

鉄道シールドトンネルの縦断方向耐震検討

藤田 輝一¹・津野 究²・木下 果穂³・室谷 耕輔⁴・坂田 智基⁵

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:kinoshita.kaho.96@ rtri.or.jp

⁴正会員 中央復建コンサルタンツ株式会社 鉄道系部門 (〒102-0083 東京都千代田区麴町二丁目10-13)
E-mail:muroya_k@ cfk.co.jp

⁵正会員 中央復建コンサルタンツ株式会社 鉄道系部門 (〒102-0083 東京都千代田区麴町二丁目10-13)
E-mail:sakata_t@ cfk.co.jp

本検討では、地盤急変部および立坑接続部に位置する鉄道シールドトンネルを対象として、トンネル縦断方向の耐震検討を行った。地盤急変部の検討では、基盤層と表層地盤の傾斜角度が大きいほど設計断面力が大きくなることや、「等価剛性置換梁モデル」を用いた方が、「縦断方向はりばねモデル」を用いるより設計断面力が大きくなることを確認した。また、立坑接続部の検討では、リング継手を考慮したセグメント側の非線形ばねと立坑側のばねの合成ばねでモデル化する方法を提案し、立坑側のばねをアンカー一筋相当とするケースの方が、立坑側を剛結とする場合よりも、鉛直曲げモーメントが小さくなることを確認した。また、立坑側のばねをアンカー一筋相当とした合成ばねを用いることにより、立坑接続部の照査を満足する一例を示した。

Key Words : shield tunnel, seismic design, longitudinal direction, equivalent beam model, longitudinal beam-spring model

1. はじめに

シールドトンネルは、地盤に囲まれたアーチ形状の構造物であり、地震時には周辺地盤と同様に挙動すると想定されることから、一般的には地震の影響は大きくないものと考えられる。ただし、地盤条件が局所的に変化する場合やシールドトンネルの断面や剛性が極端に変化する場合については、地震の影響を受けやすいと考えられる。

そこで本検討では、地盤急変部と立坑接合部に位置する鉄道シールドトンネルを対象にして、トンネル縦断方向の地震時の検討を行った。

2. 検討概要

(1) 検討対象

単線シールドトンネル(トンネル内径 $D_1=6.0\text{m}$ 、セグメント高さ $h=30\text{cm}$)を検討対象とし、鉄道シールドトンネルの事例¹⁾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。

(2) 構造解析モデル

トンネル標準示方書[シールド工法編]・同解説(以下、「シールド示方書」とする)²⁾では、トンネル縦断方向の耐震検討を行う場合の構造解析モデルとして、「等価

表-1 トンネル諸元

	単線シールド
トンネル外径 D_0 [m]	6.6
セグメント高さ(厚さ) h [cm]	30
セグメント幅 B [m]	1.2
設計基準強度 f_{ck} [N/mm ²]	48
リング継手ボルト	M30 (8.8), 26本
配力筋	D10@166

剛性置換梁モデル」および「縦断方向はりばねモデル」が示されている（図-1）。

「等価剛性置換梁モデル」は、リング継手による剛性低下を考慮して、等価な一様剛性を有するはりに置換するものである³⁾。一方、「縦断方向はりばねモデル」はセグメントリングをはり、リング継手を軸方向ばね、回転ばねおよびせん断ばねでモデル化するものであり、リング継手部による縦断方向の剛性の低下を考慮できるとともに、その断面力や目開き量を直接的に求めることが可能である。本検討では、「等価剛性置換梁モデル」と「縦断方向はりばねモデル」を用いて、縦断方向の耐震検討を行った。

(3) 解析手法

一次元地盤応答解析において得られた時刻歴変位を地盤ばねを介して、トンネル縦断方向の構造解析モデルに入力して地震時の断面力を算定した。また、シールド示方書（限界状態設計法編）²⁾の例に基づき、部材の照査を実施した。

a) 一次元地盤応答解析

地震時の地盤応答値は、逐次解析法による時刻歴応答解析から算出した。ここでは、土の応力 σ ～ひずみ γ 関係を非線形性のモデル化として、GHE-Sモデルを用いている。表層地盤と基盤層の境界条件はダッシュポットとした。解析プログラムはLIQUEUR-JRを使用した。また、設計地震動は鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）⁴⁾に示されたL2地震動スペクトルⅡ（G1地盤）を用いた（図-2参照）。

b) 覆工のモデル化

①等価剛性置換梁モデル

リング継手によるトンネル縦断方向の剛性低下を考慮して、等価な一様剛性を有するはりに置換する。ここでは、以下の式³⁾により、等価軸剛性、等価曲げ剛性を設定した。

〔等価軸剛性〕

$$\text{圧縮} : (EA)_{eq}^c = EA \quad (1)$$

$$\text{引張} : (EA)_{eq}^T = \frac{k_u}{k_u + EA/b} \times EA \quad (2)$$

〔等価曲げ剛性〕

$$(EI)_{eq} = \frac{\cos^3 \phi}{\cos \phi + (\pi/2 + \phi) \sin \phi} \times EI \quad (3)$$

ここに、 $\phi : \frac{\cot \theta + \theta}{\pi} = \frac{1}{2} + \frac{k_u b}{EA}$ を満足する値

$$A : A = \frac{\pi(D_0^2 - D_1^2)}{4} \text{ を満足する値}$$

$$I : I = \frac{\pi(D_0^4 - D_1^4)}{64} \text{ を満足する値}$$

b : セグメント幅

D_0 : セグメント外径

D_1 : セグメント内径

E : セグメントのヤング係数

②縦断方向はりばねモデル

覆工のモデル化の概要を表-2に示す。ここで、セグメントリングの曲げ剛性はRCセグメントの配力筋を主鉄筋とするRC円環断面を想定することにより、非線形特性を設定した。また、リング継手については、引張剛性および回転剛性について非線形特性を設定した。ここでは、図-3に示すような継手ボルトと継手板の面板モデルを想定した。

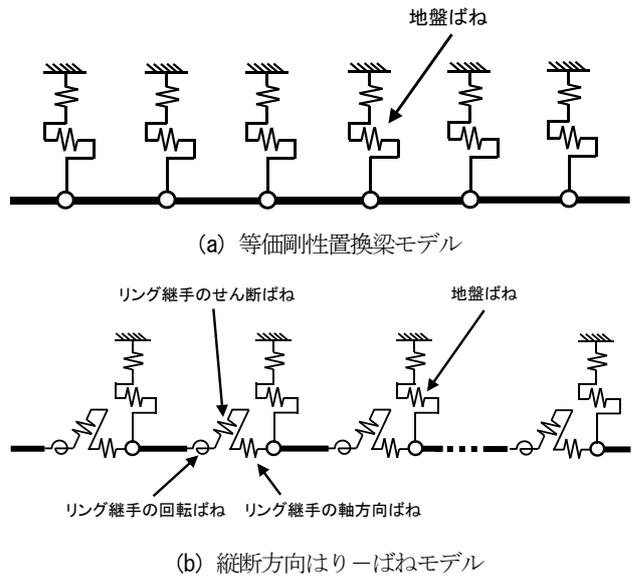


図-1 構造解析モデル

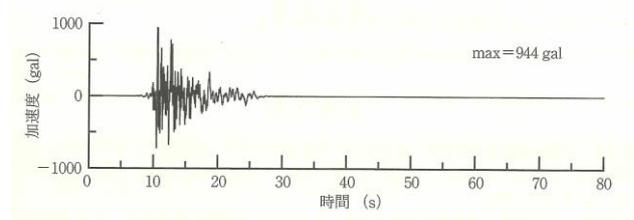


図-2 入力地震動⁴⁾

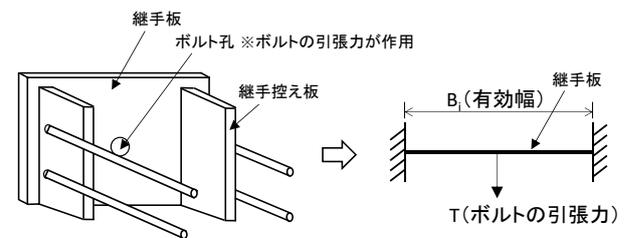


図-3 リング継手ボルトと継手板の面板モデル

表-2 覆工のモデル化（縦断方向はりばねモデル）

部材	剛性		縦断方向はりばねモデル
	セグメント リング	軸方向剛性	
引張			EA
	曲げ剛性	非線形特性 ($M-\phi$) ※1	
リング継手	軸方向剛性	圧縮	剛結 (∞)
		引張	継手ボルトと継手板から設定
	曲げ剛性 (回転ばね)	継手ボルトと継手板から設定	
	せん断剛性	剛結 (∞)	

※1：セグメントの配力筋を主筋とした仮想RC円環断面

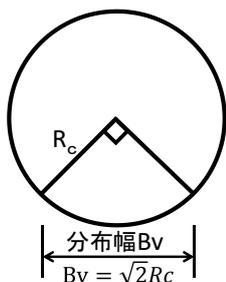


図-4 分布幅の考え方

c) 地震時応答値の算定

地震時の断面力等の算定にあたっては、時刻歴応答変位法により行った。一次元地盤応答解析結果により得られた時刻歴変位を地盤ばねを介して、構造解析モデルに入力し、設計応答値を算定するものである。地震時の地盤ばねは、鉄道構造物等設計標準・同解説（開削トンネル）⁹⁾を用いて設定した。側壁方向の鉛直地盤反力係数およびせん断地盤反力係数についても、同様に算出する。

$$k_v = 1.7\alpha E_0 B_v^{-3/4} \quad (4)$$

k_v ：上床方向および下床方向の鉛直地盤反力係数 (kN/m³)

α ： E_0 の算定方法および荷重条件に対する補正係数

E_0 ：地盤の変形係数 (kN/m²)

B_v ：上床方向および下床方向の換算幅 (m)

$$k_{sv} = k_v/3 \quad (5)$$

k_{sv} ：上床方向および下床方向のせん断地盤反力係数 (kN/m³)

対象断面が円形であるため、分布幅は円芯から左右45度の範囲 ($B_v = \sqrt{2}R$) とした (図-4)。

d) 照査方法

照査方法は、表-3に示すシールド示方書（限界状態設計法編）²⁾に記載されているの耐震性能2の照査項目と限界値の例（トンネル縦断方向）に基づき、照査項目と限

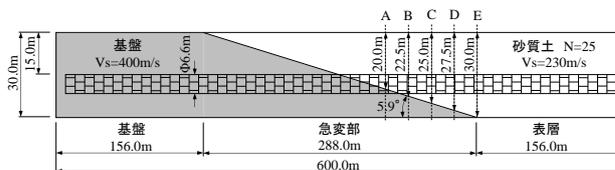
表-3 耐震性能2の照査項目と限界値の例²⁾

照査内容	部材	照査項目	限界値
耐荷性能	セグメント本体	軸力（圧縮）	最大断面耐力
		軸力（引張）	最大断面耐力
	リング継手	曲げモーメント	
変形性能	リング継手	せん断力	せん断耐力
		目開き量	限界目開き量※

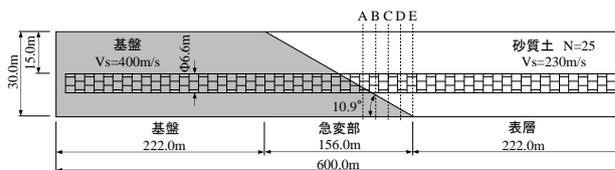
※地震時後にトンネル機能を短時間で回復可能な目開き量を限界値とする。

表-4 安全係数

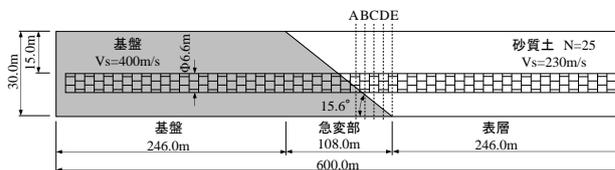
作用係数 γ_f	構造解析係数 γ_a	材料係数 γ_m		部材係数 γ_c			構造物係数 γ_s
		セグメント γ_c	鉄筋 γ_r	曲げ	せん断 セグメント	鉄筋	
1.0	1.0	1.2	1.0	1.0	1.3	1.1	1.0



(a) 傾斜角度5.9°



(b) 傾斜角度10.9°



(c) 傾斜角度15.6°

図-5 検討ケース

界値を設定した。また、安全係数については表-4に示す通り、設定した。

3. 地盤急変部についての検討

(1) 検討条件

地盤条件として、基盤層 ($V_s=400m/s$) と表層地盤 ($V_s=230m/s$) の位置を組み合わせ、図-5に示すように検討ケースを設定した。表層地盤はN値25相当の砂質土を対象とした。シールドトンネルの土被りは15.0mとし、地表面から30.0m以深に耐震設計上の基盤面を設定した。また、基盤層と表層地盤（砂質土）の境界について、傾斜角度を5.9°、10.9°、15.6°の3ケースを設定した。

一次元地盤応答解析は図-5中のA～Eの5断面で実施した。その結果として、A～Eの5断面のトンネル位置における時刻歴相対変位について、図-6～図-10に示す。そのうえで、A～Eの5断面の配置間隔を調整し、その間の相対変位を線形補間により求めることにより、図-5に示すような基盤面の傾斜角度を再現した。

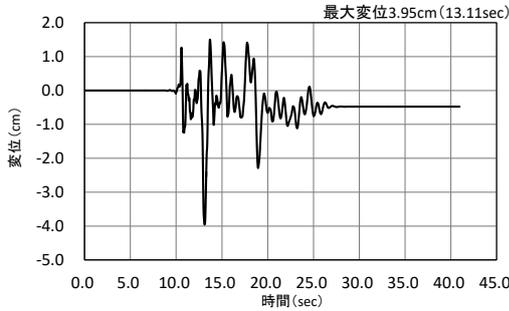


図-6 地盤応答解析結果 (断面A)

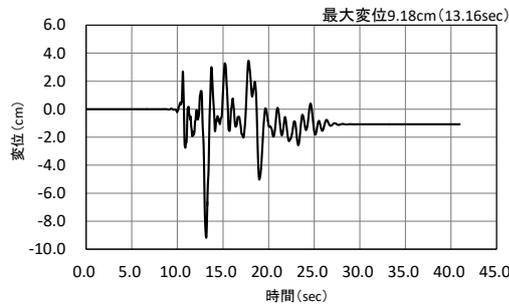


図-7 地盤応答解析結果 (断面B)

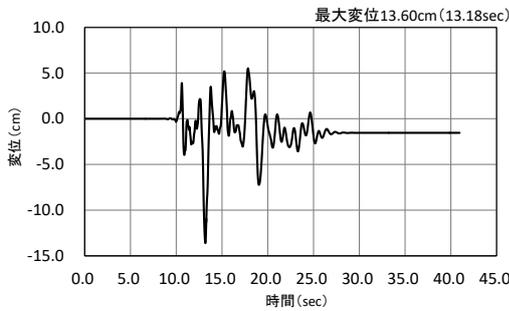


図-8 地盤応答解析結果 (断面C)

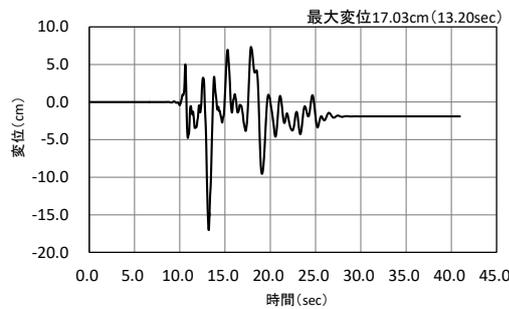


図-9 地盤応答解析結果 (断面D)

また、「縦断方向はりばねモデル」では、リング継手の引張剛性、曲げ剛性を設定した。引張剛性については、継手ボルトの引張力により、継手板の初期降伏時と全断面塑性時を考慮して勾配を設定した。曲げ剛性については、図-11に示す通りシールドトンネルが回転角 θ 開いた状態を想定し、引張ばね k_{ru} と有効高さ $d(i)$ により算定した。図-12に設定した引張剛性、曲げ剛性を示す。

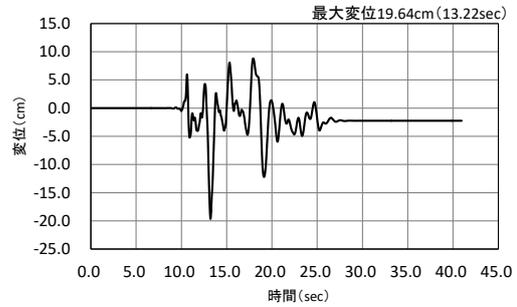


図-10 地盤応答解析結果 (断面E)

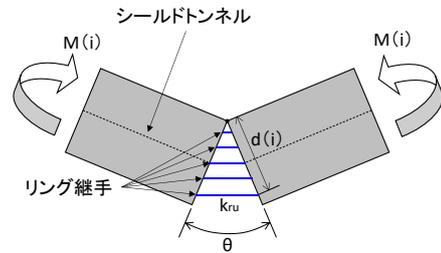
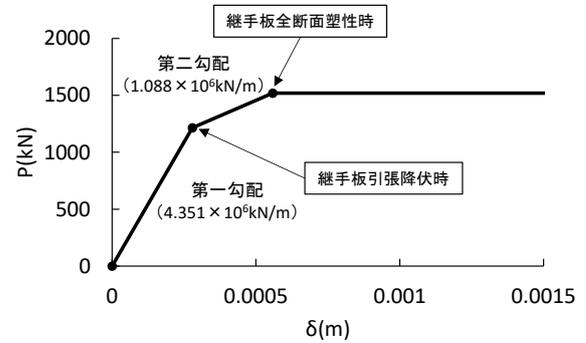
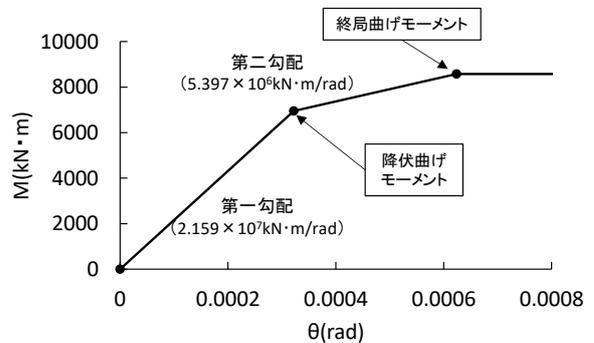


図-11 曲げ剛性 (回転ばね) 設定の考え方



(a) 引張特性



(b) 曲げ特性

図-12 設定したリング継手のばね特性

(2) 検討結果

時刻歴応答変位法を用いた構造解析より得られたセグメント本体の応答値として、圧縮軸力を図-13、水平曲げモーメントを図-14、水平せん断力を図-15に示す。

圧縮軸力は、傾斜角度が大きいほど、圧縮軸力の最大値は大きく、凸形状が鋭くなる傾向となった。なお、「等価剛性置換梁モデル」と「縦断方向はりばねモデル」において、セグメント本体の軸圧縮剛性は同様に設定していることから、同じ結果を示した。

水平曲げモーメントについては、地盤急変部で大きくなる傾向となっており、傾斜角度が大きいほど最大値が大きくなっている。また、「等価剛性置換梁モデル」で得られた水平曲げモーメントの最大値は、「縦断方向はりばねモデル」の1.9～3.2倍の値となった。

水平せん断力についても、水平曲げモーメントと同様に、傾斜角度が大きいほど最大値が大きくなった。「等価剛性置換梁モデル」で得られた水平せん断力の最大値は「縦断方向はりばねモデル」の1.6～2.7倍の値となった。

照査結果として、等価剛性置換梁モデルの結果を表-5、縦断方向はりばねモデルの結果を表-6に示す。傾斜角度が大きいCase2 (10.9°)、Case3 (15.6°) のケースでは、「等価剛性置換梁モデル」と「縦断方向はりばねモデル」のともに照査を満足しない結果であった。一方、Case1 (5.9°) では「縦断方向はりばねモデル」を用いた場合では、照査を満足する結果となった。

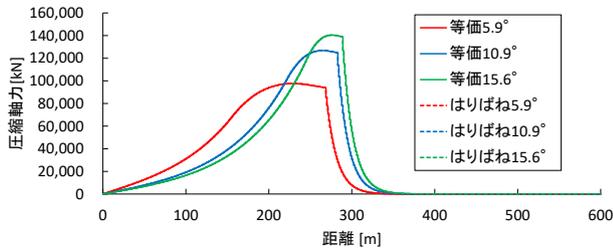


図-13 圧縮軸力

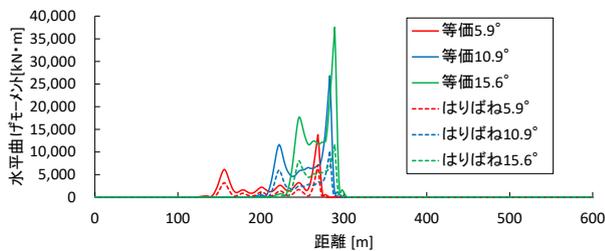


図-14 水平曲げモーメント

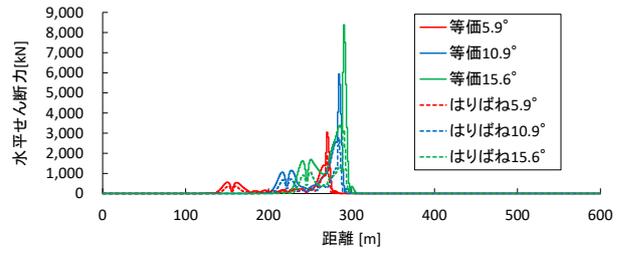


図-15 水平せん断力

表-5 照査結果 (等価剛性置換梁モデル)

	構造解析モデル		等価剛性置換梁モデル		
	検討ケース		Case1 5.9度	Case2 10.9度	Case3 15.6度
セグメント 本体	軸圧縮力 N_{cmax}	(kN)	97,636	126,781	140,428
	軸圧縮耐力 N_{cu}	(kN)	201,878	201,878	201,878
	$\gamma_i \cdot N_{cmax} / N_{cu}$		0.48	0.63	0.70
リング継手	軸引張力 N_{tmax}	(kN)	9,699	16,086	20,886
	引張耐力 N_{tu}	(kN)	7,501	7,501	7,501
	$\gamma_i \cdot N_{tmax} / N_{tu}$		1.29	2.14	2.78
	水平曲げモーメント M_{hmax}	(kN·m)	13,830	26,849	37,556
	曲げ耐力 M_{ud}	(kN·m)	8,579	8,579	8,579
	$\gamma_i \cdot M_{hmax} / M_{ud}$		1.61	3.13	4.38
	水平せん断力 S_{hmax}	(kN)	3,051	5,943	8,388
	せん断耐力 S_u	(kN)	4,812	4,812	4,812
	$\gamma_i \cdot S_{hmax} / S_u$		0.63	1.24	1.74
	最大目開き δ_{tmax}	(mm)	2.45	4.06	5.27
許容目開き δ_a	(mm)	3.00	3.00	3.00	
δ_{tmax} / δ_a		0.82	1.35	1.76	

表-6 照査結果 (縦断方向はりばねモデル)

	構造解析モデル		縦断方向はりばねモデル		
	検討ケース		Case1 5.9度	Case2 10.9度	Case3 15.6度
セグメント 本体	軸圧縮力 N_{cmax}	(kN)	97,636	126,781	140,428
	軸圧縮耐力 N_{cu}	(kN)	201,878	201,878	201,878
	$\gamma_i \cdot N_{cmax} / N_{cu}$		0.48	0.63	0.70
リング継手	軸引張力 N_{tmax}	(kN)	3,844	5,972	7,754
	引張耐力 N_{tu}	(kN)	7,501	7,501	7,501
	$\gamma_i \cdot N_{tmax} / N_{tu}$		0.51	0.80	1.03
	水平曲げモーメント M_{hmax}	(kN·m)	7,138	10,256	11,630
	曲げ耐力 M_{ud}	(kN·m)	8,579	8,579	8,579
	$\gamma_i \cdot M_{hmax} / M_{ud}$		0.83	1.20	1.36
	水平せん断力 S_{hmax}	(kN)	1,926	2,772	3,154
	せん断耐力 S_u	(kN)	4,812	4,812	4,812
	$\gamma_i \cdot S_{hmax} / S_u$		0.40	0.58	0.66
	最大目開き δ_{tmax}	(mm)	2.68	5.67	7.21
許容目開き δ_a	(mm)	3.00	3.00	3.00	
δ_{tmax} / δ_a		0.89	1.89	2.40	

4. 立坑接続部についての検討

(1) 検討条件

検討ケースを図-16に示す。トンネルが砂質土 (N値 25, $V_s=230\text{m/s}$) または粘性土 (N値3, $V_s=140\text{m/s}$) に位置するものとした。シールドトンネルの土被りは15mとし、地表面から立坑底面までの深さが25m、地表面から耐震設計上の基盤面までの深さを30mとした。構造解析モデルとして、「縦断方向はりばねモデル」を用いた。ここでは、図-17に示すように、立坑をはりとし、立坑接続部についてもリング継手同様に軸方向ばね、回転ばねおよびせん断ばねでモデル化した。立坑接続部のモデル化については、図-18に示すように、シールドトンネルのセグメントと立坑の坑口コンクリートを長ボルトで結合する構造を想定した。セグメント側 (図中の㊸) のばねと立坑側 (図中の㊹) のばねを直列ばねとして、足し合わせた合成ばねとしてモデル化した。

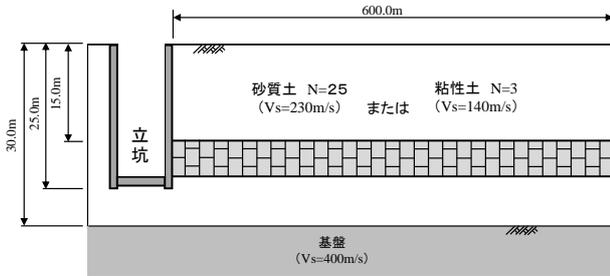


図-16 検討ケース

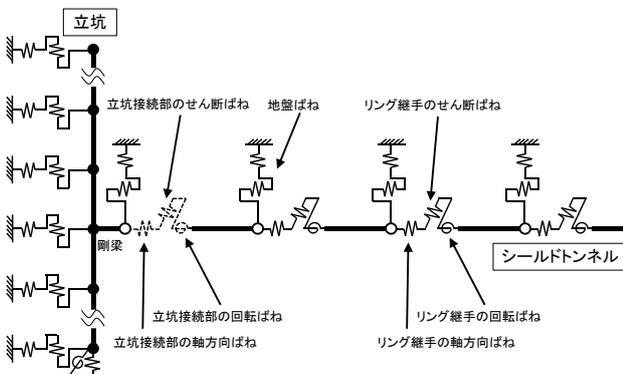


図-17 縦断方向はりばねモデル (立坑接続部)

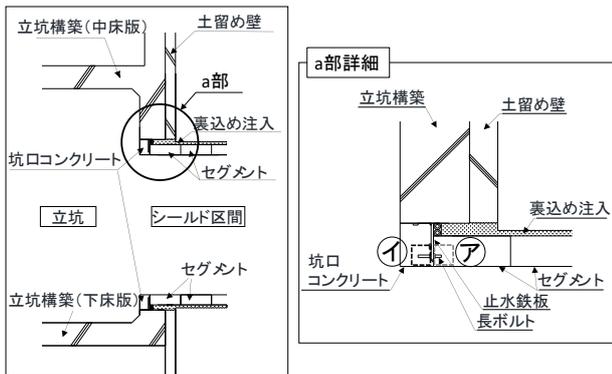


図-18 立坑接続部の例

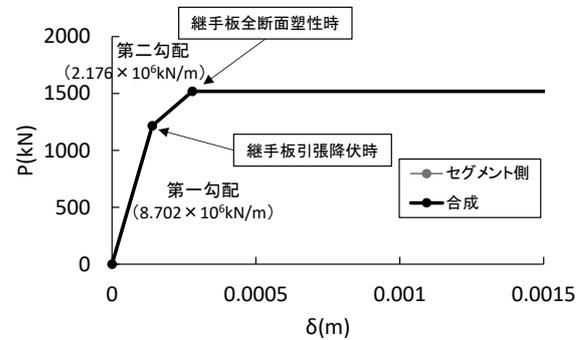
表-7に立坑接続部の合成ばねの組み合わせを示す。セグメント側はリング継手を考慮した非線形のばねとした。そのうえで、立坑側を剛結とする「合成ばねA」と、アンカー定着部のコーン破壊を考慮した非線形のばねとする「合成ばねB」の2種類でモデル化した。設定した軸方向ばねの引張特性と回転曲げ特性について、合成ばねAを図-19、合成ばねBを図-20に示す。合成ばねAでは立坑側が剛結であることから、セグメント側のリング継手のばねと合成ばねが同様となっている。合成ばねBでは立坑側がアンカー筋相当のばねを設定し、セグメント側と立坑側の双方のばねの合成によって勾配を決定しているが、折れ点については双方のうち小さい値とした。

なお、一般部のリング継手については、「3. 地盤急変部についての検討」で設定した、図-12に示すばね特性を用いた。

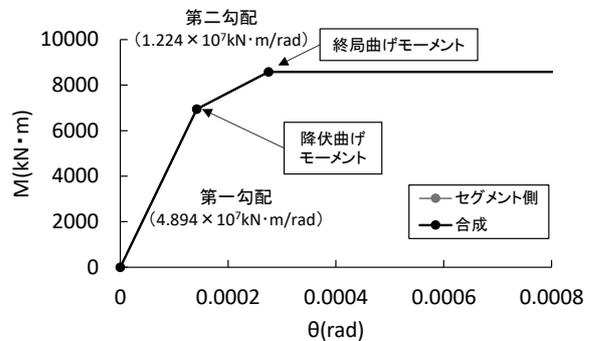
照査項目については、表-3をもとに設定したが、本検討では、一般部 (セグメント本体、リング継手) と立坑接続部のそれぞれで照査を実施した。

表-7 立坑接続部の合成ばねの組合せ

検討ケース	セグメント側：㊸	立坑側：㊹
合成ばね A	リング継手相当	剛結
合成ばね B	リング継手相当	アンカー筋相当 (コーン破壊を考慮)

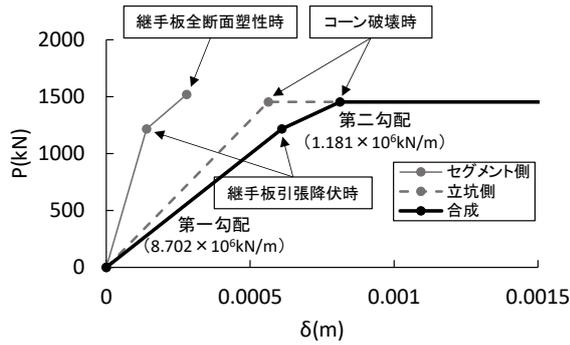


(a) 引張ばね

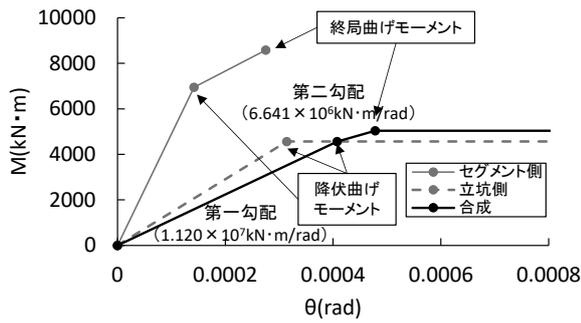


(b) 回転ばね

図-19 合成ばねAのばね特性 (立坑側：剛結)



(a) 引張ばね



(b) 回転ばね

図-20 合成ばねBのばね特性 (立坑側：アンカー筋相当)

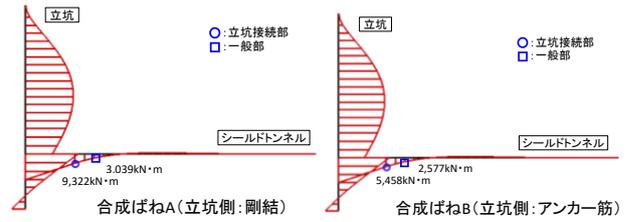
(2) 検討結果

構造解析より得られた立坑およびシールドトンネルの鉛直曲げモーメント、水平曲げモーメントについて、砂質土の場合を図-21、粘性土の場合を図-22に示す。

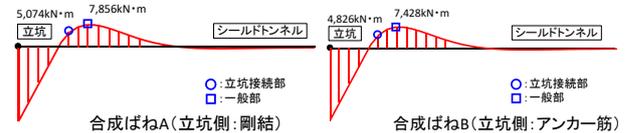
鉛直曲げモーメントについては、立坑接続部に着目すると、砂質土のケースは、合成ばねAでは9,322kN・mであり、合成ばねBでは5,458kN・mとなっている。粘性土のケースでは、合成ばねAでは9,323kN・mであり、合成ばねBでは5,471kN・mとなっている。以上から、立坑側のばねをアンカー筋相当でモデル化した方が小さい結果となった。

水平曲げモーメントについては、同様に立坑接続部に着目すると、砂質土のケースは、合成ばねAでは5,074kN・mであり、合成ばねBでは4,826kN・mとなっている。粘性土のケースでは、合成ばねAでは3,351kN・mであり、合成ばねBでは3,088kN・mとなっている。以上から立坑接続部のばね特性の設定による差はほとんど見られなかった。

合成ばねBを用いた場合について、一般部（セグメント本体、リング継手）の照査結果を表-8に示す。これより、立坑側のばねをアンカー筋相当でモデル化した合成ばねBを用いた場合では、砂質土、粘性土ともに、全ての項目において照査を満足する結果となった。また、立

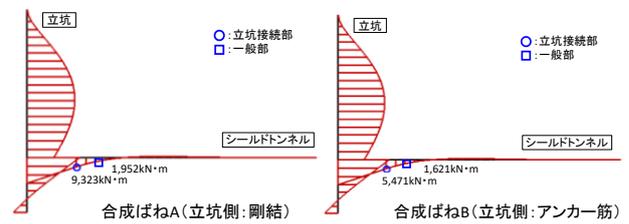


(a) 鉛直曲げモーメント

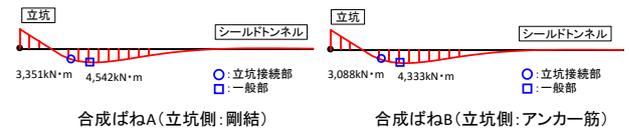


(b) 水平曲げモーメント

図-21 設計応答値の比較 (砂質土)



(a) 鉛直曲げモーメント



(b) 水平曲げモーメント

図-22 設計応答値の比較 (粘性土)

表-8 照査結果 (一般部, 合成ばねB)

		地盤条件		砂質土	粘性土
セグメント本体	軸圧縮力 N_{cmax}	(kN)		15,837	5,586
	軸圧縮耐力 N_{cu}	(kN)		201,878	201,878
	$\gamma_i \cdot N_{cmax} / N_{cu}$			0.08	0.03
一般部 リング継手	軸引張力 N_{tmax}	(kN)		1,268	1,369
	引張耐力 N_{tu}	(kN)		7,501	7,501
	$\gamma_i \cdot N_{tmax} / N_{tu}$			0.17	0.18
	鉛直曲げモーメント M_{vmax}	(kN・m)		5,383	4,233
	曲げ耐力 M_{ud}	(kN・m)		8,579	8,579
	$\gamma_i \cdot M_{vmax} / M_{ud}$			0.63	0.49
	水平曲げモーメント M_{hmax}	(kN・m)		7,428	4,333
	曲げ耐力 M_{ud}	(kN・m)		8,579	8,579
	$\gamma_i \cdot M_{hmax} / M_{ud}$			0.87	0.51
	鉛直せん断力 S_{vmax}	(kN)		2,577	1,621
せん断耐力 S_u	(kN)		4,812	4,812	
$\gamma_i \cdot S_{vmax} / S_u$			0.54	0.34	
水平せん断力 S_{hmax}	(kN)		1,541	625	
せん断耐力 S_u	(kN)		4,812	4,812	
$\gamma_i \cdot S_{hmax} / S_u$			0.32	0.13	
最大目開き δ_{tmax}	(mm)		2.28	1.12	
許容目開き δ_a	(mm)		3.00	3.00	
δ_{tmax} / δ_a			0.76	0.37	

表-9 照査結果（立坑接続部，合成ばねB）

	地盤条件		砂質土	粘性土
	立坑 接 続 部	軸引張力 N_{tmax}	(kN)	1,397
引張耐力 N_{tu}		(kN)	7,501	7,501
$\gamma_i \cdot N_{tmax} / N_{tu}$		0.19	0.19	
鉛直曲げモーメント M_{vmax}		(kN・m)	5,458	5,471
曲げ耐力 M_{ud}		(kN・m)	8,579	8,579
$\gamma_i \cdot M_{vmax} / M_{ud}$		0.64	0.64	
水平曲げモーメント M_{hmax}		(kN・m)	4,826	3,088
曲げ耐力 M_{ud}		(kN・m)	8,579	8,579
$\gamma_i \cdot M_{hmax} / M_{ud}$		0.56	0.36	
鉛直せん断力 S_{vmax}		(kN)	3,812	2,075
せん断耐力 S_u		(kN)	4,812	4,812
$\gamma_i \cdot S_{vmax} / S_u$		0.79	0.43	
水平せん断力 S_{hmax}		(kN)	2,769	1,002
せん断耐力 S_u		(kN)	4,812	4,812
$\gamma_i \cdot S_{hmax} / S_u$		0.58	0.21	

坑接続部の照査結果を表-9に示すが、同様の結果となっている。

5. まとめ

本報告では、地盤急変部および立坑接続部に位置する鉄道シールドトンネルを対象として、時刻歴応答変位法によるトンネル縦断方向の地震時の検討を実施した。得られた所見を以下に示す。

- 地盤急変部については、基盤層と表層地盤の傾斜角度が大きいほど、発生した圧縮軸力、水平曲げモーメント、水平せん断力ともに最大値が大きくなる結果となった。
- 地盤急変部の検討については、「縦断方向はりばねモデル」と比較し、「等価剛性置換梁モデル」の方が

大きな値を示し、水平曲げモーメントで1.9～3.2倍、水平せん断力で1.6～2.7倍の最大値を示した。また、傾斜角度の小さいCase1（5.9°）では、「縦断方向はりばねモデル」を用いた場合、照査を満足する結果となった。

- 立坑接続部の検討について、セグメント側をリング継手の非線形ばねとしたうえで、立坑側を剛結またはアンカー筋の降伏を想定した非線形ばねとし、これらの合成ばねでモデル化する方法を提案した。
- 立坑接続部においては、立坑側のばねをアンカー筋相当とするケースの方が、立坑側を剛結とする場合よりも、鉛直曲げモーメントが小さくなる結果となった。一方、水平曲げモーメントについては、立坑接続部のばね特性の設定による差はほとんど見られなかった。
- 立坑側のばねをアンカー筋相当とした合成ばねを用いることにより、立坑接続部の照査を満足する一例を示した。

参考文献

- 1) 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講演集，pp.1605-1606，2018。
- 2) 土木学会：トンネル標準示方書（シールド工法編）・同解説，pp.323-342，2016。
- 3) 国土交通省鉄道局監修 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）SI単位版，pp.161-162，2002。
- 4) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），pp.47，2012。
- 5) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（開削トンネル），pp.64-65，2001。

(2019.8.9 受付)

SEISMIC DESIGN EXAMPLE OF RAILWAY SHIELD TUNNEL IN LONGITUDINAL DIRECTION

Kiichi FUJITA, Kiwamu TSUNO, Kaho KINOSHITA, Kosuke MUROYA
and Tomoki SAKATA

The influence of seismic motion is investigated under the condition that a shield tunnel is located at the section of change of ground condition and near a vertical shaft. Sectional force increases with the inclination angle of boundary between basic layer and soft layer. The sectional force obtained by the equivalent stiffness beam model is larger than that obtained by beam-spring model. Regarding the section near the vertical shaft, the modelling method with composition springs is proposed. Vertical bending moment becomes small when the spring of vertical shaft side is modeled with the spring in consideration of anchor re-bars as compared with the case with the rigid contact at the shaft side.