

第7章 必要に応じて検討すべき事項

第7章 必要に応じて検討すべき事項

7.1 一般

シールドトンネルが下記のような特殊な条件下にあるときは、前章までの基本的な検討の他に、各々に応じた適切な手法によって安全性を検討する必要がある。

(1) 地盤条件の変化による影響

1. 不整形地盤による地震動の増幅による影響
2. 地盤剛性急変部による影響

(2) 地盤変状の影響

1. 液状化の影響
2. 地表断層変位による影響

(3) 特殊な構造条件による影響

1. トンネル分岐部による影響
2. トンネル屈曲部による影響
3. 双対トンネル相互の影響

【解説】

本章は第6章までの基本的な設計の流れでは扱えない特殊な条件の場合の検討の考え方を述べたものである。まず、7.2で基盤の傾斜等の不整形地盤や地盤条件の変化部を通過する場合の影響の検討を、7.3で液状化による地盤変状時の取り扱いとシールドトンネルが断層を通過する場合の検討方法について記述し、そして、7.4でトンネル分岐等の特殊な構造条件の場合の検討について述べる。本章で特殊な条件を全てを列挙しているわけではない。特殊な条件での詳細な検討ではほとんどの場合数値計算に頼らざるを得ないが、ここでは過去の研究である程度知見が得られ、概略検討用としての簡便な方法が提示されている場合を主に取り上げている。

7.2 地盤条件の変化による影響

7.2.1 不整形地盤による地震動の増幅の影響

基盤が傾斜している場合、シールドトンネルが基盤と平行状態でなくても影響を受けることが懸念されるので、各検討箇所における地盤の増幅度合いを定量的把握する必要がある。そのためには、地盤の動特性、地形に関するデータを入手することを目的とし、できるかぎり調査することが望ましい。

【解説】

基盤が傾斜している場合、地震動は地表面に近づくにつれて増幅されるということが一般的に知られ、地盤の不整形性が大きく影響することは、既往の実験ならびに研究成果から把握されている。各検討箇所における定量的把握には、地盤の動特性、地形に関するデータはできるかぎり調査されている方が望ましい。

なお、浅層構造の不整形性の影響だけでなく、深部の不整形性についても検討する方がよい。検討を実施する場合の次元は一、二次元を主とするが、二次元形状については、両

端にエッジ形状を有する矩形地盤、傾斜構造、曲線基盤形状等を考慮するものとする。

設計入力地震動を合理的に設定するには、地震波の生成から伝播・増幅を統一的に評価する必要がある。このためには、震源、伝播経路、当該地盤の特性が地震動に与える影響を定量的に把握しなければならない。すなわち、震源断層、浅層地盤構造、深層地盤構造の3要素が入力地震動にどのような影響を与えるかを定量的に評価することに努めなければならない。

そこで、まず、地盤の不整形性が地盤震動に与える影響やそのばらつきを定量的な検討（不整形性を考慮した解析や増幅率の評価等）を行う方がよい。さらに、深層構造の影響についても検討する方が望ましい。すなわち、地震基盤で規定された波形が深層地盤構造によってどの程度増幅され、あるいは特性が変えられてどのような工学的基盤上での地震動になっていくかという評価である。計算によって得られる伝達関数によって深層地盤の相対増幅特性は把握されるが、一般的に地震基盤は 2500m/sec、工学的基盤は 300m/sec とする。

地盤条件が局所的に変化する場合（不整形地盤）の典型的な例については、成層地盤におけるシールドの応答（断面力）を基盤の形状に応じて補正するための係数が求められており、簡便にシールドの断面力を得ることができる。

補正の方法として現行の指針では、「鉄道構造物等設計標準・同解説(シールドトンネル)：鉄道総研編 平成9年7月」¹⁾および「共同溝設計指針：日本道路協会 昭和61年3月」²⁾等に補正の方法について述べられている。

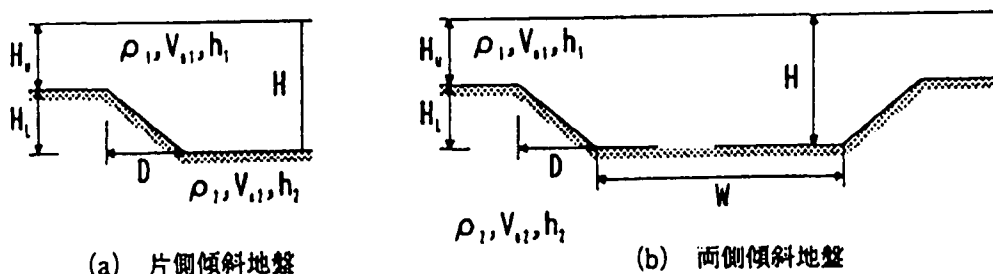


図 7.2.1-1 不整形地盤の例（傾斜地盤）¹⁾

理解を容易にするために地盤条件変化部、つまり基盤の不整形性による応答への影響を検討するため共同溝設計指針の該当部分を以下に示す。

地盤条件変化部における断面力（軸力、曲げモーメント、せん断力）の割増し係数は、次式により求める。なお、ひずみの割増し係数と読み直してもよい。

$$\beta = 1.2\sqrt{\Delta T} - 0.3 + 1.0 \quad (7.2.1-1)$$

β ：地盤条件変化部における断面力の割増し係数、 ΔT は図 7.2.1-2 に示す左右の異なる地盤に対する固有周期差であり、0.3 秒以下では地盤条件変化部とはしない。

断面力の割増しは、地盤条件変化部の固有周期の長い側の地盤において式(7.2.1-1)により算出される値に対して行うものとする。他のケースを含めて、詳細な適用規定は共同溝設計指針を参照されたい。ただし、図 7.2.1-2 に示すように、割増しを行う範囲は地盤条件変化部の 1/4 点を中心とし、地盤条件変化部における地盤の固有周期の長い側の値から求められる地盤振動の波長の 2/3 の長さを下回らないものとしている。詳細に検討するためには有限要素法、境界要素法等により計算することが考えられる。

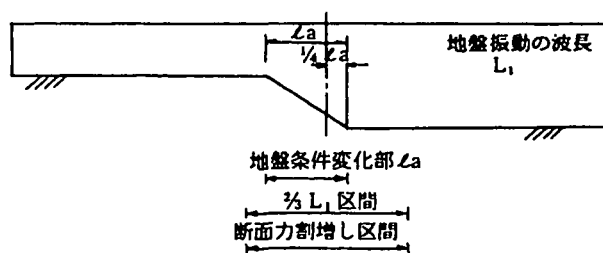


図 7.2.1-2 断面力の割増し区間（共同溝設計指針より）

また、ガス導管に関する耐震設計指針³⁾では、浅層不整形地盤においては、一様地盤中よりも大きな地盤ひずみが発生する場合がありますので、以下のように地盤ひずみを算出するように規定している。

$$\begin{aligned} \varepsilon_{G2} &= \sqrt{\varepsilon_{G1}^2 + \varepsilon_{G3}^2} \\ \varepsilon_{G3} &= n \cdot 0.3 \quad (\%) \end{aligned} \quad (7.2.1-2)$$

ここで、

- ε_{G1} : 一様地盤における地盤ひずみ
- ε_{G2} : 浅層不整形地盤に発生する地盤ひずみ
- ε_{G3} : 地震基盤面が傾斜していることによって生じる地盤ひずみ
- n : 修正設計地震動Ⅰの場合 ν (地域別補正係数)
修正設計地震動Ⅱの場合 $0.5 \times \nu$

一様地盤ひずみ ε_{G1} は、浅層不整形部で表層厚が最大および最小となる位置での一様地盤ひずみの大きい方の値を採用する。

また、浅層不整形地盤ひずみは基盤傾斜角が 5° 以上の場合を対象としている。

7.2.2 地盤剛性急変部による影響

地盤剛性が急変する箇所にはシールドトンネルが通過する場合には、十分な検討を加える必要がある。地下構造物が被害を受ける可能性は、以下のような条件の場合である。

- 1) 地盤剛性が大きく異なる地盤が成層状態に堆積している箇所に、シールドトンネルがある角度をもって通過する場合
- 2) 周辺を地盤改良されている立坑からシールドトンネルが発進する場合

【解説】

成層地盤中に、地表面付近から地盤深部の方へと管路が築造されていく場合、必然的に柔らかい沖積層から深部の洪積層へと進み、地盤剛性が急に変わる地層境界を横切ることとなる。この地盤剛性の急変部において発生するせん断ひずみの差異が大きいことは、既往の研究ならびに実験の成果および震害調査、特に阪神・淡路大震災においても多くの被害が発生していたことが指摘されている⁴⁾。したがって、地形・地盤急変部を横切るときには管路に与える影響が大きいと考えられるので、増幅度合いについて十分検討すべきと考えられる。

また、立坑からシールドトンネルが発進する場合、施工上の安全性向上のため、切羽周辺の地盤改良を実施する場合が多い。このような場合の地震時の挙動に関する実験や解析等による検討結果からはトンネルに大きな影響が発生することが指摘されて、対応策が講じられている⁵⁾。シールドトンネルの地震時挙動に関する検討をする場合には、地盤改良後の強度特性も考慮する必要がある。図7.2.2-1に地盤剛性変化部におけるシールド断面力の変化の解析事例⁶⁾を示す。

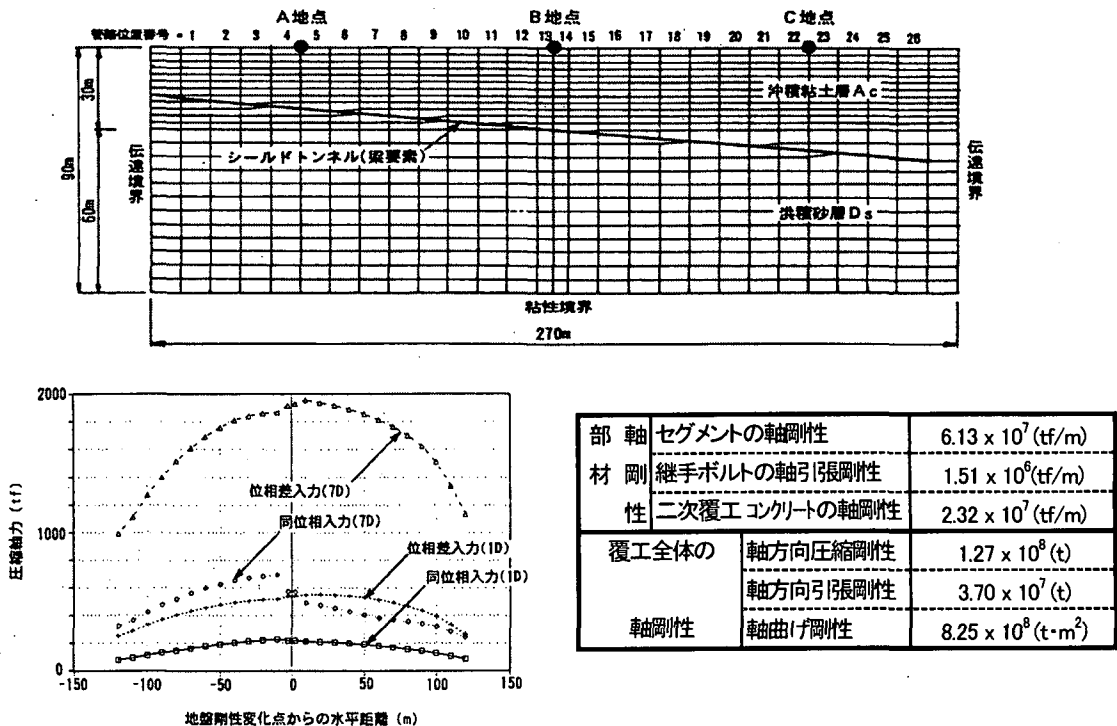


図 7.2.2-1 地盤剛性変化部のシールドの断面力変化⁶⁾

線状の地下構造物を設計する場合には、水平方向に伝播する地震動が問題となる。水平方向に伝播する地震動は、主に表面波であると考えられる。このような表面波の伝播速度を評価する方法として、伝播速度スペクトルを用いる方法や地震基盤と表面地盤の調和平均による方法もあるが、近年では常時微動のアレー観測や地震動の高密度アレー観測記録から求める方法も提案され、各観測点での観測記録の位相差（時間遅れ）より、伝播速度を求めている。この事例では、伝播速度を 450m/sec とした場合（位相差入力）と位相差なしとした場合の応答値における差異を地盤剛性変化部の影響度合いとともに比較している。なお、シールドトンネルを梁要素として二次元平面ひずみ問題としてモデル化したので、奥行きあたりの管路剛性の評価の検討課題があると判断して、管路剛性を管路直径で除した場合と管路直径の 7 倍（地盤と管路の変位に着目して求めた値）で除した場合の比較も行っている。

7. 3 地盤変状の影響

7. 3. 1 液状化の影響

過去の地震では軽微であるが液状化地盤中のシールドの被災事例がある。液状化により、支持力の低下、浮力の発生や、数 m におよぶ側方流動が生じることにより被害が生じる可能性があるため、構造物またはその一部が液状化の影響を受ける層内に存在する場合には、過剰間隙水圧発生による影響を考慮する必要がある。また、傾斜地盤では大きな水平移動が生じる場合もある。よって、シールドの設計においては、液状化による地盤変状に対して浮き上がり、沈下・不等沈下、そして流動・側方変位の検討をする必要がある。

[解説]

(1) 液状化層の定義

液状化の影響を受ける層とは、第 3 章 3. 4 節の液状化判定法で液状化すると判定された層または、液状化抵抗率 F_L が 1.5 より小さい層である。液状化の影響は、地盤の有効応力解析を行うことによって算定することを原則とする。

(2) 簡便な液状化影響検討法

地盤の有効応力解析を行わない場合、流動のおそれの無い地盤に対する液状化の影響は以下の方法を用いてもよい。

(a) 液状化の影響を受ける層の最大ひずみは、図 7.3.1-1 に基づき、 F_L より計算する。

この値が第 3 章の式(3.3-3)と動的変形特性より求められるせん断ひずみより小さいときは式(3.3-3)と動的変形特性より求められるせん断ひずみを用いる。

(b) 液状化の影響を受ける層の土質定数に乗ずる係数は、表 7.3.1-1 により算出する。

液状化の影響を受ける層では、常時土圧が変化するので、この影響について適切に

評価することにする。

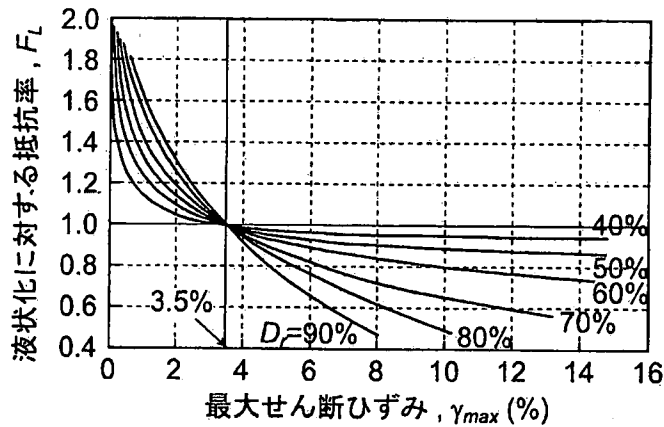


図 7.3.1-1 F_L と最大せん断ひずみの関係

表 7.3.1-1 液状化の影響を受ける層の土質定数に乗じる係数

F_L の範囲	現地盤面からの深度 Z (m)	動的せん断強度比 R	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 < Z \leq 10$	0	1/6
	$10 < Z$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq Z \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < Z$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 < Z \leq 10$	2/3	1
	$10 < Z$	1	1
$1 < F_L \leq 1.5$	$0 < Z$	1	1

(3) 浮き上がり

液状化した地盤中の構造物はその重さが軽いと浮上する可能性がある。兵庫県南部地震では顕著な浮き上がり被害は見られなかったが、新潟地震等において、周辺の液状化とともにマンホールや管路が浮上した事例は多い。

① 計算方法

設計指針、例えば水道施設耐震工法指針・解説（1997年）では「管路など、地中構造物周辺の土層の F_L （簡易液状化判定法の液状化安全率）が 1.0 を下回った場合には液状化地盤の浮力による浮き上がりに対する安全性を検討する」として、以下の式を示している。

$$F_u = \frac{W_B + Q_l}{V_0 \gamma_s} \quad (7.3.1-1)$$

ここで、 F_u は浮き上がり安全率、 W_B は地中構造物の単位長さ当たりの重量（内容物の重量を含む）、 Q_l は非液状化層のせん断抵抗力（舗装などは原則として考慮しない。）、 V_0 は地中構造物の単位長さ当たりの体積、そして γ_s は地中構造物周辺土砂の飽和単位体積重量である。

非液状化層のせん断抵抗力 Q_l は次式のせん断応力 τ_s を求め、非液状化層の総和を求める。

$$\tau_s = c + K\sigma'_v \tan \phi \quad (7.3.1-2)$$

ここで、 c, ϕ は非液状化層の粘着力および内部摩擦角、 K は静止土圧係数で0.5として

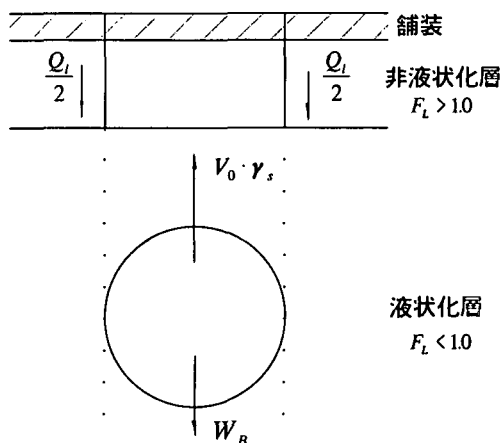


図 7.3.1-2 浮き上がり

よい。液状化安全率が1.0以上でも埋設管下にある程度の過剰間隙水圧が生じるが、この場合周辺の土はある程度の強度があるので安定が損なわれることが少ないと考えられ、 F_L が1.0以下の場合の検討でよいと考えられる。

式(7.3.1-1)においては、シールド上部の非液状化層の重量が入っていないが、通常は重量を考慮する。また、そのせん断抵抗 Q_1 を考慮しているが、液状化層の深い所に構造物があると、埋設管が浮き上がり始める安全率には Q_1 を考慮しない方がよいという報文もあり⁷⁾、注意する必要がある。

② 設計への考慮

浮き上がり安全率 F_u が1.0を下回ったら地盤改良などの浮き上がり防止策の検討をすることになる。ただし、シールド縦断方向の地盤の液状化範囲が限定的であれば、浮力を受けた場合の縦断方向の応力を検討して、許容範囲であれば特に対策は必要ないだろう。検討には弾性地盤上のはり理論やはり要素を用いた計算プログラムを使用する。そうでない場合は液状化対策工法を行う。対策工法には地盤の液状化強度を増加し、液状化の発生を防ぐ工法と液状化は許すがシールド本体の浮上を防止する工法の二つの方法に大別される⁸⁾。前者の方法では改良工法は実績があり、効果は明白であるが、線状構造物の場合にはその範囲を含めて経済性が問題となる。地盤改良工法に関しては埋設管の浮き上がり防止を目的とした地盤改良範囲の決定法に関する考え方も提案されている^{9),10)}。これは地盤改良域に非改良域からの過剰間隙水圧が伝播するとして、浸透流解析を使い過剰間隙水圧比を求めて、浮き上がりの釣り合いを計算する方法である。

地盤改良方法には締め固めや薬液注入等種々あり、液状化層の分布範囲や周辺の状況により検討することになる。

液状化を許すが、本体の浮き上がりを防止する方法には、ある区間に浮き上がりを防止する構造物を設置するか、シールド本体を一部、または全体的に重量化することが考えられる¹¹⁾。浮き上がり防止の構造物は、浮き上がり防止杭、浮き上がり防止矢板・梁等があ

る⁸⁾。

釧路沖地震においてはマンホールの浮上が見られたが、これは埋め戻し材の液状化が主な原因とみられているので注意が必要である。

地下施設の浮き上がりに対しての式(7.3.1-1)のような釣り合い式の適用性に関する研究は現在行われているが、必要なら数値解析手法での検討を行うことも可能である。

(4) 沈下・流動・側方変位・ひずみ

兵庫県南部地震では下水道シールドに液状化によるものとみられる沈下が生じている。また、護岸の変形によって、護岸から相当内陸まで沈下が生じていて、それらの測定結果から、設計に用いる地盤の永久ひずみが提示されている。しかし、これらは護岸の形状や地震動の大きさにより変わるものであろうから、注意して適用する必要がある。

管路に影響を与える地盤の変形は、水道の指針には以下のような項目が兵庫県南部地震による概略のひずみの範囲の調査結果が示されている。

- ①護岸近傍域における地盤の引張りひずみ (1.2~2.0%)
- ②埋立地及び河川流域の内陸部における地盤の引張りひずみ (1.0~1.5%)
- ③埋立地や河川流域における地盤の圧縮ひずみ (1.0~1.5%)
- ④傾斜した液状化地盤の流動の変位とひずみ
- ⑤傾斜した非液状化地盤の地盤ひずみ (1.0~1.7%)

液状化すると地盤のひずみは非常に大きくなるので、慎重に検討をする必要がある。

① 計算方法

上記の地盤ひずみが与えられれば、液状化していない場合には地盤のひずみはシールドのひずみと考えると良いと思われる。ひずみでシールドの安全性をチェックすることになるが、さらにひずみに管の長さを乗じることにより変位を求め、地盤からの管に発生する変位をとるための可撓性セグメント等の設計をすることができる。

護岸近傍等の水際線背後や傾斜した地盤が液状化する場合には大きな側方流動が生じる可能性がある。この流動のメカニズムについては固体、流体という観点から議論されているが確定していない¹²⁾。

また、流動中の構造物の設計に関しては①流動の影響を土圧で与える方法、②変位と地盤バネで検討する方法や③粘性流体として流動圧を考える方法があるが、③の方法は地盤の流体としての特性が良く分かっていないので、基準等では①か②が採用されている。流動の変位が十分な精度で予測できないときは①の土圧を与える方法がよい。この方法を用いた兵庫県南部地震の逆解析からの手順が道路橋示方書や水道の基準に採用されている。一方、変位と地盤バネによる方法は鉄道の基準等で採用されている。現在、変位の予測は簡易的な方法が提案されている上に、数値解析による方法でもある程度予測が可能になってきているので、これらの変位と液状化地盤での地盤バネを使用した応答変位法が実用的であると考えられる。

第3章に液状化の判定法が示されている。その液状化抵抗率 F_L が 1.5 より小さいと流動

を考慮する必要があるが、その際、応答変位法に用いる地盤反力係数等の土質定数の低減率が示されているが、流動による変位は以下の経験的な方法が概略検討に使用できる。

流動の可能性のある地盤とは、次の二つのいずれかである。

- ・ 護岸の背面から、 $L=250 \times (\text{護岸移動量 } D(\text{m}) / N_1)$ 間の流動範囲内。ここで護岸移動量は次項で示される。また、 N_1 は N 値を 1kgf/cm^2 (98kPa) の有効上載圧で補正。
- ・ 地表面または液状化上面が傾斜している地盤

(a) 側方に解放面がある場合の流動量¹³⁾

護岸の水平変位は、次の表により求める。

表 7.3.1-2 護岸のタイプ別の変形率

構造形式	地震動レベル	地盤条件		変形率 (%)
重力式岸壁・護岸	レベル1	護岸背後のみ緩い砂質土		5~10
		護岸背後及び基礎地盤がいずれも緩い砂質土		10~20
	レベル2	護岸背後のみ緩い砂質土		10~20
		護岸背後及び基礎地盤がいずれも緩い砂質土		20~40
矢板式岸壁・護岸	レベル1	護岸背後のみ	控え工周辺は堅固な地盤	5~15
		緩い砂質土	控え工周辺も緩い砂質土	15~25
		岸壁背後・控え工周辺・基礎地盤がいずれも緩い砂質土		25~35

ここで、水平変位は、変形率に護岸高さをかけて求める。なお、表の範囲の最大を水平変位とする。

(b) 地表面が傾斜している場合の流動量¹⁴⁾

次式で求められる変位 D が、 u_{max} (液状化しない場合の地盤の変位第3章参照) より大きいときには、流動が起こると考える。

$$D = 1500 \frac{\sqrt{H_L} \theta}{\bar{N}} \quad (\text{m}) \quad (7.3.1-3)$$

ここで、 H_L : 液状化した層厚の合計 (m)、 θ は地表面勾配

\bar{N} : 液状化した層の平均補正 N 値

② 設計への考慮

シールドトンネルでは地盤の変位を吸収するために、たとえば可撓性継手を設けるとか、弾性ワッシャ等によりリング継手部の剛性を落としてフレキシブルジョイントとする方策を検討することになる。

7. 3. 2 地表断層変位による影響

事前調査で活断層の存在が把握されている場合、重要幹線がこれを横断する計画は、まず避けるように努める。横断しなければならない場合は、十分な対策をはかるとともに、被害のある場合を考えたバックアップシステムや早急な復旧体制を考えておく必要がある。

[解説]

兵庫県南部地震では断層を横断するシールドはみられず、また、震動によるシールドの被害も小さいと報告されている。山岳トンネルの場合では、被害は全体としては地上部の構造物と比較して少ないといえるが、被害のあったほとんどが、被圧水や断層粘土を伴うような、断層破碎帯において生じているということである¹⁵⁾。しかし、地中管路については断層近傍において被害事例が報告されており、シールドが断層を横切る場合の設計に際しては、断層の変位対策について十分な検討をしておく必要がある。全体的なシールドの断層に関する検討フローを図 7.3.2-1 に示す。

(1) 断層変位

第 1 編第 2 章耐震性能の 2.1 想定地震と性能規定の項で耐震設計の対象とする地震として、レベル 1 地震動とレベル 2 地震動を考え、レベル 2 地震動としては、南海沖地震動と内陸断層地震を区別して、必要とされる耐震性能を満足するように設計することになっている。また、脅威となる地震が明確にできる場所では、決定論的手法、そうでないところは統計論的手法によることとしている。以上の議論は断層運動によって生じる震動によるシールドの耐震性の検討を行う場合であり、ここでは、断層変位により直接的にシールドが変形する場合に必要な事項と、現状での検討方法の例を以下に示す。

(a) 断層運動の種類

断層の変位の影響を検討する場合には断層の動き方を把握する必要がある。断層面に断層のずれ変位ベクトルを考え、その傾斜移動成分の縦ずれ成分が大きければ縦ずれ断層、走向移動成分が大きければ横ずれ断層という。さらに縦ずれ断層は傾斜した断層面に上盤がすべり落ちたようになっている正断層とのし上がっている場合の逆断層があり、また、断層面に立って相手側が右に動けば、右横ずれ断層、左に動けば左横ずれ断層という。実際はこれらの複合した断層が多い。

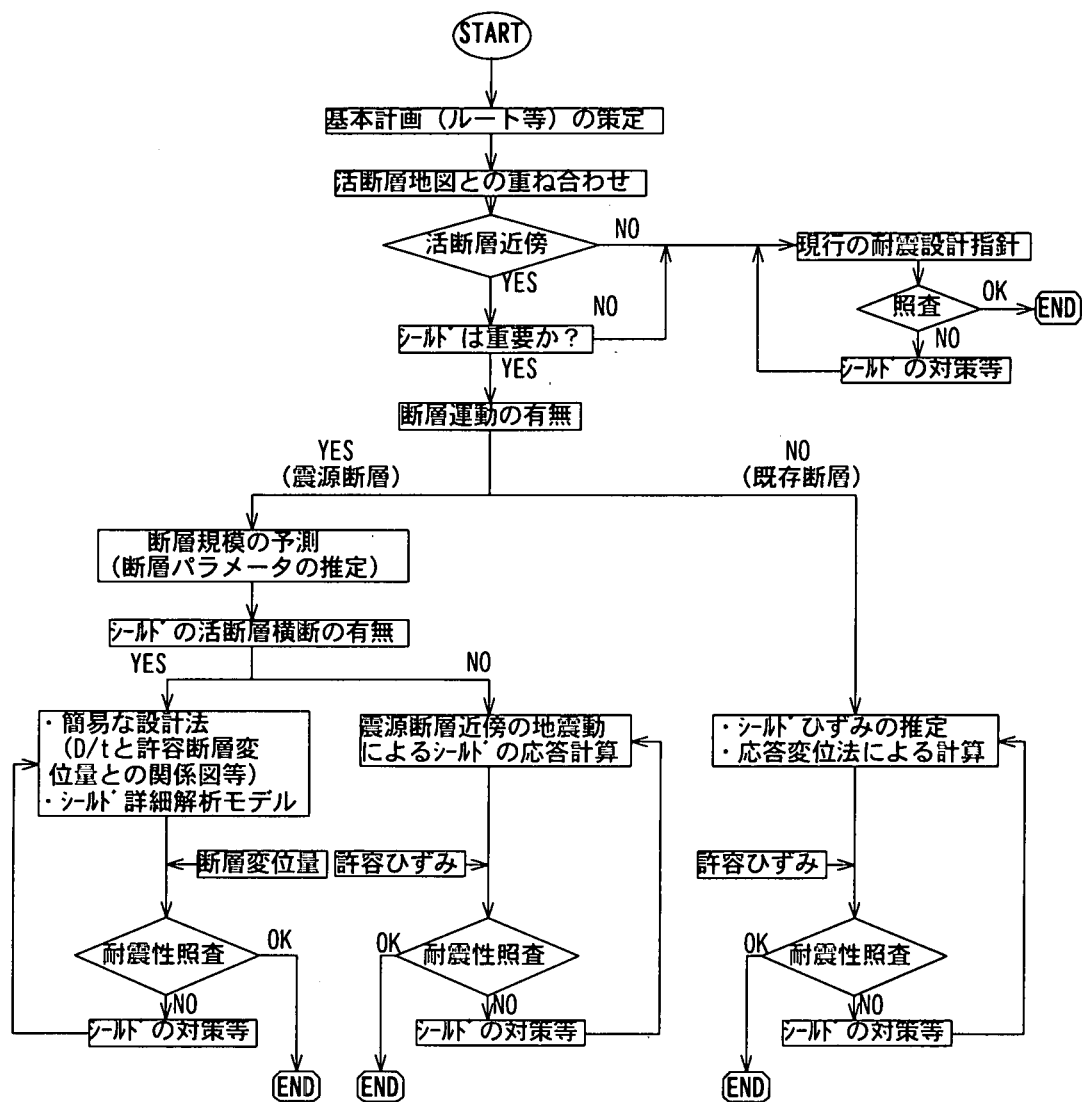


図 7.3.2-1 断層に関する検査フロー

断層の動きを表現するための断層モデルにはいくつかのパラメータが使用される。それらを断層パラメータという。図 7.3.2-2 に断層パラメータを示す。

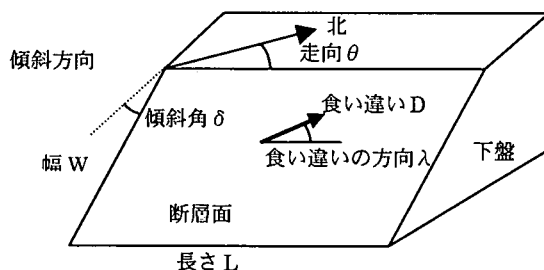


図 7.3.2-2 断層パラメータの図

近畿地方では南北の走向をもつ逆断層に、北北東-南南西、東北東-西南西方向の右横ずれ断層が組合わさって断層地塊を構成している¹⁶⁾。

(b) 地表面断層と震源断層

地震を起こす断層を震源断層とよび、地震により地表面に断層が現れた場合に地表面断層とよぶ。震源断層が必ずしも地表面断層とは限らない。地表面断層を活断層という。あとで地表が覆われた場合には下部の動きにより地表面に新規に断層が生じることがある。

断層は地殻の傷とも考えられ、基本的には地殻応力場が変わらなければ、一度破壊したところ、つまり震源断層は弱線として再び動くことが容易に推測できる。ある程度大きいマグニチュードをもたないと地表面断層があらわれないとされている。

(c) 断層変位の設定

断層変位の推定方法としてマグニチュードから推定することが考えられる。地震規模が大きいほど、断層変位が大きいので、過去の地震からの経験式を用いることにより、マグニチュードを活断層の長さから推定すれば、ある活断層の断層変位が推定できることになる。Bonilla により世界での経験式¹⁷⁾がまとめられており、地表面断層変位がわかる。しかし、これを適用すると、M=7.0 の場合には断層変位は約 20cm~6m となり、推定の幅が大きい。

「日本の活断層」¹⁶⁾には日本の内陸の地震断層に特定した場合の式が記述されていて、
$$\log D = 0.6M - 4 \quad (D \text{ の単位は m}) \quad (7.3.2-1)$$

から、マグニチュードが分かれば、直接に断層変位が得られる。このマグニチュードは断層長さ L (Km) を使って、次の関係式から得られる。

$$\log L = 0.6M - 2.9 \quad (7.3.2-2)$$

関西の活断層について調査された資料から断層変位が求められる。例えば、第2章の表 2.1-2 に単位変位量が示されているが、これが一回のイベントで生じる断層変位である。

また、平均変位速度 S (mm/年) に再来間隔 (平均活動間隔) を乗じたものが単位変位量になる。上記の2つの式から次式の平均活動間隔 Tr (年) が得られる。

$$\log Tr = \log(L/S) + 1.9 \quad (7.3.2-3)$$

平均活動間隔にはトレンチ調査などによって認定された複数の断層活動の年代から得られたものと、断層の長さ L, マグニチュード M を経験式からもとめ、上述のマグニチュードと地震時の変位量 D の関係から推定されるものがある。「日本の活断層」においては表 7.3.1-1 に示すように活動度クラスごとの平均変位速度 S が示され、日本の主要な断層毎にまとめられた各断層の断層長さとその活動度クラスから上記の式により断層変位が求められる。また、文献 18 では被害地震と活断層の各都道府県別一覧として平均変位速度と平均活動間隔が主要断層ごとにまとめられているので、それらに乗じることで断層変位がもとめられる。

表 7.3.1-1 平均変位速度による活断層の分類¹⁶⁾

活動度	平均変位速度 S(mm/年)の範囲
A	$1 \leq S < 10$
B	$0.1 \leq S < 1$
C	$0.01 \leq S < 0.1$

新しい堆積層が断層を覆った場合には、一回の地震の断層変位が推定されると、その動きによる新しい地表面の断層変位は地表層の強度、変形特性が分かれば数値解析等により地表面の動きが予測できることになる。しかし、その地盤の特性の把握が、現状では困難な場合が多く、数値解析も地盤の破壊の進行は解決されていないことが多いので注意を要する。既知の断層では各種の資料から、断層の種類を特定し、現状で調査されている断層情報をもとに、おおよその断層の動きを推定することが可能であろう。

(2) 断層横断の場合の検討法

シールドが活断層を横断する場合に適用できる簡便な設計法として確立されたものはないが、石油パイプラインに関連して提案された Newmark-Hall の方法や Kennedy 等の方法がある。これらの方法ではまず断層変位を推定し、断層変位による管路の曲り変形形状から管路のひずみを求める。さらに高田等¹⁹⁾は Kennedy の方法を発展させて、種々の条件による管路のひずみを求める簡便な式を提案している。これは鋼製の管路に対して提案されており、比較的深度の浅い鋼製のシールドに対しては十分適用が可能であると考えられる。その他の場合にはその適用性を調べる研究が待たれる。また、断層変位によるシールドの詳細な影響を検討をする場合は、断層変位を強制変位とする高度の有限要素法等の数値解析法を用いる必要がある。以下に高田等の方法を示しておく。

管路種類ごとに曲げ角度と管路最大ひずみを計算して得られた関係より、円筒形状における局所パラメータ α_c を用いて整理し近似式を求めると次式になる。圧縮側の断層変位による軸方向最大圧縮ひずみの関係は、

$$\epsilon_c = \frac{1.27\theta^2 + 0.13\theta}{\alpha_c} \quad (7.3.2-4)$$

ここに、 ϵ_c : 圧縮側の断層変位による管路軸方向最大圧縮ひずみ
 θ : 管路曲げ角度(rad)

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\delta_h \sin \beta}{L_{CL} + \delta_h \cos \beta} \right) \quad (7.3.2-5)$$

δ_h : 断層変位量(m)
 β : 断層と管路の交差角度(rad)
 L_{CL} : 管路屈曲位置(m)
 α_c : 円筒形状における局所曲げパラメータ

$$\alpha_c = \frac{E/\sigma_y}{D/t} \quad (7.3.2-6)$$

E : 弾性係数 (kN/m²)
 σ_y : 降伏応力 (kN/m²)
 D : 管路外径(m)
 t : 管路肉厚(m)

引張側の断層変位における地中管路についての同様の計算により、曲げ角度と軸方向最大圧縮ひずみとの関係は、

$$\varepsilon_r = \frac{0.3\theta^2 + 0.13\theta}{\sqrt{\alpha_c}} \quad (7.3.2-7)$$

ε_r : 引張側の断層変位による管路軸方向最大引張ひずみ

式(7.3.2-4)と式(7.3.2-7)は圧縮側あるいは引張側の断層変位による管路曲げ角度と軸方向最大ひずみとの関係であり、管路口径 D や断層変位 δ_h 、断層と管路の交差角度 β 、さらに、地盤特性等に起因する管路屈曲位置 L_{CL} を Kennedy の方法で求めると、ほとんどの要因が考慮された簡易式で管路最大ひずみが求められる。

この簡易式は鋼製管路に対して求められており、鋼製セグメントのシールドにはそのまま適用できると考えられる。

(3) 設計への考慮

断層運動は大規模、不確定な部分があり、有効な対策工法は数少ない。できれば活断層を避けるが、どうしても必要がある場合には、上記の計算等を参考にして、対策を考える。

アメリカの石油パイプラインの例として、土とパイプの摩擦をきった上で、鞘管にいられた例がある⁹⁾。継手構造管路の場合には、変位を分散して吸収する伸縮可撓管か、鋼管の場合には肉厚を増すこと等を検討するので、シールドの場合にも、シールド本体の強度で対応するか、可撓性セグメントで対応するかを状況に応じて検討する。

7. 4 特殊な構造条件による影響

トンネルと立坑との接続点やトンネルの分岐部、また、シールドの断面が変わる断面変化点、そしてシールドが曲がる部分等の構造変化部には地震の影響を大きく受ける場合があるので検討が必要である。立坑との接続点に対しては別章で扱う。構造が変わる特異な条件での検討方法は簡便的な方法や、有限要素法や立体骨組み解析の数値解析で行なわれる。

[解説]

(1) トンネル分岐部による影響

T字の分岐に関する計算方法がガス導管耐震設計指針(昭和57年)で与えられている。これは弾性支承上のはりの理論を用い、地震波の伝播方向の直管に生じた管と地盤の相対

変位をその直管の伸びとそれに直交する管路のたわみで吸収すると仮定して設計式が誘導されている。この場合ガス管で比較的口径が小さく、曲げ変形は無視できるということで定式化されているが、シールドの場合には無理があるので、何らかの数値解析が必要である。

たとえば、はり要素、シェル要素を用いて応答変位法の考え方で、伝達マトリックス法を用い、2次元、3次元で実務の曲がり管、T字管等の構造変化部の解析に利用されているプログラムとして「ERAUL」(Earthquake Response Analysis of Underground Lifeline)がある⁸⁾。前述のガス管の設計式との検証のために使用され、また、半地下式開削トンネル実務への適用例もある。シールドトンネルへの適用事例はないが、十分適用可能である。

兵庫県南部地震においては東灘の下水シールドの場合、比較的硬い地盤(震度7の帯の中)でのT字分岐のシールド部分では特に被害はなかった。しかし表面変位が大きい軟弱な地盤では注意が必要であろう。

(2) 屈曲部による影響

屈曲部(急曲線部)では伝播してきた地震波のシールドへの入射方向と縦断方向が急に変化するために、シールド縦断方向に断面力が発生することが予想される。T字管と同様な方法でガス導管耐震設計指針に屈曲部の管路のひずみを計算する簡便な方法が示されている。また前述の管路用プログラムの適用も有効である。

兵庫県南部地震では軟弱な地盤中にある下水シールドの屈曲部の被害が大きかった事例があること、また、山岳トンネルの被害の例ではあるが、越木岩送水トンネルは約6mの区間で覆工コンクリートの崩壊があった²⁰⁾。この被害の状況、復旧については参考文献に詳しいが、この原因としては近接した屈曲部が波動の伝播の位相差により影響を受け、被害を受けたのではないかと推定されている。

(3) 双設による影響

複数本のシールドトンネルを築造する場合、管路の地震時挙動が周辺地盤を介して隣接する管路に重要な影響を及ぼす懸念がある場合には、横断面の検討をする。

また、2本のトンネル間に連絡管がある場合には、連絡管の接続部にひずみが集中する。したがって、縦断面の検討をしてその結果によっては可撓セグメントを配置することによって地震時の被害の低減を図る。

管路径、施工性によって決定している管路間の離隔距離、周辺地盤の剛性等に影響されると思われるが、定量的な評価は難しい。したがって、既往の計算例を参考として梁-バネモデルで地震時応答計算を実施することによって得られる細部の検討の結果を参考に双設の影響度合いについて、考察を加えるものとする。

図7.4-1に示す事例²¹⁾では、以下のような入力条件で解析を行っている。

(入力条件)

・表層地盤厚 : 50m

- ・トンネル中心深度：20m，トンネル外径：10m
- ・覆工（1次のみ）：RCセグメント
- ・離隔距離：5m(0.5D), 10m(1.0D), 20m(2.0D)
- ・地盤せん断波速度： $V_s=160\text{m/sec}$, 300m/sec
- ・入力地震波：八戸記録（1968年十勝沖地震）基盤最大加速度 150 gal

解析結果は離隔距離が 1.0 D 以上なら，双設の影響は小さい。また，0.5D の場合，特にせん断力に影響が出る。単設の場合と比較して，せん断力はせん断波速度が 160m/sec では 1.06 倍， 300m/sec では 1.32 倍となった。

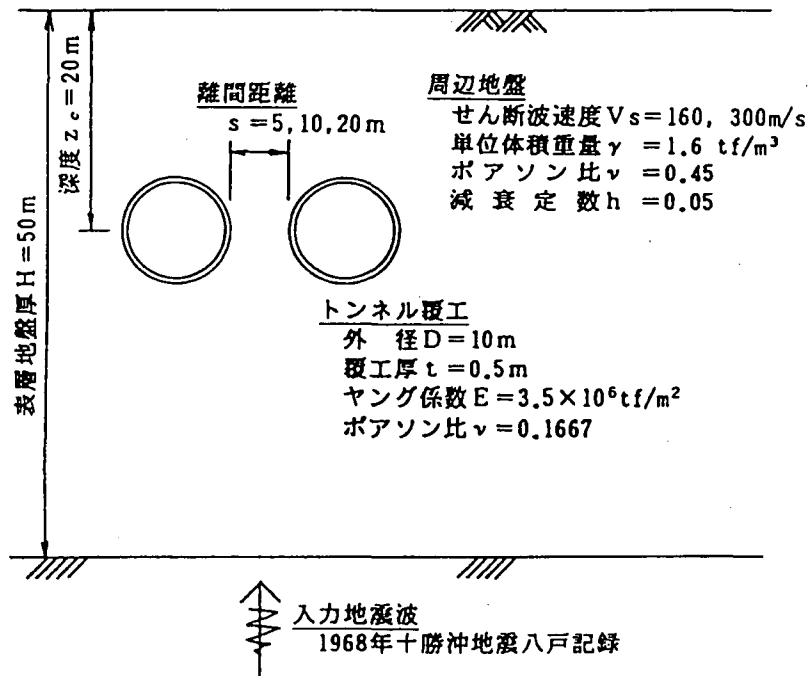


図 7.4-1 双設トンネルの事例²¹⁾

参考文献

- 1) 鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル：鉄道総研 1997年7月
- 2) 共同溝設計指針：日本道路協会 1986年3月
- 3) 高圧ガス導管耐震設計指針：(社)日本ガス協会, 2000年3月
- 4) 例えば, 地盤工学会：阪神・淡路大震災調査報告書 1996年3月
- 5) 竹内 幹雄ら：地盤剛性急変部の線状地中構造物の地震時応力評価法, 土木学会論文集 第422号/I-14 1990.10
- 6) 中山 学ら：地盤急変部におけるトンネルの地震時挙動把握のための検討, 土木学会第49回年次学術講演会, 1996年9月
- 7) 濱野雅裕他：地中構造物の液状化浮き上がり判定方法, 第24回地震工学研究発表講演論文集, 1997年7月
- 8) 高田至郎「ライフライン地震工学」共立出版, 1991
- 9) 土質工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで, 1993年
- 10) 田中幸久他：締固めによる埋設管の液状化対策についての研究(その3) -改良範囲の数値解析的検討-, 第21回地震工学研究発表会講演概要論文集, 土木工学耐震工学委員会, 1991
- 11) 関口宏二, 大石 博：埋設管路の液状化対策工法に関する実験的考察, 土木学会論文集, 第382号/III-7, 1987年6月
- 12) 地盤工学会：委員会報告, 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集, 1998年5月
- 13) 石原研而, 安田進, 井合進：液状化にともなう岸壁・護岸背後地盤の流動の簡易予測方法, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp541-544, 1997年7月
- 14) 浜田政則, 若林加寿江：液状化による地盤の側方流動のメカニズム(その2) 模型地盤と実地盤間の相似則と地盤変形量の予測, 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集, pp309-312, 1998年5月
- 15) 小山, 朝倉, 佐藤：兵庫県南部地震による山岳トンネルの被害と復旧, トンネルと地下, 第27巻3号, 1996年3月
- 16) 活断層研究会編：新編日本の活断層-分布と資料, 東京大学出版会, 1991
- 17) M.G.Bonilla and J.M.Buchanan:Interim report on world historic surface faulting,USGS Open-file Report,1970
- 18) 損害保険料率算定会：被害地震と活断層の都道府県別一覧, 1999年8月
- 19) 高田至郎, Nemat HASSANI, 福田克己：断層を横断する地中管路の設計法の提案, 土木学会論文集, No.668/I-54, pp187-194, 2001, 1
- 20) 中田その他：兵庫県南部地震による被災送水トンネルの復旧, 阪神水道企業団 越木岩送水トンネル, トンネルと地下 1997年11月 pp.39~47
- 21) 清水勝美ら：併設シールドトンネルの地震時断面力特性, 土木学会第47回年次学術講演会, I-617, pp 1408~pp 1409, 1992年9月