

地盤－構造物の相互作用の変化を逐次考慮した 開削トンネルのプッシュオーバー解析法の提案

神澤 拓¹・坂井 公俊²

¹正会員 博士（公財）鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

²正会員 修士（公財）鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

1. はじめに

土木構造物の耐震設計では、設計地震動に対して要求性能を満足させるだけでなく、構造物の破壊形態が脆性破壊とならないような対応も重要である。これは、現在の耐震設計の枠組みにおいて積極的に議論、検討が行われている、事前の想定を上回る状況を対象とした性能である「危機耐性」という観点からも有効な対応であると考えられる^{1,2)}。

脆性的な破壊を防ぐための対応として、代表的な鉄道構造物の1つであるRC橋梁・高架橋を新設する場合には、個別にプッシュオーバー解析³⁾を実施することで破壊形態の確認を行い、せん断破壊ではなく曲げ破壊先行となるような配慮を行っている。また、既設の鉄道RC橋梁・高架橋についても、兵庫県南部地震以降、各柱の破壊形態を確認するとともに、せん断破壊先行の柱については順次耐震補強が実施されている⁴⁾。このような対応は、鉄道構造物に限らず各種土木構造物において実施されている。

また、これまで地震による被害の経験が限られている開削トンネルにおいても、中柱等の部材がせん断破壊した場合には脆性的な破壊となることが兵庫県南部地震における事例から確認されており^{例えば 5)}、何らかの手法で破壊形態を確認することが重要となる。地中構造物の破壊形態を確認する手法としても、上述した荷重を漸増させるプッシュオーバー解析が有効であると考えられるが、地中に構築された構造物は周囲を地盤で囲まれているため、荷重（地震作用）の増大に伴う地盤非線形程度の変化に応じて、構造物の慣性力分布や地盤変位分布が複雑に変化することになる。これに伴って、地盤と構造物の相互

作用も複雑に変化するが、相互作用の影響を適切に考慮することは容易ではない。

そのため例えば、周辺地盤を無視した状態のボックスカルバートを対象に、頂部のみに強制変位を漸増させることで、構造物の荷重－変位関係を把握⁶⁾したり、コンクリート製の地中構造物に対してある特定の地震を想定した動的解析を実施することで荷重分布を把握するとともに、この荷重を静的に漸増させた方法⁷⁾等の検討が行われている。これらの方法は、比較的容易に作用等を設定可能であるという利点を有している一方で、地盤と構造物の相互作用を無視していたり、地盤の塑性化に伴う各深さ位置の地震作用、抵抗等の変化等を考慮できていない等の問題が残されている。

鉄道開削トンネルにおいては、これらの課題を解消するために、耐震設計で広く採用されている梁部材とバネ要素による解析モデルを前提としつつ、地盤の非線形性を考慮した破壊形態の確認方法が提案されている⁸⁾。この方法では、まず地盤単体の土柱モデルを用いて逐次非線形解析を実施し、これによって得られる地震作用と地盤－構造物の相互作用ばね（地盤ばね）を用いた開削トンネルの静的解析を実施する。この時の地震作用の増分や相互作用ばね剛性は等価線形的に取り扱うため、実質的に意味のある結果となるのは、当該作用力となる点のみとなる（図-1の○印）。そのため、構造物全体系の荷重－変位関係等を把握するためには、入力する地震動の振幅レベルを複数変化した地盤単体の動的解析を多数行うとともに、この結果を用いた静的非線形解析を多数ケース実施し、それぞれの最終結果を連続して結ぶような配慮が必要となる（図-1の実線）。

この方法では、解析ケース毎に地盤の塑性化を考慮可能となるものの、多数回の動的解析を実施するために作業が煩雑であるとともに、相互作用ばね剛性を等価線形的に扱っているため、依然として地震力の増大に伴う地震作用や、地盤一構造物の相互作用の変化を適切に表現できているとは言い難い。

こうした中で筆者らは、1次元地盤単体の静的非線形解析手法を提案している⁹⁾。この方法では、固有値解析と静的解析を繰り返し実施することで、地震力の増大に伴う局所的な層の剛性低下やひずみの蓄積等、地盤の非線形挙動の効果を適切に考慮した静的解析を可能としている。この結果から、地盤全体としての剛性低下、履歴減衰の増大の傾向等を評価可能としているとともに、この結果を整理することで、地盤の等価1自由度モデルによる挙動評価⁹⁾、や地盤変位量の高精度推定手法の提案¹⁰⁾等が行われている。つまり、現時点において地盤単体を対象とした場合の局所的な層の非線形化やひずみの蓄積等を適切に考慮した静的非線形解析を実施することは可能であり、これと地中構造物の解析モデルを連成させることで、上述した各種課題を解消した地中構造物のプッシュオーバー解析、破壊形態の確認等を実施可能であると考えられる。

そこで本検討では、地盤と構造物の相互作用を適切に考慮したプッシュオーバー解析法の提案を行うとともに、手法の妥当性の検証、提案手法を用いた

場合の従来法による結果との差異等の考察を行う。

なお、本検討における解析モデルは、鉄道構造物の耐震設計において比較的一般的に使用されている梁部材とバネ要素に基づくものを用いることとし、地盤の非線形化に伴う地震作用分布の変化と相互作用ばね（地盤ばね）の非線形化を適切に評価した解析を実施することに主眼を置いた検討を行う。ただし、今回提案する手法は、質点系モデルに限らず、有限要素法に基づく解析においても同様の考え方で適用可能である。

2. 地盤一構造物の相互作用を適切に考慮した開削トンネルのプッシュオーバー解析法

地震作用の増大とこれに伴う地盤の塑性化や地盤一構造物の相互作用の変化を適切に考慮した開削トンネルのプッシュオーバー解析法の手順を以下に示すとともに、大まかなイメージを図-2に示す。今回提案する手法では、固有値解析と微小な荷重を作用させる地盤の静的非線形解析を繰り返し実行することで、地盤各要素の局所的な塑性化や振動モードの変化を適切に評価した上での開削トンネルの地震作用の設定と、地盤の塑性化に伴う地盤一構造物間の相互作用ばね剛性の低下等を適切に反映させた静的解析を実現可能としている。

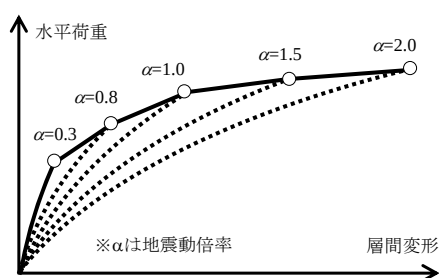


図-1 構造物全体系の荷重変位曲線の例

[1] 地盤一開削トンネルの解析モデル構築

対象とする開削トンネル、周辺地盤、相互作用ばねの各種物性（弾性時の特性、非線形時の特性）を設定する。この時の解析モデルは、通常地震応答解析や耐震設計等に用いるモデルであればどのようなものでも良いが、ここでは質点系モデルを対象とする。

[2] 地盤単体の固有値解析

地盤一開削トンネルの解析モデルから地盤単体の

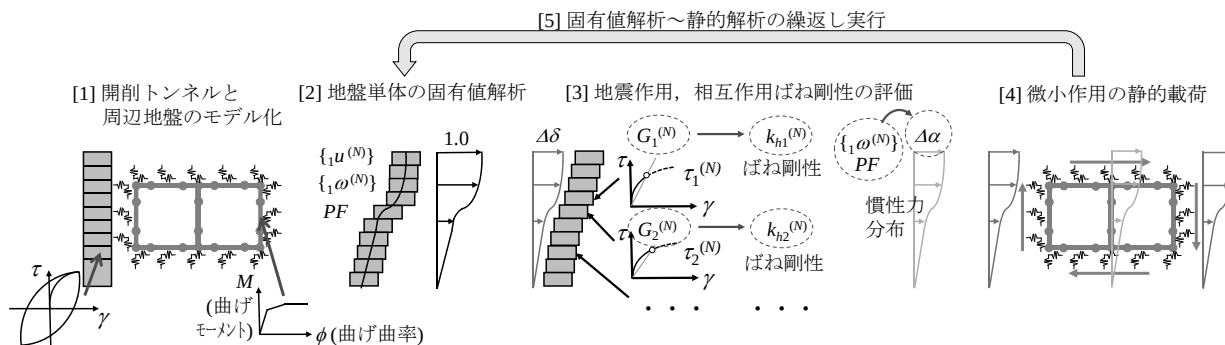


図-2 提案法による開削トンネルのプッシュオーバー解析の手順

みを抽出して固有値解析を実施する。この時に用いる各層の剛性は、各状態での瞬間剛性を用いることとし、当然のように1ステップ目では各層の初期剛性 G_0 を用いる。固有値解析の結果から、一次モードの固有円振動数 $1\omega^{(N)}$ と固有ベクトル $\{1u^{(N)}\}$ 、刺激係数 $1PF^{(N)}$ を把握する。この時の固有ベクトル $\{1u^{(N)}\}$ は、地表位置での値が1.0となるように正規化する。なおここで上付きの (N) は、 N ステップ目の結果であることを表している。

[3] 地震作用、相互作用ばね剛性の評価

上記[2]の地盤単体の固有値解析結果から、開削トンネルへの地震作用と、抵抗要素としての相互作用ばね剛性の評価を行う。地震作用としては、地盤変位、周面せん断力、慣性力の増分評価をそれぞれ行う。具体的にはそれぞれ以下の手順に従って評価を行う。

- ・地盤変位の増分：地表面位置の変位増分が $\Delta\delta \times 1PF^{(N)}$ で、深度方向の分布が固有ベクトル $\{1u^{(N)}\}$ に従うように設定する。なお $\Delta\delta$ は、事前に設定した微小な値である。
- ・周面せん断力の増分：上記の地盤変位の増分を各層に載荷した際に生じる地盤各層のせん断応力の分布 $\{\tau_i^{(N)}\}$ から、周面せん断力を設定する。
- ・慣性力の増分：一次モードの固有円振動数 $1\omega^{(N)}$ と刺激係数 $1PF^{(N)}$ から地表面位置の震度増分を求め、これに重力加速度を乗じることで、地表面位置の慣性力の増分を算定する。慣性力の深度方向分布は、変位と同様に固有ベクトル $\{1u^{(N)}\}$ の形状に基づき設定する。
- ・相互作用ばね剛性：上述した地盤変位の増分を各層に作用させた状態での地盤各層のせん断剛性 $\{G_i^{(N)}\}$ から、各深さ位置のばね剛性を算定する。

[4] 微小な地震作用の静的載荷

上記[3]で算定した各地震作用（地盤変位、周面せん断力、慣性力）を作用させた静的解析を行う。この時の地盤－開削トンネル相互作用ばね剛性は、上記[3]で算定した剛性を設定する。

[5] 固有値解析～静的載荷の繰り返し実行

上記[2]～[4]の作業を予め規定した変位に到達するまで繰り返して実行する。この変位を十分大きな値に設定しておくことで、プッシュオーバー解析を実施することが可能である。

なお、上記[3]における相互作用ばね剛性は、地盤各層のせん断剛性 $\{G_i^{(N)}\}$ から算定することになるが、この時には可能な限り実現象を再現可能な手法や設計における適切な手法によって評価することが望ま

しい。例えば鉄道構造物の耐震標準¹¹⁾の算定式に基づく場合には、側壁位置に設定する水平方向の相互作用ばね剛性 $k_{hi}^{(N)}$ を次式で評価することができる。

$$k_{hi}^{(N)} = 1.7 \alpha E_0^{(N)} B_h^{-3/4} \quad (1)$$

$$E_0^{(N)} = 2G_i^{(N)}(1+\nu) \quad (2)$$

ここで、 $k_{hi}^{(N)}$ ： N ステップ目における i 層における側壁の水平地盤反力係数(kN/m³)、 α ： $E_0^{(N)}$ の算定方法および荷重条件に対する補正係数、 $E_0^{(N)}$ ： N ステップ目における地盤の変形係数(kN/m²)、 B_h ：側壁の換算幅、 $G_i^{(N)}$ ： i 層における N ステップ目のせん断剛性(kN/m²)、 ν ：動的ポアソン比である。

今回提案する手法によって、これまで適切な評価が困難なために、その影響を無視したり、等価線形的に扱わざるを得なかった地盤の塑性化に伴う地震作用分布の変化、地盤－構造物の相互作用の複雑な変化を適切に考慮可能となる。結果として、各種事象を考慮した上での開削トンネルのプッシュオーバー解析によって、損傷順序や破壊形態をより適切に評価できるものと考えられる。

3. 提案法に基づく地震作用、相互作用ばね剛性評価の検証

(1) 検証の方法

提案手法の妥当性の検証を行う。この時、これまでの開削トンネルの各種静的解析法では地盤と開削トンネルの相互作用を適切に考慮できないため、最終的な破壊形態や部材の破壊順序等を何らかの手法と比較することにより、提案手法の妥当性を検証することは困難である。

そこで、妥当性の検証方法としては、いくつかの地盤変位の状態における地震作用と相互作用ばね剛性が適切に設定できることを確認することとした。この時にも従来の静的解析法では妥当性の検証対象として適切ではないため、本検討における比較対象としては、入力地震動の振幅レベルを多数変化させた地盤動的解析により得られる地震作用、相互作用ばね剛性を正解値として比較する。

(2) 対象とする地盤、構造物の条件、計算の条件

検討対象の地盤－構造物の条件を図-3に示す。地盤はせん断弾性波速度 $V_s=150\text{m/s}$ 、単位体積重量 $\gamma=16\text{kN/m}^3$ の粘性土による均質地盤とし、基盤深度は20.2m位置に設定した。構造物は土被り7.5mの位置に高さ6.75m、幅12.94mを有する1層2径間の開削トンネルとし、各深さ位置の地震作用および相互

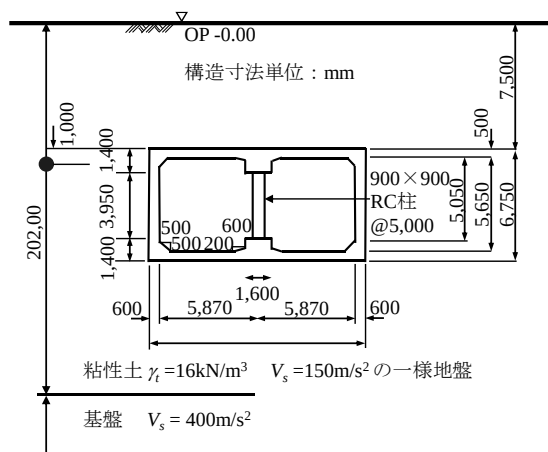


図-3 対象構造物と周辺地盤

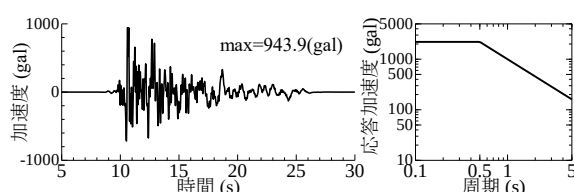


図-4 入力地震動の時刻歴波形と応答スペクトル

作用ばね剛性を評価することで検証を行う。

地盤の層分割は、開削トンネルの位置関係も考慮しながら24要素に分割した。地盤の非線形構成則はGHE-Sモデル¹²⁾によって表現し、各層に付与する非線形パラメータは多様な地盤の試験結果をもとに土質分類や拘束圧に応じて提案されている標準的な値¹³⁾を設定した。

地盤の動的解析を実施する際の基盤位置に入力する地震動は、図-4に示す時刻歴波形を基本とし、これを0.1倍～2倍まで計14段階に振幅調整することで、入力レベルごとに開削トンネルへの地震作用、相互作用ばね剛性の算定を行った。この入力地震動波形は、鉄道構造物の耐震設計で一般的に用いられている標準L2地震動（スペクトルII）の基盤位置の時刻歴波形¹¹⁾である。逐次非線形解析を実施する際の減衰は、固有値解析に基づく1次固有振動数（1.86Hz）と10Hzで3%となるレーリー減衰を設定した。

上記14ケースの地盤動的解析の結果から、各入力レベル（地盤の変位状態）における地震作用と相互作用ばね剛性を設定する。具体的には、まず地盤変位と周面せん断力は、開削トンネル上下床版間の地盤の相対変位が最大となる瞬間の変位とせん断応力を抽出した。慣性力は、各深度の最大加速度を抽出して設定した。最後に相互作用ばねの剛性は、各深度の最大せん断ひずみとその瞬間のせん断応力から

算定した。以上の結果を提案法による結果との比較対象とする。

続いて、提案法によって地震作用と相互作用ばね剛性を算定する。この時の地盤単体の静的非線形解析を実施する際の条件としては、各ステップの変位増分 $\Delta\delta = 0.001\text{cm}$ 、最終的な変位が100cmとなるように設定した（計算ステップ100,000）。その他の地盤のモデル化方法等は上述した地盤動的解析の場合と同一である。この地盤単体の静的非線形解析の結果から、ステップ毎の地震作用、相互作用ばね剛性を前章で提案した手順に従って算定した。

(3) 計算の結果

前節で整理を行った手順に従って、入力レベルを変化させた複数ケースの地盤動的解析、提案したプッシュオーバー解析のそれぞれに対して地震作用（開削トンネル各位置の地盤変位、周面せん断力、慣性力）と相互作用ばね剛性を算定した。得られた結果のうち、トンネル左側壁の上端から約1mの位置（図-3の丸印位置）における結果を図-5に示す。同図においては、地盤動的解析の結果を丸印で示し、提案法による結果を実線で示している。また横軸は、各手法による上下床版間の地盤の相対変位量で統一して示している。これらの結果を見ると、いずれの手法を用いた場合にも、地震力（地盤変位）が増大するに従って、地盤塑性化の影響で、周面せん断力や慣性力の増分が小さくなること（図-5(b),(c)）や、相互作用ばね剛性が徐々に小さくなること（図-5(d)）がわかる。

両手法による結果を個別に比較する。まず地盤変位（図-5(a)）については、提案法に基づく地盤変位量の連続的な評価が、地盤動的解析による離散的な結果を適切に表現していることがわかる。ただし、この時の横軸は上下床版間の地盤相対変位で表示しているため、各手法とも横軸と縦軸の関係は概ね線形関係となっており、これだけから提案手法の妥当性を確認することはできない。

続いて周面せん断力（図-5(b)）の結果を見ると、提案法に基づく結果が、地盤動的解析の結果を適切に再現していることがわかる。これは、入力レベルの増大（地盤変位の増大）に伴う地盤各層の非線形化の程度を表現した結果の一つであるため、地盤の静的非線形解析法によってこれを適切に表現できており、提案手法の妥当性、有効性を示す結果であると言える。なお、従来法の位置づけである地盤動的解析による周面せん断応力の値が、変位2.5cmあたりで不連続な結果となっているが、これは、入力レ

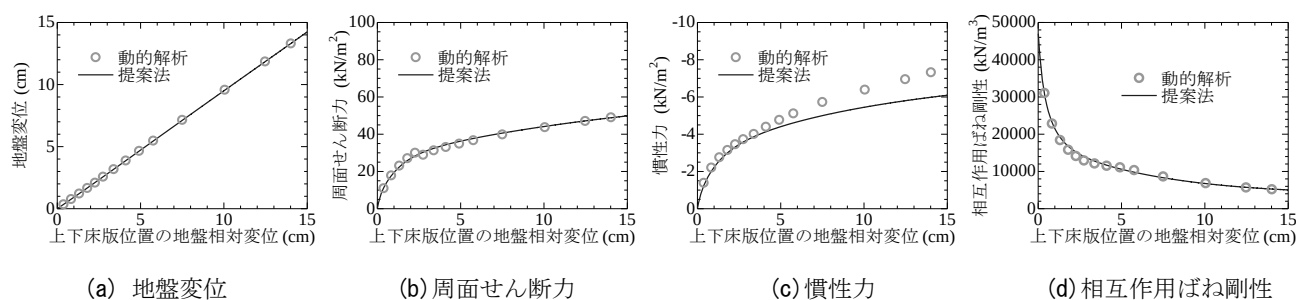


図-5 左側壁位置の地震作用と相互作用ばね剛性の比較

ベルを徐々に大きくした地盤動的解析において、上下床版位置の相対変位が最大となる時刻がこのタイミングで変化していることに起因するものであることを確認している。提案法では、このようなある1波形の局所的な特徴を反映した評価ではなく、地震作用（地盤変位）が小さな領域から大きな領域まで安定した結果を得ることができる。これも構造物のプッシュオーバー解析という観点からは、提案法の有効性を示す結果である。

続いて、慣性力の評価結果（図-5(c)）を見ると、提案法に基づく慣性力の方が小さな値を示す傾向があり、変位14cm程度では、両手法の結果に1.2倍程度の差が見られる。この原因としては、地盤動的解析に基づく評価では、動的解析を行った全時刻の最大加速度から慣性力を算出している一方で、提案法では、対象とする変位状態での慣性力を算定している影響が大きい。そこで、地盤動的解析による慣性力を、地盤の相対変位が最大となる瞬間に変更することも考えられるが、こうすると上昇波と下降波の重ね合わせの影響で、深度方向に不連続な結果となることを確認している。これは、瞬間的な結果を表現する指標としては適切である一方で、周面せん断力の評価時にも述べたように、地震波の特性によって値や分布が大きく変化してしまうため、構造物のプッシュオーバー解析のための作用としては不適切であり、地盤動的解析によって静的な慣性力を連続的に算定することには限界があると言える。またこれとは別に、両手法において最大加速度の差が見られる要因として、提案法では地盤の1次モードのみを考慮しているため、高振動数成分の影響を強く受ける加速度においては、動的解析の結果と乖離が生じやすいことも確認している⁹⁾。このように、提案法、地盤動的解析のいずれも多少の課題を有しており、プッシュオーバー解析に用いる慣性力としていずれが適切な結果であるかということを現時点において確定させることは困難である。ただし、両手法とも全体的な傾向は良好に一致しており、地震作用のうち慣性力が開削トンネルの応答や照査結果に与

える影響は軽微であるため、この程度の慣性力の差はトンネルの応答を評価する観点からは大きな問題にはならないと考えられる。

最後に、相互作用ばね剛性（図-5(d)）の結果を見ると、両手法による結果が良好に一致していることがわかる。既に述べたように、地盤の静的非線形解析法では地震作用（地盤変位）の増大に伴う各層のひずみとその際のせん断応力を適切に評価できるため、この結果に基づいて算定するせん断剛性も逐次非線形解析に基づく値を精度良く再現できることになる。

また、以上の両手法の比較結果は、今回示した代表深さだけでなく、他の箇所においても同様の傾向を示すことを確認している。以上より、提案法によって得られる地震作用、相互作用ばね剛性は、複数回の地盤動的解析の結果を良好にトレースしているとともに、地震波の局所的な影響を排除した評価を可能としており、開削トンネルのプッシュオーバー解析法として有効であることが確認された。

4. 提案法に基づく開削トンネルのプッシュオーバー解析

(1) 検討の方法

本章では、1層2径間の開削トンネルを対象に提案手法を適用した解析を実施する。この結果と、地盤の動的解析結果に基づく開削トンネルの静的解析の結果を比較することで、提案手法の有効性の考察を行う。

前述したように、多数の地盤動的解析の結果を用いた開削トンネルの静的解析法⁸⁾では作業が煩雑となるため、設計実務においては、ある設計地震動に対して地盤動的解析を実施し、地震作用と相互作用ばね剛性を求めておき、相互作用ばね剛性は一定のまま、地震作用をある倍率まで線形的に増加させることでプッシュオーバー解析を実施している¹⁾。

そのため従来法においては、対象とする設計地震

動の変位レベルでは、地震作用、相互作用ばね剛性ともに適切な値を設定している一方で、それ以前、それ以降の状態ではこれらのバランスが崩れてしまっているという問題を有している。そこで、このような問題を有する従来法と、これを解消可能な提案法によって、各状態における開削トンネルの変形や発生断面力を比較することで、提案手法の特徴を整理する。

(2) 対象とする地盤、構造物の条件、計算の条件

検討対象の地盤、構造物はいずれも前章で計算を行ったもの（図-3）と同一とし、高さ6.75m、幅12.94m、土被り7.5mの位置にある1層2径間の開削トンネルの挙動を評価する。地盤のモデル化方法も前章と同様の構成則、パラメータ等を用いる。開削トンネルのモデル化は、基本的には鉄道構造物の設計標準¹¹⁾に従うこととし、74要素の梁部材で表現する。各部材の $M-\phi$ 関係はコンクリート部材のひび割れ・降伏・終局点を表現するトリリニアモデルに従い、隅角部は剛域としている。また、本検討では部材の軸力変動の影響は無視しているとともに、出力、表示する各部材断面力としては、地震作用による自重状態からの断面力増分を用いることとした。

従来法による評価を行う際の入力地震動としては、前章でも用いた鉄道構造物の標準L2地震動を基盤位置に設定した。この時には、地震波の振幅調整等は実施せず、図-4の波形（max=944gal）をそのまま用いることとした。また、従来法によるプッシュオーバー解析では、上述した通りこの地震波を入力した地盤動的解析により得られる相互作用ばね剛性を一定とし、地震作用を等価線形的に変化させることとした。なお解析終了時の上下床版位置の地盤相対変位量は提案法と合わせた20.2cmとしている。

提案手法によるプッシュオーバー解析では当然のように特定の地震動を対象とした評価は実施せず、地表面変位量が100cmとなる時点までの解析を実施した。

以上の地盤、構造物、解析条件に基づいて、各手法によって開削トンネルのプッシュオーバー解析を実施する。この時、従来法の位置づけである地盤の

動的解析法と提案法では、特に慣性力において多少の差が見られることが前章の検討により確認されている。これは、従来法においても地震作用の設定方法に多少の問題点が含まれているためであり、これによる開削トンネルの応答の差異を考察することが本章の主眼ではない。

そこで上下床版の地盤相対変位 5.8cm 時点（図-4の地震動をそのまま用いた場合の地盤変位）における提案法と従来法の地震作用、相互作用ばね剛性が同一となるように、従来法のそれらを定数倍補正することとした。具体的には、図-6(c)に示すように、変位 5.8cm 位置において両手法の慣性力が一致するように補正している。

以上の条件に基づいて設定した地震作用、相互作用ばね剛性のうち、トンネル左側壁の上端から約1mの位置（図-3の丸印位置）における結果をまとめて図-6に示すが、当然のように上下床版の相対変位5.8cm位置においては両手法で完全に一致している。また、従来法では変位の増大に伴う作用、ばね剛性の変化を適宜考慮していないため、図-6の従来法で示すように、作用は線形で表現し、ばね剛性は一定として解析を実施することになる。これに対して提案法では地盤の非線形化に伴うこれらの変化を逐次評価、考慮可能であるため、周面せん断力、慣性力とも変位の小さな領域では従来法よりも大きく、変位の大きな領域ではこれと逆の傾向を示している。また、相互作用ばね剛性は変位小の領域では提案法の方が高い剛性を設定しているとともに、変位が大きくなるに伴い剛性が徐々に低下していることも確認できる。

(3) 計算の結果

a) 開削トンネルの発生変形の比較

前述した各条件に従って開削トンネルの応答解析を実施した。ここでは、各状態における開削トンネルの変形量と全体系の発生せん断力について、従来法と提案法の比較を行う。比較に際しては、表-1に示すように、3ケースの状態を抽出して両手法の比較を行った。ここでケース1は、図-4に示す標準L2

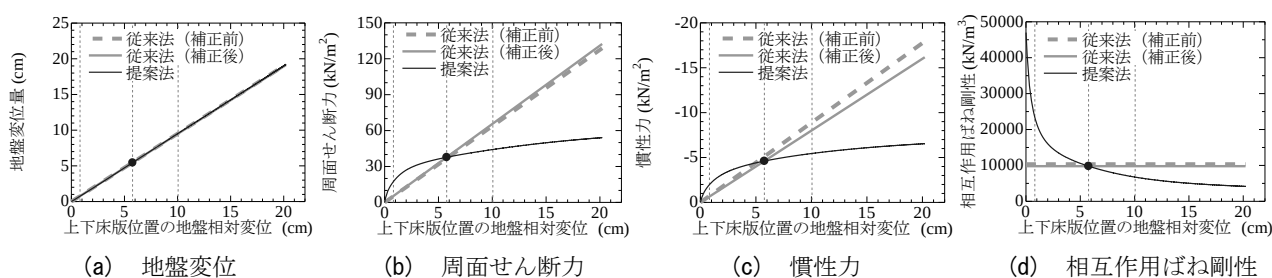


図-6 従来法と提案法における相互作用ばね剛性と地震作用と地盤反力係数

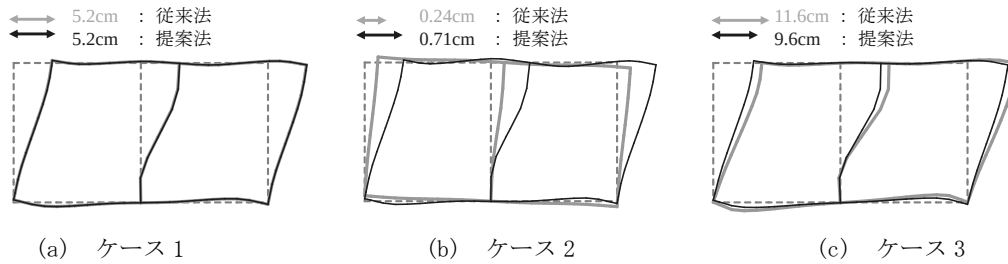


図-7 トンネルの変位状態

表-1 検討ケースの一覧

ケース	上下床版 地盤変位	備考
1	5.8cm	標準 L2 地震動の変位
2	0.8cm	L1 地震動の変位
3	10.1cm	標準 L2 地震動×1.5 倍の変位

地震動（スペクトルII）を基盤位置に入力した条件での地盤変位を想定したもの、ケース2は、鉄道構造物の耐震設計において走行安全性を照査するための地震動として一般的に用いられているL1地震動¹⁾を基盤に入力した場合の地盤変位（0.8cm）を想定した状態における検討である。ケース3は、ケース1の地震動を1.5倍したものを基盤に入力した条件での地盤変位（10.1cm）における検討である。

両手法によって得られた各ケースの開削トンネルの変位を出力した結果を図-7に示す。なお図-7の変位図では、提案法における上床版右端部の変位量が各図で同一となるように基準化して表示している。

図-7(a)から、ケース1における開削トンネルの変位は全ての部材で一致しており、着目する瞬間の地震作用、相互作用ばね剛性が一致していれば、地震作用の载荷経路が異なっても変位状態という観点では影響がないことが確認できる。次に、ケース2の変形図（図-7(b)）を見ると、提案法の方が上床版位置で0.47cm大きく変位していることがわかる。これは従来法による相互作用ばね剛性がケース1の状態により設定されているため、より小さな地震動を対象とした場合には過小評価となっていることに起因している。一方でケース3では、変形図（図-7(c)）では従来法において上床版の変位が2.0cm大きくなっていることがわかる。これらはケース2とは逆に、従来法ではより小さな地震レベルにおける相互作用ばね剛性を使用しているため、剛性を過大に設定しているためである。

b) 発生せん断力の比較

続いて、発生せん断力の観点から整理を行う。トンネル全体系でみたときの発生せん断力の差を比較するために、過去に提案されている方法¹⁴⁾に従って、

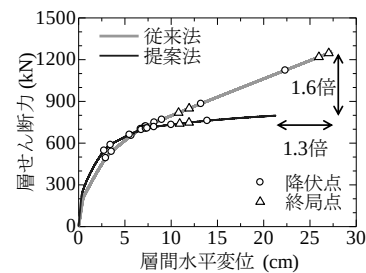


図-8 トンネル全体系の荷重変位関係

構造物全体系での層せん断力-水平変位の関係を整理した結果を図-8に示す。

この結果をみると、変位の小さな領域では提案法の方がせん断力が高い一方で、変位が大きくなるとその関係が逆転している。これは既に述べた通り、従来法では変位の小さな範囲では相互作用ばね剛性を小さめに評価し、変位が大きな範囲では過大な値を設定しているためである。その結果として、従来法では層間水平変位量で1.3倍程、せん断力で1.6倍程度大きな値を示すこととなった。すなわち、提案法を用いることで、より合理的な評価が可能となることが期待される。

5. まとめ

本検討では、地盤と構造物の相互作用の変化を逐次考慮可能な開削トンネルのプッシュオーバー解析を提案するとともに、手法の有効性の検証を行った。今回得られた成果を以下に示す。

(1) 提案手法では、各状態における地盤の固有値解析を実施することで、地震力の増大、地盤変位の増大に伴う各深さ位置の地盤の塑性化の程度を逐次考慮可能としている。これにより、地盤-構造物間の相互作用ばね剛性の非線形化、各地震作用の変化を適切に設定となり、微小変位から大変位まで考慮した静的非線形解析、プッシュオーバー解析を一度の解析で実施可能とした。

(2) 提案手法の妥当性を検証するために、入力レベ

ルを変化させた状態での地盤動的解析に基づく相互作用ばね剛性，各地震作用との比較を行った．その結果，各地震作用，相互作用ばね剛性とも幅広い変位状態において動的解析の結果を再現できしており，提案手法による一度の解析でこれらを適切に評価可能であることを確認した．さらに，地盤動的解析においては時々刻々加速度分布が変化するため，ある地震動レベル，変位レベルを考えた場合の適切な慣性力分布を設定することが困難である，という従来法の課題も提案法によって解決できることを確認した．

- (3) 代表的な開削トンネルを対象に，地震作用や相互作用ばね剛性を等価線形的に扱う従来の簡易な静的非線形解析法と提案法による結果の比較を行った．その結果，破壊形態を確認するような大きな地震動レベルを対象とした場合には，当然のように従来の方法では相互作用ばね剛性として過大な設定をしている．そのため，全体的な傾向としては，提案法を用いることで開削トンネルの層間変位や発生せん断力が小さくなり，より合理的な破壊形態の評価が期待される．

以上のように，提案法では固有値解析を繰り返し実施することで，1 度の静的非線形解析によって地盤の非線形化とこれに伴う相互作用の変化を適切に考慮した上での開削トンネルのプッシュオーバー解析，破壊形態の確認を実施可能としている．それとともに提案法により得られる結果は従来法と比較してより合理的な結果となる可能性も期待され，既設構造物における補強箇所を適切に抽出する際の解析手法としても有効であると考えられる．

また，地盤の静的非線形解析の結果を活用することで，地震時の地盤変位量を簡易かつ適切に推定できることも確認されている¹⁰⁾ため，開削トンネルのプッシュオーバー解析の結果におけるこの変位状態における各部材の損傷状態を抽出することで，ある設計地震動を対象とした地震時性能の照査にもプッシュオーバー解析の結果をそのまま用いることも可能であると考えられ，設計時における検討ケースの合理化も期待される．

なお本検討では提案法の妥当性，有効性を地盤動的解析の結果等と比較することで解析的に実施したものであり，従来の設計法との比較となっている．

今後は，観測記録や地震被害等を対象として手法の検証を実施する予定である．

参考文献

- 1) 本田利器：危機耐性を指向した耐震設計の実装に向けた考察，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.74, No.4(地震工学論文集第 37 卷)，I_1078-I_1086, 2018.
- 2) 室野剛隆，田中浩平，齋藤正人，坂井公俊，豊岡亮洋：鉄道構造物の耐震設計における危機耐性の定量評価法の提案，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.75, No.3, 336-349, 2019.
- 3) Priestly, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M., 川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強，技報堂出版，1998.
- 4) 秋元孝生：鉄道施設の復旧と耐震性強化の取組み，橋梁と基礎，Vol.30, No.8, pp.32-35, 1996.8.
- 5) (一社)土木学会関西支部：大震災に学ぶ 阪神・淡路大震災調査研究委員会報告書，(社)土木学会関西支部，1998.
- 6) 村田裕志，福浦尚之：高強度鉄筋の使用が地中 RC 構造物の地震時応答に与える影響について，コンクリート工学年次論文集，Vol.31, No.2, 2009.
- 7) 島端嗣浩，松尾豊史，両角浩典，島村真介：三次元材料非線形解析を用いた鉄筋コンクリート製地中構造物を対象とした地震時挙動評価，構造工学論文集，Vol.66A, 2020.
- 8) 井澤淳，西山誠治，川西智浩，室野剛隆：地盤の非線形性を考慮した開削トンネルの破壊形態の確認方法，鉄道総研報告書，RTRI REPORT Vol.25, No.9, 2011.
- 9) 坂井公俊，室野剛隆：地盤の等価 1 自由度モデルを用いた非線形動的解析法の提案，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.71, No.3, pp.341-351, 2015.
- 10) 坂井公俊，井澤淳，石橋利倫：地盤全体系の強度を考慮した地震時地盤変位量の簡易推定法，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.74, No.4 (地震工学論文集第 37 卷)，I_361-I_368, 2018.
- 11) (公財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物，丸善出版，2012.
- 12) 室野剛隆，野上雄太：S 字型の履歴曲線の形状を考慮した土の応力～ひずみ関係，第 12 回日本地震工学シンポジウム，pp.494-497, 2006.
- 13) 野上雄太，室野剛隆：S 字型履歴曲線を有する土の非線形モデルとその標準パラメータの設定，土木学会地震工学研究発表論文集，Vol.30, 論文 No.2-0014, 2009.
- 14) 西山誠治，川満逸雄，室谷耕輔，西村昭彦：開削トンネルの応答変位法による荷重変位曲線の算定に関する一考察，第55回土木学会年次学術講演会，I-B487, 2000.