

液状化による開削トンネルの浮上がりに対する 各種対策工法の効果の検討

渡辺健治¹・澤田亮²

¹(財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部
(〒185-0034 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail:nabeken@rtri.or.jp

²(財)鉄道総合技術研究所 (〒185-0034 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail:sawada@rtri.or.jp

大地震時において周辺地盤が液状化することにより、下水管等の埋設構造物と同様に開削トンネルなどの大規模な地中構造物も浮上がる可能性がある。現行の設計では浮上がり安全率により浮上がりの照査を行なっているが、浮上がり量を定量的に評価する必要がある。本研究では、2方向ロードセルを多数配置することにより作用外力を計測できる開削トンネル模型を作成し、液状化に伴うトンネルの浮上がり実験を行なった。その実験結果より、浮上がり挙動に対する影響因子、トンネルへの作用外力と周辺地盤の変形の関連性を評価し、浮上がりに対する有効な対策工法を提案した。

Key Words : Shaking table test, liquefaction, uplift behavior, open cut tunnel

1. はじめに

大地震時において周辺地盤が液状化することにより、下水道管、ガス管などの埋設管やマンホールなどの地中構造物が浮上がる被害事例が多く報告されている¹⁾。鉄道の開削トンネルなどの大規模な地中構造物についても同様に、周辺地盤の液状化に伴い浮上がりを生じ、軌道位置での過大な変形を引き起こす可能性がある。

現在の鉄道の耐震設計²⁾においては、鉛直方向の力のつりあいから算出した浮上がり安全率により浮上がりの照査を行なっている。しかしながら、設計法が性能照査型設計へ移行していることを考えると、浮上がり量を定量的に評価することによって耐震性能を照査することや、有効な耐震対策工を提案することが重要となる。

周辺地盤の液状化に伴う地中構造物の浮上がり挙動については過去に多くの模型振動実験が実施されており、浮上がり量の算定法、有効な浮上がり対策工に関する検討がなされている^{1),3),4)}。しかしながら、これらの実験では埋設管など比較的小規模な地中構造物を対象とした検討が多く、地下鉄道の開削トンネルのような大規模な地中構造物を対象とした検討は少ない。また、模型実験においては地盤中の過剰間隙水圧や応答加速度の計測は行なわれているが、地中構造物に作用する荷重や加振中の地盤の変形量

を詳細に計測した事例はない。そのため、液状化時の地盤と構造物の挙動や、構造物に作用する荷重の特性については不明な点が多い。

以上を考慮して本研究では、開削トンネル模型を用いた振動実験を行ない、トンネルに作用する荷重やトンネルの浮上がりに伴う周辺地盤の変形量を計測した。その結果を基に、液状化によるトンネルの浮上がり挙動に及ぼす主要な影響因子を評価し、どのような耐震対策工が有効であるか検討したので報告する。

2. 現在の耐震設計の考え方

現在の液状化時における開削トンネルの耐震設計の考え方は、図-1に示すように地盤の液状化による過剰間隙水圧の発生による上向きの力の増加と下向きの摩擦抵抗力の減少など、開削トンネルに作用している力を式(1)により比較して、浮上がり安全率によって評価している。すなわち、現在の設計では、浮上がりが生じるか否かの判断を行なっているのみであり、液状化による浮上がり量などの定量的な評価をすることはできない。

$$\gamma_i \frac{U_s + U_D}{W_s + W_B + Q_s + Q_B} \leq 1.0 \quad \dots(1)$$

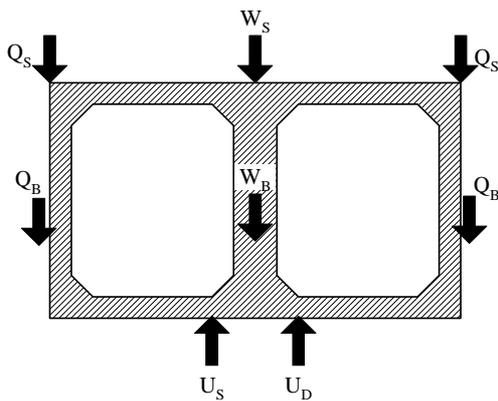


図-1 現行の設計で考慮する開削トンネルに作用する力のつりあい

ここで、

- W_B : 開削トンネルの自重(kN/m)、
- W_S : 鉛直方向外力(水の影響含む)(kN/m)
- Q_S : 上載土のせん断抵抗(kN/m)
($F_L < 1$ の土層は $Q_S = 0$)
- Q_B : 開削トンネル側面の摩擦抵抗(kN/m)
($F_L < 1$ の土層は $Q_B = 0$)
- U_S : トンネル底面の静水圧による揚圧力(kN/m)、
- U_D : トンネル底面の過剰間隙水圧による揚圧力(kN/m)、
- i : 構造物係数、
- F_L : 液状化抵抗率である。

前述したように、耐震設計法が性能照査型に移行していることに伴い、開削トンネルの耐震性能を評価する必要があるが、その際にはトンネルに作用する荷重の特性を考慮し、定量的な浮上り量を指標とすることが望まれる。

3. 実験模型、実験方法

液状化地盤における開削トンネルの浮上り挙動を把握するために、鉄道総研で所有する振動台を用いて1G場での振動実験を実施した。実験には1層2径間を想定した20分の1スケールの開削トンネル模型(以下:トンネルと表記)を用いた。トンネルは幅400mm、高さ200mm、奥行き590mmである。図-2に示すように、トンネルの周囲には16個の分割2方向ロードセルを配置し、さらに水がロードセル内に流入しないようにシーリングを施すことにより、開削トンネルに作用する土水圧の軸力成分(法線方向)、せん断力成分(接線方向)を計測した。液状化地盤模型は珪砂6号($G_s=2.652$ 、 $e_{max}=0.903$ 、 $e_{min}=0.582$)で作成し、相対密度(D_r)の異なる2ケースの振動実験(Case1: $D_r=60\%$ 、Case2: $D_r=80\%$)、およびトンネル下の液状化層厚を変化させた1ケースの振動実験(Case1,2: 525mm、Case3: 263mm)を行なった(表-1参照)

液状化地盤は固定土槽(幅2060mm、高さ1010mm、奥行き600mm)内に空中落下法により作成し、その

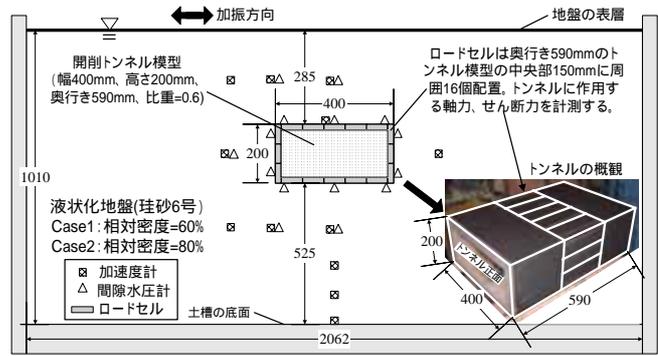


図-2 計測器の配置図、トンネルの概要図(単位:mm)

表-1 実験条件

実験ケース	地盤の相対密度(%)	トンネル下の層厚(mm)	入力波
Case1	60	525	正弦波(3Hz) 100-400gal
Case2	80	525	
Case3	60	263	漸増波

中央部にトンネルを設置した。地盤作成後に土槽底面から二酸化炭素を供給し、地盤の間隙を二酸化炭素で置換した後、地盤を飽和させ水位を地表面に合わせた。実地盤においてトンネルの周辺地盤全てが液状化することは想定しづらいが、今回の振動実験では浮上り挙動におよぼす影響因子を検証することを目的としているために、できるだけ単純化した模型に対して実験を行なった。図-2に示したように、模型地盤中やトンネル模型表面には加速度計、間隙水圧計を設置した。トンネルの浮上り量は巻型変位計により計測した。なお、図-2中で、開削トンネル表面に設置されている加速度計、間隙水圧計はトンネルに固定されているため、トンネルの浮上りと共に計測点が移動する。

地盤中には5cmおきに標点を設置し、高速度CCDカメラ³⁾を用い土槽側面(強化ガラス面)を通じて撮影することにより、加振中の地盤の2次元的な変形量を計測した。標点は珪砂6号を黒色に彩色し、直径15mm程度の団子状にした状態で冷凍することにより作成し、地盤作成時に所定の場所に設置した。

入力波形としては、各ケースともに同一とし、正弦波(3Hz)を用い、10波毎に加速度を100galづつ400galまで連続的に増加させた。

4. 実験結果および考察

(1) 浮上り始めるまでのトンネルの挙動

図-3、図-4にトンネルの上面、側面、下面においてトンネルに作用する荷重の時刻歴(上下面は軸力、側面はせん断力)、トンネル近傍地盤の過剰間隙水圧、トンネルの浮上り量、浮上り安全率、振動台加速度の時刻歴を示す。図-3はCase1とCase2を比較したものであり、図-4はCase1とCase3を比較したものである。ここで、振動台加速度、浮上り量以外のデータはローパスフィルターを施すことにより

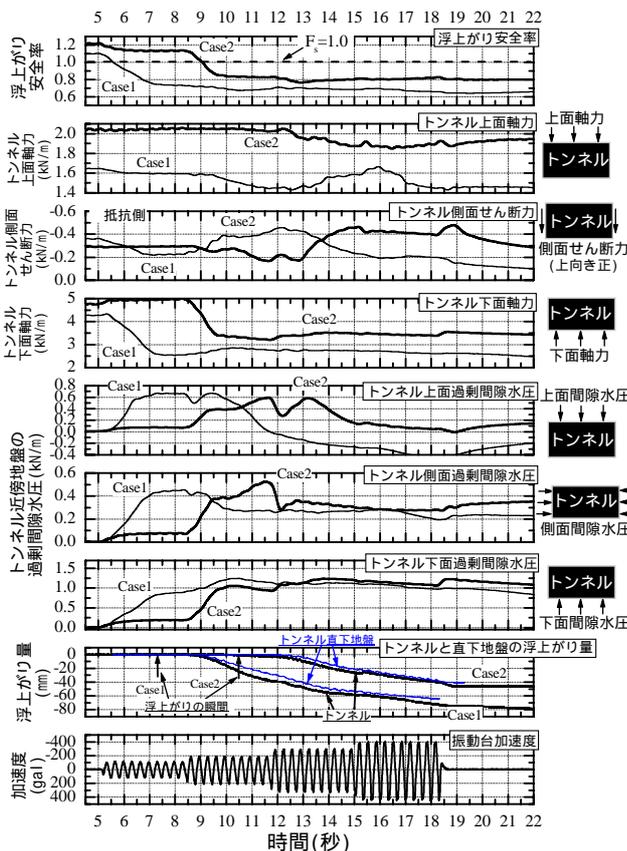


図-3 測定値の時刻歴の比較 (Case1 と Case2)

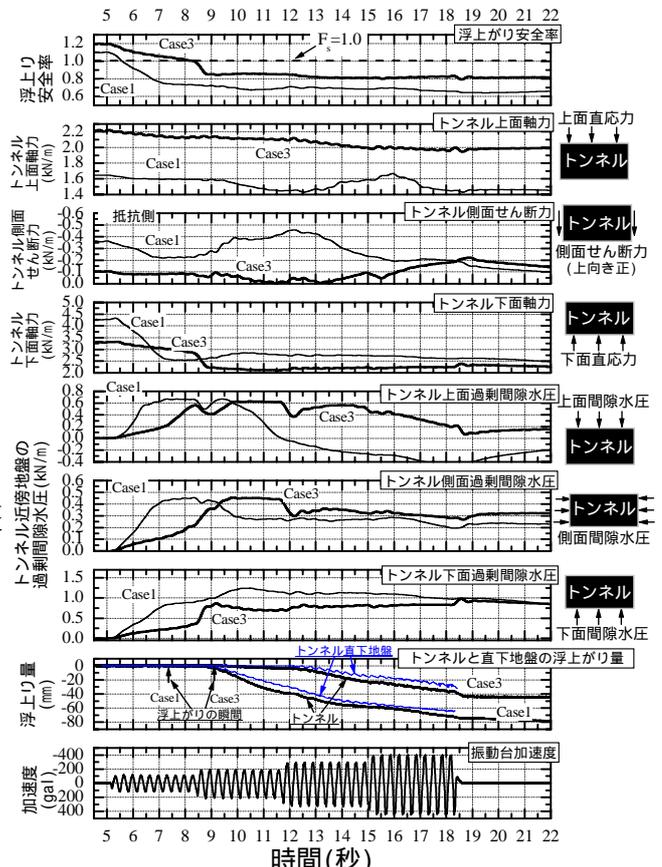


図-4 測定値の時刻歴の比較 (Case1 と Case3)

低周波成分(漸増成分)のみを抽出している。また、浮上がり安全率については、現在の設計標準の考えに基づいて式(1)により算出しているが、式(1)中の W_s と Q_s については直接計算で求めるのではなく、 W_s と Q_s の合力がトンネル上面のロードセルに測定されていると考えて、安全率を計算している。

過剰間隙水圧の時刻歴を見ると、トンネルの上面、側面、下面いずれの場所においてもCase1では加振直後に、Case2、Case3では200gal加振時に上昇していることが分かる。

図-5に示したトンネル下面のせん断力(トンネル下面の5箇所計測したせん断力の合力)の時刻歴を見ると、加振数秒後に下面のせん断力はほぼゼロに近い値になっていることが分かる。これはトンネルが浮上がり始めたために、トンネルとその直下の地盤が剥離したためであると推定され、Case1では100gal加振の途中、Case2,3では200gal加振の途中でせん断力がほぼゼロになったことが分かる。これに対して、図-3、図-4に示したトンネルの浮上がり量の時刻歴(巻込型変位計で測定)を見ると、浮上がり変位量が急速に進展し始めるのは、Case1で200gal加振時、Case2,3では300gal加振時であり、前述したトンネルが浮上がり始めた時点と時間差が見られた。この時間差はCase1,2では2秒程度、Case3では4秒程度であり、Case1,2と比較してCase3の方が時間差が大きかった(表2参照)。

一方、図-3、図-4の浮上がり安全率の時刻歴を見ると、安全率が1を下回る時刻はトンネルが浮上が

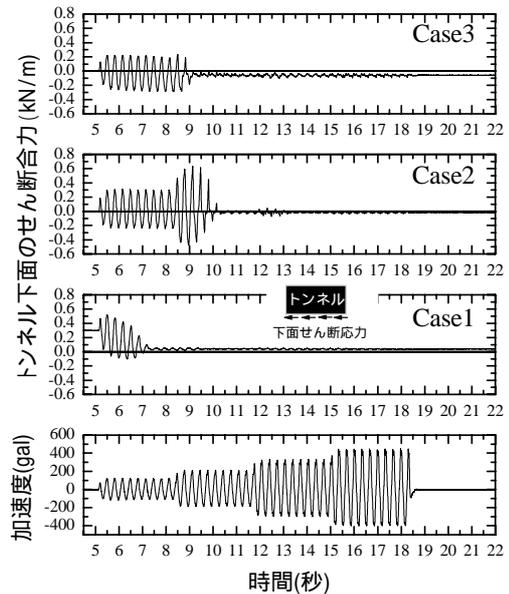


図-5 トンネル下面に作用するせん断力の時刻歴 (Case1、Case2、Case3)

表-2 トンネル浮上がり開始時刻の比較

	浮上がり開始時刻 (下面のせん断力がゼロ)	浮上がり急速に 進展し始める時刻
Case1	100gal 加振時 (7.3 秒付近)	200gal 加振時 (9 秒付近)
Case2	200gal 加振時 (10.5 秒付近)	300gal 加振時 (12.5 秒付近)
Case3	200gal 加振時 (9 秒付近)	300gal 加振時 (13 秒付近)

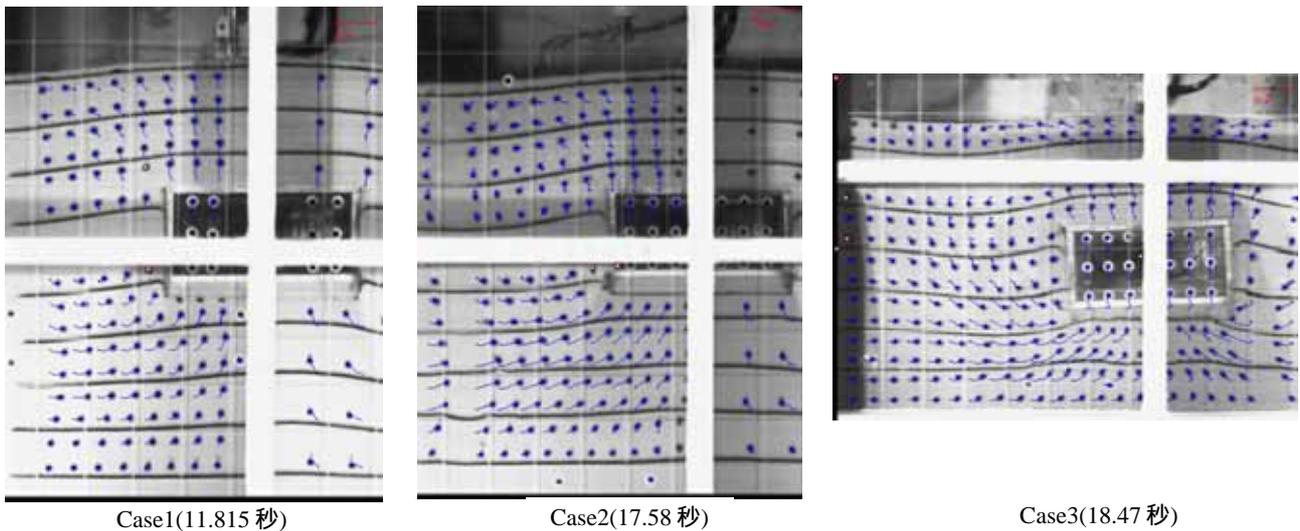


図-6 トンネル周辺地盤の変形状況
(トンネルの浮上がり量が 36.6mm に達した時、左図：Case1、中央図：Case2、右図：Case3)

り始める時刻（前述したトンネル下面のせん断力がゼロになる時刻）より若干早い、相対密度の違い（Case1とCase2の違い）などは安全率に反映されており、浮上がり始める時期をある程度反映していると言える。これは既往の研究³⁾で得られている知見と定性的に合致している。

つまり、いずれの実験においても、

加振直後に周辺地盤（特にトンネル下面）の過剰間隙水圧が上昇し、それに伴い浮上がり安全率は1を下回る。

次にトンネル下面のせん断力がゼロとなり、開削トンネルが浮上がり始める。

しかし、浮上がり始めた直後は急速には浮上がりせず、その次の加振ステップにおいて急速に浮上がり始める、

という共通した傾向が見られる。に示したように、トンネルが浮き上がり始めてから急速に浮き上がりが進展するまでには、加振の継続と加速度の増加が必要である。この現象は、式(1)のような鉛直方向の力のつりあいだけでは説明することができない。この間に地盤中で発生している現象の詳細については今後検討する必要があるが、加振の継続、加速度の増加によってトンネル近傍だけではなく、地盤全体の液状化程度が増加したと考えられる。そのため、詳細な検討に際しては過剰間隙水圧の大きさだけでなく、液状化抵抗率（ F_L 値）や、 F_L 値を深さ方向に積分することによって算出する液状化指数（ P_L 値）等の液状化程度を示す値が加振中にどのように変化したか検討する必要があると考えられる。

以上の検討から、トンネルが浮上がり始める時刻については、浮上がり安全率のような鉛直方向の力のつりあいからある程度評価できることが分かった。しかしながら、その後のトンネルの浮上がり挙動は鉛直方向の力の釣り合いだけで決定されていないことが分かった。

(2) 浮上がり始めた後のトンネルおよび地盤の挙動

図-3、図-4に示したトンネルの浮上がり量の時刻歴データには、画像解析システムにより算出したトンネルの直下の地盤（以下、直下地盤）の鉛直上向き変位量の時刻歴データも合わせてプロットしている。これを見ると、全ての振動実験において直下地盤の鉛直上向き変位量はトンネルの浮上がり量に遅れて増加し始めていることが分かる。また、実験後の模型撤去作業時に確認したところ、トンネル直下全域には深さ10mm程度の空隙が観察された。これらのことから、本研究で実施した実験条件においては、直下地盤の上向き変位は開削トンネルの浮上がりに追隨して発生したものであり、必ずしも直下地盤が直接的にトンネルを押し上げているわけではないことが分かる。

図-6に各実験においてトンネル模型が36.6mm浮上がった時のトンネル周辺地盤の変形状況、標点の移動の軌跡を示す。この図より直下地盤は上向きに変位し、これに追隨して側方の周辺地盤が直下地盤に向かって移動していることが分かる。Case1と2を比較すると標点の設置範囲や実験時の撮影範囲が異なるが、周辺地盤の変形パターンは類似している。このことから地盤の相対密度が異なり浮上がりの開始時刻が異なっても、地盤が十分に液状化した後は、ほぼ同じようなモードでトンネルの浮上がりや周辺地盤の変形が生じていることが分かる。これは既往の研究¹⁾で得られた実験結果と整合している。

一方で、Case1とCase3を比較すると、Case3はトンネルから離れた場所の地盤がトンネル直下に向かって流入していることが分かる。これはトンネル下の液状化層厚が薄く、側方の周辺地盤がトンネル直下に供給されにくかったため、より遠くの地盤が直下地盤に向かって流入したと考えられる。前述のように今回の実験では、必ずしも直下地盤がトンネルを直接的に押し上げたわけではない。しかしながら

トンネルが浮上るためにはトンネル直下へ地盤が流入される必要がある。そのためにCase3はCase1と比較して、浮上がり開始してから急速に浮上がり進展するまでの時間差が大きかったと推測される(表-2参照)。このことは、トンネル直下への地盤の流入(土の供給)を防ぐことによりトンネルの浮上がり量を抑制できる可能性を示している。

(3) トンネルの浮上がり速度について

図-3,図-4を見ると、浮上がり始める時刻は実験ケースによって異なるものの、一旦浮上がり始めた後の浮上がり速度には大きな違いがないように見える。

既往の研究⁴⁾では液状化時の地中構造物の浮上がり量を予測する手法として、次に示す鉛直方向の運動方程式を用いた手法を提案している。

$$\frac{d^2x}{dt^2} + \frac{C}{M} \frac{dx}{dt} + \frac{\rho_{sat}bg}{M} x = -\frac{\{M - \rho_{sat}(h_0 - h_w)b\}g}{M} \dots (2)$$

(x : 浮上がり量、 C : 液状化した地盤の浮上がり速度に比例する抵抗係数、 M : 地中構造物および上載土の質量、 ρ_{sat} : 地盤の飽和密度、 h_0 : トンネルの底面深さ、 h_w : 地下水位の深さ(=0)、 b : トンネルの幅、 g : 重力加速度)

ここでは、浮上がり時に地中構造物には構造物と上載土の自重、浮力、および浮上がり速度に比例した抵抗が作用すると仮定し、鉛直方向の運動方程式を導いている。

ここで、浮上がり速度の変化は小さいため左辺第一項の慣性項を無視し、初期条件($t=0$ で $x=0$)のもとで解くと、

$$x = -\frac{(\rho_{sat}h_0b - M)g}{\rho_{sat}bg} \{1 - \exp(-\frac{\rho_{sat}bg}{C}t)\} \dots (3)$$

となり、抵抗係数 C のみが未知数となる。

図-7に実験で得られた浮上がり量の時刻歴を式(3)でフィッティングさせた結果を示す。厳密に言えば、トンネルの浮上がりにより水位面(本実験では地表面高さに設定)よりも上に隆起した地盤により抵抗力は増加するが、ここではその影響を無視している。この図より、浮上がり始めから加振終了までの全体を同一の抵抗係数 C でフィッティングさせることはできないことが分かる。これは加振加速度を100galから400galまで漸増させているため、地盤の液状化程度が異なっているためであると推測される。しかしながら各加振段階毎に別々に検討すれば、抵抗係数 C をパラメータとしておおよそ良好にフィッティングできることが分かる。

表-3に各実験ケースにおいて、フィッティングに用いた抵抗係数 C の値を示す。この表に示したように、抵抗係数 C は加振加速度の影響を受けるが、周辺地盤が液状化し、トンネルが急速に浮上がり始めた後(300gal加振以降)は、地盤の相対密度や液状化層厚の影響をあまり受けず、おおよそ同じ抵抗係数で浮上がり挙動を表現できることが分かる。

一方で、式(3)は地盤を粘性流体として扱っている

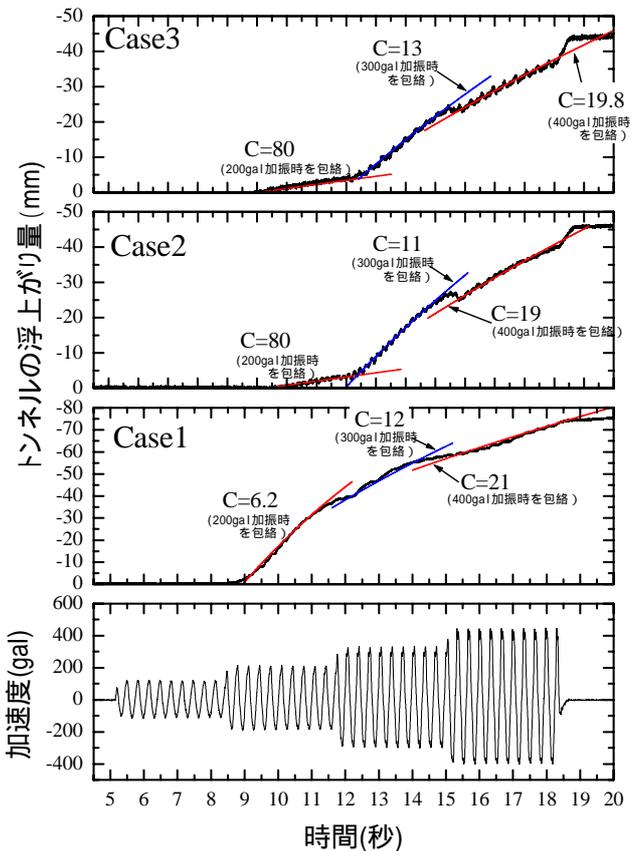


図-7 浮上がり量の時刻歴と抵抗係数 C を変化させた運動方程式によるフィッティング

表-3 フィッティングに用いた抵抗係数 C

	100gal 加振時	200gal 加振時	300gal 加振時	400gal 加振時
Case1	0	6.2	12.0	21.0
Case2	0	80	11.0	19.0
Case3	0	80	13.0	19.8

(単位: kg/sec²・cm)

るため、周辺地盤が液状化に至る過程における検討には適用できず、浮上がり開始時点の推定に用いることは難しい。逆に言えば、地盤の液状化強度や液状化程度等に基づいて浮上がり開始時点だけを精度良く推定できれば、その後のトンネルの浮上がり挙動は式(3)のように液状化地盤を粘性流体として捉えることにより、ある程度表現できる可能性がある。詳細については今後の検討が必要である。

また、文献⁴⁾にも示されているように、抵抗係数 C は液状化した土の粘性係数、液状化程度および構造物の形状に依存すると考えられる。そのため、現段階で直接的に抵抗係数 C を算出することが難しく、これについても今後の検討が必要である。

5. 浮上がりに対する有効な対策工の提案

これまでに紹介した実験結果より、地中構造物の浮上がり挙動は、周辺地盤の液状化程度、周辺地盤からトンネル直下への地盤の流動などに大きく影響を受けることが分かった。また、既往の研究¹⁾によると、これ以外の影響因子としては地中構造物の幅

や地中構造物以深の液状化層厚などが挙げられる。

浮上がりに対する有効な対策工については、対象とする開削トンネルが新設もしくは既設構造物であるか、施工可能な部位が開削トンネルの上部、側部、下部のどの部分であるかによって大きく異なると考えられるが、大別すると以下のように分類される。

方法 : トンネル直下への地盤の流入を抑制する方法

方法 : 周辺地盤の液状化を防止もしくは軽減する方法

方法 : アンカー等によってトンネルの浮上がり挙動を拘束する方法

方法 としては矢板を用いる方法が一般的であり、既往の研究¹⁾においてもその効果が検討されている。開削トンネルに対して適用するためには、地盤の流入を効果的に抑制するために必要な矢板深さや、既設トンネルに対する施工性について検討する必要がある。また、矢板とトンネルが接合している場合、矢板に作用する外力(主に地盤の流動圧)がトンネルの各部材に伝達すると考えられるために、その影響についても考慮する必要がある。

方法 としては、注入工法等の地盤改良工法が挙げられる。この方法は既設のトンネルに対しても施工が可能であるが、浮上がりに対して有効な改良範囲について検討する必要がある。

方法 としては、グランドアンカー等によりトンネルと支持地盤と結合する方法や太径のアンカーによりトンネル直下地盤を強化する方法が挙げられる。

既設の開削トンネルの場合、特に鉄道トンネルの場合は限られた時間帯(終電から始電まで)で施工可能な対策工で、軌道面に悪影響を及ぼさない方法を選択する必要がある。さらに、トンネル直上(地上)は道路等で占有されていることが多く、住宅等の周辺の建造物との用地境界を考慮すると、トンネル直下地盤を改良する対策工が適していると考えられる。

いずれの対策工についても、要求される耐震性能と対策工のレベル(範囲)、対策効果の関係やコストパフォーマンス等を評価する必要である。今後も系統的な振動実験を継続して行ない、これらについて評価する予定である。

6. まとめ

トンネルの浮上がりは周辺地盤の過剰間隙水圧が上昇した時に開始される。しかしながら、その直後は急速に浮上らず、加振を継続し、液状化程度が変化した時に急速に浮上がり始める。浮上がり安全率のような鉛直方向の力のつりあいにより、トンネルの浮上がり始める時刻はある程度評価できるが、その後の浮上がり挙動や浮上がり量は評価できない。

今回実施した振動実験では、トンネル直下の地盤の上向き変位はトンネルの浮上りに追従しており、必ずしも直下地盤が直接的にトンネルを押し上げているわけではなかった。

鉛直方向の運動方程式を用いることにより、浮上がりが開始した後のトンネルの浮上がり挙動をある程度評価することができたが、抵抗係数Cの評価方法に課題がある。

謝辞: 本研究は国土交通省からの補助金を受けて得られた研究成果の一部である。また、東京大学生産技術研究所の古関潤一教授には、本研究を進めるにあたり様々な視点からご助言をいただいた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 地盤工学会: 液状化による地中埋設構造物の浮上り被害に関する研究 報告会資料、2003
- 2) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、1999
- 3) 石田英毅、東畑郁生、中井則之: 液状化による地中構造物の浮上がり軽減のための地中壁の利用、第11回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.897-900、2002
- 4) 佐々木哲也、田村敬一: 地中構造物の浮上がり予測手法に関する検討、第11回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.1065-1070、2002
- 5) Watanabe, K., Koseki, J. and Tateyama, M.: Application of High Speed Digital CCD Cameras to Observe Static and Dynamic Deformation Characteristic of Sand, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.28, No.5, pp.1-13, 2005 (to be appear)

(2005. 6. 16 受付)

SHAKING TABLE TESTS ON UPLIFT MECHANISM OF OPEN CUT TUNNEL IN LIQUEFIED GROUND

Kenji WATANABE and Ryo SAWADA

A series of shaking table tests were conducted to investigate the uplift mechanism of open cut tunnel in liquefied ground. The external force acting on the tunnel during shaking was monitored precisely by two-component loadcells and the deformation of the ground during shaking was also monitored by image processing system. The experiments revealed that the uplift behavior of tunnel was largely affected by the degree of liquefaction of the ground especially around the tunnel and it was difficult to predict the total uplift displacement of tunnel only by using safety factor against uplift. Based on these test results, some measures against uplift displacement of tunnel were suggested.