

断面規模の異なる平均剛性一様リング解析に適用する η 、 ζ に関する一考察

パシフィックコンサルタンツ(株) 正会員 〇山本 健太
パシフィックコンサルタンツ(株) 屋代 瑞希
パシフィックコンサルタンツ(株) 正会員 松井 宏樹

1. はじめに

セグメントの概略設計に用いられる平均剛性一様リングによる計算法（以下、剛性一様リング）では、継手構造を、曲げ剛性有効率 η と曲げモーメントの割増し率 ζ によって継手特性を疑似的に表現し、実際の挙動に近い発生断面力を簡便に算出している。よって、 η と ζ の設定が重要となってくるが、それら係数はこれまでの施工実績や実験結果を基に経験的に設定されることが多い。

また、近年のシールドトンネル計画は、これまでの実績を超えるような大断面化、大深度化の傾向にあり、民地下に計画される例もある。本報告では、大断面、大深度のトンネルに対する、平均剛性一様リング解析に適用する η 、 ζ の傾向を考察した。

2. 検討手法

2-1 対象構造物

検討の対象構造物として、複線鉄道トンネル相当の外径 $D=12.0\text{m}$ （断面 A）と、単線鉄道トンネル相当の外径 $D=6.0\text{m}$ （断面 B）を設定した。セグメント種類は RC セグメントとし、覆工厚は外径比 4.0% で設定した。図 1 に検討構造物形状を示す。

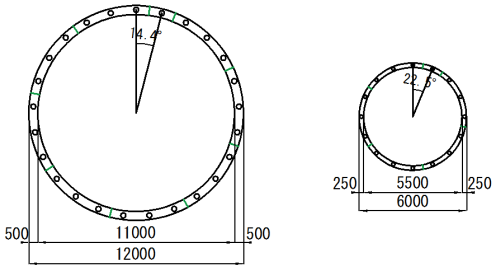


図 1 検討構造物形状

2-2 検討モデル

剛性一様リングとはり-ばねモデルで解析を行った。剛性一様リングでの係数設定は $\eta=1$ 、 $\zeta=0$ とし、はり-ばねモデルは 3 リング解析と 1 リング解析を行った。各モデルでの発生曲げモーメントを比較することで係数の傾向を確認した。

2-3 検討ケースと変数

本検討は大深度かつ民地下を掘進するシールドを想

定するため、解析の変数はトンネル断面規模と建築物荷重とし、表 1 に示す 4 ケースについて検討を行った。建築物荷重は、「大深度地下使用技術指針・同解説」により、高度無制限相当、第一種低層住居 (10m) 相当を考慮した。各ケースとも地盤は、砂質土層 (N 値 50、 $\gamma=20.0\text{kN/m}^3$) として、鉛直土圧は 1D 分を考慮し、地下水位はトンネル頂部から上方 5.0m の位置とした (図 2)。本検討では、異なる断面規模と荷重条件での発生曲げモーメントの差異を確認するため、主荷重である外力のみを考慮した場合の曲げモーメントを用いて検討を行った。

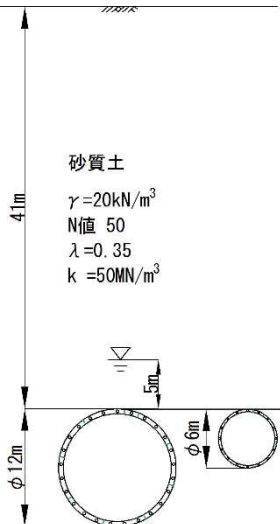


図 2 検討条件概要図

はり-ばねモデルにおける継手のばね値は、大断面トンネルで近年用いられているワンパス継手の引張ばね定数を使用し、「鉄道構造物等設計標準・同解説（シールドトンネル）」に準拠して設定した。

表 1 解析ケース

	断面	建築物荷重 (kN/m ²)
ケース 1	断面 A	高度無制限相当 549.0
ケース 2	φ12.0m	低層住居 (10m) 相当 28.8
ケース 3	断面 B	高度無制限相当 549.0
ケース 4	φ6.0m	低層住居 (10m) 相当 28.8

2-4 係数の評価方法

η は、セグメント継手による曲げ剛性の低下率を示す係数であることから、剛性一様リングで発生した曲げモーメント (M1) と、はり-ばねモデルの 1 リング解析で発生した曲げモーメント (M2) により、 $\eta=M2/M1$ と算出した。また ζ は、添接効果による本体の曲げモーメント増加率を示す係数であることから、3 リング解析での発生曲げモーメント (M3) と前述した η を用いて、 $M3=M1(1+\zeta)\eta$ と算出した。

キーワード：シールドトンネル、大深度、大断面、平均剛性一様リングによる計算法、はり-ばねモデルによる計算法
連絡先：〒101-8462 東京都千代田区神田錦町三丁目 22 番地テラススクエア TEL 03-6777-4748

3. 検討結果

3-1 最大曲げモーメント

ケース3での剛性一様リングとはり-ばねモデルの1リング解析、3リング解析で求めた最大曲げモーメント図を図3に示す。

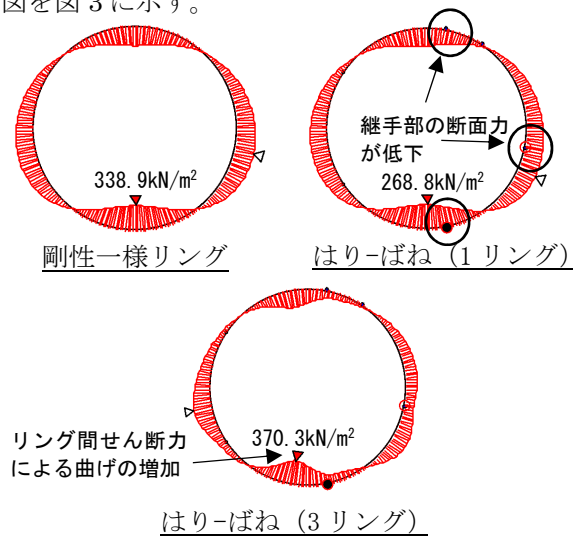


図3 ケース3 曲げモーメント図 (外力時)

3-2 η および ζ の傾向の検証

各ケースの最大曲げモーメントと算出した η および ζ を表2、図4に示す。

表2 解析結果一覧

ケース	モデル	最大M kN*m	η	ζ
ケース1	剛性一様リング	M1 1.883E+03	0.87	0.16
	はり-ばね (1リング)	M2 1.646E+03		
	はり-ばね (3リング)	M3 1.900E+03		
ケース2	剛性一様リング	M1 6.422E+02	0.95	0.04
	はり-ばね (1リング)	M2 6.117E+02		
	はり-ばね (3リング)	M3 6.324E+02		
ケース3	剛性一様リング	M1 3.389E+02	0.79	0.38
	はり-ばね (1リング)	M2 2.688E+02		
	はり-ばね (3リング)	M3 3.703E+02		
ケース4	剛性一様リング	M1 6.168E+01	0.91	0.10
	はり-ばね (1リング)	M2 5.591E+01		
	はり-ばね (3リング)	M3 6.149E+01		

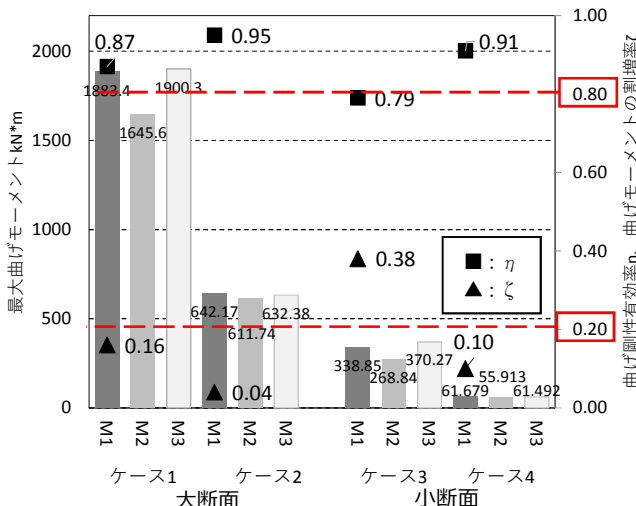


図4 各ケースの最大Mと η および ζ

建築物荷重が大きいケース1、3では、M3がM1よりも大きい、一方でM1がM2より大きい、隣接セグメントの変形に応じたリング間せん断力による曲げモーメント増加の影響と考えられる。また、建築物荷重が大きい場合、断面規模に関らず η は小さく、 ζ は大きくなる傾向があった。これは上載荷重が大きく、曲げモーメントが大きい場合、継手が離間することによる曲げ剛性の低下が大きいためと考えられる。

大断面のケース1、2は、小断面のケース3、4と比較すると建築物荷重の大小に関らず η は大きくなり、 ζ は小さくなる傾向があった。これは、大断面では、セグメントピース数が多く、継手箇所が多い一方で最大曲げモーメント発生箇所数は断面規模によらない。そのため、継手の離間箇所が少なく全体の曲げ剛性の低下が小さいためと考えられる。

参考として「セグメントの設計[改訂版]土木学会トンネルライブラリー23」において鉄道トンネルのRCセグメントの設定例とされている $\eta=0.8$ 、 $\zeta=0.2$ を目安として図4に記載した。3つのケースで $\eta > 0.8$ 、 $\zeta < 0.2$ となる傾向が見られた。この場合、例示された η および ζ を用いた場合、過小評価となる可能性が考えられる。しかし、これは本検討が大深度における良好な地山条件を想定しており、地盤反力係数と側方土圧係数のバランスが良く、土圧による発生軸力が大きくなり、継手が離間しづらい条件であったことも要因の一つと考えられる。

4. まとめ

本報告では、大深度シールドトンネルの異なる断面規模と荷重条件での発生曲げモーメントの差異に着目して検討を行った。その結果、大断面よりも小断面の方が継手による曲げ剛性の低下が大きく、さらに建築物荷重が大きくなるほどその傾向が顕著にあらわれた。また、剛性一様リングによる最大曲げモーメントを下回ったことから、 η 、 ζ を用いた剛性一様リングによる解析を行う際に、曲げモーメントを過小に評価する可能性が示唆された。ただし、これらの結果は、荷重条件、継手部の形状、位置などにより変化するものと考えられることから、今後さらに他の検討条件などにより検証し、確認される必要がある。

謝辞：本解析を行うにあたり、(株)エービーシーの姜柱博士(工学)のご協力を頂きました。ここに感謝の意を表します。