

地盤条件急変部へのシールドトンネル免震構造の適用に関する研究

粕田金一* 鈴木猛康** 勝川藤太**

地盤条件急変部を通過するシールドトンネルに免震構造を適用する場合を対象として、免震設計手法の概念、相互作用ばね値の算定方法を示した。さらに、L2地震動を対象とした地震時の解析例を提示した。その結果、免震構造を設けた場合にはコンクリートの軸圧縮力、セグメントの目開き量ともに許容値内に収まり、L2地震時における本免震構造の有効性が確認された。

キーワード：シールドトンネル、トンネル縦断方向、免震設計、地盤条件急変部

1. はじめに

地下構造物の地震時発生断面力を低減する技術としては、(1)可撓継手や可撓セグメントを採用して、トンネルに発生する地震時変位を一箇所吸収する構造、(2)シールドトンネルのリング継手の引張剛性を低減させ、トンネルに発生する地震時変位を複数のリング継手に分散させて吸収する構造等、地下構造物の見かけの剛性を小さくして地震時の地盤の変形に追従しやすくする柔構造が採用されてきた。これに対して免震構造は、地下構造物の外周に周辺地盤と比較して著しく軟らかな比較的薄い免震層を形成させ、周辺地盤からのひずみの伝達を低減・遮断するとともに、免震区間で構造物のひずみの分散を図ることによって、構造物の地震時断面力を大幅に低減する構造である^{1),2)}。

本報文では、免震構造の適用が効果的と考えられる代表的な箇所として地盤条件急変部をとりあげ、シールドトンネル縦断方向の免震設計手法の概要、相互作用ばね値の算定方法を示した。さらに、構造物の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつL2地震動を対象としてトンネルの耐力・変形量の照査例を提示した。

2. 地盤条件急変部と免震設計の概要

2.1 地盤条件急変部

地盤条件が急激に変化する場所(地盤条件急変部)では、急変部を境としてその両側の表層地盤の卓越振動が異なるため、急変部付近で地盤ひずみが集中することが知られている。トンネル縦断方向に対する免震構造の適

用は、このような地盤条件急変部の地盤ひずみのトンネルへの伝達を遮断し、トンネルひずみの分散を図ることを目的として採用されるものである。地盤条件急変部は、Fig.1(a)~(d)に示すような4種類のパターンに大きく分類することができる。各地盤条件急変部の特徴を、Fig.1(a)~(d)にしたがって簡単に解説すると以下ようになる。

(a)硬質、軟質地盤の境界部付近(堆積環境)

堆積過程で生じた硬質、軟質地盤のインピーダンスのコントラストと地層境界面の傾斜等により、境界部への地盤ひずみの分布ならびにひずみのピーク値が異なる。インピーダンス比のコントラストの著しいほど、また境界面の傾斜が急なほど、地層境界部における地盤ひずみの集中が顕著となる。ただし硬質・軟質のインピーダンス比が5を超えるような極めてインピーダンスのコントラストの著しい地盤は、横浜市の土丹層と沖積粘土層の境界等の特定の地域に限定され、自然環境下では決して多く存在するわけではない。

(b)断層により形成された不連続な地層境界

(a)が堆積過程によって形成されたのに対して、断層運動により急傾斜かつインピーダンス比のコントラストが著しい地層境界が形成されている箇所が存在する。このような箇所では地層境界が、堆積環境下では希な90度を超えるような傾斜(衝上断層等)であったり、インピーダンス比が10以上(岩盤と軟質土等)となることがあり、著しい地震時地盤ひずみの集中が発生する可能性がある。

(c)基盤が不整形な表層地盤

トンネル建設区間を通してトンネル外周を構成する地層はほとんど変わらないが、基盤深さが急激に変化するため、基盤傾斜部を境としてその両側で表層地盤の卓越振動数が急激に変化するような不整形地盤構造であり、地震時に基盤傾斜部ならびにその周辺で地盤ひずみが集中する。

* 技術研究所 地盤基礎グループ

** 技術研究所 土木耐震研究グループ

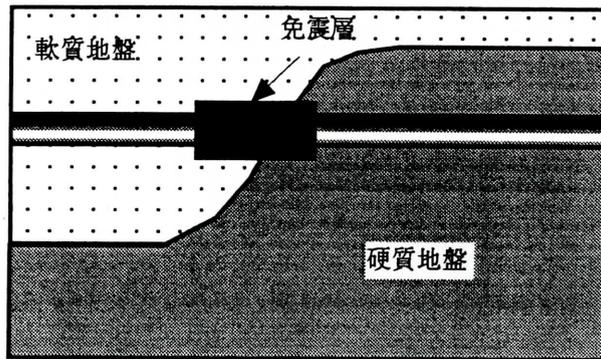
(d) 盛土, 切土, 地盤改良部

盛土, 切土, 地盤改良の実施や構造物建設等により, 人工的に作り出された地盤条件急変部である。このような箇所では表層地盤の卓越振動数が急激に変化するため, 地震時地盤ひずみの局所的集中が著しい場合がある。特に盛土や切土の将来計画がわかっている場合には, この影響も考慮して免震設計を行うことが望ましい。

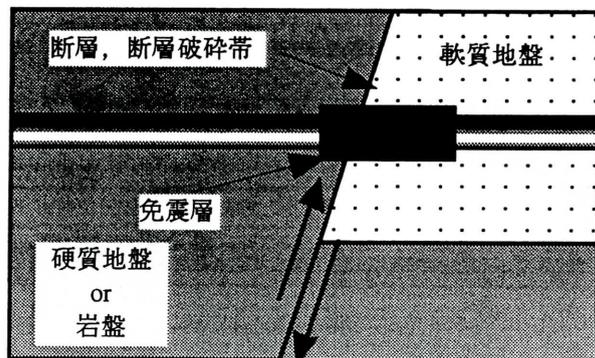
2.2 縦断方向の免震設計法³⁾

従来, トンネル縦断方向の耐震解析においては梁バネモデルが採用されてきた。すなわち, まず地盤のみの地震応答解析を実施し, ここで得られたトンネル位置の応答変位をトンネル~地盤間の相互作用バネを介して梁要素でモデル化したトンネルに入力し, トンネルに発生する地震時断面力を算定する手法である。本稿で述べる縦断方向の免震設計法は梁バネモデルの適用を基本としているが, 従来の設計法とは異なる特徴として, 2.1で述べた地盤条件急変部における地震時地盤ひずみを算定する際には, 免震層が設置される急変部をある程度詳細にモデル化した上で地震応答解析を実施すべきであること, および, 地盤とトンネルとの相互作用の解析において梁バネモデルを適用する際には, 免震区間の相互作用バネの設定法を規定しておく必要があることなどの点を挙げる事ができる。

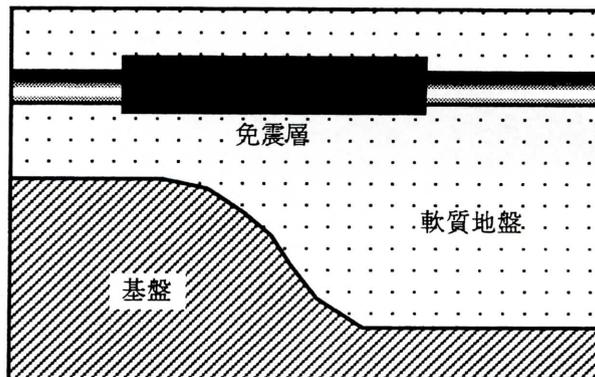
Fig.2(a)に示す硬軟地層境界を横断して外径D=5.1mのシールドトンネルが土被り1Dで建設されている場合, 0.3G (G:重力加速度)の様な震度を水平方向に作用させてトンネルに発生する軸ひずみを, 軸対称FEMモデル^{4),5)}によって解析したものである。免震区間は硬軟地層境界位置より軟質地盤側40m, 硬質地盤側10mで固定した上で, 免震層のせん断弾性係数Giが5~100kgf/cm²の8種類のケースに対して, 免震層厚t (cm)をGi/t=1となるように各ケースで変化させ, 免震層をせん断ばね換算では一定とした条件下で, トンネル軸ひずみの発生が各ケースでどのように変化するかを検討した。Fig.2(b)のように軟質地盤側のトンネル軸ひずみの分布は, Gi = 50ならびに100 kgf/cm²のケースの硬質地盤側を除けば, 各ケースともほぼ一致していることがわかる。免震材のせん断弾性係数は5kgf/cm²以下であるので, 図の解析結果は, 免震層をせん断ばねによってモデル化できることを示している。免震層のせん断バネ定数は, 免震層を単位高さの中空のディスクと考え, 免震層の外周を固定として内周をトンネル軸方向, あるいは軸直角方向に強制変形させたときの免震層のせん断抵抗より, 単位長さ当たりの軸方向, 軸直角方向の相互作用バネとして, それぞれ(1)式および(2)式によって解析解を与えることができる。このバネは, 地盤のバネと比較して十分小さいので, 相互作用バネはこれらの直列バネとなるが, これは免震層のバネとほぼ等しいので, (1)式あるいは(2)式を免震区間の相互作用バネ定数として採用するものとしている。



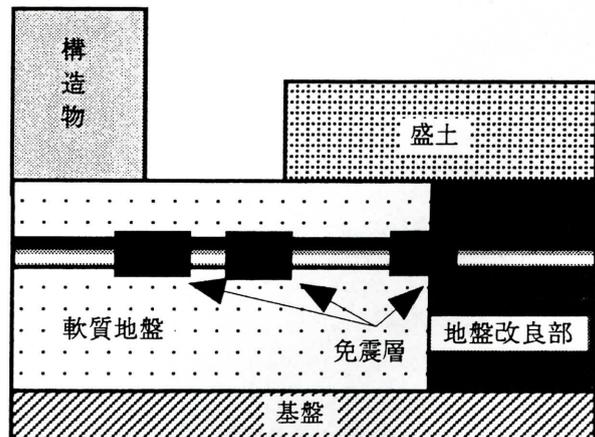
(a) 堆積過程で生じた硬質/軟質地盤の境界部



(b) 断層運動によって生じた不整形地盤



(c) 基盤が不整形なため, 表層地盤の卓越振動数が急変する箇所



(d) 盛土, 切土や地盤改良部との境界部ならびに構造物境界等, 人工的に表層地盤の卓越振動数が急変する箇所

Fig.1 地盤条件急変部の分類

$$K_X = \frac{2\pi \cdot G_m}{\ell_n(R_m/R_t)} \quad (1)$$

$$K_Y = \frac{8\pi \cdot G_m(3-\nu)(1-\nu)}{(3-\nu)^2 \ell_n(R_m/R_t) \left\{ (R_m/R_t)^2 - 1 \right\} \left\{ (R_m/R_t)^2 + 1 \right\}} \quad (2)$$

ここで、

- K_X : トンネル軸方向の免震区間の相互作用バネ (tf/m)
- K_Y : トンネル軸直角方向の免震区間の相互作用バネ (tf/m)
- R_t : トンネル外径の1/2 (m)
- R_m : 免震層の外径の1/2で、 $R_m = R_t + t$ (m)
- t : 免震層厚 (m)
- G_m : 免震層のせん断弾性係数 (tf/m²)
- ν : 免震層のポアソン比

シールドトンネルの免震構造では、免震層厚はテールボイド厚と一致しており、免震層厚を設計で決定するわけではない。また、免震材はある程度のせん断弾性係数のコントロールが可能であるが、材料面からの制約よりせいぜい3~5kgf/cm²の範囲である。したがって縦断方向の免震設計とは、表層地盤の地震応答解析とその解析により得られた地盤変位を入力としたトンネルと地盤の相互作用の解析によって、適切な免震区間を決定することを意味することになる。Fig.3にトンネル縦断方向の免震設計の基本的なフローを示した。免震区間をむやみに長くとも、飛躍的に免震効果が向上するだけではなく、表層地盤構造やトンネル構造に応じて適切な免震区間が存在する。またトンネル、免震層、地盤の剛性の相対関係によって、免震効果に相違が生じることがわかっている。これらの状況より、費用対効果に配慮した免震区間を決定することになる。

本稿では、以上のような免震トンネルの設計の基本フローにしたがって、地盤条件急変部を通過するシールドトンネルの耐震検討を試みる。本稿で検討対象としたRCセグメント製シールドトンネルは、圧縮と引張で軸剛性が大きく異なるため、圧縮時と引張変形時の免震効果が異なる。したがって、トンネルは等価剛性梁にモデル化するが、圧縮と引張で剛性を変化させる非線形剛性梁を採用することとした。

3. 耐震計算例

3.1 耐震計算の概要

本耐震計算例では、沖積層と洪積層の地層境界が大きく変化する旧河道部および地表面レベルが大きく変化する河川横断部の2箇所地盤条件急変部を通過するシールドトンネルを検討対象とした。L2地震時には、これらの地盤条件急変部においてシールドトンネル縦断方向断面に大きな地盤ひずみ、トンネル断面力の発生が想定されるため、この位置に免震構造を適用した

場合のトンネルの部材耐力、変形量に関する耐震安全性の照査結果を以下に示す。なお、免震効果を確認するために免震層を設けたケースに加えて免震層を設けない従来型のトンネルのケースについても解析を行い、両者の結果について比較を行った。

3.2 解析条件

3.2.1 地盤条件

表層地盤は、Fig.4に示すように層厚61~71mで、最上部が盛土、次に層厚10~20m程度の沖積層、それ以下は洪積砂、洪積粘性土の互層である。洪積層下部の地層境界はゆるやかな傾斜を呈するが、洪積層上部および沖積層の地層境界はかなり複雑な構造を示しており、現河道から到達立坑よりに位置する旧河道部では20m程度の厚い沖積粘性土層が分布する。解析上の基礎は、深度G.L.-61m~-69mに位置するS波速度360m/secの洪積砂礫層とした。解析に用いる地盤物性値および一次元の地震応答解析の結果得られた平均収束物性値をTable 1に示す。また、地盤のせん断剛性および減衰定数のひずみ依存性の関係をFig.5, Fig.6に示す。

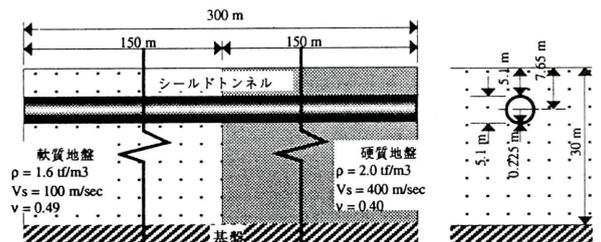


Fig.2(a) 解析対象地盤とトンネル

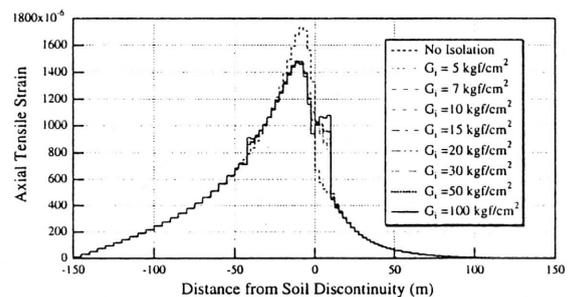


Fig.2(b) トンネル引張ひずみの発生分布に関する解析結果

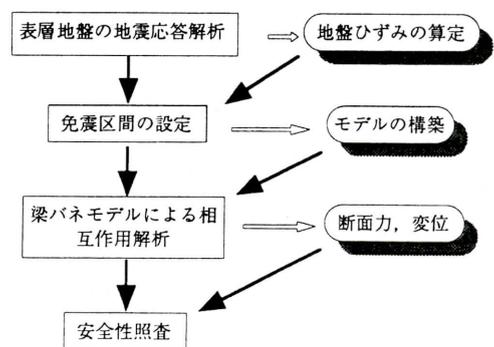


Fig.3 免震設計の基本フロー

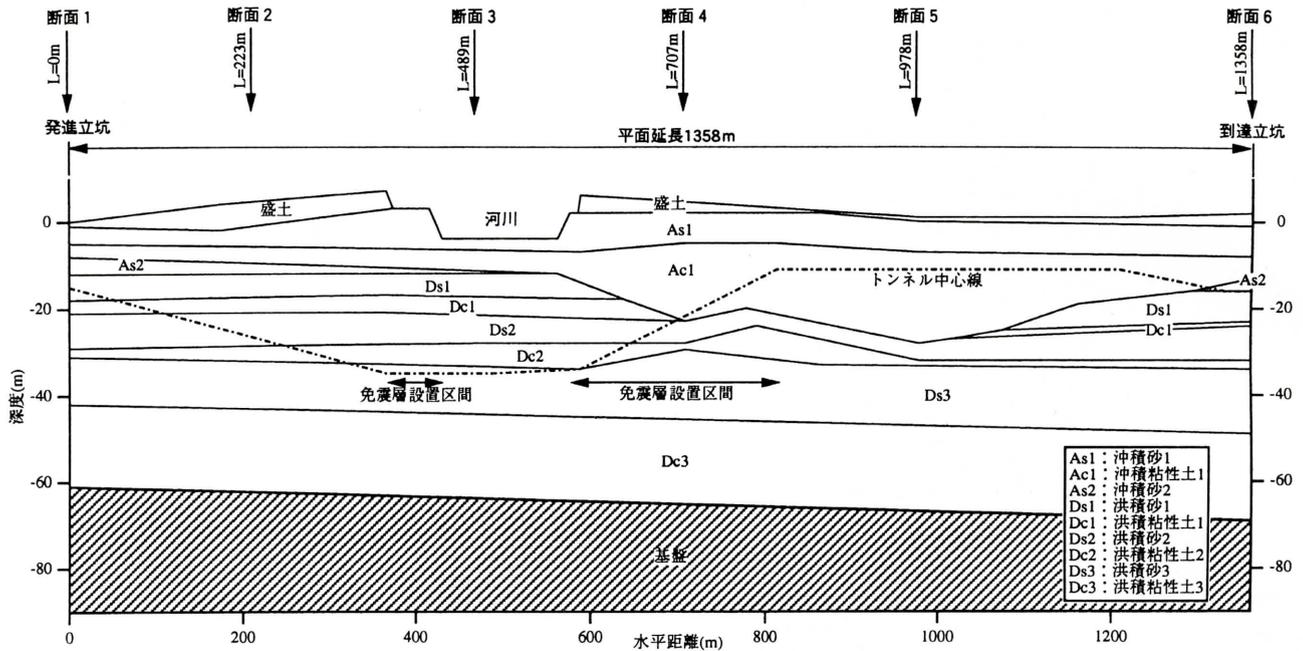


Fig.4 トンネル縦断面図

Table 1 解析用地盤物性値と解析で得られた平均収束物性値

地盤種別	単位体積重量 γ (tf/m ³)	P波速度 V_p (m/sec)	S波速度 V_s (m/sec)	初期せん断弾性係数 G_0 (tf/m ²)	ポアソン比 ν	タイプⅠ地震動による平均収束物性値				タイプⅡ地震動による平均収束物性値			
						剛性低下率	せん断弾性係数 G (tf/m ²)	S波速度 V_s (m/sec)	減衰定数 h	剛性低下率	せん断弾性係数 G (tf/m ²)	S波速度 V_s (m/sec)	減衰定数 h
盛土	1.9	1400	100	1939	0.497	0.585	1134	76	0.091	0.538	1044	73	0.097
沖積砂質土1	1.8	1400	120	2645	0.496	0.412	1091	77	0.161	0.343	908	70	0.179
沖積粘性土1上部	1.7	1400	130	2932	0.496	0.189	555	57	0.195	0.140	410	49	0.210
沖積粘性土1下部	1.7	1400	150	3903	0.494	0.120	469	52	0.215	0.147	573	57	0.207
沖積砂質土2	1.7	1400	180	5620	0.492	0.349	1963	106	0.119	0.301	1692	99	0.191
洪積砂質土1	1.7	1450	230	9177	0.487	0.531	4874	168	0.143	0.523	4798	166	0.146
洪積粘性土1	1.8	1450	190	6631	0.491	0.232	1538	92	0.180	0.215	1426	88	0.185
洪積砂質土2	1.7	1500	230	9177	0.488	0.438	4021	152	0.166	0.449	4122	154	0.164
洪積粘性土2	1.9	1500	280	15200	0.482	0.406	6172	178	0.129	0.425	6461	183	0.124
洪積砂質土3	1.9	1600	320	19853	0.479	0.579	11485	243	0.130	0.603	11971	248	0.123
洪積粘性土3	1.8	1600	250	11480	0.487	0.193	2217	110	0.192	0.227	2611	119	0.181
基盤	2.0	1650	360	26449	0.475								

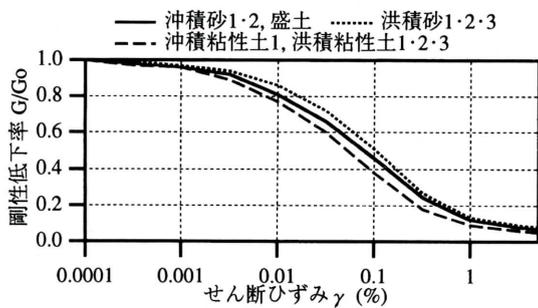


Fig.5 地盤の動的変形特性($G/G_0 - \gamma$)

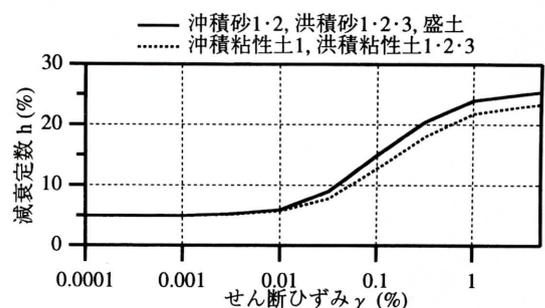


Fig.6 地盤の動的変形特性($h - \gamma$)

梁バネモデルの解析において用いるトンネル～地盤間の単位長さあたりの相互作用バネ値は、免震区間については、式(1)および式(2)にしたがい算定し、免震区間以外については、一般に用いられる算定手法として単位長さあたりの相互作用バネ値 K が、トンネル軸方向、軸直角方向ともに周辺地盤の動的せん断弾性定数 G に等しいものとして算定した。

3.2.2 トンネルの構造条件

検討対象とするのは、Fig.4に示す総延長1358mのシールドトンネルである。トンネルの両端部は立坑と接合されており、発進立坑側・到達立坑側の立坑の底板下端レベルは、G.L.-21mの洪積砂層2の上面およびG.L.-21mの洪積砂層1内にそれぞれ位置している。トンネルの縦断線形は、到達立坑側では大部分旧河道部の厚

い沖積粘性土層内を通過するが、河川横断部で深度を下げ、発進立坑までの区間はほぼ洪積層内を通過する。また、構造の変化部となる両端の立坑とトンネルとの取り合い部には、それぞれ可撓セグメントを配置するものとした。なお、立坑自体は解析上モデル化しないため構造の詳細は省略する。

トンネルはRCセグメント製で、Fig.7に示すように外径5.05m、セグメント厚25cmである。本検討で用いるセグメントの諸元をTable 2に示す。また、使用する材料の耐力、許容目開き量をTable 3に示す。本設計計算例におけるL2地震時における部材の耐力照査における考え方は、トンネルの圧縮時に関してはコンクリートの許容耐力とし、トンネルの引張変形時に関しては継手板・ボルトの降伏を許容して、許容目開き量5mmに対する継手の変形量に関する照査を実施した。

3.2.3 免震層の諸条件

免震材としては、シリコン系材料を想定し、物性値を設定した。免震層の配置位置としては、大きな地盤ひずみの発生する到達立坑側の河川堤防部から斜路部の終わりまでの幅278mの区間と発進立坑側の河川堤防部の幅70mの区間とし、Fig.4にその範囲を図示した。免震層の層厚および物性値は以下のとおりである。

免震層厚：10cm (テールボイドに相当する厚さ)

せん断弾性係数G：3kgf/cm²

ポアソン比 ν ：0.48

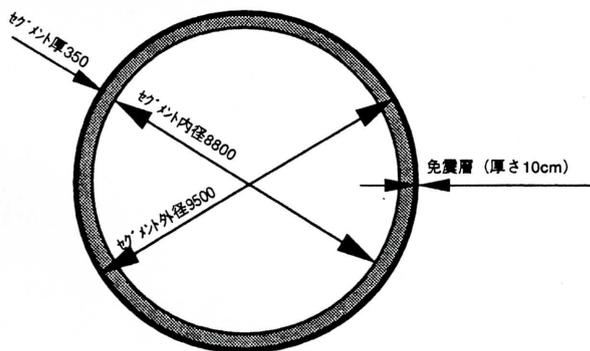


Fig.7 トンネル断面図 (単位:mm)

3.2.4 解析モデルおよび入力地震動

(1) 解析モデル

本設計では、地盤の地震応答解析は多質点系モデルを用いた動的解析により実施し、トンネルの地震応答は梁バネモデルを用いた静的解析により実施した。

(2) 入力地震動

入力地震動はL2地震動を対象とし、道路橋の耐震設計用標準波のI種地盤の地震動の中からタイプI、タイプIIの2種類の地震動を選定した。入力地震動の加速度時刻歴をそれぞれFig.8、Fig.9に示す。

タイプI地震動、I種地盤：開北橋橋軸直交成分

タイプII地震動、I種地盤：神戸海洋気象台NS成分

Table 2 セグメントの諸元

項目	記号・単位	諸元
セグメント外径	(m)	5.05
セグメント内径	(m)	4.55
セグメント厚	(m)	0.25
セグメントの弾性係数	Esg (tf/m ²)	3300000
セグメントの断面積	Asg (m ²)	3.770
セグメントの断面2次モーメント	Isg (m ⁴)	10.900
セグメントの幅	L (m)	1.2
ボルト仕様		M24(8.8)
リング継手ボルト本数	N (本)	21
ボルト有効長さ	lb (mm)	70.0
ボルト断面積	Ab (cm ²)	3.530
ボルトの断面2次モーメント	Ib (cm ⁴)	0.992
ボルトの弾性係数	Eb (tf/m ²)	21000000
継手板厚さ	h (mm)	14.0
継手板高さ	b (cm)	10.5
継手板スパン	l (cm)	11.0
継手板の弾性係数	Ep (tf/m ²)	21000000
継手板の断面2次モーメント	Ip (cm ⁴)	2.401
ボルト1本ばね定数	Kb' (tf/m)	181000
ボルト1リングばね定数	Kb (tf/m)	3801000
継手板1枚ばね定数	Kp' (tf/m)	72734
継手板1リングばね定数	Kp (tf/m)	1527404
(ボルト+継手板)1つの継手ばね定数	Kbp' (tf/m)	30282
(ボルト+継手板)1リング継手ばね定数	Kbp (tf/m)	635930
(ボルト+継手板)弾性係数	Ebp (tf/m ²)	6005005
等価軸圧縮剛性	EAc (tf)	12400000
等価軸引張剛性	EAt (tf)	719000
等価曲げ剛性	EI (tf·m)	4880000

Table 3 材料の耐力・許容目開き量

材料	単位	耐力・許容値
コンクリート(設計基準強度480kgf/cm ²)	kgf/cm ²	297
セグメント許容目開き量	mm	5.0

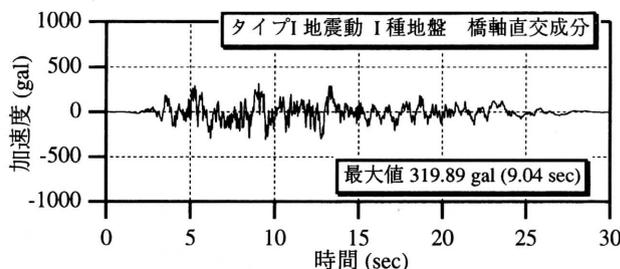


Fig.8 入力加速度の時刻歴波形 (タイプI地震動, I種地盤, 関北橋橋軸直交成分)

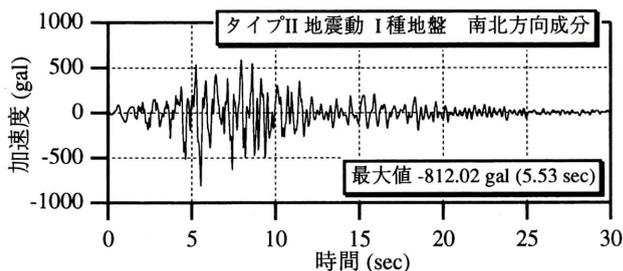


Fig.9 入力加速度の時刻歴波形 (タイプII地震動, I種地盤, 神戸海洋気象台南北方向成分)

3.3 解析手法

解析は以下のステップにしたがい、実施した。

(1) ステップ1

ステップ1では一次元の地震応答解析により、地盤の

収束物性値の算定および梁ばねモデルの立坑への入力変位時刻歴の作成を行った。解析は、等価線形化手法により地盤の非線形性を考慮し、Fig.4に示す断面1から断面6までの6断面について実施した。断面1および断面6については立坑底版下端位置での変位時刻歴を取り出し、ステップ3で用いる立坑への変位入力として用いる。入力地震動は、それぞれの解析断面の基盤を解放基盤とみなして入力した。

(2) ステップ2

ステップ2では多質点系モデルによる表層地盤の地震応答解析を行い、トンネル縦断方向の各位置の地盤の地震応答を求めた。トンネル縦断方向に関する解析モデルの離散化は、まず初めに、全区間を20mピッチで分割した多質点系モデルで地震応答解析を行い、地盤ひずみの概略の分布を求め、得られた地盤ひずみのピークを包含するように免震層の設置範囲を定めた。次に、免震層設置区間においては地盤ひずみ分布を精度よく評価できるように3mごとに細かな分割を行い、その他の一般部では20mごとに地盤を分割し、本計算の解析モデルを作成した。各土柱については、それぞれの地盤構造のせん断1次振動と等価な振動特性をもつ一質点系としてモデル化し、これら地盤の質点間をトンネル軸方向の地盤剛性に相当するばねで結合した全体系のモデルを作成した。同様に、各土柱のせん断2次および3次振動と等価な一質点系についてもそれぞれ全体系モデルを作成した。このようにして得られた3組の多質点系の地震応答解析をそれぞれ実施し、最終的に3組の系の応答値の重ね合わせを行った⁶⁾。地盤のせん断弾性定数としては、Table 1に示すステップ1で得られた6断面の平均収束物性値を使用し、減衰定数は20%を一律に用いた。

Fig.10(a),(b)に免震層設置区間の質点の分割間隔を

20mとしたケースと3mに細分したケースの多質点系モデルの地震応答解析で得られたトンネル軸方向の地盤ひずみ分布を示す。Fig.10(a),(b)から分割間隔を3mとすることにより、地盤ひずみのピークをより明瞭なコントラストで捉えることができていることがわかる。

(3) ステップ3

ステップ3ではトンネルを梁要素、地盤をバネでモデル化した梁バネモデルに、ステップ2で求めたトンネルの各節点位置の地盤の変位時刻歴をトンネル～地盤間の相互作用バネを介して入力することにより、トンネルの地震応答を逐次、静的に解析した。トンネルの軸剛性としては、引張時にはセグメントの等価軸引張剛性、圧縮時には等価軸圧縮剛性としたTable 2に示す非線形梁要素としてモデル化した。両端の立坑については、立坑自体は解析上モデル化せず、立坑が剛体的な応答をするものとして、それぞれステップ1で得られた立坑底版下端位置での変位時刻歴を強制変位として入力した。本解析では、立坑とトンネル端部の間に可撓セグメントを配置することとしたため、立坑の節点とトンネル端部の節点との間には可撓セグメントを想定したバネ定数としてトンネルの剛性に比べて十分小さな値を入力した。

3.4 解析結果

3.4.1 水平成層地盤の地震応答解析結果

水平成層地盤の地震応答解析の結果得られた平均収束物性値をTable 1に示す。本検討では、タイプI地震動のケースでは、地盤のせん断弾性係数は初期値に対して12%～59%に、減衰定数は9%～22%に収束し、タイプII地震動のケースでは、地盤のせん断弾性係数は初期値に対して14%～60%に、減衰定数は10%～21%に収束した。

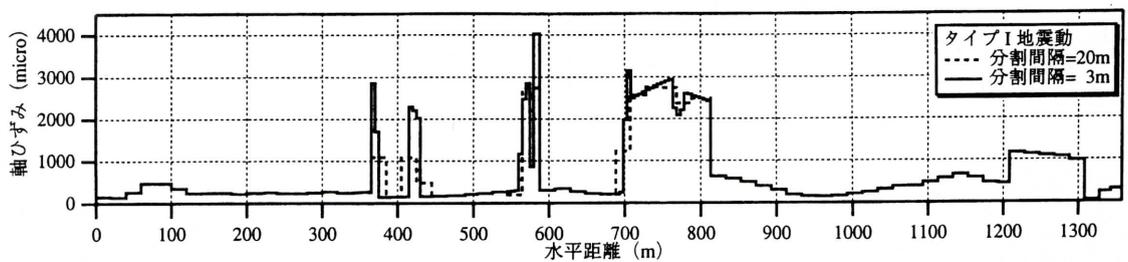


Fig.10(a) トンネル軸方向の地盤ひずみ分布に及ぼす地盤分割間隔の影響 (タイプI地震動)

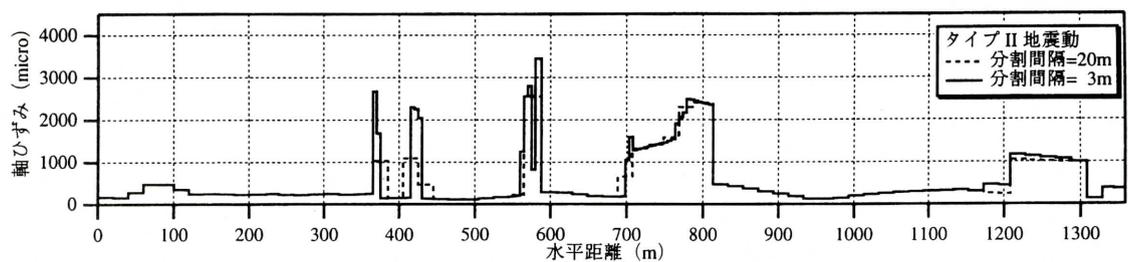


Fig.10(b) トンネル軸方向の地盤ひずみ分布に及ぼす地盤分割間隔の影響 (タイプII地震動)

3.4.2 多質点系モデルによる地盤の地震応答解析結果

多質点系モデルにより得られた解析結果の1例として、各土柱のせん断1次モードに対する全体系のモード図を1次から5次までFig.11（軸方向）、Fig.12（軸直角方向）に示す。Fig.11からトンネル軸方向では1次および2次のモード、Fig.12から軸直角方向では1次および3次のモードが支配的であることがわかる。

3.4.3 梁バネモデルの解析結果

梁バネモデルにより得られた免震層あり、免震層なしのトンネルの最大応答値を変位（軸方向、軸直角方向）、断面力（軸力（引張）、軸力（圧縮）、曲げモーメント、せん断力）についてFig.13、Fig.14に示す。それぞれFig.13はタイプI地震動、Fig.14はタイプII地震動による結果である。

Fig.13、Fig.14からタイプI地震動、タイプII地震動ともにトンネル軸方向の最大応答変位は、免震層を設置したケースでは免震層なしのケースに比べて、到達立坑側の河川堤防部から斜路部の終わりまでの区間における急激な変位分布の形状がなめらかに平滑化されていることがわかる。

トンネルの断面力は、河川横断部および沖積粘性土層内の勾配区間で大きなピークを示すが、最大値を比較すると免震層なしのケースに比べて免震層を設置した場合

には、軸引張力で約50%、軸圧縮力で約70%、曲げモーメントおよびせん断力で約85%の低減効果が見られる。

3.4.4 部材耐力、変形量の照査

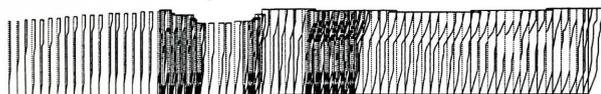
梁バネモデルによる解析の結果得られた断面力の各最大値を用いて、セグメントの部材耐力、変形量の照査を行った結果をTable 4に示す。なお、軸引張変形と曲げ変形との組み合わせに関して、単独のケースに加えて、両者の最大値が同時に作用した場合の組合せの倍率 $1\sqrt{2}$ をそれぞれ考慮したケースについても照査を行った。

照査の結果、免震層なしのケースでは、セグメントに発生する圧縮応力が部材耐力を大幅に上回っている区間が見られるが、免震層を設置したケースでは全て許容値内に収まった。

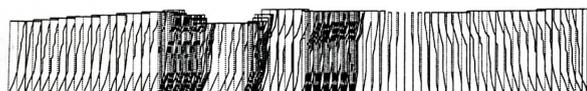
4. まとめ

地盤条件急変部を通過するシールドトンネルに対して免震構造を適用する場合を対象として、解析手法の概要、相互作用ばね値の算定方法を示した。さらに、L2地震動を対象とした耐震解析例を提示した。その結果、免震構造を設けた場合にはコンクリートの軸圧縮力、セグメントの目開き量ともに許容値内に収まり、L2地震時における本免震構造の有効性が確認された。

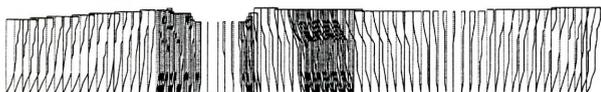
モード1 振動数=0.426Hz 有効質量比=0.753



モード2 振動数=0.487Hz 有効質量比=0.193



モード3 振動数=0.548Hz 有効質量比=0.052



モード4 振動数=0.669Hz 有効質量比=0.002



モード5 振動数=0.801Hz 有効質量比=0.00002

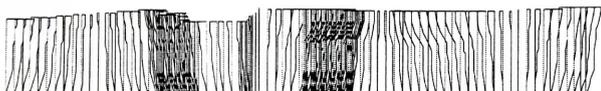
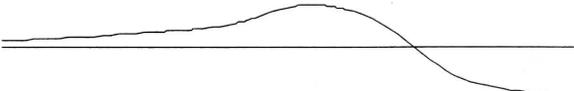


Fig.11 軸方向の全体系モデルのモード図(1~5次)
(各1質点系はせん断1次モード)

モード1 振動数=0.414Hz 有効質量比=0.605



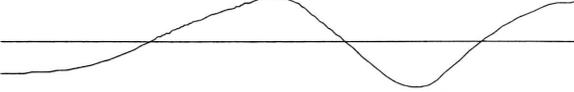
モード2 振動数=0.459Hz 有効質量比=0.025



モード3 振動数=0.491Hz 有効質量比=0.364



モード4 振動数=0.533Hz 有効質量比=0.002



モード5 振動数=0.591Hz 有効質量比=0.00002



Fig.12 軸直角方向の全体系モデルのモード図(1~5次)
(各1質点系はせん断1次モード)

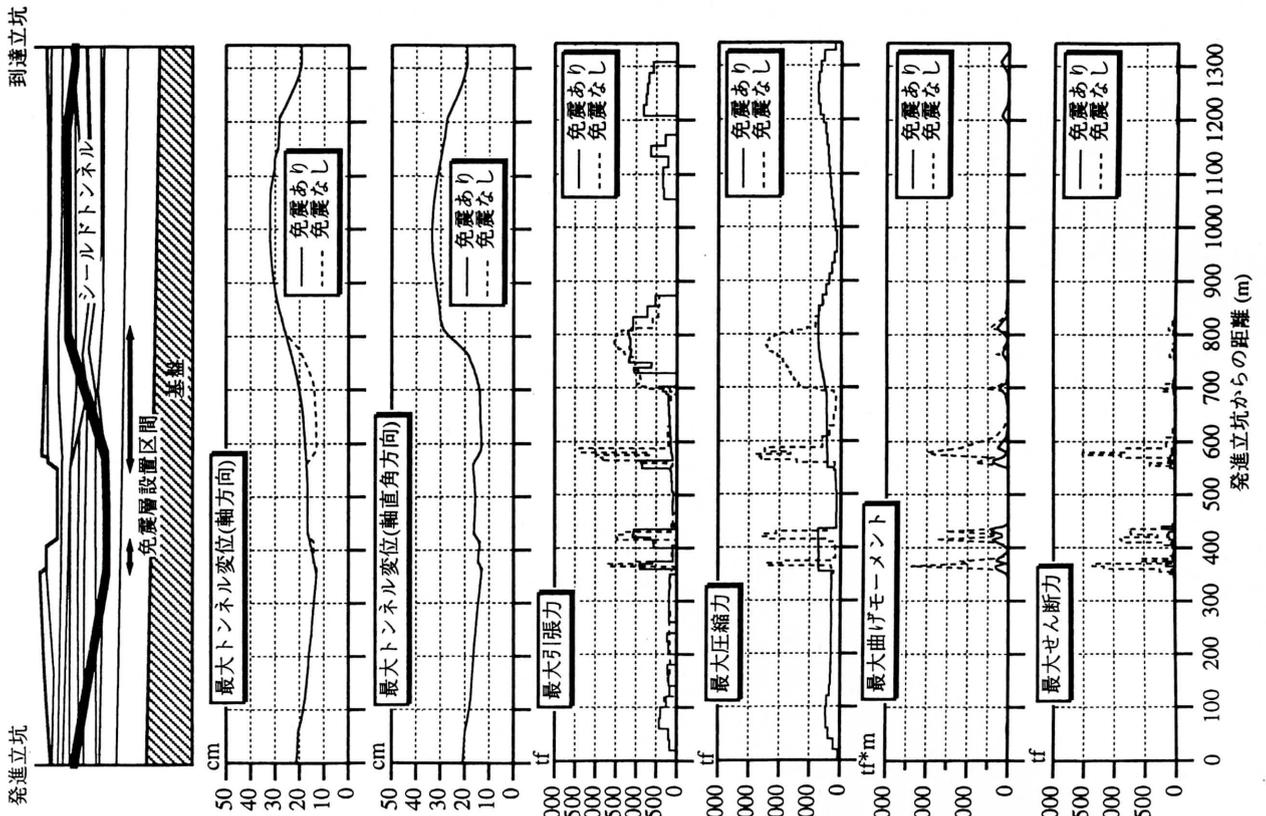


Fig.14 トンネルの最大応答値 (タイプII地震動)

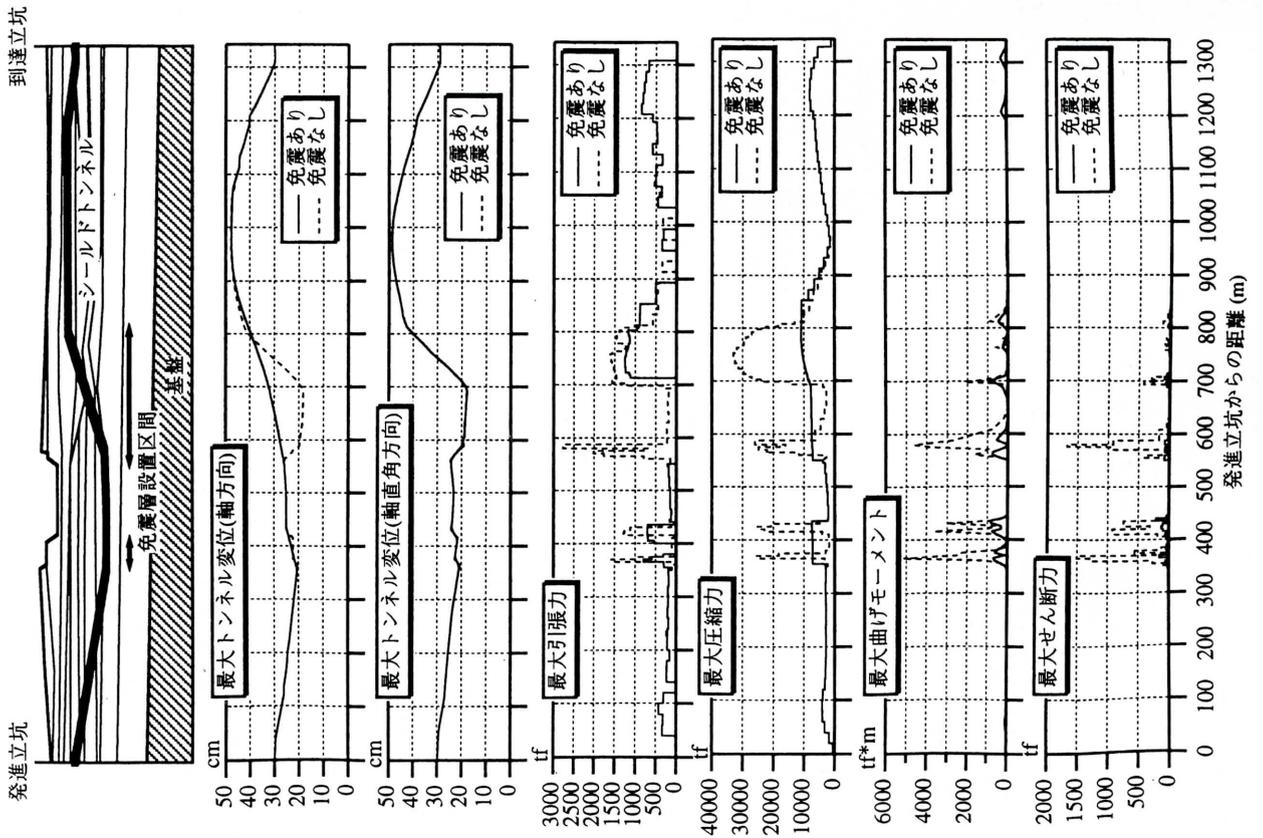


Fig.13 トンネルの最大応答値 (タイプI地震動)

Table 4 セグメント部材の耐力・変形量の照査結果

			タイプ I 地震動 免震なし	タイプ I 地震動 免震あり	タイプ II 地震動 免震なし	タイプ II 地震動 免震あり	耐力・ 許容 目開き量
発生最大断面力		軸圧縮力(tf)	3.30×10^4	1.09×10^4	2.76×10^4	7.46×10^3	
		軸引張力(tf)	2.77×10^3	1.25×10^3	2.39×10^3	1.20×10^3	
		曲げモーメント(tf*m)	5.23×10^2	8.38×10^2	4.78×10^2	8.47×10^2	
応力 (kgf/cm ²)	軸圧縮変形	セグメント圧縮応力	875	289	732	198	297
変形量 (mm)	軸引張変形	(ボルト+継手板)	4.9	2.2	4.2	2.1	5.0
		ボルト	1.2	0.6	1.1	0.5	5.0
		継手板	1.8	0.8	1.6	0.8	5.0
	曲げ変形	(ボルト+継手板)	0.1	0.0	0.1	0.0	5.0
		ボルト	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0
	継手板	0.1	0.0	0.0	0.0	5.0	
軸引張変形 + 曲げ変形	(ボルト+継手板)	3.5	1.6	3.1	1.5	5.0	
	ボルト	0.9	0.4	0.8	0.4	5.0	
	継手板	1.3	0.6	1.1	0.6	5.0	

：許容値を越える箇所

謝辞

本研究は、建設省土木研究所、(財)土木研究センターと民間17社による官民共同研究「地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発」の一環として行われたものである。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 鈴木猛康, 田村重四郎: シールドトンネルの免震構造とその免震効果の評価手法の提案, 土木学会論文集, No.525/ I -33, pp.275-285, 1995.
- 鈴木猛康, 粕田金一, 小林正宏, 福田健, 池野正行: 都市トンネルの免震構造のためのシリコン系免震材料に関する実験的検討, 土木学会論文集, No.534 /IV -30, pp.69-76, 1996.1.
- 建設省土木研究所: 免震材を用いた地下構造物の免震設計法マニュアル(案), 第5章 トンネル縦断方向の免震設計, 1998.8.
- 鈴木猛康: 軸対称モデルによるトンネル縦断方向の耐震設計法の提案とその免震シールドトンネルへの適用, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp.349-352, 1997.
- 建設省土木研究所: 地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書(その2), 第192号, pp.302-310, 1997.
- Suzuki, T. and Unami, K.: The extended quasi-three dimensional ground model for irregularly bounded surface ground, 土木学会論文集, No.446/ I -19, pp.45-55, 1992.

A Study on the Installation of a Seismic Isolation Structure to a Shield-Driven Tunnel Section Where the Ground Conditions Change Abruptly

Kinichi KASUDA, Takeyasu SUZUKI and Touta KATSUKAWA

Abstract

This paper will describe the design concept and the methods to calculate interaction spring values in the case of installing a seismic isolation structure to a shield-driven tunnel that goes through a section where ground conditions change abruptly. In addition, the results of analysis of this seismically isolated tunnel during the earthquakes with L2 earthquake ground motions showed that both the axial compressive force of concrete and the aperture of segments were within the allowable range, thus proving the effectiveness of this seismic isolation structure during L2 earthquakes.

Key words : shield-driven tunnel, direction longitudinal to the tunnel, seismic isolation, section where ground conditions change abruptly