

## 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

Axial strain transmitting characteristics between ground and linear underground structures during earthquakes

西岡 勉\*, 運上 茂樹\*\*

Tsutomu Nishioka and Shigeki Unjoh

\*工修 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ主任研究員(〒305-8516 つくば市南原1番地6)

\*\*工博 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番地6)

The purpose of this study is to investigate the axial strain transmitting characteristics between ground and linear underground structures during earthquakes. The seismic axial strains of the structures are analyzed by use of the 3-D FEM model. It is found that the axial strain ratios of the structures to the free-field ground are independent of the phase of sinusoidal ground deformation in case of homogeneous soil conditions and are affected by the wavelength of the ground deformation. The comparative study with the beam model with Winkler-type soil springs shows that the axial strain ratios of the beam model can be close to those of the 3-D FEM model. Furthermore, the effect of structural joints to reduce the axial strain of the structures is found to be much smaller in the 3-D FEM model than in the beam model.

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

キーワード: 線状地中構造物, 軸ひずみ伝達特性, 3次元FEMモデル, はりモデル

## 1. はじめに

兵庫県南部地震における地中構造物の甚大な被害は、主に神戸高速鉄道大開駅に見られる構造物横断面の変形に起因するものであった。強い地震動により生じた鉛直方向の地盤ひずみのために構造物横断面のせん断変形が発生し、変形性能が十分でない構造部材に破壊が生じたと考えられている<sup>1)</sup>。一方、線状地中構造物の縦断方向の変形に起因する被害は、施設としての機能を喪失するような重大なものではなかった。例えば、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見られ、シールドトンネルでは、2次覆工コンクリートのリング方向のクラック、立坑取り付け部の損傷などが生じたが、被害の程度は軽微であった<sup>2)</sup>。

しかし、兵庫県南部地震による甚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、その耐震性能を定量的に評価するため、横断方向と同様にレベル2地震動を対象とした耐震計算法の開発が必要とされている。

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、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みにモデル化し、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。しかし、同手法には、地震荷重の作用方法と地盤ばねの設定法に問

題を有している。

地震荷重の作用方法に関して、立石<sup>3)</sup>は地盤・構造物連成系の動的挙動の解析手法である動的サブストラクチャー法をもとに、地中構造物の横断方向に用いる応答変位法の地震荷重の作用方法を提案しており、自然地盤の変位に加えて、地盤と構造物の接触面における自然地盤の切り欠き力、構造物の慣性力を作用させる方法が合理的であることを示している。

縦断方向の応答変位法に対しても厳密には上記の地震荷重の作用方法を適用すべきであり、志波<sup>4)</sup>は上記の地震荷重の作用方法に基づき、弾性床はりモデルに従来の自然地盤の変位の他に、構造物位置の地盤内応力、構造物の慣性力を作用させた線状地中構造物の軸直角方向の曲げモーメントおよびせん断力の算定式を導いている。志波の解析例では、従来法と提案法による断面力の算定に相違が生ずる原因は、主として構造物位置の地盤内応力であり、構造物の慣性力の影響は小さいことが示されている。また、軸力の算定式は今後の課題としている。

地中構造物の横断方向および縦断方向の応答変位法に用いる地盤ばねは、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<sup>5)6)</sup>、弾性理論に基づく方法<sup>7)8)</sup>、地盤のせん断弾性係数の定数倍として設定する方法<sup>例えば9), 10)</sup>などが提案されているが、地盤ばねの合理的な設定法の確立には至っていない<sup>11)</sup>。

また、村井ら<sup>12)</sup>は、地中構造物の横断方向に用いる応答変位法について、その計算精度が連続体としてモデル化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と地盤ばねの相違にあることを示している。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に集約したモデルに相当し、マトリックス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<sup>13)</sup>。

本研究では、線状地中構造物の縦断方向の軸ひずみの伝達特性を明らかにすることを目的に3次元有限要素法を用いた地盤・構造物連成系の静的解析を行う。自然地盤に対する構造物の軸ひずみの伝達特性が明らかになれば、自然地盤の軸ひずみをもとに構造物の軸ひずみの推定が可能となる。

現行の共同溝設計指針<sup>9)</sup>や水道施設耐震工法指針<sup>10)</sup>では、弾性床はりモデルをもとに自然地盤に対する構造物の軸ひずみ伝達率を設定しているが、前述の地震荷重の作用方法と地盤ばねモデルの問題が軸ひずみの伝達特性に及ぼす影響は明らかになっていない。これらの問題に対して3次元有限要素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理論的に正確な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。

軸ひずみの伝達特性の解析に用いる地震荷重は、共同溝設計指針<sup>9)</sup>で用いられている軸方向の正弦波地盤変位を仮定し、地盤変位の波長、構造継手の有無、地盤剛性、構造物の構築深度が軸ひずみの伝達特性に与える影響を調べ、3次元有限要素モデルと弾性床はりモデルの比較から線状地中構造物の軸ひずみの伝達特性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

### 2.1 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一体にモデル化した3次元有限要素法による静的解析とした。

表層地盤は、地盤全体の剛性を単純化するため均質とし、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。また、地震時に地盤剛性が低下した状態を想定し、地盤のせん断波速度は  $V_s=50, 100\text{m/s}$  の2ケースを設定した。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<sup>9)</sup>、表層地盤モデルの幅(x方向)を  $B=180\text{m}$  とした。

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。共同溝と構造物ソリッド要素の軸剛性が等価となるように、構造物ソリッド要素の弾性係数  $E_s$  を式(1)により算定している。

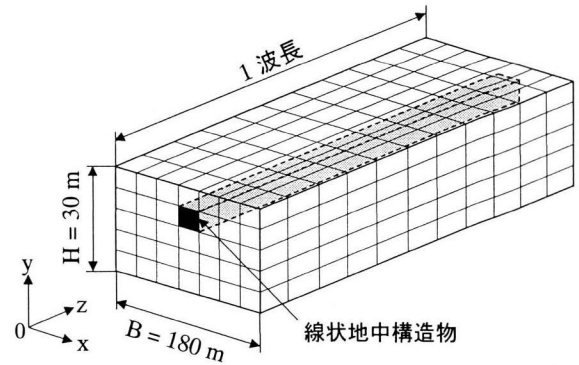


図-1 表層地盤および構造物の有限要素モデルの概念図

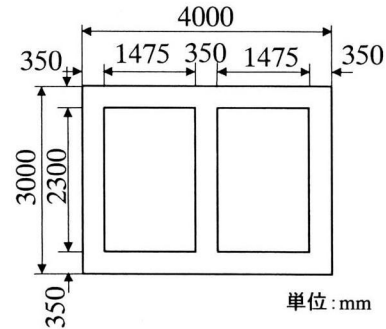


図-2 1層2室共同溝の横断面

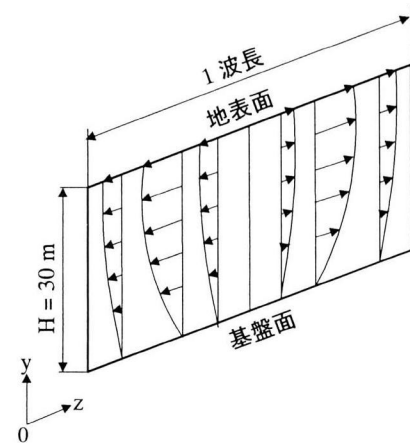
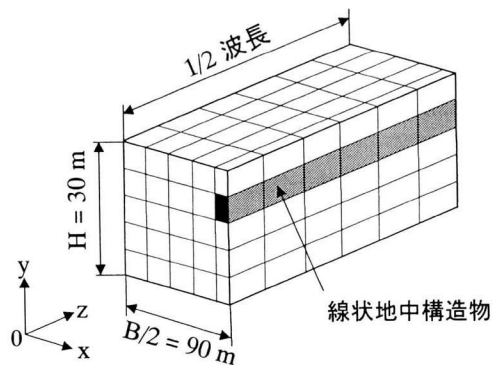


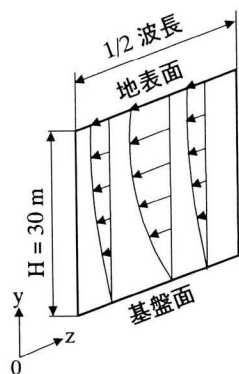
図-3 軸方向(z方向)の1波長の正弦波地盤変位

$$E_s = (A_c / A_s) \cdot E_c \quad (1)$$

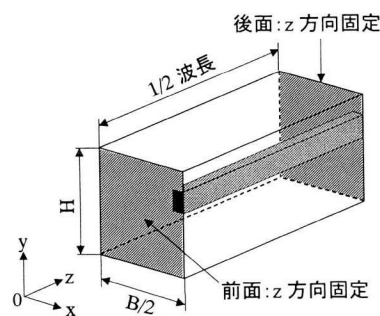
ここに、 $A_c$ ：共同溝の鉄筋コンクリート部の断面積(=5.215 m<sup>2</sup>)、 $A_s$ ：共同溝の内空を含めた断面積(=12 m<sup>2</sup>)、 $E_c$ ：コンクリートの弾性係数である。共同溝の軸方向鉄筋量が少ないことから軸方向鉄筋の剛性は考慮していない。コンクリートの弾性係数は、 $E_c=2.35 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ としている。構造物ソリッド要素の単位体積重量  $W_s$  についても、コンクリートの単位体積重量を  $W_c=24.5\text{kN/m}^3$  とし、構造物全体で等しい重量となるように  $W_s=10.6\text{kN/m}^3$  に設定し



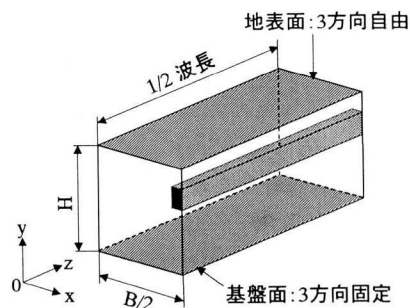
(a) 1/4 の有限要素モデルの概念図



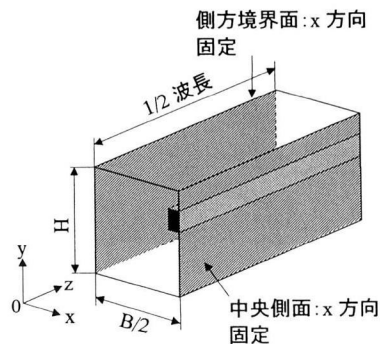
(b) 軸方向(z方向)の1/2波長の正弦波地盤変位  
図-4 簡略化した有限要素モデルと正弦波地盤変位



(a) 前面および後面



(b) 地表面および基盤面



(c) 中央側面および側方境界面

図-5 有限要素モデルの境界条件

た。また、構造物ソリッド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。

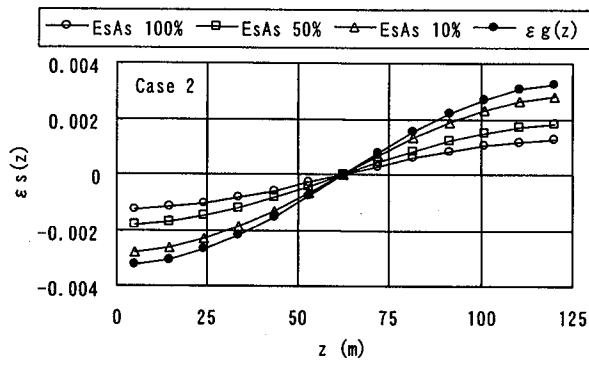
地震荷重は、共同溝設計指針<sup>9)</sup>に従い、図-3に示すように鉛直方向(y方向)の地盤変位分布が基盤面で0、地表面で最大の1/4波長の正弦波、軸方向(z方向)の地盤変位分布が1波長の正弦波となる慣性力を地盤および構造物に静的に作用させた。なお、解析モデルの対称性と地震荷重の載荷条件を考慮し、実際の解析は、図-4(a),(b)に示すような1/4の有限要素モデルに1/2波長の地盤変位を作用させた。

表層地盤モデルの境界条件は、図-5(a),(b),(c)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境界面以外の内部節点変位はすべて自由とした。

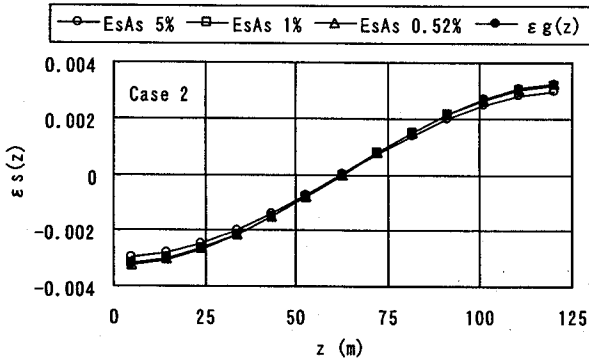
解析パラメータとして地盤変位の波長を  $L=125, 250, 500\text{m}$ 、構造継手の有無、前述の地盤のせん断波速度を  $V_s=50, 100\text{m/s}$ 、構造物の構築深度を  $H_c=7.5, 15.0, 22.5\text{m}$ とした。解析ケースを表-1に示す。Case 1~3は地盤変位の波長、Case 1~6は継手の有無、Case 4~9は地盤剛性、Case 5, 10, 11は構造物の構築深度の影響を調べるケースである。

表-1 解析ケース

Case	地盤変位の波長 $L$ (m)	継手間隔 (m)	地盤のせん断波速度 $V_s$ (m/s)	構造物の構築深度 $H_c$ (m)
1	125	継手なし	100	15.0
2	250			
3	500			
4	125	30	50	
5	250			
6	500			
7	125	100	100	7.5
8	250			22.5
9	500			
10	250	30	100	7.5
11				22.5

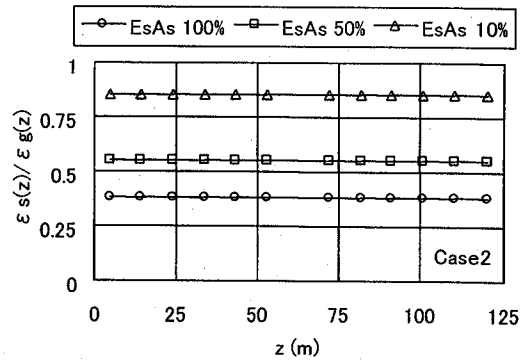


(a)  $E_s A_s = 100, 50, 10\%$

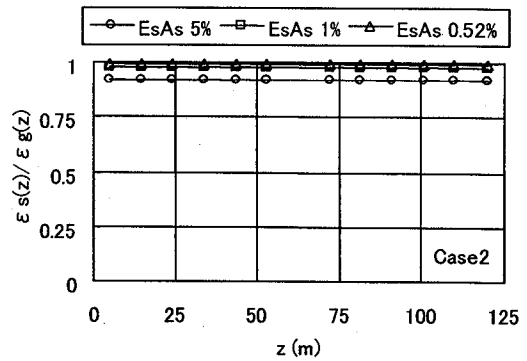


(b)  $E_s A_s = 5, 1, 0.52\%$

図-6  $z$  と  $\epsilon_s(z)$ ,  $\epsilon_g(z)$  の関係 (Case 2)



(a)  $E_s A_s = 100, 50, 10\%$



(b)  $E_s A_s = 5, 1, 0.52\%$

図-7  $z$  と  $\epsilon_s(z)/\epsilon_g(z)$  の関係 (Case 2)

## 2.2 軸ひずみの伝達特性

### (1) 軸ひずみと軸ひずみ伝達率の分布

Case 2 の軸方向距離  $z$  と構造物の軸ひずみ  $\epsilon_s(z)$ 、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  $\epsilon_g(z)$  の関係を図-6 (a), (b) に示す。  $\epsilon_s(z)$ ,  $\epsilon_g(z)$  は、引張ひずみを正とし、ソリッド要素中心の軸方向 ( $z$  方向) の直ひずみを表している。  $\epsilon_s(z)$  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, 50, 10, 5, 1, 0.52% と低下させた場合を示している。  $E_s A_s = 0.52\%$  は、  $E_s$  が地盤の弾性係数  $E_g$  に相当する場合の軸剛性である。 (a) は  $E_s A_s = 100, 50, 10\%$ , (b) は  $E_s A_s = 5, 1, 0.52\%$  の場合を示している。  $1/2$  波長の正弦波地盤変位を軸方向に与えているため、  $\epsilon_g(z)$  は  $1/2$  波長の正弦波となり、  $\epsilon_s(z)$  も  $\epsilon_g(z)$  と同じ形状となる。  $\epsilon_s(z)$  は、  $E_s A_s$  が低下するほど  $\epsilon_g(z)$  の分布に近づく傾向があり、  $E_s A_s = 0.52\%$  では、  $\epsilon_s(z)$  とほぼ等しくなる。  $E_s$  が  $E_g$  に相当する軸剛性の場合でも、  $\epsilon_s(z)$  と  $\epsilon_g(z)$  が完全に一致しない理由は、後述する地盤および構造物ソリッド要素のポアソン比の違いと単位体積重量の差による慣性力の違いが考えられる。

軸方向距離  $z$  と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  $\epsilon_s(z)/\epsilon_g(z)$  の関係を図-7 (a), (b) に示す。  $\epsilon_s(z)/\epsilon_g(z)$  は、  $z$  に関わらず一定の値を示し、  $E_s A_s$  が低下するほど 1 に近づく。  $\epsilon_s(z)/\epsilon_g(z)$  は、表層地盤を均質な弾性体、構造物を等価線形の弾性体と仮定した条件では、正弦波地

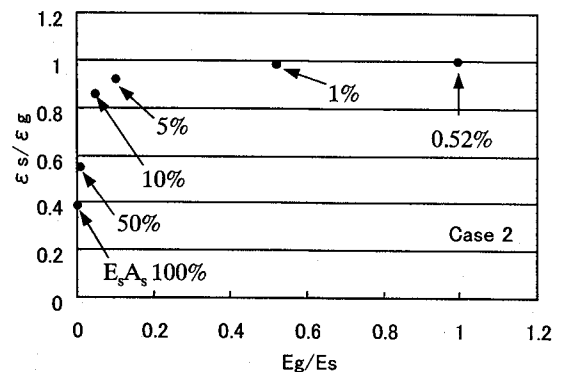


図-8  $E_g/E_s$  と  $\epsilon_s/\epsilon_g$  の関係 (Case 2)

盤変位の位相に依存しないことがわかる。

### (2) 地盤と構造物の弾性係数比と軸ひずみ伝達率の関係

自然地盤に対する構造物の軸ひずみ伝達率  $\epsilon_s/\epsilon_g$  が正弦波地盤変位の位相に関わらず一定となり、その値が構造物の軸剛性  $E_s A_s$  により変化することから、地盤と構造物の弾性係数比  $E_g/E_s$  と  $\epsilon_s/\epsilon_g$  の関係を調べた。 Case 2 の  $E_g/E_s$  と  $\epsilon_s/\epsilon_g$  の関係を図-8 に示す。  $\epsilon_s/\epsilon_g$  は各構造物ソリッド要素の  $\epsilon_s(z)/\epsilon_g(z)$  の平均値である。  $E_s$  が  $E_g$  に比べて非常に大きいとき ( $E_g/E_s \approx 0$ )、  $\epsilon_s/\epsilon_g \approx 0$  になり、  $E_s$  が  $E_g$  と等しいとき ( $E_g/E_s = 1$ )、  $\epsilon_s/\epsilon_g \approx 1$  になると考えられ、図-8 はほぼこの傾向を示すことがわかる。

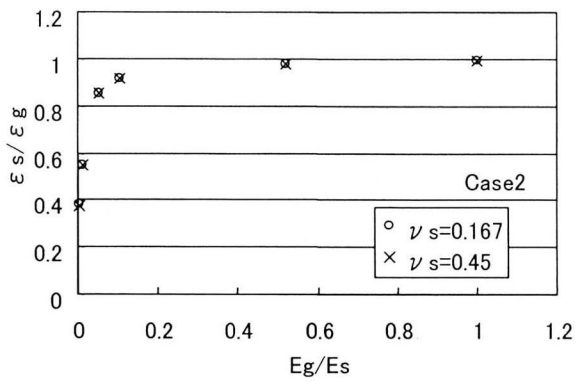


図-9  $\epsilon_s/\epsilon_g$  に対する構造物ポアソン比の影響 (Case 2)

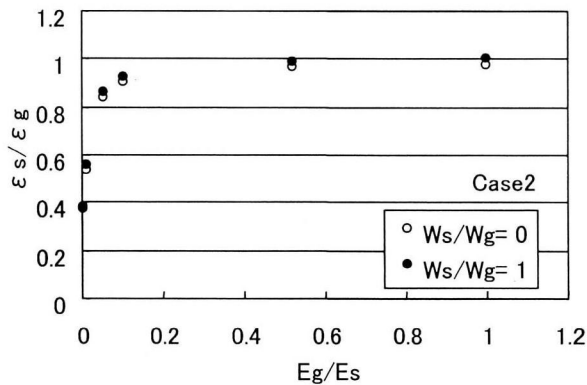


図-10  $\epsilon_s/\epsilon_g$  に対する構造物の慣性力の影響 (Case 2)

### (3) 構造物ソリッド要素のポアソン比の影響

構造物ソリッド要素のポアソン比 $\nu_s$ をコンクリートのポアソン比に相当する0.167に仮定しているが、内空を有する線状地中構造物が軸方向に伸縮する場合に構造物全体のポアソン比を $\nu_s=0.167$ と仮定する妥当性は確認していない。ここでは、 $\nu_s$ が $\epsilon_s/\epsilon_g$ に与える影響を調べるため $\nu_s$ がコンクリート相当の0.167の場合と周辺地盤と同じ0.45の場合の $\epsilon_s/\epsilon_g$ を比較した。Case 2の $\nu_s=0.167$ と $\nu_s=0.45$ の場合の $E_g/E_s$ と $\epsilon_s/\epsilon_g$ の関係を図-9に示す。 $\nu_s=0.45$ の $\epsilon_s/\epsilon_g$ が若干小さくなる傾向を示すがその差は微少であり、 $\epsilon_s/\epsilon_g$ に対して $\nu_s$ が感度の大きいパラメータでないと考えられる。

### (4) 構造物に作用する慣性力の影響

構造物に作用する慣性力が $\epsilon_s/\epsilon_g$ に与える影響を調べるため、構造物ソリッド要素の単位体積重量を $W_s=18 \text{ kN/m}^3$ とし、地盤ソリッド要素の単位体積重量 $W_g$ と同一とした場合( $W_s/W_g=1$ )と、 $W_s=0 \text{ kN/m}^3$ とし構造物に慣性力が作用しない場合( $W_s/W_g=0$ )の $\epsilon_s/\epsilon_g$ を比較した。Case 2の $W_s/W_g=0, 1$ の場合の $E_g/E_s$ と $\epsilon_s/\epsilon_g$ の関係を図-10に示す。構造物の慣性力が作用しない $W_s/W_g=0$ の $\epsilon_s/\epsilon_g$ が $W_s/W_g=1$ の $\epsilon_s/\epsilon_g$ よりも小さくなるが、 $\epsilon_s/\epsilon_g$ に対して構造物の慣性力の影響は顕著でないことがわかる。

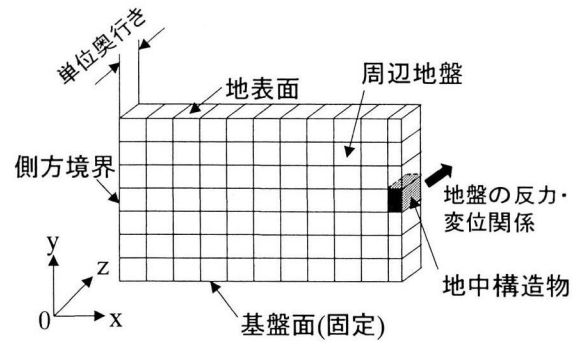


図-11 地盤ばね算定用の地盤有限要素モデルの概念図

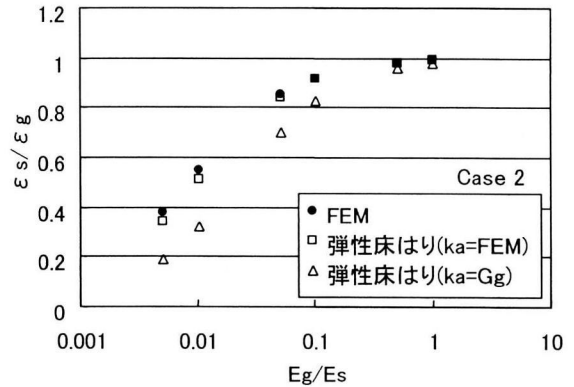


図-12 FEMモデルと弾性床はりモデルの比較 (Case 2)

## 2.3 有限要素モデルと弾性床はりモデルの比較

有限要素(FEM)モデルと弾性床はりモデルの $\epsilon_s/\epsilon_g$ の比較を行う。弾性床はりモデルの軸方向の力のつりあい式は、はりの軸ひずみにより生ずる引張・圧縮力と自然地盤・はり間の相対変位により生ずる地盤ばね反力のつりあいから式(2)で表される<sup>14)</sup>。

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

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。ただし、式(2)は、はりに作用する慣性力を無視し、 $E_s A_s$ および $k_a$ が $z$ に依らず一定であると仮定した、継手の影響を考慮しない無限長のはりを対象としている。また、自然地盤の軸方向変位のみを地震荷重としているため、構造物位置の自然地盤の切り欠き力も考慮していないことになる。

$u_G(z)$ を波長 $L$ の正弦波と仮定すると、式(2)をもとに軸ひずみ伝達率 $\epsilon_s/\epsilon_g$ は式(3)で表すことができる<sup>14)</sup>。

$$\epsilon_s / \epsilon_g = 1 / \left\{ 1 + \frac{E_s A_s}{k_a} \left( \frac{2\pi}{L} \right)^2 \right\} \quad (3)$$

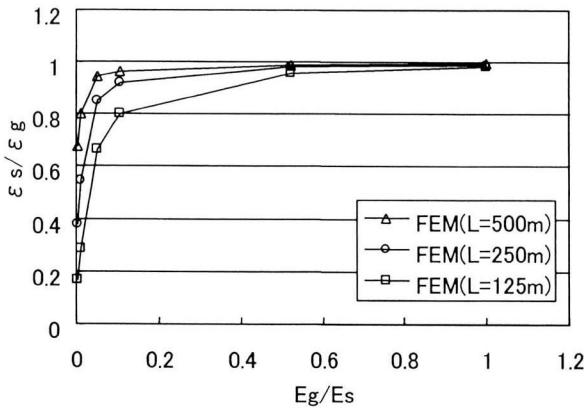


図-13  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  に対する地盤波長 L の影響 (Case1~3)

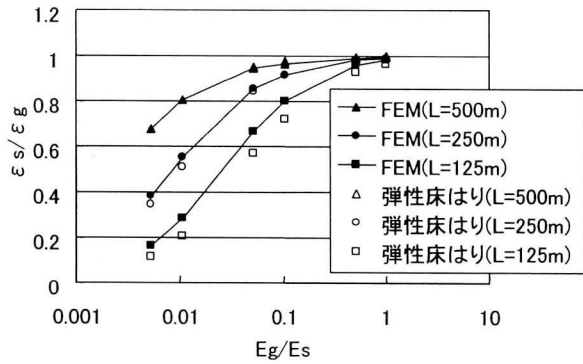


図-14 FEM モデルと弾性床はりモデルの比較 (Case 1~3)

式(3)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  $L$ 、 $E_s A_s$ 、 $k_a$  の関数となる。弾性床はりモデルによる  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  を算定するために、ここでは 2 種類の方法により  $k_a$  を設定した。第 1 の方法は、共同溝設計指針<sup>9)</sup>に基づき、 $k_a$  を地盤のせん断弾性係数  $G_g$  の 1 倍とするもの、第 2 の方法は、図-4(a)に示す  $xy$  平面を、単位奥行き長さをもつ有限要素にモデル化し、図-11 に示すように  $z$  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地盤ばねを算定する方法である。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-11 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。

Case 2 の FEM モデルと弾性床はりモデル(2 種類の  $k_a$ ) による  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  の比較を行う。 $k_a$  は、第 1 の方法( $k_a=G_g$ )では、 $k_a=1.84 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$ 、第 2 の方法( $k_a=\text{FEM}$ )では、 $k_a=4.06 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$  になる。FEM モデルと弾性床はりモデル( $k_a=G_g$ 、 $k_a=\text{FEM}$ )の  $E_g/E_s$  と  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  の関係を図-12 に示す。なお、 $E_g/E_s$  の小さい範囲で  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  の差を見やすくするために  $E_g/E_s$  を対数軸として表示している。

FEM の  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  は、弾性床はり( $k_a=G_g$ )の  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  よりも弾性床はり( $k_a=\text{FEM}$ )の  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  に近い傾向を示す。これは、弾性床はりモデルにおける地盤ばねが地盤のせん断弾性係数  $G_g$  だけ

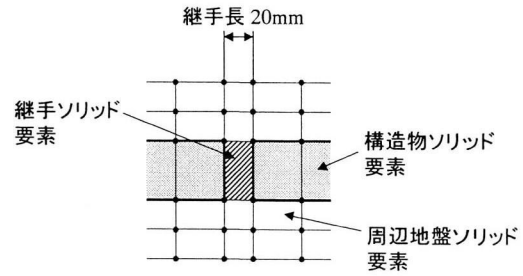
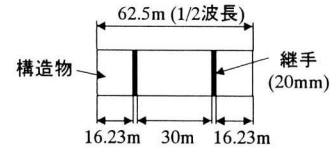
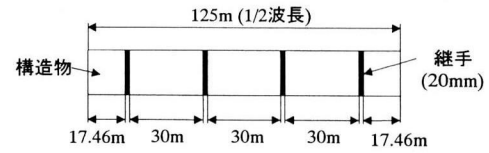


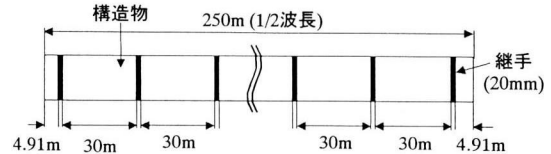
図-15 継手のモデル化



(a) Case 4 (L=125m)



(b) Case 5 (L=250m)



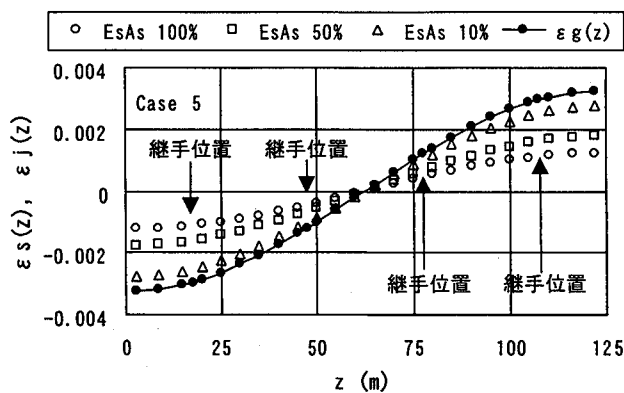
(c) Case 6 (L=500m)

図-16 継手の配置

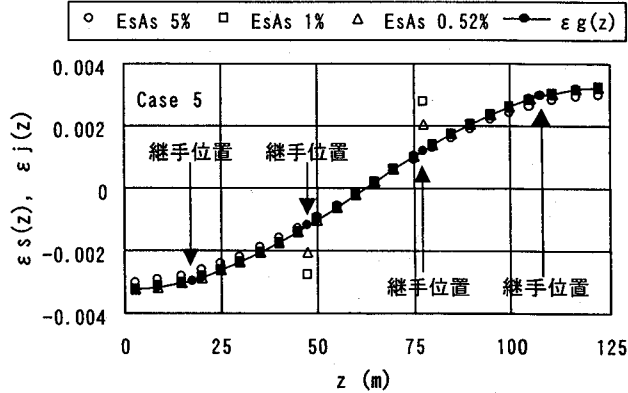
でなく、表層地盤のモデル化の範囲や地中構造物の形状・構築位置などに依存する<sup>9)</sup>ので、単に  $k_a=G_g$  とするよりも、図-11 に示すように表層地盤の有限要素モデルの反力・変位関係から  $k_a$  を算定する方が FEM の  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  をより精度よく近似するためと考えられる。

また、 $E_g/E_s$  が 1 に近づくにしたがって FEM の  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  と弾性床はり( $k_a=G_g$ 、または、 $k_a=\text{FEM}$ )の  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  の差が小さくなっている。これは、地盤と構造物の剛性差が小さくなると軸ひずみの差も小さくなり、両モデルにおける地震荷重の作用方法の違いや弾性床はりの地盤ばねモデルの問題の影響が小さくなるためと推測される。

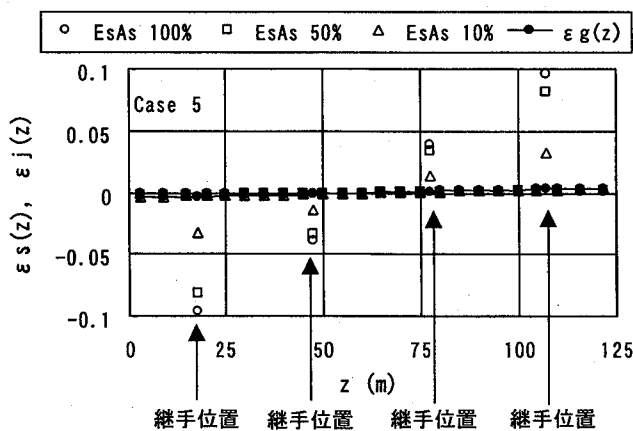
構造物の変形が大きくなり剛性低下が生じる場合を想定すると、式(3)は、 $E_s \rightarrow 0$  のときに  $\varepsilon_s/\varepsilon_g \rightarrow 1$  となり、厳密には  $E_s=E_g$  の場合に  $\varepsilon_s/\varepsilon_g=1$  となる式の形ではない。また、式(3)では、地盤と構造物の接触面での自然地盤の切り欠き力や構造物の慣性力が考慮されていない。しかし、Case 2 の例では、 $k_a$  を図-11 に示すような地盤有限要素モデルの反力・変位関係により算定すれば、弾性床はりの  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  が FEM



(a)  $\epsilon_s(z), \epsilon_j(z)$ 軸の範囲  $-0.004 \sim 0.004$

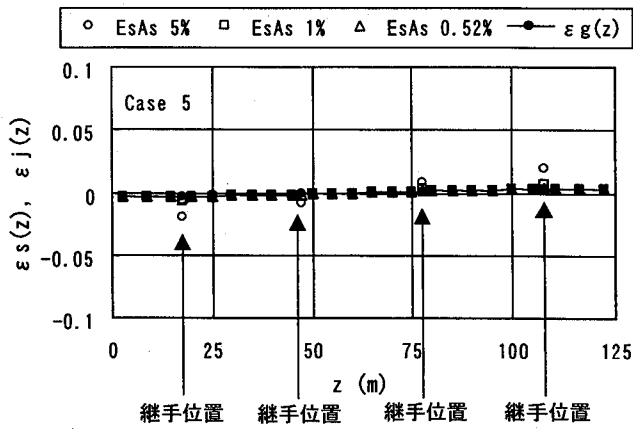


(a)  $\epsilon_s(z), \epsilon_j(z)$ 軸の範囲  $-0.004 \sim 0.004$



(b)  $\epsilon_s(z), \epsilon_j(z)$ 軸の範囲  $-0.1 \sim 0.1$

図-17  $z$  と  $\epsilon_s(z), \epsilon_j(z), \epsilon_g(z)$  の関係 (Case 5,  $E_s A_s = 100, 50, 10\%$ )



(b)  $\epsilon_s(z), \epsilon_j(z)$ 軸の範囲  $-0.1 \sim 0.1$

図-18  $z$  と  $\epsilon_s(z), \epsilon_j(z), \epsilon_g(z)$  の関係 (Case 5,  $E_s A_s = 5, 1, 0.52\%$ )

の  $\epsilon_j/\epsilon_g$  をほぼ近似しており、地震荷重の作用方法の違いや地盤ばねモデルの問題が軸ひずみ伝達率に及ぼす影響は大きくないと考えられる。以下の FEM モデルと弾性床はりモデルの比較では、地盤有限要素モデルの反力・変位関係から算定した地盤ばね ( $k_a = \text{FEM}$ ) を用いることとする。

## 2.4 地盤波長の影響

正弦波地盤変位の波長  $L$  が  $\epsilon_j/\epsilon_g$  に与える影響を調べるため Case 1~3 の  $\epsilon_j/\epsilon_g$  の比較を行う。FEM モデルにより解析した  $E_g/E_s$  と  $\epsilon_j/\epsilon_g$  の関係を図-13 に示す。  $L$  が長いほど  $\epsilon_j/\epsilon_g$  が大きくなり、1 に近づく傾向がある。また、FEM と弾性床はり ( $k_a = \text{FEM}$ ) の  $\epsilon_j/\epsilon_g$  の比較を図-14 に示す。  $L = 500\text{m}$  では、弾性床はり ( $k_a = \text{FEM}$ ) の  $\epsilon_j/\epsilon_g$  は、FEM の  $\epsilon_j/\epsilon_g$  とほぼ一致しているが、  $L$  が短くなるにしたがって FEM モデルと弾性床はりモデル ( $k_a = \text{FEM}$ ) の差が大きくなる。これは、図-11 に示す表層地盤の  $xy$  方向変位の拘束下で剛体と仮定した構造物に強制変位を与え、地盤の反力・変位の関係から  $k_a$  が算定されており、  $L$  が大きいほど 3 次元有限要素モデルの地盤の変形状態が上記の条件に近いと推測される。

## 2.5 継手の影響

### (1) 継手のモデル化

継手は、共同溝設計指針<sup>9)</sup>に基づき継手間隔を 30m、継手長を 20mm とし、図-15 に示すように地盤・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。継手剛性はここでは考慮しないこととし、継手剛性を表す継手ソリッド要素の弾性係数  $E_j$  は、ごく微少な数値として  $E_j = 1.0 \times 10^{-12} \text{N/mm}^2$  に設定した。継手は、表層地盤モデルの構造物の軸方向 ( $z$  方向) に対して対称となるように配置した。Case 4, 5, 6 の継手配置をそれぞれ、図-16(a), (b), (c) に示す。

### (2) 軸ひずみと軸ひずみ伝達率の分布

Case 5 の  $z$  と  $\epsilon_s(z), \epsilon_j(z)$ 、および継手ソリッド要素の軸ひずみ  $\epsilon_f(z)$  の関係を図-17, 18 に示す。図-17 は  $E_s A_s = 100, 50, 10\%$ 、図-18 は  $E_s A_s = 5, 1, 0.52\%$  の場合を示している。図-17, 18 の (b) は、  $\epsilon_s(z), \epsilon_j(z)$  軸の範囲を大きく取ったものである。継手位置と矢印で示した位置のプロットデータが  $\epsilon_f(z)$  であり、  $\epsilon_s(z), \epsilon_j(z)$  軸の範囲を大きく取ったのは、  $\epsilon_j(z)$  が  $\epsilon_s(z)$  に比べて非常に大きくなるため、(a) の  $\epsilon_s(z), \epsilon_j(z)$  軸の範囲では、  $\epsilon_j(z)$  がはみ出してしまうからである。

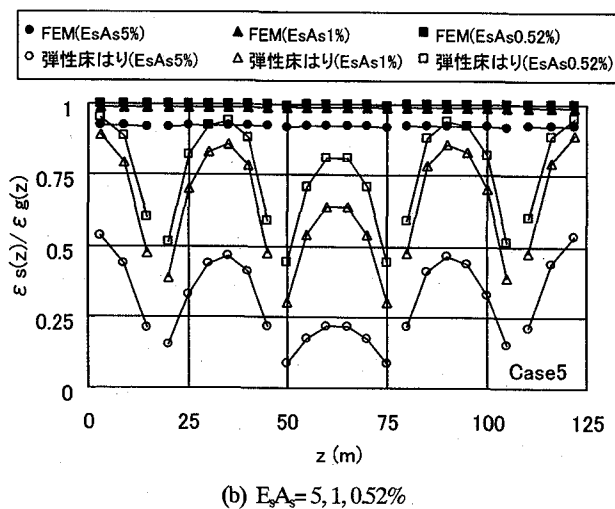
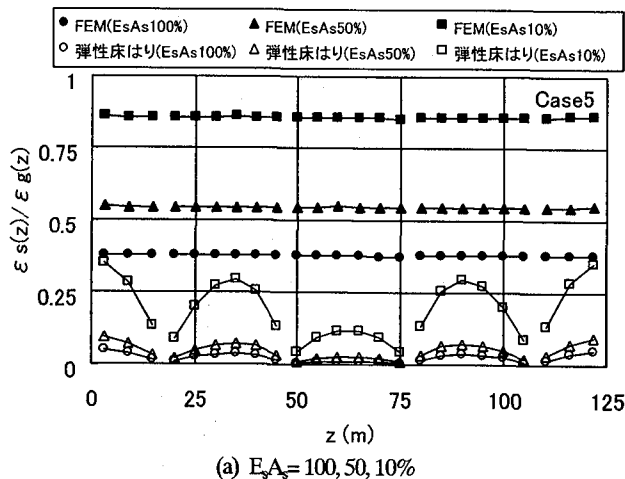


図-19  $z$  と  $\epsilon_s(z)/\epsilon_g(z)$  の関係 (Case5)

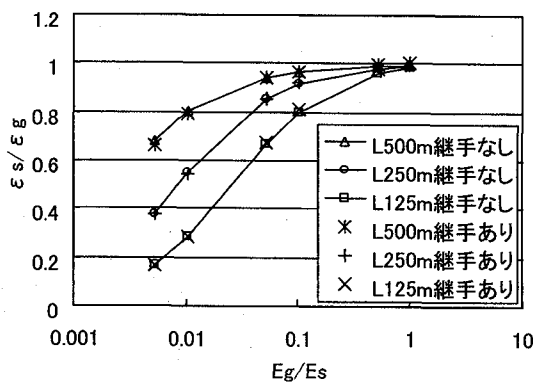


図-20  $\epsilon_s/\epsilon_g$  に対する継手の影響 (Case 1~6)

図-6と同様に $\epsilon_s(z)$ ,  $\epsilon_g(z)$ は1/2波長の正弦波の形状となる。 $\epsilon_f(z)$ は、 $E_f$ がほぼ0のため $\epsilon_s(z)$ に比べて突出した値となり、 $E_s A_s$ が大きいほど $\epsilon_f(z)$ の絶対値が大きくなっている。しかし、継手に隣接する構造物ソリッド要素の軸ひずみ $\epsilon_s(z)$ は継手の影響をほとんど受けていない。地盤、構造物、継手をソリッド要素にモデル化した3次元有限要素解析の例では、継手が $\epsilon_s(z)$ に与える影響は非常に小さいことが

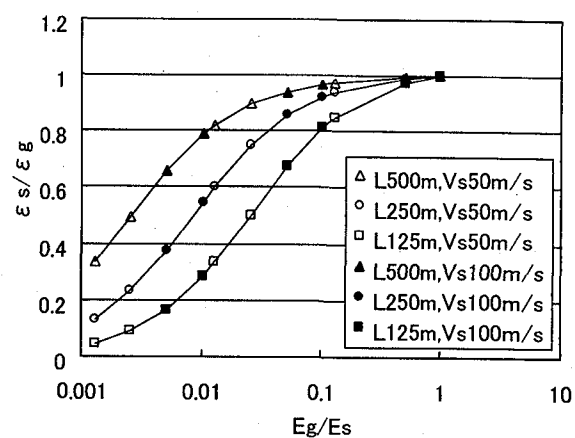


図-21  $\epsilon_s/\epsilon_g$  に対する地盤剛性の影響 (Case 4~9)

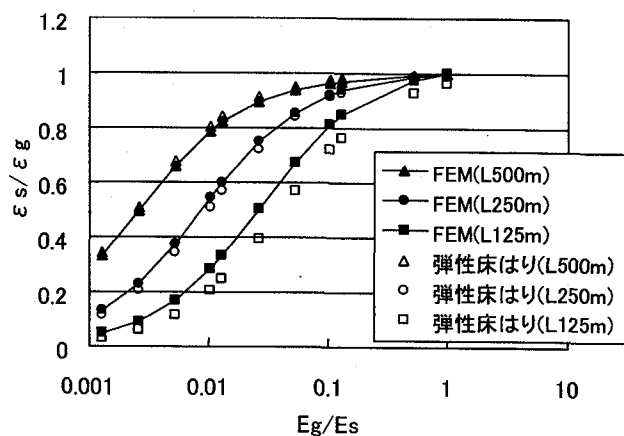


図-22 FEMモデルと弾性床はりモデルの比較 (Case 4~9)

わかる。ただし、本解析は、地盤および構造物を弾性体と仮定し、地盤・構造物間の滑りや地盤の非線形性を考慮していない。図-15に示すような継手モデルでは、構造物と継手の剛性差のため、継手ソリッド要素に隣接する、または、近傍に位置する地盤ソリッド要素に応力集中が生じる。より現実に近い現象を再現するためには、継手近傍の地盤・構造物間の滑りや地盤ソリッド要素の降伏などを考慮する、モデルの高度化が必要と考えられる。

$z$  と  $\epsilon_s(z)/\epsilon_g(z)$  の関係を図-19(a), (b)に示す。(a)は $E_s A_s = 100, 50, 10\%$ , (b)は $E_s A_s = 5, 1, 0.52\%$ の場合である。弾性床はり( $k_s$ =FEM)の $\epsilon_s(z)/\epsilon_g(z)$ を併せて図-19に示している。継手を有する弾性床はりモデル( $k_s$ =FEM)では、はり要素の分割をFEMモデルの構造物ソリッド要素の軸方向( $z$ 方向)の分割と合わせ、FEMモデルと同じ $L=250m$ の正弦波地盤変位を地盤ばね端に入力し、はり要素毎の $\epsilon_s(z)/\epsilon_g(z)$ を算定したものを示している。FEMの $\epsilon_s(z)/\epsilon_g(z)$ はほぼ一定の値となるが、弾性床はりの $\epsilon_s(z)/\epsilon_g(z)$ は継手の影響を大きく受け $z$ に依存し、FEMの $\epsilon_s(z)/\epsilon_g(z)$ と差が生じている。

これは、FEMと弾性床はりのモデルの違いに起因すると考えられる。FEMモデルでは、連続体と見な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クスに非対角項が存在する。すなわち、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。一方、弾性床はりモデルの地盤ばねは、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ており、ある1地点の地盤反力は、当該地点の地盤変位にのみ依存するモデルである。両モデルの差異が $\varepsilon_s(z)/\varepsilon_g(z)$ に対する継手の影響に顕著に現れたと推測される。

$E_g/E_s=1$  の場合の  $E_s A_s=0.52\%$  に着目すると、 $E_g=E_s$  では継手の有無に関わらず地盤と構造物はほぼ同様に伸縮すると考えられる。FEM モデルでは  $z$  に依らず  $\varepsilon_s(z)/\varepsilon_g(z)$  はほぼ1になっているが、弾性床はりモデルでは継手の影響を受け、 $E_g=E_s$  でも  $\varepsilon_s(z)/\varepsilon_g(z)$  が1より低減しており、弾性床はりモデルの不合理な点が見られる。

FEM モデルでは、継手の有無に関わらず  $\varepsilon_s(z)/\varepsilon_g(z)$  が  $z$  に対してほぼ一定となるため、図-20 に示すように  $L=125, 250, 500\text{m}$  に対して、継手なし(Case 1~3)と継手あり(Case 4~6)の  $E_g/E_s$  と  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  の比較を行った。 $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  は各構造物ソリッド要素の  $\varepsilon_s(z)/\varepsilon_g(z)$  の平均値である。FEM の  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  は、 $L=125, 250, 500\text{m}$  に対して継手の有無に関わらずほぼ同じ値となる。

## 2.6 地盤剛性の影響

$\varepsilon_s/\varepsilon_g$  に対する地盤剛性の影響を調べるため、 $V_s=100\text{m/s}$  (Case 4~6)と  $V_s=50\text{m/s}$  (Case 7~9)の  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  の比較を行う。Case 4~9の  $E_g/E_s$  と  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  の関係を図-21 に示す。 $L=125, 250, 500\text{m}$  に対して、 $V_s=100\text{m/s}$  と  $V_s=50\text{m/s}$  の  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  はほぼ同じ曲線上にある。地盤を弾性体と仮定した2ケースの  $V_s$  の解析であるが、地盤変位の波長などの条件が同じであれば、 $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  を  $E_g/E_s$  の関数として評価することで地盤剛性に依らず  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  を定めることができると考えられる。

また、 $V_s=50, 100\text{m/s}$  について FEM モデルと弾性床はりモデル( $k_a=\text{FEM}$ )の  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  の比較を図-22 に示す。なお、弾性床はりの  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  は継手のない場合の数値としている。弾性床はりモデルの  $k_a$  は、 $V_s=50\text{m/s}$  についても  $V_s=100\text{m/s}$  と同様に図-11 に示す FEM モデルにより算定しており、 $k_a=1.01 \times 10^4 \text{kN/m}^2$  としている。図-14 と同様に弾性床はりの  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  は、 $L$  が長いほど FEM の  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  と近似度が高く、 $L$  が短くなるにしたがって FEM の  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  との差が大きくなっている。

## 2.7 構造物の構築位置の影響

軸ひずみ伝達率に対する構造物の構築位置の影響を調べるため、 $H_c=7.5, 15.0, 22.5\text{m}$  (Case 10, 5, 11)の  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  の比較を行う。 $E_g/E_s$  と  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  の関係を図-23 に示す。 $H_c=7.5\text{m}$  の  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  が  $H_c=15.0, 22.5\text{m}$  の  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  よりも小さくなる傾向を示すがその差は顕著ではない。図-24(a), (b), (c) は、それぞれ  $H_c=7.5, 15.0, 22.5\text{m}$  の  $E_s A_s=100\%$  ( $E_g/E_s=0.0052$ ) の場合の  $yz$  平面縦断面図を示したものである。地表面では境界条件が自由のため引張ひずみの発生範囲で地表面が沈降し、圧縮ひずみの発生範囲で地表面が隆起する。 $H_c$  が小さいほど地表面の境界条件の影響をより大きく受けて構造物が上下( $y$  方向)に変形するのがわかる。構造物の構築位置により  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  が変化するのは、地盤の変形が地表面で解放されており、

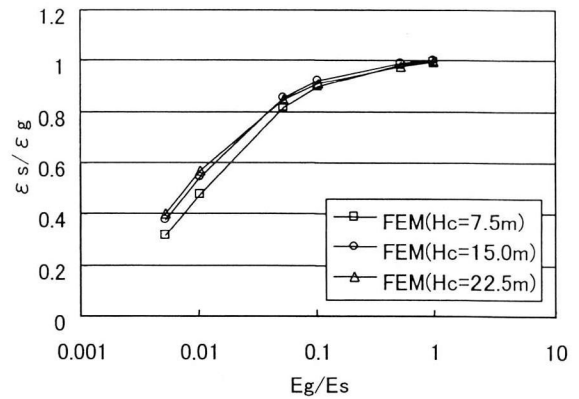
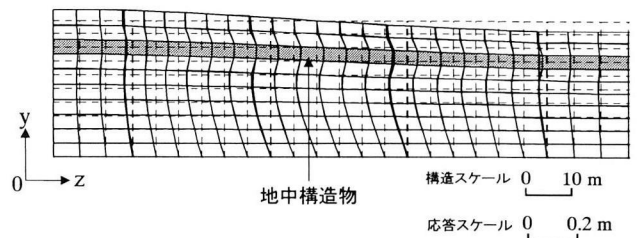
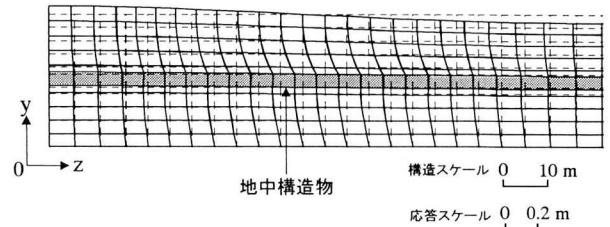


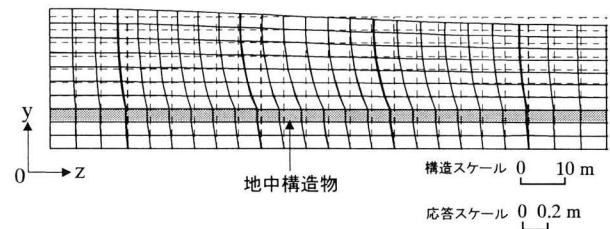
図-23  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  に対する構造物の構築位置の影響 (Case 10, 5, 11)



(a)  $H_c=7.5\text{m}$  (Case 10)



(b)  $H_c=15.0\text{m}$  (Case 5)



(c)  $H_c=22.5\text{m}$  (Case 11)

図-24 FEM モデルの  $yz$  平面縦断面図 ( $E_s A_s=100\%$ )

土被りが浅くなると軸ひずみが伝達されにくいと考えられる。

また、FEM モデルと弾性床はりモデル( $k_a=\text{FEM}$ )の  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  の比較を図-25 に示す。なお、弾性床はりの  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  は継手のない場合の数値としている。図-11 に示す FEM モデルにより算定した弾性床はりモデルの  $k_a$  は、 $H_c=7.5\text{m}$  で  $k_a=3.11 \times 10^4 \text{kN/m}^2$ 、 $H_c=22.5\text{m}$  で  $k_a=5.96 \times 10^4 \text{kN/m}^2$  である。弾性床はりの  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  は、 $H_c=22.5\text{m}$  が最も大きく、 $H_c=7.5\text{m}$  が最も小さくなる傾向を示し、FEM の  $\varepsilon_s/\varepsilon_g$  との比較では

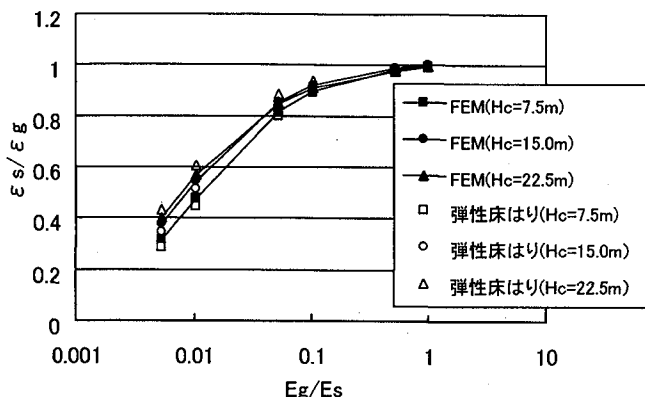


図-25 FEMモデルと弾性床はりモデルの比較 (Case 10, 5, 11)

$H_c=7.5, 15.0\text{m}$  で FEM の  $\epsilon_s/\epsilon_g$  の方が大きく、 $H_c=22.5\text{m}$  で弾性床はりの  $\epsilon_s/\epsilon_g$  の方が大きくなるが、 $H_c$  により変化する FEM の  $\epsilon_s/\epsilon_g$  の傾向はとらえていると考えられる。

### 3. まとめ

線状地中構造物の縦断方向の軸ひずみの伝達特性を明らかにすることを目的に 3 次元有限要素モデルによる解析を行い、地盤変位の波長、構造継手の有無、地盤剛性、構造物の構築深度が自然地盤に対する構造物の軸ひずみの比、軸ひずみ伝達率に及ぼす影響を調べた。以下に本研究で得られた知見を示す。

- 1) 均質な表層地盤に正弦波の軸方向地盤変位を作用させると、等価線形モデルの構造物の軸ひずみも正弦波の形状となり、軸ひずみ伝達率は地盤変位の位相に関わらず一定の値となる。
- 2) 軸ひずみ伝達率は構造物の軸剛性に依存し、軸剛性が小さくなるほど自然地盤の軸ひずみに近づく傾向を示す。地盤剛性  $V_s=50, 100\text{m/s}$  の 2 ケースの解析では地盤変位の波長など他の条件が同じであれば、地盤と構造物の弾性係数比の関数として軸ひずみ伝達率を定めることができる。
- 3) 軸ひずみ伝達率に対して構造物の慣性力の影響は顕著でなく、構造物全体の平均単位体積重量が 0 の場合と周辺地盤と同等である場合を比較してもその差は大きくない。
- 4) 軸ひずみ伝達率は、正弦波地盤変位の波長の影響を受け、波長が長いほど 1 に近づく傾向を示す。また、地盤ばねを地盤有限要素モデルの地盤の反力・変位関係により算定すれば、弾性床はりモデルにより有限要素モデルの軸ひずみ伝達率を近似することができ、両モデルにおける地震荷重の作用方法の違いや弾性床はりの地盤ばねモデルの問題が軸ひずみ伝達率に及ぼす影響は小さい。ただし、正弦波地盤変位の波長が短くなるほどその近似精度は悪くなる。
- 5) 有限要素モデルによる軸ひずみ伝達率に対して継手の影響は非常に小さく、継手の有無に関わらず軸ひずみ伝達率はほぼ同じとなる。一方で、弾性床はりモデルでは、継手の影響が大きく、軸ひずみ伝達率は構造物の軸方向で大きく変化する。これは、有限要素モデルの地盤インピーダ

ンスマトリックスと弾性床はりモデルの地盤ばねの違いに起因すると推測される。

6) 構造物の構築位置が浅いほど軸ひずみ伝達率が小さくなる傾向を示すが、表層地盤厚 30m に対して構造物の中心深さ 7.5, 15.0, 22.5m の解析例では、その差は顕著ではない。軸ひずみ伝達率が小さくなるのは、地盤の変形が地表面で解放されており、土被りが浅くなると軸ひずみが伝達されにくくなるためと考えられる。

### 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、第Ⅱ巻、第 5 編地震に強い地下構造物!?, 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、第 11 編地下構造物の被害、pp. 455-470, 1996.3
- 3) 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
- 4) 志波由起夫：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
- 5) (社)日本道路協会：駐車場設計・施工指針同解説、pp. 155-186, 1992.11
- 6) 星隈順一、運上茂樹、村井和彦：梁ばねモデルによる地下構造物縦断方向の耐震計算に用いる地盤ばね定数、土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集、I-B388, pp. 776-777, 1998.10
- 7) 志波由起夫、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
- 8) 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, 1997.7
- 9) (社)日本道路協会：共同溝設計指針、pp. 71-80, 1986.3
- 10) (社)日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説、pp. 71-85, 1997.3
- 11) (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
- 12) 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バネに関する考察、トンネル工学研究論文・報告集第 10 巻、pp. 79-86, 2000.11
- 13) 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
- 14) 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

(2002年9月13日受付)