

プレライニングに作用する土圧に関する模型実験

田口善文¹・米山秀樹²・笹尾春夫³・香川和夫⁴・相良昌男¹

¹正会員 株式会社フジタ 技術研究所 土木研究部 (〒243-0125 神奈川県厚木市小野2025-1)

²正会員 工博 日本国土開発株式会社 施工本部 土木部 (〒243-0303 神奈川県愛甲郡愛川町中津4036-1)

³正会員 工修 鉄建建設株式会社 エンジニアリング本部 技術研究所 (〒286-0825 千葉県成田市新泉9-1)

⁴正会員 工修 株式会社フジタ 土木本部 生産技術部 (〒151-8570 東京都渋谷区千駄ヶ谷4-6-15)

都市NATMと呼ばれる土被りの小さい未固結地山を掘削するトンネルにおいては、地表沈下の抑制、切羽の安定が重要な課題である。プレライニング工法は切羽前方地山にあらかじめアーチシェル状の先受工を設置し、地山のゆるみを抑制する工法である。本論文は、プレライニングに作用する土圧を求めめるために行った模型実験結果について述べる。実験は剛性の異なる2種類のプレライニング模型の脚部支持ばねの強さを変化させて、プレライニングの沈下量と作用土圧、軸力、曲げモーメント等の関係を調べた。その結果、プレライニングの沈下・変形に応じて作用土圧は変化すること、柔らかいプレライニングでは円周方向に均等な軸力が発生し、鉛直方向と水平方向の作用土圧は一樣な分布になることなどが分かった。

Key Words : tunnel, lining, model test, earth pressure, design, NATM, pre-lining

1. はじめに

都市部の洪積層や沖積層などの未固結地山にトンネルを構築する方法として、従来から用いられてきた開削工法やシールド工法だけでなく、経済性に優れている都市NATMが注目されるようになってきた¹⁾。都市NATMでは、切羽を安定させ、地表沈下を抑制することが重要な課題であり、それらの課題を解決するために、先受工と呼ばれる補助工法が開発されている。

先受工は大きく分けて、フォアポーリング、パイプルーフ、水平ジェットグラウト、長尺鋼管フォアパイリングおよびプレライニングに分類される。長尺鋼管フォアパイリング等に代表される鋼管を主材料とする先受工では、鋼管の周囲に薬液注入を行ったとしても、トンネル横断方向の連続性があまり期待できないために補強効果が小さいと考えられる。

一方、横断方向に連続したアーチシェルを構築することを目的とした工法の一つにプレライニング工法があり、その開発が盛んである。プレライニング工法とは、切羽前方地山内にあらかじめアーチシェル状の先受工を構築しながらトンネルを掘削する工法で、確実な先受け効果とともにトンネル横断方向のアーチによる支保効果を期待できる工法である。

プレライニング工法は既に幾つかの現場に適用され、その先受け効果は実証されてきている²⁾。しか

し、設計のためのプレライニングに作用する荷重や切羽の安定効果など未解明な部分も多い。

トンネルに作用する荷重の研究はKommerellをはじめ古くから研究されており、シールドトンネルの緩み土圧算定には、地山のつりあいから導かれたTerzaghiの理論式がよく用いられている³⁾。

トンネルの作用土圧に関する実験的な研究では、村山ら⁴⁾、足立ら⁵⁾、中田ら⁶⁾、近久ら⁷⁾、楢山ら⁸⁾が種々の落し戸実験を行っている。また、足立ら⁹⁾¹⁰⁾、小山ら¹¹⁾は、トンネルの模型実験を行い、トンネルに作用する土圧について検討している。しかし、これらの実験はトンネル掘削時の基本的な作用土圧の解明やトンネルの覆工を対象としたものであり、プレライニングに対する作用土圧を求めめることを目的としたものではない。

一方、中田ら¹²⁾、玉村ら¹³⁾、小竹ら¹⁴⁾、沼沢ら¹⁵⁾はプレライニングに関する解析的な研究を行っているが、これらの数値解析によりプレライニングに作用する土圧を検討するまでには至っていない。

筆者らは、合理的なプレライニングの設計法の確立のために模型実験や数値解析を行っている^{16)~18)}。

本文は、プレライニングを薄肉のアクリル等でモデル化した模型実験により、プレライニングに作用する土圧やプレライニングの内部応力を測定し、その結果について考察を加えたものである。

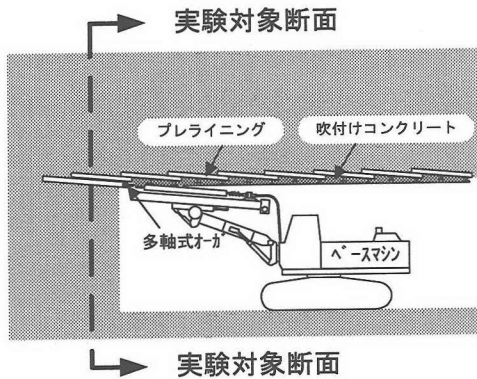


図-1 実験対象断面

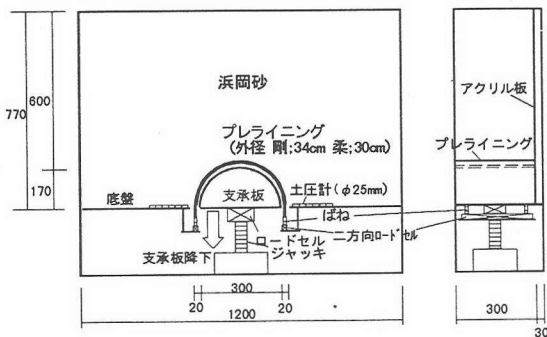


図-2 実験装置

2. 実験概要

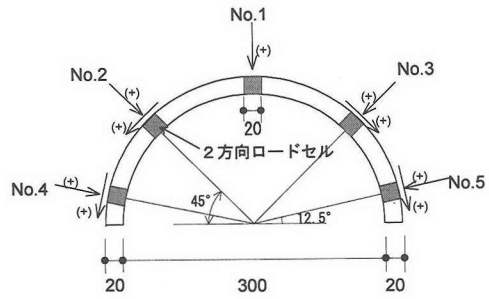
(1) 実験概要

a) 実験装置

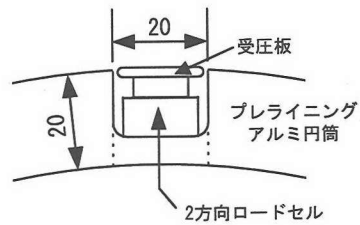
本来、プレライニングを施工したトンネルの挙動は切羽を含む三次元モデルで評価する必要があるが、三次元の模型実験は実験装置が複雑になること、トンネル切羽周辺の地盤の作製が困難なことなどから、ここでは、図-1に示す部分を二次元平面ひずみモデルで再現した模型実験を行った。

実験装置を図-2に示す。土槽の寸法は横幅120cm、高さ77cm、奥行き30cmであり、土槽底盤の中央部に半円筒形のプレライニングを設置した。プレライニングには、剛性の異なる2種類の材料を用いた。1つはアクリル製の外径300mm、厚さ3mmの柔なプレライニング(ヤング率 $E=3.0 \times 10^3$ MPa)であり、もう1つはアルミ製の外径340mm、厚さ20mmの剛なプレライニング(ヤング率 $E=7 \times 10^4$ MPa)である。

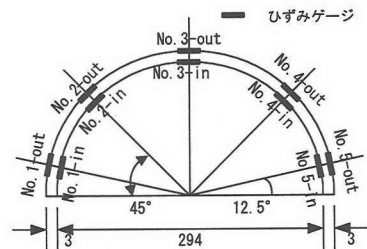
プレライニングの内側にはトンネル切羽に相当す



(a) 剛なプレライニング



(b) 2方向ロードセルの詳細図



(c) 柔なプレライニング

図-3 プレライニング模型

る半円筒形の鉄製の支承板を設置し、この支承板を降下させることでトンネルの掘削を再現した。

プレライニング脚部の下端はコイル状のばねで支持されており、ばねの強さ(ばね定数)を変化させることで、プレライニングの脚部が硬い砂質土地盤で支持された場合や柔らかい粘性土地盤で支持された場合を模擬することが可能である。

脚部支持ばねの下方には2方向ロードセルを設置し、プレライニング脚部に作用する鉛直方向荷重と水平方向荷重を測定した。ただし、今回の実験は両脚部の水平方向の変位はスライド自由の条件で実施したので、理論的には水平方向の荷重は0になる。プレライニング脚部の水平方向の変位が摩擦などの影響で拘束された場合には、水平方向荷重の値から異常を検知できる。また、2方向ロードセルの鉛直、水平荷重の相互の干渉は2%以下であることを事前の検定から確認した。

表-1 模型地盤の物性値

物理特性		空中落下法による 作製地盤の物性値	
比重	$G_s=2.685$	乾燥密度	$\gamma_d=1.51$
最大間隙比	$e_{max}=0.933$	間隙比	$e=0.778$
最小間隙比	$e_{min}=0.588$	相対密度	$Dr=0.449$
最大粒径	2.00mm	粘着力	$C=8.0kPa$
均等係数	$U_c=2.22$	内部摩擦角	$\phi=35^\circ$
曲率係数	$U_c'=1.01$		

表-2 実験ケース

ケース	プレイニング	脚部支持ばね
1	剛 (アルミ製)	無し
2		強: $K=139N/mm \times 4ケ$
3		弱: $K=18N/mm \times 4ケ$
4	柔 (アクリル製)	無し
5		強: $K=139N/mm \times 4ケ$
6		弱: $K=18N/mm \times 4ケ$

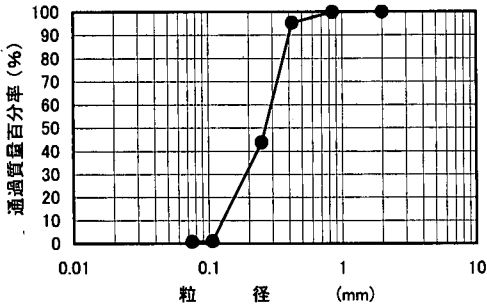


図-4 模型地盤の粒径加積曲線

土槽底盤部にはプレイニングから25mm離れた位置から直径 $\phi 25mm$ の土圧計を左右5個ずつ設置した。
b) プレイニング模型

アルミ製の剛なプレイニングには、図-3 (a)に示すようにプレイニングの天端、SLから45°のアーチ肩部およびSLから12.5°の側壁脚部付近の5箇所に幅20mm、深さ20mmの溝を設け、その中に図-3 (b)に示すように2方向ロードセルを組み込み、半径方向土圧と円周方向のせん断応力を測定できるようにした。

一方、図-3 (c)に示すアクリル製の柔なプレイニングは、2方向ロードセルが組み込めないために、剛なプレイニングと同じ位置にひずみゲージを内側と外側に貼付け、軸力と曲げモーメントを測定した。

(2) 模型地盤および実験手順

実験に用いた砂は空気乾燥状態の遠州浜岡砂で、その物性値を表-1に、粒度分布を図-4に示す。

実験手順はプレイニング、脚部支持ばねおよび支承板を所定の位置に設置した後、空気乾燥状態の浜岡砂を一定の寸法の出口から、高さ1.2mで自由落下させ、一様な地盤を作製した。土被りはプレイニング天端から60cmの高さで一定とした。60cmの土被りはトンネル直径をDとすると、2D分の土被りである。模型地盤の単位体積重量 γ は、別途30cm角

の容器を使って空中落下法により調べた結果、 $14.8kN/m^3$ ($1.51tf/m^3$)である。

実験開始前にはプレイニング脚部は支持ばねと離れた状態であり、支承板が全土被り荷重を受けている。この状態から支承板を降下させ、掘削を再現し、支承板の降下に伴うプレイニングの沈下、脚部支持ばねを介して加わるプレイニング脚部の鉛直荷重等を計測した。これに加えて、剛なアルミ製のプレイニングでは、プレイニングに作用する土圧を、アクリル製の柔なプレイニングではプレイニングの軸力、曲げモーメントを測定した。

(3) 実験ケース

代表的な実験ケースを表-2に示す。プレイニング模型には剛性が異なる2種類の材料を用いた。

脚部支持ばねは地盤反力係数 $k=5N/cm^3$ 程度の柔らかい地盤を想定して、 $K=18N/mm$ のばね定数のコイルばねと、地盤反力係数 $k=50N/cm^3$ 程度の砂地盤を想定して、 $K=139N/mm$ のばね定数のばねを使用した。脚部の支持ばねはプレイニングの脚部に片側2個ずつ、合計4個を使用した。

脚部支持ばねのばね定数 K と想定する地盤反力係数 k との関係は次式から求めた。

$$K = k \cdot A / n \quad (1)$$

ここに、 K :脚部支持ばねのばね定数、 k :想定地盤の地盤反力係数、 A :模型脚部の底盤面積(ここでは $2cm \times 30cm = 60cm^2$)、 n :模型脚部のばねの個数(ここでは片側2ケ)である。

例えば、式(1)に柔らかい地盤を想定した地盤反力係数 $k=5N/cm^3$ を代入すると、 $K=15N/mm$ を得る。そこで、市販のコイルばねで $K=15N/mm$ に最も近い $K=18N/mm$ のばねを使用した。

また、基礎的なデータを得るために、脚部支持ばねが無い場合の実験も行った。これは、円形落とし戸実験に相当する。

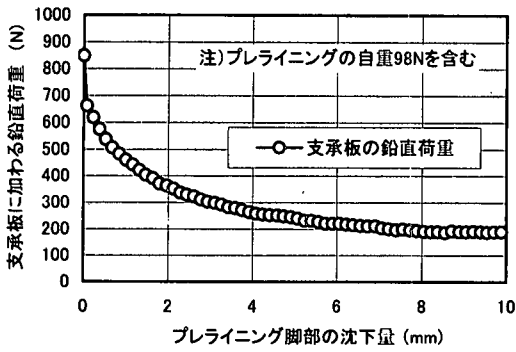


図-5 プレライニングの沈下量と支承板荷重の関係

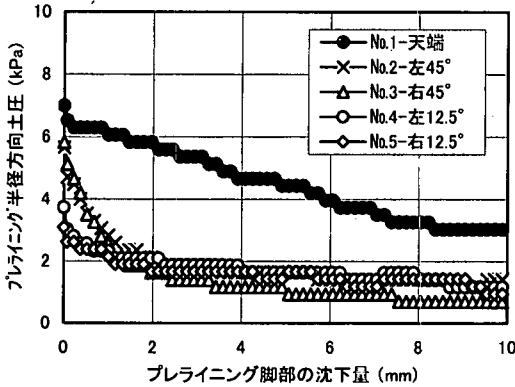


図-6 プレライニングの沈下量と半径方向土圧の関係

3. 剛なプレライニングの実験結果

(1) 脚部支持ばね無しの実験 (円形落し戸実験)

プレライニングに作用する荷重を推定するためにまず脚部支持ばねが無い場合の実験を行い、基本的な傾向を把握した。この実験はプレライニングの脚部を支持するばねが無いために、支承板とプレライニングが同等に降下する。したがって、円形の落し戸実験に近い実験である。

図-5にプレライニングの沈下に伴う支承板に加わる鉛直荷重の変化を示す。支承板が受け持つ荷重は地盤から受ける土圧とプレライニングの自重(98N)およびプレライニングと地山間の摩擦力の合計である。

実験開始前の支承板の荷重848Nから、プレライニングの沈下が5mm程度になるまで、荷重は急激に減少する。しかし、それ以降は減少量がゆるやかになり、200N程度に収束する。この最終的な収束値200Nからプレライニングの自重(98N)を差し引いた値は約100Nであり、これは初期土被り荷重750N(プレライニング自重含まず)の13%程度である。このこ

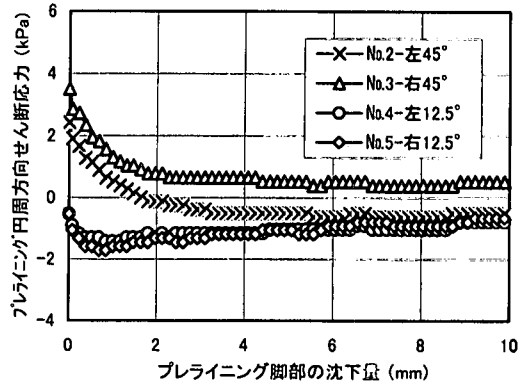


図-7 プレライニングの沈下量と円周方向応力の関係

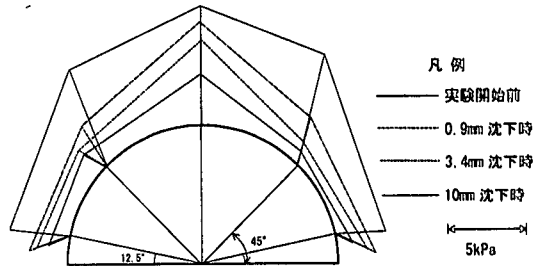


図-8 実験前後の作用土圧ベクトル (ばね無し)

とからプレライニングの沈下に伴い次第に地山アーチが形成されていき、鉛直方向の荷重が減少していくことが分かる。

図-6はプレライニングの沈下に伴う2方向ロードセルにより計測したプレライニング半径方向の作用土圧の変化を示す。プレライニングの天端の土圧は初期土圧7.0kPaからほぼ直線的に減少し、最終的には3.0kPa程度に収束する。一方、アーチ肩部の土圧は天端部に比べて急激に減少し、プレライニングの沈下量2mmでほぼ収束に向かう。

図-7は、プレライニングの沈下に伴うプレライニング表面の円周方向のせん断応力の変化を示す。図中の値は正の値が下向きのせん断応力を、負の値が上向きのせん断応力を意味する。プレライニングのアーチ肩部のせん断応力は初期状態から下向きのせん断応力が作用しているが、これは空中落下法により地盤を作製したためと思われる。プレライニングの沈下に伴ない下向きのせん断応力が減少し、最終的にはほぼゼロに近い値となる。脚部では、上向きのせん断応力が作用していることが分かる。

図-8は、図-6の半径方向土圧と図-7の円周方向応力から求めた、実験開始前およびプレライニングが0.9mm、3.4mm、10mmまで沈下したときの作用

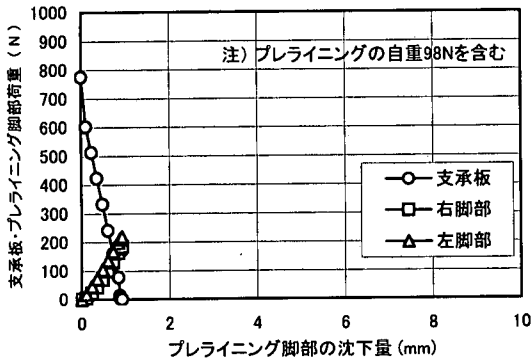


図-9 プレイニングの沈下量と脚部荷重の関係
(剛なプレイニング, 強いばね; $K=139\text{N/mm}$)

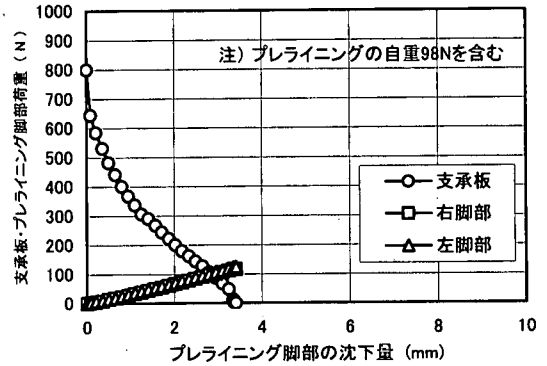


図-10 プレイニングの沈下量と脚部荷重の関係
(剛なプレイニング, 弱いばね; $K=18\text{N/mm}$)

土圧の合成ベクトルを示す。実験開始前はプレイニング天端からアーチ肩部にかけて鉛直方向の土圧が大きく作用しているが、プレイニングが10mm沈下したときには、全体的に作用土圧が小さくなる。

このように、プレイニングに作用する土圧は、プレイニングの沈下・変形に応じて変化する。特に、剛なプレイニングの場合、アーチ肩部での鉛直土圧の減少が顕著である。

(2) 脚部支持ばね有りの実験

2種類の剛性が異なる脚部支持ばねに対して、支承板を降下させ、プレイニングの沈下とその時のプレイニングに作用する土圧を計測した。

図-9は、ばね定数 $K=139\text{N/mm}$ の脚部支持ばねが強い場合のプレイニングの沈下量と支承板に作用する荷重、プレイニングの脚部に作用する荷重の関係を示したものである。支承板に作用する荷重は地盤から受ける土圧とプレイニング模型の自重(98N)の合計である。支承板の降下に伴い、支承板に作用する荷重は初期荷重(775N)から、急激に減少する。それに伴い、プレイニングが地山荷重を支えるためにプレイニングの脚部荷重が増大していき、プレイニングの沈下が0.9mm程度になったところで、脚部反力と地山荷重がつりあって収束する。この沈下0.9mmの時の、プレイニングの脚部荷重は片側で約200N、両側で約400Nとなる。この場合、プレイニング脚部で支持する地山荷重は、プレイニングの自重(98N)を差し引くと、片側で約150Nとなり、両方の脚部で300Nとなる。

同様に、図-10にはばね定数 $K=18\text{N/mm}$ の脚部支持ばねが弱い場合のプレイニングの降下量と支承板に作用する荷重、プレイニングの脚部に作用する荷重の関係を示す。支承板を降下させる前の荷重(798N)から、プレイニングの沈下が3.4mm程度になるまで、荷重は急激に減少するが、それに伴い

プレイニングの脚部荷重が増大していき、最終的に脚部反力と地山荷重がつりあって収束する。この実験では、プレイニングの沈下量が3.4mmで収束し、プレイニングの脚部荷重は片側で約120N、両側で約240Nとなる。この場合、プレイニング脚部で支持する地山荷重は、プレイニングの自重(98N)を差し引くと、片側で約70Nとなり、両方の脚部で140N程度である。

以上のことから、プレイニング脚部の支持条件により、プレイニングの沈下量、脚部荷重が異なり、プレイニングの脚部が強い地盤に支持され、沈下が少なければ作用荷重は大きくなり、反対に、弱い地盤で沈下が大きければ作用荷重は小さくなる。したがって、プレイニングの設計にあたっては、プレイニングの沈下・変形量に応じた作用荷重を用いるべきであろう。

沈下・変形量に応じた作用荷重を求める方法として、有限要素法などの数値解析を利用して沈下・変形量を推定し、地山特性曲線から作用荷重を求める方法が提案されている¹⁹⁾。しかし、一般的には特性曲線を求めることは困難であるので、本文では実物に近い柔なプレイニングを使った模型実験から作用土圧を推定する。

4. 柔なプレイニングの実験結果

実際のプレイニングは、薄肉の柔構造のものが多く、プレイニングの変形モードや作用土圧が前述の剛なプレイニングとは幾分か異なるものと考えられる。そこで、本実験では厚さ3mmの亚克力製のプレイニング模型を使用して、柔なプレイニングに作用する土圧を検討した。

(1) 脚部荷重

剛なプレイニングの場合と同様にプレイニン

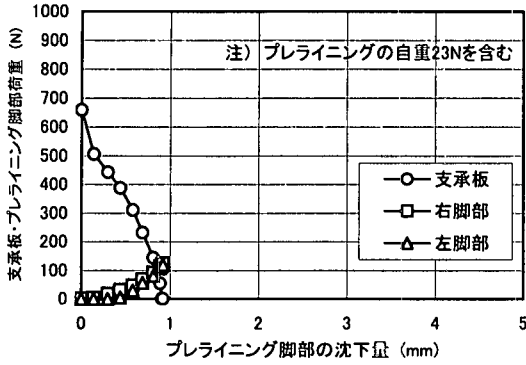


図-11 プレイニングの沈下量と脚部荷重の関係
(柔なプレイニング, 強いばね; $K=139N/mm$)

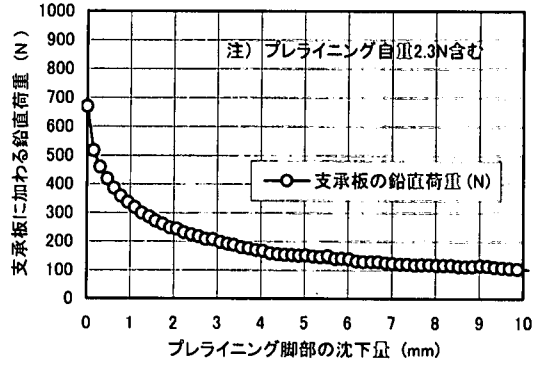


図-13 プレイニングの沈下量と支承板荷重の関係
(柔なプレイニング, ばね無し)

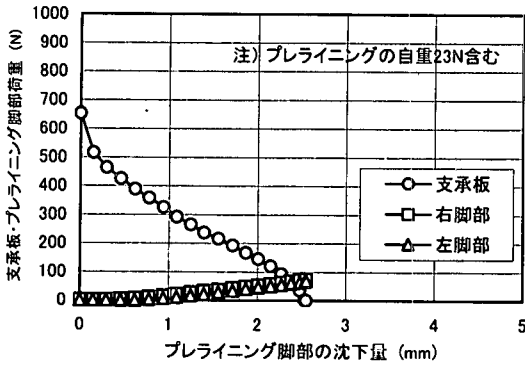


図-12 プレイニングの沈下量と脚部荷重の関係
(柔なプレイニング, 弱いばね; $K=18N/mm$)

グの沈下量と脚部荷重の関係について検討する。脚部の支持ばねについては、剛なプレイニングのケースと同じ種類のコイルばねを使用した。

図-11 にばね定数 $k=139N/mm$ の強い方の脚部支持ばねを用いた場合のプレイニングの沈下と支承板に加わる鉛直荷重, 脚部ばねが受け持つ荷重の関係を示す。ただし, この荷重にはプレイニングの自重23Nを含んでいる。

実験開始前の支承板に作用する荷重は657Nであるが, 支承板を降下させるに応じて, 支承板の荷重分担は減少し, 反対にプレイニングの荷重分担が増えていく。さらに支承板を降下させ, プレイニングの沈下が0.9mmになった時点で, 支承板荷重はゼロになり, プレイニングだけで地山を支持し, 脚部反力と地山荷重がつりあって収束する。この場合プレイニング脚部の支持する荷重は片側で約120N, 両側で約240Nであり, プレイニングの自重23Nを差し引くと両側で約220Nとなる。

同様に, 図-12 にばね定数 $K=18N/mm$ の弱い方の脚部支持ばねを使用した場合のプレイニングの沈

表-3 脚部ばねの有無での鉛直荷重の比較

沈下量	ばねの有無	測定場所	鉛直荷重(N)
0.9mm	ばね無し	支承板荷重	336-23=313
0.9mm	ばね有り	右側脚部	125-11=114
		左側脚部	119-11=108
		左右合計	114+108=222
2.5mm	ばね無し	支承板荷重	216-23=193
2.5mm	ばね有り	右側脚部	75-11=64
		左側脚部	67-11=56
		左右合計	64+56=120

下と支承板に加わる鉛直荷重, 脚部ばねが受け持つ荷重の関係を示す。支承板の降下に伴い, 支承板荷重は実験開始前の支承板荷重657Nから急激に減少する。それに伴いプレイニングが地山荷重を支え, 脚部荷重は増大していく。プレイニングの沈下が2.5mmになった時点で支承板荷重はゼロになり, 脚部反力と地山荷重がつりあって収束する。この場合プレイニング脚部の支持する荷重は片側で約70N, 両側で約140Nであり, プレイニングの自重23Nを差し引くと両側で約120Nとなる。

図-13 に柔なプレイニングの脚部支持ばねが無い円形落し戸実験におけるプレイニングの沈下量と支承板に加わる鉛直荷重の関係を示す。

また, 表-3は, 図-13に示した脚部ばねが無い円形落し戸実験の支承板荷重と, 図-11, 図-12に示した脚部支持ばね有りのケースの脚部荷重をプレイニングの沈下量が同じ時に比較したものである。

表-3から, 脚部支持ばね有りのケースの脚部荷重がかなり小さくなっていることが分かる。これは, プレイニングによる地山アーチの発達の違いによるものと考えられる。柔構造のプレイニングでは側方付近の地山を緩めず, プレイニング周辺に地山アーチが形成される。さらに, 側壁部の地山を緩めないことから, プレイニング脚部付近で上向き

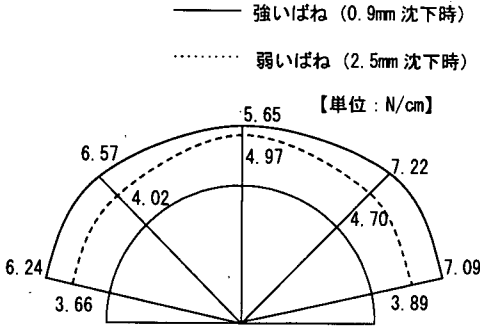


図-14 プレイニングに作用する軸力

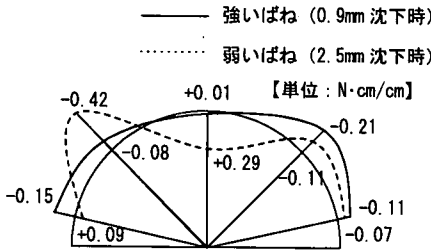


図-15 プレイニングに作用する曲げモーメント

の地山との摩擦力が期待でき、プレイニング脚部の支持すべき荷重が小さくなるものと考えられる。

(2) 軸力、曲げモーメント

図-14に強い脚部支持ばねを用いた場合と弱い脚部支持ばねを用いた場合の最終状態におけるプレイニングの軸力分布を示す。本実験のプレイニングの奥行きは30cmであるが、図は、プレイニング単位奥行き当りの値を示している。

図から、脚部支持ばねが強い場合の軸力は5~8N/cm、脚部支持ばねが弱い場合の軸力は3~5N/cmである。プレイニングの全周でほぼ様な軸力が発生しており、全体的に見れば鉛直方向の土圧と水平方向の土圧が等しく作用しているようである。

一方、脚部支持ばねの弱い方が強い場合よりも軸力は小さな値を示す。このことから脚部の支持条件によりプレイニングに加わる軸力が異なり、プレイニングの脚部が強い地盤に支持されていればプレイニングの沈下は少ないが、プレイニングに加わる軸力は大きくなると考えられる。

図-15は、図-14と同様に最終状態でのプレイニングの曲げモーメントの分布を示す。軸力と同様に曲げモーメントの値もプレイニングの単位奥行き当りで表示している。脚部支持ばねが強い場合も弱い場合も、いずれのケースにおいてもプレイニングに加わる曲げモーメントは、天端部で正

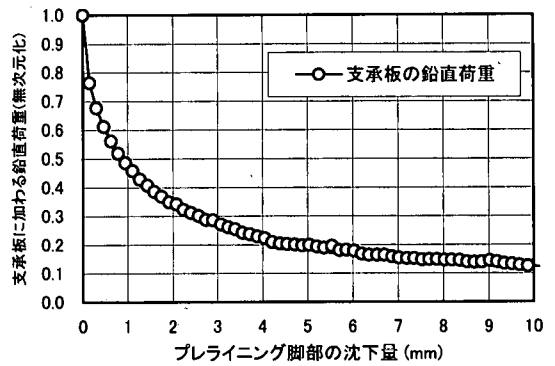


図-16 初期土圧で無次元化したプレイニングの沈下量と支承板荷重の関係
(柔なプレイニング、ばね無し)

(内空側凸)の値を、それ以外のところではほとんどの個所で負(地山側凸)の値を示す。しかし、最大値でもたかだか0.42N·cm/cmであり、かなり小さい。

(3) プレイニングに作用する土圧の推定

図-16は、図-13に示した脚部支持ばねが無い円形落し戸実験の支承板に作用する鉛直荷重(N)の変化を初期荷重(N)で基準化したものである。図はプレイニングの自重23Nを差し引いて示している。

初期状態で $1.0\gamma H$ (Pa) (ここに、 γ :単位体積重量、 H :土被り厚)の鉛直土被り土圧 p_{v0} がプレイニングに作用していたと考える。プレイニングの沈下に伴い支承板への作用荷重は減少するが、その時の沈下量 δ に対応する図-16に示した基準化した土圧がプレイニングに作用する鉛直土圧 p_v であると仮定する。

強いばねを使用した場合、最終的な沈下量は0.9mmであり、図-16からその時のプレイニングに作用する鉛直土圧 p_{vs} は $0.49\gamma H$ (Pa)となる。同様に、弱いばねの場合、最終的な沈下量は2.5mmであり、図-16からその時の鉛直土圧 p_{vw} は $0.30\gamma H$ (Pa)であることが推定できる。

上述の鉛直土圧をトンネル直径 D (=30cm)で整理すれば、強いばねを使用した場合、 $p_{vs} = 0.49\gamma H = 0.98\gamma D$ (Pa)となり、同様に、弱いばねの場合、 $p_{vw} = 0.30\gamma H = 0.60\gamma D$ (Pa)となる。

したがって、ある程度の沈下、変形が発生することが予想される通常の柔構造のプレイニングでは、 $1D$ (D :トンネル直径)分の土被り荷重を作用荷重として設計すれば十分であろう。

本実験では、柔なプレイニングの実験に限り、

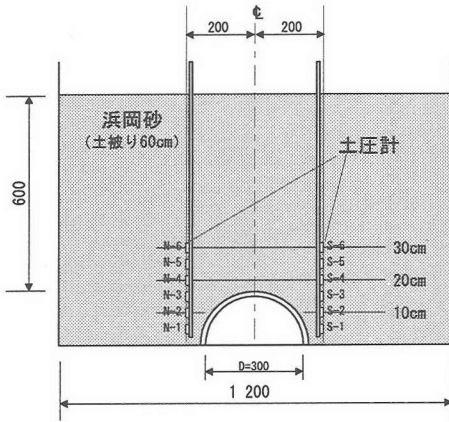


図-17 水平土圧測定箇所（柔なプレライニング）

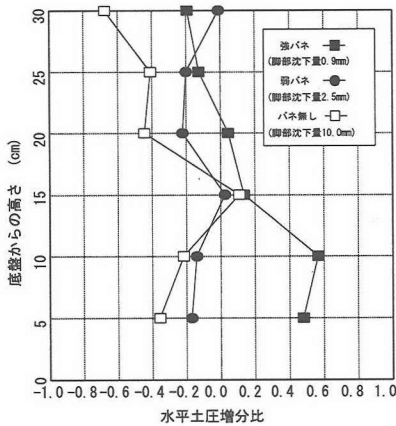
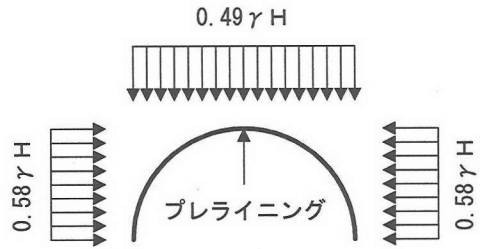


図-18 水平土圧増分比（水平土圧増分/初期水平土圧）
（柔なプレライニング）

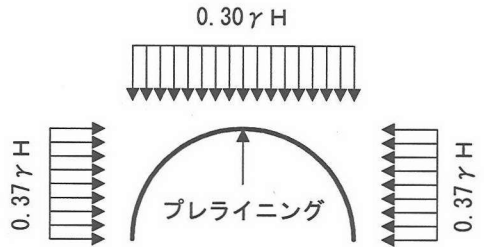
プレライニング周辺の水平方向土圧を測定した。水平方向土圧の測定箇所を図-17に示す。プレライニング側壁からトンネル横断方向に5cm離れた位置に直径φ25mmの土圧計を片側6個設置した。深さ方向には5cmピッチである。所定の位置にセットするために、土圧計を接着した薄いアルミ板を土槽上部から下ろして固定した。

図-18に水平土圧の計測結果を示す。図は、最終状態での水平土圧の増分を初期土圧で基準化したものである。図から強いばねの場合では底盤から15cmの範囲で水平土圧が増加する。底盤から5cm, 10cm, 15cmの位置での増減値を平均すると、初期水平土圧の約39%程度の増加となる。また、同様に弱いばねを用いた場合には、初期水平土圧の約10%程度の減少となる。

今、初期水平土圧 p_{H0} を $1.0K_0\gamma H$ (K_0 : 静止土圧係数) とすると、強いばねを用いた場合の最終状態でのプレライニングの水平方向土圧 p_{HS} (地盤反力) は、初期水平土圧 p_{H0} から39%の増加として、式



(a) 脚部ばねが強いケース



(b) 脚部ばねが弱いケース

図-19 推定される作用土圧
（柔なプレライニング）

(2)のように求められる。

$$p_{HS} = (1.0 + 0.39) \cdot p_{H0} = 1.39 K_0 \gamma H = 0.58 \gamma H \quad (2)$$

ここに、 K_0 は静止土圧係数であり、Jakyの式 ($K_0 = 1 - \sin \phi'$, $\phi' = 35^\circ$) により0.42とする。

同様に、弱いばねを用いた場合の水平方向の土圧 p_{HW} (地盤反力) は、初期水平土圧 p_{H0} から10%の減少として、式(3)のようになる。

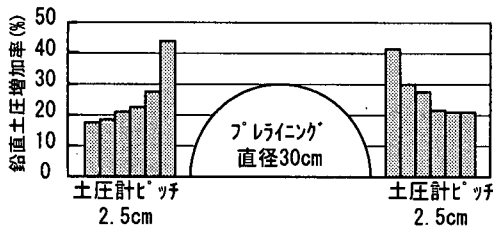
$$p_{HW} = (1.0 - 0.10) \cdot p_{H0} = 0.90 K_0 \gamma H = 0.37 \gamma H \quad (3)$$

ただし、 K_0 はJakyの式 ($K_0 = 1 - \sin \phi'$) から0.42とする。

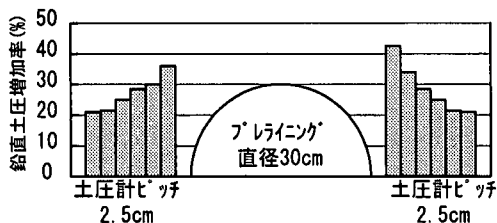
図-19は、上述のプレライニングの作用土圧の推定結果を脚部支持ばねが強い場合と弱い場合でそれぞれ示したものである。図から、プレライニングには鉛直方向土圧 p_V と地盤反力である水平方向土圧 p_H がほぼ均等に作用し、プレライニング構造体には均等な軸力が作用し、曲げモーメントがほとんど発生しないことが分かる。

(4) プレライニング側壁部周辺の鉛直土圧

図-20は側壁底盤部の鉛直土圧の変化を測定し



(a) 脚部ばねが強いケース



(b) 脚部ばねが弱いケース

図-20 側壁底盤部の土圧の増加
(柔なプレライニング)

た結果である。図は鉛直土圧の増加分を初期値で基準化している。プレライニングの沈下に伴い、地山アーチが形成され、プレライニング天端部では鉛直土圧が減少するが、地山アーチの足元となるプレライニング側壁周辺の鉛直土圧は増加する。

図-20(a)に示す脚部ばねが強いケース(0.9mmの沈下)では、プレライニングに最も近い位置の鉛直土圧が顕著に増加している。このことは地山アーチの足元がプレライニングのすぐ横側に位置することを意味する。

図-20(b)に示すそれよりさらに沈下量が多い脚部ばねが弱いケース(2.5mmの沈下)では、すぐ横側の土圧は図-20(a)と比較して、同等もしくは減少している。しかし、鉛直土圧の増加領域が遠くまで広がっていて、土圧の増減がバランスしているようである。この現象は、降下床実験において降下床を大きく下降させると、アーチの足元が外側に移動し、隣接するブロックに作用する土圧が減少しはじめると同時に、その外側のブロックの土圧が増加する⁵⁾ことから確認されている。

いずれにしても、プレライニングがあることで、ある程度の沈下が生じてても、側壁部の地山を緩めず、側壁周辺に地山アーチが形成されると考えられる。したがって、プレライニングを施工した時の掘削影響範囲の形状は、図-21に示すように、側壁部周辺に地山アーチが形成される結果、アーチの底辺が狭くなり、ゆるみ高さが小さくなると考えられる。

プレライニングを施工することで地山アーチを最

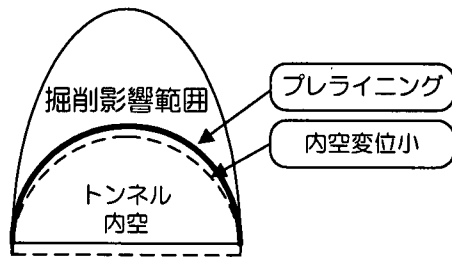


図-21 プレライニング施工時の掘削影響範囲

大限に利用でき、地山を緩めない理想的な掘削が可能となる。

5. 結論

プレライニングに作用する土圧を推定するために、2方向ロードセルを設置した剛なプレライニング模型と表面にひずみゲージを貼り付けた柔なプレライニング模型に対して、脚部支持ばねの強さを変化させ、模型実験を行った。その結果、以下のような知見が得られた。

- (1)プレライニングの沈下・変形が小さいと、プレライニングに作用する土圧や脚部荷重は大きくなる。反対に、プレライニングの沈下・変形が大きくなれば、プレライニングに作用する土圧や脚部荷重は小さくなる。
- (2)このようにプレライニングの沈下・変形の度合いでプレライニングに作用する荷重やプレライニング構造体応力は変化する。したがってプレライニングの沈下・変形に応じた設計荷重を用いる必要がある。
- (3)プレライニングがあれば、プレライニング周辺に地山アーチが形成され、特に、側壁部の地山を緩めない。
- (4)脚部周辺の地山とプレライニングの摩擦により、脚部の支持荷重はかなり小さくなる。
- (5)剛なプレライニングでは、トンネル掘削時のプレライニングに作用する土圧は、天端部に比べてアーチ肩部で急激に低下する。
- (6)柔なプレライニングでは円周方向に均等な軸力が発生し、鉛直方向と水平方向の作用土圧は一様な分布になる。したがって、側方土圧係数Kの値は1.0に近いものと考えられる。

本実験により、プレライニングに作用する土圧に関する基本的な傾向がつかめた。ある程度の沈下、変形が発生することが予想される柔なプレライニングでは、作用荷重として、1D(D:トンネル直径)分の土被り荷重を考慮すれば安全であろう。今

後は、模型実験だけでなく、数値解析や現場計測結果を通して、プレライニングの合理的な設計法を確立していきたい。

謝辞：本論文は、プレライニング工法検討委員会（委員長 足立紀尚 京都大学教授）での成果の一部をまとめたものである。ここに、数多くのご助言を頂いた同委員会の委員および幹事の皆様に深甚な謝意を表します。

最後に、本論文の取りまとめにあたり、ご指導とご助言を賜った京都大学足立紀尚教授、田村武教授に改めてお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 桜井春輔, 足立紀尚: 都市トンネルにおける NATM, 鹿島出版会, 1988.
- 2) 剣持三平, 香川和夫: 掘削に先行してアーチシェルをつくる—東葉高速線 勝田台トンネル—, トンネルと地下, 第23巻1号, pp.43-51, 1992.
- 3) 土木学会編: トンネル標準示方書(シールドトンネル編)・同解説, 1996.
- 4) 村山朔郎, 松岡元: 砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第187号, pp.95-108, 1971.
- 5) 足立紀尚, 田村武, 木村亮, 荒巻智: 落し戸実験における土圧分布, 第29回土質工学研究発表会, pp.1989-1992, 1994.
- 6) 中田雅博, 中野清人, 西村和夫, 森田篤, 松井幹雄, 進士正人: 落し戸実験の数値解析法としてのDEMの適用性と問題点について, 土木学会第49回年次学術講演会, 第III部, pp.1118-1119, 1994.
- 7) 近久博志, 荒井幸夫, 筒井雅行, 桜井春輔: トンネルの天端沈下と土圧に関する落し戸実験, 土木学会第48回年次学術講演会, 第III部, pp.250-251, 1993.
- 8) 相山孝司: 砂地盤における緩み鉛直土圧の基礎的研究, 前田建設技術研究所報, Vol.35-2, 1994.
- 9) 足立紀尚, 田村武, 八嶋厚: 薄肉柔支保工(吹付けコンクリート, ロックボルト)の支保機構に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.358/III-3, pp.47-52, 1985.
- 10) 足立紀尚, 木村亮, 荒巻智, 林窓裕: トンネル掘削における長尺先受工法の補助効果に関する模型実験, 第28回土質工学研究発表会, pp.2309-2312, 1993.
- 11) 小山幸則, 清水満, 佐藤豊: トンネルに作用する土圧に関する研究(1)—実験結果—, 土木学会第48回年次学術講演会, 第III部, pp.156-157, 1993.
- 12) 中田雅博, 佐野信夫, 佐藤淳, 伊東淳, 梶井稔: アンブレラ工法における切羽進行に伴う地山応力変化, トンネル工学研究発表会論文報告集, 第3巻, pp.143-148, 1993.
- 13) 玉村公児, 森川誠司, 鹿毛益, 大野沼, 高橋祐治: 三次元FEM解析による長尺先受け工の作用効果の検討, トンネル工学研究発表会論文報告集, 第5巻, pp.297-302, 1995.
- 14) 小竹望, 山本芳生, 岡憲二郎: 水平ジェットグラウト工法によるシェル状改良体の安定検討法に関する考察, 土木学会第47回年次学術講演会, 第III部, pp.690-691, 1992.
- 15) 沼沢隆治, 大野垣泰博, 田口善文, 香川和夫, 原隆文: プレライニングにより施工した都市NATMの挙動計測, トンネル工学研究発表会論文報告集, 第1巻, pp.23-28, 1991.
- 16) 相良昌男, 田口善文, 米山秀樹, 笹尾春夫: プレライニングトンネルの作用土圧に関する模型実験, トンネル工学研究論文・報告集, 第5巻, pp.291-296, 1995.
- 17) 相良昌男, 田口善文, 米山秀樹, 笹尾春夫: プレライニングトンネルの作用土圧に関する模型実験(その2), トンネル工学研究論文・報告集, 第6巻, pp.175-180, 1996.
- 18) 米山秀樹, 田口善文, 笹尾春夫, 指田健次: プレライニングの先受け・支保機構に関する考察, 土木学会論文集, No.589/III-42, pp.109-120, 1998.
- 19) 武内秀木, 米山秀樹: プレライニングに作用する土圧の算定法について, 第28回土質工学研究発表会, pp.2325-2328, 1993.

(1998. 7. 13受付)

MODEL TESTS FOR EARTH PRESSURE ACTING ON PRE-LINING TUNNEL

Yoshifumi TAGUCHI, Hideki YONEYAMA, Haruo SASAO,
Kazuo KAGAWA and Masao SAGARA

It is important to prevent surface settlement and stabilize cutting face in a shallow overburden or a soft ground tunnel, which is called urban NATM. The pre-lining method, in which arch-shell linings were formed ahead of the cutting face prior to excavation, has been applied to some construction site. However, the design of this method is not established. This paper describes results of model tests to investigate earth pressure acting on the pre-lining. It is clarified that acting earth pressure changes during deformation and settlement of the pre-lining, and that the axial force of the pre-lining is uniform in a flexible pre-lining.