

開削トンネルと地盤の剛性比が 地震時ひずみ伝達率に及ぼす影響

The impact of stiffness ratio of cut and cover tunnel and surrounding ground on seismic shear strain ratio

22N3100007B 伊野 将矢 (基礎・地下構造研究室)
Masaya INO / Foundation and Underground Structure Lab.

Key Words : cut and cover tunnel, stiffness ratio, shear soil tank, shear strain ratio

1. はじめに

開削トンネル等の地中構造物は、周囲を地盤で囲まれていることから、その耐震設計において構造物と地盤の関係性を適切に評価する必要がある。一般に耐震設計において考慮すべき地震作用には、主に慣性力に起因するものと周辺地盤のせん断変形に伴う地盤変位に起因するものがある。開削トンネル等の地中構造物の多くは比較的大きな内空を有することから、これらのうち慣性力の影響は比較的小さく、地盤変位の影響が支配的になる。また、地盤変位の影響が支配的となる地震時の開削トンネルと地盤の相互作用は、開削トンネルの躯体（以下、函体）のせん断剛性 G_s と地盤のせん断剛性 G_g の比率（以下、剛性比 G_s/G_g ）に大きく依存すると考えられる。このような剛性比に着目した既往の研究の多くは地盤を弾性と仮定した解析的手法¹⁾であり、非線形性を有する地盤材料を用いた実験的検討事例は少ない。特に函体のせん断剛性 G_s と地盤のせん断剛性 G_g の差異が大きい場合においては、既往の設計手法の妥当性の検証が不足しており、改善の余地があると考えている。

このような背景から、本研究グループでは、地震時の地盤変位発生時の開削トンネル函体と周辺地盤の相互作用に剛性比が及ぼす影響に着目し、地盤の非線形性も考慮した条件での基礎的な実験として、アルミ棒積層地盤を用いて静的に地盤にせん断変形を生じさせるせん断土槽中に剛性を任意に設定可能な函体模型を埋設した模型実験を実施し、函体に作用する表面力やひずみ伝達率の挙動について分析してきた^{2,3,4)}。

しかしながら、既報^{2,3,4)}では、剛性比 G_s/G_g を広範囲に変化させることができず、特に、剛性比 G_s/G_g が大きな条件でのせん断土槽実験を行えていなかった。そこで、本報では、函体周囲の地盤条件が4方向（上面、側面、下面）で同一の状態を模擬した条件でのせん断試験を実施し、周辺地盤がせん断変形を生じた際の函体に生じるせん断変形と両者のせん断剛性比 G_s/G_g の関係を検討した。

2. 実験概要

(1) 模型地盤および実験装置

本実験に用いた実験装置の外観を図-1に示す。せん断土槽は、内面間距離 $B_g=1500\text{mm}$ の左右の剛な側壁フレームの上端・下端にピンヒンジを有し、ジャッキにより単純せん断変形を生じさせる構造となっている。模型地盤の高さは $H_g=800\text{mm}$ で、土槽底面から高さ 300mm の位置に函体模型（高さ 200mm 、横幅 200mm 、奥行 150mm ）を埋設した。この模型地盤の上面を開放した状態で、土槽側壁に設置したジャッキで水平方向に載荷し、模型地盤に単純せん断変形を生じさせた。ここで、本実験で実施した函体模型を埋設した実験の他に函体模型を埋設しない模型地盤単独ケースも併せて、せん断土槽に作用させたせん断応力 τ_{gf} （ジャッキ荷重の値を土槽上面積で除して算出）と土槽のせん断ひずみ γ_{gf} （土槽フレームの傾斜角）の関係を図-2に示す。模型地盤の応力ひずみ関係は微小レベルから明確な非線形性（ひずみレベル依存性）を示していることが確認できる。また、計6回の実験が概ね同様の値を示していることから、模

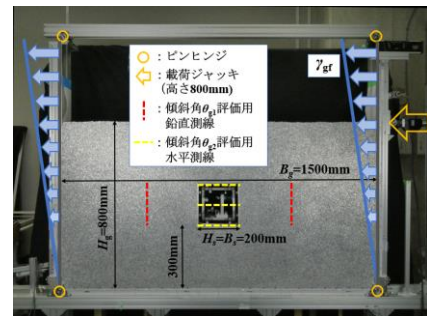


図-1 実験装置の外観

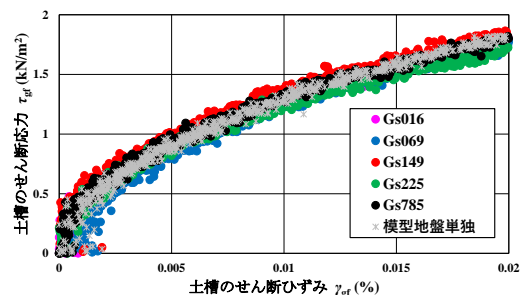


図-2 土槽のせん断応力 τ_{gf} —土槽のせん断ひずみ γ_{gf} 関係

型地盤の再現精度自体は比較的高いといえる。

なお、本実験装置では、左右のフレーム近傍では局部的に主働破壊・受働破壊が生じる他、中央部付近も僅かに回転するなど、地盤全体に完全な単純せん断変形を生じさせることはできない。ひずみ伝達率について定量的に考察するためには、本来は函体との相互作用の影響を受けない状態（すなわち、函体構築前の自然の状態）で地盤に生じるひずみ（以下、自然地盤のひずみ γ_{gn} ）を求める必要がある。そこで、本研究では、自然地盤のひずみ γ_{gn} を、以下の考え方により土槽のせん断ひずみ γ_{gf} から変換することとした。

まず、画像解析により各ケースでの図-1中に示す鉛直測線の傾斜角 θ_{g1} を求め、さらに函体模型を埋設しない模型地盤単独ケースで図-1中に示す水平測線の傾斜角 θ_{g2} を求めた。自然地盤のせん断ひずみ γ_{gn} は変形が微小であるとして、 $\gamma_{gn}=\theta_{g1}+\theta_{g2}$ として求めた（各項の正の方向を図-3に示す）。画像解析で得られた土槽のせん断ひずみ γ_{gf} と自然地盤のひずみ γ_{gn} の関係（図-4）を式(1)の二次関数で近似し、データロガーで計測された γ_{gf} から γ_{gn} を求めた。なお、係数A、Bの近似結果は図-4中に併記した。

$$\gamma_{gn}=A\gamma_{gf}^2+B\gamma_{gf} \quad (1)$$

また、粒状体であるアルミ棒積層体の応力ひずみ関係には拘束圧依存性を有することから、図-2に示す土槽全体での応力ひずみ関係の勾配は、必ずしも函体近傍の地盤のせん断剛性 G_g とは一致しない。そこで剛性比 G_s/G_g を評価する際の模型地盤のせん断剛性 G_g については、先行して実施していた幅200mm×高さ200mmの小型せん断土槽を用いた単純せん断実験⁹⁾から推定した。

(2) 函体模型

本実験に用いた函体模型の構造と設置方法の詳細を図-5に示す。函体模型の内部は、アルミ製の上下床版と左右側壁がそれぞれヒンジで連結され、せん断変形を生じさせることができる機構となっている。そして、内蔵されたコイル型バネでせん断変形に抵抗する機構となっており、このバネを付け替えることで任意の函体剛性を設定することができる。また、函体周囲の地盤条件が4方向（上面、側面、下面）で同一の状態を模擬した条件となるように函体模型を設置した。函体のせん断ひずみ γ_s については、函体に取り付けた加速度計より算出できる函体の側壁傾斜角 θ_{s1} （図-1中で反時計回りを正）と底面傾斜角 θ_{s2} （図-1中で時計回りを正）を用いて、 $\gamma_s=\theta_{s1}+\theta_{s2}$ として求めた（各項の正の方向を図-3に示す）。その他の実験詳細は既報⁹⁾を参照されたい。

本実験では、函体剛性 G_s を主たる実験パラメータとし、これを広範囲に変化させるように計5種類のコイル型バ

ネを用いて実施した。本研究では、函体剛性 G_s は、函体模型全体に蓄えられる弾性ひずみエネルギー U_s と各面で表面力 W_s が釣り合う関係から、表面力による換算せん断応力 τ_s とせん断ひずみ γ_s を用いて $G_s=U_s/\gamma_s$ により算定した。詳細については既報⁹⁾を参照されたい。

3. 実験結果

(1) 地盤中での函体剛性と剛性比

まず、模型地盤に埋設した状態での函体剛性 G_s を求める。実験中に計測された表面力から求めた換算せん断応力 τ_s と函体のせん断ひずみ γ_s との関係を図-6に示す。図-6中の自然地盤のせん断ひずみが $\gamma_{gn}=0.25\%$ 、 0.5% 、 1.0% となる時点での割線勾配として求めた函体のせん断

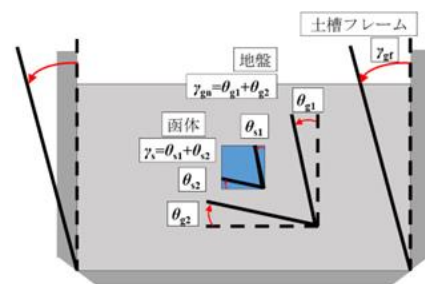


図-3 各傾斜角とせん断ひずみの符号の定義（正の方向）

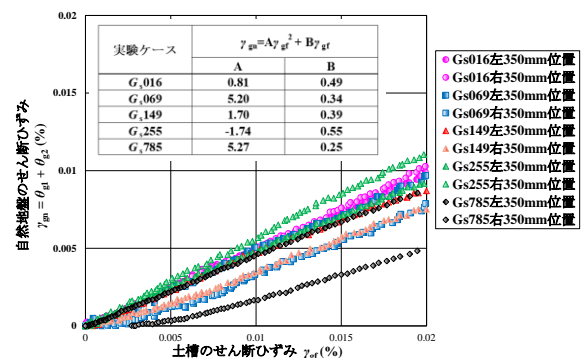


図-4 自然地盤のせん断ひずみ γ_{gn} —土槽のせん断ひずみ γ_{gf} 関係

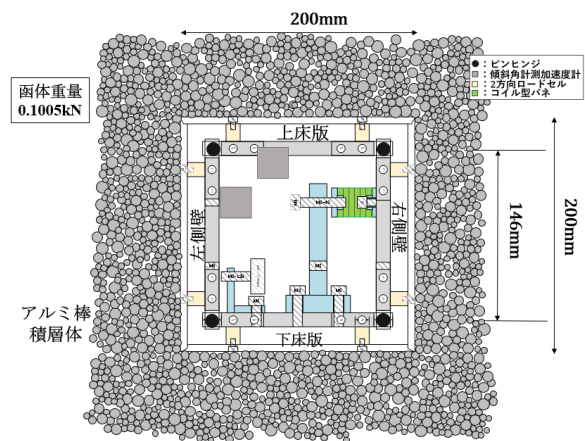


図-5 函体模型の構造と設置方法

剛性 G_s と各ひずみレベルでの剛性比 G_s/G_g を表-1に示す。

(2) ひずみ伝達率

図-4の2次関数で推定した自然地盤のせん断ひずみ γ_{gn} に対する函体のせん断ひずみ γ_s の関係を図-7に示す。両者の関係曲線の割線勾配がひずみ伝達率 γ_s/γ_{gn} である。各ケース相互の関係として、函体剛性 G_s が小さいケースでは地盤よりも函体の変形量の方が大きくなり、ひずみ伝達率 γ_s/γ_{gn} はほぼ一貫して1.0を上回るのに対して、函体剛性 G_s が大きいケースでは函体の変形量は地盤よりも小さくなり、ひずみ伝達率 γ_s/γ_{gn} は1.0を下回った。また、その傾向は函体剛性 G_s に応じて連続的に変化する傾向が明確に確認できた。

(3) 地盤と函体の傾斜角の関係

地盤と函体の変形挙動の相互関係を検討するために、傾斜角の差分に着目する。 $\Delta\theta_1 (= \theta_{s1} - \theta_{g1})$ と地盤のせん断ひずみ γ_{gn} の関係を図-8に、 $\Delta\theta_2 (= \theta_{s2} - \theta_{g2})$ と地盤のせん断ひずみ γ_{gn} の関係を図-9に示す。また、文献1)で示される剛性比 G_s/G_g の大小に応じた函体のせん断変形と回転変位の関係を図-10に示す。

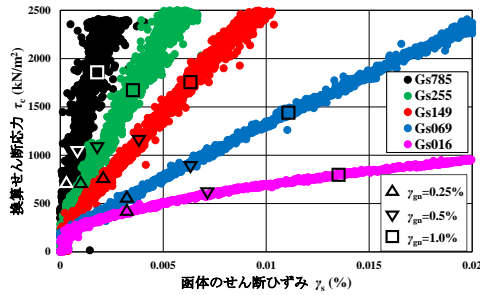


図-6 換算せん断応力 τ_e —函体のせん断ひずみ γ_s 関係

表-1 地盤中での函体剛性 G_s と剛性比 G_s/G_g

実験ケース	地盤のひずみレベルと地盤のせん断剛性 G_g					
	$\gamma_{gn}=0.25\%$ $G_g=615\text{kN/m}^2$		$\gamma_{gn}=0.5\%$ $G_g=389\text{kN/m}^2$		$\gamma_{gn}=1.0\%$ $G_g=245\text{kN/m}^2$	
	G_s	G_s/G_g	G_s	G_s/G_g	G_s	G_s/G_g
G_{s016}	124.40	0.20	83.85	0.22	58.43	0.24
G_{s069}	165.77	0.27	140.33	0.36	130.63	0.53
G_{s149}	309.54	0.50	291.95	0.75	278.98	1.14
G_{s255}	635.80	1.03	538.86	1.39	473.87	1.93
G_{s785}	1340.66	2.18	1279.32	3.29	1100.84	4.49

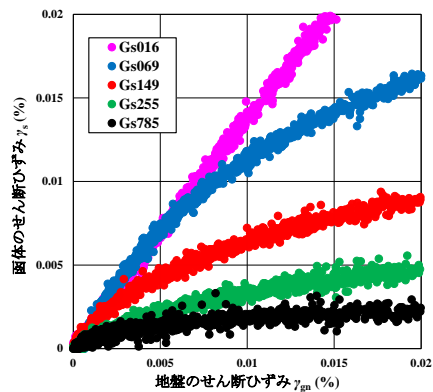


図-7 函体のせん断ひずみ γ_s —地盤のせん断ひずみ γ_{gn} 関係

図-8より、函体剛性 G_s が大きいケースでは、地盤のせん断変形に比べ、函体側壁の傾斜角が小さくなっていることがわかる。一方、最も函体剛性 G_s が小さいケースでは、 $\Delta\theta_1$ はほぼ0となっており、函体側壁は地盤の変形に追随するように傾斜していることが確認できる。

図-9より、 $G_s/G_g=1$ に一番近い G_s149 のケースで $\Delta\theta_2$ はほぼ0となっており、函体剛性 G_s が大きいケースでは $\Delta\theta_2$ が負に、函体剛性 G_s が小さいケースでは $\Delta\theta_2$ が正の値となっていることが確認できる。すなわち、函体剛性 G_s が大きいケースでは函体底面の方が地盤よりも左下がりの方向（反時計回り）に大きく傾斜し、函体剛性 G_s が小さいケースで逆に地盤よりも右下がり（時計回り）に傾斜していることが分かる。この挙動は、図-10に示す文献1)での傾向と同様である。

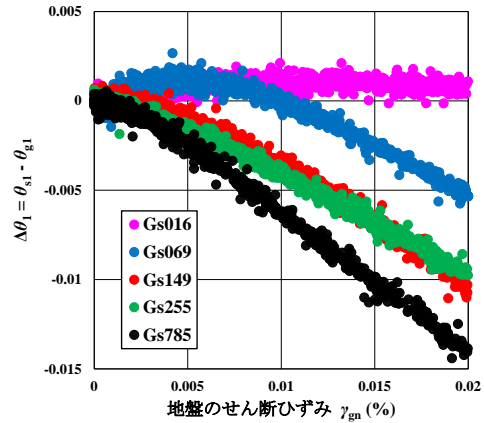


図-8 $\Delta\theta_1$ —地盤のせん断ひずみ γ_{gn} 関係

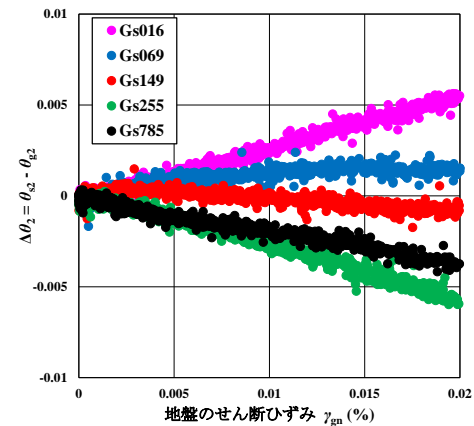


図-9 $\Delta\theta_2$ —地盤のせん断ひずみ γ_{gn} 関係

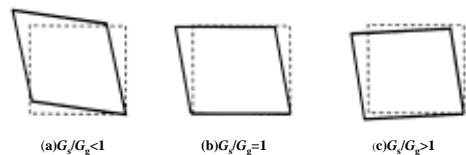


図-10 構造物のせん断変形、回転変位と地盤と構造物の剛性比の関係 1)こ加筆

4. ひずみ伝達率と剛性比の関係

ここまでの結果から、ひずみ伝達率 γ/γ_{90} と剛性比 G_s/G_g の関係について整理する。自然地盤のせん断ひずみが $\gamma_{90}=0.25\%$, 0.5% , 1.0% の時点でのひずみ伝達率 γ/γ_{90} と剛性比 G_s/G_g との関係を図-11に示す。また、これらの函体の変形特性を既往の知見と比較するため、文献1)で西岡・運上が提案したひずみ伝達率と剛性比の関係の近似式(式(2))を図-11中に併記した。

$$\frac{\gamma_s}{\gamma_g} = \frac{2(G_g/G_s)}{(G_g/G_s)+1} = \frac{2}{1+(G_s/G_g)} \quad (2)$$

なお、文献1)ではこの近似式をせん断応力のつり合いのみから導出した上で、地盤を弾性体と仮定した解析的検討によって近似式の妥当性を検証している。よって、本実験とこれらの既往知見との差異が生じるとすれば、それは主に地盤の非線形性のモデル化の影響に起因するものと考えられる。

図-11より、本実験結果でも剛性比 G_s/G_g が大きくなるほどひずみ伝達率 γ/γ_{90} が減少するという定性的な傾向は同様であるが、定量的には乖離が見られる。例えば、剛性比 $G_s/G_g=1.0$ の時点に着目すると、函体・地盤ともに完全に均質な弾性体であれば両者は同一の変形を生じるため、ひずみ伝達率は $\gamma/\gamma_{90}=1.0$ になるはずであり、せん断応力のつり合いのみから導出された文献1)の近似式も $\gamma/\gamma_{90}=1.0$ となっている。しかしながら、本実験では剛性比 G_s/G_g が1.0に近いケースでのひずみ伝達率 γ/γ_{90} は1.0を下回る値となっている。また、全体的にも文献1)の近似式よりも、実験結果の γ/γ_{90} の値は小さく、あるいは同じ γ/γ_{90} の値となる剛性比 G_s/G_g が小さくなることから、この乖離要因について考察する。

この乖離要因について考察する。まず、乖離要因として、既往の解析でモデル化する際の函体表面の滑り挙動が再現できていないことが考えられる。ただし、別途本研究グループで行った弾性FEM解析に基づく函体の滑りの有無の検討結果からは、ジョイント要素による滑りのモデル化の有無では解析結果に大きな値の変化はなかったことから、この影響は比較的小さいと考えている。また、他の乖離要因として、偏心モーメントの増加によって、函体端部での地盤の剥離や浮き上

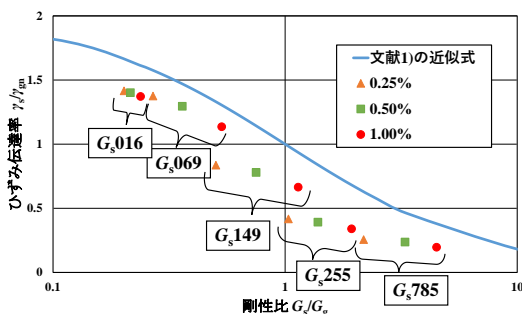


図-11 ひずみ伝達率 γ/γ_{90} —剛性比 G_s/G_g 関係

がりが生じる可能性も考えられる。一般に偏心モーメントに対して剥離・浮き上がりが生じ始める目安としては、偏心量 e が函体高さ H_s あるいは函体幅 B_s の1/6を上回るかどうかで判定できる。本実験での全5ケースでは、全て偏心比 e は $B_s=H_s$ の1/6を下回っており、剥離・浮き上がりは生じない範囲であることを確認している(図化は省略)。これらのことから、本研究での乖離要因は、函体表面の滑り挙動や剥離・浮き上がりのみでは説明できず、函体近傍地盤の局所的な非線形化・塑性化が生じていることを示唆するものとする。

5. おわりに

本研究では、周辺地盤がせん断変形を生じた際の函体に生じるせん断変形と両者のせん断剛性比 G_s/G_g の関係を検討するため、函体周囲の地盤条件が4方向(上面, 側面, 下面)で同一の状態を模擬した条件でのせん断試験を実施した。

地盤の非線形性を再現できるアルミ棒積層体を用いた本実験では、同じ剛性比 G_s/G_g であれば文献1)に示される既往知見よりも実際に生じる函体のせん断ひずみは小さくなることが確認できた。その乖離要因は、函体表面の滑り挙動の有無のみでは説明できず、函体近傍地盤に局所的な塑性化が生じていることが示唆された。

今回、地盤の局所的な塑性化については十分な検討ができなかったため、今後は実験での詳細な画像解析や実験と同一条件での弾塑性FEM解析を行うことで、乖離要因の検討を深度化させる必要がある。なお、本研究の一部は、JSPS科研費 基盤研究(C) JP23K04030の助成を受け実施した。

参考文献

- 1) 西岡勉, 運上茂樹: ひずみ伝達特性を用いた地中構造物のせん断変形量の推定, 土木学会論文集, No. 710/I-60, pp. 273-282, 2002.
- 2) 島田貴文, 西野風雅, 西岡英俊: 地盤の非線形性が開削トンネルの地震時ひずみ伝達率に及ぼす影響に関する実験的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 78, No. 4, pp. I-613-I-623, 2022.
- 3) 伊野将矢, 西野風雅, 西岡英俊, 島田貴文: 開削トンネルと地盤の剛性比に着目した地震時の函体変形特性に関する実験的研究, 土木学会第32回トンネル工学報告集, 2022.
- 4) 西野風雅, 伊野将矢, 西岡英俊, 島田貴文: せん断土槽実験に基づく開削トンネルの地震時表面力に及ぼす函体・地盤剛性比の影響評価, 土木学会論文集, Vol. 79, No. 13 (特集号: 地震工学), 2023.
- 5) 島田貴文, 古川喬大, 西野風雅, 西岡英俊: 開削トンネルの地震時挙動に及ぼす周面摩擦の影響に関する実験的検討, 土木学会第77回年次学術講演会講演概要集, CS10-90, 2022.