

遠心模型実験による液状化地盤中のトンネル構造物の応答評価

(株)大林組 正会員 佐藤 清
 (株)大林組 国際会員 松田 隆

1. はじめに

地中構造物の耐震設計において周辺地盤の液状化が予測される場合、構造物の浮上りについての検討が実施される¹⁾が、断面力の照査に液状化が考慮されるケースは少ない。これは過剰間隙水圧の上昇に伴う周辺地盤の剛性低下が、構造物の断面力低下に繋がると考えられるからである。しかしながら、周辺地盤が液状化に至る過程や液状化した後の挙動について、検討を実施した例は少ない。設計において応答変位法により耐震照査を実施する場合も、外力の設定や地盤ばねの設定において、周辺地盤の剛性は時々刻々と変化し、地盤変位モードも非液状化時と大きく変わる可能性がある。

以上から本研究では第一段階として、周辺地盤を乾燥砂とした場合と飽和砂とした場合について地中構造物の遠心模型振動実験を行い、周辺地盤が液状化した場合の構造物の応答の変化を調査した。第二段階では、動的有効応力解析によって、地盤が非液状化状態から液状化に至るまでの地中構造物の断面力分布の変化を検討し、その要因を分析した。

2. 遠心模型実験の概要

実験は周辺地盤を乾燥砂とした場合 (Case1) と飽和砂 (Case2) とした場合を実施し、どちらも15gの遠心重力場にて加振を行った。図-1に実験模型および計器配置、表-1に模型諸元を示す。実験模型は長さ190cm×幅80cm×深さ56cmの内寸を有するせん断土槽に作製した。構造物模型には外径216mm、厚さ10mmの硬質塩化ビニル管 (実物換算で外径3.24m、厚さ150mm) を用いた。構造物模型の端部には、砂および水の浸入を防ぐためのゴムシートを貼付した。土槽と構造物模型端部の境界には、摩擦低減のためのスポ

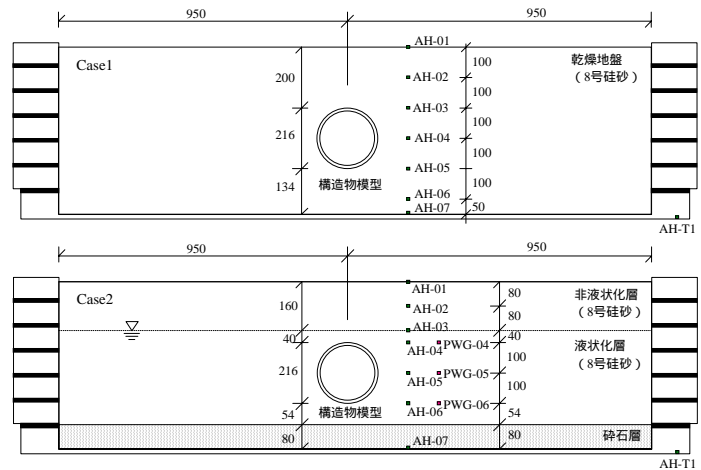


図-1 模型横断面図および計器配置 (地盤)

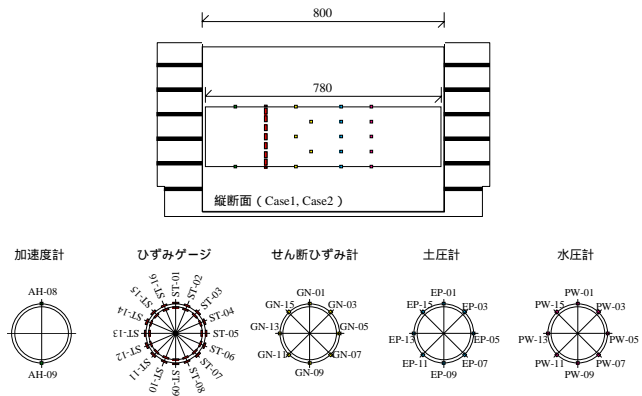


図-2 模型縦断面図および計器配置 (構造物)

表-1 模型諸元

模型地盤	Case1	Case2
使用材料	8号硅砂	8号硅砂
地盤条件	乾燥	飽和
加振時の相対密度 D_r (%)	76	85
液状化強度 R_{20} ($D_r=85\%$)	-	0.38
乾燥密度 d (g/cm^3)	1.35	1.39

構造物 (Case1, Case2共通)		
材質	硬質塩ビ	密度(g/cm^3)
外径(mm)	216	見掛け比重
肉厚(mm)	10	ヤング率(kN/m^2)

ンジを設置した。構造物外周面には地盤材料と同じ8号珪砂を糊付けし、摩擦が得られるようにした。計測は地盤の加速度・水平変位・間隙水圧（飽和地盤）、構造物模型のひずみ・土圧・水圧（飽和地盤）、構造物周囲の地盤せん断ひずみとした。地盤の水平変位はせん断土槽枠の相対水平変位から推定した。

Case1の模型地盤は8号珪砂（ $s=2.65\text{g/cm}^3$, $D_{\text{max}}=0.25\text{mm}$ ）を空中落下させ、相対密度 $D_r=60\%$ に仕上げた。ただし、複数の加振を行うことによって徐々に密度が増加し、本報告で結果を示す600gal加振の際には $D_r=76\%$ であったと推定される。Case2の模型地盤についても8号珪砂を空中落下させ、相対密度 $D_r=80\%$ に仕上げた。液状化時の浮上り量ができるだけ少なくするために、表層には厚さ160mm（実物換算2.4m）の非液状化層を設けた。なお、Case2についても複数の加振を実施しており、本報告で結果を示す600gal加振の際には $D_r=85\%$ であったと推定される。間隙水には脱気水を使用し、間隙を二酸化炭素置換したのち底部の碎石層から注水した。構造物天端の深さはGL-200mm（実物換算3.0m）とし、Case1とCase2で同一である。

入力波は2Hz正弦波（波数25）とした。実験ではCase1, Case2ともに振幅を変えて2~3回の加振を実施したが、本報告では振幅600 cm/s^2 加振の結果を示す。

3. 遠心模型実験の結果

ここからは実験結果を実物換算した値によって示す。図-4は土槽枠の変位から推定した、構造物上下端位置での地盤の相対変位量を示している。地盤条件は異なるものの、Case1とCase2はほぼ同じ変位量であった。図-5はCase2における構造物中心深さ（GL-4.62m）での過剰間隙水圧比で、PW-05は構造物近傍の応答、PW-05Gは構造物離れた位置での応答である。構造物近傍（PW-05）では加振後3秒程度で液状化しているのに対して、構造物から離れた位置（PW-05G）では加振終了時ようやく液状化に達している。図-6は構造物模型に貼付したせん断ひずみ計GN-01によって計

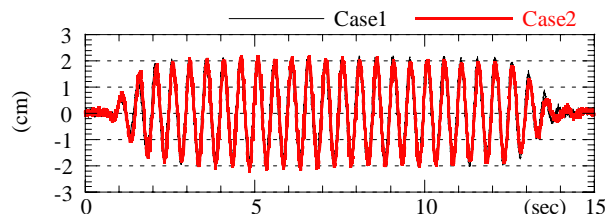


図-4 構造物の相対変位

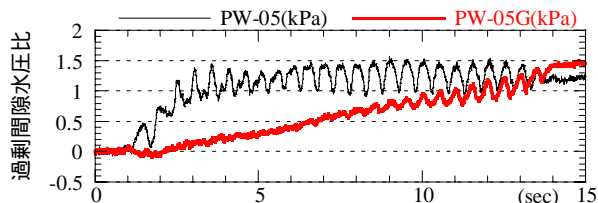


図-5 過剰間隙水圧比

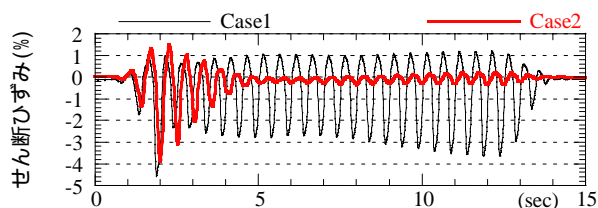


図-6 構造物近傍の地盤せん断ひずみ（計器 GN-01）

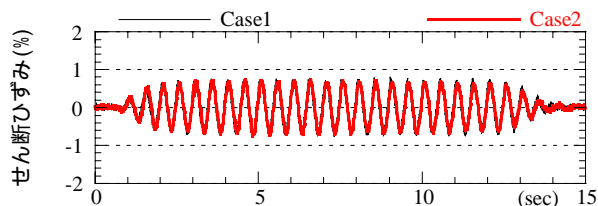


図-7 地盤せん断ひずみ

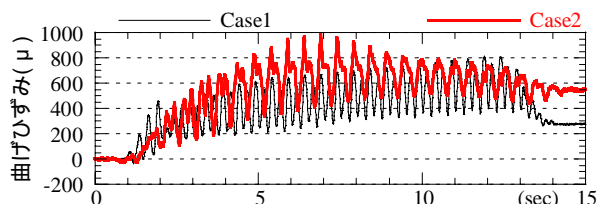


図-8 構造物の曲げひずみ（ST-01）

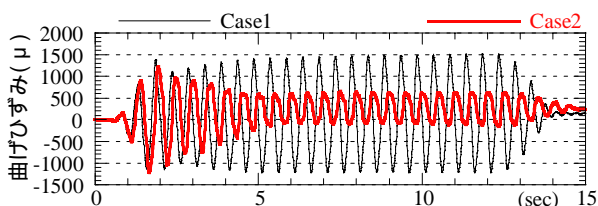


図-9 構造物の曲げひずみ（ST-03）

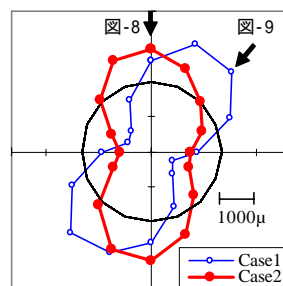


図-10 加振後 5.8 秒における曲げひずみ分布

測された、構造物近傍の地盤のせん断ひずみ (GL-3.0m) である。一方、図-7は土槽枠の相対変位から推定した地盤のせん断ひずみ (GL-3.0m 付近) である。構造物近傍では最大4%のせん断ひずみが生じているのに対して、地盤全体では0.8%程度である。このように構造物近傍地盤では周辺よりもせん断ひずみ量が大きく、その結果、構造物近傍では周辺よりも早く液状化したと考えられる。また、図-6に示すように、Case2では構造物近傍の液状化と同時にせん断ひずみが急激に低下しており、地盤が泥水化したことを示している。これは構造物周囲に一種の免振層が形成された状態と言え、構造物のひずみに変化を生じさせている。図-8は加振後5.8秒における曲げひずみ分布を示しているが、Case2では液状化に伴う側方からの土水圧の増加によって、ひずみが卓越する位置が変化していることがわかる。図-8は構造物頂部の曲げひずみ (ST-01) を示し、図-9は頂部から45°の位置での曲げひずみ (ST-03) を示している。周囲が液状化した場合、構造物頂部ではひずみが増加し、45°の位置では逆に減少する。ただし、液状化に達するまで (水圧上昇過程) は、Case1とCase2とでほぼ同程度のひずみが生じている。また、全計測位置および全計測時間を通じて最大の曲げひずみは、Case1で1700 μ 、Case2で1370 μ (Case1の81%) であった。最大値の比較では、液状化による免振効果があったと言える。

4. 動的有効応力解析の概要

解析対象は、遠心模型振動実験1)で地震時挙動が把握できているトンネルとした。トンネルには外径3.24m、覆工厚さ15cmの硬質塩化ビニル管 (ヤング率3000N/mm²) を用いた。

地盤は相対密度60%を仮定し、地下水位をGL-2.4mにした。土被りは1Dに相当する3.0mとし、その下に0.8mの液状化層が存在する。さらに下層に支持層として洪積層を1.2m設置した。トンネルは、約7mの軟弱層に3mのトンネルが設置したことになる。入力波は2Hz正弦波 (波数25) とし、振幅を600Galとした。

解析手法は大林組開発のEFECT²⁾を用い、2次元平面ひずみ状態を仮定した。境界条件は左右を連結 (繰返し状態状態) にした。解析ケースは、周辺地盤が液状化しないCase1 (最大過剰間隙水圧比 < 0.4) と、液状化する場合のCase2である。

5. 動的有効応力解析の結果

図-12に過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。この最大値は、ほぼ入力の初期に生じており、今回の解析ケースでは、時刻歴で過剰間隙水圧に変動があるものの、継続時間に伴い大きく過剰間隙水圧が蓄積するモデルにはなっていなかった。Case-1ではトンネルの側方地盤にやや過剰間隙水圧が上昇する部分が見られるが、トンネル周辺での過剰間隙水圧は上昇していない。これに対して、Case-2では最大で過剰間隙水圧比0.8程度に至っている。この場合、トンネル下部では上載圧が小さいこともあって液状化に至っている。

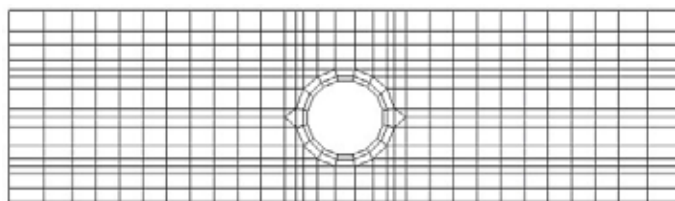
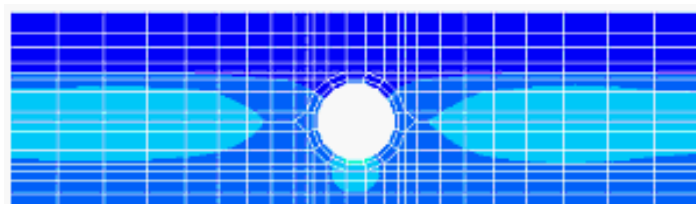
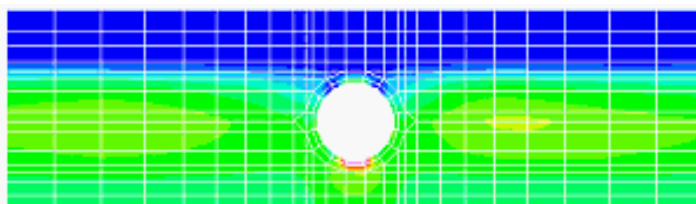


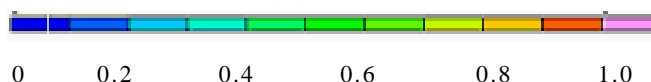
図-11 解析モデル



(b) Case-1



(b) Case-2



過剰間隙水圧比

図-12 過剰間隙水圧分布 (最大)

図-13に、トンネル頂部位置の底部位置に対するの相対応答変位の時刻歴を示す。液状化が生じないCase-1においても残留変位が生じている。概ね、トンネルは周辺地盤と同様に変位している。ただし、時刻によっては地盤の変位の方が大きくなっている場合もある。液状化しているCase-2ではこの傾向が顕著になる。特に、残留変位に関しては、周辺地盤とトンネルでは大きく異なる。そこで、残留成分を除去した振動成分で、液状化した場合としない場合を比較する。図-14は振動成分の時刻歴を示している。ここから、時刻歴によって微妙に地盤の変位とトンネルの変位は異なるが、それらはほぼ一致していると考えられる。このことから、現在設計で用いられている応答変位法の基本概念は、周辺地盤が液状化しても適用できる可能性が高いことを示している。

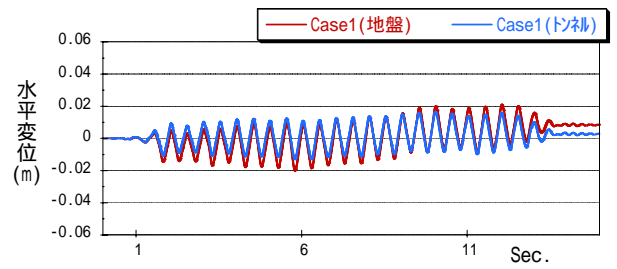
液状化した場合と液状化しない場合を比較すると、地盤剛性が低下する液状化した場合の方が大きくなるのは当然のことである。ここでは、約30%程度変位が大きくなっている。その結果は、断面力の増大に影響することになる。図-15にトンネルに生じる最大曲げモーメントの経時変化を示す。液状化した場合、定常性は乱れるが、一様に液状化しない場合より大きな曲げモーメントが生じている。この断面力も応答変位法によっても評価できるものと考えられる。

6. まとめ

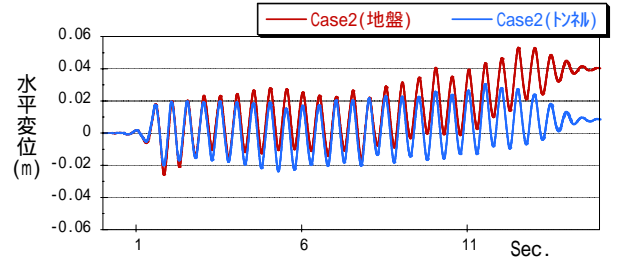
- ・ 周辺地盤が比較的密な飽和砂の場合、構造物近傍では周辺よりも早い段階で液状化する。
- ・ 構造物近傍の地盤が液状化すると、土水圧の変化に伴ってひずみ分布形状が変化し、頂部や底部のひずみが卓越するようになる。
- ・ 周辺地盤が液状化するまでの構造物ひずみは、非液状化地盤の場合と同程度である。
- ・ トンネルの設計において、液状化した場合においても応答変位法の適用の可能性は高い。
- ・ 周辺地盤が液状化した場合、応答変位の上昇に伴い、断面力が増加する可能性が高い。

参考文献

- (1) 例えば、社団法人日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針と解説 - 1997年版 - 。
- (2) 伊藤浩二：動的有効応力解析プログラム「EFECT」(その1) 基礎理論と地盤構成モデル，大林組技術研究所報，No.51,1995。

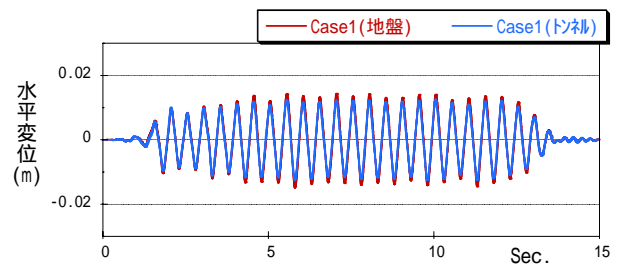


(a) Case-1 非液状化

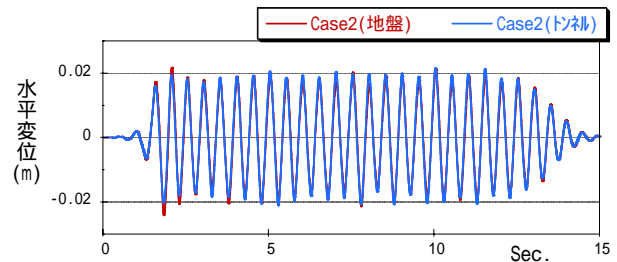


(b) Case-2 液状化

図-13 構造物底部位置に対する頂部の相対変位

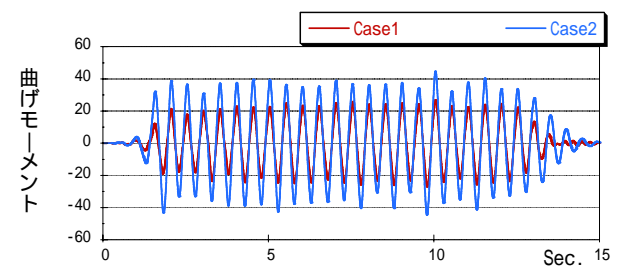


(a) Case-1 非液状化



(b) Case-2 液状化

図-14 相対変位の振動成分



(b) Case-2 液状化

図-15 最大曲げモーメントの振動成分