

開削トンネルの地盤接触面での地震時相互作用 に関する実験的研究

川満逸雄¹・西山誠治¹・室谷耕輔²・羽矢洋³・西村昭彦⁴

¹正会員 工修 日建設計シビル (〒112-8565 東京都文京区後楽二丁目2-23)

²正会員 工修 中央復建コンサルタンツ (〒532-0004 大阪市淀川区宮原一丁目8-29)

³正会員 工博 鉄道総合技術研究所 (〒185-0034 東京都国分寺市光町二丁目8-38)

⁴フェロー 工博 鉄道総合技術研究所 (〒185-0034 東京都国分寺市光町二丁目8-38)

開削トンネルの耐震設計では、構造物に作用する地盤からの外力（以下、相互作用力と呼ぶ）の評価が重要である。一方、レベル2地震動規模の地震力に遭遇した場合、構造物と地盤の接触面では、剥離や滑りが生じる可能性があり、この影響を把握しておくことも重要である。そこで、本研究では、地盤-構造物間の相互作用力に着目した振動実験を実施した。このとき、構造物の地盤接触面での剥離や滑りを考慮するために、構造物周辺にテフロンシートを設置した実験も実施し、相互作用力の変化を調査した。さらに、密着状態を対象に、FEM動的解析や応答変位法による実験結果の数値シミュレーションを実施し、相互作用力と周辺地盤の関係を調査し、相互作用力の観点から各解析手法の適応性の確認を行った。

Key Words : cut-and-cover tunnel, shaking table test, seismic deformation method

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震は、大開駅に代表されるように、今まで地震に強いと言われていた地下鉄構造物に初めて大きな被害を与えた。この地震を契機に、地下鉄構造物の耐震設計もL2地震に対して本格的に検討されるようになり、1998年には鉄道構造物の耐震設計規程¹⁾に地下構造物の耐震設計法が規定された。

開削トンネルの耐震設計には応答変位法が用いられている²⁾。応答変位法は、地下構造物が周辺地盤との変位に従って変形するという理論的な考察に基づいて構築されており^{3),4)}、一般に、構造物遠方(以下、自然地盤と呼ぶ)の地盤変位や地盤のせん断力を構造物周囲に設置した地盤ばねを介して構造物に作用させて、地震時の地下構造物の変位や断面力を算出する手法である。応答変位法で用いる地震外力は自然地盤の変位やせん断力であるが、これを地盤ばねを介して作用させることにより構造物と地盤との相互作用が起これ、その結果、構造物に作用する地盤からの外力（以下、相互作用力と呼ぶ）が定まる。構造物に作用する力という観点から、この相互作用力は非常に重要である。

一方、レベル2地震動規模の地震力に遭遇した場合、構造物と地盤の接触面では、剥離や滑りが生じる可能性がある。この場合、応答変位法的前提条件である構造物と地盤は接触面で密着しているという

仮定が崩れることになり、この影響を把握しておくことは重要である。また、これらの剥離や滑りの影響を積極的に利用し、たとえば地盤と構造物間にスリップ層を設置すれば、地盤から構造物に伝わる相互作用力が低減され、構造物の変位や断面力を低減することも可能と考えられる。

そこで、本研究では、地盤-構造物間の相互作用力に着目した振動実験を実施する。このとき、構造物の地盤接触面での剥離や滑りを考慮するために、構造物周辺にテフロンシートを設置することで、人工的に剥離や滑りが生じる状態の実験も実施し、相互作用力の変化を調査するとともに、スリップ層による地下構造物の変形や断面力(以下、構造物の応答値と呼ぶ)の低減の可能性について検討する。

なお、レベル2地震動を対象とした場合、構造物および地盤の非線形性を考慮した実験を行うのが望ましいが、今回の検討は、剥離・滑りの現象の確認に重点を置くために、構造物および地盤は弾性体とし、構造物と地盤の接触面のみ非線形性を考慮することとする。さらに、地下構造物の応答性状は、渡辺・末広⁵⁾が構造物のみかけのせん断弾性係数(構造物全体を一つのせん断変形要素とみた場合のせん断弾性係数)と地盤のせん断弾性係数の比（以下、剛性比）に応じて変化することを実験的および解析的に明らかにしている。本来であれば、この剛性比をパラメタとして実験を実施すべきであるが、種々の制約から、本実験では、構造物の非線形化が著し

い場合を想定して、構造物のみかけのせん断弾性係数が地盤のそれより小さいケースについて実施する。

さらに、密着状態を対象に、FEM動的解析や応答変位法による実験結果の数値シミュレーションを実施し、相互作用力と周辺地盤の関係を調査し、相互作用力の観点から応答変位法の適応性の確認を行う。

2. 模型振動実験

実験は、3m×3mの振動台の上に模型トンネルを埋め込んだ模型地盤を載せて実施した。図-1に実験全景を示す。対象地盤およびトンネルは1/25の縮尺を基本に相似則に基づいて設定した。表-1に示すように表層厚18.75mのN値が3~5程度の粘性土を想定したシリコン地盤（幅200cm、高さ75cm、奥行き70cm）中に、RC中柱形式の一般トンネル部を想定して、高さ6m幅10m程度を想定した1層2径間および幅15m程度を想定した1層3径間の模型をアルミ板等で作成して地盤内に埋め込み振動実験を実施した。計測は模型トンネルの周囲に並べて配置した二方向ロードセルによって接線方向力および法線方向力を計測するとともに、地盤内に設置した加速度計により水平・鉛直成分の加速度を計測した。また、模型トンネルの中壁にはひずみゲージを貼付し、中壁のひずみも測定した。図-2に地盤モデル寸法および地盤内加速度計配置図を示す。

本実験を行う前に予備実験として、地盤の1次固有振動数を算定するためのスイープ加振試験およびシリコン地盤の減衰定数を推定するための衝撃試験を行った。その結果、模型全体系の固有振動数は3.7Hz、減衰定数は2.5%であった。

実験ケースは表-2に示すように、構造物の径間および地盤-構造物間のスリップ層の有無をパラメータとして計5ケース実施した。スリップ層は模型トンネルとシリコン地盤の間に摩擦係数が0.05程度のテフロンシートを挿入し構造物と地盤の接続を切断したものである。スリップ層は、下床版には設けないこととした。これは、実験上の制約および下床版では上床面および側壁に比較して接地圧が大きく剥離や滑りが生じにくいと想定したものである。また、地盤と構造物の摩擦抵抗は構造物の幅の影響があると考えられるため、1層3径間の幅の広いモデルについては、上床面のみスリップ層を設けたケースも実施した。

模型トンネルは図-3に示すように、アルミ板で作成した内フレームに接線、法線方向が同時に計測できる二方向ロードセルを設置し、受圧板を介して相互作用力が測定できるように作成した。中壁は、実構造物の中柱を模型では薄い壁でモデル化するため、また、ひずみを測定するためある程度の厚みを有する必要があることから、アルミより剛性の弱い10mm厚のゴム板で作成した。これに、ひずみゲージを前後、表裏計28枚貼付しモーメントを測定した。模型は軸方向境界の影響を受けないように奥行き前後200mmずつダミー模型を作成し、模型の中央部

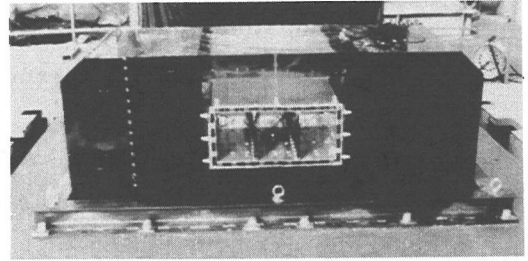


図-1 実験全景

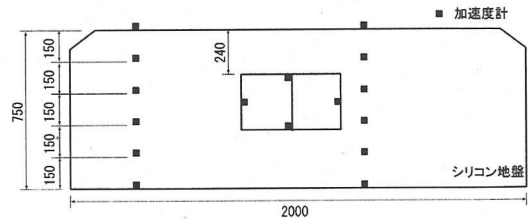


図-2 シリコン地盤形状と加速度計位置

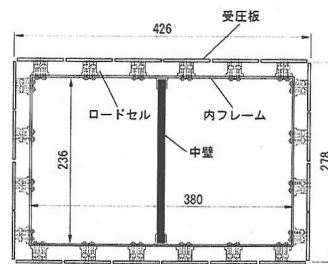


図-3 模型トンネル断面図（2径間）

表-1 地盤の物性値

	実地盤	模型地盤
せん断弾性係数 (kN/m ²)	36,800	120
単位体積重量 (kN/m ³)	18	10
ポアソン比	0.40	0.50
表層地盤厚 (m)	18.75	0.75

表-2 実験ケース

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

300mm間隔で計測した。模型の完成状態を図-4に示す。模型トンネルの等価なせん断剛性を算出するために図-5に示す載荷実験を行った。模型トンネルのせん断剛性は2径間モデルで $G_s=34\text{kN/m}^2$ 、3径間モデルで $G_s=41\text{kN/mm}^2$ であった。

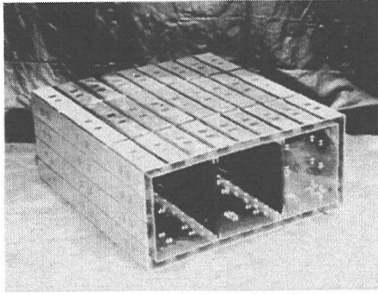


図-4 模型トンネル全景

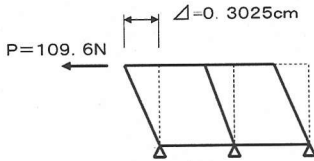


図-5 トンネルの荷重試験概要図

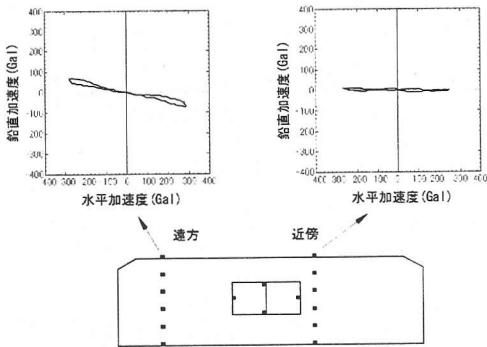


図-6 地盤上面の加速度応答

本実験の入力加速度は地盤の1次固有振動数から少しずらした4.0 Hzの正弦波とし、最大値は50 Galとした。

(1)地盤の加速度応答分布

地表面で計測された地盤の加速度履歴分布を図-6に示す。模型トンネル近傍の地盤上面で計測された履歴分布は鉛直方向にはほとんど動いておらず、水平振動のみであることが確認できる。しかし、模型トンネル位置から離れた地盤面では鉛直方向の加速度も表われ若干のロッキング振動を起こしていることが分かる。これは、角切りを行ったものの境界の影響を受けたものと考えられる。しかしながら、模型トンネル近傍での加速度分布はほぼ水平であり、トンネルの振動に関しては水平成層地盤状態での挙動が再現できていることが確認できた。

(2)模型トンネルの水平・鉛直加速度の関係

2径間モデルでの模型トンネルの水平および鉛直

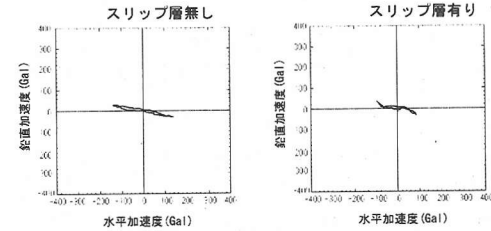
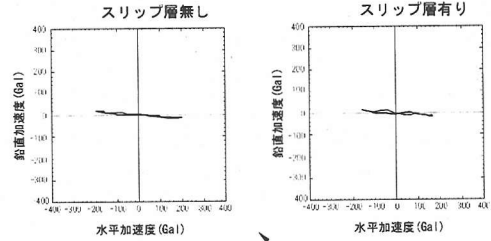


図-7 トンネルの加速度軌跡 (2径間モデル)

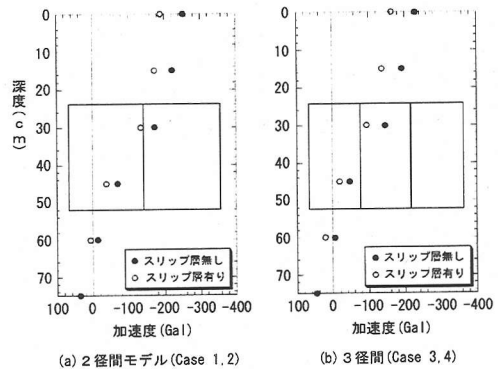


図-8 スリップ層の有無による加速度の変化

加速度の関係を図-7に示す。模型トンネルの水平加速度と鉛直加速度の比率はスリップ層の有無に関係なく同程度であるが、スリップ層を有した模型トンネルの水平加速度がスリップ層を有しない断面の加速度と比べて小さくなっていることが分かる。

スリップ層の有無に関わらず、模型トンネルには鉛直加速度が存在しており、その値は床版の中間部より側壁部の方が大きい。図-6の近傍の地表面上では鉛直加速度がほとんど発生しておらず模型トンネル位置では模型地盤端部の影響が現れていない。これより、模型トンネルは水平の地盤変位を受けつつもトンネル自体の変形に伴い上下方向の変形成分も生じていると考えられる。

(3)模型トンネルの層間変形最大時の加速度分布

模型トンネルの上・下床版間の層間変形量(以下、

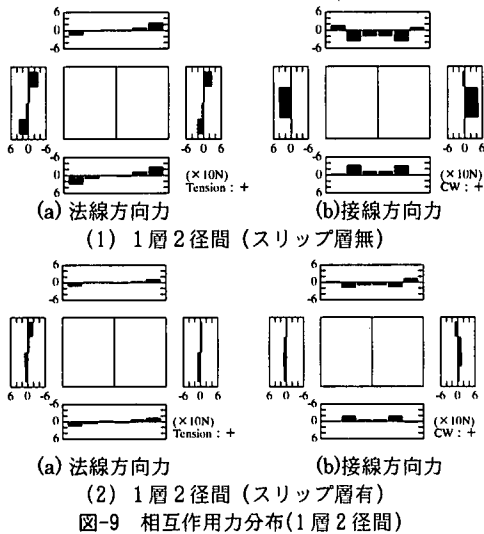


図-9 相互作用力分布(1層2径間)

層間変形量と略す)が最大となる時刻におけるトンネル近傍の加速度深度分布をスリップ層の有無によって比較したものが図-8である。

1層2径間モデルのスリップ層を有する場合はスリップ層を有しない場合より地表面での応答加速度が25%程度低減した。これは、スリップ層を有することで、地盤と模型トンネル間に滑りが生じ、模型地盤全体の固有周期が若干長周期化し、模型全体系の応答倍率が減少したと思われる。

3径間の模型トンネルは、スリップ層を有する場合の加速度分布は2径間モデルの低減率より若干大きく、地表面で30%程度低減している。

(4)最大層間変形量

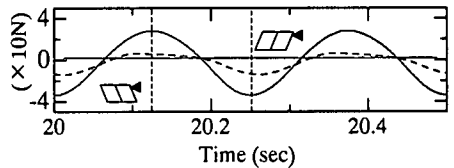
模型トンネルの中壁上部、下部に設置した加速度計より構造物の最大層間変形量を算出した。その結果、2径間モデルのスリップ層無しが2.7 mm、有りが2.6 mm、また3径間モデルのスリップ層なしが2.4 mm、有りが2.3 mmとなり、2径間と3径間のせん断弾性剛性は、34および41kN/m²であり若干2径間が小さいため、最大層間変形量は2径間の方が大きな値を示している。他方、スリップ層による影響をみると、いずれのモデルでも4%程度しか小さくならないことが分かる。

(5)2径間モデルの相互作用力 (Case1, Case2)

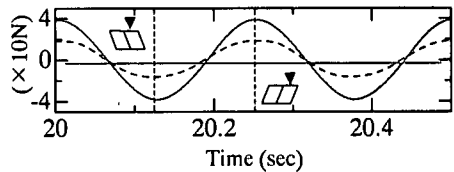
a) 接線方向力分布

図-9(1)~(2)の(b)は、構造物の層間変形が最大時の接線方向力分布を示したものである。(CW:時計回りを正としている)また、図-10は、代表的な相互作用力の時刻歴波形である。構造物の変形と接線方向力の方向の関係は理論的に図-11に示すような関係がある。図-9は、図-11と同じ向きに変形した状態であるが実験結果の接線方向力は理論と同様に変形に応じた向きであることが確認できる。これは渡辺・未広の研究⁵⁾と同様の結果である。

さらに詳しく見ると、上床版の隅角部において接線方向力の向きが逆転していることが分かる。これ



(1) 法線方向力(右側壁上部)



(2) 接線方向力(上床中央部)

図-10 相互作用力の時刻歴

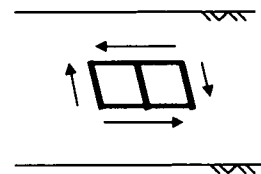
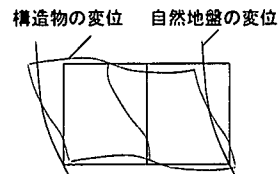
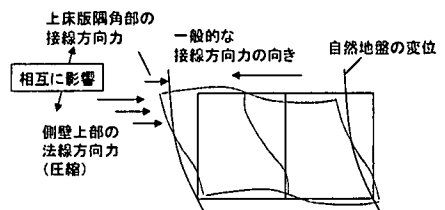


図-11 地盤のせん断応力の向き



構造物のみかけのせん断弾性係数G_s
 < 地盤のせん断弾性係数G_g

図-12 地盤変位と構造物の変位のイメージ



構造物のみかけのせん断弾性係数G_s
 < 地盤のせん断弾性係数G_g

図-13 相互作用力のイメージ

は、本実験では構造物のみかけのせん断弾性係数が地盤のせん断弾性係数よりも小さい場合を想定して実施している。このような場合、図-12に示すように模型トンネルは地盤以上に変形しようとする³⁾。そのため図中の左上部に位置する側壁は地盤変形よりも大きく変形しようとする。そのため、図-13に示すように地盤には変形を阻止しようとする向きに圧縮力が発生する。一方、地盤自体は連続しており、上床面の左隅角部も変形を阻止しようとする向きに

接線方向力が発生したことによると考えられる。また、側壁上部における接線方向力の向きが逆転しているのも、後述する上床面左側での法線方向力の影響を受けているためと考えられる。

スリップ層を設置した場合の模型トンネルの接線方向力は、スリップ層のない場合より全体的に接線方向力が低下しており、これによってスリップ層による効果すなわち地震時に模型トンネル-地盤間に滑りが生じた場合には模型トンネルに作用する接線方向力が低下されることが分かる。

b) 法線方向力分布

図-9の(a)は、模型トンネルの変形が最大時の法線方向力分布である。これより、左側壁では、圧縮力が発生していることが分かる。

スリップ層を有した模型トンネルの法線方向力は、スリップ層のないケースより全体的に低下しており、スリップ層の影響が現れていることが分かる。特に、隅角部で法線方向力が小さくなっている。図-10(1)より左に変形した場合に、右側壁上部では剥離が生じていることが分かる。この現象は、上床面の接線方向力の低減と関連していると考えられる。すなわち、模型トンネルはみかけのせん断弾性係数が地盤よりも小さいため自然地盤よりさらに変形しようとする。しかし、スリップ層の存在により上床面に作用する接線方向力が小さくなるために、模型トンネルが地盤以上に変形した結果、反力として生じる右側壁上部の法線方向圧縮力も小さくなったと考えられる。

(6) 3径間モデルの相互作用力 (Case 3,4,5)

a) 接線方向力分布

図-14(1)~(3)の(b)に層間変形最大時の模型トンネルの接線方向力分布を示す。3径間の場合も2径間と同様に、理論と同様の接線方向力の向きや、上床版、側壁上部隅角部の接線方向力の向きの逆転が見られる。スリップ層を3周面に設置したCase 4は、側壁部の接線方向力はほとんど発生していない結果となった。また、上床面では隅角部を除き接線方向力は小さくなりほぼ10N程度の一定値になっている。しかし、スリップ層を上面だけに設置したCase 5はその効果が見られずスリップ層を有しないCase 3とほとんど同じ結果となった。

b) 法線方向力分布

図-14(1)~(3)の(a)には層間変形最大時の法線方向力分布である。3径間の模型トンネルの等価せん断剛性Gsは地盤のせん断剛性より小さいため、2径間モデルと同様に、側壁部には模型トンネルの変形を阻止する向きの法線方向力が発生している。

Case 4の3周面にスリップ層を設置した場合、上床版面隅角部では、Case 3と逆向きの力が生じていることが分かる。上床面のみスリップ層を有するCase 5はスリップ層の影響は現れていない結果となった。

(7) 中壁の曲げモーメント分布

2径間, 3径間モデルの中壁の曲げモーメント分布

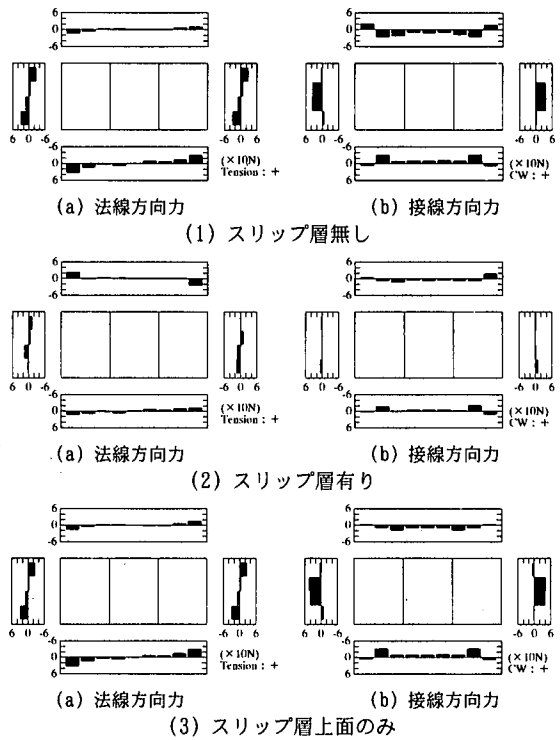


図-14 相互作用力分布(1層3径間)

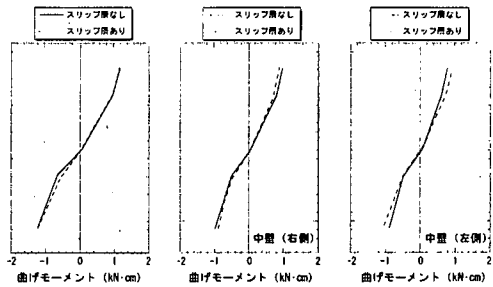


図-15 中壁の曲げモーメント分布

を図-15に示す。中壁の曲げモーメントは模型トンネルの層間変形量に起因しているため、図からは変形量と同様にスリップ層を有した構造物の曲げモーメントの低下はほとんど見られない。このことは、スリップ層の有無に関わらず構造物の変形がほとんど変化しないことを示している。

(8) 層せん断力

以上のようにスリップ層により相互作用力は概ね減少するが、上・下床版間の層間変形量や中壁の曲げモーメントは大きく変化していない。この現象を確認するために、構造物の負担している水平力に着目する。上床版の接線方向力と側壁の上端の法線方向力の合計値を構造物に作用する水平力として層せん断力と呼ぶ。各ケースの水平力を図-16に示す。図中の水平力の合計値を層せん断力としてTotal Hと

して示している。

同図より、スリップ層の無い場合は上床版の接線方向力は大きいですが、反力として生じる側壁上部の法線方向力も大きくなる。一方、スリップ層を設けた場合は、上床版の接線方向力は小さくなるが、側壁の法線方向力も小さくなるためにスリップ層の有無に関わらず層せん断力は、ほぼ同程度となる。スリップの有無による層せん断力の傾向は、2.(4)最大層間変形量に示した模型トンネルの層間変形量の傾向と同様である。

3. FEM動的解析によるシミュレーション

(1)解析モデル

前節で開削トンネルに関する模型振動実験を実施したが、その挙動や考察の妥当性をシミュレーション解析により確認する。対象は、表-2のケース1で1層2径間でスリップ無しの場合とした。したがって、構造物と地盤の接触面の非線形性は考慮せず、構造部材または地盤は線形弾性体とした。

実験に用いた模型トンネルは、1~2mmの薄いアルミ板で作成し、その周りにはシリコン地盤からの相互作用力を計測するための受圧板が全面に取り付けられている。このように複雑な構造が計測値に影響を与えている可能性が考えられる。そこで、できる限り実験モデルに忠実に解析モデルを作成しシミュレーションを実施した。その解析モデルを図-17に示す。実験は奥行き700mmの地盤モデルを作成して実施したが、解析は中央部300mmを対象にシリコン地盤部分を平面ひずみ要素で、トンネル構造物、受圧板およびロードセルを梁材としてビーム要素でモデル化した。また、受圧板とシリコン地盤の間は、剛なバネ要素により結合した。表-3にシリコン地盤の物性を、表-4に模型トンネルの諸元を示す。アルミ板(2mm)に比べロードセル(20mm)は十分に厚いため、アルミ板とロードセルが重なる部分は剛域として設定した。

入力波形は、実験と同じく最大加速度50Galで4Hzの正弦波形とした。減衰定数は模型全体系の減衰定数を参考に、入力加速度と応答加速度の関係が再現できるように設定した。

(2)解析結果

解析モデルの固有振動モードを図-18に示す。この固有周期(0.24秒)は実験結果(0.27秒)と1割程度の差が生じた。この解析モデルを用いて算出した最大水平加速度分布を図-19に示す。解析は実験値より若干大きな値となったが、分布形態も含め概ね再現できていると考えられる。

図-20は模型トンネルにおける実測の相互作用力と解析による計算値を比較したものである。なお、同図には後述の応答変位法の解析結果も併せて示している。実測値と比較すると、解析値の接線方向力は、隅角部では絶対的に実測と差異があるが、床版での実測および解析での接線力の総和は、両者で

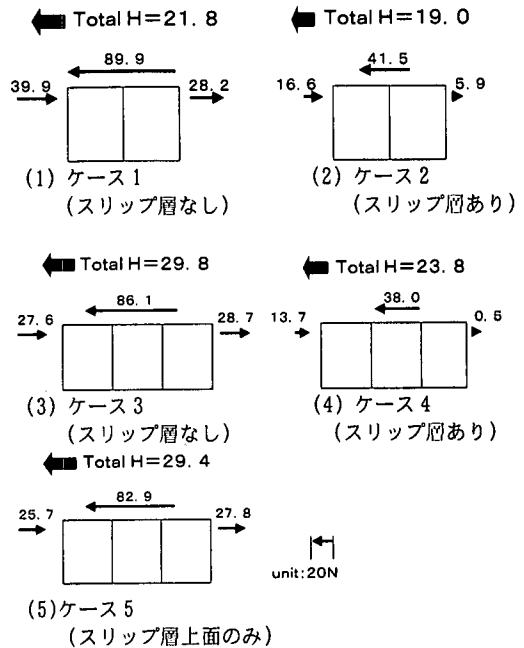


図-16 層せん断力の概念図

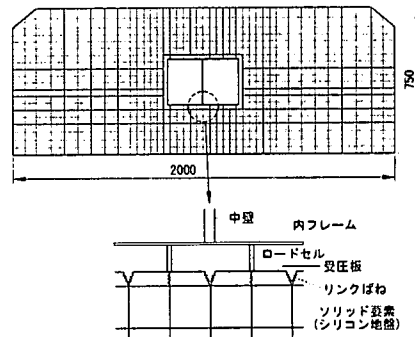


図-17 解析モデル

表-3 地盤物性値

せん断弾性係数	G	149kN/m ²
ポアソン比	ν	0.49
単位体積重量	ρ	95kN/m ³

同程度である。法線方向力では、分布や絶対量とも実験値がほぼ再現できていると考えられる。

(3) 相互作用力と周辺地盤応力との関係

図-20の層間変形最大時の模型トンネル周辺の地盤の主応力図を、模型の部材剛性(EI)を実験値の100倍とした場合の結果とともに図-21に示す。主応力図からも実験での模型トンネルの剛性の場合((1)Gs<Gg)は、側壁に変形を阻止する方向の法線方向力が発生していることが確認できる。

表-4 構造材の物性値

	材質	厚さ (mm)	E (kN/m ²)	ポアソン比	A (m ²)	I (m ⁴)
受圧板	アルミニウム	3.0	7.03×10 ⁷	0.345	0.0009	6.75×10 ⁶
ロードセル		10.0	7.03×10 ⁸	0.345	0.00025	3.00×10 ⁹
内フレーム 3 径間	アルミニウム	1.2(1.5)*	7.03×10 ⁷	0.345	0.00036 (0.00045)*	4.32×10 ⁵ 8.44×10 ⁵
中 壁	ハイカゴム	10.0	8520.0	0.49	0.00025	3.00×10 ⁹

* : 2径間モデルは 1.2mm, 3径間モデルは 1.5mm

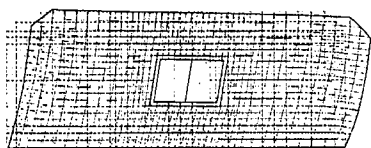


図-18 固有振動モード (t=0.238sec)

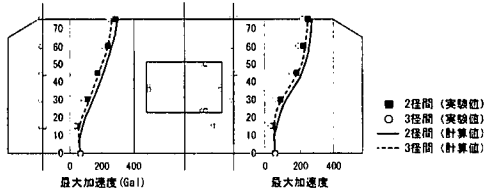


図-19 最大加速度分布

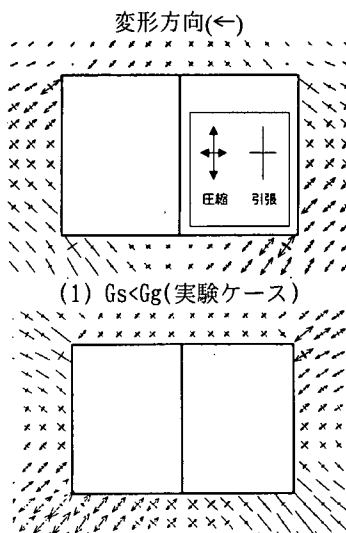


図-21 主応力図

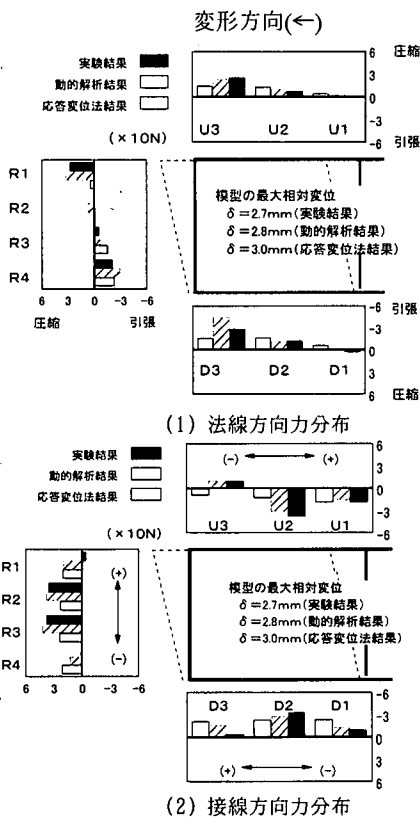


図-20 相互作用力分布(解析結果)

一方、模型トンネルの剛性が大きくした場合 ((2) $G_s > G_g$)、側壁に発生している法線方向力は変形を促進する方向に発生していることも確認できる。

これより、側壁に発生する法線方向力は、接線方向力および地盤と構造物の剛性差に応じて変化することが確認できる。すなわち、構造物の剛性が地盤の剛性より小さい場合、周面せん断力は構造物を地盤以上に変形させようとするため側壁には変形を阻止しようとする向きに法線方向力が発生し、構造物の剛性が大きい場合、上記せん断力によって構造物は地盤より少ない変形となるため、側壁には構造物の変形を促進する向きに相互作用力が生じる。

また、床版と側壁の隅角部では、相互に地盤を通して影響していることが分かる。たとえば、図-21(1)の左側壁では圧縮力が生じているが、この影響で上床版部分では左方向への接線方向力が、ほとんどゼロになっていることが分かる。

4. 応答変位法によるシミュレーション

(1) 解析条件

動的解析と同じくケース 1 を対象に、応答変位法を対象にシミュレーション解析を実施する。解析モデルは図-17の骨組み部分を抜き出したモデルを用

いた。

地盤ばねの算出には、FEMを用いる方法³⁾、簡便式による方法などがあるが、今回は鉄道基準¹⁾に採用されている簡易算定式を用いる。

$$k_v = 1.7 E_0 B_v^{-3/4} \quad (1)$$

$$k_{sv} = k_v / 3 \quad (2)$$

$$k_h = 1.7 E_0 B_h^{-3/4} \quad (3)$$

$$k_{sh} = k_h / 3 \quad (4)$$

ここに、 k_v ：上床版および下床版の鉛直地盤ばね

k_{sv} ：上床版および下床版のせん断ばね

k_h ：側壁の水平地盤反力ばね

k_{sh} ：側壁のせん断地盤ばね

E_0 ：地盤の変形係数

B_v ：上床版および下床版の幅

B_h ：側壁の高さ

応答変位法では自然地盤の応答値を用いて地震時外力を設定する。振動試験においては、構造物遠方部分の加速度値を測定しており、これより地震時外力を設定する。地盤変位は、加速度波形を積分することにより変位を算出した。模型トンネル上下床版の層間変形が最大となる時刻における、同深度の地盤の相対変位量は、2径間モデルで2.38mm、3径間モデルで2.17mmであった。周面せん断力は、地盤変位を微分することにより、構造物部分の平均的な歪みを算出し、これにシリコン地盤のせん断弾性係数を乗じて算出した。上床版、側壁、下床版と分けて算出した。構造物の慣性力は構造物位置の各深度の加速度より算出した。

(2) 解析結果

解析結果の層間変位を表-5に示す。解析値と実験値は良い一致を示している。また、図-22には1層2径間モデルでの中壁のモーメントを比較したものである。両者はほぼ同じ値を示している。

応答変位法による構造物周囲の相互作用力分布を、実験結果および前述の2次元有限要素法の解析結果とともに、図-20に示す。相互作用力の概ねの傾向は表現できているものの、隅角部では実験値との絶対量に差が生じている。この差は、FEM動的解析と比較して、応答変位法の方が精度が悪い。たとえば、側壁の接線方向力において、実測値の中央部で大きく隅角部で小さいといった実測値の分布形状を、FEM動的解析ではよく表現できているが、応答変位法では、位置によらず一定値を示している。これは、応答変位法の場合は、構造物に接続する地盤ばねは、Winklerばねを用いて各ばねが独立しているために隣接する地盤ばねの影響を受けないためである。実際には地盤は連続した構造となっており、図-21にみたように構造物の隅角部においては上床版に作用する接線方向力と側壁に作用する法線方向力が相互に影響しているが、これを表現できないためである。動的解析では、地盤を有限要素でモデル化しているために、隅角部などの上床版と側壁の複雑な影響も表現できていることから実験値と同様の相互作用力の分布形態が表現できたと考えられる。

表-5 層間変位の比較 (mm)

	実験値	解析値
1層2径間	2.7	3.0
1層3径間	2.4	2.8

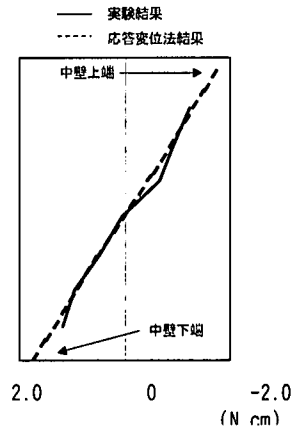


図-22 中壁曲げモーメントの比較

以上、相互作用力の詳細な分布は異なるが、層間変形や中壁曲げモーメントは安全側に評価出来ており、全体的な構造物の挙動は、応答変位法によっても解析可能であることを再確認できた。

5. 結論

開削トンネルに関して、地盤と構造物の相互作用を確認するために、振動実験および数値解析を実施した。その結果以下のことが明らかとなった。

- 1) 実験において埋設された構造物の周囲に作用する相互作用力を測定した。構造物に作用する接線方向力と構造物の変形の関係は、応答変位法の理論と同じ関係にあることが確認された。さらに、隅角部での接線方向力は、それ以外での接線方向力の方向とは逆の方向に発生していた。これは、構造物の剛性が地盤の剛性よりも小さいために、構造物が地盤よりも大きく変形しようとする、これを阻止するために逆方向の接線方向力が発生したと考えられる。これは、対象とする面に直交する面の隅角部の法線方向力が影響しているためであった。
- 2) 構造物の底面を除く側面と上面にスリップ層を設置した振動実験では、構造物周囲に発生する相互作用力の低減が認められた。実測した相互作用力の時刻波形からは、接線方向では滑りが、法線方向では剥離が生じていることが確かめられた。しかしながら、中壁の曲げモーメントや構造物の層間変形量には影響を及ぼさなかった。これは、スリップ層を設けることにより上床版の接線方向力は減少するがこれに伴い側壁上部の法線方向力も減少したためと考えられ、構造物が負担する水平力である層せん断力の値で説

明できることが分かった。

- 3) 構造物と地盤が密着したケースについて、地盤と構造物をモデル化した動的FEM解析および骨組みモデルによる応答変位法でシミュレーションを実施した。各手法とも構造物の層間変形量や中壁の曲げモーメントは、実験値を安全側に表現できた。しかしながら、個々の相互作用力に着目すると、隅角部などの局所的な相互作用力の絶対値の再現には限界のあること、その原因は、構造物の側壁や床版の隅角部などに作用する荷重は独立して作用せず相互に影響を及ぼしているためであることが明らかとなった。
- 4) スリップ層の効果は、比較的小さいことが分かった。一般に骨組の応答変位法では、地盤ばねが各々独立しているために、これらの剥離や滑りの影響を詳細に考慮することはできない。しかしながら、その影響は小さいため、また、その影響を無視することは安全側の配慮となるために、通常の耐震設計では、剥離や滑りを考慮しなくてもよいと考えられた。

以上、今回の実験の範囲である、構造物のみかけのせん断弾性係数が地盤よりも小さい場合について検討した。この他のケースについては、今回の実験結果と異なった挙動をすると考えられ、別途、解析的検討などを通じて調査する必要がある。さらに、

レベル2地震動への合理的な耐震設計のためには、地盤および構造物の非線形性を考慮した場合に対する、応答変位法等の解析の適用性を実験や解析的検討を通じて検討する必要がある、今後の課題としたい。

なお、本研究の内、地下構造物の振動実験は財団法人鉄道総合技術研究所と株式会社日建設計と共同で実施したものである。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物設計標準 耐震設計，丸善，1998.10
- 2) たとえば，日本道路協会編：駐車場設計・施工指針同解説，日本道路協会，1992.11
- 3) 川島一彦：地下構造物の耐震設計，鹿島出版会，1994.
- 4) 立石章：応答変位法における地震荷重の作用方法，土木学会論文集，No.441/I-18，pp.157-166，1992.
- 5) 渡辺啓行，末広俊夫：地中ダクトの側壁動土圧に関する実験的検討，土木学会論文集，No.432/I-16，pp.155-163，1991.7

(2000.10.24 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON THE INTERACTION BETWEEN SOIL AND STRUCTURE OF CUT-AND-COVER TUNNEL UNDER EARTHQUAKE

Itsuo KAWAMA, Seiji NISHIYAMA, Kosuke MUROYA, Hiroshi HAYA
and Akihiko NISHIMURA

The seismic deformation method is usually used to seismic resistant design for the cut-and-cover tunnel. This method is based on the assumption that the deformation of the underground structure is caused by ground deformation. The shaking table tests for soil-structure models with/without slip sheets were carried out. Some numerical simulations for a test without slip sheets were carried out to research characteristics of the interactive forces. Experimental results show the interactive force between soil and structure is changes on the condition of slipping and separation between structure and soil. But the relative displacement between upper slab and lower slab and bending moment of center wall were almost same because interactive forces changed but the total shear force of the structure were almost same. Analytical results show the seismic deformation method can calculate the relative displacement of tunnel and bending moment of center wall as well as dynamic FEM analysis, but the calculation of detail distribution of interactive forces as same as the experimental one was difficult.