

土 木 研 究 所 資 料

沈埋トンネルの耐震性に関する研究

— (その1) 沈埋トンネルの地震応答に及ぼす
地盤剛性の箇所別変化の影響 —

Effect of Spatial Variation of Subsurface Ground
Stiffness on Seismic Behavior of Submerged Tunnel

昭和60年 3 月

建設省土木研究所
地震防災部 耐震研究室

Copyright © (1985) by P. W. R. I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

沈埋トンネルの耐震性に関する研究

— (その1) 沈埋トンネルの地震応答に及ぼす 地盤剛性の箇所別変化の影響 —

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 大日方 尚巳
後藤 勝志
加納 尚史

要 旨

本資料は、従来、同一の堆積条件にある地層は同一の地盤定数を有するとの仮定の下に行われてきた沈埋トンネルの動的解析において、沈埋トンネルの軸線に沿う方向の地盤の剛性に箇所別の変化を見込むことにより、どの程度の影響があるかを検討した結果をとりまとめたものである。この結果、地盤のせん断剛性の変動係数を仮に0.2～0.3程度とすると、これにより沈埋トンネルに生じる最大断面力は、地形条件の変化等によって生じる値と比較して無視できない程度の値となること等がわかった。

キーワード：沈埋トンネル，耐震設計，地中構造物，地震応答解析，動的解析

目 次

1. まえがき	1
2. 沈埋トンネルの動的解析モデル	2
3. 試算対象とした沈埋トンネル	4
4. 地盤剛性の箇所別の変化の影響	9
5. 位相差入力による地震応答	15
6. 結 論	20

1. ま え が き

沈埋トンネルは、一般に軟質な海底地盤中に建設されるため、我が国においてはその建設に際して耐震性に対する検討が重要な課題となっている。沈埋トンネルの耐震設計は、一般に応答変位法によって断面諸元を定めた後に、地震応答解析により耐震性を照査する形で行われる場合が多い。しかしながら、沈埋トンネルが我が国のような地震国に建設されるようになってから、まだ日が浅いため、震害経験を経ながら耐震計算法を練り上げてきた橋梁等の構造物のように、応答変位法による耐震計算法がまだ十分完成されていないのが実情である。このため、いきおい耐震設計上の各種判断は橋梁等の構造物に比較して動的解析の方に強く委ねられている。

一方、沈埋トンネルの動的解析法としては、沈埋トンネルを周辺地盤に弾性的に支持された梁部材としてモデル化する方法が一般に定着しつつあるが、この方法によれば、地盤条件が一様な箇所においては沈埋トンネルは剛体運動をするだけで計算上は断面力は生じないことになる。従来、沈埋トンネルの動的解析は、同一の堆積条件にある地層は同一の地盤定数を有しているとの仮定の下に行われる場合が多かったが、一様な堆積条件にある成層状の地盤とみえても、実際には近接する何箇所かのボーリングデータを相互に比較すると、N値等地盤定数にはかなりの違いがあるのが一般的である。

本資料は上記の観点から、従来一様地盤とみなし、同一の地盤剛性を有すると考えて行われてきた沈埋トンネルの動的解析において、沈埋トンネルの軸線に沿う方向の地盤の剛性に箇所別の変化を見込むことにより、どの程度の影響があるかを検討した結果をとりまとめたものである。

2. 沈埋トンネルの動的解析モデル

沈埋トンネルはその施工法と深いかわり合いを持ち、地表上に建設される橋等の構造物に比較して、以下のような力学的特徴を持っている。

1) 函体エレメントそのものは比較的剛であるが、これらを相互に結合して作った沈埋トンネルは幅および高さに比較して縦断方向に長い可撓性を持った線状の構造物となる。

2) 沈設後の浮上りに対する安全率は一般に 1.1～1.3 程度にとられることが多い。したがって、沈埋トンネルの単位体積重量は一般にその周辺に存在する在来地盤や埋戻しに使用される土砂、礫等の湿潤単位体積重量よりも小さい。

3) 沈埋トンネルは全周が地盤に取り囲まれているため、沈埋トンネルから地盤に逸散していく減衰（逸散減衰）が大きい。

沈埋トンネルの動的特性に関しては、現在までに各所で検討されてきたが、この結果、沈埋トンネルは地震時にそのまわりを取巻く地盤を押しつけて独自の共振状態に陥ることはまず無いこと、したがって、基本的には、沈埋トンネルはその周辺地盤の地震時の動きに従って運動することがわかっている。これは、上述したように、質量が小さく、減衰が大きいという力学的な特徴によるものと考えられている。

このような沈埋トンネルの動的特性に基づき、沈埋トンネルの動的解析では図 2.1 に示すような力学

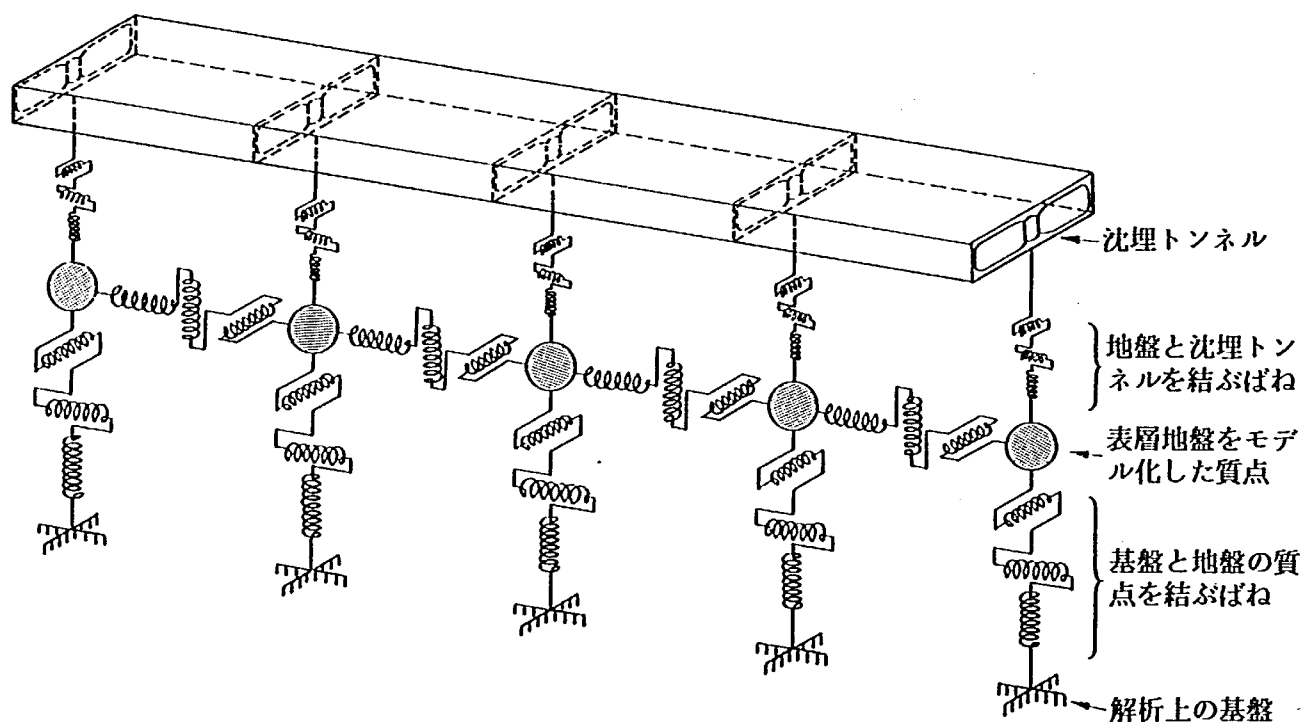


図 2.1 沈埋トンネルおよび周辺地盤の地震応答解析モデル

モデルを用いる場合が多い。すなわち、

1) 沈埋トンネルの周辺地盤は、せん断振動系の離散型モデルにより表わす。地盤の剛性は一般に拘束圧、地盤に生じるせん断ひずみ等によって変化するので、等価線形の剛性を使用することによってこのような地盤の非線形性を近似的に計算に取り入れる。

2) 沈埋トンネルは周辺の地盤によって弾性的に支持された棒もしくは梁より成る骨組構造物としてモデル化する。沈埋トンネルと地盤を結ぶばねは、両者の相対的な応答変位の差に弾性的に抵抗するものとする。

3) 沈埋トンネルの質量は無視する。

4) 可撓性継手は、隣接するトンネルエレメント用の相対的な伸縮もしくは回転運動に弾性的に抵抗する線形の継手ばねによってモデル化する。

5) 入力地震動は基盤面において与えるものとし、基盤面全長にわたり一様な入力地震動が作用する場合（一様入力）の他、箇所ごとに違った入力地震動が作用する場合（多点入力）、位相差のある入力地震動が作用する場合（位相差入力）が考慮できる。

以上のような仮定に基づいて土木研究所で開発した沈埋トンネルの動的解析プログラムDAST-I³⁾を以下に示す解析では使用した。

3. 解析対象とした沈埋トンネルおよび解析条件

解析の対象としたのは図3.1に示すように、幅44.3m、高さ12.9m、長さ800mの鉄筋コンクリート製沈埋トンネルであり、断面の諸定数は表3.1に示す通りである。沈埋トンネルの両端には、一般には換気塔等の構造物があるが、ここでは解析条件を簡単にするために、換気塔等を考慮していない。したがって沈埋トンネルの両端は自由となっている。沈埋トンネルのエレメント長は160mであり、エレメント間には可撓性継手が設けられている。解析に用いた可撓性継手の剛性は表3.2に示す通りである。

沈埋トンネルの周辺地盤は、図3.2に示すように海底から順に沖積の粘土層(A_{c1} , A_{c2})、砂層(A_s)、洪積の粘土層(D_{2c})、砂層(D_{2s})、礫層(D_{2g})、粘土層(D_{1c})と続いており、 D_{1c} 層の下面を動的解析上の基盤面をとった。基盤面上から上の表層地盤の厚さは64.5mであり、沈埋トンネルの全長にわたって、このような地盤構成が連続しているものと仮定した。ただし、前述したように、同一の堆積条件にある地層内でも、箇所ごとに地盤定数はかなり変化しているのが普通であることを考慮して、表

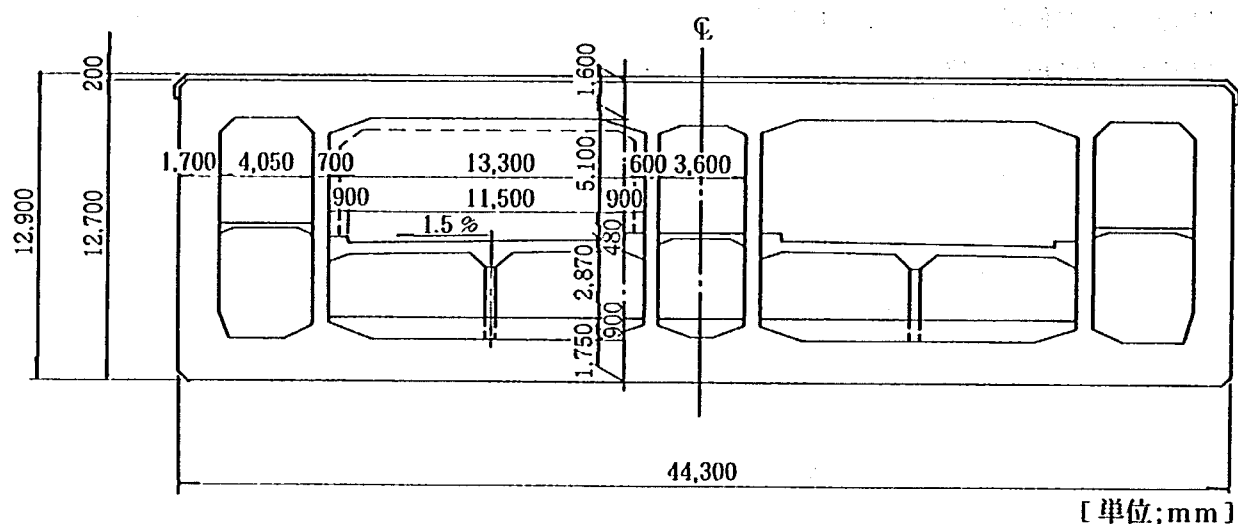


図3.1 解析対象とした沈埋トンネルの断面諸元

表3.1 計算に用いたトンネルの断面諸定数

エレメントの弾性係数		E	$3.0 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
断面2次モーメント	水平面内	I_z	5,140 m^4
	鉛直面内	I_y	43,700 m^4
断面積		A	214.6 m^2
エレメントのせん断弾性係数		G	$1.6 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

表 3.2 計算に用いたエレメント間での可とう性継手ばね定数

軸 方 向 ば ね 係 数		k_3	$3.0 \times 10^5 \text{ t/m}$
回 転 ば ね 係 数	水 平 面 内	$k_{\theta z}$	$1.8 \times 10^7 \text{ tm/rad}$
	鉛 直 面 内	$k_{\theta y}$	$2.0 \times 10^8 \text{ tm/rad}$
せん断ばね係数	水 平 面 内	k_z	$1.0 \times 10^5 \text{ t/m}$
	鉛 直 面 内	k_y	$1.0 \times 10^5 \text{ t/m}$

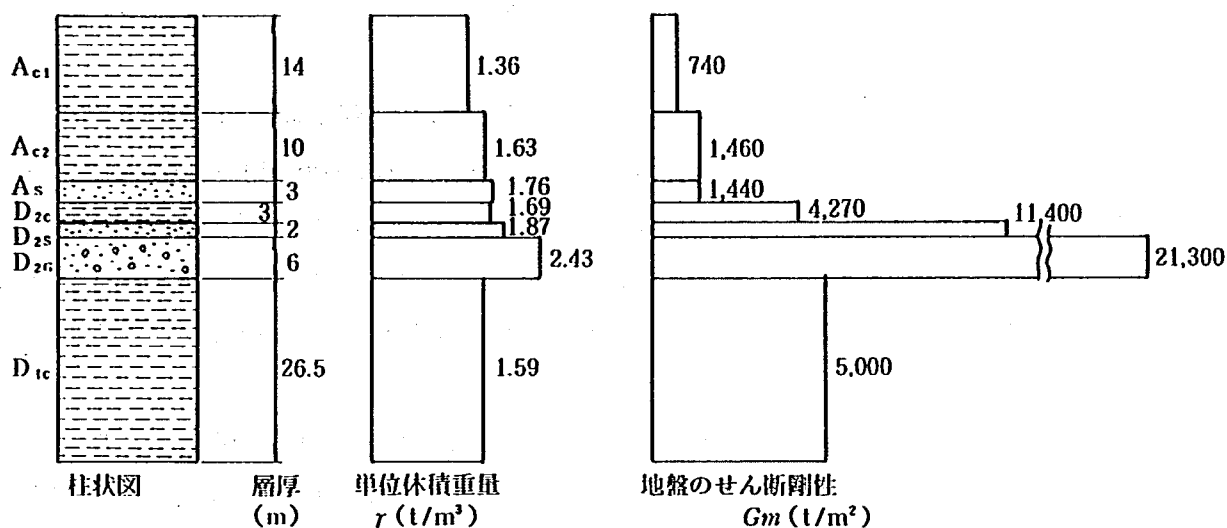


図 3.2 解析対象とした切盤条件

層地盤を図 3.3 に示すように、トンネルの長手方向に均等に N 断面 ($N=40$, 1 断面の長さ 20m), 深さ方向に M 断面 ($M=14$) に分割した。この上で、同一の地層内に属する断面内の地盤のせん断剛性 G が、平均 G_m , 標準偏差 $G\sigma$ の正規分布に従うものと仮定した。このようにすると、海底面から j 番めの地層 ($j = 1, 2, \dots, M$) に属する N 個の地盤断面のうち、任意の 1 個の地盤断面の剛性 G_{ij} が G_{sj} から $G_{sj} + \Delta G_{sj}$ の範囲にある確率 $P\{G_{sj} < G_{ij} < G_{sj} + \Delta G_{sj}\}$ は次式で与えられる。

$$P\{G_{sj} < G_{ij} < G_{sj} + \Delta G_{sj}\} = \frac{1}{G\sigma \sqrt{2\pi}} \int_{G_{sj}}^{G_{sj} + \Delta G_{sj}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - G_m}{G\sigma}\right)^2\right] dx \quad (1)$$

したがって、第 j 層 ($j = 1, 2, \dots, M$) に属する N 個の地盤断面のうち、地盤のせん断剛性 G_{ij} が G_{sj} から $G_{sj} + \Delta G_{sj}$ の間にある断面の個数は $P\{G_{sj} < G_{ij} < G_{sj} + \Delta G_{sj}\} \times N$ となる。これらの地盤のせん断剛性を、一様乱数を発生させることにより第 j 層 ($j = 1, 2, \dots, M$) に属する N 個

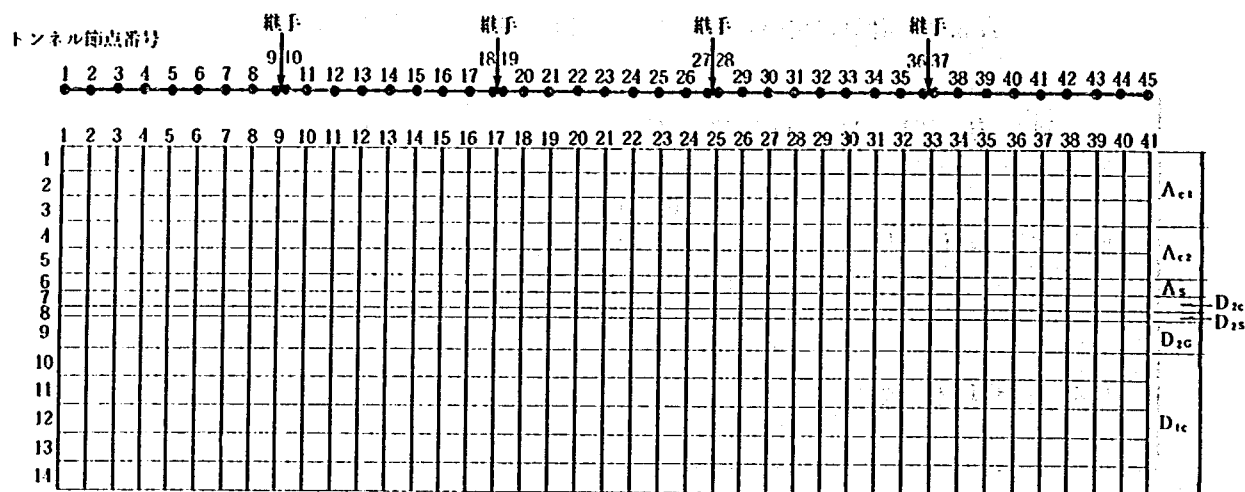


図3.3 周辺地盤の分割

の断面に対してランダムに割り振ることとした。この際、せん断剛性の刻み幅は $\Delta G_{ij} = G\sigma/3$ ととした。また、せん断剛性の標準偏差 $G\sigma$ が大きい場合には、せん断剛性 G_{ij} の小さい領域で、 G_{ij} がマイナスとなる場合も生じるが、現実には、マイナスのせん断剛性は存在しないため、せん断剛性 G_{ij} に下限値を設けることとし、その下限値をせん断剛性の平均値 G_m の $1/3$ とした。したがって、下限値以下のせん断剛性 G_{ij} が割り振られた断面に対しては、せん断剛性 G_{ij} を下限値の値として取り扱うこととした。

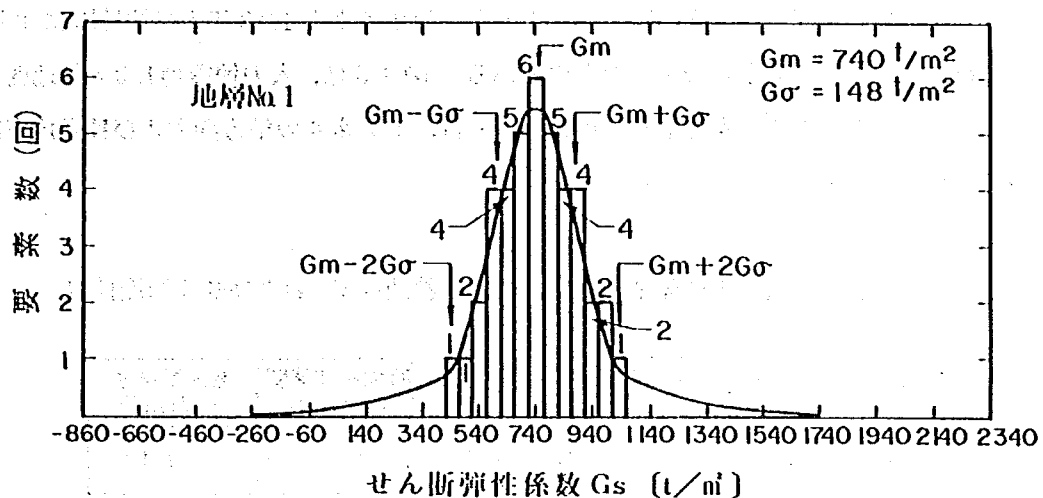
このようにして求めたせん断剛性 G_{ij} の分布の一例として、最上層 ($j = 1$) の場合を示すと図3.4 のようになる。ここで、箇所ごとの地盤のせん断剛性のばらつきの度合いは、せん断剛性の標準偏差 $G\sigma$ と平均 G_m の比 $G\sigma/G_m$ (以下、変動係数と呼ぶ) によって与えるものとし、変動係数 $G\sigma/G_m$ を任意に 0.2, 0.5, 1.0 と3段階に変化させた。図中には式(1)から計算される理論上の断面数も示している。変動係数 $G\sigma/G_m = 0.2$ の場合には、実際の断面数の分布は理論上の断面数の分布とよく一致しているのがわかる。変動係数 $G\sigma/G_m = 0.5$ および 1.0 の場合には、せん断剛性 G_{ij} の小さい領域で両者が一致していないが、これは前述したせん断剛性に下限値 ($G_m/3$) を設けたためである。

解析に用いた表層地盤の単位体積重量 γ およびせん断弾性波速度 V_s は表3.3に示す通りである。表層地盤の基本固有周期 T_c は箇所ごとに変化するが、いま、平均の地盤剛性を用いると、おおよそ次のようになる。

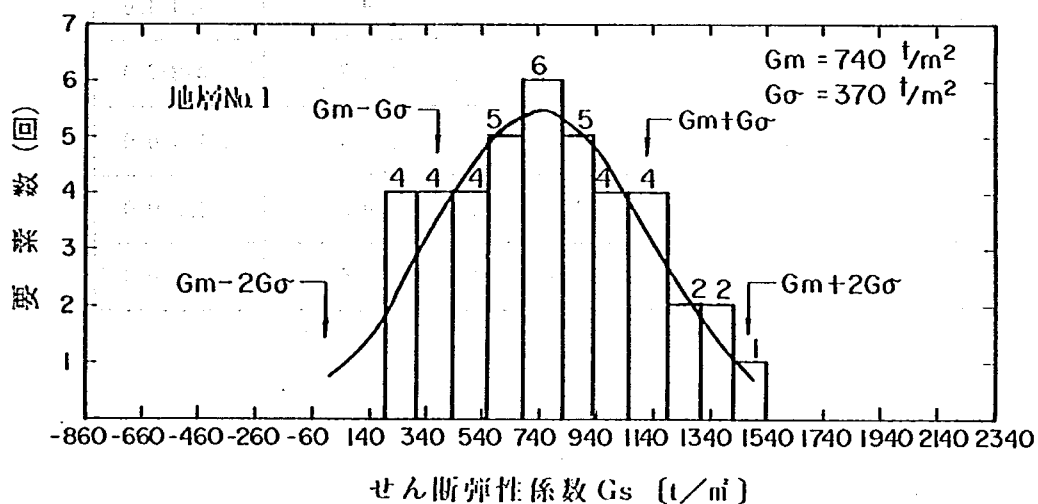
$$T_c = \sum_{j=1}^M \frac{d_{Hj}}{V_{sj}} = 1.6 \text{ 秒} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 H_j , V_{sj} は、それぞれ、第 j 層 F_i の厚さ [m] およびせん断弾性波速度は [m/sec] である。

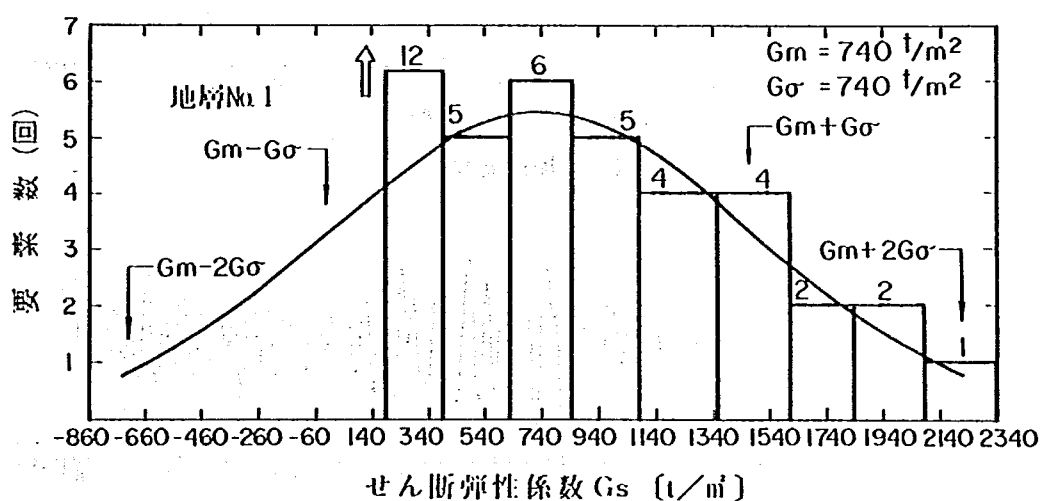
入力地震動としては、動的解析用入力地震動 L2 を用いることとした。入力地震動 L2 は、マグニチュード 8 の地震が震央距離 25km の地点に発生した場合の加速度応答スペクトル S_A の値を推定し、これ



(a) 変動係数 $G\sigma / G_m = 0.2$ の場合



(b) 変動係数 $G\sigma / G_m = 0.5$ の場合



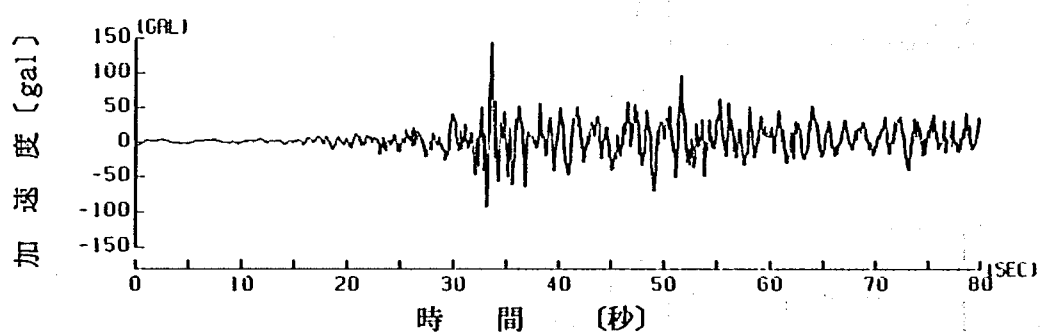
(c) 変動係数 $G\sigma / G_m = 1$ の場合

図 3.4 最上層 ($j = 1$) におけるせん断剛性の分布

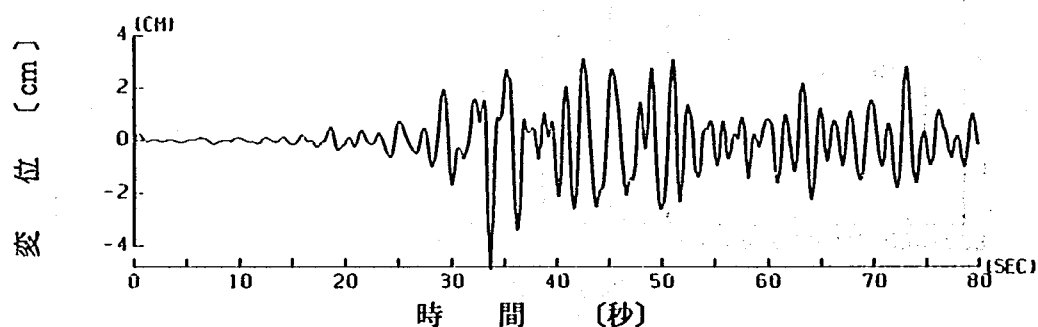
に固有周期 0.8 ～ 5 秒の範囲で加速度応答スペクトルが一致するよう 1968 年十勝沖地震により八戸港で得られた記録を振動数領域で振幅調整したものである。図 3.5 は、入力地震動 L 2 の加速度波形および変位波形を示したものである。入力地震動の作用方向は、トンネルの軸方向および軸直角方向とし、それぞれ独自に沈埋トンネルの応答を計算した。

表 3.3 表層地盤の単位体積重量 γ ，せん断波速度 V_s ，およびせん断剛性 G_s

層番号	地 層 名	単位体積重量 γ (t/m ³)	せん断弾性波速度 V_s (m/sec)	せん断剛性 G_s (t/m ²)
No 1	A _{c1}	1.3 6	7 3	7 4 0
No 2	A _{c2}	1.6 3	9 4	1,4 6 0
No 3	A _s	1.7 6	9 0	1,4 4 0
No 4	D _{2c}	1.6 9	1 5 7	4,2 7 0
No 5	D _{2s}	1.8 7	2 4 4	1 1,4 0 0
No 6	D _{2G}	2.4 3	2 9 3	2 1,3 0 0
No 7	D _{1c}	1.5 9	1 7 6	5,0 0 0



(a) 加速度波形



(b) 変位波形

図 3.5 基盤入力地震動 L 2

4. 地盤剛性の箇所別の変化の影響

前章に示した方法により、表 3.3 に示した地盤剛性の平均値 G_m を持ち、変動係数 G_o / G_m が 0.2, 0.5, 1.0 の動的解析用の地盤モデルをそれぞれ 3 種類作成した（以下、それぞれ、ケース 1, 2, 3 と呼ぶ）。ケース 1, 2, 3 は、それぞれ、同一の地盤剛性の平均値 G_m および標準偏差 G_o を有するが、図 3.3 に示した各地盤断面のせん断剛性の値（配列）は相互に異なるモデルである。

以上のようにして、地盤のせん断剛性がトンネル軸線に沿って変化する地盤中に図 3.1 の断面を持つ沈埋トンネルが埋設されている場合の地震応答を、基盤に一樣の入力地震動 L_2 が作用すると仮定して計算した。これより、ケース 1, 2, 3 に対する沈埋トンネルに生じる軸力、曲げモーメント（鉛直軸まわり）およびせん断力（トンネル軸直角方向）の最大値を示すと図 4.1～図 4.3 のようになる。同図中には表層地盤の固有周期および地盤表面の最大応答変位も参考のため示されている。この結果によれば、ケース 1, 2, 3 はいずれもよく似た特性を示しており、地盤のせん断剛性の変動係数 G_o / G_m が大きくなるにつれ、軸力、曲げモーメント、せん断力ともに、一般に大きくなる傾向にあることがわかる。同一の変動係数 G_o / G_m の場合でも、最大断面力の値は沈埋トンネルの全長にわたってかなり変化しているが、このような変化の度合いは軸力では比較的小さく、曲げモーメント、せん断力の順で大きくなっている。これは、軸力→曲げモーメント→せん断力の順に、局所的な地盤剛性の変化の影響をより強く受けるようになることを示している。

図 4.4 は、以上のような沈埋トンネルに生じる最大断面力が、地盤のせん断剛性の箇所別の変化の度合いにより、どのように変化するかを示したものである。軸力、曲げモーメント、せん断力ごとに、変動係数 G_o / G_m の増加に伴う最大断面力の増加の様子は異なっているが、いずれの場合にも、変動係数 G_o / G_m が 0.5 程度までは、変動係数 G_o / G_m の増加に伴って最大断面力も単調に増加することが注目される。

表 4.1 は、ケース 1, 2, 3 ごとの最大断面力の値とともに、現行の設計で定められる、鉄筋応力が地震時許容応力に達する時の沈埋トンネルの断面力を示した結果である。これによれば、地盤剛性のばらつきだけを考慮することによって生じる断面力は、現在の設計で定められる地震時抵抗力には達していないが、たとえば、変動係数が 0.5 程度となると、軸力、曲げモーメント、せん断力いずれの場合も現在の設計で定められる地震時抵抗力の $1/3$ 程度の値となることがわかる。ただし、これは、従来は地盤条件が一樣とみなされ、断面力が生じないとされてきた箇所での話しであり、地質構成が変化したり、沈埋トンネルの斜路部（海底部から陸上部への取付部）等の地盤条件変化部（表 4.1 に示した現行の設計で定められる地震時抵抗力は、こういう箇所での断面力として求められている）では、本来の地盤条件の変化に伴う断面力に加えて今回解析したような地盤剛性の変化に伴う断面力が生じることに注意しなければならない。

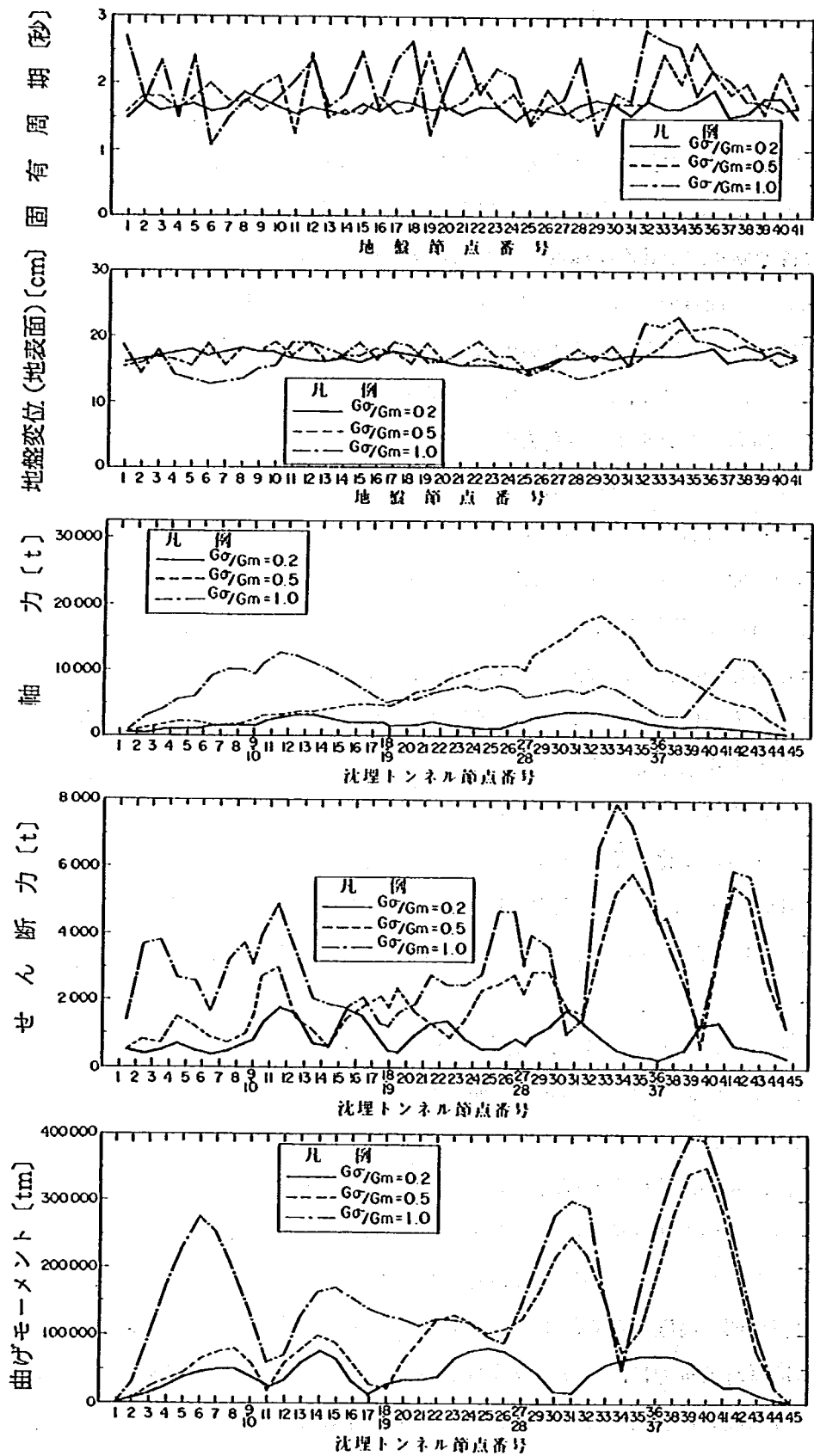


図 4.1 地盤のせん断剛性の箇所別の変化に伴うトンネル最大断面力の変化 (ケース 1)
(トンネル節点番号は図 3.3 参照)

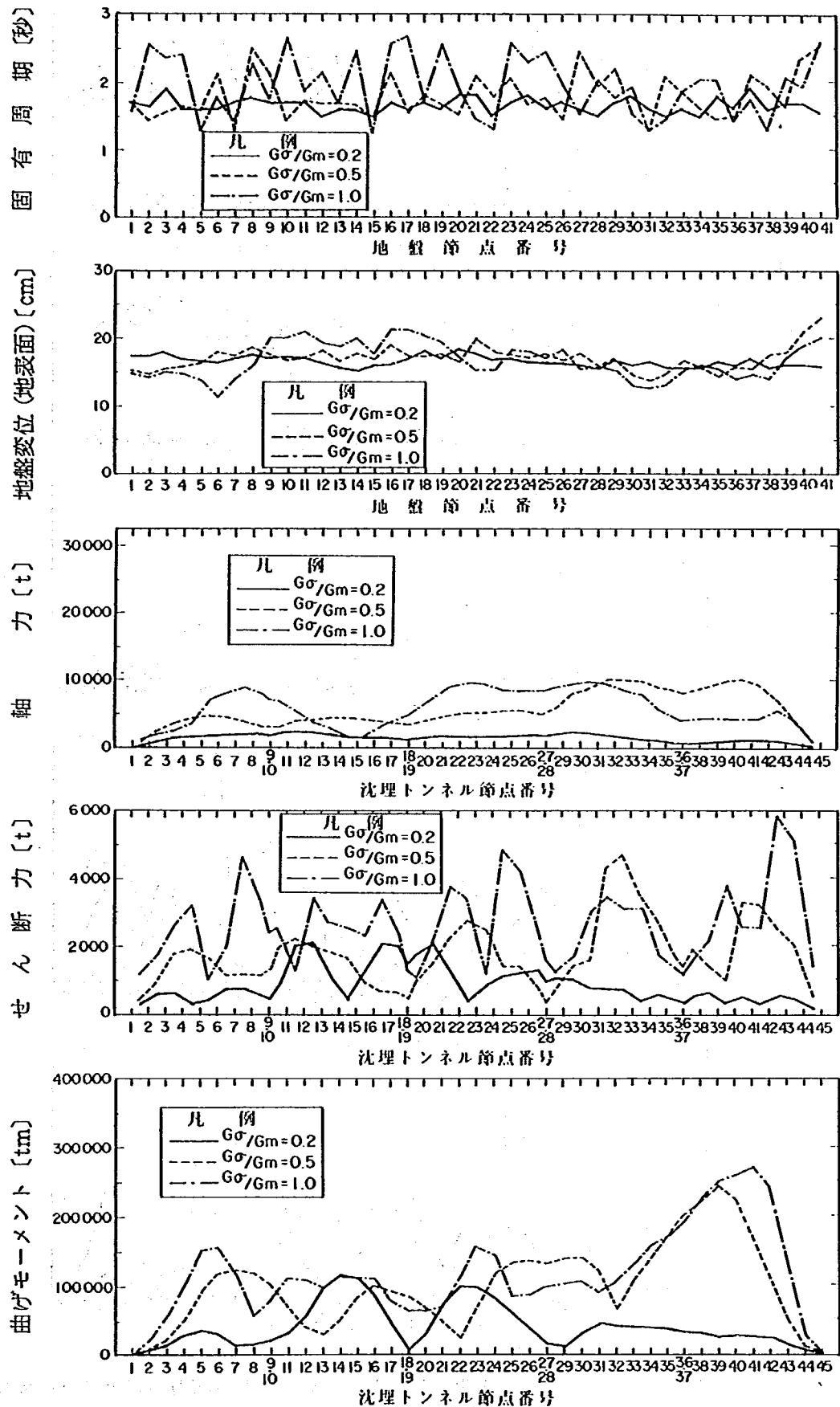


図 4.2 地盤のせん断剛性の箇所別の変化に伴うトンネル最大断面力の変化 (ケース 2)
(トンネル節点番号は図 3.3 参照)

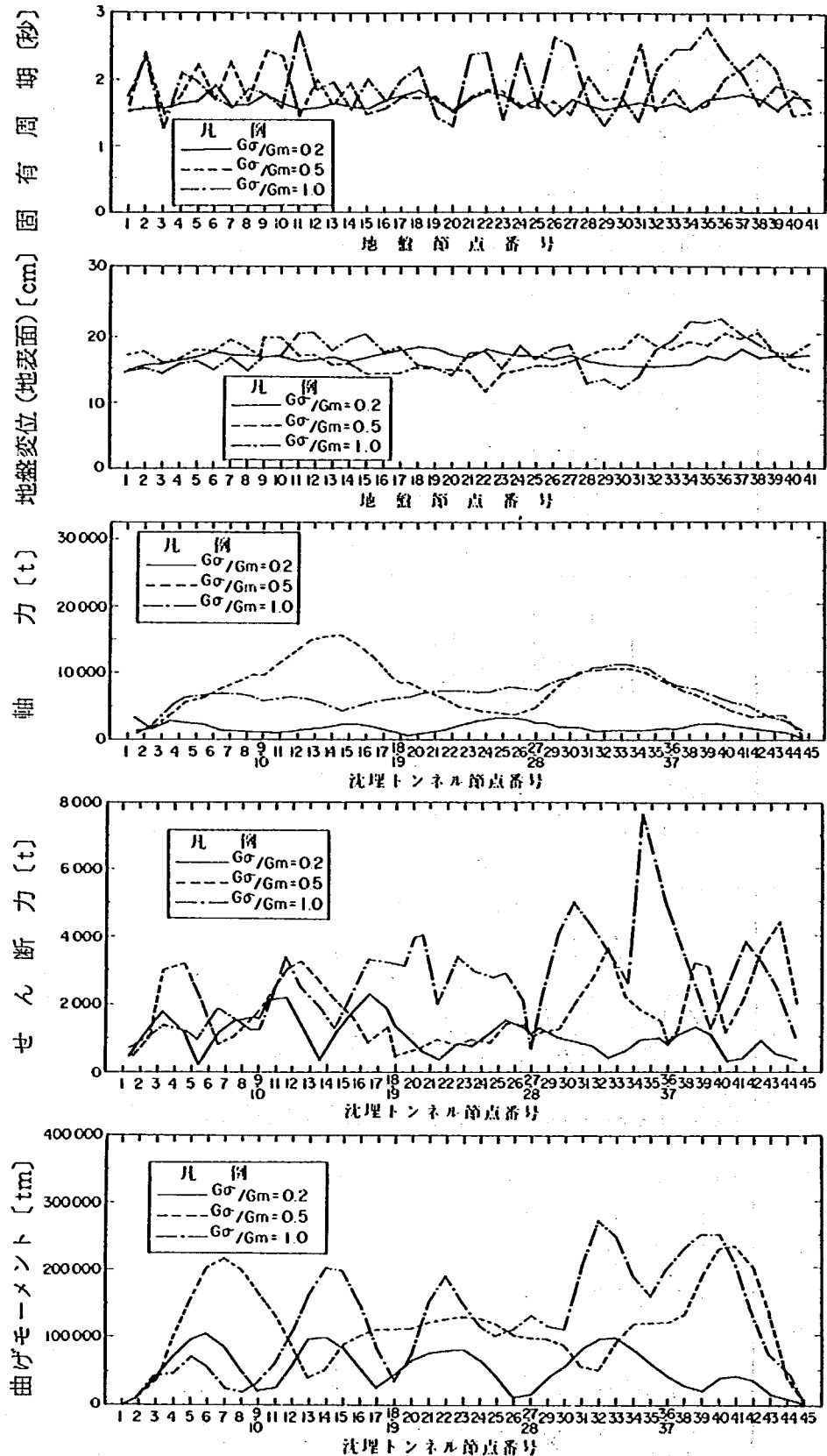
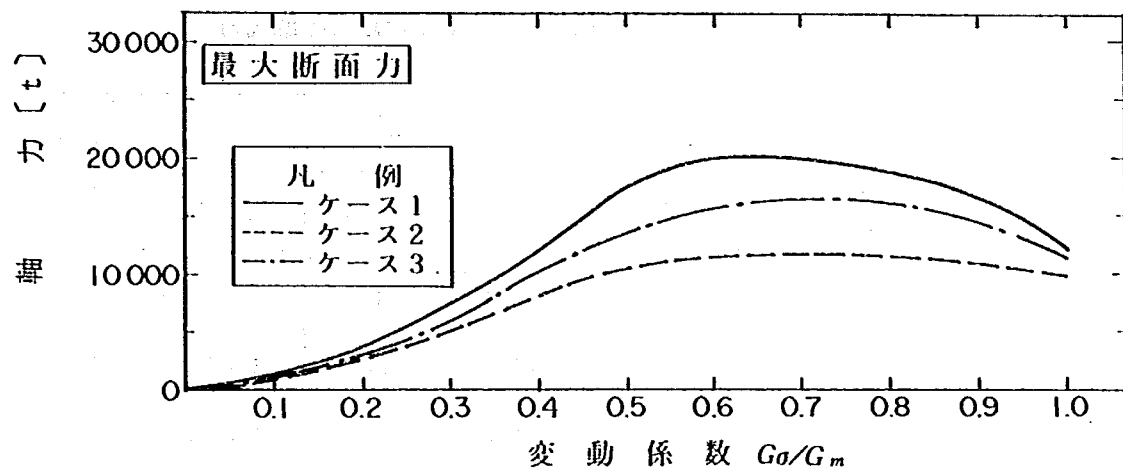
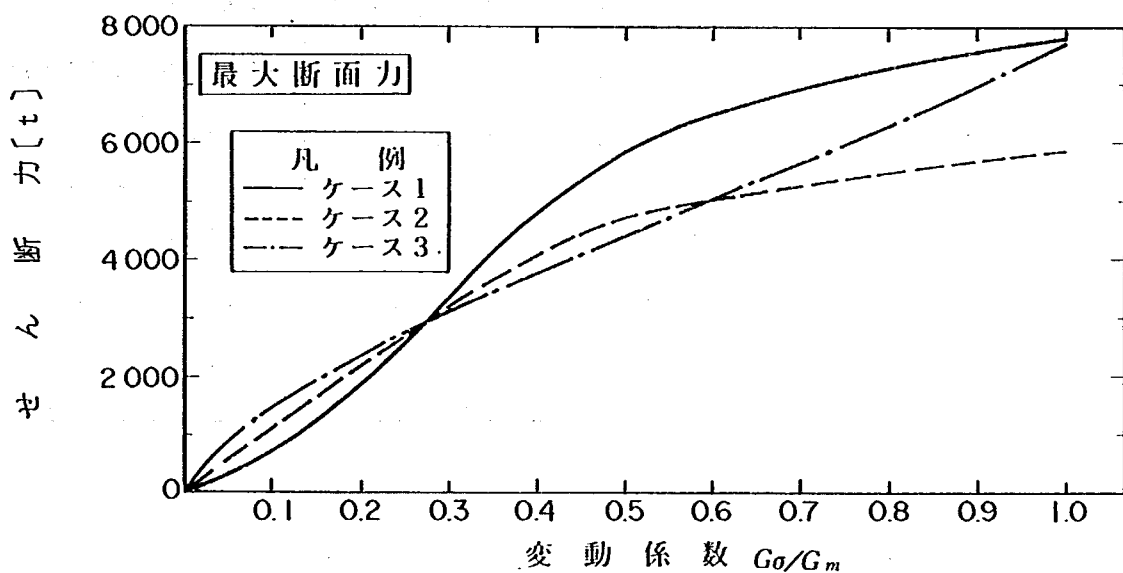


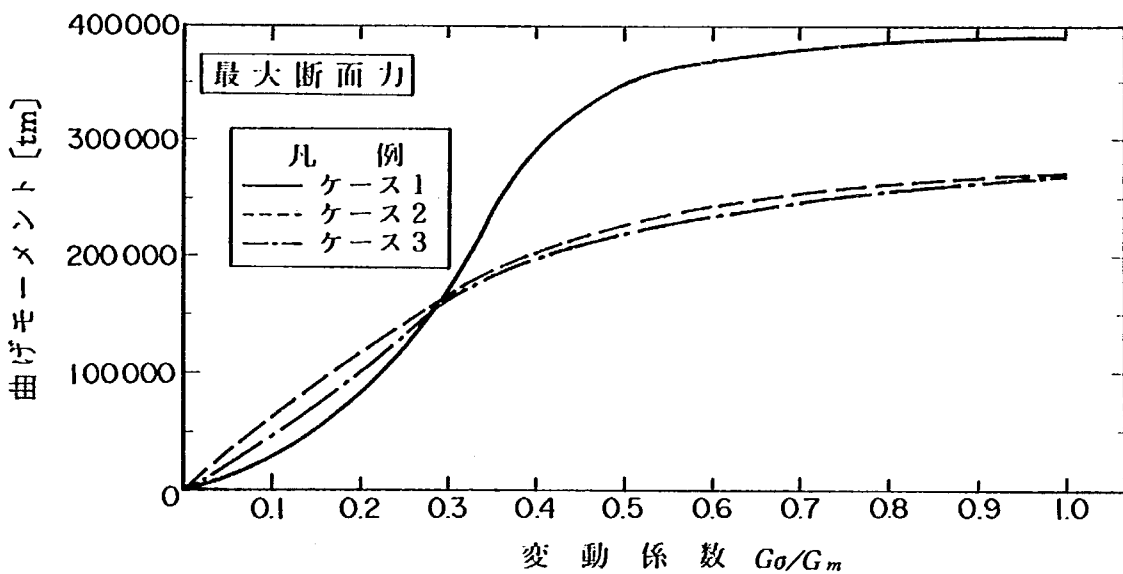
図4.3 地盤のせん断剛性の箇所別の変化に伴うトンネル最大断面力の変化 (ケース3)
(トンネル節点番号は図3.3参照)



(a) 軸 力



(b) 曲げモーメント



(c) せん断力

図 4.4 地盤のせん断剛性の変化に伴うトンネル最大断面力の変化

表 4.1 動的解析による最大断面力および地震時抵抗力

断 面 力	地盤剛性 の変動係数 $G\sigma/G_m$	本 解 析 結 果				地 震 時 抵 抗 力
		ケース 1	ケース 2	ケース 3	平 均	
軸 力 (t)	0.2	3,700	2,500	3,000	3,100	44,700
	0.5	17,300	10,300	15,400	14,400	
	1	12,600	9,700	11,300	11,200	
曲 げ モーメント (tm)	0.2	80,600	115,700	101,100	99,100	720,000
	0.5	348,400	243,200	238,400	276,700	
	1	391,800	272,000	270,500	311,400	
せん断力 (t)	0.2	1,800	2,200	2,300	2,100	16,600
	0.5	5,800	4,700	4,400	5,000	
	1	7,800	5,900	7,700	7,100	

5. 位相差入力による地震応答

前章までにおいては、沈埋トンネル全長にわたり、動的解析上の基盤面には同一の入力地震動が作用すると仮定した。しかしながら、沈埋トンネルの延長が長くなると、動的解析上の基盤面に作用する入力地震動自体も場所ごとに変化することが考えられる。このような点については、まだ、観測記録が少なく、実態がよくわかっていないが、沈埋トンネルの動的解析では、従来、入力地震動に位相差があるものとしてこのような効果を見込もうとする場合が多い。

沈埋トンネルの動的解析に入力地震動の位相差を見込むという発想は、もともと、沈埋トンネル周辺地盤の強震観測結果により、トンネル軸線に沿った地盤の振動に位相差が観測されたことから出てきたものである。平面的にある距離だけ離れた2点間で観測された地震動に位相差が生じる原因としては、表面波の伝播⁹⁾、地盤特性の違いによるみかけ上の伝播効果⁶⁾、表層地盤の厚さの違い、基盤に作用するせん断波の時間遅れ等各種の原因を考えることができる。これらのそれぞれの特性については今後の研究が必要とされているものばかりであるが、いずれもが、平面的にある距離だけ離れた2点間の表層地盤の振動に差異を生じさせるものと考えることができる。したがって、現時点において沈埋トンネルの動的解析に入力地震動の位相差を見込むものとするれば、上記の種々の原因によって生じる表層地盤の箇所別の振動の違い（表層地盤に生じる地震時地盤ひずみ）をうまく表わすものでなければならない。

いま、図5.1に示すように動的解析上の基盤面に沿い左側から右側に向って一様のみかけ速度 V_{pg} で入力地震動が伝播するものと仮定すると、左端から距離 x (m)の所にある点Aでは、左端に比べて入力地震動の作用時間に、

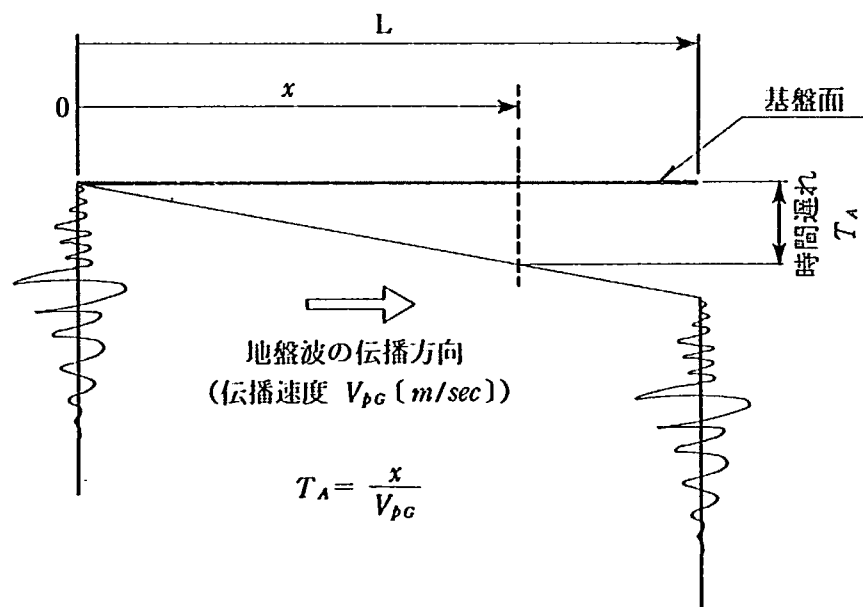


図5.1 地震波の伝播に伴う入力の時間遅れ

$$\tau_A = x/V_{pg} \dots\dots\dots (2)$$

だけの時間遅れが生じることになる。なお、前章に示した一様入力とは、 V_{pg} が無限大に大きい場合に相当している。基盤の入力地盤動に位相差があるものとして前章と同一の地盤条件およびトンネル断面を用いてトンネルに生じる最大断面力を計算した結果が図 5.2 である。ただし、図 5.2 の計算では、従来の沈埋トンネルの動的解析に準じて、同一の地層の地盤剛性は箇所別に变化しないものと考え、表 3.3 に示した平均の地盤剛性を用いている。また、式 (2) の伝播速度 V_{pg} は、任意に 300 m/sec ~ 2000 m/sec に变化させた。この結果によれば、一般に伝播速度 V_{pg} が小さい程最大断面力が大きくなる傾向にあるが、このような関係を示した結果が図 5.3 である。図中には、前章に示した地盤の剛性が箇所別に变化する（ただし、一様入力）とした場合の最大断面力も比較のために示している。これによれば、地盤剛性の変動係数 G_o/G_m を仮に 0.2 程度と見込むと、これと同じ最大軸力、最大曲げモーメント、最大せん断力を生じさせる伝播速度 V_{pg} は、それぞれ、2000 m/sec 以上、750 m/sec、500 m/sec 程度となることがわかる。表 5.1 は、このような関係を他の変動係数についてもまとめたものである。これによれば、地盤剛性に箇所別の变化を見込むことにより、これと同程度の最大断面力を生じさせる入力地震動の伝播速度 V_{pg} は、軸力の場合には 2 km/sec とかなり大きな値となるのに対し、曲げモーメントおよびせん断力の場合には 1 km/sec 以下の小さな値となることがわかる。

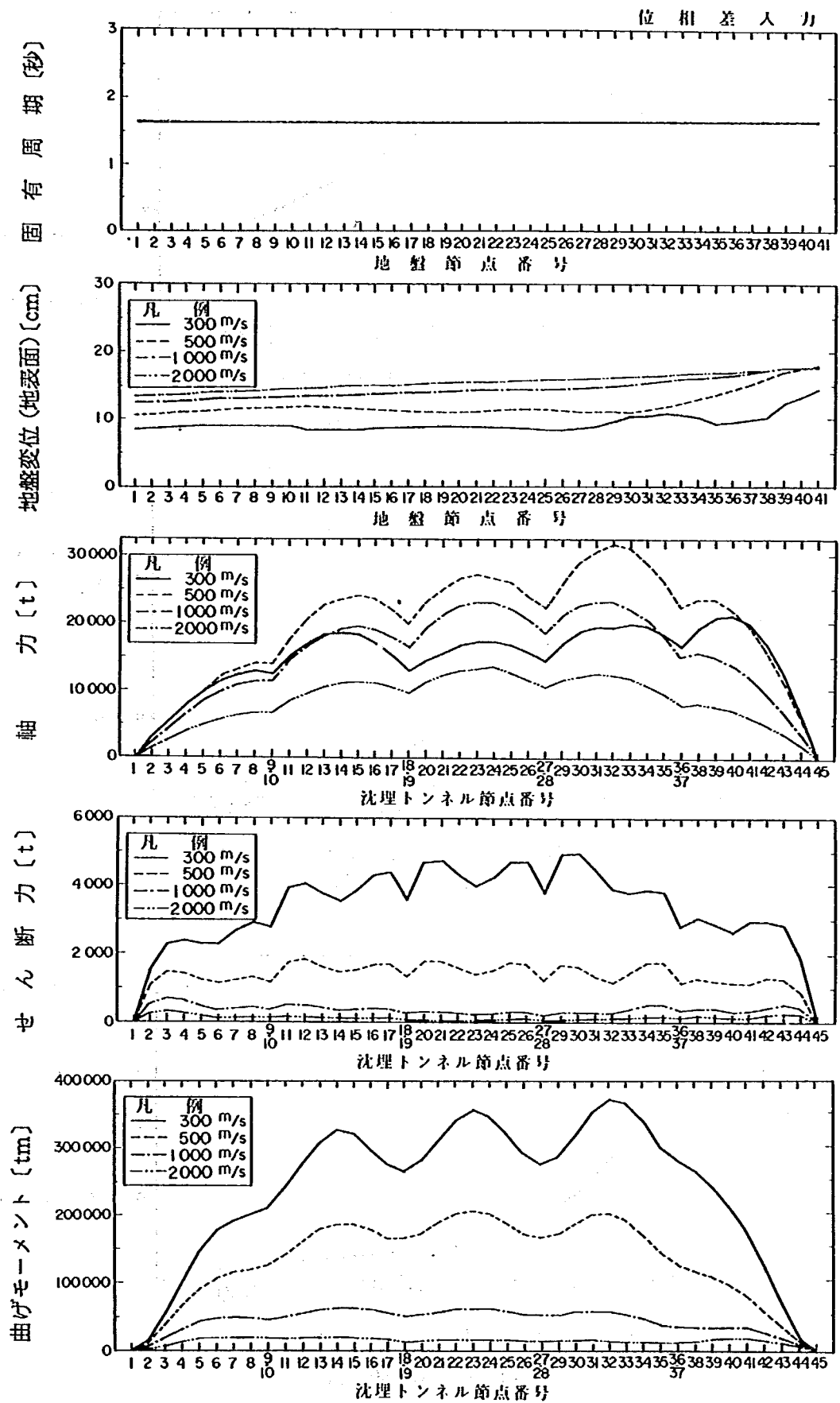


図 5.2 伝播速度 V_{pG} の変化に伴う最大断面力の変化
(トンネル節点番号は図 3.3 参照)

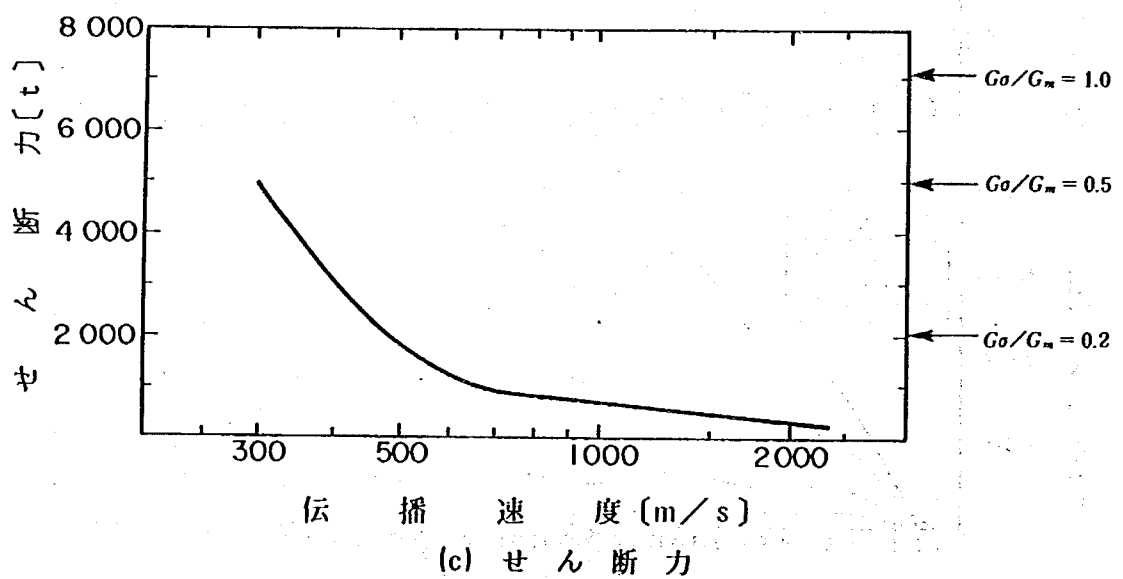
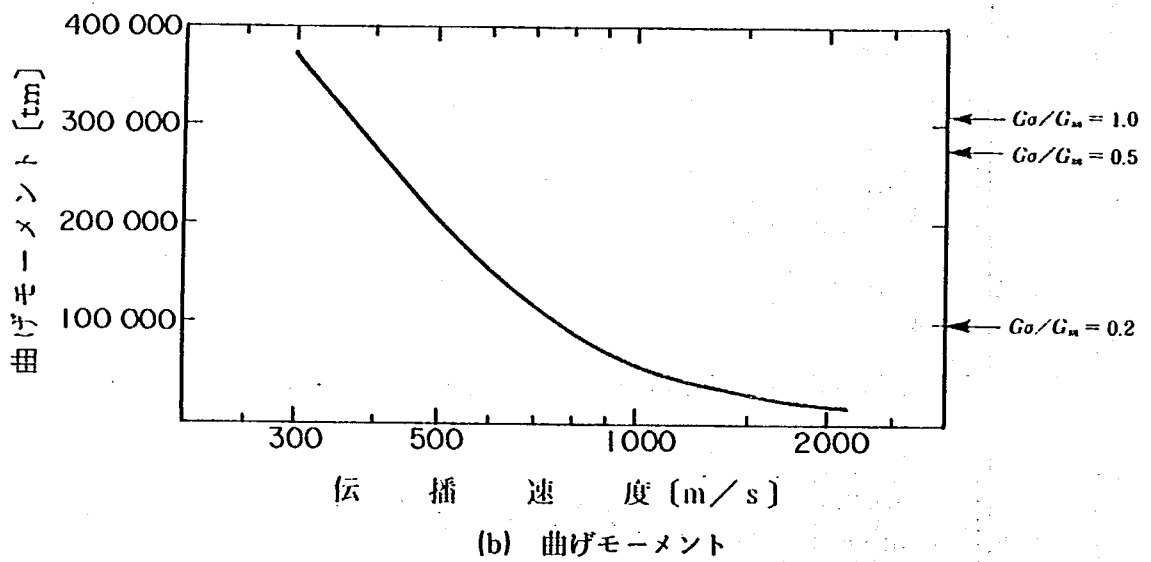
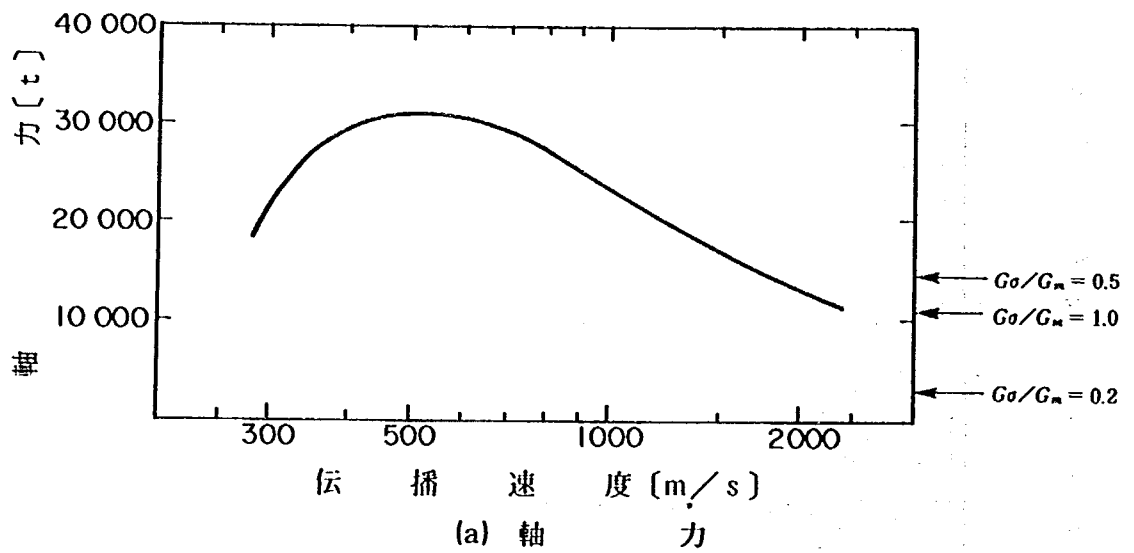


図 5.3 伝播速度 V_{pg} ～トンネル最大断面力の関係

表 5.1 箇所別に地盤剛性の変化があるとした場合（一様入力）
と同程度の最大断面力を生じさせる伝播速度 V_{pg} （位相
差入力）

断 面 力	地 盤 剛 性 の 変 動 係 数 σ/m		
	0.2	0.5	1
軸 力	2,000 m以上	1,700 m	2,300 m
曲げモーメント	750 m	400 m	330 m
せん断力	500 m	300 m	250 m

注）地盤剛性に変化のある場合の最大断面力としては
表 4 の平均値（ケース 1，2，3）を用いた。

6. 結 論

沈埋トンネルの動的解析において、従来、地盤のせん断剛性は変化しないとみなしてきた同一堆積条件の地層に属する地盤のせん断剛性に対して、実際には箇所別の違いが存在することを考慮することによりどの程度の影響があるかを、トンネル軸方向に一様成層な地盤が連続する中に沈埋トンネルが埋設されている場合を例にとって検討した。本解析の結果をまとめると以下ようになる。

1) 従来は計算上断面力が生じなかった一様成層地盤中の沈埋トンネルにおいても、地盤のせん断剛性の箇所別の違いを考慮することにより、断面力が生じる。

2) 地盤のせん断剛性の箇所別の違いにより生じる沈埋トンネルの断面力は、一般的にせん断剛性の変化の度合い(変動係数)が大きい程大きくなる。

3) 地盤のせん断剛性の変動係数を、仮に0.2～0.3程度とみなすと、これにより沈埋トンネルに生じる最大断面力は地形条件の変化等によって生じる値と比較して無視できない程度の値となる。

4) 地盤のせん断剛性の箇所別の変化を見込まないで、入力地震動の位相差だけを考慮した場合に生じる最大断面力が、上記3)と同程度の値となる伝播速度を求めると、軸力については2 km/sec となり大きい、曲げモーメントおよびせん断力に対しては1 km/sec 以下の値となる。

参 考 文 献

- 1) 建設省：新耐震設計法(案)，昭和52年3月
- 2) Tamura, C., Okamoto, S. and Hamada, M : Dynamic Behavior of A Submerged Tunnel during Earthquake, Report of the Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Vol 24, No5, 1975
- 3) 栗林栄一，川島一彦，柴田松雄：地中構造物の地震応答解析プログラムDAST-I，土木研究所資料，第1312号，昭和52年3月
- 4) 荒川直士，川島一彦，相沢 興：応答スペクトル特性を調整した時刻歴地震応答解析用入力地震動波形，土木技術資料，Vol. 26-7，昭和59年7月
- 5) 矢作 枢，西山啓伸，浜田政則，泉 博允：沈埋トンネルの地震観測と数値解析，第5回日本地震工学シンポジウム，昭和58年
- 6) 大久保忠良，荒川直士，川島一彦：Preliminary Analysis of Finite Ground Strains Induced During Earthquakes and Effect of Spatial Ground Motions on Structural Response, 4th U. S. National Congress on Pressure Vessels and Piping Technology, ASME, Oregon, U. S. A, 1983
- 7) 中村 豊，斉藤明夫：軟弱地盤における蛇行運動，第6回日本地震工学シンポジウム，昭和57年

沈埋トンネルの耐震性に関する研究

— (その1) 沈埋トンネルの地震応答に及ぼす
地盤剛性の箇所別変化の影響 —

ISSN 0386-5878

土研資料第2229号

昭和60年3月(1985)

川島一彦, 大日方尚巳,

後藤勝志, 加納尚史

キーワード: 沈埋トンネル, 耐震設計, 地中構造物, 地震応答解析, 動的解析

本資料は、従来、同一の堆積条件にある地層は同一の地盤定数を有するとの仮定の下に行われてきた沈埋トンネルの動的解析において、沈埋トンネルの軸線に沿う方向の地盤の剛性に箇所別の変化を見込むことにより、どの程度の影響があるかを検討した結果をとりまとめたものである。この結果、地盤のせん断剛性の変動係数を仮に0.2~0.3程度とすると、これにより沈埋トンネルに生じる最大断面力は、地形条件の変化等によって生じる値と比較して無視できない程度の値となること等がわかった。

郵便はがき

40円切手
をはって
下さい。

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所

地震防災部耐震研究室 御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. 181

No. 181

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2229号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名



土研資料第 2229 号

沈埋トンネルの耐震性に関する研究 (その 1)

