

実測値に基づくシールドトンネルの設計土圧に関する一提案

CONSIDRATION OF DESIGN EARTH PRESSURE FOR SHIELD TUNNEL BASED ON MEASUREMENT

橋本 正*, 長屋淳一*, 太田 擴**, 塩谷智弘**, 杉原和彦**

Hiromu OHTA, Tomohiro SHIOTANI, Kazuo SUGIHARA, Tadashi HASHIMOTO, Junichi NAGAYA

In shield tunnel design, total overburden pressure was applied to soft ground. But it is not clear the mechanism of acting earth pressure on the segments. Especially it is not clear to determine of designing earth pressure in stiff clay. And the design force of segment is effected the coefficient of lateral pressure λ and the coefficient of subgrade reaction k . In this paper we investigated the relationship between initial and final earth pressure on the segments and studied the earth pressure of segment design in clay based on measurement in site. And we carried out simulating analysis which used the usage method and investigated of λ and k for design.

Key Word: Shield tunnel, Earth pressure, Backfill grouting, Coefficient of lateral pressure

1. はじめに

シールドトンネルのセグメント設計における設計土圧は、軟弱地盤では全土被り圧、砂地盤では緩み土圧が採用されている。また、硬質粘土地盤における設計土圧については明確でなく、その土圧発生メカニズムについても明らかでない。シールドトンネルのセグメントに作用する土圧（以下、セグメント土圧と称する）は、掘削地盤の強度特性と施工条件に大きく影響される。特にセグメントに初期圧力を与える裏込注入の影響が大きく、掘削地盤が硬い程トンネル掘削による応力変化を周辺地盤で受け持つ分が大きくなるため、施工条件の影響は大きくなると考えられる。また、セグメント土圧分布についても裏込注入が硬化する以前では等方的な土圧分布となり、長期的にもこの分布形状が維持され、セグメントの曲げモーメントは非常に小さくなる計測結果が得られている¹⁾。本論文では、シールドトンネル現場におけるセグメント土・水圧の計測結果¹⁾より裏込注入による初期セグメント土圧と長期セグメント土圧および掘削地盤の強度特性との関係について検討を行った。また、側方土圧係数 λ および地盤反力係数 k について現場計測結果のシミュレーション解析を行い、設計に用いる λ 、 k の考え方について示した。

2. 設計土・水圧の取り扱い方

現在のシールドトンネルの設計では、粘土層に施工する場合の設計荷重は自立性が大きい硬質粘土や固結シルトでは土水分離として取り扱う場合もあるが、一般的には土水一体とする場合が多い。しかし、これま

* 財団法人 大阪土質試験所

** 大阪市交通局 建設技術本部

でのセグメント土・水圧の計測より粘土層に施工された場合においても長期的なセグメント水圧は、シールド施工前の初期水圧まで回復する傾向にある。よって、長期的なセグメント土圧を考える場合には土水分離として取り扱い、設計水圧は初期水圧とし、裏込注入による初期セグメント土圧の内、有効土圧が長期的にどの程度作用するかを検討するべきであると思われる。

3. 長期的なセグメント土圧に対する影響要因^{2) 3)}

過去の計測事例よりセグメント土圧は、裏込注入による初期土圧から数ヶ月にわたり土圧が増加および減少した後、一定の値に収束する傾向にある。仮に、トンネル施工において周辺地盤を乱すことなく初期応力を保ったままセグメントを組み立て、セグメントの変形がないとしたらセグメント土・水圧は周辺地盤のセグメント半径方向の初期土圧が作用し、長期的な土圧変化もないはずである。実際のセグメント計測で長期的に土圧が変化する要因としては、1)シールドマシン通過に伴う周辺地盤の乱れにより既に応力状態が変化している。2)裏込注入材の硬化に伴う体積収縮が生じる。3)裏込注入による初期のセグメント土圧と周辺地盤のセグメント半径方向の初期土圧に差が生じているため、応力の再配分が生ずる。1), 2)の要因についてはその定量的な評価が困難であるので、ここでは、3)の要因について分析する。

4. セグメント土圧の検討における基本的な考え方^{2) 3)}

初期セグメント土圧と周辺地盤の初期土圧の差により生じるせん断力に対して周辺地盤が降伏するかどうか、土圧の再配分によるセグメント土圧の最終的な分布を決める大きな要因となる。この点について、ここではセグメント土圧の発生機構として次のように考える。セグメント土圧を考えるために軸対称円形トンネルに置き換えて周辺地盤の応力状態を考える。図-1はシールドトンネル掘削時および最終時の周辺地盤の応力分布図である。p_oを外圧、p_iを内圧（セグメント土圧）、トンネル半径をaとすると半径方向地盤応力σ_rおよび接線方向地盤応力σ_tは次のように表わされる。

$$\begin{aligned} \sigma_r &= p_o(1 - a^2 / r^2) + p_i \cdot a^2 / r^2 \\ \sigma_t &= p_o(1 + a^2 / r^2) - p_i \cdot a^2 / r^2 \\ r = a \text{ では以下となる。} \\ \sigma_{ra} &= p_i, \quad \sigma_{ta} = 2 \cdot p_o - p_i \\ \Delta \sigma_{ra} &= p_o - p_i, \quad \Delta \sigma_{ta} = p_o - p_i = -\sigma_{ra} \\ \text{軸差応力 } \sigma_t - \sigma_r &= \Delta \sigma_t - \Delta \sigma_r = 2 \cdot (p_o - p_i) \end{aligned}$$

地盤が破壊しない条件より、セグメント土圧 p_i は次式で表される。

$$\begin{aligned} |\sigma_{ta} - \sigma_{ra}| &= 2 |p_o - p_i| < 2 c(t) \\ \therefore p_o - c(t) &< p_i (= \sigma_{ra}) < p_o + c(t) \end{aligned}$$

ここで c(t) は、時間依存性の地盤強度である。

すなわち、裏込注入により地盤の初期土圧より大きな圧力を作用させた場合、セグメント土圧は応力緩和により経時的に地盤の初期土圧に近づくように減少し、長期的には初期土圧+長期強度の範囲に収まる。逆に裏込注入によるセグメント土圧が地盤の初期土圧よりも小さい場合には、初期土圧-長期強度に近づく。以上のような考えに基づき長期セグメント有効土圧 p_i' および裏込注入による初期セグメント有効土圧 p_i' と地盤強度の関係について4つの現場計測結果をまとめる。

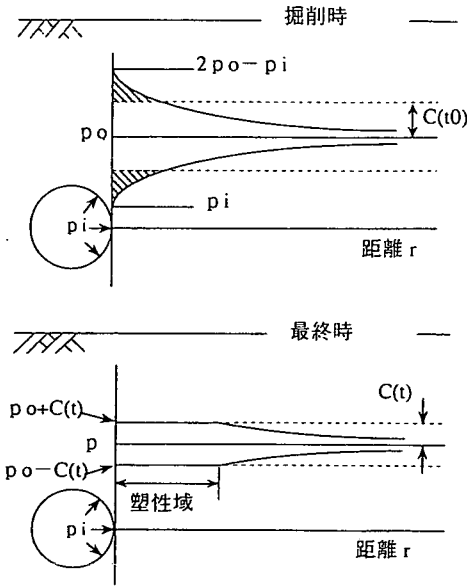


図-1 トンネル周辺地盤の応力状態

5. 実測値に基づくセグメント設計土圧の検討

5. 1 現場計測概要^{1) 3)}

今回検討を行った現場計測事例の掘進土層は、軟弱粘土地盤が2現場、硬質粘土地盤が2現場、砂地盤が1現場である。表-1に計測現場の施工概要、図-2に計測位置における土質柱状図とシールド掘進深度を示す。軟弱粘土地盤のA現場は沖積粘土であるが沖積粘土としては比較的強度が大きく、沖積粘土と洪積粘土の中間的な粘土である。硬質粘土のB現場は大阪層群粘土層でありMa6に相当し、C現場は洪積粘土層のMa12に相当する。砂層のD現場は、N値50以上の非常に締め固まった地盤であるが均等係数が小さくシールド掘削により崩壊しやすい地盤である。尚、A～D現場については、参考文献1)に詳細データが記載されているので参照されたい。

表-1 計測現場の施工概要

	A現場	B現場	C現場	D現場	E現場
シールドマシン	泥土圧式	土圧式	泥水加圧式	土圧式	泥水加圧式
セグメント	ダクタイルセグメント	RCセグメント	RCセグメント	RCセグメント	RCセグメント
セグメント外径	φ5300	φ5300	φ8150	φ5300	φ7000
裏込注入方法	同時	同時	即時	同時	同時
土被り厚	14.09m	28.2m	22.5m	16.8m	1.72
掘進土層	沖積粘土層	大阪層群粘土層	洪積粘土層	大阪層群砂質土層	沖積粘土層
N値	3～5	8～9	3～6	50≦	0～6
Q _u (kgf/cm ²)	1.7～2.0	5.4	2.0～2.5	—	1.0～1.5

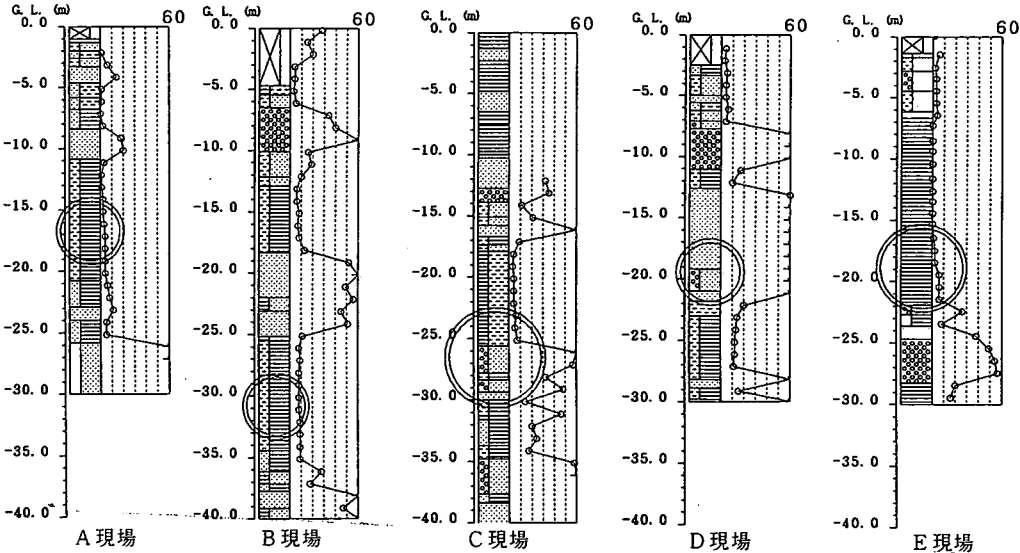


図-2 計測位置における土質柱状図とシールド掘進深度

5. 2 セグメント土圧の検討結果

4. に示した考えに基づき掘削土層が粘土層であるA, B, C, E現場の長期セグメント有効土圧 p_i' および裏込注入による初期セグメント有効土圧 p_i' と地盤強度の関係についてまとめる。図-3に p_i'/p_0' と p_i'/p_0' の関係を示す。図中には、 p_0' をクラウン部の初期有効土圧とした場合の $1 \pm c/p_0'$ のラインも示してある。 $1 \pm c/p_0'$ は地盤の降伏応力を示す。尚、側方地盤の初期有効土圧 p_0' は静止土圧係数を0.6と仮定して側方有効土圧を計算し、鉛直有効土圧と側方有効土圧より土圧計測位置における半径方向の有効土圧を計算したものである。これらの結果より、B, C, E現場ではシールド上部における p_i'/p_0' が約0.6となるような裏込注入で施工されている。また、他の計測点の p_i'/p_0' は、ばらついているが非塑性域の範囲にあり $p_i' = p_i'$ である一点鎖線付近に分布し、長期セグメント有効土圧は初期セグメント有効土圧に近い値となっている。一方、軟弱粘土地盤のA現場では、初期セグメント有効土圧 p_i' が殆ど0に近く、周辺地盤が降伏する応力状態にあり、セグメント有効土圧は経時的に増加し、最終的には $1 - c/p_0'$ 程度で収束している。これらの結果より、粘土地盤における p_i' は、 p_i' が $p_0' \pm c$ 以内の範囲であれば p_i' は p_i' にほぼ等しく、 $p_0' - c$ より小さければ $p_0' - c$ 程度で収束し、図中に示す一点鎖線付近になると推測できる。

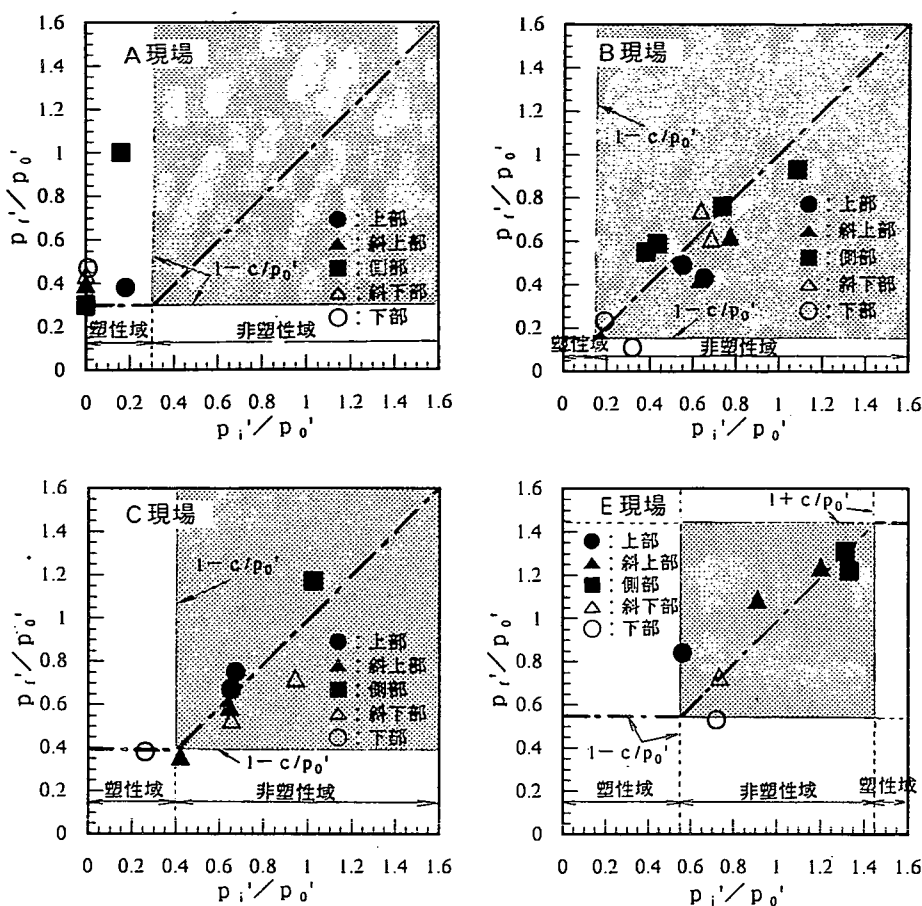


図-3 p_i'/p_0' と p_t'/p_0' の関係

5. 3 設計土圧の考え方

設計土・水圧の取り扱い方については2. で示したように土水分離で考え、設計水圧は初期水圧とする。ここでは、設計有効土圧の考え方について示す。硬質地盤の場合、地盤の強度を期待し地盤で荷重をもたせるため裏込注入は全土被り圧に相当する圧力では施工されず、通常、水圧 $0.2 \sim 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ で行われ、地盤の初期土圧よりも小さい。この圧力で裏込注入を行った場合の初期有効土圧が $p_0' - c$ の範囲内であればセグメント有効土圧の変化は小さく、長期セグメント有効土圧は裏込注入圧-初期水圧であると考えられる。初期有効土圧が $p_0' - c$ よりも小さければ、長期セグメント有効土圧は $p_0' - c$ まで増加すると考えられ、これを設計有効土圧として用いるべきである。また、軟弱地盤の場合にも硬質粘土地盤と同じ考え方ができる。ただし、軟弱地盤の場合は、表面沈下へ影響を及ぼさないよう裏込注入は全土被り圧相当の圧力で施工され、仮に裏込注入圧が全土被り圧よりも大きいあるいは小さい圧力であっても、地盤強度 c が小さいため長期セグメント有効土圧は有効土被り圧に近い値になると考えられる。

5. 4 側方土圧係数 λ および地盤反力係数 k のシミュレーション解析

セグメント設計においてはセグメントを変形させようとする偏荷重の大きさを決める λ と変形を抑制しようとする地盤反力を決める k の組み合わせによりセグメント断面力はいかようにも変化する。ここでは、慣用計算法を用いて λ と k をパラメトリックに組み合わせで計算し、計測値のセグメント断面力分布（特に、曲げモーメント分布）に一致するような λ 、 k についてシミュレーション解析を行った。解析を行っ

た計測現場はA現場、B現場、D現場である。A現場、B現場は後続シールド通過の影響を受けて土圧が変化する直前、D現場ではテール通過後 5 ヶ月後の分布を用いた。なお、この計算に用いる鉛直土圧はセグメントクラウン部における土圧の計測結果を用いており、A現場、B現場では、鉛直土圧は全土被り圧よりも小さく約 50~70% 程度、D現場の鉛直土・水圧は、緩み土圧+水圧に相当する土・水圧であった。図-4 に λ および k とクラウン部における曲げモーメントの関係を示す。原設計では、トンネル標準示方書の側圧係数と地盤反力係数表より A 現場と B 現場では土水一体で $\lambda=0.55$, $k=1.0\text{kgf/cm}^2$, D 現場では土水分離で $\lambda=0.35$, $k=5.0\text{kgf/cm}^2$ が用いられている。図-4 よりいずれの計測断面においても原設計の λ , k の場合には、計測値よりも非常に大きな値であり、かなり安全側の設計となっている。解析結果より A 現場、B 現場において土水一体では $\lambda=0.8$, 土水分離では $\lambda=0.7$, D 現場では $\lambda=0.6$ 程度まで大きくすると曲げモーメントの計測値に近くなる。また、これらの側方土圧係数の場合には、セグメントの変形が非常に小さいため、地盤反力係数の影響は殆どない。図-5 に計測値と計算値の曲げモーメントが比較的良く一致したケースの結果を示す。図中に示した土圧の計算値には慣用計算法で計算される地盤反力も含んでいる。計算結果は、セグメント作用土圧、軸力、曲げモーメント分布ともに計測結果に良く一致しており、実際にセグメントに作用する土圧は設計値よりも等方的であると考えられる。

5. 5 側方土圧係数および地盤反力係数の考え方

計測結果のシミュレーション解析より実際の側方土圧係数は設計値よりも大きく、等方的な土圧が作用している結果を得た。この要因としてはシールド掘削時における地盤のゆるみに起因する。すなわち、シールド掘削による周辺地盤のゆるみが多い場合には、側圧は主働土圧となり側圧係数は主働土圧係数に近くなるが、同時裏込注入により周辺地盤のゆるみを極力小さくした場合には、初期側圧に近くなり側方土圧係数は静止土圧係数 K_0 に近くなると考えられる。山内・安原による K_0 と OCR の関係式⁴⁾より K_0 を計算すると A 現場で $K_0=0.7$ (OCR=1.9), B 現場で $K_0=0.8\sim0.9$ (OCR=2.5~3), であり、側方土圧係数はこれに近い値となったと思われる。また、粘土層における設計荷重の取扱いについては、土水一体と土水分離で考える場合があるが、これまでのセグメント作用土・水圧の計測より粘性土で施工された場合においても長期的なセグメントに作用する水圧は、シールド施工前の初期水圧まで回復する傾向にある。よって、長期的なセグメント作用土圧を考える場合には土水分離として取扱い、裏込注入によりセグメントに作用した土圧の内、有効土圧が長期的にどの程度作用するかを検討するべきであると思われる。

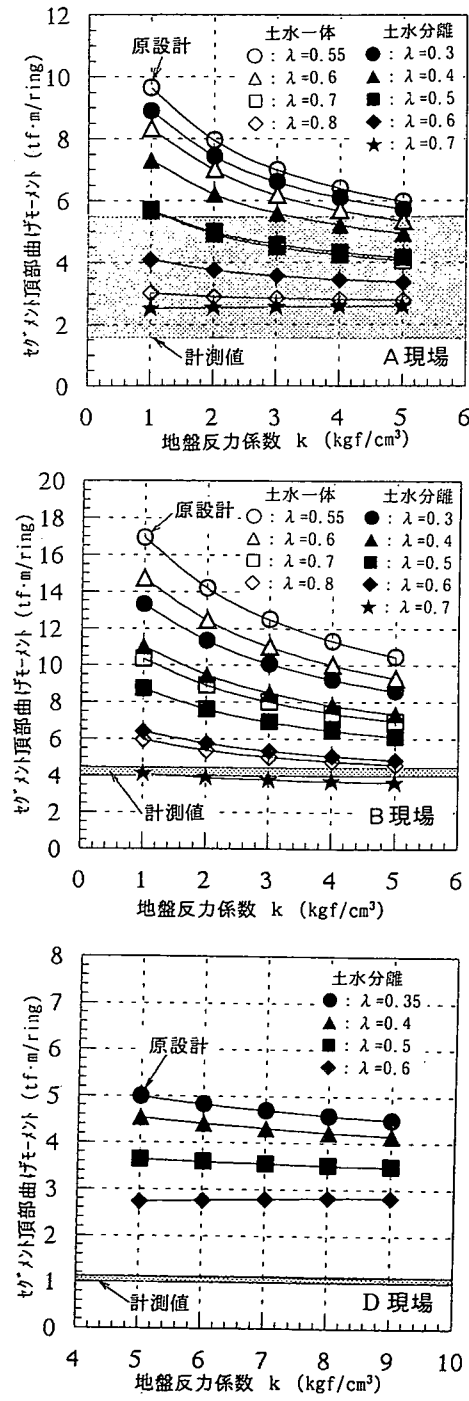


図-4 λ , k とセグメント頂部曲げモーメントの関係

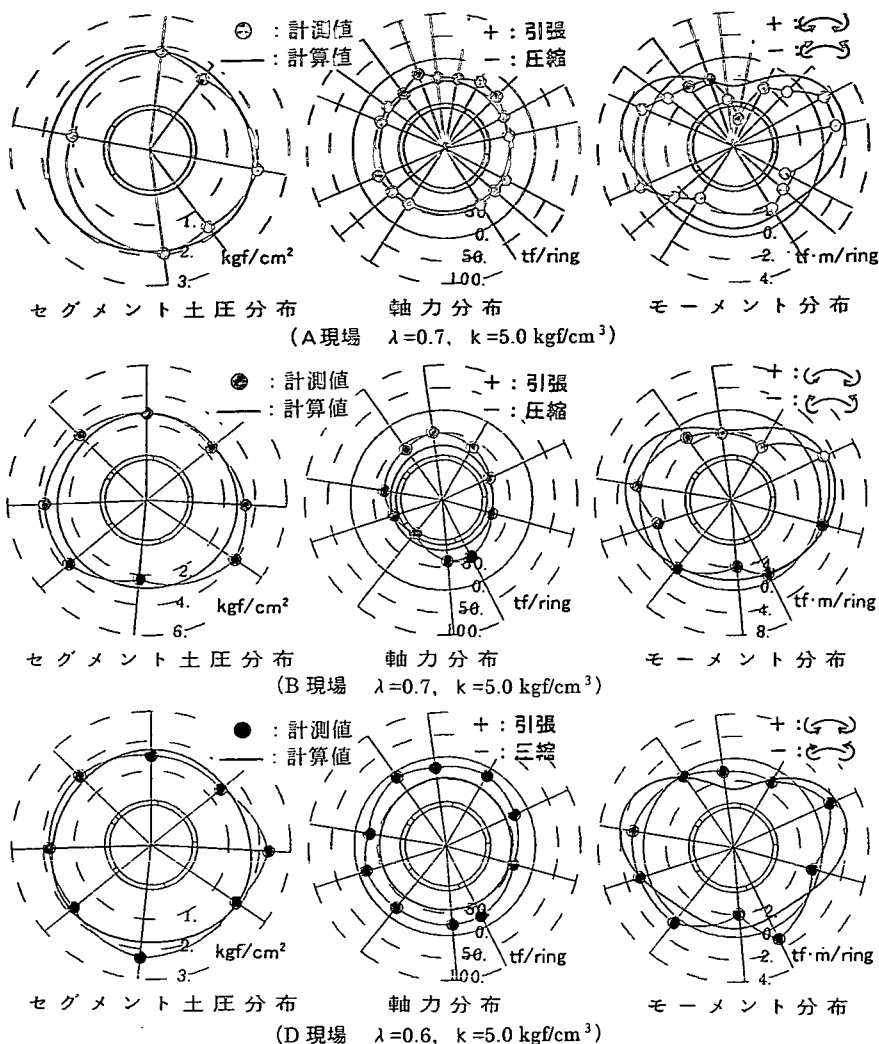


図-5 シミュレーション解析結果

7. まとめ

実測値に基づくセグメント土圧の検討結果より以下のような結論を得た。

- 1) 粘性土地盤では、裏込注入による初期有効土圧 $p_{i'}$ が $p_{u'}$ - c の範囲内であれば長期セグメント有効土圧は裏込注入圧 - 初期水圧であり、 $p_{u'}$ - c よりも小さい場合は $p_{u'}$ - c となる。
- 3) 比較的硬い粘土地盤では、土水一体で $\lambda=0.8$ 、土水分離では $\lambda=0.7$ 、砂地盤では $\lambda=0.6$ で計測値に良く一致した。これらの値は原設計の λ よりも大きく、等方的な荷重が作用している。
- 4) 同時裏込注入により地盤のゆるみが小さい場合、側方土圧係数は静止土圧に近い値となると考えられる。
- 5) 長期的な土・水圧を考える場合、粘土層においても土水分離で取り扱うべきである。

参考文献

- 1) 太田 擴, 塩谷智弘, 杉原和男, 橋本 正, 長屋淳一: セグメントに作用する土・水圧および応力の計測結果, 第7回トンネル工学研究発表会, 1997.11
- 2) 橋本 正, 長屋淳一: 実測値に基づくシールドトンネル作用土圧に関する考察, 土木学会第49回年次学術講演会講演概要集Ⅲ, pp.1364~1365, 1994.9.
- 3) 橋本 正, 長屋淳一, 塩谷智弘, 戸上拓也: シールドトンネルの設計土圧に関する提案, 第32回地盤工学研究発表会平成9年度発表講演集, pp.2049~2050, 1997.7.
- 4) 山内豊聰, 安原一哉: 粘性土の静止土圧係数に関する一考察, 土質工学会論文集, Vol.14, No.2, pp.113~118.