



筋降伏、終局の非線形特性に応じて4ステップでトンネル覆工の地震時増分断面力を算定する計算法である。しかし、志波らと同様に覆工に生じる断面力を基本とした耐震計算法であり、レベル2地震動を対象とした場合、常時断面力と地震時増分断面力を重ね合わせると断面力を過大に評価する可能性が指摘されている<sup>7)</sup>。また、剛性一様リングのため、曲げ剛性の有効率を考慮してもセグメント継手やリング継手の影響は正確に評価されていない。

はり・ばねモデルによる応答変位法は、シールドトンネルのセグメントリングをはり・ばね要素にモデル化し、地盤ばねを介した地震時の構造物の存在しない自然地盤の変位、周面せん断力、および構造物の慣性力を作用させてトンネル覆工に生じる断面力や変形量を算定する方法である。2リング以上のはり・ばねモデルを用いる場合には、剛性一様リングに比べて、セグメント継手を回転ばねにモデル化することでセグメント継手によるトンネル覆工の曲げ剛性の低下やセグメント継手の非線形特性を評価することができる。また、リング継手をせん断ばねにモデル化することでセグメントの千鳥組による添接効果を考慮することができる<sup>8,9)</sup>。

しかし、はり・ばねモデルによる応答変位法は、矩形断面の地中構造物<sup>10)</sup>と同様に、地盤・構造物間の相互作用を表す地盤ばねモデルの問題が存在する。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、地盤を連続体と見なした場合、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<sup>11,12)</sup>は、矩形断面の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ばねと地盤インピーダンスマトリックスの相違に関係することを示し、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。

地盤ばねのモデル化を必要としない解析法として、有限要素法を用いて地盤と構造物を一体としてモデル化する静的解析法<sup>例えば<sup>13)</sup></sup>や動的解析法<sup>例えば<sup>14)</sup></sup>などの詳細解析法が提案されているが、2次元有限要素法を用いる場合にはトンネルモデルに剛性一様リングを使うことになり、セグメント継手やリング継手の地震時挙動が厳密に反映されない問題がある。

地中構造物横断面の地震時の変形は、周辺地盤のせん断変形に大きく影響を受けるため、横断面全体としてせん断変形が卓越する。地中構造物の非線形領域まで踏み込んで耐震性能を照査する場合、断面力だけでなくせん断変

形性能を指標とする耐震計算法が合理的であり、レベル2地震動を対象とした場合、せん断変形量に基づくシールドトンネル横断面の耐震計算法が実務設計に有用であると考えられる。

著者ら<sup>15)</sup>は、矩形断面の共同溝を対象とした応答震度法<sup>13)</sup>の解析から、構造物深度の自然地盤のせん断ひずみに対する構造物横断面全体のせん断変形量(せん断ひずみ)の比(以下、ひずみ伝達率という)が地盤と構造物のせん断剛性比をパラメータとする双曲線で近似できることを示している。

本文では、円形シールドトンネル横断面の地震時の変形についても横断面全体としてせん断変形が卓越し、横断面の形状が楕円で近似できることを示す。そして、シールドトンネル横断面のせん断変形量を算定することにより地盤・構造物間のせん断ひずみの伝達特性が地盤と構造物のせん断剛性比をパラメータとする双曲線になることを明らかにする。また、シールドトンネルの地震時変形性能の解析法として、継手によるトンネル覆工の曲げ剛性の低下やセグメントの千鳥組による添接効果の影響が考慮可能な2リングのはり・ばねモデルを用いて、単純せん断力によりせん断変形量を漸増させるプッシュオーバー解析を行う。最後に、地盤・構造物間のせん断ひずみの伝達特性とプッシュオーバー解析によるせん断変形量一価せん断剛性の非線形関係を用いたシールドトンネルの応答せん断変形量の推定法を示し、せん断変形量を評価指標とした円形シールドトンネル横断面の耐震計算法を提案する。

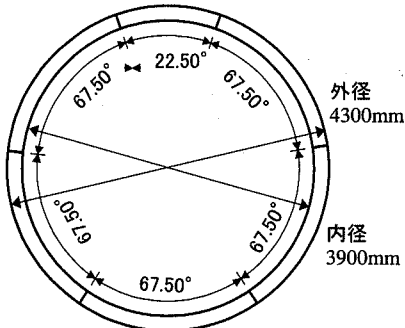
## 2. 地盤・シールドトンネル間のひずみ伝達特性

### (1) 解析条件

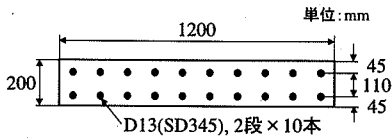
解析対象としたシールドトンネルは、外径4,300 mm、内径3,900 mmの平板型RCセグメントからなる共同溝である。トンネル覆工の横断面図とセグメント標準断面の配筋図をそれぞれ、図-1(a), (b)に示す。RCセグメントは、桁高200 mm、幅1,200 mmでD13鉄筋(SD345)が2×10本配置されている。セグメントの分割数は6で、2リング1サイクルの千鳥式で組み立てられ、2次覆工コンクリートはない。

解析方法は、図-2に示すように地盤と構造物を一体としてモデル化する応答震度法<sup>13)</sup>による解析とし、表層地盤を平面ひずみ要素で、シールドトンネルのセグメントリングをはり要素でモデル化した。地震荷重は、均質な表層地盤の1次モードに着目し、基盤面で0、地表面で最大の1/4波長の余弦分布の地盤変位となる慣性力を地盤および構造物に静的に作用させた。表層地盤の有限要素モデルの境界条件は、底面を固定、側方を水平ローラー

支持とした。表層地盤厚は30 mとし、トンネルから側方境界までの距離を表層地盤厚の3倍とした。表層地盤の有限要素メッシュの例を図-3に示す。



(a) 横断面図



(b) RCセグメント標準断面図

図-1 対象としたシールドトンネル

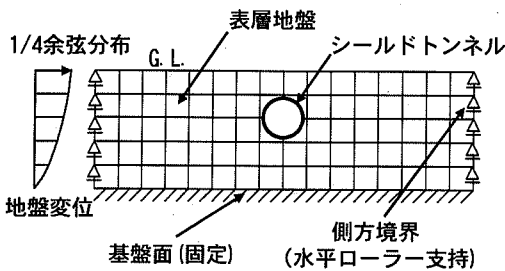


図-2 ひずみ伝達率の解析に用いる地盤・構造物モデルの概念図

表層地盤は、地盤全体のせん断剛性を単純化するため均質とし、単位体積重量  $\rho = 18 \text{ kN/m}^3$ 、ポアソン比0.45の弾性体でモデル化した。地盤のせん断波速度  $V_s$  は、地震時に地盤のせん断剛性が低下した状態を想定し、 $V_s = 50, 100 \text{ m/s}$  の2ケースを設定した。

ひずみ伝達率の解析では、地盤と構造物のせん断剛性、せん断ひずみの関係を求める上でトンネル横断面全体のせん断変形量が評価できればよいので、継手部の変形のような局所的な変形を扱う必要はないと考えられる。したがって、シールドトンネル覆工は、図-4に示すように剛性一様な中心角  $10^\circ$  毎に節点を有する線形はり要素からなる円の骨組みモデルとした。骨組みモデルは、RCセグメントの軸線位置でモデル化し、鉄筋コンクリートの単位体積重量を  $26.5 \text{ kN/m}^3$ 、コンクリートの弾性係数を  $33 \text{ kN/mm}^2$ 、ポアソン比を0.17とした。シールドトンネル覆工のセグメント継手による曲げ剛性の低下および地震時の非線形領域の剛性低下は、骨組みモデルのはり要素の曲げ剛性を一律に低下させる等価線形モデルで考慮した。

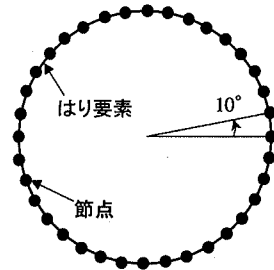


図-4 シールドトンネルのセグメントリングの骨組みモデル

表-1 解析ケース

Case	トンネル構築深さ $H_c$ (m)	土被り $D$ (m)	表層地盤厚 $H$ (m)	地盤のせん断波速度 $V_s$ (m/s)
1	7.5	5.5	30	50, 100
2	15.0	13.0		
3	22.5	20.5		

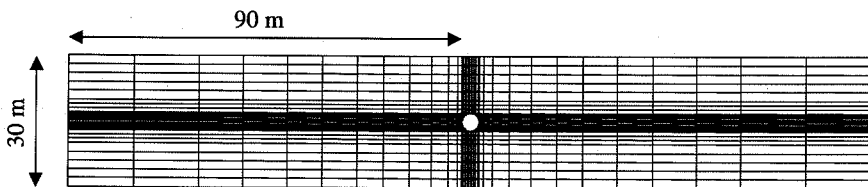


図-3 表層地盤の有限要素モデル (Case 2)

解析ケースは、ひずみ伝達率に対する表層地盤中の構造物構築位置の影響を調べるために、表-1に示すようにシールドトンネルの中心深さを $H_c=7.5, 15.0, 22.5$  mの3ケースを設定した。また、地盤剛性として地盤のせん断波速度を前述の $V_s=50, 100$  m/sの2ケースとしており、各地盤剛性に対して地表面で $0.5g$ 相当の慣性力を地盤および構造物に作用させた。

(2) 地盤のせん断ひずみ・せん断剛性とシールドトンネルのせん断変形量・等価せん断剛性の算定

構造物深度の地盤のせん断ひずみ $\gamma_g$ は、図-5に示す構造物深度の自然地盤の水平相対変位をシールドトンネル高さで除すことにより式(1)で算定する。

$$\gamma_g = \delta_g / h \quad (1)$$

ここに、 $\delta_g$ ：構造物深度の自然地盤の水平相対変位、 $h$ ：シールドトンネルの高さ(直径)である。

地盤のせん断剛性 $G_g$ は、式(2)により算定する。

$$G_g = \rho \cdot V_s^2 / g \quad (2)$$

ここに、 $\rho$ ：地盤の単位体積重量、 $V_s$ ：地盤のせん断波速度、 $g$ ：重力加速度である。

シールドトンネルのせん断変形量 $\gamma_s$ は、図-5に示すように地震時のシールドトンネル横断面の短軸 $d_1$ および長軸 $d_2$ をもとに式(3)として仮定する。式(3)は、図-6に示すようにシールドトンネルに内接する $d_1$ および $d_2$ を対角線とするひし形の矩形に対するせん断ひずみとして幾何条件により導いたものである。

$$\gamma_s = (d_2^2 - d_1^2) / (2d_1 d_2) \quad (3)$$

シールドトンネル横断面のせん断剛性 $G_s$ は、断面全体の等価せん断剛性として算定するものとし、図-7に示すようにシールドトンネルの骨組みモデルの各節点に単純せん断応力 $\tau_s$ を水平( $x$ 軸)および鉛直( $y$ 軸)方向に変換し、節点の分担面積を乗じて作用させ、式(3)から得られた $\gamma_s$ をもとに式(4)により算定する。図-7に示す中心角 $\theta$ の節点における $x$ 軸および $y$ 軸方向の応力 $f_x, f_y$ は、式(5)により変換した。

$$G_s = \tau_s / \gamma_s \quad (4)$$

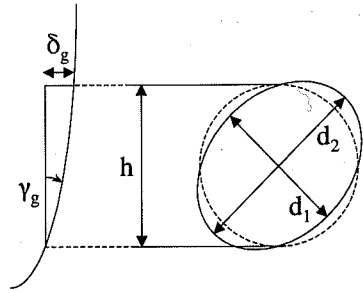


図-5 地盤のせん断ひずみ $\gamma_g$ とシールドトンネル横断面のせん断変形

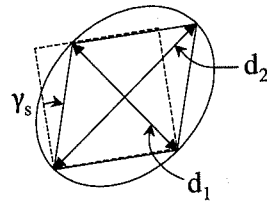


図-6 シールドトンネルのせん断変形量 $\gamma_s$ の算定

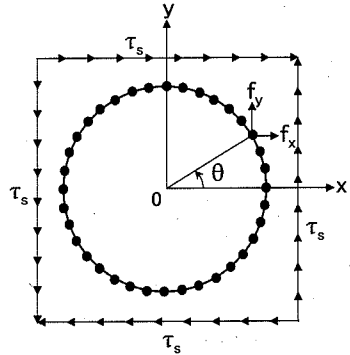
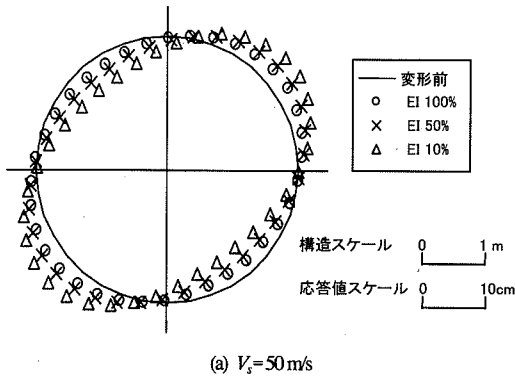


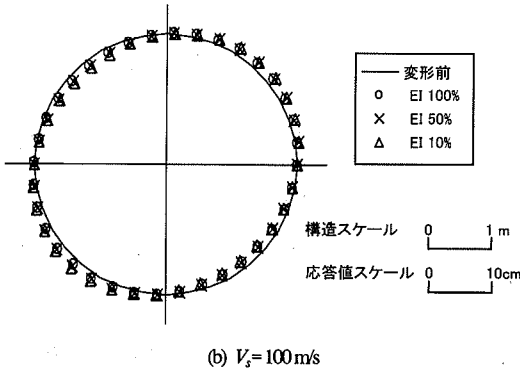
図-7 シールドトンネル全体の等価せん断剛性 $G_s$ の算定

$$\begin{pmatrix} f_x \\ f_y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos \theta & \sin \theta \\ \sin \theta & -\cos \theta \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sin 2\theta \\ -\cos 2\theta \end{pmatrix} \cdot \tau_s = \begin{pmatrix} \sin \theta \\ \cos \theta \end{pmatrix} \cdot \tau_s \quad (5)$$

ここに、 $\tau_s$ ：シールドトンネル横断面に作用させる単純せん断応力、 $\gamma_s$ ： $\tau_s$ を作用させたときのシールドトンネルのせん断変形量、 $f_x, f_y$ ：骨組みモデルの各節点において、 $\tau_s$ をそれぞれ、 $x$ 軸および $y$ 軸方向に変換した応力、 $\theta$ ：シールドトンネルの骨組みモデルの節点位置を表す中心角である。図-7に示す骨組みモデルの支持条件は、



(a)  $V_s=50\text{ m/s}$



(b)  $V_s=100\text{ m/s}$

図-8 シールドトンネルの変形性状 (Case 2)

$\theta=45^\circ, 135^\circ$ 方向の4点のローラー支持とした。

### (3) シールドトンネルの変形性状

シールドトンネル覆工のはり要素の曲げ剛性  $EI$  を全断面有効剛性に対して100, 50, 10%と低下させたときのトンネル覆工の変形を表-1に示した Case 2 の  $V_s=50, 100\text{ m/s}$  の場合についてそれぞれ、図-8 (a), (b) に示す。それぞれの地盤剛性に対しては、地盤ひずみが同じため  $EI$  が低下するほどシールドトンネルの変形が大きくなる。また、 $V_s=100\text{ m/s}$  よりも  $V_s=50\text{ m/s}$  の方が地盤が軟らかく地盤ひずみが大きくなるため、トンネルの変形が大きい。

シールドトンネルの変形性状を分析するために、図-9 に示すような変形後の骨組みモデルの節点位置を表す中心角  $\theta$  と軸線長  $d(\theta)$  の関係を Case 2 の  $V_s=50, 100\text{ m/s}$  について、それぞれ、図-10 (a), (b) に示す。 $EI$  が低下するほど  $d(\theta)$  の変化の幅が大きくなり、 $EI$  の低下率に関わらず、 $d(\theta)$  は  $\theta=45^\circ$  で最大となり、 $\theta=-45^\circ$  で最小となる。また、 $\theta=0, 90^\circ$  で  $d(\theta) \approx 4.1\text{ m}$  となっており、変形前の円形断面の直径とほとんど差がなく、ほぼ単純せん断の変形に近いと考えられる。

図-10中の実線は、 $d(-45^\circ), d(45^\circ)$  をそれぞれ、短軸  $d_1$ ,

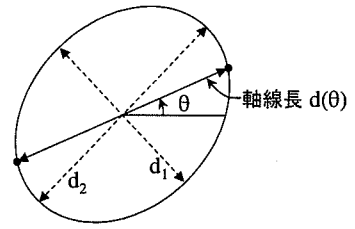
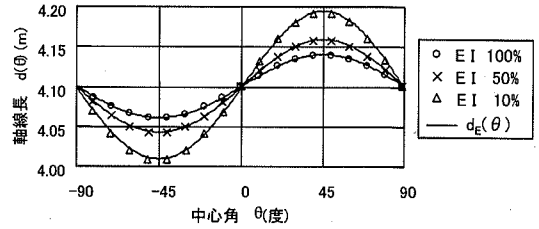
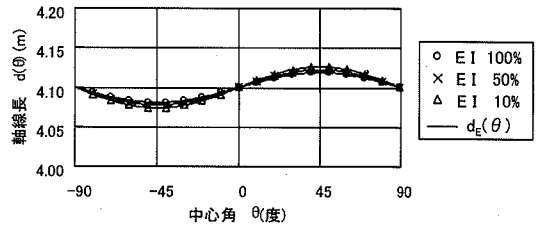


図-9 シールドトンネルの地震時の軸線長  $d(\theta)$



(a)  $V_s=50\text{ m/s}$



(b)  $V_s=100\text{ m/s}$

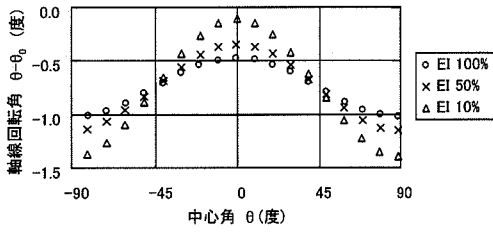
図-10  $\theta$  と  $d(\theta)$  の関係 (Case 2)

長軸  $d_2$  とする楕円の軸線長  $d_E(\theta)$  を示したものであり、式(6)により算定している。

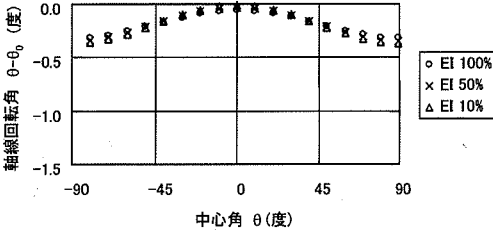
$$d_E(\theta) = \frac{d_1 d_2}{\sqrt{d_1^2 \cos^2(\theta - 45^\circ) + d_2^2 \sin^2(\theta - 45^\circ)}} \quad (6)$$

$V_s=50, 100\text{ m/s}$  の場合とも骨組みモデルの軸線長  $d(\theta)$  は、短軸  $d_1$ 、長軸  $d_2$  を有する楕円の軸線長  $d_E(\theta)$  とほぼ一致しており、シールドトンネルの変形が楕円に近い形状となっていることがわかる。

次に、変形後の節点位置を表す中心角  $\theta$  と、変形前後の軸線の回転角  $\theta - \theta_0$  の関係を Case 2 の  $V_s=50, 100\text{ m/s}$  について、それぞれ、図-11 (a), (b) に示す。各軸線の  $\theta - \theta_0$  は、すべて負の値であり、左→右の慣性力作用方向のた



(a)  $V_s=50\text{ m/s}$



(b)  $V_s=100\text{ m/s}$

図-11  $\theta$ と $\theta-\theta_0$ の関係(Case2)

表-2 シールドトンネルはり要素のEIと $G_g/G_s$ の関係

$G_g/G_s$	EI=100%	EI=50%	EI=10%
$V_s=50\text{ m/s}$	0.6	1.2	5.9
$V_s=100\text{ m/s}$	2.4	4.8	23.8

めに全体的に時計回りの回転が生じている。 $\theta \approx 90^\circ$ の軸線の $\theta-\theta_0$ の絶対値が大きく、 $\theta \approx 0^\circ$ の軸線の $\theta-\theta_0$ の絶対値が小さくなっており、鉛直方向に近い軸線で回転角が大きく、水平方向に近い軸線で回転角が小さいことがわかる。また、EIが大きいほど $\theta-\theta_0$ の変化の幅が小さく、横断面が剛体的に回転する状況に近くなると考えられる。

$\theta-\theta_0$ の変化の様子は、 $V_s=50, 100\text{ m/s}$ で同じ傾向を示すが、 $V_s=50\text{ m/s}$ の場合の地盤ひずみが大きいため軸線の回転角の絶対値が大きくなっている。 $\theta = -45, 45^\circ$ 方向の $\theta-\theta_0$ は、EIの低下率に関わらず、 $V_s=50\text{ m/s}$ で $-0.75^\circ$ 、 $V_s=100\text{ m/s}$ で $-0.2^\circ$ となる。両ケースともわずかな回転角であり、変形後のシールドトンネルの長軸、短軸の出現方向への影響は小さい。

地盤と構造物のせん断剛性比 $G_g/G_s$ は、 $V_s=50, 100\text{ m/s}$ 、EI=100, 50, 10%に対して表-2となる。 $V_s=50\text{ m/s}$ 、EI=100%の場合で $G_g/G_s < 1$ 、その他の場合で $G_g/G_s > 1$ となるが、 $G_g$ と $G_s$ の大小によりシールドトンネルの変形状や回転挙動に異なる傾向は見られない。また、シールドトンネル横断面の $G_g$ は $G_s$ に比べて大きいものではない

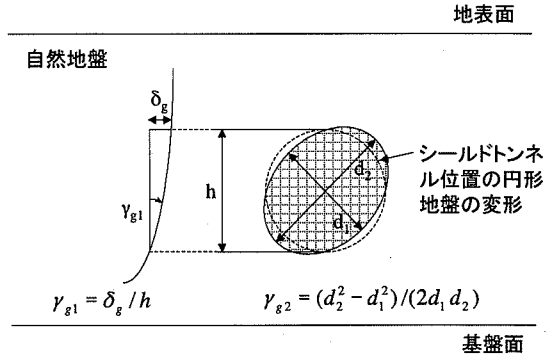


図-12 構造物深度の自然地盤のせん断ひずみ $\gamma_{g1}$ と円形地盤のせん断変形量 $\gamma_{g2}$

く、例えば、 $V_s=100\text{ m/s}$ 、EI=100%の場合、 $G_g/G_s=2.4$ であり、セグメント継手によるトンネル覆いの曲げ剛性の低下を考慮せず、RCセグメントの全断面有効剛性を仮定しても、シールドトンネル横断面の等価せん断剛性が地盤のせん断剛性よりも小さくなっている。

#### (4) 自然地盤における構造物深度の地盤ひずみと円形地盤のせん断変形量の比較

シールドトンネルのせん断変形量の算定式、式(3)の妥当性を確認するために構造物の存在しない自然地盤において、図-12に示すような構造物深度の自然地盤のせん断ひずみ $\gamma_{g1}$ と構造物位置の円形地盤のせん断変形量 $\gamma_{g2}$ の比較を行う。自然地盤の有限要素モデルにおける円形地盤の節点位置は、シールドトンネルの骨組みモデルの節点位置と同一としており、円形地盤の変形時の短軸 $d_1$ と長軸 $d_2$ から式(3)をもとに $\gamma_{g2}$ を算定した。

表-1に示したCase 2の構造物位置( $H=15.0\text{ m}$ )に円形地盤が存在する場合を想定し、 $V_s=50, 100\text{ m/s}$ の $\gamma_{g1}$ と $\gamma_{g2}$ の比較を図-13に示す。x軸は慣性力を作用させるときの解析の分割ステップを表しており、1000ステップに分割している。 $\gamma_{g1}$ と $\gamma_{g2}$ は、 $V_s=50, 100\text{ m/s}$ の場合ともほぼ一致している。構造物の存在しない自然地盤であるので、同一深度であれば円形地盤を取り出しても地盤ひずみは等しくなるはずであり、式(3)のせん断変形量の算定式が十分な精度を有することがわかる。

円形地盤の変形状を調べるため、円形地盤の節点位置の中心角 $\theta$ と軸線長 $d(\theta)$ の関係を図-14に示す。図-14中の実線は、図-10と同様に算定した楕円の軸線長 $d_E(\theta)$ である。 $V_s=50, 100\text{ m/s}$ の場合とも、 $d(\theta)$ は $d_E(\theta)$ とほぼ一致しており、均質な表層地盤の条件では、円形地盤の変形も楕円に近い形状となる。次に、 $\theta$ と変形前後の軸線の回転角 $\theta-\theta_0$ の関係を図-15に示す。構造物の存在し

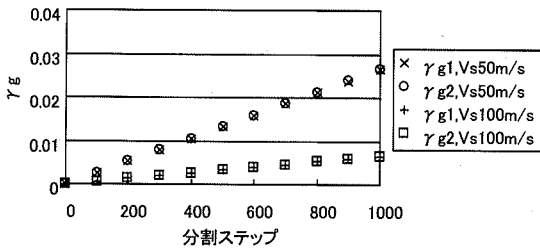


図-13  $\gamma_{g1}$ と $\gamma_{g2}$ の比較 ( $H_c=150$ m)

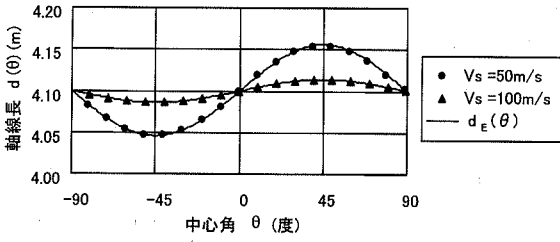


図-14 円形地盤の  $\theta$  と  $d(\theta)$  の関係 ( $H_c=150$ m)

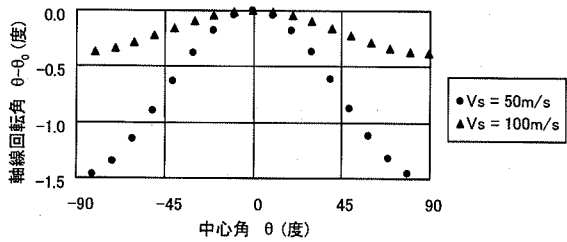
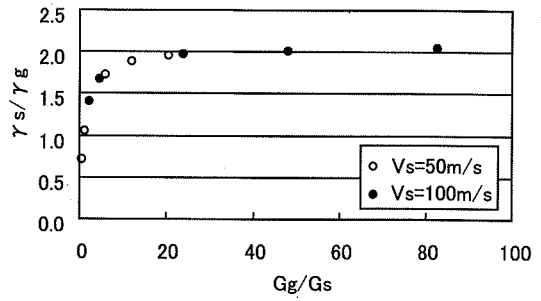
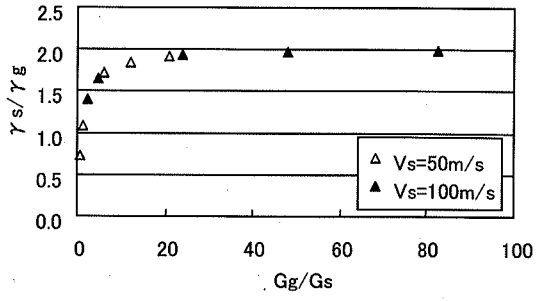


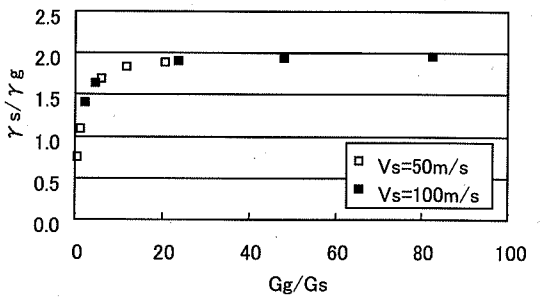
図-15 円形地盤の  $\theta$  と  $\theta - \theta_0$  の関係 ( $H_c=150$ m)



(a) Case 1



(b) Case 2



(c) Case 3

図-16  $G_g/G_s$ と $\gamma_s/\gamma_g$ の関係

ない自然地盤では、地盤に水平方向の変位だけが生じるので、 $\theta=0^\circ$ の軸線は、 $\theta-\theta_0=0$ で回転が生じていない。 $\theta=0^\circ$ の軸線を基準に取れば、回転を伴わずに円形地盤が楕円状にひずむことになる。 $\theta=0^\circ$ の軸線の回転の有無の違いがあるが、円形地盤の $\theta-\theta_0$ は、図-11に示したシールドトンネルの $\theta-\theta_0$ とほぼ同じ傾向を示す。なお、構築位置の異なるCase 1 ( $H_c=7.5$  m), Case 3 ( $H_c=22.5$  m) に対応する円形地盤についても同様の結果が得られることを確認している。

(5) ひずみ伝達率の解析結果

表-1に示したCase 1~3のひずみ伝達率  $\gamma_s/\gamma_g$  の解析結果を示す。 $V_s=50, 100$  m/sに相当する $G_g$ に対して、シールドトンネル覆工の線形はり要素のEIを全断面有効剛性の100, 50, 10, 5, 3%と変化させることで $G_s$ を低下させ、 $G_g/G_s$ をパラメータとした。

Case 1~3の $G_g/G_s$ と $\gamma_s/\gamma_g$ の関係をそれぞれ、図-16 (a), (b), (c)に示す。Case 1~3とも $\gamma_s/\gamma_g$ は $G_g/G_s$ が大き

くなるにしたがって増加し、2に近づく。また、 $V_s=50, 100$  m/sの2ケースの解析であるが、 $V_s$ の違いにより $\gamma_s/\gamma_g$ に異なる傾向は見られず、ほぼ同じ曲線上にある。

著者ら<sup>15)</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から導かれた式(7)<sup>16)</sup>に対して、図-17に示すようなせん断変形に関する地中構造物の反力と地盤・構造物間のキネマチック相互作用力の1次元のせん断応力のつりあいを考えることから矩形断面を有する共同溝に対してひずみ伝達率の近似式を提案している。

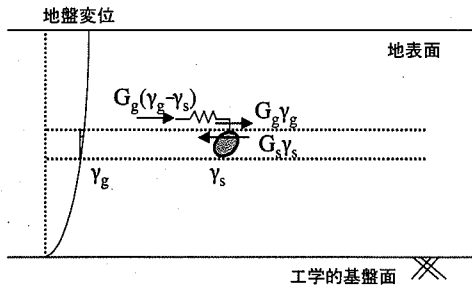


図-17 せん断応力のつりあい

マトリックスは、連続体と見なした地盤の剛性を表す非対角項を有するマトリックスであるが、ここでは地盤のせん断応力を算定するせん断剛性として単純化したものである。なお、構造物に作用する慣性力はその影響が小さいことから考慮していない<sup>19)</sup>。

$$G_s \cdot \gamma_s = G_g (\gamma_g - \gamma_s) + G_g \cdot \gamma_g \quad (9)$$

ここに、 $G_g$ ：構造物全体の等価せん断剛性、 $K_s$ ：構造物全体のせん断変形量(せん断ひずみ)、 $G_g$ ：地盤のせん断剛性、 $\gamma_g$ ：構造物深度の自然地盤のせん断ひずみである。式(9)を整理すると、 $\gamma_s/\gamma_g$ は、式(10)に示すように  $G_g/G_s$  の関数として表せる。

$$\frac{\gamma_s}{\gamma_g} = \frac{2(G_g/G_s)}{(G_g/G_s) + 1} \quad (10)$$

式(10)は、地盤と構造物のせん断剛性比によりせん断ひずみの伝達率が定まることを表し、 $G_g/G_s = 1$  で  $\gamma_s/\gamma_g = 1$ 、 $G_g/G_s \rightarrow \infty$  で  $\gamma_s/\gamma_g \rightarrow 2$  の双曲線となる。すなわち、地盤と構造物の剛性が等しい場合には、ひずみ伝達率が1になり、構造物剛性が極端に低下した場合、あるいは構造物位置に空洞を有する地盤では、地震時の構造物横断面または空洞のせん断ひずみは、自然地盤のせん断ひずみの2倍となることを意味する。

構造物位置に空洞を有する地盤における地震時の空洞のせん断ひずみ  $\gamma_v$  について、地盤と空洞のせん断変形のみに着目した場合、以下のような解釈ができる。空洞の境界面の地盤応力は0であるので  $\gamma_v$  の状態の空洞を地震時の自然地盤のせん断ひずみ  $\gamma_g$  の状態にするには、自然地盤の切り欠き力に相当するせん断応力  $G_g \gamma_g$  を空洞の境界面に作用させればよい。一方、ひずみが0の状態の表層地盤全体に地震時の地盤ひずみを与えた場合に構造物位置の空洞を  $\gamma_g$  の状態に保つにも、同様に  $G_g \gamma_g$  を空洞の境界面に作用させればよい<sup>17)</sup>。すなわち、構造物位置の空洞がひずみ0から地震時の  $\gamma_v$  の状態になるには2倍の  $G_g \gamma_g$  が空洞の境界面に作用していることになり、 $\gamma_v$  が  $\gamma_g$  の2倍になると考えられる。

式(10)とCase1~3の  $\gamma_s/\gamma_g$  の比較を図-18に示す。式(10)は、Case1~3の  $\gamma_s/\gamma_g$  をほぼ近似しており、シールドトンネルの構築位置に関わらず、地盤・構造物間のせん断ひずみの伝達特性が式(10)で表せることがわかる。

Case1~3の  $\gamma_s/\gamma_g$  の差を見ると、その差はわずかであるが、 $G_g/G_s$  が大きい範囲で Case1 ( $H_c = 75$  m) の  $\gamma_s/\gamma_g$  が最も大きくなっている。これは、シールドトンネルが斜め45°方向を長軸、短軸とする楕円にせん断変形するの

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sl} \\ K_{ls} & K_{ll} + K_{l0}^G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_s \\ r_l \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M_{ss} & 0 \\ 0 & M_{ll} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{r}_s \\ \ddot{r}_l \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ K_{l0}^G \cdot r_l^F \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ q_l^F \end{Bmatrix} \quad (7)$$

ここに、 $K$ ：構造物剛性マトリックス、 $M$ ：構造物質量マトリックス、 $r$ ：変位ベクトル、下添字  $s$ ：地盤と接しない構造物節点表示、下添字  $l$ ：地盤と接する構造物節点表示、 $\cdot$ ：時間微分表示、 $K_{l0}^G$ ：地盤インピーダンスマトリックス、 $r_l^F$ ：自然地盤の変位ベクトル、 $q_l^F$ ：地盤・構造物の接触面に作用させる自然地盤の切り欠き力である。

地盤・構造物の接触面のつりあいを表す式(7)の第2行を整理すると式(8)となる。

$$K_{ls} \cdot r_s + K_{ll} \cdot r_l = -M_{ll} \cdot \ddot{r}_l + K_{l0}^G \cdot (r_l^F - r_l) + q_l^F \quad (8)$$

左辺第1、2項は構造物反力を表し、右辺第1項は構造物に作用する慣性力、右辺第2項は自然地盤と構造物の相対変位による相互作用力、右辺第3項は自然地盤変位から構造物の存在しない空洞地盤変位に地盤を变形させるための切り欠き力を表し、応答変位法における周面せん断力に相当する。

ここでは、地盤と地中構造物ともせん断変形のみを対象としているので、せん断変形に起因する構造物の反力と地盤・構造物間のキネマチック相互作用力のつりあいをせん断応力の形で式(8)に対して適用する。せん断応力を算定するせん断ひずみとせん断剛性として、式(8)の変位ベクトルを構造物および地盤のせん断ひずみ、構造物剛性マトリックスを構造物全体の等価せん断剛性、地盤インピーダンスマトリックスを地盤のせん断剛性と見なすと式(9)を導くことができる。地盤インピーダン



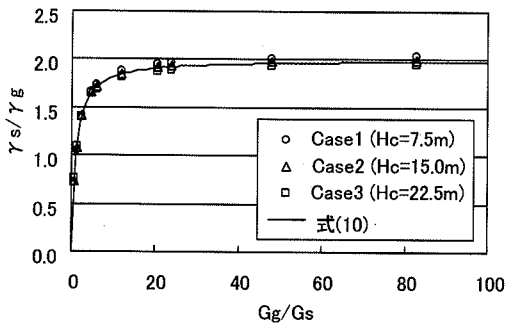


図-18 式(10)とCase1~3の $\gamma_s/\gamma_g$ の比較

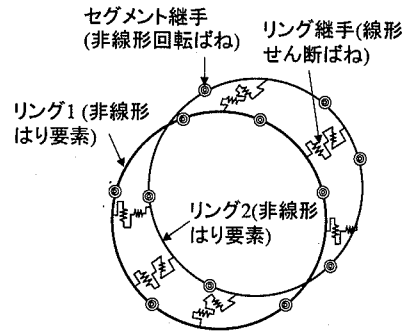


図-19 シールドトンネルの2リングのはり・ばねモデル

で構造物の構築位置が浅い場合に地盤の変形が解放されている地表面の隆起、沈降が生じやすく、シールドトンネルのせん断変形も生じやすくなるため、 $\gamma_s/\gamma_g$ が大きくなると考えられる。

本文の地盤・構造物間のせん断ひずみの伝達特性は、表層地盤厚30 m に対して外径4.3 m のシールドトンネルの構築位置をパラメータとした限定された解析結果に基づくものであるが、式(10)を導いた過程から地表面などの境界条件の影響が小さく、地震時に地中構造物が表層地盤に比べて十分小さなひずみ要素としてせん断変形する条件では、矩形断面<sup>19)</sup>だけでなく円形断面にも適用可能であり、地中構造物の種類や形状に依存しないと考えられる。

### 3. 単純せん断力によるシールドトンネルのプッシュオーバー解析

#### (1) 解析条件

矩形断面の地中構造物と同様に、円形シールドトンネルについても地震時に横断面全体としてせん断変形が卓越することから、地震時変形性能の解析として単純せん断力による2リングモデルのプッシュオーバー解析を行う。2リングモデルに対してトンネル軸方向に奥行きを有する3次元有限要素の地盤モデルの地盤変位を漸増させるプッシュオーバー解析がより精度よくシールドトンネルの地震時変形性能を解析できると考えられるが、ここでは、横断面全体としてのせん断変形に着目し、解析を単純化したものである。

対象としたシールドトンネルは、表-1に示したCase 2 ( $H_c = 15.0$  m)の共同溝である。解析モデルは、図-19に示すようにセグメント継手を回転ばね、リング継手をせん断ばねにモデル化した2リングのはり・ばねモデルである。それぞれのリングを96 節点に等分割し、図-20に示

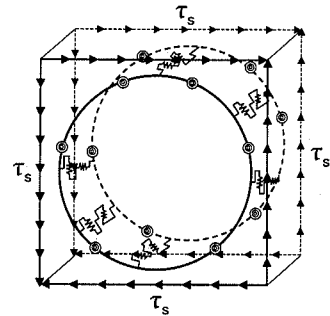


図-20 2リングのはり・ばねモデルへの荷重載荷方法

すような単純せん断応力  $\tau_s$  を水平(x 軸)および鉛直(y 軸)方向に変換し、分担面積を乗じて2リングの各節点に作用させ、シールドトンネルのせん断変形量を漸増させる。2リングのはり・ばねモデルを用いることでセグメント継手によるトンネル覆工の曲げ剛性の低下やセグメントの千鳥組による添接効果を考慮できる。

シールドトンネルの2リングモデルには、以下の荷重を載荷して常時断面力を算定した。表層地盤として、地下水位GL-3.0m、N値15、単位体積重量 $18 \text{ kN/m}^3$ の均質な砂質土地盤を仮定する。土水分離の考え方で緩み土圧による鉛直土圧と、側方土圧係数 $\lambda = 0.5$ による水平土圧を算定し、2リングモデルに載荷した<sup>18, 19)</sup>。なお、緩み土圧の算定には地表面に上載荷重 $10 \text{ kN/m}^2$ を考慮した。また、シールドトンネルの全周に半径方向地盤ばねを配置し、N値15 相当の地盤反力係数 $k = 20 \text{ MN/m}^3$ を用いて常時の地盤反力<sup>18, 19)</sup>を算定した。

RCセグメント本体は、慣用計算法<sup>18, 19)</sup>により算出した軸力の平均値をもとにコンクリートひび割れ、鉄筋降伏、終局点をもつトリリニアの曲げモーメント $M$ -曲率 $\phi$ の関係を有する非線形はりとしてモデル化した。鉄筋の降伏強度を $345 \text{ N/mm}^2$ 、コンクリートの設計基準強度を42

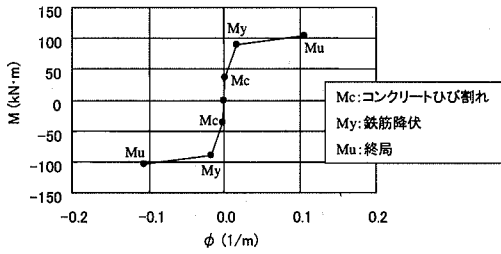


図-21 RCセグメント本体のM-φ関係

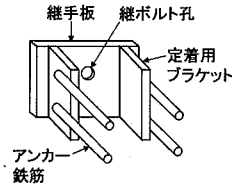


図-22 セグメント継手およびリング継手の構造

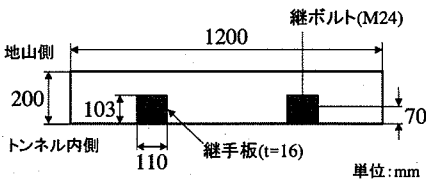


図-23 セグメント断面でのセグメント継手の位置

$N/mm^2$ とした。また、コンクリートの応力度-ひずみ曲線は横拘束効果を考慮せず、終局はコンクリートの圧縮ひずみが0.0035に達した時点とした<sup>20</sup>。RCセグメント本体のM-φ関係を図-21に示す。

対象とした共同溝シールドトンネルのセグメント継手およびリング継手を図-22に示す。継手板、定着用ブラケット、アンカー鉄筋から構成される継手金具を用いたボルト継手構造である。また、セグメント断面でのセグメント継手の位置を図-23に示す。

セグメント継手の回転ばね特性は、継手板の離間前、離間から降伏、降伏から終局をトリリニアの曲げモーメントM-回転角θの関係で仮定した。継手金具によるボルト継手構造では、セグメント継手部が回転するときのボルトの引張力に対する剛性は、短ボルトの軸剛性よりも継手板の面外曲げ剛性に支配される。そこで、継手板を定着用ブラケットおよびアンカー鉄筋で支持する両端固定はりにモデル化し<sup>20</sup>、継手板の面外曲げ剛性を引張鋼材に換算してセグメント継手面をRC断面としたM-θ関係を算定した。なお、圧縮領域のコンクリートの影響深さをセグメント圧縮縁から中立軸までの距離の2倍と

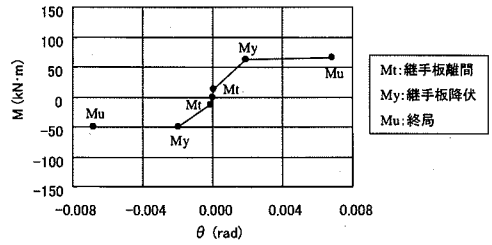


図-24 セグメント継手のM-θ関係

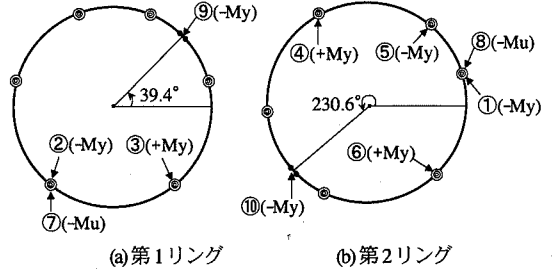


図-25 シールドトンネルの2リングモデルの損傷順序

する仮定を置いている<sup>19</sup>。

セグメント継手の降伏は、継手板の両端部および中央部の3箇所が全塑性モーメントに達したときとした。終局は、コンクリートの圧縮ひずみが0.0035に達した時点とした<sup>20</sup>。セグメント継手のM-θ関係を図-24に示す。トンネル内側が引張となる曲げを正として表示している。

シールドトンネルでは、隣接するリング間でセグメント継手の位置をずらしているため、2つのリングの変形特性が異なり、リングどうしの添接効果が生じる。リング継手のせん断方向に対する剛性や耐力は十分に大きいため、リング継手のせん断ばねはトンネル覆工の法線および接線方向の線形せん断ばねとしてモデル化し<sup>19</sup>、リング間の16箇所配置した。

シールドトンネルの2リングモデルに前述の常時荷重を載荷し、初期断面力を算定後、θ=45°、135°方向の4点のローラー支持とし、単純せん断力を作用させ、シールドトンネルのせん断変形量を漸増させる。なお、全周に配置した半径方向地盤ばねは、単純せん断力を作用させる時点で取り除いている。

## (2) 解析結果

2リングのセグメント本体がそれぞれ、初降伏するまでの損傷順序を図-25に示す。図中の丸囲いの数字が損傷順序、括弧内の曲げモーメントは、図-21、24に示し

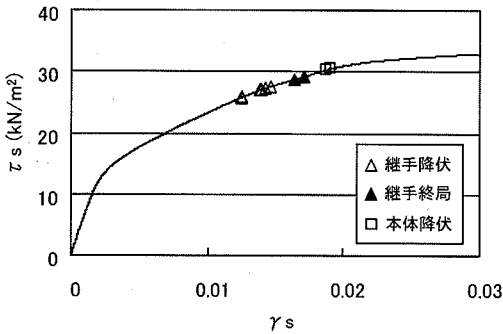


図-26 セン断応力 $\tau_s$ とせん断変形量 $\gamma_s$ の関係

たセグメント本体、セグメント継手の  $M_p$ ,  $M_u$  を表している。  $\theta = 45^\circ$  方向に外側引張、  $\theta = -45^\circ$  方向に内側引張となる曲げモーメントが発生し、2リングのセグメント本体がそれぞれ初降伏するまでに、6箇所のセグメント継手が降伏し、その内の2箇所が終局に達する。

セグメント本体の初降伏した位置は、第1リングで  $\theta = 39.4^\circ$ 、第2リングで  $\theta = 230.6^\circ$  であった。  $\theta = 45^\circ - 225^\circ$  方向から少しずれているのは、セグメント継手およびリング継手の位置や常時断面力が影響していると考えられる。

せん断応力  $\tau_s$  とせん断変形量  $\gamma_s$  の関係を図-26に示す。なお、第1リングと第2リングの  $\gamma_s$  に大きな差は生じておらず、図-26の  $\gamma_s$  は両リングの平均値としている。  $\gamma_s = 0.012$  でセグメント継手が初降伏、  $\gamma_s = 0.016$  でセグメント継手が初終局、  $\gamma_s = 0.019$  で第1リングのセグメント本体が初降伏に達する。

#### 4. セン断変形量に基づく耐震計算法

##### (1) ひずみ伝達特性を用いたせん断変形量の推定

地盤・構造物間のひずみ伝達特性と構造物全体のせん断変形量  $\gamma_s$  等価せん断剛性  $G_g$  の非線形関係から地中構造物横断面の地震時のせん断変形量が推定可能となる<sup>19)</sup>。すなわち、想定する地震動と構造物が位置する地盤条件から自然地盤の地震応答解析などにより構造物深度の地盤ひずみ  $\gamma_g$  と地盤のせん断剛性  $G_g$  を推定する。次に、推定した  $\gamma_g$ ,  $G_g$  とひずみ伝達特性を表す式(10)を用いることにより、  $\gamma_s - G_g$  関係が得られる。また、3章で行ったシールドトンネルのせん断変形量を漸増させるプッシュオーバー解析から、構造物特性としての  $\gamma_s - G_g$  の非線形関係が得られ、両関係の一致点から  $\gamma_s$  を推定することができる。ひずみ伝達特性を用いたシールドトンネルのせん断変形量の推定の流れを図-27に示す。

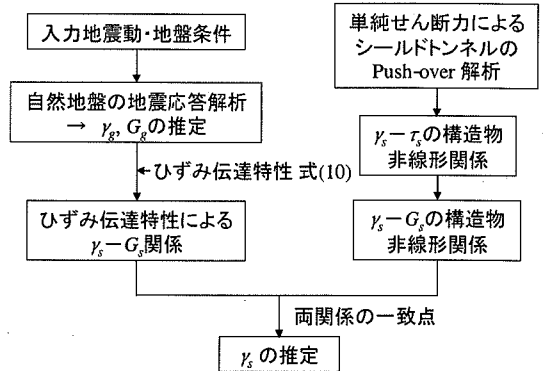


図-27 ひずみ伝達特性を用いたシールドトンネルのせん断変形量の推定の流れ

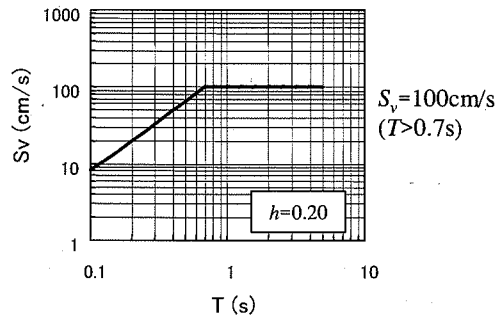


図-28 兵庫県南部地震クラスの工学的基盤面の速度応答スペクトル

##### (2) セン断変形量に基づくシールドトンネル横断面の耐震性能の照査方法

シールドトンネルのせん断変形量の推定例を以下に示す。表層地盤は、単位体積重量  $\rho = 18 \text{ kN/m}^3$ 、厚層  $H = 30 \text{ m}$ 、地震時のせん断波速度  $V_s = 100 \text{ m/s}$  の均質な地盤条件を仮定した。

入力地震動は、水道施設耐震工法指針<sup>20)</sup>や高圧ガス導管耐震設計指針<sup>21)</sup>を参考に図-28に示す兵庫県南部地震クラスの地震動を想定した工学的基盤面の速度応答スペクトル  $S_v$  を設定した。

深さ  $z$  の自然地盤の水平変位  $u_g(z)$  は、剛な基盤上の表層地盤のせん断振動モデルをもとに、式(11)で算定し、シールドトンネルの頂・底点高さの地盤の水平相対変位から構造物深度の地盤ひずみ  $\gamma_g$  を算定した。

$$u_g(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \quad (11)$$

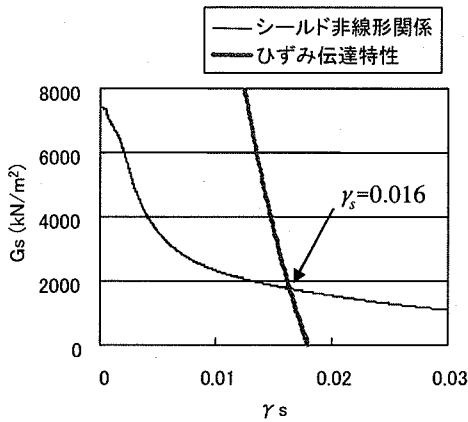


図-29 シールドトンネルのせん断変形量  $\gamma_s$  の推定

$$T_s = \frac{4H}{V_s} \quad (12)$$

ここに、 $S_v$ ：基盤面入力地震動の速度応答スペクトル（減衰定数  $h = 0.20$ ）、 $T_s$ ：表層地盤の基本固有周期、 $H$ ：表層地盤厚、 $V_s$ ：表層地盤のせん断波速度である。

ひずみ伝達特性およびシールドトンネルのせん断変形性能解析による  $\gamma_s - G_s$  の2つの関係と  $\gamma_s$  の推定例を図-29に示す。本解析で仮定した地盤条件、入力地震動では、 $\gamma_s = 0.009$  となり、シールドトンネルの応答せん断変形量は、 $\gamma_s = 0.016$  となる。

レベル2地震動に対するシールドトンネルの限界状態は、トンネル施設の用途、重要性、セグメント仕様や2次覆工の有無などの構造特性により設定するべきであり、ここで対象としたシールドトンネルの耐震性能照査が本研究の目的でないが、本推定例において、3章で行ったプッシュオーバー解析結果と比較すると、構造部材の曲げ、あるいは回転変形に関して、セグメント継手の初終局時の  $\gamma_s$  相当であり、セグメント本体の初降伏時の  $\gamma_s$  よりも小さい応答値であることがわかる。

地中構造物横断面の地震時の変形は、横断面全体としてせん断変形が卓越するため、レベル2地震動に対しては、耐震性能をせん断変形性能で評価する耐震計算法が合理的である。地盤・構造物間のひずみ伝達特性を用いることにより応答変位法で用いる地盤ばねを算定せずにシールドトンネルの応答せん断変形量を推定することができる。せん断変形量を評価指標として、本推定法により得られた応答変形量と変形性能の比較により耐震性能の照査を行うことが可能となる。

## 5. まとめ

円形シールドトンネルを対象とし、地盤・構造物間のせん断ひずみの伝達特性を明らかにした。また、シールドトンネル横断面の地震時変形性能の解析法として、単純せん断力により2リングモデルのせん断変形量を漸増させるプッシュオーバー解析を行い、せん断変形量を評価指標とした円形シールドトンネル横断面の耐震計算法を提案した。厚さ 30 m の均質な表層地盤、外径 43 m のシールドトンネルに対してトンネルの構築深さをパラメータとした解析結果に基づくものであるが、本研究で得られた知見を以下に示す。

- 均質な表層地盤および構造物に1/4の余弦分布の地盤変位となる慣性力を作用させた場合、剛性一様な等価線形の骨組みにモデル化したシールドトンネル横断面全体の変形はせん断変形が卓越し、楕円で近似できる。
- シールドトンネル横断面の回転角は小さく、変形後の長軸と短軸の出現する方向は、地盤と構造物のせん断剛性比に関わらず、ほぼ上下斜め45°方向になる。
- 構造物深度の地盤のせん断ひずみに対するシールドトンネルのせん断変形量の比、ひずみ伝達率は、地盤と構造物のせん断剛性比をパラメータとする双曲線で近似できる。
- ひずみ伝達率は、地盤の変形が解放されている地表面の境界条件の影響を受け、土被りが浅くなるほど、地盤と構造物のせん断剛性比の大きい範囲で、式(10)よりも大きくなる傾向がある。ただし、表層地盤厚 30 m、シールドトンネルの外径 43 m に対してトンネルの中心深さ 7.5, 15.0, 22.5 m の解析例では、その差は小さい。
- せん断変形量  $\gamma_s$  を漸増させるプッシュオーバー解析から、本研究で対象としたシールドトンネルでは、セグメント本体よりもセグメント継手が先に降伏に達し、セグメント継手が  $\gamma_s = 0.012$  で初降伏、 $\gamma_s = 0.016$  で初終局、セグメント本体が  $\gamma_s = 0.019$  で初降伏に達する。
- 地盤・構造物間のひずみ伝達特性とシールドトンネルのせん断変形量一等価せん断剛性の構造物特性としての非線形関係からシールドトンネルの応答せん断変形量の推定が可能である。
- 層厚30m、せん断波速度100m/s、単位体積重量18kN/m<sup>3</sup>の均質な地盤条件、兵庫県南部地震クラスの入力地震動を仮定し、提案手法によりシールドトンネルの応答せん断変形量  $\gamma_s$  を推定すると、 $\gamma_s = 0.016$  となり、プッシュオーバー解析から得られたセグメント継手の初終局時の  $\gamma_s$  相当であり、セグメント本体の初降伏時の  $\gamma_s$  よりも小さい応答値となる。

## 参考文献

- 1) 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
- 2) (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，pp.7-36,1998.6
- 3) (社)土木学会他，阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告，土木構造物の被害原因の分析，pp.257-261,1999.8
- 4) 川田成彦，田嶋仁志，鳥羽正樹，林家祥，橋義規：地盤急変部におけるシールドトンネルの耐震検討，第26回地震工学研究発表会講演論文集，pp.1049-1052,2001.10
- 5) 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
- 6) 高田至郎，李騰雁，Mostafa ABDEL-AZIZ：非線形特性を考慮したシールドトンネルの耐震設計法，第10回日本地震工学シンポジウム論文集，Vol.3,pp.3109-3114,1998.11
- 7) (社)土木学会関西支部：シールドトンネルの合理的耐震設計法ガイドライン(案)，pp.77-81,2001.9
- 8) 村上博智，小泉淳：シールドセグメントリングの耐荷機構について，土木学会論文報告集，No.272,pp.103-115,1978.4
- 9) 水野光一朗，小泉淳：シールドトンネル横断方向の耐震設計法に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.687/III-56, pp.107-123,2001.9
- 10) (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
- 11) 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
- 12) 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，IA-356,pp.712-713,2001.10
- 13) 片山幾夫，足立正信，嶋田穰，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
- 14) Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C. and Seed, H.: FLUSH - A Computer for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, Report No. UCB/EERC-75/30, University of California, Berkeley, 1975.11
- 15) 西岡勉，運上茂樹：ひずみ伝達特性を用いた地中構造物のせん断変形量の推定，土木学会論文集，No.710/I-60, pp.273-282,2002.7
- 16) 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
- 17) 川島一彦編著：地下構造物の耐震設計，鹿島出版会，pp.45-50,1994.4
- 18) (社)土木学会：トンネル標準示方書[シールド工法編]・同解説，1996.5
- 19) (財)鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル，1997.7
- 20) (社)土木学会：コンクリート標準示方書，構造性能照査編，pp.26-27,2002.3
- 21) 川島一彦，大日方尚巳，志波由紀夫，加納尚史：シールドトンネルの耐震性に関する研究(その2)覆工の軸剛性の非線形性を考慮したシールドトンネルの動的応答解析一，土木研究所資料第227号，pp.19-24,1985.12
- 22) (社)日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，pp.17-18,1997.3
- 23) (社)日本ガス協会：高圧ガス導管耐震設計指針，pp.21-22,2000.3

(2003.5.7 受付)

## AN ANALYTICAL METHOD FOR THE SEISMIC DESIGN OF CIRCULAR SHIELD TUNNELS IN THE CROSS SECTION BASED ON THE SEISMIC SHEAR DEFORMATION

Tsutomu NISHIOKA and Shigeki UNJOH

This paper proposes an analytical method for the seismic design of circular shield tunnels in the cross section based on the seismic shear deformation. Since the seismic deformation of underground structures is primarily the shear deformation in terms of the whole cross section, the seismic deformation of the circular shield tunnels is close to the elliptical shape. The study shows that the shear strain ratio of the shield tunnels to free-field ground is the hyperbolic function of the shear stiffness ratio between the ground and the shield tunnels. The seismic shear deformation of the shield tunnels is estimated by both the shear strain transmitting characteristics and the push-over analysis of the 2-ring frame model that can evaluate the effects of the transverse and circumferential segment joints.