

# 地中送電用シールドトンネルの性能規定と 限界状態設計法による照査

吉本正浩<sup>1</sup>・阿南健一<sup>2</sup>・大塚正博<sup>3</sup>・小泉淳<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 修(工) 東京電力(株) 工務部 送変電建設センター (〒108-0023 東京都港区芝浦4-9-1)  
E-mail: yoshimoto.m@tepcoco.jp

<sup>2</sup>正会員 博(工) 東電設計(株) 第二土木本部公共施設部 (〒110-0015 東京都台東区東上野3-3-3)  
E-mail: jana@tepscoco.jp

<sup>3</sup>フェロー会員 博(工) 東京電力(株) 工務部 (〒170-0013 東京都千代田区内幸町1-1-3)  
E-mail: ootsuka.masahiro@tepcoco.jp

<sup>4</sup>正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部社会環境工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)  
E-mail: koizumi@waseda.jp

本論文は、地中送電用のシールドトンネルの設計に対して、性能規定を適用する際の考え方および具体的な照査方法を提案したものである。本論文では、まず、シールドトンネルの荷重条件を5種類に区分し、その区分毎にトンネルに求める性能を定めた。そして、その性能より照査用の限界値を導いて設計法の体系を作成した。次に、設計法の実用化のために、限界値の算定方法および安全係数、応答値を算定する構造解析手法を定めた。最後に、この設計法と実際の工事における検査方法との整合を図った。

**Key Words** : *shield tunnel for transmission, performance requirements, limit state design method, beams and springs analysis model, partial factor*

## 1. はじめに

我が国の土木構造物の技術基準は、従来の仕様規定から性能規定へと移行する方向にある<sup>1),2)</sup>。この性能規定とは、構造物の機能を確保する種々の要求性能を明記し、手段は問わないが、それを満たすことを検証(照査)しなければならないという考え方である。この考え方により設計された構造物は、必要最少の建設コストで十分な性能を有していることになる。そして、電力設備の建設でも、昨今の電力自由化の動きもあり、電力の安定供給と設備の建設コスト縮減との両立が社会的に要求されている。

このような背景より、筆者らは地中送電用シールドトンネルの信頼性向上および合理化を図ることを目標に性能照査型の設計法の導入を検討している。本論文は、この検討内容をまとめたものである。

図-1 は本論文の設計法の流れであり、照査には

限界状態設計法を用いている。本論文は、この設計法を具体化するために、設計法の体系、限界値の算定方法と安全係数、応答値を算定する構造解析手法、そしてシールド工事の各種検査基準の変更点について論じている。

なお、本論文が対象にするシールドトンネルは、超高压の送電用ケーブルを収容するトンネルであり、その一次覆工にはRCセグメントを用いる二次覆工省略型のトンネルである。このように対象を限定する理由は、シールドトンネルの用途は、鉄道、道路および電力等のライフラインと様々であり、それぞれが別個の要求性能を求められるためである。

また、本論文に示す限界値の算定方法と安全係数および構造解析手法の適用範囲は、厚さが150mm~300mm程度の平板型RCセグメントかつ継手形式は鋼製ボックスである。これは、本設計法がこの範囲での載荷試験や工事実績に基づいているためである。

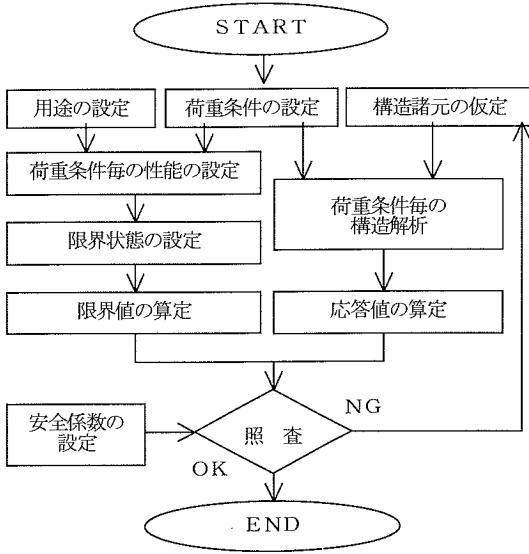


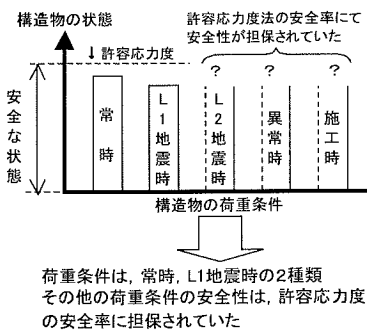
図-1 本論文の設計法の流れ

表-1 シールドトンネルの性能を区分する荷重条件の定義

	常時	異常時	施工時	地震時	
				L1 地震動	L2 地震動
荷重条件	完成後に長期的に作用する荷重状態	作用する確率は低いが生ずれば長期的に作用する荷重状態	施工時に、短期的または一時的に作用する荷重状態	供用期間中※に1～2回程度遭遇すると考えられる大きさの地震動	供用期間中※に発生する確率が低い点に起こり得る大規模な地震動
具体例	土圧、水圧、自重、土載荷重、地盤反力、内部荷重など	地盤沈下、地下水位変動等の土水圧の変化による荷重	ジャッキ推力、テールブラシ圧、裏込め注入圧など		

※供用期間は100年程度を想定している

従来設計法(許容応力度法)の概念



性能照査型設計法の概念

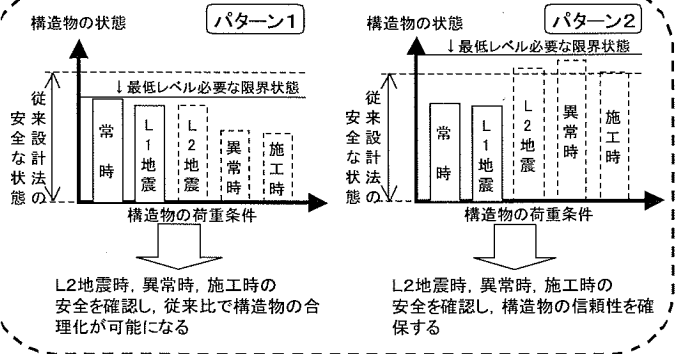


図-2 性能照査型の設計法の導入の背景の説明図

2. 設計法の体系

性能照査型の設計体系には、荷重条件に対応する性能の明示とそれを照査する設計書式が必要である。本章ではこれらについて論じる。そして、この設計法を実務設計への導入するための課題を整理する。

(1) 荷重条件に対応する性能の区分

性能照査型の場合、構造物の性能は荷重条件で区分して規定した方が明確になる。したがって、まず荷重条件を定義する。表-1はシールドトンネルの性能を区分する5種類の荷重条件の定義である。これらの荷重の算定は、土木学会等の基準類の考え方に従う<sup>3),4)</sup>。

なお、異常時の荷重は「作用する確率は低いが発生すれば長期的に作用する荷重」として新たに定義している。これは発生確率が低い点で常時荷重とは異なり、長期的な点で地震の影響とも異なる。シールドトンネルでは、設計時に予期できない地下水位の変動等により、トンネルに変形が生じる場合が希にあり、このような荷重状態が異常時荷重である。設計荷重としては、荷重係数等で常時よりも曲げ卓越な荷重状態を想定することになる。また、詳細な施工時荷重を定めた基準類はないので、これは施工条件に応じて検討する必要がある<sup>5)</sup>。

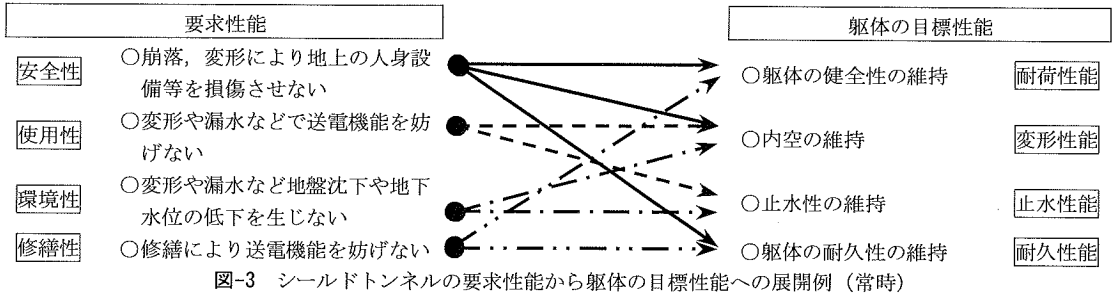
ここで、常時性能と異常時性能について、文献4)に規定される限界状態設計法との対応を考える。常時性能とは常時の荷重に対して「使用限界状態」

表-2 地中送電用シールドトンネルの要求性能

性能	荷重	常時	異常時	施工時	地震時	
					L1 地震動	L2 地震動
安全性	収容設備の安全確保				人身の安全確保および周辺構造物の機能に長期的な制約を与えない	
	人身および周辺構造物の安全確保				使用性への支障は回復可能	
使用性	使用性の確保	使用性への支障は早期に回復可能	常時および施工時の使用性の確保	使用性の確保	使用性への支障は回復可能	
環境性	自然および社会環境の確保				自然および社会環境に重大な影響を与えない	
修繕性	修繕不要な状態の確保					

表-3 地中送電用シールドトンネルの躯体の目標性能

性能	荷重	常時	異常時	施工時	地震時	
					L1 地震動	L2 地震動
耐荷性能	補修を要する損傷が生じない	補修を要する損傷が生じない	補修を要する損傷が生じない	トンネルが崩壊しない		
変形性能	トンネルの機能および地上や周辺構造物に影響する変形が生じない	補修を要する変形が生じない	常時に影響を残す変形が生じない	周辺環境に重大な影響を与える変形が生じない。地震後に変形が進行しない		
止水性能	トンネルの機能および周辺環境に影響する漏水が生じない	周辺環境に重大な影響を及ぼす漏水が生じない	常時に影響を残す漏水が生じない	周辺環境に重大な影響を及ぼす漏水が生じない		
耐久性能	設計耐用期間中に鋼材の腐食が生じない	耐久性能の低下は補修で回復を図る				



に至らない性能であり、異常時性能とは異常時の荷重に対して「終局限界状態」に至らない性能である。これにより、本論文の設計法と一般的な限界状態設計法を活用する内容との関係が明確になる。

次に、本論文の設計法の導入の背景を従来の許容応力度法と比較して説明する。図-2はこの説明図である。許容応力度法で扱う荷重は、主に常時とL1地震時であった。そして、許容応力度設計法では安全率にて不確定な異常時、施工時およびL2地震時の安全性が担保されていたと考えられる。

一方、本論文の設計法は各々の荷重条件に対して最低限に必要な限界状態を定めて照査する設計法であるので、この設計法の導入効果は、許容応力度法と比較すると2つに場合分けができる。つまり、パターン1のように許容応力度法の設計結果に対し、異常時、施工時およびL2地震時に安全性の裕度があった場合には、安全性を保証した上で構造合理化が可能になり、反対にパターン2のように許容応力度法の設計結果に安全性の裕度がなかった場合には根拠を持って安全性を保証できるようになる。

(2) シールドトンネルの要求性能

要求性能とは事業者または発注者が求めるトンネルの具体的な性能である。文献 6)には、鉄道、道路およびライフライン等の様々な用途のトンネルに求められる性能が示されている。表-2 は文献 6)より定まる地中送電用シールドトンネルの要求性能である。これらの要求性能は、トンネルに送電設備が収容されることを考慮し、安全性、使用性、環境性および修繕性について下記に留意している。

- 安全性：トンネル内外の人やトンネル周辺の構造物の安全な状態に及ぼす影響
- 使用性：収容する送電設備の使用状態に及ぼす影響
- 環境性：トンネルの周辺環境に及ぼす影響
- 修繕性：修繕を行う際のトンネルの機能への影響

(3) シールドトンネルの目標性能

目標性能とは要求性能を満足するために必要となる躯体の工学的な性能である。なお、ここでの躯体とはRCセグメントの本体部および継手部である。荷重が作用することにより躯体に予想される主な

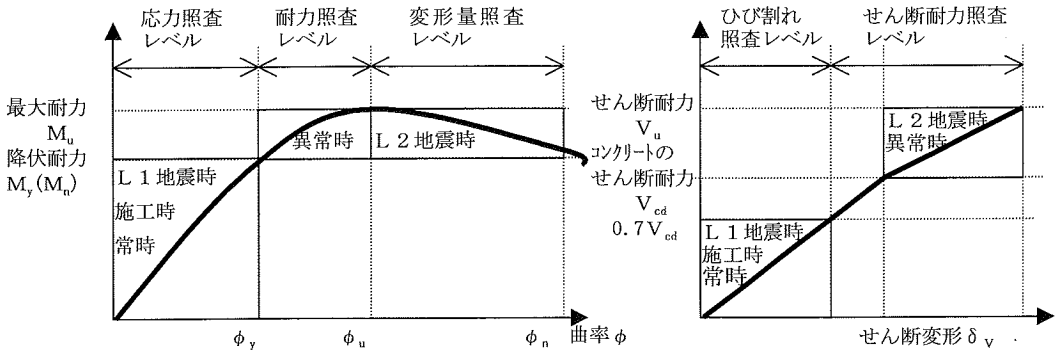


図-4 耐荷・変形性能における各荷重条件と損傷の許容レベルとの関係

変化は、変形、ひび割れ、継手の目開きと目違い、材料のひずみ等であり、さらに経年劣化による変化もある。これらの変化に対応するために、目標性能を耐荷性能、変形性能、止水性能および耐久性能に分類する。この目標性能を設定するにあたっての着目点は次のとおりである。

- 耐荷性能：躯体の変化に対する補修、補強の要否<sup>7)</sup>
- 変形性能：躯体の変化が送電機能へ及ぼす影響
- 止水性能：漏水がトンネルの使用性や周辺環境に及ぼす影響
- 耐久性能：経年劣化による躯体の変化が耐荷、変形、止水性能へ及ぼす影響

表-3 は地中送電用シールドトンネルの躯体の目標性能である。常時性能を対象に要求性能から目標性能へ展開させた例を図-3 に示す。この目標性能で定まる各荷重条件と各性能における損傷の許容レベルとの関係を明確に示すと図-4 のようになる<sup>8),9)</sup>。

#### (4) 性能照査の基本書式

海外の土木建築構造物の設計では EC(Eurocodes) 等に代表される性能規定型の設計基準類が整備されている<sup>10)</sup>。特に EC7 は地盤構造物の設計に関する設計基準であるが、シールドトンネルに関する明確な記述はない。この理由は、地盤が荷重に抵抗する地盤構造物と地盤自体が荷重作用になるシールドトンネルとの違いと考えられる。この観点より性能照査の基本書式を考えると、EC7 の地盤構造物の設計書式は地盤強度法あるいは抵抗係数法で表されるが、シールドトンネルに対しては一般的なコンクリート部材の書式が望ましい<sup>11)</sup>。したがって、本論文の性能照査の基本書式は、式(1)を基本とする。

$$\gamma_i \cdot S_d / R_d \leq 1.0 \quad (1)$$

ここに、 $S_d$ ：照査用応答値、 $S_d = \gamma_a S$ 、 $S$ ：応答値、 $R_d$ ：照査用限界値、 $R_d = R / \gamma_b$ 、 $R$ ：限界値、 $\gamma_i$ ：構造物係数、 $\gamma_a$ ：構造解析係数、 $\gamma_b$ ：部

材係数である。

この書式の基本的な特徴は、限界状態設計法と部分安全係数の採用にある。この利点を次に示す。

- ・荷重、材料、部材および構造解析等の不確定要因を別々に取り扱うことが可能
- ・各性能に対する安全度を明確に説明が可能
- ・各種の不確定要因に対する設計者の技術的判断を反映することが可能
- ・新しい知見に対する設計の部分的な改良が可能
- ・国際的な設計基準との整合性がよい

本論文では、表-3 にて荷重条件ごとに目標性能を定めているので、式(1)を用いた性能の照査は表-3の項目毎に行うことになる。

#### (5) 実務設計へ導入するための検討課題

本論文の設計体系の具体化を考える。式(1)の応答値  $S$  は各荷重条件に対して適切な構造解析を選択して求めるものである。一方、式(1)の限界値  $R$  は各性能に合格する各部材の限界状態として正確に算定する必要がある。これらを実務設計へ導入する場合には、次の点を明確にする必要がある。

- ①異常時の荷重の考え方と設定方法
- ②限界値の算定方法と部分安全係数
- ③応答値を算定する構造解析手法
- ④シールド工事の各種検査基準の変更点

### 3. 異常時の荷重の考え方と設定方法

常時の荷重とは従来設計から用いられてきたトンネル横断方向の設計荷重である<sup>3)</sup>。常時荷重は詳細な地盤調査や周辺調査を実施して適切に設定するのが大前提である。この常時荷重に対する既往の計測事例では、実際よりもやや大きい値であった報告例が多く、常時荷重はやや安全側の値である地点が多いと考えられる<sup>12)</sup>。しかしながら、トンネル横断方向の荷重には次のような想定外の状態が考えられる。

表-4 異常時の荷重係数の例

荷重の種類			荷重係数
土 圧	鉛直土圧	全土被り圧	1.0
		緩み土圧	1.0~1.3
	土の単位体積重量		1.05
	側方土圧（または側圧）		0.8~1.0
水 圧			0.9
上載荷重の影響			1.0~1.3

- ①地盤沈下によるトンネル横断方向の曲げの進行
- ②地盤調査データのばらつきによる土圧のばらつき
- ③水位の想定外の減による横断方向の軸力の減
- ④想定外の近接工事による横断方向の偏荷重の増

この状態に対しても、設計時点でトンネルの安全性を担保するため、常時の設計荷重に荷重係数を乗じた常時より厳しい異常時の設計荷重が必要である。

表-4は異常時の荷重係数の例である。異常時の荷重では特に①②の要因に対して、主に側方土圧に対する荷重係数でトンネルを曲げ卓越な状態にするのが安全である。この荷重係数の下限値を0.8にした根拠は、次に示すとおりである。

- ・東電管内のシールドトンネルで地盤沈下による曲げが進行したものの最大値から推定<sup>13)</sup>
  - ・首都圏の既往土質調査結果から得られた地盤調査試料のばらつきの95%下限値より設定<sup>14)</sup>
- なお、表-4に示すその他の荷重係数の値は、文献4)6)の値を参照している。

異常時の荷重の設定次第では、図-2のパターン2に示したように安全性を得る代わりに従来設計よりも不経済になる可能性がある。したがって、詳細な調査を行って常時の荷重の不確定要因を減じた上で異常時の荷重を検討する必要があると考えられる。

#### 4. 限界値の算定方法と部分安全係数

本章では性能照査型の設計法を実務設計へ適用するために、既往の設計基準類に定めのない限界値の算定方法や安全係数を検討する。表-5(a)~(e)は、表-3の目標性能に対応する各荷重条件毎の照査項目と限界値である。この表には各々の限界値を算定する際に準拠する基準も示しており、ほとんどの限界値は土木学会等が制定する基準類<sup>4), 5), 8), 15), 16), 17)</sup>に準拠できることがわかる。そして、次の3点が本論文にて検討する課題である。

- ・本体部および継手部の曲げに対する部材係数
- ・継手部がコンクリートでせん断破壊する場合の耐力算定式と部材係数
- ・目違い、目開きの限界値と止水設計との整合

表-5(a) 常時の照査項目と限界値

性能	部位	照査項目	限界値	準拠する基準類 あるいは課題
耐 荷	セグメント 本体部	曲げ・軸力	応力度制限値	文献4) 文献15)
		せん断力	せん断ひび割れ 耐力	
	セグメント 継手部	曲げ・軸力	応力度制限値	
	リング 継手部	せん断力	せん断ひび割れ 耐力	
変 形	リング 全体	リング変形	許容変形量	限界値の設定 の考え方が課題
	継手部	目開き 目違い	許容目開き量 許容目違い量	
止 水	シール 材	供用時の設 計水圧	接面応力	文献16)
耐 久	セグメント 本体部	ひび割れ幅	許容ひび割れ幅	文献17)
		中性化深さ	鉄筋腐食発生限 界深さ	
		鉄筋位置の 塩化物イオン 濃度	鉄筋の腐食発生 限界濃度	

表-5(b) 異常時の照査項目と限界値

性能	部位	照査項目	限界値	準拠する基準類 あるいは課題
耐 荷	セグメント 本体部	曲げ・軸力	最大断面耐力	各限界値は、文 献4)にて算定可 能だが、曲げ・ 軸力の部材係数 の設定が課題
		せん断力	せん断耐力	
	セグメント 継手部	曲げ・軸力	最大断面耐力	
	リング 継手部	せん断力	せん断耐力	
変 形	リング 全体	リング変形	限界変形量	限界値の設定 の考え方が課題
	継手部	目開き 目違い	限界目開き量 限界目違い量	

表-5(c) 施工時の照査項目と限界値

性能	部位	照査項目	限界値	準拠する基準類 あるいは課題
耐 荷	主断面	曲げ・軸力	応力度制限値	文献4)
		せん断力	せん断ひび割れ の発生	文献5) 文献8)
	セグメント 継手部	曲げ・軸力	応力度制限値	文献15)
	シール材反 発力	ボルト締結力	文献16)	
リング 継手部	せん断力	せん断ひび割れ の発生	限界値の算定方 法が課題	
変 形	リング 全体	リング変形	限界変形量	限界値の設定 の考え方が課題
	継手部	目開き 目違い	許容目開き量 許容目違い量	
止 水	シール 材	施工時の設 計水圧	接面応力	文献16)

表-5(d) L1地震時の照査項目と限界値

性能	部位	照査項目	限界値	準拠する基準類 あるいは課題
耐 荷	セグメント 本体部	曲げ・軸力	応力度制限値	文献 4) 文献 8) 文献 15)
		せん断力	せん断ひび割れの発生	
	セグメント継手部	曲げ・軸力	応力度の制限値	
	リング継手部	せん断力	せん断ひび割れの発生	
変 形	リング全体	リング変形	限界変形量	限界値の設定の 考え方が課題
	継手部	目開き	許容目開き量	
		目違い	許容目違い量	

表-5(e) L2地震時の照査項目と限界値

性能	部位	照査項目	限界値	準拠する基準類 あるいは課題
耐 荷	セグメント 本体部	せん断力	せん断耐力	文献 4)
	リング 継手部	せん断力	せん断耐力	耐力算定方法と 部材係数が課題
変 形	リング全体	リング変形	限界変形量	限界値の設定の 考え方が課題
	継手部	目開き	限界目開き量	
		目違い	限界目違い量	

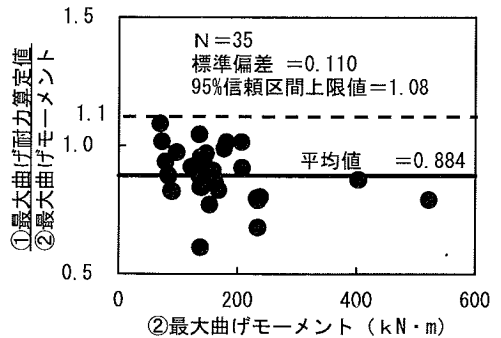


図-5 セグメント本体部の最大曲げ耐力の比較結果

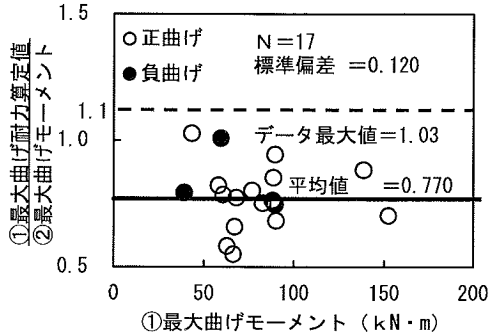


図-6 セグメント継手部の最大曲げ耐力の比較結果

(1) 本体部および継手部の曲げに対する部材係数

異常時の設計において、セグメント本体部および継手部に発生する曲げモーメントに対する限界値は、最大曲げ耐力である。この算定方法は文献 4) に準拠できるが、部材係数には定めがないので、本節では、この部材係数を検討する。なお、部材係数とは、式(2)に定義される部分安全係数である。

$$R_d = R / \gamma_b \quad (2)$$

ここに、 $R_d$ ：照査用限界値、 $R$ ：限界値、 $\gamma_b$ ：部材係数である。

a) セグメント本体部の部材係数

セグメント本体部の部材係数は、次の①②の比較により定めることができる。

①材料試験強度を用いて文献 4) より算定したセグメント本体部の最大曲げ耐力

②単体曲げ試験の最大曲げモーメント

ここで、①に材料試験強度を用いる理由は、設計基準強度に対する材料実強度の余裕分を考慮しないためである。

図-5 は上記の比較結果である。図-5 の縦軸が部材係数を評価する目安であり、①の最大曲げ耐力が

②の最大曲げモーメントより大きい場合は、文献 4) の式が限界値を過大に算定する危険性がある。つまり、図-5 の縦軸は部材係数のばらつきと考えられるので、部材係数は 95%信頼区間の上限値である 1.1 に設定すると安全であると考えられる。

b) セグメント継手部の部材係数

セグメント継手部の部材係数は、本体部と同様の考え方により、次の①②の比較により定まる。

①材料試験結果を用いて文献 4) より算定したセグメント継手部の最大曲げ耐力

②継手曲げ試験の最大曲げモーメント

図-6 は上記の比較結果である。正曲げと負曲げを同様に評価すると試験数は 17 になるが、試験数が少ないので 95%信頼区間の上限値を確定するには未だ十分でない。したがって、部材係数はデータ最大値 1.03 より  $0.58\sigma$  大きい 1.1 にすると安全と考えられる。今後はこの部材係数に関する試験数を増やし信頼性を更に高める必要がある。

(2) 継手部がコンクリートでせん断破壊する場合の耐力算定式と部材係数

鋼製ボックス継手のせん断破壊形式は、ボルトのせん断破壊とコンクリートせん断破壊との 2 形式について検証した。このどちらを先行破壊させるかは

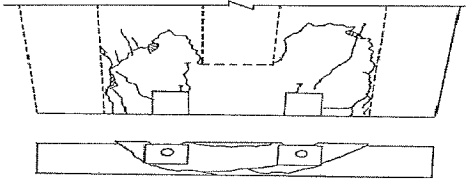


図-7 鋼製ボックス継手コンクリートせん断破壊面

設計者の思想になるが、コンクリートせん断破壊形式の耐力を算定する標準的なものがない。しかも、筆者らが過去に実施した継手せん断試験は、ほとんどがコンクリートせん断破壊であった<sup>18)</sup>。したがって、本節ではこの破壊形式の耐力算定式を検討する。

類似の破壊形式に対する耐力算定式には、アンカーの引抜き耐力算定式がある<sup>19)</sup>。これを参考に、コンクリートせん断破壊の耐力算定式を式(3)として定義する。

$$Q_{uc} = \sigma_{tk} \cdot A_c \quad (3)$$

ここに、 $Q_{uc}$ : 継手部のコンクリートせん断耐力、 $\sigma_{tk}$ : コンクリートの引張強度、 $A_c$ : 1継手あたりの破壊面の投影面積である。

次に、式(3)における1継手あたりの破壊面の投影面積 $A_c$ を定める。図-7は鋼製ボックス継手のコンクリートせん断破壊面である。この破壊面の特徴は、アンカー筋が控え板に水平方向に溶接されている部分がせん断キーとしてせん断耐力に寄与していると考えられる点である。図-8にアンカー筋の控え板溶接部をせん断キーとする場合の1継手あたりの破壊投影面積 $A_c$ の算定方法を示す。この $A_c$ を算定するにあたってのせん断角度は文献19)に準じて45°にしている。

そして、式(3)の妥当性は次の①②の比較により評価できる。

- ①材料試験結果と式(3)より算定したせん断耐力
- ②継手せん断試験の最大せん断力(全てコンクリートせん断破壊形式)

図-9はその比較結果である。これより、式(3)は、試験結果との比が平均で約1.0であり、算定精度が高いことがわかる。また、式(3)を用いる場合の部材係数は、データ最大値1.12よりも1.11σ大きい1.2にすると安全側と考えられる。今後、この部材係数に関する試験数を増やし信頼性を更に高める必要がある。

なお、式(3)は無筋コンクリートに対し定義された式であるが、図-9の評価にはRCセグメントの

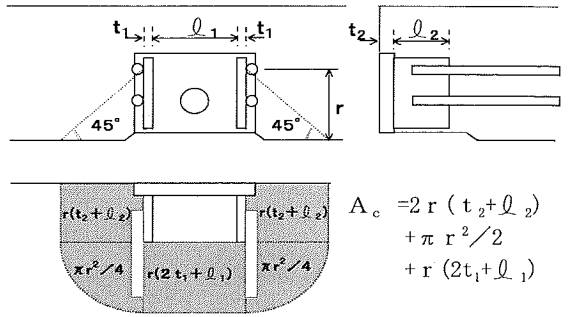


図-8 アンカー筋の控え板溶接部をせん断キーとする場合の1継手あたりの破壊投影面積 $A_c$ の算定方法

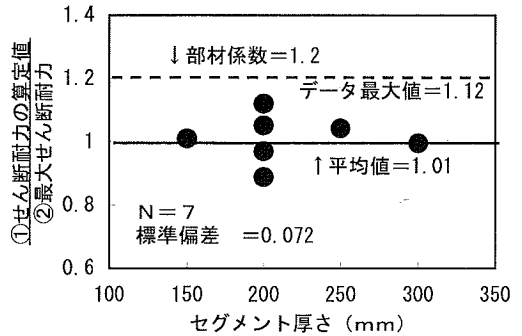


図-9 リング継手のコンクリートせん断耐力の比較結果

主鉄筋および配筋筋の拘束効果があると考えべきである。したがって、この式(3)の適用は、次に示す供試体諸元の範囲内である。この範囲よりも配筋が簡素な場合には、試験による確認が必要である。

- ・セグメント厚さ 150mm～300mm
- ・「8本/セグメント幅 1200mm」程度の主鉄筋間隔
- ・配筋鉄筋間隔 150mm程度、用心鉄筋あり

### (3) 目違い、目開きの限界値と止水設計との整合

シールドトンネルの止水は、継手部に配置されるシール材により行われている。本論文ではシール材による止水設計は文献16)20)に準拠する。文献16)では、シール材の設計条件に継手部の設定目開き量と目違い量が必要である。図-10は設定目開き量と目違い量のイメージであり、これらには荷重作用による変形要素と施工の組み立て精度的な要素があることがわかる。従来の設計では目違いと目開きは照査しなかったため、上記の2要素は区別されていなかった。一方、本論文の設計法では、継手の変形に対し目違いと目開きの照査を行うので、この照査の限界値は、施工の組み立て精度的な要素と区別して設定する必要がある。以下に、荷重条件毎にこの考え方を整理する。

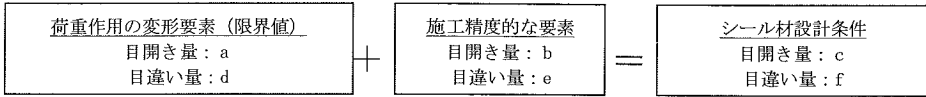
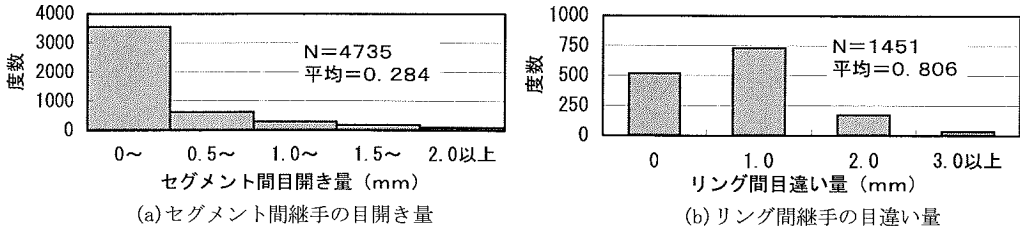


図-10 設定目開き量と目違い量のイメージ (常時の目開き, 目違いの限界値とシール材設計の考え方)



(a)セグメント間継手の目開き量

(b)リング間継手の目違い量

図-11 既往工事の目開き・目違い量の計測実績 (鋼製ボックス継手)

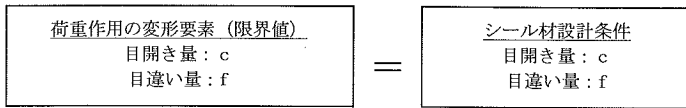


図-12 異常時の目開き, 目違いの限界値とシール材設計の考え方

a) 常時の考え方

常時は完全止水を設計の前提条件にする。したがって、図-10と同様に照査の限界値と施工精度とを重ね合わせた目開き・目違い量でシール材を設計する。そして、照査の限界値は目開き・目違い量の平均的な値とするのが現実的である。図-11は鋼製ボックス継手に対する既往工事の目開き・目違い量の計測実績の統計値である。照査の限界値は、この図の平均値を考慮すると目開き量0.5mm, 目違い量1.0mm程度と想定できる。

b) 異常時の考え方

異常時とは地下水位等の荷重条件の想定外の変動であり、このような状態は限られた区間で希にしか発生しない。特に軟弱地盤では異常時の目開き・目違いが大きくなるが、これと施工精度とを重ね合わせてシール材を設計するのは現実的ではない。この理由はシール材設計では設定目開き量・目違い量を大きくするとシール材が厚くなり、逆に施工で封入できなくなる悪循環が想定されるからである。シール材の設計と施工精度にはある程度のバランスが必要である。したがって、異常時は施工精度のよい箇所は完全止水, 施工精度の悪い箇所は漏水を補修すると考えるのが現実的である。つまり、異常時の限界値は図-12に示すようにシール材の設計における設定目開き量・目違い量になる。

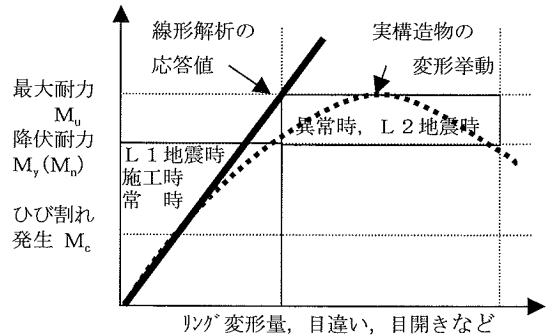


図-13 耐荷・変形性能の照査の要求精度の概念図

表-6 はりーばねモデル計算法の現状と検討課題

荷重条件	現状	課題
常時, 施工時, L1地震時	・線形弾性の部材モデルが一般的である	課題なし
異常時, L2地震時	・線形弾性の部材モデルは変形量を過小評価する ・変形量を精度よく算定する構造解析手法がない	変形量の解析精度向上

果)を再現できる構造解析にて算定すべきである。一方、本設計法は荷重条件が5種類と多いので、構造解析には簡便性も要求される。そこで、本論文では「はりーばねモデル計算法」を標準手法として適用性を検討する。

図-13はセグメント本体部および継手部の耐荷・変形性能の照査に要求される精度の概念図である。表-6はこの要求精度に対し、はりーばねモデル計算法の現状と検討課題をまとめたものであり、検討課題は、異常時やL2地震時の変形量の応答値を精度よく算定することであるとわかる。図-14は、は

5. 応答値を算定する構造解析手法の検討

シールドトンネルはセグメント本体部と継手部から構成されるため、その応答値は合成効果(添接効



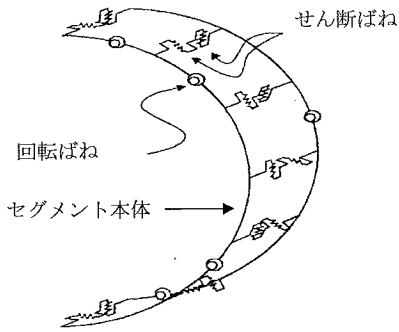


図-14 はりばねモデルの説明図

りばねモデルの説明図である。本章は特に次の3つの部材モデルを検討し、その適用性を確認する。

- ・セグメント継手の曲げ剛性モデル(回転ばね)
- ・リング継手のせん断剛性モデル(せん断ばね)
- ・セグメント本体の曲げ剛性モデル

なお、その他の材料定数(材料の強度やヤング係数等)および地盤ばねの考え方は、土木学会等が定める関連する基準類の考え方に従う<sup>3),4)</sup>。

### (1) セグメント継手の曲げ剛性モデル

本論文の曲げ剛性モデルの基本理論は、村上・小泉の式<sup>21)</sup>を準用する。図-15は村上・小泉の式による曲げモーメントと継手回転角関係の説明図である。図-15の $k_{01}$ は継手部が離間するまでの回転ばね定数であり、 $k_{02}$ は離間後の回転ばね定数である。なお、 $k_{01}$ および $k_{02}$ の算定方法や離間の定義等は文献21)22)に従う。

$k_{01}$ は主に常時やレベル1地震時の照査での精度が要求される。この $k_{01}$ は文献21)により実用上十分な精度であることがわかっており、同程度の荷重レベルである許容応力度法での実績もある。これに対し $k_{02}$ は、セグメント継手の離間後の回転ばね定数であり、異常時やレベル2地震時のような許容応力度法で扱わなかった大きな変形が予想される領域での精度が要求される。したがって、本節では $k_{02}$ の精度について検討を行う。

一方、セグメント継手に作用する軸力が回転ばね定数や離間に影響を及ぼすと考えられる。文献23)~25)には軸力を考慮した回転ばね定数の算定方法の提案がある。したがって、本節では筆者らが扱うような中小規模なトンネルでも回転ばね定数や離間に軸力の影響を考慮するべきかについても検討する。そして、最後にこれらの検討を踏まえたセグメント継手の曲げ剛性モデルを提案する。

#### a) 離間後の回転ばね定数の算定方法

ここでは、継手曲げ試験(正曲げ12個、負曲げ

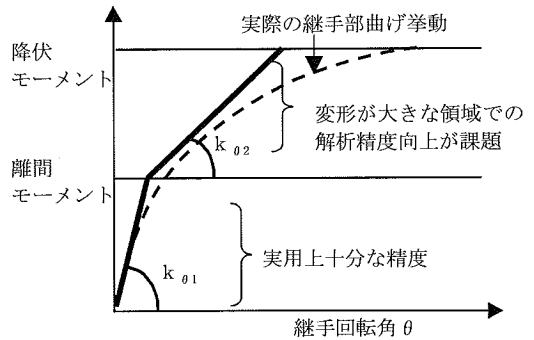


図-15 村上・小泉の式による曲げモーメントと継手回転角関係の説明図

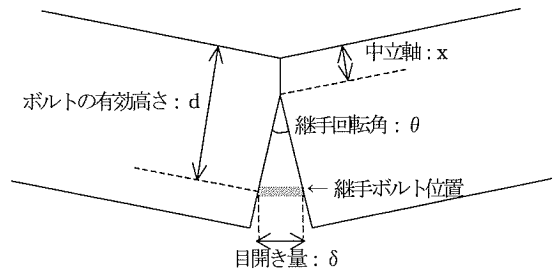


図-16 継手回転角θの算定モデル

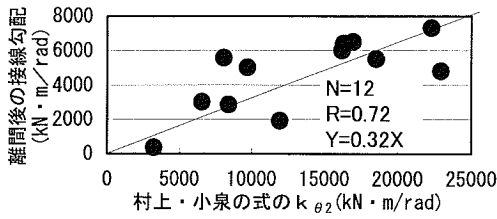
7個)の結果を用いて $k_{02}$ の精度を検討する。なお、これらの継手曲げ試験方法は文献26)に準拠しており、継手回転角 $\theta$ は図-16に示す継手回転角算定モデルおよび式(4a, b)を用いて算定している。

$$\theta = \frac{\delta}{d-x} \quad (4a)$$

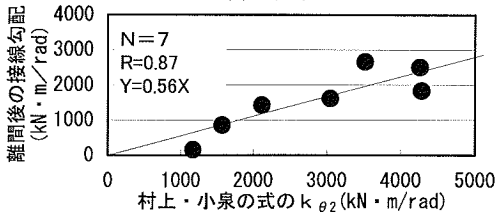
$$x = \frac{n A_s}{B} \times \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{n A_s}} \right) \quad (4b)$$

ここに、 $\delta$ : ボルト位置での目開き(図-16参照)、 $d$ : 有効高さ(圧縮縁からボルト中心までの長さ)、 $x$ : 中立軸(ボルトを単鉄筋として算定)、 $n$ : ボルト本数、 $A_s$ : ボルトの断面積である。

表-7は継手曲げ試験の試験条件と結果である。この表の① $k_{02}$ は文献21)に準じて算定しており、②は試験の離間後の回転ばね定数であり、 $k_{01}$ と離間モーメントとの交点から試験結果への接線勾配と定義して算定している。図-17(a)(b)は、試験毎の①の $k_{02}$ と②の接線勾配との相関図である。図中の回帰勾配は、各試験の接線勾配に対する $k_{02}$ の算定精度(②/①)の平均値であり、正曲げ0.32、負曲げ0.56である。つまり $k_{02}$ は接線勾配より剛性が高い傾向にある。したがって、離間後の回転ばね定数の高精度化には、 $k_{02}$ の補正係数としてこの回帰勾配を用いるとよいと考えられる<sup>27)</sup>。



(a) 正曲げ



(b) 負曲げ

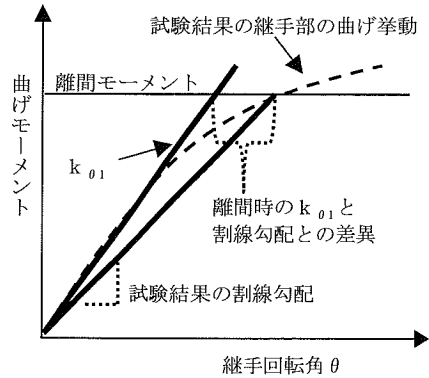
図-17 試験毎の  $k_{\theta 2}$  と離間後の接線勾配との相関図

図-18 一般的な離間までの曲げモーメントと継手回転角との関係の説明

表-7 継手曲げ試験の供試体の構造諸元および試験結果

モード	セグメント厚 (mm)	ボルト径 (mm)	初期緊張力 (kN)	継手厚 (mm)	① $k_{\theta 2}$ (kN m/rad)	②試験の離間後の接線勾配 (kN m/rad)	② / ①	③ $k_{\theta 1}$ (kN m/rad)	④原点～離間時の割線勾配 (kN m/rad)	④ / ③
正曲げ	225	27	138	22	11,970	1,900	0.16	16,510	7,310	0.44
	300	30	168	25	22,930	4,800	0.21	31,640	17,520	0.55
	150	27	110	16	3,230	350	0.11	32,300	8,580	0.27
	200	27	85	19	6,570	3,000	0.46	8,740	14,870	1.70
	275	27	110	22	16,200	6,000	0.37	21,550	1,970	0.09
	250	33	167	32	22,290	7,300	0.33	36,870	21,670	0.59
	250	33	167	28	18,550	5,500	0.30	26,570	16,030	0.60
	250	30	135	25	16,970	6,500	0.38	23,480	18,190	0.77
	200	24	81	19	8,420	2,840	0.34	11,510	8,600	0.75
	200	27	114	22	9,710	5,000	0.51	13,340	12,160	0.91
	250	27	113	22	16,320	6,400	0.39	21,950	14,110	0.64
負曲げ	250	20	59	16	8,080	5,560	0.69	9,650	10,710	1.11
	150	27	110	16	1,170	150	0.13	1,360	710	0.52
	200	27	85	19	1,570	850	0.54	2,050	3,870	1.89
	250	33	167	32	4,260	2500	0.59	6,440	8,320	1.29
	250	33	167	28	3,520	2660	0.76	4,750	6,660	1.40
	250	30	135	25	3,050	1610	0.53	4,040	4,430	1.10
	250	27	114	22	4,280	1830	0.43	5,590	4,540	0.81
250	20	60	16	2,120	1420	0.67	2,510	3,340	1.33	

この  $k_{\theta 2}$  の補正には離間後の補正の他に、離間前の継手部の非線形挙動に対するばらつき補正も含まれている。図-18 は離間までの曲げモーメントと継手回転角との関係の説明図である。実際の継手曲げ挙動は、初期勾配では  $k_{\theta 1}$  とよく一致するが、離間手前より非線形化する傾向にある。つまり、 $k_{\theta 1}$  と実際の継手曲げ挙動とは離間モーメントとの交

点で差異が生じる。この差異は  $k_{\theta 1}$  と各試験の原点～離間時の割線勾配との比で定量化でき、これを表-7 の右列(④/③)に示す。この比が 1.0 より小さいほど、 $k_{\theta 1}$  よりも割線勾配の方が剛性が低いという意味である。図-19(a)(b)は、この比と  $k_{\theta 2}$  の補正係数との関係であり、横軸が  $k_{\theta 1}$  の比(④/③)、縦軸が  $k_{\theta 2}$  の補正係数(②/①)である。正負曲げと

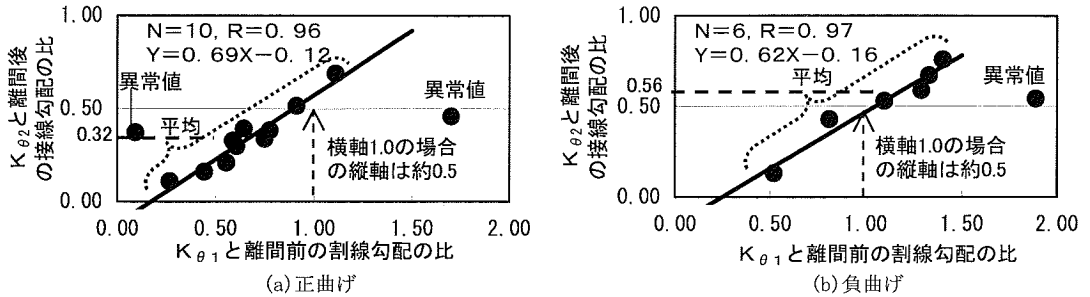


図-19 離間前から生じる継手部の軟化挙動と  $k_{\theta 2}$  の補正係数との相関図

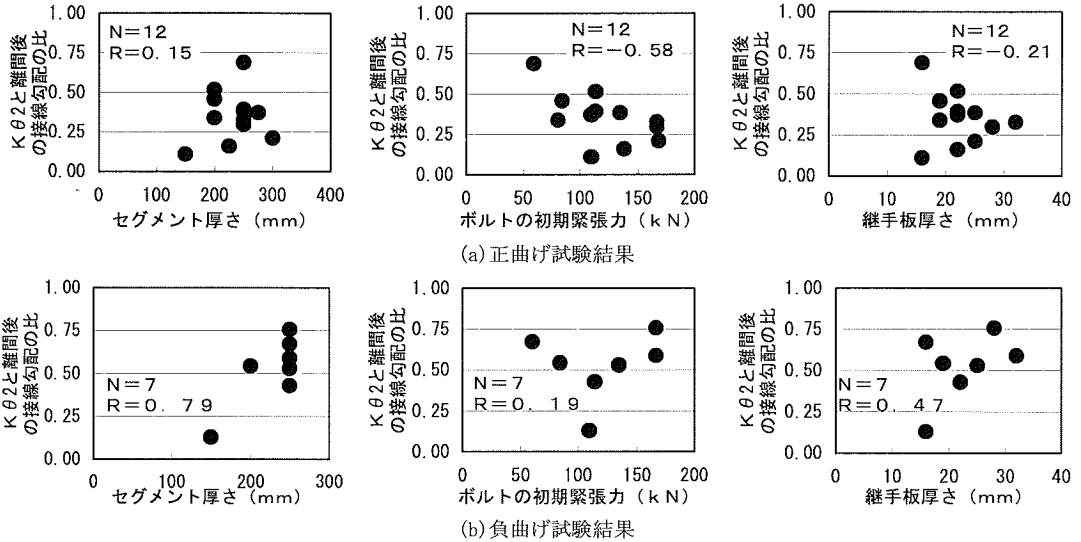


図-20 補正係数と  $k_{\theta 2}$  算定のための主な定数との感度分析結果

もに相関が高いことがわかる。そして、 $k_{\theta 1}$  と割線勾配とが一致する横軸 1.0 の場合の  $k_{\theta 2}$  の補正係数は正負曲げとも 0.5 程度である。つまり、離間まで回転ばね定数が  $k_{\theta 1}$  のままで線形弾性な場合、 $k_{\theta 2}$  の補正係数は正負曲げ共に 0.5 程度である。この理由は、 $k_{\theta 2}$  は離間直後の回転ばね定数の理論値なので、その後の荷重増加に伴う継手部の剛性低下に対して 0.5 程度の補正が必要になると考えられる。これに  $k_{\theta 1}$  のばらつきに対する補正を加えると、正曲げの補正係数は  $k_{\theta 1}$  の比の平均値が 1.0 以下なので 0.32 になり、負曲げは  $k_{\theta 1}$  の比の平均値が 1.0 以上なので 0.56 になる。

$k_{\theta 2}$  の補正係数の定式化を試みる目的で行った感度分析を図-20 に示す。分析対象は  $k_{\theta 2}$  算定の主な定数(セグメント厚さ、ボルトの初期緊張力および継手板厚さ)である。図-20 より、試験毎の  $k_{\theta 2}$  の補正係数はこれらの定数に対して感度がないことがわかる。したがって、この補正係数は試験結果のばらつきに対する平均値であり、今後のデータ蓄積により更に精度を確認する必要があると考えられる。

#### b) 軸力が回転ばね定数に及ぼす影響

回転ばね定数に対する軸力の影響をモデル化するには、コンクリート突合せ継手の回転挙動のモデルであるレオンハルトの式が応用できる<sup>23)</sup>。回転ばね定数にこれを応用すると回転ばね定数が大になるので継手部が負担する断面力は大きくなり、隣接するリングのコンクリート本体部が負担する断面力は小になる。つまり、セグメント厚さや鉄筋量が簡素になる可能性があるため、回転ばね定数に軸力の影響を加えるのは十分に信頼性を確認する必要がある。

図-21 および表-8 は、継手曲げ試験(軸力あり)の説明図および供試体一覧表である。この試験は、予め軸力を導入し一定にしてから曲げを载荷するので、偏心量が変化する試験である。この理由は、本検討の対象荷重が軸力の作用下で曲げが変化する状態に近い異常時や L2 地震時だからであり、今回、偏心量の変化に伴うセグメント継手の回転ばね定数の変化を確認できる試験にしている。なお、試験結果の各偏心量における回転ばね定数は、曲げモーメント-継手回転角関係における、着目点と前後 3 点との最小自乗法による平均勾配である。

表-8 継手曲げ試験（軸力あり）の供試体一覧表

荷重モード	導入軸力	備考 (供試体の構造諸元)
正曲げ	100 kN	セグメント幅：1,200mm セグメント厚：250mm 主鉄筋：D16×8本 ボルト径×板厚：M27×22 継手個数：2個
	200 kN	
負曲げ	100 kN	
	200 kN	

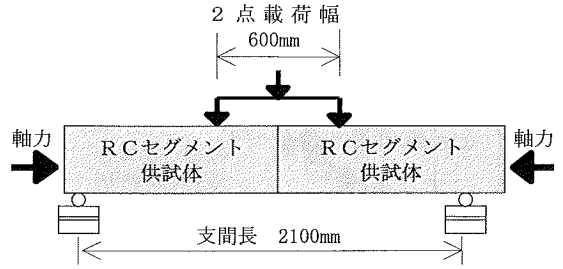
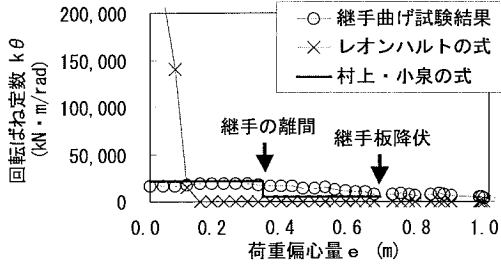
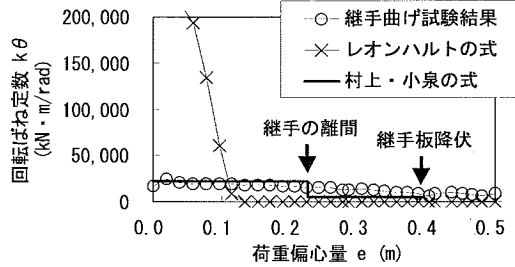


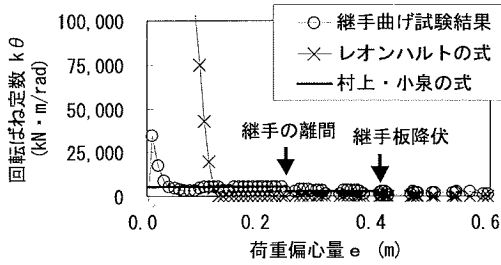
図-21 継手曲げ試験（軸力あり）の説明図



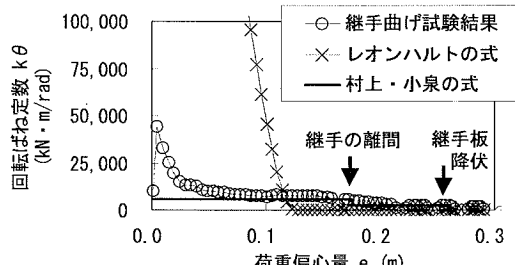
(a) 正曲げ（導入軸力100kN）



(b) 正曲げ（導入軸力200kN）

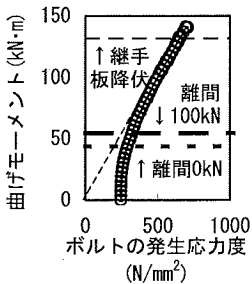


(c) 負曲げ（導入軸力100kN）

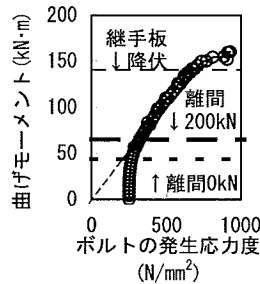


(d) 負曲げ（導入軸力200kN）

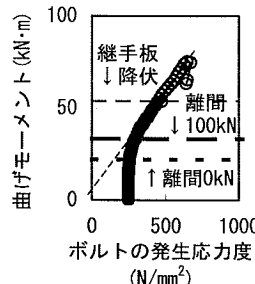
図-22 継手曲げ試験（軸力あり）の回転ばね定数－偏心量関係および各理論式との比較



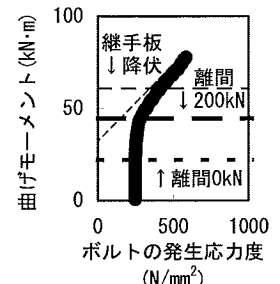
(a) 正曲げ（軸力100kN）



(b) 正曲げ（軸力200kN）



(c) 負曲げ（軸力100kN）



(d) 負曲げ（軸力200kN）

図-23 各試験の曲げモーメント－ボルト応力関係と離間モーメントとの比較

図-22(a) (b) (c) (d) は、試験結果より得た回転ばね定数－偏心量の関係である。(a) (c) は軸力 100kN、(b) (d) は軸力 200kN を荷重した状態で曲げ破壊させている。図-22(a) (b) より正曲げの試験では、偏心量が変化する間で、回転ばね定数はほぼ一定になっている。一方、図-22(c) (d) より負曲げの試験では、曲げ荷初期の範囲での回転ばね定数が、偏心量 0.0～0.05m 程度の範囲で漸減し、その後はほぼ一

定となっている。また、図-22 にはレオンハルトの式および村上・小泉の式（離間後補正）による回転ばね定数も示すが、村上・小泉の式の方が試験結果に近い値である<sup>28)</sup>。本論文が対象にする中小規模なトンネルの場合、曲げ卓越となる場合の偏心量は、通常 0.1m 程度以上はあるので、回転ばね定数は、軸力の影響を加えずに、村上・小泉の式（離間後に補正）により算定するのが安全と考えられる。

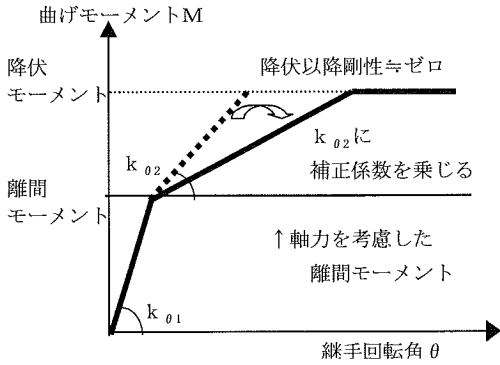


図-24 本論文のセグメント継手の曲げ剛性モデル

c) 軸力が離間に及ぼす影響

村上・小泉の式では、軸力が継手の離間に影響することがわかっている<sup>21)</sup>。本論文でもこれを表-8に示した試験より確認した。図-23は各試験の曲げモーメントーボルト応力関係と離間モーメントとの比較である。正負曲げともに離間に軸力を考慮した方が試験結果とよく整合することがわかる。

d) 本節のまとめ

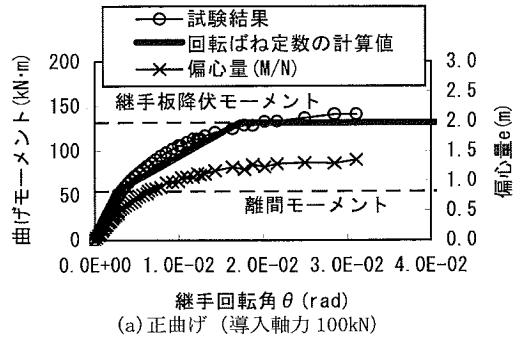
本論文にて提案するセグメント継手の曲げ剛性モデルを図-24に示す。このモデルの主な特徴をまとめると次のとおりである。

- ・離間前の回転ばね定数には $k_{\theta 1}$ を用いる
- ・離間後の回転ばね定数には $k_{\theta 2}$ に補正係数(正曲げ: 0.32, 負曲げ: 0.56)を乗じて用いる
- ・回転ばね定数の算定には軸力の作用を考慮しない
- ・離間は軸力の作用を考慮して算定する
- ・継手板の降伏以降の曲げ剛性はほぼゼロである

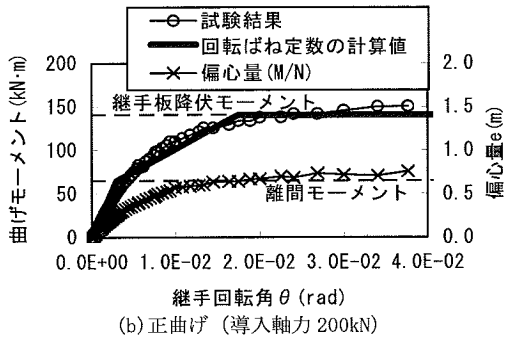
この曲げ剛性モデルと各継手曲げ試験との曲げモーメントー継手回転角関係の比較を図-25に示す。これより、両者はよい一致をしていることがわかる。また、この図には偏心量との比較も示しており、この曲げ剛性モデルの精度は、正曲げで偏心量 1.0m 程度、負曲げで偏心量 0.5m 程度まで保証できる。

(2) リング継手のせん断剛性モデル

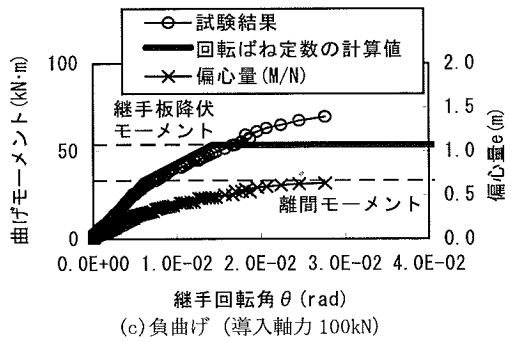
リング継手は、隣接するセグメントリングにせん断力を伝達し添接効果を生じさせるせん断力伝達部材である。この節では表-9に示すリング継手せん断試験の結果を用いて、この継手のせん断剛性モデルを検討する。表-9を代表しNo.1~No.4の荷重ー目違い関係を図-26に示す。図-26より、これら試験の挙動には、類似の傾向があることがわかる。そして、その挙動は図-27に示すトリリニアモデルで説明できる。この図の $k_{s1}$ はリング継手が滑るまでのせん断ばね定数であり、継手板に対するボルト軸部のクリアランスだけ滑った後に生じる $k_{s2}$ は継手板



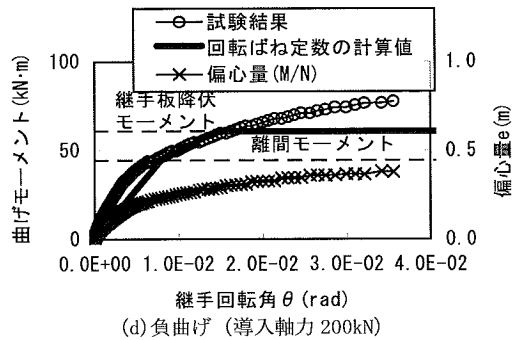
(a) 正曲げ (導入軸力 100kN)



(b) 正曲げ (導入軸力 200kN)



(c) 負曲げ (導入軸力 100kN)



(d) 負曲げ (導入軸力 200kN)

図-25 セグメント継手の曲げ剛性モデルと各継手曲げ試験との曲げモーメントー継手回転角関係の比較

とボルト軸部との干渉によるせん断ばね定数であると考えられる。表-10はこのトリリニアモデルを定式化する5つの条件であり、定式化のためには滑り荷重の算定と $k_{s2}$ の算定とが課題であるとわかる。したがって、以下にこれらの課題を検討する。

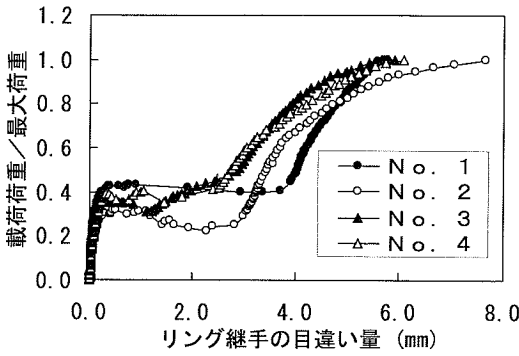


図-26 表-9 のNo.1~No.4 の荷重-目違い関係

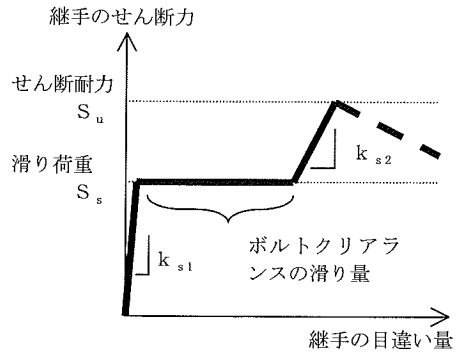


図-27 リング間継手部のせん断力載荷挙動の説明図

表-9 継手せん断試験の供試体の構造諸元および試験結果

供試体 No.	セグメント厚 (mm)	継手個数	ボルト種	ボルト径 (mm)	継手板厚 (mm)	緊張力/本 (kN)	滑り荷重 (kN)	摩擦係数	$k_{s2}$ (MN/m)
1	200	2	10・9	24	14	85	53	0.63	52
2	200	2	10・9	24	14	85	48	0.57	—
3	200	2	10・9	24	16	85	55	0.65	58
4	200	2	10・9	24	16	85	63	0.74	—
5	150	2	8・8	27	14	37	28	0.76	39
6	150	2	8・8	27	14	37	30	0.81	42
7	150	2	8・8	27	14	37	8	0.22	41
8	150	2	8・8	27	14	37	28	0.76	37
9	225	2	8・8	27	19	37	8	0.22	36
10	300	2	10・9	30	22	33	16	0.48	43
11	250	2	10・9	27	19	110	70	0.64	82

なお、リング継手のせん断挙動にはジャッキ推力の影響の付加も考えられるが、トンネルの供用中にはジャッキ推力の残留がないと仮定するのが現状では安全であり省略する。したがって、本節のせん断挙動はボルトの緊張に伴うものである。また、表-9の供試体はシール材の代わりに継手面にテフロンシートを挿入している。この理由は、一般にリング継手部はシール材の硬さや封入状態が影響してせん断挙動が硬軟にばらつくと考えられるが、テフロンシートを挿入して摩擦を一律に低減させることで、ばらつきが少ない試験結果を得るためである。したがって、以下に示すせん断剛性モデルの諸数値は実際より、やや軟な傾向を持つと考えられる。

a) 滑り荷重の算定方法

滑り荷重をボルトの緊張に伴うリング継手間の最大静止摩擦力と考える。図-28は表-9より作成したボルト初期緊張力Pと滑り荷重 $S_s$ との関係であり、これより次式の回帰直線が得られる。

$$S_s = 0.71P - 5.86$$

この回帰直線より切片がほぼゼロなので摩擦運動の方程式が成立していると考えられる。したがって、滑り荷重は式(5)のように定義ができる。

表-10 トリリニアモデルを定式化する条件と検討課題

モデル化の条件	設定の考え方および課題
初期勾配 ( $k_{s1}$ )	無限大とする (実務上 1,000MN/m 程度)
滑り荷重 ( $S_s$ )	滑り荷重 ( $S_s$ ) の算定方法を検討する
滑り量 ( $\delta$ )	リング継手構造より算定できる (鋼製ボックスは 3mm)
第2勾配 ( $k_{s2}$ )	$k_{s2}$ の算定方法を検討する
せん断耐力 ( $S_u$ )	継手のせん断破壊に対するせん断耐力 ( $S_u$ ) を算定する

$$S_s = \mu \cdot \phi \cdot P \quad (5)$$

ここに、 $S_s$  : リング継手 1 個あたりの滑り荷重 (kN)、 $P$  : リング継手ボルト 1 本あたりの初期緊張力 (kN)、 $\mu$  : 摩擦係数、 $\phi$  :  $P$  により継手面に生じる垂直力の有効係数である。

以下に摩擦係数  $\mu$  と有効係数  $\phi$  を分析する。図-29 は式(5)を用いて各試験結果より算定した  $\mu \cdot \phi$  の値とセグメント厚  $H$  (mm) との相関である。これより式(6)の回帰式が得られる。

$$\mu \cdot \phi = -0.002H + 1.0 \quad (6)$$

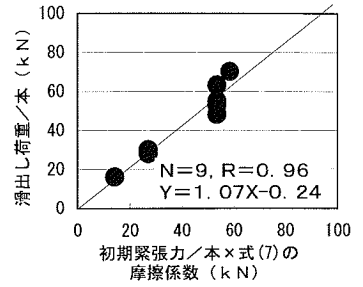
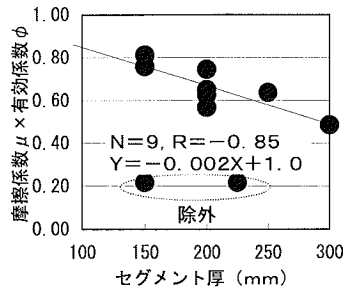
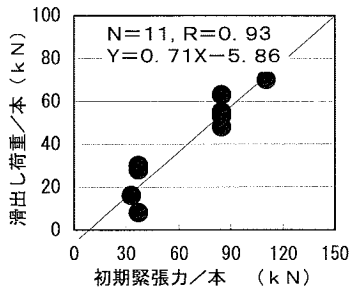


図-28 初期緊張力と滑り荷重との関係

図-29 摩擦係数とセグメント厚との相関

図-30 滑り荷重と式(7)の算定値の比較

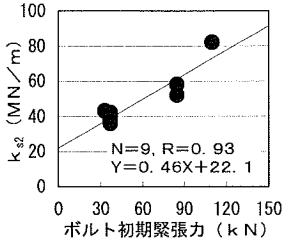


図-31  $k_{s2}$ の値とボルト初期緊張力との相関図

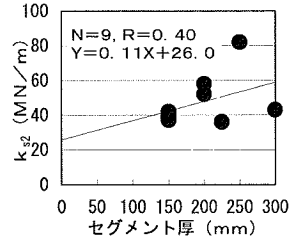


図-32  $k_{s2}$ の値とセグメント厚との相関図

図-29 より  $\mu \cdot \phi$  はセグメントが厚くなると逓減することがわかる。このうち摩擦係数  $\mu$  は定数と考えるのが一般的であり、セグメント厚さの影響がゼロになる式(6)の切片の値 1.0 に近い値と予測される。一方、有効係数  $\phi$  は式(6)の傾きに示されるようにセグメントが厚いほど逓減する傾向にある。この要因はセグメント厚さと共に変化する継手板厚さやボルト径等がボルト緊張力の伝達に変化を生じさせているものと考えられる。

以上より、滑り出し荷重  $S_s$  の算定式は、式(5)に式(6)を代入して式(7)が得られる。

$$S_s = (-0.002H + 1.0) \cdot P \quad (7)$$

図-30 は滑り荷重  $S_s$  の試験結果と式(7)の算定値との比較である。これより回帰直線の傾きがほぼ 1.0 なので式(7)の予測精度がよいことと、相関係数が高いことがわかる。

### b) せん断ばね定数 $k_{s2}$ の算定方法

図-27 に示したトリリニアモデルの第 2 勾配の力学挙動を式(8)にて定義する。

$$S = S_s + k_{s2} \cdot \Delta \delta \quad (8)$$

ここに、 $S$  : リング継手に作用するせん断力 (kN),  $S_s$  : 滑り荷重 (kN),  $\Delta \delta$  : リング継手の変形増分 (m),  $k_{s2}$  : 第 2 勾配のせん断ばね定数 (kN/m) である。

図-26 から得られる傾向より、式(8)の第 1 項は

滑り荷重  $S_s$  とほぼ等しいと考える。一方、式(8)の第 2 項は継手部の鋼材の変形抵抗により増加する力であり、 $k_{s2}$  の関数であると考えられる。ここでは、この  $k_{s2}$  の算定方法を表-9 に示したリング継手せん断試験の結果より検討する。図-31 は各試験より得られる  $k_{s2}$  の値とボルト初期緊張力  $P$  との相関である。また、図-32 は各試験より得られる  $k_{s2}$  の値とセグメント厚との相関である。これより、各試験の  $k_{s2}$  はボルト初期緊張力との相関が高いことがわかるので、 $k_{s2}$  の算定方法として式(9)の実験式を得る。

$$k_{s2} = 0.46 \cdot P + 22.1 \quad (9)$$

ここに、 $k_{s2}$  : 第 2 勾配のせん断ばね定数 (kN/m),  $P$  : ボルト初期緊張力 (kN) である。

### (3) セグメント本体の曲げ剛性モデル

セグメント本体部材には、一般的な RC 梁の曲げ剛性モデルが適用可能である。本論文のはり一ばねモデル計算法に用いるセグメント本体の曲げ剛性モデルは、図-33 に示す Branson 式を用いている<sup>29)30)</sup>。

なお、L 2 地震時の照査では、図-4 に示したようにポストピークの挙動の追跡が不可欠な場合がある。一方で、本論文のセグメント継手の曲げ剛性モデルは、図-24 に示したトリリニア型の区分線形近似であり、最大耐力以降の曲げ剛性をほぼゼロとしてポストピークは追跡していない。これについては、セグメント本体の曲げ剛性モデルのみでポストピークは十分追跡可能と考える。この理由は、鋼製ボックス

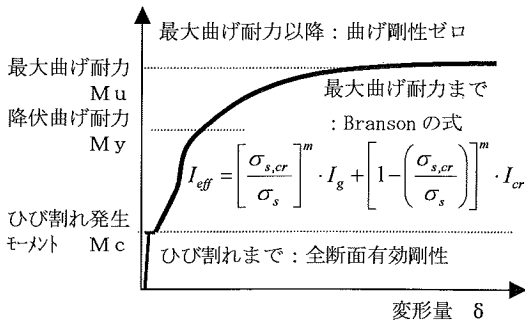


図-33 セグメント本体の曲げ剛性モデル

表-11 添接曲げ試験の供試体構造諸元

トン内径 (mm)	セグメント厚 (mm)	セグメント幅 (mm)	引張鉄筋比 (%)	セグメント間ボルト	リング間ボルト
3,700	200	1,200	0.85	M27	M24

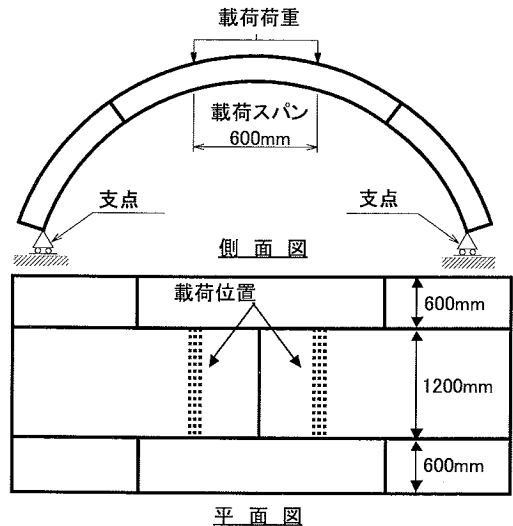
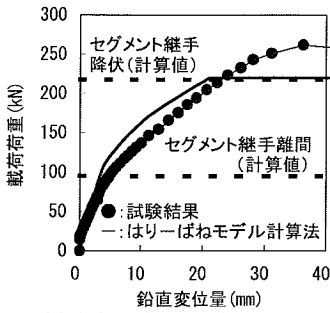
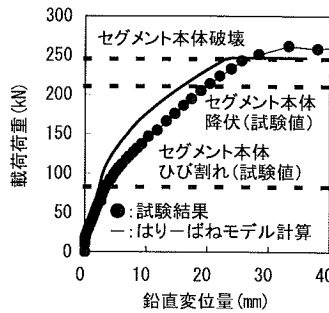


図-34 添接曲げ試験の説明図



(a) 中央セグメント支間中央部



(b) 添接セグメント支間中央部

図-35 荷重-鉛直変位関係の比較

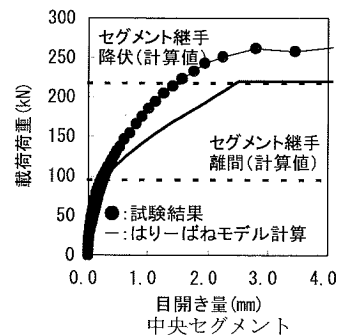


図-36 荷重-目開き関係の比較

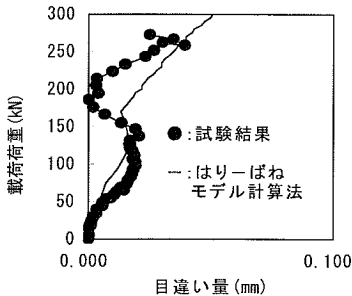
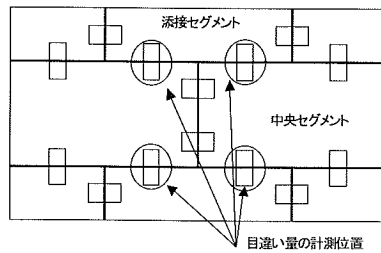


図-37 荷重-目開き関係の比較



目開き量計測箇所の説明図 (4箇所平均で評価)

ス継手の場合には、一般的にセグメント継手よりもセグメント本体の方が最大曲げ耐力が大きいのである。近年、RC梁のポストピークを対象にした曲げ剛性モデルには、M-φモデル、FIBERモデル等種々のモデルがあるので<sup>31)</sup>、セグメント本体に対して適切なモデルを選択すればよいと考えられる。

#### (4) はりーばねモデル計算法の算定精度の検証

本節では、はりーばねモデル計算法の部材モデルの相互作用による応答値の算定精度を検証するため

に、添接曲げ試験結果とはりーばねモデル計算法による各応答値とを比較する。添接曲げ試験とは、図-34に示すように文献26)に準拠する継手曲げ試験の両リング継手に半幅のセグメントを連結させて、セグメント本体、セグメント継手およびリング継手の添接効果を確認する試験である。添接曲げ試験の供試体の構造諸元を表-11に示す。検討目的が変形量に関する応答値の精度なので、供試体は曲げ卓越を想定した引張鉄筋比の高いものになっている。

図-35(a)(b)は、供試体の支間中央部での荷重-



表-12 本論文の設計法により変更されるべき検査項目の例

大項目	小項目	従来の検査	追加および変更事項	
シールドマシン	ジャッキ推力	記述なし	● 装備ジャッキ推力およびジャッキ偏心量が設計の許容範囲内か	
セグメント	材料検査	コンクリートなど	計画内容と適合していることを確認する	
	寸法検査	かぶり	所定のかぶり以上を確保する	
		鉄筋の組立て	引張鉄筋と圧縮鉄筋との純間隔は最大鉄筋径の 1/2 までとする。	左記に以下を加える <sup>17)</sup> ● 配筋筋は主筋の外側とする
		継手金物	設計図と適合しているかを工場にて確認する	
	製品試験	単体曲げ試験	極限耐力以上とする	● 設計基準強度を用いて算定した終局曲げ耐力の 95% 以上とする
		継手曲げ試験	極限耐力以上とする	
		ジャッキ推力試験	作用推力以上とする	● 最大ジャッキ偏心量を与えた上で装備推力以上とする
		吊り手金具試験	リング荷重の 1.5 倍以上とする	
ボルトせん断試験 ボルト引張試験		J I S の試験により確認する	左記に以下を加える ● ボルトのトルク係数が所要ボルト締付力と適合することを確認する	
施工	組み立て精度	真円度	D/150 以内であることを確認する	
		目開き	検査合格値 (2mm) 以内であることを確認する	
		目違い	検査合格値 (3mm) 以内であることを確認する	
	その他	ボルト締付力	設計締付けトルクを確保しているか確認する	● リング間継手のボルト締付力が設計値以上であることも確認する

鉛直変位関係である。この図には、はりばねモデル計算法による応答値も示すが、特にリング変形量の算定精度が確認できる。そして、その精度はセグメント本体破壊時で 85% 程度である。図-36 は、中央部セグメントのセグメント継手部の荷重-目開き変位関係である。これより、セグメント継手の目開き量の算定精度について確認ができ、その精度はセグメント継手降伏時で 150% 程度である。図-37 は中央部セグメントと添接セグメント間の荷重-目違い関係である。これより、リング間継手の目違い量の算定は概ね一致することがわかる。全体的に目開き量の算定精度が 150% 程度と大なる傾向であるが、目開き量は 2mm 程度の微小な限界値に対する照査であり、この程度に安全側の算定値を得ることは妥当と考える。

以上より、本章にて提案する各部材モデルを用いたはりばねモデル計算法の応答値は、異常時や L2 地震時を精度よく照査する目的に対して、実用上は十分な精度であると考えられる。

## 6. シールド工場の各種検査基準の変更点

現状のシールド工場の検査には、許容応力度法の設計結果に対し実施されていた項目があるので新しい設計法を適用する場合、変更が必要な項目がある。表-12 は本論文の設計法により変更されるべき検査項目の例である<sup>26),32)</sup>。

表-13 主鉄筋のずれに対する最大曲げ耐力の減少率

セグメント構造諸元	設計基準強度による $M_u$ (kN・m)	配筋誤差に対する $M_u$ (kN・m)	差異 (%)
H150, D13×8	48.6	46.3	95.3
H175, D13×8	57.5	55.2	96.0
H175, D16×8	85.9	81.5	94.8
H200, D13×8	65.4	64.0	97.8
H200, D16×8	99.8	95.4	95.5
H225, D16×8	113.7	109.3	96.1
H250, D19×8	121.2	113.5	93.7
H275, D19×8	141.2	133.6	94.6
H300, D22×8	230.0	218.1	94.8

### (1) 製品試験の合格基準の変更点

本論文の設計法を前提にすると単体曲げ試験と継手曲げ試験は、試験の最大曲げモーメントが設計上の最大曲げ耐力を上回ることを確認する製品検査になる。ここで主鉄筋のずれは「引張鉄筋と圧縮鉄筋との純間隔が最大鉄筋径の 1/2 まで」を許容しているので、有効高さの減を許容していることになる。表-13 は有効高さの減に対する最大曲げ耐力減少率を計算したものである。この表-13 より、単体曲げ試験の合格基準は、「材料の設計基準強度を用いて算定した最大曲げ耐力の 95% 以上」となる。

なお、JIS 認定工場でのコンクリートの配合強度の下限值は、設計基準強度よりも十分大きな値で管理されているので、実際には単体曲げ試験結果が最大曲げ耐力以下になる可能性は低い。したがって、試験結果が最大曲げ耐力以下になる場合には、材料試験に遡って原因をよく解明する必要がある。

表-14 施工時のジャッキ推力の照査方法

設計法	応力の算定方法	限界値
限界状態設計法	ジャッキ偏心量は想定される最大値を用いる	コンクリートの設計基準強度の85%
許容応力度法	ジャッキ偏心量は10mmとする	コンクリートの許容圧縮応力度の1.5倍

(2) ジャッキ推力試験の変更点

施工時のジャッキ推力の照査について、筆者らは表-14 に示す方法を提案している<sup>5)</sup>。この照査に用いるコンクリート圧縮応力は、コンクリート断面に全断面有効を仮定した式(10)で算定できる。

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \pm \frac{P \cdot e}{Z} \quad (10)$$

ここに、 $\sigma_c$ ：コンクリート圧縮応力度、P：ジャッキ推力、A：スプレッダー接面積、e：ジャッキ偏心量、Z：スプレッダー接面積に対する断面係数である。

表-14 には、従来の設計法での照査方法も示すが、両者の違いは、セグメント図心に対するジャッキ偏心量の設定の考え方である。従来の設計およびジャッキ推力試験で設定していた偏心量は10mmが一般的であったが<sup>33)</sup>、実際のシールド工事では、ジャッキが10mm以上偏心する可能性があるため、偏心量は設計時点で想定される最大値を用いるのが安全である。そして、実際の工事では、ジャッキ推力や偏心量の確定値に対して上記の照査を再度実施した後に、ジャッキ推力試験で可否を判定する。こうすると施工条件と設計と製品検査との3者が整合する。

(3) 締付けトルクの管理の注意点

セグメントを組み立てる際の継手部のボルト締付けトルクとこれにより生じるボルト緊張力との関係は、式(11)のようになる。

$$N = \frac{T}{k \cdot D} \quad (11)$$

ここに、N：ボルト緊張力、T：締付けトルク、k：トルク係数、D：ボルト軸径である。

このボルト緊張力は、シールド材の封入時の検討や構造解析での継手ばね定数算定の設計定数になるので、締付けトルクについては設計と整合するような管理が必要になる。しかし、内径が3~5m程度の中

表-15 普通ボルトのトルク係数の一般的な値

施工条件	一般的なトルク係数
生地で脂気なし	0.19~0.23
生地で脂気あり	0.16~0.20

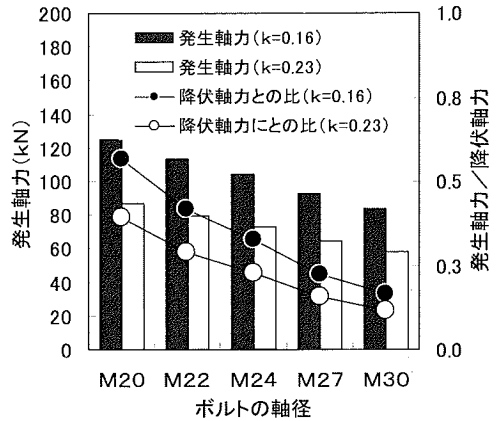


図-38 締付けトルク 400Nm に対する一般的なトルク係数の範囲でのボルト発生軸力の計算結果

規模なシールドトンネルでは、施工環境が狭隘なので施工上可能な締付けトルクを設定し設計条件にするのが現実的である。人力を前提にする締付けトルクは300~400Nm(体重×アーム長)程度が限度になる。一方、表-15 は普通ボルトのトルク係数の一般的な値である。

図-38 は締付けトルク 400Nm に対し、トルク係数 0.23 (生地で脂気なしの最大値) とトルク係数 0.16 (生地で脂気ありの最小値) でボルトの発生軸力を計算したものである。これよりトルク係数 0.23 でのボルト緊張力は、トルク係数 0.16 に対して、3割程度小さくなるのがわかる。

したがって、0.23 程度のトルク係数で小さめのボルト緊張力を想定し各設計を行うのが安全である。そして、表-12 に示す材料検査にて、ボルトのトルク係数試験を行い設計の妥当性を確認する必要がある。また、これらを確認の上で施工上の締付けトルクを定め組立検査や竣工検査を行う必要がある。

一方、図-38 より人力を前提にする締付けトルクでは、ボルト緊張力はボルト降伏軸力の5割以下であるのがわかる。インパクトレンチや油圧レンチ等の機械を用いると高トルクが導入が可能になるが、継手部に反力受け部材を設置する等の改良が必要になる。なお、この場合には従来になかったボルト緊張力になり、継手周りにクラックが発生する可能性もあるので注意する必要がある。

## 7. 結 論

本論文では地中送電用のシールドトンネル（二次覆工省略）を対象に性能照査型の設計法の体系を定めた。そして、実務に適用するための諸課題を検討し次のような結論を得ることができた。

### ①異常時の荷重の考え方と設定方法

・異常時の荷重は常時の設計荷重に荷重係数を乗じた常時より厳しい設計荷重として算定する。この常時荷重および異常時の荷重係数は詳細な地盤調査および周辺調査を行って設定する必要がある。

### ②限界値の算定方法と部分安全係数

・セグメント本体部および継手部の設計曲げ耐力は、部材係数に1.1を用いて算定すると安全である  
・リング継手がコンクリートでせん断破壊する場合の耐力は式(3)が算定精度がよく、この場合の部材係数には1.2を用いると安全である  
・目違い、目開きの限界値は常時と異常時とに分けてそれぞれ設定するのが妥当である

### ③応答値を算定する構造解析手法

・セグメント継手の離間後の回転ばね定数は村上・小泉の式より算定した $k_{\theta 2}$ に補正係数（正曲げ：0.32，負曲げ：0.56）を乗じると精度がよい  
・セグメント継手の回転ばね定数は軸力の影響を受けない  
・セグメント継手の離間は軸力の影響を受ける  
・リング継手の滑り荷重はセグメント厚さとボルト緊張力の関数である式(7)で算定できる  
・リング継手のせん断ばね定数 $k_{s2}$ はボルト緊張力の関数である式(9)で算定できる  
・上記の部材モデルを用いたはりばねモデル計算法の応答値は変形量の照査に対して実用上十分な精度である

### ④シールド工事の各種検査基準の変更点

・本設計法を導入する際の各種検査は表-12に示す項目で従来基準との変更を検討する必要がある

## 8. おわりに

性能照査型の設計法では、まず構造物に作用する荷重条件を明確に定義する必要がある。しかしながら、シールドトンネルに作用する荷重は、地震時の影響や施工時だけでなく、通常に作用する土水圧の精度さえ未だに多くの研究者が解明している段階である。このような中で本設計法は、常時荷重の不確実性について異常時の荷重を定義して安全性を担保

させた上で、信頼性の高い限界値の算定方法や安全係数を定めている。また、構造解析の精度を高くすることで、シールドトンネルに想定する様々な限界状態を照査できるようにしている。つまり、本設計法の信頼性は、荷重、安全係数および構造解析の面で三重の保証があると考えられる。そして、今後、実績データを蓄積し、実際に現場で起こる現象を設計に遡って確認することで、本設計法の信頼性を更に高める必要がある。

新しい設計法を実務に応用するには、いろいろと混乱が生じ易いので、従来の許容応力度法の形を多く残すようにしたほうがよい。特に常時の照査とL1地震動に対する照査は、長期と短期の許容応力度照査の形を踏襲できる。こうすることにより、従来の許容応力度法との相对比较により、安全性を確認しながら設計することができる。これも、新設計法を導入する上での安全性の担保であると考えている。

最後に、本論文の設計法の適用範囲は地中送電用のシールドトンネルであるが、これ以外の用途のトンネルへ、本論文の考え方を準用することは可能である。本論文に示す設計法の考え方に多くのシールドトンネルが、高品質かつ経済的に建設されることを念願する次第である。

謝辞：本論文の検討にあたり、多大な御指導と御助言を頂いた東京都立大学 山本稔名誉教授、(財)地域地盤環境研究所 小山幸則所長をはじめとする建設会社、コンサルタントの方々に、末筆ながら誌面を借りて心から謝意を表します。

### 参考文献

- 1) 公共工事コスト縮減対策関係閣僚会議：公共工事コスト縮減対策に関する新行動指針，2000.9.
- 2) 国土交通省：土木・建築にかかる設計の基本，2002.10.
- 3) (社)土木学会：トンネル標準示方書，シールド工法編，pp. 93-96，1996.5.
- 4) (社)土木学会：トンネルへの限界状態設計法の適用，トンネルライブラリー，第11号，pp. 1-2，2001.5.
- 5) 吉本正浩，阿南健一，大塚正博：シールドトンネルの施工時荷重の照査方法に関する一提案，土木学会論文集，No.756/VI-62，pp. 131-144，2004.3.
- 6) (社)日本トンネル技術協会：シールドトンネルを対象とした性能照査型設計法のガイドライン，pp. 1-16，2003.6.
- 7) (社)土木学会：コンクリート標準示方書[2001年制定]維持管理編，pp. 4，2001.1.

- 8) (社)土木学会：開削トンネルの耐震設計，トンネルライブラリー，第9号，pp. 126-130, 2001. 5.
- 9) 吉本正浩：地中送電用立坑ならびに開削トンネルの性能照査型設計法，電力土木，No.303，pp. 12-21, 2003. 1.
- 10) 本城勇介，日下部治：限界状態設計法による基礎構造物モデル設計コート<sup>®</sup>の提案（海外調査報告書），pp. 1-42, 1999. 3.
- 11) 山海堂：性能設計時代の橋梁下部構造の設計・施工概論編，pp. 68-84, 2002. 11.
- 12) (社)土木学会：都市 NATM とシールド<sup>®</sup>工法との境界領域，トンネルライブラリー，第13号，pp. 119-207, 2003. 10.
- 13) 山崎剛，有泉毅，五十嵐寛昌：シールド掘進に伴う地盤変状入門(14)-軟弱地盤中シールド洞道の長期変形-，トンネルと地下，vol. 35, No.1，pp. 65-70, 2003. 12.
- 14) (社)日本トンネル技術協会：電力用立坑の性能照査型設計手引き，pp. 8-9, 2002. 1.
- 15) (社)土木学会：コンクリート標準示方書[2002年制定]構造性能照査編，pp. 95-102, 2002. 3.
- 16) (社)日本トンネル技術協会：セグメントシールド材による止水設計手引き，pp. 14-32, 1997. 1.
- 17) 吉本正浩，信岡卓，笠井靖浩，大塚正博：地中送電用シールドトンネルの耐久性設計に関する提案，土木学会論文集，No. 763/VI-63, 2004. 6.
- 18) 東京電力(株)：セグメントのトンネル軸方向長尺化の研究報告書(未公表)，1989. 3.
- 19) (社)日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，第4編，pp. 33-40, 1985. 2.
- 20) 大塚正博，塩冶幸男，小林亨，小泉淳：シールド工用セグメントの水膨張シールド材による止水設計法について，土木学会論文集，No. 651/VI-47, pp. 61-79, 2000. 6.
- 21) 村上博智，小泉淳：シールド工用セグメント継手の挙動について，土木学会論文報告集，第296号，pp. 73-86, 1980. 4.
- 22) (株)富士総合研究所：moleman ver. 2.0 使用説明書，pp. 6-13, 1996. 1.
- 23) Leonhardt, F. und Reimann, H. : "Betongelenke" , Der Bauingenieur, 41, 1966.
- 24) (財)先端技術建設センター：先端建設技術・審査証明報告書，ほぞ付きセグメント，pp. 20, 1997. 3.
- 25) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説-シールドトンネル，pp. 157-160, 1997. 7.
- 26) (社)土木学会，(社)日本下水道協会：シールド工用標準セグメント，pp. 29-34, 2001. 7.
- 27) 吉本正浩，塩冶幸男，江村和明，飯田博光：セグメント実験結果とはり一ばねモデル計算法による解析結果における一考察，第53回土木学会年次学術講演会概要集，VI-24，pp. 48-49, 1998. 10.
- 28) 藤沼聡，小泉淳：軸力と曲げを受けるセグメント継手の回転ばね定数に関する実験的研究，第54回土木学会年次学術講演会概要集，III-B100，pp. 200-201, 1999. 9.
- 29) Branson, D. E. : Deflections of Concrete Structures, McGraw-Hill Inc. Co., 1977.
- 30) 角田与史雄：曲げを受けるコンクリート部材のひび割れとたわみに関する研究の現状，土木学会論文集，第384号/V-7，pp. 21-32, 1987. 8.
- 31) (社)土木学会：コンクリート標準示方書[2002年制定]耐震性能照査編，pp. 21-30, 2002. 12.
- 32) (社)土木学会：コンクリート標準示方書[2002年制定]施工編，pp. 255-257, 2002. 3.
- 33) (社)土木学会：セグメントの設計，トンネルライブラリー，第6号，pp. 65-66, 1994. 6.

(2003. 7. 1 受付)

## PERFORMANCE REQUIREMENTS OF SHIELD TUNNEL FOR TRANSMISSION VERIFIED BY LIMIT STATE DESIGN METHOD

Masahiro YOSHIMOTO, Kenichi ANAN, Masahiro OOTSUKA and Atsushi KOIZUMI

This paper proposes the view of performance requirements of shield tunnel for transmission verified by limit state design method.

First, the design methods on this paper have defined performance requirements of shield tunnel for transmission under every load conditions. Secondly, in ultimate limit states, the beams-springs analysis model and partial factors for shield tunnel have been proposed. Thirdly, we've gotten the adjustments with these design methods and the indexes of the inspections for construction control.