

立坑に接続されたシールドトンネルの地震時応答に関する研究

Freddy Duran C.¹・常井友也²・清野純史³・丸尾陽平⁴

¹正会員 京都大学大学院工学研究科准教授
(〒615-8246京都市西京区京都大学桂)
E-mail:f.duran@ky2.ecs.kyoto-u.ac.jp

²学生会員 京都大学大学院工学研究科 (〒615-8246京都市西京区京都大学桂)
E-mail: t.tsunei@kt5.ecs.kyoto-u.ac.jp

³正会員 京都大学大学院工学研究科教授 (〒615-8246京都市西京区京都大学桂)
E-mail: kiyono@quake.kuciv.kyoto-u.ac.jp

⁴非会員 旧京都大学大学院工学研究科 (〒615-8246京都市西京区京都大学桂)

本研究では、立坑に接続されたシールドトンネルを想定し、3次元有限要素法によって動的解析を行い、立坑を有するシールドトンネルの地震時挙動について検討した。その結果からトンネル軸直角方向および軸方向の振動において、立坑がシールドトンネルに及ぼす影響を示した。また、軸直角方向に振動する場合は、シールドトンネルの回転変形と立坑のロッキングにより生じるねじれ応力を、軸方向の振動に対しては軸応力を評価し、その発生メカニズムならびに影響について考察した。

Key Words : Shield tunnel, Shaft Interaction, Seismic response analysis

1. はじめに

地下構造物の被害事例として、1995 年の兵庫県南部地震における、地下鉄トンネルの大開駅の中柱のせん断破壊や、1985 年のメキシコ地震における地下鉄の被害、半地下の下水カルバートの軸方向の衝突・離散を繰り返した被害等が有名である。また、同メキシコ地震では、メキシコ市のシールドトンネルにおいて立坑との接合部付近で、ねじれによるリング間ボルトのせん断破壊などの被害事例なども報告されている。このような相互作用、近接作用を含めた複雑な挙動を追跡するには、有限要素法などを用いた動的解析が必要となるが、現状では、横断面、縦断面とも応答変位法を用いることが多く、横断面では梁としてモデル化されたトンネル横断面に地盤ばねを介して地震荷重を作用させ、断面力の算出を行う。一方縦断面ではトンネル自体を梁で表現して応答変位法で静的に解いたり、ばね質点系の動的モデルを用いたりするが、FEM に代表される 3 次元動的解析が主流とは言えない。

そこで本研究では、シールドトンネルと立坑の接合部に着目し、3 次元有限要素法を用いて、シールドトンネルと立坑の相互作用がシールドトンネルの立坑接続部に与える影響を明らかにすることを目的とする。

2. 解析モデルと解析手法

(1) 解析モデル

本研究では、構造物としてシールド工法によって建設されたシールドトンネルとそれに接続された立坑を対象とした。また、立坑がシールドトンネルに及ぼす影響を考察するために、シールドトンネルのみのモデル、立坑のみのモデル、自由地盤モデルも解析対象としてモデル化した。モデル全体および、各構造物のモデル寸法を図-1~4 に示す²⁾。なお、本来立坑とシールドトンネルの接合部には、可撓セグメントもしくは免震層を用いるのが通常であるが、本研究ではシールドトンネルと立坑接合部の局所的なひずみの伝達メカニズムを明らかにするためにシールドトンネルと立坑は剛結合されているものとした。

また、図-1~4 が示すように、原点はトンネル横断面の中央に定義し、トンネル軸に水平直角方向を X 軸、トンネル軸方向を Y 軸、トンネル軸に

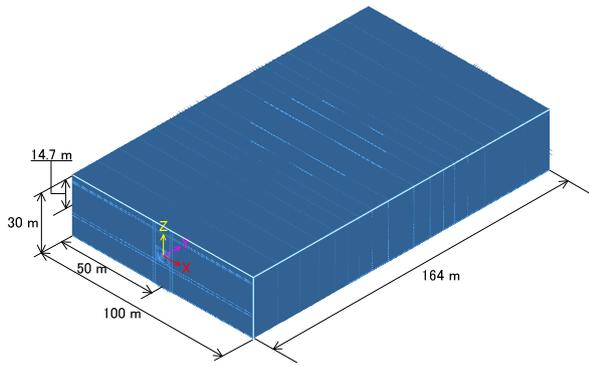


図-1 モデル全体の寸法

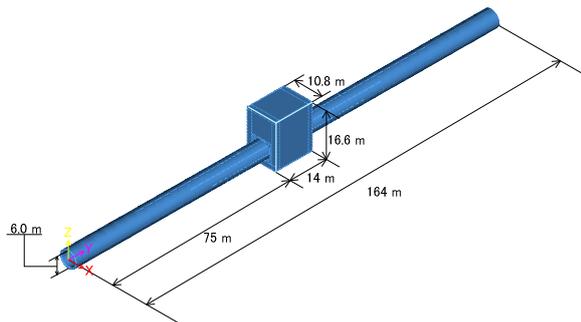


図-2 立坑接合モデルの構造物の寸法

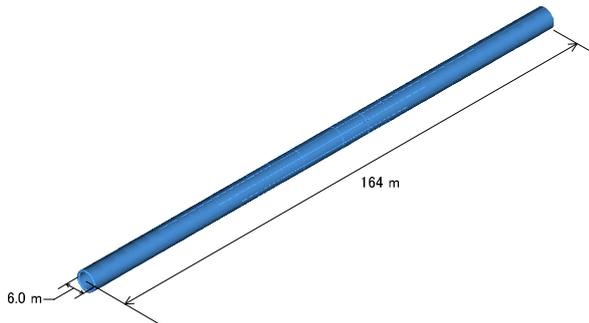


図-3 シールドトンネルのみのモデルにおけるトンネルの寸法

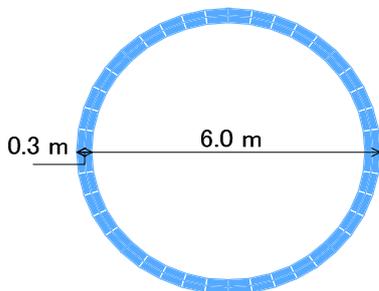


図-4 シールドトンネルの断面寸法

鉛直直角方向を Z 軸とし、以降はこの座標系で表わすものとする。地盤領域は X 軸方向に 100[m]、Y 軸方向に 164[m]、Z 軸方向に 30[m]とし、シールドトンネルの横断面の中心位置は、地表面から 14.7[m]に位置するものとする。シールドトンネルは径が

6.0[m]、セグメント厚さが 0.3[m]、トンネル長さが、立坑との接合モデルでは立坑壁面まで 75[m]、シールドトンネルのみのモデルは 164[m]となっている。立坑は中心位置が Y=82[m]で、幅が 10.8[m]、奥行きが 14[m]、高さが 16.6[m]、壁厚・床厚が 1.4[m]、天井厚が 0.7[m]となっている。また、シールドトンネルとは Y=75[m]、89[m]の位置で剛結合されている。境界条件としては底面を固定とし、側方は Z 軸方向のみを固定とした。

(2) 解析諸元

解析に用いた地盤及び構造物の解析諸元を表-1に示す。本来地盤は多層構造であり、多層モデルを考える事が通例であるが、本研究では特にシールドトンネルの挙動に着目するために、せん断波速度 $V_s = 200$ [m/s]の 1 層のみとした。地盤の単位体積重量・ポアソン比は表-1 に示している通りである。また、立坑とシールドは鉄筋コンクリートとしそのパラメータも示してある。

減衰はレイリー減衰を用いた。レイリー減衰とは質量マトリックスと剛性マトリックスの 1 次結合で表わされ、次式で与えられる。

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (1)$$

表-1 解析諸元^{3)、4)}

	地盤	立坑	シールドトンネル
単位体積重量 (kN/m ³)	17.66	24.03	24.03
ポアソン比	0.49	0.167	0.167
せん断波速度 (m/s)	200	2050	574
弾性係数 (kN/m ³)	-	2.45×10^7	1.92×10^6
レイリー減衰 α	0.516		
レイリー減衰 β	0.0037		

(3) 入力地震動

動的解析においては入力波として、堤内・小林・岩楯らの研究においても用いられた鉄道構造物等設計標準・同解説・耐震設計編の L2 地震のスペクトル II・G1 地震動の 9 秒から 24 秒を用いた。⁴⁾ その加速度波形を図-5 に、加速度応答スペクトルを図-6 に示す。この図より、最大加速度 749.6[gal]、卓越周期が 1.2[sec]付近であることが分かる。いずれの場合も X 軸方向と Y 軸方向に入力した。

次章の第 3 章では各モデルの震動特性を評価するために、入力波として正弦波を用いた。その振幅は図-7 に示すように 100[gal]で、振動数は 1.67 [Hz]とした。

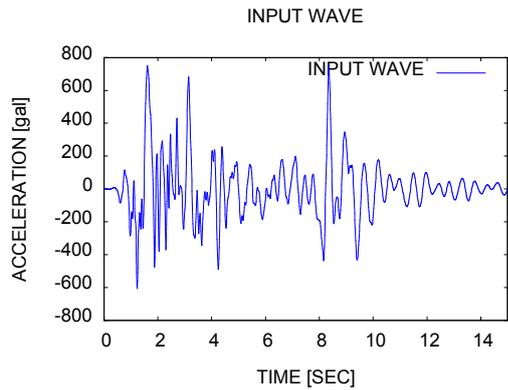


図-5 入力加速度波形

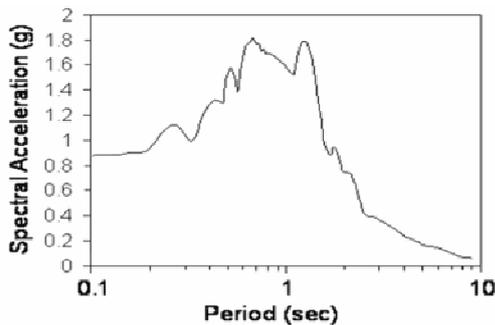


図-6 加速度応答スペクトル

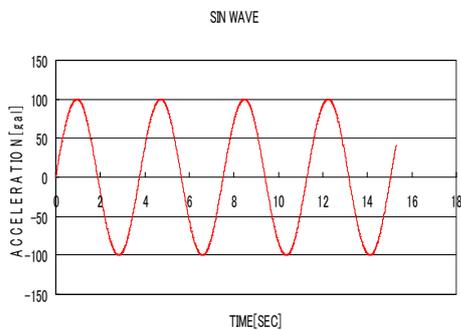


図-7 正弦波波形

3. 動的相互作用の影響

(1) 軸直角方向の動的相互作用

本節では軸直角方向に正弦波を入力した際の動的相互作用について考察する。着目する点としては、図-8 に示すように、シールドトンネル上端にてせん断ひずみ Y_{xy} が最大になる点 $((X, Y, Z)=(0, 72, 3))$ を A 点、シールドトンネル下端にてせん断ひずみ Y_{xy} が最大になる点 $((X, Y, Z)=(0, 73, -3))$ を B 点とし、それぞれの変位応答時刻歴およびひずみ Y_{xy} 応答時刻歴を図-9~12、図-13~16 に示す。これらの図で、赤は立坑接続モデル、青はトンネルのみのモデル、緑は立坑のみのモデル、ピンクは自由

地盤モデルを表わしている。図-9~11、図-13~15 より、立坑接続部付近の A 点、B 点においては、加速度、速度、変位ともにトンネルのみのモデルはほぼ自由地盤と同じ挙動を示している。

しかし、立坑接続モデルにおいては、いずれの値もシールドトンネルのみのモデル、自由地盤モデルの値よりも下回っている。その値は A 点においては、 $T=9.86[\text{sec}]$ で加速度は立坑接続モデルが $104[\text{gal}]$ 、自由地盤およびシールドトンネルのみのモデルは $116[\text{gal}]$ となり、トンネルのみのモデルの約 90% の値であった。同様に相対速度は $9.42[\text{sec}]$ で最大で、立坑接続モデルが $9.7[\text{kine}]$ 、シールドトンネルと自由地盤のモデルは $10.7[\text{kine}]$ で約 91% の値となった。X 軸方向の変位は、最大は $T=9.86[\text{sec}]$ で立坑接続モデルが $-0.93[\text{cm}]$ でシールドトンネルのみと自由地盤モデルが $-1.04[\text{cm}]$ で約 89% の値となった。

また、せん断ひずみ Y_{xy} においては、立坑接続モデルのみ非常に大きな値となっており、図-12 が示すように、A 点においては立坑により変位が拘束され大きなひずみ Y_{xy} が生じていることが分かる。また、図-16 が示すように、B 点のせん断ひずみと比較すると正負反対のひずみが生じている。また A 点、B 点ともシールドトンネルのみの場合とも正負反対のひずみが生じており、ロッキングの影響が確認できる。

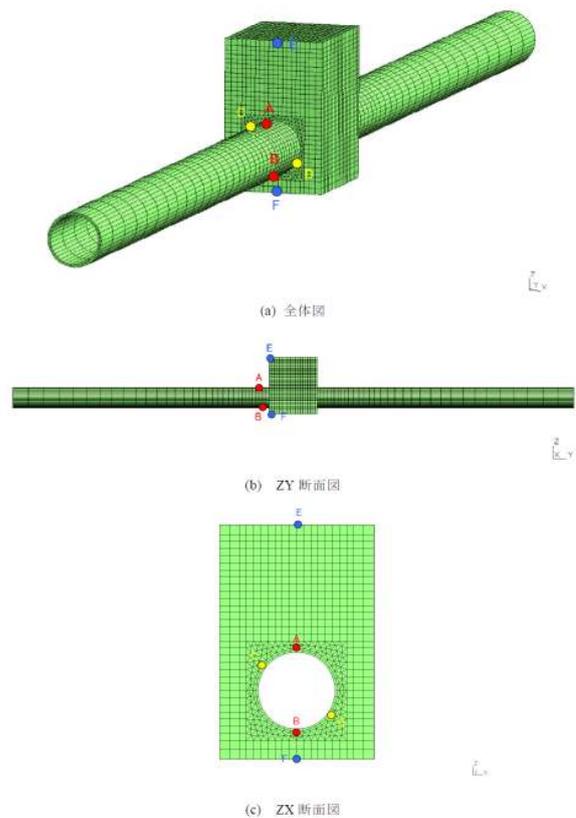


図-8 着目する点

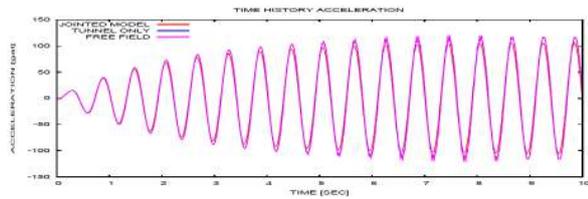


図-9 A点の絶対加速度応答時刻歴

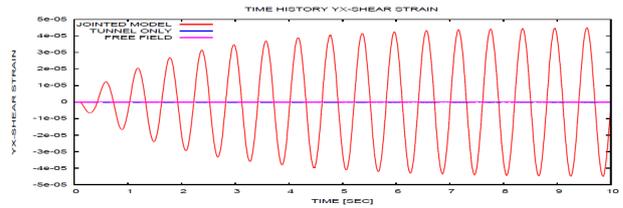


図-16 B点のせん断ひずみ ϵ_{yy} 時刻歴

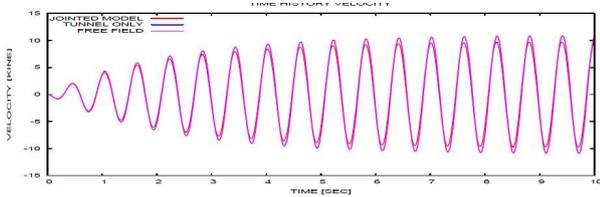


図-10 A点の相対速度応答時刻歴

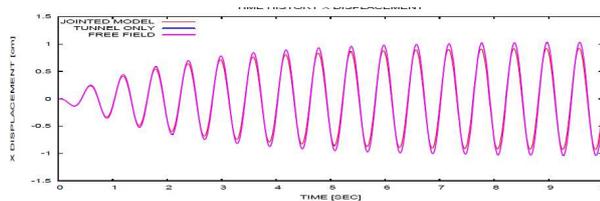


図-11 A点の相対変位応答時刻歴

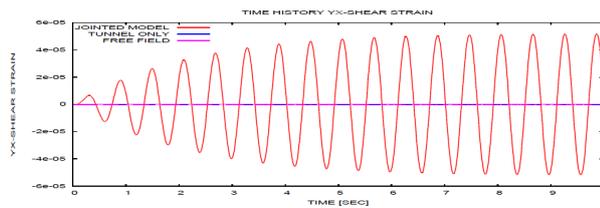


図-12 A点のせん断ひずみ ϵ_{yy} 時刻歴

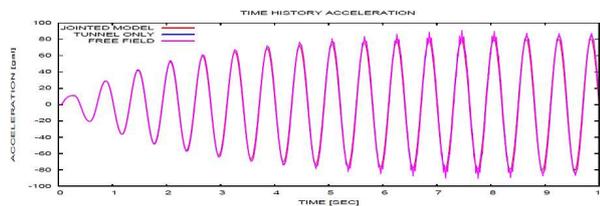


図-13 B点の絶対加速度応答時刻歴

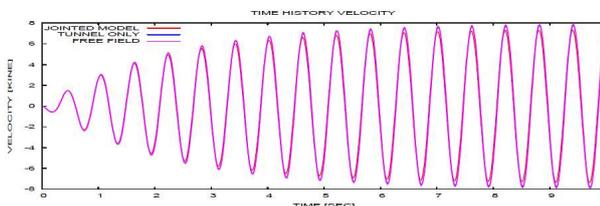


図-14 B点の相対速度応答時刻歴

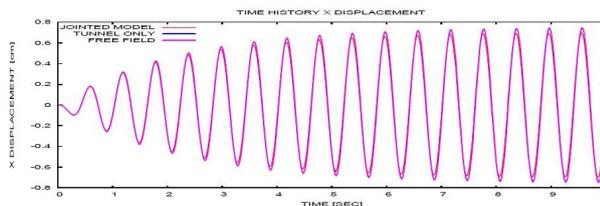


図-15 B点の相対変位応答時刻歴

(2) 軸方向の動的相互作用

軸直角方向の振動と同様に、相互作用の影響について考察する。着目する点を図-17に示す。シールドトンネル上端にてトンネル軸方向軸ひずみ ϵ_{yy} が最大になる点((X, Y, Z)=(0, 68, 3)、(0, 68, -3))をそれぞれA点、B点とし、それぞれの点における変位応答時刻歴およびひずみ ϵ_{yy} 応答時刻歴を図-18~21、図-22~24に示す。また、X軸方向と同様に赤は立坑接続モデル、青はトンネルのみのモデル、緑は立坑のみのモデル、ピンクは自由地盤モデルを表わしている。

図-18~21 (A点)、図-22~25 (B点) より立坑接合部から少し離れたA点、B点ではいずれのモデルも同様の挙動を示しているが、A点において立坑接続モデルはシールドトンネルのみのモデル、自由地盤モデルに比べて加速度・速度・変位ともに小さな値となっている。特にA点では、加速度応答は $T=9.84[\text{sec}]$ で最大となり、立坑接続モデルで $103[\text{gal}]$ 、トンネルのみのモデルで $110[\text{gal}]$ 、自由地盤では $116[\text{gal}]$ 生じている。立坑接続モデルはトンネルのみのモデルに比べ $94[\%]$ 、自由地盤に対して $89[\%]$ の応答が生じている。

一方、変位応答は立坑接続モデルで $-0.87[\text{cm}]$ 、シールドトンネルのみのモデルで $-0.97[\text{cm}]$ 、自由地盤で $-1.03[\text{cm}]$ のY軸方向変位が生じており、立坑接続モデルはトンネルのみのモデルに比べ $90[\%]$ 、自由地盤に対して $84[\%]$ の変位となっている。またY軸方向軸ひずみ ϵ_{yy} はトンネルのみのモデルとは正負反対のひずみが生じている。これは立坑のY軸方向のロッキングの影響により軸ひずみに位相差が生じたものと考えられる。

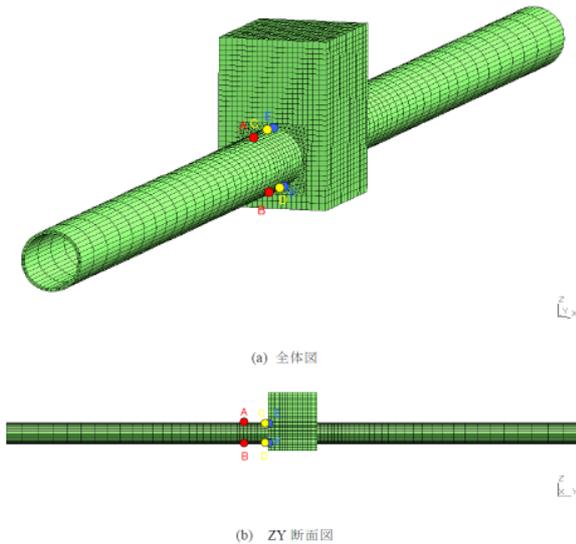


図-17 着目する点

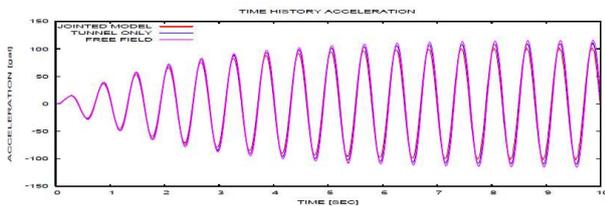


図-18 A点の絶対加速度応答時刻歴

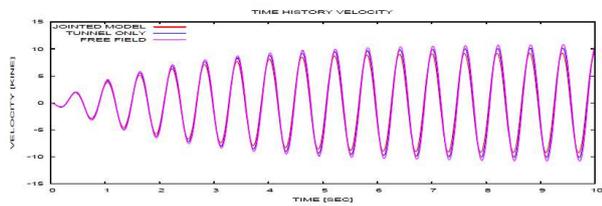


図-19 A点の相対速度応答時刻歴

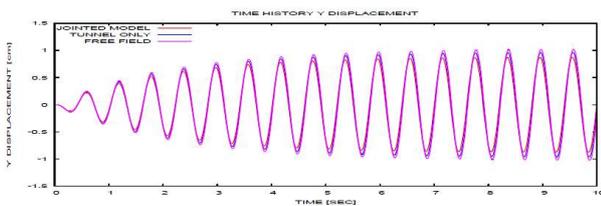


図-20 A点の相対変位応答時刻歴

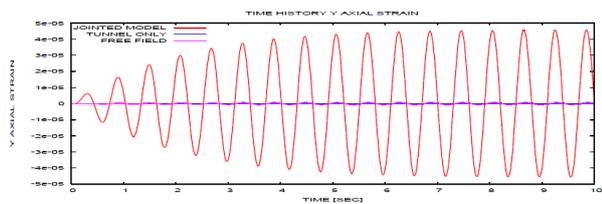


図-21 A点の軸ひずみ ϵ_{yy} 時刻歴

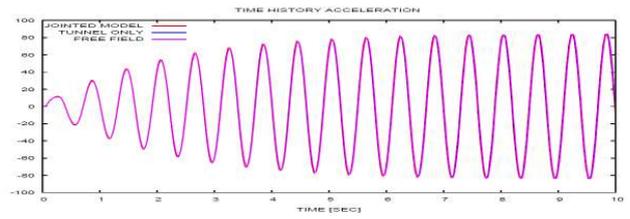


図-22 B点の絶対加速度応答時刻歴

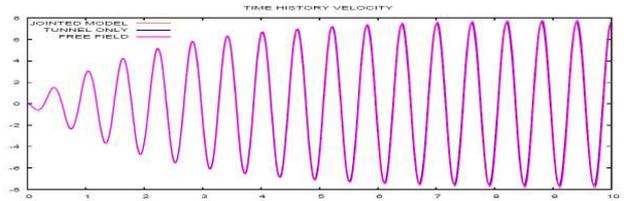


図-23 B点の相対速度応答時刻歴

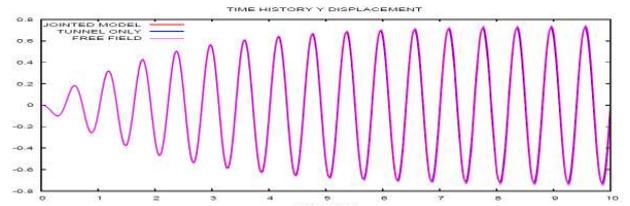


図-24 B点の相対変位応答時刻歴

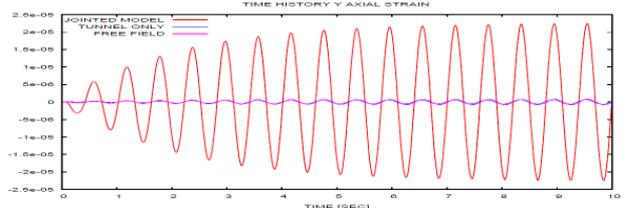


図-25 B点の軸ひずみ ϵ_{yy} 時刻歴

(3) 振動数別のひずみ応答特性

本節では前節で示したひずみが大きくなる点（軸直角方向並びに軸方向のA点）の振動数別の最大ひずみに着目し、振動数特性について考察する。図-26、27に軸直角方向に入力した際の振動数別の最大せん断ひずみ γ_{yz} の分布を、図-28に軸方向に入力した際の振動数別の最大軸ひずみ ϵ_{yy} の分布を示す。図-26より、軸直角方向に入力した際にはトンネルのみのモデル、自由地盤のモデルより立坑接続モデルのせん断ひずみが大きくなっており、 $f=1.67[\text{Hz}]$ でピークを迎えていることが確認できる。また、図-27より、シールドトンネルのみのモデルは $f=1.7[\text{Hz}]$ で、自由地盤モデル $f=1.67[\text{Hz}]$ でそれぞれピークを迎えている。同様に、軸方向に入力した際には図-28よりトンネルのみのモデル、自由地盤のモデルより立坑接続モデルのせん断ひずみが大きくなっており、 $f=1.7[\text{Hz}]$ でピークを迎えていることが確認できる。また、図-29より、シールドトンネルのみのモデル、自由地盤モデルともに $f=1.7[\text{Hz}]$ でピークを迎えている。これより、いずれの場合も自由地盤とほぼ同じ振動数でピークを迎えており、地盤の固有周期による振動が卓越するこ

とが分かる。

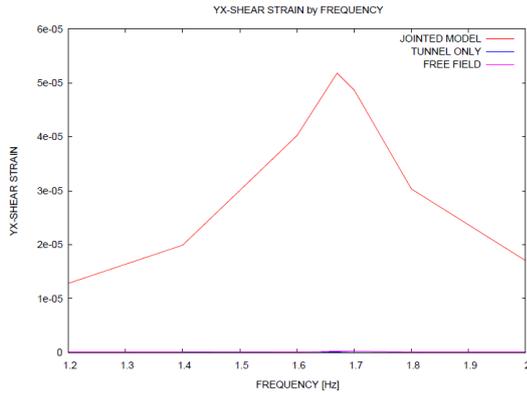


図-26 軸直角方向に入力した際の振動数別の最大せん断ひずみ γ_{yz} 分布 (全モデルの振動数別の最大せん断ひずみ γ_{yz} 分布)

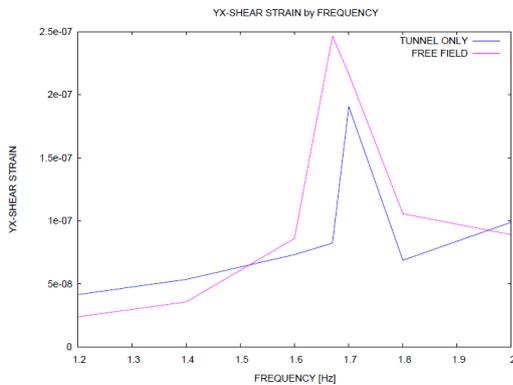


図-27 軸直角方向に入力した際の振動数別の最大せん断ひずみ γ_{yz} 分布 (トンネルのみのモデルと自由地盤の振動数別の最大せん断ひずみ γ_{yz} 分布)

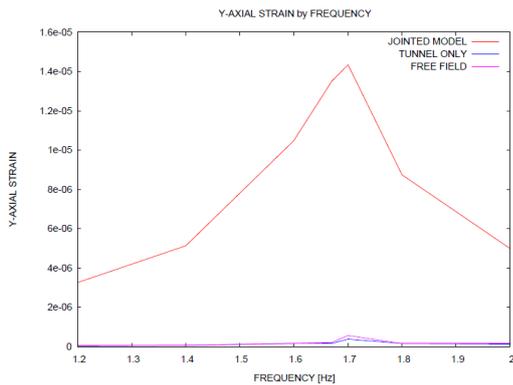


図-28 軸方向に入力した際の振動数別の最大軸ひずみ ϵ_{yy} 分布 (全モデルの振動数別の最大軸ひずみ ϵ_{yy} 分布)

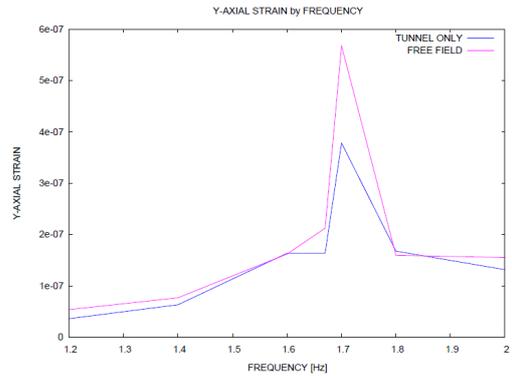


図-29 軸方向に入力した際の振動数別の最大軸ひずみ ϵ_{yy} 分布 (トンネルのみのモデルと自由地盤の振動数別の最大軸ひずみ ϵ_{yy} 分布)

4. 立坑を有するシールドトンネルの地震応答

(1) ねじれモーメントの評価方法

本章では前章で得られたモデルの振動特性をもとに、図-5 に示した地震波で地震応答解析を行い、地震時に立坑がシールドトンネルに及ぼす影響について考察する。

X 軸方向に振動を加える場合はシールドトンネルに立坑のロッキングの影響によるねじれが生じると考えられる。そこで、このねじれの評価を行うために要素毎に Saint-Venant のねじれ応力を導入した。通常任意断面の部材にねじれが生じると反りが生じ、回転軸方向にも変位が生じる。しかし、本研究では各要素毎にねじれ応力を用いたため、反りによる影響は小さいものと仮定し、要素の断面を等価円断面に置き換え、反りの生じない単純ねじれとした。以下に Saint-Venant の単純ねじれ応力・ねじれモーメントの算出方法を示す⁸⁾。

図-30 に示すような円形断面を有する部材について考える。部材端に軸周リモーメント(ねじれモーメント) M_t を与えると部材にはねじれ角 ϕ が生じる。このとき、単位長さ当たりのねじれ角を θ とすると微小距離 dx だけ離れた 2 断面での相対回転角 $d\phi$ を用いて θ は以下で表わされる。

$$\theta = \frac{d\phi}{dx} \quad (2)$$

断面中心から距離 r にある位置でのせん断ひずみは、

$$\gamma = r \frac{d\phi}{dx} = r\theta \quad (3)$$

よって、せん断応力は以下の式で表わされる。

$$\tau = G\gamma = Gr\theta \quad (4)$$

せん断応力の合力がねじれモーメントに等しいので

$$M_t = \int r(\tau \cdot dA) = G\theta \int r^2 dA = GI_p \theta \quad (5)$$

ただし、 $I_p = \int r^2 dA$: 極2次モーメント

これより、本研究では各要素毎でねじれを考える軸周りに、各節点の変位からねじれ角を算出し、等価円断面と仮定した際の単純ねじれ応力、ねじれモーメントを X、Y、Z 軸周りそれぞれに適用した。本論文では前章で述べた通り X 軸方向に振動する際の Y 軸周りのねじれが顕著であったため、Y 軸周りのねじれについて検討する。

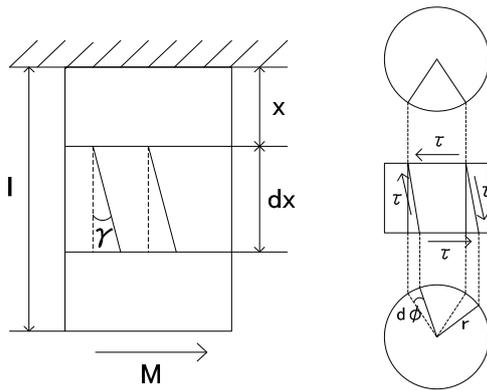


図-30 Saint-Venant の単純ねじれの概念図

(2) 軸直角方向の地震応答

トンネル軸直角方向に振動を加える場合、立坑のロッキングとシールドトンネルの回転変形により、立坑接続部付近にねじれが生じていると考えられる。そこで図-31~34 にねじれモーメント分布図を示す。図-31~34 より、ねじれモーメントの値は Y=73[m] に近づくと大きくなり、Y=73[m] の位置にてねじれ応力の値は 1129[kN/m²]となった。また、立坑上下端では負のねじれ角が、左右で正のねじれ角が生じている。

シールドトンネルのねじれ応力の値に対しては、コンクリートの許容ねじり応力⁵⁾は 3200~6000[kN/m²]となっており、破壊には至っていないものと考えられるが、立坑接続部付近に比較的大きなねじれ応力が発生することは明らかである。

また、本節では立坑を有するシールドトンネルにおいて、シールドトンネルの回転変形と立坑のロッキングによるねじれの発生メカニズムの解明とねじれ応力の評価を行った。

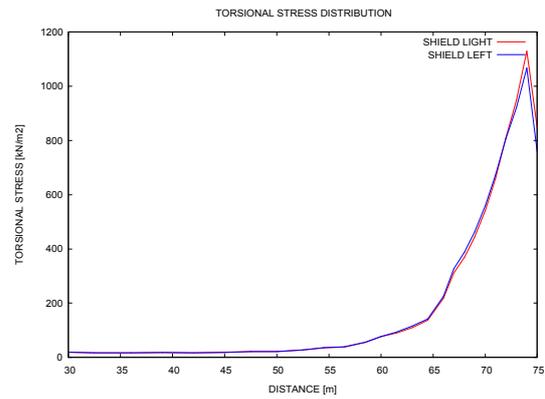


図-31 ねじれ応力分布図

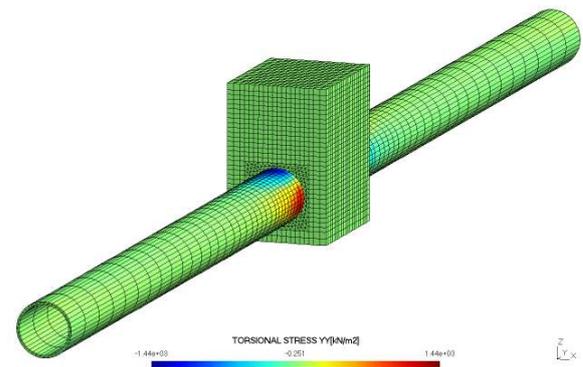


図-32 全体から見たねじれ応力分布図 (T=9.11[sec])

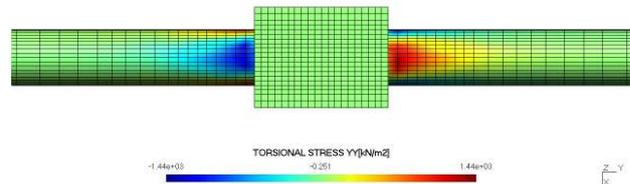


図-33 XY面から見たねじれ応力分布図 (T=9.11[sec])

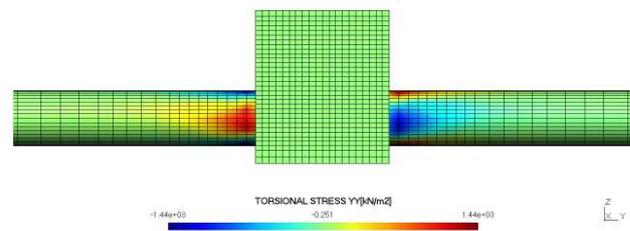


図-34 YZ面から見たねじれ応力分布図 (T=9.11[sec])

(3) 軸方向の地震応答

トンネル軸方向に振動を加える場合、立坑接続部付近に大きな軸応力が発生する。そこで図-35 に軸応力分布図、軸方向ひずみを図-36~39 に示す。軸応力はひずみ同様に Y=68[m]でシールドトンネル約 1500[kN/m²]の引張が、下端では 750[kN/m²]の圧縮が生じている。軸応力の値に対しては、シールドトンネル設計・施工指針⁶⁾にあるように、設計基準

強度によってセグメント用の圧縮応力度が定められており、その値は 16000~22000[kN/m²]となっているため、今回算出された値においては軸方向にも軸力による破壊には至っていないものと考えられるものの、立坑接続部付近に軸応力が集中することは明らかである。しかし、立坑を有するシールドトンネルがトンネル軸方向に振動する場合の立坑のロッキングによるシールドトンネルへの影響を確認することができた。

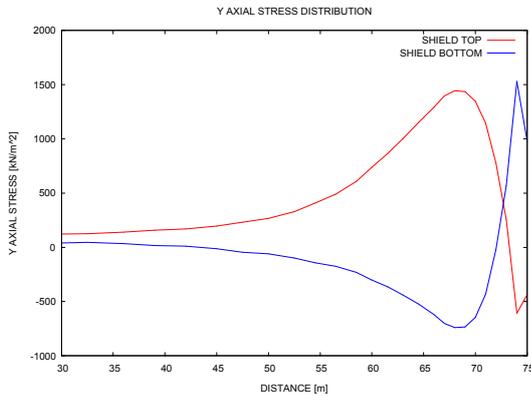


図-35 軸応力分布図

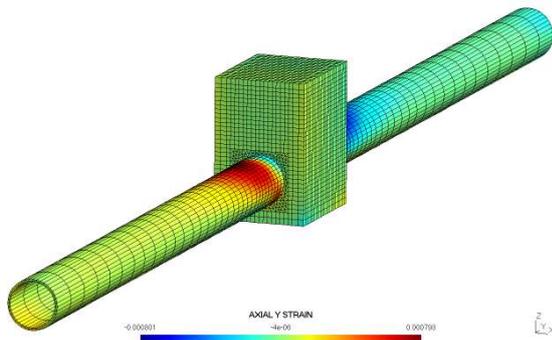


図-36 全体から見た Y 軸方向軸ひずみ ϵ_{yy} 分布図 (T=9.11[sec])

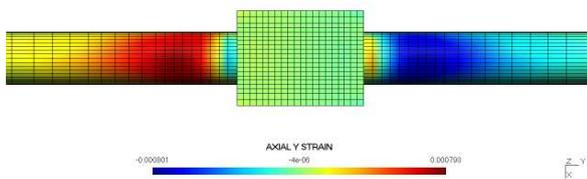


図-37 XY 面から見た Y 軸方向軸ひずみ ϵ_{yy} 分布図 (T=9.11[sec])

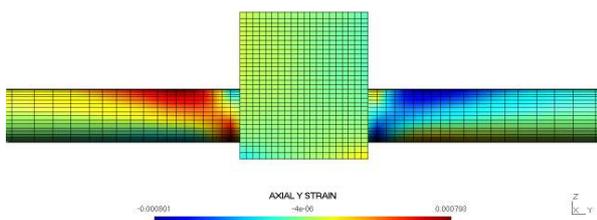


図-38 YZ 面から見た Y 軸方向軸ひずみ ϵ_{yy} 分布図 (T=9.11[sec])

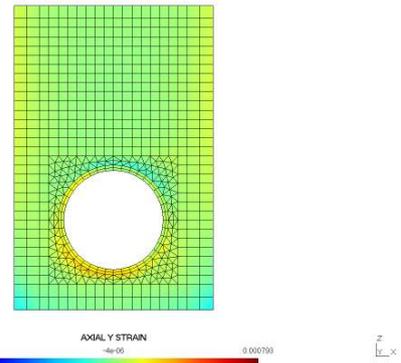


図-39 XZ 面から見た Y 軸方向軸ひずみ ϵ_{yy} 分布図 (T=9.11[sec])

5. 結論

本研究では正弦波により構造物間の相互作用について示し、実際の地震動を入力した際の立坑を有するシールドトンネルの地震挙動について明らかにした。しかし現状では、異種構造物間の耐震性能や限界状態ならびに損傷状態および横断・縦断面に対する照査基準は明らかになっていない。そのため、今後は本研究で取り扱ったような立坑を有したシールドトンネルの動的解析を積極的に行い、ケーススタディを増やすことで照査基準を明らかにすることが望まれる。また、異種構造物間の耐震性能や照査基準は明らかになっておらず、水道施設耐震工法指針・解説⁷⁾においても、現在は立坑・シールドトンネルにそれぞれ個別に耐震設計を行っている。しかし、本研究で示したように立坑接続部ではシールドトンネルの応力集中が生じる。したがって立坑とシールドトンネルを一体のモデルと考えた耐震設計フローが必要であり、その耐震設計フローを確立するためにも異種構造物間の限界状態ならびに損傷状態および横断・縦断面に対する照査基準を明らかにする必要がある。そのため、今後は本研究で取り扱ったような立坑を有したシールドトンネルの動的解析を積極的に行い、照査基準を明らかにすることが望まれる。

参考文献

- 1) 竹内 雄：大地震と地下構造物の安全性-報道の参考資料として-，株式会社日水コン 下水道本部，2009年，10月
- 2) 丸山 雅淑，岡田 一郎，鈴木 猛康：立坑接合部における免震シールドトンネルの地震応答解析，第10回日本地震工学シンポジウム，pp.2875-2878，1998，
- 3) 鈴木 猛康，粕田 金一，田中 港，小林 正宏：都市トンネルの免震構造のためのシリコン系材料に関する実験的研究，熊谷組技術研究報告，第54号，1995年，10月
- 4) 堤内 隆広：近接する複数の地下構造物の地震

時相互作用に関する研究，京都大学大学院工学
研究科都市社会工学 修士論文，2009年2月

- 5) 東北地方整備局：設計施工マニュアル[橋梁編]，
株式会社東北建設協会，pp. 5-21， 2005年
- 6) 社団法人 日本道路協会：シールドトンネル設
計・施工指針，丸善株式会社出版事業部，
pp. 209-214， 2010年
- 7) 水道施設耐震工法指針・解説
- 8) 平 修二：現代弾性力学，株式会社オーム社，
pp. 99-114， 1974年
- 9) 社団法人 土木学会関西支部：コンクリート構
造の設計・施工・維持管理の基本 -設計
編-，株式会社 サンヨ・アート 1987年

Seismic Interaction Performance of a Shield Tunnel Connected to a Shaft

Tomoya Tsunei , Freddy Duran C , Junji Kiyono and Yohei Maruo

In this study, the seismic interaction performance of a shield tunnel connected to a vertical shaft is analyzed; a three-dimensional dynamic analysis by using the finite element method is performed. It aims to clarify the seismic performance of the shield tunnel connected when it is connected to shaft. The analytical results show the influence of the shaft motion in the dynamic response of the shield tunnel in the longitudinal direction and transversal direction of the shield tunnel. When the vibration is considered in the direction of the longitudinal axis of the tunnel, torsion stress occurs in the tunnel near the tunnel-shaft join, it is produced due to the rocking motion of the shaft which induces rotational deformation to the shield tunnel.