

# 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

鈴木 猛康<sup>1</sup>・田村 重四郎<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 (株)熊谷組技術研究所 土木系研究開発部 (〒300-22 つくば市鬼ヶ窪1043)

<sup>2</sup>正会員 工博 日本大学 生産工学部 土木工学科 (〒275 習志野市泉町1-2-1)

1985年ミチョアカン地震の際、メキシコ市でシールドトンネル軸方向の引張およびねじり変形に起因する被害が発生した。このような軸方向変形に対しては、シールドトンネルの覆工体とその外周の地盤の間に免震層を形成し免震構造とした場合、地震時に覆工体に生じるひずみを大きく軽減させることができる。本論文では、シールドトンネルの免震構造の免震効果を評価する方法として、軸対称有限要素を用いた簡易モデルによる数値解析法を提案するとともに、パラメトリック・スタディーによりひずみの低下率によって免震効果を定量的に示している。また静的安定解析により、0.5に近いポアソン比を有する免震層とすることが、地表面沈下を抑制する意味から重要であることを示している。

**Key Words :** shield-driven tunnel, seismic isolation, axisymmetric finite element model, evaluation of strain reduction, earthquake damage, material properties

## 1. はじめに

都市トンネルを代表するシールドトンネルは、我国の沖積～洪積地盤に建設される比較的大きな断面のトンネルの多くを占めるに至っている。近年では東北新幹線の東京地下トンネル部で外径12.7mの鉄道トンネルがシールド工法で建設され、また東京湾横断道路では外径13.9mの大断面の道路トンネルでシールドトンネルが採用されている。施工の自動化、省力化が著しく進展し、シールドトンネルは今後ますます重要になると思われる。

一般に地下では地表面に比べて地震動は小さいことが知られている。しかし、イギリスで生まれ、日本で発展したシールドトンネルは、日本初の完成が昭和10年代の後半であり、都市のライフラインを形成する都市トンネルとして本格的に建設され始めたのは、戦後のことである。したがって、シールドトンネルは我国ではこれまでに大地震の洗礼を受けたことがない。地下鉄、高電圧送電線、上・下水道幹線、通信幹線等、都市トンネルのライフラインとしての役割は大きく、その耐震性を正確に評価するのみでなく、トンネルの重要度と地盤条件によっては積極的に免震構造を採用することも、今後は必要になると思われる。

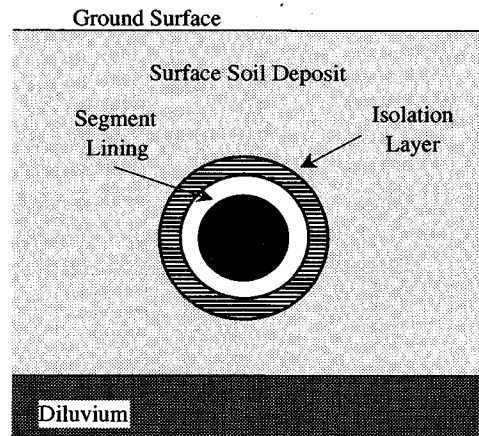
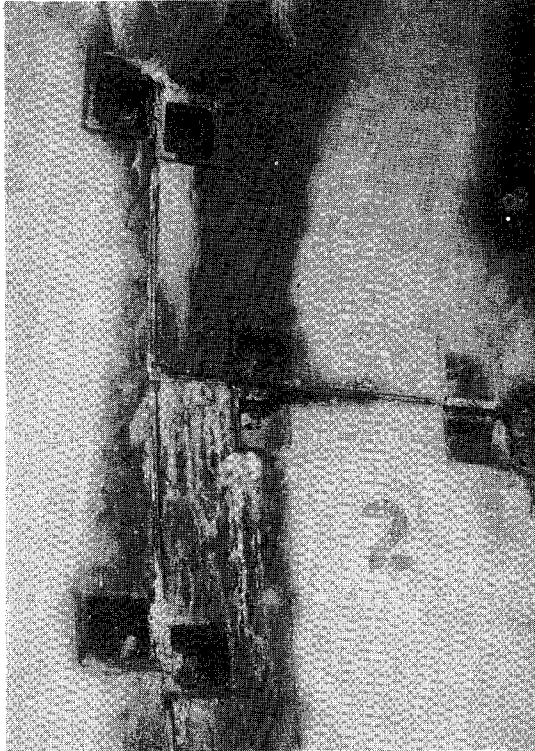


Fig.1 Seismic isolation structure of a shield-driven tunnel

このような観点から、筆者らはFig.1に示すようなトンネル覆工体と周辺地山の間に免震層を形成することによるシールドトンネルの免震構造を提案し、模型振動実験と数値シミュレーションによってその有効性を検討してきた<sup>1,2)</sup>。

本論文ではまず、ミチョアカン地震(1985)におけるシールドトンネルの被害例によってシールドトンネルの地震時被害のパターンを説明し、次にリング



**Photo.1** Circumferential gap between adjacent segment rings occurred in Mexico City due to the Michoacan earthquake of September 19, 1985

間継手を用いたシールドトンネルの柔構造と免震構造の関係について考察し、免震構造の優位性を示す。さらに免震構造によって期待できる免震効果の評価が、簡易な有限要素モデルによる数値解析によって可能になることを示し、最後に有限要素解析により静的安定についても検討し、免震層として必要とされる物性を明らかにする。

## 2. シールドトンネルの地震被害

我国ではシールドトンネルが大地震の洗礼を受けたことがないが、1985年9月19日にメキシコで発生したミチョアカン地震の際、メキシコ市の施工途上のシールドトンネルで典型的な地震によるトンネルの被害が報告されている<sup>3)</sup>。メキシコ市内の地震観測地点S.C.T.は市の中心部近くの埋立地帯に位置しており、ここでは約1分間にわたって周期1~2秒の地震動が継続して観測された<sup>4)</sup>。地震被害が発生したのはS.C.T.から約2km北で、さらに市の中心部に近い地点であり、軟弱な表層厚がさらに深く堆積していると思われる。したがって、この地点の地表面

最大加速度はS.C.T.で観測された170galと同等かそれよりもさらに大きく、このような地震動が1分程度続いたことが推測される。このシールドトンネルは下水道用で外径6.1m、けた高50cmのRCセグメント製であり、地震発生当時シールドマシンは立坑より200mの地点にあった。フローティングケーソンの沈設によって施工された外径11mの立坑は剛な構造であるため、周辺の軟弱地盤が強く震動しても、変形は比較的少ない。これに対してシールドトンネルは周辺地盤の震動に追隨して変形するため、立坑とトンネルの接合部周辺では大きな軸方向の相対変位が発生する。このような場所ではトンネル軸方向の伸縮変形は勿論のこと、トンネル横断面の水平振動(スウェイ)および回転振動(ロッキング)に関する軸方向の相対的な相違も大きく、スウェイによる相対水平変位はトンネル軸方向のせん断変形の、一方ロッキングによる相対回転変位はトンネル軸方向のねじり変形の主要因となる。

**Photo.1**に典型的な被害例を示すが、立坑との接合部2~3リングで剛性の小さなリング間継手のボルトが切断されてセグメントリング間は完全に分断され、円周方向に約10cmのずれが生じている。場所によっては、リング間の目開きにトンネル外周より裏込め材あるいは地山からの土砂が多少詰まっている部分も確認された。またリング間継手ボルトの切断状況から推察すると、トンネル軸方向の引張とねじりの相乗効果<sup>5)</sup>によって、最終的に継手ボルトのせん断破壊に至ったと思われる。継手部が引張によって開ききり、トンネル周辺の土砂が坑内に流入するような崩壊状況とならなかったのは、継手部の局所的な引張変形を近接するセグメントリングあるいは継手部の圧縮によって吸収するだけの圧縮変形機構が、シールドトンネルには構造的に備わっていないため、柔構造のリング間継手はその引張性能を十分発揮しきれなかったためであろう。このような一種の歯止めがかかっていなかったならば、トンネルは継手部で切断され、坑内に土砂が流入する最悪の事態に至ったであろう。

一方トンネル全般にわたり、トンネル断面の上半部ではセグメント継手部付近でセグメントのコンクリート剥離が生じ、またトンネル先端部付近では、斜め上45度から天端にかけてトンネル軸に沿ったクラックが報告されている(**Photo.2**)。これらは地震時のトンネル横断面のせん断変形にもよると思われるが、クラックが継手ボックスのコーナー部から延びていることから、軸方向の引張とねじり変形挙動に起因する方が大きいと判断される。



Photo.2 Cracks of segment linings on the ceiling

ミチヨアカン地震では剛な立坑とトンネルの地震時挙動の相対的な相違が被害の原因となったが、地盤条件の急変部(横浜で見られる土丹層のように硬い洪積地盤と軟弱な粘性土の境界部のような場所)でも、トンネル周辺地盤の相対的な地震時挙動の相違から地盤ひずみが集中し、このひずみのトンネルへの伝達によってトンネル覆工体に大きな断面力が発生することが予想される。この際には剛な立坑との接続部の場合ほど極めて局所的なひずみの集中とはならず、地盤境界より軟弱な地盤に向かって10~20mの区間でひずみ集中領域が発生すると考えられる。このような場合には、軟弱地盤部で集中したひずみを適度に硬い地盤側へと分散させるようなシステムが有効と考えられる。

### 3. 免震構造と柔構造の比較

シールドトンネルは、円筒状に組まれたセグメントのリングをスチール製の面板を介してボルトで接合した構造であり、一般にセグメントはRC製である。セグメントリング部は比較的剛であるが、継手部は柔であり、全体としては柔構造といえる。トンネル軸方向に関する耐震設計では、圧縮時にはセグメントのコンクリートの圧縮剛性で、引張時はセグメントと共に継手部の面板の曲げとボルトの引張が期待されている。東京湾横断道路では、地震時の軸方向の引張による軸力の低減を図るために、継手ボルト長を長くする長尺ボルト方式としたり、継手ボルトのワッシャーを弾性に富んだものとする弾性

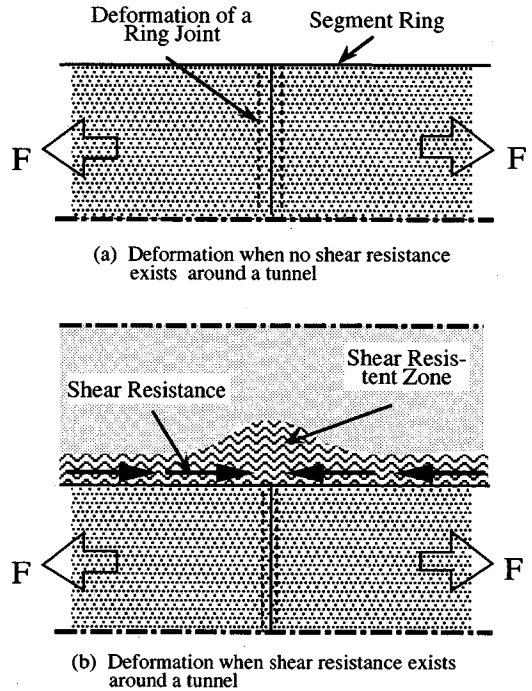


Fig.2 Schematic representation for deformation of a shield-driven tunnel due to tensile force, F

ワッシャー方式とし、さらに柔構造を促進する方法が採用されている。

これに対して免震構造は、トンネル覆工体と周辺地山との間に軟らかな免震層を形成させ、周辺地山の地震時ひずみを免震層で吸収する、あるいはトンネルひずみを分散させることによって、トンネルに発生する断面力を低減するものである。筆者らは横浜市で実施したシールドトンネルの実地震時挙動観測結果<sup>6)</sup>と軸対称有限要素解析<sup>7)</sup>ならびにトンネル模型振動実験<sup>1)</sup>によって、シールドトンネルのリング間継手が、そのばね定数から期待されるほど、変形を吸収していないことを示した。すなわち継手による引張変位の吸収は、Fig.2(a)に示すようにトンネル外周にトンネルの変形を阻害するようなものが存在しない場合には、引張力をF、継手のばね定数を $K_J$ とすると $F/K_J$ だけ得られる。しかし周辺に地盤が存在する場合には、Fig.2(b)のように周辺地盤のせん断抵抗によって期待通りの継手ばねの伸張が得られないからである。また前述した地震被害例からも、継手の引張変形分をどこか別の部分の圧縮で補わなければ継手の変形は起こりえないため、継手を柔としても効果は十分得られない場合があることも考えられる。これに対してFig.1に示す免震構造の場合には、覆工体外周のせん断抵抗が著しく低減さ

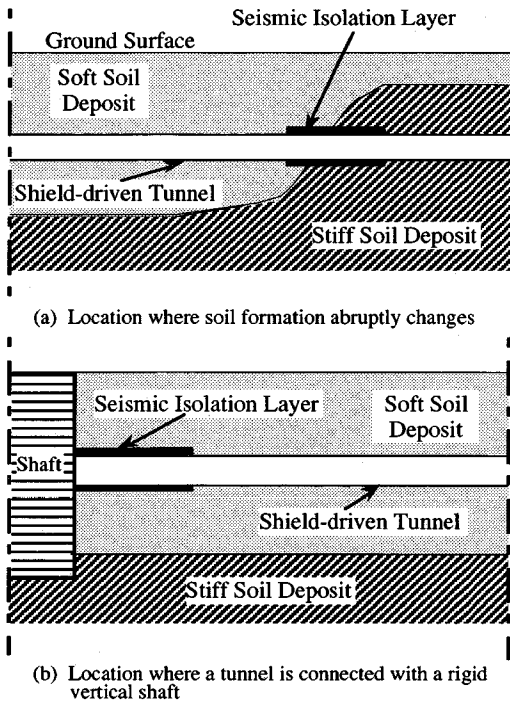


Fig.3 Location where a seismic isolation layer is expected to be formed covering a shield-driven tunnel

れるため、継手による変位吸収を容易にすることが可能になる。また継手ボルトによる接合構造であるリング間継手では、トンネル軸方向のねじり変形によって継手ボルトのせん断破壊が生じているが、免震構造とした場合には免震層のせん断変形吸収により、ねじり変形によるトンネル覆工体および継手の破壊を防ぐことも可能である。このようにもともと柔構造であるシールドトンネルの長所を生かすためにも、免震構造は効果的である。

しかしながらトンネル全線を通して免震構造とするのは、施工性や経済性から不利である他、覆工体の慣性力を考慮してトンネルの耐震性を評価しなければならないケースも生じる可能性がある。したがって、Fig.3(a)のような地盤条件急変部や、Fig.3(b)に示す立坑のような剛な構造物との接合部付近のように、もっとも大きな地盤ひずみやトンネルひずみが集中する箇所に部分的に免震層を形成させるのが得策である。

一般的にシールドトンネルでは、シールドマシンによってトンネル外径よりもやや大きな断面の掘削を行い、シールドセグメントと地山との間のクリアランス(テールボイド)を、地山と同等かそれ以上の剛性を有する裏込め注入材で充填することによ

て、地山の安定を図ると共にシールドマシンの掘削の反力を得る。免震構造の免震層は、裏込め注入材の代わりに免震層材料をトンネル坑内から注入することにより、形成させることが可能である。予めセグメント背面に免震層を貼付けておく方法も考えられるが、取り扱いが難しくなるのと、トンネル掘削断面がその分大きくなるので、あまり得策とは言えない。

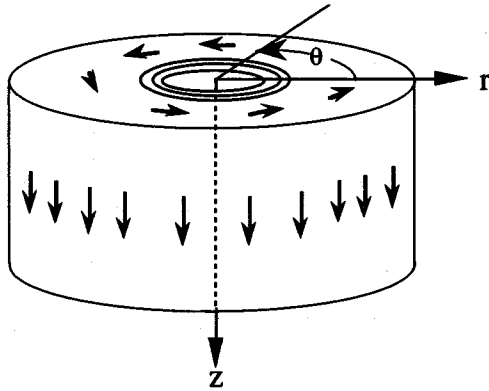
#### 4. 免震効果とその評価方法

##### (1) トンネル軸方向

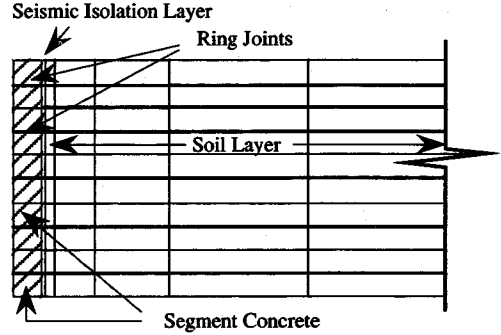
シールドトンネルの覆工体と周辺地山の間免震層を形成し免震構造とした場合、その軸変形およびねじり変形時の免震効果の評価方法を明らかにしておく必要がある。ここでは上記目的のために考案した軸対称有限要素解析による免震効果の評価方法について説明し、トンネル軸方向の免震効果について定量的に示す。

軸対称有限要素モデルは、鈴木<sup>6)</sup>によって提案されたもので、Fig.4に示すように5リング分のシールドトンネルとその外周の周辺地盤を、軸対称有限要素によってモデル化したものである。地盤はトンネル半径の7倍までモデル化し、境界を無限にとった場合と同等な条件を得るために、地盤およびセグメントのポアソン比を $\nu=0.0$ としている。またリングの上面( $z=0$ )は固定とし、立坑のような剛な構造物との接合部を模擬しており、 $r$ 方向の側方境界は内面、外面とも $r$ 方向のみ固定としている。荷重条件としては、引張変形に対しては各節点に質量 $\times$ 重力加速度、すなわち自重を $z$ 方向に、またねじり変形に対しては、質量 $\times$ 一定加速度を $\theta$ 方向に加えることとし、地盤及びトンネルにそれぞれ $z$ および $\theta$ 方向の慣性力に応じた変形を静的に与えるものである。すなわち、トンネルがない場合、地震慣性力によってある一定の地盤変形が生じる場を作っておき、地盤中にトンネルが存在する場合に起こる地盤とトンネルの間の相互作用を、強制変位を与えることなくシミュレートすることを狙った解析モデルである。もちろんこの時モデルの外周の境界では、トンネルのない場合の弾性論に従った地盤変形が生じていることを確かめている。

外径5m、けた高30cm、幅90cmのRC製セグメントのシールドトンネルで、地盤のせん断弾性係数 $G_g$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )が $G_g=100(V_s=80\text{m/sec相当})\sim 1000(V_s=700\text{m/sec相当})$ のとき、セグメントの外周に、せん断弾性係数 $G_r=5\text{kgf/cm}^2$ 、厚み5cmの免震層が形成され



(a) Concept of axial and torsional deformation



(b) Discretization of finite element mesh

Fig.4 Description for axisymmetric finite element analyses to examine the seismic isolation effect

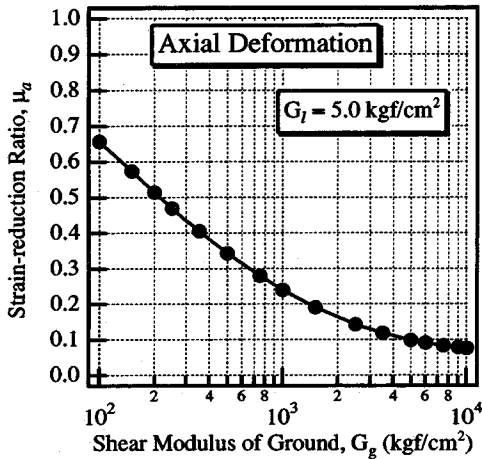


Fig.5 Strain-reduction ratio due to axial seismic forces

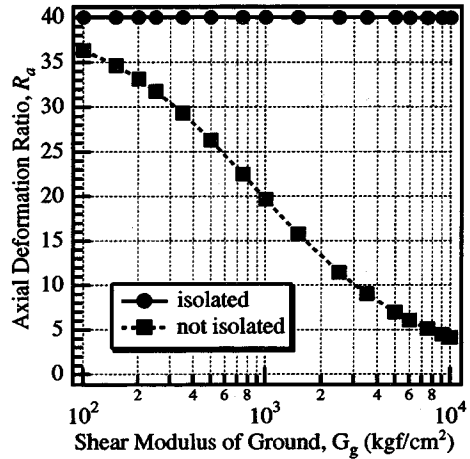


Fig.6 Ratio of displacement of a ring joint to that of a segment concrete during axial deformation

た場合、外周がすべて地盤物性の材料となっている場合、すなわち免震層の有無によるセグメントの引張ひずみとねじりひずみの比をひずみ低下率と呼び、これをもって免震効果を評価することにする。

$$\mu_a = \frac{\epsilon_{z, iso}}{\epsilon_{z, non}} \quad (1)$$

$$\mu_t = \frac{\gamma_{z\theta, iso}}{\gamma_{z\theta, non}} \quad (2)$$

ここで、 $\mu_a$ 、 $\mu_t$ はそれぞれセグメントの軸ひずみおよびねじりひずみの低下率であり、 $\epsilon_z$ 、 $\gamma_{z\theta}$ はそれぞれセグメントの軸およびねじりひずみである。式中の下添字"iso"は免震層ありのケースを、"non"は免震層なしのケースを意味している。また、1リング当りの継手の変位吸収量に対するセグメントの変位の比を、次のように定義する。

$$R_a = \frac{\epsilon_{z, JI} \cdot l_{JI}}{\epsilon_{z, Seg} \cdot l_{Seg}} \quad (3)$$

$$R_t = \frac{\gamma_{z\theta, JI} \cdot l_{JI}}{\gamma_{z\theta, Seg} \cdot l_{Seg}} \quad (4)$$

ここで、 $R_a$ 、 $R_t$ はそれぞれ引張、ねじり変形時のセグメントに対する継手の変位吸収比であり、 $l$ は長さを表しており、 $\epsilon_z$ 、 $\gamma_{z\theta}$ の下添字"JI"ならびに下添字"Seg"は、継手部およびセグメント部を意味している。

Fig.5はz方向の慣性力による引張変形時の軸ひずみ低下率 $\mu_a$ をFig.4の中央部で求めた解析結果を、周辺地盤のせん断弾性係数をパラメータにしてまとめたものである。図に示すように、地盤が軟らかい場合は大きな免震効果は得られないが、地盤が硬くなるにつれて免震効果が高くなり、 $G_g=1000 \text{ kgf/cm}^2$  ( $V_s=250 \text{ m/sec}$ 相当)では軸ひずみ低下率が0.25、

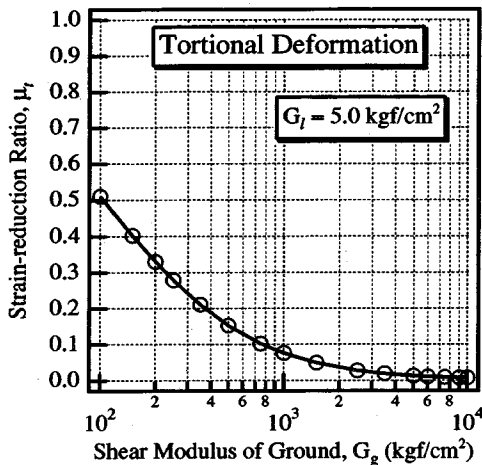


Fig.7 Strain-reduction ratio due to torsional seismic forces

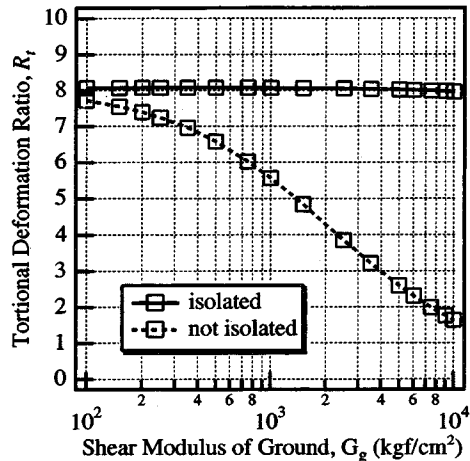


Fig.8 Ratio of displacement of a ring joint to that of a segment concrete during torsional deformation

$G_g=5000\text{kgf/cm}^2$  ( $V_g=500\text{m/sec}$ 相当)では0.1である。すなわちセグメントの軸ひずみが、免震層の形成によりそれぞれ1/4, 1/10まで低減することを意味している。

一方免震層の有無による式(3)で定義される1リング当りのセグメントと継手部の軸変位の比 $R_a$ を、地盤のせん断弾性係数 $G_g$ をパラメータとしてFig.6にまとめた。このケースではセグメントの引張ばね定数が継手部のばね定数の40倍であり、継手でセグメントの40倍の引張変位を吸収することを期待して物性を与えているが、図に示すように免震層のない場合は、地盤が硬くなるほど継手による変位吸収が十分に得られず、 $G_g=1000\text{kgf/cm}^2$ で約1/2、 $G_g=7000\text{kgf/cm}^2$ で1/4の変位吸収しか行われていないことがわかる。これに対して免震層が形成されている場合は、 $G_g=10000\text{kgf/cm}^2$ でも $R_a$ はほぼ40倍で、継手が十分な変位吸収を行っている。したがって、Fig.5のような大きな免震効果は、免震層のせん断変形による軸ひずみの吸収のみならず、継手の引張変形の効率的な吸収も大きく寄与しており、継手の変位吸収能力の向上もここで提案する免震効果の1つである。

Fig.7にねじり変形時のセグメントひずみの低下率 $\mu_t$ を示した。ねじり変形時は、軸変形時よりも免震効果が高く、ひずみ低下率は $G_g=100\text{kgf/cm}^2$ でも0.5であり、 $G_g=700\text{kgf/cm}^2$ では0.1となる。しかし後述するように、水平成層地盤中のトンネルでは、トンネルの回転震動自体はそれほど大きく低減されず、立坑との接合部のようにトンネルの一方の回転変形が拘束されていたり、地盤条件が急激に変化

し、近接するトンネル断面間で大きなねじりひずみが発生するとき、このような大きな免震効果を発揮すると考えるべきである。Fig.8にはねじり変形時の継手による変位吸収量に対するセグメントの変位の比 $R_t$ を、Fig.6と同様にまとめた。継手でセグメントの10倍のねじり変位を吸収することを期待して物性を与えているが、ねじり変形でも免震層のない場合は、地盤が硬くなるほど継手による変位吸収が十分に得られず、 $G_g=1500\text{kgf/cm}^2$ で約1/2、 $G_g=5000\text{kgf/cm}^2$ で1/4の変位吸収しか行われていないことがわかる。これに対して免震層がある場合は、 $R_t$ が10倍までは達しないまでも、解析に用いた $G_g$ の範囲では約8倍という結果となり、安定した継手による変位吸収が得られることがわかった。

一般にシールドトンネルの地震時変形でもっとも問題となるのが軸変形であることと、またねじり変形を主因とする地震被害が確認されたことから、本論文ではまず引張とねじりに関する免震効果を示した。トンネル軸方向の断面力としては、これら以外に曲げモーメントとせん断力についても検討を行うべきであるが、本解析手法ではこれらを評価することはできないため、新たに免震効果の評価手法を開発し、別の機会に報告したい。

## (2) 横断面変形

地震被害から考察すると、トンネルの免震構造はトンネル軸方向の断面力の低減を主目的とするものである。しかし、免震層を形成させることにより、トンネル周辺が不安定な応力状態となり、従来想定されなかったようなトンネル横断面の断面力が発生

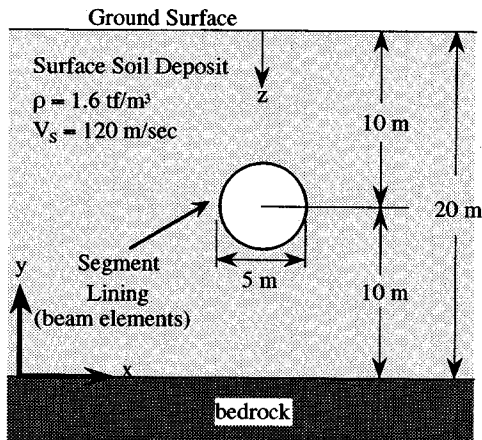


Fig.9 A model for dynamic and static analyses

Table 1 Cases and material properties for a thin layer around a tunnel in finite element analyses

Cases	1	2	3	4
Isolation	No	No	Yes	Yes
$\rho(\text{tf/m}^3)$	1.6	1.8	1.2	1.2
$E(\text{kgf/cm}^2)$	700	2000	15	15
$\nu$	0.48	0.3	0.48	0.3

Table 2 Amount of rocking vibration of a tunnel ( $\times 10^{-3}$ )

Cases	1	2	3	4
$\Delta\theta(\text{rad.})$	1.67	1.67	1.65	1.55

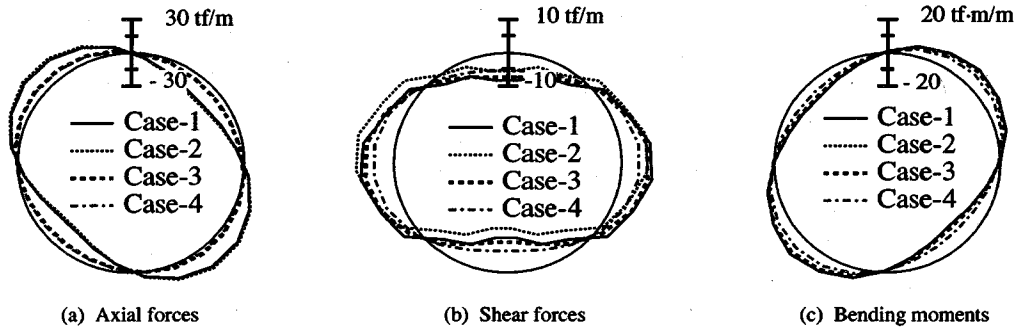


Fig.10 Comparison of sectional forces of a tunnel lining due to seismic loading

することも考えられる。したがって、このような不安定状態が発生しないことを確認するため、2次元有限要素解析により地震時のトンネル横断面変形についても検討を試みた。解析モデルについてFig.9を用いて説明する。解析の対象とするのは、一様な表層地盤中の地表面下10mに位置する外径5m、けた高30cmのRCセグメント製のシールドトンネルである。セグメント覆工体は24に分割された梁要素、周辺地盤と免震層は三角形あるいは四角形のアイソパラメトリック要素とし、免震層の有無によるセグメントに発生する断面力を比較する。解析モデル左右の地盤境界は、トンネル中心より表層厚の10倍取り、境界条件は水平方向のみフリーとしている。動的解析の方法は、片山等<sup>8)</sup>によって提案された擬似動的な手法とし、各節点の質量に加速度を乗じた慣性力を静的に水平方向に加えることとした。なお、地震荷重として与える加速度分布は $H$ を表層厚としたとき、地表面で $a_0=500\text{gal}$ 、基盤面で0とし、表層地盤中では地表面からの深さ $z$ に応じて次式で与えた。

$$a(z) = a_0 \sin\left(\frac{\pi z}{4H}\right) \quad (5)$$

大きな地表面加速度を与えているが、本検討の目的が、免震層形成によってとくに異常な断面力が発生しないことを確認することであるので、地盤や覆工体の非線形性は一切考慮せず、線形解析とした。

トンネル外周に厚さ10cmの層を設けておき、免震層有りの解析ケースではここに免震層材料の物性値を、免震層無しのケースでは地盤あるいは裏込め材料の物性値を入れることにした。Table 1に解析ケースと入力物性値を示す。Case-1はトンネルの外周の薄層にも周辺地盤と同じ物性としたケース、Case-2は薄層に裏込め材料の物性を入れたケース、Case-3は前節で用いた免震層材料でポアソン比を $\nu=0.48$ としたケース、さらにCase-4はヤング率はCase-3と同じであるがポアソン比を $\nu=0.3$ としたケースである。Case-3と4ではヤング率は同じであるが、ポアソン比の違いでせん断弾性係数が多少異なり、次の章でポアソン比が重要であることを述べるため、参考のため追加した。

Fig.10に解析の結果得られたセグメント覆工体に発生する断面力を、(a)軸力、(b)せん断力、(c)曲げモーメントの順に示した。ただし、断面力は単位奥行き(1m)当りの数値である。Fig.10(a)と(c)の断面力分布ではCase-1と2の結果はほとんど重なっており、周辺地盤よりも硬い材料でトンネル外周が充填されていれば、覆工体に発生する断面力はほとんど変わらないことがわかる。軸力分布を見ると、Case-3と4(免震層有り)ではCase-1、2のケース(免震層無し)に比べ、軸力が1/4程度に低減されている。次にせん断力分布では、Case-3では免震層無しのケースに比べ若干ではあるが、せん断力の低減が認められる。またCase-4では、免震層無しのケースに比べ2~3割せん断力の低減が認められる。曲げモーメント分布では、Case-3は免震層無しのケースとほとんど変わらず、免震層による曲げモーメントの低減は期待できなが、一方Case-4では、曲げモーメントは3割程度低減している。竹内ら<sup>9)</sup>は、解析境界に強制変位を与えることによりトンネル外周に周辺地盤よりも軟らかい材料が形成されたときのトンネル横断面の断面力を2次元有限要素モデルを用いて解析し、材料のポアソン比が小さいときとくに曲げモーメントが大きく低減されることを報告している。本解析との荷重条件や地盤物性に相違はあるものの、軸力についてはポアソン比にほとんど依存することなく免震層で低減されるが、せん断力、曲げモーメントについては、ポアソン比が小さいほど断面力の低減が大きい点では本解析の結果と一致している。しかし免震層のポアソン比を小さくしても、せん断力と曲げモーメントの低減はせいぜい20~30%であり、軸力の免震効果と比較すれば小さい。

トンネルの回転量 $\Delta\theta$ (rad.)は、トンネル天端の水平変位を $d_t$ 、下端の水平変位を $d_b$ とし、トンネル外径を $D$ とすれば、次式で求めることができる。

$$\Delta\theta = \tan^{-1} \left( \frac{d_t - d_b}{D} \right) \quad (6)$$

Table 2にトンネルの回転量 $\Delta\theta$ (rad.)の解析結果をまとめた。トンネル回転量は免震層の有無にあまり左右されず、Case-1とCase-4の差はせいぜい10%程度である。免震層は水平成層地盤中のトンネルの回転振動を低減させる効果はないが、トンネル断面間で回転振動の相違、すなわちねじりひずみを発生させるような場合に、前述のように大きな免震効果を発揮するものである。

以上のように、免震層をトンネル外周に形成した場合、断面力の低減はあっても、決して増大とはな

らず、免震層はとくにトンネル横断面の軸力の低減に大いに役立つことが示された。

## 5. 免震層材料の必要条件

免震構造として必要とされる材料物性を特定するためには、免震層の存在による静的な安定をまず検討しておく必要がある。すなわち、免震層は軟らかければ軟らかいほど大きな免震効果を発揮するが、軟らかい材料は地中の応力条件では大きな変形を余儀なくされ、これが地盤沈下を誘発する恐れがあるからである。都市トンネル建設に当たっては、地表面沈下は厳しく管理されなければならない。

免震層が流動するような材料でなければ、トンネルの外周の応力状態から考えると、極めて急激に地盤条件がトンネル軸方向に変化しないなら、トンネル軸方向の免震層の直ひずみは0と見做しても良いであろう。また、トンネルの建設される深度と比較してトンネル外径がある程度小さい場合、トンネル円周方向の免震層のひずみも0と見做しても良いだろう。この時トンネル上端および下端における免震層材料の深さ方向のひずみ $\epsilon_z$ は次式で与えられる。

$$\epsilon_z = \frac{\sigma_z}{E_t} \cdot \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \quad (7)$$

すなわち免震層のヤング率 $E_t$ が小さい材料の場合、ポアソン比が小さければ上載圧 $\sigma_z$ を材料のヤング率で除したひずみが発生するが、ポアソン比が大きいほどひずみは小さくなり体積ひずみの全く生じないポアソン比0.5となればどんなに材料が軟らかくてもひずみは発生しないことになる。したがって、ポアソン比ができるだけ0.5に近く、ヤング率ができるだけ小さく、なおかつ流動化しない材料が望ましい。ポアソン比が0.3の場合はポアソン比が0の場合の74%のひずみであるが、0.45では26%、0.48では11%、0.49ではわずか6%である。

現実的にはポアソン比0.5の材料を形成するのは困難であり、また円周方向のひずみも必ずしも0とはならないため、ここでは $E_t=15\text{kgf/cm}^2$ 、 $\nu=0.48$ の材料が免震層として形成された場合、トンネル断面力や周辺地盤の応力状態および免震層の圧縮変形がどの程度生じるかを、2次元有限要素解析により検討することにする。解析モデル、解析ケースはトンネル横断面の地震時挙動解析と同じとし(免震層厚10cm)、また同じメッシュを用いて節点荷重として各質点の質量×重力加速度を載荷した自重解析を行った。



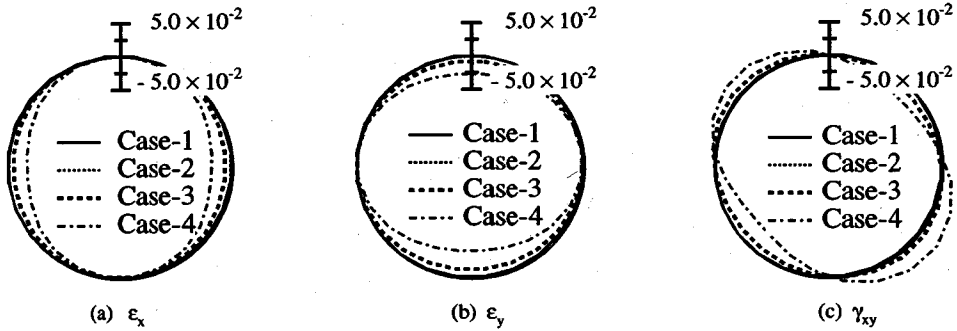


Fig.11 Distribution of strains in the isolation layer on the static condition

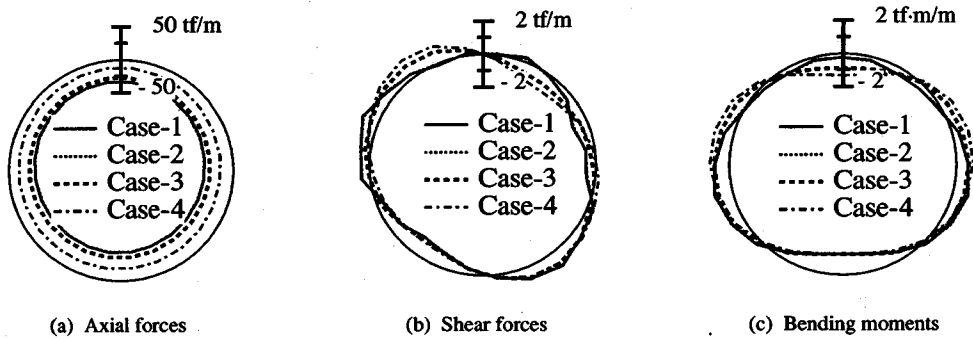


Fig.13 Sectional forces of a segment lining due to static earth pressures

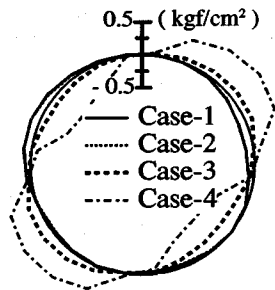


Fig.12 Shear stress of soil around a seismic isolation layer

解析の結果得られた免震層の直ひずみ $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_y$ およびせん断ひずみ $\gamma_{xy}$ の分布を, 前節のCase-1~4と比較してFig.11(a)~(c)に示した. Fig.11(b)において, トンネル上端および下端の $\epsilon_y$ の総和は, Case-4では7%であるのに対してCase-3では2%である. またトンネル直上の地表面沈下量は, Case-1を基準としてCase-3とCase-4についてCase-1との差を求めると, Case-3では1.8mmなのに対してCase-4では6.2mmである. 免震層のポアソン比を0.49とした場合についても同様な解析を実施したが, Case-1との

差は1mmにも達しなかった.

上記の解析の結果得られた免震層の外側の地盤要素(厚み20cm)のせん断ひずみを, Case-1~4と比較してFig.12に示した. Case-4では斜め45度方向に大きなせん断ひずみが発生しており, ポアソン比が小さな材料がトンネル外周に形成された場合, トンネル外周地盤が乱されることがわかる. 本論文では地表面沈下の評価が主目的ではないので, これ以上深い検討は行わないが, せん断ひずみの発生は過剰間隙水圧の上昇を励起し, この消散によって長期にわたる地表面沈下を招くことになる. したがって, 免震層材料の物性としては, ポアソン比ができるだけ0.5に近いことが必要条件であることが示された. 前述した竹内らの研究では, トンネル横断面の地震時変形時にセグメントに発生する断面力の低減のみに着目していたため, ポアソン比が逆に小さいことが免震層材料として必要とされた. しかし, ウレタンのような発泡質, 低ポアソン比の材料で, なおかつ低ヤング率の材料は, 上載荷重によって圧縮された結果物性が大きく異なることもあり, 地表面沈下だけでなく期待できる免震効果の信頼性にも欠けると思われる.

Fig.13に覆工体の断面力の解析結果を示す. 免

震層ありの場合、免震層がない場合に比べてCase-3で10%、Case-4では50%軸力の低減が認められる。ここで実施したのは自重解析であり、解析結果は常時の応力状態と一致するわけではない。しかし、この解析結果より免震層の存在により常時に覆工体に不利な軸力が生じないことは確認でき、また免震層は地震時だけでなく常時の軸力の低減にも役立つ可能性があることが示された。一方せん断力、曲げモーメントに関しては、免震層の有無によって断面力の分布形状に変化が見られ、Case-3では断面力の最大値が免震層なしの場合と同等かそれより小さいが、Case-4では免震層がない場合よりも大きくなっている。常時の安定では軸力と比較してせん断力、曲げモーメントが問題となるケースは稀であるが、少なくとも免震層のない場合よりも断面力が増加するのは望ましくないため、免震層のポアソン比は0.5に近い方が望ましいと言える。

## 6. まとめ

本論文では、覆工体と周辺地盤との間に免震層を形成させることによるシールドトンネルの免震構造を提案し、免震効果の評価方法について検討を行った。以下に検討内容およびその結果得られた所見をまとめる。

- (1) ミチョアカン地震の際メキシコ市で発生したシールドトンネルの地震被害例より、シールドトンネルの地震被害は主にトンネル軸方向の引張およびねじり変形に起因すると結論づけられた。したがって免震構造では、このようなトンネル軸方向変形時のトンネル断面力を低減させる効果が必要である。
- (2) 免震構造が効果的に機能するのは、立坑等剛な構造物との接合部や地盤条件の急変部である。
- (3) 軸対称有限要素モデルを用いた簡易な免震効果評価方法を提案し、免震層による引張およびねじり変形時のセグメントひずみの低減が大きいことを示した。ひずみ低減効果が大きいのは、リング間継手の変位吸収が免震層により効率的に行われることも大きな理由であり、シールドトンネルの柔構造の利点を生かす意味でも、免震構造は必要である。
- (4) 免震層を形成することにより、地震時の横断面変形時の覆工体に特に異常な断面力が発生することはない。断面力のうち軸力は地震時に大きく低減さ

れ、常時でも低減される可能性がある。一方覆工体のせん断力、曲げモーメントは免震層のポアソン比が0.5に近い場合はさほど低減されない。

(5) 免震層材料のポアソン比は、地表面沈下と常時の覆工体および周辺地盤の安定より、0.5にできるだけ近いことが望ましい。

本論文で提案する免震構造では、免震層が覆工体の外周に一定の厚みで形成されることが必要であるが、とくに軟弱な粘性土地盤中への注入によって、均一な厚みの層を形成するのは難しい。今後、本論文で示した物性を実現される免震材料を提案するとともに、トンネル坑内からの注入による免震層の施工性についても検討を行い、免震構造の実現を目指す所存である。

謝辞：論文中のPhoto.1,2については、武蔵工業大学・片田助教授により撮影されたものである。写真の使用に際して快くご了承いただいた片田助教授に、心より感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 鈴木猛康：シールドトンネルの免震構造に関する模型振動実験，土木学会第20回地震工学研究発表会講演概要集，pp.565-568，1989。
- 2) 鈴木猛康：シールドトンネルの耐震性評価と免震化手法に関する研究，東京大学工学部学位論文，1990。
- 3) 田村重四郎，伯野元彦，家村浩和，竹内幹雄：1985年メキシコ地震の震害，土木学会誌，Vol.71，No.5，pp.79-85，1986.5。
- 4) Institute de Ingeniería, UNAM：El Tremor del 19 de Septiembre de 1985 y sus Efectos en las Construcciones de la Ciudad de Mexico, 1985。
- 5) 川島一彦，杉田秀樹，加納尚史：シールドトンネル模型のねじり変形と破壊機構に関する実験的研究，土木学会論文集，No.501/I-29，pp.193-201，1994。
- 6) Tamura C., Hinata Y. and Suzuki, T.：Earthquake Observation and Response Analysis of a shield tunnel, Proc. 9WCEE, Vol.VI, pp.563-568, 1988。
- 7) 鈴木猛康：シールドトンネル軸方向の耐震性評価に関する考察，土木学会論文集，No.441/I-18，pp.137-146，1992。
- 8) 片山幾夫他：地中埋設構造物の実用的な準動的解析法「応答震度法」の提案，第40回土木学会年次学術講演会，第1部，pp.737-738，1985。
- 9) 竹内幹雄，井戸田芳昭，高橋忠，三澤孝史：シールドトンネルの断面内地震時応力低減効果に関する実験的研究，土木学会論文集，No.483/I-26，pp.107-116，1994。

(1994.12.26 受付)

# PROPOSAL OF A SEISMIC ISOLATION STRUCTURE FOR URBAN TUNNELS AND THE METHOD TO EVALUATE ITS ISOLATION EFFECTS

Takeyasu SUZUKI and Choshiro TAMURA

An earthquake damage of a shield-driven tunnel occurred during the 1985 Michoacan earthquake in the central part of Mexico City. The damages were mainly originated from tunnel axial deformations, such as tension and torsion. In order to improve seismic safety of urban tunnels due to tunnel axial deformations during earthquakes, a seismic isolation structure, in which an isolation layer is formed between a tunnel lining and its surrounding soil, is presented. This paper presents a simplified method to evaluate the isolation effect of the seismic isolation structure using axisymmetric finite element models. Through parametric studies using the models, the isolation effect is evaluated in terms of the axial and torsional strain reduction ratios. Furthermore, material properties to be needed as the isolation layer is determined from static stability analyses as well as dynamic analyses. As a result, the importance of high Poisson's ratio of the layer material is proposed.