

第4章 トンネル軸方向に対する耐震計算および照査

第4章 トンネル軸方向に対する耐震計算および照査

4.1 一般

シールドトンネルは、トンネル軸方向についての耐震計算を行って、セグメントおよび継手等の構造部材の耐震性を照査しなければならない。

軸方向の耐震計算は応答変位法によることを原則とする。ただし、複雑な地震時挙動が予想される場合は適切な力学モデルを用いた動的解析を行うことが望ましい。

耐震計算では、常時荷重による断面力および変形を算定し、その断面力および変形を初期条件として、設計地震動に対する地震時の断面力および変形を求めるものとする。

耐震性の照査は、レベル1地震動に対しては、地震時の断面力を用いて、許容応力度法により行い、また、レベル2地震動に対しては、地震時の変形および断面力について、部材の変形過程を考慮した限界状態設計法により行う。

常時の荷重には、死荷重、土圧、水圧等のほか、地盤の不整形、圧密等による不同沈下の影響等も必要に応じて考慮することとする。

【解説】

シールドトンネル軸方向の耐震設計は、図4.1-1のフローにしたがって実施する。

常時の設計は、「トンネル標準示方書（シールド工法編）・同解説 土木学会」等に示される方法によるものとする。常時の主な設計荷重は、死荷重、土圧、水圧であるが、地盤の不整形、圧密等による不同沈下、近接施工や施工過程等特殊な条件の影響も必要に応じて考慮することとする。

地震時断面力（応力）・変形（ひずみ）の計算は、原則として応答変位法を用いる。ただし、トンネル軸方向に地盤条件が変化する場合等の複雑な地震時挙動が予想される場合は適切な力学モデルを用いた動的解析を行うことが望ましい。なお、地盤不整形等の地盤条件の変化による影響については、第7章7.2節に記述する。

地震時の断面力・変形は、常時荷重による断面力（必要に応じて変形も）を初期状態として、レベル1およびレベル2の地震動が作用した場合の耐震計算から求める。

レベル1地震動に対する地震時断面力は、弾性範囲内の挙動を対象としているので、常時の断面力と地震時増分断面力の重ね合わせによって算出してもよい。

照査は、セグメントおよびリング継手等の構造部材を対象に、レベル1地震動に対しては許容応力度法により、また、レベル2地震動に対しては、部材の変形性能を考慮しながら、用途に応じた限界状態について照査する。

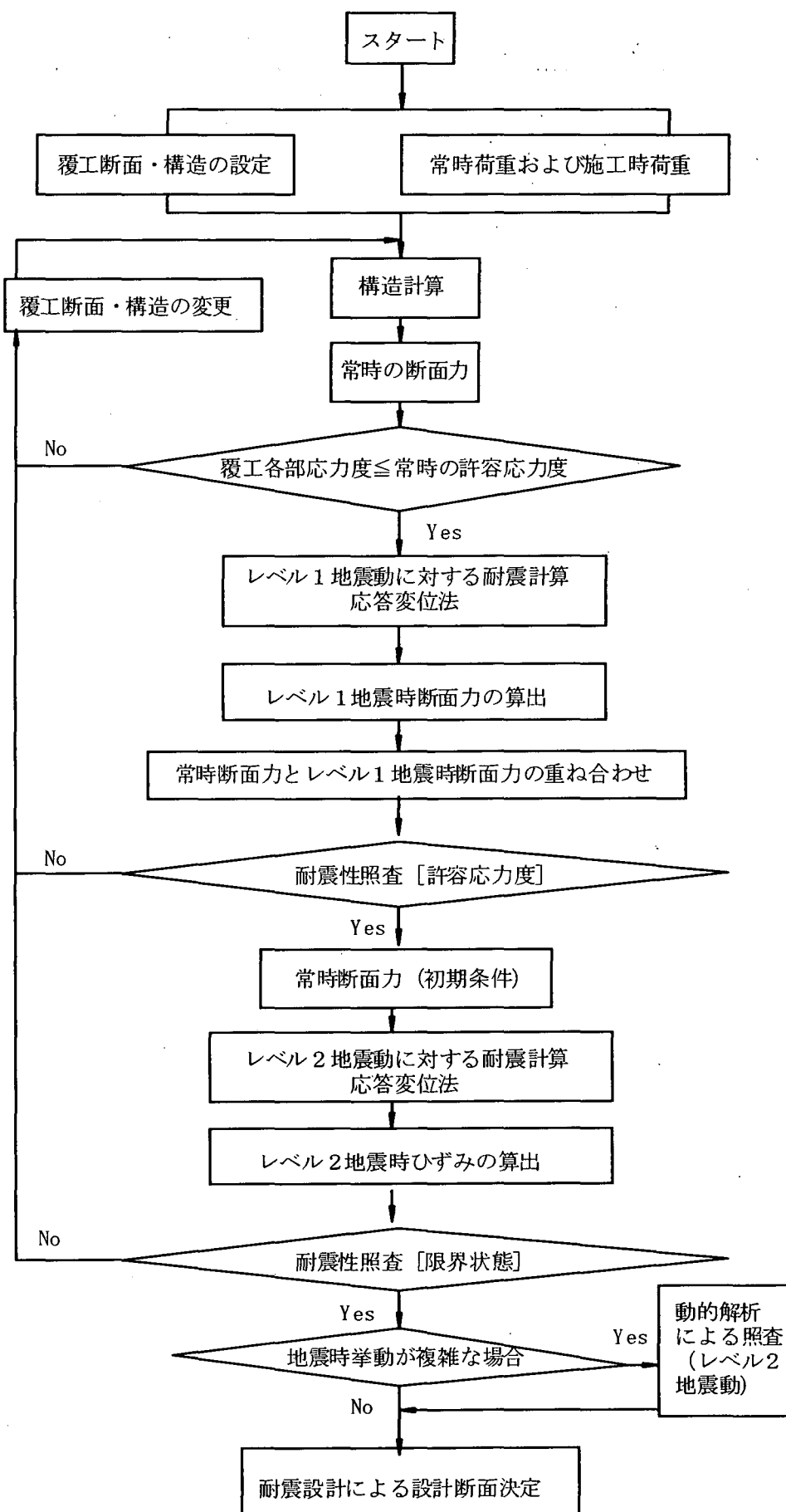


図4.1-1 シールドトンネル軸方向の耐震計算フロー

4. 2 応答変位法による地震時断面力および変形の計算

トンネル軸方向の地震時断面力は、応答変位法により算定する。その解析手法は、以下の方法によることを基本とする。

- (1) 弾性床上の梁理論解
- (2) 梁・ばねモデルによる解析
- (3) 2次元FEMを用いた解析
- (4) その他

地震時の断面力および継手相対変位は耐震計算により得られた地震時ひずみを用いて算定する。

[解説]

(1) 弾性床上の梁理論解

表層地盤に地震波が入射すると、トンネル周辺の地盤ではトンネルと地盤の軸方向剛性、曲げ剛性の差からトンネル外面に直応力とせん断応力が作用し、トンネルは軸方向の変形および軸直角方向の曲げ変形が生じる。

トンネル周辺地盤の直応力、せん断応力を自由地盤とトンネル間の相対変位に比例する地盤ばねを用いて表現できるとすると、トンネルの地震時挙動は弾性床上の梁の運動方程式により以下のように記述することができる。

$$m \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} - EA \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} = K_A \{u_G(x,t) - u(x,t)\}$$

$$m \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 v(x,t)}{\partial x^4} = K_B \{v_G(x,t) - v(x,t)\}$$
(4.2-1)

ここで、

- u, v : トンネルの軸方向, 軸直角方向の変位
- u_G, v_G : 自由地盤の軸方向, 軸直角方向の変位
- m : トンネルの質量
- A : トンネルの断面積
- I : トンネルの断面2次モーメント
- E : トンネルの弾性係数
- K_A, K_B : 軸方向, 軸直角方向の地盤ばね

トンネルは、慣性力により自身が地盤中で自由に振動することではなく、地盤の震動に追随した動きをする。すなわち、トンネルは、慣性力の影響よりも周辺地盤の変位強制力の影響を大きく受ける。応答変位法は、上式で慣性力項の影響を無視した場合の式を基本式として定式化したものである。

(2) 梁・ばねモデルによる解析

トンネルが水平方向に広く展開する構造物であることから、地盤の水平・鉛直2方向の空間的変動は、地震時地盤応答の軸方向相対変位を拡大する。また、構造物は必ずしも直線的

でなく、曲がり部や分岐部、立坑などさまざまな構造物要素を含んでいる。さらに、レベル2地震動を検討する場合には、とくに周辺地盤のせん断応力の弾塑性特性や構造物の弾塑性特性を考慮する必要がある。複雑な線形形状と非線形ばね特性を有するトンネルの地震時挙動を評価するには、地盤・構造系のモデル化が容易な梁・ばねモデルを用いて構造解析を行なうのが有効である。図4.2-1は、シールドトンネルを梁・ばね要素でモデル化した一例を示したものである。このモデルでは、必要に応じて表層地盤の質点系動的解析モデルを関係付けることができる。

入力地震動を正弦波変位で与える場合には、梁・ばねモデルに軸方向変位分布として正弦波を作用させて、静的構造解析により地震時挙動を求めることができる。一方、入力地震動を実地震波で与える場合には、表層地盤動的解析モデルによって、まず自由地盤に対する地盤応答を求め、節点間に最大ひずみが発生した時点の軸方向変位分布を梁・ばねモデルに作用させて、静的構造解析を行なうことになる。

なお、このモデルを用いれば、相互作用ばねの地盤側節点と対応する表層地盤節点を直接連結して、全体を動的に解析することもできる。

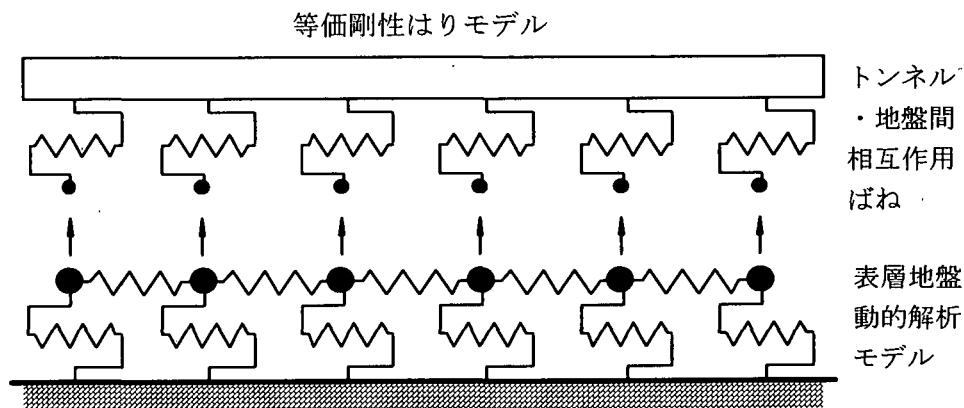


図4.2-1 シールドトンネルの梁・ばねモデル

(3) 2次元FEMモデルを用いた解析

トンネル軸方向に地盤性状が変化する地盤にシールドトンネルが設置される場合には、地盤変位のトンネル軸方向空間分布を正しく把握する必要がある。図4.2-2に示す2次元FEMモデルは、このような場合に適用することができるモデルの一例である。シールドトンネルは地盤ばねを介して地盤と連結する。このモデルの基盤に入力地震動を与えれば、地盤の応答変位に連動したシールドトンネルの地震応答を求めることができる。

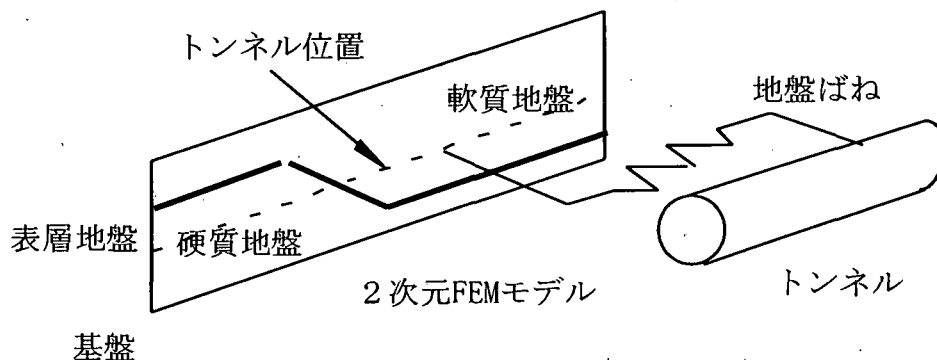


図4.2-2 2次元FEMモデルと地盤ばねで連結されたシールドトンネル

4. 3 弾性床上の梁理論解

4. 3. 1 地震時ひずみの計算

シールドトンネルに発生するトンネル軸方向および曲げひずみは、原則として以下の式より算出する。

表 4. 3. 1-1 シールドトンネル軸・曲げひずみ算定式

		ひずみ算定式		式番号
自由地盤ひずみ		$\epsilon_{GA} = \frac{2\pi u_A}{L}$	$\epsilon_{GB} = \frac{2\pi u_B}{L}$	(4. 3. 1-1)
トンネル	引張側 軸ひずみ	$\epsilon_{SA}^T = \alpha_A^T \beta_T \chi_{Aw}(\phi) \epsilon_{GA}$	——	(4. 3. 1-2)
	圧縮側 軸ひずみ	$\epsilon_{SA}^C = \alpha_A^C \beta_C \chi_{Aw}(\phi) \epsilon_{GA}$	——	
	鉛直軸回りの 曲げひずみ	——	$\epsilon_{SB} = \alpha_{Bh} \chi_{Bw}(\phi) \epsilon_{GA} \cdot \left(\frac{2\pi}{L_a} \cdot \frac{D}{2} \right)$	(4. 3. 1-3)
	水平軸回りの 曲げひずみ	——	$\epsilon_{SB} = \alpha_{Bv} \chi_{Bw}(\phi) \epsilon_{GB} \cdot \left(\frac{2\pi}{L_a} \cdot \frac{D}{2} \right)$	

ここで、

u_A : トンネル軸中心軸深さにおける地震時軸方向地盤変位

u_B : トンネル軸中心軸深さにおける地震時軸直角方向地盤変位

ϵ_{GA} : トンネル軸中心軸深さにおける地震時軸方向地盤ひずみ

ϵ_{GB} : トンネル軸中心軸深さにおける地震時軸直角方向地盤ひずみ

$\epsilon_{SA}^T, \epsilon_{SA}^C, \epsilon_{SB}$: トンネル断面に発生する軸方向引張ひずみ、圧縮ひずみおよび曲げひずみ

L : 地盤震動の水平方向伝播波長

$\alpha_A^T, \alpha_A^C, \alpha_{Bh}, \alpha_{Bv}$: 地盤ひずみの構造物への伝達率

β_T, β_C : 軸力係数

ϕ : 地震波がトンネルに入射する角度

$\chi_{vw}(\phi)$: 地盤震動方向 (v) と地震波のタイプ (w) に応じた方向係数

v = A (軸方向), B (軸直角方向)、

w = R (R-type : 疎密波, Rayleigh 波), L (L-type : せん断波, Love 波)

$(EA)_{eq}^T, (EA)_{eq}^C$: 等価軸引張剛性および等価軸圧縮剛性

$(EI)_{eqh}, (EI)_{eqv}$: 鉛直軸回りおよび水平軸回りの等価曲げ剛性

K_A, K_{Bh}, K_{Bv} : トンネル軸方向および軸直角方向水平、鉛直面内の地盤ばね

D : トンネル外径

ただし、

$$\alpha_A^T = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_A^T L_a} \right)^2}, \alpha_A^C = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_A^C L_a} \right)^2}, \alpha_{Bh} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_{Bh} L_a} \right)^4}, \alpha_{Bv} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_{Bv} L_a} \right)^4} \quad (4. 3. 1-4)$$

$$\lambda_{A}^T = \sqrt{\frac{K_A}{(EA)_{eq}^T}}, \lambda_{A}^C = \sqrt{\frac{K_A}{(EA)_{eq}^C}}, \lambda_{Bh} = \sqrt[4]{\frac{K_{Bh}}{(EI)_{eqh}}}, \lambda_{Bv} = \sqrt[4]{\frac{K_{Bv}}{(EI)_{eqv}}}$$

$$L_a = \frac{L}{\cos\phi}$$

$$\chi_{AR}(\phi) = \cos\phi, \chi_{BR}(\phi) = \sin\phi, \chi_{AL}(\phi) = -\sin\phi, \chi_{BL}(\phi) = \cos\phi$$

$$\beta_T = \frac{(EA)_{eq}^T}{(EA)_{eq}^C} \cdot \frac{\alpha_A^T}{\alpha_A^C} \left\{ 1 - \frac{\cos\left(\frac{2\pi\eta}{L_a}\right)}{\cosh(\lambda_A^T \eta)} \right\}, \beta_C = 1 + \frac{\cos\left(\frac{2\pi\eta}{L_a}\right)}{\cosh\left\{\lambda_A^C \left(\frac{L_a}{2} - \eta\right)\right\}} \quad (4.3.1-5)$$

ただし、変数 η は以下の関係式を満足する値として与えられる。しかし、簡便な取扱いを許される時は $\beta_T=1, \beta_C=1$ としてもよい。

$$\frac{2\pi}{\lambda_A^T L_a} \cdot \alpha_A^T \cdot \cos\left(\frac{2\pi\eta}{L_a}\right) \cdot \tanh(\lambda_A^T \eta) + \frac{2\pi}{\lambda_A^C L_a} \cdot \alpha_A^C \cdot \cos\left(\frac{2\pi\eta}{L_a}\right) \cdot \tanh\left\{\lambda_A^C \left(\frac{L_a}{2} - \eta\right)\right\} - (\alpha_A^T - \alpha_A^C) \cdot \sin\left(\frac{2\pi\eta}{L_a}\right) = 0 \quad (4.3.1-6)$$

[解説]

表 4.3.1-1 に示すトンネル軸ひずみ算定式は、以下の点で従来の算定式よりも適用性を拡大した表現形式を与えている。すなわち、

(1) 表現形式

(a) トンネルに作用する地盤震動は、地盤内を水平方向に伝播する地震波によってもたらされるとして、代表的な表面波である Rayleigh 波、Love 波を想定した R-type, L-type の地震波を選択することができる。

したがって、入力地震波として Rayleigh 波タイプの地震波を想定する場合には、トンネル軸方向に沿った地震波変位振幅が最大値をとることから、入射角度 $\phi = 0$ として上述の方向係数 χ_{AR}, χ_{BR} を用いてトンネルひずみを算定することができる。

(b) 地震波のトンネル軸線に対する入射角は、任意角度 ϕ を指定できる。

すなわち、地盤構造の特徴から特定方向から入射する表面波が卓越するのが既知の場合には、その方向の入射角度 ϕ を用いて同様のトンネルひずみ算定を行うことができる。

(c) シールドトンネルセグメントに特有の引張・圧縮側剛性の非対称性の影響は、軸力係数²⁾を用いて評価することができる。

シールドトンネルは、一般的に複数のセグメントをボルト接合して 1 リングを構成し、そのリング同士をトンネル軸方向に継手接合することで、一つの構造体に作り上げられる。従って、トンネルは本来一様な剛性は持っていないが、解析上の都合からセグメントと継手の区別をなくした一様な構造体としてモデル化することができる。すなわち、トンネル剛性は、セグメント要素と継手要素が直列した 1 要素と見なして、それぞれの剛性の直列和からその等価剛性を算定することになる。具体的な剛性算定手法は、4.4 節で詳述する。

表 4.3.1-1 に示すトンネルひずみ算定式は、上述の等価剛性をもつ梁に対する応答変位法から誘導した算定式である。

(2) 地震波の見かけの波長

地震波が水平面内を伝播すると仮定する。トンネル軸線に沿って入射角 ϕ で入射する地震波の波長を L とすると、トンネル軸方向に沿った見かけの波長は図 4.3.1-1 に示すように L_a で与えられる。

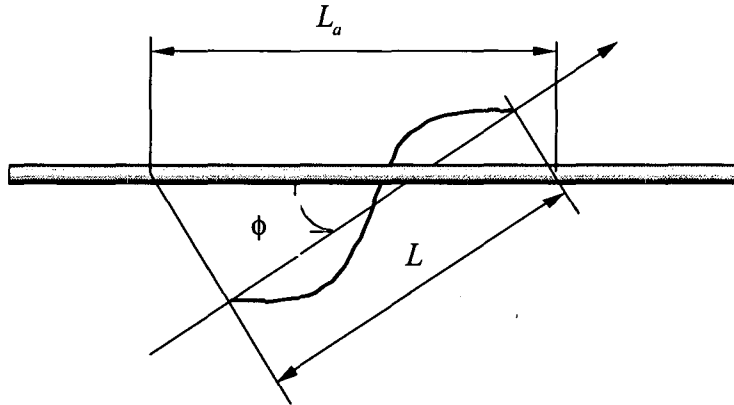


図 4.3.1-1 地震波の見かけの波長の定義

(3) 水平方向に伝播する2種類の地震波

水平方向に伝播する2種類の地震波の振動方向を図 4.3.1-2 に示す。R-type の地震波は波の振動方向と伝播方向が一致し、L-type の地震波は波の振動方向が伝播方向と90度ずれる。したがって、地盤震動ひずみ ϵ_{GA} 、 ϵ_{GB} は、それぞれ図 4.3.1-2 に示すように方向係数 $\chi_{\nu\sigma}(\phi)$ を用いてトンネル軸方向と軸直角方向に分離することができる。

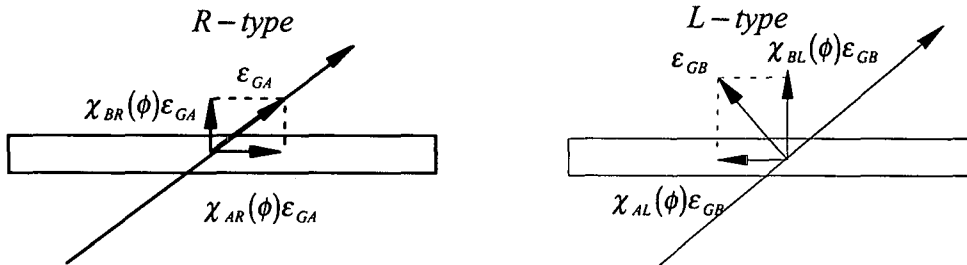


図 4.3.1-2 R-type および L-type 地震波のトンネル軸、軸直角方向振動成分

両タイプの地震波の振動方向の違いにより、R-type の地震波は入射角度 $\phi=0$ 度の時、最大の軸方向ひずみを発生する。一方、L-type の地震波は入射角度 $\phi=0$ 度の時、最大の軸直角方向ひずみを発生する。

(4) 自由地盤ひずみ

前章3.5 でシールドトンネル軸方向の入力地盤変位について、以下の考え方を採っている。すなわち、水平方向に伝播する地震波の波長は、対象地盤の地盤構造に基づく表面波を用いてその位相速度と地盤周期の積として算定する。そして、地盤のトンネル軸方向ひずみに対しては、Rayleigh波の位相速度を用い、軸直角方向ひずみに対してはLove波の位相速度を用いることとしている。従って、本ガイドライン（案）では軸方向および軸直角方向の地盤ひずみは以下の式で算定することになる。

$$\epsilon_{GA} = \frac{2\pi u_A}{L}, \quad \epsilon_{GB} = \frac{2\pi u_B}{L} \quad (4.3.1-7)$$

ここで、 u_A はRayleigh波が入射角（ ϕ ）ゼロで入射した場合の軸方向変位振幅であり、 u_B はLove波が入射角ゼロで入射した場合の軸直角方向変位振幅である。

図4.3.1-3に、表面波および実体波の振動平面内における伝播方向（ ξ 軸方向）と変位振幅（ u_A, u_B ）の関係を示している。上記のひずみの定義から、 ϵ_{GA} はトンネル軸方向の引張・圧縮ひずみを表すことになり、 ϵ_{GB} はトンネル軸に沿ったせん断ひずみ分布を示すことになる。

一方、大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン（案）⁴⁾や共同溝指針⁹⁾では $\epsilon_{GA}, \epsilon_{GB}$ について以下のような異なる表現を与えている。

大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン（案）では、

$$\epsilon_{GA} = \frac{\pi u_h}{L}, \quad \epsilon_{GB} = \frac{\pi(u_h + u_v)}{L} \quad (4.3.1-8)$$

共同溝指針では、

$$\epsilon_{GA} = \frac{\pi u_h}{L}, \quad \epsilon_{GB} = \frac{\pi(u_h + u_v)}{2L} \quad (4.3.1-9)$$

上記の既往指針では、対象とする地震波が表面波ではなく実体波であるSH波およびSV波であり、その入射角が45度としていることに起因する相違と考えられる。すなわち、 u_h はSH波の変位振幅、 u_v はSV波の変位振幅とすると、両指針では軸直角方向振幅は軸方向振幅の二分の一としていることから、次の関係を得る。大規模地下構造物の耐震設計法は、相対的に大きな ϵ_{GB} を与えていることになる。

$$\epsilon_{GB} = \frac{2\pi \sqrt{\left(\frac{1}{2} \frac{u_h}{\sqrt{2}}\right)^2 + \left(\frac{1}{2} \frac{u_v}{\sqrt{2}}\right)^2}}{\sqrt{2}L} = \frac{\pi \sqrt{u_h^2 + u_v^2}}{2L} \approx \frac{\pi(u_h + u_v)}{2L} \leq \frac{\pi(u_h + u_v)}{L} \quad (4.3.1-10)$$

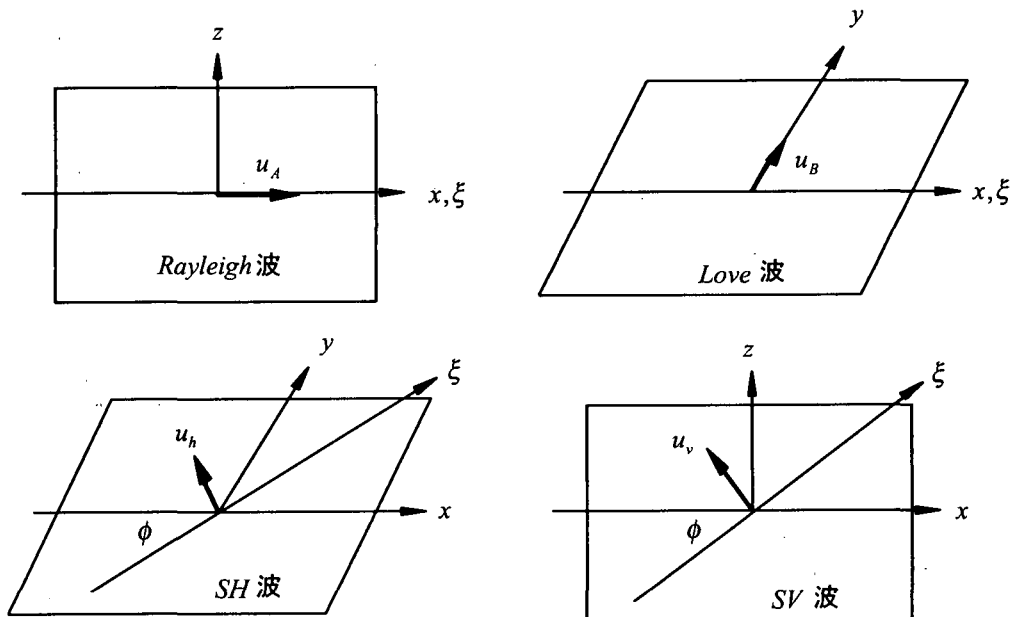


図4.3.1-3 シールドトンネルに入射する表面波と実体波の変位振幅

4.3.2 地震時断面力の計算

レベル1地震動を受けたシールドトンネルに発生するトンネル軸方向の断面力は、トンネルに発生する軸ひずみおよび曲げひずみを用いて以下の式で算定することができる。

表4.3.2-1 シールドトンネル軸方向断面に作用する部材力の算定式

断面力	算定式	式番号
引張力	$N^T = (EA)_{eq}^T \epsilon_{SA}^T$	(4.3.2-1)
圧縮力	$N^C = (EA)_{eq}^C \epsilon_{SA}^C$	(4.3.2-2)
曲げモーメント	$M = \left(\frac{2}{D}\right) (EI)_{eq} \epsilon_{SA}$	(4.3.2-3)
せん断力	$Q = \frac{2\pi}{L_a} M = \left(\frac{2\pi}{L_a} \frac{2}{D}\right) (EI)_{eq} \epsilon_{SB}$	(4.3.2-4)

[解説]

表4.3.2-1は、シールドトンネル軸方向に対して直交する断面に作用する引張力、圧縮力、曲げモーメント、せん断力の算定式である。これらの断面力は、表4.3.1-1のトンネル軸方向ひずみを用いて容易に算定することができる。

一方、レベル2地震動を受けたシールドトンネルには、トンネル材料の降伏限界を超える弾塑性軸ひずみが発生する可能性があるため、表4.3.2-1に示す断面力算定式をそのまま適用することができない。この場合には、トンネルの地震時安全性評価はトンネルを構成するセグメントの要素部材に発生する地震時ひずみそのものを判定することが基本であり、あえて断面力を算定する必要はない。

4.3.3 トンネル覆工と周辺地盤間のすべりを考慮した計算

すべりを考慮したトンネル軸方向ひずみ ϵ_{SA} と地盤変位に対するトンネル軸方向相対変位 Δ は、ひずみ伝達率およびすべり低減係数 q_o 、 q_o^* を用いて、以下の式により算定できる。

表 4.3.3-1 すべりを考慮した場合のトンネル軸方向ひずみ算定式

		算定式	式番号
トンネル軸ひずみ	引張側	$\epsilon_{SAQ}^T = q_o^T \epsilon_{SA}^T$	(4.3.3-1)
	圧縮側	$\epsilon_{SAQ}^C = q_o^C \epsilon_{SA}^C$	
トンネル軸方向相対変位	引張側	$\Delta^T = (1 - q_o^{*T} \alpha_A^T \beta_T) \chi_{Aw}(\phi) u_A$	(4.3.3-2)
	圧縮側	$\Delta^C = (1 - q_o^{*C} \alpha_A^C \beta_C) \chi_{Aw}(\phi) u_A$	

ここで、

- q_o^T, q_o^C : トンネル軸ひずみの引張側、圧縮側それぞれに対するすべり低減係数
- q_o^{*T}, q_o^{*C} : 地盤変位に対するトンネル軸方向の相対変位を算定するための低減係数
- τ_G^T, τ_G^C : トンネル表面に作用するせん断応力
- τ_{cr} : トンネル表面と周辺地盤間ですべりが発生する時のすべり開始限界せん断応力

$$q_o = 1 - \cos \xi + \frac{\pi}{2} \left(1 - \frac{2\xi}{\pi} \right) \sin \xi, \quad \tau_G > \tau_{cr}; \quad q_o = 1, \quad \tau_G \leq \tau_{cr}$$

$$q_o^* = \sin \xi \left(1 + \frac{\pi^2}{8} - \frac{\xi^2}{2} \right) - \xi \cos \xi, \quad \tau_G > \tau_{cr}; \quad q_o^* = 1, \quad \tau_G \leq \tau_{cr}$$

ただし、 $\xi = \arcsin \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_G} \right)$

[解説]

(1) すべりの考え方

地盤震動を受けると、図4.3.3-1に示すようにトンネルと土の材料特性の差異に基づくせん断変形がトンネル周辺地盤に発生する。

地盤震動が大きくなって周辺土に発生するせん断応力が限界値を超えると、自由地盤とトンネル本体の間にすべりが発生することになる。すべりが生じると、トンネルに作用す

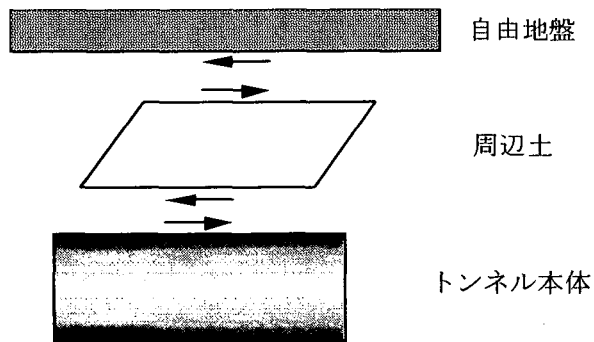


図 4.3.3-1 トンネル周辺地盤の土のせん断変形

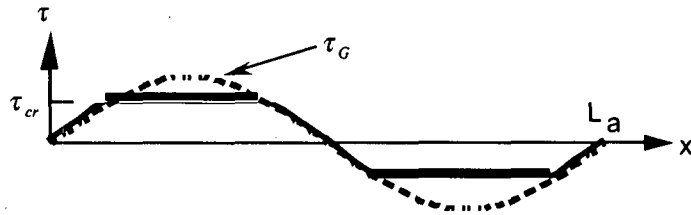


図 4.3.3-2 すべり発生時のトンネル表面に作用するせん断応力分布

せん断応力はトンネル軸に沿って図 4.3.3-2 のような分布を示す。せん断応力 τ_G は、図 4.3.3-3 に示すトンネル要素に関する力の釣り合い条件から引張側、圧縮側それぞれに次式で求められる。

$$\tau_G = \frac{2\pi}{L_a D} (EA)_{eq}^T \varepsilon_{SA}^T \quad (\text{引張側}), \quad \frac{2\pi}{L_a D} (EA)_{eq}^C \varepsilon_{SA}^C \quad (\text{圧縮側}) \quad (4.3.3-4)$$

ただし、 L_a , E , D は、それぞれ地震波の見かけの波長、トンネルの弾性係数、トンネル外径である。

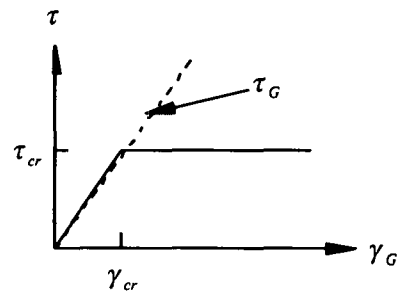
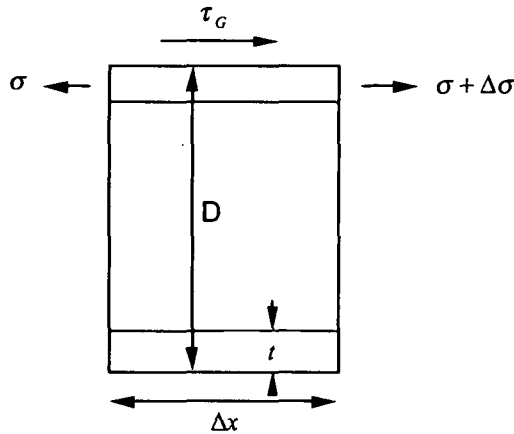


図 4.3.3-3 トンネル要素に関する力の釣合条件

図 4.3.3-4 土の応力ひずみ関係

せん断応力 τ_G が土のすべり開始限界応力 τ_{cr} を超過した時、トンネルと周辺地盤間にすべりが発生する。すべり開始限界せん断応力 τ_{cr} は、トンネル周辺の地盤特性、土被り高さに規定されるトンネル拘束力そしてトンネル表面の平滑さ等に依存するものであることを考慮して、実験的に決定する必要がある。

(2) すべり低減係数

すべり低減係数 q_0, q_0^* は、高圧ガス導管耐震設計指針¹⁰⁾に用いられている算定式により求めることができる。この係数は、すべり開始位置を $\xi = \arcsin(\tau_{cr} / \tau_G)$ と固定することで誘導された近似式であるが、後述するように厳密解と比較して良い推定値を与えている。

(3) 厳密解

すべり低減係数の厳密解を用いてトンネル軸ひずみ, 相対変位を求める算定式を以下に示す。そして, すべり低減係数に関して, 前述の近似解と厳密解を比較したのが図 4. 3. 3-5 である。両図を比較すると, 近似解の曲線 (破線) は厳密解と全般的に良い対応をしていることがわかる。

$$\varepsilon_{SAQ}^T = q_s \varepsilon_{SA} \quad (4. 3. 3-5)$$

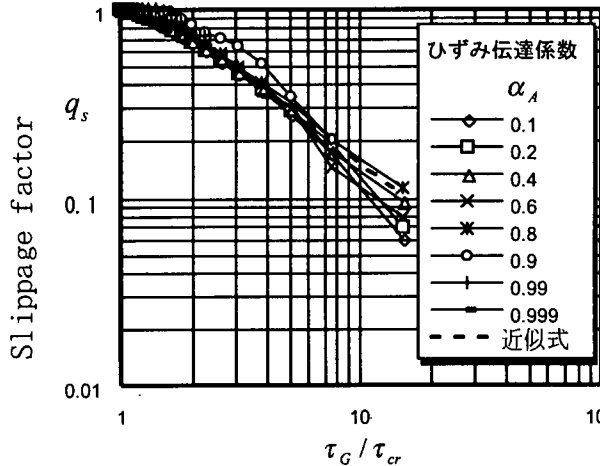
$$\Delta^T = (1 - q_s^* \alpha_A^T \beta_T) \chi_{Aw}(\phi) u_A \quad (4. 3. 3-6)$$

ここで,

$$q_s = 1 - \frac{S(1 + \kappa^2) - \sin \eta_{cr}}{\kappa \sinh(\kappa \eta_{cr})}, \quad q_s^* = \left(1 + \frac{1}{\kappa^2}\right) \left[\sin \eta_{cr} - S \left\{ 1 - \left[\frac{\pi^2}{8} + \left(\frac{\eta_{cr}^2}{2} - \frac{\pi \eta_{cr}}{2} \right) \right] \kappa^2 \right\} \right]$$

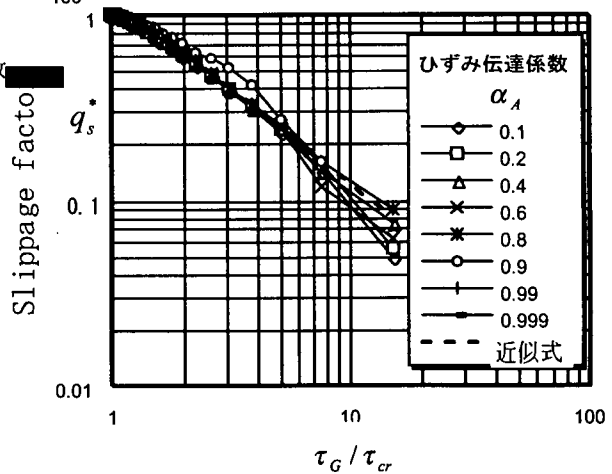
$$S = \frac{1}{1 + \kappa^2} \cdot \frac{\kappa \cos \eta_{cr} \tanh(\kappa \eta_{cr}) + \sin \eta_{cr}}{\kappa \left(\frac{\pi}{2} - \eta_{cr} \right) \tanh(\kappa \eta_{cr}) + 1}, \quad \kappa = \frac{L_a}{2\pi} \sqrt{\frac{K_A}{(EA)_{eq}^T \left(1 - \left(\frac{c_a}{c_A} \right)^2 \right)}} \quad (4. 3. 3-7)$$

ただし, c_a は地震波の見かけの伝播速度, c_A はトンネルセグメント内を伝播する位相速度であり, セグメント材料の弾性係数 E とその密度 ρ から次式で与えられる。



(1) トンネル軸ひずみ算定用すべり低減係数

$$c_A = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (4. 3. 3-8)$$



(2) 相対変位算定用すべり低減係数

図 4. 3. 3-5 すべり低減係数

4.3.4 リング継手部の塑性変形を考慮した計算

リング継手部を含むシールドセグメントの軸ひずみ ε_s は、以下の手順で算定することができる。

説明を簡易化するために、次の変数を導入する。

$$\alpha_e = \alpha_A^T \beta_T \chi_{Aw}(\phi) \quad (4.3.4-1)$$

1) 軸ひずみが弾性範囲内の場合 $\varepsilon_s^e \leq \varepsilon_y$

$$\varepsilon_s^e = q_o \alpha_e \varepsilon_{GA} \quad (4.3.4-2)$$

ここで、 ε_y はシールドトンネルの降伏ひずみ

2) 軸ひずみが塑性化した場合 $\varepsilon_s^e > \varepsilon_y$

$$\varepsilon_s^p = \varepsilon_{GA} \quad (4.3.4-3)$$

ここで、 ε_{GA} は地盤のトンネル軸方向ひずみ

[解説]

(1) リング継手部の塑性変形の取り扱い

トンネルは、セグメントリング相互の間をボルト接合して組立られていることから、いわゆる連続体ではない。しかし、解析の都合上、このような構造体を連続体と仮定してトンネル軸方向の引張りひずみあるいは圧縮ひずみを算定している。

過大な軸引張力が作用した場合には、トンネル断面はリング継手を接合しているボルトが塑性変形し、目開きが増大する。一方、軸圧縮力が作用した場合には、リング継手同士が接触した部分のコンクリートが圧壊する。この特性を表現したのが、図4.3.4-1の断面力・軸変位特性曲線である。

過大な曲げモーメントが作用する場合には、たわみ角 ϕ の増加に伴って引張側ではボルトの塑性変形、圧縮側ではコンクリートの圧壊が発生する。両者の破壊モードは必ずしも同時に発生する訳ではないが、モデル化を簡便にするために、図4.3.4-2に示すような引張側、圧縮側対称の曲げモーメント・たわみ角特性曲線を仮定する。

継手の塑性変形により、トンネル軸方向変位は最大地盤変位まで伸びることができる。したがって、塑性状態においてトンネル断面に発生する軸方向ひずみの最大値は、地盤ひずみを上回ることはない。

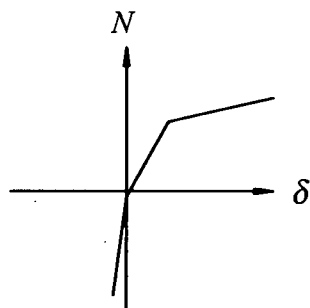


図4.3.4-1 弾塑性等価軸剛性

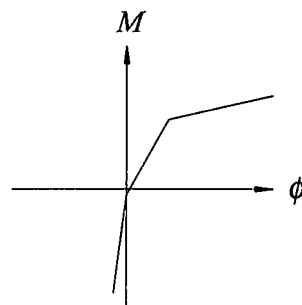


図4.3.4-2 弾塑性等価軸曲げ剛性

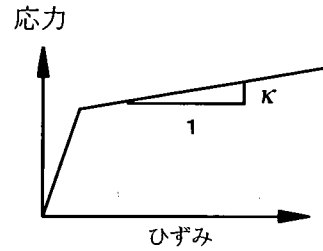
(2) 塑性状態にあるトンネル軸ひずみの評価方法

塑性区間での力の釣り合いについて考える。さて、周辺土とトンネルの間がすでにすべり状態にあると仮定すると、トンネル周面に作用するせん断応力はすべり開始せん断応力に等しくなり、次式が成立する。

$$\Delta\sigma = \frac{\tau_{cr}}{t} \Delta x \quad (4.3.4-4)$$

片側塑性区間を $(x_{cr}, L_a/4)$ とすると、上式は次式となる。

$$\sigma_p - \sigma_y = \frac{\tau_{cr}}{t} \left(\frac{L_a}{4} - x_{cr} \right) \quad (4.3.4-5)$$



トンネル軸方向の応力ひずみ関係を図 4. 2. 4-3 で表現する 図 4. 3. 4-3 トンネル継手部の応力ひずみ関係と、次式を代入することで

$$\sigma_p = \sigma_y + \kappa E (\epsilon - \epsilon_y) \quad (4.3.4-6)$$

一方、トンネルに発生する軸方向ひずみは以下のように表現できる。

$$\epsilon_s^p = \epsilon_y + \frac{1}{\kappa E} (\sigma_p - \sigma_y) = \epsilon_y + \frac{\tau_{cr} \left(\frac{L_a}{4} - x_{cr} \right)}{\kappa E t} = \gamma_p q_o \alpha_e \epsilon_{Gh} \leq \epsilon_{Gh} \quad (4.3.4-7)$$

塑性状態にあるトンネルと周辺地盤間の相対変位 Δ は、次式となる。

$$\begin{aligned} \Delta &= \int_0^{x_{cr}} (\epsilon_{Gh} - q_o \alpha_e \epsilon) \sin(kx) dx + \int_{x_{cr}}^{L_a/4} (\epsilon_{Gh} - \gamma_p q_o \alpha_e \epsilon) \sin(kx) dx \\ &= \left\{ 1 - q_o \alpha_e - (\gamma_p - 1) q_o \alpha_e \cos\left(\frac{2\pi x_{cr}}{L_a}\right) \right\} u_h \leq (1 - q_o \alpha_e) u_h \end{aligned} \quad (4.3.4-8)$$

ただし、

$$x_{cr} \equiv \alpha_e \frac{L_a}{2\pi} \sin^{-1} \left(\frac{\epsilon_y}{q_o \alpha_e \epsilon_{Gh}} \right) + (1 - \alpha_e) \frac{L_a}{4} \frac{\epsilon_y}{q_o \alpha_e \epsilon_{Gh}} \quad (4.3.4-9)$$

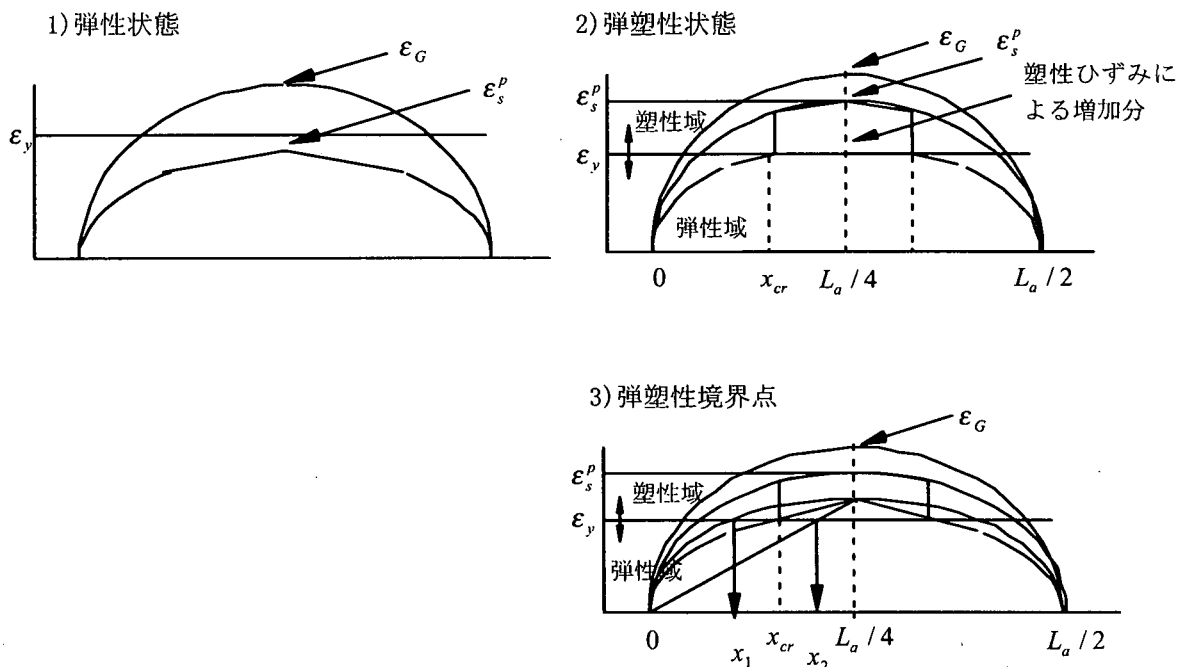


図 4. 3. 4-4 弾塑性状態でのトンネル軸方向ひずみ分布

4.3.5 軸力によるリング継手部の目開き量

軸力が作用するとリング継手部の目開き量が拡大する。圧縮力に対してはセグメントリングのみが変形し、引張力に対してはセグメントリングとリング継手の両方が変形する。

(1) レベル1地震動では、トンネル断面に作用する軸力から目開き量を次式のように算定することができる。

$$\delta_{eq} = \frac{N}{(EA)_{eq}} \cdot l_s \quad (4.3.5-1)$$

ここで、

N : 軸力

l_s : セグメント長さ

$(EA)_{eq}$: 等価剛性であり、次式で与えられる。

1) 圧縮力の場合

$$(EA)_{eq}^c = E_s A_s \quad (4.3.5-2)$$

ここで、

E_s : セグメントヤング率

A_s : セグメント断面積

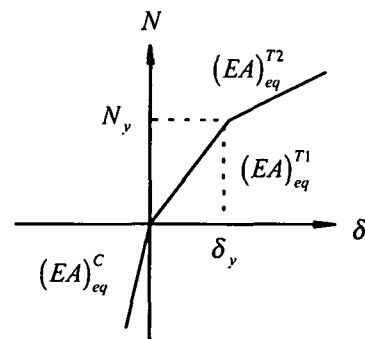


図4.3.5-1 軸力と目開き量の関係

2) 引張力の場合

a) セグメントリング要素が弾性状態

$$(N \leq N_y)$$

$$(EA)_{eq}^{T1} = \frac{E_s A_s}{1 + \frac{E_s A_s}{l_s K_{J1}}} \quad (4.3.5-3)$$

b) セグメントリング要素が塑性状態

$$(N > N_y)$$

$$(EA)_{eq}^{T2} = \frac{E_s A_s}{1 + \frac{E_s A_s}{l_s K_{J2}} \left\{ 1 - \frac{n \delta_y}{N} (k_{J1} - k_{J2}) \right\}} \approx 1 + \frac{E_s A_s}{l_s K_{J2}} \quad (4.3.5-4)$$

ここで、

K_{J1}, K_{J2} : 断面内リング継手ばねの総和で、 $K_{J1} = nk_{J1}, K_{J2} = nk_{J2}$ である。

ここで、 K_{J2} は引張力による降伏後の伸び剛性である。

n : 断面内のリング継手個数

N_y : セグメント断面降伏時の軸力

$$N_y = nP_y$$

P_y : セグメントリング内の継手板一箇所に作用する降伏時の軸方向力

(2) レベル2地震動では、トンネルに発生する軸方向ひずみ ε_{sA} を用いて次式のように算定することができる。

$$\delta_{eq} = \varepsilon_{sA} l_s \quad (4.3.5-5)$$

4.3.6 曲げモーメントによるリング継手部の目開き量

地震動が大きくなりトンネルに作用する曲げモーメントが増加するにしたがって、リング継手部の目開き量が拡大する。その時、トンネルセグメントリングの継手ボルトおよび継手板が力学的にどの状態にあるのかは、以下の式により判定することができる。

(1) セグメントリングのリング継手が降伏する前の継手変位 ($\delta_j \leq \delta_y$)

$$\delta_j = \frac{M l_s}{E_s I_s} \cdot r \cdot \frac{\pi \sin \phi}{\cos^3 \phi} (1 + \sin \phi) \quad (4.3.6-1)$$

ここで、

- M : 曲げモーメント
- δ_j : 継手変位
- r : トンネル半径
- l_s : セグメントリングの長さ
- A_s : セグメントリングの断面積
- I_s : セグメントの断面2次モーメント
- E_s : セグメントリングのヤング率
- ϕ : 中立軸位置の角度

$$\phi + \cot \phi = \frac{\pi}{2} \frac{1 + R_1}{1 - R_1} \quad (4.3.6-2)$$

$$R_1 = \frac{1}{1 + \frac{E_s A_s}{l_s K_{J1}}} \quad (4.3.6-3)$$

【解説】

(1) 降伏前

実際の構造体に発生している伸び変形は、リング継手部ボルトの伸び変形で分担されているから、トンネル断面継手部目開き量 δ_j は、軸伸びおよび曲げ変形を受けた状態での引張側辺縁部リング継手部ボルトの伸び量から算定することができる。図4.3.6-1に曲げモーメントが作用した状態でセグメントリング断面の降伏前の応力状態を示す。

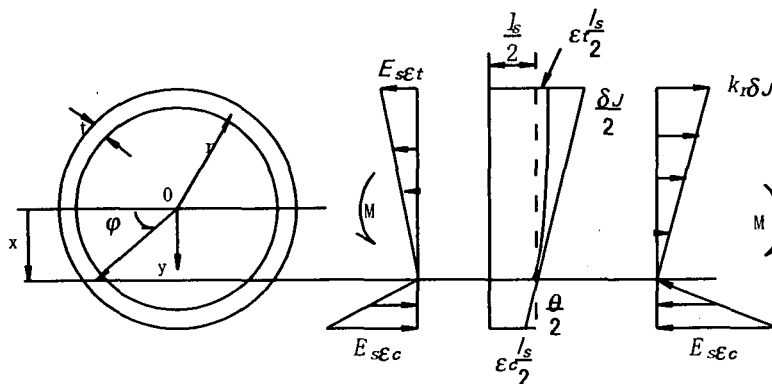


図4.3.6-1 弾性状態におけるセグメントリング断面の応力分布

(2) セグメントリングが降伏した後の曲げモーメントによる継手変位について($\delta_j > \delta_y$)
 地震動が大きくなりトンネルに作用する曲げモーメントが増加するにしたがって、リング継手部の目開き量が拡大する。トンネルセグメントリングに曲げモーメントM が作用した場合のセグメントリング降伏後の継手変位は、以下の式により算定することができる。

$$\delta_j = \left(1 + \frac{1-R_2}{1-R_1} \frac{r+\eta}{x-\eta} \right) \delta_y \quad (4.3.6-4)$$

ただし、

δ_y : 降伏時点でのリング継手開き量 (継手板の降伏時変位量)

$$\delta_y = \frac{P_y I^3}{192 EI}$$

$$R_2 = \frac{1}{1 + \frac{E_s A_s}{l_s K_{J2}}}$$

(3) セグメント断面の中立軸位置および断面降伏発生位置

セグメントリングに作用する曲げモーメントM が増加するにしたがって、中立軸位置x およびセグメント断面内降伏点境界位置 η が変化する。x, η は、次の連立方程式の解として求めることができる。

$$\begin{aligned} (1-R_1)(\cos\phi + \phi\sin\phi) - \frac{\pi}{2}(1+R_1)\sin\phi + (R_1-R_2) \left\{ \cos\psi + \left(\frac{\pi}{2} + \psi \right) \sin\psi \right\} &= 0 \\ \frac{2\pi M}{N_y r} R_1(\sin\phi - \sin\psi) - \frac{\pi}{2}(1-R_2) + (1-R_1)(\phi + \sin\phi\cos\phi) - (R_1-R_2)(\psi + \sin\psi\cos\psi) + 4R_1\sin\phi\cos\psi &= 0 \end{aligned} \quad (4.3.6-5)$$

ここで、

P_y : 降伏時点でリング継手板一箇所に作用する軸方向外力

N_y : (リング継手板の個数n) x (軸方向外力 P_y) = nP_y

x : 原点から中立軸までの距離

$$x = r \sin\phi$$

η : 原点からリング継手開き量となる位置までの距離 $\eta = r \sin\psi$

ϕ, ψ : 上記の連立方程式の解より求める。

[解説]

(2) 降伏後

軸力および曲げモーメントが同時に作用した時、弾塑性状態におけるセグメントリング断面の応力分布は、図4.3.6-2に示す状態となる。

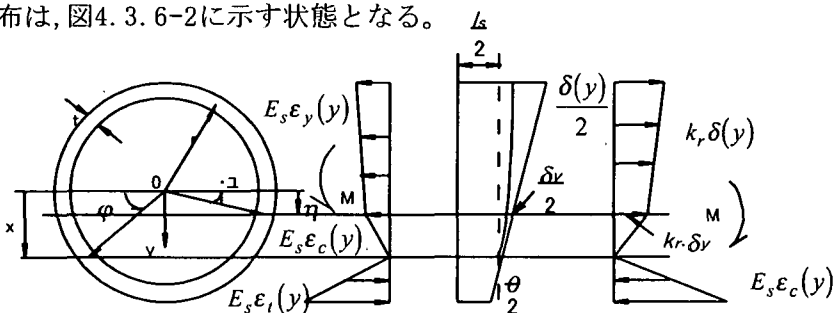


図4.3.6-2 弾塑性状態におけるセグメントリング断面の応力分布

4.3.7 トンネル継手部の目開き限界変位量

トンネルに作用する軸力および曲げモーメントが大きくなるに従って、セグメントリングを構成する継手板の一部が塑性ヒンジ化したり、継手板を支えるアンカーボルトの抜けだし現象が発生することになる。以下には、継手板および継手板アンカー鉄筋の破壊挙動と継手目開き量との関係を示す。

- (1) 継手板が降伏した時の目開き変位および継手板一箇所に作用する軸方向荷重

$$\delta_y = \frac{N_y l^3}{192EI}, \quad N_y = \frac{4bt_p^2}{3l} \sigma_y \quad (4.3.7-1)$$

E : 継手板のヤング率

I : 継手板の断面二次モーメント

t_p : 継手板厚

- (2) 継手板が塑性化した時の目開き変位と対応する軸力

b : 継手板高

l : 継手板定着部間距離

$$\delta_u = \frac{N_u l^3}{192EI}, \quad N_u = \frac{3}{2} N_y \quad (4.3.7-2)$$

- (3) 継手板が破断した時の目開き変位と対応する軸力

$$\delta_f = \frac{(N_f - N_u) l^3}{48EI} + \frac{N_u l^3}{192EI}, \quad N_f = \frac{bt_p^2}{l} \sigma_f \quad (4.3.7-3)$$

- (4) 継手板アンカー鉄筋が降伏した時の目開き変位と対応するアンカー一本当たりの引張力

k_{AY} : アンカー鉄筋の降伏前の伸び剛性

k_{AR} : アンカー鉄筋の降伏後の伸び剛性

$$\delta_{T5} = \frac{N_{AY}}{k_{AY}}, \quad N_{AY} = \sigma_{AY} A_a \quad (4.3.7-4)$$

- (5) 継手板アンカー鉄筋が破断した時の目開き変位と対応するアンカー一本当たりの引張力

$$\delta_{T6} = \frac{N_{AR}}{k_{AR}}, \quad N_{AR} = \sigma_{AR} A_a \quad (4.3.7-5)$$

- (6) 継手ボルトが降伏した時の目開き変位

$$\delta_{Jy} = \frac{N_y}{k_B}, \quad k_B = \frac{E_B A_{B2}}{l_B} \quad (4.3.7-6)$$

- (7) 継手ボルトが破断した時の目開き変位

$$\delta_{Jf} = \frac{N_f}{k_{Bf}}, \quad k_{Bf} = c_f k_B, \quad c_f = \frac{1}{3} \quad (4.3.7-7)$$

トンネル断面の軸力

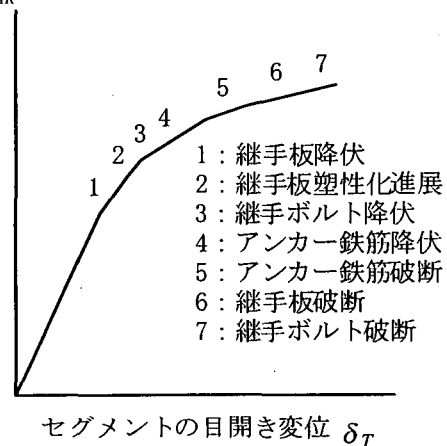


図4.3.7-1 セグメントリング継手の破壊進展パターンの一例

A_{B2} : ボルトの有効断面積

l_B : ボルトの長さ

E_B : ボルトのヤング率

[解説]

リング継手を構成する継手板、アンカー鉄筋、継手ボルトのそれぞれが、異なる降伏限界、破断限界を持っていることから、リング継手部全体の弾塑性挙動は各要素の伸び剛性の合成されたものとなる。図4.3.7-1は、セグメントリング継手の破壊進展パターンの一例であり、材料強度の特性値が変わるとこの1～7の順番が変化することになる。

4. 4 トンネル覆工軸方向の剛性

4. 4. 1 二次覆工がない場合のシールドトンネルの等価軸剛性⁴⁾

(1) 弾性変形の場合

弾性変形の場合、シールドトンネルの等価軸剛性および等価曲げ剛性は、以下の式より算出する。

<圧縮軸剛性>

$$(EA)_{eq}^C = E_s A_s \quad (4.4.1-1)$$

<引張軸剛性>

$$(EA)_{eq}^T = K_{eq\ell} \cdot \ell_{SG} \quad (4.4.1-2)$$

$$K_{eq\ell} = \frac{K_B \cdot K_{SG}}{K_B + K_{SG}} \quad (4.4.1-3)$$

$$K_B = \frac{E_B \cdot A_B}{\ell_B} \quad K_{SG} = \frac{E_{SG} \cdot A_{SG}}{\ell_{SG}}$$

ここに、

$(EA)_{eq}^C$: 等価軸圧縮剛性

$(EA)_{eq}^T$: 等価軸引張剛性

E_{SG} : セグメントの弾性係数

A_{SG} : セグメントリングの断面積

ℓ_{SG} : セグメント幅 (リング長)

$K_{eq\ell}$: セグメントリングの軸剛性で式 (4.4.1-3) で算出する。

K_B : リング継手全体の軸剛性で式(4.4.1-4)で算出する。

$$K_B = n \cdot k_j \quad (4.4.1-4)$$

k_j : リング継手 1 箇所当たりの軸剛性

n : リング継手あたりのリング継手個数

<等価曲げ剛性>

シールドトンネルの等価曲げ剛性は、原則として式 (4.4.1-5) により算出する。

$$(EI)_{eq} = \frac{\cos^3 \phi}{\cos \phi + \left(\frac{\pi}{2} + \phi\right) \sin \phi} \cdot E_{SG} \cdot I_{SG} \quad (4.4.1-5)$$

ここに、

$(EI)_{eq}$: 等価軸曲げ剛性

E_{SG} : セグメントの弾性係数

I_{SG} : セグメントの断面二次モーメント

ϕ : トンネル断面中心軸から、中心軸までの角度で式(4.4.1-6)により算出する。

$$\phi + \cot \phi = \pi \left(\frac{1}{2} + \frac{K_J}{E_{SG} A_{SG} / \ell_{SG}} \right) \quad (4.4.1-6)$$

(2) 塑性変形の場合

塑性変形の場合、シールドトンネルの等価軸剛性および等価軸曲げ剛性は以下の式より算出する。

<圧縮軸剛性>

シールドトンネルの圧縮方向の塑性変形については、考慮しない。

<引張軸剛性>

シールドトンネルの等価軸剛性は、原則として式(4.4.1-7)で算出する。

$$(EA)_{eq}^{T2} = K_{eq2} \cdot \ell_{SG} \quad (4.4.1-7)$$

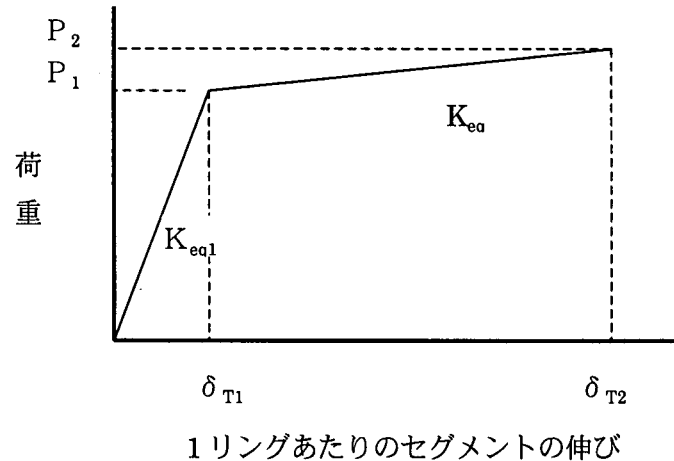


図4.4.1-1 1リングあたりのセグメントの伸びと荷重の関係

ここに、

$(EA)_{eq}^c$: 等価軸圧縮剛性

$(EA)_{eq}^{T2}$: 二次等価軸引張剛性

ℓ_{SG} : セグメント幅 (リング長)

K_{eq2} : セグメントリングの軸剛性で1リングを組んだ実験により算出する。

δ_{T1} : 継手板, 継手ボルトのいずれかに降伏が生じる時点のリング接合面の開き量

δ_{T2} : 継手板, 継手ボルトのいずれかが破断するするときのリング接合面の開き量

<等価曲げ剛性>⁶⁾

シールドトンネルの等価曲げ剛性は、作用曲げモーメントMの大きさによって異なるが割線剛性として式(4.4.1-8)のように表現できる

$$(EI)_{eq}^s = \frac{2M}{N_y r} \cdot R_1(\sin\phi - \sin\phi) \cdot E_{SG} I_{SG} \quad (4.4.1-8)$$

$(EI)_{eq}^s$: 等価軸曲げ剛性

M : 作用曲げモーメント
 E_{SG} : セグメントの弾性係数
 l_{SG} : セグメントリング幅
 ϕ : リング継手の開きが δ_y となる位置でトンネル断面中心軸からの角度
 ψ : トンネル断面中心軸から、中立軸までの角度
 r : セグメントリングの図心半径

$$R_1 = 1 / (1 + \frac{E_{SG} \cdot A_{SG}}{l_{SG} \cdot K_j})$$

N_y : 降伏耐力

【解説】

シールドトンネルは、軸方向には、リングに組まれたセグメントとリング間の継手によって構成されている。軸方向の剛性は、セグメントと継手では異なるため、こうした違いが問題となるような小さい範囲のセグメント、継手、周辺地盤の動きを解析するためには、セグメントと継手をモデル化しなければならない。しかし、耐震設計では、一般にシールドトンネル全体としての変形が問題になる。このため、ここでは、多数のセグメントと継手から構成されるシールドトンネル覆工をこれと等価な剛性を持つ一様連続な梁にモデル化し、地震時断面力を算出する場合に必要な等価剛性を規定したものである。

セグメントは円周方向にセグメント分割されているが、シールドトンネルの等価軸剛性の算出に際しては、トンネル軸方向の軸力に対してセグメントは一樣に変形すると仮定した。また、軸方向の圧縮力に対してはセグメントのみが変形し、引張力に対してはセグメントとリング継手が変形するものとした。

リング継手の軸剛性は、圧縮力に対しては変形せずに無限大の剛性を示し、引張力に対してはリング継手を構成する継手ボルトや継手板の軸剛性に支配される。継手ボルトの断面積、弾性係数、および締付け長さから算出した軸引張剛性を用いる。さらにコンクリートセグメントの場合継手板の剛性は、継手板を梁や板にモデル化し、荷重とたわみの関係から算出した曲げ剛性を用いる。

図4.4.1-2に一次覆工の等価曲げ剛性の算定法を示す。一次覆工の等価曲げ剛性は、等価軸圧縮剛性と等価軸引張剛性のそれぞれの仮定に基づいて、覆工の軸方向に曲げモーメントが作用した場合、リング継手で抵抗するものと考え、以下の仮定を設けて等価曲げ剛性を算出した。

- (1) 中立軸は断面中央から距離 x だけ圧縮側にずれるものとする。
- (2) リング接合面において、セグメントの端面は、中立軸を境に引張側と圧縮側とで、それぞれ傾きの異なる平面を保持するものとする。
- (3) リング長が外径に比較して短いことから、中立軸位置はトンネル軸方向で一定とする。

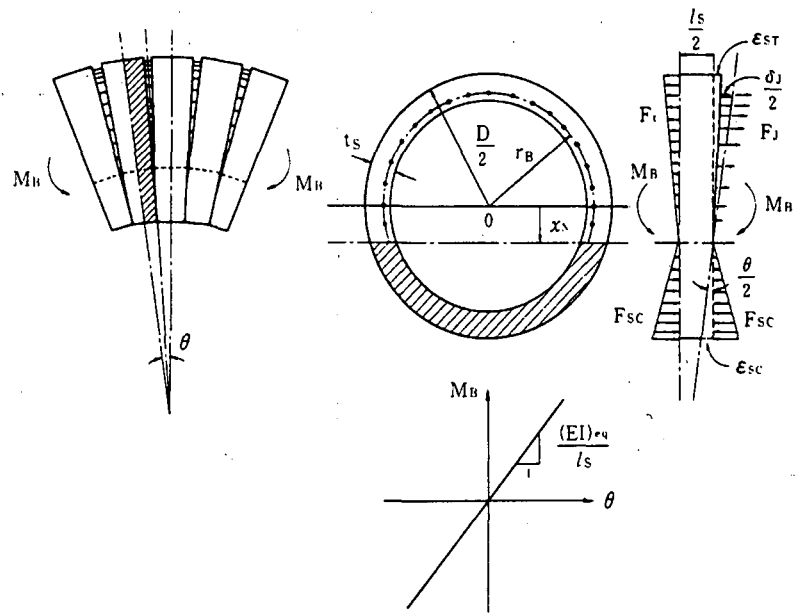


図4.4.1-2 セグメント・リング継手系の曲げ剛性

等価剛性の評価モデルを表4.4.1-1に示す。トンネルの各断面と圧縮力または引張力のどちらが作用したかの違いによりモデル化を区別している。

表4.4.1-1 剛性評価モデル（二次覆工がない場合）

剛性評価モデル（二次覆工がない場合）		
	(a) 軸方向に圧縮力が生じた場合	(b) 軸方向に引張力が生じた場合
軸力の作用によるシールド変形挙動		
各部分材軸力伝達	<p>セグメントの圧縮 セグメントの圧縮</p>	<p>ボルトの伸び 継手板の曲げ セグメントの伸び セグメントの伸び</p>
モデル化	<p>セグメント セグメントのみの直列バネ</p>	<p>ボルト 継手板 セグメント セグメント・ボルト及び継手板の直列バネ</p>

4. 4. 2 二次覆工を有する場合のシールドトンネルの等価軸剛性

(1) 弾性変形の場合

二次覆工を有する場合の等価剛性は、その構造は構成部分として、外管（セグメントを継手ボルトで結合）と内管（二次覆工コンクリート、FRPM管二次覆工エアーマルタル）をもつ合成構造であるので、軸方向力が圧縮か、引張かで剛性が異なる。この時の断面剛性の取り方を表4.4.2-1に示す。

表4.4.2-1 断面の剛性モデル

軸方向力		剛性	剛性モデル
圧縮			SG 並列ばね LC
引	二次覆工部無筋		B～SG系 直列ばね
張	二次覆工コンクリート部鉄筋補強		B～SG系 並列ばね RB

注) SG：セグメント LC：二次覆工コンクリート・FRPM管二次覆工エアーマルタル
B：継ボルト RB：二次覆工内補強鉄筋

シールドトンネルの等価軸剛性および等価軸曲げ剛性は、以下の式より算出する。

<圧縮軸剛性>

$$(EA)_{eq}^c = E_{SG} A_{SG} + E_L \cdot (A_L - A_{LR}) + E_{LR} \cdot A_{LR} \quad (4.4.2-1)$$

<引張軸剛性>

二次覆工部が有筋の場合以下の式を用いる

$$(EA)_{eq}^T = K_{eq1} \cdot l_{sq} + E_L \cdot A_L \quad (4.4.2-2)$$

二次覆工部が無筋の場合以下の式を用いる

$$(EA)_{eq}^T = K_{eq1} \cdot l_{sq} \quad (4.4.2-3)$$

$$K_{eq1} = \frac{K_B \cdot K_{SG}}{K_B + K_{SG}} \quad (4.4.2-4)$$

$$K_B = \frac{E_B \cdot A_B}{l_B} \quad K_{SG} = \frac{E_{SG} \cdot A_{SG}}{l_{SG}}$$

E_L : 二次覆工コンクリートの弾性係数

E_{LR} : 二次覆工の軸方向鉄筋の弾性係数

A_L : 二次覆工の全断面積

A_{LR} : 二次覆工の軸方向鉄筋の断面積

<鉄筋を有する場合の軸方向最小鉄筋量>⁴⁾

鉄筋を配筋する必要な区間（将来変動すると予測される地盤，河川横断部，軟弱地盤部）では，式（4.4.2-5）で算出される以上の鉄筋を配置しなければならない。

$$A_s = (A_L \cdot \sigma_L - P_R) / \sigma_{Ls} \quad (4.4.2-5)$$

ここに，

A_s ：二次覆工の長手方向最小鉄筋量

A_L ：二次覆工コンクリートの断面積

σ_L ：二次覆工コンクリートの引張強度

σ_{Ls} ：二次覆工鉄筋の引張破断応力度

P_R ：リング継手の引張破断強度で，式（4.4.2-6）で算出される P_A ， P_B のうちのいずれか小さい方の値とする。

$$P_A = n \cdot p_A$$

$$P_B = m \cdot p_B \quad (4.4.2-6)$$

ここに，

P_A ：アンカー鉄筋の引張破断強度

P_B ：リング継手ボルトの引張破断強度

n ：1リング接合面あたりのアンカー鉄筋の本数

m ：1リング接合面あたりのリング継手ボルトの本数

p_A ：アンカー鉄筋1本あたりの引張破断強度

p_B ：リング継手ボルト1本あたりの引張破断強度

<等価曲げ剛性>⁸⁾

シールドトンネル二次覆工に鉄筋補強がある場合，式（4.4.2-7）により算出する。

$$(EI)_{eq} = E_{SG} \cdot r_s^3 \cdot t_s \cdot \left\{ (\pi - 2\phi) \left(\frac{1}{2} + \sin^2 \phi \right) - 3 \sin \phi \cos \phi \right\} + E_{SG} \cdot r_s^3 \cdot t_s \cdot \frac{1}{1 + \frac{E_{SG} \cdot A_{SG}}{n_j \cdot k_j \cdot I_{SG}}} \\ \cdot \left\{ (\pi + 2\phi) \left(\frac{1}{2} + \sin^2 \phi \right) + 3 \sin \phi \cdot \cos \phi \right\} + E_L \cdot r_L \cdot t_L \cdot \pi (r_L^2 + 2r_L^2 \cdot \sin^2 \phi) \quad (4.4.2-7)$$

ϕ ：トンネル断面中心軸から，中立軸までの角度で式（4.4.2-8）により算出する。

$$\phi + \cot \phi = \pi \left[\left(1 + \frac{E_L \cdot A_L}{E_{SG} \cdot A_{SG}} \right) \left(1 + \frac{n_j \cdot k_j \cdot \ell_{SG}}{E_{SG} \cdot A_{SG}} \right) - \frac{1}{2} \right] \quad (4.4.2-8)$$

(2) 塑性変形の場合

塑性変形が伴う場合は，定式化は困難であり，適切な力学モデルを設定して解析的に剛性評価を行うことが望ましい。

[解説]

(1) 弾性変形の場合

表.4.4.2-1, 表.4.4.2-2には二次覆工を有し, 軸方向引張力が作用した場合の鉄筋の有無によるモデルの違いを表現している。無筋二次覆工は, セグメント本体およびボルトが直線上に抵抗するので直列バネとしてモデル化した。また, 有筋コンクリート二次覆工は, セグメントの直列バネと鉄筋を並列バネとしてモデル化した。表.4.4.2-3にはFRPM管を用いた二次覆工のモデル化を表現した。FRPM管を用いた二次覆工は, 少なくとも4m又は5mに1箇所ゴム輪受け口を有しているので, 軸方向の変位, および曲げを吸収する構造であるので, シールドトンネルの剛性に影響しないとして, 圧縮に対してはセグメントとエアーモルタルの並列バネとして, 引張に対してはセグメント本体とボルトの直列バネとしてモデル化した。

曲げ剛性算出については, 覆工の軸方向に曲げモーメントが作用した時, 図4.4.2-1に示すように, 圧縮側はセグメントと二次覆工コンクリートが, また, 引張側はセグメント, リング継手, および二次覆工コンクリートがそれぞれ抵抗するものとし, 以下の仮定に基づき式(4.4.2-7)を誘導した。

- ①中立軸は断面中央から距離 x だけ圧縮側にずれるものとする。
- ②リング接合面において, セグメントの端面は, 中立軸を境に引張側と圧縮側とで, それぞれ傾きの異なる平面を保持するものとする。

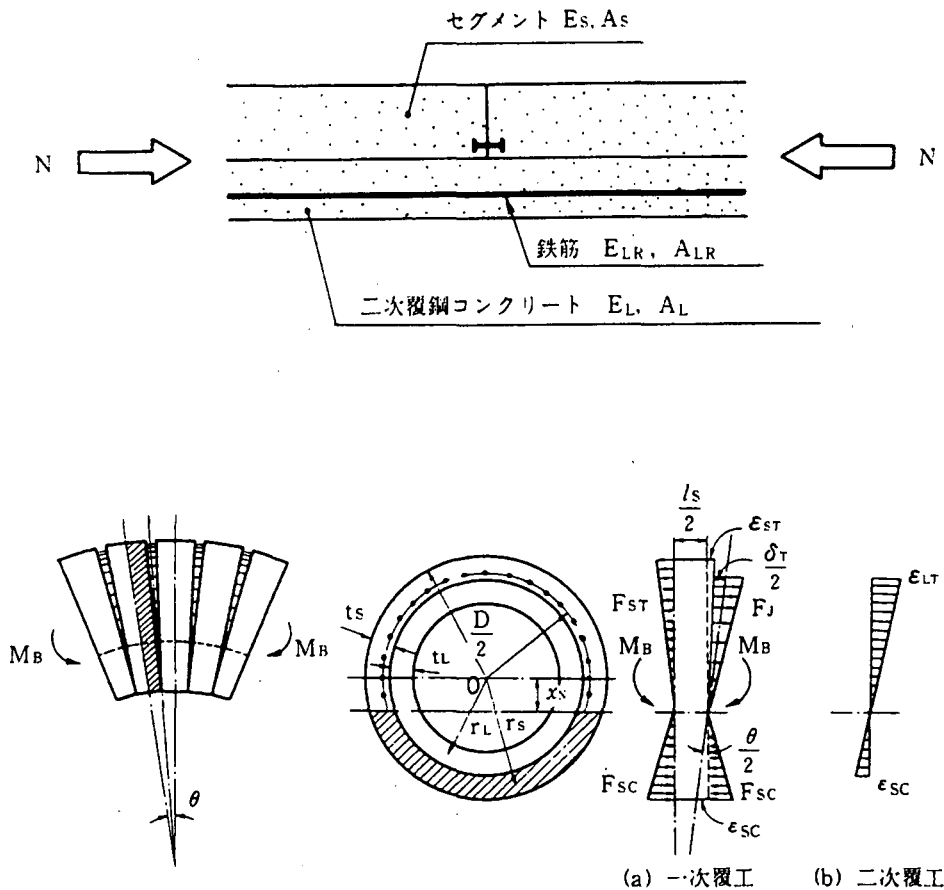


図4.4.2-1 一次・二次覆工の軸圧縮剛性と曲げ剛性

表4.4.2-1 剛性評価モデル（無筋コンクリート二次覆工を有する場合）

無筋コンクリート二次覆工を有する場合		
	(a) 軸方向に圧縮力が生じた場合	b) 軸方向に引張力が生じた場合
軸力の作用によるシールド変形挙動		<p>無筋の場合</p>
各部材の軸力の伝達	<p>セグメントの圧縮 コンクリートの圧縮</p> <p>セグメントの圧縮 コンクリートの圧縮</p>	<p>無筋の場合</p> <p>ボルトの伸び</p> <p>継手板の曲げ</p> <p>セグメントの伸び</p> <p>セグメントの伸び</p>
モデル化	<p>セグメント</p> <p>コンクリート</p>	<p>無筋の場合</p> <p>ボルト</p> <p>継手板</p> <p>セグメント</p> <p>セグメント・ボルト及び継手板の直列バネ</p>

表4.4.2-2 剛性評価モデル（鉄筋コンクリート二次覆工を有する場合）

鉄筋コンクリート二次覆工を有する場合		
	(a) 軸方向に圧縮力が生じた場合	b) 軸方向に引張力が生じた場合
軸力の作用によるシールド変形挙動		<p>有筋の場合</p>
各部材の軸力の伝達	<p>セグメントの圧縮 コンクリートの圧縮</p> <p>セグメントの圧縮 コンクリートの圧縮</p>	<p>有筋の場合</p> <p>ボルトの伸び</p> <p>鉄筋</p> <p>継手板の曲げ</p> <p>セグメントの伸び</p> <p>セグメントの伸び</p>
モデル化	<p>セグメント</p>	<p>有筋の場合</p> <p>ボルト 継手板 セグメント</p> <p>セグメントおよび継手板並びに鉄筋の並び</p>

表4.4.2-3 FRPM管を用いた二次覆工を有する場合

FRPM管を用いた二次覆工を有する場合		
	(a) 軸方向に圧縮力が生じた場合	b) 軸方向に引張力が生じた場合
軸力の作用によるシールド変形挙動		
各部材の軸力の伝達	<p>セグメントの圧縮 エアモルタルの圧縮</p>	<p>ボルトの伸び 継手板の曲げ セグメントの伸び</p>
モデル化	<p>セグメント セグメントとエアモルタルの並び</p>	<p>ボルト 継手板 セグメント セグメント・ボルト及継手板の並び</p>

(2) 塑性変形の場合

塑性変形の場合の解析は、挙動が複雑であるため定式化することは困難である。そこで、一手法としてシールドトンネルの実際上の構造そのものをモデル化し、FEM解析により圧縮、引張、そして曲げの荷重をかけていき、塑性領域までの等価剛性を求めることが可能である。

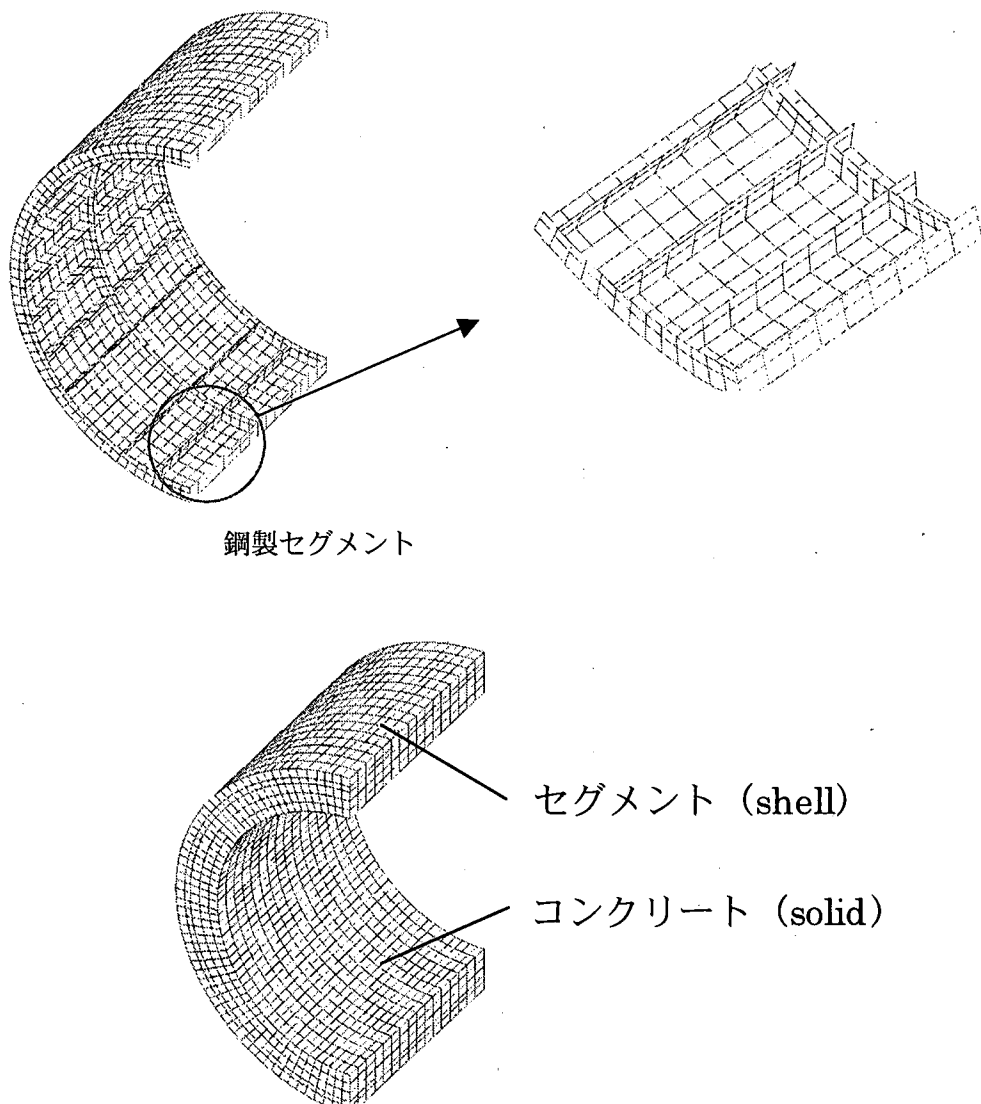


図4.4.2-2 鋼製セグメントコンクリート二次覆工のモデル化

さらに本解析手法を用いることにより、主桁、縦リブ、嗣手ボルトさらにコンクリートの各部材の降伏、破断の進行状況を、変位量と力、および、角度と曲げモーメントの関係で、把握出来る。

4. 5 耐震性の照査

シールドトンネルに対しては、設計地震動および用途に応じた耐震性能を満足するように耐震設計するものとする。

- (1) レベル1地震動に対しては、セグメントおよびリング継手等の構造部材に生じる応力度は、許容応力度以下にすることを原則とする。
- (2) レベル2地震動に対しては、セグメントおよびリング継手等の構造部材の安全性はそれぞれの終局限界、用途に応じた使用限界、修復限界状態について照査する。

1) RCセグメント構造

i) 軸および曲げ変形の照査

(a) RCセグメント

・圧縮時の照査

軸および曲げ変形により、RCセグメントのトンネル軸方向に圧縮ひずみが生じる場合、式(4.5-1)を満足するように耐震設計するものとする。

$$\frac{1}{\alpha_c} \cdot \varepsilon_{CU} \geq \varepsilon_c \quad \dots\dots\dots (4.5-1)$$

ここに、

ε_{CU} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ

ε_c : RCセグメントに生じる軸圧縮ひずみ

α_c : RCセグメントの許容圧縮ひずみを算出する場合の安全係数

但し、 α_c はそれぞれの施設の要求性能に準じた限界状態（使用限界、修復限界、終局限界）に応じて適切に設定する。

・引張時の照査

軸および曲げ変形により、RCセグメントの軸方向に引張ひずみが生じる場合、原則として、軸方向鉄筋が式(4.5-2)を満足するように耐震設計するものとする。

$$\alpha_R \cdot \varepsilon_{RY} \geq \varepsilon_{RS} \quad \dots\dots\dots (4.5-2)$$

ここに、

ε_{RY} : 鉄筋の降伏ひずみ

ε_{RS} : 鉄筋に生じる引張ひずみ

α_R : RCセグメントの許容引張ひずみを算出する場合の係数

但し、 α_R はそれぞれの施設の要求性能に準じた限界状態（使用限界、修復限界、終局限界）に応じて適切に設定する。

(b) 継手部（セグメント間）

軸および曲げ変形により、リング継手部に引張力が作用する場合、リング間ボルトおよび継手板は、式(4.5-3)および式(4.5-4)を満足するように耐震設計するものとする。

$$\alpha_B \cdot \varepsilon_{BY} \geq \varepsilon_B \quad \dots\dots\dots (4.5-3)$$

$$\alpha_P \cdot \varepsilon_{PY} \geq \varepsilon_P \quad \dots\dots\dots (4.5-4)$$

ここに、

ε_{BY} , ε_{PY} : リング継手ボルトおよび継手板の降伏引張および曲げひずみ

ε_B , ε_P : リング継手ボルトおよび継手板に生じる引張ひずみ、および曲げひずみ

α_B , α_P : RCセグメントのリング継手の許容引張ひずみおよび許容曲げひずみを算出する場合の許容塑性率

(c) 二次覆工を有するRCセグメントの場合

・二次覆工が無筋コンクリートの場合は、構造部材と考えず耐震設計を実施す

る。但し、その剛性を考慮する場合にはその強度等を考慮して適切にモデル化する。

- ・二次覆工が鉄筋コンクリートの場合、構造部材と考え耐震性の照査を行っても良い。照査はRCセグメントに準じて行う。

ii) せん断耐力の照査

シールドトンネルの軸方向の曲げ変形によって生じるせん断力に対し、式(4.5-5)を満足するように耐震設計をするものとする。

$$P_s \geq S_N \quad \dots\dots\dots (4.5-5)$$

ここに、

P_s : せん断耐力

S_N : 軸方向の曲げ変形によって生じるせん断力

但し、シールドトンネルを円管断面と考え算出する。

2) 鋼製セグメント構造

i) 軸および曲げ変形の照査

鋼製セグメントに覆工コンクリートが施工されている場合、これを構造部材と考え耐震設計を行うことができる。

(a) 覆工コンクリート

- ・圧縮時の照査

「1) RCセグメント構造」の「(a) RCセグメント・圧縮時の照査」の場合に準ずる。

- ・引張時の照査

覆工コンクリートに引張ひずみが生じる場合、式(4.5-6)を満足するように耐震設計をするものとする。但し、式(4.5-6)を満たさない場合は、覆工コンクリートが剥落しないように鉄筋等によって補強するか、覆工コンクリートを無視して鋼製セグメントのみで耐震設計するものとする。

$$\frac{1}{\alpha_L} \cdot \epsilon_{LU} \geq \epsilon_{LR} \quad \dots\dots\dots (4.5-6)$$

ここに、

ϵ_{LU} : 覆工コンクリートの終局引張ひずみ

ϵ_{LR} : 覆工コンクリートに生じる引張ひずみ

α_L : 覆工コンクリートの許容引張ひずみを算出する場合の安全係数

なお、覆工コンクリートにより安全性が確保できる場合、鋼製セグメントの照査は省略できる。

(b) 鋼製セグメント

構造が鋼製セグメントのみの場合、もしくは覆工コンクリートが許容値内に収まらない場合は、鋼製セグメントの軸方向部材は式(4.5-7)および式(4.5-8)を満足するように耐震設計するものとする。

$$\frac{1}{\alpha_B} \cdot \epsilon_{BU} \geq \epsilon_C \quad \dots\dots\dots (4.5-7)$$

$$\alpha_T \cdot \epsilon_{TY} \geq \epsilon_T \quad \dots\dots\dots (4.5-8)$$

ここに、

ϵ_C : 軸方向部材に生じる圧縮ひずみ

ϵ_{BU} : 軸方向部材の挫屈ひずみ

ϵ_T : 軸方向部材に生じる引張ひずみ

ϵ_{TY} : 軸方向部材の降伏引張ひずみ

α_B : 軸方向部材の許容挫屈ひずみを算出する場合の安全係数

α_T : 軸方向部材の許容引張ひずみを算出する場合の許容塑性率

(c) 継手部 (リング継手ボルト, 継手板)

「1) RCセグメント構造」の「(c) 継手部」に準ずる。但し、主桁がリング継手板の役割を分担する場合は、リング継手板は降伏ひずみ以下、即ちリング継手板の許容塑性率 α_p は 1.0 とする。

ii) せん断耐力の照査

シールドトンネルの軸方向の曲げ変形によって生じるせん断力に対し、式 (4.5-9) を満足するように耐震設計をするものとする。

$$S_U \geq S \quad \dots\dots\dots (4.5-9)$$

ここに、

S_U : せん断耐力

S : 軸方向の曲げ変形によって生じるせん断力

但し、覆工コンクリートが耐震設計上有効である場合、覆工コンクリートのせん断耐力を考慮して設計しても良い。

【解説】

(1) レベル1地震動に対する照査

レベル1地震動に対しては、構造物に課せられた役割および必要とされる機能を損なうことなく、また構造物の耐久性を損なうことがないように許容応力度以下にすることを原則とした。

(2) レベル2地震動に対する照査

シールドトンネルは、主として交通、水道、電気、ガス、通信等のライフライン施設として供用され、地震後においても緊急物資の輸送路、救助、救急、医療、市民生活の維持として重要な役割を果たす。また、シールドトンネルは一旦致命的な損傷を被ると、地上の構造物に比べ補修・補強が困難となる。

このような状況を鑑み、レベル2地震動に対しては、それぞれの事業者がそれぞれのシールドトンネルの果たすべき役割と必要とされる機能を考慮し、要求性能を設定しそれに応じた限界状態（使用限界、修復限界、終局限界）以下の損傷に収まるよう規定した。

シールドトンネルの軸方向の主たる構造部材はセグメントとリング継手であり、シールドトンネルに作用する軸力および曲げモーメントに対しては、セグメント、ボルトおよび継手板のそれぞれの部材に生じる圧縮または引張歪みを照査することとした。また、曲げ変形によって生じるせん断力に対しては、円管断面のせん断耐力の照査を行うこととした。

鋼製セグメントに覆工コンクリートが施工されている場合、覆工コンクリートの剥落が生じない範囲内で、コンクリート部材の剛性および強度を考慮できるものとした。

また、シールドトンネルの地震後に必要とされる機能を満たすために、リング継手部の残留変位（目開き量）の照査が必要となる場合がある。さらに地盤の液状化等によってシールドトンネルの軸方向に残留変位を生じた場合、施設の機能に致命的な障害が生じる場合には、その対策等の検討が必要となる。

なお、鋼製セグメントにおいて主桁がリング継手板の役割を分担する場合が多く見られるが、リング継手版が軸方向へ塑性変形すると、横断方向における主桁としての主たる役割が果たせなくなるため、リング継手版は降伏ひずみ以下になるように工夫することが重要である。

4. 6 動的解析による照査

シールドトンネルを設置する地盤特性やトンネル形状から、トンネルの複雑な地震時挙動が予測される場合は動的解析により安全性を照査することとする。

[解説]

軸方向に沿った複雑な地形や地層構成等の地層断面変化の影響や、トンネルと立坑の連成挙動の影響等を考慮しなければならない場合は、トンネルを梁要素でモデル化した2次元FEMによる動的解析を行って検討することが望ましい。この時、本来3次元のトンネルの断面剛性は、単位奥行き当りの等価曲げ剛性で代表するなどモデル化に関する工夫が必要になる。一方、シールドトンネルが比較的急角度で曲がっている場合や立坑との接続部が2次元モデルで表現できない構造の場合など、シールドトンネルを2次元の梁要素としてモデル化することができない時には、必要に応じて3次元FEMによる動的解析を用いるのも一つの方法である。

最近では、免震層を導入したり、特殊な継手により地震時強制変位を軽減させるなど様々の耐震工法が提案されている。これらの機能をできるだけ忠実に評価するためには、従来の応答変位法だけでは対応できず、FEM解析のモデル化の際にそれらの機能を取り入れることで、実際の状況に近い解析モデルに対する動的解析を実施することができる。

FEM解析を用いる利点の一つには、応答変位法による耐震設計に必要な地盤ばねを定めなくてもよく、土の物性を直接与えることで動的解析ができる。ただし、地盤のモデル化に際しては、地盤の剛性およびひずみ依存性等の動的土質定数の設定に十分配慮するとともに、境界条件の設定に留意する必要がある。動的応答解析のフローを以下に示す。

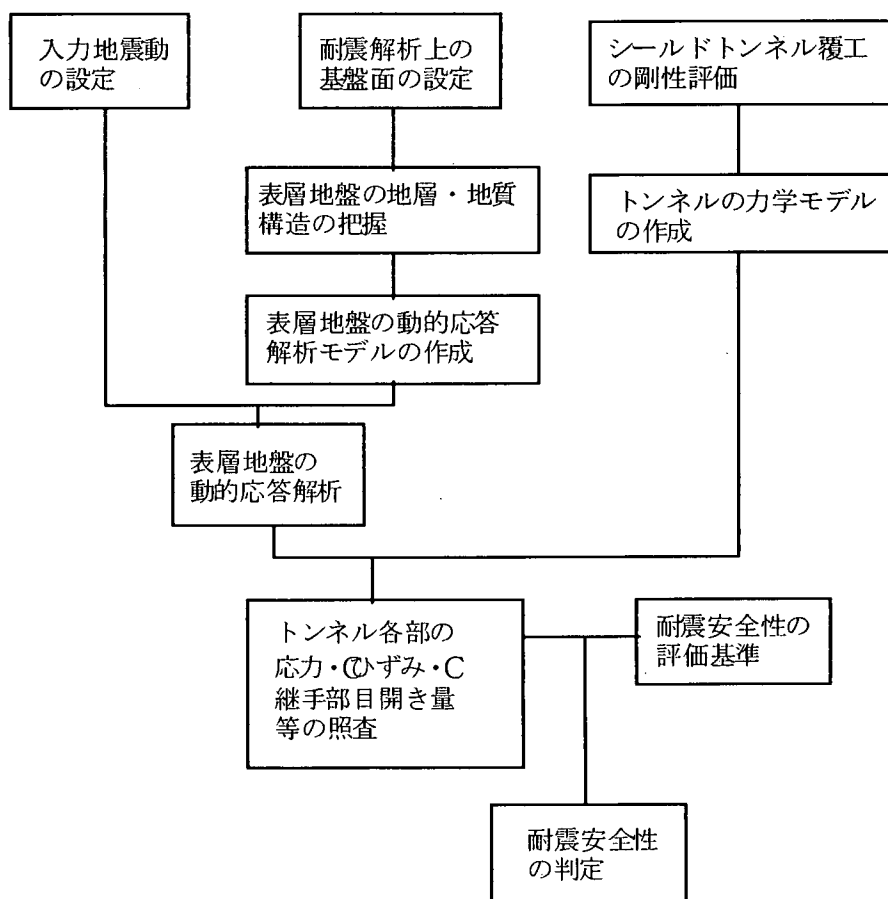


図4.6-1 シールドトンネルの動的応答解析の手順

参考文献

- 1) 土木学会：トンネル標準示方書「シールド工法編」・同解説，土木学会，1996.
- 2) 川島一彦・大日方尚巳・志波由紀夫・加納尚史：応答変位法によるシールドトンネルの耐震設計法，土木技術資料28-5，pp. 45-50, 1986.
- 3) 小池 武・今井俊雄：強震地震動に対する地中管路の変位挙動解析，構造工学論文集，Vol. 44A, pp. 1647-1658, 1998.
- 4) 川島一彦・杉田秀樹・中島 燈：大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン（案），建設省土木研究所資料，第3119号，1992.
- 5) 川島一彦：地下構造物の耐震設計，鹿島出版会，1994.
- 6) 志波由紀夫・川島一彦・大日方尚巳・加納直史：シールドトンネルの耐震解析に用いる長手方向覆工剛性の評価法，土木学会論文集，第398号/I-10, pp. 319-327, 1988.
- 7) 川島一彦・杉田秀樹・加納直史：耐震設計に用いるシールドトンネルの長手方向覆工剛性および耐力の評価法，土木技術資料31-9, pp. 451-457, 1989.
- 8) 川島一彦・杉田秀樹：鉄筋コンクリート製シールドトンネルの耐震設計法に関する研究，土木研究所報告第188号，1992. 12.
- 9) 日本道路協会：共同溝設計指針，1986.
- 10) 日本ガス協会：高圧ガス導管耐震設計指針，2000.