

観測に基づく送水シールドトンネルの 地震時挙動の一考察

島田恭行¹・多田純治²・宮島信雄³

¹正会員 東京都水道局 建設部長 (〒163-01 東京都新宿区西新宿 2-8-1 第2庁舎 13F)

²正会員 日本水道鋼管協会 専務理事 (前東京都水道局 技監) (〒102 東京都千代田区九段南 4-8-9)

³正会員 日本シールドエンジニアリング株式会社 顧問 (〒116 東京都荒川区西日暮里 2-26-2)

シールドトンネルの耐震検討手法については、近年、多方面から研究が進められている。しかし、地震時の挙動を観測した事例が少なく、検討結果の安全性の確認ができない状況にある。本研究は、過去10年間に収集した地震観測記録を分析し、トンネルの設計(応答変位法)に用いた条件の妥当性を評価した。さらに、地盤とトンネルを多質点とした振動系を用いて時刻歴解析を行い、応答変位法の結果と比較・検討した。その結果をもとに、耐震設計上の卓越地盤振動の推定方法についての一提案を行った。

Key Words: earthquake observation, ground motion, shield tunnel, stress in lining

1. はじめに

我が国は世界有数の地震国であり、昔から数多くの大地震に襲われている。最近では、1978年伊豆大島近海地震・1978年宮城沖地震・昭和58年日本海中部地震などに見舞われ、水道施設においても被害が発生している。水道施設は市民生活および都市機能の維持にとっては、なくてはならない基本的な施設である。なかでも水道管は地下に埋設され、近年の都市化の進展に伴ってライフラインの1つとしての重要性が年々増大している。厚生省は、1978年に発生した宮城沖地震および伊豆大島近海地震の被害などから将来、起こることが予想される東海地震に対応すべく、1981年2月に全国の水道事業体に対し、水道法第5条施設基準の省令に準ずるものとして「水道施設耐震工法指針・解説」¹⁾(以下、指針という)の活用を図るよう通達を出している。

東京都水道局ではこの指針の制定に先がけ、埼玉県三郷市の軟弱地盤中に布設した三郷西線シールドトンネルで応答変位法による耐震設計法を導入した。この耐震設計は、指針の設計事例として取り上げられ紹介されている。応答変位法を採用した当時は、シールドトンネルの地震時挙動を観測した事例は少なく、実際に大型断面を持つ軟弱地盤中のシールドトンネルの被害例としては、1985年メキシコ地震において下水道トンネルの一次覆工に連続亀裂が発生した報告²⁾が見られる程度であり、耐震設計の妥当性については、実際の検証を経て修正していく必要があった。このため、地震時におけるトンネ

ル挙動の実態の把握を目的として、実トンネルにおいて1983年4月より現在まで、地震動観測を継続的に実施している。本報告では、これまでに収集した観測記録を整理するとともに、観測によって得られた実測値を基に、トンネルの設計に採用した応答変位法で使用した計算条件(地盤定数、地盤・トンネル相互相関の他、新たに伝播速度等)を見直した。

さらに、地盤解析プログラム(SHAKE)を使用して地盤モデルを策定し、地盤・トンネルを多質点とした振動モデルを用いて時刻歴解析(動的解析)を行い、現行の設計法である応答変位法との比較検討を行った。

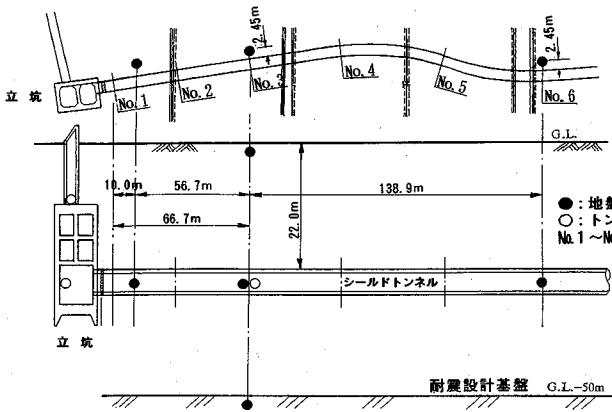
2. 観測の内容

地震動の観測は、指針に紹介された三郷西線シールドトンネルで実施してきた。本トンネルは水道用の送水施設として埼玉県三郷市内に1983年に竣工したものである。

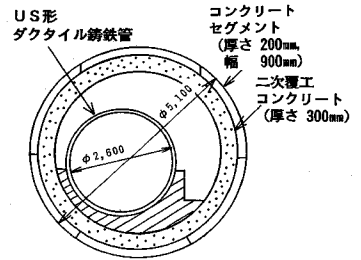
三郷地区は江戸川と中川に挟まれた沖積低地であり、過去相当量の地盤沈下が生じ、強い地震の際には噴砂現象も発生している。

(1) 観測地点の概要

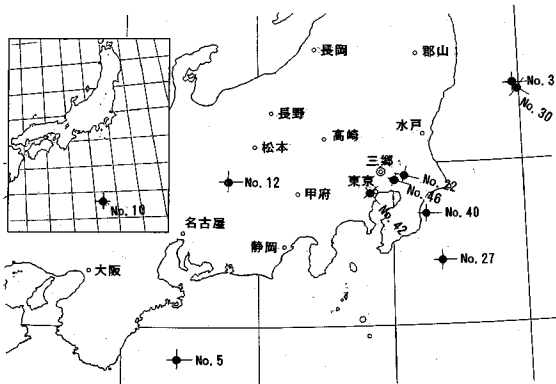
図1、3に観測機器の配置および観測地点を示す。トンネルの延長は約800m、両端にはケーソン工法により構築された立坑があり、トンネルとの接合部には応力集中を避けることを目的として鋼製の可撓セグメントが設



図一 観測の概要



図二 トンネルの構造



図三 観測地震の発生位置

表一 観測地震の諸元

地震No.	地震名	発生日月	北緯		震央距離(km)	震源深さ(km)	M	東京震度階	地表面加速度(gal)
			東経	緯度					
5	近畿地方南沖	1984 01/01	33° 37'	136° 50'	522	389	7.3	Ⅲ	23.9
10	鳥島近海	1984 03/06	39° 20'	130° 12'	896	452	7.9	Ⅳ	99.1
12	長野県西部	1984 09/14	35° 49'	137° 33'	197	2	6.8	Ⅲ	9.7
22	茨城県南部	1985 10/04	35° 52'	140° 09'	76	78	6.1	Ⅴ	61.0
27	房総半島 南東部	1986 06/24	34° 49'	140° 43'	128	73	6.5	Ⅳ	25.8
30	福島県東方沖	1987 02/06	36° 56'	141° 56'	204	30	6.4	Ⅲ	8.9
31	福島県東方沖	1987 02/06	36° 57'	141° 53'	207	35	6.7	Ⅳ	16.4
40	千葉県東方沖	1987 12/17	35° 23'	140° 29'	82	58	6.7	Ⅳ	84.0
42	東京都	1988 03/18	35° 39'	139° 38'	94	96	6.0	Ⅲ	35.7
46	茨城県南西部	1989 02/19	35° 36'	139° 55'	84	80	5.6	Ⅳ	94.9

(注：震央は観測地点からの距離で表示)

置されている。

トンネルの構造を図一2に示す。本シールドトンネルは、外径が5100mmの点検通路方式の断面を有し、一次覆工はRCセグメント(厚さ200mm,幅900mm)、二次覆工は鉄筋コンクリート構造(厚さ300mm)で施工されている。この坑内に送水管(φ2600mm,US形ダクタイル鋳鉄管)が布設されている。

(2) 観測体制の概要

本観測では、トンネル及びその近傍の地盤の加速度と二次覆工内鉄筋ひずみを測定している。加速度の観測箇所は、地盤についてはG.L.-50m地点(設計基準)、G.L.-25m地点(延長195.6mにわたり3箇所:トンネル中心との離れは5m)及びG.L.-2m地点の計5箇所(13成分)、トンネル内については1箇所(3成分)、その他立坑内に2箇所(4成分)である。トンネルの応力の観測には、二次覆工内鉄筋ひずみ計をトンネル軸方向に計6箇所(16成分)設置している。観測システムの起

動レベルは、地盤の最深部(G.L.-50m)の入力加速度が上下成分1gal・水平方向2galであり、収録開始の遅延時間は3秒となっている。観測データは1/100秒間隔のデジタル値で磁気テープに収録される。

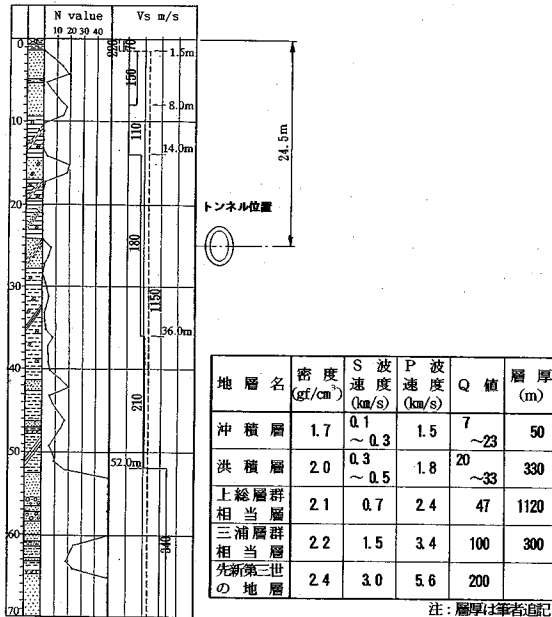
(3) 収集記録

1983年4月観測開始以来、収集記録は60余りに達している。ここでは、その中から10地震を選定して図一3、表一1に整理した。これらは、二次覆工鉄筋応力度が大きいとともに、震源地の方位・震源距離が近地・遠地の代表的なものとなっている。表中の地表面加速度は観測地点での値が表示してある。

(4) 地盤の動力学特性

a) 浅層地盤

トンネル構築位置での浅層地盤構成は図一4に示すものとなっている。地表面からG.L.-50m程度までは第四紀沖積堆積の有楽町層の砂質土および粘性土の互層、そ



図一 4 観測位置の地盤構成

の下部は第四紀洪積世の東京層で構成されている。各土層の物性値は図中に併記した。トンネルの耐震設計では、N値50以上、せん断弾性波速度 $V_{s0} = 300$ m/sec以上の判定基準をもとにG.L.-50mを設計基盤としている。これにより表層地盤の固有周期は1.46secとなる。なお、トンネル区間の地盤はほぼ成層状態であり、トンネルは土被り22mで施工されている。

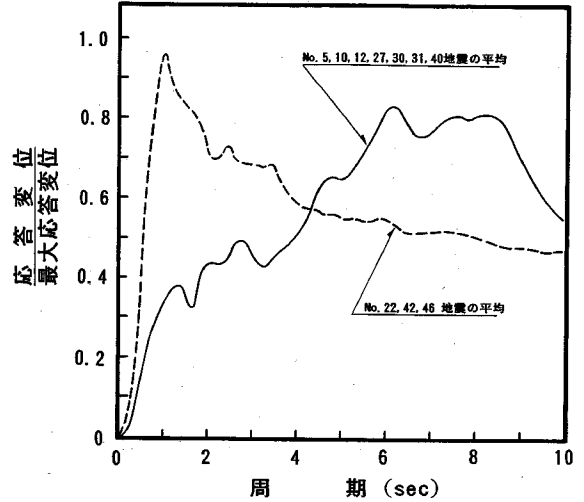
b) やや長周期地震動に対する特性

当地付近の深層地盤構造を人工地震により調査した結果ではやや長周期地震動に対する特性として、ラブ波の周期は8sec、レイリー波では6sec付近にあるとされる報告³⁾がある。

ちなみにこの土質定数を用いて先新第三紀世の地層上面 (G.L.-1800m) を基盤面とした場合の実体波の卓越周期を重複反射理論より算定すると9.2secとなる。さらに、三浦層群相当層上面 (G.L.-1500m) で8.0sec、上総層群相当層上面 (G.L.-380m) を境界とするせん断波の卓越周期では3.2secとなる。

3. 観測記録の分析・評価

データ解析は均質地盤中の微小ひずみに立脚した場合の、指針⁴⁾等が示す地盤の卓越周期、振幅、波動伝播速度等の性状を見出し、この条件下でのトンネル覆工体に発生するひずみの実態の把握を着眼点とした。水道用埋設鋼管(内径1.0m)の挙動は地震規模、震源距離等の違い



図一 5 応答変位スペクトル

により、実体波ないし表面波のいずれかが卓越するとの研究⁴⁾があるが、ここでは実用上、入力波を実体波とした場合の挙動の評価を試みることにした。

(1) 表層地盤の振動分析

地震時におけるシールドトンネルのような地中線状構造物の挙動は、構造物自体の固有振動の影響がきわめて小さく、ほとんど周辺地盤の変形に追従して変形することが知られている。本トンネルにおいては、この考え方に基づく応答変位法により耐震設計が行われている。それらの基本となる入力値は、地盤の変位と地震波の波長(ないし地震波の伝播速度)である。

すなわち、指針では基盤面から地表面までの地盤を均質なせん断弾性体とみちなし、耐震計算上の水平震度が k_h の時、任意の深度 x における地盤の変位 U_h ならびに波長 L は、

$$U_h(x) = 2/\pi^2 S_0 T_0 k_h \cos(\pi x/2H) \quad (1)$$

$$L = 4H \quad (2)$$

ここで、 T_0 : 表層地盤の固有周期

$$\left(= \sum_{i=1}^n 4 H_i / V_{si} \right)$$

H : 表層地盤の厚さ

H_i : 各土層の厚さ

S_0 : 震度1.0当りの応答速度

V_{si} : 各土層のせん断弾性波速度

また、地盤のひずみ ϵ_G は、

$$\epsilon_G = 2\pi / (LU_h) \quad (3)$$

で表される。

したがって、これらを構成する主要な因子の実態を把

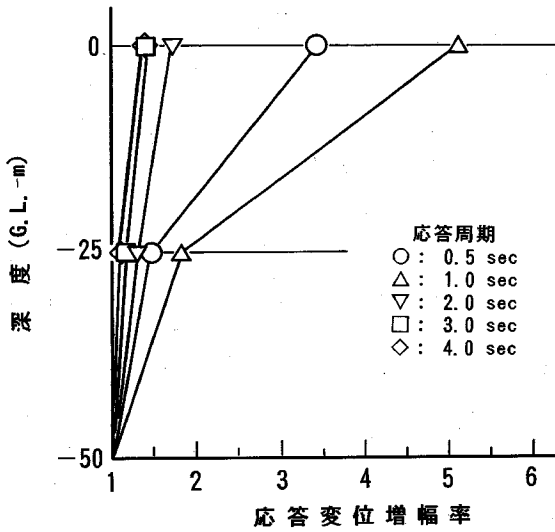


図-6 地盤振動の増幅率

握することは、応答変位法を検証するための基本となる。このため、観測記録を基に当該地盤におけるトンネルの振動特性の分析を行い、設計に使用した諸数値と実態との関係の評価した。

a) 表層地盤の固有周期と基盤面

図-5は10地震の地表面の加速度観測記録を基に応答変位スペクトルを整理したものである(減衰定数は5%)。10地震各々の応答変位スペクトルには震源距離による違いが顕著であったことから、図では震源が近いもの(No. 22, 42, 46)とそれ以外のものに分け、平均値として整理した。近距離地震では表層地盤の土質調査で算定した固有周期1.46 sec付近の応答変位が卓越している。近距離以外とした地震では1.0~1.5 sec, 2.0~3.0 secおよび6.0 sec以上の帯域に分散している。これらはそれぞれ設計基盤および前述した上総層群相当層上面、三浦層群等のさらに深い地盤までを想定した場合のせん断波の卓越周期に相当するものと考えられる。

地中の線状構造物は、主に地盤の変位にตอบสนองするとの考えに従えば、当該地盤では応答変位の卓越周期を表層地盤の固有周期とすることが適当と考えられる。後に示すトンネルに発生したひずみの卓越周期が比較的長周期にあることを勘案すれば表層地盤の固有周期を長周期化する必要がある。しかし、2.(4)b)にも触れたように地盤深所の動的な土質定数の情報が不足しており確たる補償に欠けるが、ここでは上総層群上面(G.L.-380 m)を基盤面として4章で取り扱うこととした。従って、やや長周期の卓越周期は不満足ながら入力波のもつ長周期成分に依存させることとした。

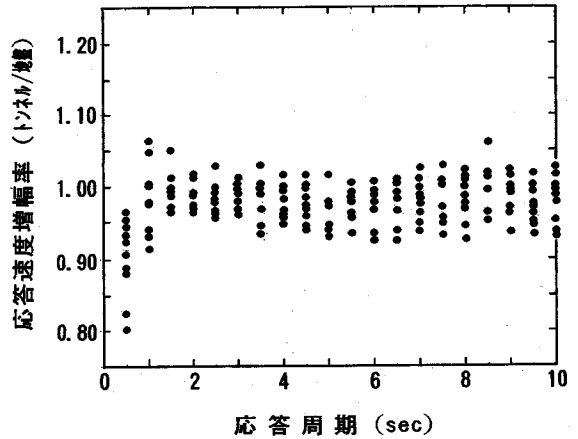


図-7 地盤からトンネルへの振動伝達率

b) 地盤振動の増幅率

指針では、単一地盤での深さ方向の変位振幅分布は、式(1)中の $\cos(\pi x/2H)$ により決まり、設計基盤から入力した地震動は、地表面に近づくにつれて増幅され地表面($x=0$)で最大となる。計算上での変位増幅率は、G.L.-50 mからG.L.-25 m間では4.52, G.L.-25 mから地表面間では1.41となる。これに対して、本観測で得られた地盤振動の変位増幅率を図-6に示す。約3 sec以上の長周期成分については、G.L.-50 mからG.L.-25 m間及び地表面間での変位増幅率は共に1に近く、ほとんど増幅されていないことが分かる。

一般に、表層下部の剛性が漸増する地盤では卓越周期に連動して仮想基盤は深所に移動することが考えられ、図-6の長周期成分の振幅分布は2.(4)b)で述べた上総層群相当層の上面を基盤とする一次振動分布形と理解できる。

短周期成分については表層浅所で卓越する高次振動と考えられる。

c) 地盤からトンネルへの振動伝達率

トンネル内に設置されている加速度計と同一深度の地盤内の加速度計の観測値に対し、フーリエ解析を行いトンネル軸方向の地盤速度の伝達率を算出したものが図-7である。応答周期別の伝達率(α_1)は平均値で、0.903~0.994の高い伝達率を得られ、地盤の振動は接触するトンネルへほぼ100%伝達されていることを表している。

このことは、シールドトンネルのように、それ自身の質量が周辺地盤質量に比べて小さい地中線状構造物では、その挙動が周辺地盤の振動性状に支配されていることを裏付ける結果となっている。

また、観測地震による地盤のひずみは、 10^{-5} 程度の小さい領域であったことから、地盤の弾性変形傾向が高い

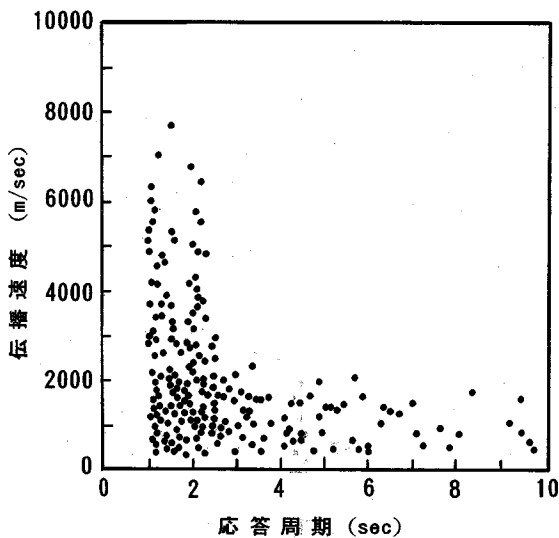


図-8 地震波の伝播速度

ことも考えられる。

設計では、管軸方向の変位伝達率 α_1 は後述する式(11)で規定されるものであるが地盤のひずみの大きい巨大地震を想定して0.475としており、観測結果と大きく違っている。この違いの原因の一つとして、設計に用いた波長 ($L=200$ m) より実際の波長は長いのではないかと思われる。

d) 地震波の伝播速度

地震波の伝播速度は、応答変位法においては波長を決定する要素であり、本観測地点のような一様地盤を対象とした動的解析では、地盤ひずみを決定する重要な要因である。しかし、現状の研究においては、伝播速度を明確に判断する規定がなく、検討の内容を混乱させるものとなっている。

このため、本観測においてトンネル深度の土中に設置された3箇所の加速度計のうち、離れの大きい観測区間両端にある加速度計の記録から伝播速度を算定することにした。算定方法としては、単純に2地点間の代表的振幅の特徴から位相差を算出するものや、波形全体を地盤の増幅度で取扱う方法⁵⁾があるが、ここでは後者により算出した。その具体的な方法を示すと次のとおりである。

はじめに、上記2地点間の加速度観測記録から地盤変位 $D_1(\omega)$ 、 $D_2(\omega)$ を算定する。ここに ω は円振動数、それらのフーリエスペクトル $F_1(\omega)$ 、 $F_2(\omega)$ は、

$$\begin{aligned} F_1(\omega) &= \int_{-\infty}^{\infty} D_1(\omega) e^{-i\omega t} dt \\ &= R_1(\omega) + iI_1(\omega) \end{aligned} \quad (4)$$

$$F_2(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} D_2(\omega) e^{-i\omega t} dt$$

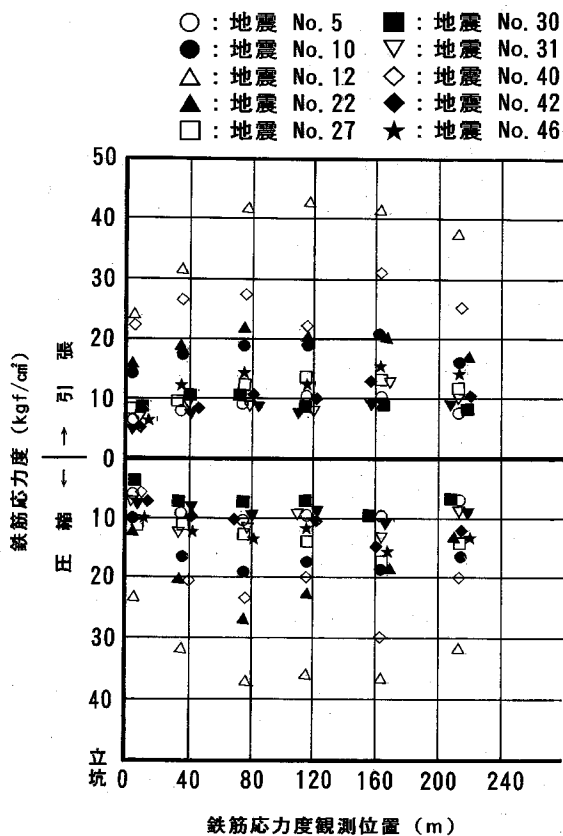


図-9 最大鉄筋応力度の発生状況

$$= R_2(\omega) + iI_2(\omega) \quad (5)$$

となる。ここで、各々の位相 θ_1 、 θ_2 は、

$$\theta_1 = \tan^{-1}[I_1(\omega)/R_1(\omega)] \quad (6)$$

$$\theta_2 = \tan^{-1}[I_2(\omega)/R_2(\omega)] \quad (7)$$

であることから2地点間の位相差 $\Phi(\omega)$ は、

$$\Phi(\omega) = \theta_1 - \theta_2$$

となる。この値をフーリエスペクトルから各周期成分 T について算出する。この結果をもとに伝播速度 $V(T)$ は、

$$V(T) = L/\Delta(T) \quad (8)$$

$$\Delta(T) = \Phi(\omega)T/2\pi \quad (9)$$

により求めることができる。ここで、 L は2観測地点間の実距離であり、本観測では195.6 mである。

以上の方法により伝播速度を算出したのが図-8である。なお、10地震の内地震源が近距離のため入射角が正確に評価できないものおよび入射角が大きいために伝播速度の算定精度が低いもの(No. 12, 22, 27, 42, 46)については整理の対象から除外した。また、周期1.0 sec以下の成分は表示から除外してある。この結果、当該地盤の卓越周期に影響の大きい約3 sec以上の長周期成分に

については、500~1700 m/sec 程度の伝播速度となっている。

(2) トンネル振動の分析

a) トンネル覆工応力度

一次覆工は、セグメントリングを本体に比べて引張剛性の小さい多数のリング継手により連結した構造である。このためトンネルの剛性は引張りに対しては低下する反面、地震波などの強制変位に対しては変位を吸収する方向に働く。したがって、一次覆工は圧縮と引張りに対しては変形特性が異なったものとなる。

ここで、本トンネルの二次覆工応力度の圧縮・引張に関する特性としては、図-9に示す観測結果が得られている。図は観測断面における10地震波での圧縮・引張の最大応力度の分布を表示してある。セグメントから成る一次覆工リングは、リング継目の存在により圧縮と引張で軸方向剛性は非線形となることから、一般にはリング継目と二次覆工鉄筋計の位置関係が応力度変動に影響を与えることが考えられる。しかし、観測結果では圧縮・引張に対して同等の応力度が発生しており、軸方向剛性の顕著な影響は認められない。その原因として、取扱った地盤動のひずみが 10^{-5} 程度と小さかったため、覆工の地盤変位への追随性が高いことが考えられる。

b) 地盤ひずみとトンネルひずみの関係

トンネル深度にある地盤観測点の加速度記録を積分して算出した地盤の最大平均ひずみ（絶対値）と鉄筋応力度の観測記録から算出した最大平均軸ひずみ（絶対値）の関係を表-2に示す。このとき地盤の最大ひずみを算定するに当たっては、地盤相対変位を観測地点間の距離(195.6 m)で除する処理を加えている。これまでに観測した地震での相対変位は最大で4 mm、地盤ひずみでは 2×10^{-5} 程度であった。

本シールドトンネルでは、一次覆工(RCセグメント)と二次覆工(鉄筋コンクリート)により構成されており、トンネルの剛性を評価するためには、両者を含めて考えることが必要となる。ここで問題となるのは、一次覆工と二次覆工の一体性の評価である。そのうち、一次覆工が鋼製セグメントの場合については、滝ら⁶⁾の研究により一体化の傾向が強いとの結果が報告されている。しかし、一次覆工がRCセグメントの場合には、二次覆工との接合面の構造評価が難しく、軸方向については研究が進んでいないのが実情である。トンネルの断面については半谷⁷⁾や塩谷ら⁸⁾の研究があり、一次覆工と二次覆工の完全な一体化を期待することはできないと報告されている。

しかし、観測の結果では、本トンネルの覆工は軸剛性の異なるセグメントと二次覆工からなる複合構造であるものの、二次覆工の挙動が地盤ひずみに支配されている

表-2 地盤ひずみとトンネルひずみ

ひずみ 地震 No.	地盤の相対変位 (cm)	地盤の最大ひずみ ($\times 10^{-5}$)	トンネルの平均ひずみ ($\times 10^{-5}$)
5	0.09	4.34	4.470
10	0.17	8.21	9.241
12	0.41	19.80	19.230
22	0.20	9.66	4.498
27	0.10	4.83	6.089
30	0.10	4.83	4.550
31	0.10	4.83	4.701
40	0.21	10.14	12.970
42	0.08	3.86	5.019
46	0.11	5.30	6.861

ことから、地盤と二次覆工の間にあるセグメントも同様のひずみ状態にあることが考えられる。この結果から、一次覆工と二次覆工が一体となって挙動していることが予想される。

c) 鉄筋応力度の周期特性

表-1に示した観測記録の中から鉄筋応力度が比較的大きいNo.12と小さいNo.46を代表として、地盤振動の速度と二次覆工鉄筋応力度の発生状況の比較を行った。図-10は、G.L.-50 mへの入力加速度を積分した速度波形と二次覆工鉄筋応力度の変動状況を示したものである。ここにNo.12は、長周期成分が卓越した表面波による挙動を代表したものであり、No.46は短周期成分が卓越する実体波としての初期主要動によるものと見ることができ、No.12地震波は表-1に示したように地表面加速度が小さいにもかかわらず、速度はNo.46と同等となり、鉄筋応力度はさらに大きなものとなっている。

図-11は鉄筋応力度のフーリエスペクトルによる卓越周期特性を比較したものである。

指針では相対的に大きな構造物については、短い波長の地震動によって大きな断面力は生じないと考えられており、断面力が最大となる波長 L_p ならびに軸力 P_h は、

$$L_p = 1/\sqrt{22\pi/\lambda_1} \quad (10)$$

$$P_h = \alpha_1 \pi EA / L_p U_h \quad (11)$$

ここで、

$$\lambda_1 = \sqrt{K_{GI}/EA}$$

K_{GI} : 地盤の剛性係数

EA : トンネルの伸び剛性

U_h : 地盤の変位振幅

α_1 : 変位伝達率

$$(\alpha_1 = \{1 + (2\pi/\lambda_1 L_p)^2\}^{-1})$$

により決められる。

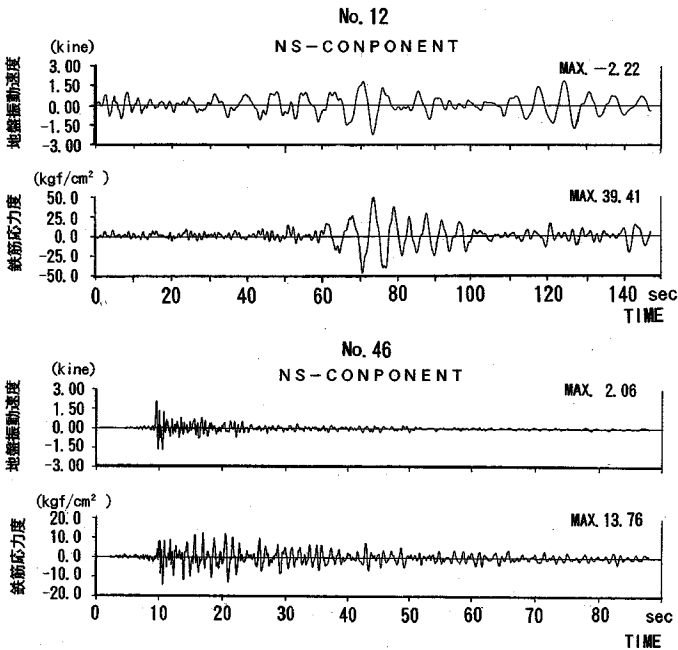
また、観測された地盤の最大変位とひずみを用い、軸方向にトンネル断面が一樣に伸縮すると仮定して

$$L = \alpha_1 \pi U_h / \varepsilon \quad (12)$$

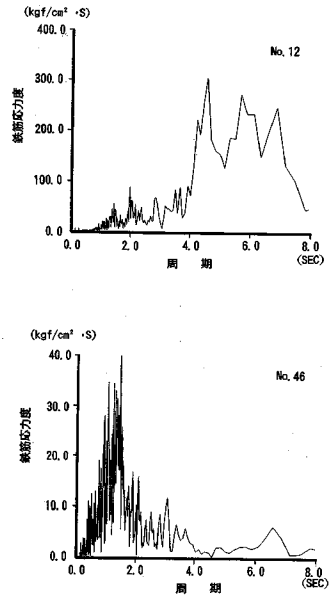
より波長を求めると、

$$L = 0.95 \pi \cdot 0.004 / (2 \times 10^{-5}) = 597(\text{m})$$

が得られる。設計時では200 mの波長を使用しており、



図一〇 地盤振動速度と鉄筋応力度



図一〇 鉄筋応力度の周期特性

観測結果では約3倍の長さの波長となる。このことは、波長だけを考えればトンネル軸力を小さく算定することになる。なお、No. 46地震の卓越周期1.42 secは、土質調査で測定された表層地盤の固有周期とほぼ同じものが得られている。

4. 観測結果による耐震設計法の評価

地震時のトンネル挙動について、観測結果を再現できるトンネル解析モデルを評価するため、観測データによって得られた地震動の基本性状を条件として、応答変位法及び動的解析法（時刻歴解析）によって、双方の解析法を評価した。

応答変位法の評価方法としては、計算に必要な入力値について、現行の設計法から算定される数値と観測記録を基に修正した数値の二つを用いて計算し、観測で得られた鉄筋応力度との整合性を比較した。

観測結果から、二次覆工の鉄筋応力度は地盤ひずみに支配されていることが確認されており、剛性評価の問題から一次覆工と二次覆工が一体構造と考え、二次覆工鉄筋応力度 σ_{LC} は、次式を用いて計算した。

$$\sigma_{LC} = k_1 P / A_{eq} + k_2 M / I_{eq} r_{LC} \quad (13)$$

ここで、 A_{eq} : 一次覆工と二次覆工の換算断面積

I_{eq} : 一次覆工と二次覆工の換算断面二次モーメント

r_{LC} : 二次覆工の外半径

k_1, k_2 : 断面力の重畳係数

P, M : セグメントと二次覆工の並列ばねの剛性を用いて応答変位法により求めた軸力および曲げモーメント

また、時刻歴解析に使用した地盤のせん断振動モデルは、土のひずみ依存性⁹⁾を加味し観測地震波を用いた重複反射理論に基づく動的地盤解析プログラム(SHAKE)により求めた。また、トンネルと地盤間のばね定数は有限要素法を用いて設定した。

時刻歴解析では比較的観測鉄筋応力度の大きい5つの地震すなわちNo. 10, 12, 22, 40, 46を選定し、基盤の入力加速度には各々の観測波を用いた。地震波の伝播速度は、鉄筋応力度が長周期に対して応答性が高いことから、図一8の地震波の伝播速度の内、応答周期3 sec以上の平均的な値として1000 m/secを採用した。

以上の条件を基に観測した基盤最大加速度と二次覆工に発生する鉄筋応力度の関係を整理した結果を図一12に示す。図中の●印は、鉄筋計に発生したひずみを鉄筋応力度に換算した観測値を示すものである。この図から明らかなように、現行の設計法である応答変位法で求めた数値よりも、本観測結果から入力条件（地盤振動の伝達率 α 、表層地盤の固有周期）を修正した応答変位法の方が観測値に近く、更に時刻歴解析法で求めた数値の方が、より観測値に近い関係が得られている。図に示すとおり、時刻歴解析の結果はNo. 12, 22を除けば観測値に近いものとなっている。遠地地震であるNo. 12は長野県

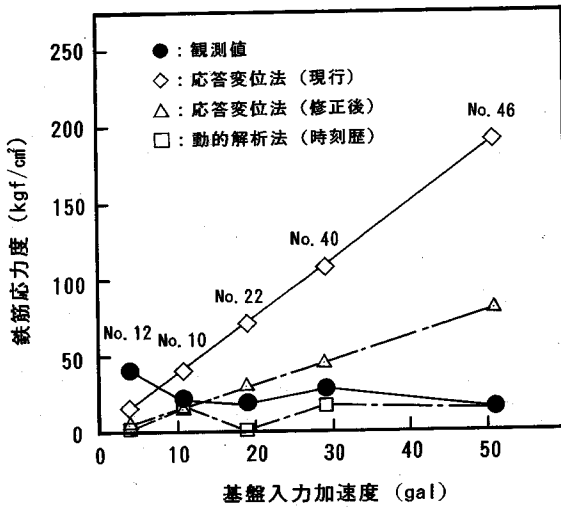


図-12 観測値と解析結果の比較

西部地震で浅発地震のため表面波が卓越しており、実体波で取り扱った結果は観測値の20%以下の過少評価となった。

遠地地震でも No. 10 の鳥島近海地震は深発地震のため表面波の発達がなく観測値との差が小さい結果となった。No. 22 は茨城県南部地震で観測位置に最も近い記録であるが、観測値との差が大きい。原因として No. 22 は短周期成分が顕著に卓越した地震であり、設定した地盤モデルの応答性が低いと考えられる。なお、時刻歴解析において入力加速度に比例した鉄筋応力度が算出されていない要因として地震波の持つ周期特性とトンネルの応答性が影響しているものと考えられる。

なお、全体の傾向として応答変位法による現行の設計法に従った計算結果は、地盤の大ひずみ時を想定した地盤定数、その他地震波の入射成分等を加味しており、観測結果にもとづく設計地盤深度等の修正を考慮しても観測値より大きい結果となっている。一方、動的解析法では入力加速度に観測記録を用いるとともに、地震波の伝播速度もばらつきはあるものの観測から得られた結果の平均値を採用したことから、より観測値に近い結果が得られたものと考えられる。

5. まとめ

本報告では三郷西線シールドトンネルにおいて長年にわたって蓄積した地震時の地盤およびシールドトンネルの挙動観測記録を、実務者の立場から分析した。その結果、地盤の最大ひずみが 2×10^{-5} 以下の地震の統計的处理に基づくものではあるが、指針で不明確であったトンネルへの地震動の伝達率、地震波の伝播速度に一応の目

安を得ることができた。また、大断面のトンネルほど発生応力が長い地震波長に感応しやすいことから、指針に示す設計地盤の定義は軟弱な地盤が深層まで続く場合には問題のあることを指摘できた。その内容を要約すると以下のとおりである。

- ① トンネルへの地震動の伝達率は、観測した範囲の地震では平均で0.95であり、地盤とトンネルは一体となって挙動する。
- ② 地震動の伝播速度は、トンネルの挙動に影響の大きい長周期成分の内、3 sec 以上では500~1700 m/sec 程度の結果を得た。
- ③ 2点間の加速度波形の処理から算出した地盤の平均ひずみは二次覆工鉄筋のひずみと一致する。
- ④ 地盤の地震時挙動は、浅発で遠距離の地震に対しては表面波が卓越し重複反射理論では説明できないが、その他の場合には概ね説明できる。
- ⑤ 地盤モデルの設定は地中構造物の耐震設計において重要であるが、特に軟弱地盤が厚く堆積した地域では地震地盤 ($V_s=3$ km/sec) までの地盤の動的特性を把握することが重要となる。その情報が取得できない場合にはトンネルの発生応力が地震波長に関係することを念頭に、最大軸力を発生させる地震波長を推定し、これに見合う設計地盤を判定して従来からの設計法に従って処理することが適切と考える。このような地震波長の推定としては式(11)より F_h を最大とする L_D を決定する方法が考えられる。また、これが不可能な場合は長周期成分の卓越した入力波形を用いることである。なお地下深層の情報の収集方法である深層ボーリングや人工地震波による地下構造の探査は多大な労力と費用を要することから、最近確立されつつあるアレーによる長周期微動観測手法¹⁰⁾の活用が望まれる。最後に、本文ではシールドトンネルの地震時挙動を検討してきたが、今後大ひずみ地震の記録集積を待ち、成果の適用性を検証してゆくことが重要である。

謝 辞：本論文をとりまとめるにあたり、貴重なご助言、ご支援を頂いた日本大学の田村重四朗教授に深甚の謝意を表します。また、観測データ等の整理に際してご協力を頂いた岩見輝男氏(東京都水道局)、加藤教吉氏(日本シールドエンジニアリング(株))に、記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (社)日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，1979.
- 2) 田村重四朗，伯野元彦，家村浩和，竹内幹彦：1985年メキシコ地震の被害，土木学会誌，Vol. 71，pp.79-85，1986.5.
- 3) 浜田宏司，金子史夫，山田敏博，土井俊雄：人工地震調

- 査によって求めた埼玉県における深い地震構造とやや長周期地震動の特性について, 応用地質年報, No. 12, pp. 13-37, 1990.
- 4) 大石 博, 関口宏二: 埋設管路の地震時ひずみ発生機構に関する二, 三の考察, 土木学会論文報告集, No. 350 号/I-2, pp.227-236, 1984.10.
 - 5) 土岐憲三: 強震加速度記録による位相速度の検出, 第4回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.265-271, 1975.11.
 - 6) 滝 英治, 依田 真, 奥田康三, 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について, 土木学会第44回年次学術講演会概要集III-20, pp.114-115, 1989.10.
 - 7) 半谷哲夫: 二次覆工を有するシールドトンネル覆工の力学特性に関する研究, 鉄道技術研究所報告 No. 1303 (施設編第571号, 1985.10.)
 - 8) 塩谷清司, 奥田康三, 田家 学, 斉藤正幸: シールド洞道二次覆工の評価方法に関する実験について(1), 土木学会第45回年次学術講演会概要集III-5, pp.46-47, 1990.9.
 - 9) 石原研而: 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, 1982.
 - 10) 堀家正則: 微動の研究について, 地震, 第2輯, 第46巻, pp.343-350, 1993.

(1994.7.29 受付)

A STUDY ON BEHAVIOR OF SHIELD WATER TUNNELS DURING EARTHQUAKE BASED ON OBSERVATION DATA

Yasuyuki SHIMADA, Junji TADA and Nobuo MIYAJIMA

Studies using varied approaches have been made in recent years to establish methods for evaluating the earthquake resistance of shield tunnels. Safety evaluation is not possible, however, because of a limited amount of observation data currently available on the behavior of shield tunnels during earthquakes. In this study, data collected through earthquake observation in the past 10 years were analyzed, and the validity of conditions used in the design of tunnels by the response displacement method was evaluated. A time-history analysis was also conducted modeling the ground and tunnel as a multimass vibration system. The results thus obtained were compared with the results obtained by the response displacement method. According to the findings, a method is proposed for determining the predominant frequency of ground vibration for use in seismic design.