

矩形断面トンネルの免震構造に関する 模型振動実験

粕田金一¹・鈴木猛康²・田中港³

¹正会員 工修 (株)熊谷組技術研究所 (〒300-2651 茨城県つくば市鬼ヶ窪1043)
²正会員 工博 (株)熊谷組技術研究所 (〒300-2651 茨城県つくば市鬼ヶ窪1043)
³正会員 (株)熊谷組大阪支店 (〒534-0025 大阪府都島区片町2-10-5)

矩形断面トンネル横断面方向の免震効果の検証を目的として、1/25アクリル板製模型2体を埋設したせん断土槽を大型振動台上で加振することによる模型振動実験を実施した。模型の内1体は軟らかな免震層を周面に配置し、もう1体は免震層のない同一の模型を用いた。加振時に2つの模型に発生する断面力、土圧の比較を行った結果、免震層は地震時の曲げモーメント、せん断力およびせん断土圧に関して大きな低減効果があることが示された。さらに、動的FEM解析を実施し、実験結果との対比を行った結果、実験結果において認められた免震トンネルの断面力低減効果やせん断土圧低減効果に関する主な定性的特徴を良好に再現することができた。

Key Words : seismic isolation, rectangular tunnel, earthquake response, model vibration test, dynamic finite element analysis

1. はじめに

これまでトンネル等地中線状構造物の耐震性の検討は、原子力発電所関連の構造物等を除けば、主として構造物長手方向について行われてきた。しかしながら、1995年の兵庫県南部地震における開削トンネルの被害に見られたように、矩形断面のトンネルでは、地盤条件と地震荷重の組み合わせによっては、地震時の横断面変形で過大な曲げモーメントやせん断力が隅角部に発生し、横断面方向の耐震性が重要な検討課題となる場合もあることがあらためて明らかとなった。

筆者らは、これまで地中構造物の地震時断面力の低減を図る一つの手法として、地中構造物の外周に軟らかな免震層を形成することによる地中構造物の免震化手法を提案してきた^{1),2)}。数値解析の結果によれば、この免震化手法は免震層による地震時周面せん断力の低減と断面力の平滑化によって、構造物長手方向のみならず横断面方向についても大きな断面力低減効果を示すことが明らかとなった。

本研究は、数値解析によって示された矩形断面トンネル横断面方向の免震効果を模型振動実験により検証することを目的として実施したものである。矩形断面のトンネルを対象とした模型振動実験は過去に当麻、岩楯の研究³⁾、渡辺、末広の研究⁴⁾、岩楯らの研究⁵⁾があり、周辺地盤に対する構造物の見かけの

せん断剛性の比がトンネル壁面に作用する地震時土圧分布に及ぼす影響、入力振幅に応じた地盤の非線形性の影響などについて主な着目がなされている。土木学会原子力土木委員会では、矩形断面の海水管ダクトおよび取水ピットを対象とした鉄筋コンクリート製の大縮尺模型の正負交番繰返し載荷試験⁶⁾を実施し、構造物および周辺地盤の繰返しせん断変形時の非線形挙動について主に検討を実施している。また、比較的剛な矩形埋設構造物を対象とした実験的研究としては、ケーソンを対象とした風間らの研究⁷⁾、箱型地中構造物を対象とした大嶋、渡辺の研究⁸⁾などを挙げる事ができる。本研究では上記のような地下構造物の耐震性に関わる課題を考慮に入れつつ、免震層を設けたトンネルと設けないトンネルとの比較に重点を置いて振動実験を実施した。

また、実験モデルの動的FEM解析を併せて実施し、実験結果と解析結果との比較により実験結果の再現を試みた。

2. 実験装置および実験材料

本研究で使用した模型振動実験の装置および材料について、以下にその詳細を示す^{9),10)}。なお、実験においては、地盤材料におけるせん断弾性係数の拘束圧依存性(拘束圧の0.5乗に比例すると仮定した)を考慮した相似則^{11),12)}に従い、実験材料の物

性値の設定を行った。

(1)せん断土槽および大型振動台

本研究ではせん断土槽と大型振動台を用いてトンネル模型の加振を行った。実験に用いたせん断土槽の内法寸法は、長さ180cm×奥行き120cm×高さ70cmである。振動台は油圧サーボ型大型振動台であり、この振動台のテーブルサイズは5m×5m、最大加振振動数70Hz、最大加振加速度（水平3G、鉛直1G、ただし、1Gは980cm/s²）、最大加振変位（水平260mm、鉛直50mm）である。写真-1にせん断土槽の全景を示す。



写真-1 せん断土槽全景

(2)トンネル模型

検討対象とした構造物は、共同溝に代表される幅10m×高さ5m級の2連の矩形断面の鉄筋コンクリート製開削トンネルを想定した。トンネル模型はアクリル板製、縮尺は1/25、アクリル模型の寸法は、幅40cm×高さ20cm×奥行き52cm（側壁厚3cm、隔壁厚1.5cm）である。実構造物に換算すると、これは幅10m×高さ5m（側壁厚75cm、隔壁厚37.5cm）に相当する。トンネル軸方向両端の開口部は、トンネル横断面外形と同形のゴムシートを張り付けることにより密閉処理した。また、トンネル模型のアクリル板表面には粗度を増すため地盤材料として用いた砂を一様に塗布した。トンネル模型の横断面図を図-1に、せん断土槽内のトンネル模型の設置平面図を図-2に示す。また、表-1に相似則に基づいた実験模型材料の物性値を示す。

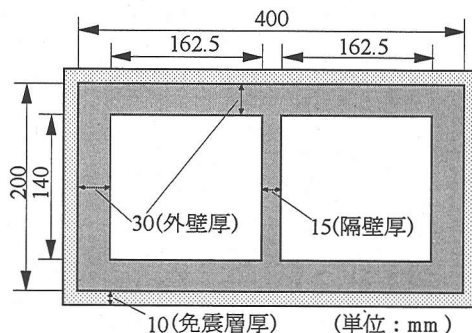


図-1 トンネル模型横断面図

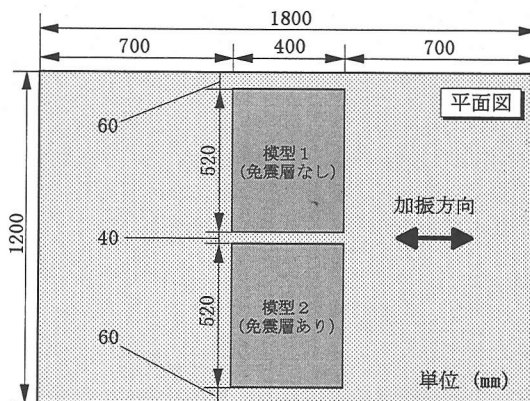


図-2 トンネル模型設置平面図

地中構造物の横断面方向の地震時の応答性状について検討する際には、構造物の見かけのせん断剛性と周辺地盤の剛性との比が重要なパラメータとなることが既往の研究において指摘されている4),5)。表-1からこのトンネル模型の見かけのせん断剛性は、模型地盤の初期せん断弾性係数の約0.9倍に相当している。ただし、本検討で扱う入力地震動のレベルにおいては後述するように地盤の剛性低下が大きいため、トンネル模型の見かけのせん断剛性は、加振時の模型地盤の平均的なせん断弾性係数よりも大きいものと考えられる。

本研究におけるトンネル模型は、同一の模型を2体作成し、1体の模型は免震層を設けない従来型のトンネルとし、もう1体の模型には周囲に免震層を設置した。図-2に示すように、この2体の模型をせん断土槽内に加振直角方向に縦列に設置し、同時に加振を実施した。このように模型を配置した場合、模型のトンネル軸方向長さが横断面寸法に比べて相対的に短いため、トンネル模型軸方向端面のゴムシートと地盤間の摩擦抵抗が無視できない要因とし

て考えられる。本実験では、2体の模型を縦列配置したため、模型の両端にダミーの模型を配置して端面の影響を除去するような工夫3),7)を施すことが難しく、したがって、線状構造物としてのトンネルの2次元平面ひずみ条件が必ずしも満足されていない点があるが、同一の地盤条件、加振条件の下での免震層あり・免震層なしの2体の模型の応答値を相对比较することにより免震効果を確認することを主眼とした。

表-1 相似則に基づいた実験模型材料とプロトタイプの諸元

		相似則: λ (長さ)=25 η (密度)=1	模 型		プロトタイプ
			実験値	相似則からの推定値	
トンネル	幅	$1/\lambda = 0.04$	40.0 cm	40.0 cm	10.0 m
	高さ	$1/\lambda = 0.04$	20.0 cm	20.0 cm	5.0 m
	側壁厚	$1/\lambda = 0.04$	3.0 cm	3.0 cm	0.75 m
	隔壁厚	$1/\lambda = 0.04$	1.5 cm	1.5 cm	0.375 m
	単位体積重量	$1/\eta = 1.0$	1.19 tf/m ³	2.5 tf/m ³	2.5 tf/m ³
	ヤング率	$(\lambda \eta)^{-0.5} = 0.20$	3×10^4 kgf/cm ²	5×10^4 kgf/cm ²	2.5×10^5 kgf/cm ²
	見かけのせん断弾性係数	$(\lambda \eta)^{-0.5} = 0.20$	129 kgf/cm ²	215 kgf/cm ²	1075 kgf/cm ²
	減衰定数	1.0	5%	5%	5%
地盤	ポアソン比	1.0	0.3	0.2	0.2
	層厚	$1/\lambda = 0.04$	60.0 cm	60.0 cm	15.0 m
	単位体積重量	$1/\eta = 1.0$	1.53 tf/m ³	1.53 tf/m ³	1.53 tf/m ³
	せん断弾性係数	$(\lambda \eta)^{-0.5} = 0.20$	147 kgf/cm ² 注1)	147 kgf/cm ²	735 kgf/cm ²
	S波速度	$(\eta/\lambda)^{0.25} = 0.447$	97 m/s	97 m/s	217 m/s
	減衰定数 注1)	1.0	等価線形物性	等価線形物性	等価線形物性
	ポアソン比	1.0	0.42 注2)	0.49	0.49
免震層	層厚	$1/\lambda = 0.04$	1.0 cm	1.0 cm	0.25 m
	単位体積重量	$1/\eta = 1.0$	1.2 tf/m ³	1.2 tf/m ³	1.2 tf/m ³
	せん断弾性係数	$(\lambda \eta)^{-0.5} = 0.20$	0.67 kgf/cm ²	0.67 kgf/cm ²	3.35 kgf/cm ²
	S波速度	$(\eta/\lambda)^{0.25} = 0.447$	7.4 m/s	7.4 m/s	17 m/s
	減衰定数	1.0	2%	2%	2%
	ポアソン比	1.0	0.49	0.49	0.49
相似則の倍率	加速度	1.0			
	変位	$\lambda^{-1.5} \eta^{-0.5} = 0.008$			
	振動数	$\lambda^{-0.75} \eta^{-0.25} = 11.18$			
	応力	$(\lambda \eta)^{-1} = 0.04$			
	ひずみ	$(\lambda \eta)^{-0.5} = 0.20$			
	曲げモーメント	$\lambda^{-3} \eta^{-1} = 6.4 \times 10^{-5}$			

注1) 初期値. 岩崎・龍岡の関係式より推定¹³⁾(1kgf/cm²=0.098MPa, 1tf/m³=9.8kN/m³)注2) 乾燥砂に対する実験式より推定¹⁴⁾

(3)地盤材料

実験に用いた地盤材料は乾燥状態の豊浦標準砂である。模型地盤は空中落下により作成し、締め固めによる密度の調整は特に行わずに加振を実施した。このようにして作成した模型地盤の加振前の物性値は、平均で単位体積重量1.528tf/m³(14.99kN/m³, 相対密度に換算すると62.9%), 間隙比 $e = 0.73$ であり, 乾燥状態の豊浦標準砂に対する実験式¹³⁾ (1)から推定したせん断弾性係数 G は147.1kgf/cm² (14.4MPa)であり, 平均S波速度は97.2m/sであった。ただし, p は平均拘束圧(単位:kgf/cm², 1kgf/cm²=0.098MPa)である。

$$G = 700 (2.17 - e)^2 / (1 + e) \cdot p^{0.5} \quad (1)$$

これより換算される模型地盤の1次固有振動数は40.5 Hzである。表-1に相似則に基づいた模型地盤と実地盤の物性値を示す。相似則から実地盤の物性値を推定すると, 単位体積重量は同一であり, 平均S波速度は217 m/s, 平均せん断弾性係数は735.5kgf/cm²(72.1MPa), 1次固有振動数は3.6 Hzとなる。

(4)免震材料

免震材料には模型実験用のシリコーンゴムを用いた。免震効果が顕著に発揮されるためには免震層のせん断弾性係数を周辺地盤の1/100程度に設定することが必要なため⁹⁾, 周辺地盤の物性値に対応する実験免震材料のせん断弾性係数 G は0.67kgf/cm² (0.066MPa), ヤング率 E は2kgf/cm² (0.196MPa)と決定した。したがって, 周辺地盤に対する免震材料の微小ひずみレベルでのせん断弾性係数比は1/220である。表-1に相似則に基づいた模型とプロトタイプにおける免震材料の物性値を示す。

免震層の厚さは, 実構造物に適用可能と考えられる厚さが10cm～数10cmであることから, 模型作成可能な厚さを考慮した結果, 1cm (実物では25cm)とし, 図-1および写真-2に示すようにトンネル全周にわたり配置した。

3. 実験条件

本論文では模型設置レベルとして図-3に示すよう

表-2 実験ケースと加振条件

ケース	加振・解析条件	スイープ波			正弦波	実地震波
		5-50Hz, 継続時間60秒			35Hz	釧路波EW成分
		100cm/s ²	150cm/s ²	200cm/s ²	200cm/s ²	200cm/s ²
予備加振	模型なし	○	○	○	—	—
本加振	2体のトンネルを同時加振	—	—	—	○	○
動的FEM解析	免震層あり・なしの計2ケース	—	—	—	—	○

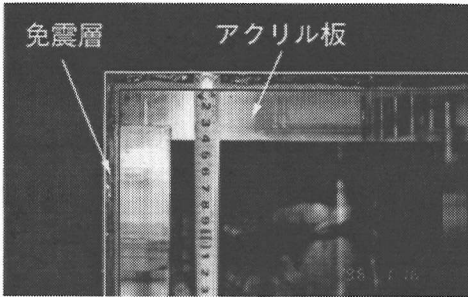


写真-2 免震トンネル隅角部の免震層の形成状況

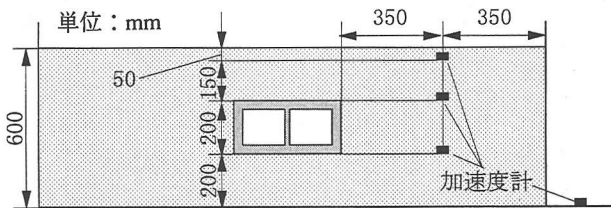


図-3 模型設置位置

に表層地盤中央にトンネルが設置されるケースについての結果を示す。表層地盤の層厚は、模型地盤で60cm、実地盤相当で15mとした。なお、模型設置レベルを表層地盤の下部としたケース、上下動を水平動と同時に入力したケース等の実験も実施したが、免震効果、すなわち免震層の有無による断面力・土圧の応答値の相対的な差に関していえば、模型設置レベルに関わらず同様な傾向を示す結果が得られていることを付記しておく9)。

(1)実験ケースと加振条件

模型振動実験は、加振ケースとして地盤のみの予備加振、本加振として正弦波加振および実地震波加振を実施した。実験ケースを表-2に示す。本実験は免震効果の基本的な検証を主眼としたものであり、実験装置の仕様の関係上、実地盤で $10^{-4} \sim 10^{-3}$ 程度のひずみを生ずる地震時を主な検討対象とした。

本加振に先立ち、予備加振として地盤のみに対するスイープ加振を5～50Hzの振動数範囲、継続時間60秒の条件で、最大加速度100cm/s²、150cm/s²、200cm/s²の計3ケースについて実施した。

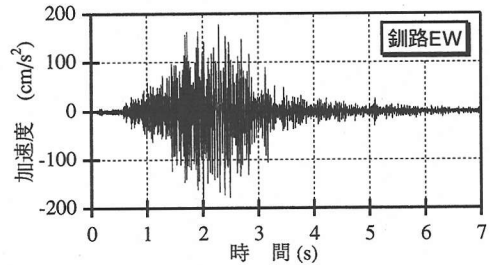


図-4(a) 入力地震動の時刻歴波形

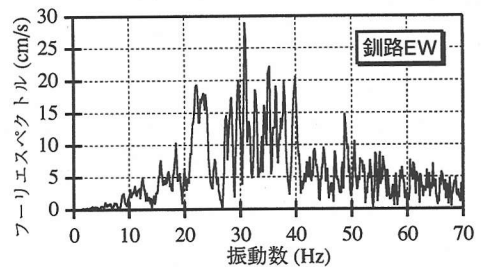


図-4(b) 入力地震動のフーリエスペクトル

正弦波は、最大加速度200 cm/s²、加振振動数は予備加振の結果および模型地盤の単位体積重量と間隙比から推定した共振振動数を考慮して35 Hzとし、波数は50波とした。

実地震波は、原波形において3～4 Hz付近（プロトタイプの表層地盤の1次固有振動数に相当）の短周期成分の比較的卓越する記録である釧路沖地震(1993.1.15, M7.8)の際に釧路地方気象台において観測された水平EW成分(最大加速度922cm/s²)を用いた。振幅は、最大加速度が200cm/s²になるように振幅を調整した。また、時間軸を相似則にしたがい原波形の0.0894倍に縮めた。入力地震動の時刻歴波形とフーリエスペクトルを図-4(a),(b)に示す。

(2)計測項目

計測は、加速度、直土圧、せん断土圧、断面力について実施した。ただし、断面力についてはひずみゲージの計測値より算出した。加速度、直土圧、せん断土圧は模型の左半分、断面力は模型の右半分において計測を行った。

a)加速度

振動台上1点、模型地盤内3点、2体のトンネル

模型各2点の合計8個所で、水平・鉛直の2方向の加速度を計測した。模型地盤内の設置レベルは、GL-5cmの地点と模型の頂版および底版の3ヶ所とし、模型内の設置レベルは、頂版と底版の2ヶ所とした。図-3に地盤内の加速度計、図-5(a)に模型に設置した加速度計の設置位置を示す。

b)直土圧

トンネル模型1体につき、頂版と底版の両端部のそれぞれ2ヶ所、側壁は中央と両端部の3ヶ所、合計7ヶ所に直土圧計を設置した。図-5(b)に直土圧計の設置位置を示す。

c)せん断土圧

トンネル模型1体につき、頂版、底版、側壁のそれぞれ中央に1ヶ所ずつ、合計3ヶ所にせん断土圧計を設置した。図-5(c)にせん断土圧計の設置位置を示す。

d)断面力（ひずみゲージ）

トンネル模型1体につき、頂版、底版、側壁の中央と両端部の3ヶ所ずつ、隔壁の両端部の2ヶ所、合計11ヶ所の模型壁面の表裏にひずみゲージを貼り付けた。図-5(d)にひずみゲージの設置位置を示す。

表裏一組のひずみゲージから得られたひずみ値を用いて、式(2)からアクリル板の曲げモーメント M を、式(3)からアクリル板の軸力 N を算定した。ただし、 ϵ_1, ϵ_2 はアクリル板表裏の歪み値、 E はアクリル板のヤング率、 Z は断面係数、 A は断面積である。また、せん断力については、隣接する2点の曲げモーメント値の変化率として算出した。

$$M = -(\epsilon_1 - \epsilon_2) / 2 \cdot 10^{-6} \cdot E \cdot Z \quad (2)$$

$$N = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2 \cdot 10^{-6} \cdot E \cdot A \quad (3)$$

4. 実験結果

まず予備加振の実験結果について述べ、次に本加振の実験結果について示す。また、本加振の実験結果に関しては、免震層を設けたトンネルと従来トンネルの応答値の比較に基づき、免震構造を適用したトンネルの応答性状について考察を行う。

(1)予備加振（地盤のみの加振）

図-6は、予備加振の結果得られた加振振動数と応答倍率の関係を表したものである。応答倍率は振動台上の最大加速度値に対するGL-5cmの地点の値の比とした。図-6より、入力加速度が100cm/s²、150cm/s²、200cm/s²と大きくなるにしたがい応答倍率が小さくなり、共振振動数が低下していく非線形性の影響が顕著に認められる。ただし、入力レベルが100cm/s²～200cm/s²と比較的大きいため、既往の

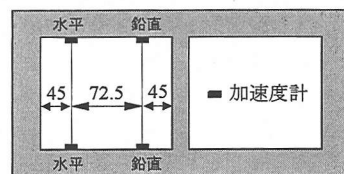


図-5(a) 加速度計の設置位置（模型内）（単位：mm）

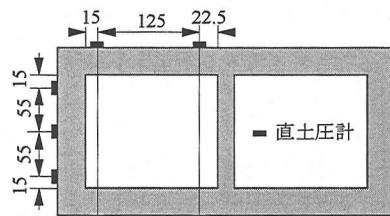


図-5(b) 直土圧計の設置位置（単位：mm）

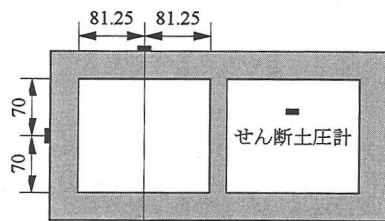


図-5(c) せん断土圧計の設置位置（単位：mm）

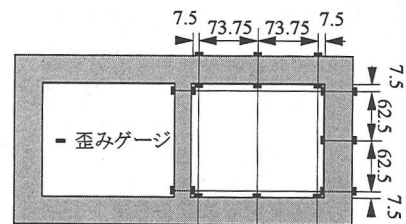


図-5(d) ひずみゲージの設置位置（単位：mm）

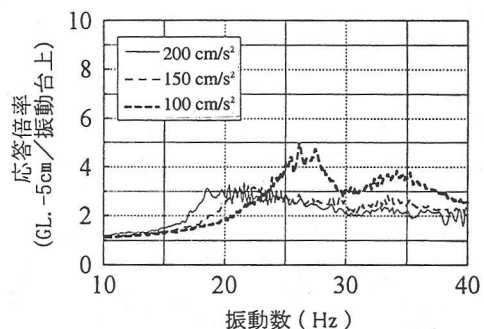


図-6 模型地盤の共振曲線

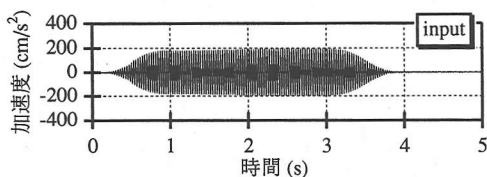


図-7(a) 振動台上の加速度時刻歴（正弦波加振）

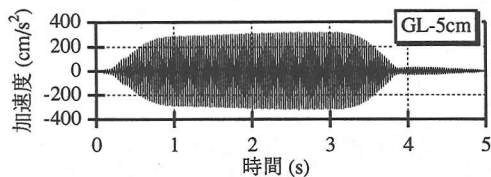


図-7(b) 地盤(GL-5cm)の加速度時刻歴（正弦波加振）

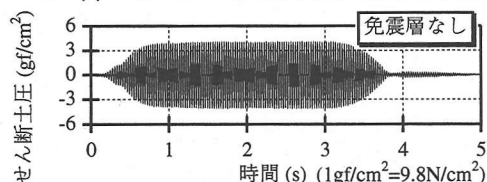


図-7(c) 底版中央部のせん断土圧時刻歴（正弦波加振）

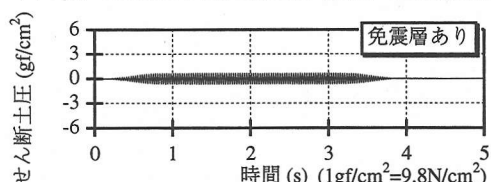


図-7(d) 側壁上端部の曲げモーメント時刻歴（正弦波加振）

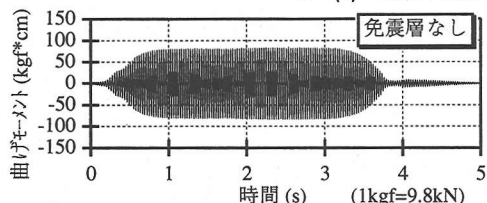
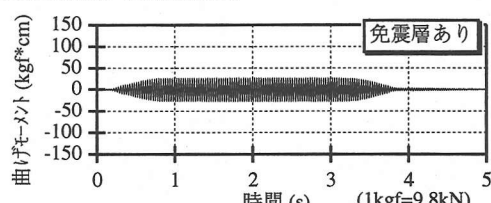


図-7(f) 側壁上端部の曲げモーメント時刻歴（正弦波加振）



研究結果と同様に(例えば、文献3)), 共振振動数のピークは明瞭ではない。共振振動数付近における加速度の値から模型地盤の平均せん断ひずみを概算してみると、100, 150, 200cm/s²加振の各ケースで $2 \times 10^{-4} \sim 4 \times 10^{-4}$ の値が得られた。表-1に示すひずみの相似則にしたがうと、これは実地盤では $1 \times 10^{-3} \sim 2 \times 10^{-3}$ のせん断ひずみに相当している。

後述する釧路波を用いた動的FEM解析に併せて実施した自由地盤の地震応答解析から得られた地盤のせん断ひずみは最大で 2×10^{-3} 、剛性低下率は0.27～0.91、減衰定数は2.4%～27%に収束した。また、解析結果から算定された地盤の1次の共振振動数は22.4Hz、増幅倍率は2.5倍であり、予備加振の200cm/s²のケースの実験結果とよい整合性を示している。したがって、解析上設定した地盤物性値はほぼ妥当なものと判断された。

(2) 免震層の有無による応答波形の特徴

まず、免震層あり・なしのケースの時刻歴応答波形を比較することにより、免震層を設けたトンネルの応答波形における基本的な特徴について考察を行う。図-7(a)～(d)、図-8(a)～(d)に加速度、せん断土圧、曲げモーメントの時刻歴波形の一例を示す。図-7は正弦波加振、図-8は実地震波加振のケースの応答波形であり、図-7(a)、図-8(a)は振動台上の加速度の水平成分、図-7(b)、図-8(b)は地盤内GL-5cmの加速度の水平成分、図-7(c)、図-8(c)は底版中央部のせん断土圧、図-7(d)、図-8(d)は側壁上側隅角部の曲げモーメントをそれぞれ示している。図-7(c)、(d)、

図-8(c)、(d)は、いずれも左側が免震層なし、右側が免震層ありのケースの時刻歴波形である。なお、実際に振動台上で測定された入力最大加速度はそれぞれ正弦波加振では205.2cm/s²、実地震波加振では256.1cm/s²であったことから、図-7(a)、図-8(a)に示す振動台上の加速度時刻歴波形および図-11、図-12に示す地盤内と模型の最大加速度分布では、入力最大加速度の値はその目標値200cm/s²とは一致していない。

図-7(c)、(d)、図-8(c)、(d)に示した免震層あり・なしのケースの時刻歴波形を比較すると、両者の波形の包絡形状が相似形であり、振幅の絶対値のみが変化していることがわかる。時刻歴波形の位相についてももう少し詳しく考察するために、正弦波加振のケースにおける側壁の上部、中央、下部の3個所の曲げモーメントを例にとり、その時刻歴波形の代表部分を図-9に示す。両ケースともに、側壁の上部と下部で大きな曲げモーメントが発生し、側壁の上部と下部で位相は180度ずれており、トンネル模型がせん断変形していることがわかる。また、免震層ありのケースは免震層なしのケースと比較して、位相は同じであるが、振幅は側壁の上部、下部で約半分に低減されていることがわかる。

次に、実地震波加振時における側壁上部の曲げモーメントのフーリエスペクトルを図-10に示す。図-10から免震層とトンネルから成る系が、特定の振動数成分に対して応答上問題となるような増幅をもたらしていないことがわかる。以上と同様の結果は、曲げモーメント以外の計測値および側壁以外の

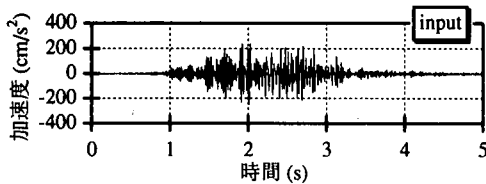


図-8(a) 振動台上の加速度時刻歴（実地震波加振）

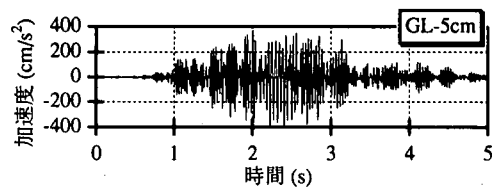


図-8(b) 地盤(GL-5cm)の加速度時刻歴（実地震波加振）

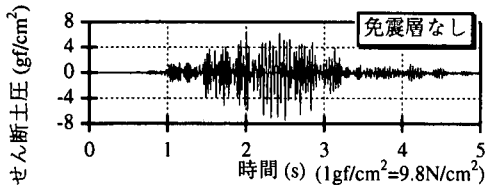


図-8(c) 底版中央部のせん断土圧時刻歴（実地震波加振）

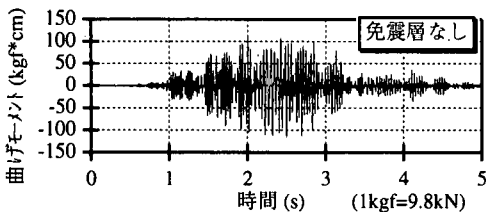
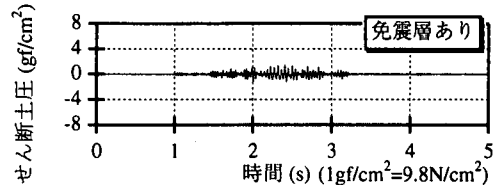
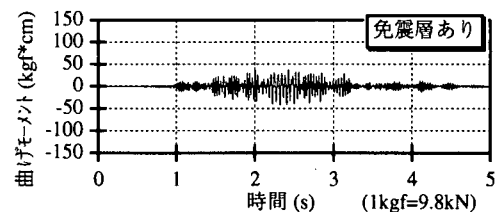


図-8(d) 側壁上部部の曲げモーメント時刻歴（実地震波加振）



計測箇所においても得られた。

以上の結果より、正弦波加振、実地震波加振のどちらの場合も、免震層なしのケースと比較して免震層ありのケースの応答波形の包絡形状および位相に変化はみられず、振幅のみが低減することが実験的に確認された。建築構造物の免震においては一般的に固有周期の長周期化を図るが、このように地下構造物においては基本的に異なる免震メカニズムに基づくことを示している^{2),15)}。また、これらの結果に基づき、以下の考察では、各計測データおよび解析結果の最大値に着目して、免震層の有無による各種応答値とその分布状況の相違に関する考察を行う。

(3)各応答値の最大値分布の比較

各応答値の最大値とその分布状況について、免震層の有無による影響を考察する。なお、実地震波加振のケースに関しては、各図表中に次章にて考察する動的FEM解析の結果も併せて示しており、解析結果の項で再び議論する。

a)加速度の最大値分布

正弦波加振時および実地震波加振時の地盤内と模型の最大加速度分布を図-11、図-12に示す。正弦波加振、実地震波加振の場合ともに、入力（振動台上の加速度）に対する模型の周辺地盤のGL-5cmの位置の加速度の増幅率は約1.39～1.56倍となった。予備加振の場合と同様に、最大加速度の値から模型の周辺地盤の平均せん断ひずみを概算してみると、 $4 \times 10^{-5} \sim 6 \times 10^{-5}$ の値が得られた。表-1の相似則よ

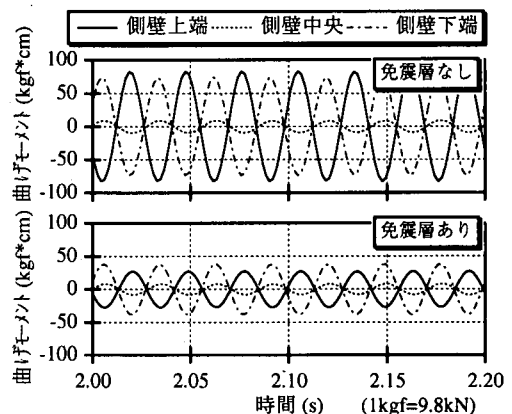


図-9 側壁の曲げモーメントの時刻歴波形の一部（正弦波加振、側壁上部・中央・下部）

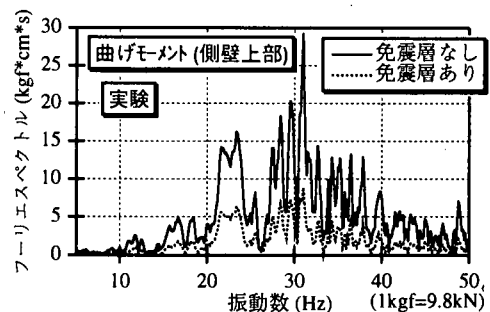


図-10 曲げモーメントのフーリエスペクトル（実地震波加振、側壁上部）

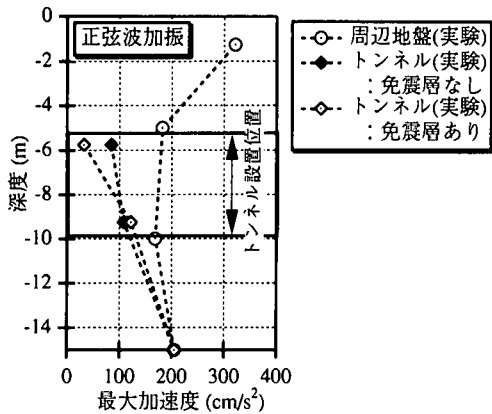


図-11 正弦波加振時の最大加速度分布

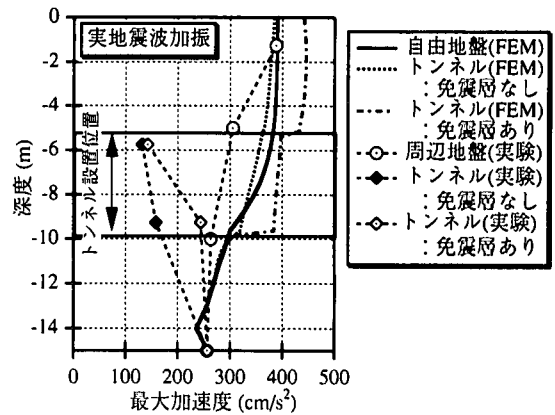


図-12 実地震波加振時の最大加速度分布

り、これは実地盤では $2 \times 10^{-4} \sim 3 \times 10^{-4}$ のせん断ひずみに相当している。

次に、トンネル模型の最大加速度は、対応する地盤部分の加速度に比べて半分程度に回答が抑えられており、また、模型底版位置よりも頂版位置の回答の方が低減している。この原因として、既にトンネル模型の項で述べたように模型端面の摩擦の影響が無視できないことが要因として考えられる。したがって、以下の考察においては、定量的な回答値の比較は参考程度とし、免震層あり・なしのケースの回答値の比を中心として定性的な比較を行うものとする。

b)断面力の最大値分布

正弦波加振時および実地震波加振時の各計測点での曲げモーメント、せん断力、軸力の最大値分布を図-13(a)～(c)、図-14(a)～(c)にそれぞれ示す。なお、断面力はトンネルの左半分のみを図示している。また、表-3に免震層なしに対する免震層ありのケースの各断面力の最大値の比率を示す。比率の算定は、曲げモーメント・軸力に対しては部材の隅角部において実施し、せん断力に対しては各部材内での最大値に対して実施した。なお、隔壁の軸力は理論上発生しないため省略した。

正弦波加振時、実地震波加振時ともに曲げモーメントは、図-13(a)、図-14(a)、表-3において免震層なしのケースではトンネルの隅角部において大きな値が発生している。これに対して、免震層を設けたケースでは、曲げモーメントの値が免震層なしの値の約30～70%まで低減されている。

せん断力についても、図-13(b)、図-14(b)、表-3から免震層を設置することにより全般的に半減していることがわかる。

軸力については、図-13(c)、図-14(c)、表-3より側壁下部など免震トンネルの方が大きい箇所もいくつ

表-3 断面力の比率（免震層あり／免震層なし）

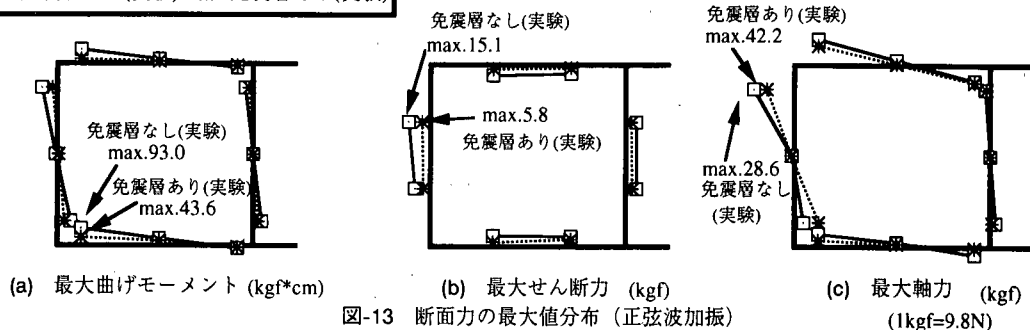
		最大値の比(免震あり／免震なし)		
		正弦波	実地震波	
		実験結果	実験結果	解析結果
トンネル	頂版・外	0.33	0.38	0.50
	側壁・上	0.33	0.36	0.50
	側壁・下	0.51	0.59	0.51
	底版・外	0.47	0.53	0.51
	隔壁・下	0.58	0.61	0.57
	隔壁・上	0.52	0.54	0.57
せん断力	頂版	0.40	0.48	0.74
	側壁	0.38	0.43	0.59
	底版	0.65	0.78	0.52
	隔壁	0.59	0.61	0.60
軸力	頂版・外	0.75	0.87	0.33
	側壁・上	0.68	0.70	0.22
	側壁・下	2.67	2.30	0.79
	底版・外	0.49	0.63	0.12

か見られ、低減効果の程度も様々であるが、総じてみると軸力は免震層により低減される傾向がみられる。軸力に関する免震層の効果は、曲げモーメントやせん断力に関する免震効果に比べると少し複雑であり、トンネルと周辺地盤との剛性比やトンネルの形状や表層地盤内における設置深度などとも関係するものと考えられ、今後さらに詳しい検討が必要と考えられる。

c)直土圧の最大値分布

正弦波加振時および実地震波加振時の各計測点における直土圧の最大値分布をトンネルの左半分について図-15、図-16に示す。また、表-4に両加振ケー

□— 免震層なし(実験) *--- 免震層あり(実験)



○— 免震層なし(FEM) □— 免震層なし(実験)
 ...○... 免震層あり(FEM) *--- 免震層あり(実験)

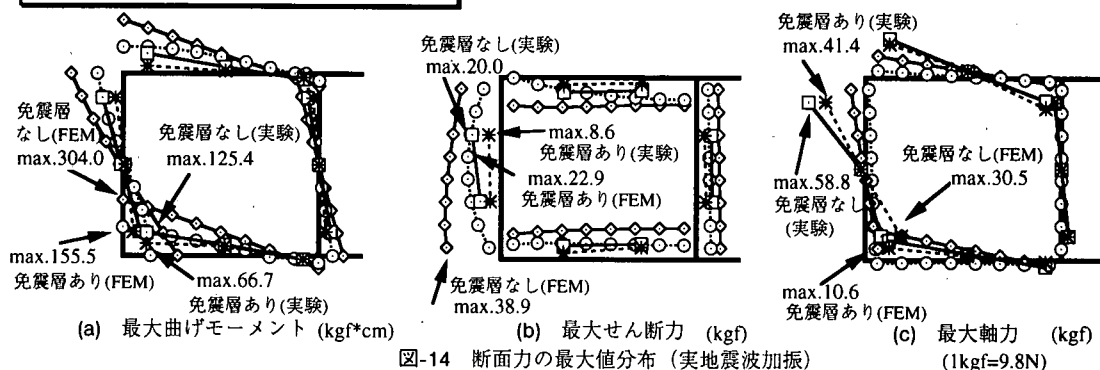


表-4 直土圧の比率 (免震層あり/免震層なし)

		最大値の比(免震あり/免震なし)		
		正弦波	実地震波	
		実験結果	実験結果	解析結果
直土圧	頂版・外	4.93	6.25	2.13
	側壁・上	5.93	2.27	1.75
	側壁・下	2.90	1.92	2.52
	底版・外	0.71	0.55	0.50

スの免震層なしに対する免震層ありのケースの直土圧の最大値の比率を示す。比率の算定は、応答値の大きな頂版・底版の外側隅角部および側壁の上下の隅角部に対して実施した。なお、免震層ありのモデルの側壁中央の直土圧計は免震層設置後に測定不能となったため、両加振ケースとも欠測となっている。

直土圧は、図-15、図-16、表-4より正弦波加振時、実地震波加振時ともに、本実験結果では側壁と頂版の外側の位置において、免震トンネルの応答値が免震層なしのケースよりも数倍大きな値を示しており、底版の外側では逆に免震層なしのケースの応答値が免震のケースよりも2倍程度大きな値を示している。せん断土圧、曲げモーメント、せん断力の場合には、免震トンネルの応答値が免震層なしのケー

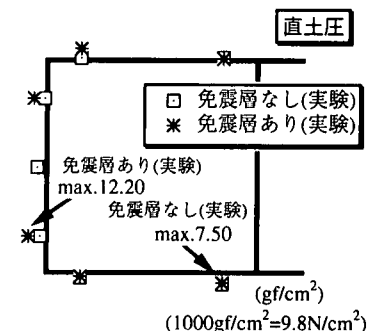


図-15 正弦波加振時の直土圧の最大値分布

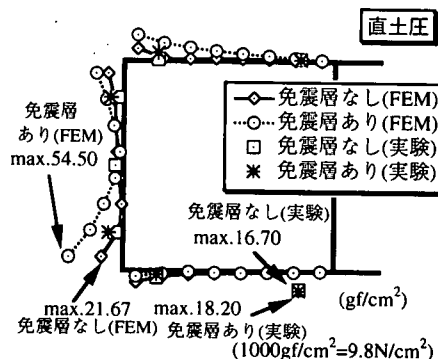


図-16 実地震波加振時の直土圧の最大値分布

スよりも全般的に低減する結果が得られたが、直土圧はそれと異なり、免震層ありのケースの応答値が免震層なしの場合よりも必ずしも低減するわけではないことを本実験結果は示している。

d)せん断土圧の最大値分布

正弦波加振時、実地震波加振時の各計測点におけるせん断土圧の最大値分布をトンネルの左半分について図-17,図-18に示す。また、表-5に両加振ケースの免震層なしに対する免震層ありのケースのせん断土圧の最大値の比率を示す。比率は、頂版・底版・側壁の各部材内での最大値に対して算定した。

図-17,図-18,表-5より、正弦波加振時、実地震波加振時ともに、免震のケースのせん断土圧は免震層なしのケースの10%前後にまで低減されている。このことは、免震層を設置することにより、地盤から受ける周面せん断力が大きく低減されるという既往の解析結果^{2),9),15)}を裏付けるものである。

5. 動的FEM解析による比較検討

(1)解析手法と解析条件

実験結果の妥当性について検討を加えるために動的FEM解析を実施した。解析手法は複素応答法による2次元動的FEM解析であり、等価線形化手法により地盤の非線形性を考慮した。地盤および免震層は2次元平面ひずみ要素で、トンネルを梁要素によりモデル化した。FEMモデルを図-19に示す。なお、既に述べたように、本実験ではトンネル模型端面での模型と地盤との間の摩擦の影響により、トンネルの2次元平面ひずみ条件が必ずしも満足されていないと考えられ、実験結果を忠実にシミュレートするためには3次元解析を行うことが理想的といえるが、アクリル板およびゴムシートの各面の摩擦係数の設定や解析時間の点から困難を伴う。したがって、実験と解析条件を一致させるという観点からは不十分ではあるが、模型のプロトタイプを模擬した2次元平面ひずみ条件で解析を行い、実験で得られた免震効果との主に定性的な比較検討を試みた。

解析に用いた物性値は表-1に示す模型の実験値を用いた。地盤の動的変形特性は、振動実験に使用した豊浦標準砂の実験結果¹³⁾に基づき設定した。免震層の物性は繰返し中空ねじりせん断試験結果¹⁶⁾に基づいて線形物性とし、トンネルの梁要素についても初期物性値を用いた線形物性とした。FEMモデルの境界条件は、側面はエネルギー伝達境界、底面は固定境界とした。

解析は実地震波加振のケースを対象とし、表-2に示すようにトンネルの免震層ありのモデルと免震層なしのモデルの計2ケースを実施した。なお、実験

表-5 せん断土圧の比率(免震層あり/免震層なし)

		最大値の比(免震あり/免震なし)		
		正弦波	実地震波	
		実験結果	実験結果	解析結果
田舎ヤ	頂版	0.06	0.06	0.19
	側壁	0.05	0.06	0.12
	底版	0.16	0.19	0.25

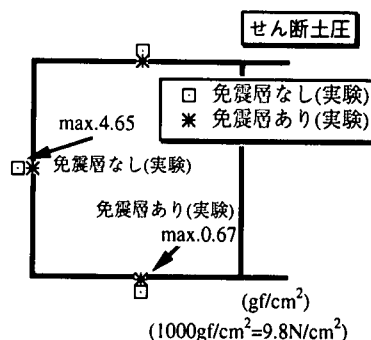


図-17 正弦波加振時のせん断土圧の最大値分布

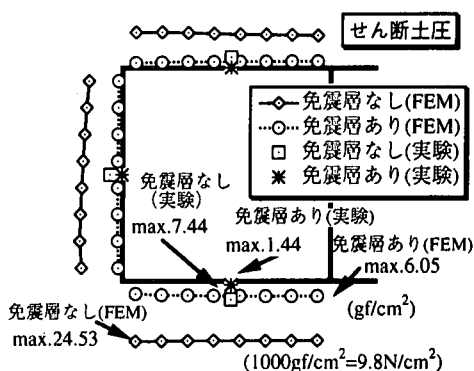


図-18 実地震波加振時のせん断土圧の最大値分布

結果の項で述べたように、本解析においても振動台上で実測された最大加速度 256.1cm/s^2 の釧路波を底面境界から入力した。

(2)解析結果と実験結果の比較

実地震波加振のケースについて、実験結果の項で考察した各項目に関して、実験結果と解析結果の比較を行い、考察を加える。

a)免震層の有無による応答波形の比較

動的FEM解析の応答波形について実験結果と同様な比較を行う。側壁上部の曲げモーメントの時刻歴波形およびフーリエスペクトルを図-20および図-21に示す。図-8(d),図-10に示す対応する実験結果と図-20,図-21の解析結果とでは振幅の絶対値に差

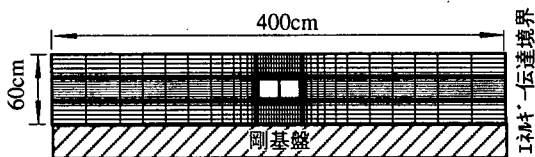


図-19 FEMモデル図

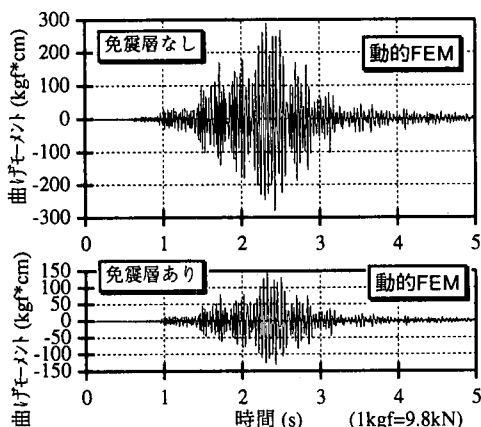


図-20 側壁上部の曲げモーメントの時刻歴波形

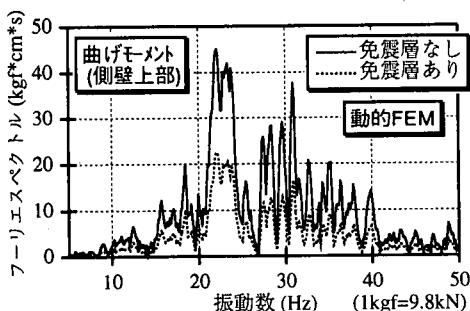


図-21 側壁上部の曲げモーメントのフーリエスペクトル

がみられるが、免震層が応答波形の位相を大きく変えることなく振幅のみを変化させること、曲げモーメントが免震層により半減することなどの実験で認められた主な特徴は、解析においても確認された。

b) 加速度の最大値の比較

動的FEM解析の結果得られた自由地盤および免震層あり・なしのトンネルの側壁を含む断面の最大加速度分布は、実験結果の最大加速度分布とともに図-12に既に示している。FEM解析の結果算定された地盤の最大せん断ひずみは、免震層あり・なしのケースともにトンネルの隅角部付近で約0.2%、地盤の剛性低下率は約0.2、減衰定数は約25%に収束した。

まず、自由地盤、トンネルの免震層あり・なしの各FEM解析の結果得られた加速度について考察を行う。図-12より免震層なしのケースの応答加速度は、自由地盤の応答加速度と大きな差はないが、トンネルの位置で若干加速度の増幅が抑制される傾向が認められる。これは、渡辺ら⁴⁾の実験・解析結果に見られたように、トンネルの見かけのせん断剛性が周辺地盤のせん断弾性係数よりも大きいことを反映している。一方、免震のケースの応答加速度は、免震層が設置されたトンネル頂版および底版の深度で20%程度の応答加速度の増加がみられる。

次に、FEM解析結果と実験結果との比較を行う。まず、実験で得られた周辺地盤の応答値と自由地盤の解析の結果得られた応答値の比較を行う。地表に近いGL-5cmの加速度計の応答値は、自由地盤解析の応答値とよく一致しているが、トンネルの埋設深度を含むGL-5cm以深の深度では実験で得られた応答値が解析で得られた応答値よりも全般的にやや小さい傾向を示す。これは、実験における地盤の加速度の計測位置がトンネルに比較的近接しているため、トンネルの応答の影響を受けていることが原因と考えられる。一方、トンネルを含む断面の最大加速度は、トンネルの底版位置よりも頂版位置の応答の方が低減しており、また、対応するFEM解析結果と比べると実験値は解析値の半分程度の値に応答が抑えられている。この原因は既に実験結果の項で述べたように、トンネル模型端面が地盤より拘束を受けた影響によるものと考えられる。

c) 断面力の最大値の比較

図-14(a)～(c)および表-3にしたがい、断面力に関する実験と解析との比較を行う。全般的な傾向は、断面力分布の傾向は実験と解析でよく似た傾向を示しているが、絶対値的には曲げモーメントおよびせん断力は実験結果の方が解析結果よりも30～75%程度小さめの値、軸力は逆に実験結果の方が解析結果よりも0.7～12.5倍程度大きめの値をとることがわかる。既に述べたように実験では、トンネル模型端面と地盤との間の摩擦の影響により解析で想定している2次元平面ひずみ条件のトンネルの応答が十分に再現されていなかったことが原因と考えられる。

次に、解析および実験結果から得られた免震層ありのケースと免震層なしのケースの比、すなわち断面力の低減率について考察する。表-3に示されるように、曲げモーメントおよびせん断力の低減率は、実験と解析においてよい一致を示すことがわかる。また、軸力の低減率は実験結果の方が大きい値を示すが、下側側壁の隅角部で比率が最も大きく、底版隅角部で比率が最も小さいという定性的な傾向は解析結果と同様に実験結果においても認められる。実

験と解析との条件の差異もあるため定量的な再現性は十分とはいえないものの、定性的には実験結果と解析結果は良好な対応を示しているといえる。

d)土圧の最大値の比較

トンネルに作用する最大土圧の比較結果を図-16、図-18および表-4、表-5に示す。

直土圧は、実験結果の方が解析結果よりも免震層なしのケースで11～58%、免震層ありのケースで27～64%程度小さめの値を示す。免震層ありのケースと免震層なしのケースの比は、表-4に示すように底版の隅角部を除いて解析では1.8～2.5倍、実験では1.9～6.3倍であり、実験の頂版側隅角部での増加率がやや大きめではあるが解析、実験ともに同程度の増加傾向を示すことがわかる。また、底版の隅角部では他の箇所と異なり、免震層設置により直土圧が減少する現象が実験で認められたが、免震層なしに対する免震層ありのケースの直土圧の比は、実験・解析ともに0.5倍程度となり、上記の現象が解析によっても定性的に再現できていることがわかる。

次に、せん断土圧は、実験結果の方が解析結果よりも免震層なしのケースで30%、免震層ありのケースで10～25%程度小さめの値を示す。この原因の一つとしては、実験では模型端部の拘束の影響によりトンネルのせん断変形が抑制され、トンネルに生ずるせん断変形が2次元平面ひずみ条件の解析結果に比べて小さめであったことが考えられる。ただし、免震層ありと免震層なしのケースの比は、表-5に示すように免震層によるせん断土圧の低減傾向は解析では12～25%、実験では6～19%の低減率を示しており、実験の低減率の方がやや高めではあるが解析、実験ともに免震層による大きなせん断土圧低減の傾向は共通に認められる。

したがって、直土圧、せん断土圧ともに免震層あり・なしの両ケースを比較した場合、定量的な再現性は十分ではないが、定性的には実験結果と解析結果は同じ傾向を示すことがわかる。

6. 結論

開削トンネルの横断面方向について、免震層設置による地震時断面力低減効果の検証を目的として模型振動実験を実施した。実験の結果得られた免震層あり・免震層なしのトンネルの応答値を相対比較することにより検討を行った。その結果、正弦波および実地震波加振のいずれのケースについても以下のような結論が得られた。

(1)実験で得られた免震層あり・免震層なしのトンネルの時刻歴応答およびスペクトルの検討により、免震層を設置したトンネルの応答波形の位相は基本的

に免震層のないトンネルと変わらず、応答振幅のみが変化することが示された。また、免震層とトンネルから成る系が、特定の振動数成分に対して過大な増幅をもたらすことがないことも確認された。

(2)免震層を設けることによりトンネルの曲げモーメント、せん断力に対してそれぞれ約50%の低減効果があることが確認された。また、トンネルの軸力に関する免震層の効果は、構造物の部位により様々であり、免震層の設置により隅角部において大きく低減される曲げモーメント、せん断力とは異なる傾向を示した。

(3)免震層を設けることによりせん断土圧は90%程度という大きな低減効果が確認され、断面力低減に大きく寄与していることが示唆された。また、直土圧に関する免震層の効果は、軸力と同様に構造物の部位により様々であり、免震層の設置によりほぼ一様に低減されるせん断土圧とは異なる傾向を示した。

(4)動的FEM解析を実施し、模型振動実験との対比を試みた結果、実験と解析における境界条件の差異もあるため定量的な再現性は十分とはいえないものの、地盤の応答および土圧の増減、断面力の低減などの免震層による効果に関して実験結果と解析結果は定性的に良好な一致を示した。

以上より、地震時にトンネルに作用するせん断土圧を免震層で吸収、再配分することで、曲げモーメント、せん断力などのトンネル断面力を低減するという矩形断面トンネルの地震時横断面変形時の免震層の効果を実験と解析の両方から確認することができた。ただし、本検討では実地盤で 10^{-4} ～ 10^{-3} 程度のひずみを生ずる地震時を主な検討対象としたため、地盤・構造物の非線形性が大きな大地震時における免震効果については、今後さらに検討を加える必要があるものと考えられる。

謝辞：本研究は、建設省土木研究所、(財)土木研究センターと民間17社による官民共同研究「地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発」の一環として行われたものである。

参考文献

- 1) 鈴木猛康, 田村重四郎: シールドトンネルの免震構造とその免震効果の評価手法の提案, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp.275-285, 1995.
- 2) Suzuki, T.: Damage of urban tunnels due to the Southern Hyogo Earthquake of January 17, 1995 and the evaluation of seismic isolation effect, *Proc. 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, 1996.
- 3) 当麻純一, 国生剛治, 岩橋敏広: 非岩着地中構造物の耐

- 震設計に関する研究(その1), 電力中央研究所報告, No.383023, 1984.
- 4) 渡辺啓行, 末広俊夫: 地中ダクト側壁動土圧に関する実験的検討, 土木学会論文集, No.432, pp.155-163, 1991.
 - 5) 岩楯敏広, 飯野貴嗣, 木村良章, 佐藤泰, 三浦篤: 模型振動実験による地下鉄構造物の地震時挙動の検討, 土木学会第24回地震工学研究発表会講演集, pp.233-236, 1997.
 - 6) 土木学会原子力土木委員会: 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル, 土木学会, 1992.
 - 7) 風間基樹, 稲富隆昌, 大塚幸治: ケーソンに作用する地震時土圧に関する模型振動実験とその解析, 港湾技術研究所報告, Vol.29, No.2, pp.177-217, 1990.
 - 8) 大嶋義隆, 渡辺啓行: 3次元地中構造物と地盤の弾塑性動的相互作用に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.489/I-27, pp.261-268, 1994.
 - 9) 建設省土木研究所, 土木研究センター他17社: 地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書(その1), 第154号, p.237, 1997.3.
 - 10) 粕田金一, 鈴木猛康, 田中港: 矩形断面トンネルの免震構造に関する模型振動実験, 第1回免震・制震コロキウム講演論文集, pp.109-116, 1996.
 - 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, No.275, pp.69-77, 1978.
 - 12) 国生剛治, 岩楯敏広: 軟弱地盤の非線形震動特性についての模型振動実験と解析, 土木学会論文報告集, No.285, pp.57-67, 1979.
 - 13) 龍岡文夫, 足立紀尚: 新体系土木工学18 土の力学(Ⅲ) 圧密・せん断・動的解析, 技報堂出版, pp.211-232, 1981.
 - 14) 土質工学会編: わかりやすい土質力学原論, 土質工学会, pp.324, 1992.
 - 15) 粕田金一, 鈴木猛康: 矩形断面トンネルの免震メカニズムに関する解析的検討, 土木学会第24回地震工学研究発表会講演集, pp.409-412, 1997.
 - 16) 鈴木猛康, 粕田金一, 小林正宏, 池野正行, 福田健, 田中耕一: トンネルの免震施工に用いるシリコン系免震材の動的物性, 第32回地盤工学研究発表会講演集, pp.2095-2096, 1997.

(1997. 9. 29 受付)

MODEL VIBRATION TESTS TO VERIFY THE SEISMIC ISOLATION EFFECT FOR RECTANGULAR TUNNEL

Kin-ichi KASUDA, Takeyasu SUZUKI and Minato TANAKA

To verify the seismic isolation effect in the cross sectional direction of rectangular tunnel, model vibration tests were performed. Two 1/25 tunnel models made of acrylic plates were embedded in the sand layer constructed in the shear stack box on the shaking table. One model was covered by a soft isolation layer, the other one was non-isolated. The test results indicated remarkable reduction of cross sectional forces and tangential earth pressures acting on the isolated model. The authors also simulated the test results using a dynamic finite element method. Good agreement on the seismic isolation effect was obtained between the test and the analytical results.