

線状地中構造物の地震時の軸ひずみ伝達特性 に及ぼす継手の影響

西岡 勉¹・運上茂樹²

¹阪神高速道路公団（前独立行政法人土木研究所）（〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3）

E-mail:tsutomu-nishioka@hepc.go.jp

²独立行政法人土木研究所耐震研究グループ上席研究員（〒305-8516 つくば市南原1-6）

E-mail:unjoh@pwri.go.jp

線状地中構造物の縦断方向の耐震解析は、構造物とその周辺地盤を弾性床の上のほりにモデル化する応答変位法が一般に用いられている。同手法の地盤ばねと地盤を連続体と仮定した場合の地盤インピーダンスには、地盤・構造物間の相互作用を表すモデルの相違があり、この相違が地中構造物の縦断方向の地震時挙動の解析精度に及ぼす影響は明らかになっていない。本文では、3次元FEMモデルおよび弾性床はりモデルを用いた線状地中構造物の軸方向の地震時挙動の解析を行い、線状地中構造物の地震時の軸ひずみ伝達特性に対する継手の影響が両モデルで異なり、弾性床はりモデルで考えられている継手による軸ひずみ伝達の低減効果が地震時の実挙動を正確に反映していない可能性があることを示した。

Key Words : linear underground structures, axial strain transmitting characteristics, structural joints, 3-D FEM model, beam-spring model

1. はじめに

兵庫県南部地震における線状地中構造物の縦断方向の変形に起因する被害は、施設として機能を喪失するような甚大なものは見られなかった。例えば、本研究で対象とする矩形共同溝では、地震時の衝突や目開きが原因と考えられる構造目地部のずれ、止水板の破損、コンクリートエッジの剥落などが生じたが、被害の程度は軽微であった（例えば^{1), 2)}）。

同地震で重大な被害が見られなかった線状地中構造物の縦断方向についても横断方向と同様に、地盤条件の急変部など地震の影響が厳しい条件では、レベル2地震動を対象とした耐震設計法の開発が必要とされている。しかし、縦断方向の耐震設計法に関する研究は少ないのが現状である³⁾。

線状地中構造物の地震時の変形は周辺地盤の変形の影響を大きく受けるため、縦断方向の耐震解析は、構造物とその周辺地盤を弾性床の上のほりにモデル化し、自然地盤の地震時変位を、地盤ばねを介して構造物に静的に作用させる応答変位法が一般に用いられている。

上記手法の地震荷重の作用方法は、地盤ばねを介して自然地盤の地震時変位のみを作用させるもので、同手法を用いた横断方向の耐震解析で提案されている地盤と構造物の接触面における自然地盤の変形状

態を保つ切り欠き力と構造物の慣性力⁴⁾が考慮されていない。構造物の慣性力の影響は小さいと考えられるが、接触面での自然地盤の切り欠き力の影響の大きさについては明らかでない。

志波⁵⁾は、弾性床はりモデルに従来の自然地盤の変位に加えて、構造物位置の地盤内応力と構造物の慣性力を作用させた線状地中構造物の軸直角水平方向の曲げモーメントおよびせん断力を算定している。従来法と提案法による断面力の算定に相違が生じる原因は、主として構造物位置の地盤内応力で構造物の慣性力の影響は小さい解析例を示している。

応答変位法に用いる地盤ばねの算定には、周辺地盤を有限要素にモデル化し、構造物に強制変位を作用させて地盤からの反力をもとに算定する方法^{6), 7)}、弾性理論に基づく方法^{8), 9)}、地盤のせん断弾性係数の定数倍として設定する方法^{10), 11)}などがあるが、地盤ばねの合理的な設定法の確立には至っていない¹²⁾。合理的な設定が困難な理由の1つとして、地盤ばねモデル自体に起因する問題が考えられる。

弾性床はりモデルの地盤ばねは、ある1地点の地盤反力がその地点の地盤変位のみで定まるWinklerの仮定に基づくモデルである。一方、地盤を連続体とみなした場合、ある1地点の地盤反力は、その地点の地盤変位だけでなく、他の地点の地盤変位の影響も受ける。すなわち、連続体と仮定した周辺地盤

の剛性を離散表示した地盤インピーダンスマトリックスには非対角項が存在するが、地盤ばねは地盤インピーダンスマトリックスの非対角項の影響を対角項のみに集約したモデルに相当する。村井ら^{13), 14)}は、地中構造物の横断方向に用いる応答変位法についてその計算精度が地盤インピーダンスマトリックスと地盤ばねの相違に関係し、行列の自由度の縮約が地盤ばねモデルの問題であることを指摘している。

著者ら¹⁵⁾は、3次元FEMを用いた応答震度法¹⁶⁾と弾性床はりモデルによる共同溝軸方向の地震時挙動の解析を行い、正弦波地盤変位の波長、継手、地盤剛性などが地盤・構造物間の地震時の軸ひずみ伝達特性に及ぼす影響について検討している。FEMモデルの地盤および構造物に慣性力を作用させ、地震時の地盤ひずみを再現することで弾性床はりモデルを用いた応答変位法より精度の高い地震荷重を作用させることができ、地盤ばねのモデル化の問題もなくなる。

上記の検討から、弾性床はりモデルでは、継手からの距離に応じて自然地盤に対する構造物の軸ひずみの比、軸ひずみ伝達率が低減するが、FEMモデルでは、継手の影響が非常に小さく、継手からの距離に関わらず軸ひずみ伝達率が変化せず、継手のない場合とほとんど差が生じない結果が得られている。

ただし、上記のFEMモデルでは、地盤と構造物が完全に密着している仮定があり、地震時の地盤ひずみを再現した場合に、地盤と構造物の剛性差に起因した構造物本体および継手の伸縮変形が生じるが、函体長30m、継手長20mmの共同溝の標準的な縦断構成では、継手近傍に位置する地盤要素に過大なひずみが生じてしまう。より現実に近い現象を再現するためには、地盤・構造物間の滑りや地盤要素の局所的な軟化などを考慮するモデルの高度化が必要である。

本研究では、地盤・構造物間の滑りに着目し、3次元FEMモデルの地盤と構造物が接する節点にジョイント要素を設定し、地盤・構造物間の滑りを考慮した場合の線状地中構造物の軸方向の地震時挙動を解析する。FEMモデルによる地盤と構造物の完全な密着を仮定した場合の応答震度法の解析、同モデルによる地盤・構造物間の滑りを考慮した解析、およびFEMモデルの解析条件に対応する弾性床はりモデルの解析から線状地中構造物の地震時の軸ひずみ伝達特性に対する継手の影響について考察した結果を報告する。

2. 軸ひずみ伝達率の解析

(1) FEMモデルの解析条件

解析方法は、図-1 に示すように表層地盤および線状地中構造物を8節点6面体ソリッド要素としてモデル化した3次元FEMによる応答震度法¹⁶⁾とした。

表層地盤は、地盤全体の剛性を単純化するため均

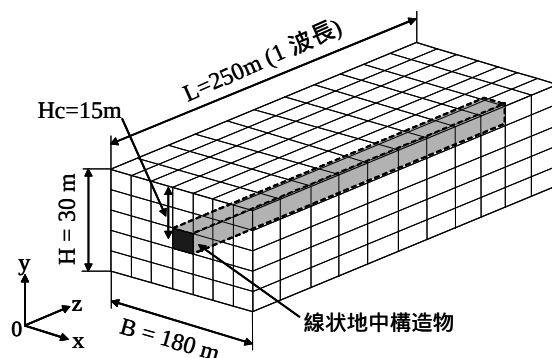


図-1 表層地盤および構造物の有限要素モデルの概念図

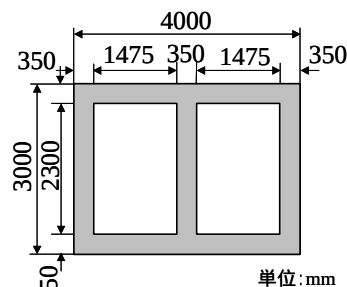


図-2 1層2室共同溝の横断面

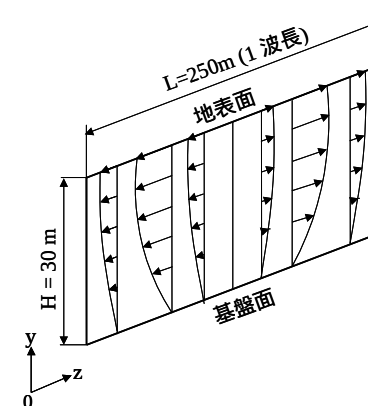
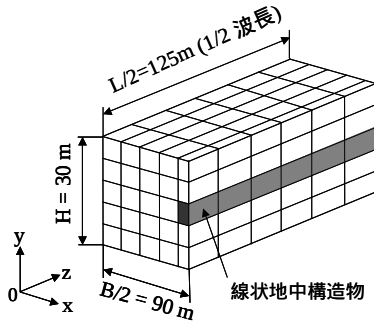


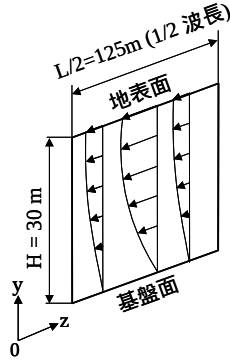
図-3 軸方向(z方向)の1波長の正弦波地盤変位

質とし、地盤の地震時せん断波速度 $V_s=100\text{m/s}$ 、単位体積重量 $W_g=18\text{kN/m}^3$ 、ポアソン比 $\nu_g=0.45$ の弾性体と仮定した。表層地盤の層厚(y方向)は $H=30\text{m}$ とし、構造物から表層地盤の側方境界までの距離は構造物の影響が十分小さくなるように H の約3倍の距離をとり⁶⁾、表層地盤モデルの幅(x方向)を $B=180\text{m}$ とした。構造物の構築位置(中心深さ)は $H_c=15\text{m}$ である。

線状地中構造物は、図-2に示す横断面を有する1層2室共同溝を対象とし、等価線形のソリッド要素でモデル化した。構造物要素の弾性係数 E_s は、共同溝と構造物要素の軸剛性が等価となるようにコンクリートの弾性係数 E_c を共同溝のRC断面積 A_c と構造物要素の断面積 A_s の比を用いて換算している。 $E_c=2.35 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ とし、共同溝の軸方向鉄筋量が少ないことから軸方向鉄筋の剛性は考慮していない。



(a) 1/4 の FEM モデルの概念図



(b) 軸方向(z 方向)の 1/2 波長の正弦波地盤変位
図-4 簡略化した FEM モデルと正弦波地盤変位

構造物要素の単位体積重量 W_s についても、コンクリートの単位体積重量を $W_c=24.5\text{kN/m}^3$ とし、構造物全体で等しい重量となるように $W_s=10.6\text{kN/m}^3$ に設定した。また、構造物要素のポアソン比はコンクリート相当とし、 $\nu_s=0.167$ とした。

地震荷重は、共同溝設計指針¹⁰⁾に従い、図-3 に示すように鉛直方向(y 方向)の地盤変位分布が基盤面で 0、地表面で最大の 1/4 波長の正弦波、軸方向(z 方向)の地盤変位分布が 1 波長の正弦波となる慣性力を地盤および構造物に静的に作用させた。慣性力の大きさは、地表面の地盤変位の振幅 $u_{a,\max}$ が表層地盤のせん断振動モデルにより式(1)で算定される地盤変位となるように設定した。

$$u_{a,\max} = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \sin \theta \quad (1)$$

$$T_s = \frac{4H}{V_s} \quad (2)$$

ここに、 S_v ：基盤面での入力地震動の速度応答スペクトル、 T_s ：表層地盤の基本固有周期、 θ ：正弦進行波の入射方向、 H ：表層地盤の層厚、 V_s ：表層地盤の地震時せん断波速度である。ここでは、兵庫県南部地震クラスの地震動として $S_v=90\text{cm/s}$ ($T_s=1.2\text{s}$, 減衰定数 $h=0.2$)、構造物の軸方向の地盤の軸ひずみが最大となる $\theta=45^\circ$ を仮定した。上記の条件から $u_{a,\max}=15\text{cm}$ となる。また、正弦進行波の波長についても、共同溝設計指針¹⁰⁾から表層地盤の 1 固有周期

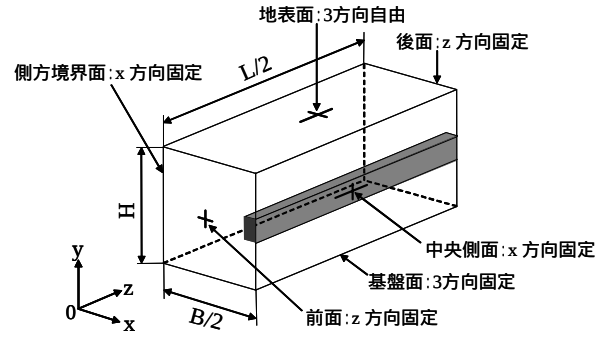
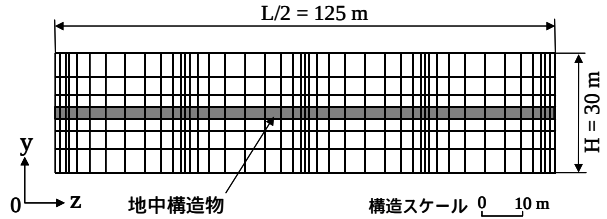
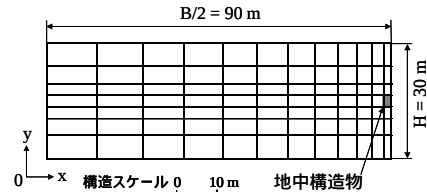


図-5 FEM モデルの境界条件



(a) yz 平面



(b) xy 平面

図-6 FEM モデルのメッシュ図

($T_s=1.2\text{s}$)の間に表層地盤と基盤を伝わる波の波長の調和平均とした。基盤のせん断速度は 300m/s としている。 45° の入射方向を考慮した軸方向の正弦波地盤変位のみかけの波長は、 $L=250\text{m}$ となる。

なお、解析モデルの対称性と地震荷重の載荷条件を考慮し、実際の解析は、簡略化のため図-4 に示すような 1/4 の FEM モデルに 1/2 波長の地盤変位を作用させた。表層地盤モデルの境界条件は、図-5 に示すとおり設定した。解析モデルの前面および後面(xy 平面)は、正弦波地盤変位の z 方向の連続条件から z 方向変位を固定とした。基盤面(zx 平面)は 3 方向変位を固定、地表面(zx 平面)は 3 方向変位を自由とした。有限要素モデルの対称性から中央側面(yz 平面)の x 方向変位を固定、構造物の影響が十分小さくなる側方境界面(yz 平面)も x 方向変位を固定とした。各境界面のその他の方向および内部節点の変位はすべて自由とした。yz 平面および xy 平面の FEM モデルのメッシュ図を図-6 に示す。

地盤と構造物が接する節点には、図-7に示す滑りを表すジョイント要素を設定した。ジョイント要素のせん断強度 τ_y は、式(3)に示す Mohr-Coulomb 式でモデル化した¹⁷⁾。

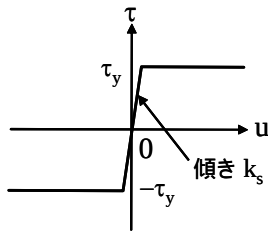


図-7 滑りを表すジョイント要素

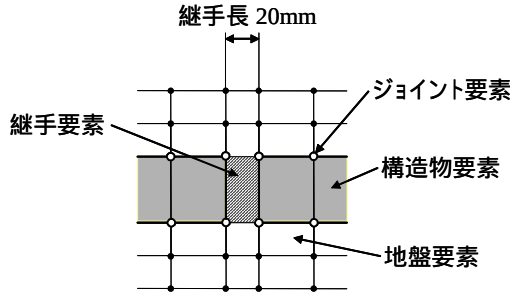


図-8 継手のモデル化

表-1 FEMモデルの解析ケース

Case	継手間隔 (m)	ジョイント要素		
		$\phi_j (^\circ)$	c_j (kN/m ²)	τ_y (kN/m ²)
1	継手なし	-	-	∞
2	30	30	-	122.5
3			0	
4			100	

$$\tau_y = \sigma_n \tan \phi_j + c_j \quad (3)$$

ここに、 σ_n ：垂直応力(圧縮を正)、 ϕ_j ：摩擦角、 c_j ：付着力である。ここでは、 $\phi_j=30^\circ$ 、 $c_j=0, 100 \text{ kN/m}^2$ の組み合わせを仮定した。また、ジョイント要素のせん断ばね k_s は十分大きな値とし、 $k_s=1.0 \times 10^{10} \text{ kN/m}^3$ に設定した。

継手は、共同溝設計指針¹⁰⁾に従い図-8に示すように継手長を20mmとし、地盤・構造物と同じ8節点6面体ソリッド要素でモデル化した。継手による軸ひずみ伝達の低減効果が顕著に表れるように、継手剛性を表す継手要素の弾性係数 E_j はごく微少な数値として、 $E_j=1.0 \times 10^{-12} \text{ N/mm}^2$ とした。

FEMモデルの解析ケースを表-1に示す。解析パラメータは、継手の有無、ジョイント要素の ϕ_j 、 c_j である。Case 1,2は、地盤と構造物が密着している場合の継手の影響を調べるケースであり、ジョイント要素の τ_y を ∞ に設定している。Case 3,4は、ジョイント要素の ϕ_j 、 c_j をそれぞれ、 $(\phi_j, c_j)=(30^\circ, 0 \text{ kN/m}^2)$ 、 $(30^\circ, 100 \text{ kN/m}^2)$ とし、地盤と構造物の接触面のせん断応力がジョイント要素の τ_y を超過すると滑りが生じるケースである。Case 3,4の τ_y はそれぞれ、

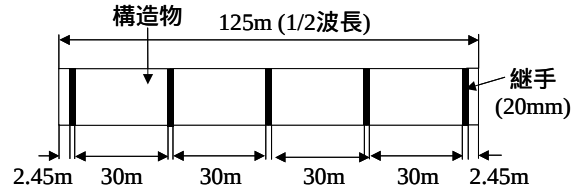


図-9 継手の配置

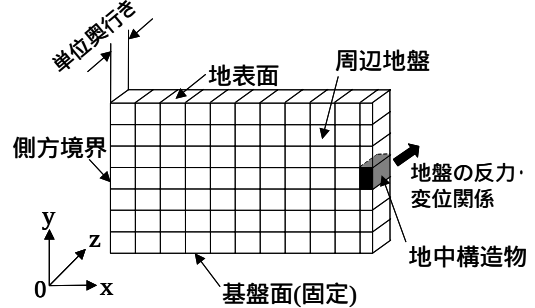


図-10 地盤ばね算定のための地盤 FEM モデルの概念図

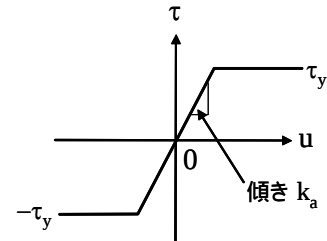


図-11 滑りを考慮した地盤ばねモデル

$\tau_y=122.5, 222.5 \text{ kN/m}^2$ になる。

Case 2, 3, 4の継手間隔は30mとし、図-9に示すように継手を配置した。

(2) 弾性床はりモデルの解析条件

弾性床はりモデルでは、軸方向の力のつりあい式は、はりの軸ひずみにより生じる引張・圧縮力と自然地盤・はり間の相対変位により生じる地盤ばね反力のつりあいから式(4)で表される¹⁸⁾。

$$E_s A_s \cdot d^2 u(z) / dz^2 = k_a \{u(z) - u_g(z)\} \quad (4)$$

ここに、 $E_s A_s$ ：はりの軸剛性、 $u(z)$ ：軸方向座標 z におけるはりの軸方向変位、 $u_g(z)$ ： z における自然地盤の軸方向変位、 k_a ：軸方向の地盤ばねである。式(4)は、 $E_s A_s$ および k_a が z に依らず一定であると仮定した継手のない無限長のはりを対象としている。また、自然地盤の地震時変位のみを地震荷重としているため、構造物に作用する慣性力および構造物位置の自然地盤の切り欠き力は考慮されていない。

$u_g(z)$ を波長 L の正弦波と仮定すると、式(4)をもとに自然地盤に対する構造物の軸ひずみ伝達率 $\varepsilon_s/\varepsilon_g$ は式(5)で表すことができる¹⁸⁾。

$$\varepsilon_s / \varepsilon_g = 1 / \left\{ 1 + \frac{E_s A_s}{k_a} \left(\frac{2\pi}{L} \right)^2 \right\} \quad (5)$$

式(5)によると、 $\varepsilon_s / \varepsilon_g$ は、正弦波地盤変位の振幅、位相に依存しない $E_s A_s$, k_a , L の関数となる。

式(5)における地盤ばね k_a は、図-4(a)に示す xy 平面を図-10に示すように単位奥行き長さを有する有限要素にモデル化し、 z 方向に構造物を強制変位させて得られる周辺地盤の反力から算定した。基礎面は3方向の変位を固定とし、その他の節点については地中構造物の軸方向(z 方向)以外の変位は固定とした。なお、図-10は、左右対称性を考慮した1/2有限要素モデルのため、得られた地盤反力の2倍から地盤ばねを算定している。前節のFEMモデルの表層地盤、構造物の構築位置の条件で算定すると、 $k_a = 4.06 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ になる。

継手を有する弾性床はりモデルでは、はり要素の分割をFEMモデルの構造物要素の軸方向(z 方向)の分割と合わせ、FEMモデルと同一の波長 L の正弦波地盤変位 $u_g(z)$ を地盤ばね端に入力し、はり要素毎の軸ひずみ伝達率 $\varepsilon_s(z) / \varepsilon_g(z)$ を算定した。 $E_s A_s$, k_a の条件は継手のない場合と同一である。

また、Case 3,4の滑りを考慮したFEMモデルに対応する弾性床はりモデルでは、図-11に示すように k_a の傾きを有し、Case 3,4の τ_y に相当するせん断応力で降伏して滑りが生じるバイリニアの地盤ばねモデルを設定した。

(3) 地盤・構造物間で滑らない場合の軸ひずみ伝達率

構造物の存在しない自然地盤における構造物位置の地盤の軸ひずみ $\varepsilon_g(z)$ に対する構造物の軸ひずみ $\varepsilon_s(z)$ の比、軸ひずみ伝達率 $\varepsilon_s(z) / \varepsilon_g(z)$ について、FEMモデルと弾性床はりモデルの比較を行う。 $\varepsilon_s(z)$, $\varepsilon_g(z)$ は引張ひずみを正とし、FEMモデルではソリッド要素中心の軸方向(z 方向)の直ひずみとした。Case 1のFEMモデルの $\varepsilon_g(z)$ および $\varepsilon_s(z)$ の z 方向の分布を図-12に示す。 $\varepsilon_s(z)$ は構造物の弾性係数 E_s を変化させ、軸剛性 $E_s A_s$ を100, 10, 1%と低下させた場合を示している。 $E_s A_s = 100, 10, 1\%$ に対して、地盤と構造物の剛性比は、それぞれ、 E_g / E_s 0.005, 0.05, 0.5となる。図-4(b)に示す1/2波長の正弦波地盤変位を軸方向に与えているため、 $\varepsilon_g(z)$ は、 $z=0, 62.5, 125\text{m}$ でそれぞれ、最小, 0, 最大となる正弦波分布になり、 $\varepsilon_s(z)$ も絶対値は小さくなるが、 $\varepsilon_g(z)$ と同様の分布となる。

Case 1のFEMモデルの $\varepsilon_s(z) / \varepsilon_g(z)$ の z 方向の分布を図-13に示す。 E_g / E_s に応じて、 $\varepsilon_s(z) / \varepsilon_g(z)$ の値は変化するが、 z に対しては変化が小さくほぼ一定の値となる。図-13中の水平な太実線は、式(5)により算定した継手のない弾性床はりモデルの $\varepsilon_s / \varepsilon_g$ である。継手のないCase 1の場合では、FEMモデルの $\varepsilon_s(z) / \varepsilon_g(z)$ と弾性床はりモデルの $\varepsilon_s / \varepsilon_g$ はほぼ一致する。

Case 2の $\varepsilon_s(z) / \varepsilon_g(z)$ の z 方向の分布を図-14に示す。

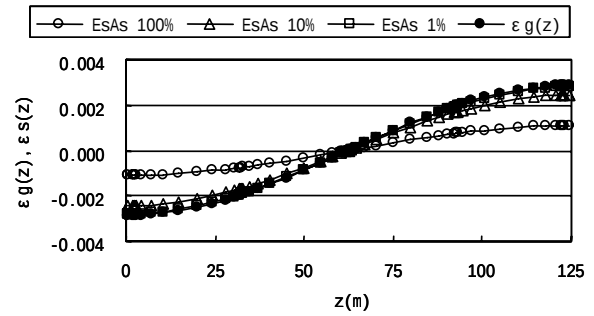


図-12 FEMモデルの $\varepsilon_g(z)$, $\varepsilon_s(z)$ の z 方向の分布 (Case 1)

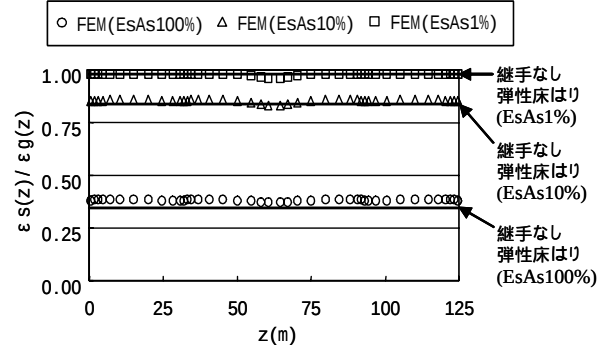


図-13 $\varepsilon_s(z) / \varepsilon_g(z)$ の z 方向の分布 (Case 1)

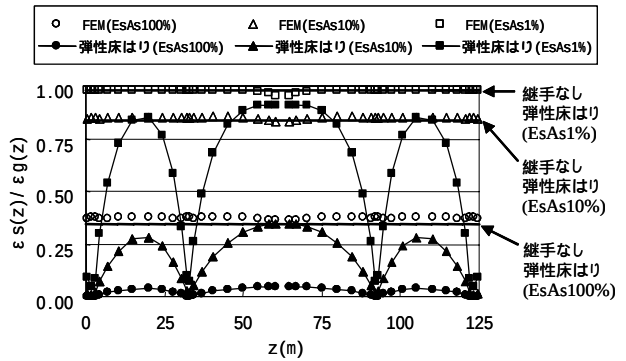


図-14 $\varepsilon_s(z) / \varepsilon_g(z)$ の z 方向の分布 (Case 2)

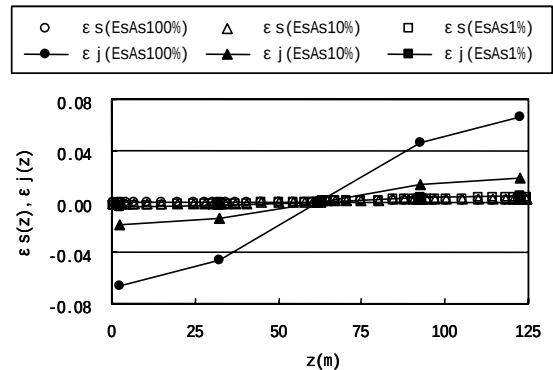


図-15 FEMモデルの $\varepsilon_j(z)$, $\varepsilon_s(z)$ の z 方向の分布 (Case 2)

FEMモデルの $\varepsilon_s(z) / \varepsilon_g(z)$ は、継手を有する場合でも継手のないCase 1と同様に、 z に対して変化が小さく、ほぼ一定の値となり、継手の影響がほとんど現れない。図-14中の水平な太実線は式(5)により算定した継手のない弾性床はりモデルの $\varepsilon_s / \varepsilon_g$ であり、地盤と構造物が密着している仮定では、継手の有無に関わらず、FEMモデルの $\varepsilon_s(z) / \varepsilon_g(z)$ は、継手のない弾性床

はりモデルの $\varepsilon_s/\varepsilon_g$ とほぼ一致する。

一方、継手を有する弾性床はりモデルの $\varepsilon_s(z)/\varepsilon_g(z)$ は、継手からの距離と $\varepsilon_g(z)$ の大きさに応じて、継手のない弾性床はりモデルの $\varepsilon_s/\varepsilon_g$ よりも小さくなる。弾性床はりモデルは、継手による地震時の軸ひずみ伝達の低減効果があり、継手の影響がFEMモデルと異なる。なお、 $z=62.5\text{m}$ の弾性床はりモデルの $\varepsilon_s(z)/\varepsilon_g(z)$ が継手により低減していないのは、同位置の $\varepsilon_g(z)$ が0であり、継手に変形が生じていないためである。

図-15は、Case 2のFEMモデルの $\varepsilon_s(z)$ および継手の軸ひずみ $\varepsilon_j(z)$ の z 方向の分布を示したものである。 $z=62.5\text{m}$ で $\varepsilon_g(z)=0$ になる箇所の継手を除いて、 $E_s A_s$ が大きく地盤と構造物の剛性差が大きいほど、剛性極小の継手要素にひずみが集中し、 $\varepsilon_j(z)$ が $\varepsilon_s(z)$ に比べて大きくなる。しかし、 $\varepsilon_s(z)$ は継手の影響をほとんど受けていない。構造物と地盤の完全な密着を仮定したFEMモデルの解析では、継手が $\varepsilon_s(z)$ に与える影響は非常に小さく、弾性床はりモデルで考えられている継手による軸ひずみ伝達の低減効果は現れない。

両モデルの $\varepsilon_s(z)/\varepsilon_g(z)$ が異なる理由について、FEMモデルでは、継手近傍の地盤要素が継手の伸縮変形を拘束するが、弾性床はりモデルの地盤ばねでは、FEMモデルに対応する継手変形を拘束する地盤からの作用が直接的には考慮されていないためと考えられる。ただし、函体長30m、継手長20mmの標準的な共同溝の縦断構成では、FEMモデルの継手近傍の地盤要素に過大な地盤ひずみが発生してしまうため、より現実に近い現象を再現するためには、継手近傍の局所的な地盤の軟化や地盤・構造物間の滑りをモデル化する必要がある。

(4) 地盤・構造物間の滑りを考慮する場合の軸ひずみ伝達率

地盤・構造物間に滑りを考慮したCase 3の $\varepsilon_s(z)/\varepsilon_g(z)$ の z 方向の分布を図-16に示す。FEMモデルの $\varepsilon_s(z)/\varepsilon_g(z)$ は、Case 2と異なり継手からの距離と $\varepsilon_g(z)$ に応じて小さくなり、継手による軸ひずみ伝達の低減効果が見られる。

Case 3のFEMモデルのジョイント要素の変形量 $u_j(z)$ の z 方向の分布を図-17に示す。ジョイント要素のせん断ばねを十分大きな値として $k_s=1.0 \times 10^{10} \text{ kN/m}^3$ に設定しているため、 $u_j(z)$ が0でない区間が滑りの生じている範囲とみなしてよい。 $z=62.5\text{m}$ の継手を除き、継手を中心として滑りが生じている。また、 $E_s A_s$ が大きいほど滑り量が大きい。継手を中心とした範囲に滑りが生じることにより、継手近傍の地盤要素による継手の伸縮変形を拘束する作用が弱くなり、函体全体の伸縮が生じ、継手による軸ひずみ伝達の低減効果が現れたと推測できる。

一方、弾性床はりモデルにおける単位面積当たりの地盤ばね反力 $\tau_r(z)$ の z 方向の分布を図-18に示す。継手位置に近いほど地盤・構造物間の相対変位が大きく、 $\tau_r(z)$ が大きくなる。図-11に示したバイリニ

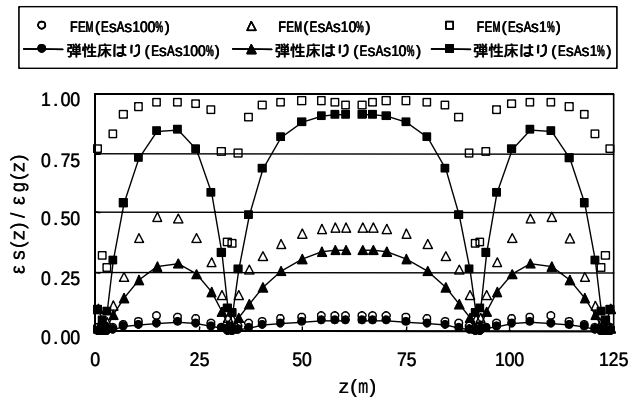


図-16 $\varepsilon_s(z)/\varepsilon_g(z)$ の z 方向の分布 (Case 3)

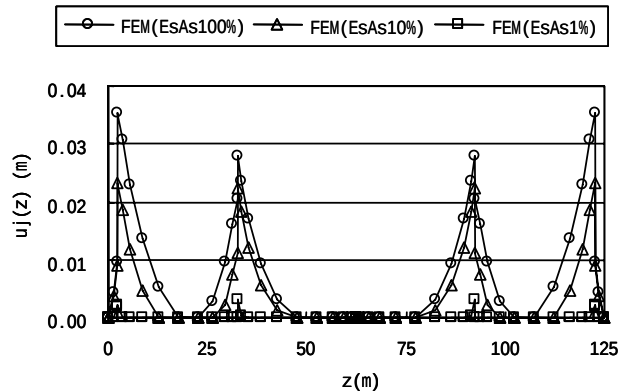


図-17 $u_j(z)$ の z 方向の分布 (Case 3)

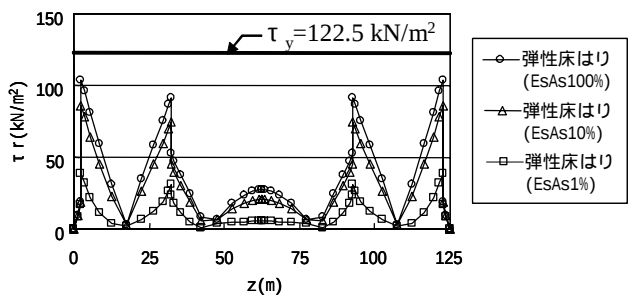


図-18 $\tau_r(z)$ の z 方向の分布 (Case 3)

アの地盤ばねを用いているが、 $\tau_r(z)$ はCase3の地盤・構造物間に滑りが生じるせん断強度 $\tau_y=122.5 \text{ kN/m}^2$ に達しておらず、弾性床はりモデルでは滑りが生じていない。 τ_y の条件を同一としてもFEMモデルと弾性床はりモデルで異なる現象が生じている。また、弾性床はりモデルに与える自然地盤の変位 $u_g(z)$ と地盤ばね k_a が同じ条件で滑りが生じていないため、弾性床はりモデルの $\varepsilon_s(z)/\varepsilon_g(z)$ はCase 2と一致する。

次に、Case 4の $\varepsilon_s(z)/\varepsilon_g(z)$ の z 方向の分布を図-19に示す。FEMモデルの $\varepsilon_s(z)/\varepsilon_g(z)$ は継手からの距離と $\varepsilon_g(z)$ に応じて小さくなるが、Case 3よりもCase 4のジョイント要素の τ_y が大きいので滑りが生じにくく、Case 4のFEMモデルの $\varepsilon_s(z)/\varepsilon_g(z)$ の方が大きくなる。一方、弾性床はりモデルの $\varepsilon_s(z)/\varepsilon_g(z)$ はCase 2,3と同一となる。これは、図-18に示したCase 3の地盤ばね反力 $\tau_r(z)$ が $\tau_y=122.5 \text{ kN/m}^2$ に達していないことが

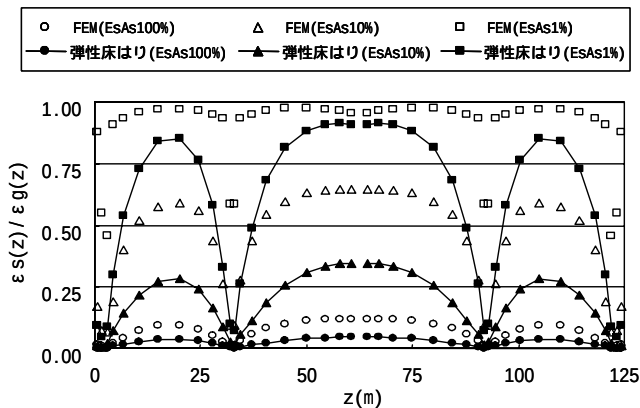


図-19 $\varepsilon_s(z)/\varepsilon_g(z)$ のz方向の分布 (Case 4)

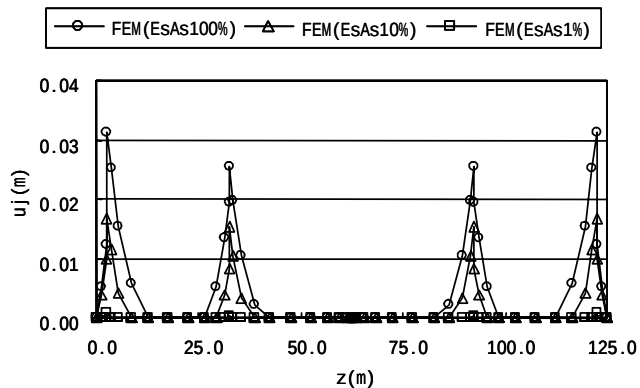


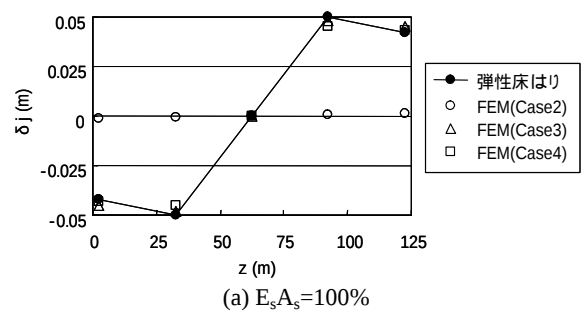
図-20 $u_j(z)$ のz方向の分布 (Case 4)

らより滑りにくいCase 4の $\tau_y=222.5 \text{ kN/m}^2$ の条件に対しては、地盤・構造物間に滑りが生じることはなく、Case 2,3とCase 4の $\tau_r(z)$ が同一となるからである。

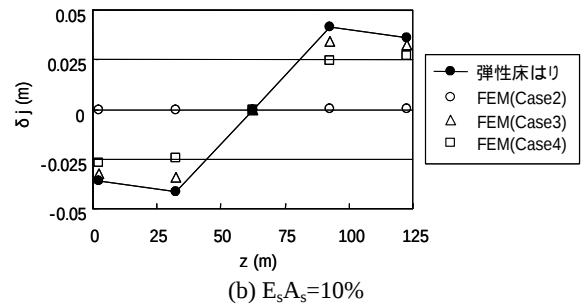
Case 4のFEMモデルのジョイント要素の $u_j(z)$ のz方向の分布を図-20に示す。継手を中心として滑りが生じる傾向はCase 3と同様であるが、Case 4のジョイント要素の τ_y が大きいため、Case 3よりもCase 4の u_j が小さくなっている。地盤・構造物間の滑りを考慮すると τ_y の大きさによりFEMモデルの $\varepsilon_s(z)/\varepsilon_g(z)$ は変化するが、弾性床はりモデルでは滑りが生じず、 $\varepsilon_s(z)/\varepsilon_g(z)$ は変化しない。

(5) 継手変形量の比較

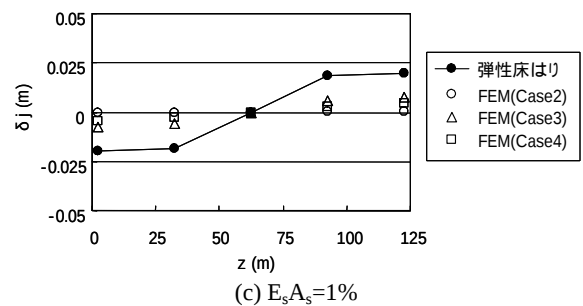
継手を有するCase 2～4のFEMモデルおよび弾性床はりモデルの継手変形量の比較を行う。 $E_s A_s=100, 10, 1\%$ の場合の継手長20mm(0.02m)に対する継手変形量 δ_j をそれぞれ、図-21に示す。継手が開く側の変形を正として表示している。Case 2～4のFEMモデルに対応する弾性床はりモデルでは滑りが生じないため、弾性床はりモデルの δ_j はすべて同一である。なお、両モデルとも継手が閉じる方向に $\delta_j < -0.02\text{m}$ となる場合には、隣接する函体が重なることになるが、函体どうしの接触はモデル上考慮されていない。滑りが生じないCase 2のFEMモデルでは、図-15に示したように継手要素にひずみが集中するが、継手長が0.02mと小さいため、 $E_s A_s=100, 10, 1\%$ とも $\delta_j=0$ になる。滑りが生じるCase 3, 4のFEMモデルでは、 $E_s A_s$ が大きく地盤と構造物の剛性差が大きいほ



(a) $E_s A_s=100\%$



(b) $E_s A_s=10\%$



(c) $E_s A_s=1\%$

図-21 継手の変形量 $\delta_j(z)$

ど、 δ_j の絶対値が大きくなる。また、FEMモデルと弾性床はりモデルの δ_j の差は両モデルの $\varepsilon_s(z)$ の差に関係し、 $\varepsilon_g(z)$ が同じ条件では図-15, 18に示した両モデルの $\varepsilon_s(z)/\varepsilon_g(z)$ の差が大きいほど両モデルの δ_j の差も大きくなる。

3. まとめ

標準的な縦断構成を有する1層2室共同溝を対象として、3次元FEMおよび弾性床はりモデルを用いて継手が線状地中構造物の地震時の軸ひずみ伝達特性に及ぼす影響を検討した。本研究で得られた知見を以下に示す。

- 1) 継手のない共同溝に対して地盤・構造物間の完全な密着を仮定した場合、FEMモデルの軸ひずみ伝達率は、正弦波地盤変位の位相に関わらずほぼ一定の値となり、弾性床はりモデルの軸ひずみ伝達率とほぼ一致する。
- 2) 継手を有する共同溝に対して地盤・構造物間の完全な密着を仮定した場合、函体長30m、継手長20mmの縦断構成の条件では、FEMモデルの軸ひずみ伝達率は、継手の影響をほとんど受けず、継手のない場合の軸ひずみ伝達率とほとんど差が生じない。一方、弾性床はりモデルでは、継手からの距離と自

然地盤の軸ひずみの大きさに応じて継手による軸ひずみ伝達の低減効果がある。

3) 継手を有する共同溝に対して地盤・構造物間の滑りを考慮した場合、FEMモデルでは、継手位置を中心として滑りが生じ、軸ひずみ伝達率は継手からの距離と自然地盤の軸ひずみの大きさに応じて低減する。また、滑りが生じるせん断強度が大きいほど軸ひずみ伝達の低減効果は小さい。一方、弾性床はりモデルでは、表層地盤、地盤変位、および滑りが生じるせん断強度の条件をFEMモデルと同一としても地盤ばね反力は滑りのせん断強度以下となり、滑りが生じない。地盤・構造物間の相互作用のモデルの違いにより滑りに対して異なる現象が生じる。また、両モデルで軸ひずみ伝達率に差があるため、継手変形量にも差が生じる。

参考文献

- 1) (社)土木学会関西支部：大震災に学ぶ、阪神・淡路大震災調査研究委員会報告書，pp. 7-36, 1998.6
- 2) 建設省土木研究所：平成7年兵庫県南部地震災害調査報告，土木研究所報告第196号，pp. 455-470, 1996.3
- 3) (社)土木学会：土木構造物の耐震設計法に関する第3次提言と解説，土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会，資料編，pp.68-77, 2000.6
- 4) 立石章：応答変位法における地震荷重の作用方法に関する研究，土木学会論文集，No.441/I-18, pp. 157-166, 1992.1
- 5) 志波由紀夫：線状地中構造物の耐震計算法としての応答変位法における問題点と改良案，第21回地震工学研究発表会講演概要，pp. 441-444, 1991.7
- 6) (社)日本道路協会：駐車場設計・施工指針同解説，pp. 155-186, 1992.11
- 7) 運上茂樹，西岡勉，星隈順一，大住道生，村井和彦：共同溝の横断・縦断方向の耐震解析法および耐震性評価に関する研究，土木研究所資料第3894号，pp. 55-70, 2003.3
- 8) 志波由紀夫，岡本晋：シールドトンネルの横断面方向の地震時断面力の計算法，土木学会論文集，No.437/I-17, pp. 193-202, 1991.9
- 9) 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パネ定数について，土木学会論文集，No.570/I-40, pp. 249-258, 1997.7
- 10) (社)日本道路協会：共同溝設計指針，pp. 71-80, 1986.3
- 11) (社)日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，pp. 71-85, 1997.3
- 12) (社)土木学会トンネル工学委員会：開削トンネルの耐震設計，トンネルライブラリー第9号，pp. 43-49, 1998.10
- 13) 村井和彦，大塚久哲，矢葺亘：地震時外力に着目した地下構造物横断方向に適用する応答変位法の計算精度と地盤パネに関する考察，トンネル工学研究論文・報告集第10巻，pp. 79-86, 2000.11
- 14) 村井和彦，大塚久哲，矢葺亘：地下構造物横断方向に適用する静的耐震設計法に関する考察，土木学会第56回年次学術講演会講演概要集，I-A356, pp. 712-713, 2001.10
- 15) 西岡勉，運上茂樹：線状地中構造物における地震時の軸ひずみ伝達特性に関する研究，構造工学論文集，Vol.49A, pp. 1199-1208, 2003.3
- 16) 片山幾夫，足立正信，嶋田穠，都築富雄，瀬下雄一：地下埋設構造物の実用的な準動的解析手法「応答震度法」の提案，土木学会第40回年次学術講演会講演概要集，I-369, pp. 737-738, 1985.9
- 17) 土木学会編：動的解析と耐震設計[第2巻]動的解析の方法，pp. 123-125, 1989.6
- 18) 川島一彦編著：地下構造物の耐震設計，鹿島出版会，pp. 56-60, 1994.4

(2003. 6. 27 受付)

THE EFFECT OF STRUCTURAL JOINTS ON THE AXIAL STRAIN TRANSMITTING CHARACTERISTICS BETWEEN FREE-FIELD GROUND AND LINEAR UNDER GROUND STRUCTURES DURING EARTHQUAKES

Tsutomu NISHIOKA and Shigeki UNJOH

The purpose of this paper is to study the effect of structural joints on the axial strain transmitting characteristics between free-field ground and linear underground structures during earthquakes. The seismic axial strains of the structures are analyzed by both the 3-D FEM model and the beam-spring model, which include respective soil-structure interaction models.

The comparative study shows that the effect of the joints to reduce the seismic axial strains of the structures is different between the two models on the assumptions of either the complete bonding or the sliding between soil and structures.