

第5章 トンネル横断方向に対する耐震計算および照査

第5章 トンネル横断方向に対する耐震計算および照査

5.1 一般

シールドトンネルは、トンネル横断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。

横断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。

【解説】

シールドトンネル横断面の耐震設計は、図5.1-1のフローにしたがって検討する。

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、地盤の圧密による沈下、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）の耐震計算は、原則として応答変位法を用いる。ただし、複雑な地震時挙動が予想される場合は動的解析を行うことが望ましい。

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）を初期状態とした、レベル1およびレベル2の地震動に対する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。

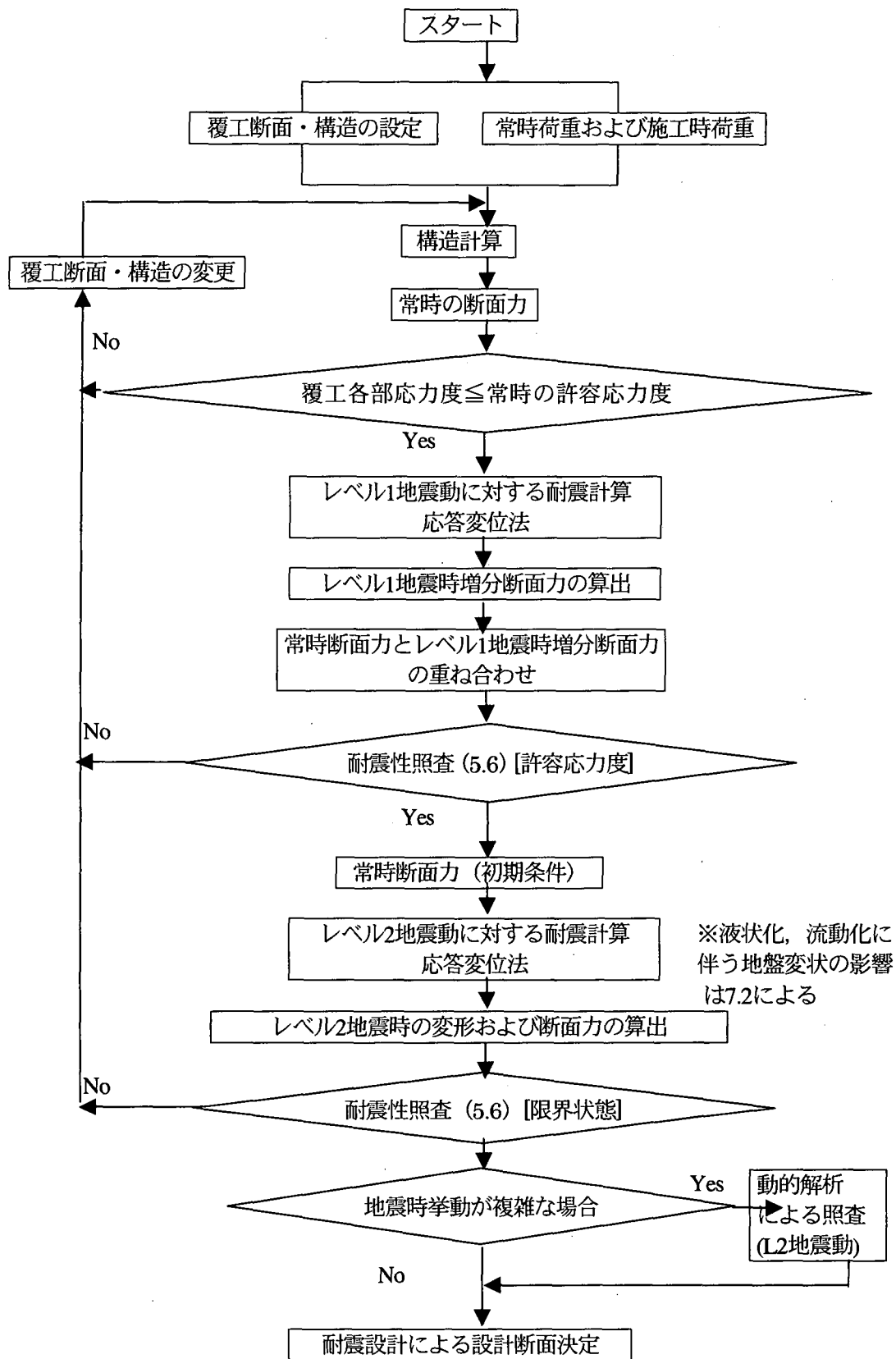


図5.1-1 シールドトンネル横断方向の耐震計算フロー

5. 2 応答変位法による地震時断面力および変形の計算

横断方向の地震時断面力および変形は、応答変位法により算定する。横断方向の応答変位法には、代表的なものとして以下の解析法があり、適用範囲、精度、考慮できる材料特性等に応じて選定する。

- (1) 弾性床上の梁理論解
- (2) 梁・ばねモデルによる解析
- (3) FEMを用いた応答変位法による解析

【解説】

応答変位法は地中構造物の挙動が周辺地盤の変形に支配される観点から提案された方法であり、シールドトンネル横断面の耐震計算では、モデル化および解析手法の違いによって、弾性床上の梁理論解、梁・ばねモデルによる解析、FEMを用いた応答変位法による解析などに分けられる。

(1) 弾性床上の梁理論解

シールドトンネル横断面における覆工に生じる地震時増分断面力の理論解は1991年に初めて志波ら¹⁾によって求められた。この方法は1992年に発表した大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案)の中でシールドトンネル横断方向の耐震設計法として取りまとめられたものである。志波らはトンネルと地盤の地震時挙動を線形挙動と仮定し、覆工を剛性が一様な地盤に弾性的に支持された曲がり梁でモデル化して、シールドトンネルの横断面における覆工に生じる地震時増分断面力を式(5.2-1)～式(5.2-4)のように誘導した。

$$M = \frac{3\beta\pi EIC}{2RH_g} U_h \sin\left(\frac{\pi H}{2H_g}\right) \sin(2\phi) \quad (5.2-1)$$

$$Q = -\frac{3\beta\pi EIC}{R^2 H_g} U_h \sin\left(\frac{\pi H}{2H_g}\right) \cos(2\phi) \quad (5.2-2)$$

$$N = -\frac{3\beta\pi EIC}{R^2 H_g} U_h \sin\left(\frac{\pi H}{2H_g}\right) \left[1 + \frac{GR^3}{6EI}\right] \sin(2\phi) \quad (5.2-3)$$

$$C = \frac{4GR^3(1-\nu)}{6EI(3-4\nu) + GR^3(3-2\nu)} \quad (5.2-4)$$

ここに、

M : 単位延長当たりの覆工に生じる曲げモーメント(kN・m/m)

Q : 単位延長当たりの覆工に生じるせん断力(kN/m)

N : 単位延長当たりの覆工に生じる軸力(kN/m)

ϕ : 覆工頂点からの角度(rad)

- H_g :表層地盤の高さ(m)
 H :トンネル中心の高さ(m)
 R :覆工の凶心半径(m)
 EI :単位延長当たりの覆工の曲げ剛性($\text{kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$)
 G :表層地盤の動的せん断弾性係数(kN/m^2)
 ν :表層地盤の動的ポアソン比
 U_g :地表面での地震時水平地盤変位(m)
 β :計算式精度の補正を補う係数(1.3とする)

しかし、レベル2地震動を検討対象とする場合には、地盤とシールドトンネルの非線形挙動が発生する可能性がある。そのまま、上式をレベル2地震動の耐震設計法として適用すると、シールドトンネルに発生する断面力を過大に評価するおそれがある。この問題を解決するために、高田ら²⁾は志波らの方法を発展し、地盤とシールドトンネルの間の滑りやシールドトンネルの非線形特性に応じてシールドトンネル横断面の耐震計算を行う耐震設計法を提案した。この方法の詳細は5.3節に示される。

(2) 梁・ばねモデルを用いた応答変位法による解析

梁・ばねモデルを用いた応答変位法はトンネル覆工を梁で、周辺地盤をばねでモデル化して、地震時における地盤変位および周面せん断力を地盤ばねを介して直接トンネル覆工モデルに作用させ、トンネル覆工に生じる変位・断面力を算定する方法である。

レベル2地震動における地盤変位と周面せん断力については、地盤応答解析を用いる場合は地盤の非線形性を考慮した地盤応答解析で得られたトンネル上下端間の最大相対変位発生時刻の変位と周面せん断力を用いることとする。地盤応答解析を用いない場合は、3.3節に示された地表面における加速度応答スペクトルから地盤応力・変位を求める簡易法を用いてもよい。

また、地盤ばね定数の算定については、表3.6-1に示すように様々な計算式が提案されているが、対象構造物の形状と地盤条件などを考慮して適切に設定する必要がある。地盤ばねとトンネル覆工の非線形性は非線形地盤ばねおよび非線形梁要素を用いて表現する必要がある。

(3) 2次元FEMを用いた応答変位法による解析³⁾

2次元FEMを用いた応答変位法は動的サブストラクチャ法に基づいて誘導される方法である。この方法は地盤を平面ひずみ要素で、トンネル覆工を梁要素でモデル化し、地震力を要素の節点力としてトンネル～地盤全体系に与え、トンネル覆工に生じる変位・断面力を算定するものであり、梁・ばねモデルのように地盤ばねを設定する必要がない利点がある。とくに、千鳥添接効果の影響、セグメント継手や2次覆工などの地震時挙動を明らかにするには有力な耐震計算法である。この方法の詳細は5.4節に示される。

また、入力地震動とトンネル非線形特性の設定の考え方は基本的に上記(2)梁・ばねモデルを用いた応答変位法による解析の場合と同様である。

5. 3 弾性床上の梁理論解²⁾

トンネルの覆工に発生する地震時最大増分断面力は原則として図5.3-1に示す計算の流れに従って算定する。

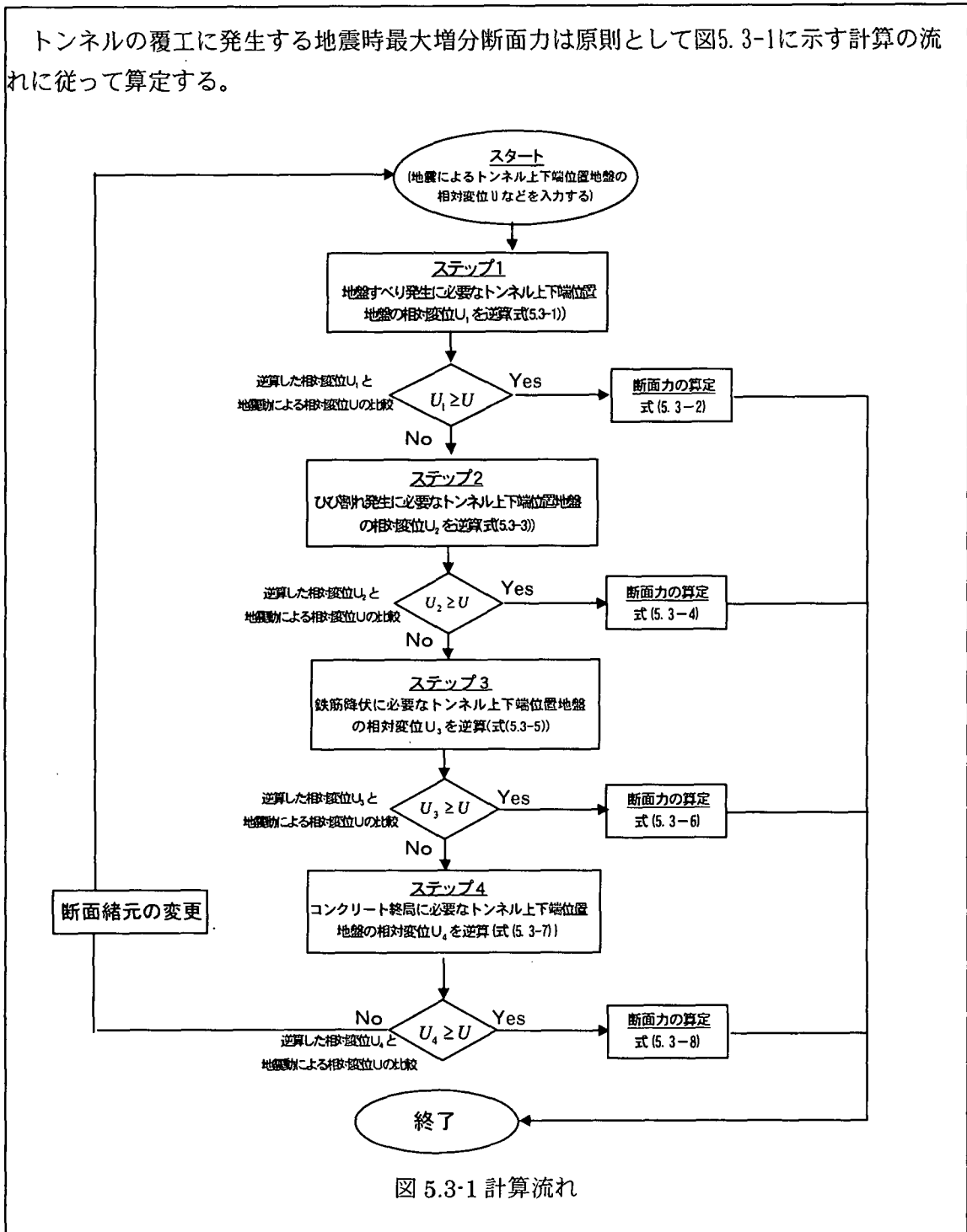


図 5.3-1 計算流れ

【解説】

図 5.3-1 に示す計算の流れは弾性床上の曲がり梁理論に基づいて、地盤のすべり開始限界せん断応力 τ_f とトンネル覆工の非線形性を考慮して、①地盤の滑り、②コンクリートのクラック、③鉄筋の降伏、および、④鉄筋コンクリートの破壊に必要なトンネルの上下端の相対地盤変位量 (U_1, U_2, U_3, U_4) を逆算し、地盤とトンネル覆工の非線形状態に応じた、シ

ールドトンネルに発生する地震時増分断面力を計算するものである。

ステップ1は地盤とトンネルの間に滑りまたは地盤破壊が発生するかどうかの判断である。地盤滑り発生に必要なトンネル上下端位置地盤の相対変位およびトンネルに発生する断面力は下式で求める。

$$U_1 = \frac{2.8284R(3-4\nu)}{G(1+3C_1-6\nu C_1)} \tau_f \quad C_1 = \frac{4GR^3(1-\nu)}{6EI_1(3-4\nu)+GR^3(3-2\nu)} \quad (5.3-1)$$

$$M = \beta \frac{3EI_1}{2R^2} C_1 U \quad Q = \beta \frac{3EI_1}{R^3} C_1 U \quad N = \beta \frac{3EI_1}{R^3} C_1 U \left(1 + \frac{GR^3}{6EI_1} \right) \quad (5.3-2)$$

ここで、

U_1 : 地盤滑り発生に必要なトンネル上下端位置地盤の相対変位 (m)

M : 単位延長当たりの覆工に生じる最大曲げモーメント (kN・m/m)

Q : 単位延長当たりの覆工に生じる最大せん断力 (kN/m)

N : 単位延長当たりの覆工に生じる最大軸力 (kN/m)

R : 覆工の図心半径 (m)

EI_1 : 単位延長当たりのトンネルの初期曲げ剛性 (kN・m²/m)

β : 計算式精度の補正を補う係数 (1.3とする)

τ_f : 地盤とトンネルの間のすべり開始限界せん断応力 (kN/m²)

G : 表層地盤の動的せん断弾性係数 (kN/m²)

ν : 表層地盤の動的ポアソン比

U : トンネル横断面頂点と底面の相対水平地盤変位 (m)

ステップ2はコンクリートのクツラクが発生するかどうかの判断である。コンクリートひび割れ発生に必要なトンネル上下端位置地盤の相対変位およびトンネルに発生する断面力は下式で求める。

$$U_2 = U_1 + (M_c - M_1) \frac{2R^2}{\beta 3EI_1 C_1^*} \quad C_1^* = \frac{GR^3(11-12\nu)}{18EI_1(3-4\nu)+12GR^3(1-\nu)} \quad (5.3-3)$$

$$\left. \begin{aligned} M &= \beta \frac{3EI_1}{2R^2} C_1^* (U - U_1) + M_1 & Q &= \beta \frac{3EI_1}{R^3} C_1^* (U - U_1) + Q_1 \\ N &= \beta \frac{3EI_1}{R^3} C_1^* (U - U_1) \left[2 + \frac{(1-\nu)(GR^3 - 12EI_1)}{EI_1(11-12\nu)} \right] + N_1 \\ M_1 &= \beta \frac{3EI_1}{2R^2} C_1 U_1 & Q_1 &= \beta \frac{3EI_1}{R^3} C_1 U_1 & N_1 &= \beta \frac{3EI_1}{R^3} C_1 U_1 \left(1 + \frac{GR^3}{6EI_1} \right) \end{aligned} \right\} \quad (5.3-4)$$

ここで、

U_2 : ひび割れ発生に必要なトンネル上下端位置地盤の相対変位 (m)

M_c : 単位延長当たりのコンクリートひび割れ曲げモーメント (kN・m/m)

ステップ3は鉄筋が降伏かどうかの判断である。鉄筋降伏発生に必要なトンネル上下端位置地盤の相対変位およびトンネルに発生する断面力は下式で求める。

$$U_3 = U_2 + (M_Y - M_c) \frac{2R^2}{\beta 3EI_2 C^*_2} \quad C^*_2 = \frac{GR^3(11-12\nu)}{18EI_2(3-4\nu) + 12GR^3(1-\nu)} \quad (5.3-5)$$

$$\left. \begin{aligned} M &= \beta \frac{3EI_2}{2R^2} C^*_2 (U - U_2) + M_2 & Q &= \beta \frac{3EI_2}{R^3} C^*_2 (U - U_2) + Q_2 \\ N &= \beta \frac{3EI_2}{R^3} C^*_2 (U - U_2) \left[2 + \frac{(1-\nu)(GR^3 - 12EI_2)}{EI_2(11-12\nu)} \right] + N_2 \\ M_2 &= \beta \frac{3EI_1}{2R^2} C^*_1 (U_2 - U_1) + M_1 & Q_2 &= \beta \frac{3EI_1}{R^3} C^*_1 (U_2 - U_1) + Q_1 \\ N_2 &= \beta \frac{3EI_1}{R^3} C^*_1 (U_2 - U_1) \left[2 + \frac{(1-\nu)(GR^3 - 12EI_1)}{EI_1(11-12\nu)} \right] + N_1 \end{aligned} \right\} \quad (5.3-6)$$

ここで、

U_3 : 鉄筋降伏に必要なトンネル上下端位置地盤の相対変位 (m)

EI_2 : クラックが発生後の単位延長当たりのトンネルの曲げ剛性 (kN・m²/m)

M_Y : 単位延長当たりの鉄筋降伏曲げモーメント (kN・m/m)

ステップ4は鉄筋コンクリートが破壊かどうかの判断である。コンクリート圧壊に必要なトンネル上下端位置地盤の相対変位およびトンネルに発生する断面力は下式で求める。

$$U_4 = U_3 + (M_u - M_Y) \frac{2R^2}{\beta 3EI_3 C^*_3} \quad C^*_3 = \frac{GR^3(11-12\nu)}{18EI_3(3-4\nu)\nu + 12GR^3(1-\nu)} \quad (5.3-7)$$

$$\left. \begin{aligned} M &= \beta \frac{3EI_3}{2R^2} C^*_3 (U - U_3) + M_3 & Q &= \beta \frac{3EI_3}{R^3} C^*_3 (U - U_3) + Q_3 \\ N &= \beta \frac{3EI_3}{R^3} C^*_3 (U - U_3) \left[2 + \frac{(1-\nu)(GR^3 - 12EI_3)}{EI_3(11-12\nu)} \right] + N_3 \\ M_3 &= \beta \frac{3EI_2}{2R^2} C^*_2 (U_3 - U_2) + M_2 & Q_3 &= \beta \frac{3EI_2}{R^3} C^*_2 (U_3 - U_2) + Q_2 \\ N_3 &= \beta \frac{3EI_2}{R^3} C^*_2 (U_3 - U_2) \left[2 + \frac{(1-\nu)(GR^3 - 12EI_2)}{EI_2(11-12\nu)} \right] + N_2 \end{aligned} \right\} \quad (5.3-8)$$

ここで、

U_4 : コンクリート圧壊に必要なトンネル上下端位置地盤の相対変位 (m)

EI_3 : 鉄筋降伏後の単位延長当たりのトンネルの曲げ剛性 ($kN \cdot m^2/m$)

M_0 : 単位延長当たりのコンクリート終局モーメント ($kN \cdot m/m$)

以下の点においては志波・川島らの提案した従来式と違っている。

- (1) 地震時地盤変位はトンネル横断面頂点と底面の相対水平地盤変位である。
- (2) 地震時地盤のせん断応力は図 5.3-2 のようにバイリニアとして考慮される。
- (3) トンネル覆工の非線形は図 5.3-2 のようにコンクリートのクックラクと鉄筋の降伏および鉄筋コンクリートの破壊を考慮してトリリニアとする。

図 5.3-3 に簡易計算法のモデル化の概念図を示す。図 5.3-1 に示した計算式は以下の仮定と条件で誘導されたものである。

- (a) シールドトンネルのある地層は均質またはせん断剛性と地盤水平方向変位分布の傾斜の変化率が30%を越えないとする。
- (b) トンネル横断面を剛性一様なリングにモデル化する。
- (c) トンネル覆工の慣性力の影響を無視する。
- (d) 土被りがトンネル径以上あり、かつトンネル底点が基盤面に接近していない。
- (e) 地震時地盤ばねは、無限弾性体中の円孔表面に載荷した場合の力と変位の関係に基づいて算出する。
- (f) せん断波速度が300m/secを越える堅い地盤を工学的基盤面とする。
- (g) トンネル周辺からトンネルへ伝達する外力は地盤の変位並びに接触面の応力である。トンネル上下端の地震時地盤変位分布は線形分布とする。
- (h) 最も卓越しているトンネルの変形モードはフーリエ級数の2次モードである。
- (i) 地盤破壊応力とシールドトンネルの相互作用を表現するばねの非線形特性は滑りのみを考慮する。
- (j) トンネル覆工の非線形はトリリニアとする。

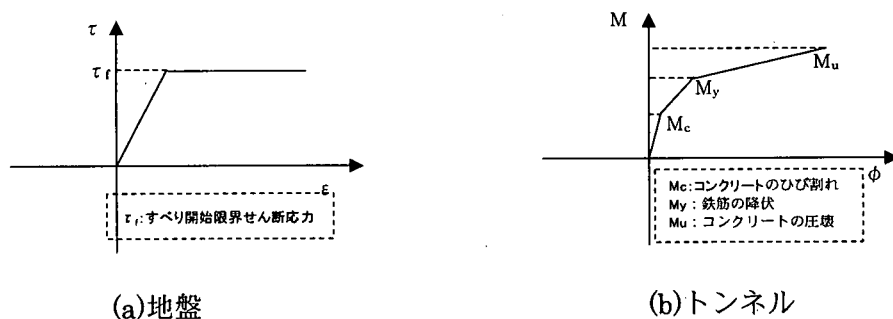


図 5.3-2 地盤とトンネル覆工の非線形特性

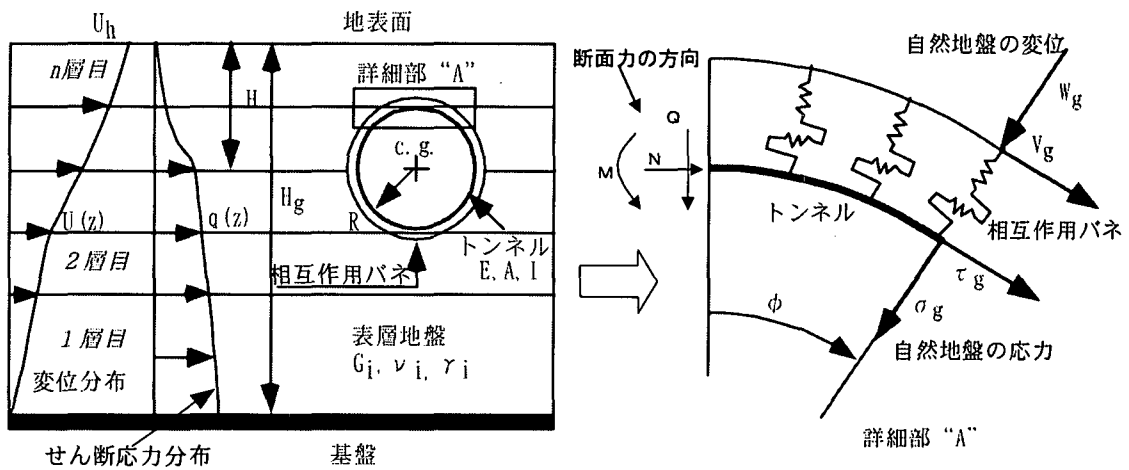


図 5.3-3 モデル化の概念図

任意場所のトンネル地震時増分断面力は下式で計算する。

$$M = M_{\max} \sin(2\phi), \quad Q = Q_{\max} \cos(2\phi), \quad N = N_{\max} \sin(2\phi) \quad (5.3-9)$$

ここに、 M , Q , N は地震時増分曲げモーメント、せん断力と軸力で、 M_{\max} , Q_{\max} , N_{\max} は地震時最大増分曲げモーメント、せん断力と軸力で、 ϕ は覆工頂点からの角度である。

地震時においてトンネルに発生する断面力については、レベル1地震動の場合はトンネル部材の応力度は許容応力度以下にすることを原則とし、部材の線形性が保持されるので、常時断面力と地震時増分断面力を重ね合わせて算出することとする。レベル2地震動の場合は断面力の重ね合わせをすると、過大に評価することとなるので、近似的な手法として常時の変形と地震時の変形を重ね合わせて算出することとする。

5. 4 FEMを用いた応答変位法による解析³⁾

トンネルの覆工に発生する断面力・変形を、FEMを用いた応答変位法によって算定する場合は、原則として以下の手順で実施する。

- ①自由地盤に対して非線形性を考慮した等価線形解析を実施し、トンネル天端深さと下端深さの地盤間の水平方向相対変位 d が最大となる時刻 t における変位分布を算出する。
- ②構造物を除いた切欠き地盤のFEMモデルに対して、これと同じ変位分布を生じさせる等価節点力 F を算出する。このとき、地盤の物性値は等価線形解析の最終収束値を用いる。
- ③同様に、内部地盤に対して①の変位分布を生じさせる等価節点力を算出する。得られた内部地盤表面の節点に作用する等価荷重が、内部地盤の影響を表す周面せん断力 S に相当する。
- ④初期応力状態をもとにして地盤と構造物を考慮したモデルに、上で求めた等価節点力 F と空洞の影響を表す周面せん断力 S を同時に与え、構造物に生じる地震時断面力や変位を求める。なお、躯体の慣性力は無視する。
 - ・等価節点力は等価線形解析で得られた自由地盤の応答変位と等価な変位分布を切欠き地盤のみのモデルに生じさせる節点力である。
 - ・周面せん断力は、自由地盤の応答変位と等価な変位分布を内部地盤のFEMモデルに生じさせる等価節点力のうち、最外円周部の節点力を抜き出したものである。
- ⑤上記④で算出した等価節点力、周面せん断力を地盤～構造系のFEMモデルに入力し地震時断面力および変形（ひずみ）を算出する。

【解説】

動的サブストラクチャ法によると、地盤～構造系モデルに対して地盤と地中構造物の接触面で切欠き地盤系と構造系の分離を図 5.4-1(a)に示すように行うことができる。図中の i , b , r は解析対象領域を有限要素で離散した節点である。 b と r はそれぞれ構造物と地盤の接触面上の点と解析対象領域の境界の点であり、 i, j は b と r 以外の点を表す。一方、自由地盤に対して、同様に図 5.4-1(b)のように分離することができる。

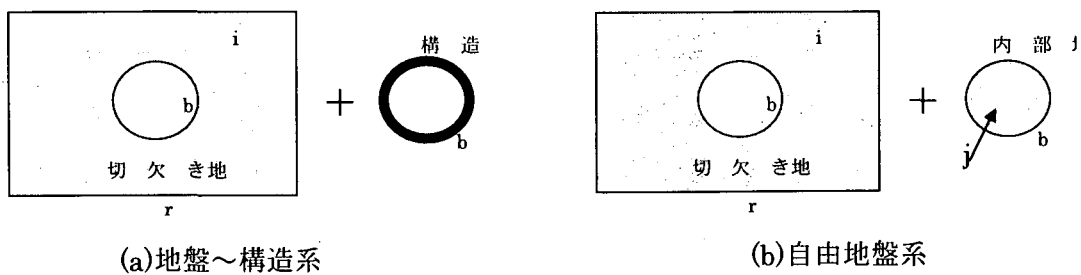


図 5.4-1 動的サブストラクチャ法によるモデル化

地中構造物は地震時に固有振動を起こすことはなく、周辺地盤に追従して振動し、周辺地盤の相対変位に支配されている。この時、地中構造物の振動特性と解析対象領域の境界における力と変形の釣り合いから時間領域における自由地盤と地盤～構造系の釣り合い式は以下のように得られる。

$$\begin{bmatrix} K_{bb}^g + K_{bb}^s & K_{bi} & 0 \\ K_{ib} & K_{ii} & K_{ir} \\ & K_{ri} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_b \\ u_i \\ u_r \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{bb}^g & K_{bi} & 0 \\ K_{ib} & K_{ii} & K_{ir} \\ & K_{ri} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_b^f \\ u_i^f \\ u_r^f \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{bb}^e u_b^f + K_{bj}^e u_j^f \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (5.4-1)$$

ここで、上添字 g は切欠き地盤、上添字 s は地中構造物、上添字 f は自由地盤、上添字 e は内部地盤、 u は変位、 K は地盤と構造物の剛性をそれぞれ表す。上式より FEM を用いた応答変位法の地震荷重は以下の二つの部分によって構成されることがわかる。

- ① 解析対象の切欠き地盤に対して自由地盤と同じ変位を生じさせるための等価節点力
- ② 構造物と地盤の接触面の内部地盤に対して自由地盤と同じ変位を生じさせるための接触面上の節点における等価節点力

前記5.3節の弾性床上的の曲がり梁理論解はトンネル覆工を剛性が一様なリングと仮定しているため、千鳥組による添接効果、セグメント継手と2次覆工の地震時挙動は厳密に表現されていない。FEMを用いた応答変位法による解析はトンネル覆工を詳細にモデル化することができ、千鳥組による添接効果、セグメント継手と2次覆工の地震時挙動を詳細に把握するには有力な計算方法である。FEMを用いた応答変位法を用いる場合はトンネル覆工のモデル化に対して図5.4-2に示すようにセグメント継手を回転ばねで、千鳥組による添接効果をせん断ばねで評価することが望ましい。

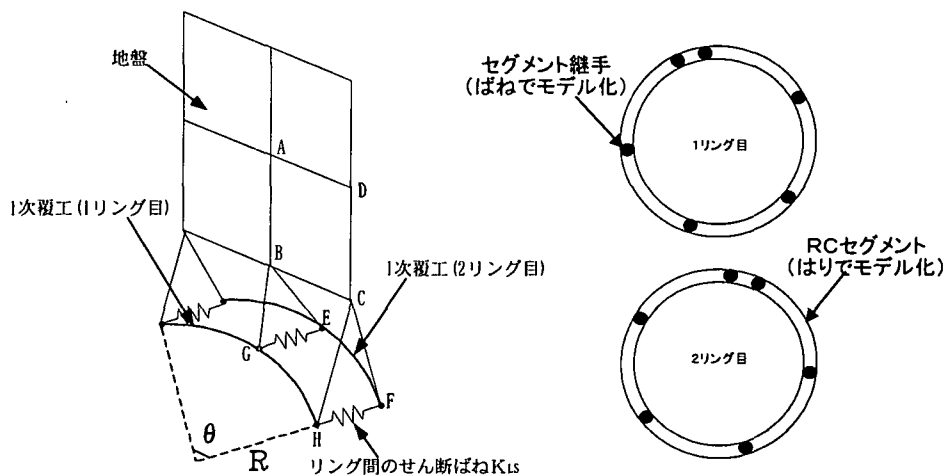


図5.4-2 トンネル覆工のモデル化

また、FEMを用いる応答変位法を適用する時に地盤は線形平面ひずみ要素とし、せん断剛性は事前に実施した等価線形地震応答解析の最終収束値を用いるのがよい。その際の留意

点は以下の通りである。

- ・底面境界条件は完全固定とする。
- ・側方の境界は水平自由とする。
- ・切欠き地盤の幅と高さはトンネル直径の4倍以上とする。
- ・等価節点力+周面せん断力は，荷重増分法で入力する。分割数は100ステップ程度とし，解析の安定性をみて適宜分割数を増やすこととする。

図 5.4-3 に2次元FEMを用いた応答変位法による検討事例を示す³⁾。

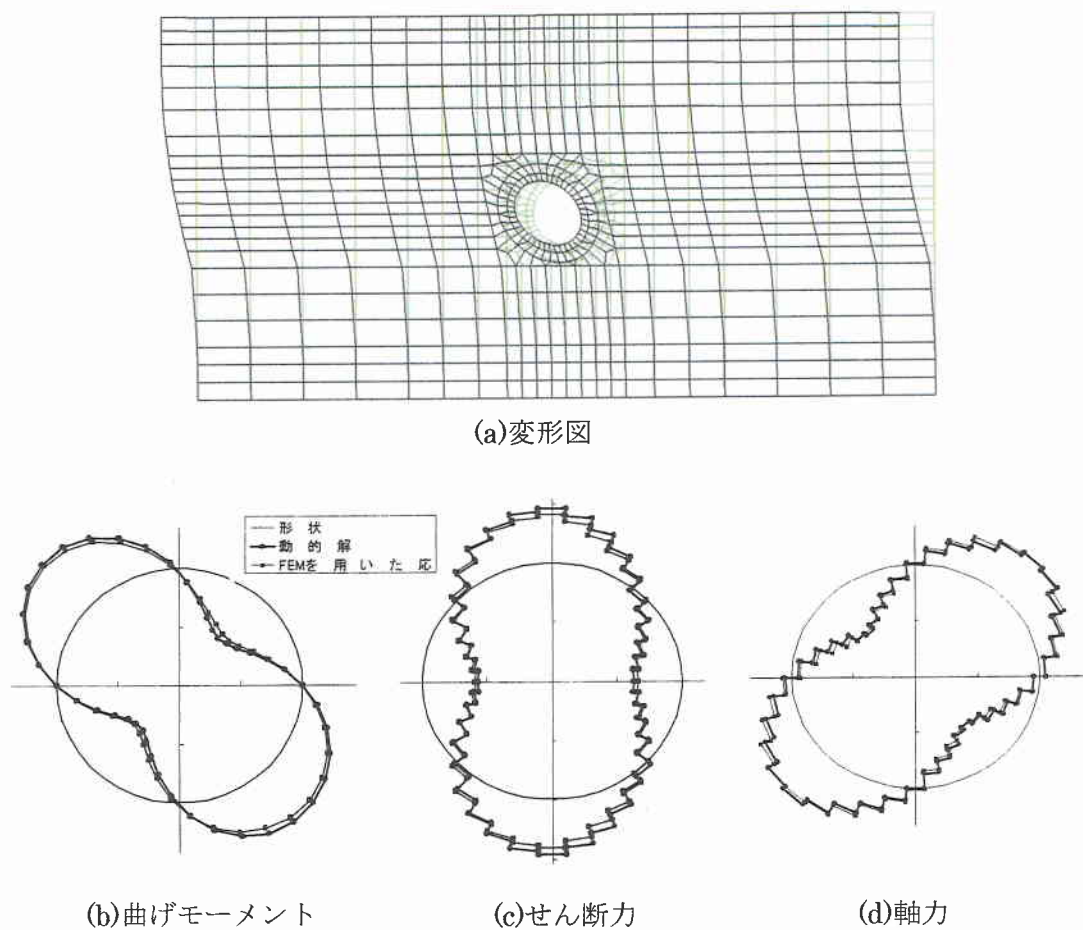


図 5.4-3 2次元FEMを用いた応答変位法による検討事例

FEMを用いた応答変位法には、今日、いくつかの方法が提案されているので、その特徴を理解した上で、下記の方法を用いてもよい。

①地盤応答震度法⁴⁾

基盤の深い岩盤中に原子力施設の設計において、簡易な動的解析方法として提案された方法である。SHAKE等により地盤のみの動的解析を行い、構造物がある範囲での地盤のせん断ひずみエネルギーが最大になる時刻の加速度分布を抽出し、それを構造物と周辺のみ地盤モデルに作用させて、地盤とトンネルに変位を生じさせるものである。

なお、慣性力を多層地盤の固有値をもとに、設計地震動の加速度応答スペクトルに応じて次式により算出する方法も提案されている⁵⁾。

$$F(z) = \gamma_v(z) / g \cdot A(z) \tag{5.4-2}$$

$$A(z) = \phi(z) \cdot \beta \cdot S_a \tag{5.4-3}$$

ここで、

z : 深さ

$F(z)$: 慣性力

$\gamma_v(z)$: 地盤の単位体積重量

g : 重力加速度

$A(z)$: 地盤の絶対加速度

$\phi(z)$: 地盤の1次モード振幅

β : 地盤の1次モード刺激係数

S_a : 地盤の1次固有周期に対する絶対加速度応答スペクトル値

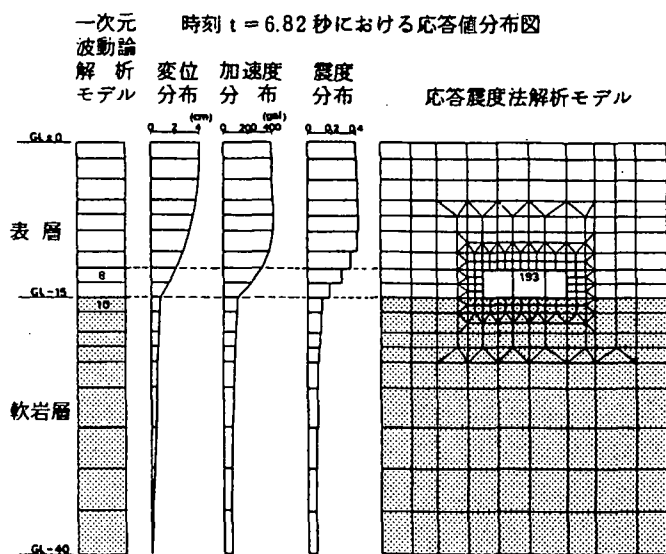


図 5.4-4 応答震度法解析モデル図

②地盤応答法⁶⁾

動的サブストラクチャ法の考え方を拡張し、速度項（減衰力）を無視できると仮定して静的な力と変位の釣り合いで解いた厳密解に基づく方法である。表層地盤全体を扱う必要はなく、任意の地盤モデルに対し、地盤境界にせん断力を、地盤および構造物に慣性力を作用させるものである。

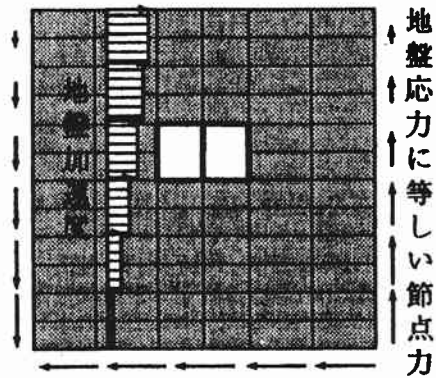


図 5.4-5 地盤応答法における地震荷重

5. 5 トンネル覆工横断方向の剛性

トンネル覆工横断方向の剛性は、地震動レベルやその構造特性などを考慮して算出することを原則とする。

【解説】

- (1) レベル1地震動の場合には、セグメントの応力度は許容応力度を満足しなければならないので、セグメントの挙動を線形弾性とすることができる。トンネル覆工横断方向の剛性はセグメントの形状から算出するのがよい。しかし、シールドトンネルを構成するセグメントリングは、いくつかのセグメントをボルトなどで結合して組み立てられているため、セグメント主断面と同じ剛性を持つ剛性一様なリングと比べて変形しやすい。この継手部の剛性低下を評価する場合、「トンネル標準示方書[シールド工法編]・同解説」に示す曲げ剛性の有効率 η ($\eta \leq 1$)により ηEI なる一様リングとする方法を用いてもよい。
- (2) レベル2地震動の場合には、トンネルに発生する応力度は使用材料の降伏応力度を超えて塑性変形を生じる可能性があるので、トンネル覆工横断方向の剛性はセグメントリングの非線形性に依拠して算出しなければならない。

1次覆工および2次覆工の組み合わせ、材料特性などにより以下のような3種類を考慮する。

(a) 2次覆工がない場合の剛性

2次覆工がない場合のセグメント継手の初期回転ばね定数は、鋼製セグメントではセグメント縁端を回転中心としたモデルで式(5.5-1)によって算出し、RCセグメントでは、継手板とボルトを鉄筋と見なしてひび割れ発生後の鉄筋コンクリート理論に基づいて式(5.5-2)で計算する。図5.5-1に継手断面における断面力と変形を示す。

$$K_s = \frac{Td^2}{\epsilon_s} \quad (5.5-1)$$

$$K_c = \frac{T(3d-x)(d-x)}{3\epsilon_s} \quad (5.5-2)$$

ここに、

K_s : 鋼製セグメント継手の回転ばね(kN・m/rad)

K_c : RCセグメント継手の回転ばね(kN・m/rad)

T : 継手板離間時(継手板圧縮ひずみがゼロとなった時)のボルト張力(kN)

d : 圧縮縁からボルトまでの距離(m)

x : 圧縮縁から中心軸までの距離(m)

ϵ_s : 継手板離間時のボルトと継手板の変位(m)

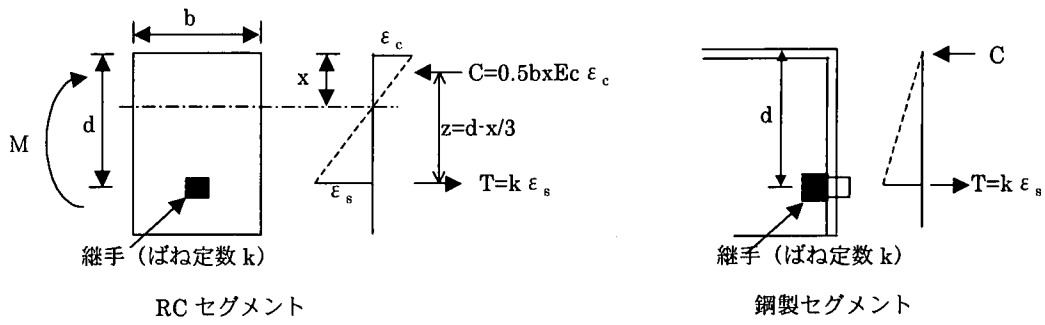


図 5.5-1 継手断面における断面力と変形

また、セグメント継手の非線形回転特性については、村上・小泉法¹¹⁾を用いてボルトの初期締め付け力によって受ける継手板圧縮ひずみの解放と継手板の降伏および終局などを考慮して設定することとする。

図 5.5-2 に RC セグメント継手の回転特性の例を示す。

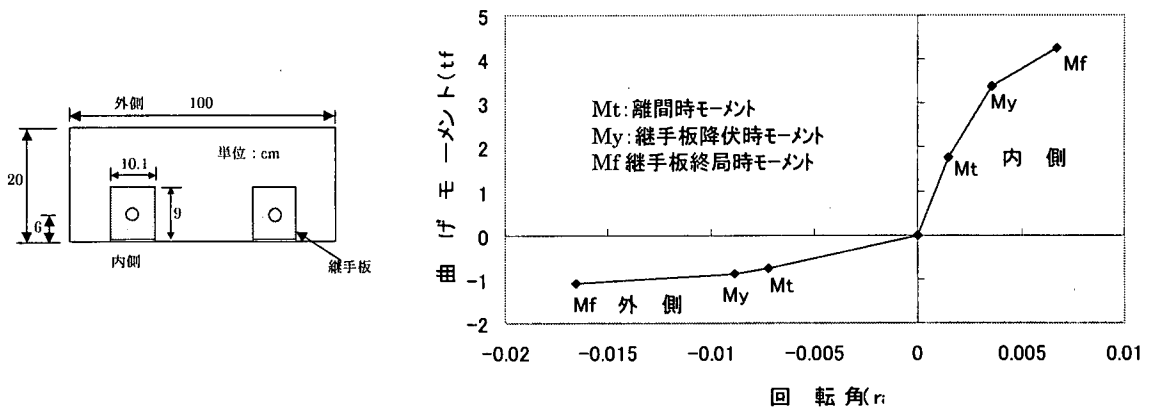


図 5.5-2 RC セグメント継手の回転特性

RCセグメントの非線形特性は、その構造に応じて鉄筋コンクリート理論などを準拠してRCセグメントの曲げモーメントMと曲率φとの関係を設定する。ただし、鋼製セグメントは線形弾性とし、断面形状より算出する。

図 5.3-3 に RC セグメント非線形特性の例を示す。

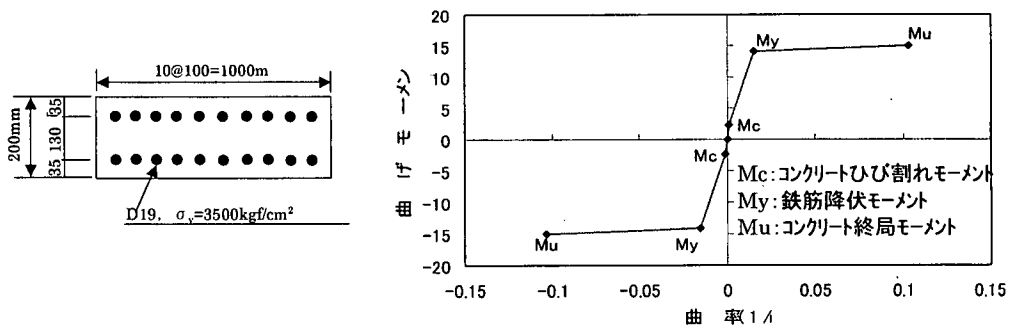


図 5.5-3 RC セグメントの M~φ 曲線

(b) 2次覆工がある場合の剛性

2次覆工がある場合のトンネル覆工横断方向の剛性は、1次覆工と2次覆工の結合条件などによって以下の二つのケースに分けられる。

① 1次覆工と2次覆工が独立な構造と見なされる場合

1次覆工と2次覆工が独立な構造と見なされる場合のシールドトンネル横断面に関する解析モデルについては、1次覆工と2次覆工は独立曲率を持つはり部材と見なし、1次覆工と2次覆工の間に接線と半径方向のばねを設けて1次覆工と2次覆工の相互作用を表すこととする(図5.5-4を参照)。したがって、1次覆工と2次覆工の非線形特性はそれぞれの構造条件に応じて鉄筋コンクリート理論などに準拠して設定する。

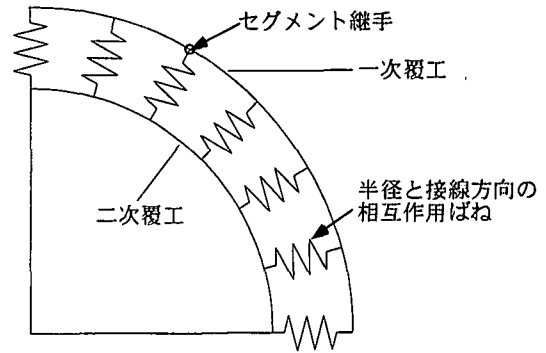


図 5.5-4 解析モデル

② 覆工と2次覆工が一体構造と見なされる場合

1次覆工と2次覆工が一体構造と見なされる場合(例えば、1次覆工と2次覆工の間にジベル筋など設置する場合)のシールドトンネル横断面に関する解析モデルは、1次覆工と2次覆工が同じ曲率を持つはり部材と見なすこととする。スチールセグメントは主桁とスキンプレートの有効幅分($b=25t$)を主鉄筋と見なし、RCセグメントでは断面方向配筋を主鉄筋と見なすことにする。また、常時荷重による軸力、地震時増分軸力による影響を考慮して軸力に応じた曲げモーメントと曲率の関係を設定するのがよい。図5.5-5にトンネル覆工断面のモデル化の方法を示す。

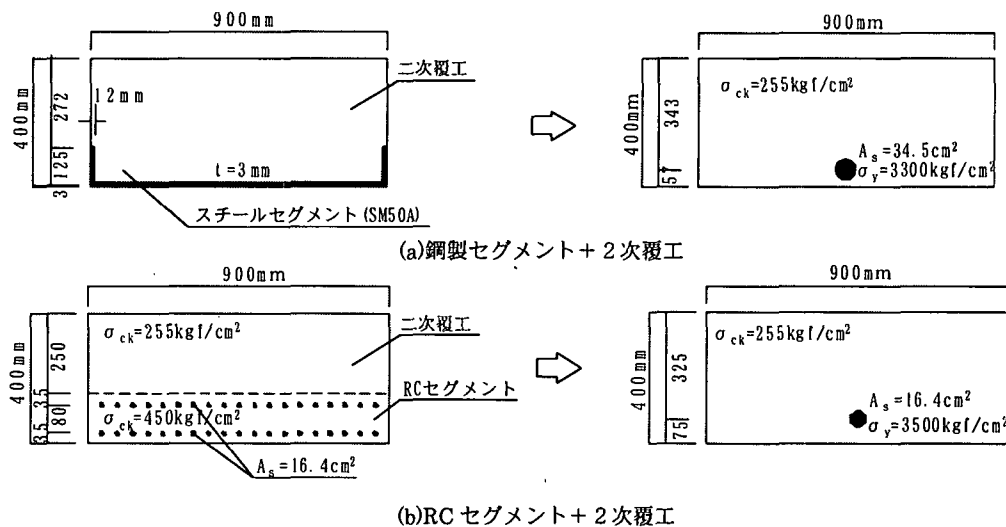


図 5.5-5 覆工断面のモデル化

1次覆工と2次覆工を図5.5-4のように重ね構造として扱う場合には、1次覆工の非線形特性は1次覆工の構造と荷重条件で設定する。2次覆工の非線形特性は1次覆工と一体構造の非線形特性から算定する。図5.5-6に2次覆工剛性を算定する概念を示す。

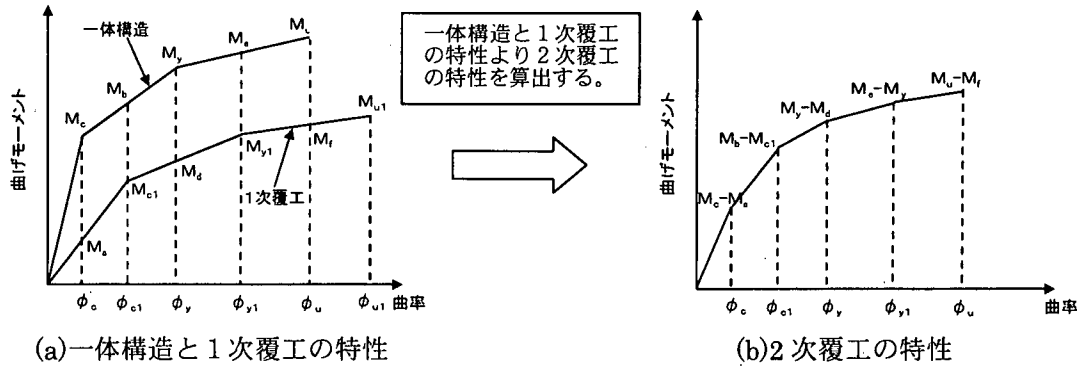


図 5.5-6 2次覆工剛性を算定する概念図

③その他

FRPM 管を用いる場合の考え方は、明確なモデル化基準はない。本来は、セグメントとエアーモルタルの等価剛性と FRPM 管剛性と伝達率を考慮したはり・ばねモデルが考えられる。しかし、伝達率に関するデータが不足しているため、今後の研究課題と考えている。実務的には、FRPM 管を内挿した2次覆工は、常時荷重で1次覆工のみの荷重を受け持たせると考え、常時荷重を考慮せず地震時荷重を FRPM 管単体で検討を行っている。耐震化のために開発された FRPM 管・エアーモルタル併用による剛性確認実験でも独立した挙動を示した。

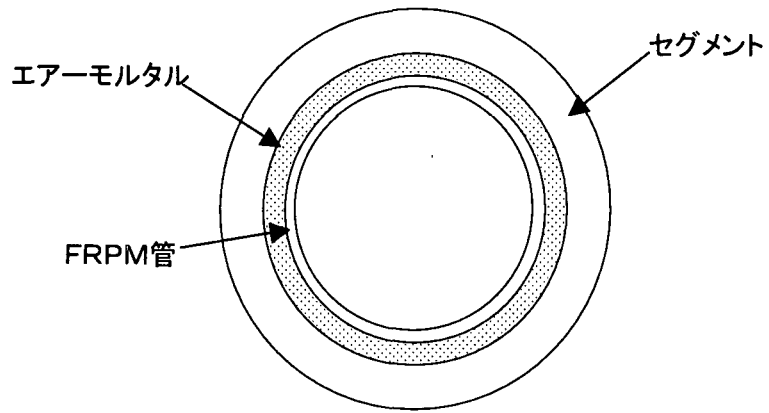


図 5.5-7 FRPM 管を 2 次覆工材とした場合の仕上がり断面

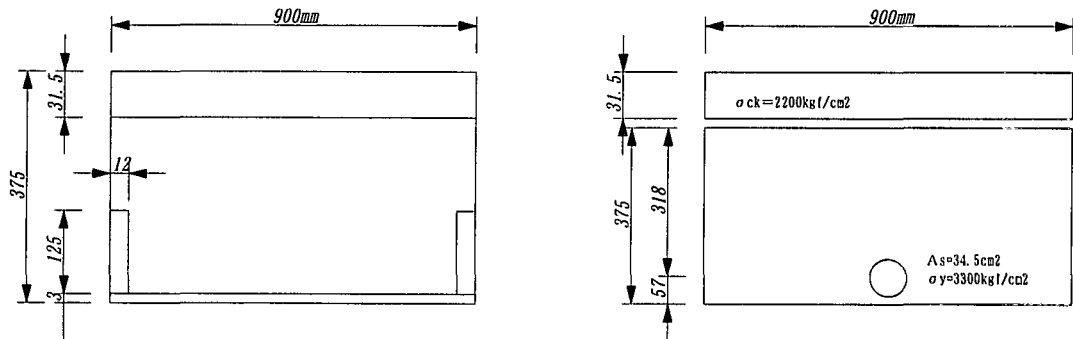


図 5.5-8 FRPM 管を内挿した覆工断面のモデル化

5. 6 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、セグメントおよびセグメント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

横断面内に生じる軸および曲げ変形に対し、式(5.6-1)を満足するように耐震設計するものとする。

$$\mu_D \geq \mu_R \quad \dots\dots\dots (5.6-1)$$

ここに、

μ_R : RCセグメントの曲げに関する応答塑性率で式(5.6-2)により算出する。

μ_D : RCセグメントの曲げに関する許容塑性率で式(5.6-3)により算出する。

$$\mu_R = \frac{\phi_R}{\phi_Y} \quad \dots\dots\dots (5.6-2)$$

ここに、

ϕ_R : RCセグメントの応答曲率

$$\mu_D = 1.0 + \frac{\phi_U - \phi_Y}{\alpha_{C\phi} \cdot \phi_Y} \quad \dots\dots\dots (5.6-3)$$

ここに、

ϕ_U : RCセグメントの終局曲率

ϕ_Y : RCセグメントの降伏曲率

$\alpha_{C\phi}$: RCセグメントの曲げに関する許容塑性率を算出する場合の安全係数。

但し、 $\alpha_{C\phi}$ 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)

横断面内に生じる軸および曲げ変形により、セグメント継手部に引張力が作用する場合、セグメント間ボルトおよび継手板は式(5.6-4)および式(5.6-5)を満足するように耐震設計するものとする。

$$\alpha_B \cdot \epsilon_{BY} \geq \epsilon_B \quad \dots\dots\dots (5.6-4)$$

$$\alpha_P \cdot \epsilon_{PY} \geq \epsilon_P \quad \dots\dots\dots (5.6-5)$$

ここに、

ϵ_{BY} , ϵ_{PY} : セグメント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 : セグメント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 : セグメント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

ii) せん断耐力の照査

シールドトンネルの横断面内の曲げ変形によって生じるセグメント部および継手

部に生じるせん断力に対し、式(5.6-6)および式(5.6-7)を満足するように耐震設計するものとする。

・セグメント部

$$Q_{DS} \geq Q_{RS} \quad \dots\dots\dots (5.6-6)$$

ここに、

Q_{DS} ：セグメントのせん断耐力

Q_{RS} ：横断面内の曲げ変形によってセグメント部に生じるせん断力

・セグメント継手部

$$Q_{SB} \geq Q_{RB} \quad \dots\dots\dots (5.6-7)$$

ここに、

Q_{SB} ：セグメント継手ボルトのせん断耐力

Q_{RB} ：横断面内の曲げ変形によって生じるセグメント間に生じるせん断力

2) 鋼製セグメント構造

鋼製セグメントが覆工コンクリートと一体となった構造体と考える場合、鉄筋コンクリート構造物として取り扱いして良い。ただし、覆工コンクリートが剥落しない範囲とする。

i) 軸および曲げ変形の照査

(a) 鋼製セグメント+覆工コンクリートの場合

鋼製セグメントに二次覆工が施工されている場合で、シールドトンネル軸方向の耐震設計で二次覆工が構造部材として設計されている場合、主桁を鉄筋と見なし、鉄筋コンクリート構造物と同様の扱いで式(5.6-1)を満足するように耐震設計を行うことができる。但し、覆工コンクリートが剥落する場合は鋼製セグメントのみで設計しなければならない。

(b) 鋼製セグメントのみの場合

横断面に生じる軸および曲げ変形に対し、主桁が式(5.6-8)および式(5.6-9)を満足するように耐震設計するものとする。

$$\frac{1}{\alpha_B} \cdot \varepsilon_{BU} \geq \varepsilon_C \quad \dots\dots\dots (5.6-8)$$

$$\alpha_T \cdot \varepsilon_{TY} \geq \varepsilon_T \quad \dots\dots\dots (5.6-9)$$

ここに、

ε_C ：主桁に生じる圧縮ひずみ

ε_{BU} ：主桁の挫屈ひずみ

ε_T ：主桁に生じる引張ひずみ

ε_{TY} ：主桁の降伏引張ひずみ

α_B ：主桁の許容挫屈ひずみを算出する場合の安全係数

α_T ：主桁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 (セグメント間)

「1) RCセグメント構造」の「(b) 継手部」に準ずる。

ii) せん断耐力の照査

(a) 鋼製セグメント+覆工コンクリートの場合

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で、覆工コンクリートを構造部材として扱う場合、横断面内に生じるせん断力に対し、式(5.6-10)を満足するように耐震設計を行うことができる。

$$Q_{DC} \geq Q_{RS} \quad \dots\dots\dots (5.6-10)$$

ここに、

Q_{DC} ：鋼製セグメントと覆工コンクリートの複合構造物のせん断耐力

Q_{RS} ：横断面内の曲げ変形によってセグメント部に生じるせん断力
但し、軸方向の耐震計算もしくは横断方向の軸および曲げ変形の照査で、コン
クリート部材が許容ひずみを越える場合は、鋼製セグメントのみで設計しなけれ
ばならない。

(b) 鋼製セグメント（主桁）

横断面内に生じるせん断力に対し、主桁は式(5.6-11)を満足するように耐震設
計を行うことができる。

$$Q_{DG} \geq Q_{RS} \quad \dots\dots\dots (5.6-11)$$

ここに、

Q_{DG} ：主桁のせん断耐力

Q_{RS} ：横断面内の曲げ変形によってセグメント部に生じるせん断力

(c) 継手部（セグメント間）

「1）RCセグメント構造」の「(b) 継手部」に準ずる。

【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

レベル2地震動に対しては、構造部材の終局限界および用途毎の使用限界状態を考慮し
て照査するものとした。

シールドトンネルの横断方向の主たる構造部材はセグメントとセグメント継手で構成さ
れ、セグメントは鉄筋コンクリート製と鋼製に分類して、その照査について記述した。

照査は、構造系全体の終局変形を算出し、それに対する適切な安全係数を見込む方法が
一般的であるが、地中構造物を応答変位法によって照査する場合、仮想の地盤変形や地盤
ばねの設定が必要とされるとともに、非線形解析が複雑でかつ計算に多大な時間を要する
為、地盤の設計入力変位によって生じる各部材のひずみもしくは耐力を照査することとし
た。

シールドトンネルがRCセグメントで構成されている場合、「道路橋示方書・同解説 V
耐震設計編」平成8年12月（社）日本道路協会に準じ、シールドトンネルに生じる軸力
および曲げモーメントに対してはRCセグメントの許容塑性率に収まるように、また、せん
断力に対してはせん断耐力内に収まるように照査することとした。

シールドトンネルがRCセグメントと二次覆工で構成されている場合は、二次覆工コン
クリートが剥落しない範囲内でその剛性と強度を考慮できるものとする。シールドトンネ
ルが鋼製セグメントと二次覆工で構成されている場合、二次覆工コンクリートが剥離しな
い範囲内でそ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、セグメント継手の
残留変位（目開き量）の照査が必要となる場合がある。さらにトンネル内空の確保のため
に、横断面内の残留変形の照査が必要となることもある。

5. 7 動的解析による照査

耐震設計は応答変位法に基づくことを基本とするが、複雑な地震時挙動が予想される場合は、動的解析により安全性を照査することが望ましい。

トンネル横断方向の動的解析モデルは、解析の目的、解析精度に応じて適切なモデルを設定しなければならない。

動的解析に用いる入力地震動は第3章の設計地震動に基づいて設定する。

【解説】

動的解析は、シールドトンネルの地震時挙動が複雑な場合に用いる。解析法は、地盤と構造物の地震応答を同時に解く2次元FEMが一般的である。表層地盤は地盤の非線形性を考慮した2次元平面ひずみ要素でモデル化し、覆工は5.4と5.5節に示す千鳥組の添接効果、セグメント継手および一次覆工と2次覆工を考慮したはり・ばねでモデル化する。

複雑な地震時挙動が予測されるケースとして、複雑な地形や地層構成等により地盤ひずみが大きくなる場合、トンネルが内部構造物と連成して固有の振動を起こす場合や、双設トンネル、周辺構造物等近接構造物の影響や液状化が発生しやすい地盤などが考えられる。

ただし、地盤のモデル化に際しては、地震動の入力基盤面の設定、地盤の剛性およびひずみ依存特性等の動的土質定数の設定や非線形履歴モデルの選定に十分に配慮するとともに、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。

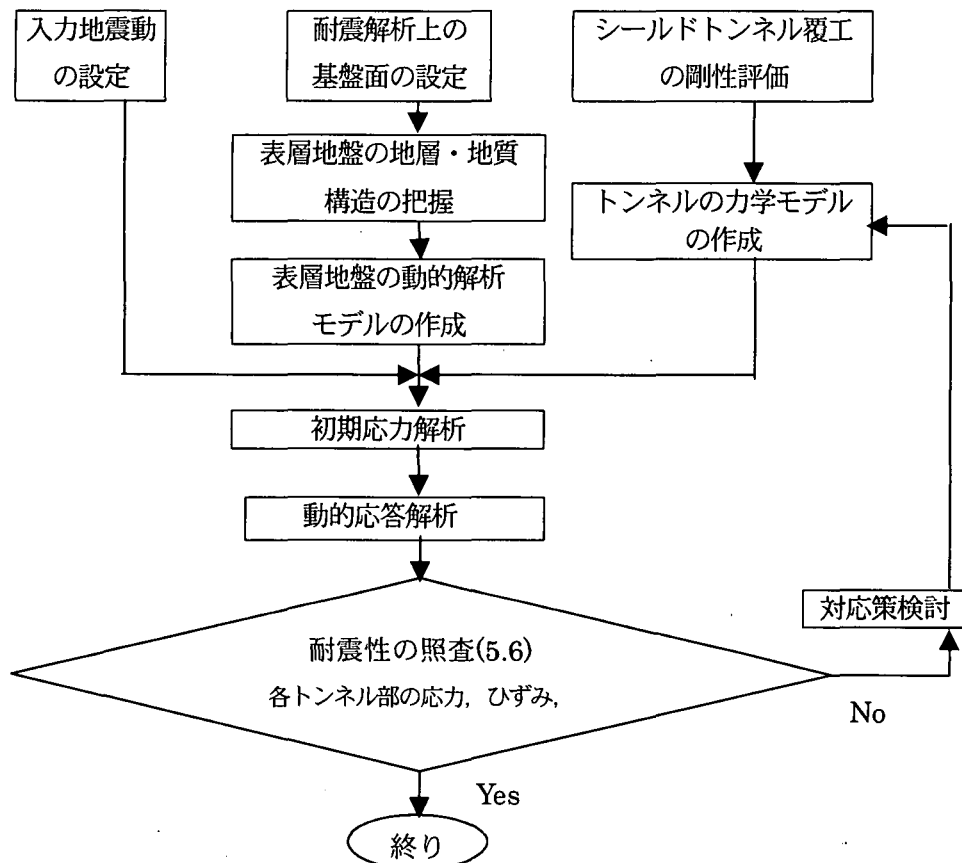


図5.5-1 動的解析による検討フロー

参考文献

- 1) 土木研究所資料, 大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案), 平成4年3月, 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室, 1992.
- 2) 高田至郎・李騰雁・モスタファ: 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, 1998.11
- 3) 李騰雁・尾儀一郎・高田至郎: レベル2地震動に対する地中構造物の耐震計算法に関する研究, 第26回地震工学研究発表会, 2001.8
- 4) 片山・足立他: 地下埋設構造物の実用的な準動的解析法「応答震度法の提案」, 土木学会第40回年次学術研究発表会, pp.737~738, 1985.9
- 5) 大塚・星隈・村井・田中・橘: 地盤慣性力に基づく応答変位法を用いた地下構造物横断方向の耐震設計法, 土木学会第52回年次学術講演会, pp.906~907, 1997.9
- 6) 立石: 静的FEMを用いた地中構造物横断面方向の耐震設計法における地震荷重の作用方法の研究, 土木学会論文集, No529, pp.139~148, 1995.7
- 7) 太田・西田・北嶋・佐藤: 応答変位法を用いた地下構造物の耐震設計について, 第2回阪神・淡路大震災に関する学術論文集, pp.437~444, 1997.1
- 8) 東田 淳, 矢野博彦: シールドトンネル覆工の地震時挙動と耐震化(実物覆工の載荷試験), 土木学会第53回年次学術講演会概要集, pp.364~365, 1998.
- 9) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 平成8年12月, (社)日本道路協会
- 10) 駐車場設計・施工指針同解説, 平成4年11月, (社)日本道路協会, 1992.
- 11) 村上博智・小泉淳: シールド工事用セグメントのセグメント継手の挙動について, 土木学会論文集第296号, pp.73-86, 1980.