

地盤反力荷重がセグメントの設計断面力におよぼす影響

THE EFFECTS OF GROUND REACTION LOAD ON THE SECTION FORCE OF SHIELD TUNNEL LINING

岩本 勲¹⁾・笠井克眞²⁾

Kaoru IWAMOTO and Katsumi KASAI

The design loads that are reduced by the ground reaction are estimated simply for usual conventional design method. The other hand, the reaction loads should be estimated by deformation and displacement of tunnel lining, for the beam-spring design method that is more practical than usual method. Our former report observed that the difference between the deformation mode of each design method have effect on the section force of tunnel lining at the certain soil condition. In this paper, the effects of ground condition on the ground reaction force and the section force of tunnel lining are discussed. They were revealed by analyzing the usual conventional design method and the beam-spring design method with the ground condition as the parameters.

Keywords : shield tunnel, beam-spring design method, ground reaction, design load

1. はじめに

シールドトンネル用セグメントの設計に用いられている「慣用計算法」では、設計法の簡便性やトンネルの安全性を重視して、作用荷重や解析モデルを設定している。一方、合理的な設計手法である「梁ばねモデル」では、慣用計算法とは異なった、より現実的な設計荷重を採用すべきであると考えられる。

設計荷重は、土水圧等のセグメントに作用する荷重と、セグメントが移動、変形することによって周辺地山から受ける地盤反力、そしてセグメントの自重とに大別できる。周辺地山からの反力は、慣用計算法では簡易的に求めているが、反力が設計断面力に与える影響の度合いは、土圧等による作用荷重と同じくらい大きく重要である。梁ばねモデルは、セグメント継ぎ手やリング継ぎ手を解析に考慮できるのが大きな特徴であるが、作用荷重についても、セグメントの変形に伴う地盤反力が評価できるので、これを適切に組み入れる必要がある。

前報では¹⁾、比較的良好な地盤条件において、セグメント側方の地盤反力とセグメント底面の地盤反力に着目し、慣用計算法における地盤反力と梁ばねモデルにおける地盤反力の、大きさと分布位置について比較検討した。そして、それぞれの計算法による地盤反力の考え方の相違が、断面力に与える影響について言及した。本報では、地盤条件をパラメータとして、地盤条件が地盤反力とセグメントの断面力におよぼす影響について、慣用計算法と梁ばねモデルについて比較検討した。梁ばね法による検討モデルでは、継ぎ手の影響を入れないために、セグメント間継ぎ手およびリング間継ぎ手は剛結とし、セグメント全周に地盤ばねを配した。その際、セグメント接線方向の地盤ばねは考慮せず、半径方向の地盤ばねだけを考慮した。

1) 正会員 工博 近畿コンクリート工業(株) 開発部

2) 正会員 近畿コンクリート工業(株) 開発部

2. 解析方法

2.1 解析条件

解析に用いたセグメントは外径6.0m、厚み0.3m、幅1.0mのRC平板型で、剛性一様なリングとした。トンネルはGL-25m、地下水位はGL-5mの所に位置しており、上載荷重 (w) は10.0kN/m²とした。地盤条件の内、地盤反力係数 (k) は0, 3, 7, 10, 20, 30, 50N/cm³と7種類に変化させ、側方土圧係数 (λ) については、7種類のkに対してトンネル標準示方書¹⁾を参考にそれぞれ定めた。(表-1参照)

ただし、土質の種類をkにより、粘性土 (k ≤ 10) と砂質土 (k > 10) の2種類に分けることとした。その場合、鉛直土圧は、粘性土の場合は全土かぶり圧 (土水一体)、砂質土の場合はTerzaghiの緩み土圧 (土水分離) にて算定した。(図-2参照)

また、それぞれの土の単位体積重量は粘性土 (γ = 18.0kN/m³)、砂質土 (γ = 18.0kN/m³, γ' = 8.0kN/m³) とした。

2.2 解析方法と荷重

ここでは、地盤反力の相違がセグメントリングの断面力に及ぼす影響について検討することが、目的であるので、慣用計算法および梁ばねモデル法のモデル化を以下のように考えた。

慣用計算法においては、セグメント継手を含めて、セグメントを剛性一様なリングとし、η = 1とした。

また、ξ = 0として、曲げモーメントを割り増すことによるリング組みの影響等は考慮しない。

梁ばね計算法では、セグメントを梁に、継ぎ手をばねに置き換えることにより、セグメントリングのモデル化を行うが、セグメント間継ぎ手及びリング間継ぎ手の影響をなくすため、継ぎ手のばね値は無限大 (剛結) とした。

セグメントリングに作用させる荷重を図-3に示す。慣用法で作用させる荷重は以下のように整理される。①鉛直方向の荷重 (PV)、等分布荷重としてトンネル天端に作用させる。②自重を含めた鉛直方向荷重の地盤反力 (PV + πg)、鉛直荷重 (自重含む) に釣合う反力が、トンネル底部に等分布するものとして与える。地盤の変位とは独立に定められている。

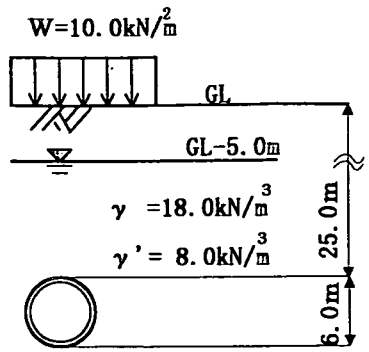


図-1 解析条件

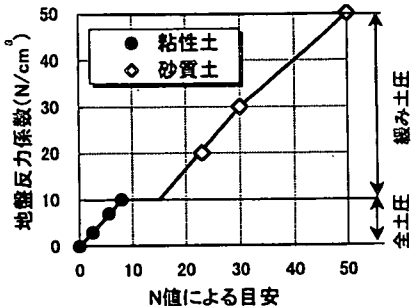


図-2 地盤反力係数の選定

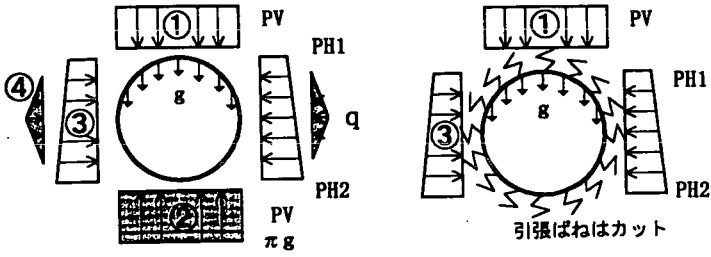


図-3 作用荷重

表-1 土質定数と設計荷重 (*: 慣用計算法)

	土質定数		設計荷重 (kN/m²)				
	k	λ	PV	PH1	PH2	PV + πg*	q*
粘性土	0	0.85	460.0	393.3	480.5	484.5	0.0
	3	0.70	460.0	323.9	395.7	484.5	19.9
	7	0.60	460.0	277.6	339.2	484.5	61.3
	10	0.55	460.0	255.0	310.9	484.5	93.6
砂質土	20	0.50	306.0	255.1	334.9	330.5	9.0
	30	0.45	306.0	249.7	327.3	330.5	17.6
	50	0.35	306.0	239.0	312.0	330.5	37.4

③水平方向の荷重 (PH)、トンネルの両側方に作用させる水平方向の等変分布荷重④側方地盤反力 (q)、セグメントリング水平点での変位を求め、この点を三角形の頂点にして上下 45° の範囲に分布させる。

一方、梁ばね法では、①鉛直方向の等分布荷重 (PV)と③水平方向の等変分布荷重 (PH)は慣用計算法と同じ荷重を与える。②鉛直方向の反力と④水平方向の反力は、リング全周に貼り付けたばねによる地盤ばね反力として発生する。そのばね反力は、セグメントはトンネル半径方向に作用する地盤ばねに支持されるものと考えて、セグメントリングの変位に比例して地盤反力が発生するものとした。トンネル断面の半径方向変位がトンネルの中心方向へ向かう節点ではばねを除去し(引張ばねをカット)、セグメントの地盤内への変位に応じて地盤反力が発生するものとした。接線方向の地盤ばねについては、ばね定数を適切に評価することが困難であるので²⁾、ここでは考慮しなかった。なお、表-1には、解析条件から求めた設計荷重を示した。

3. 解析結果と考察

3.1 底版反力

底版反力について粘性土の場合を図-4、砂質土の場合を図-5に示す。これらの図は、セグメントリングに生じた反力の鉛直成分を分布荷重に展開したものである。図の横軸はトンネル天端を0°として時計周りに角度を表した。

図-4によると粘性土において、慣用計算法の底版反力(等分布荷重)が分布している範囲は90°～270°であり、トンネル底部で484.5kN/m(max)の反力が発生している。梁ばね法による底版反力は、地盤反力係数(k)による大きな違いはなく、すべてのkに対して、おおよそ100°～260°の範囲に分布した。各最大値はトンネル底部で585～615kN/m(kが小さいほど大きい)発生した。慣用計算法と比較すると、分布幅は狭く、最大値は約1.2倍である。発生した反力は、トンネル底部の145°～215°の範囲

においては、慣用設計法での反力より大きいが、トンネル直径水平点に近づくとも慣用法よりも小さな反力となった。両計算法では分布形状は異なったが、分布長と分布荷重で囲まれる面積(総反力=2760kN)は等しい。

図-5によると砂質土において、慣用計算法は90°～270°の範囲で分布し、最大反力はトンネル底部で330.5kN/mであった。梁ばね法による底版反力の分布形状は、トンネル直径水平点に近づくとも地盤反力係数の違いにより、分布長さに変化したものの(kが大きいほど狭い)、概ね同じであった。発生した最大反力は地盤反力係数による影響は小さく、トンネル底部において、全てのkに対して、慣用計算法の約1.4倍にあたる約450kN/mであった。発生した反力は、トンネル直径水平点付近では慣用計算法よりも小さいが、おおよそ145°(215°)を境として、トンネル底部に近づくにつれ、慣用計算法よりも大きな反力が発生した。分布幅は約110°～250°の範囲と粘性土の場合より狭くなった。しかしながら、両計算法とも分布形状は異なるが総反力は、1880kNと同値となった。

これらのことから、底版反力は、慣用法では側方土圧や地盤反力係数に関係なくが定めらるが、はりばね法においても側方土圧および地盤反力係数による影響が小さいことがわかった。

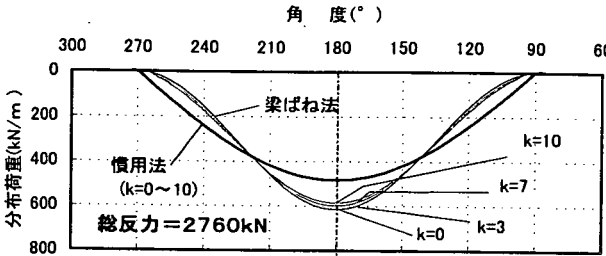


図-4 底版反力(粘性土)

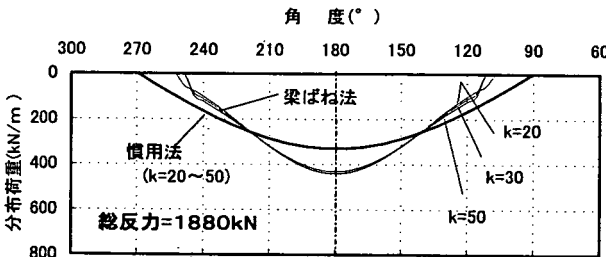


図-5 底版反力(砂質土)

3.2 側方反力

粘性土及び砂質土の側方反力分布を図-6、図-7に示した。ただし、図中の太線は慣用計算法、細線は梁ばね法を表し、両図ともに左右対称であるので、右半分のみを示した。

慣用計算法ではすべての地盤条件に対して $45^\circ \sim 135^\circ$ の範囲で分布し、 90° で最大反力となると仮定している。また、粘性土、砂質土の場合ともに地盤反力係数が大きくなるにつれ、最大反力も大きくなる。したがって、分布荷重と分布長で囲まれる面積で示される総反力も、地盤反力係数が大きくなるにつれ大きくなる。その最大側方反力（総反力）は、粘性土は $k=1.0\text{N/cm}^3$ の時に 936 kN/m (188.5 kN)、砂質土では $k=50\text{N/cm}^3$ の時に 37.4 kN/m (75.4 kN) であった。

一方、梁ばね法では、粘性土と砂質土とでは分布形状は異なったが、それぞれの土質ともに地盤反力係数による分布形状の差異は、はっきりとは認められなかった。したがって、最大値および総反力ともに地盤反力係数を大きくしても、増加の傾向はあるが慣用計算法のように大きくは増えなかった。最大発生位置は、粘性土と砂質土ともに、 $130^\circ \sim 135^\circ$ 付近で、最大値は粘性土では $k=10$ の時に 66.7 kN/m 、砂質土では $k=50$ の時に 46.5 kN/m であった。反力分布は粘性土で約 $95^\circ \sim 180^\circ$ 、砂質土で約 $110^\circ \sim 180^\circ$ であり、慣用計算法と比べ、トンネル底部付近で発生した。また、それぞれの土質の総反力はバラツキも少なく、平均総反力は粘性土の場合で 193 kN 、砂質土では 112 kN となり、すべての地盤反力係数に対して、梁ばね法が慣用計算法を上回った。いずれにしても、梁ばね法での側方反力は、慣用法で想定している三角形の側方反力とは分布形状、発生力ともに異なった。

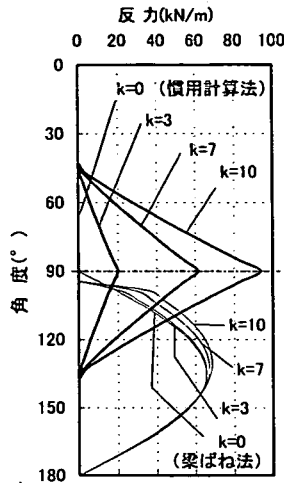


図-6 側方反力（粘性土）

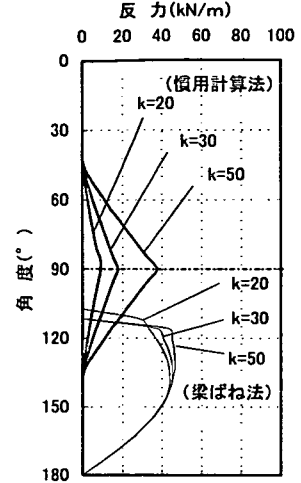


図-7 側方反力（砂質土）

3.3 断面力

正曲げモーメント、負曲げモーメント、軸力、せん断力の各最大値とその発生位置を、慣用計算法による計算結果を表-2に、梁ばね法による計算結果を表-3に示した。また、粘性土 $k=3\text{N/cm}^3$ 時と砂質土 $k=30\text{N/cm}^3$ 時の断面力をそれぞれ図-8、図-9に示す。図中において、実線は慣用計算法、点線は梁ばね法の計算結果を示し、図中の●、○は最大値、▲、△は最小値の発生位置を表している。せん断力は絶対値の大きい方を最大値とした。

最大正曲げモーメントは慣用計算法、梁ばね法 ($K=0, 20\text{N/cm}^3$ を除く) とともに、トンネル頂部で発生した。しかし、梁ばね法では側方地盤反力の影響により、トンネル 135° 、 225° 付近で正の曲げモーメントが発生し、特に、砂質土では側方反力の影響が大きくなり、トンネル底部で負の曲げモーメントが発生している。 $K=0, 20\text{N/cm}^3$ の時には、 125° で最大正曲げモーメントが発生した。

軸力の最大値は土質により一定となり、慣用計算法では粘性土で 1346 kN (90°)、砂質土で 908 kN (100°) となった。梁ばね法では土質に関係なく、最大値はトンネル底部で発生するが、その値は $1409 \sim 2212\text{ kN}$ と慣用法よりも大きく、同じ土質でも地盤反力係数によって変化する。

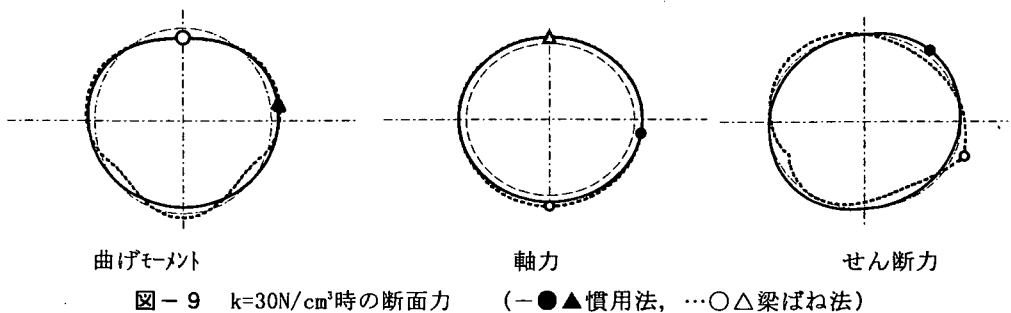
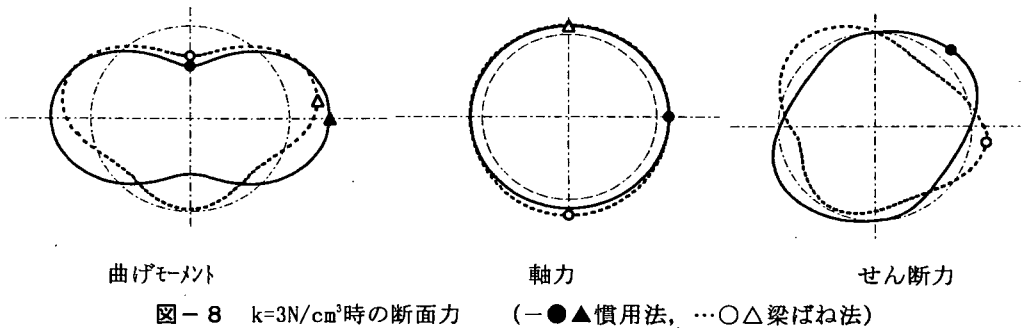
せん断力については、地盤反力係数が $3 \sim 10\text{N/cm}^3$ の範囲では、両計算法でほぼ同じ値であるが、それ以外の地盤反力係数では梁ばね法が大きくなった。

表－2 慣用計算法における最大断面力

k (N/cm ³)		Mmax (kN·m)	N (kN)	位置 (°)	-Mmax (kN·m)	N (kN)	位置 (°)	Nmax (kN)	M (kN·m)	位置 (°)	Smax (kN)	位置 (°)
粘性土	0	84	1195	0	-74	1343	83	1346	-72	90	60	39
	3	218	1003	0	-204	1345	88	1346	-204	90	154	42
	7	281	904	0	-258	1346	89	1346	-257	90	197	41
	10	301	866	0	-270	1346	89	1346	-270	90	211	41
砂質土	20	49	803	0	-39	903	78	907	-29	100	37	37
	30	54	795	0	-42	903	78	908	-32	100	40	36
	50	60	780	0	-45	902	76	908	-35	100	45	35

表－3 梁ばね法における最大断面力

k (N/cm ²)		Mmax (kN・m)	N (kN)	位置 (°)	-Mmax (kN・m)	N (kN)	位置 (°)	Nmax (kN)	M (kN・m)	位 置 (°)	Smax (kN)	位置 (°)
粘性土	0	128	1526	125	-176	2212	180	2212	-176	180	202	210
	3	164	1110	0	-155	1413	80	1969	111	180	140	100
	7	256	979	0	-240	1409	80	1834	85	180	189	40
	10	294	920	0	-276	1408	80	1775	106	180	216	40
砂質土	20	54	1090	125	-46	1468	180	1468	-46	180	98	155
	30	54	831	0	-55	950	80	1441	-23	180	93	115
	50	78	800	0	-75	949	80	1409	-121	180	113	115



3.4 設計検討結果

3.3節で求めた最大断面力から、セグメントの設計検討を許容応力度法により行った。その結果を表－4に示す。コンクリートの設計基準強度は 42N/mm^2 ($\sigma_{ca}=16\text{N/mm}^2$, $\tau_a=0.71\text{N/mm}^2$)、鉄筋はSD345 ($\sigma_{sa}=200\text{N/mm}^2$)を用い、鉄筋比が1.0%前後となるようにセグメント厚さと鉄筋量を定めた。(図10参照)

表-4 設計検討結果

慣 用 計 算 法						梁 ば ね 法					
k	厚み	As=As'	σ_c	σ_s	τ_m	k	厚み	As=As'	σ_c	σ_s	τ_m
N/cm ²	cm	(p%)	N/mm ²			N/cm ²	cm	(p%)	N/mm ²		
粘性土	0	D25*3 (0.9)	15.9	61	0.36	粘性土	0	D25*5 (1.3)	15.9	59	1.04
	3	D25*6 (1.2)	15.2	181	0.60		3	D25*5 (1.1)	15.5	144	0.62
	7	D25*7 (1.2)	13.4	186	0.65		7	D25*7 (1.3)	14.5	182	0.69
	10	D25*7 (1.1)	12.3	182	0.63		10	D25*7 (1.2)	13.9	198	0.71
砂質土	20	D16*7 (1.1)	15.4	80	0.30	砂質土	20	D16*7 (1.0)	15.1	29	0.73
	30	D16*7 (1.0)	14.9	88	0.30		30	D16*7 (1.0)	15.7	95	0.69
	50	D16*7 (1.0)	15.6	122	0.31		50	D16*8 (1.0)	14.6	126	0.68

粘性土の場合は、地盤反力係数が大きくなるにつれ、セグメントも厚くなる。慣用計算法で求めたセグメント厚さが梁ばね法のそれより3cm厚くなった。(k=0除く)

砂質土の場合は、地盤反力係数により断面厚はあまり変化せず、同等もしくは梁ばね法が若干厚くなった。砂質土と粘性土(k=0)の場合は、両計算法ともに曲げモーメントに比べ軸力が卓越した全断面圧縮となっており、両者の鉄筋量はほぼ同量である。

砂質土では水平荷重に対する鉛直荷重の比が粘性土よりも小さく、曲げモーメントから決まるセグメントの断面厚さは砂質土の方が薄い。

せん断に対しては、慣用計算法ではすべて許容値以内であったが、梁ばね法ではせん断応力が許容値を上回る(表中の網掛け部)ケースがあり、せん断補強筋で対処する必要がある。

4. まとめ

設計荷重のうち、地盤反力について着目し、等分布荷重で与えられる慣用計算法とばね反力として発生する梁ばね法を用い、地盤条件をパラメータとして検討を行った。その結果、慣用計算法と比べ梁ばね法では、

①底板反力は、似たような分布となった。

底板反力は、地盤反力係数の影響は小さく、作用させた鉛直荷重により、大きさと分布が定められる。

②側方反力は、トンネルの底方向で発生し、発生力も異なった。

③曲げモーメントの発生状況が異なった。特にトンネル底部付近において、側方反力の影響を受けた。

④セグメント厚さは、粘性土(地盤反力係数が3~10N/cm³の範囲)では、薄くなった。

砂質土では、ほぼ同じ厚さとなった。ただし、両計算法とも、粘性土より砂質土の場合が薄くなった。

⑤せん断力による検討では大きく計算され、ケースによってはせん断補強筋が必要となった。

ただし、本検討では軸力が卓越し、全断面圧縮状態であるので、もっと浅いシールドトンネルにおいて、曲げが卓越する場合には、更なる検討が必要と思われる。

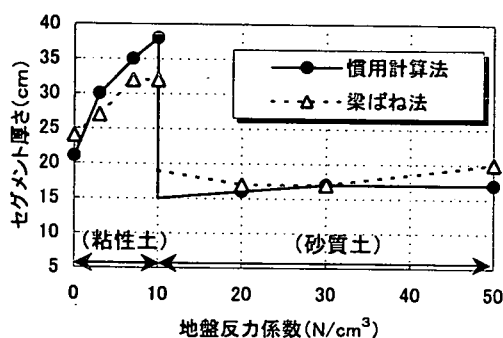


図-10 セグメント厚さ

- 【参考文献】 1) 土木学会：トンネル標準示方書[シールド工法編]・同解説、pp. 42~44、1996年7月
 2) 木村定雄、渡邊誠司、小泉淳：全周地盤ばねモデルを用いたセグメントの設計合理化に関する研究、トンネル工学研究論文・報告書第6巻、pp339~344、1996年11月