

水平に近接した2本の円形セグメントに 作用するゆるみ土圧

小坂 寛己¹・今田 徹²・小笠原 政文¹・津野 和宏¹・藤井 義文³・平井 卓³

¹正会員 首都高速道路公団 工務部設計技術課 (〒100-8930 東京都千代田区霞が関1-4-1)

²正会員 工博 東京都立大学教授 工学部土木工学科 (〒192-0397東京都八王子市南大沢1-1)

³正会員 工修 ㈱竹中土木 技術本部 (〒104-0061 東京都中央区銀座8-21-1)

本研究は、水平に近接した2本の円形シールドトンネルに作用するゆるみ土圧の特性を明らかにするために、2つのトンネル模型装置を用いた遠心力載荷実験を実施するとともに、DEM解析によるシミュレーション解析を行った。遠心力載荷実験では、遠心力場でテールボイドに相当するトンネルカバを引抜くことでゆるみ土圧を発生させた。その結果、先行トンネルのセグメント頂部に発生する曲げモーメントは、近接する後行トンネルのテールボイドの発生により、先行時の約2倍になることがわかった。DEM解析では、トンネルのテールボイド発生の影響を定性的、定量的にシミュレートできることを確認するとともに、トンネル離隔を変える解析を行うことにより、近接して施工される2本のトンネルに作用する鉛直土圧の推移を推定した。

Key Words : shield segment , earth pressure , centrifugal model test , Distinct Element Method , bending moment , tunnelling model , arching , stress distribution , settlement

1. 序論

近年、シールドトンネルは大断面化するとともに、輻輳する都市部においては用地の制約などから非常に近接して施工せざるを得ない状況が増えてきている。このように、限られた幅に近接した2本のトンネルを並行に施工する場合、先行トンネルは後行トンネルの施工による地盤の応力再配分の影響を受けると考えられる。砂地盤におけるシールドトンネルの設計は、Terzaghiのゆるみ土圧¹⁾を基本に考えられている²⁾。しかしながら、近接するトンネルの設計では、2つのトンネル離隔がトンネル直径の1/2まで接近する場合の設計指針案³⁾はあるものの、それ以上接近した場合の設計法はなく、またその現象もよく把握されていない。

ゆるみ土圧を求める研究は、村山、松岡⁴⁾によるアルミ棒を用いた実験、足立ほか⁵⁾による直径可変の金属円筒を用いた実験、佐藤ほか⁶⁾による標準砂における2連の落とし戸を用いた実験など、降下床を用いた模型実験が多く行われてきた。また、今田ほか⁷⁾はトンネル外径が30cm、小山ほか⁸⁾は1mといった比較の大きな模型を用いた実験を行っている。

しかし、重力場における模型実験では、実大地盤の応力場を再現できないといった問題があった。これに対し、遠心載荷実験では、遠心加速度の大きさと模型の縮小率を等しくすることで実大規模の地盤内応力を再現できる。トンネルの作用土圧に関する遠心載荷実験は、石村、猪熊⁹⁾や野本ほか¹⁰⁾によってすでに行われている。前者は、トンネルカバを引抜き手法でテールボイド発生を模擬し楕円断面の作用土圧を論じているが、初期状態からトンネルモデルを土槽中に設置しているため、地盤中の初期応力が乱れるといった問題があった。後者は、このような問題点を解決すべく、模型土槽における掘進をトンネルカバ、セグメント、掘進装置の3重構造の装置で実施し、セグメントに作用する土圧を求めている。しかし、セグメントの地盤変形への追従能力が不十分であったために、セグメント下部の土圧を精度よく計測できていなかった。

本研究では、これらの問題を解決する装置を用いて、2本の近接併設シールドトンネルの遠心載荷実験を行った。トンネル掘進は、既往の研究を参考に3重構造の装置で実施するとともに、セグメントの地盤追従能力を向上させ、セグメント重量をRCセグ

表-1 主な項目の相似則

項目	相似則	実験の縮尺
加速度	n	50
地盤内応力	1	1
地盤沈下	$1/n$	1/50
土被り	$1/n$	1/50
トンネル外径	$1/n$	1/50
セグメント重量	1	1
自重の反力	1	1
セグメントの弾性係数	1	1 (RCセグメントの約2倍)
セグメントの変形	$1/n$	1/50 (RCセグメントの約1/100)
単位長さ当たり曲げモーメント	$1/n^2$	1/2500

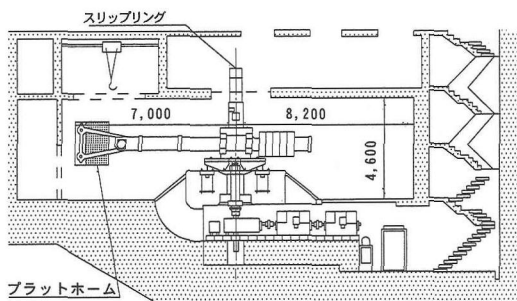


図-1 遠心載荷装置 (単位:mm)

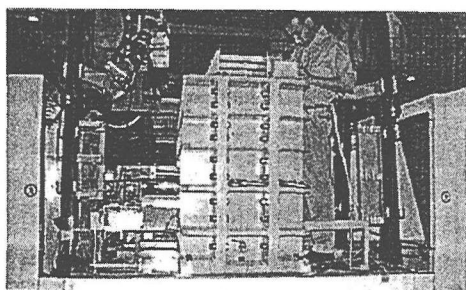


写真-1 プラットホームに搭載した土槽

メントと等価とする事により、従来の研究ではうまく計測できなかったセグメント下部の土圧の影響を精度良く評価できるようにした。

一方、解析的にゆるみ土圧を求める方法としては、林ほか¹¹⁾による非線形FEM解析、足立ほか⁵⁾によるジョイント要素を用いた弾塑性解析や、今田ほか⁷⁾によるテールボイドにギャップ要素を用いた解析などがある。また、木山ほか¹²⁾は、大変形域のゆるみ現象をうまく説明する方法として個別要素法(以下、DEM解析)の利用を提案している。DEM解析は、遠心載荷実験で検討したようなテールボイド発生による砂地盤のゆるみをシミュレーション解析する場合に、せん断帯に集中する大きなひずみ

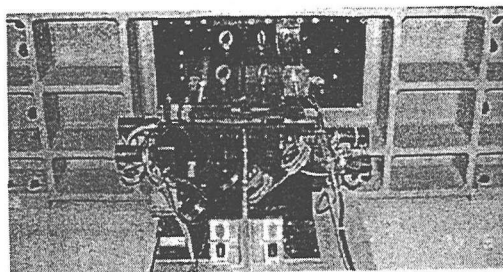


写真-2 土槽に取付けられたトンネル模型装置

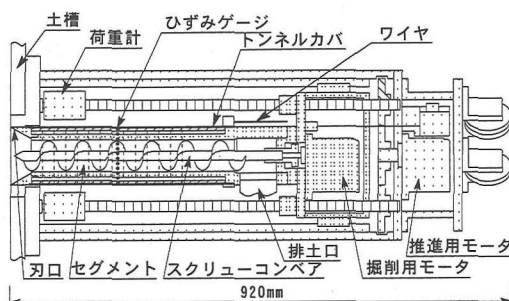


図-2 トンネル模型装置の断面

や応力の集中を考慮する場合に有効と考えられる。そこで、シミュレーション解析は、DEM解析を用いて行うとともに、解析において地盤内応力やセグメントへの作用土圧が評価できるよう考慮した。

トンネル掘削による地盤のゆるみは、切羽による影響、テールボイドによる影響などが考えられるが、本検討ではテールボイドによる影響のみに着目した。解析では、遠心載荷実験のシミュレーションの他に、同じ地盤モデルにおけるトンネル離隔とトンネル周辺地盤の応力再配分との関係や、セグメントに発生する曲げモーメントとの関係も検討した。

2. 遠心載荷実験

(1)遠心加速度と相似則

遠心加速度は、実物をセグメント外径5m程度のシールドと想定し、製作可能な模型のセグメント外径が10cm程度であることから、50g (g :重力加速度 $=9.8m/sec^2$)とした。

シールド模型実験に関連する主な項目の相似則を表-1に示す。従来の実験ではセグメントが土槽に固定されていたり、セグメントの重量が重すぎるために、セグメント下側の地盤反力が正しく評価されていないかった。そこで、後述するように、セグメント重量の相似則を合せた装置と実験手順を考えた。

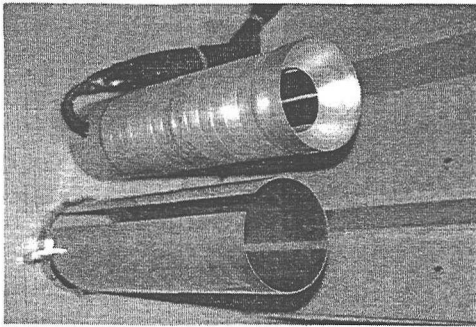


写真-3 セグメント模型とトンネルカバ

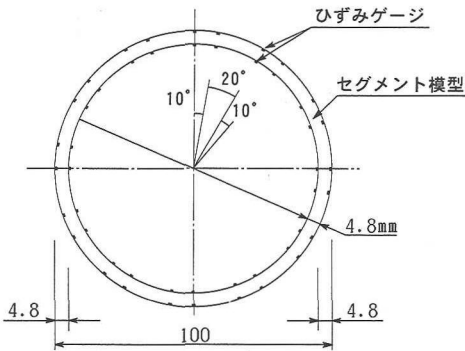


図-3 ひずみゲージの設置位置 (単位:mm)

また、セグメントの変形に対する地盤反力は、アルミ製のセグメント模型のヤング係数が実物のRCセグメントの約2倍であるため、1/2となる問題があるが、試算によると、本条件においては曲げモーメントに与える影響は小さい。

(2) 実験装置

遠心载荷装置の有効半径は6.5mである。土槽は内側で長さ1.5m、高さ0.9m、奥行き0.3mで、土槽、砂およびトンネル模型装置を合わせた重量は約42kNである。遠心载荷装置の断面図を図-1、プラットフォームに搭載した土槽を写真-1、土槽に取付けられたトンネル模型装置を写真-2、トンネル模型装置の断面図を図-2に示す。また、セグメント模型とトンネルカバを写真-3に示す。

トンネル模型装置の特徴を以下に示す。

①装置は、セグメントの外側にテールボイドに相当する外径103mm、厚さ1.5mmのトンネルカバ、その内側に外径100mm、厚さ4.8mmのセグメント模型、さらにその内側にスクリーコンベアを内蔵した外径65

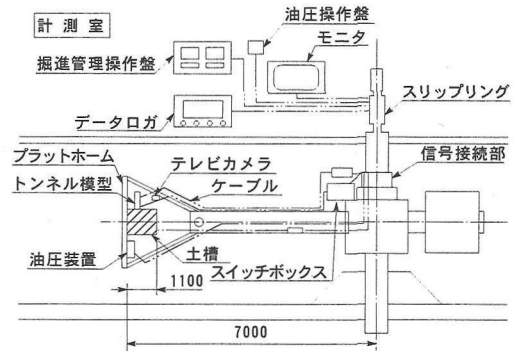


図-4 計測システム (単位:mm)

mmの鋼製円筒で構成され、全長は920mmである。

②セグメント模型は、厚さ20mmの硬質アルミニウムを削ることにより、1リング分を製作し、この長さ20mmのリング13個と刃口を弾性ゴム状のシーリング材でつなぐことにより、地盤の変形に追随する構造とした。硬質アルミニウムの単位体積重量は、RCセグメントとほぼ同じ2.65kN/m³、弾性係数はRCセグメントの約2倍の6.9×10⁷kPaである。さらに、地盤の沈下に確実に追随させるため、同じシーリング材を用い土槽との境界部分でトンネル軸直角方向に4mmの変位を許容できる構造とした。

③周辺地盤のゆるみはテールボイドの発生により生じると考え、実際のテールボイドの大きさと相似則を合わせた厚さ1.5mmのトンネルカバを引抜くことにより与えた。実工事におけるテールボイドは、裏込め材で充填されるが、本実験ではこれを無視した。トンネルカバには、セグメントひずみを計測するケーブルを引き出すために、幅15mmのスリットを空けた(写真-3参照)。

④セグメントに作用する土圧は、セグメントに発生する曲げモーメントで評価した。曲げモーメントは、図-3に示すセグメントの表裏に貼った24ヶ所、48個のひずみゲージで計測し求めた。

⑤トンネル模型装置は、2つのサーボモータを持っている。一つは、セグメント模型を押し込むモータ、もう一つは、スクリーコンベアを回転させて取込んだ砂を排出するモータである。掘進管理は、2つのモータを制御して、取込んだ砂の体積とトンネルが通過した体積が同じになるようにした。取込んだ砂の体積は、排出した砂の重量をロードセルで計測し、作成した砂地盤の単位体積重量から求めた。なお、切羽にはカッタがなく、刃口推進と同じ構造で切羽を押さえている。

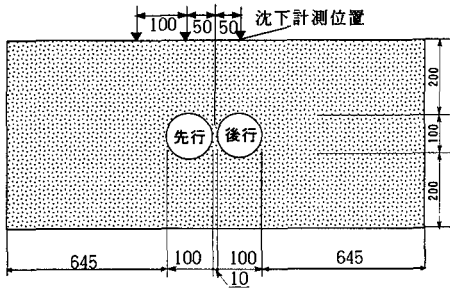


図-5 並列トンネルの位置関係(単位:mm)

(3) 計測項目および計測システム

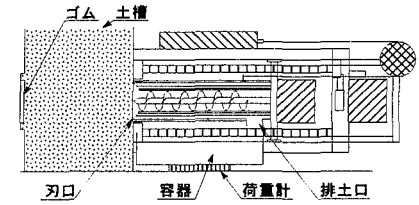
計測項目および点数は2つのトンネル模型装置を合わせて116点である。その内訳は掘削制御に関する項目10点、セグメントひずみ96点、地表面沈下が図-5に示す5点、地盤内の土圧5点である。掘削制御に関する計測で、推進抵抗は荷重計、スクリー一回転数および掘進速度はモータの出力電圧、トンネル位置はポテンションメータ、掘削土重量は荷重計で計測した。実験中これらの項目を、15秒間隔でサンプリングした。また、上記項目以外に、トンネルカバを引抜く油圧装置をプラットホームに設置した。油圧装置は、プラットホームに載せた2台のTVカメラと繋がれた画面を計測室で見ながら操作した。計測システムを図-4に示す。

(4) 実験条件および手順

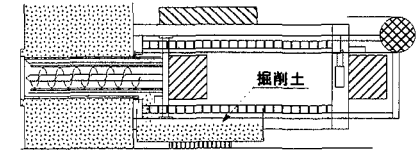
並列トンネルの位置関係は、図-5に示すように、2つのトンネルの離隔をセグメント外径の1/10の1cm、土被りをセグメント外径の2倍の20cmとした。実験に用いた砂は乾燥豊浦砂($G_s=2.638$, $\gamma_{max}=16.3$ kN/m³, $\gamma_{min}=9.5$ kN/m³)で、内部摩擦角は三軸圧縮試験結果より42°であった。実験で作成した砂の相対密度は、比較的締った地盤を想定して90~95%とした。砂地盤は、落下高とスリット幅をあらかじめ調整したホッパを用いて作成した。

本実験では、トンネル掘進を重力場で実施し、トンネルカバ引抜きによるテールボイド発生のみ50gの遠心力場で実施した。掘進管理方法を確認するため、予備実験¹³⁾を重力場で行い、トンネル通過体積に等しい土量を排土し、沈下を最小限とするための掘進速度とスクリーコンベア回転数との関係を求めた。その結果、掘進速度2cm/分、スクリーコンベア回転数2.85~2.90rpmにすると、掘削土量を通過体積に相当する値に対してほとんどばらつきなく管理できることがわかった。

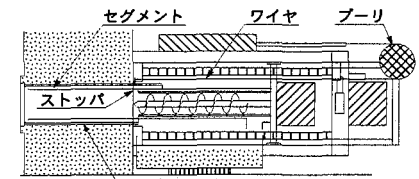
ゆるみ土圧を求める実験^{14), 15), 16)}の手順を図-6に示す。



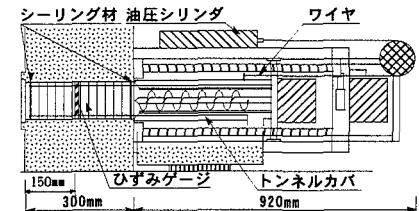
(a) 土槽にトンネル模型を取付け、砂地盤を作成する



(b) 重力場でトンネル模型を掘進させ、掘削土を後方に排出する



(c) ストップの作動確認後、先行トンネル、後行トンネルの順に土槽から内筒を引抜く



(d) 遠心力場で、先行トンネル、後行トンネルの順にトンネルカバを引抜く

図-6 実験手順

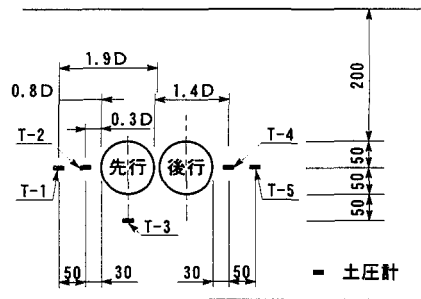


図-7 土圧計の設置位置(単位:mm)

一連の実験の最後に50gの遠心力場で先行および後行トンネルのカバを順次引抜き、その間のセグメントに発生するひずみを計測した。

さらに、図-7のように、地盤作成時に受圧面の直径が3cmで、定格負荷が10kgf/cm²の土中土圧計

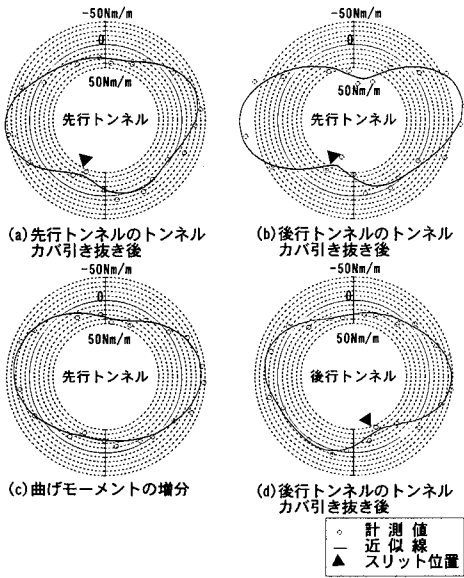


図-8 曲げモーメントの分布

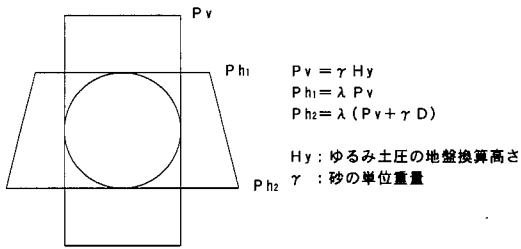


図-9 土圧分布

5個を埋設し、トンネル周辺地盤の鉛直土圧の増減を求めた。土圧計の遠心力場での再現性を確認するために、土圧計を地盤内に設置後50gの遠心力場を3回繰り返して、モデル土槽内で計測される土圧の大きさと再現性に問題がないことを確認した。

(5) 実験結果

a) トンネルに発生する曲げモーメント

先行および後行トンネルの位置関係を図-5、一連の実験の曲げモーメント分布を図-8に示す。先行トンネルのカバを引抜いた時の曲げモーメント分布図-8(a)より、先行トンネルのセグメント頂部に発生する曲げモーメントは約35Nm/mとなった。分布形状は下部で非対称となったが、これは、トンネルカバのスリットの影響と考えられる。次に、図-8(b)に示す後行トンネルのカバを引抜いた時の先行トンネルの曲げモーメントは、トンネル頂部で上記値の約2倍の約75Nm/mとなった。図-8(b)と(a)

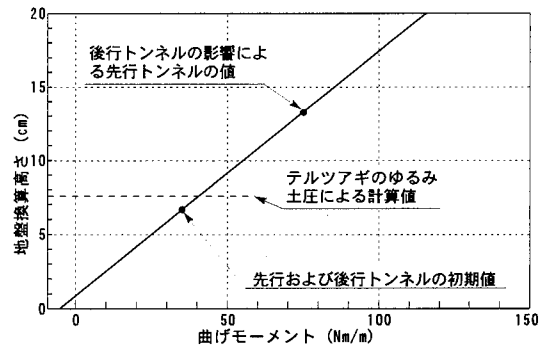


図-10 50gの遠心加速度場における地盤換算高ささと曲げモーメントの関係

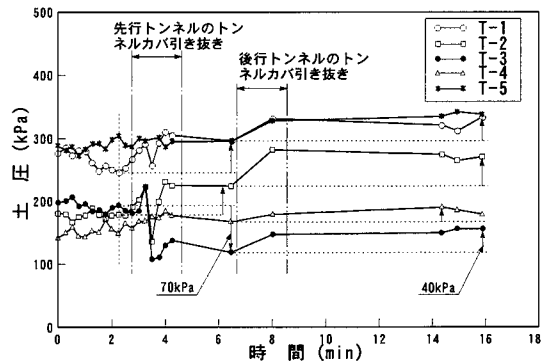


図-11 土圧の経時変化

の曲げモーメントの差は、増分の分布であるため、図-8(c)に示すようなほぼきれいな対称形状となった。また、曲げモーメントの増分の値は約40Nm/mとなり、鉛直方向から大きな荷重を受けた形状を示した。

図-8(d)に示す後行トンネルのカバを引抜いた時の、後行トンネルの曲げモーメントは、トンネルの頂部で約35Nm/mとなり、先行トンネルの始めの値とほぼ同じであった。なお、後行トンネルの曲げモーメント分布において、下部に凹部が見られた。これは、先行トンネルと左右対称にあるトンネルカバのスリットの影響と考えられる。また、単位奥行き当りの曲げモーメントの値 M_m = 約35Nm/mは、実物の曲げモーメント M_p に換算すると、相似則が遠心加速度の2乗であることから、 M_p = 88kNm/mに相当する。

b) ゆるみ土圧の地盤換算高さ

ゆるみ土圧に相当する地盤換算高さ(以後換算高さと呼ぶ)を曲げモーメントから推定した。そのために、まず土圧分布を図-9に示す慣用計算法と同じ鉛直方向を一様、水平方向を台形と仮定した。水平土圧は、鉛直土圧に側方土圧係数を乗じて求め、

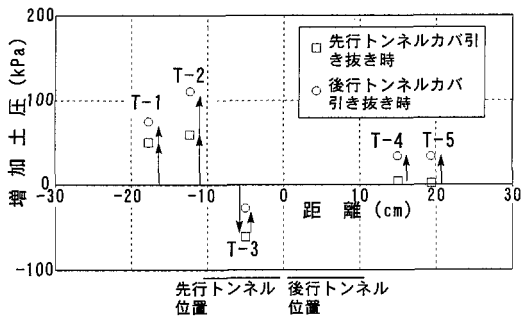


図-12 鉛直土圧の垂直分布

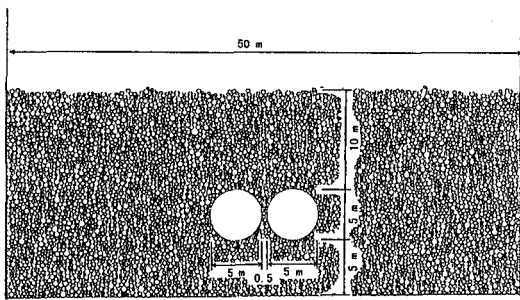


図-13 解析モデル

た。側方土圧係数は、地盤の相対密度が90~95%で、非常によく締まった砂質土²⁾であることを考慮して、 $\lambda=0.4$ とした。

換算高さと曲げモーメントとの関係を図-10に示す。先行トンネルの初期および後行トンネルに作用する換算高さは約7cmとなり、Terzaghiの式(1)で計算される。換算高さ $H_y=7.7\text{cm}$ とほぼ一致り、先行トンネル直下のT-3の土圧は、先行トン

$$H_y = \sigma_v / \gamma = \frac{B_1}{K \tan \phi} (1 - \exp(-K \tan \phi \frac{H}{B_1}))$$

$$B_1 = R_0 \cot \frac{\pi/4 + \phi/2}{2} \quad (1)$$

ただし、 γ は砂の単位重量、 ϕ は砂の内部摩擦角、 R_0 はトンネルの半径、 H は土被りである。KはTerzaghiの実験結果¹⁾に従い $K=1$ とした。後行トンネルのゆるみによって、先行トンネルに作用する換算高さは、13.5cm程度と推定された。なお、先行トンネルの曲げモーメントが増加した要因には、鉛直土圧の増加以外に、後行トンネル側の地盤のゆるみによる水平土圧の減少の影響も含まれるものと考えられる。

c) 周辺地盤の土圧

ゆるみによるトンネル周辺地盤の土圧の増減を図-6のように配置した5個の土圧計で計測した。各土圧計の計測結果の経時変化を図-11に示す。図よ

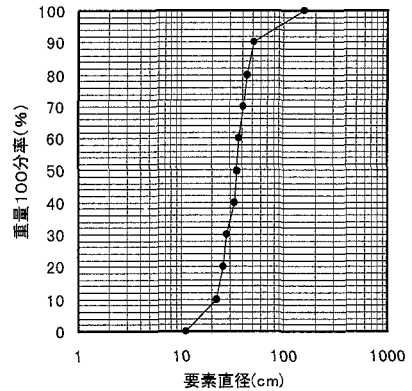


図-14 要素径分布

り、先行トンネル直下のT-3の土圧は、先行トンネルカバの引抜きにより約70kPa減少したのち、後行トンネルカバの引抜きにより40kPa増加した。

先行トンネルのゆるみにより、トンネルからそれぞれ0.8D、0.3D離れたT-1、T-2の土圧は増加し、トンネルから位置1.4D、1.9D離れたT-4、T-5の土圧はほとんど増加しなかった。すなわち、先行トンネルのゆるみの影響は、トンネル端部から0.8Dまでは影響があったが、1.4Dまではあまり影響なかった。

一方、後行トンネルのゆるみにより、T-4、T-5の土圧だけでなく、先行トンネルの反対側T-1の土圧も増加した。すなわち、後行トンネルのゆるみの影響は、先行トンネル側を越えた1.9Dの範囲にまで及んだ。これらの土圧の増減分布を図-12に示す。以上より、2本のトンネルのゆるみにより、側部地盤は増加する傾向となった。これは、2本のトンネル直上にはゆるみ土圧が作用する一方で、地盤のゆるみがアーチ作用として現れ、アーチ下端部の支持力を側部地盤が支えていることを示している。また、鉛直土圧の増加は、先行トンネル側の方に偏る傾向があった。

3. DEM解析

(1) 解析目的と概要

遠心载荷実験では、先行トンネル頂部の曲げモーメントが後行トンネルのテールボイドの発生により、初期値の2倍以上になるという事実にもとづき、シミュレーション解析によって、応力の再分配のメカニズムについて検討を行うこととした。さらに、離隔距離を変化させた解析も実施し、近接度合いによる先行トンネルの曲げモーメントの増加についても検討した。解析には、ひずみが局所的に集中する場合

表-2 解析定数

定数名		
ばね定数(N/m)	法線方向	5.38E+07
	接線方向	1.91E+07
ばね定数(N/m)	法線方向	1.08E+08
	接線方向	3.82E+07
粘性定数(Nsec/m)	法線方向	2.78E+05
	接線方向	1.66E+05
要素密度(kg/m ³)		1900
平均要素直径(cm)		35.0
時間間隔(sec)		2.00E-06
要素間摩擦角(deg.)		19
内部摩擦角(deg.)		42
要素数		10040
間隙比(面積)		0.206
解析ステップ数		500000

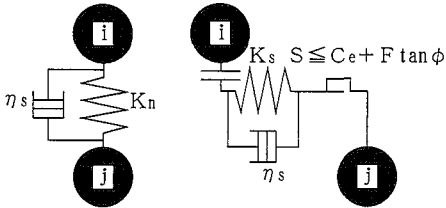


図-15 要素間接触ばねダッシュポット

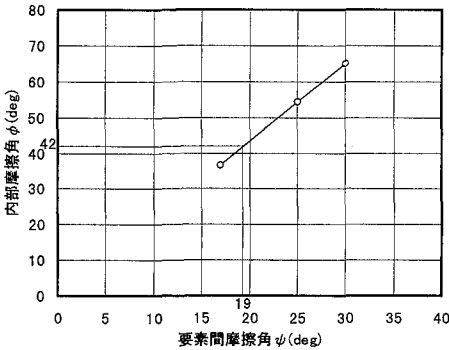


図-16 要素間摩擦角と内部摩擦角の関係

や大変形問題の解析に有効と考えられるDEM解析を用いた。本実験におけるひずみの最大値は、垂水らの落とし戸実験¹⁹⁾と同様、5%程度と推定される。

a) 解析モデル

解析モデルを図-13に示す。本解析では、実験土槽の50倍に相当する解析モデルを用いて、重力場で解析した。解析に用いた地盤要素は、可能な限り小さくした。村山らの降下床実験⁴⁾において、降下床幅の8%程度の径の光弾性材料棒で、アーチ現象が確認できていることから、平均要素直径をセグメント外径5mに対して7%の35cmとし、要素数は10040個とした。しかし、テールポイド幅7.5cmに対し要素径が大きいので、トンネル周辺の要素径はテールポイド発生時に工夫をした。また、要素の密度は、目標とする間隙比におけるモデル全体の密度が、遠心载荷実験で用いた豊浦砂と等しく1600kg/m³となるように定めた。要素径の分布は、要素集合体としての内部摩擦角φやダイレイタンス特性と関係が深いので、実験で用いた豊浦砂と分布形状が同じになるように図-14に示す粒度分布とした。初期要素配列は、図-14の縦軸上に一様乱数を与え、対応する要素径の要素を発生させて、要素間の摩擦角を0として目標の間隙比となるまで自重による圧縮を行う方法とした。目標とする要素の間隙比は、面積間隙比e_aを式(2)で定義し定めた。等しい直径の球を

密度の低い simple cubic や密度の高い tetrahedral¹⁹⁾に立体配置した場合、この集合体断面の面積間隙比e_aと集合体の体積間隙比e_vの関係は、式(3)の関係をほぼ満足する。本解析では、不均一な粒径分布、配置を対象としているが、式(3)が成立するものと仮定した。

$$e_a = \sum_{i=1}^n a_i / A - 1 \quad (2)$$

ただし、a_iは各要素の面積、Aは要素集合の支配面積、nは要素数である。

$$e_a = e / 3 \quad (3)$$

b) 要素間の各定数

解析に用いた定数を表-2に示す。DEM解析では、各円形要素に作用する外力として、要素の接触時のみ図-15に示すようなばねとダッシュポットを介して作用する接触力と物体力としての慣性力、自重等を考えており、各要素の動的挙動を差分法により追跡している。また、要素の接触面の接線方向にはクーロンの摩擦条件が仮定されており、要素間の摩擦角ψ、粘着力C_eにより最大せん断力S_{max}が次式で定義される。

$$S_{max} = C_e + F \tan \phi \quad (4)$$

ただし、Fは要素中心方向の作用力である。

要素間のψと要素集合体としての内部摩擦角φは、鉛散弾等を用いた実験などから関係があることが知られている¹⁹⁾。木山らは、DEM解析においてこの関係を求めているが、φとψがあまり関係しないといった結果が得られている。これは、鉛散弾の実験ではDEM解析と異なり、接触が3次元的であるために要素の回転がかなり拘束されるためと考えられる。粒子が不規則な形状の豊浦砂の場合要素の回転は鉛散弾よりさらに拘束されると考え、本解析で

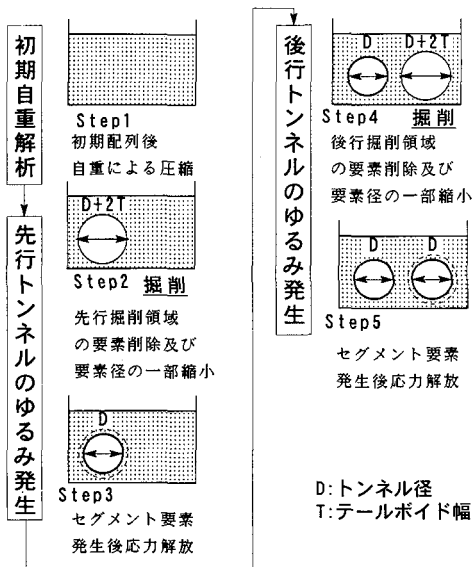


図-17 解析手順

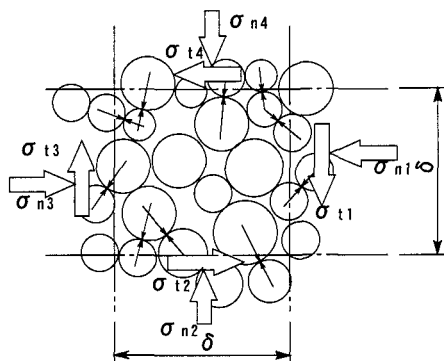


図-18 個別要素法における応力評価

は要素の回転を拘束することにした。要素数2000個のモデルを二軸方向に载荷した予備解析を実施した結果、要素間摩擦角と内部摩擦角の関係は図-16のようになった。要素間摩擦角は実験で用いた豊浦砂の内部摩擦角が $\phi = 42^\circ$ であることから、図-16の関係より $\psi = 19^\circ$ とした。要素間のばね定数および粘性係数は木山らの手法²⁰⁾にしたがい式(5)~(8)を用いて求めた。

$$K_n = \frac{\pi E}{2(1-\nu^2)(1.5+21n(4r/b))} \quad (5)$$

$$K_t = S K_n \quad (6)$$

$$\eta_n = 2\sqrt{\gamma \pi r^2 K_n} \quad (7)$$

$$\eta_t = 2\sqrt{\gamma \pi r^2 K_t} \quad (8)$$

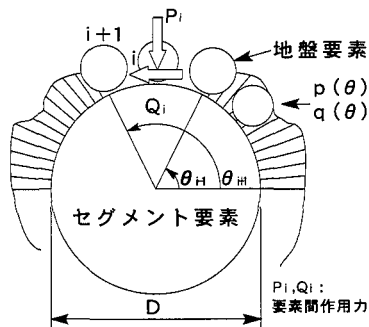


図-19 セグメント作用土圧評価

ただし、 K_n は法線方向のばね定数、 K_t は接線方向のばね定数、 E は要素のヤング係数で大理石から花崗岩程度として $E = 4.0 \times 10^7$ kPa、 ν は要素のポアソン比で、 $\nu = 0.3$ とした。また、 r は要素の平均半径、 b は接触幅で次式により求められる。

$$b = \sqrt{\frac{4r(1-\nu^2)}{\pi E}}$$

s は、 $s = 1/3$ と仮定した。 η_n 、 η_t はそれぞれ法線方向、接線方向の粘性係数であり、平均要素半径 r の要素の臨界減衰係数である。

c) 解析手順

解析手順を図-17に示す。まず、所定の間隙比に配列した要素を自重解析し、その後要素を除去して、トンネル掘削を模擬する。トンネル掘削では、掘削外径に抵触する要素を除去すると同時に、セグメント外径に相当する一つの大きな円形要素を発生させ、テールボイドに相当する要素のみを除去するようにした。要素の除去は、掘削外径の円内に完全に含まれる要素は除去し、円と交わる要素は掘削外径の円に接するように径を縮小した。セグメント要素は、中空のセグメントと等しい重量を持つ単位重量5.88 kN/m³の要素と考えた。

d) 地盤内応力評価

DEM解析では、要素間の作用力が集中力として評価される。そのため、要素間に作用している集中力を連続場としての応力分布に換算する必要がある。そこで、図-18のように要素モデルを格子状に分割し、格子要素各辺の応力は、各格子点間の辺を通過する要素間の作用ベクトルの合計値を辺長で除して求めた。すなわち、格子の各辺に作用する応力を式(9)により算出し、最終的に格子中心の応力を式(10)により求めた。

$$\sigma_{nj} = \sum_{i=1}^n P_{ni} / \delta$$

$$\sigma_{sj} = \sum_{i=1}^n P_{si} / \delta \quad (9)$$

ただし、 σ_{nj} は格子間の垂直方向応力、 σ_{sj} は格子間のせん断応力、 P_{ni} は要素間の格子鉛直方向力、 P_{si} は要素間の格子せん断方向力、 δ は格子間隔である。

$$\sigma_x = (\sigma_{n1} + \sigma_{n3}) / 2$$

$$\sigma_y = (\sigma_{n2} + \sigma_{n4}) / 2$$

$$\tau_{xy} = \sum_{k=1}^4 \sigma_{sk} / 4 \quad (10)$$

ただし、 σ_x は格子中心の水平方向応力、 σ_y は格子中心の鉛直方向応力、 τ_{xy} はせん断応力である。

e) セグメントに作用する土圧分布の評価

DEM解析では、セグメントに作用する土圧は、地盤内応力と同様、図-19に示すセグメント要素と地盤要素間の要素間作用力から求めた。法線方向、接線方向の要素間作用力 P_i 、 Q_i は、その分布を式(11)のフーリエ級数に近似し、以下の手順で応力に換算した。まず、要素間作用力 P_i 、 Q_i を接触点間の距離で平均化し、式(12)の応力 p_i 、 q_i で表した。次に、セグメントに作用する応力を式(11)のような θ の連続関数とし、接触点での連続関数における応力 $p(\theta)$ 、 $q(\theta)$ と応力の p_i 、 q_i の間の誤差が最小となるように重回帰により係数 a_i 、 b_i 、 c_i 、 d_i を求めた。さらに、 $p(\theta)$ 、 $q(\theta)$ から鉛直方向、水平方向の応力を式(13)のように求めた。

$$p(\theta) = \frac{a_0}{2} + \sum_{n=1}^n (a_n \cos n\theta + b_n \sin n\theta)$$

$$q(\theta) = \frac{c_0}{2} + \sum_{n=1}^n (c_n \cos n\theta + d_n \sin n\theta) \quad (11)$$

ただし、 $p(\theta)$ はセグメント法線方向応力、 $q(\theta)$ はセグメント接線方向応力、 a_0 、 a_n 、 b_n 、 c_0 、 c_n 、 d_n はフーリエ係数である。

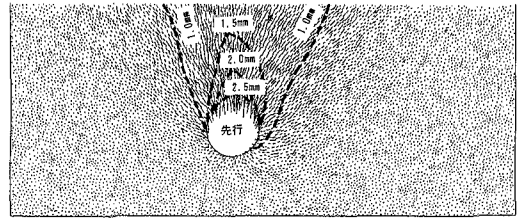
$$p_i = 4P_i / D(\theta_{i+1} - \theta_{i-1})$$

$$q_i = 4Q_i / D(\theta_{i+1} - \theta_{i-1}) \quad (12)$$

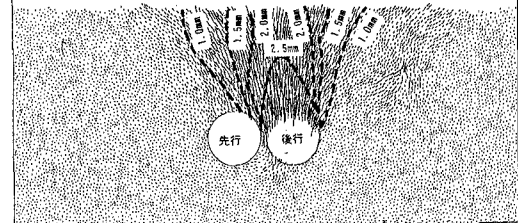
ただし、 p_i は i 番目の法線方向の要素間作用力、 q_i は i 番目の接線方向の要素間作用力、 $\theta_{i+1} - \theta_{i-1} / 4$ は作用力 p_i 、 q_i が作用するセグメント弧長である。

$$\sigma_v = p(\theta) + q(\theta) \tan \theta$$

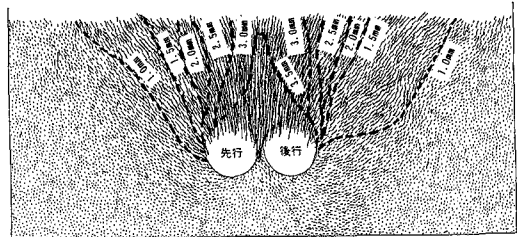
$$\sigma_h = p(\theta) - q(\theta) \frac{1}{\tan \theta} \quad (13)$$



(a) 先行トンネルのゆるみによる変位 (Step. 1→Step. 3)



(b) 後行トンネルのゆるみによる増分変位 (Step. 3→Step. 5)



(c) 初期状態から後行トンネルのゆるみによる変位 (Step. 1→Step. 5)

図-20 変位ベクトルおよびコンター

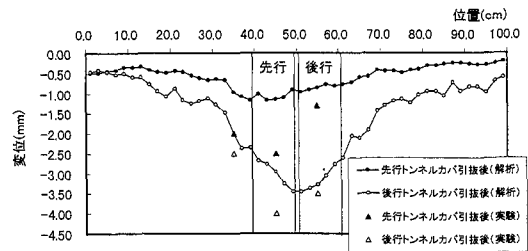


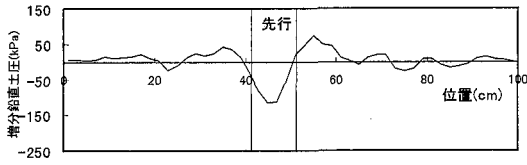
図-21 地表面変位の解析と実験結果の比較

ただし、 σ_v はセグメントに作用する鉛直応力 σ_3 はセグメントに作用する水平応力である。

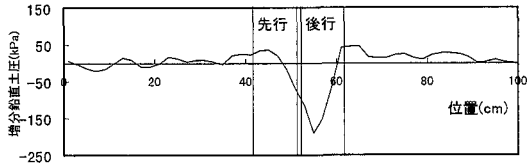
(2) 離隔0.1Dの解析結果

a) 変位

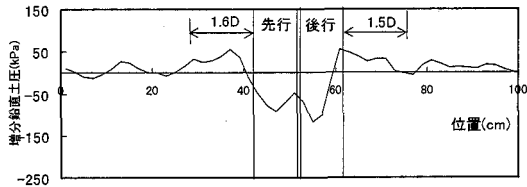
各解析ステップにおける全要素の変位ベクトルと絶対変位量のコンターを図-20に示す。ただし、解析結果のうち、地盤変位と距離は実験値と対比するために、その値を1/50にしている。図-20(a)より、先行トンネルのテールボイド発生による大きな変位領域は、既往の落とし戸実験^{4), 5)}と同様、トンネル直上に尖塔状に発生する。図-20(b)の後行トン



(a) 初期状態から先行トンネルのゆるみに至る増分鉛直土圧 (Step. 1→Step. 3)



(b) 先行トンネルのゆるみから後行トンネルのゆるみに至る増分鉛直土圧 (Step. 3→Step. 5)



(c) 初期状態から後行トンネルのゆるみに至る増分鉛直土圧 (Step. 1→Step. 5)

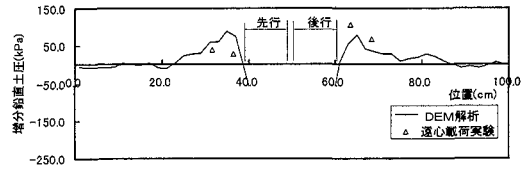
図-22 水平断面に作用する増分鉛直土圧

ネルについても同様な領域が発生するが、2.5mmの変位領域は先行トンネルより大きく、左側の先行トンネル側に傾いている。また、図-20(c)の最終変位図における3.5mm変位領域は、2つのトンネルを跨ぐ形になっている。これは、後行トンネルのゆるみによって、先行トンネルのゆるみ時に発生したアーチが拡大、再形成されたものと考えられる。

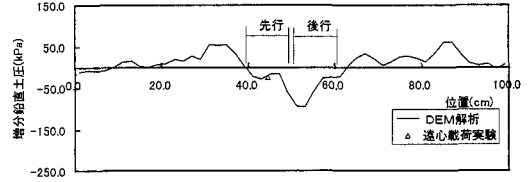
図-21は、各段階の地表面変位の解析結果と遠心載荷実験結果の比較である。最終変位は、解析と実験結果がほぼ一致しているが、先行トンネルのテールボイド解放時の解析結果は実験結果よりも小さくなっている。

b) 地盤内応力

図-22(a)(b)は、図-13の解析モデルにおけるトンネル上端より0.1D上の水平断面に作用する各解析ステップでの鉛直応力増分を示した。先行および後行トンネルのゆるみによる鉛直応力は、いずれの場合もトンネル直上の領域で減少し、この領域の両外側で増加している。図-22(c)は後行トンネル掘削による初期状態からの鉛直応力増分で、最終的な鉛直応力は、先行、後行両トンネルと離隔を含む領域で減少し、この領域の両側1.5D~1.6Dの領域で

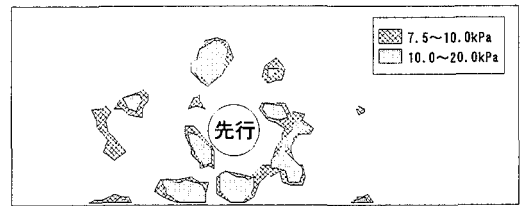


(a) トンネル中心

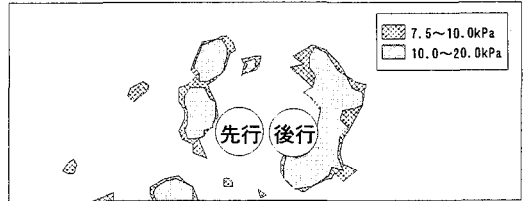


(b) トンネル下端0.5D下方

図-23 鉛直土圧増分の解析と実験の比較 (Step. 1→Step. 5)



(a) 初期状態から先行トンネルテールボイド発生による増分

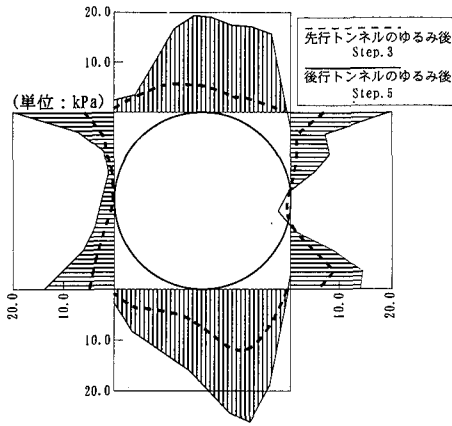


(b) 初期状態から後行トンネルテールボイド発生に至る増分

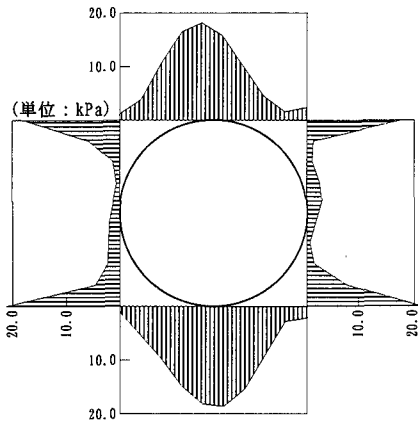
図-24 最大せん断応力増分コンター

増加している。この現象は、変位結果で前述したように、2つの近接したトンネルを跨ぐようにアーチが形成され、トンネル直上の鉛直土圧が減少し、アーチ下端部の鉛直土圧が増加するために生じると考えられる。また、先行トンネル直上の土圧は、後行トンネルのゆるみにより増加した。これは、実験で後行トンネルのゆるみにより、先行トンネルの曲げモーメントが増加したことと一致している。

図-23(a)(b)は、解析値を土圧計測結果と比較するために、トンネル中心断面とトンネル下端0.5D下方の水平断面における後行トンネル施工後の初期状態からの鉛直土圧増分を示している。図より、解析結果は実験結果と比較的によく一致しており、解析による増分応力の評価が可能であると考えられる。図-24(a)(b)は、解析ステップにおける先行トンネルおよび後行トンネルのゆるみによる最大せん断応力の初期状態からの増分をコンターで示した。図-24



(a) 後行トンネルのゆるみ後の先行トンネル



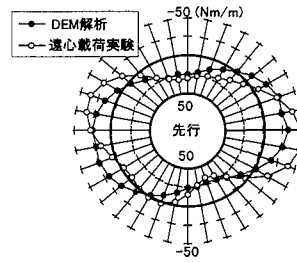
(b) 後行トンネルのゆるみ後の後行トンネル

図-25 セグメント作用土圧 (Step.5)

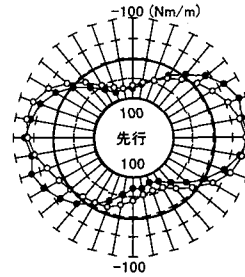
(a)では先行トンネル上部に、図-24(b)では先行および後行両トンネルを含む領域の上部に大きな最大せん断応力が発生する領域が生じている。これは、後行トンネルを近接して施工すると、アーチが2つのトンネルを包含する形で発生するためと考えられる。

c) セグメント作用土圧

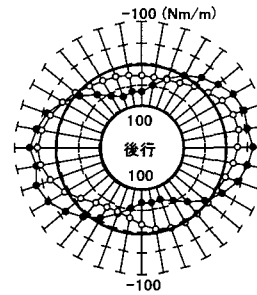
図-25は、各解析ステップにおけるセグメントに作用する鉛直、水平土圧を前述の(1)e)の手法にしたがって求めたものである。セグメント頂部に大きな荷重が作用するのに対し、側部は小さくなっている。図-26は、セグメントを梁要素として、この土圧を作用させたときの曲げモーメント分布を実験値と合わせて示す。図-26(c)の後行トンネル頂部の曲げモーメントは、解析による値がやや大きくなっているものの、図-26(a)(b)の先行トンネルの曲げモーメントの解析は実験結果とよく一致した。



(a) 先行トンネルのゆるみによる先行トンネルへの影響(Step.3)



(b) 後行トンネルのゆるみによる先行トンネルへの影響(Step.5)



(c) 後行トンネルのゆるみによる後行トンネルへの影響(Step.5)

図-26 セグメントに作用する曲げモーメント

(3) トンネルの離隔を変えた解析結果

離隔0.1Dおよび単一トンネルのDEM解析による値は、実験値とよく一致した。そこで、次にトンネル離隔と周辺土圧の特性との関係を調べるために、離隔を変えた解析を行った。図-27は、離隔0.1D、0.5D、1.0Dの先行トンネルのセグメントに作用する曲げモーメント分布を前述の(2)c)の手法で求めた。図-28はセグメント頂部の最大曲げモーメントと離隔との関係を示した。図より、離隔0.1Dの最大曲げモーメントは1.0Dの2~3倍となり、離隔の増大とともに減少し、離隔1.0Dでは∞の単独トンネルとほぼ等しくなった。そこで、このように先行トンネルに作用する曲げモーメントが離隔に対して変化する原因を周辺地盤の応力分布より検討した。図-29は、離隔0.1D、0.5D、1.0Dに対し、初期状態から後行トンネルのゆるみ発生までの鉛直土圧の減少領域を示した。また、図-30は各離隔に対してトンネル直上(0.1D)の水平断面における鉛直応

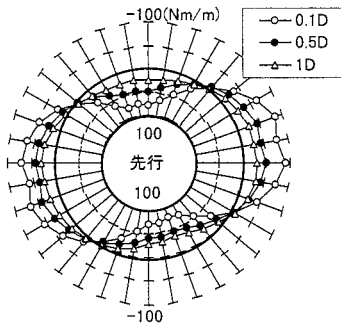


図-27 離隔と先行セグメント作用曲げモーメント

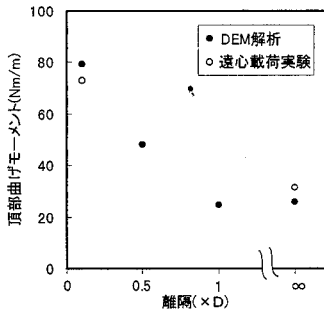


図-28 先行トンネル頂部の最大曲げモーメントとトンネル離隔との関係 (D: トンネル直径)

力の初期状態から後行トンネルのゆるみ発生までの増分を示した。アーチ作用により鉛直応力が減少する領域は、図-29(a)の離隔が0.1Dでは2つのトンネル全体を覆う形で広がっているのに対し、図-29(b)(c)の離隔が0.5D、1.0Dと広がるに広がって分離する傾向にある。図-22(c)および図-30(a)(b)においても、鉛直応力減少領域が離隔とともに2つの谷に分離していくとともに、トンネル間の地盤の鉛直土圧が増加していくようすがわかる。これは、離隔部分の地盤が2つのトンネルのアーチ下端部の反力を支えるようになるためと考えられる。

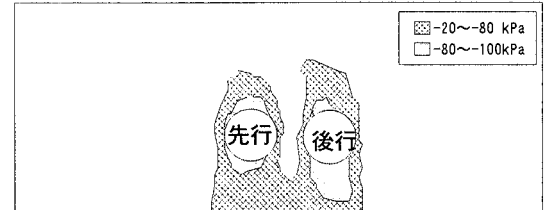
離隔0.5D、1.0Dにおける最終的な地盤変位分布を図-31に示す。変位図からも、トンネルの離隔とともにゆるみ領域が分離していくようすがわかる。

4. 鉛直土圧分布の推移の概念

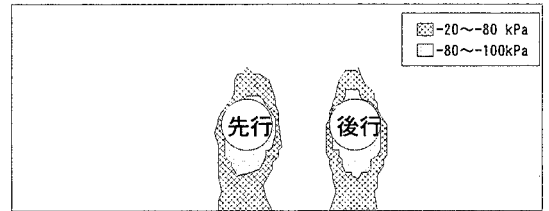
遠心載荷実験およびDEM解析により、本実験条件における水平に近接した2本の円形トンネル周辺地盤のゆるみのメカニズムを推定した。図-32(a)~(c)には、それぞれトンネル離隔が0.1D、0.5D、1.0Dにおいて推定される鉛直土圧減少領域とトンネル直上の鉛直土圧の増分分布のモデルを示す。鉛



(a) 離隔0.1D

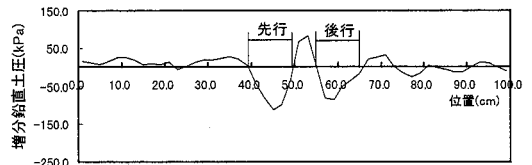


(b) 離隔0.5D

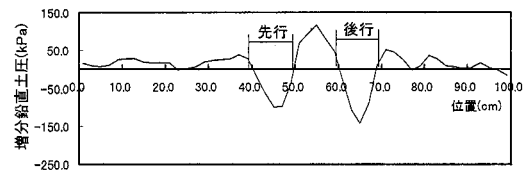


(c) 離隔1.0D

図-29 各離隔に対する初期状態から後行トンネルテールボイド発生に至る鉛直応力の減少カウンター



(a) 離隔0.5D

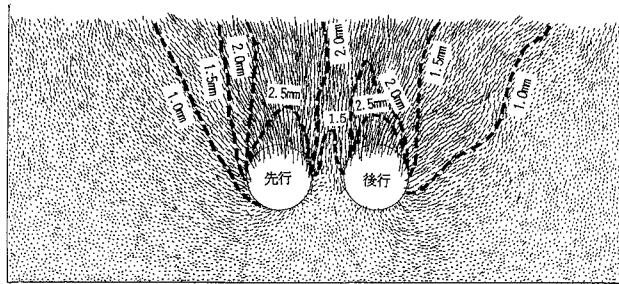


(b) 離隔1.0D

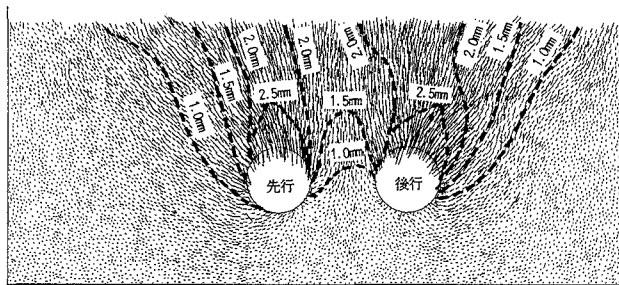
図-30 トンネル直上の鉛直応力増分

直土圧減少領域は、トンネル離隔が0.1Dの場合は2つのトンネルを包括する形になるのに対し、0.5Dになるとトンネル上部で分離する。さらに、1.0Dになると、減少領域は独立した尖塔形となり、トンネル間の地盤の鉛直土圧の増加領域はトンネル下側まで伸びて、単独トンネルと同じ状態になる。

トンネル1本の場合の鉛直土圧の増分分布は、ト



(a) 離隔0.5D



(b) 離隔1.0D

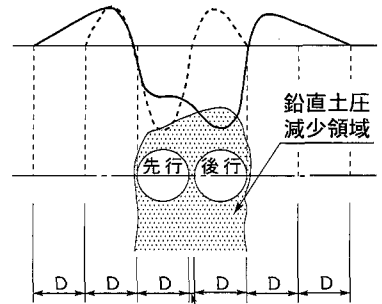
図-31 地盤の最終変位分布図

ンネル直上で減少し、トンネル端部から1Dの領域で増加する。2本のトンネルの離隔が0.1Dの場合、先行トンネル側の鉛直土圧は、後行トンネルのゆるみにより増し、曲げモーメントは2倍となる。鉛直土圧が増加するのは、後行トンネルのゆるみによるアーチ下端の反力を先行トンネルが支えるためと推定される。このとき、鉛直土圧はトンネル端部から2Dの領域で増加する。トンネル離隔が0.5Dになると、先行トンネルの鉛直土圧は増加するものの、トンネル間の地盤の鉛直土圧も後行トンネルのゆるみによるアーチを支えるため増加する。トンネル離隔が1.0Dになると、後行トンネルのゆるみの影響は、先行トンネルまでは及ばず、トンネル間の地盤が後行トンネルのアーチを支える。

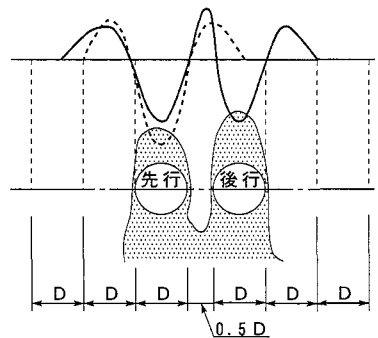
5. 結論

相対密度が90%と比較的締まった豊浦砂を用いてトンネル離隔0.1Dで行った遠心載荷実験とDEMによるシミュレーション解析およびトンネル離隔を0.5D, 1.0Dにした場合のDEM解析の結果得られた結論を要約すると以下ようになる。

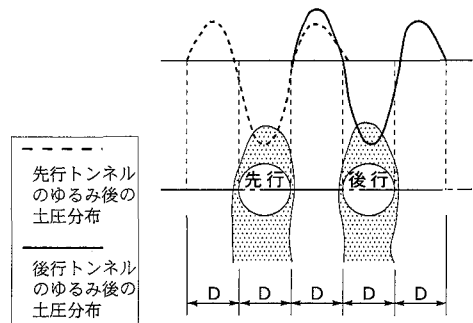
(1) 実験では、セグメント模型に貼ったひずみゲージを用いた地盤のゆるみによるきれいな曲げモーメント分布のデータが収集でき、セグメント重量の相似則やセグメントの地盤変形への追従を考慮した実験の有効性が確認できた。



(a) トンネル離隔0.1D



(b) トンネル離隔0.5D



(c) トンネル離隔1.0D

図-32 推定されるトンネル直上の鉛直土圧分布の推移

(2) 実験で得られた曲げモーメント分布から推定される先行トンネルに作用する土圧は、荷重分布を側方土圧係数 $\lambda = 0.4$ の慣用設計法と仮定すると、Terzaghiの式とほぼ等しくなった。

(3) DEM解析においても、要素径を小さくし要素回転を拘束するなどにより実験結果をうまくシミュレートでき、変位や増分応力の定量的評価が可能となることがわかった。

(4) $Dr=90\%$ と密な豊浦砂地盤において、トンネル2本の離隔が0.1Dの場合、実験および解析のいずれも、両トンネル直上の鉛直土圧が減少し、周辺地盤の土圧は増加した。これは、後行トンネルのゆるみにより、アーチが先行、後行両トンネルを含む領域

全体を跨ぐ形になったためと考えられる。

(5) 今回の実験条件の範囲では、後行トンネルのゆるみにより先行トンネルに発生する曲げモーメントは、実験および解析とも初期値の2~3倍になった。これは、ゆるみ領域が大きくなったことに加えて、後行トンネルのゆるみによるアーチ下端の反力を先行トンネルが支えるためと推定される。また、曲げモーメントの増加は、水平土圧の減少も一因している。

(6) $Dr=90\%$ の豊浦砂地盤を対象とした解析の結果、トンネル離隔が大きくなると、トンネル間の地盤がアーチ下端の反力を支えるようになるため、先行トンネルにかかる荷重は小さくなり、離隔が1.0Dになるとその影響はほとんどなくなった。

(7) $Dr=90\%$ の豊浦砂を対象としたトンネル離隔を変えた解析により、先行トンネルの曲げモーメントが増加するメカニズムを明らかにするとともに、曲げモーメントの大きさと離隔の関係を明らかにできた。

今後、トンネル断面形状、トンネルの本数、地盤条件などを変えた実験およびシミュレーション解析などを行い、近接するトンネルゆるみ現象をさらに明らかにするとともに、その設計法を確立していきたい。

参考文献

- 1) Terzaghi, K., V.: Theoretical Soil Mechanics, V, Arching In Ideal Soils, John Wiley & Sons, pp.66-75, 1943.
- 2) 土木学会編：トンネル標準仕方書（シールド工法編）・同解説，1996。
- 3) 日本鉄道施設協会：シールドトンネルの設計施工指針（案），pp.99-101, 1977。
- 4) 村山朔朗，松岡 元：砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.187, pp.95-108, 1971。
- 5) 足立紀尚，田村 武，八嶋 厚，上野 洋：砂質地山トンネルの挙動と解析に関する研究，土木学会論文集，No.358 / III -3, pp.129-136, 1985。
- 6) 佐藤彰彦，増井 仁，浅野 剛：落とし戸実験によるシールドへの作用土圧の検討，第31回地盤工学研究発表会，pp.2293-2294, 1996。
- 7) 今田 徹，元山 宏，三木克彦，金井 誠：シールドトンネル覆工荷重に与えるゆるみの影響に関する研究，土木学会論文集，No.439 / III -17, pp.79-88, 1991。
- 8) 小山幸則，清水 満，佐藤 豊：トンネルに作用する土圧の研究（I），土木学会第48回年次学術講演会，III，pp.156-157, 1993。
- 9) 石村利明，猪熊 明：楕円形トンネルの作用土圧に関する遠心力載荷実験，土木学会第47回年次学術講演会，III，pp.90-91, 1992。
- 10) 野本 寿，三戸憲二，今村真一郎，上野勝利，日下部治：施工過程を考慮したシールドトンネルの遠心力実験，土木学会論文集，No.529 / III -33, pp.47-56, 1995。
- 11) 林 寛，五十嵐寛昌，笹倉 剛，杉原靖彦：遠心模型実験によるトンネル掘削挙動の非線形解析手法の検証，土質工学会，都市地下空間利用における大深度地盤に関するシンポジウム発表論文集，pp.183-188, 1993。
- 12) 木山英郎，藤村 尚：カンドルの離散剛要素法を用いた岩質粒状体の重力流動の解析，土木学会論文集，第333号，pp.137-146, 1983。
- 13) 小笠原政文，佐々木一哉，藤井義文：遠心力場におけるトンネル掘削について，第21回日本道路会議論文集，pp.184-186, 1995。
- 14) 小笠原政文，佐々木一哉，藤井義文，畑中喜徳：超近接シールドの作用土圧に関する遠心力実験（その2），第31回地盤工学研究発表会，pp.2293-2294, 1996。
- 15) 小笠原政文，佐々木一哉，藤井義文，真川三雄：超近接トンネルの断面力特性に関する遠心力実験（その1），土木学会第51回年次学術講演会，III，pp.90-91, 1996。
- 16) Konda, T., Ogasawara, M., Sasaki, K., Tsuno, K. and Fujii, Y.: Study on design of a pair of shield tunnels situated very closely by centrifugal model test, Tunnels for People, pp.151-156, 1997。
- 17) Terzaghi, K., V.: Stress Distribution in Dry and in Saturated Sand above a Yielding Trap-Door, Proc. of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp.307-311, 1936。
- 18) 垂水尚志，山本征彦，大田 弘，野口利雄：砂地盤中のトンネル掘削に伴う荷重の再配分，トンネル工学研究発表会論文報告集，第2巻，pp.27-34, 1992。
- 19) 最上武雄編著：土質力学，技報堂，pp.977-987, 1969。
- 20) 木山英郎，藤村 尚：カンドルの離散剛要素法を用いた岩質粒状体の重力流動の解析，土木学会論文報告集，第333号，pp.137-146, 1983。

(1997.4.16 受付)

STUDY ON EARTH PRESSURE ACTING ON A PAIR OF CIRCULAR TUNNELS BORED HORIZONTALLY IN CLOSE PROXIMITY

Hiromi KOSAKA, Tohru KONDA, Masafumi OGASAWARA, Kazuhiro TSUNO,
Yoshifumi FUJII and Takashi HIRAI

The authors are conducting a series of research studies on the effect of earth pressure on closely bored tunnels. At the first stage centrifuge tests were carried out with a pair of tunnelling models. In these experiments the characteristics of the earth pressure in sandy soil were investigated when the ground surrounding tunnels had been yielded by tunnel boring work. At the same time simulation analysis by DEM model was carried out and the mechanism of increasing bending moment of first tunnel by occurrence of tail void of second tunnel is clarified.