

# 二次覆工を有するシールドトンネルの地震時挙動

和佐勇次郎\*・三木克彦\*\*・林 光俊\*\*\*

シールドトンネルは、一次覆工のみでは可撓性に富む構造物であるが、二次覆工を設けると剛性が著しく高まり、剛性評価と耐震性の照査と経済性の確保に苦慮しているのが現状である。東京湾横断道路では、この問題に対処するため、実験と種々の耐震解析を重ね、① 二次覆工のひびわれ、② ひびわれ部の鉄筋のばねとしての作用、③ 地盤変位の伝達率がほとんど変化しないこと等を確認し、単純かつ合理的で汎用性のある耐震設計法をとりまとめた。

**Keywords :** shield tunnel, secondary lining, aseismatic design

## 1. はじめに

今日シールドトンネルは、施工技術や管理技術の進歩により、大断面・急曲線・小土かぶり・高水压下等の厳しい条件に対応することが可能となった。また、トンネル上方や周囲へ与える工事の影響を小さく抑えることも可能となり、都市トンネルの有力な工法として定着している。しかし、都市部では地盤が軟弱で地下水位下となる場合が多く、河川や航路を横断する場合もあり、地震や地盤沈下によりトンネル軸方向に強制変位を受けるような条件下においても、止水性は確保されなければならない。

シールドトンネルは、一般に1 m前後の間隔で存在するリング継手により、一次覆工のみでは軸方向に可撓性に富み、周辺地盤の変形によく追従するため、力学的には地中構造物として優れた特性を有する構造物といえる。しかし、将来の荷重増加に対する耐力増加や防水、浮力に対する重量付けのために、二次覆工を設ける場合には、一次覆工だけの状態に比べて軸方向の剛性が著しく高まり、それに応じて大きな断面力が生じるため大きな抵抗力が必要になる。したがって、安全かつ経済的な耐震設計を行うために、トンネル軸方向剛性の評価方法と要求する耐震性の水準の設定に苦慮しているのが現状である。現在行われている二次覆工を有するトンネルの標準的な剛性評価法は、およそ表1<sup>1)~3)</sup>のようである。つまり、一次覆工についてはリング継手のばねとセグメントの直列ばねとして評価することで一致しているものの、二次覆工についてはひびわれが発生した状態での鉄筋の剛性評価が困難なため、「全断面有効」と「無視」

の両極端の剛性評価をしているのである。

東京湾横断道路シールドトンネルでは、浮き上がりに対する安定性確保のための重量付加、防水、道路としての防災および内装付帯構造設置等のために40 cm程度の厚さの二次覆工を設ける必要があるが、上記の問題に対処するため、後述するような実験と種々の耐震検討を行ってきた。その結果、二次覆工を直打ち等により施工し、覆工間の付着力が比較的大きい場合に対して、次のことが確認できた。

- ① 設計地震動レベルでは二次覆工にひびわれが発生する。
- ② 二次覆工の軸方向鉄筋が多く、その強度が二次覆工コンクリート断面の引張強度より大きい場合には、二次覆工に発生するひびわれが分散し、特定のリング継手にひずみが集中するのを防止させる効果がある。しかし、鉄筋がこれより少なくなると、特定のリング継手位置でのひびわれにのみひずみが集中する傾向がある。

さらに、これらの成果に基づき、二次覆工の地震時挙動を高い精度で表現できる非線形ばねモデルを開発して、トンネル軸方向引張剛性を検討した。そして、二次覆工コンクリートのひびわれと鉄筋の抜け出しを考慮した、より実際に近い評価法を設定することができた。この剛性評価法は、後述するような地下構造物特有の動特性に立脚し、トンネル縦断方向には二次覆工を構造主体材と考えないという設計思想を基に組み立てたものである。筆者らは、この剛性評価法に基づく設計法の概念を公表<sup>4)</sup>したが、その後さらに覆工各部の応力分担等の分析を続けた。その結果、今後の課題として実験等により定量的な確認の必要性はあるものの、単純かつ合理的な設計法をとりまとめることができた。

本論文では、二次覆工を有するシールドトンネルの軸方向引張剛性の非線形特性とそれに基づいた耐震設計法

\* 正会員 東京湾横断道路(株) 設計部課長  
(〒102 千代田区一番町15-5)

\*\* 正会員 元東京湾横断道路(株) 設計部課長代理

\*\*\* 正会員 元東京湾横断道路(株) 設計部係長

表一 従来のシールドトンネルの剛性評価法

二次覆工の状態	ひびわれ	ひびわれ発生前	ひびわれ発生後		
	鉄筋有無	無筋・鉄筋とも	鉄筋コンクリート		無筋コンクリート
	鉄筋量	鉄筋量によらず	鉄筋多	鉄筋少	—
覆工の剛性評価	一次覆工	リング継手のばねとセグメントとの直列ばね	同左	同左	同左
	二次覆工	コンクリートの全断面有効	同左	抵抗しないと考へ、剛性を無視	剛性を無視
	覆工全体	図-1(a)のモデル	図-1(b)のモデル		

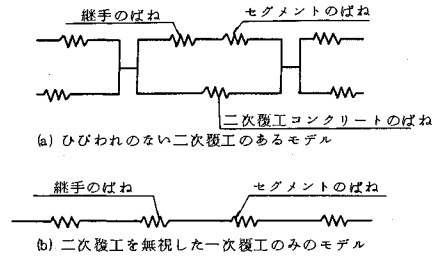


図-1 二次覆工を考慮した従来の剛性評価モデル

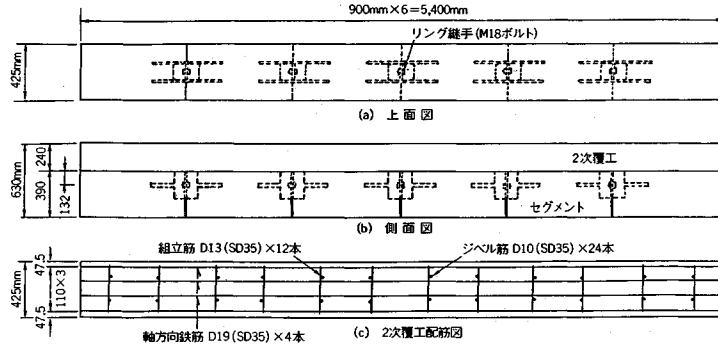


図-2 供試体の概要(ケース2)

を述べる。

## 2. 覆工のトンネル軸方向の非線形特性の検討

シールドトンネルは多数のセグメントと継手で構成され、二次覆工を有する場合には、一次覆工と二次覆工との付着強度や、二次覆工コンクリートに生じたひびわれによるこの部分の鉄筋のばね作用が影響するなど、全体のトンネル軸方向の剛性評価は難しい問題となっている。これまで、二次覆工のない場合については、支配的な要因となる継手の剛性評価に関する実験研究<sup>5)</sup>や、一次覆工全体の剛性評価に関する実験<sup>9)</sup>や研究<sup>7), 8)</sup>が行われている。また最近では二次覆工を有するトンネルについても剛性評価実験<sup>9), 10)</sup>が行われたが、これらの実験では、二次覆工が無筋であったり、一次覆工がスチールセグメントであった。このため、鉄筋コンクリートセグメントの一次覆工に、軸方向鉄筋を配置した二次覆工を設けた場合については、地震時挙動が明確にわかっていない。

筆者らは、鉄筋で補強された二次覆工を持つシールドトンネル軸方向の非線形の複雑な挙動について、載荷実験<sup>11), 12)</sup>を行ってこれを把握するとともに、非線形ばねとジョイント要素からなるモデルを開発して検証し、解析的にも地震時の覆工の挙動を把握することができた。なお、セグメントの継手についてはこれまで多くの実験や研究が行われ、すでに挙動に関する知見が得られているため、二次覆工の影響を中心に研究を行った。

### (1) 実験結果の概要<sup>11), 12)</sup>

シールドトンネルの覆工が地震時に軸方向引張りずみを受けたときの挙動は、二次覆工の鉄筋量の多少により異なることが、この実験により明らかにされた。ここにその概要を示す。

#### a) 模型の概要

覆工模型の1例を図-2に示す。これは東京湾横断道路シールドトンネルのリング継手1箇の分担幅をモデル化したもので、60%に縮小した状態で一次覆工を6リング分連結し、その上に二次覆工を打設した。載荷は覆工模型の端部に正負交番の軸方向力を与えて行った。

#### b) 実験ケースと結果

実験は表-2のように継手方式と二次覆工の鉄筋量を変化させて5ケース行い、同表の結果を得た。また、各ケースの荷重と供試体の伸びの関係を図-3に、ケース2とケース3の最終破壊状態を図-4に示した。本実験より破壊に至る状況は次のような2つに分類できることが判明した。

##### i) 二次覆工軸方向の鉄筋が少ない場合(ケース2)

二次覆工の軸方向鉄筋量が少なく、その降伏強度が二次覆工コンクリートの引張強度より小さい場合には、まずリング継手位置の二次覆工コンクリートにひびわれが入るのみで他の部分にはひびわれが発生しない。このため一次覆工と二次覆工の間の付着切れもない。二次覆工はこの継手部のひびわれで変位を吸収するため、ひびわれ幅が大きくなり、少ない変位量でひびわれ部の鉄筋が降伏する。その後、鉄筋が降伏しリング継手位置に変位

表-2 実験ケースと結果の概要

ケース	リング継手方式	二次覆工の条件		実験結果			破壊形態
		供試体の軸方向の鉄筋筋量	ジベルの有無	ひびわれ発生荷重 $t(9.8kN)$	降伏耐力 $t(9.8kN)$	降伏変位 (mm)	
1	ダクタイル金具	D19×4本	あり	23.1	59.8	8.65	ボルト破断
2	通常ワッシャー	D13×3本	なし	24.5	15.8	0.44	ボルト破断
3	通常ワッシャー	D19×4本	なし	22.1	59.7	8.79	ボルト破断
4	ダクタイル金具 弾性ワッシャー	D19×4本	なし	16.1	56.5	8.85	ワッシャー ボルト破断
5	長尺送りボルト	D19×4本	なし	16.1	59.4	8.71	ボルト破断

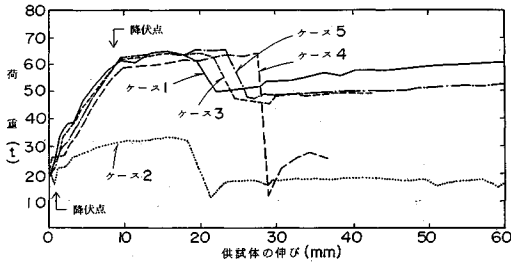


図-3 各供試体の载荷履歴図の包絡線

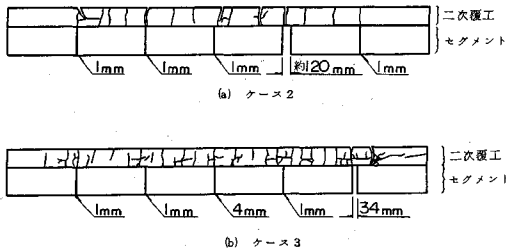


図-4 最終破壊状態

が集中し始める。変位量がある程度大きくなり降伏した二次覆工鉄筋がひずみ硬化をし始めると、継手位置以外の二次覆工コンクリートにもひびわれがはじめるが、その数は少なく、最終的にはひずみの集中した継手のボルトが破断し破壊する。

ii) 二次覆工軸方向鉄筋が多い場合(ケース3, 5)

二次覆工軸方向鉄筋量の降伏強度が二次覆工コンクリートの引張強度より大きい場合には、リング継手位置の二次覆工コンクリートにひびわれが入るが、その後次々と継手位置以外の二次覆工コンクリートにもひびわれが分散して入る。このため、二次覆工の軸方向鉄筋は上記 i) の場合に比べ 20 倍程度の大きな変位まで降伏しない。その後荷重を続けると、最終的には二次覆工鉄筋が降伏し、特定の継手にひずみが集中してボルトが破断し破壊する。

(2) 解析モデルによるシミュレーション

東京湾横断道路ではL-1, L-2<sup>13)</sup>という2つの地震動強度に対して設計を行うこととなっている。L-1地震は耐用期間内に1回以上発生すると考えられる地震の中で最大のもので、図-5の応答スペクトル特性を有する地震動であり、これに対する部材の応力は弾性範囲内に

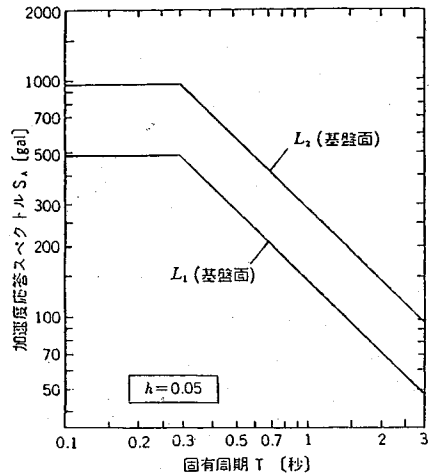


図-5 L-1, L-2地震の加速度応答スペクトル

とどまることが要求される。L-2地震は建設地点にまれにしか発生しない巨大地震で、図-5のようにL-1地震のほぼ2倍の強度を有し、これに対して損傷は許すが崩壊は防ごうとするものである。前者のL-1地震時には二次覆工にひびわれが発生すると考えられ、後者のL-2地震時には部材が塑性領域のひずみになることが十分考えられる。したがって、トンネル覆工の最終耐力やじん性、破壊状態等を確認することはもちろんであるが、二次覆工のひびわれ発生状態や破壊に至るまでの覆工のひずみと覆工剛性の関係や各部の応力状態を詳細に把握する必要がある。

このため、本実験結果を表現できる非線形ばねモデルを作成し、これを東京湾横断道路の実トンネルに適用して、トンネル軸方向の剛性の非線形特性や覆工各部の応力を調べた。

a) 解析モデル

解析モデルは、覆工を構成する各部材(セグメント、二次覆工、継手ボルト等)をすべて非線形の引張ばねとせん断ばねで表し、各々を結んだものである。解析モデルの概念図を図-6に、モデルを図-7に示す。

b) リング継手剛性の非線形特性のモデル化

シールドトンネル全体の剛性のモデル化を行うにあたり、まずリング継手の剛性評価法について検討した。実験に用いたリング継手は、図-8のようなダクタイル金具であり継手面板を同図(b)に示す円板と考えて、次のような5段階の剛性評価を行った。

- ① ボルトの初期締付力により、初期状態ではボルトの頭の幅は面板が開かないものとし、孔なしの周辺固定円板とする。
- ② 初期締付力解放後は、ボルト孔を考慮した周辺固定有孔円板とする。
- ③ 荷重の増加により周辺固定板から周辺単純支持板

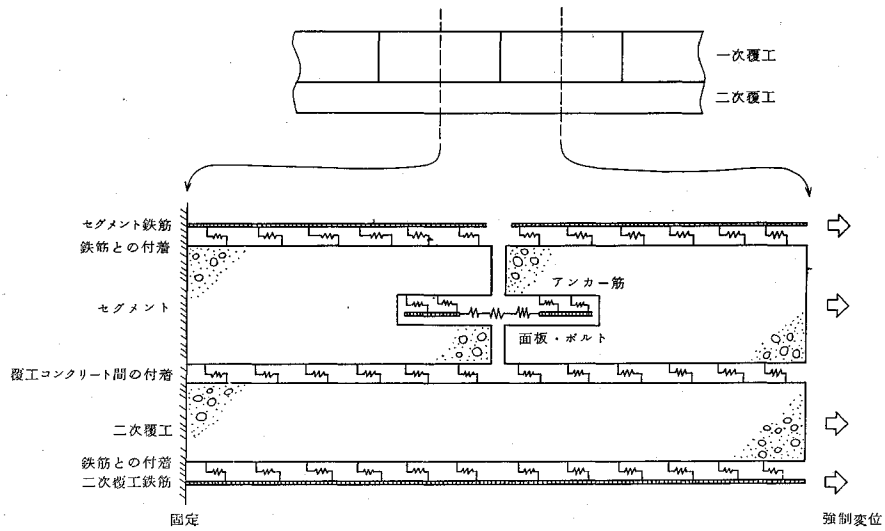


図-6 解析モデルの概念

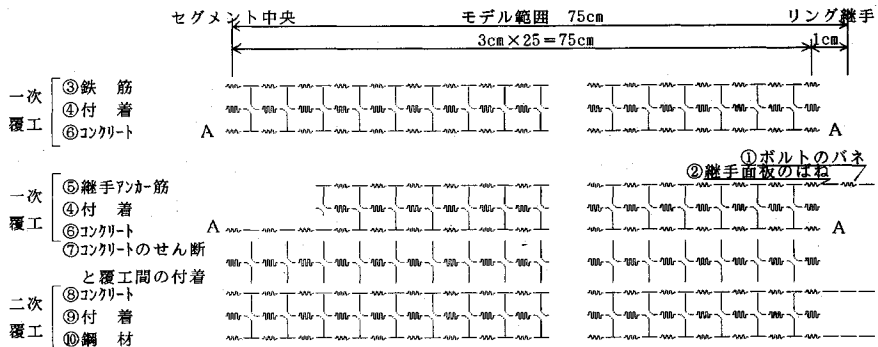


図-7 解析モデル

[A-Aの一次覆工コンクリートは同一部材である]

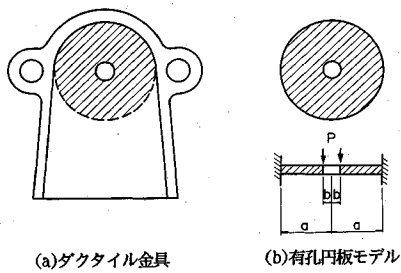


図-8 ダクティル継手金具と面版のモデル化

へ変化する。

- ④ 継手面版が、周辺単純支持有孔円板となる。
- ⑤ ボルトが降伏する。

図-9はこの計算結果と別途行った同じリング継手の引張実験結果を比較したものである。これより継手の剛性を上記のような5段階で考えることにより実験値をよく表現できることが判明した。

- c) 実験結果のシミュレーション

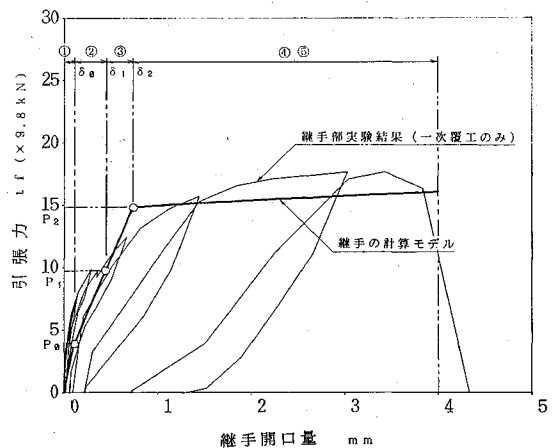


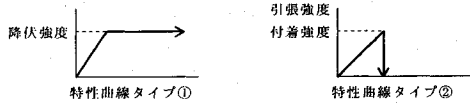
図-9 リング継手の開口量と軸引張力の関係 (○番号は5段階の剛性評価に対応)

実験結果をシミュレーションするにあたり、覆工各部の特性を表-3のように設定した。これらの内、鉄筋と

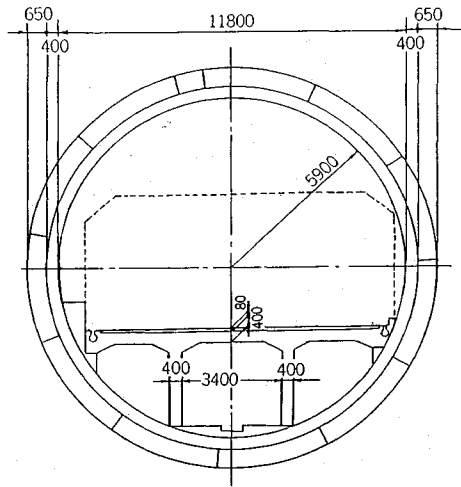
表—3 部材の仕様とモデルの特性

部材	仕様	特性曲線のタイプ	降伏強度等根拠の示方書	試験値
一次覆工	継手ボルト	8.8(M18)	①	○
	継手金具	FCD50(ダグタイ)	①	○
	アンカー筋	SD35(D22)	①	○
	鉄筋	SD35(D13)	①	○
	鉄筋とコンクリートの付着	$\tau_{cm} = 6 \cdot \sigma_{ck}^2$	②	△
コンクリート	$\sigma_{ck} = 480 \text{ kg/cm}^2$	②	○	
一次覆工と二次覆工の付着	コンクリート	$\tau_{cm} = 7.8 \text{ kg/cm}^2$	②	◎
	コンクリート	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$	②	○
	鉄筋とコンクリートの付着	$\tau_{cm} = 6 \cdot \sigma_{ck}^2$	②	△
二次覆工	鉄筋	SD35(D19)	①	○

注1) 特性曲線のタイプの番号は、下図参照。



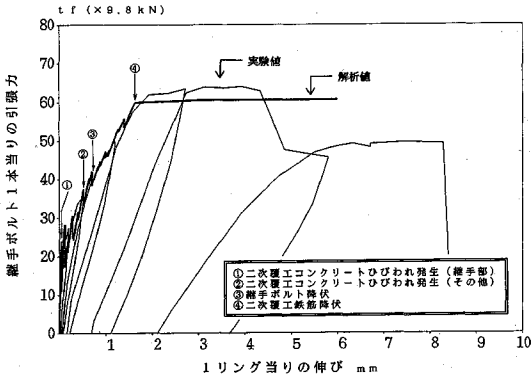
- 強度等根拠の△は、既往の研究論文<sup>15)</sup>より推定したもの。  
◎は東京湾横断道路橋以外の機関が行なった試験<sup>14)</sup>の値。
- 示方書：土木学会トンネル標準示方書(シールドトンネル編)昭和61年



図—11 東京湾横断道路シールドトンネルの断面図

表—4 検討対象の覆工条件

部材	仕様	諸元
一次覆工	コンクリート	$\sigma_{ck} = 480 \text{ kg/cm}^2$ ( $= 4.7 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ )
	リング	ダグタイル金具式 (FCD50) 面板厚23mm
	継手	ボルト M36 (規格10.9) アンカー D 3.5 × 2 (SD35)
二次覆工	コンクリート	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$ ( $= 2.4 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ )
	軸方向鉄筋	D16 c/c150ダブル (SD35)



図—10 覆工の伸びと軸引張力の関係 [実験(ケース3)と解析の比較]

コンクリートの付着特性は、図—7のモデルの要素長に対応して付着応力分布内の最大値が必要であるため、JISで定める鉄筋の引抜き試験から求まる埋込み長全体の平均付着強度ではなく、マッシュな供試体で埋込み長の短い実験値<sup>15)</sup>をもとに推定した。一次覆工と二次覆工の付着特性は、シールドトンネルの覆工間のアイソレーションに関する実験<sup>14)</sup>を参考に定めた。また、コンクリートの圧縮強度は材料試験結果に、引張強度はコンクリート標準示方書の算式に基づいた。

前述の実験ケースのうち、鉄筋量の多いケース3についてシミュレーションを行った結果、覆工の伸びと軸引張力の関係は図—10のようになり、剛性・耐力とも実験値とほぼ一致した。その他二次覆工のひびわれ、覆工間のはく離の発生や鉄筋の付着特性等も実験結果とシミュレーション結果はほぼ一致し、本モデルの妥当性が確認できた。

d) 解析モデルの実トンネルへの適用

上記の解析モデルを図—11に示す東京湾横断道路

シールドトンネルの実トンネルに適用し、シミュレーションを行った。その結果、覆工に生じる平均ひずみとそれに対応した剛性・ひびわれ幅・降伏の有無等の覆工状態との関係を把握することができた。

① 覆工条件

検討した覆工条件は表—4の通りである。

② 荷重～変位の関係

解析の結果、本トンネルの1リング(長さ1.5m)当りの伸びと1継手当りの引張力の関係が図—12のように得られた。同図の鋭い凹凸は、変位制御下での二次覆工のひびわれ発生とそれに伴う剛性低下を意味している。

覆工全体としての降伏は、同図より二次覆工鉄筋の降伏時点と考えられ、1リング当りの伸びが2.2mm程度で降伏する結果となった。覆工全体の破壊は実物大実験の例<sup>14)</sup>から継手面板の破断で決まるか、ほぼ同荷重で生じるボルトの破断で決まると考えられ、この場合、1リング当りの伸びが12mm程度となる。したがって、じん性率は5.4程度となった。これらの伸びに対応するひずみを1リングの長さから計算すると、降伏に対しては $1.5 \times 10^{-3}$ 程度、破壊に対しては $8 \times 10^{-3}$ 程度のひずみとなる。

③ 覆工構造の変化およびひびわれ幅

軸引張りを受けた覆工各部の応力分布の変化の状況を図—13に示す。初期の状態は、図—13(a)に示すよう

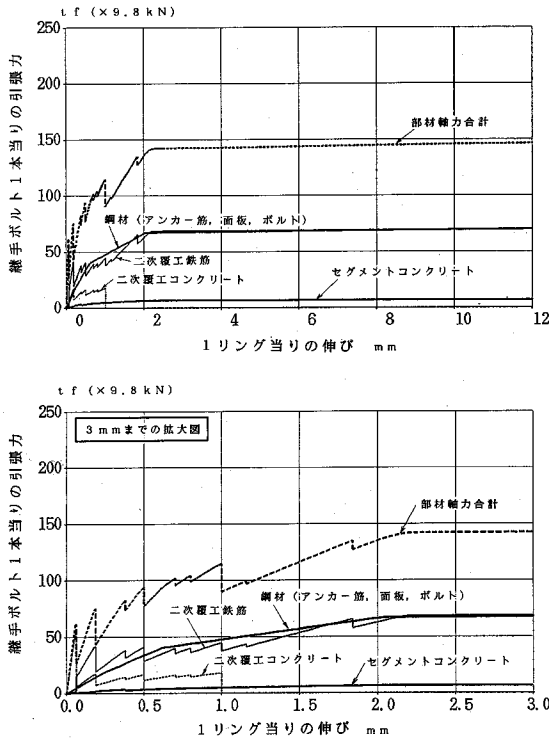


図-12 覆工の伸びと軸引張力の関係 (シミュレーション結果)

に継手位置の二次覆工コンクリートに引張力が大きく生じ、ひびわれが生じると (b) のように継手部の二次覆工鉄筋の引張力が急増する。その後 (c) に示すように継手部側からひびわれが進行し、セグメントコンクリートの引張力が增加する。(d) は二次覆工鉄筋がいくつものひびわれ部で降伏した状態である。

④ L-1, L-2地震時の挙動

東京湾横断道路シールドトンネルがL-1地震・L-2地震時に受ける覆工の伸びと、この時の覆工各部の断面力および応力度を表-5に示した。

L-1地震では1リング当りの伸びが0.2mm~0.5mm程度であり、二次覆工のひびわれが生じるが、この程度のひずみであれば、覆工各部材の応力はほぼ地震時の許容応力度以内である。また、L-2地震ではひびわれの本数が増加し、継手ボルトや二次覆工鉄筋の応力度は地震時の許容応力度を上回るが、その応力は降伏までには達していないことがわかる。

3. 地震時の覆工の状態のモデル化

前述の実験結果と解析結果を合わせて、地震時の覆工の状態をモデル化し、覆工各部の応力状態を整理すると、次のようになる。

覆工が軸方向に引張られる時、覆工は大きく次の4ステップの変化を考えると考えることができる。この覆工の

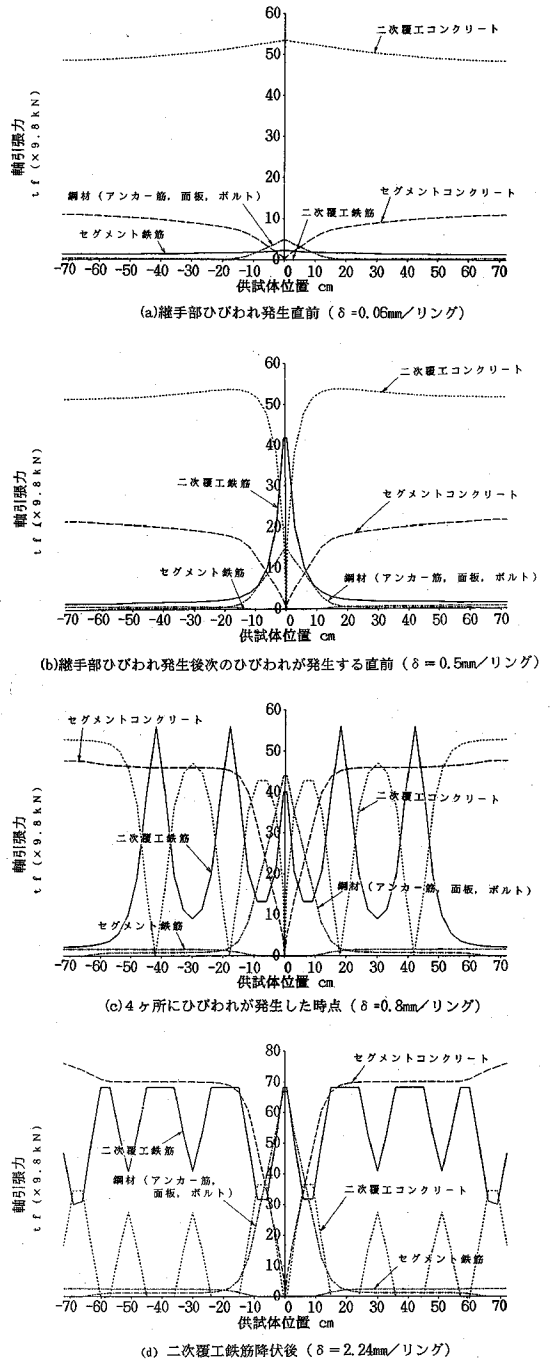


図-13 覆工各部の軸引張力分布の変化 (シミュレーション結果)

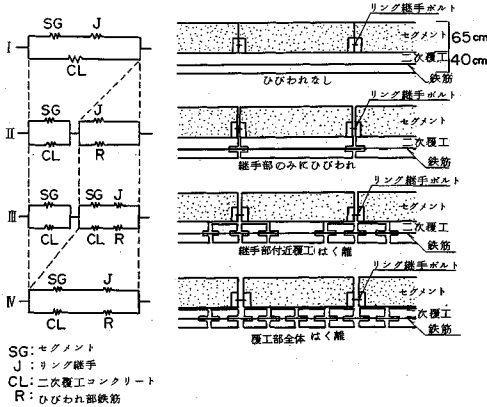
変化をモデル化したものを、図-14に示す。

- ステップⅠ：二次覆工にひびわれが生じていない全断面有効の初期状態。
- ステップⅡ：リング継手位置のみ二次覆工にひびわれが入った状態。鉄筋がばねとして作

表一五 地震時の覆工各部の応力度

	L-1地震時						L-2地震時	
	0.2mm #		0.5mm #		1.0mm #			
	引張力	応力度	引張力	応力度	引張力	応力度		
セグメントコンクリート *C	23.6	4.1	38.7	6.8	60.2	10.5		
一次覆工鉄筋 *C	0.8	21.8	1.4	35.8	2.1	54.7		
アンカー筋 *N	5.6	294.	12.9	672.	18.1	948.		
継手ボルト *J	17.4	2130.	37.2	4600.	52.4	6420.		
二次覆工コンクリート *C	20.4	5.8	52.6	14.9	52.1+N	14.8		
二次覆工鉄筋 *J	28.0	1570.	57.0	3200.	62.4	3490.		
ひびわれ本数	3本/リング		6本/リング		8本/リング			

注1) \*Cはセグメント中央, \*Jは継手位置, \*Nは最大軸力の発生する位置の値  
 2) 引張力はt f (9.8kN), 応力度はkgf/cm<sup>2</sup> (9.8×10<sup>4</sup>kgf/m<sup>2</sup>)  
 3) #印の長さは、1リング当りの伸び量  
 4) 地震時の許容応力度: 鉄筋3500kgf/cm<sup>2</sup> (9.8×10<sup>4</sup>kgf/m<sup>2</sup>)  
 ボルト4500kgf/cm<sup>2</sup> (9.8×10<sup>4</sup>kgf/m<sup>2</sup>)

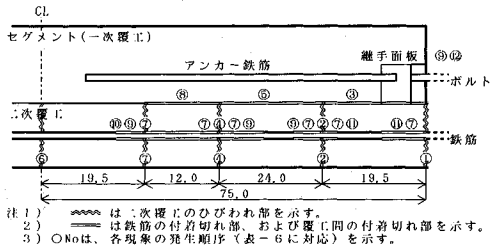


図一四 覆工状態の変化とばねモデル

表一六 覆工の伸びと覆工状態の変化

No	伸び(mm)	引張力 t f (9.8kN)	覆工の状態	ステップ
①	0.06	6.1	継手部ひびわれ発生	ステップ I
②	0.2	7.5	ひびわれ発生	ステップ II
③	0.4	8.3	覆工間付着切発生	ステップ III
④	0.5	9.4	ひびわれ発生	
⑤	0.7	10.2	覆工間付着切発生	
⑥	0.8	10.5	ひびわれ発生	
⑦	1.0	11.5	鉄筋付着切れ ひびわれ発生	ステップ IV
⑧	1.2	9.9	鉄筋付着切れ	
⑨	1.8	13.5	鉄筋付着切れ	
⑩	2.1	13.9	継手面板降伏	
⑪	2.2	14.2	二次覆工鉄筋降伏	ステップ IV
⑫	2.5	14.2	鉄筋付着切れ	
⑬	8.9	14.5	鉄筋付着切れ	
⑭	12.1	14.7	継手面板破断	

注1) 伸びは1リング(1.5m)当り,  
 2) 引張力はリング継手ボルト1本当り.



注1) は二次覆工のひびわれ部を示す。  
 2) は鉄筋の付着切れ部、および覆工間の付着切れ部を示す。  
 3) ○Noは、各現象の発生順序(表一六に対応)を示す。

図一五 覆工状態の変化と最終状態

用をする。

- ステップⅢ：リング継手の位置以外にも二次覆工にひびわれが生じ、その部分の覆工間にずれが生じた状態。覆工が受けるひずみが増すと、ひびわれ本数と覆工間のずれる領域が増加する。
- ステップⅣ：覆工間の付着が完全に切れて、一次覆工と二次覆工が独立した動きをする状態。

2章 d) のシミュレーションで求めた覆工の挙動と図一14のモデルとの対応を調べると、表一6に示したようになり、その覆工状態の変化と最終状態を示したものが図一15である。東京湾横断道路シールドトンネルがL-1, L-2地震で受けるひずみは、1リング当り0.5~1.0mm程度であり、設計上着目される覆工の状態は「ステップⅢ」に相当することがわかる。

#### 4. 縦断方向の耐震設計法の提案

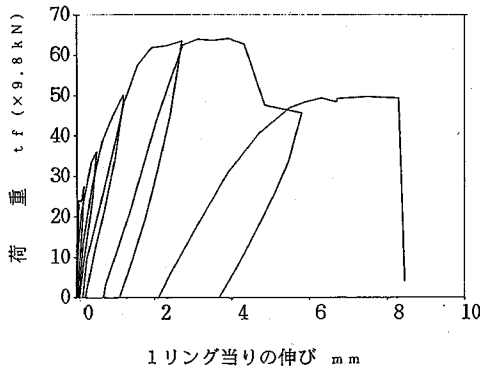
一般に鉄筋コンクリート構造物の設計は、コンクリート全断面有効の剛性評価を行い、発生する応力に抵抗できる配筋を行う。これは地震中に構造物が損傷すると、剛性が低下して変形が大きくなるとともに、自重に起因した破壊が生じる可能性を持っているためと考えられ

る。しかし、地中のトンネルは、周辺地盤の滑り等の大きな残留変形を伴う破壊を別にすれば、地盤のひずみは比較的小さな有限値にとどまり、トンネル覆工のひずみは覆工の損傷状況に係わらずこれを越えることはない。しかも、トンネル軸方向については、地震後は基本的には無応力状態に戻るため、自重による破壊の進行は考えられない。

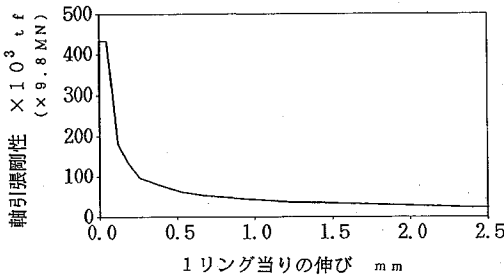
本研究では、このような地上構造物とは異なる地下構造物特有の動特性を踏まえ、二次覆工を構造主部材と考えず、ひびわれの発生に伴う剛性の低下を考慮した設計法をまとめた。以下にトンネル剛性の変化と覆工に生じる応力を示し、具体的な設計法を提案する。

#### (1) 二次覆工に発生するひびわれとトンネル軸方向の剛性

トンネル軸方向の剛性は、覆工状態の変化に伴い大きく変化する。前述のケース3の載荷実験で得られた荷重~変位曲線は、図一16(a)である。同図の1リングの伸びが2mm程度までの勾配の変化は、二次覆工のひびわれと覆工間のはく離長の増加によるところが大きく、リング継手面板の降伏開始による影響は小さい。同図の各変位を受けたときの覆工の剛性は除荷時に測定される剛性であり、割線剛性にほぼ等しい。この引張剛性(EA)の変化を図示すると、図一16(b)のようになる。二次



(a) 実験結果から得られた荷重～変位曲線



(b) 実験値から求めた割線剛性

図一16 トンネル軸方向剛性の変化

覆工を有するトンネルの剛性は、初期には非常に大きいものの、二次覆工コンクリートのひびわれや覆工間のはく離、ひびわれ部の鉄筋のばねとしての作用により、変位の増加に伴って急激に低下し、その後は一次覆工のみの剛性に漸近することがわかる。

(2) ひずみの伝達率と覆工各部の応力

東京湾横断道路シールドトンネルの耐震設計は、応答変位法によることを基本とし、地震応答解析により照査を行っている。これらはいずれも広義の応答変位法に基づいており、トンネル覆工を弾性支承上の梁としてモデル化し、地盤の応答変位を支承である地盤ばねに作用させて、覆工に生じる応力を解析する方法である。設計検討で用いている応答変位法は、地震時の地盤の応答変位を正弦波状と仮定し、トンネル軸方向の断面力を算定するものである。軸力 (P) の算定式を以下に示す。

$$P = EA \cdot \alpha_x \cdot \epsilon$$

$$\alpha_x = \frac{1}{1 + (2\pi/\lambda_x \cdot L)^2}$$

$$\lambda_x = \text{SQRT} \left( \frac{K_x}{EA} \right)$$

$$\epsilon = \frac{dy}{dx}$$

$$= \frac{2\pi}{L} \cdot U_T \cdot \cos \left( \frac{2\pi}{L} X \right)$$

表一7 トンネル軸方向剛性と歪の伝達率

覆工の条件・状態	剛性 (EA) tf (9.8kN)	歪の伝達率 $\alpha$	軸引張力 tf (9.8kN)
① 二次覆工のひびわれ無し	$6.5 \times 10^7$	0.85	11100
② 二次覆工のひびわれあり	$1.5 \times 10^7$	0.96	2900
③ 一次覆工のみ	$5.0 \times 10^6$	0.99	990

$$y = U_T \cdot \sin \left( \frac{2\pi}{L} X \right)$$

$$U_T = \frac{\beta}{2\pi} \cdot S_V \cdot T \cdot f_T$$

ここで、EA：トンネルの軸方向剛性

$\alpha_x$ ：地盤変位（またはひずみ）の伝達率

$\epsilon$ ：トンネル軸方向に沿う地盤のひずみ

$\lambda_x$ ：剛比係数

L：地盤変位の波長

$K_x$ ：トンネル軸方向のトンネル地盤間ばね

y：地盤変位振幅

x：トンネルに沿う位置

$U_T$ ：地盤変位の最大振幅

$\beta$ ：刺激係数

$S_V$ ：速度応答スペクトル (L-1 と等価)

T：表層地盤の1次の固有周期

$f_T$ ：トンネル深さでのモード関数の値

この方法では、トンネルの剛性と地盤ばねの剛性の大小関係により  $\lambda_x$  が変わり、それに伴ってひずみの伝達率  $\alpha_x$  が変化し、トンネル覆工に生じるひずみや断面力が変化することになる。一般に「シールドトンネルのひずみ≒地盤のひずみ」と言われるが、東京湾横断道路シールドトンネルは、大口径でかつ二次覆工があるため剛性が高く、さらに周辺地盤が軟弱で、これまでの剛性比の条件と異なることが予想されるため、改めて検討を行った。

本トンネルの海底平坦部の平均的な地盤条件に対して応答変位法を用いて、地盤ひずみの伝達率  $\alpha_x$  を計算すると、前述のような覆工状態の変化に応じて、表一7のようになった。なお、軸引張力は、各覆工状態のまま同一の地盤ひずみを受けたと仮定した場合の値である。

表一7より、伝達率は、二次覆工にひびわれがない状態①では、一次覆工のみの場合③に比べて小さいが、ひびわれが生じた状態②と③とはほとんど変わらないことがわかる。しかし、剛性の大小により算定される軸力には非常に大きな差が生じる。

一方、複雑なトンネル覆工の挙動を解析的に把握するために、非線形ばねとジョイント要素からなる前掲の図一7のような解析モデルを用いると、実験値をかかなりの精度でシミュレートすることができる。このモデルを用いて表一7の状態のまま同じ地盤ひずみを受けた場合に生じる覆工を構成する各部材の軸引張力を調べると、表



表-8 覆工を構成する各部材の軸引張力

覆工の条件・状態		一次覆工		二次覆工		
		継手/鉄筋	セグメント	鉄筋	コンクリート	
①	二次覆工の	継手部	870	—	420	9810
	ひびわれ無し	中央部	* 70	1990	250	8790
②	二次覆工の	継手部	980	—	1920	—
	ひびわれあり	中央部	* 50	1480	40	1330
③	一次覆工のみ	継手部	990	—	—	—
		中央部	* 20	970	—	—

注1) 「中央部」はセグメント中央部、\*印はセグメント鉄筋の値  
2) 単位は t f (9.8kN)

—8 のようになった。

表-8 より、リング継手に生じる引張力は、二次覆工に発生するひびわれが少ないほど小さく、その変化が小さいことがわかる。また、二次覆工に全くひびわれが発生していない状態(表-8の①)では、覆工全体の軸力のほとんどを二次覆工が負担していることがわかる。

(3) トンネル縦断方向の耐震設計法

これまで述べたように、二次覆工を有するシールドトンネルの軸方向剛性の評価はかなり難しいものの、定性的には一次覆工のみの場合に比べ剛性が高くなり、トンネル全体に発生する断面力は増加するが、リング継手の目開き量を二次覆工が抑制する結果、リング継手の発生断面力は減少することがわかった。セグメント本体の発生断面力は、設計上取扱いが容易な図-14のステップⅡの状態を想定すると表-8の②のように二次覆工の軸力よりかなり大きくなったが、前述の非線形ばねモデルによる詳細検討から、ひびわれや覆工間のはく離の発生により、リング継手の軸力を若干上回る程度であることが判明した。この差は、ステップⅡの状態と実際の二次覆工のひびわれの発生や覆工間のはく離状況が異なるためである。

これに基づき、次のような耐震設計上の簡略化をして、設計を行うものとする。

a) 一次覆工の設計

同じ地盤ひずみを受けた場合、リング継手にとって一次覆工のみの状態が最も厳しい条件となることから、リング継手は、一次覆工のみの剛性により断面力を算出して、応力度と開口量の照査を行う(図-1(b)参照)。

図-7の詳細モデルを用いた解析によれば、セグメント本体の発生断面力は図-13のようにリング継手の軸力を若干上回る程度であることから、セグメント本体の鉄筋はリング継手の終局耐力を上回るよう設計する。(たとえば、 $A_s \times \sigma_a \geq A_b \times \sigma_b$  とする。ここに  $A_s$  はセグメント軸方向鉄筋の総断面積、 $\sigma_a$  は鉄筋の許容引張応力度、 $A_b$  はリング継手ボルトの総断面積、 $\sigma_b$  はボルトの降伏応力度である。)

b) 二次覆工の設計

トンネル軸方向については、二次覆工を構造補助部材と考える。軸方向の鉄筋は、二次覆工コンクリートの引

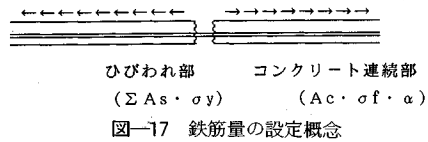


図-17 鉄筋量の設定概念

張強度に基づく抵抗力の20%程度増の抵抗力を持つよう配筋し、すべて連結させるものとする。

① 二次覆工の鉄筋量の設定理由

二次覆工のひびわれはまずリング継手位置に生じるが、二次覆工鉄筋の降伏強度が二次覆工コンクリートの引張強度より小さいと、そのひびわれ部の鉄筋が降伏して、特定の継手位置のひびわれのみが増加する。一方二次覆工鉄筋の降伏強度が二次覆工コンクリートの引張強度より大きいと、鉄筋は降伏することなく力をコンクリートに伝達し、二次覆工の他の位置に次々ひびわれが発生する。この現象は、前述の実験で確認しており、理論的にも説明できる。

二次覆工のひびわれは、防水上やリング継手の開口を抑制する観点からひびわれ幅が小さい方が望ましく、覆工が受けるひずみ量はほぼ一定であるため、リング継手位置だけでなく他の位置にもひびわれを分散させる方がよい。

したがって、鉄筋断面積は二次覆工にひびわれが発生するだけの力を伝達できる最小の値とする。つまり、

$$\Sigma A_s \cdot \sigma_y \geq A_c \cdot \sigma_f \cdot \alpha$$

である。ここに、

$A_s$  : 二次覆工鉄筋の断面積

$\sigma_y$  : 〃 の降伏応力度

$A_c$  : 二次覆工コンクリートの断面積

$\sigma_f$  : 〃 の引張強度

$$(0.5 \times \sigma_{ck}^{2/3})$$

$\alpha$  : 安全率 (1.2程度)

である。

上記の方法で東京湾横断道路シールドトンネルの二次覆工の軸方向配筋量を設定すると、D16 ctc 150内外各1段となる。この配筋をした場合の応用状態を前述の詳細モデルで検討した結果は、表-5のようにL-2地震時に降伏点に達する程度で、L-1地震時には弾性範囲にある。

② 二次覆工鉄筋を連続させる理由

施工性の観点から鉄筋を不連続にする構造とした場合、鉄筋が不連続となった箇所的一次覆工に応力が集中する。例えば9mごとの施工目地で鉄筋を不連続とした場合、一次覆工のみの状態に比べて不連続箇所のリング継手は最大隣接する6箇所のリング継手の変形量を負担する可能性があり、別途行った地震応答解析による損傷の集中に対する検討でも同様な結果を得ている。したがって、一次覆工への予想外の応力集中を避けるため、

二次覆工は一樣部材になるよう鉄筋を連続させるべきである。

## 5. む す び

本研究では、二次覆工を有するシールドトンネルの二次覆工の挙動を、実験を基にしながら解析的に検証し、地震時の覆工各部の挙動と応力状態を把握することができた。そして地下構造物特有の動特性を踏まえ、二次覆工のひびわれとそれによる剛性低下を考慮する設計法を提案した。基本的には構造主部材は一次覆工であることから、本方法を用いても安全性を損なうことはなく、経済的な設計ができるものとする。本設計法を採用することにより、冒頭で述べたような安全かつ経済的な耐震設計を行うための剛性評価と耐震性の水準の設定に対する苦慮が軽減されることを願う次第である。

なお、本研究は二次覆工が直打ちされ比較的付着力が大きい場合に対するものであり、付着力が弱い場合や防水シートを巻く場合には、挙動が異なる可能性が考えられる。これらの場合についても今後検討を進めて行く予定である。

最後に、「東京湾横断道路シールドトンネル検討会」の東京都立大学教授の今田徹委員長、東洋大学助教授の小泉淳委員、建設省土木研究所耐震研究室長の川島一彦委員をはじめとする各委員の方々に終始貴重な助言をいただき、また、東京湾横断道路(株)設計部の吉田幸司氏および(株)オリエンタルコンサルタンツの田中努氏等には本研究の実施とまとめにご助力頂いたことを記し、深く感謝の意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，pp.246～255, 1979.
- 2) 日本鉄道建設公団：京葉都心線のシールドトンネルの耐震検討について(未公表)，1987.11.
- 3) 藍田正和・西野健三：シールドトンネルのセグメント継手部剛性を考慮した耐震解析，中部電力研究資料，No.73, pp.1～21, 1984.9.
- 4) 元山宏，三木克彦，林光俊，田中努：二次覆工を有するシールドトンネルの縦断方向の耐震設計法，第20回地震工学研究発表会講演概要，土木学会耐震工学委員会，pp.593～596, 1989.7.
- 5) 村上博智・小泉淳：シールド工用セグメントのセグメント継手の挙動について，土木学会論文報告集 No.296, pp.73～86, 1980.4.
- 6) 西野健三・吉田和夫・小泉淳：シールドトンネル縦断方向の現場載荷試験とその考察，土木学会論文集No.376/Ⅲ-6, pp.131～140, 1986.12.
- 7) 川島一彦・大日向尚巳・志波由紀夫・加納尚史：シールドトンネルの耐震性に関する研究—(その1)シールドセグメントの等価剛性の評価および応答変位法の適用—，土木研究所資料，No.2262, 1985.10.
- 8) 小泉淳・村上博智・西野健三：シールドトンネルの軸方向特性のモデル化について，土木学会論文集第394号/Ⅲ-9, pp.79～88, 1988.6.
- 9) TOT研究会：シールドトンネルの軸方向剛性評価実験報告書，1987.7.
- 10) 例えば 水野竜也・依田信・滝英治・児玉守広・田中弘・和田正樹：有筋二次覆工を施したシールドトンネルの軸方向剛性評価実規模実験(純曲げ載荷時の有筋二次覆工コンクリートのひびわれ発生形態)，土木学会第44回年次学術講演会講演概要集Ⅲ，pp.118～119, 1989.10.
- 11) 川島一彦・元山宏・林光俊・志波由紀夫：シールドトンネルの耐震性に及ぼす覆工条件の影響に関する模型載荷実験，第20回地震工学研究発表会講演概要，土木学会耐震工学委員会，pp.561～564, 1989.7.
- 12) 元山宏・林光俊・杉田秀樹・志波由紀夫：シールドトンネル覆工の長手方向の耐震性に関する模型載荷実験，土木学会第44回年次学術講演会講演概要集Ⅰ，pp.1098～1099, 1989.10.
- 13) 荒川直士・川島一彦：動的解析用入力地震動の設定法，土木研究所資料，No.2120, 1984.3.
- 14) 東京湾横断道路六社研究会：東京湾横断道路シールドトンネル軸方向剛性確認実験報告書，1989.2.
- 15) 周礼良・二羽淳一郎・岡村甫：マッシュパなコンクリート中の異形鉄筋の付着モデル，第2回構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，pp.45～52, 1983.10.

(1990.7.18 受付)

## BEHAVIOR OF SHIELD TUNNEL WITH SECONDARY LINING UNDER EARTHQUAKE MOTION

Yujirou WASA, Katsuhiko MIKI and Mitsutoshi HAYASHI

Current needs to bore tunnels by shield tunneling method is increasing and its application to tunnels under severer site conditions is prevailing.

Secondary lining concrete is introduced as one of prospective measures for structural reinforcement required from the conditions. On the other hand, aseismatic design for this type of structure is yet to be established.

In this paper, the behaviour of shield tunnel with secondary lining under earthquake motion was clarified by a series of structural analysis through model tests and analytical simulation. The authors have proposed an aseismatic design concept for shield tunnels in longitudinal deflection, based on the aforementioned study on the behaviour of lining concrete and the dynamic characteristics of subsurface structures during earthquake motion.