

# 複円形シールドトンネルの中柱免震装置の 要求性能に関する考察

## PROPERTIES NECESSARY FOR THE ISOLATION DEVICE PLACED ON THE TOP OF CENTER COLUMNS IN SHIELD-DRIVEN TUNNELS WITH MULTI-CIRCULAR CROSS-SECTION.

金子 誉<sup>1)</sup>・鈴木 猛康<sup>2)</sup>・鄭 志誠<sup>1)</sup>・田村 重四郎<sup>3)</sup>・小長井 一男<sup>4)</sup>

Isao KANEKO, Takeyasu SUZUKI, Shisei TEI, Choshiro TAMURA and Kazuo KONAGAI

This paper presents the method to place an Isolation device on the top of center columns in shield-driven tunnels with multi-circular cross section to reduce shear force and bending moment at the columns and the segments around the connection to the columns. A series of static FEM analyses were conducted to examine the effectiveness of the device, and then it was found that the application of some seismic isolation devices such as rubber bearings to which additional devices to decrease the rotational stiffness was installed, would be practical with a high performance.

**Key Words:** shield -driven tunnel, multi-circular section, center column, seismic isolation device, FEM analysis.

### 1. はじめに

近年地下鉄駅部建設に当たって、掘削土砂量の低減や工期短縮等を目的として、2心円あるいは3心円を有する複円形シールドが採用されるようになってきた。複円形シールドトンネルは、中柱を有する幅広地下構造物であり、中柱を有する開削トンネルと同様、中柱が大きな常時荷重を支持しているため、地震時に横断方向に大きく変形して中柱が損傷を受けると、不安定となることが想定される。したがって、中柱に高い耐震性を持たせるか、あるいは中柱に大きな地震力を伝達しない機構の採用が肝要である。本稿では、3心円シールドトンネルを検討対象とし、その地震時安全性向上の1手法として、中柱上端に免震装置を設置することを想定し、トンネルの地震時挙動について数値解析に基づいて考察した結果について報告する。

### 2. 解析方法

#### (1) 解析対象トンネル

解析の対象とする3心円シールドトンネルの概要を図-1に示す。トンネルは幅約20m、高さ約8mであり、表層地盤中に土被り約15mで配置した。また、トンネルにできる限りシビアなせん断変形を与えるように、基盤位置をトンネル下5mの位置に設定した。セグメントはダクタイル製とし、中柱はスチール製で1リング(0.8m)毎に設置するものとした。

- 
- 1) 正会員 修士(工学) (株)熊谷組 技術研究所
  - 2) 正会員 工学博士 (株)熊谷組 技術研究所
  - 3) 正会員 工学博士 日本大学 生産工学部 土木工学科
  - 4) 正会員 工学博士 東京大学 生産技術研究所 第1部

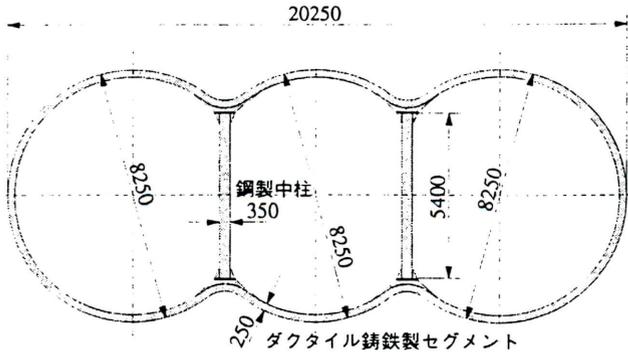


図-1 解析対象トンネル

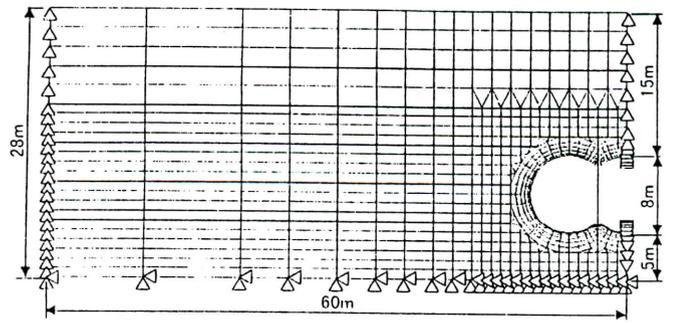


図-2 メッシュ分割

表-1 表層地盤の特性値

			硬質地盤 (砂質土)	軟質地盤 (粘性土)
表層地盤厚	$H$	(m)	28.0	28.0
単位体積重量	$\gamma_t$	(tf/m <sup>3</sup> )	1.7	1.5
せん断波速度	$V_S$	(m/s)	200	120
せん断弾性係数	$G$	(tf/m <sup>2</sup> )	6,940	2,200
ポアソン比	$\nu$		0.48	0.49
弾性係数	$E$	(tf/m <sup>2</sup> )	20,540	6,560
固有周期	$T_G$	(sec)	0.56	0.93
地表面加速度	$a_0$	(m/sec <sup>2</sup> )	10.69	8.60

## (2) 表層地盤

層厚 28m の均質な表層地盤を考え、せん断波速度  $v_s=200\text{m/s}$  の硬質地盤と  $v_s=120\text{m/s}$  の軟質地盤の 2 種類に対して解析を行った。表-1 に、設定した 2 種類の表層地盤の特性値を示す。

## (3) 免震装置

複円形シールドトンネルの中柱に設置する免震装置を検討するに当たり、本論ではその手始めとして、一般的な橋梁用支承から類推される装置を柱上部に設置することを想定した。まず、一種類目はローラー支承で、これは中柱へせん断力も曲げモーメントも全く伝達しない。次に、二種類目は積層ゴム支承をそのまま用いるもので（以下、弾性支承という）、弾性支承のせん断変形吸収能により中柱のせん断力の低減を期待するものである。ここでは、表-2 に示すように、単位奥行き当りのせん断剛性を  $k_H=150, 450, 900 \text{ tf/m/m}$  の 3 段階に変えて、その影響を調べることにした。ただし、高軸力下での圧縮変形を抑えるために、弾性支承は鉛直剛性を非常に大きく設計しなければならない、それに伴って回転剛性も大きくなり、中柱へ曲げモーメントが伝達されることが危惧される。そこで、三種類目として、積層ゴム支承にせん断変形を吸収させ、さらに回転変形を吸収可能な機構を付加した装置（以下、中柱免震装置という）について検討する。

## (4) 解析モデル

図-2 に解析に用いたメッシュ分割を示す。2次元有限要素法に基づき、変形の逆対称性を考慮した 1/2 モデルとし、線形弾性体としてモデル化した。地盤は平面ひずみ要素、セグメントならびに中柱は単位奥行き当たりの剛性に換算した梁要素でモデル化した。ここで、モデル下端の境界条件は水平、鉛直自由度ともに拘束した。また、モデルの左右両端では、鉛直自由度のみを拘束して、平面ひずみ要素には水平自由度を、梁要素には水平および回転自由度を与えた。

表一 2 弾性支承（積層ゴム支承）の諸元

		KH150	KH450	KH900	備 考	
ゴムのせん断弾性係数	$G$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	5.0	5.0	10.0		
ゴムの平面寸法	$a$ (cm)	60.0	60.0	60.0	トンネル軸方向	
	$b$ (cm)	60.0	60.0	60.0	トンネル横断方向	
ゴムの層数	$n$	15	5	5		
ゴム1層の厚さ	$t_e$ (cm)	1.0	1.0	1.0		
形状係数	$S$	15	15	15	$S=ab/2(a+b)t_e$	
支承 1個	鉛直剛性	$K_V$ (kgf/cm)	$1.78 \times 10^6$	$5.34 \times 10^6$	$1.07 \times 10^7$	$K_V=(3+6.58S^2)Gab/(nt_e)$
	せん断剛性	$K_H$ (kgf/cm)	$1.20 \times 10^3$	$3.60 \times 10^3$	$7.20 \times 10^3$	$k_H=Gab/(nt_e)$
	回転剛性	$K_R$ (kgf·cm/rad)	$3.11 \times 10^8$	$9.33 \times 10^8$	$1.87 \times 10^9$	$k_R=0.02 \times Gab^5/(nt_e^3)$
1m 当り	せん断剛性	$K_H$ (tf/m/m)	150	450	900	
	回転剛性	$K_R$ (tf·m/rad/m)	3,890	11,700	18,700	

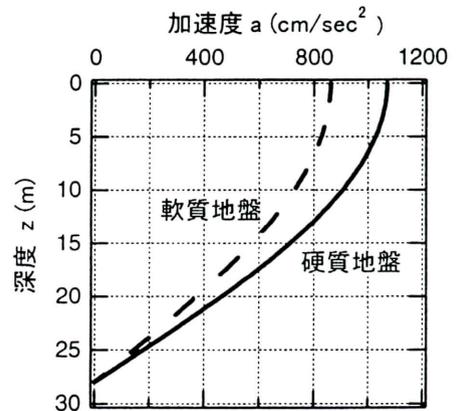
表一 3 トンネルモデルの入力データ一覧

	断面積 $A$ (m <sup>2</sup> /m)	断面2次モーメント 0.9I or I (m <sup>4</sup> /m)	弾性係数 $E$ (tf/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	単位体積重量 $\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )
一般部セグメント	0.031	0.9I=0.00025	$1.7 \times 10^7$	0.25	7.25
カモメ部セグメント	0.051 ~ 0.086	0.9I=0.00065 ~ 0.00460	$1.7 \times 10^7$	0.25	7.25
中 柱	0.054	I=0.00084	$2.1 \times 10^7$	0.30	7.85

表一 3 にトンネルモデルの入力データを示すが、セグメント部分の要素については、断面2次モーメントを0.9倍したものを入力値とすることで、継手バネの効果を評価した。最後に、免震装置については、軸力、せん断力および曲げモーメントを伝達するバネでモデル化し、軸方向バネには十分大きな剛性を与えた。

(5) 解析方法

解析方法は、FEMモデルに地盤慣性力を静的に与えてトンネルの応答を求める方法<sup>1)</sup>を採用し、以下に示す手順によった。まず、「水道施設耐震工法指針」<sup>2)</sup>で地震動レベル2として規定されている基盤地震動の速度応答スペクトル $S_v$ と表層地盤の固有周期 $T_G$ により、地表面加速度 $a_0$ を $a_0=8S_v/T_G$ として与えた。次に、深さ $z$ における加速度 $a$ を正弦波状の分布 $a=a_0 \cos(\pi z/2H)$ にしたがって求めた。このようにして求めた震度分布に相当する各メッシュの地盤慣性力を、解析モデルの各節点に静的な水平外力として与えて、トンネルの応答を求めた。FEM解析に先立って求めた地盤の加速度の深度分布を図一 3 に示す。



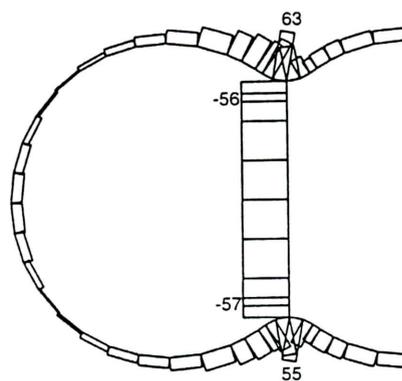
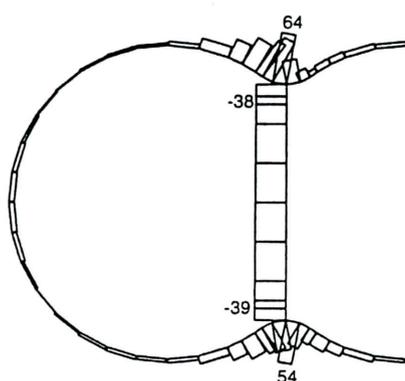
図一 3 地盤加速度の深度分布

(6) 解析ケース

(2)で述べた地盤の剛性と(3)で述べた免震装置の種類や剛性をパラメータにとり、これらがトンネルに生じる断面力に及ぼす影響を検討することとした。今回行った解析ケースの一覧を表一 4 に示す。なお、弾性支承のケースについては、回転を自由にした中柱免震装置との比較を解析目的としたことから硬質地盤のケースのみについて解析を実施した。

表-4 解析ケース一覧

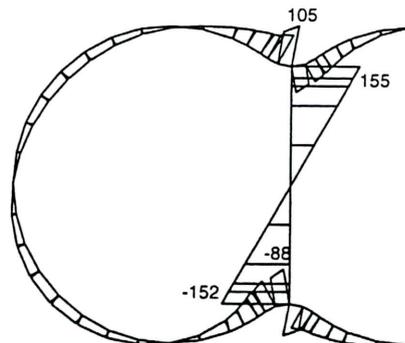
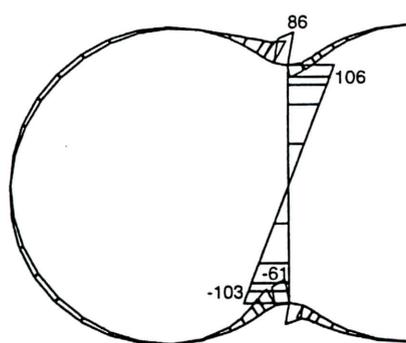
装 置			地 盤	
装置の種類	せん断剛性 $K_H$ (tf/m/m)	回転剛性 $K_R$ (tf・m/rad/m)	硬質地盤 $v_S=200$ m/s	軟質地盤 $v_S=120$ m/s
装置なし	(中柱)	(中柱)	H-NODEV	S-NODEV
ローラー支承	0	0	H-KH000	S-KH000
弾性支承	150	3,890	H-KH450KR	
	450	11,700	H-KH450KR	
	900	23,300	H-KH900KR	
中柱免震装置	150	0	H-KH150	S-KH150
	450	0	H-KH450	S-KH450
	900	0	H-KH900	S-KH900



(a) 硬質地盤 (ケース H-NODEV)

(b) 軟質地盤 (ケース S-NODEV)

図-4 免震装置なしのケースのせん断力図



(a) 硬質地盤 (ケース H-NODEV)

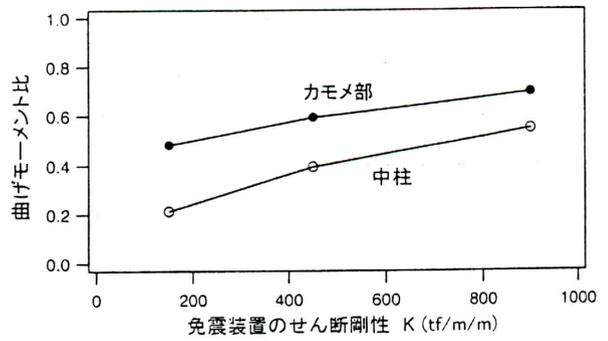
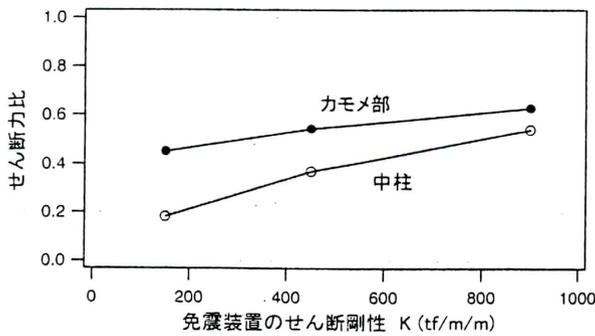
(b) 軟質地盤 (ケース S-NODEV)

図-5 免震装置なしのケースの曲げモーメント図

### 3. 解析結果

#### (1) 免震装置の必要性

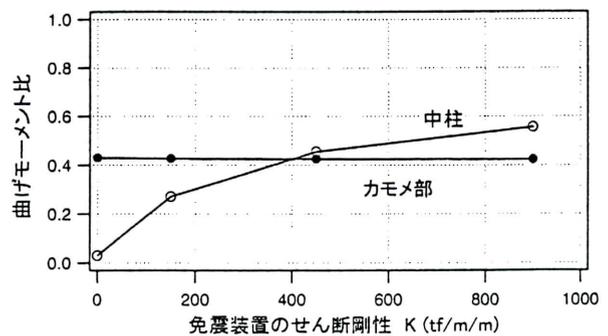
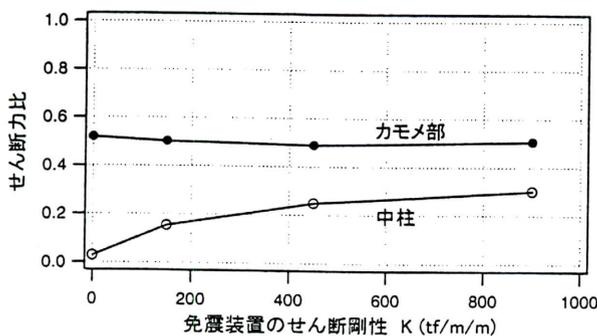
図-4は、装置なしのケースにおけるせん断力図である。中柱のせん断力が大きくなっているとともに、中柱に接続するカモメ部セグメントのせん断力も、中柱からの反力として大きな値を示している。同様に、図-5は曲げモーメント図であるが、中柱上下端とカモメ部セグメントで非常に大きな値を示している。なお、これらの断面力は軟質地盤のケースの方が硬質地盤のケースより全体的に大きくなっているが、それはトンネル周辺地盤のせん断変形の大きさが、前者の方が後者より大きいためである。



(a) せん断力

(b) 曲げモーメント

図-6 弾性支承と装置なしのケースの中柱・カモメ部の断面力比 (硬質地盤)



(a) せん断力

(b) 曲げモーメント

図-7 中柱免震装置と装置なしのケースの中柱・カモメ部の断面力比 (硬質地盤)

このように、地震時に作用する断面力は、中柱やカモメ部などの複円形シールドトンネルに特有な部材で大きくなり、免震装置を用いることで断面力を低減できれば、非常に有用であるといえる。

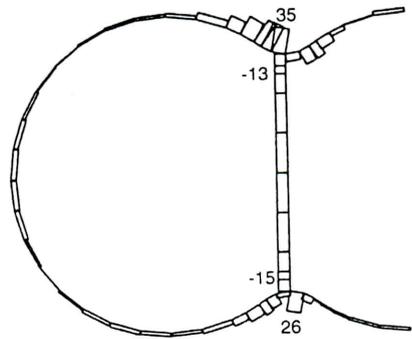
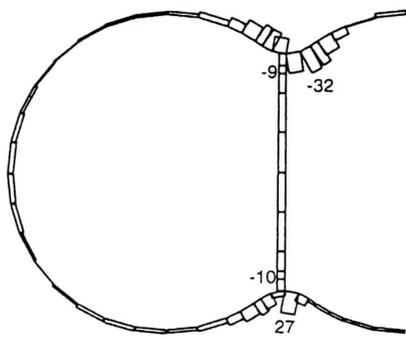
## (2) 回転剛性の影響

硬質地盤のケースでは、弾性支承と中柱免震装置の両ケースの解析を行った。表-4に示したように、前者はせん断剛性が大きくなると回転剛性も大きくなり、後者はせん断剛性のいかんにかかわらず回転剛性をゼロとしたケースである。

図-6は、弾性支承のケースと装置なしのケース (H-NODEV) の断面力の比を縦軸にとり、装置のせん断剛性を横軸にとって示したものである。まず、(a)のせん断力についてみると、中柱、カモメ部のいずれもせん断剛性や回転剛性が大きくなるほど、断面力低減効果が小さくなるのがわかる。中柱については、今回行ったパラメータの範囲では約5割の低減効果を確保しているが、カモメ部は中柱よりも1~2割ほど低減効果が落ちている。また、(b)の曲げモーメントについても、せん断力とほとんど同じ傾向を示している。

次に、図-7は中柱免震装置のケースについて図-6と同様に示したものであり、ローラー支承のケースもせん断剛性がゼロのケースとしてプロットに含めている。(a)のせん断力については、図-6よりも中柱の低減効果が大きいこと、カモメ部は装置のせん断剛性によらず約5割の低減効果を維持しているのがわかる。また、(b)の曲げモーメントについては、中柱では図-6より1~2割ほど低減効果が落ちているのに対し、カモメ部では約4割で一定の低減効果を示している。

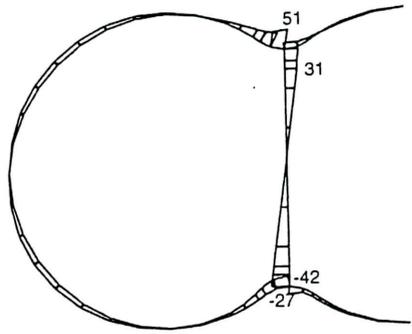
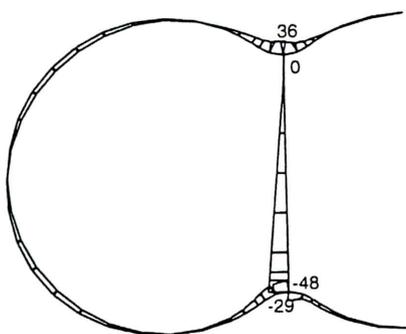
このように、せん断力と曲げモーメントのいずれに着目するか、あるいは中柱とカモメ部のいずれに着目するかで、回転剛性の有無の優劣は異なってくる。ただし、上記4つの断面力比が0.5を下まわるようなせん断剛性の



(a) 回転剛性無し (中柱免震装置 H-KH450)

(b) 回転剛性有り (弾性支承 H-KH450KR)

図-8 回転剛性の有無によるせん断力分布の違い



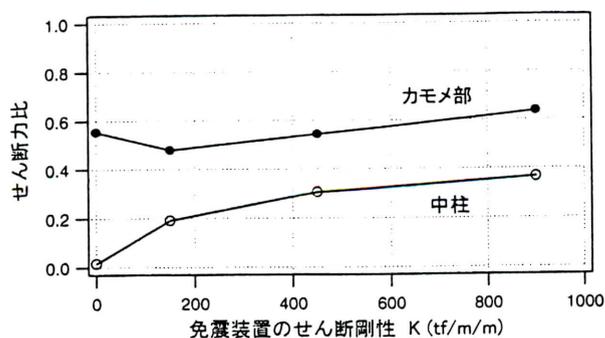
(a) 回転剛性無し (中柱免震装置 H-KH450)

(b) 回転剛性有り (弾性支承 H-KH450KR)

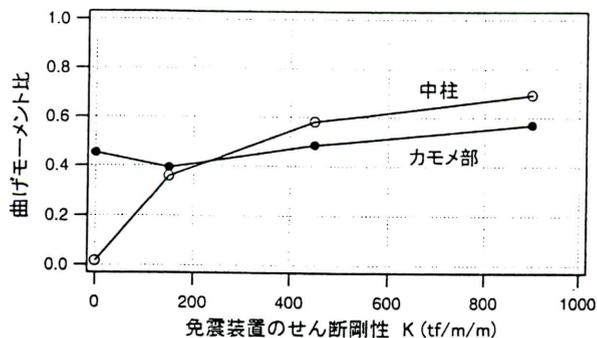
図-9 回転剛性の有無による曲げモーメント分布の違い

範囲に着目してみると、回転剛性を有する弾性支承では  $250\text{tf/m/m}$  以下としなければならないのに対し、回転剛性をゼロとした中柱免震装置ではせん断剛性を  $600\text{tf/m/m}$  まで大きくとることができ、後の方が前者より設計の自由度が大きいといえる。さらに、表-2に示したように、免震装置のせん断剛性を小さくしていくと鉛直剛性も小さくなるので、長期にわたって高軸力の作用を受けたときのクリープ変形を一定レベルに抑えるためには、せん断剛性をいたずらに小さくできないことに注意しなければならない。積層ゴム支承のクリープ変形の定量的予測は未だ確立されていない問題ではあるが、今回の解析で取り上げた支承の中では、せん断剛性が  $150\text{tf/m/m}$  のものは十分な検討が必要であると思われる。

ところで、改めて図-6及び図-7の結果を見ると、回転剛性の有無によってトンネル内における力の流れが大きく異なることが容易に想像できる。せん断剛性  $450\text{tf/m/m}$  のケースのせん断力図を比較して図-8に、同様に曲げモーメント図を比較して図-9に示す。まず、地震時における柱上端と下端の間の相対変位はほぼ等しいので、免震装置の回転剛性がない方が柱に導入されるせん断力は小さくなる。しかし、回転剛性が有れば柱内で曲げモーメントが交番するのに対して、回転剛性が無いと片持ち梁としての曲げモーメント分布となるので、柱下端の曲げモーメントは後の方が大きくなる。さらに、これらのケースでは、カモメ部の曲げモーメントは柱の下部よりも上部の方が大きいので、柱からカモメ部へ伝達される曲げモーメントは装置の回転剛性に支配され、その曲げモーメントによってカモメ部のせん断力が決まる。したがって、免震装置の回転剛性が無いケースでは、曲げモーメントが柱から伝達してこないために、免震装置のせん断剛性を変えても、カモメ部の曲げモーメントとせん断力は一定となったと考えられる。

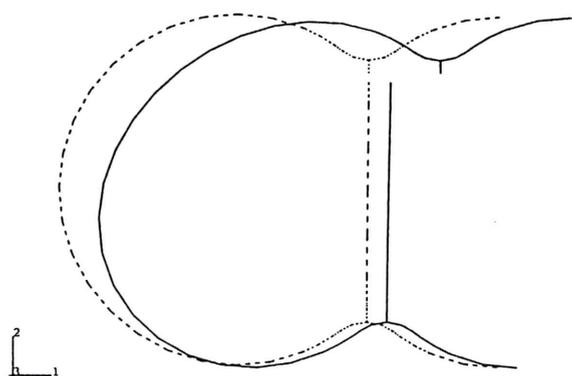


(a) せん断力

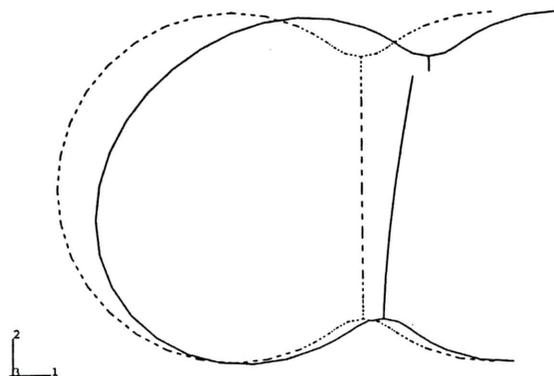


(b) 曲げモーメント

図-10 中柱免震装置と装置なしのケースの中柱・カモメ部の断面力比 (軟質地盤)



(a) ローラー支承 (S-KH000)



(b) 中柱免震装置 (S-KH450)

図-11 ローラー支承と中柱免震装置のケースのトンネルの変形図の比較 (軟質地盤)

表-6 免震装置部で吸収する水平変位と回転変位

解析ケース		免震装置の せん断剛性 $K_H$ (tf/m/m)	中柱全体		免震装置部分		
			①変位差(cm)	変形角	②変位差(cm)	②/①	角度差(rad)
硬質地盤	H-NODEV	—	4.55	1/119	—	—	—
	H-KH000	0	5.43	1/99	5.02	0.92	0.0013
	H-KH150	150	5.32	1/102	3.26	0.61	0.0056
	H-KH450	450	5.24	1/103	1.92	0.37	0.0090
	H-KH900	900	5.19	1/104	1.19	0.23	0.0108
軟質地盤	S-NODEV	—	8.29	1/65	—	—	—
	S-KH000	0	11.93	1/45	11.50	0.96	0.0029
	S-KH150	150	11.05	1/49	6.70	0.61	0.0121
	S-KH450	450	10.69	1/51	3.71	0.35	0.0186
	S-KH900	900	10.50	1/51	2.22	0.21	0.0218

(3) 軟質地盤における断面力低減効果

図-10は、軟質地盤の解析ケースについて、装置なしのケースを基準として求めた断面力比を中柱免震装置のせん断剛性に対してプロットしたものである。両者の関係は図-7に示した硬質地盤の場合と良く似ているが、断面力比の値は硬質地盤のケースより全体的に0.1程度大きくなっている。今回の解析で対象としたモデルでは、周辺地盤と比較してトンネルは柔らかい構造であるから、両者の剛性のコントラストが明確な程、中柱免震装置による断面力低減効果が顕著に現れるといえる。

また、カモメ部の断面力についてみると、硬質地盤では中柱免震装置のせん断剛性にかかわらず一定値

を示していたが、軟質地盤では、水平剛性が 150tf/m/m 以上になると、せん断剛性が大きくなるにつれて断面力比も大きくなっている。これは、前者では柱上部の方が下部より断面力が大きかったのに対し、後者ではそれが逆になったので、装置のせん断剛性により定まる中柱基部の曲げモーメントの影響を直接受けるようになったためである。

#### (4) 中柱免震装置が吸収すべき変位と角度

図-8は、軟質地盤の解析で、ローラー支承と中柱免震装置を設置したケースにおけるトンネルの変形図を比較したものである。(a)のせん断剛性が 0 tf/m/m のローラー支承のケースでは、柱全体の相対水平変位を免震装置でほぼ全て吸収していることがみてとれる。一方、(b)のせん断剛性が 450tf/m/m の中柱免震装置のケースでは、中柱の曲げ変形も変位吸収に寄与しており、中柱免震装置のせん断変形で吸収すべき変位差はローラー支承より小さい。ただし、上側のカモメ部はほとんど回転していないが、中柱上端ではたわみ角が生じているので、その角度差を中柱免震装置の回転変形で吸収しなければならない。

表-7は、各解析ケースにおいて中柱免震装置で吸収している水平方向の変位差と角度差をまとめたものである。中柱全体に生じる相対変位は、硬質地盤で約 5cm、軟質地盤で約 11cm であり、変形角に直すとそれぞれ約 1/100、1/50 である。このうち、免震装置で吸収すべき変位は装置のせん断剛性が大きくなるほど小さくなる。上述したように、装置のせん断剛性が 150 tf/m/m 以下ではクリープ特性から現実的とはいえないので、その範囲を除くと中柱全体の相対変位の 6 割程度のを中柱免震装置で吸収すれば良いといえる。今回のモデルでは、その変位差は硬質地盤で高々 3.5cm、軟質地盤で 7.0cm である。また、免震装置のせん断剛性を大きくすると、中柱上端のたわみ角も増す。中柱免震装置が吸収すべき角度差は、硬質地盤で約 0.01rad、軟質地盤で約 0.02rad である。

#### 4. まとめ

複円形シールドトンネルの中柱免震装置の要求性能について、数値解析に基づいて考察した。本研究で得られた知見は以下のとおりである。

- ①中柱免震装置は、中柱のみならずカモメ部の地震時発生断面力を大幅に低減させ、トンネルの耐震性を大幅に向上させることができる。
- ②中柱とともにカモメ部の断面力を低減させるためには、中柱免震装置はせん断力の伝達を抑制するとともに、曲げモーメントも伝達させない構造とする必要があり、例えば積層ゴム支承で相対変位を吸収し、それに角度差を吸収する機構を付け加えたものが考えられる。
- ③中柱に生じる地震時断面力は、中柱免震装置のせん断剛性を小さくするほど低減されるが、カモメ部の断面力に対しては低減効果に限界がある。
- ④中柱免震装置のせん断剛性をある程度以上与えると、中柱自体も変形するので、中柱免震装置が吸収すべき水平変位差は小さくなり有利だが、免震装置が吸収すべき角度差は逆に増大するので注意が必要である。

最後に、本研究では積層ゴム支承に付加機構を付けるタイプの中柱免震装置について検討したが、他にも様々なタイプの装置が考えられる。今後は、より実現性の高い装置の開発を目指して研究をすすめていく所存である。

#### 参考文献：

- 1) (社)日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，1997
- 2) 大塚久哲・星隈順一・村井和彦・田中努・橘義規：地盤慣性力に基づく応答変位法を用いた地下構造物横断方向の耐震設計法，第 52 回年次学術講演会 I，pp.906-907，1997