

東京都港湾局 正員 ○坂本光嗣
同 上 池田智学
成和コンサルタント 正員 内藤政昭

1. はじめに

東京都港湾局では、1980年4月より、東京港第二航路海底トンネルにおいて地震観測を継続しており、沈埋トンネルの地震時挙動に関する研究を進めている。これまでに地震観測体制⁽¹⁾⁽²⁾、観測記録の一部、本トンネルの耐震設計で用いられた地震応答計算手法の観測記録による検討結果を報告してきた。これまでの報告で述べたように、観測値と計算値の良好な一致は得られなかった。この原因究明の一つの手がかりとして、ここでは、地震観測記録から得られた、継手の相対変位と函体表面ひずみとの関係から、耐震継手のトンネル軸方向パネ定数を算定し、耐震設計時に算定されたパネ定数と比較検討した結果を報告する。

2. 地震観測記録から求められるパネ定数

観測計器の種類

観測計器の種類と台数および設置位置を図-1に示す。観測開始から1982年8月

末までの間に本トンネルで観測された地震のうち、東京で震度階Ⅱ以上であったものは表-1に示す12地震である。このうち、継手相対変位計記録がスケールオーバーした1地震を除く

11地震について、継手の相対変位と函体表面ひずみの最大値を整理すると、図-2のように両者には強い相関が見られ、その比はほぼ一定値($1/6 \times 10^{-6}$)を示している。

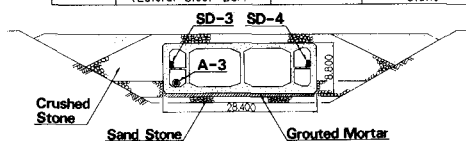
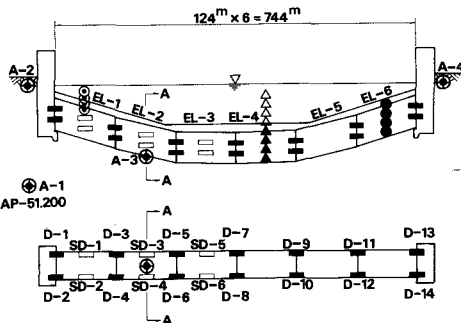
今、図-3に示すように、地震時の軸力が各函体～継手間ではほぼ等しいと仮定すれば、

$$P = \epsilon E A = K_x \delta$$

となる。ここで、 ϵ は函体ひずみ、 δ は継手の相対変位、 E は函体のヤング率($3.0 \times 10^6 \text{ t/m}^2$)、 A は函体の断面積(94.92 m^2)、 K_x は継手の軸方向パネ定数である。

しかるに、地震観測結果により

Symbol	Instrument	Number	Remarks
⊕	Accelerometer	4	Dynamic
□	Strain - gauge	6	Dynamic Static
■	Strain - gauge (Concrete)	14	Dynamic Static
⊙	Strain - gauge (Concrete)	4	Dynamic Static
●	Strain - gauge (Concrete)	4	Dynamic
△	Strain - gauge (Axial Steel Bar)	4	Dynamic Static
▲	Strain - gauge (Lateral Steel Bar)	4	Dynamic Static



A-A Section

図-1 地震観測計器配置図

表-1 地震観測記録一覧表

地震コード	発震日時	震央地名	震央位置		震源深さ (km)	マグニチュード	震央距離 (km)	震度 (東京)
			東経	北緯				
EQ-1	1980.6.18.16:25	東京湾地域	140°01'	35°38'	80	4.6	20	III
EQ-2	1980.6.29.16:20	伊豆半島地域	139°14'	34°55'	10	6.7	90	IV
EQ-3	1980.9.24.4:10	関東南部	139°48'	35°58'	80	5.4	40	III
EQ-4	1980.9.25.2:54	関東南東部	140°13'	35°31'	80	6.1	40	IV
EQ-5	1981.1.19.3:17	三陸はるか沖	142°58'	38°36'	0	7.0	440	II
EQ-6	1982.2.21.4:18	八丈島近海	141°14'	33°43'	40	6.4	250	III
EQ-7	1982.3.7.8:14	鹿島灘	140°39'	36°28'	60	5.5	120	II
EQ-8	1982.3.19.0:51	千葉県中部	140°11'	35°37'	70	4.8	40	IV
EQ-9	1982.4.15.7:54	東京都神奈川県境	139°37'	35°34'	70	4.0	20	II
EQ-10	1982.4.19.11:25	茨城県南部	139°54'	36°05'	50	4.7	50	II
EQ-11	1982.7.23.23:24	茨城県沖	141°57'	36°11'	30	7.0	210	III
EQ-12	1982.8.12.13:33	伊豆大島近海	139°34'	34°53'	30	5.7	80	IV

震源：「地震月報」による

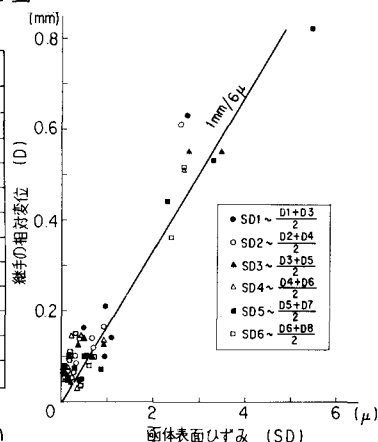


図-2 継手の相対変位と函体表面ひずみの関係

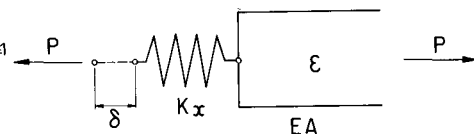


図-3 函体と継手パネに関する模式図

$$\frac{\delta}{E} = \frac{EA}{K_x} = \frac{1 \times 10^{-6}}{6 \times 10^{-6}}$$

の関係があるから、

$$K_x = 6 \times 10^{-6} \text{ km} \times EA = 1.7 \times 10^6 \text{ t/cm}$$

と算定される。

3. 耐震設計時のバネ定数との比較

本トンネルの耐震継手詳細を図-4に示す。耐震設計時のトンネル軸方向を連結するバネは、連結ケーブルの伸び剛性として定められ、そのバネ定数は $0.375 \times 10^6 \text{ t/cm}$ と算定されている⁴⁾。従って、地震観測記録から求めたバネ定数は、耐震設計時の想定より4.5倍剛性が高かったわけである。この原因としては、観測された継手の相対変位が最大で 0.8 mm 程度と、耐震設計時に想定した変位量 40 mm に比較して微少であり、連結ケーブルのみで抵抗しているとは言いがたいということが考えられる。

次に、この継手バネ定数が沈埋トンネルの地震応答計算結果に及ぼす影響について検討するため、他の条件は同一とし、耐震設計時のバネ定数を用いた場合と、地震観測記録から求めたバネ定数を用いた場合の、各々について地震応答計算を実施した。使用した地震記録は1980年9月25日の地震で、周辺地盤の応答変位を算定するための解析モデルは、本トンネルの耐震設計時と同一のバネ質点系モデルを用いた²⁾³⁾。

図-5に示すように、継手の相対変位の分布は、観測記録から求めたバネ定数を用いた場合の方が観測値に近くなったことがわかる。一方、図-6に示すように、函体表面ひずみの分布は、観測値から逆にかけ離れた値になった。ここから耐震設計時に採用したバネ定数は、地震観測記録から求めたバネ定数よりも、函体に対して危険側の影響を与えた値である、とすることができる。しかし、図-6から明らかなように、危険側と考えられる耐震設計時のバネ定数を使った計算値でも、観測値と比較すると安全側である。

4. おわりに

沈埋トンネルの地震時挙動に関する研究の一環として、今回は、地震観測結果から耐震継手のトンネル軸方向バネ定数を求め、耐震設計時に設定されたバネ定数と比較した。その結果、耐震設計時の想定より4.5倍程度剛性が高いことがわかった。

次に、このバネ定数の違いが地震応答計算結果に及ぼす影響について調べた。沈埋トンネルの地震時挙動は周辺地盤の挙動に大きく左右されることが知られており、今回の報告でも、継手のバネ定数を違えただけでは、沈埋トンネルの地震時挙動をうまく説明することはできなかった。今後は、この問題が物性値設定に起因するものか、地盤の応答変位を求めず手法としての、バネ質点系モデルという解析手法の持つ限界に起因するものかを確認したいと思う。

【参考文献】 1)、七久保・恵沢・前田「東京港第二航路海底トンネルの地震観測」土木学会第36回年次学術講演会 1981 2)、坂本・池田・内藤「東京港第二航路海底トンネルの地震応答解析」土木学会第37回年次学術講演会 1982 3)、池田・坂本・前田・内藤「東京港第二航路海底トンネルの地震観測と応答解析」第6回日本地震工学シンポジウム 1982 4)、東京港湾局編「東京港第二航路海底トンネル工事誌」1980

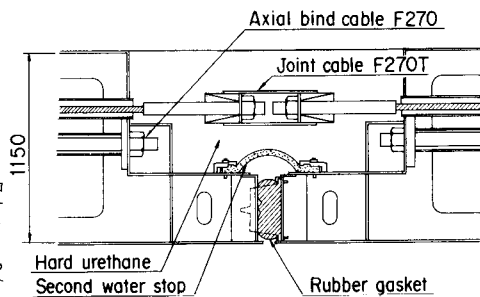


図-4 耐震継手詳細図

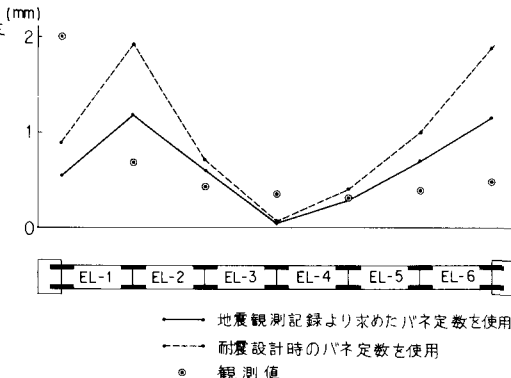


図-5 継手の相対変位の分布

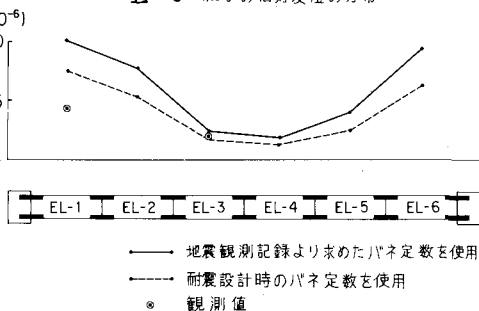


図-6 函体表面ひずみの分布