

超近接（めがね）トンネル掘削時の 地盤変状予測に関する研究

A Study on Deformation Prediction during the Construction of Two Parallel Tunnels

高橋真一¹・古家義信²

Shinichi Takahashi and Yoshinobu Furuya

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 工修 株式会社大林組 土木技術本部技術第二部（〒108-8502 東京都港区港南2-15-2）

This paper describes centrifuge model tests and their simulation by numerical analysis for two parallel tunnels construction. Model tests were carried out as follows. Model ground with two parallel tunnels were made with soil cement. After model preparation, centrifuge gravity was increased up to failure. The main results were as follows. 1) Collapse at the tunnel face was showed in the low strength model. 2) Collapse was not appeared in the high strength model. 3) And model ground that has high strength ground between two parallel tunnel was not break and it make clear that ground strength is very important for two parallel tunnels deformations.

Key Words : two parallel tunnels, centrifuge model test, deformation, and settlement

1. まえがき

2本のトンネルが互いに近い位置で施工される近接トンネルは、トンネルの掘削影響がお互いに作用し合い、1本のトンネル掘削施工に比べて複雑な変形挙動を示す。特に2本のトンネルが接する形式は「めがねトンネル」、「超近接トンネル」と呼ばれ、合理的な設計法がまだ確立されていない。

一方、近年市街地でのトンネル工事でも近接トンネルのそのニーズが高まってきており、安定性の地盤安定性や地盤変形の評価の重要性が大きくなっている。

著者らは、これまでにトンネルの変形挙動に関して精度よい評価や対策工の効果検証を目指して、大型遠心模型実験装置を用いたトンネル空洞安定に関する模型実験とそのシミュレーション解析を進めている¹⁾²⁾³⁾。

この報告では、近接トンネルの安定問題に対して遠心模型実験手法を適用し、近接トンネルの安定性の変状メカニズムと変形破壊特性を把握するとともに、トンネル構造形式に対する安定性検討の基礎データや検証のために、模型実験とそのシミュレーションを検討したものである。

2. 実験方法

(1) 模型地盤

近接トンネルの掘削断面の例⁴⁾を図-1に示す。トンネル幅10.9mの2本の道路トンネルで、離間は約1mである。

実験では、このトンネルの断面を参考に模型地盤を設定した。図-2にトンネル模型断面の形状と近接トンネルの配置を示す。トンネル断面は図-1で示したトンネル事例のほぼ1/200縮尺である。土被りは1つのトンネルの幅（D）とした。

(2) 遠心模型実験

前述のトンネル断面を有する模型地盤を作製して、遠心模型実験を行った。遠心模型実験は、模型地盤に遠心加速度を与えることによって、模型地盤の自重を増加させ、現実と同じ応力場を再現することができるもので、土被り圧などの拘束圧に大きく依存する地盤材料の特性を小さな模型実験で精度良く再現して実験することが可能である。表-1に実験で使用した遠心模型実験装置の主な仕様を示す。回転半径7mの大型遠心模型実験装置⁵⁾で高い実験精度や土槽配置など実験環境で大きな自由度を有す。装置の詳細については文献5)を参照願いたい。

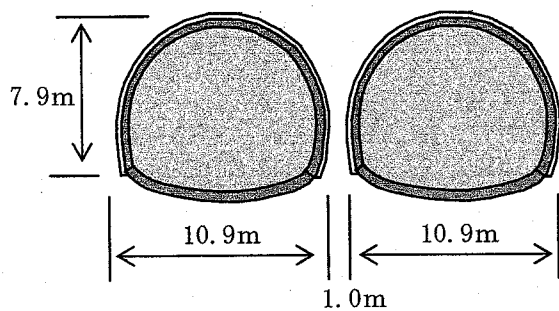


図-1 近接トンネルの断面例⁴⁾

表-1 遠心模型実験装置の主な仕様⁵⁾

項目	仕様
最大回転半径	7.01 m
搭載容量	700 tonf・g
搭載重量	7 tonf
搭載面積	2.2×2.2 m

表-2 実験地盤条件

	地山強度	備考
Case1	大 (300 kN/m ²)	均質地盤
Case2	小 (60kN/m ²)	均質地盤
Case3	小 (85kN/m ²)	中間地山強度改良 (3100kN/m ²)

(3) 実験条件

表-2 に模型地盤条件を示す。模型地盤は地盤強度が均質な Case1, Case2, およびトンネル周辺の地山強度は Case2 とほぼ同じで近接トンネル同士で挟まれた部分 (中間地山) を注入等の地盤補強改良などで改良した場合を想定し中間地山付近 (図-3 参照) のみの強度を大きく設定した Case3 の合計 3 ケース行った。模型地盤材料は、低塑性のカオリン系市販粘土 (塑性指数 IP=10%) 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。

実験土槽は、小型土槽 (大きさ: 幅 B 30cm×高さ H 20cm×奥行 D 11cm) を用いた。小型土槽の前面は、アクリル板を使用し地盤変形の計測が可能である。なお、アクリル板表面、土槽内面と模型地盤の間にはテフロンシート (厚さ 0.05mm) を貼付して摩擦低減を図った。

写真-1, 写真-2 に型枠脱型前後の模型地盤を示した。地盤の作製方法は、トンネル断面形状の型枠を一旦土槽内の所定位置に設置してセメント改良土を投入して模型地盤を作製した後、実験前に型枠を

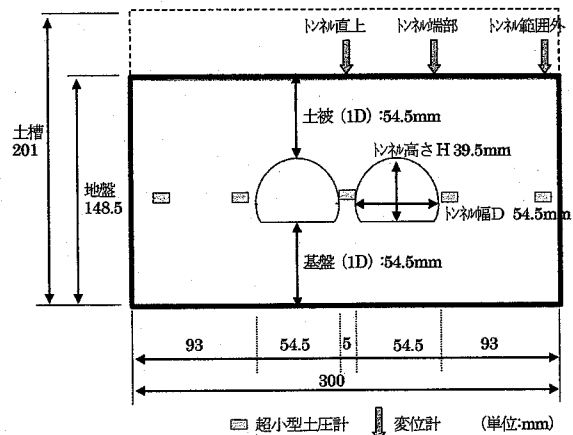


図-2 トンネル模型断面と寸法

中間地山部分

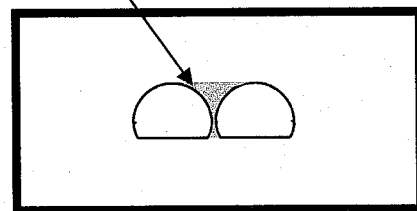


図-3 中間地山 (Case3)

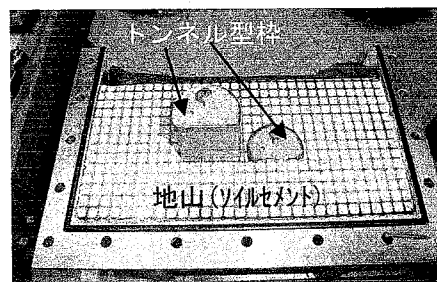


写真-1 地盤の製作 (型枠完成後の模型地盤)

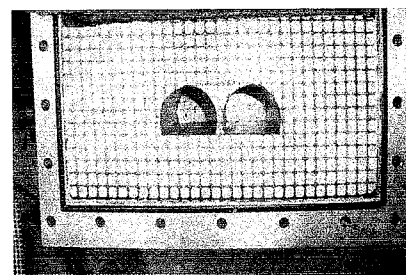


写真-2 完成後の模型地盤

土槽前面より脱型して、所定のトンネル空洞を有する模型地盤を準備した。

図-4 は、模型地盤と同条件で作製した供試体 (寸法 $\phi 5\text{cm} \times H 10\text{cm}$) の一軸試験結果例である。一般的な粘性土に比べて小さな軸ひずみ (約 1%) でピーク強度が現れ、比較的固結度の大きな土砂地山

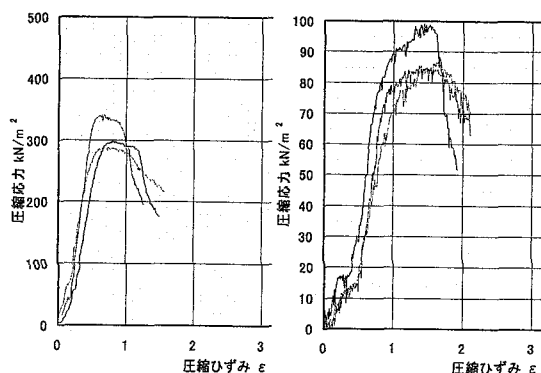


図-4 地盤材料の一軸試験結果例

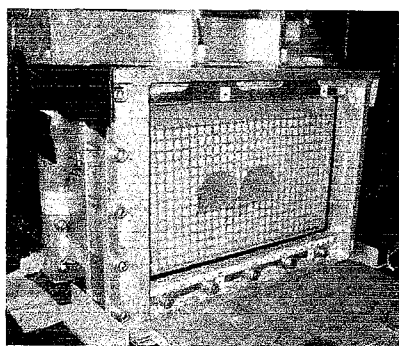


写真-3 模型地盤と土槽 (Case1)

を模擬している。図に示した Case1 の地山材料の例では平均一軸圧縮強度は、 300 kN/m^2 であった。

写真-3 は、遠心模型実験装置に搭載した模型地盤である。地盤内には前述の図-3 で図中に付記した位置に小型土圧計を設置、地表面には沈下計測用には変位計を配置、そして土槽前面には地盤変形挙動を観察するための CCD カメラを設置した。

3. 遠心模型実験結果

(1) Case1 (均質地盤モデル) 実験結果

写真-4 は、最大遠心加速度 100G 到達後の地盤状況である。 100G の载荷に対して、大きな変形、クラックの発生や進展など特に顕著な変化は認められない。

図-5 は、トンネル直上 (隣接トンネルの中間地点) とトンネル範囲外で計測した地表面沈下の計測結果である。 70G 付近までは両者の計測結果に大差がないが、 70G 以降では、トンネル直上の沈下の増加割合が増え、最大遠心加速度 100G に達した時点では、トンネル直上 0.4mm 、模型地盤側部 0.1mm の沈下量を示した。模型地盤側部の沈下は、遠心加速度の増加に伴う地盤の自重圧密沈下量が大きな原因と考えられる。自重圧密沈下量はトンネルの有無に関わらない実験上の計測結果であるので、トンネル

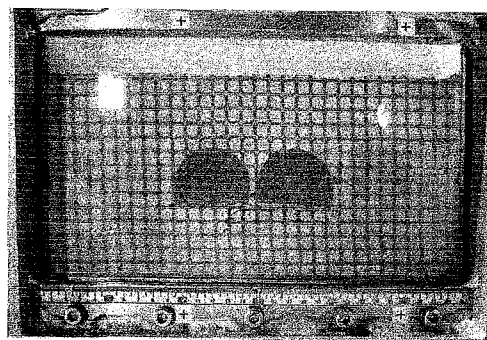


写真-4 実験後の模型地盤 (Case1)

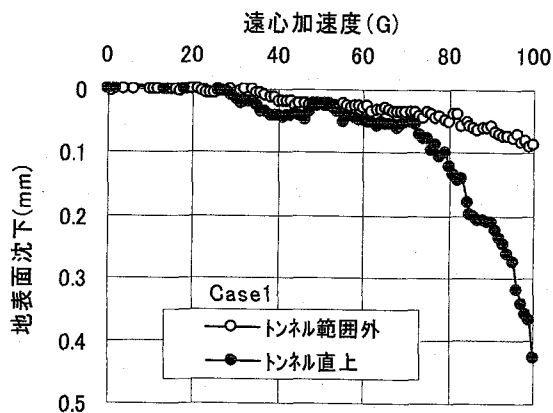


図-5 地表面沈下 (Case1)

直上の計測結果から一般部の沈下量を差し引いたものが、トンネル空洞に伴う沈下量の挙動を表しているものと考えられることから、 70G 付近での地表面沈下量の増加が顕著に現れるとともに、 90G 付近でその増加量が加速しているのが特徴といえる。

なお、地盤内に設置した土圧計は、実験後に掘り出して確認したところ、設置位置はほぼ設置予定場所にあったが、セメント改良土投入時の影響で、その方向が水平面から大きく傾いていたことが確認できたため、データを割愛した。

(2) Case2 (均質地盤モデル) 実験結果

遠心加速度増加に伴う Case2 の変形状況を、写真-5 ~ 写真-7 に示す。坑内用の照明として青色の小型電球を設置したため、写真の中でトンネル坑内が青くなっている。写真-5 は、遠心加速度遠心加速度 43G の地盤状況である。トンネル右端部から上方にクラックの発生が確認できる。その他の部分については大きな変形は認められない。写真-6 は、その直後 44G における地盤状況である。2つのトンネルを掘削幅としたアーチ状につながる形でクラックが進展し、その後中間地山部分の破壊と上部地盤の一部が同時に崩壊している。破壊の範囲は、地上部まで至らず地中でのアーチ状を示した。その後の

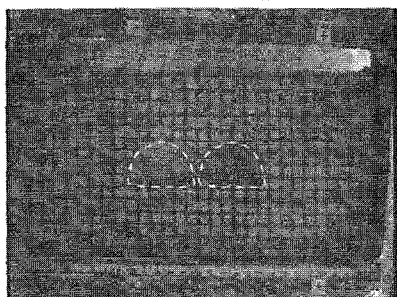


写真-5 変形結果(43G)
(Case2)

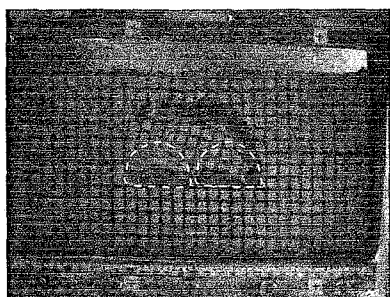


写真-6 変形結果(44G)
(Case2)

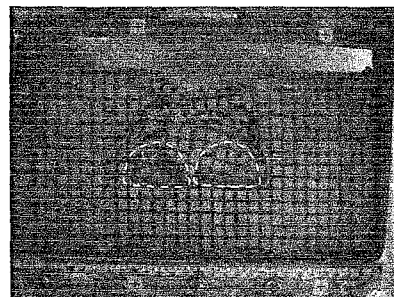


写真-7 変形結果(50G)
(Case2)

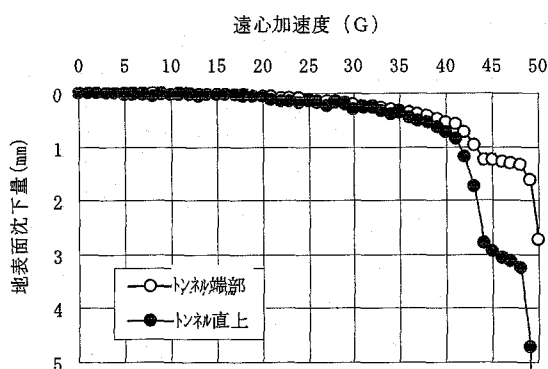


図-6 地表面沈下 (Case2)

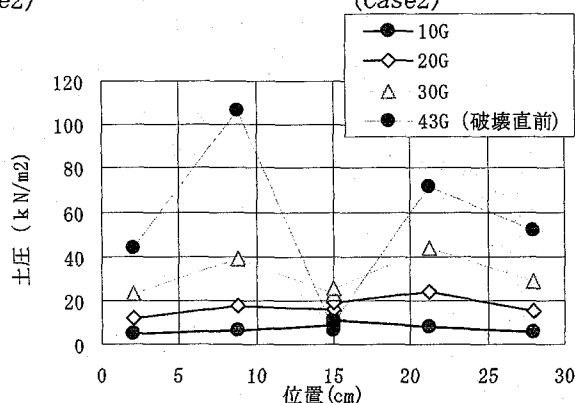


図-7 土圧分布 (Case2)

遠心加速度の増大に伴い、写真-7 に示すような地表面部分の残置部分も破壊に至った。

図-6 は、地表面沈下の変化である。41G 付近から急激に沈下量が増加し、トンネル付近で地盤崩壊が発生した 44G では、沈下がトンネル直上で 2.9mm まで達した後、表面まで崩壊が進展した 49G で新たに大きな沈下が発生している。地表面沈下の増加が顕著になるのは 40G 以降であった。先に示した Case1 と比べ沈下量は大きい。また地表面沈下が増加し始める遠心加速度を比べると、地盤強度が 20% 程度であるのに対して、沈下量の増加が顕著になる荷重条件(遠心加速度)は 57%程度であり、この結果と比べるとほぼ 1/2 の荷重条件で変形が大きく生じ始めたことになる。

図-7 は、土圧計の計測結果である。土圧計の設置方法については、前述の Case1 の実験結果を受けて、小型土圧計 (φ6mm) が土圧計設置後地盤の投入で傾かないように φ10mm 程度の樹脂ネットに一旦取り付けした後地盤内に設置した。10G, 20G での土圧の計測結果は、計測位置にかかわらず、ほぼ同程度の土圧分布を示しているのに対して、30G では、トンネル両脇の土圧の増加が大きくなり始め、崩壊直前の 43G では土被り荷重の 2 倍程度とその傾向が顕著になっている。これに対して中央部分の土圧は急減し、地盤が支持力を失い土圧がトンネルの両側

に流れ、支えられている状態が確認できる。

(3) Case3 (遊間地山モデル) 実験結果

遠心加速度増加に伴う Case3 の変形状況を、写真-8~写真-10 に示す。Case2 の破壊した荷重条件(遠心加速度 44G)以降も特に急激な変形は発生せず、写真-8 に示すように 90G 付近までは特に目立った変形はなかった。その後、最初に左側のトンネル天端が 94G で、また右側トンネルの天端もその直後 95G で、ともにほぼ同程度の遠心加速度条件において天端付近が崩壊した。またこの破壊した範囲は、どちらの崩壊部分もトンネル天端の強度増加していない部分に偏っていることも共通している。この天端付近が破壊する挙動は、通常の 1 つのトンネルの場合の実験結果¹⁾で得られたものと同様の位置での崩壊であり、崩壊の特徴として、Case2 で得られた中間地山部分の破壊が引き金になる近接トンネルの影響による破壊ではなく、それぞれのトンネル空洞のモードが異なっていることに起因すると考えられる。

図-8 に、地表面沈下を示した。図中には前述の Case1, Case2 の結果も付記した。Case1 と Case2 の中間的な沈下挙動を示している。また、地表面沈下の増加は破壊が生じた Case2 に比べ、遠心加速度の増加に伴う沈下量の増加が比較的緩やかである。

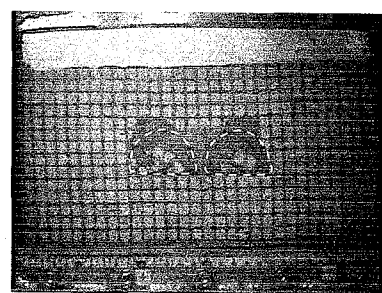
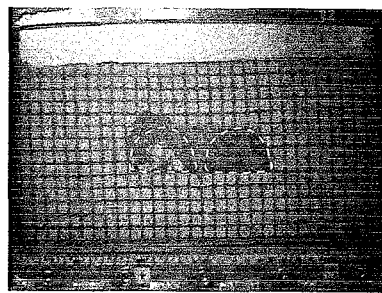
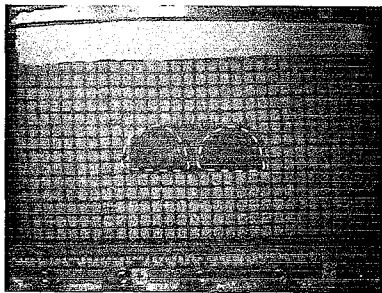


写真-8 Case3 変形結果(90G)

写真-9 Case3 変形結果(94G)

写真-10 Case3 変形結果(95G)

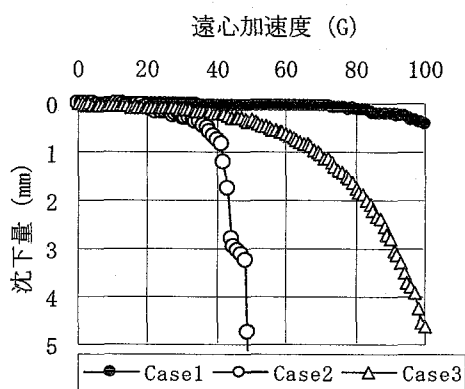


図-8 地表面沈下 (Case3)

4. 数値シミュレーション

実験結果で得られた変形メカニズムの考察のために模型実験結果のシミュレーション解析を行った。解析対象は、特徴的な破壊が生じた Case2 に対して FEM シミュレーション解析を行った。解析は汎用コード「2D-σ」を用いた。表-3 に解析に用いた材料定数を示す。地盤のモデル化は、文献 6) を参考に非線形解析を行った。解析ケースは中間地山（センターピラー部）のモデル化を変えた 2 種類である。センターピラー部の強度を小さく設定した条件は、マニュアル的ではあるが、センターピラー部の破壊後の強度低下を模擬したものである。

図-9 は、地表面沈下の比較である。図中に示した実験での破壊直前 43G 付近までの沈下は比較的その沈下挙動を表している。しかし、トンネル天端の破壊に伴って急激に生じる地表面沈下の挙動は数値解析による再現が難しい。

図-10, 11 は、鉛直変位コンターを示した。地盤条件の違いによって沈下の分布が異なり、センターピラー部の強度を小さく設定した解析結果の方が地表面沈下の分布がより集中的になり、実験結果の挙動を表していると考えられる。

表-3 解析条件

項目	単位	センターピラー 非線形	センターピラー 軟
地山モデル		非線形弾性	
地山	初期変形係数	MPa	15
	初期ポアソン比		0.30
	最終変形係数	MPa	1.5
	最終ポアソン比		0.48
	単位体積重量	MN/m ³	0.748
	弾性限界パラメータ (k)		2
	非線形指数 (a)		1
センターピラー	初期変形係数	MPa	15
	初期ポアソン比		0.30
	最終変形係数	MPa	1.5
	最終ポアソン比		0.48
	単位体積重量 ¹⁾	MN/m ³	0.731
	弾性限界パラメータ (k)		2
	非線形指数 (a)		1

補足説明 1) 遠心加速度 43G における単位体積重量

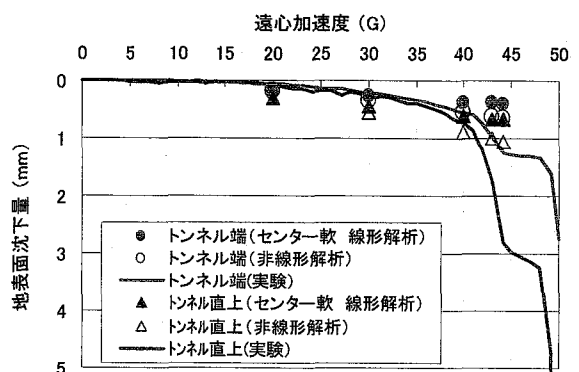


図-9 地表面沈下 (Case3)

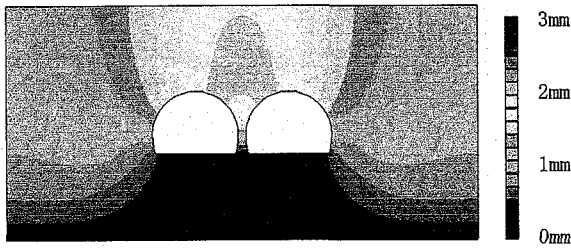


図-10 沈下分布

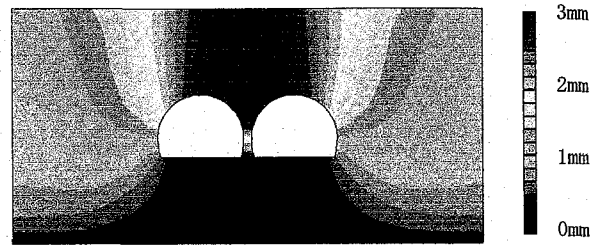


図-11 沈下分布(センターピラー軟モデル)

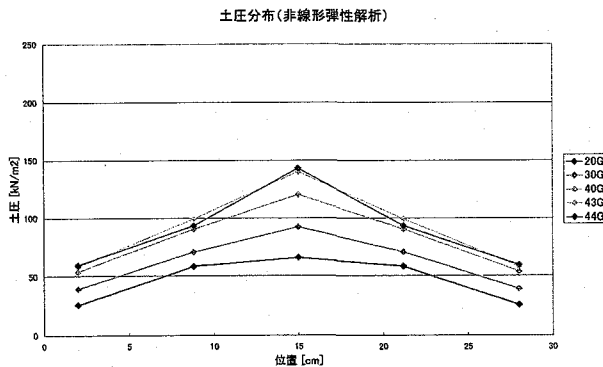


図-12 土圧分布(解析)

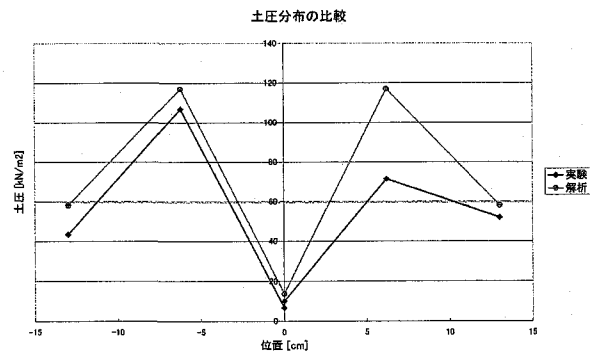


図-13 土圧分布(センターピラー軟モデル)(解析)

図-12, 13 は、土圧分布である。センターピラーの剛性によって大きく異なり、センターピラー部の剛性が小さなセンターピラー軟モデルの解析ケースが実験結果をよく表す結果となっている。センターピラー部の剛性が小さいと同じ変位に対して分担できる土被り荷重が小さくなり、その結果トンネル周辺地盤の土圧が大きくなったものと考えられる。

4. まとめ

近接トンネル変形メカニズムを把握し、数値解析手法の妥当性を検証する目的で、遠心模型実験とそのシミュレーション解析を行った。主な結果を以下に示す。

- (1) 均質地盤モデルの実験結果から、近接トンネルはその2つのトンネルを掘削幅とするアーチ上の大断面空洞として破壊が生じた。
- (2) 中間地山部に応力や変形が集中する。その集中程度は、今回の地盤条件では土被り圧の2倍程度の土圧が認められた。
- (3) 中間地山部の強度が十分大きい場合には、それぞれのトンネルが独立した変形挙動となり、最終的には天端部が崩壊した。この破壊形態は、単独のトンネルでの破壊形態と同様であった。破壊直前のセンターピラーにかかる土圧は、トンネル上部の土被り全荷重よりも小さい。
- (4) 数値解析では、崩壊の急激な進行時には実験結

果との差は大きくなるもの、地表面沈下は破壊直前までは比較的精度よく表すことができる。

以上、実験および解析の両面から、近接トンネルの変形メカニズムと、センターピラー部分にかかる土被り荷重はトンネル上部の全荷重に比べて小さく、地盤特性に応じて土圧再配分などが生じていることが確認できた。

参考文献

- 1) 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, pp119~122, 2003
- 2) 高橋真一, 杉江茂彦, 鳥井原誠: 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), 第14回トンネル工学研究発表会, 2004
- 3) 高橋真一, 杉江茂彦, 木梨秀雄: 低土被りトンネルの掘削を模擬した遠心模型実験(その3), 第14回トンネル工学研究発表会, 2005
- 4) 上村正人, 梨本裕, 相山孝司, 青木宏一, 進士正人, 中川浩一: センターピラーを構築しないめがねトンネル工法の実用化と検証, 土木学会論文集, No. 756/6-62, 75, 87, 2004
- 5) 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
- 6) 日本道路公団: トンネル数値解析マニュアル, 試験研究所技術資料代359号, 2002