

# 粘性土地盤中のシールドトンネルの設計土圧の算定方法

津野 究\* 藤田 輝一\*\* 船越 宏治\*\*\*

## Calculation Method of Design Earth Pressure of Shield Tunnel in Clayey Ground

Kiwamu TSUNO Kiichi FUJITA Koji FUNAKOSHI

This paper describes a method of calculating earth pressure in the beam-spring model which was introduced in the design standard for railway shield tunnels in 1997. A parameter study was carried out to grasp the influence of the coefficient of lateral earth pressure on verification results and it was revealed that the coefficient of lateral earth pressure has a significant influence and is one of reasons for irrational design in case of medium cohesive clay. The authors of this paper modified the coefficient of lateral earth pressure and showed the relationship between vertical earth pressure and verification results using modified values.

キーワード：シールドトンネル，性能照査型設計法，側方土圧係数，地盤反力係数

### 1. はじめに

鉄道のシールドトンネルは、1997年に制定された「鉄道構造物等設計標準・同解説（シールドトンネル）」<sup>1)</sup>（以下、「シールド標準」とする）に準拠して設計がなされてきた。ここでは、図1に示すようなはりばねモデルを用いた応答値の算定方法が新たに示され、地盤との相互作用が地盤ばねでモデル化されるとともに、 $N$ 値に応じた側方土圧係数や地盤反力係数が示された（表1）。しかし、シールド標準策定以前に設計された比較的安定した中位の粘性土（ $N$ 値の目安： $4 \leq N < 8$ ）に位置するシールドトンネルについて、不具合が確認されていない

表1 側方土圧係数および地盤反力係数  
(シールド標準, 粘性土)

土の種類 (粘性土)	側方土圧 係数 $\lambda$	地盤反力係数 $\times$ 半径 $k_r R_c$ (MN/m <sup>2</sup> )	$N$ 値の目安
中位	0.50~0.60	7.0~13.0	$4 \leq N < 8$
軟らかい	0.60~0.70	3.5~7.0	$2 \leq N < 4$
非常に軟らかい	0.70~0.80	~3.5	$N < 2$

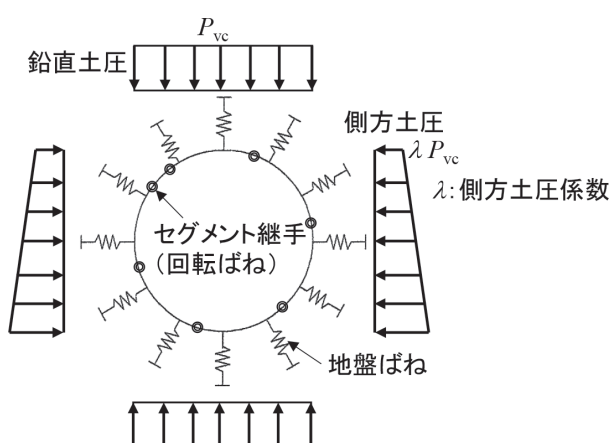


図1 はりばねモデルの概要

ものの、シールド標準を用いると設計曲げモーメントが大きくなり照査を満足しないという課題が生じた。なお、 $N$ 値8以上の粘性土では、土水分離の適用や、緩み土圧の適用により設計曲げモーメントが小さくなることから、このような課題が生じた例は多く見られない。

そこで、本論文では、 $N$ 値8未満の粘性土に位置するシールドトンネルを対象に、設計で用いられた応答値の算定手法や、側方土圧係数および地盤反力係数の値について整理した。そのうえで、粘性土地盤中の単線および複線シールドトンネルを対象に、構造モデルや側方土圧係数および地盤反力係数を変えたパラメトリックスタディを行い、これらが設計曲げモーメントや照査結果に及ぼす影響を把握した。これをもとに、側方土圧係数を見直した。

### 2. 既往の設計に関する整理

#### 2.1 構造モデル

シールドトンネルの設計においては、覆工の剛性を一様としたときの解析解を用いた慣用計算法と呼ばれる簡便な手法や、継手の存在を係数で考慮できるように改良した修正慣用計算法と呼ばれる手法が用いられてきた<sup>2)</sup>。一方、はりばねモデルについては1960年代後

\* 構造物技術研究部 トンネル研究室  
 \*\* 構造物技術研究部 トンネル研究室 (現 東海旅客鉄道株式会社)  
 \*\*\* 構造物技術研究部 トンネル研究室 (現 植村技研工業株式会社)

半にモデルの概念は提案されていたが、1980年代に電算機の普及や継手の回転ばね特性の設定方法が提案されたことにより、実設計に用いられるようになった<sup>2)</sup>。

1980年代、1990年代および2000年代に施工された鉄道シールドトンネルについて、慣用計算法（修正慣用計算法を含む）とはりばねモデルが適用された割合を図2に示す。これより、はりばねモデルが適用された割合が2000年代以降に増えており、設計と施工の時期の差はあるものの、シールド標準の制定によりはりばねモデルの適用が一般的になったものと考えられる。

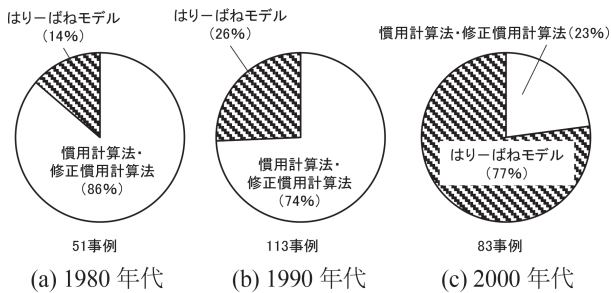


図2 設計に用いた構造モデルの割合

## 2.2 地盤反力係数および側方土圧係数

図3は、表1の地盤反力係数と側方土圧係数の関係を整理したものである。ここで、側方土圧係数や地盤反力係数は範囲を持たせて示されているが、本論文では、図中の青丸で示した値を、 $N$ 値0、2、4および8の時の側方土圧係数、地盤反力係数として検討を行った。

側方土圧係数と地盤反力係数の値については、1977年に国鉄の構造物設計事務所が監修して出された「シールドトンネルの設計施工指針（案）」<sup>3)</sup>に示され、その後、土木学会トンネル標準示方書（1986年）<sup>4)</sup>などでもこれらの値が踏襲された。

砂質土については、Jakyの式をもとに側方土圧係数の値が設定されており、シールド標準や土木学会標準示方書（2016年）<sup>5)</sup>等でも同じ側方土圧係数の値が用いられている。一方、粘性土については、設計実績をもとに設定されたものであり、シールド標準制定時にも値が見直されている。土木学会標準示方書においても、設計実績をもとに1996年および2006年の改訂時に見直しが行われている。

図4は、 $N$ 値0、2、4および8の粘性土について、これまで用いられてきた地盤反力係数と側方土圧係数の関係を整理したものである。ここで、 $N$ 値が大きくなるほど、地盤反力係数は大きく、また側方土圧係数は小さく設定されている。また、側方土圧係数が小さいほど設計曲げモーメントが大きくなり、地盤反力係数が小さいほど設計曲げモーメントが大きくなることから、図の左下にいくほど照査値が大きくなる。

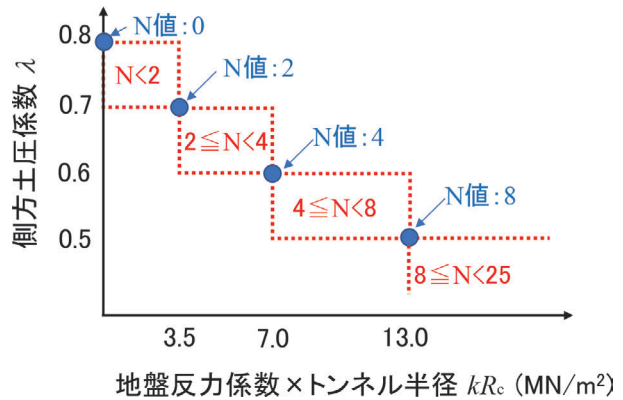


図3 シールド標準における地盤反力係数と側方土圧係数の関係

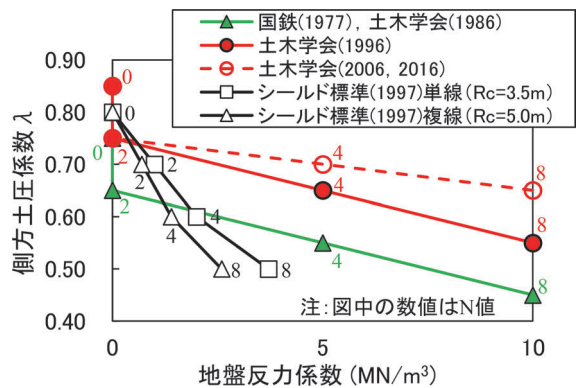


図4 これまで用いられてきた地盤反力係数と側方土圧係数の関係

ここで、シールドトンネルの設計施工指針（案）（1977年）<sup>3)</sup>では、設計実績をもとに地盤反力係数の値が示され、シールド標準制定以前は鉄道シールドトンネルにおいてもこの値が用いられていた。一方、シールド標準制定時に、Muir Wood, A. M.の理論解を基本とした地盤反力係数の設定方法<sup>1)</sup>が導入され、地盤や裏込め注入材の変形係数と対応した値が用いられるようになったことから、シールド標準制定以前と比べて地盤反力係数の値に差異が生じている。図4より、シールド標準を用いた場合、 $N$ 値4～8において側方土圧係数が小さい値を設定することになっており、設計曲げモーメントが大きくなることの一因となっている可能性が考えられる。

## 3. 地盤反力係数および側方土圧係数に関するパラメトリックスタディ

2章に示したように、シールド標準の制定により、応答値の算定方法について新たな手法が導入され、側方土圧係数および地盤反力係数の値が見直された。ここでは改めて、これらが設計応答値や照査結果に及ぼす影響を

把握するためにパラメトリックスタディを行った。

### 3.1 検討概要

#### 3.1.1 検討条件

図5に示す粘性土地盤に位置する土被り15.0mの単線および複線シールドトンネルを対象とした。ここで、セグメントについては、2000年代以降主流となっているRC平板形セグメントとし、設計基準強度 $f_{ck}=48\text{N/mm}^2$ とした。また、セグメント高さは、文献6をもとに再整理した1964年～2013年に施工された鉄道シールドトンネルのセグメント高さの実績(図6)をもとに、単線については0.3m、複線については0.45mとした。セグメント継手は、ボルト継手とした。セグメント本体およびセグメント継手の諸元を表2に示す。

#### 3.1.2 検討ケース

検討ケースを表3に示す。まず、応答値の算定における構造モデルの違いが及ぼす影響を把握するために、シールド標準で示された $N$ 値2, 4および8に対する側方土圧係数と地盤反力係数の組合せ(表3中の■のケース)について、はり-ばねモデルおよび慣用計算法を用いて応答値を算定し、最大曲げモーメントを比較した。また、はり-ばねモデルについては、継手を剛結として剛性一様の条件とした場合と、継手の諸元をもとに回転ばねでモデル化した場合について検討した。

つぎに、側方土圧係数と地盤反力係数を変えた16ケース(表3中の■および○)について、はり-ばねモデルによる構造解析を行って応答値を算定し、性能照査型設計法による照査を行った。ここで、地盤反力係数については、シールド標準で示されている $N$ 値0, 2, 4および8に相当する4ケースを設定した。一方、側方土圧係数については、0.50～0.80の範囲で7ケースを設定した。なお、継手については剛結とし、剛性一様の条件で検討した。

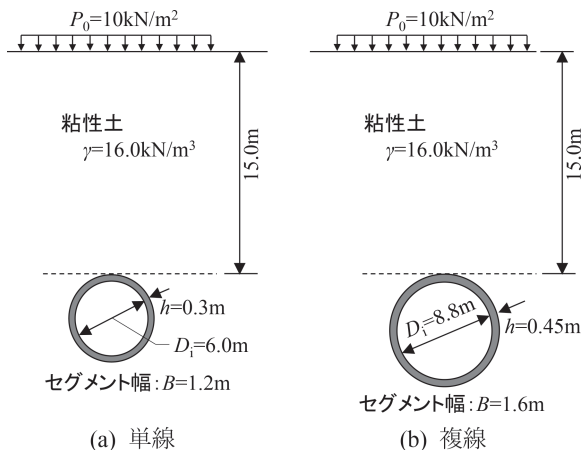


図5 検討条件

#### 3.1.3 作用

作用については、土圧、水圧および自重を考慮した。土圧については全土被り土圧を採用し、鉛直土圧 $P_{vc}$ は $250\text{kN/m}^2$ であった。

#### 3.1.4 性能照査

シールドトンネルについては、直接照査が必要となる性能項目として、安全性(破壊)、安全性(安定)および

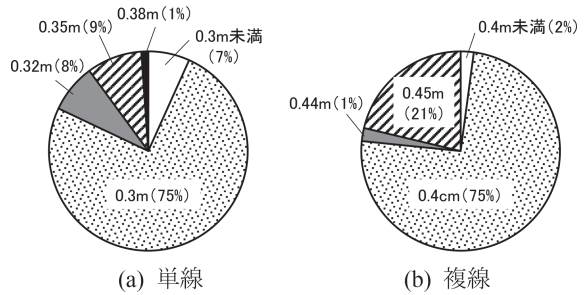


図6 セグメント高さの実績(RC平板形セグメント)

表2 セグメントの諸元

		単線	複線
寸法諸元	セグメント高さ $h$ [m]	0.3	0.45
	セグメント幅 $B$ [m]	1.2	1.6
セグメント本体	コンクリート	設計基準強度 $f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	48
		ヤング係数 $E_c$ [kN/mm <sup>2</sup> ]	32.6
	鉄筋	引張降伏強度 $f_{syk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	345
		ヤング係数 $E_s$ [kN/mm <sup>2</sup> ]	200
配筋	D22×10本	D22×13本	
セグメント継手	継手ボルト	ボルト径	M30
		強度区分	8.8
		引張降伏強度 $f_{syk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	640
	継手板	種別	SS400
		板厚 [mm]	27
		引張降伏強度 $f_{syk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	235
継手部の引張ばね定数 $k_f$ [kN/m]	正曲げ	1269044	426736
	負曲げ	3780504	601050

表3 検討ケース

$N$ 値		0	2	4	8
地盤反力係数×トンネル半径 $k_r R_c$ (MN/m <sup>2</sup> )		(注1)	3.5	7.0	13.0
側方土圧係数 $\lambda$	0.80	○	—	—	—
	0.75	○	○	—	—
	0.70	○	■	○	—
	0.65	○	○	○	○
	0.60	—	○	■	○
	0.55	—	—	○	○
	0.50	—	—	—	■

■：構造モデルの影響に関する検討ケース  
 ■, ○：側方土圧係数および地盤反力係数に関するパラメトリックスタディの検討ケース  
 (注1): 地盤反力係数 $k_r$ が $100\text{kN/m}^3$ となるように設定した。

び復旧性（損傷）がある。また、耐久性の検討および照査の前提を満足することが前提となるが、このうち、構造計算を伴う事項かつ決定ケースとなりうる事項として、ひび割れに関する事項、最大・最小鉄筋量および応力度の制限がある<sup>7)</sup>。ここで、安全性（安定）は、地盤反力係数や側方土圧係数の影響を受けないことから省略し、安全性（破壊）および復旧性（損傷）について結果を整理した。あわせて、試設計例<sup>8)</sup>で決定ケースとなっている照査の前提（応力度の制限）についても整理した。

安全性（破壊）については、側方土圧を低減させ、作用のバランスを崩して設計曲げモーメントが大きくなるように作用を設定した。ここでは、鉛直土圧、水圧および自重の作用係数を1.0とし、側方土圧の作用係数を0.9とした。復旧性（損傷）については、作用係数を1.0とした。

### 3.2 応答値の算定における構造モデルの影響

シールド標準で示されたN値2、4および8に対する側方土圧係数と地盤反力係数の組合せを用い、表4に示すように、はり-ばねモデル（剛性一様および継手考慮）、慣用計算法および修正慣用計算法（ $\eta = 0.8$ ,  $\zeta = 0.1$ ）の4つの方法を用いて算定した。

軸力および曲げモーメント分布の例を図7に示す。これより、全てのケースについて、軸力は全周に亘って概ね一定であり、曲げモーメントについては、全てのケースについて、天端部あるいは下端部で正の曲げモーメントが、側壁のスプリングライン付近で負の曲げモーメントが大きくなるモーメント分布となっている。

つぎに、最大曲げモーメントを図8に示す。慣用計算法とはり-ばねモデル（継手考慮）を比較すると、両者の差は3%以下であり、大きな差異がないことを確認した。また、修正慣用計算法を用いると、はり-ばねモデル（継手考慮）と比べて6~9%最大曲げモーメントが大きくなる結果となっている。なお、はり-ばねモデルについて、剛性一様とした場合と継手を考慮してモデル化した場合を比較すると、継手をモデル化することにより最大曲げモーメントが若干増加しており、増加の割合は5~8%であった。

以上より、シールド標準制定時に導入したはり-ばねモデルを用いた場合、慣用計算法や修正慣用計算法と比べて設計曲げモーメントが同様あるいは若干小さくなっており、応答値の算定方法の違いは中位の粘性土で設計曲げモーメントが大きくなることの要因となっていないものと考えられる。

### 3.3 側方土圧係数および地盤反力係数の影響

#### 3.3.1 設計曲げモーメント

側方土圧係数を0.65とし、N値に応じて地盤反力係

表4 検討ケース（応答値の算定方法）

	解析モデル	覆工のモデル化
方法①	はり-ばねモデル	剛性一様
方法②		継手考慮（シールド標準の方法を用いてモデル化）
方法③	慣用計算法	剛性一様
方法④	修正慣用計算法	曲げモーメントの有効率 $\eta$ と曲げモーメントの割増し率 $\zeta$ を用いて継手を考慮

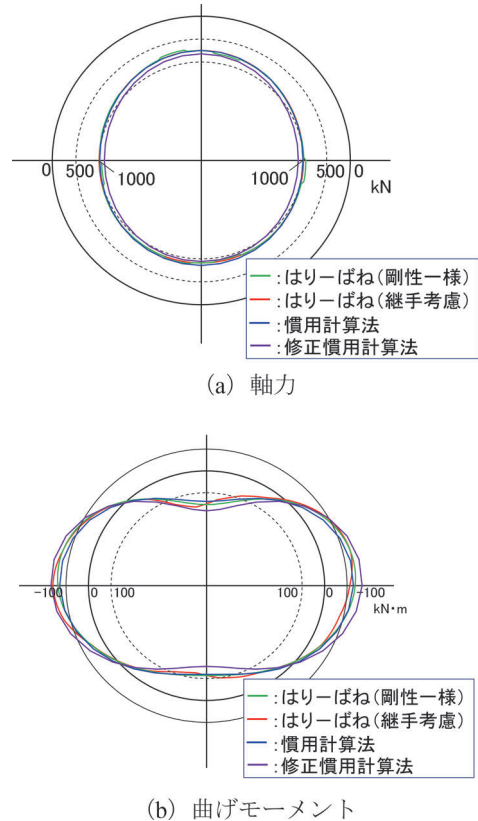


図7 断面力の分布（N値=2）

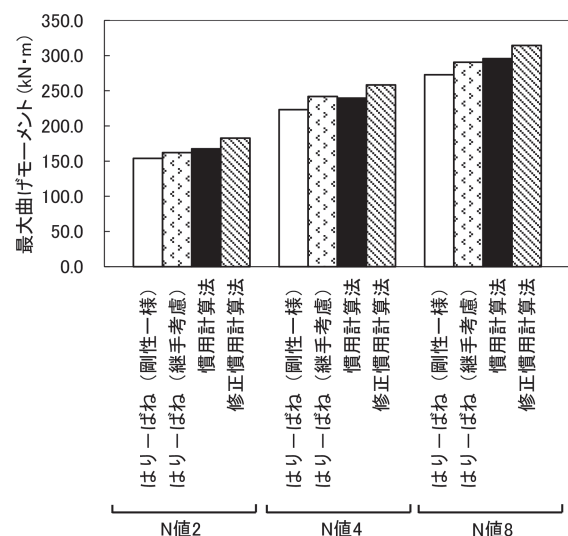


図8 最大曲げモーメント（構造モデルの比較）

数を変えた場合の曲げモーメントとの関係を図9に示す。これより、 $N$ 値が大きくなり地盤反力係数が大きくなるほど、最大曲げモーメントが小さくなる傾向となっている。ここで、 $N$ 値8に相当する地盤反力係数を用いた場合の最大曲げモーメントは、 $N$ 値0の場合に対して83%であった。

次に、地盤反力係数×トンネル半径の値を3.5および7.0MN/m<sup>2</sup>に固定し、側方土圧係数を変えた場合の側方土圧係数と最大曲げモーメントの関係を図10に示す。これより、側方土圧係数が大きくなるほど最大曲げモーメントが小さくなる傾向が見られる。また、側方土圧係数が0.7の場合は、側方土圧係数0.6の場合と比べて最大曲げモーメントが65~75%となっており、地盤反力係数と比べて側方土圧係数の感度が大きい結果となっている。

以上を踏まえると、側方土圧係数の設定が中位の粘性土において設計曲げモーメントが大きくなることの要因となっている可能性が考えられる。

3.3.2 照査結果

表5に照査結果を示す。これをもとに、シールド標準で示されている地盤反力係数と側方土圧係数の組合せを用いた場合の照査結果を図11に示す。照査値は $N$ 値が大きくなるほど大きくなっており、中位の粘性土に相当する $N$ 値4~8において照査が厳しくなっている。とく

に、複線シールドトンネルでは、既往の実績と比べても十分セグメント高さが確保されている（セグメント高さ：0.45m）にもかかわらず、 $N$ 値4および8において照査を満足しない結果となっており、実績と合わない不合理な設計となっていると考えられる。

表5 照査結果

(a) 単線

側方土圧係数	N 値				
	地盤反力係数 (kN/m <sup>2</sup> )	0	2	4	8
$\lambda = 0.80$	安全性 (破壊)	0.46	—	—	—
	復旧性 (損傷)	0.22	—	—	—
	照査の前提	0.32	—	—	—
$\lambda = 0.75$	安全性 (破壊)	0.60	0.57	—	—
	復旧性 (損傷)	0.36	0.35	—	—
	照査の前提	0.50	0.49	—	—
$\lambda = 0.70$	安全性 (破壊)	0.73	0.70	0.67	—
	復旧性 (損傷)	0.50	0.48	0.46	—
	照査の前提	0.68	0.66	0.64	—
$\lambda = 0.65$	安全性 (破壊)	0.87	0.84	0.79	0.72
	復旧性 (損傷)	0.65	0.62	0.59	0.54
	照査の前提	0.86	0.83	0.79	0.73
$\lambda = 0.60$	安全性 (破壊)	—	0.97	0.91	0.83
	復旧性 (損傷)	—	0.76	0.72	0.66
	照査の前提	—	1.00	0.95	0.87
$\lambda = 0.55$	安全性 (破壊)	—	—	1.04	0.95
	復旧性 (損傷)	—	—	0.85	0.78
	照査の前提	—	—	1.10	1.01
$\lambda = 0.50$	安全性 (破壊)	—	—	—	1.06
	復旧性 (損傷)	—	—	—	0.90
	照査の前提	—	—	—	1.15

(b) 複線

側方土圧係数	N 値				
	地盤反力係数 (kN/m <sup>2</sup> )	0	2	4	8
$\lambda = 0.80$	安全性 (破壊)	0.47	—	—	—
	復旧性 (損傷)	0.15	—	—	—
	照査の前提	0.23	—	—	—
$\lambda = 0.75$	安全性 (破壊)	0.65	0.63	—	—
	復旧性 (損傷)	0.34	0.33	—	—
	照査の前提	0.39	0.38	—	—
$\lambda = 0.70$	安全性 (破壊)	0.84	0.81	0.78	—
	復旧性 (損傷)	0.53	0.52	0.50	—
	照査の前提	0.62	0.61	0.59	—
$\lambda = 0.65$	安全性 (破壊)	1.03	1.00	0.95	0.88
	復旧性 (損傷)	0.73	0.71	0.68	0.64
	照査の前提	0.85	0.83	0.80	0.75
$\lambda = 0.60$	安全性 (破壊)	—	1.19	1.13	1.00
	復旧性 (損傷)	—	0.91	0.87	0.81
	照査の前提	—	1.05	1.00	0.93
$\lambda = 0.55$	安全性 (破壊)	—	—	1.32	1.21
	復旧性 (損傷)	—	—	1.06	0.98
	照査の前提	—	—	1.20	1.11
$\lambda = 0.50$	安全性 (破壊)	—	—	—	1.38
	復旧性 (損傷)	—	—	—	1.15
	照査の前提	—	—	—	1.29

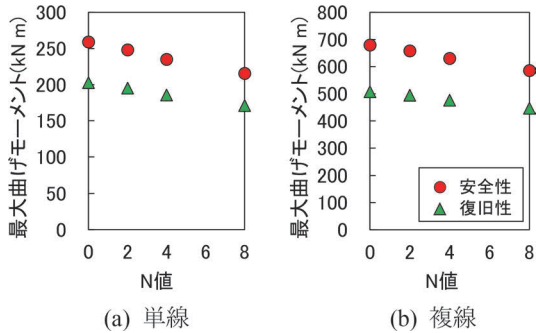


図9 N値と曲げモーメントの関係 ( $\lambda = 0.65$ )

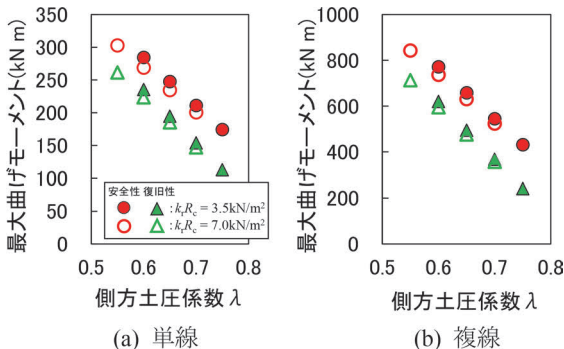


図10 側方土圧係数 $\lambda$ と曲げモーメントの関係

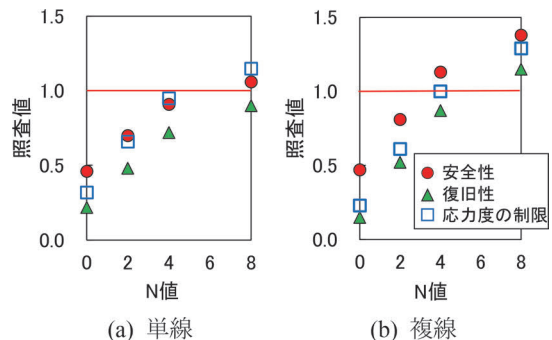


図11 N値と照査結果の関係 (シールド標準)

### 3.4 側方土圧係数の見直し

3.3.2 項に示すように、中位の粘性土において既往の実績と比べて十分セグメント高さが確保されている場合でも照査を満足しない結果となった。ここで、地盤反力係数についてはシールド標準制定時に地盤や裏込め注入材の変形係数と対応できるようにしたことから、地盤反力係数はこれを踏襲し、図 12 に示すように、地盤反力係数と側方土圧係数の組合せがこれまでの実績に対応するように側方土圧係数の値を見直した。

見直した結果を表 6 に示す。また、これを用いて照査を行った結果を図 13 に示す。これより、 $N$  値 4 および 8 においても照査を満足する結果となっており、実績と整合が取れるような照査結果が得られることを確認した。

## 4. まとめ

本報告では、粘性土地盤中の鉄道シールドトンネルを

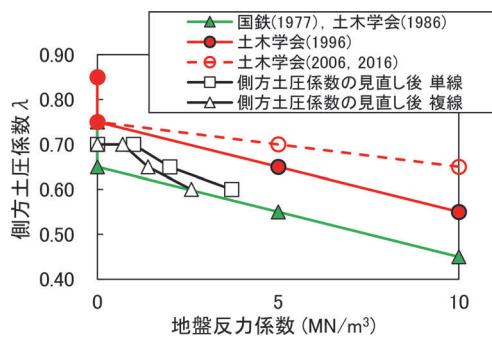


図 12 地盤反力係数と側方土圧係数の関係 (側方土圧係数の見直し後)

表 6 側方土圧係数 (見直し後)

土の種類 (粘性土)	側方土圧係数 $\lambda$	$N$ 値の目安
中位	0.60~0.65	$4 \leq N < 8$
軟らかい	0.65~0.70	$2 \leq N < 4$
非常に軟らかい	0.70	$N < 2$

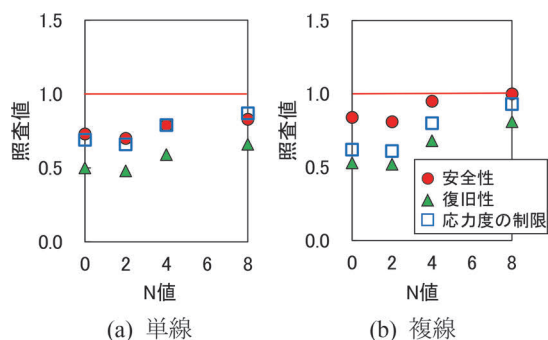


図 13  $N$  値と照査結果の関係 (見直し後)

対象に、構造モデルや側方土圧係数および地盤反力係数を変えたパラメトリックスタディを行い、設計土圧の算定における側方土圧係数について検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- ・応答値の算定における構造モデルについて、はり-ばねモデルと慣用計算法を用いた場合の算定される曲げモーメントの差は小さく、構造モデルが設計結果に及ぼす影響が小さいことを把握した。
- ・側方土圧係数および地盤反力係数を変えた検討により、曲げモーメントに対する側方土圧係数の感度が大きく、側方土圧係数が設計結果に及ぼす影響が大きいことを把握した。
- ・中位の粘性土に相当する  $N$  値 4~8 において照査が厳しくなり、実績と合わない不合理な設計となっていることを把握した。これを踏まえて、側方土圧係数の見直しを行い、実績と整合が取れるような照査結果が得られることを確認した。

## 謝 辞

本検討を実施するにあたり、「鉄道構造物等設計標準 (シールドトンネル) に関する委員会」において委員・幹事の方々に審議を重ねて頂いた。末筆ながら、感謝の意を表する次第である。

## 文 献

- 1) 運輸省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル，丸善出版，1997
- 2) 小山幸則：日本のシールドトンネル覆工設計法の変遷と課題，トンネル工学論文集，第 14 巻，pp.1-8，2004
- 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)，1977
- 4) 土木学会：トンネル標準示方書 (シールド編)・同解説，土木学会，1986
- 5) 土木学会：トンネル標準示方書 (シールド工法編)・同解説，土木学会，2016
- 6) 津野究，船越宏治，藤田輝一，木下果穂：鉄道シールドトンネルで用いられるセグメントを対象とした傾向分析，第 53 回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1605-1606，2018
- 7) 滝川遼，津野究，木下果穂，牛田貴士：改訂鉄道構造物等設計標準 (トンネル) に基づくシールドトンネルの試設計，鉄道総研報告，Vol.36，No.5，pp.47-50，2022
- 8) 津野究，滝川遼，木下果穂，牛田貴士：複線シールドトンネルを対象とした性能照査型設計法による試設計例，第 56 回地盤工学研究発表会発表講演集，12-7-2-04，2020