

首都高速道路公団 津野 和男

同 上 岡田 郁男

同 上 松本 弘輝

大成建設 K K 浜田 政則

§ 1 はじめに

東京港海底トンネルの地震時における安全性を検討するために同トンネル耐震分科会が設置され、この指導のもとに ① 埋設地盤の土の動的性状の究明 ② 地盤の動特性の検討 ③ 動的応答計算法の検討 ④ 応答計算 ⑤ 応答計算結果の耐震設計への活用 の諸点について研究が進められて来た。この詳細は「東京港海底トンネル耐震分科会報告書」首都高速道路協会⁽¹⁾に記されている。本文はこれ等の一連の研究の内、常時微動による地盤の動特性の検討、及び地震応答計算の一部を報告するものである。

東京港海底トンネルは東京港第1航路に建設される全長約1 Kmの沈埋トンネルで、図-1に示すような巾37.4 m、高さ8.8 mの長方形断面をもつRC構造である。トンネルの両端部は地上部高さ4.8 mの立坑に接続しており、立坑の水平断面の形状はほぼ40 mの正形状である。

§ 2 埋設地盤の動特性

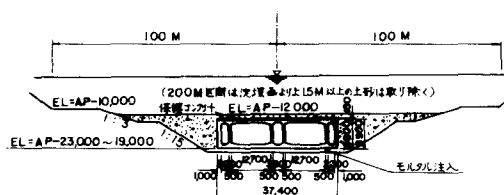
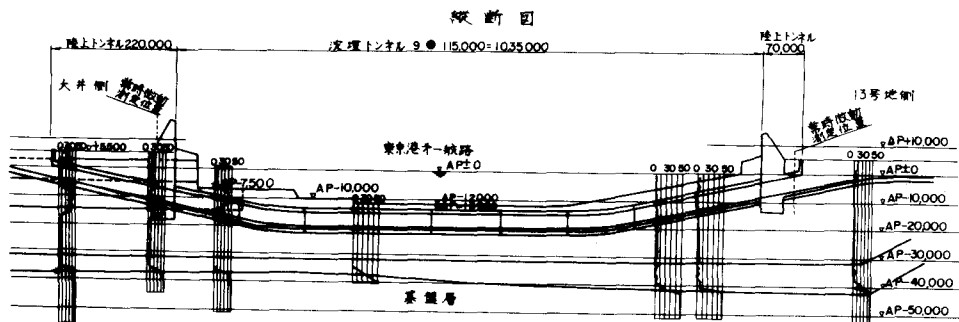


図-1 沈埋トンネル横断面

現在までの沈埋トンネル及び埋設等の耐震性に関する研究によれば、軟弱地盤に埋設されたトンネルは地盤とほぼ同様に振動し、トンネル自体の振動はほとんど発生しないことが指摘されている。従ってトンネル軸に沿った地盤の動時性の変化がトンネルの耐震性に大きな影響をもつものと推定される。そこでトンネルの



両陸上部（大井側及び13号地側）において常時微動観測を行い、これをもとにトンネル軸に沿った地盤の

動時性の変化を検討した。図-2に埋設地盤の縦断面図を示すが、これによると表要層の厚さは大井側陸上部で約43m、航路海底部で約28m、13号地側陸上部約49mである。常時微動測定は固有周期2.0秒減震定数64%の速度計を用い、速度を測定し、これを積分増巾器によって変位に変換してデータレコーダに記録した。この波型より自己相関々数をもとめ、さらにパワースペクトルを算定した。これを図-3に示す。パワースペクトルの主なるピークを列挙すると表-1になる。大井側陸上部において最も長い周期は1429秒、最も短い周期は0.421秒である。13号地側陸上部において最も長い周期は1905秒、最も短い周期は0.8秒である。PS検層より得た弾性定数を使って有限要素

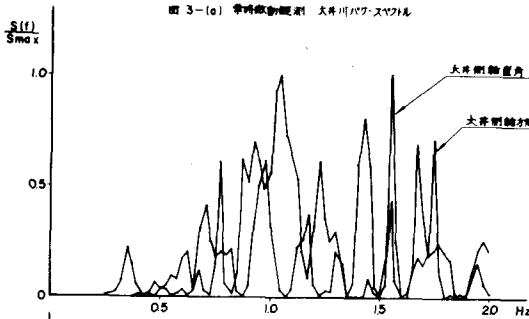


表-1 常時微動による卓越周期(秒)

大井側トンネル 軸平行	1.429, 1.026, 0.702, 0.645, 0.571, 0.471, 0.421
" 軸直角	1.290, 0.952, 0.816, 0.645, 0.606, 0.471
13号地側トンネル 軸平行	1.429, 1.250, 0.985
" 軸直角	1.905, 1.481, 1.250, 1.111, 1.000, 0.900, 0.800

表-3 有限要素法による地盤の1次周期(秒)

大井側陸上部	1.637
13号地側陸上部	1.806
航路底部	1.007

法でもとめた地盤のせん断振動の1次周期を表-2に示す。有限

要素法による地盤の固有周期は大井側、13号地側とも比較的常時微動による周期に近い値となっている。有限要素法による航路海底部の固有周期は1.01秒で13号地側の1.9秒のほぼ1/2程度である。この結果からも、トンネル軸に沿った地盤の固有周期が大巾に変化していることが予想される。

本解析ではPS検層より得た弾性係数を用いたが、

常時微動やPS検層より得られる地盤の動特性は土の歪の非常に小さい領域におけるものであり、これをそのまま大地震に適用することは問題がある。この点については現在検討中である。

§ 3 応答計算法の検討

沈埋トンネル、埋設管の耐震性に関する研究は現在までいくつか行われている。桜井、高橋等は松式地震を利用した埋設管の実験⁽²⁾を行い次の重要な結果を得た。

。地盤の加速度、変位と管のそれとは振巾周期等ほぼ同じ波型を示している。加速度、変位の周期特性は地盤のせん断振動による周期と一致している。又、管の固有振動は認められない。

那須、古藤田等は埋設管のダイナマイト等による実験の結果、桜井等と同様な傾向を得た。ただし地盤と管との変形に多少の振巾の差や、位相遅れを認めたが、この場合も管自体の振動は生じなかつた。田村、岡崎はゼラチンによる地盤模型とゴム材よりなる沈埋トンネルの模型実験⁽⁴⁾を行って次のような結果を得た。

- 。沈埋トンネルは地盤のもつ固有振動数で振動し、地盤の変形に応じて変形する。
- 。異った自己振動数をもつ地盤が接続する場合、その境界部において地盤の変位の差が大きくなる。従ってこの領域のトンネル部には大きな断面力が発生することが予想される。

青木、土田等は塩ビパイプを盛土内に埋設し、大砲を利用したS波発生装置を使って振動実験を行った。この結果、管自体の振動は非常に高サイクルになるため、実際問題として管が共振現象をおこすことはないことを指摘している。後藤、土岐、高田は埋設管の振動性状に及ぼす周辺地盤の影響について、弾性波動論を用いて解析的に論じた。⁽⁶⁾ここでも、地盤の剛性の大きい時はトンネルの自体の振動は顕著でなく埋設管は地盤と一体となって振動することが述べられている。

アメリカ合衆国サンフランシスコのBARTトンネルでは、地震波の伝播の見地より耐震設計を試みた。これは地震波の波長と振巾のスペクトルをもとに、地盤のバネ係数と沈埋トンネルの剛性より

トンネル自体の振巾及び波長を算定し、これよりトンネルの応力を求めるものである。BARTトンネルにおける方法はトンネル軸に沿って波動が伝播する時のトンネルの応力を算定するもので、トンネル軸に沿って地盤特性が変化する場合については言及していない。

本トンネルでは以上述べた研究成果を基礎にして、田村、浜田が提案した解析手法を用いて行った。応答計算モデルの作成についてはすでに報告しているのでここでは省略する。⁽⁷⁾

§ 4 応答計算

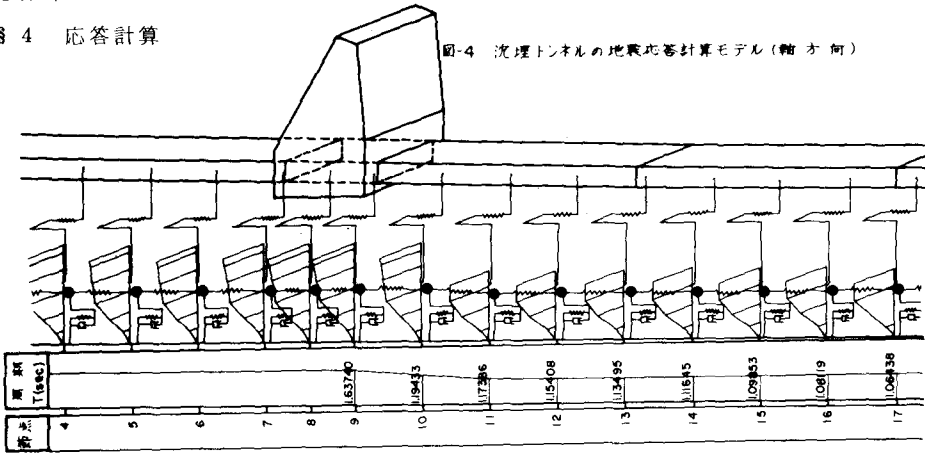


図-4 沈埋トンネルの地震応答計算モデル(軸方向)

図-4にトンネル軸方向振動の応答計算モデルの一部を示す。この応答計算モデルを使い、El-Centro NS 1940及び Aomori NS, 1968を入

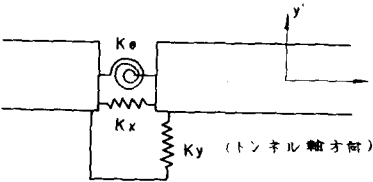
表-5 パネ定数の値

トンネル軸方向 Kx	120,000 t/m 面積0.00141 m ² のケーブル46本によるパネ
軸直角水平方向 Ky	30,000 t/m 緩衝用ゴムによるパネ
水平面内の回転 Kθ	0.28×10 ⁸ t-m/rad ケーブルと緩衝用ゴムによる回転パネ
エレメント間	
	1,300,000 t/m 厚さ2.5 mmの波型鋼板の引張圧縮パネ
	11,000,000 t/m 厚さ2.5 mm, 波型鋼板のせん断パネ
	1.2×10 ⁸ t-m/rad エレメント一般部の1/400

表-4 計算内容

ケース	振動方向	結合条件	
		立坑と沈埋トンネル(注)	沈埋トンネルと沈埋トンネル
1	軸直角方向	結合	剛結合
2		結合	POINT No.13, No.32は結合
3		結合	POINT No.13, No.28は結合
4		結合	各沈埋トンネルエレメント間にはパネ結合
5		パネ結合	各沈埋トンネルエレメント間にはパネ結合
6	軸方向	剛結合	剛結合
7		自由	剛結合
8		パネ結合	各沈埋トンネルエレメント間にはパネ結合
9		自由	各沈埋トンネルエレメント間にはパネ結合

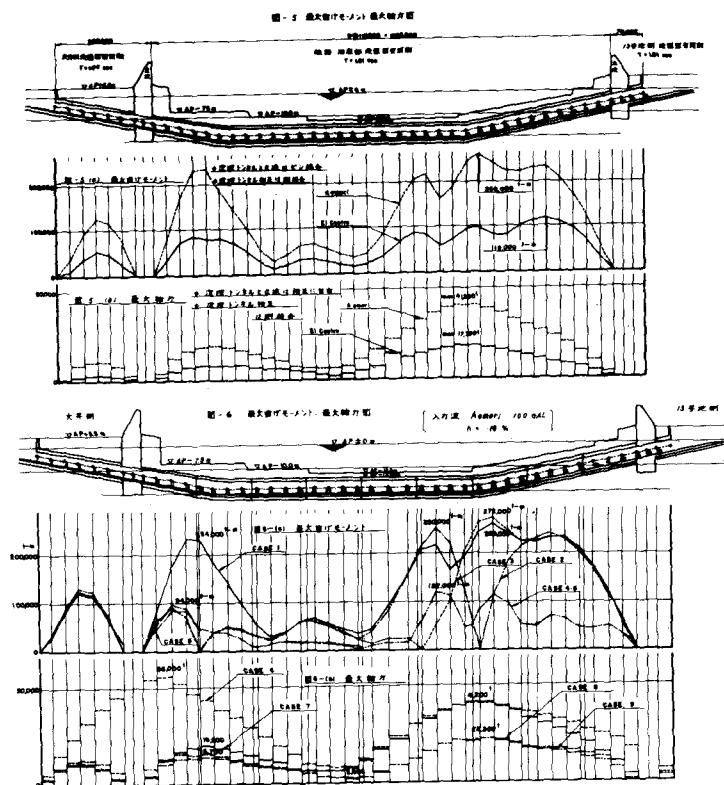
注；立坑と取付道路の結合条件も含む



なった。⁽⁷⁾ (図-5)

入が波のElCentro NS, 1940は0.7秒～0.6秒程度の比較的短

周期成分の多い波であり、Aomori NS, 1968は1.0秒前後の比較的長周期成分が多い波である。図-5の結果では曲げモーメント、軸力ともAomori NS, 1968がElCentro NS, 1940の結果の2倍近くの大きさとなっているが、断面力のトンネル軸に沿った分布形状はほぼ相似型となっており大きな断面力の発生する領域は地震波にあまり左右されないようである。従ってこのような断面力の比較的大きくなると予想される部分にあらかじめ変位を吸収出来るような構造を考えることにより、トンネルの耐震性を高めることが可能である。そこで表-4に示すような一連の計算を行った。この検討では入力波としてAomori NS, 1968を使用した。軸直角方向の振動における最大曲げモーメントを図6-(a)に示す。この結果より、トンネル間にヒンジ構造や、パネ構造を設置することの一般的な傾向として次のことが指摘される。



o Point 13, 32, Point 13, 28 に各々ヒンヂを設置したCase2, 3 においてはヒンヂの近傍で曲げモーメントが急激に減少しているが、ヒンヂによる断面力の低下に対する効果はヒンヂより100m程度に限定されている。又ヒンヂの存在によりトンネルの変形に対する拘束が緩和されるので、ヒンヂよりはなれた部分により大きな断面力が発生することもある。沈埋トンネル間にヒンヂ結合のないCase-1の最大曲げモーメントは260000t-mであり、ヒンヂのあるCase-3

の最大曲げモーメントは272000t-mとなって増大している。

o Case4, 5 は沈埋トンネルのエレメント相互間を厚さ25mmの波型鋼板により連結し、そのバネ効果を検討したものである。さらにCase5の場合はトンネルと立坑の間にもストッパー用ケーブル及び緩衝用ゴムによるバネ効果を考慮している。軸直角方向の振動において、各エレメント間の回転バネはトンネル一般部の1/400の剛性をもっている。図6-(a)の結果によれば、エレメント相を間をバネ結合(Case4, 5)にした場合、最大曲げモーメントはバネ結合のない場合(Case4, 5)の約1/2程度に減少しており、このような変位を吸収する構造が沈埋トンネルの耐震性に対して非常に有効であることを示唆している。同様な傾向は図6-(b)のトンネル軸方向振動の最大軸力についてもみられる。エレメント間にバネを持った構造に生ずる最大軸力はバネのない構造の最大軸力の1/2以下に減少している。

参考文献

- (1)首都高速道路協会「東京港海底トンネル耐震分科会報告書」1972
- (2)桜井彰雄, 高橋忠(他)「松代地震を利用した超高圧電線路埋設管の耐震研究」電研 土-67058 1967
- (3)那須信治, 古藤田喜々雄「沈埋管の振動実験」沈埋管耐震委員会 日本鋼管 1971
- (4)田村重四郎, 岡崎孝夫「沈埋トンネルの模型振動実験」第11回地震工学研究発表会 1971
- (5)青木義典, 土田肇, 林聰「沈埋トンネル水平部の野外模型実験」第11回地震工学研究発表会 1971
- (6)後藤尚男, 土岐憲三, 高田至郎「地中埋設管の振動性状について」第11回地震工学研究発表会 1971
- (7)田村重四郎, 岡田郁生, 浜田政則「沈埋トンネルの応答解析」第12回地震工学研究発表会 1972