

低土被りトンネルの掘削を模擬した 遠心模型実験(その2)

Centrifuge Model Test on tunnel excavation (Part2)

高橋真一¹・杉江茂彦²

Shinichi Takahashi and Shigehiko Sugie

¹正会員 工修 株式会社大林組 技術研究所 (〒204-8554 東京都清瀬市下清戸4-640)

E-mail:takahashi.shinichi@obayashi.co.jp

²正会員 工博 株式会社大林組 技術研究所 (〒204-8554 東京都清瀬市下清戸4-640)

This paper describes three centrifuge model tests concerning tunnel deformation and stability on condition that overburden height is small and ground strength is small. One model is 2-dimensional model, and another two models are 3-dimensional model tests. Model tests procedures are followings. Models ground with tunnel in ground were made by soil cement. 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 first collapses were observed at above the tunnel in the 2-dimensional model and at the cutting face in the 3-dimensional model tests.

Key Words : tunnel, centrifuge model test, deformation, and settlement

1. まえがき

最近増加している都市部における山岳トンネル工事では、トンネル直上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、トンネル掘削や地下水低下による地表面沈下など近接施工として留意が必要である¹⁾。

また、都市部トンネルでは比較的固結度の大きな土砂地山の場合も多いが、既往の砂質土地盤や粘性土地盤のトンネル掘削時に関する研究^{2),3)}だけでは、比較的固結度の大きな土砂地山に関しては未解明な点が多い。

著者らは、比較的固結度の大きな土砂地山を対象とした都市部トンネル掘削時の地盤変状に関して、地盤変形過程や地盤破壊メカニズムを精度良く把握して、都市部山岳トンネルの設計、施工の改善や改良に反映することを目的として、大型遠心模型実験装置⁴⁾を用いたトンネル空洞の安定実験と数値解析を行い、遠心模型実験や数値解析の適用性や留意点を示した⁵⁾。

この報告では、前報⁵⁾で検討したトンネル天端の変形特性に関して、大きな破壊に進展する過程につい

て検討を加えると共に、切羽の安定性に関して同様の実験手法を適用して変形挙動を確認した。

2. 実験方法

(1) 遠心模型実験装置

写真-1 には、実験で用いた実験装置の全景を示す。最大回転半径7mの大型装置で、装置の詳細な仕様については、参考文献4)を参照頂きたい。

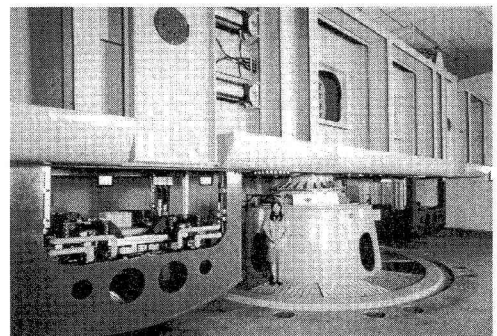


写真-1 大型遠心模型実験装置

(2) 実験条件と実験方法

図-1, 表-1 に3ケースの模型地盤を示す。Case1は, トンネル天端安定2次元実験で, 同じ土槽内に土被りが $H/D \approx 1$, 2の2ヶのトンネル($\phi 9.5\text{cm}$)を設置して実験を行った。各トンネルの変形の影響を考え40cmの距離を離した。一方, Case2, Case3は, 切羽安定3次元実験で, トンネル部(長さ35cm, $\phi 10\text{cm}$ 半円断面, 長さ30cmの範囲は覆工あり)を土被り20cmの条件で設置した。

表-1 実験条件

	Case1		Case2	Case3
トンネル	No.1	No.2	No.3	No.4
モデル	2次元モデル		3次元モデル	
対策	無対策		無対策	対策
D: トンネル径	9.5cm	同左	10cm	10cm
H: 土被り	10cm	20cm	20cm	20cm
H/D	1.05	2.1	2.0	2.0

都市部トンネルで多い比較固結度の大きな土砂地山のトンネル掘削を模擬するため, あらかじめトンネル空洞に相当する掘削部を設けた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。

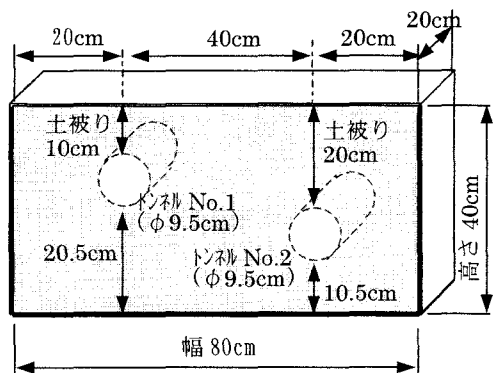
使用した剛土槽は, 幅B80cm×高さH50cm×奥行きD20cm(内寸), 前面はアクリル板を使用し, 模型前面から地盤変位の計測が可能である。また, アクリル板表面を含む土槽内面と模型地盤の間には摩擦低減のためテフロンシートを貼付した。

模型地盤の深さは各々40cmとした。

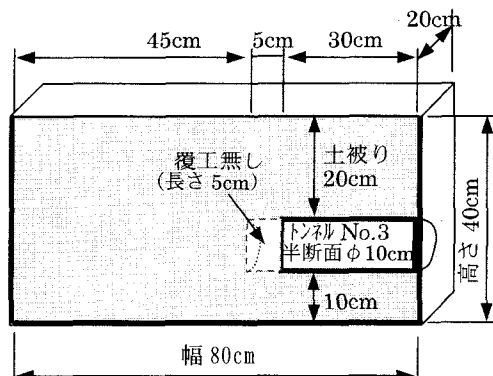
模型地盤は, 低塑性のカオリン系市販粘土(塑性指数 $IP=10.1\%$)に普通ポルトランドセメントを混合したソイルセメントを使用した。セメント配合量は, 事前の室内配合試験と模型地盤の破壊条件を想定して, Case1では 140kg/m^3 , Case2,3では 100kg/m^3 とした。

トンネル部分は, Case1では紙型枠(トンネル径=型枠の外径= $\phi 95\text{mm}$)を, Case2,3では, アクリルパイプ製半円柱型枠(外径= $\phi 100\text{mm}$)を設置した後, ソイルセメントを打設し, 遠心実験前に撤去する方法で作製した。なお, Case2,3では切羽から5cm部分の型枠は実験前に撤去するとともに, 残りの部分(長さ30cm)は一次覆工モデルとして残置した。実験前開始前には, 実験中の地盤変形観測のために地盤側面には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, Case1では, 模型下部7日, 模型上部6日, Case2,3では, 7日である。

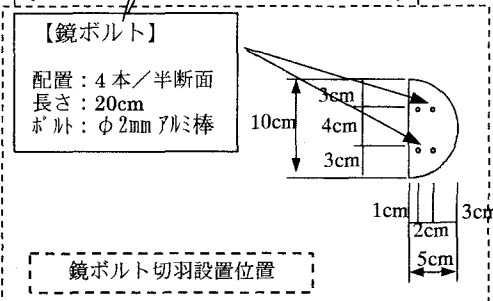
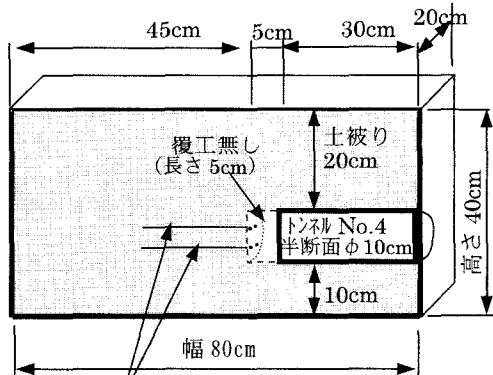
図-2は, 模型地盤と同じ条件で打設, 養生した供試体($\phi 5\text{cm} \times H10\text{cm}$)の一軸試験結果である。一般的な粘性土に比べて小さな軸ひずみ(1~2%)で



(1) Case 1: トンネル天端安定実験

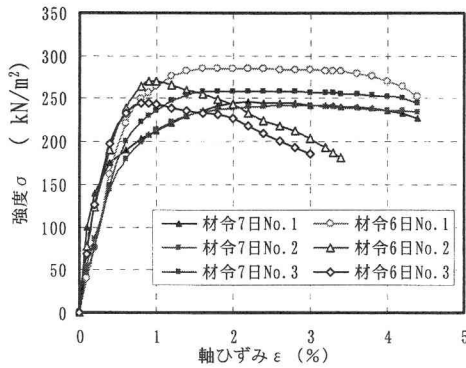


(2) Case 2: 切羽安定実験(切羽無対策)

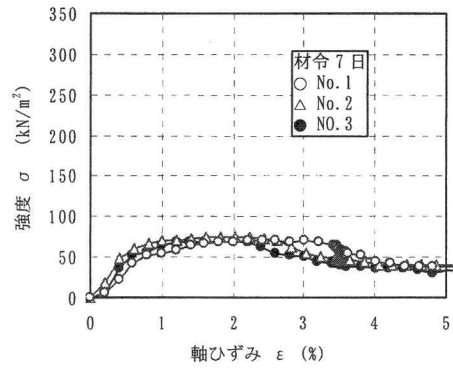


(3) Case 3: 切羽安定実験(切羽対策)

図-1 模型地盤



(1) Case1



(2) Case2, Case3

図-2 模型地盤の一軸圧縮強度



写真-2 模型地盤と土槽(Case1)

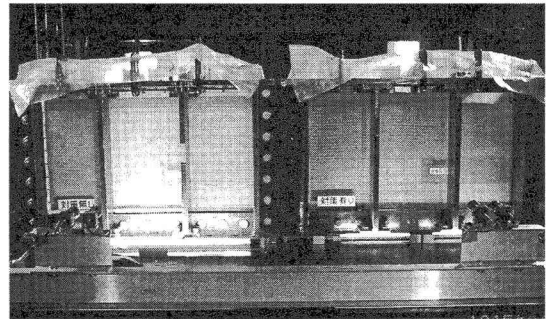


写真-3 模型地盤と土槽 (Case2, Case3)

ピーク強度が現れ、比較的固結度の大きな土砂地山を表現できている。平均一軸圧縮強度は、Case1では 257kN/m^2 で、Case2,3では 74kN/m^2 であった。

写真-2、写真-3は、遠心模型実験装置に搭載した模型地盤を示す。地表面沈下計測用にレーザー変位計を土槽上面に搭載し、また地盤側面からトンネル周辺の地盤変形挙動を観察するために土槽前面にCCDカメラ、画像センサーを設置した。

遠心実験装置の回転開始後は、ほぼ一定速度で遠心加速度を上昇した。最大遠心加速度(80G)までに要した時間は、Case1では約45分、Case2,3では27分であった。

3. 天端の変形破壊実験結果 (Case1)

(1)地表面沈下

図-3は、遠心加速度と沈下の関係である。また、表-2にはトンネル掘削断面に破壊が生じた時の遠心加速度と換算地盤条件を示す。沈下観測位置は、トンネル直上の地表面およびトンネル天端である。地表面沈下はレーザー変位計の計測結果を、またト

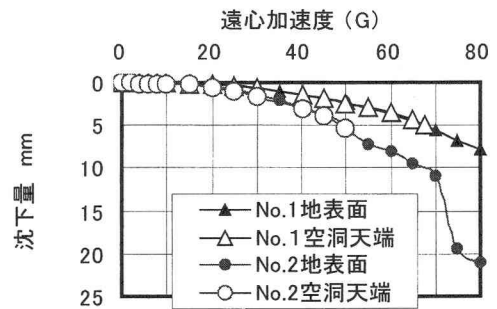
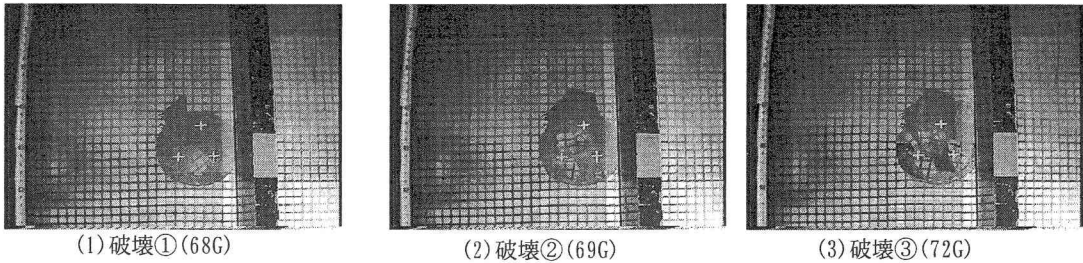


図-3 遠心加速度と沈下 (Case1)

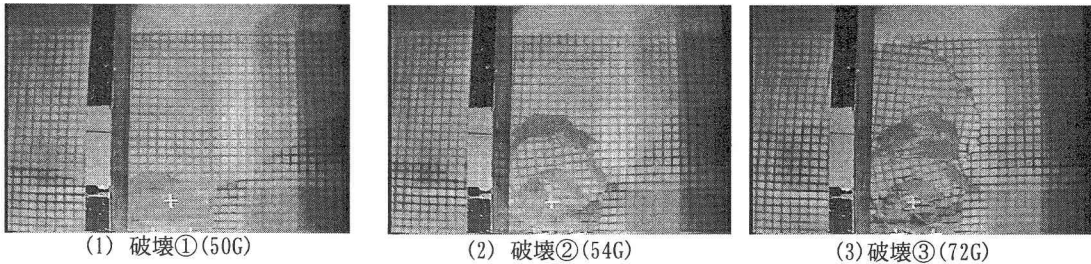
表-2 トンネル破壊時の換算地盤

	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

ンネル天端の沈下は画像センサーの計測結果を示した。地表面沈下は、遠心加速度が15Gを超えた辺りから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っている。トンネルNo.2は遠心加速度51Gで、トンネルNo.1は



図－４ 天端破壊状況 (Case1 : トンネル No.1)



図－５ 天端破壊状況 (Case1 : トンネル No.2)

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。また、No.1,2ともに地表面とトンネル天端はほぼ同じ沈下量を示した。一般的に土砂地山で観察される地表面の沈下量はトンネル天端沈下量の0.8～0.9倍程度を示すことが多いが、実験結果ではほぼ1倍程度と異なる挙動を示している。これは、比較的固結度が大きく土被りが小さいために、固結度が小さなトンネル挙動に比べてトンネル直上の地盤が一体化して変状した結果と考えられる。

(2) トンネル天端の破壊過程

図－４は、トンネルNo.1の遠心加速度増加に伴う変形や破壊の進行状況を示した。最初の日端破壊は、表－２にも示したように遠心加速度68gで発生したが、初期破壊発生以降では遠心加速度の上昇に伴う破壊範囲は若干広がる程度で、実験を行った80Gまでの範囲では崩壊部分の上方への大きな進行は見られなかった。この破壊範囲の拡大が少なかったことが、地表面沈下の急激な増加につながらなかったものと考えられる。

一方、図－５にはトンネルNo.2の遠心加速度の増加に伴う変形破壊状況を破壊進展段階ごとに示した。最初の崩壊範囲は、天端付近で生じ、その範囲はNo.1とほぼ同様な範囲となっている。しかし、遠

心加速度の上昇にともなって崩壊範囲は上方に進展し、崩壊位置も天端部分からトンネル側面まで広がり遠心加速度72Gにおいて破壊範囲が地表面に至り大きく崩壊した。

鉄道トンネルおよび道路トンネルにおける地山分類では、 $C_f (=q_u/P_0)$ 、ここに q_u ：一軸圧縮強度、 P_0 ：土被り圧)として定義される地山強度比が分類指標として用いられている¹⁾。No.2トンネルが崩壊した時の各々のトンネルにおける地山強度比は、トンネルNo.1： $C_f = 2.22$ 、トンネルNo.2： $C_f = 1.48$ で地山分類上もトンネルNo.2の方が C_f は小さくなり、不安定な領域に入る。この結果、No.2トンネルがNo.1トンネルより先に崩壊するとともに、大きな土被り圧によって破壊範囲も地表面まで及ぶような大きな変形破壊に進行し、変形状況の差違となったと考えられる。

遠心加速度の増加に伴って破壊範囲が広がる過程を把握するため、図－６には、遠心加速度と天端の破壊崩落高さの関係を示した。トンネル天端で破壊崩壊が及んだ範囲は、No.1では最大0.25D(ここにDはトンネル直径)程度となっている。これに対して、No.2では天端付近で1D近くまで天端破壊は生じた後も破壊は進行し、地表面までにいたる大きな崩壊となり、トンネルNo.1と破壊範囲に大きな差が生じている。天端が破壊進展した後も残る土被り厚に対して安定性が確保できず、大きな崩壊に至った経過が見られる。

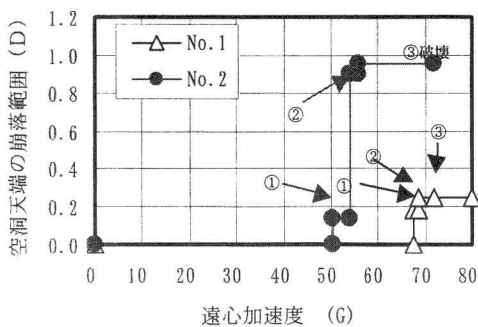


図-6 遠心加速度と破壊範囲の変化 (Case1)

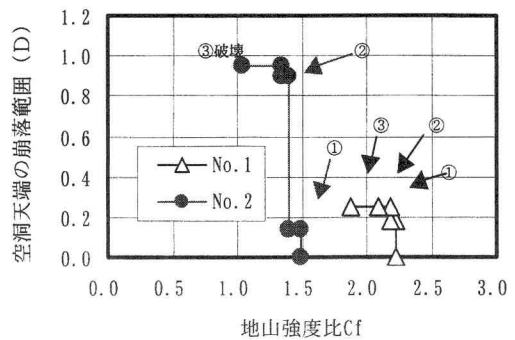


図-7 地山強度比と破壊範囲の変化 (Case1)

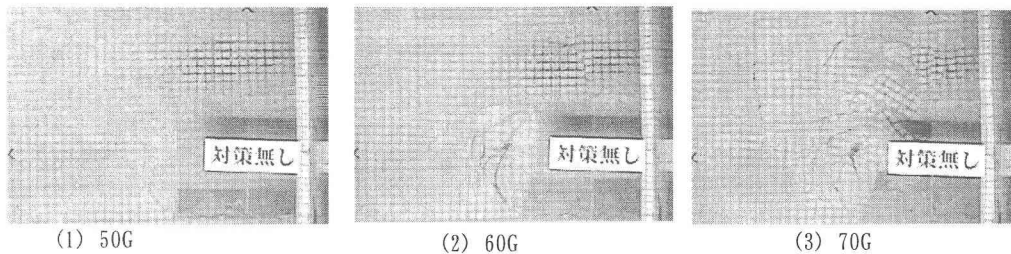


図-8 切羽の変形破壊状況 (Case2: 切羽無対策)

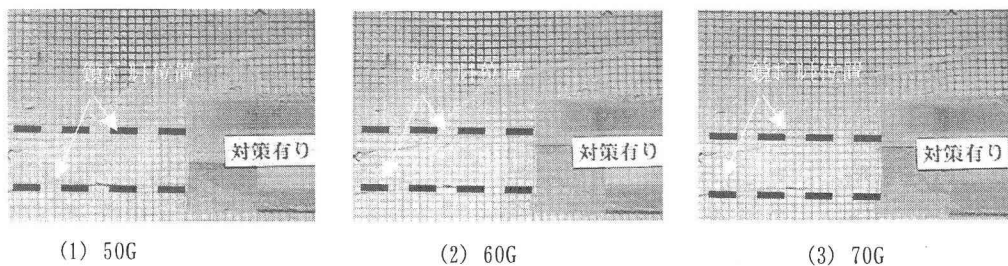


図-9 切羽の変形破壊状況 (Case3: 切羽対策)

図-7には、地山強度比 $C_f (=q_u/P_0)$ と破壊進行範囲の関係を示す。トンネルNo.2では、 $C_f=1.48$ で最初の天端破壊が生じた後、 $C_f=1.0$ 付近に達した時点で大きな破壊に至った。遠心実験結果でも、地山強度比がトンネル変形破壊の指標となっていることが確認できる。一方、トンネルNo.1では、トンネルNo.2に比べて比較的大きな C_f で天端崩落が発生した状況となった。

4. 切羽の変形破壊実験結果 (Case2,3)

図-8には、CCDカメラで撮影したCase2の切羽付近の変形状況を示した。50Gでは天端付近で若干の崩落が生じるとともに切羽面の上下端を端部とする半径 $D/2$ 程度 (D : トンネル直径) の円弧状のクラックが発生している。その後60Gでは切羽部のクラックも増えて、切羽全体が前方へ倒れ込むような形で円弧部

分が破壊した後、70Gでは天端も含む切羽から奥行き1D程度の大きな破壊に至っている。実際の現場では切羽間近まで天端はロックボルト等で補強し、実験で見られたような天端の小さな崩壊は少ないものと考えれば、切羽の大きな破壊は、天端面の崩壊がその大きなきっかけとなった挙動であると考えられる。

一方、図-9は、切羽面に鏡ボルトで補強対策を施したCase3の実験結果である。Case2と同様、補強対策をしていない天端で小さな崩落が認められるものの、遠心加速度の上昇に伴ってCase2の切羽が大きく変形した60Gにおいても、切羽付近で円弧状のクラックが生じる程度に変形が留まっている。またその後の遠心力の増加に対しても大きな破壊には至らず、鏡ボルトが切羽面の変形を抑え、その結果切羽全体の変形抑止効果が現れていることが確認できる。

図-10は、遠心加速度と地表面沈下の関係である。遠心加速度58G辺りまでは、計測した3地点とも同様

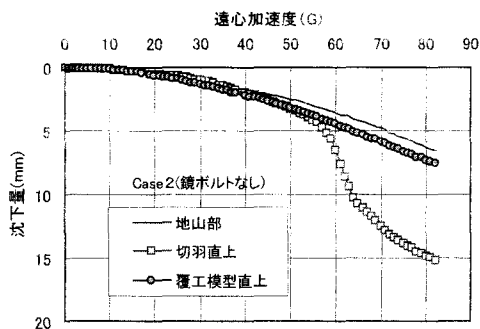


図-10 地表面沈下の変化 (Case 2)

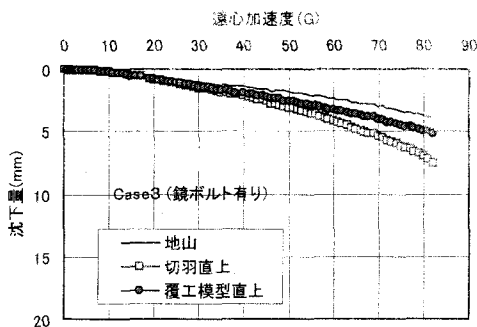


図-11 地表面沈下の変化 (Case 3)

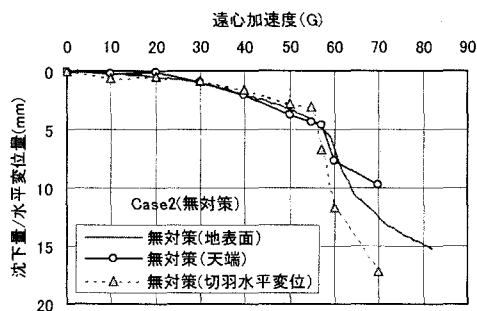


図-12 切羽付近の変形 (Case 2)

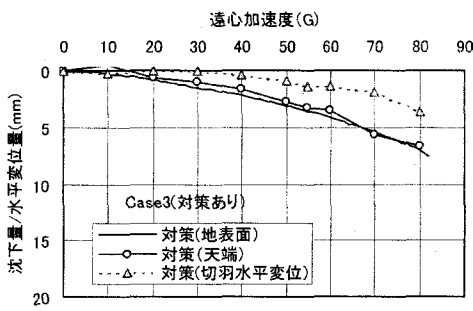


図-13 切羽付近の変形 (Case 3)

に3mm程度の沈下が生じている。トンネル位置に関係なく生じているこれらの沈下は、Case1の実験と同様に遠心加速度の上昇に伴う模型地盤の自重圧縮沈下量が大きいのと考えられ、切羽の不安定さには関係ない挙動と考えられる。遠心加速度が58Gより大きくなると、地表面の沈下が急激に増加し、切羽の破壊が地表面沈下に影響を及ぼし始める。これに対して、Case3の実験結果は図-11に示すが、Case2に比べて地表面沈下は小さく対策効果が確認できる。

図-12は、天端の沈下と切羽中央の側方変位を示した。図中に付記した地表面沈下の増大時期に先立って55Gから切羽水平変位が生じ、その後58Gで天端付近の変形が大きくなる過程が、図-8、図-9で示したCCD画像と同様の計測結果からも示される。

図-13は、Case3の結果を示したものである。天端や地表面沈下は、図-12で示したCase2と同程度を示しているが、切羽変位量は1/2程度と小さい。地表面沈下は模型地盤の自重沈下が主体であるため、切羽対策の有無の影響は少ないものの、切羽の水平変位量に関しては補強効果が明確で切羽が前面に変形するのを抑制している状況が示されている。

5. おわりに

この論文では、比較的固結度の大きな土砂地山を対象とした都市部トンネル掘削を想定して、2次元、

3次元モデルの遠心模型実験を行った。その結果、2次元モデルでは天端が、3次元モデルでは切羽が最初に破壊した後、破壊範囲が徐々に拡大し、最終的には地表面に至る大きな変形になることが確認できた。また、3次元モデルでは最初に変形が生じる場所である切羽を鉄ボルトで補強することで切羽の変形を抑制することができ、その結果切羽全体の安定性が向上することも確認できた。

今後は、掘削過程の影響や補強材の効果について模型実験や数値解析を進め、変形特性の把握や補強対策の改善に資したいと考えている。

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・同解説—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年
- 3) Kimura, T. and Mair, R.J. : Centrifugal testing of model tunnels in soft clay, Proc. of 10th ICSMFE, 1981
- 4) 大林組遠心模型実験グループ：遠心模型実験装置の活用事例、大林組技術研究所報、No.66, pp.121~124, 2003年
- 5) 高橋真一、杉江茂彦、桑原徹、鈴木健一郎、畑浩二：低土被りトンネルの掘削を模擬した遠心模型実験、第13回トンネル工学研究発表会、pp.119~122, 2003