

低土被りトンネルの掘削を模擬した遠心模型実験

Centrifuge Model Test on tunnel excavation

高橋真一¹⁾・杉江茂彦¹⁾・桑原徹¹⁾・鈴木健一郎¹⁾・畑浩二²⁾

Shinichi TAKAHASHI, Shigehiko SUGIE, Toru KUWAHARA, Kenichiro SUZUKI, Koji HATA

This paper describes centrifuge model tests concerning tunnel deformation and stability on condition that overburden height is small and ground strength is small. Model tests procedures are followings. Model ground with tunnel($\phi 95\text{mm}$) in ground was made by soil cement that strength was $q_u \approx 250\text{kN/m}^2$. After model preparation, centrifuge gravity was increased until failure. The main results are as follows.

(1) Settlement of ground surface increased with rising of centrifuge acceleration. (2) The collapse above of the tunnel was observed when model overburden height reached about 7~10m.

Key Word: tunnel, centrifuge model test, deformation, settlement

1. はじめに

近年、都市部におけるトンネル工事に対して山岳工法を適用する建設工事が増加している。都市部ではトンネル上空やその周囲に住宅等の構造物が多いため、山岳地帯における山岳工法適用に比べ、トンネル掘削工事に伴う沈下量の制限、地下水低下の影響など近接施工として留意する点が多い¹⁾。

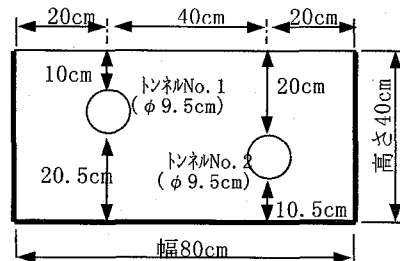
これまでにトンネル掘削時の地盤挙動についての研究は砂質土や粘性土に対するものが多く^{2), 3)}、粘着力が比較的大きな地盤を対象にした検討は少なく未解明な部分も多い。この報告では、大型遠心模型実験装置⁴⁾を用いて、未固結地山における低土被りトンネル掘削に伴う地盤変形特性を検討した結果を示す。

2. 実験方法

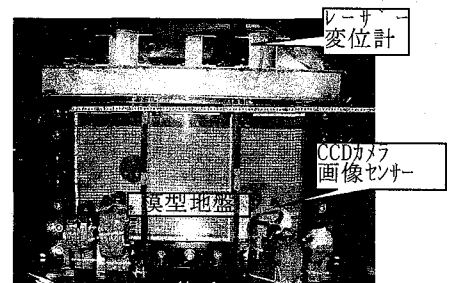
表一、図一に模型地盤の概要を示す。未固結地山を対象としたトンネル掘削を模擬するため、あらかじめトンネル掘削に想定する掘削部を有する模型地盤を作製した後、遠心力を増加させる方法で行った。使用した剛土槽は、幅B80cm×高さH50cm×奥行きD20cm(内寸)、前面はアクリル板を使用し、模型前面から地盤変位の計測が可能である。また、アクリル板を含む土槽と模型地盤の間には摩擦低減のためテフロンシートを貼付している。模型地盤深さは40cm、トンネル部は土被り厚さが異なる2ヶ配置した。

表一 1 模型地盤の概要

	トンネル No. 1	トンネル No. 2
模型地盤材料	セメント改良土(140 kg/m ³)	
地盤強度	$q_u \approx 260\text{kPa}$	
トンネル径D	9.5 cm	
トンネル土被り厚H	10 cm	20 cm
H/D	1.1	2.1



図一 1 模型地盤



写真一 1 模型地盤と土槽

1) 正会員 (株)大林組 技術研究所

2) 正会員 (株)大林組 本社土木技術本部

模型地盤は、低塑性のカオリン系市販粘土 (IP=10.1%) と普通ポルトランドセメント (セメント配合140kg/m³相当) を用いたセメント改良土で作製した。

トンネル掘削想定部分は、所定の位置に型枠 (φ95mm) を設置してセメント改良土を投入し準備した。模型地盤養生2日程度で、型枠を撤去するとともに地盤変形観測のための格子枠模様を作製した。遠心模型実験実施時の模型地盤の材令は、模型下部7日、模型上部6日である。図-2は、模型地盤と同じ条件で打設養生した供試体 (φ5cm×H10cm) の一軸試験結果である。平均強度は257kN/m²であった。

写真-1に、遠心装置に搭載した状態の模型土槽を示す。遠心実験中は、写真中に付記したレーザー変位計を用いて地表面沈下を、また土槽前面に設置したCCDカメラ、画像センサーを用いて地盤変形の観測を行った。遠心加速度の上昇速度は、回転開始直後を除き、ほぼ一定速度で上昇し、最大加速度80G到達までの所用時間は約45分であった。

3. 実験結果

図-3は、遠心加速度と沈下 (トンネル直上地表面およびトンネル天端) の関係である。地表面沈下はレーザー変位計の計測結果を、またトンネル天端の沈下は画像センサーの計測結果を示した。遠心加速度が15Gを超えた辺りから沈下量の増加傾向が顕著に現われ、その後遠心加速度の増加と共に沈下量の増加割合も大きくなる傾向となっている。地表面とトンネル天端はほぼ同じ沈下を示し、破壊付近まで一体化した挙動となっていることがわかる。トンネルNo.2 (土被り20cm) は遠心加速度51Gで、トンネルNo.1 (土被り10cm) は遠心加速度68Gで、それぞれトンネル天端部分が破壊し、トンネル天端沈下の計測も不能になった。地表面の沈下はトンネル天端破壊後も遠心加速度の増加と共に増加し続けている。

図-4には、換算した土被り厚と沈下量の関係を示す。また表-2にはトンネル掘削断面に破壊が生じた時の換算地盤条件を示す。一般的に土被り厚さ (H) とトンネル径 (D) の比 (H/D) で示される相対的な土被り厚さが大きいほど沈下量は小さくなるが、今回の実験結果においてもH/Dが大きなトンネルNo.2の方が沈下量は小さく、一般的な傾向と同様の挙動を示している。

図-5、写真-2は、トンネルNo.1の最初の破壊が生じた時の地盤形状を示す。トンネル天端付近で三角形の破壊が生じ

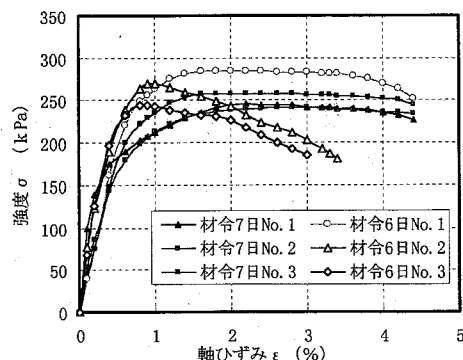


図-2 模型地盤の一軸圧縮試験

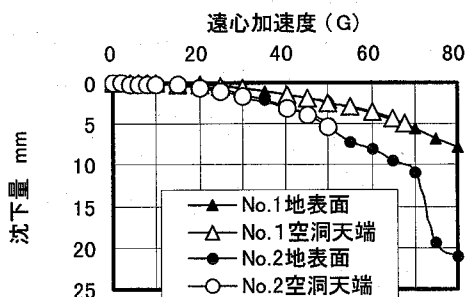


図-3 遠心加速度と沈下

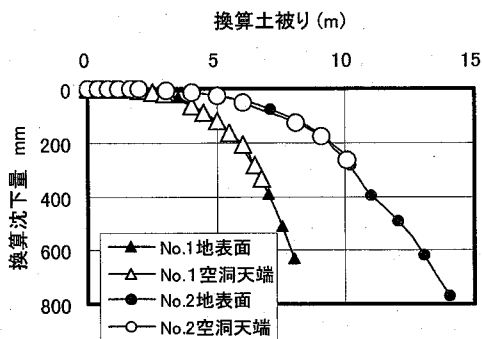


図-4 土被り厚と沈下量 (換算)

表-2 トンネル破壊時の換算地盤

	トンネルNo. 1	トンネルNo. 2
遠心加速度 (G)	68	51
換算土被り厚 (m)	6.8	10.2

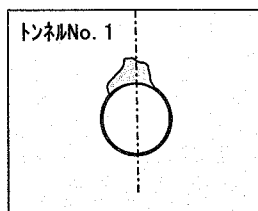


図-5 初期破壊の範囲



写真-2 破壊直後の模型地盤 (No.1)

トンネル内に崩落した。なお、土被り厚が大きなNo. 2モデルでも同様な位置で最初の破壊を示した。

図-6には、No. 1トンネルの破壊前60Gにおける地表面沈下分布を●印で示した。トンネル中心から離れると沈下量も減少するが、図中に併せて示したPeckの式による地表面沈下分布に比べて直上からはなれても沈下の減少量が小さい。事前に空洞を設けた実験方法のため自重による沈下変形の影響が考えられる。自重沈下の影響を正確に除外できないが、図中には自重沈下を最大沈下計測結果の50%程度と仮定して補正した沈下分布を○印で、また対応するPeckの式の分布形状も図中に付記した。分布形状は比較的良く一致し、沈下分布形状を良く表している。

図-7は、トンネル周囲の沈下を示した。No. 1ではすべての点が沈下しているが、No. 2ではトンネル下端がほとんど沈下していない。今回の実験方法は遠心力場を増加させる実験方法を用いたため、自重による圧縮沈下も含まれており、その結果がトンネル下部の層厚さが小さなトンネルNo. 2ではその影響が小さく、トンネル下端部の回り込みの挙動が計測されたと考えられる。

4. 数値解析の条件

実験結果をFEM (GRASP3D)^{5), 6)}でシミュレートとするとともに、掘削過程を考慮した解析も行い結果を比較した。遠心実験に用いたセメント改良土の一軸圧縮試験の結果を用いて、変形係数 $E=33\text{MPa}$ 、粘着力 $c=0.13\text{MPa}$ 、湿潤密度 $\rho_s=1.74\text{g/cm}^3$ を設定した。またポアソン比は $\nu=0.25$ とした。地盤のせん断破壊の判定には、Mohr-Coulombの破壊規準を用いた。引張破壊の判定には最小主応力を用い0値を閾値とし、破壊と判定された要素は変形係数を1/100に低減させた。

解析モデルは、変形の対称性を利用して空洞およびその周辺地盤の半分をモデル化した。遠心実験と同様にFEメッシュに円形の空洞を設けておき、加速度が増す過程(最大70Gまで順次増加)で逐次累加される物体力を7段階に分けて要素自重に加えた。

一方、掘削過程を考慮した解析では地盤に加速度70G場を想定した初期応力を与えた。ここで70Gと言う値は遠心実験において空洞が崩壊した時点の加速度(68G)から設定した。掘削の手順は図-8に示すとおりである。7段階に分けて上方から順に掘削していき、掘削部の剛性を消失させた。またこれにより生じた空洞内面には掘削解放力として地盤応力と70G場での物体力の和を与えた。

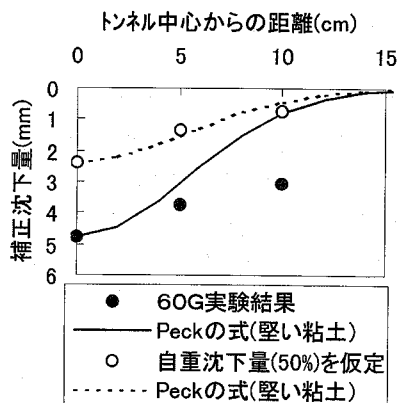
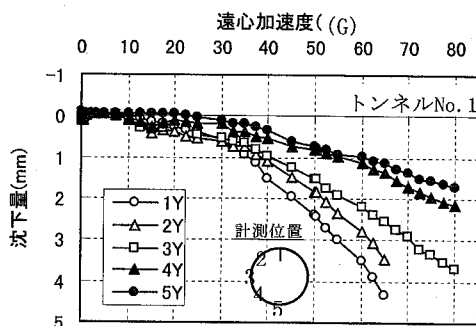
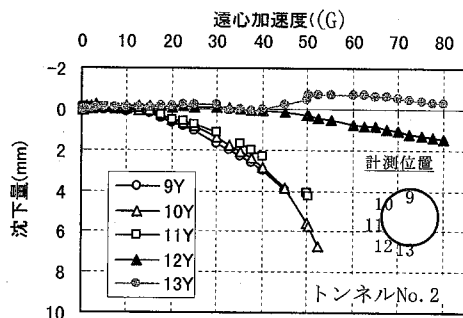


図-6 土被り圧と沈下量(換算)



(1) 土被り10cmモデル空洞周囲の沈下



(2) 土被り20cmモデルの空洞周囲の沈下

図-7 トンネル周囲の沈下

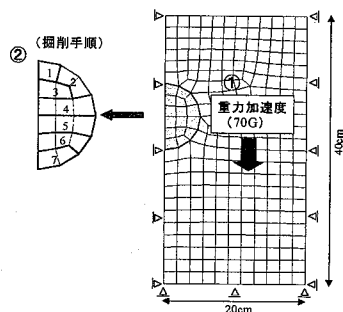


図-8 掘削過程(解析)

5. 数値解析結果

空洞の天端の沈下と空洞の直上の地表面沈下を図-9に示す。空洞天端と地表面の沈下は60Gまで解析値と実測値がよく整合している。実験では空洞の天端崩壊直後に相当する70G場では解析と実測の沈下に大きな差異が生じている。この時期には解析においても空洞上部の引張領域が地表に到達し、また空洞側部に剪断破壊が発生した。このように崩壊時期はこの解析で表現できているが、崩壊以後の地盤挙動をFEMでシミュレートするのは難しい。

空洞の天端の沈下を図-9に併せて示す。空洞直上の地表沈下はこの線にほぼ重なった。空洞の掘削完了時の地盤の変形・破壊要素を図-10に示す。沈下量は遠心実験の場合に比べて小さい。せん断破壊域の発生位置は遠心実験と同じである。空洞直上の引張域の広がり方が遠心実験の場合と大きく違っている。掘削過程での未だ掘削されていない掘削予定箇所の支持効果が掘削施工時および掘削完了時の空洞周辺地盤の安定に寄与した結果である。このような破壊域の広がり方の差が図-9での沈下量の差を生む結果となった。

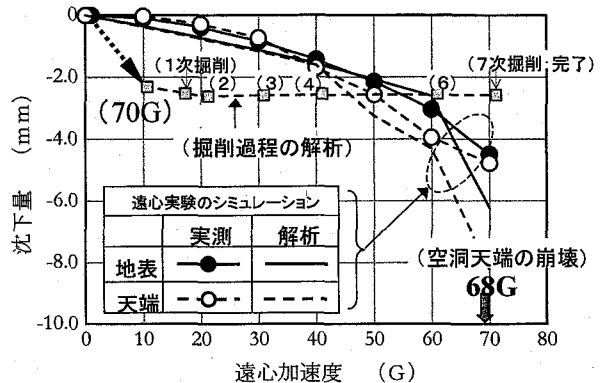
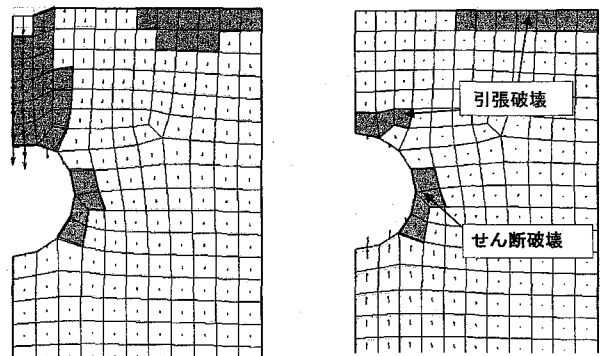


図-9 遠心加速度と沈下量



(1) 自重変形含む掘削 (2) 掘削過程の解析

図-10 ひずみ分布

6. おわりに

未固結地山におけるトンネル掘削工事で生じる周辺地盤の沈下・変形挙動を調べるため、遠心模型実験を行い、トンネル掘削時の変形挙動を把握することができた。主な結果を以下に示す。

- (1) 遠心加速度の上昇とともに模型地盤地表面ではトンネル直上を中心に沈下量が大きくなる。
- (2) 遠心加速度の増加でトンネル上空地山部分にクラックが発生すると共に、換算土被り厚が約7~10m相当に達した時にトンネル天端付近が破壊する現象を確認した。
- (3) トンネル掘削を模擬した遠心実験をFEMでシミュレートし、地盤挙動をうまく再現することができた。
- (4) 地盤の変形と破壊の問題に施工手順の重要性が指摘⁷⁾されているが、本検討においても空洞周辺地盤の安定性を見積もる上で掘削過程を考慮することが重要であることがわかった。

参考文献

- (1) たとえば、(財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・解説一都市部山岳工法トンネル、平成14年5月
- (2) 本多ら：砂質土中の浅いトンネルの遠心模型実験—地盤内の変形メカニズム、第35回地盤工学研究発表会、2000
- (3) Kimura, T. and Mair, R. J. : Centrifugal testing of model tunnels in soft clay, Proc. of 10th ICSMFE, 1981
- (4) 高橋、森、鳥井原：部分載荷条件における軟弱地盤の遠心圧密実験、第36回地盤工学研究発表会、2001年
- (5) Ohta, H., Iizuka, A., Omote, Y. and Sugie, S.: 3-D analysis of soil/water coupling problems using elasto-viscoplastic constitutive relationships, Proc. 7th Int. Conf. Computer Methods and Advances in Geomechanics, Vol. 2, pp. 1191-1196, 1991
- (6) 杉江・飯塚・太田：三次元土/水連成FEM解析における種々の離散化と計算精度・効率、構造工学シンポジウム論文集、第18巻、pp. 33-38, 1993年
- (7) 施工過程を考慮した地盤の変形と破壊に関する研究委員会(地盤工学会)、同委員会シンポジウム論文集、2002年