継手の効果とひびわれの影響を考慮した トンネル縦断方向の耐震設計法

田中　努[1]・鈴木　猛康[2]

[1]フェロー会員 エイト日本技術開発 東京支社 保全･耐震･防災部（〒164-8601 東京都中野区本町 5-33-11）
E-mail : tanaka-tsu@ej-hds.co.jp
[2]フェロー会員 山梨大学教授 医学工学総合研究部社会システム工学系（〒400-8511 山梨県甲府市武田 4-3-11）
E-mail : takeyasu@yamanashi.ac.jp

本論文は、シールド工法や開削工法で建設される都市トンネルの縦断方向の耐震問題をテーマにしている。筆者らは、過去に、継手周囲の地盤のせん断抵抗力により継手の剛性が設計より大きくなること、トンネル覆工のひびわれ発生後の剛性を考慮した場合の地盤ひずみの増加に伴う覆工の状態変化を示した．本論文では、継手周囲の地盤のせん断抵抗を物理的に解釈して、トンネルの周囲 15cm 程度の厚さのせん断抵抗力として評価できることを示した。また、実トンネルを例にこれらの影響の現れ方を示し，これらの影響を考慮したトンネル縦断方向の耐震設計法の流れをとりまとめた.

Key Words : *Tunnel, Longitudinal direction, Seismic design, Lining cracks, Stiffness ,Joint*

1. はじめに

トンネル縦断方向の耐震性は，地下水位下に構築される都市トンネルには重要な性能である．特に水底に構築される沈埋トンネルでは，浸水は致命傷となるため，函体間の継手剛性をコントロールして，変位吸収により函体の縦断方向の引張力を軽減させると共に，変位を制限して止水性を確保する．そのため函体の縦断方向鉄筋や鋼殻の鋼板を抵抗部材として設計し，耐震性を確保している[1) 2)]．

逆に，シールドトンネルでは，1m 程度の間隔でリング継手が存在し，リング継手の剛性がセグメントに比べて十分小さいため，セグメント幅分の地盤ひずみがリング継手に集中すると考え，リング継手の止水性と継手金物の安全性を確保している[3) 4)]．

一方，開削トンネルは，基本的にはコンクリートを連続して打設する継手のない構造であり，古くは，トンネル縦断方向の耐震性を確保するために，縦断方向鉄筋の量を増加させる耐震対策が行われた．地盤急変部を通過する場合は，延長 20m 程度毎のコンクリートの施工目地を伸縮可能な構造に変え，止水性を確保しつつ，トンネル縦断方向の断面力を低減させた上で，不足分をトンネル縦断方向鉄筋で抵抗する対策が取られた[5)]．近年は，さらに短い 10m や 5m の間隔で伸縮目地を設け，トンネル躯体の縦断方向鉄筋量は横断面の配力筋のままに抑えたり，躯体コンクリートのひびわれ発生を抑えるところまで，積極的に伸縮目地による変位吸収に期待する設計が行われる傾向がある．

いずれの耐震対策も，継手や伸縮目地による変位の吸収に期待して，トンネル縦断方向の躯体のひずみを抑える方法である．

しかしながら，トンネルと地盤が密着しているため，継手や伸縮目地に例えば 1cm の開きを生じるには，継手や伸縮目地部分に地割れが生じるか，継手や伸縮目地部で地盤とトンネル躯体との間に滑りが生じる必要がある．それらが生じない場合は，継手周囲の地盤が継手の開きを拘束して開きにくくする．鈴木は，シールドトンネルのリング継手の変位吸収について調べ，継手周囲の地盤のせん断抵抗力により継手の開きが拘束され，継手剛性が見かけ上構造で決まる剛性より高まることを示している[6)]．このように，継手や伸縮目地の変位吸収が，現行の設計で期待するほど大きくない場合は，トンネル躯体に設計値以上の力が作用することになり，新設トンネルの設計における配筋量の見直しや既設トンネルの耐震性の再評価が必要になる．

なお，本論文の前半で述べる継手の問題は継手や伸縮目地を有する全ての都市トンネルに共通するため，シールドトンネルと開削トンネルを事例にあげている．後半の躯体のひびわれの問題は開削トンネルや沈埋トンネルおよびシールドトンネルの二次覆工など連続した鉄筋コンクリ

ート躯体に共通する問題であるが，開削工法で構築される大型トンネルに影響が大きいと考えられるため，これを主たる対象としている．

2. トンネル縦断方向の耐震設計法と課題

2.1 耐震設計法と継手の問題

筆者の知る限り、世界で初めてトンネル縦断方向の耐震設計が行われたのは、1972 年に開通した米国サンフランシスコ湾を横断する BART-TUBE（Bay Area Rapid Transit：ベイエリア高速鉄道）で、湾内の軟弱地盤の地震時変位を想定した設計である。その後、我が国では、1974 年の石油パイプライン技術基準や 1975 年の土木学会の沈埋トンネル耐震設計指針（案）により、トンネル縦断方向の耐震設計法が体系的に明示された．

トンネル縦断方向の耐震設計法は，上記の基準・指針作成応答変位法と呼ばれ，周辺地盤の地震時の応答変位をトンネルに作用させてトンネルの応答を求め，その応答が許容値を下回るように構造を変更する方法で行われる．

トンネルの鉄筋を増して抵抗力を高めても周辺地盤の変位を抑えるまでには至らないため，地上構造物のように鉄筋を増やして力で抵抗するのは無理である．したがって，トンネルの中間に伸縮可能な可撓継手や伸縮目地を設けて，地盤変位を吸収し，トンネル躯体のひずみを減らす設計を行わざるを得ない．

沈埋トンネルでは，施工上の制約と水圧接合をするためのガスケットを利用したいために，基本的に 100m 程度の函体間にしか可撓継手を設置できない．したがって地盤変位の吸収箇所が限られ，トンネル両側の陸上部の換気塔との接合部では数 cm 以上の開きが生じることになり，大伸縮可能な継手が必要になる場合がある．道路トンネルの場合でも路面のジョイントが難しいが，鉄道トンネルの場合には対応困難である．

開削トンネルの場合は，小型の伸縮目地を 10～20m 程度の間隔で設置することも可能であるが，道路トンネルの場合はトンネル幅より短い間隔となり，ブロックを並べたようなバラバラのトンネル構造になり，長期的には不陸が起きそうである．そのため多数のスリップバーを設けたり，より連結性を高めるために伸縮を許しつつ許容変位を超えると抵抗する連結鉄筋などの構造を工夫している．開きを抑制する構造の場合は，継手や伸縮目地の間隔は 5～10m 程度とさらに短くなる．

シールドトンネルの場合は，1m 程度の間隔でリング継手があるため，地盤変位を分散して吸収できる構造であるが，二次覆工を設けるとトンネル剛性が大幅に高まるため，地盤急変部や立坑接続部などでは，可撓セグメントを設置する必要が生じる場合がある．

このように，トンネル縦断方向の耐震対策は，可撓継手や伸縮目地等に依存しているが，継手の変位吸収効果が設計で考えているより小さいという指摘がある[6]．この問題については，筆者らは新たな解析を行って，同様の挙動を確認した[13]．これについては，継手周辺の土のせん断抵抗ばねの評価法を 3 章で詳述する．継手の変位吸収効果が設計で考えているより小さいと，より大伸縮可能な継手を設けたり，より多数の継手を設ける必要がある．しかし，継手は，工費・工期の増加や長期的な防水性が連続したトンネル躯体より低くなるなどの影響を及ぼすため，継手ばかりに依存するのは必ずしも得策ではない．例えば工費は，**表-1** のようなオーダーで増加する．

表-1 開削工法の道路トンネル躯体と継手の工事費の例

部　位	工事費	備　考
躯　　体	13500 万円	対向4車，10m
可撓継手	2000 万円（ 15%）	1箇所
伸縮目地	200 万円(1.5%)	1箇所，ｽﾘｯﾌﾟﾊﾞｰ式

2.2 継手を用いない考え方を含めた耐震設計の流れ

トンネル縦断方向の耐震設計は，常時の設計，横断方向の耐震設計の後に行われ，多くの場合は図-1 の流れのようになる．

図-1 は，トンネルの動的解析を必ず行う流れである．トンネル延長が長く様々な条件の地盤を通過する場合は，全体を概観するために望ましいと考えるが，トンネル延長が短い場合や立坑との接続などの構造の変化で区分できる場合は，次のように分けて考えることができるのではないだろうか．

(1) 地盤の最大水平方向ひずみがコンクリートのひびわれ発生ひずみを下回る場合：原則としてトンネル縦断方向の動的解析以下の流れは不要．ただし，構造急変部では部分モデルによる耐震設計が必要．
(2) 地盤の最大水平方向ひずみがコンクリートのひびわれ発生ひずみを上回るが鉄筋の降伏ひずみを下回る場

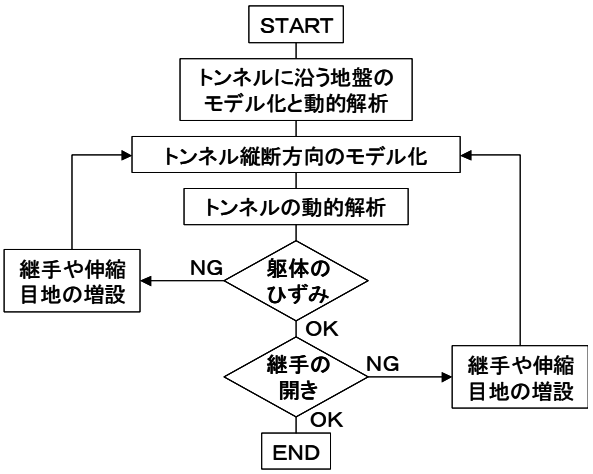

図-1 トンネル縦断方向の耐震設計の流れ

合：原則として，トンネル縦断方向の鉄筋の引張降伏耐力をコンクリートのひびわれ発生荷重より大きくし動的解析以下の流れは不要．ただし，トンネル縦断方向の鉄筋量をここまで増やさない場合は耐震設計が必要．トンネル縦断方向の鉄筋の引張降伏耐力をコンクリートのひびわれ発生荷重より大きくする理由は 4 章で詳述する．

(3) 地盤の最大水平方向ひずみが鉄筋の降伏ひずみを上回る場合：図-1 の流れの通り．ただし，3 章で述べる継手周囲の土のせん断抵抗ばねを考慮しなければならない．

上記の (1) は，応答変位法の考え方そのものである．トンネルに作用する地震の影響は周辺地盤の変位であり，トンネルがどういう状態になっても，その地盤変位を超えて変位することはないからである．したがって，地盤の最大水平方向ひずみがコンクリートのひびわれ発生ひずみを下回るならば，トンネルにはひびが発生しない理屈である．

上記 (2) は，鉄筋コンクリートのひびわれ部の挙動そのものである．鉄筋コンクリート部材に引張りひずみが生じて徐々に増加していくとき，ひびわれが発生し，ひびわれ面から深部に向かって鉄筋とコンクリートの付着が徐々に切れて，鉄筋が抜け出し自由に伸びるようになる．このとき，鉄筋量が多い場合は，付着力によってコンクリートに引張力が伝達され，やがて別の場所にひびわれが発生する．これが繰り返されれば，ひびわれが分散して発生し，１つのひびわれ幅は小さくなる．逆に鉄筋量が少ない場合は，付着力の和も少なく，コンクリートに伝達される引張力も少なく，他にひびわれが発生しない．したがって最初にひびわれの生じた箇所で鉄筋が降伏し，そのひびわれだけが大きく開くことになる．このことは，シールドトンネルの二次覆工でも注意が必要である．もともと継手間隔が短く柔軟な構造であるのに，トンネル縦断方向の鉄筋量が少ない二次覆工を設けると，何らかの理由で最初にひびわれの発生したリング継手だけが開く危険性がある．

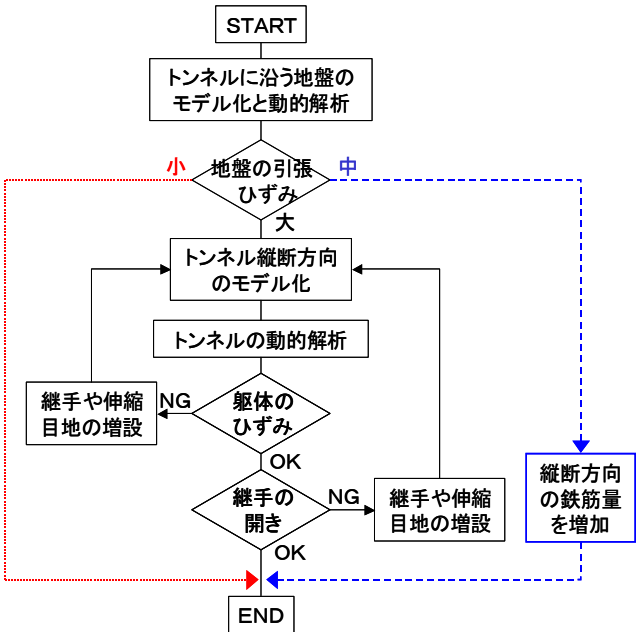

図-2　継手を用いない考え方を含めた耐震設計の流れ

上記の (1)～(3) を含めたトンネル縦断方向の耐震設計の流れは図-2 のようになる．今日，通常の実務設計でも，解析ソフトとＰＣの性能をフルに活かした高精細の３次元ＦＥＭモデルによる動的解析が行われることがあるが，地震動や地盤の非線形性などの不確かさを考えると，マネジメントの世界で言われる「目的と手段の連鎖」を意識した取り組みが望まれる．特に耐震構造計画の段階では，本質をとらえたエンジニアリング・ジャッジが望まれる．

3. 周辺地盤の継手拘束効果

ここでは，継手周囲の土のせん断抵抗ばねの評価を行い，設計で考慮すべき見かけの継手ばね定数の算定を試みる．過去に行われたシールドトンネルに対する事例を踏まえ，開削トンネルへの応用や，３次元的な影響を確認した．

3.1 シールドトンネルに対する継手周囲の土のせん断抵抗ばね

横浜市にあるシールドトンネルにおいて，セグメント本体とリング継手を跨いだ継手部で，地震時のトンネル縦断方向の伸縮が観測されている[6]．鈴木は，この観測値のセグメントと継手の伸縮量の比から，継手とセグメントのばね定数の比を求めた．その結果，観測値から逆算される継手のばね定数が，設計で継手構造から算定する継手のばね定数より大きいことを示した．さらに，このばね定数の違いは継手周囲の土のせん断抵抗が加わったことによるものであると仮定し，継手部分モデルやトンネル全体モデルの３次元ＦＥＭ解析を行い，土のせん断抵抗ばねKg を式（1）で表した[6]．

$$Kg = \alpha \cdot \pi G D Lseg \qquad (1)$$

ここで，α は係数，π は円周率，Gは土のせん断弾性係数，Dはシールドトンネルの外形，$Lseg$ はセグメントの幅である．

この土のせん断抵抗ばねKg と通常の設計で考えている構造から決まる継手のばねKj およびトンネル躯体のばねKt の関係は，図-3 のようになる．つまり，継手のばねは見かけ上設計で考えている構造から決まる継手ばねKj と土のせん断抵抗ばねKg の和となる．

式（1）は，継手の周りの土のせん断抵抗ばねを決定する因子で構成されたもので，$\pi D \cdot Lseg$ はセグメント１リング分の面積Aであるから，式（1）の $\pi G D Lseg$ は，土がせん断抵抗を示す範囲のせん断剛性GAを意味することになる．係数α は長さ分の１の次元を持つので，土のせん断抵抗ばねのメカニズムを図-4 のように考えると，式（1）のばね定数Kg は式（2）のように書くことがで

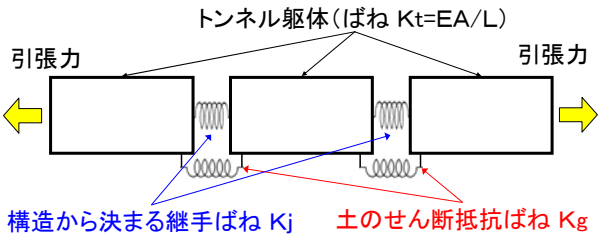

図-3　土のせん断抵抗ばねのイメージ

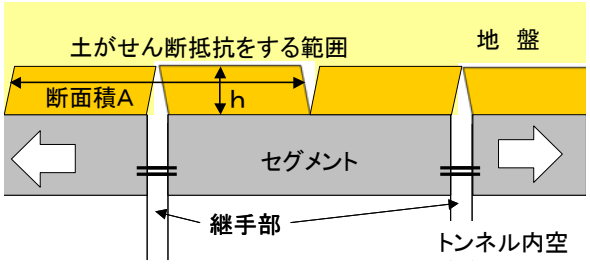

図-4　継手周囲の土がせん断抵抗をする範囲

きる．

$$Kg = GA/h \qquad (2)$$

図-4 は，トンネルの継手が開くときに，周囲の土がせん断抵抗を示す範囲のイメージである．土のせん断ひずみの分布は徐々に変化し分散し図のように明確に分かれないと考えられるが，式（2）の概念を表現している．式（2）の h は，図-4 のせん断抵抗をする範囲の高さに相当する．

鈴木は論文[6] の中で式（1）の係数 α は実務上 0.074 としてよいだろうと述べている．これを式（2）の h に換算すると，逆数であるから 13.5cm となる．つまり，トンネルの周囲の厚さ 13～14cm の土が，継手の開きにせん断抵抗をするのに等しい抵抗力が発現されるということになる．

3.2 開削トンネルの継手周囲の土のせん断抵抗ばね

筆者らは、開削トンネルの継手を対象に，TDAPⅢを用いた平面ひずみモデルの静的解析により，継手周囲の土のせん断抵抗ばねの評価を行った．モデルは，継ぎ手近傍の幅 13m×長さ 5m の範囲である．結果の詳細は，文献 13) に示した．

この解析において，継手要素の伸びを d_j，隣接するトンネル躯体要素の伸びを d_t とすると，伸びの比 r はばね定数の逆数の比になる．つまり，

$$r = d_j / d_t = K_t / K_{jeq} \qquad (3)$$

$$K_{jeq} = K_j + K_g \qquad (4)$$

ここで K_t はトンネル躯体のばね定数，K_{jeq} は見かけの継手ばね定数 K_{jeq} で，構造から決まる継手ばね定数 K_j と継手周囲の地盤の拘束ばね定数 K_g の並列ばねである．この解析から逆算される継手のばね定数は，土のせん断抵抗の影響を含んだ見かけの継手ばね定数である．

また，この解析では，継手構造から決まる継手のばね定数 K_j をトンネル躯体のばね定数 K_t の5%にしたため，

$$K_t / K_j = 20 \qquad (5)$$

これらの関係から，土のせん断抵抗ばね定数 K_g が式（6）で求まる．

$$K_g = (20/r - 1) \cdot K_j \qquad (6)$$

以上の式（1）の r，式（6）の K_g，式（2）の h を表-2に示した．土のせん断抵抗の範囲の面積は，トンネル横断方向には単位奥行きの意味で0.1m，縦断方向には前述のシールドトンネルの場合と同じ1mとした．

表-2　せん断抵抗ばね定数と高さ

地盤の Vs (m/s)	r	Kg (kN/m)	h (m)
50	12.59	37140	0.010
100	12.22	40170	0.038
200	10.65	55400	0.111
300	8.92	78380	0.176

表-2 より，土がせん断抵抗をする範囲の高さ h は 1～18cm で，地盤が硬いほど範囲は高くなる．前述のシールドトンネルの場合の 13～14cm より広い幅で変化するが，高々18cm 程度までのようである．

3.3 ３次元ＦＥＭモデルによるシールドトンネルの継手周囲の土のせん断抵抗ばね

トンネルが大断面の場合は，トンネル上下端での地盤変位が異なるので，３次元ＦＥＭモデルを用いて，その影響を含んだ見かけの継手のばね定数を確認した．前述 3.2 の解析と同じく TDAPⅢを用いて，静的解析を行った．

解析モデルは，３次元モデルで，幅 150m×地盤厚 25m×長さ 25m とした．トンネルは外径 5.05m のシールドトンネルで，土被り厚を 11m，セグメントは幅 1m×厚さ 25cm とした．結果の詳細は，文献 13) に示した．

この解析において，表-2 と同様に，式（1）の r，式（6）の K_g，式（2）の h を求め，表-3 に示した．土のせん断抵抗の範囲の面積は，式（1）に合わせて，トンネル横断方向に πD，縦断方向にはセグメント幅 1m である．

表-3　せん断抵抗ばね定数と高さ（上中下４箇所の平均）

地盤の Vs (m/s)	r	Kg (kN/m)	h (m)
50	9.58	1359000	0.045
100	6.16	2810000	0.086
200	2.54	8593000	0.113
300	1.45	16040000	0.136

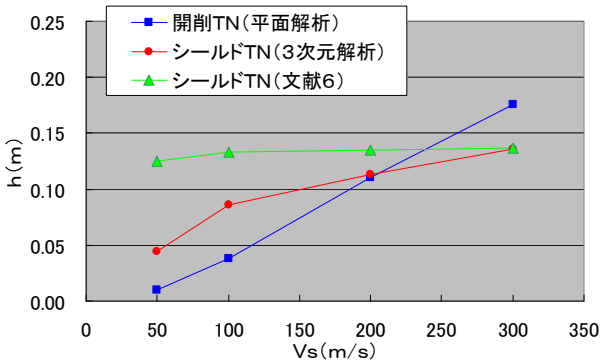

図-5　土のせん断抵抗範囲の高さ

表-3 より，土がせん断抵抗をする範囲の高さ hは 4～14cm で，やはり地盤が硬いほど範囲は高くなる．前述のシールドトンネルの場合の 13～14cm より広い幅で変化するが，14cm 程度までのようである．

3.4 継手周囲の土のせん断抵抗ばねの算定

前述3.1～3.3の土のせん断抵抗の範囲高さをまとめると，図-5 のようになる．このとき，せん断抵抗する範囲の土の面積Aはトンネル周長×トンネル縦断方向長さ 1m である．高さ hは幅があり，これらの結果から定式化することはできあず，今後の地震観測記録の分析とより綿密な解析が必要であると考える．しかし，高々15cm 程度までのようであること，設計上大きめの高さ hを考慮する方が安全側であることを考慮すると，当面は，h＝15cm として，式（2）と式（4）により継手周囲の土のせん断抵抗ばねを考慮する方がよいと思われる．

4. 躯体のひびわれによる剛性変化の評価

3章のように，継手によるトンネル躯体のひずみや引張力の低減効果が，設計で考慮しているほど期待できないとすると，さらに密な間隔で継手や伸縮目地を設置するか，鉄筋コンクリートの躯体にひびわれが発生する条件での設計が必要になる．筆者等は，ひびわれが発生した後のトンネル縦断方向の躯体のひずみと剛性の関係を調べ，結果の詳細は文献13) に示した．

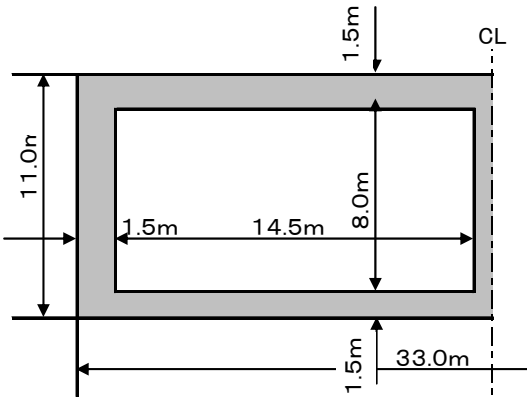

図-6　トンネルモデル断面

4.1 対象モデル

対象モデルは、図-6のような開削工法による４車線の道路トンネルである．トンネル縦断方向の鉄筋は，多くの場合，横断方向の主筋の配力筋として主筋の1/5強の鉄筋量が配置されるので，鉄筋比は大きくない．鉄筋量をD19～D35－ctc200（鉄筋比 p=0.17%～0.66%）に変えた６ケースとした．鉄筋コンクリート部材の「平均応力と平均ひずみの関係を用いて表現されている分散ひび割れモデル」に基づくプログラムWCOMD[9) 10)] を用いて，棒部材を静的に引っ張り，ひずみ増加に伴って発生する反力を求めた．

4.2 ひびわれによる剛性の変化

計算したトンネル躯体の軸ひずみと平均応力度の関係を図-7に示す．躯体のひずみが地盤のひずみ増加に応じて徐々に増加していく場合を考えると，先ずコンクリートが抵抗し，ひびわれが生じて急激に反力が落ちるが，徐々に鉄筋の反力が増し，降伏応力度で一定となる様子が現れている．

前述の「2.2 継ぎ手を用いない考え方を含めた耐震設計の流れ」の (2) で述べた挙動は，この図の鉄筋比が0.66%の場合と0.17%の場合を比較すれば，一目瞭然であろう．

4.3 地盤ひずみとトンネルひずみの関係

応答変位法の計算式を用いると，トンネル縦断方向の地盤ひずみε_g とトンネルひずみε_t の関係は，次のように表せる．

トンネルのひずみ：$\varepsilon_t = \alpha\varepsilon_g$　(7)

ひずみの伝達率　：$\alpha = 1/\{1+(2\pi/\lambda L)^2\}$　(8)

剛比係数　：$\lambda = \sqrt{(k/EA)}$　(9)

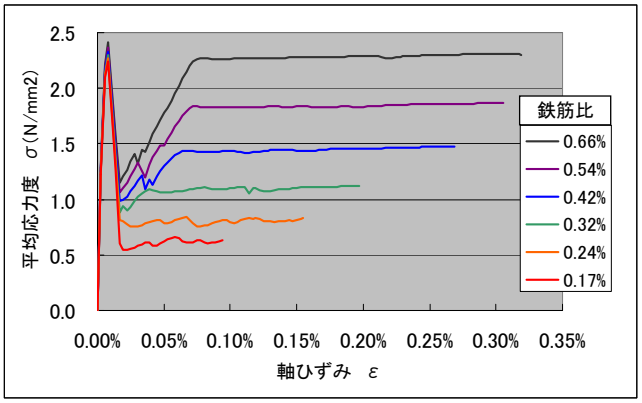

図-7　トンネルの応力～ひずみ関係

ここで，地盤変位の波長は後述の事例に合わせて L =400m，地盤のばね k=30000kN/m^{2}とした．また式(9)のトンネルの剛性 EA は，図-7の割線剛性 E に図-6のモデルの断面積を乗じて求めた．

図-8はトンネル縦断方向の地盤ひずみ ε_g とトンネル躯体のひずみ ε_t の関係で，次の①～⑤の手順でを求められる．

① 図-6と図-7から，トンネルひずみ ε_t に対する剛性 $EA(\varepsilon_t)=\sigma/\varepsilon_t$ が得られる．

②対象地点の地盤と対象トンネルに対する地盤ばね k を設計基準から定めるかＦＥＭにより設定すると，式(9)から剛比係数 λ が得られる．

③地盤急変部の変位分布を近似できる正弦波の波長 L を設定すると，式(7)からひずみの伝達率 α が得られる．

④上記①で着目したトンネルひずみ ε_t に対する地盤ひずみ ε_g が式(6)から得られる．

⑤上記の①～④を想定されるトンネルひずみの範囲で繰り返すと，図-8が得られる．

つまり，図-8の２本の折れ線は式(7)を表し，ひずみの伝達率は１以下のため，「地盤ひずみ＝トンネルひずみ」の線より右側に存在する．図中の折れ線の鉄筋比大は0.66%，鉄筋比小は0.24%で，図-7に対応している．

鉄筋比の大小で，同じ地盤ひずみに対してトンネルひずみが大きく変わるが，およそ図中の［A］～［C］の状態になる．［A］は躯体コンクリートにひびわれが無く，コンクリートが引張に抵抗する範囲で，地盤ひずみが増加してもトンネルひずみがあまり増加しない様子が現れている．［B］はひびわれが生じ，ひびわれ部の鉄筋とコンクリートの付着が徐々に切れて自由になった鉄筋が伸びつつ抵抗する範囲，［C］は鉄筋が降伏し地盤ひずみの増加と同じだけトンネル躯体のひずみが増加する範囲（「地盤ひずみ＝トンネルひずみ」の線と同じ傾きの範囲）である．

この図-8 では，トンネル躯体にひびわれが生じると，トンネル躯体の剛性が低下し伝達率 α が大きくなり，「トンネルひずみ＝地盤ひずみ」の関係に近づくため，［A］の状態から［B］の状態へ移る時に図の左にシフトしている．地震時に，地盤ひずみが単調に増加していく状態を考えると，図-8 の［A］の範囲の右端でトンネル躯体にひびわれが発生すると，矢印のように急激にトンネル躯体のひずみが増加することが推測される．

なお，ひびわれ発生後の大きな揺れで，再度ひずみが増加する場合は，原点から鉄筋の降伏点に向かうルートを通る．

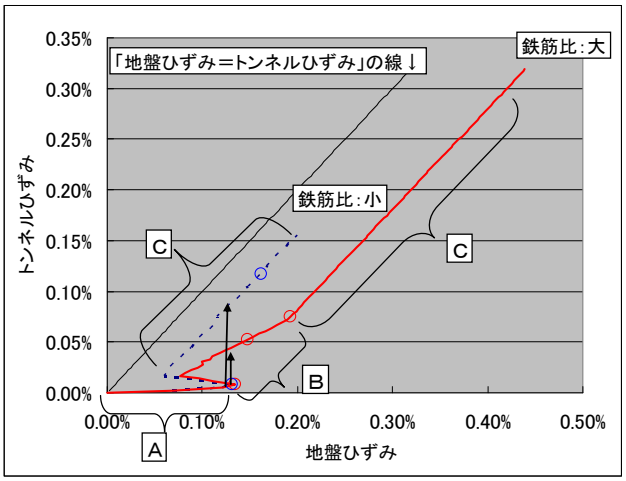

図-8　地盤ひずみと躯体ひずみの関係

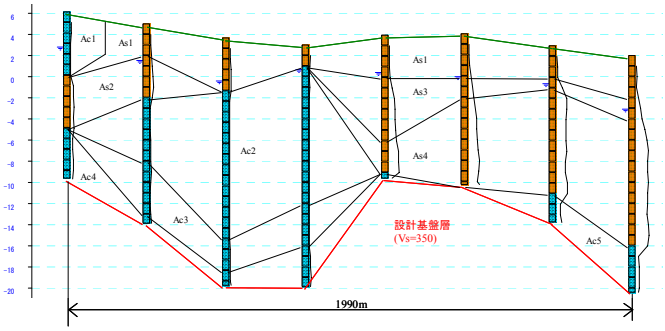

図-9　地盤状況

5. 実トンネルに現れるこれらの影響

5.1 地盤・トンネル・地震の条件

東京の平野部に図-6 のトンネルがある場合の地震時挙動について，これまで述べた継手周囲の土のせん断抵抗とひびわれを考慮した剛性がどのように影響するか、検討を

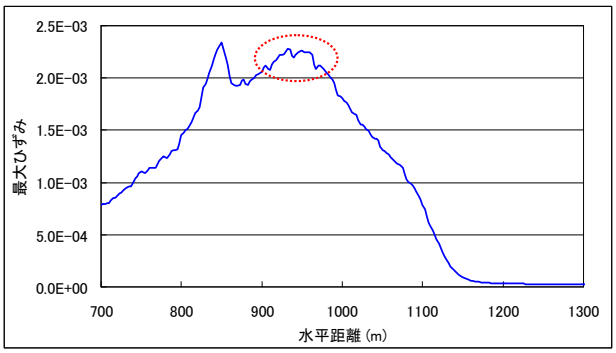

図-10　水平方向最大ひずみの分布

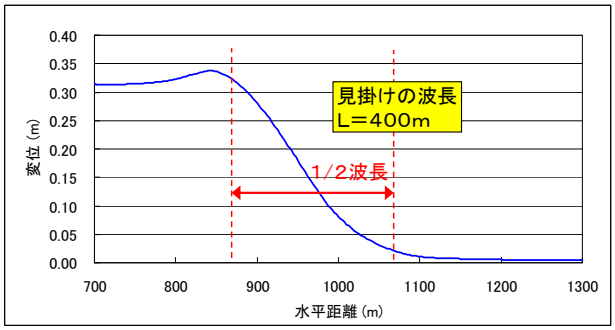

図-11　最大ひずみが生じた時刻の変位分布

行った．入力地震動は，1995 年兵庫県南部地震神戸ポートアイランド地中観測波（GL-32m・NS）を用いた．

対象地盤は，**図-9** のように耐震設計基盤までの深さや土質が急変する中央付近の箇所を選んで，トンネルに沿う２次元ＦＥＭモデルを作成した．水平方向の最大ひずみ分布は**図-10** のようになり，距離 900～1000m の範囲で 0.20%を超える高まりがある．この範囲の最大ひずみはほぼ同時刻に発生しており，その１つの時刻（6.43 秒）での変位分布は**図-11** のようであった．この分布は、地盤急変部で最大ひずみが生じる時によく見られる正弦波の 1/2 波長に近い変位分布をしている．

5.2 継手周囲の土のせん断抵抗ばねの影響

着目する継手構造は，スリップバー式の引張抵抗のない継手とする．設計で考慮する構造から決まる継手剛性はゼロである．継手周囲の土のせん断抵抗ばねは，前述 3.4 の抵抗範囲と式 (2) を用いて評価する．高さ h=15cm，影響面積 A はトンネル軸方向の範囲 1m×周長 88m より 88m^2．地盤のせん断弾性係数 G =20000 kN/m^2 として，式 (2) により算定すると，Kg = 1.76×10^7 kN/m となる．トンネルの最大軸引張力と継手の開きは**表-4** のようになった．

表-4　トンネルの最大軸引張力と継手の開き

ケース	最大軸力 (kN)	継手の開き (cm)
①継手無し	471,000	0
②　盤の抵抗無視 (継手１箇所)	62,500	7.7
③　盤の抵抗考慮 (継手１箇所)	362,000	2.1
④　盤の抵抗考慮 (継手３箇所)	261,000	1.3＋1.5＋1.3

従来の設計の考え方はケース②である．継手を１箇所設置すると軸力が大幅に下がりひびわれは発生しないが，継手が 7.7cm も開くために連結鉄筋などで開きを抑制する必要があると評価されるものと思われる．

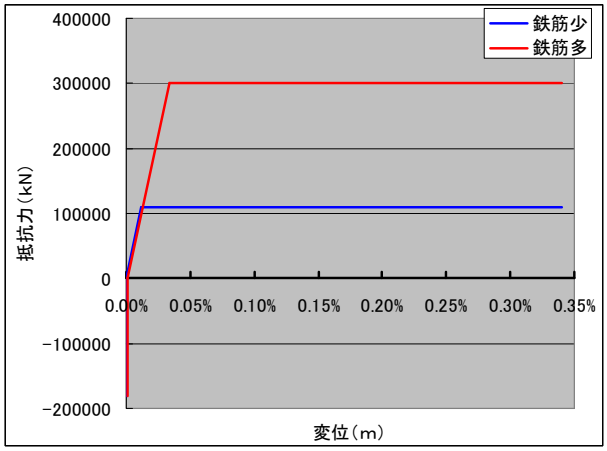

図-12　バイリニア型の変位～反力特性モデル

しかし実態は，3 章で述べたように継手周囲の土のせん断抵抗によりケース③となり，継手の開きは 2.1cm と大きくないが，軸引張り力は大きくひびわれが発生する．設計での想定と大きく異なる状態になる危険性が高い．この例ではケース④のように，継手を 25m 間隔で３箇所設置することが望まれる．

5.3 ひびわれによる剛性低下の影響

図-7 のひびわれ後の挙動を確認するために，引張に対して初期剛性を持ち鉄筋の抵抗力で折れる**図-12** のバイリニア型の特性を持たせて，応答変位法の解析を行った．図中の「鉄筋多」は p=0.66%，「鉄筋少」は p=0.24%であり，それぞれ抵抗力は 3.00×10^5 kN および 1.10×10^5 kN である．この計算は，ひびわれが発生した後の揺れによって再度ひずみが増加し，ひびわれ部のコンクリートは抵抗せずに鉄筋が抜け出しながら抵抗する状況を計算したことになる．トンネルの最大軸引張力と継手の開きは**表-5** のようになった．

表-5　トンネルの最大軸引張力と継手の開き

ケース	最大軸力 (kN)	剛性低下部平均ひずみ	剛性低下範囲(m)
⑤継手無し	471,000	―	―
⑥鉄筋少 (0.24%)	110,000	0.047%	80
⑦鉄筋多 (0.66%)	300,000	0.024%	100

表-5 から，地盤の最大歪みが生じる地点を中心に 100m 程度の範囲で，鉄筋が降伏していることが分かる．⑥⑦の２つケースとも鉄筋が連続しているので，継手を入れた前述のケース②のような大きな伸びはしなかったが，鉄筋量の少ないケース⑥では，降伏する範囲が狭いのにひずみが大きくなることが分かる．

6. まとめ

本論文では，シールドトンネルについて研究された継手周囲の土のせん断抵抗ばねについて考察を加え，物理的な解釈を提案した．ＦＥＭモデルを用いて開削トンネルとシールドトンネルの場合のせん断抵抗範囲の長さ（面積）と高さを求め，トンネル軸方向には 1m 程度，高さは 15cm 程度までで，土のせん断抵抗ばねを評価できることをまとめた．さらに，このせん断抵抗ばねの影響は大きく，現在の設計での想定と大きく異なる危険性があることを示した．

また，ひびわれが生じた後の挙動を，応力～ひずみ曲線と簡単な応答計算で示し，鉄筋量が少ないとトンネル躯体

のひびわれが大きくなることを確認した.

後者の定量的な把握や設計法としてまとめ上げるにはまだまだ詰めなければならない課題を残しているが, 重要な指摘ができたと考える.

参考文献

1) 清宮理，高橋正忠，園田恵一郎：沈埋トンネルの設計と施工，技報堂出版，2002
2) 首都高速道路公団：東京港トンネル工事誌，土木学会，pp.463-558， 1977
3) 土木学会トンネル工学委員会技術小委員会シールドトンネルの耐震設計法検討部会：シールドトンネルの耐震検討，トンネルライブラリー第 19 号，pp.145-181，2007
4) 和佐勇次郎，吉田幸司，田中努：軟弱地盤中のシールドトンネルの地盤および覆工剛性急変部の耐震設計法，土木学会論文集，No.510／IV-26，pp.69-79，1995
5) 中川誠志，式田直孝，田中努，大竹省吾：硬質地盤を通過する剛性の高いトンネルの地震時応答性状と耐震設計，土木学会論文集，No.516／VI-27，pp.41-51，1995
6) 鈴木猛康：シールドトンネル軸方向の耐震性評価に関する考察, 土木学会論文集, No.441／Ⅰ-18, pp.137-146, 1992
7) 田中努，橘義則，大竹省吾：ひびわれ部の剛性を考慮したトンネル覆工の耐震設計法，トンネル工学研究発表会論文・報告集，第 3 巻，pp.219-224，1993
8) 塚田あゆみ，橘義則，田中努： ひびわれを考慮した地中構造物の軸引張剛性の評価法に関する研究，トンネル工学研究発表会論文・報告集，第 7 巻，pp.355-360，1997
9) 岡村甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991
10) 株式会社フォーラムエイト：UC-win/WCOMD Ver.2 電子マニュアル，2006
11) (社)日本道路協会：共同溝設計指針，丸善，pp.52-80，1986
12) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，2009 年版，pp.87-91
13) 田中努，金井拓弥，鈴木猛康：継手とひびわれの影響を考慮したトンネル縦断方向の地震時挙動と軸剛性の評価, 土木学会論文集 A1（構造・地震工学）Vol. 68(2012) No. 4，p.I-867-I-875，2012

Seismic Design of Tunnels in The Longitudinal Direction in Consideration of The Effect of Joints and Cracks

Tsutomu TANAKA and Takeyasu SUZUKI

In the seismic design of urban tunnels in the longitudinal direction, a concept, in which axial strain can be reduced by longitudinal joints, is generally adopted. However, spring constants for axial joints, determined by back calculation using the numerical results obtained from computer simulations or earthquake observations, is much greater than that calculated simply from a structural model of urban tunnels in the longitudinal direction. In this paper, therefore, the authors propose a new design concept, in which cracks come up in tunnel lining and the tensile stiffness of tunnel lining is reduced. Then, this paper proposes a method to control a stress-strain relationship of reinforced concrete lining based on a response displacement method, using the amount of reinforced steel as a parameter.