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

本論文では、まず、継手の開きを地盤が拘束する影響について筆者らが提案した評価方法を見直し、多くの実トンネルにおける継手剛性の変化量と動的解析結果に現れる地震時応答への影響を再評価した。次に、ひびわれ発生による覆工剛性の変化を考慮して解析を実施し、解析結果に現れる地震時応答の変化を評価した。最後に、これらに基づき、地震時のトンネル縦断方向の地盤ひずみがあまり大きくならない場所では、継手に過度に期待せず、縦断方向の鉄筋を、その引張降伏強度を覆工コンクリートの引張強度を上回るように配置すること、地盤ひずみが大きくなる場所では、地盤の継手の開きを拘束する影響を考慮して継手を配置し、覆工の平均ひずみを低減させることを基本とする耐震設計法をまとめた。

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。特に水底に薄い土かぶりで構築される沈埋トンネルでは、浸水は致命傷となるため、沈埋函を連結する施工継手を可撓構造にして、トンネルに生じる変位を吸収し、函体の縦断方向の引張力を軽減させている。しかしその継手の開きが過大にならないよう、剛性を調整して継手の止水性を確保する。そのため函体の縦断方向鉄筋や函体の洋上製作で用いる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、リング継手の引張剛性がセグメントに比べて十分に小さいため、セグメント幅分の地盤の引張りひずみがリング継手に集中すると考え、リング継手のシールドによる止水性と継手金物の安全性が確保できるよう設計している^{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。しかし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、止水板等で止水性を確保しつつ、

トンネル縦断方向の引張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方向の主筋に対する配筋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、積極的に伸縮目地の変位吸収による引張力の低下に期待する設計が行われる傾向がある。

このように、いずれのトンネルの耐震設計も、継手や伸縮目地による変位の吸収に期待して、トンネル躯体の縦断方向の引張力を低下させる方法である。

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、広範囲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、継手周囲のトンネルに密着している地盤が継手の開きに抵抗する。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、実測・模型実験・数値解析を行って調べ、継手周囲の地盤のせん断抵抗により継手の開きが拘束され、実際に発揮される継手剛性が構造のみの力学モデルから決定され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引張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、本論文では、この継手剛性の問題は、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。また後述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

ここでは、1章で述べた継手の効果に関する指摘が現行の耐震設計の中でどのような問題を引き起こすかを示した。また、継手の効果が小さければ覆工にひびわれが生じる可能性が高まるため、ひびわれ発生後の挙動を設計で考慮する方法を3章で述べるが、それを前提に、地盤ひずみが小さい場所では継手に期待せずに覆工にひびわれが生じることを許した設計ができると考え、その考え方を示した。

(1) 耐震設計法と継手の問題

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: バイエリア高速鉄道)で、湾内の軟弱地盤の地震時変位を想定した設計であろう。わが国では、追って、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、実務に適用されていった。

トンネル縦断方向の耐震設計法は、上記の基準・指針で応答変位法と呼ばれ、地震時の周辺地盤の変位分布をトンネルに作用させてトンネルの応答を求め、トンネルに生じる断面力やひずみが許容値を下回るように構造を設計する方法である。

トンネルには地盤とトンネルの相対変位と地盤ばね定数に比例した力が作用するため、トンネルの剛性が高く変形しない場合は大きな断面力が生じ、抵抗力を確保するために大量の鉄筋が必要になる。しかし、トンネルに可撓継手や伸縮目地を設けて変形し易くし地盤とトンネルの相対変位が小さくなると、トンネル躯体に発生する断面力は小さくなり少ない鉄筋量でも容易に抵抗できるようになる。したがって、トンネルに可撓継手や伸縮目地を設けて、トンネル躯体の断面力を低減させる設計が行われる。

沈埋トンネルでは、トンネル函体の浮上・曳航・沈設・水圧接合の施工性から、長さ100m程度の函体の端部に設置されるゴムガスケットを利用した可撓継手で対応する。したがってトンネル変位の吸収箇所が少ないため一カ所の可撓継手に生じる開きが大きく、特にトンネル両側の陸上部の換気塔との接合部では数cm以上の開きが想定され

て大伸縮可能な継手が必要になる場合がある。ただし、道路トンネルの路面や鉄道トンネルの軌道の連続性確保のために、横断方向のせん断ずれを拘束した構造が工夫されている。

開削トンネルの場合は、伸縮可能量の小さな目地を10～20m程度の間隔で設置することも可能であるが、対向4車線の道路トンネルの場合はトンネル幅が30m強であるため、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を配置するなどの構造が工夫されている。継手や伸縮目地の開きを抑制する必要がある場合は、それらを多数設置して少しずつトンネル変位を吸収する必要があるため、継手や伸縮目地間隔は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、トンネル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ある場合がある。

このように、トンネル縦断方向の耐震設計では、可撓継手や伸縮目地の変位吸収に期待しているが、継手の変位吸収の効果が設計で考えているより小さいという指摘があり⁹⁾、筆者らは過去に新たな解析を行ってこの挙動を確認した¹³⁾。継手の変位吸収効果が設計で期待しているより小さければ、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問題もあるため、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
軀 体	13500 万円	対向4車, 10m 当たり
可撓継手	2000 万円(15%)	1箇所
伸縮目地	200 万円(1.5%)	1箇所, スリップバー式

図-1 トンネル縦断方向の耐震設計の流れ

本論文では、3章で、この挙動の物理的な解釈と影響範囲を定量的に示し、さらに実トンネルとの比較を行って、影響の大きさを明らかにしている。

(2) 継手を用いない考え方を含めた耐震設計の流れ

道路等の比較的大断面のトンネルの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のように、地盤とトンネルの動的解析を行って継手を設ける流れになる。

トンネルの延長が長い場合は、トンネルに沿う地盤構造や土質の変化の影響が地震時の地盤変位分布に局所的に現れるが、設計基準類に示される「狭義の応答変位法」では、着目地点の地盤条件が水平に広がる一様地盤を考え、トンネルに沿う地震時の地盤変位分布を考慮できないために、地盤モデルの動的解析が必要となる。一方、トンネルが換気立坑のように地上部分を有する構造物と接続する場合は、立坑の慣性力による振動を考慮しなければならないため、トンネルと立坑の相互作用を考慮した動的解析が必要である。しかしこれらの動的解析では、トンネルの質量を無視しているため、時々刻々変化する地盤の変位分布に対する、時々刻々のトンネルの静的応答変位を求める「広義の応答変位法」である。

トンネル縦断方向の耐震設計では、トンネルの構造と材料から、軸引張力が支配的な要因となる。トンネルの軸引張力が最大になるのは、地盤変位分布の形状にもよるが、およそ地盤のトンネル軸方向（水平方向）の引張ひずみが最大のときに生じる。したがって、着目地点の地盤の水平方向の最大引張ひずみが分かれば、その位置のトンネルに生じる引張ひずみの程度が推定できる。詳しくは3章で述べるが、地盤のひずみがトンネルに伝わる率（伝達率）は1以下である。つまり剛性の高いトンネルは伝達率が小さいが、躯体にひびわれが生じると剛性が低下し伝達率が大きくなるため、トンネルに発生するひずみは地盤の最大ひずみに近づいていくが、これを超えることはない。したがって、地盤の水平方向の引張ひずみが、その位置のトンネルに生じる最大ひずみの目安となる。

これらより、地盤に生じる水平方向の最大ひずみに応じて、トンネルの状態を次のように分けて考えることができる。ただし、構造急変部等の特殊部分はひずみ分布が複雑になるので、詳細な部分モデルによる動的解析等が必要である。

- 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地点：このような地点では、トンネル躯体のコンクリートにひびわれが生じないため、原則として図-1のトンネル縦断方向の動的解析以下の流れは不要となる。ただし、施工時の温度応力や、施工後の乾燥収縮、地盤沈下、比較的大きな地震の経験などにより既にトンネル躯体にひびわれが発生している場合は、次のb)と同様になる。
- 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地

点：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図-1のトンネル縦断方向の動的解析以下の流れは不要となる。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動的解析以下の流れが必要となる。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。

- 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地点：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a)は、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、トンネルがその地盤変位よりも大きな変位をすることはないという応答変位法の考え方に基づいて、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、トンネルにはひびわれが発生しないという理屈である。

上記のb)は、鉄筋コンクリートのひびわれ部の挙動を考慮したものである。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

図-2 継手を用いない考え方を含めた耐震設計の流れ

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位置のリング継手だけが開く危険性がある。

上記の a)~c) の考え方を加え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。図-1 に比べ地盤の動的解析を行った後、地盤の水平方向の最大引張りずみの大きさにより a)~c) の 3 つの方向に別れる部分が加わっている。

今日、通常の実務設計でも、解析ソフトとコンピュータを駆使した高精細の 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、地震動や地盤の情報の不確かさを考えると、特に設計初期の耐震構造計画の段階では、図-2 の地盤の動的解析により地盤ひずみを把握した段階でのエンジニアリング・ジャッジが望まれる。

3. 継手周囲地盤の抵抗の評価

ここでは、可撓継手や伸縮目地周囲の土の抵抗の物理的な解釈を示して影響範囲を定量的に示し、さらに実トンネルとの比較を行って、設計に与える影響の大きさを明らかにした。継手周囲の土の抵抗力や継手近傍の覆工との間の滑りなどの地盤の挙動については、文献 13) に詳述したため、ここでは省略し現行の耐震設計での考慮のし方に絞る。

なお、西岡らも、トンネル縦断方向の梁ばねモデルと FEM モデルの動的解析結果を比較し、梁ばねモデルでは継手周辺の軸ひずみが異常に低減してしまい、FEM 結果と整合しないことを示している¹⁴⁾。それがここで取り上げる継手が開きにくくなる現象であり、設計で考慮する方法の開発が望まれている。

(1) シールドトンネルに対する継手周囲の土の抵抗ばね

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（地中でのはね）定数が、設計で継手構造から算定される継手のばね（空気中ではね）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模型実験と 3 次元 FEM 解析を行い、土のせん断抵抗ばね定数 K_g を式(1)で表した⁶⁾。

$$K_g = \alpha \cdot \pi G D L \quad (1)$$

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、 L はセグメントの幅である。

この土のせん断抵抗ばね定数 K_g は、継手が開くことを拘束するように働くので、通常的设计で考えている継手構

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

造のみの力学モデルから決定される継手のばね（空気中ではね）定数 K_j およびトンネル躯体のばね定数 K_t の関係は、図-3 のように表せる。つまり、継手のばねは見かけ上設計で考えている構造のみの力学モデルから決定される継手ばね（気中でのはね）定数 K_j と土のせん断抵抗ばね定数 K_g の和となる。

式(1)は、継手の周りの土のせん断抵抗ばね定数を決定する因子で構成されたもので、 $\pi D L$ はセグメント 1 リング分の外周面積 A であるから、式(1)の $\pi G D L$ 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 K_g は式(2)のように書くことができる。

$$K_g = GA/h \quad (2)$$

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。

(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 はばね定数の比の逆数になる。つまり、

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

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

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、構造のみの力学モデルから決定される継手ばね定数 K_j と継手周囲の地盤のせん断抵抗ばね定数 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、

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

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。

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

以上の式(3)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 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 h 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(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、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(3)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 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。

(4) 継手周囲の土のせん断抵抗ばねの算定

前述(1)～(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ず、今後の地震観測記録の分析やより綿密な解析が必要であると考えられる。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 を考慮の方が安全側

図-5 土のせん断抵抗範囲の高さ

表-2 せん断抵抗ばね定数と高さ

地盤の V_s (m/s)	r	K_g (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-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 V_s (m/s)	r	K_g (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-6 実際の道路トンネルに対する継手のばね定数

であることを考慮すると、当面は、 $h=15\text{cm}$ 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。

実際の道路トンネルに対する継手のばね定数を評価して、この継手の開きを拘束する地盤の抵抗ばねとの比較を、図-6に示した。対象としたトンネルは、対向4車2室の開削トンネルで、ランプ部の1車線区間と分岐・合流部の6車線区間、さらに1車線と2車線のシールドトンネルである。継手周囲の地盤ばねは、式(2)を用い、地盤のせん断波速度 V_s を地震時の等価剛性を想定して2種類設定した(実線)。開削トンネルは、埋め戻しであることに配慮して継ぎ手の開きに抵抗する地盤ばねを下側半分が有効と仮定した。

同図によると、断面が小さいトンネルでは、構造のみの力学モデルから決定される継手のばね(気中でのばね)定数と同程度の大きさの継手周囲の地盤の抵抗ばねが存在することになり、実際に効果を発揮する継手ばね(地盤中のばね)定数は、設計で考えているばね定数の2倍程度になると考えられる。断面の大きなトンネルでは、3~5割増し程度であるが、無視できない大きさである。この通りの現象が起きているとすると、既設トンネルでは、継手は想定より開かず、トンネル躯体に想定以上の引張力が作用しひびわれが生じるものと危惧される。

4. 躯体のひびわれによる剛性変化の評価

3章で述べたように、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。前者は、継手のばね定数を変えて従来の方法で行えばよいが、後者の方法では、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が必要である。筆者等はこれを調べ、結果の詳細を文献13)に示してあるので、ここでは現行の耐震設計法に取り込むための要点のみを示す。

なお、ここで述べる地盤ひずみとトンネルひずみの関係には、トンネル~地盤間ばねや地盤変位分布の影響が大きい。しかし筆者らは、2章で述べたように、地盤の動的解析を必須と考えており、その解析結果からトンネル~地盤間ばねの基になる地震時の地盤状態や地盤変位分布を求めることを考えている。したがって、ここでは設計法としてノモグラムのような汎用のチャートを示すのではなく、例えば図-9は1つの代表的な例として示し、設計時には対象とする地盤と地震に対する図-9を作成する手順を考える。

(1) 対象モデルと方法

図-7のような開削工法による対向4車線の道路トンネルをモデルにした。トンネル縦断方向の鉄筋は、多くの場合、

図-7 トンネルモデル断面

図-8 トンネルの応力~ひずみ関係

図-9 地盤ひずみと躯体ひずみの関係

横断方向の主筋の配筋として主筋の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 $p=0.17\sim 0.66\%$)に変えた6ケースについて、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る分散ひびわれモデル」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。

(2) ひびわれによる剛性の変化

トンネル躯体の軸ひずみと平均応力度の関係は図-8の

ようになった。躯体のひずみが地盤のひずみの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章「(2) 継ぎ手を用いない考え方を含めた耐震設計の流れ」の b) 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、一目瞭然である。

(3) 地盤ひずみとトンネルひずみの関係

狭義の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。なお、 α はひずみの伝達率、 λ は剛比係数である。

$$\varepsilon_t = \alpha \varepsilon_g \quad (7)$$

$$\alpha = 1 / \{ 1 + (2\pi / \lambda L)^2 \} \quad (8)$$

$$\lambda = \sqrt{(k / EA)} \quad (9)$$

ここで、地盤変位分布の波長は後述の事例に合わせて $L=400\text{m}$ 、地盤のばね $k=30000\text{kN/m}^2$ とした。また式(9)のトンネルの剛性 EA は、図-8の割線剛性 E に図-7のモデルの断面積を乗じて求めた。

図-9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の手順で求められる。

- ①図-7と図-8から、トンネルひずみ ε_t に対する剛性 EA ($\varepsilon_t = \alpha \varepsilon_g$) 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により算定すると、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 を設計基準等に基づいて設定すると、式(8)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(7)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-9が得られる。

つまり、図-9の赤の実線と青の破線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は0.66%、鉄筋比小は0.24%で、図-8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

図-10 地盤状況

図-11 水平方向最大ひずみの分布

図-12 最大ひずみが生じた時刻の変位分布

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-9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-9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、過去にひびわれが発生している場合や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。

5. 動的解析による継手とひびわれの影響の検証

(1) 地盤・トンネル・地震の条件

東京の平野部に図-7 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、動的解析を行って確認した。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) とした。

対象地盤は、図-10 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の地盤モデルを作成した。水平方向の地盤の最大ひずみ分布は図-11 のようになり、水平距離 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-12 のようであった。

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地盤の抵抗無視 (継手1箇所)	62,500	7.7
③地盤の抵抗考慮 (継手1箇所)	362,000	2.1
④地盤の抵抗考慮 (継手3箇所)	261,000	1.3+1.5+1.3

表-5 トンネルの最大軸引張力と剛性低下範囲

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)
①継手無し (ひびわれ無し)	471,000	—	—
⑤鉄筋少 (0.24%)	110,000	0.047%	80
⑥鉄筋多 (0.66%)	300,000	0.024%	100

図-13 バイリニア型の変位～反力特性モデル

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 波長に近い分布形状である。左右の地盤で卓越周期が異なるために右の領域が動かず左の領域が大きく揺れる振動モードが卓越した状態である。

(2) 継手周囲の土の抵抗ばねの影響

着目する継手構造は、スリップバー式の引張抵抗のない開削トンネルでは一般的な継手とする。設計で考慮する継手構造から決まる引張ばね定数(気中でのばね定数)はゼロである。継手周囲の土の断抵抗ばねは、前述3章(4)の抵抗範囲と式(2)を用いて評価する。高さ $h=15\text{cm}$ 、影響面積 A はトンネル軸方向の範囲 $1\text{m} \times$ 全周長 88m より 88m^2 。地盤のせん断弾性係数 $G=20000\text{ kN/m}^2$ として、式(2)により算定すると、 $K_g=1.76 \times 10^7\text{ kN/m}$ となる。応答解析の結果、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。

従来の設計の考え方はケース②である。継手を地盤ひずみが大きい地点近傍の施工目地に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しないと止水性や路面の連続性に問題があると評価されるものと思われる。

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、この軸引張力は大きくひびわれを発生させることとなり、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、地盤ひずみが大きい地点に継手を25m 間隔で3箇所設置することが望まれる。

(3) ひびわれによる剛性低下の影響

図-8 はコンクリートの引張抵抗を考慮したものであるが、既に何らかの原因でひびわれが発生している場合や最初の大きな揺れでひびわれが発生し次の大揺れを受ける場合は図-8 の特性を持つ場合より大きなひずみが発生する。その場合を想定して、引張に対して初期剛性を持ち鉄筋の降伏耐力で剛性が変わる図-13のバイリニア型の特性を持たせて、非線形の変位法での解析を行った。図中の「鉄筋多」は $p=0.66\%$ 、「鉄筋少」は $p=0.24\%$ であり、それぞれ降伏耐力は $3.00 \times 10^5\text{ kN}$ および $1.10 \times 10^5\text{ kN}$ である。この計算は、継手のないトンネルの躯体にひびわれが発生した後、揺れによって再度ひずみが増加し、ひびわれ部の鉄筋が抜け出しながら抵抗する状況を計算したものである。

解析の結果、トンネルの最大軸引張力と剛性低下範囲が表-5 のようになった。表-5 の⑤⑥のケースから、鉄筋比に応じた最大軸力が発生していること、剛性低下部の平均ひずみは鉄筋比の大きいケース⑥は半減していること、剛性低下範囲は鉄筋比の多い方が広がるが鉄筋比が3倍になっても25%しか広がらないことが分かる。解析ケースが少なく断定的な判断はできないが、トンネル縦断方向の耐震性を確保するためには、横断方向の設計で決まる配力筋を配置するという考え方でなく、積極的に発生ひずみ、

すなわちトンネル躯体のひびわれ状態を制御する考え方を取り入れて行くべきだと考える。

6. トンネル縦断方向の耐震設計における継手の効果とひびわれの影響の考慮に関するまとめ

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設計法の問題を取り上げた。筆者らは、継手周囲の地盤の抵抗により継手の剛性が設計より大きくなることと、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てきた¹³⁾が、本論文では、継手の効果について周囲の地盤の抵抗の評価法を見直して、ひびわれの影響とともに実トンネルの事例を用いた試算を行い、それぞれの影響の大きさを明らかにした。そして、現行のトンネル縦断方向の耐震設計法に継手の効果とひびわれの影響を考慮する方法を提案した。その要点は、次の通りである。

- a) 文献13)に示されたトンネルの継手周囲の土の抵抗ばねに物理的な解釈をすると、トンネル縦断方向に1m程度、高さ(厚さ)は15cm程度までの継手周囲の土のせん断抵抗ばねとして、式(2)により評価できる。
- b) 継手周囲の土の抵抗ばね定数はかなり大きく、断面のあまり大きくないトンネルでは、図-6のように、実トンネルの構造のみの力学モデルから決定される継手ばね定数(気中でのばね定数)と同程度になる。
- c) 東京の平野部の実地盤を対象にして、上記a),b)を考慮した動的解析を行った結果、継手の開きやトンネル躯体に発生する軸引張力が現在の設計での想定と大きく異なり、トンネル躯体には想定を超えるひびわれが発生するものと考えられる。
- d) 同じく上記c)の解析から、トンネル縦断方向の鉄筋量を増やすことによりトンネル躯体のひずみを抑制できることがわかる。鉄筋量が少ない場合は、コンクリートにひびわれが生じると、ひびわれ部の鉄筋が降伏してひびわれ部周辺には地盤ひずみとほぼ同じひずみが生じることとなる。
- e) 上記d)の挙動は図-9から読み取れ、対象地盤に生じるトンネル縦断方向のひずみが分かれば、対象トンネルに生じる平均ひずみの目安がわかる。図-9は、地盤の動的解析結果の情報から、3章(3)の①～⑤の手順で作成することができる。
- f) 図-9より、地震時のトンネル縦断方向の地盤ひずみがあまり大きくならない場所では、継手に過度に期待せず、縦断方向の鉄筋を、その引張降伏強度を覆工コンクリートの引張強度を上回るように配置すれば、覆工にひびわれが生じても分散し、覆工の平均ひずみを小さく押さえることができる。

本論文で述べた継手の効果の問題については、地盤とトンネルを一体にしたFEMモデルで解析を行ったことのあ

る方は気づいていることと思う。本論文で示した図-6は例であるが、設計上無視できない影響があることは明らかである。今後、様々なトンネルで地震観測が行われ、実挙動の確認が行われることが期待される。

一方、覆工のひびわれの影響については、本論文で述べた問題指摘と応答変位法で設計する意味を踏まえれば、地震や地盤の情報が必ずしも十分でないのに高精細なモデルを組み上げて力尽くで動的解析を行ったり、継手の効果に過度な期待をしたりしなくても、比較的合理的な設計が可能になるのではないかと考える。もちろん、地震時の地盤ひずみの発生が複雑であったり、トンネル構造が複雑でひずみの発生が単純でないと考えられる特殊部は、その特徴を的確に表したモデルによる動的解析が必要なことは論を待たない。しかし、構設計画の段階や比較的単純な区間、道路トンネルより径が小さく総延長の長いライフラインのトンネル等に対しては、有用な方法と考えられる。

本論文は、定量的な把握や誰でも使える設計法としてまとめ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、トンネル縦断方向の耐震設計に重要な指摘と提案ができたと思う。

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, pp.119-141, 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, 橋義則, 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, 橋義則, 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, pp.1-182, 1991.
- 10) 株式会社フォーラムエイト: UC-win/COMD 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, pp.87-91, 2009.
- 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.L867-L875,

2012.

1199-1208, 2002.

- 14) 西岡勉, 運上茂樹: 線状地中構造物における地震時の軸ひずみ伝達特性に関する研究, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.

(2012. 11. 16 受付, 2013. 1. 23 修正, 2013. 2. 23 受理)

SEISMIC DESIGN OF TUNNELS IN THE LONGITUDINAL DIRECTION IN CONSIDERATION OF THE EFFECT OF JOINTS AND CRACKS

Tsutomu TANAKA and Takeyasu SUZUKI

In this paper, the authors reexamined the evaluation method, proposed previously by the authors, on the effect of opening of joints on soil constraint around a tunnel, first. Then, the authors reevaluated joint stiffness of actual tunnels and the influence of the use of such stiffness on earthquake response results of tunnels. Next, earthquake response analyses were conducted in consideration of stiffness degradation of tunnel lining due to cracking, and results of the earthquake response analyses were evaluated. Finally, based on such examinations, the authors summarized a new earthquake resistant design method, taking consideration of the features as follows. Reinforcing bars in the longitudinal direction should be arranged so that the tensile yield strength of reinforcing bars may become greater than the tensile strength of concrete lining, without over evaluating joint behavior, in the area where earthquake ground strain is not large. In the area where ground strain is large, on the contrary, average strain of tunnel lining should be reduced, by arranging joints in consideration of soil constraint around a tunnel.