

(株)熊谷組技術研究所 正員 鈴木 猛康

(株)熊谷組北関東支店 正員 稲森 光洋

1. まえがき

筆者らは、軟弱地盤中の大断面併設トンネルの地震時断面変形に関して、模型振動実験およびFEM解析を実施した(写真1、文献1)。その結果、1)トンネル本数が増えるほど、トンネルがその周辺地盤を拘束し、トンネル周辺では一般的に振動が小さくなること、2)3本併設トンネルの場合、両端のトンネルよりも中央のトンネルの変形が若干小さいこと、および3)模型振動実験の挙動をFEMによるモード解析で十分再現できること、を確認した。そこでその応用例として、東京湾横断道路シールドトンネルの計画路線にある代表的な4断面について、FEM解析による3本併設トンネルの地震時挙動評価法と応答スペクトルを組合わせて、大断面併設トンネルの耐震性を検討したので報告する。

2. 併設トンネルの地震時断面変形

図1に、以下で耐震性の検討を行う4断面を示す。各断面の土質構成、トンネル位置(深度)が異なるため、地盤条件とトンネル深度による振動性状の違いが現れるはずである。まず4断面に単設トンネルおよび3本併設トンネルを加えてFEMでモデル化し、半無限地盤状態でモード解析を行った。このときのトンネルの影響を受けないトンネルから十分離れた地盤の水平振幅と、トンネル周辺部の水平変位振幅より、トンネルを含まない水平成層地盤の変位振幅に対するトンネル

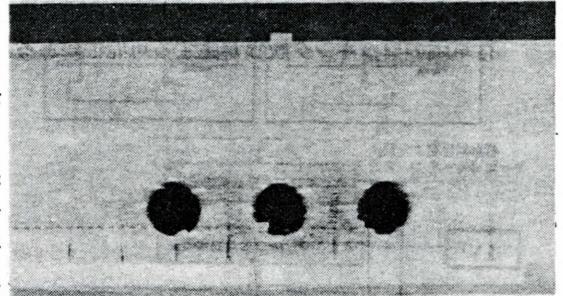


写真1 3本併設トンネル模型振動実験

直上の地盤の変位振幅の比率 α_0 、あるいは水平成層地盤のトンネル位置での水平並進量、回転量に対するトンネルの水平並進量、回転量の比率 α_1 、 α_2 を求めることができる。表1は、このようにして求めた各比率を、解析4断面について単設トンネルと3本併設トンネルの合計8ケースに関してまとめたものである。表に示すように、各解析断面でこれらの比率は大きく変化し、また単設トンネルと3本併設トンネルのケースでの比率の減少の度合いも、各解析断面によって異なっていることがわかる。例えばもっとも各比率が小さいA断面では、図2に示すように振動モードの形状変化の著しい(インピーダンス比の小さい)位置にトンネルが存在するため、地盤に比べて剛性の高いトンネルが地盤のせん断変形を拘束し、トンネル周辺地盤の振動も、その結果としてトンネルの変形も、他の断面に比べて極めて小さい。一方比率がもっとも大きいD断面(図3)では、モード形状の変化の小さい位置にトンネルが存在するため、トンネルは地盤のせん断振動をあまり拘束することはなく、ほとんど地盤と同様に変形している。

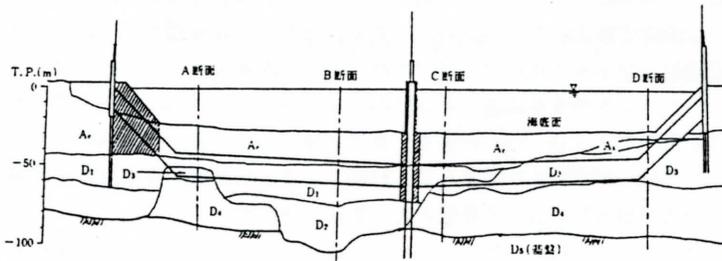


図1 解析に用いる4断面の位置と土質構成

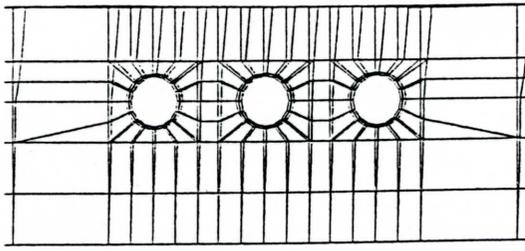


図2 1次せん断振動モード (A断面)

表1 トンネル変形量の低減率

断面		A	B	C	D	
種類						
1次振動数 (11Z)		0.60	0.54	0.54	1.07	
地盤変位比率 α_s		0.42	0.76	0.72	0.81	
並進量比率 α_u	単設	0.48	0.83	0.73	0.98	
	3本	中央	0.37	0.71	0.56	0.91
		両端	0.39	0.72	0.59	0.92
回転量比率 α_c	単設	0.17	0.53	0.51	0.75	
	3本	中央	0.07	0.28	0.27	0.59
		両端	0.12	0.37	0.35	0.62

ただし、地盤変位比率は3本併設トンネルケース

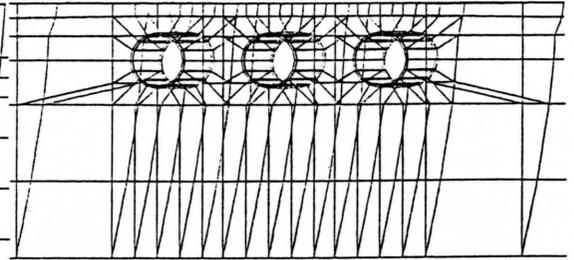


図3 一次せん断振動モード (D断面)

表2 トンネル変形量の試算結果

断面		A	B	C	D
種類					
S_D (cm)		9.65	9.17	9.17	4.62
d_0 (cm)		15.10	15.30	14.50	7.54
u_0 (cm)		6.34	11.63	11.02	6.11
併設トンネル並進量 u_i (cm)	中央	2.18	3.12	1.45	5.10
	両端	2.30	3.16	1.53	5.16
相対並進量 (cm)		0.12	0.04	0.08	0.06
併設トンネル回転量 ϕ_i ($\times 10^{-4}$ rad)	中央	2.92	4.51	4.06	3.30
	両端	5.02	5.94	5.24	3.48
相対回転量 (μ)		2.10	1.43	1.18	0.18

3. 応答スペクトルによる併設トンネルの地震時断面変形量の評価

上記の手法で、半無限成層地盤のせん断1次振動より、3本併設トンネルのせん断変形およびトンネル周辺地盤のせん断振動を推定できるようになった。半無限成層地盤のせん断1次振動の最大変位振幅は、刺激関数と変位応答スペクトルから次式によって与えることができる。

$$U(z) = \beta_1 f_1(z) S_D(T_1, h_1) \dots (1)$$

ここで、半無限成層地盤の地表 ($z=0$) における変位振幅を d_0 、トンネル埋設深度の地盤並進量 d_g 、トンネル埋設位置における地盤の回転量を ϕ_g とし、3本トンネルを併設した場合の中央トンネル直上の地表面変位振幅を u_0 、トンネルの並進量を u_i 、トンネルの回転量を ϕ_i とすれば、これらは表1の比率を用いて以下の式で表現される。

$$u_0 = \alpha_s d_0, \quad u_i = \alpha_u d_g, \quad \phi_i = \alpha_c \phi_g \dots (2)$$

そこで建設省L-2地震波を用いて応答変位スペクトルを求め、これと(1)、(2)式より設計地震波入力時の各変形量を試算し、結果を表2にまとめた。ただし、減衰定数 $h = 0.1$ を採用した。

表2に示すように、3本併設トンネルとした場合、トンネルの並進量はD断面で最大約5cm、トンネルの回転量はA、B、C断面で最大約 5×10^{-4} rad. である。またトンネル間を相互に連絡する横坑への影響を考えると、中央と両端のトンネルの相対変位量が問題となる。解析結果によると、相対並進量は最大でも1.2mmであり、このとき横坑に発生する伸縮ひずみは 85×10^{-6} 程度で、横坑の構造上問題とならない。またトンネルの相対回転量も最大で 2×10^{-4} rad. 程度で、本坑と横坑の接合部で十分吸収させることができると思われる。このように、非常に簡便な手法によって、併設トンネルの地震時断面変形が評価でき、この手法が横坑の耐震性を検討する手段としても、十分使えることが示された。

4. 参考文献 1) 稲森、田村：大断面併設トンネルの地震時横断面変形に関する実験と考察，第43回土木学会年次講演会，第一部，pp.1162-1163，1988