

トンネル軸方向の剛性を考慮したシールドトンネルの 断面力解析法

A NUMERICAL METHOD FOR AN ANALYSIS OF SHIELD SEGMENT RINGS UNDER CONSIDERATION OF LONGITUDINAL RIGIDITY

堀地紀行*・平嶋政治**・松下芳亮***・石井恒生****

By Noriyuki HORICHI, Masaharu HIRASHIMA, Yoshiaki MATSUSHITA and Tsuneo ISHII

Experimental studies show that local earth pressure acts on existing shield tunnel, when open cutting or shield tunnelling is performed nearby.

The aim of this paper is to present a numerical method of a pseudo-three dimensional analysis of segment rings under patch loading.

The present method is based on the following assumptions :

- 1) Behavior of shield tunnel in the longitudinal direction is analogous to that a simple beam on elastic foundation.
- 2) Cross-sectional deformation of segment rings under patch loading can be approximately estimated by the cylindrical shell theory.

In view of these assumptions, the longitudinal rigidity of shield tunnel can be replaced by the equivalent spring constant related to the longitudinal deflection.

As a result, bending moment of segment rings with staggered joints is obtained through analyzing circular beams of two ring model supported elastically by the spring.

Keywords: shield tunnel, numerical method, patch loading, pseudo-three dimensional analysis, cylindrical shell theory

1. ま え が き

重要地下構造物が輻輳する都市部において、トンネル掘削時における既設構造物への影響が少ないことや、完成後のトンネル本体の安全性が比較的明確に評価され得ることなどから、シールド工法は都市部における代表的なトンネル工法として発展を遂げてきた。この工法の特徴は、セグメントとよばれるプレキャストブロックを円周方向と軸方向とに継手を介して接続し、覆工体とするもので、特に継手は、円周方向にセグメントを締結するセグメント継手と、構成されたセグメントリングをトンネル軸方向に締結するリング継手とに分類され、しかもこうした継手の挙動が、セグメント本体の剛性とともシールドトンネルの覆工体の力学的特性を決定づける重要な要素となっている。

ここで、シールドトンネルの覆工体の力学的挙動に関する既往の研究報告を整理すると、作用土圧に対するセ

グメントリングの断面力解析に関する研究と、シールドトンネルの軸方向の挙動に関する研究とに大別される。セグメントリングの断面力解析に関する研究は、リングとりわけ継手のモデル化に特徴を有している。その代表的な研究成果を列挙すると以下のように示される。

- (i) セグメント継手の可撓性を考慮して、リング全体の剛性を一様に低下させたモデル（平均剛性一様リング法）^{1),13)}
- (ii) セグメント継手をヒンジとみなしたモデル²⁾
- (iii) セグメント継手を回転ばねとして評価し、リング継手の隣接リングへの添接効果を考慮したモデル³⁾
- (iv) 上記の (iii) のモデルにおいて、リング継手の挙動をせん断ばねとして評価したモデル⁴⁾
- (v) セグメント継手の回転ばねを弾塑性ばねとして評価し、伝達マトリックス法によって定式化したモデル⁵⁾

このように、シールドトンネルのリング解析モデルは、電算機の発達とともに高度化し、リングの耐荷機構をより高精度に把握できるものとなってきた。

一方、軸方向の挙動を扱った研究としては、シールドトンネルを線状地中構造物のはりとみなし、リング継手の剛性低下から、曲げ剛性、軸剛性を誘導し、弾性床上

* 正会員 工修 関西国際空港(株) (前・日本鉄道建設公団) (〒542 大阪市中央区南船場 3-11-10)

** 正会員 工博 早稲田大学教授 土木工学科 (〒160 新宿区大久保 3-4-1)

*** 正会員 東京都地下鉄建設(株) 計画部次長 (前・日本鉄道建設公団) (〒112 文京区小石川 1-15-17)

**** 正会員 日本シールドエンジニアリング(株) 部長 (〒100 千代田区大手町 2-6-2)

のはりとして評価できるとした研究が挙げられる^{6),7)}。さらに上記の分類のほかに、偏荷重作用下におけるシールドトンネルの円周方向の挙動と軸方向の挙動とを同時に着目した研究があり、実際施工されたトンネルの計測結果や、模型実験の結果等から、円周方向と軸方向の変形と応力に関する貴重な資料を提供している^{8)~11)}。

以上、シールドトンネルの構造解析に関する研究成果の概要について紹介したが、都市部における高度地下利用の必要性から、今後ますます需要が見込まれる都市トンネル工事や開削工事において、その近傍に位置する既設シールドトンネルの局所偏荷重状態の問題を取り扱ったリングの断面力解析モデルについては十分な論議が尽くされたとはいいがたく、著者らの知る限りでは前段で紹介した実験的研究^{8),9)}を除いて、ほとんどこうした研究成果は見当たらない。さらに現在提案されているリング解析モデルを拡張するにあたっては、はりとしての軸方向の境界条件を満足させる必要性から、少なくとも数十リングに及ぶ範囲のモデル化が要求され、演算の処理にあたっては、電算機の処理能力や費用といった実用化への問題点が残されている。

本論文においては、①シールドトンネルを線状地中構造物のはりのみとした場合の曲げ剛性に、②円筒シェルとしての断面変形を考慮し、③境界条件としての等価弾性ばねの概念を導入することによって、疑似三次元リング解析モデルを誘導した¹²⁾。さらに数値計算例として、ブラインド型のシールド工法による併設トンネルを取り上げ、従来より定性的に評価されてきた併設シールドトンネルの設計法^{11),13)}に対して、断面力の解析という立場からの評価検討手法の提示を試みた。

2. 解析手法

(1) はり理論による等価弾性ばね定数の誘導

シールドトンネルに局所偏荷重が作用した場合のトンネル軸方向の挙動は、リング継手の可撓性に注目すると、等価剛性率を有する一様な中空円形断面のはりと考えられる。図一に示した断面力と荷重の関係から、はりの基礎微分方程式は、式(1)で与えられる。

$$(EI)_{eq} \cdot V^{iv}(\eta) = P(\eta) \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 $(EI)_{eq}$ ：トンネル軸方向の等価曲げ剛性

$V(\eta)$ ：軸直角方向のたわみ

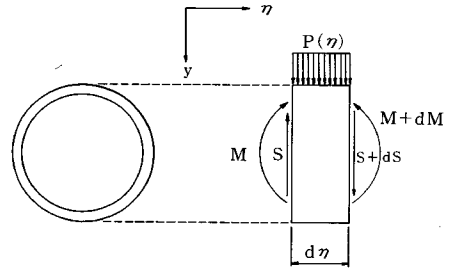
$P(\eta)$ ：軸直角方向の分布荷重強度

η ：部材軸方向の座標軸

$$(\quad)^{iv} = \frac{d^4(\quad)}{d\eta^4}$$

さらに、式(1)は線形の微分方程式であることから、たわみ $V(\eta)$ は容易に式(2)として表わされる。

$$V(\eta) = K^{-1}(\eta) \cdot P(\eta) \dots \dots \dots (2)$$



図一 シールドトンネル軸方向の断面力・荷重関係

式(2)の $K(\eta)$ は、はりの曲げ剛性、境界条件および荷重条件より定まる等価弾性ばね定数と理解できる。さらに、図一に示した曲げモーメント M および $M+dM$ は、はりの断面に対して垂直応力として作用し、中空円形断面のはりの円周方向曲げモーメントに与える影響は微小と考えられる¹⁴⁾。そこで図一の $d\eta$ をセグメントリングの幅にとれば、シールドトンネルにおけるリング継手は、隣接リング間において一方のリングから他方のリングへせん断力と垂直力を伝達し、トンネル全体として考えた場合、軸方向に連続するリングを長大な地中はりとしての変形挙動に拘束する構造要素と位置づけられる。そこでこうした直交異方性三次元構造とみなされるシールドトンネルの解析にあたっては、式(2)で与えられる等価弾性ばね定数 $K(\eta)$ が、局所偏荷重作用時のトンネル軸方向の曲げ剛性と、荷重、境界条件を力学的に等価な線形ばねとして表現したものと理解され、この等価弾性ばね $K(\eta)$ を、分布ばねの形で η の位置にあるリング全周にわたって偏荷重方向に作用させることにより、局所偏荷重作用下の任意の位置におけるリングの断面力解析モデルとしての取り扱いが可能となる。

(2) シェル理論による等価弾性ばね定数の誘導

シールドトンネルの構造解析モデルとりわけ RC 平板タイプのセグメントの場合、セグメントをシェル、セグメント継手を回転ばねとしてリング継手については引張、回転、せん断に作用する複合ばねとした立体円筒シェルモデルがより実体に即した解析モデルであると理解される¹⁵⁾。しかしながら電算機の能力には限界があるため、軸方向の断面力と円周方向の断面力を同時に算出できる立体円筒シェルモデルは、現時点において適用が困難なものとなっている。そこで、シールドトンネルの軸方向の挙動にのみ着目した形のセグメントリングを棒部材、リング継手を複合ばねとしたシールドトンネルの棒構造モデルが提示されている¹⁵⁾。一方、本論文においてはセグメントリングの断面力解析に力点を置く立場から、偏荷重作用域を考えた数十リング程度の構築されたシールドトンネルの一区間に着目し、薄肉ばりの理論における

横方向曲げモーメントの筒状シェルとリブのモデル化の関係が、構築されたシールドトンネルにおけるセグメントリングとリング継手の関係に力学的に等価であることから、セグメントリングを剛性一様なリングと仮定すれば、偏荷重作用域におけるシールドトンネルの数リングは、巨視的には均一な円筒シェルとしてのモデル化が可能となる¹⁴⁾。こうして2.(1)において定義した長大な地中ばりとしての挙動を支配するはり理論による等価弾性ばね定数 $K(\eta)$ に対して、局所的な偏荷重作用域におけるシールドトンネルの断面変形量を支配するシェル理論による等価弾性ばね定数 $K(\xi, \theta)$ が定義されることになる。

そこで、セグメント厚を肉厚とした、円筒シェルの局所偏荷重作用時における解析モデルを考える。円筒シェルの曲げ理論^{16), 17)}より、基礎微分方程式はシェルの長さ ξ と半径 a の比が大きくない場合、式(3)として与えられる。

$$D\Delta\Delta\Delta\Delta W(\xi, \theta) + E a^2 t \frac{\partial^4 W(\xi, \theta)}{\partial \xi^4} = a^4 \Delta P_s(\xi, \theta) \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 D : シェルの曲げ剛性
 $\Delta = \frac{\partial^2}{\partial \xi^2} + \frac{\partial^2}{\partial \theta^2}$, $\xi = \zeta/a$
 $W(\xi, \theta)$: 円筒シェルのたわみ
 ζ : 円筒シェルの軸方向の座標軸
 θ : 中心角
 t : シェルの肉厚
 a : 円筒シェルの半径
 E : ヤング率

$P_s(\xi, \theta)$: 荷重項

式(3)は局所集中荷重に対しても成立する円筒シェルの曲げ変形を支配する基礎微分方程式で、左辺第1項の展開式における $W(\xi, \theta)$ の項と左辺第2項および、右辺の荷重項を周に沿った分布荷重強度(軸対称荷重)にとれば、著名な円筒シェルの曲げ理論¹⁶⁾における4階の常微分基礎方程式を得る。式(3)は線形の微分方程式であり、 $\xi = \zeta/a$ から式(2)と同様にシェル理論による断面変形量を支配する等価弾性ばね定数 $K(\xi, \theta)$ を用いて、式(4)の形で表わすことが可能となる。

$$W(\xi, \theta) = K^{-1}(\xi, \theta) \cdot P_s(\xi, \theta) \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 $K(\xi, \theta)$ は、シェルの曲げ剛性、幾何形状、境界条件、荷重条件によって定まるばね定数で、シールドリングの局所偏荷重による断面変形量を支配する値と理解される。なお、実際のばね定数の評価に際しては、局所集中荷重によるシェル母線上載荷点の最大断面変形量 W_{max} を用いているので、シェル理論による等価弾性ばね定数は、 $K_s(\xi)$ と表記される。

3. リング解析モデルへの適用(等価弾性ばね定数の誘導)

(1) 局所偏荷重の発生と荷重のモデル化

都市部において建設されたシールドトンネルに局所偏荷重が発生するケースは、前節でも若干触れたが、既設トンネルの近傍において開削工事が施工され周辺地山にゆるみが発生する場合や¹⁸⁾、既設トンネルの左右、もしくは上下方向に近接して新トンネルが建設されるといったような、トンネル構築後において他の近接工事など人為的な要因によって、トンネル周辺地山の応力状態が著しく変化した場合と考えられる⁸⁾。こうしたトンネル周辺地山における局所偏荷重の発生のメカニズムについては、併設トンネルの場合すでにシールドトンネルの掘進に伴う周辺地山に与える影響として、実績の多いブラインド型のシールド工法を中心に研究が進められている^{8), 19), 20)}。そうした研究報告から、その主たる要因を整理すると、

- (i) シールド機の切羽山留圧の周辺地山への応力伝播
- (ii) シールド機の掘進に伴う推進力の周辺地山への影響
- (iii) テールボイドへの裏込注入の際の注入圧の周辺地山への影響

のようになる。

橋本⁸⁾は、既設シールドトンネルに対して、上方もしくは下方に隣接してシールド工事を実施した場合の周辺地山の挙動と、それに伴う既設トンネルの応答について詳細な現場計測を行った結果、既設トンネルに作用する負荷土圧分布として三角形分布荷重を与えた。著者らは、本論文中における局所偏荷重を受けるシールドトンネルの数値計算例に用いる荷重モデルとして、軟弱地盤中の併設トンネルにおいては図-2に示す橋本の荷重モデルを、さらに硬質地盤中の近接した併設トンネルにおいては、後続シールドの切羽山留圧の逸散した状態(図-3)を荷重モデルとした²¹⁾。

(2) はり理論による等価弾性ばね定数 $K(\eta)$ の算出

等価弾性ばね定数 $K(\eta)$ は、式(2)のはりの基礎微分方程式により、弾性床の上のはりの理論によって求められる。すなわち、シールドトンネルの軸方向を等価曲げ剛性率を有するはりとし、左右側圧の差分 ΔP を作用荷重として、側方地盤に弾性支持されたトンネルの軸直角方向の変位と荷重強度との関係から等価弾性ばね定数 $K(\eta)$ を求めるもので、その具体的なモデル化については、軟弱地盤中に構築される場合と、硬質地盤中に構築される場合の二例に分けて説明を加える。

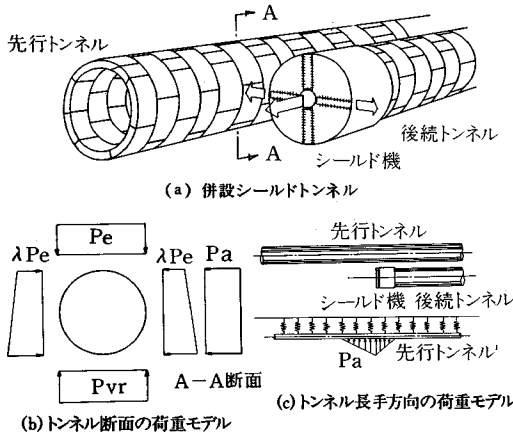


図-2 軟弱地盤における局所偏荷重の発生機構と荷重モデル

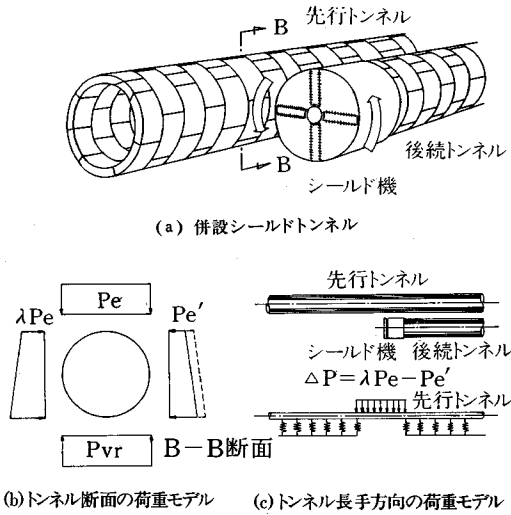


図-3 硬質地盤における局所偏荷重の発生機構と荷重モデル

a) 軟弱地盤中に構築される併設シールドトンネル

一般に併設トンネルの場合、トンネル相互の離間距離はトンネル外径を D_0 とすると、 $1.0 D_0$ 程度の離間距離を確保して計画されることが通例となっている。しかし、最近の都市地下空間の有効利用の観点から、 $0.5 D_0$ 程度の離間距離で施工されるケースも見受けられるようになってきた。 $1.0 D_0$ 以上の離間距離が確保されている場合、経験的に後続トンネル掘削時の先行トンネルに与える影響が少ないこと、一方 $0.5 D_0$ 以下の離間距離の近接した場合には、軟弱地盤において特にトンネル相互干渉による地表面沈下量の増大などから施工をさし控えている²²⁾。こうした理由により、軟弱地盤の併設トンネルにおいては、 $0.5 D_0$ 程度の離間距離について検討することが必要と考えられ、実際の計算にあたっては、この $0.5 D_0$ の離間距離による地中の伝播応力の減衰は無

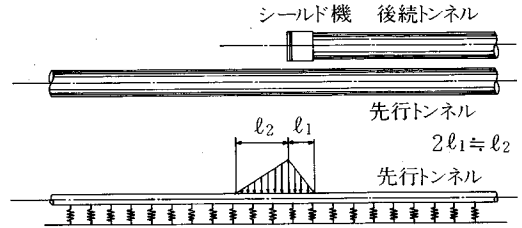


図-4 軟弱地盤におけるシールドトンネルの弾性床土はりモデル

視し、先行トンネルには増加負荷荷重としての後続シールドの山留圧が直接作用するものとした(図-4)。

ここで、等価弾性ばね定数 $K(\eta)$ の算出に用いる弾性床土はりモデルの鉛直方向地盤ばねは、 N 値、 q_u 値換算の地盤ばね定数 (kgf/cm^2) に、トンネル外径 D_0 を乗じた値とした²³⁾。こうして求められたはりの最大変位量 V_{max} と荷重強度 $P(\eta)$ との関係から $K(\eta)$ が求められるが、リング解析に用いられる $K(\eta)$ には、1 リングの幅が考慮される。

b) 硬質地盤中に構築される併設シールドトンネル

硬質地盤においては、離間距離が $0.5 \sim 1.0 D_0$ 程度の場合、先行トンネルの側方地山の強度が十分期待されることなどから、特に併設トンネルとしての問題には至らないと考える。そこで、とかく開口面積を絞りがちな立坑への取付けの際に生ずる $0.1 \sim 0.2 D_0$ の離間距離を対象として、後続トンネル掘削時の先行トンネル側方地山の崩落ケースを硬質地盤中の併設トンネルの検討事例とした^{24), 25)}。この場合、マシントラブルによる後続トンネル山留圧の逸散した状態を想定し、中間地山の崩落を考えると、 $K(\eta)$ 算出のための弾性床土はりモデルに作用させる偏荷重 ΔP は、先行トンネル山側の静止側圧から後続トンネル側の地下水圧を差し引いた値となる(図-5)。なお、 ΔP の分布形状は矩形とし、分布長さはシールド機長と前方地山のゆるみ範囲(マシン直径程度)の和とした。さらに、弾性床土はりモデルの鉛直方向地盤ばねの評価をゼロとした範囲は、上記の ΔP の作用範囲と裏込注入材未硬化域 3m ($1/3$ 日掘進

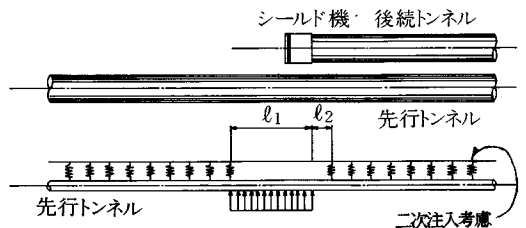


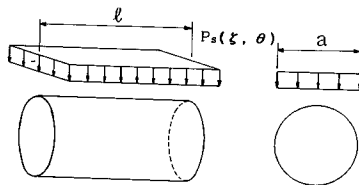
図-5 硬質地盤におけるシールドトンネルの弾性床土はりモデル

長)の和とした(図-5)。以上のような条件により求められたはりの最大変位量 V_{max} と荷重強度 $P(\eta)$ との関係から硬質地盤の併設シールドトンネルの $K(\eta)$ が求められ、1リングの幅を考慮してリング解析に用いる。このように、a)、b)を通じて、等価弾性ばね定数 $K(\eta)$ が求められるが、その仮定としてブラインド型シールド工法による掘削方式に対して、各地盤条件で想定され得る厳しい条件を設定したものであり、設計上安全サイドの評価を行ったことになる。

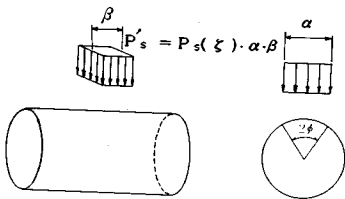
(3) シェル理論により算出される等価弾性ばね定数 $K_s(\xi)$ と、はり理論による等価弾性ばね定数 $K(\eta)$ との重ね合せ

はり理論より求められる等価弾性ばね定数 $K(\eta)$ は、断面剛の仮定に基づく初等はり理論によって導かれるが、一般にシールドトンネルは、作用土荷重によるセグメント継手の目開きなどから、断面変形が生じていると考えられる。著者らは、局所偏荷重によって生ずるシェル母線上の荷重点における最大たわみ量 W_{max} より、シェル理論による等価弾性ばね定数 $K_s(\xi)$ を求めた。ここで、 W_{max} の算出にあたっては、次のような荷重のモデル化とトンネル剛性の仮定を設けた。

- (i) 局所偏荷重作用区間のシールドトンネルを、セグメント単体と同一の肉厚をもった完全剛性一様な円筒シェルと仮定する。
- (ii) 局所偏荷重の作用区間を圧縮し、図-6に示す局所集中荷重として作用させる。さらに荷重の分布角度については、 $2\phi (=60^\circ)$ 程度と評価した²⁶⁾。すなわち、 $P_s(\xi, \theta) \cdot \alpha \cdot l = P_s(\xi) \cdot \alpha \cdot \beta$ 。
- (iii) 円筒シェルの境界条件は、局所偏荷重作用区間の前後が比較的安定した地山によって支持されていることから、両端閉断面を有する単純支持された円筒シェルにみなせるとした。ここで、



(a) シェルに作用する荷重



(b) 荷重のモデル化

図-6 シェル理論による断面変形量算出のためのモデル

シェルの長さ l は、局所偏荷重の作用区間長とした。

以上のような条件を設定することによって、局所偏荷重を受けるシールドトンネルは、近似的に円筒シェルの局所集中荷重の問題としての扱いが可能となる。ここで局所集中荷重を受ける円筒シェルの母線上の最大たわみ量 W_{max} は、文献27)によれば、式(5)のように与えられる。

$$W_{max} = \frac{P_s(\xi) \cdot \alpha \cdot \beta}{E \cdot r} \left[0.48 \left(\frac{l}{r} \right)^{0.5} \cdot \left(\frac{r}{t} \right)^{2.22} \right] \dots \dots \dots (5)$$

ここに、

- $P_s(\xi) \cdot \alpha \cdot \beta$: 局所集中荷重、すなわち P'_s (図-6) 参照
- r : シェルの半径
- l : シェルの長さ
- t : シェルの肉厚
- E : ヤング率

このようにして求められた最大たわみ量 W_{max} と、局所集中荷重強度 $P_s(\xi)$ との関係からシェル理論による断面変形量を支配する等価弾性ばね定数 $K_s(\xi)$ が求められる。図-7による η と ξ との関係から $K_s(\xi)$ 、 $P_s(\xi)$ は、 η の関数として $K_s(\eta)$ 、 $P_s(\eta)$ として表わされ、すでに求められたはり理論によるたわみ $V(\eta)$ と等価弾性ばね定数 $K_s(\eta)$ を用いて式(6)で、はり理論を拡張した形の断面変形量を考慮した等価弾性ばね定数 $K_{sb}(\eta)$ を算出する。ここで、シェルモデルによるはりとしてのたわみは、シェルの長さ l と半径 r との比から微小となり、断面変形量が卓越すると考えられる。なお、 W_{max} と $K_s(\eta)$ との関係は $P_s(\eta)$ を用いて $W_{max} \cdot K_s(\eta) \cdot \alpha \cdot \beta = P_s(\eta) \cdot \alpha \cdot \beta$ となる。

$$K_{sb}(\eta) = \frac{P(\eta) \cdot \Delta \eta}{V(\eta) + W_{max}} = \frac{P(\eta) \cdot \Delta \eta}{V(\eta) + P'_s / K_s(\eta) \cdot \alpha \cdot \beta} \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 $V(\eta)$: はり理論より求められるたわみ量

W_{max} : シェル母線上の最大たわみ量

$P(\eta)$: はりモデルに用いた分布荷重強度

P'_s : 図-6(b)の関係の局所集中荷重

$K_s(\eta)$: シェル理論による等価弾性ばね定数

$K_{sb}(\eta)$: はり理論を拡張した断面変形考慮の等価弾性ばね定数

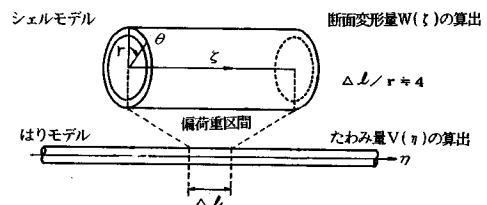


図-7 はり理論とシェル理論の重ね合せ

$\Delta\eta$: セグメントリングの幅

式(6)において, 分母の第2項 $P_s^*/K_s(\eta) \cdot \alpha \cdot \beta$ は近似的にシェル理論によるシェル母線上の最大断面変形量を表わし, 断面剛の仮定 $K_s(\eta) = \infty$ をとれば, はり理論による等価弾性ばね定数 $K(\eta)$ と基本的に一致する. なお, リング解析に用いるはり理論を拡張した等価弾性ばね定数 $K_{sb}(\eta)$ は, 工学的な安全側を考慮して, 式(6)の $V(\eta)$ に, はりの最大たわみ量 V_{max} を用いて求めることとした.

4. 等価弾性ばね定数 $K(\eta)$, $K_{sb}(\eta)$ のリング解析モデルへの適用

局所偏荷重が発生する前の作用土圧に対して, シールドトンネルの耐荷機構は, トンネル断面のセグメントの剛性と, 継手の効果に依存している. 一方, シールドトンネルの軸方向の曲げ変形は, 局所偏荷重の発生と同時に生じ, その際, 円周方向応力の軸方向応力への配分が行われることから, リング解析に用いる等価弾性ばねも数値計算上, 局所偏荷重の作用方向に一致するととしてさしつかえないとした. ここで, 等価弾性ばねのリング断面内の分布については, 文献26)のリングの載荷試験結果を参考に図-8の形で, 分布角 $2\phi (=60^\circ)$ の範囲には断面変形を考慮した等価弾性ばね $K_{sb}(\eta)$ を, 残り 300° の範囲には, はり理論より求められる等価弾性ばね $K(\eta)$ を作用させた. なお, シールドトンネルのリング解析モデルは, 図-8に示すセグメント継手の可撓性と, リング継手の隣接セグメントへの添接効果を含んばねとして考慮した立体骨組構造モデルとした.

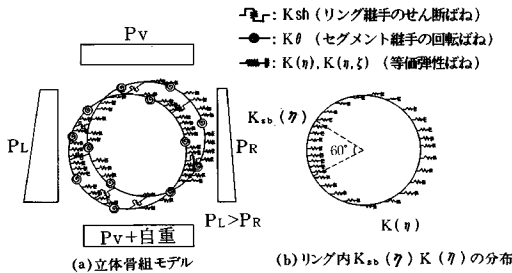


図-8 局所偏荷重を受けるセグメントリングの解析モデル

5. 数値計算例

計算例として図-9に示すセグメントリングにおいて, 断面の諸量としては表-1に示した2リング1サイクル千鳥組のセグメントリングを取り扱う.

(1) 軟弱地盤中の併設シールドトンネル

図-10および表-2に示す荷重条件において, はり理論による等価弾性ばね定数 $K(\eta)$ は図-11に示す等価

表-1 セグメントの諸量

E (セグメントのヤング率)	3.5×10^4 tf/m ²
rc (セグメントの単位重量)	2.5 tf/m ³
セグメント幅	1.0 m
セグメント厚さ	0.3 m
リングの分割数	7ピース
セグメントの分割角	$57^\circ 36'$
Kセグメントの分割角	$14^\circ 24'$
Kセグメントの振角	$43^\circ 12'$

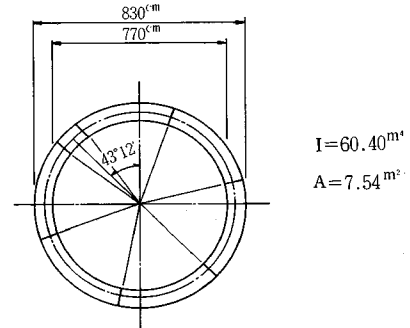


図-9 セグメントの断面形状

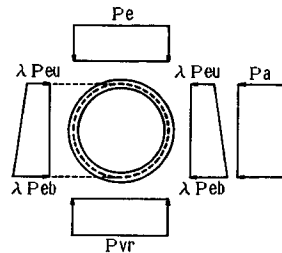


図-10 軟弱地盤における作用荷重

表-2 軟弱地盤の荷重条件等

土被り	10.0 m
土の単位重量	1.8tf/m ³
Pe	18.0tf/m
λ	0.65
$\lambda \cdot Pe_u$	11.9tf/m
$\lambda \cdot Pe_b$	21.2tf/m
Pa	15.0tf/m
Pvr	Pe + 自重
Ksh	18000tf/m

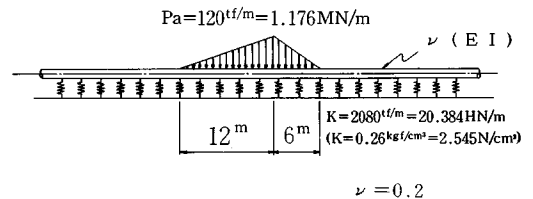


図-11 軟弱地盤の数値計算に用いた弾性床はりモデル

曲げ剛性率 $\nu = 0.2^{(6), (7), (28)}$ とした弾性床はりモデルの最大たわみ量 $V_{max} = 14.4$ mm から $K(\eta) = 7812.5$ tf/m (76.5 MN/m) として求められる. 一方シェル理論によって求められる局所偏荷重による円筒シェルとしての最大たわみ量 $W_{max} = 24.6$ mm から, 式(6)を用いた $V_{max} = 14.4$ mm との重ね合せにより $K_{sb}(\eta)$ は 2884.6 tf/m (28.2 MN/m) となる. 演算の処理にあたっては, リング全周 100 節点に対して $K(\eta)$, $K_{sb}(\eta)$ をそれぞれ分布ばねの形として図-8に示すように, 偏荷重領域の $2\phi (=60^\circ)$ には $K_{sb}(\eta)$ を, 残り 300°

の範囲に対しては $K(\eta)$ を作用させた。上記の条件によって数値計算を行った結果、断面設計に必要なセグメントリングの曲げモーメントは図-12に示される。ここで図中の(○—○)は、 $K_{sb}(\eta)$ を配したシェル理論による断面変形を考慮した場合の先行トンネルの曲げモーメントの値であり、(▲—▲)は、はり理論による $K(\eta)$ のみをリング全周に作用させた場合の曲げモーメントの値である。両者の値を比較すると、ともに同様な曲げモーメントの分布形状をとるものの、断面変形を考慮した $K_{sb}(\eta)$ による値は、各ピークの曲げモーメントにおいて $K(\eta)$ の値を約100%程度増幅させた状況を示し、特に最大曲げモーメントを与える $\phi=90^\circ$ 付近では、 $K(\eta)$ の値の2.2倍にあたる $27 \text{ tf}\cdot\text{m}$ ($265 \text{ KN}\cdot\text{m}$) を与えた。このように断面変形を考慮した等価弾性ばね定数 $K_{sb}(\eta)$ を作用させたリング解析モデルによる数値計算の結果は、与えられた荷重条件との対応、ならびにはり理論による等価弾性ばね定数 $K(\eta)$ のみを配した解析結果との比較、さらには既往の代表的な研究成果である橋本⁸⁾や、山本ら⁹⁾の報告におけるセグメントリングの変形特性との対比などから、局所偏荷重作用下のセグメントリングの断面力の状況を、本報告で示した断面変形を考慮した等価弾性ばね定数を用いて評価

できることがわかった。

図-13には、国鉄シールド指針(案)に準拠し $0.5 D_0$ の併設間隔から上載荷重を50%増加させ、側圧についても同様に比例増加させて計算を行った結果を(●—●)として示すとともに、その対比として単線状態のセグメントリングの曲げモーメントの値を(■—■)として与えた。両者の値を比較すると、最大曲げモーメントの値はほぼ同じ $10 \text{ tf}\cdot\text{m}$ ($98 \text{ KN}\cdot\text{m}$) 程度を示し、軸力において45%程度国鉄シールド指針(案)が大きくなった。この計算例のように側圧係数 λ の値を比較的大きくとした場合、国鉄シールド指針(案)によって計算された値は、併設トンネルとしての影響を曲げモーメントの増加としてではなく、むしろ軸力の増加として評価するため、設計にあたっては軸力の増加に対する圧縮鉄筋の補強等を講じるが、後続トンネル掘削の影響として発生する偏荷重による曲げモーメントに対しては考慮されず、結果として曲げ引張りに対する補強不足も懸念されるところとなる。

以上の計算結果は、セグメント継手の回転ばね定数 K_θ を $5000 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{rad}$ ($49 \text{ MN}\cdot\text{m}/\text{rad}$) として処理を行ったものであるが、図-14にはシェル理論による断面変形を考慮した等価弾性ばね定数 $K_{sb}(\eta)$ を作用させたリング解析モデルにおいて、セグメント継手の回転ばね定数 K_θ を変化させた場合の計算結果を示す。ここで K_θ の値としては外径 8.3 m 規模としては標準的な $5000 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{rad}$ ($49 \text{ MN}\cdot\text{m}/\text{rad}$) を中心に、締結力のきわめて強い $K_\theta=15000 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{rad}$ ($147 \text{ MN}\cdot\text{m}/\text{rad}$) と柔結合な $1000 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{rad}$ ($9.8 \text{ MN}\cdot\text{m}/\text{rad}$) の3ケースとして、 K_θ の値の変動に伴うセグメントリングの曲げモーメントの挙動について検討を行った。図-14中の(△—△)は $K_\theta=1000 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{rad}$ ($9.8 \text{ MN}\cdot\text{m}/\text{rad}$)、(○—○)は $K_\theta=5000 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{rad}$ ($49 \text{ MN}\cdot\text{m}/\text{rad}$)、(□—□)は $K_\theta=15000 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{rad}$ ($147 \text{ MN}\cdot\text{m}/\text{rad}$) の値を表わしている。3ケースとも曲げモーメントの値は同様な分布形状を示すものの、 $K_\theta=1000 \text{ tf}\cdot\text{m}/\text{rad}$ ($9.8 \text{ MN}\cdot\text{m}/\text{rad}$) の値は

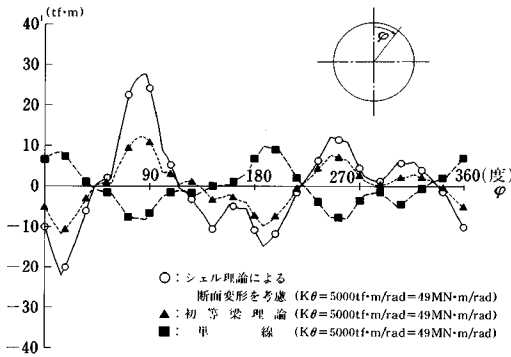


図-12 軟弱地盤における数値計算結果

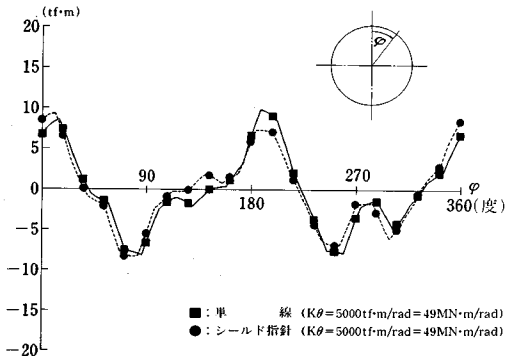


図-13 軟弱地盤における数値計算結果

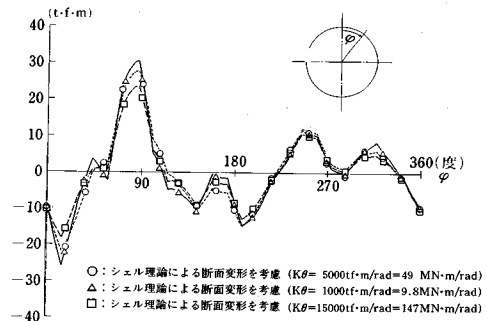


図-14 軟弱地盤における数値計算結果

曲げモーメントの変動幅が大きく、一方 $K_{\theta}=15000 \text{ tf}\cdot\text{m/rad}$ ($147 \text{ MN}\cdot\text{m/rad}$) における曲げモーメントの値は変動幅の小さなものとなっている。各ケースにおける最大曲げモーメントは $\phi=90^{\circ}$ 付近で発生し、 $K_{\theta}=5000 \text{ tf}\cdot\text{m/rad}$ ($49 \text{ MN}\cdot\text{m/rad}$) における最大曲げモーメント $31 \text{ tf}\cdot\text{m}$ ($303.18 \text{ KN}\cdot\text{m}$) を中心に、 $K_{\theta}=1000 \text{ tf}\cdot\text{m/rad}$ ($9.8 \text{ MN}\cdot\text{m/rad}$) では約 10% 程度増加した $34.5 \text{ tf}\cdot\text{m}$ ($338.1 \text{ KN}\cdot\text{m}$)、 $K_{\theta}=15000 \text{ tf}\cdot\text{m/rad}$ ($147 \text{ MN}\cdot\text{m/rad}$) では 13% 程度減少した $27.0 \text{ tf}\cdot\text{m}$ ($264.6 \text{ KN}\cdot\text{m}$) となった。セグメント継手の回転ばね定数 K_{θ} をパラメーターとした数値計算の結果から、セグメント継手の回転ばね定数の変化がセグメントリングの曲げモーメントに与える影響は比較的小さなものとなり、この結果から併設トンネルの設計において、セグメント本体の補強と一体で行われるセグメント継手の補強については必ずしも有効な手段とはいいがたく、むしろ等価弾性ばね定数 $K(\eta)$ を増加させる方向に作用するリング継手の補強について考慮する必要があるものとする。

(2) 硬質地盤中の併設シールドトンネル

断面の諸量としては、5.(1)と同様に表-1に示した2リング1サイクル千鳥組のセグメントリングを取り扱う。図-15および表-3に示す荷重条件から、はり理論による等価弾性ばね定数 $K(\eta)$ は図-16に示す弾性床はりモデルの最大たわみ量 $V_{\max}=7.6 \text{ mm}$ から $K(\eta)=20000 \text{ tf/m}$ (196 MN/m) が与えられる。なお、弾性床はりモデルの等価曲げ剛性率は、5.(1)と同様に $\nu=0.2$ とした。

さらにシェル理論より求められる局所偏荷重による最大たわみ量 $W_{\max}=38.3 \text{ mm}$ とはりモデルの最大たわみ

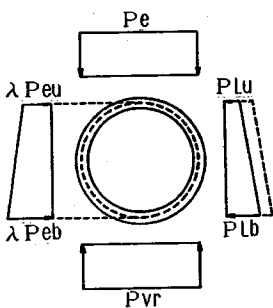


図-15 硬質地盤における作用荷重

表-3 硬質地盤の荷重条件等

土被り	25.0 m
土の単位重量	1.56tf/m ³
地下水位	GL-19 m
Pe	45.0tf/m
λ	0.45
λ・Peu	23.8tf/m
λ・Peb	34.7tf/m
PLu	6.2tf/m
PLb	14.2tf/m
Pvr	Pe+自重
Ksh	18000tf/m

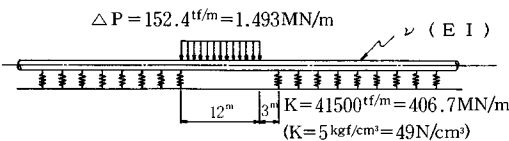


図-16 硬質地盤の数値計算に用いた弾性床はりモデル

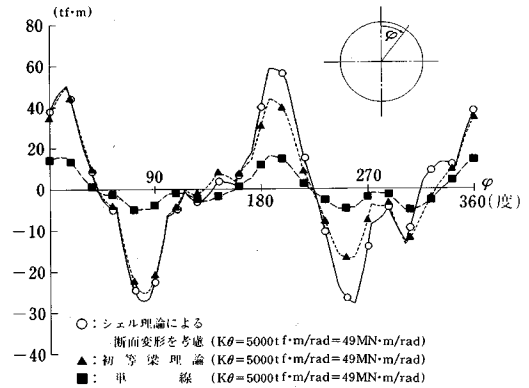


図-17 硬質地盤における数値計算結果

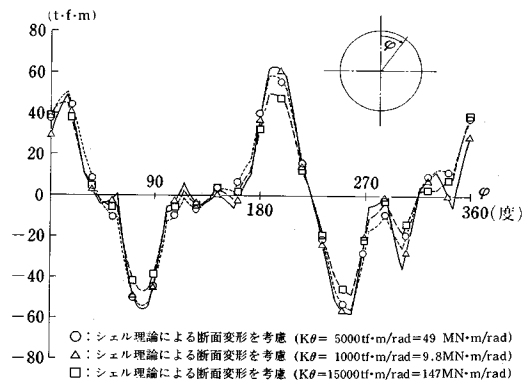


図-18 硬質地盤における数値計算結果

量 $V_{\max}=7.6 \text{ mm}$ から、式(7)を用いた重ね合せによって $K_{sb}(\eta)=3320 \text{ tf/m}$ (33 MN/m) が得られる。演算の処理にあたっては、5.(1)と同様、偏荷重領域の $2\phi (=60^{\circ})$ には $K_{sb}(\eta)$ を、残り 300° の範囲には $K(\eta)$ を分布ばねの形で作用させた(図-8)。セグメントリングの曲げモーメントは図-17によって示され、図中の(○—○)は、 $K_{sb}(\eta)$ を配したシェル理論による断面変形を考慮した場合の先行トンネルの曲げモーメントの値であり、(▲—▲)は、はり理論による $K(\eta)$ のみをリング全周に作用させた場合の曲げモーメントの値である。両者の値を比較すると、曲げモーメントの分布状況は同様な形態をとるものの、最大曲げモーメントは $K(\eta)$ の値の $51 \text{ tf}\cdot\text{m}$ ($500 \text{ KN}\cdot\text{m}$) に対して、シェル理論による断面変形を考慮した場合は、 $59 \text{ tf}\cdot\text{m}$ ($578 \text{ KN}\cdot\text{m}$) と約 20% 程度増加した値を示した。

なお、図中の(■—■)は、単線状態の曲げモーメントを示している。図-18は、シェル理論による断面変形を考慮した等価弾性ばね定数を配したリング解析モデルにおいて、セグメント継手の回転ばね定数 K_{θ} を変化した場合のセグメントリングの曲げモーメントの値を示したもので、パラメーターの値は、5.(1)と同様に

$K_0 = 5000 \text{ tf} \cdot \text{m/rad}$ ($49 \text{ MN} \cdot \text{m/rad}$) を中心に、 $K_0 = 15000 \text{ tf} \cdot \text{m/rad}$ ($147 \text{ MN} \cdot \text{m/rad}$) と $K_0 = 1000 \text{ tf} \cdot \text{m/rad}$ ($9.8 \text{ MN} \cdot \text{m/rad}$) の3ケースとした。なお、図中の ($\triangle-\triangle$) は K_0 を $1000 \text{ tf} \cdot \text{m/rad}$ ($9.8 \text{ MN} \cdot \text{m/rad}$)、($\bigcirc-\bigcirc$) は K_0 を $5000 \text{ tf} \cdot \text{m/rad}$ ($49 \text{ MN} \cdot \text{m/rad}$)、($\square-\square$) は K_0 を $15000 \text{ tf} \cdot \text{m/rad}$ ($147 \text{ MN} \cdot \text{m/rad}$) とした場合における値である。

各ケースにおける最大曲げモーメントは、 $\phi = 180^\circ$ 付近で発生し、 $K_0 = 5000 \text{ tf} \cdot \text{m/rad}$ ($49 \text{ MN} \cdot \text{m/rad}$) の最大曲げモーメント $59 \text{ tf} \cdot \text{m}$ ($578.7 \text{ KN} \cdot \text{m}$) に対して、 $K_0 = 15000 \text{ tf} \cdot \text{m/rad}$ ($147 \text{ MN} \cdot \text{m/rad}$) では約15%程度減少した $50 \text{ tf} \cdot \text{m}$ ($490 \text{ KN} \cdot \text{m}$) であり、 $K_0 = 1000 \text{ tf} \cdot \text{m/rad}$ ($9.8 \text{ MN} \cdot \text{m/rad}$) では約6%程度増加した $63 \text{ tf} \cdot \text{m}$ ($617.4 \text{ KN} \cdot \text{m}$) となった。セグメント継手の回転ばね定数 K_0 をパラメーターとした数値計算からは、セグメント継手の回転ばね定数の変化が、セグメントリングの曲げモーメントに与える影響が比較的小さなものであるということがいえる。この結果から併設トンネルの設計においては、セグメント本体の補強と一体で扱われる断面強化の意味からなされるセグメント継手の補強については必ずしも効果的な手段とはいいがたい。5. (1) と同様シールドトンネルの等価曲げ剛性率 ν を増加させ^{6),7)}、はり理論より求められる等価弾性ばね定数 $K(\eta)$ を増大させる方向に作用するリング継手の補強を行う方が効果的と思われる。

6. ま と め

本研究は、シールドトンネルにおける局所偏荷重作用時の断面力を、トンネル軸方向の剛性を考慮することによって疑似三次元解析として求めたものである。リング解析モデルの誘導にあたっては、シールドトンネルの軸方向を等価曲げ剛性率を有するはりのみとし、局所偏荷重作用区間のシールドトンネルをセグメント厚を肉厚とした均一な円筒シェルと仮定するとともに、偏荷重についても局所集中荷重として評価したが、実務的な立場においてはセグメントリングの断面力に対する一評価法を示すことができたものと考えている。さらに数値計算例としては、硬質地盤中および軟弱地盤中に構築される併設シールドトンネルを設定し、セグメントリングの曲げモーメントの挙動について考察を加えたものである。ここで得られた知見をまとめると以下のようになる。

(1) 硬質地盤における計算例として採用した荷重条件では、通常行われるシールドトンネルの断面力解析の場合、解析モデルは構造力学上外的不安定となるが、トンネル軸方向の剛性を評価した疑似三次元解析では、等価弾性ばねの概念を導入することによって、この種の問題は解消されることになる。これは地山の地盤反力がほ

とんど期待でき得ない、きわめて軟弱な地盤中に構築される併設シールドトンネルの場合においても同様と考える。

(2) シェル理論によって導かれる等価弾性ばね定数 $K_{sb}(\eta)$ を導入した場合の数値計算の結果を、はり理論によって導かれる $K(\eta)$ のみを作用させた場合の計算の結果と対比すると、軟弱地盤中における併設トンネルの場合、セグメントリングの最大曲げモーメントは120%程度 $K_{sb}(\eta)$ を導入した場合の計算結果が上回った。同様に、硬質地盤中における併設トンネルの場合、最大曲げモーメントは20%程度 $K_{sb}(\eta)$ を導入した計算結果が上回った。両者の増加比率の差については、荷重条件および地山の支持力などの相違から等価弾性ばね定数 $K(\eta)$ と $K_{sb}(\eta)$ との差分に変化が生じたこと、作用荷重の違い等が考えられる。

シェル理論による断面変形を考慮した等価弾性ばね定数 $K_{sb}(\eta)$ を導入した解析モデルと、はり理論より誘導される $K(\eta)$ のみを作用させた解析モデルとの比較では、構造力学の観点において深度化が計られ、かつ数値計算の結果として設計上安全側を与えるシェル理論による $K_{sb}(\eta)$ を導入した解析手法が、実務における設計検討においてはより妥当性をもった結果を与えるものとする。

なお、算出された値に対する実務的な対応としては、トンネルに常時荷重を作用させた場合と異なり、後続トンネルの掘削時の臨界状態を考慮したものであることから、仮設時における許容応力の割増しなどを考慮して評価されるべきものとする。

(3) 既往の併設シールドトンネルの評価法においては、トンネル相互の離間距離が $0.5 D_0$ (D_0 : トンネル外径) までと限定され、かつ鉛直土荷重が離間距離に従って増加するものとされているが¹⁾、この方法によって算出された数値計算の結果は、セグメントリングの曲げモーメントの増加としてではなく、むしろ軸力の増加として表現される。今回の等価弾性ばねによる方法はトンネル軸方向と断面内に作用する荷重が与えられれば、比較的簡単な電算処理によって数値計算が可能となり、計算の結果についても設定された荷重条件に対応した曲げモーメントの増加として表現されるため、セグメントならびに継手に対して適切な補強が可能と考える。

(4) シェル理論による等価弾性ばね定数 $K_{sb}(\eta)$ を導入した解析モデルによる数値計算の結果において、セグメント継手の回転ばね定数 K_0 の変化に伴うセグメントリングの発生曲げモーメントに与える影響は比較的小さなものととなり、シールドトンネルにおける併設ならびに近傍掘削時のセグメント継手の補強については必ずしも有効な手段とはいいがたく、むしろ等価弾性ばね定

数 $K(\eta)$ の増加として作用するリング継手の補強について考慮すべきと考える。

7. あとがき

以上のようにシールドトンネルの軸方向の剛性を、トンネル軸方向については長大な地中ばりとして評価し、さらに局所的な偏荷重が作用する区間については均一な円筒シェルと仮定することによって、偏荷重作用下のセグメントリングの断面力の状態を説明し得る一連の解析モデルの提示ができたものと考えている。しかしながら、電算機の容量については制約が想定されるものの、等価剛性率を有する地中ばりとみなしたモデルについては、解析上の着目区間に棒構造モデル¹⁵⁾を配置し、さらに偏荷重作用域についてモデル化した均一な円筒シェルの着目リングの位置には、立体シェル構造モデル¹⁵⁾を挿入することによって等価弾性ばね定数を求め、境界条件として立体シェル構造モデルに取り込めば、より高精度の解析が可能であろう。一方、シールドトンネルが地中構造物であることから実際の地山の挙動に即した解析上の諸係数についても十分な吟味が必要と思われる。今後機会を得てこの点についても報告したいと考えている。

最後に、本研究における数値計算例において硬質地盤中の併設トンネルの近接施工は、著者の一人が日本鉄道建設公団東京支社在勤中に京葉部心線の実務において実際に直面した問題でもある。当時、担当部長であった須賀 武氏、同じく担当課長であった森藤真治氏、ならびに関係各位に感謝の意を表します。

さらに本論文のとりまとめにあたり、ご指導いただいた早稲田大学理工学部の依田照彦教授、ならびに数々の貴重なご意見をいただいた同 村上博智教授、東洋大学工学部の小泉 淳助教授に深甚の謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 日本国有鉄道・日本鉄道施設協会：シールドトンネルの設計施工指針（案），pp.99～101，1977.
- 2) 山本 稔・遠藤浩三・福井正憲：多ヒンジ系セグメントリングの設計計算法，土木学会論文報告集，No.150，1968. 2.
- 3) 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.272，1978. 4.
- 4) 河田博之・池田重樹：12.66 mの超大型シールドトンネル，トンネルと地下，1980. 10.
- 5) 臼木恒雄：伝達マトリックス法による千鳥組セグメントリングの一解析法，土木学会論文集，No.380，1987. 4.
- 6) 西野健三・吉田和夫・小泉 淳：シールドトンネル縦断方向の現場載荷試験とその考察，土木学会論文集，No.376，1986. 12.
- 7) 川島一彦・大日方尚己・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，Vol.28-5，1986. 5.
- 8) 橋本定男：軟弱地盤における上下隣接シールド施工の実態と計測結果について，土木学会論文集，No.352，1984. 12.
- 9) 山本 稔・中村通敏・大塚孝義・石井敏之：鋼製セグメントライニングのトンネルチューブとしての剛性について，トンネルと地下，1986. 8.
- 10) 鳥取孝雄：地盤沈下の影響を考慮したシールドトンネルの設計，構造物設計資料，No.54，1978. 6.
- 11) 土山茂希・入川 誠・加藤教吉：シールドトンネル模型の曲げ試験，土木学会第41回年次学術講演会，Ⅲ-412，1986. 11.
- 12) 堀地紀行・松下芳亮・小泉 淳：長手方向の剛性を考慮した局所偏荷重をうけるシールドトンネルのリング解析モデルについて，土木学会第42回年次学術講演会，Ⅲ-294.
- 13) 土木学会：トンネル標準示方書（シールド編），pp.42～43，1986.
- 14) たとえば，V.Z. ウラソフ著，奥村敏恵ほか訳：薄肉弾性ばりの理論，技報堂，pp.109～116，1967.
- 15) 小泉 淳・村上博智・西野健三：シールドトンネルの軸方向特性のモデル化について，土木学会論文集，No.394，1988. 6.
- 16) Timoshenko, S. and Woinowsky-Krieger, S. : Theory of Plates and Shells, Second Edition, McGraw-Hill, New York, pp.439～495, 1959.
- 17) Flügge, W. : Stresses in Shells, Springer, Berlin, pp.247～260, 1960.
- 18) 百瀬 巖・藤沢一夫：地下鉄めがね型シールド駅と隣接ビルとの競合施工，基礎工，1980. 9.
- 19) 平田武弘・有留靖朗・市川裕一：土圧系シールドにおける軟弱地盤の挙動と施工管理，トンネルと地下，1983. 7.
- 20) 大門信之・橋本美武：軟弱地盤の精密工場下を掘進，トンネルと地下，1986. 7.
- 21) 堀地紀行・鳥取孝雄・小泉 淳：併設シールドトンネルにおける縦断方向の剛性を考慮した検討手法について，土木学会第41回年次学術講演会，Ⅲ-425.
- 22) 藤井進一・鈴木恒雄・堀地紀行・坂元義人：軟弱粘性土地盤における併設シールドトンネルの地表面沈下予測解析，土木学会第41回年次学術講演会，Ⅲ-422.
- 23) 日本国有鉄道：建造物設計標準解説，抗土圧構造物，基礎構造物，p.73，157～158，1986.
- 24) 斎藤信吾・須賀 武・森藤真治：超近接単線並列シールドトンネルの設計・施工，土木学会第42回年次学術講演会，Ⅲ-265.
- 25) 町田茂一・須賀 武・森藤真治：単線並列シールドトンネルの超近接影響予測，土木学会第42回年次学術講演会，Ⅲ-264.
- 26) 中野雅弘・梶尾雄吾・滝口正洋・西岡尚夫：円形立坑開口部周辺の応力分布状態，土木学会論文集，No.356，1985. 4.
- 27) 土木学会：構造力学公式集，土木学会，p.391，1974.
- 28) 内海稔郎・堀地紀行・水谷 進：トンネル周辺地山の拘束効果を考慮したシールドトンネルの縦断方向の検討について，土木学会第42回年次学術講演会，Ⅲ-293.

(1988.9.22・受付)