

鉄道シールドトンネルの設計における 土被りと地下水位の影響

藤田 輝一¹・津野 究²・舩越 宏治³・木下 果穂⁴

¹正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部（〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目8-38）
E-mail:fujita.kiichi.91@rtri.or.jp

²正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部（〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目8-38）
E-mail:tsuno.kiwamu.00@rtri.or.jp

³正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部（〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目8-38）
E-mail:funakoshi.koji.82@rtri.or.jp

⁴正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部（〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目8-38）
E-mail:kinoshita.kaho.96@rtri.or.jp

鉄道シールドトンネルの設計では，土圧や水圧などの荷重バランスが崩れ，算出される設計断面力に大きな差が生じることがある．そこで，鉄道シールドトンネルの設計応答値に対する各設計作用の感度を確認するため，土被りおよび地下水位に着目してパラメトリックスタディを実施した．土被りが大きくなると，砂質土では軸力が増大し，圧縮破壊型の破壊形態となりやすく，粘性土では曲げモーメントが増大し，曲げ引張型の破壊形態となりやすい傾向があることを確認した．荷重縦横比を確認すると，砂質土では土被りに依らず，荷重縦横比が概ね1.0となり，荷重のバランスが取れているが，粘性土では土被りとともに荷重縦横比が大きくなり，砂質土に比べて荷重のバランスが取れていないことを確認した．また，土被りを一定とした場合，地下水位が低くなるにつれ軸力が小さくなり，曲げ引張型の破壊形態となりやすいことを確認した．

Key Words : shield tunnel, design sectional force, ground condition, cover depth, groundwater level

1. はじめに

現行の鉄道構造物等設計標準・同解説〔シールドトンネル〕リ（以下，「鉄道標準」とする）は，許容応力度設計法によるものであるが，今後，他の構造物と同様に性能照査型の設計法に移行することが考えられる．これにあたり，設計応答値に対する各設計作用の感度を把握しておく必要がある．既往の設計では，土被りや地下水位が異なることにより，土圧や水圧などの荷重バランスが崩れ，算出される設計断面力に大きな差が生じることがある．

そこで，本検討では，土被りおよび地下水位に着目したパラメトリックスタディを行い，これらと設計応答値の関連性について体系的に検討したので，報告する．

2. 検討概要

(1) 検討対象

単線シールドトンネル，複線シールドトンネル，および大断面シールドトンネルを想定し，トンネル内径 $D_i=6.0\text{m}$, 8.8m , 12.6m の3パターンを検討対象とした．鉄道シールドトンネルの事例²⁾に基づき，セグメント高さ，セグメント幅等を設定した．トンネル諸元を表-1に示す．一次覆工は平板型RCセグメントを組立て，リングを構築するものとし，継手形式はボルト継手とした．セグメントの分割を図-1に示す．RCセグメントの配筋は，セグメント幅を考慮し，鉄筋の中心間隔が100mm未満にならないように設定した．

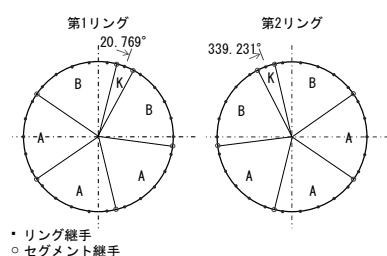
(2) 設計作用

設計作用として，土圧，水圧，自重および路面交通荷重相当の上載荷重を考慮した．土圧の特性値は「鉄道標準」にしたがって算出した．砂質土（N値25）のケース

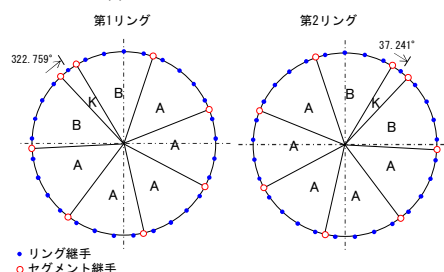
では土水分離とし、Terzaghiの緩み土圧式を用いて、鉛直土圧を算定した。また、水圧はトンネルの法線方向に作用するものとした。粘性土（N値3）のケースでは土水一体とし、全土被り土圧を作用させた。図-2に荷重分布を示す。また、側方土圧係数は「鉄道標準」にしたがって表-2を用い、砂質土のケースでは $\lambda=0.48$ 、粘性土のケースでは $\lambda=0.65$ とした。

表-1 トンネル諸元

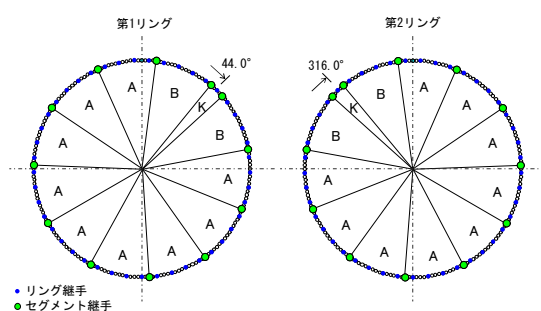
	単線		複線		大断面	
	砂質土	粘性土	砂質土	粘性土	砂質土	粘性土
トンネル内径 D_i [m]	6.0	6.0	8.8	8.8	12.6	12.6
セグメント高さ h [cm]	30	30	40	45	55	80
セグメント幅 B [m]	1.2	1.2	1.6	1.6	1.6	1.6
設計基準強度 f_{ck} [N/mm ²]	48	48	48	48	48	48
配筋	D16@10	D22@10	D22@8	D22@13	D25@13	D35@13
	D16@10	D22@10	D22@8	D22@13	D25@13	D35@13
継手ボルト ※全て2段	M30(8.8)	M30(8.8)	M24(8.8)	M30(8.8)	M27(8.8)	M33(10.9)
継手板厚さ t [mm]	27	27	22	27	22	22



(a) 単線シールドトンネル



(b) 複線シールドトンネル



(c) 大断面シールドトンネル

図-1 セグメントの分割

(3) 材料諸元

セグメントの設計基準強度は $f_{ck}=48\text{N/mm}^2$ とし、ヤング係数は 39.0kN/mm^2 を用いた。鉄筋はSD345（引張降伏強度 $f_{syk}=345\text{N/mm}^2$ ）を用いた。

(4) 設計応答値の算定

設計応答値の算定については、はりばねモデル（図-3）を用いて横断方向の断面力を算出した。地盤反力係数については、表-3に示す全周ばねモデルの地盤反力係数 $\times$ トンネル半径の値に従い、砂質土のケースでは 30.5MN/m^3 とし、粘性土のケースでは 5.25MN/m^3 を用いて算出した。

はりばねモデルに用いる継手ばねとして、セグメント継手は軸力を考慮したバイリニアモデルの回転ばねでモデル化し、リング継手はせん断ばねでモデル化した。ばねの特性値は「鉄道標準」をもとにして設定した⁴⁾。

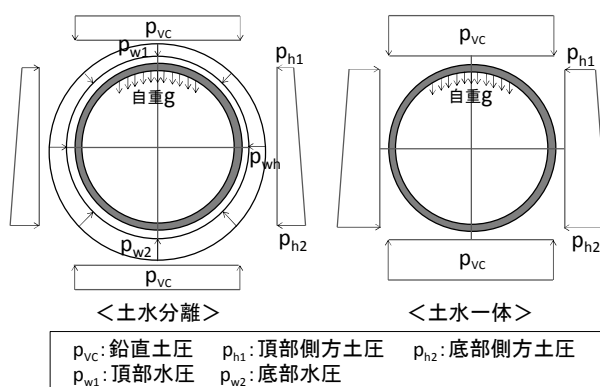


図-2 土水分離および土水一体における荷重分布

表-2 全周ばねモデルの側方土圧係数 λ ¹⁾

土水の扱い	土の種類		λ	N値の目安
土水分離	砂質土	非常に密な	0.45	$30 \leq N$
		密な	0.45~0.50	$15 \leq N < 30$
		中位、緩い	0.50~0.60	$N < 15$
土水一体	粘性土	硬い	0.40~0.50	$8 \leq N < 25$
		中位	0.50~0.60	$4 \leq N < 8$
		軟らかい	0.60~0.70	$2 \leq N < 4$
		非常に軟らかい	0.70~0.80	$N < 2$

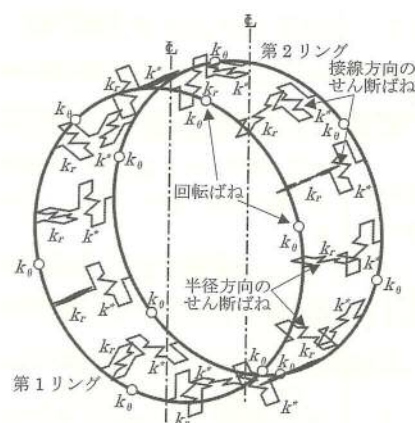


図-3 はりばねモデル³⁾

表-3 全周ばねモデルの地盤反力係数×
トンネル半径の値 (MN/m²)¹⁾

土の種類		裏込め注入硬化過程	N値の目安
砂質土	非常に密な	35.0 ~ 47.0	30 ≤ N < 50
	密な	21.5 ~ 35.0	15 ≤ N < 30
	中位, 緩い	~ 21.5	N < 15
粘性土	固結した	31.5 ~	25 ≤ N
	硬い	13.0 ~ 31.5	8 ≤ N < 25
	中位	7.0 ~ 13.0	4 ≤ N < 8
	軟らかい	3.5 ~ 7.0	2 ≤ N < 4
	非常に軟らかい	~ 3.5	N < 2

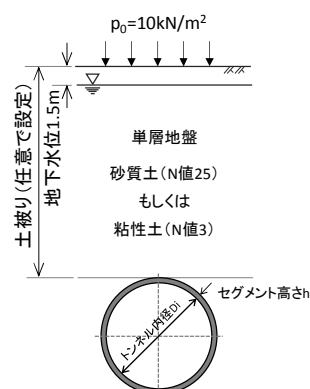


図-4 検討条件（土被りについての検討）

表-4 解析ケース（土被りについての検討）

地盤条件	トンネル内径	土被り(m)
砂質土 (N値25)	単線 (Di=6.0m)	5, 15, 25, 30, 35, 40, 45, 50 (計8ケース)
	複線 (Di=8.8m)	10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50 (計9ケース)
	大断面 (Di=12.6m)	15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50 (計8ケース)
粘性土 (N値3)	単線 (Di=6.0m)	5, 15, 25, 40 (計4ケース)
	複線 (Di=8.8m)	10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50 (計9ケース)
	大断面 (Di=12.6m)	15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50 (計8ケース)

3. 土被りについての検討

(1) 検討条件

検討条件を図-4に示す。砂質土（N値25）及び粘性土（N値3）それぞれにおいて、地下水位をGL-1.5mとし、土被りを変えたパラメトリックスタディを行った。解析ケースは表-4に示すとおり、設定した。

(2) 検討結果

a) 土被り比と最大曲げモーメントの関係

土被り比 (H/Di) と最大曲げモーメントについて、砂質土、粘性土の場合を図-5、図-6にそれぞれ整理した。砂質土では、土被り比が大きくなるにつれ、最大曲げモーメントは増加するが、その最大曲げモーメントの増加量は土被り比が大きくなるにつれ、小さくなる傾向が分かる。これは、Terzaghiの緩み土圧式を用いたことにより、鉛直土圧の増加量が小さくなるためである。土被り

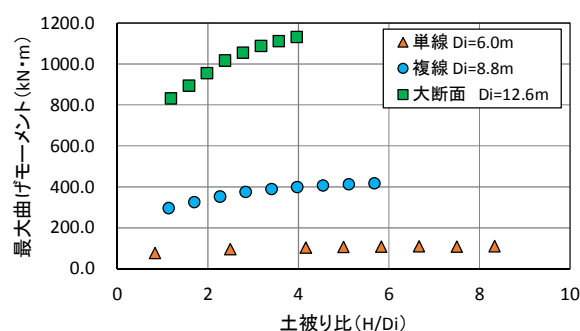


図-5 最大曲げモーメントと土被り比の関係（砂質土）

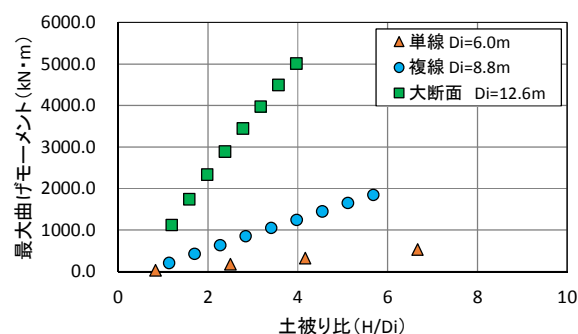


図-6 最大曲げモーメントと土被り比の関係（粘性土）

比2.0より小さい場合は最小土圧（=1D土圧）を採用しているが、最大曲げモーメントと土被り比の関係性について変曲点は見受けられない。一方、粘性土については、土被り比が大きくなればなるほど、最大曲げモーメントは大きくなる傾向が分かる。

設計対象断面で比較すると、砂質土と粘性土ともにトンネル内径Diが大きいほど、土被り比に対する最大曲げモーメントの増加量は大きいことが分かった。

b) 最大曲げモーメントと軸力の関係

最大曲げモーメントと、その発生節点での軸力の関係について、図-7に整理した。また、一般的なRC複鉄筋長方形断面の破壊包絡線（M-N関係）のイメージを図-8に示す。砂質土の場合は、軸力の増加に対して最大曲げモーメントの増加量は小さい傾向が見られた。言い換えれば、土被りが大きくなるにつれ、最大曲げモーメントの増加量は小さいが、軸力の増加量は大きいことから、図-8を参考に見るとコンクリートに作用する圧縮応力度が大きくなり、圧縮破壊型の破壊形態となりやすいことが想定される。一方、粘性土の場合は、軸力の増加に伴い、最大曲げモーメントが増加し、砂質土に比べてその増加量が多い。また、軸力に対して最大曲げモーメントが大きいことから、図-8から鉄筋の引張応力度が大きくなり、砂質土に比べて曲げで決まりやすく、曲げ引張破壊型の破壊形態となりやすいことが想定される。

設計対象断面で比較すると、砂質土と粘性土ともにト

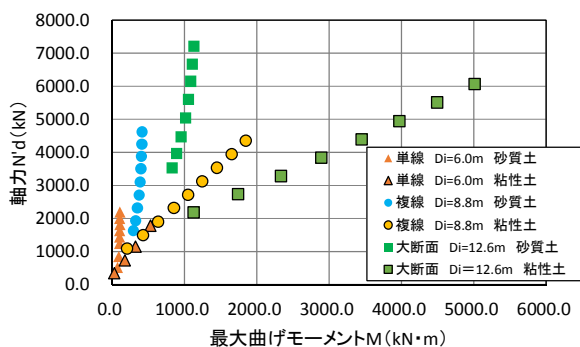


図-7 最大曲げモーメントと軸力の関係

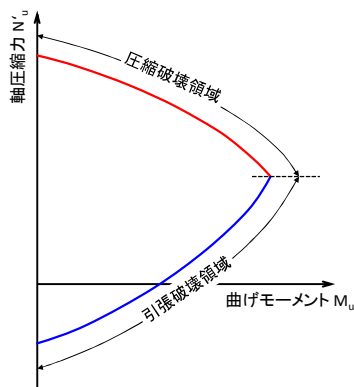


図-8 破壊包絡線のイメージ（複鉄筋長方形断面）

ンネル内径 D_i が大きいほど、軸力に対する最大曲げモーメントの増加量は大きくなった。

c) 土被り比と荷重縦横比の関係

前項に示す最大曲げモーメントと軸力の関係では、砂質土と粘性土において、最大曲げモーメントと軸力の関係について、明瞭な傾向の差が見られたことから、鉛直荷重と側方荷重のバランスについて検討することとした。設計モデル上の鉛直荷重と側方荷重のバランスについて検討する。砂質土と粘性土で比較するため、砂質土は土圧と水圧を加えたものとして、鉛直荷重と側方荷重の比を荷重縦横比と定義し、整理した。土被り比 (H/D_i) と荷重縦横比 (P_v/Ph) の関係について、単線、複線および大断面において、図-9に整理した。

砂質土の場合では、土被り比に依らず、荷重縦横比が概ね1.0となり、荷重のバランスが取れた状態であることが分かった。そのため、砂質土では土被り比が大きくなり、トンネル断面に負荷する荷重が大きくなったとしても、荷重のバランスが取れていることから、最大曲げモーメントの増加量は小さく、軸力が大きくなる傾向であったと考えられる。一方、粘性土では土被り比が大きくなるにつれ、荷重縦横比が1.0程度から1.4程度へと徐々に大きくなり、砂質土に比べて荷重のバランスが取れていないことが分かった。

以上の鉛直荷重と側方荷重のバランスの差から、砂質

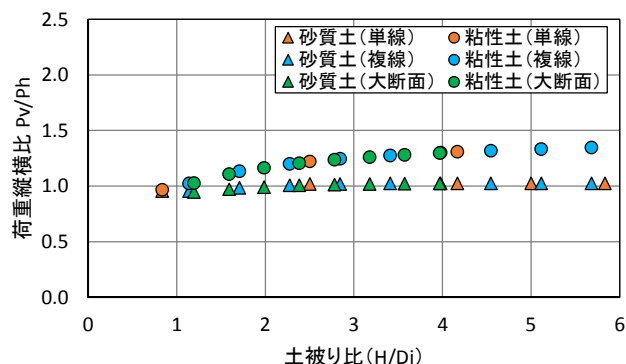


図-9 土被り比と荷重縦横比の関係

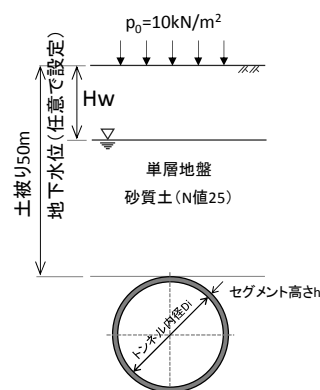


図-10 検討条件（地下水位についての検討）

表-5 解析ケース（地下水位についての検討）

地盤条件	トンネル内径	地下水位 (m)
砂質土 (N値25)	単線 ($D_i=6.0\text{m}$)	1.5, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45 (計10ケース)
	複線 ($D_i=8.8\text{m}$)	
	大断面 ($D_i=12.6\text{m}$)	

土と粘性土において、最大曲げモーメントと軸力の関係について、明瞭な傾向の差が見られたものと考えられる。

設計対象断面で比較すると、単線、複線、大断面において、砂質土および粘性土で傾向に差は見られなかった。

4. 地下水位についての検討

(1) 検討条件

検討条件を図-10に示す。土圧と水圧を分けて考える土水分離を適用する砂質土 (N値25) を対象に、土被りは50mで一定とし、地下水位をGL-1.5mから45mまでの10ケースで設定したパラメトリックスタディを実施した。解析ケースを表-5に示す。

(2) 検討結果

a) 地下水位に対する設計応答値の関係

地表面から地下水位までの距離 (H_w) と最大曲げモ

ーメントおよび軸力の関係について、単線、複線および大断面の場合を図-11～13にそれぞれ整理した。軸力については、Hwが大きくなり水圧が小さくなるにつれ、減少する傾向が見られる。一方、曲げモーメントについては、Hwが小さい範囲では大きく変化しないが、Hwが概ね単線では30m、複線では15m、大断面では10mを超えると最大曲げモーメントがHwとともに増加する傾向が見られる。これについては、地下水位がある一定の値までは、鉛直荷重と側方荷重のバランスが取れた状態で最大曲げモーメントが概ね変わらないが、地下水位が低くなり水圧が小さくなると荷重のバランスが崩れることにより、最大曲げモーメントが大きくなったものと考えられる。

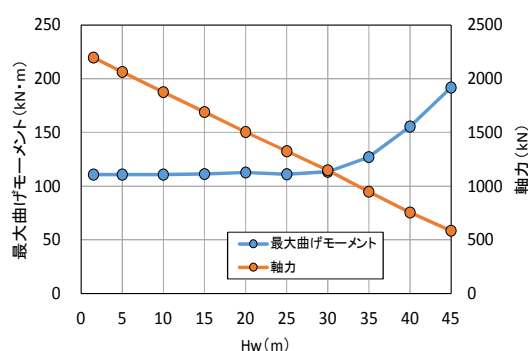


図-11 地下水位に対する最大曲げMと軸力（単線）

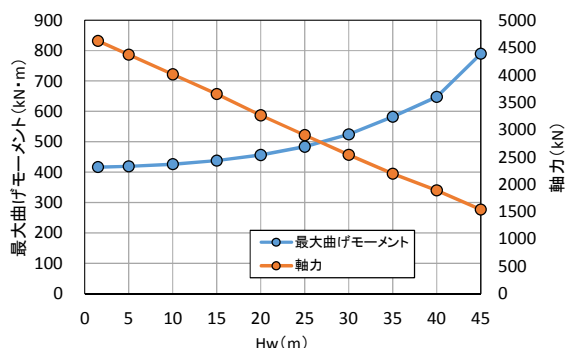


図-12 地下水位に対する最大曲げMと軸力（複線）

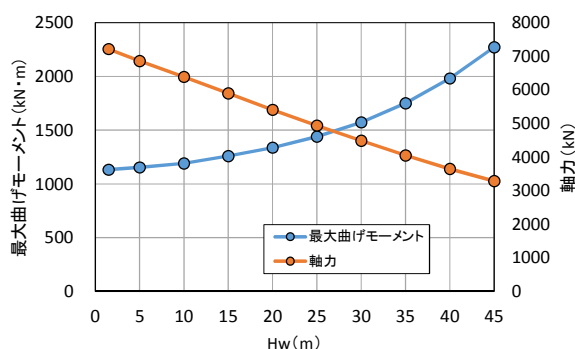


図-13 地下水位に対する最大曲げMと軸力（大断面）

b) 地下水位に対する照査値の関係

地表面から地下水位までの距離（Hw）と許容応力度に対する応力度の割合（以下、照査値）について、単線、複線、大断面の場合を図-14～16にそれぞれ示す。なお、本検討では、照査を満足していないケースもあるが、実際の設計では鉄筋量を増加させること等により、対応している。

曲げ（コンクリート）の照査については、単線ではHwが30m、複線ではHwが15m、大断面ではHwが10m以下では、コンクリートの圧縮応力度が小さくなり、照査値が小さくなっている。これについては、図-11～13に示すように、Hwの増加とともに軸力は小さくなっているが、最大曲げモーメントがほとんど増加しないことが要因と考えられる。

つぎに、せん断力の照査については、Hwの増加に伴い照査値が大きくなっており、Hwが大きく水圧が小さい範囲では、曲げに対する照査よりもせん断に対する照査が厳しくなっている。また、曲げ（鉄筋）の照査については、地下水位が高くHwが小さい範囲では、軸力が大きいことから、鉄筋に作用する引張力が小さく、照査値が小さい。一方で、地下水位が低くHwが大きくなると、徐々に軸力が小さくなることで、鉄筋に引張力が大きく作用し、照査値が大きくなる傾向が見られる。

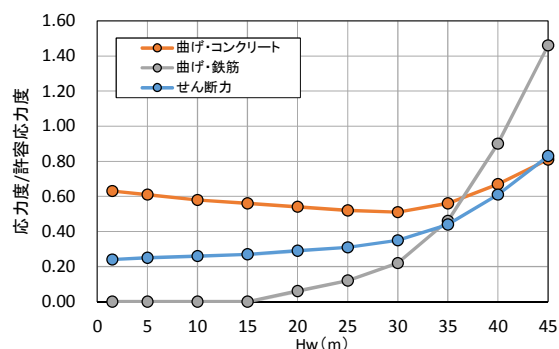


図-14 地下水位に対する照査値の関係（単線）

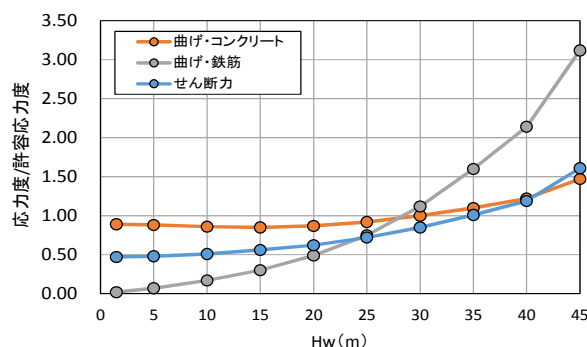


図-15 地下水位に対する照査値の関係（複線）

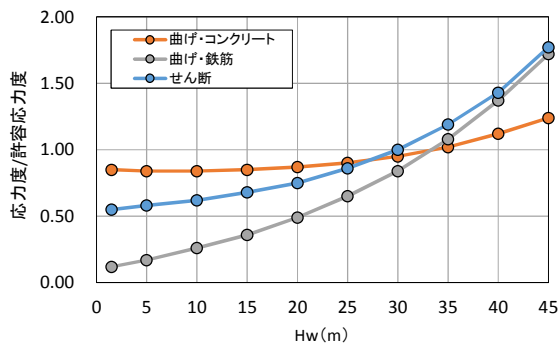


図-16 地下水位に対する照査値の関係 (大断面)

5. まとめ

本報告では、鉄道シールドトンネルの設計応答値と地盤条件との関係性について、土被りおよび地下水位に着目したパラメトリックスタディを実施することにより、体系的に検討した。得られた結果を以下にまとめる。

- ・土被りが大きくなると、砂質土では軸力が増大し、圧縮破壊型の破壊形態となりやすく、粘性土では曲げモーメントが増大して、曲げ引張破壊型の破壊形態と成

りやすい傾向があることを確認した。

- ・砂質土では、土被りに依らず荷重縦横比が概ね1.0となり、荷重のバランスが取れているが、粘性土では、土被りとともに荷重縦横比が大きくなり、砂質土に比べて荷重バランスが取れていないことを確認した。
- ・土被りが一定の場合、地表面から地下水位までの距離 (Hw) の増加に伴って軸力が小さくなり、鉄筋の引張応力度が増加して、曲げ引張破壊型の破壊形態となりやすいことを確認した。

参考文献

- 1) 国土交通省監修 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）1997.
- 2) 津野究，舩越宏治，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講演集，pp.1605-1606，2018.
- 3) 土木学会：トンネル標準示方書（シールド工法編）・同解説，p.94，2016.
- 4) 鉄道総合技術研究所：シールドトンネル設計標準に関する手引き，pp.12-26，2001.

(2018. 8. 10 受付)

INFLUENCE OF COVER DEPTH AND GROUNDWATER LEVEL ON DESIGN OF RAILWAY SHIELD TUNNEL

Kiichi FUJITA, Kiwamu TSUNO, Koji FUNAKOSHI and Kaho KINOSHITA

In the design of railway shield tunnels, the design sectional forces are affected by cover depth and groundwater level. This research, therefore, investigates the influence of them by means of parameter studies. The results shows that axial force increases with cover depth and compressive failure tends to be observed in sandy soil. On the other hand, in clayey soil, bending moment increases with cover depth and bending tensile failure may occur because of off-balance distribution of loads. It is also found that axial force becomes small and bending tensile failure tends to be caused because of decrease of water table.