

## 消化タンク基礎の地震応答解析

藤 井 不 二 也\*  
阿 部 宗 人\*\*  
原 千 里\*\*\*

### 1. 概 要

今回計画された消化槽は図-1に示すとおり、杭基礎を有する卵形PCシェル形式の消化タンクである。

本計画地点は図-1から分かるように泥炭層および腐植土層を介在させる軟弱地盤であり、支持層となる砂礫層も地表から約45mと深いところに位置する。

そこで、計画地点の地盤はかなりの長周期地盤であることから地震時の影響が予想されること、また、計画されている構造物が国内で前例がなく[シェル容器—容器内汚水—杭基礎—軟弱地盤]系として、地震時の挙動について不明な点が多い。したがって、図-2に示すように、それら全体系としての連成振動解析(動的相互作用解析)による地震時安定性照査が必要となる。

本文では、基礎の地震時安定性照査に主眼を置き、図-2に示す全体フローのうち、破線部分について取りまとめる。

### 2. 地質概要

#### 2.1 地形および地質概観

建設予定地点は、国鉄室蘭本線と岩見沢バイパスの交差付近に位置し、利根別川の改修工事によって造成された所である。地形は西部に広く発達する石狩川の氾濫原堆積物と利根別川の流路に沿って発達する現河床堆積物で石狩地帯の東縁に位置する。地質は粘性土が主体で泥炭、泥炭混り粘土およびシルト等が堆積している。

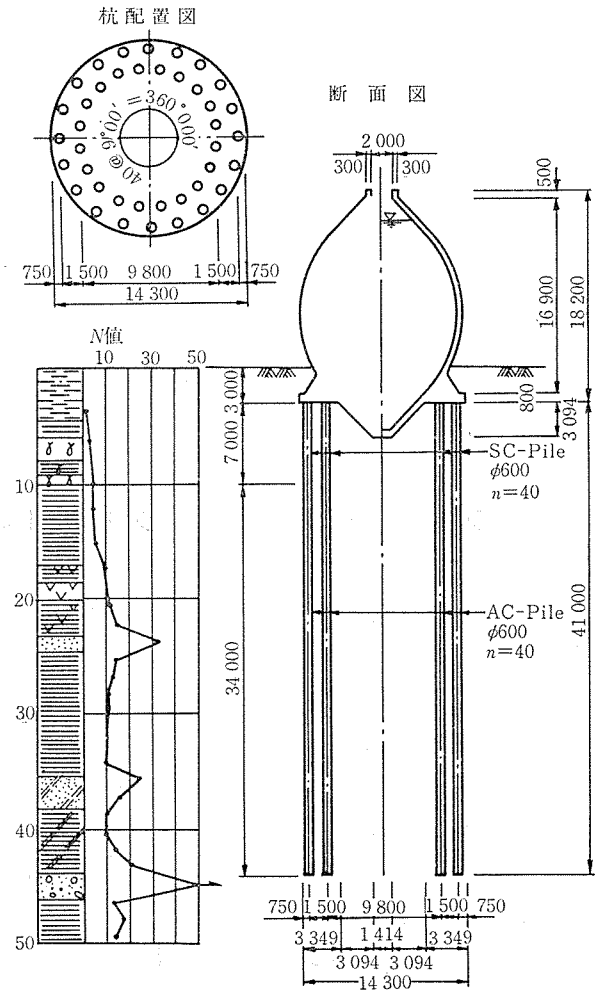


図-1 消化槽の構造計画諸元

#### 2.2 地層構成

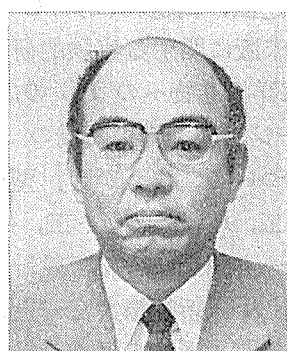
建設地点の地質調査結果を図-3に総合地質図として示す。

### 3. 建設地点の地震環境

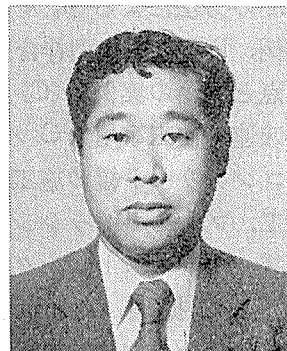
日本においては、古くから地震に関する記録が残されており、それらを整理して地震の規模や震央距離も推定されており、その結果が理科年表の「日本付近の被害地震年代表」に記載されている。今回は、この表



\* Fujiya FUJII  
北海道開発コンサルタント  
(株)



\*\* Muneto ABE  
ピー・エス・コンクリート  
(株) 技術部



\*\*\* Chisato HARA  
ピー・エス・コンクリート  
(株) 東京支店開発部

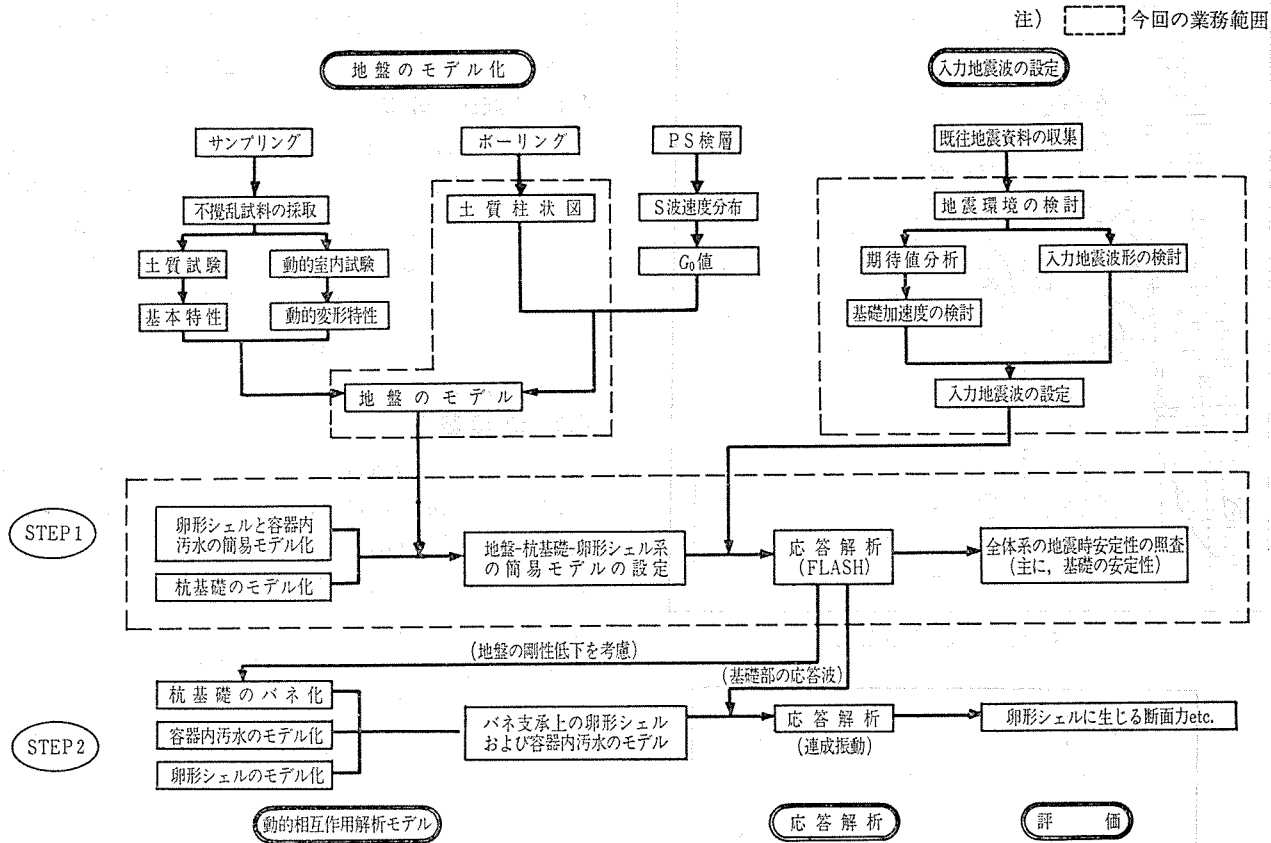


図-2 消化槽の地震応答解析による安定性検討の全体フロー

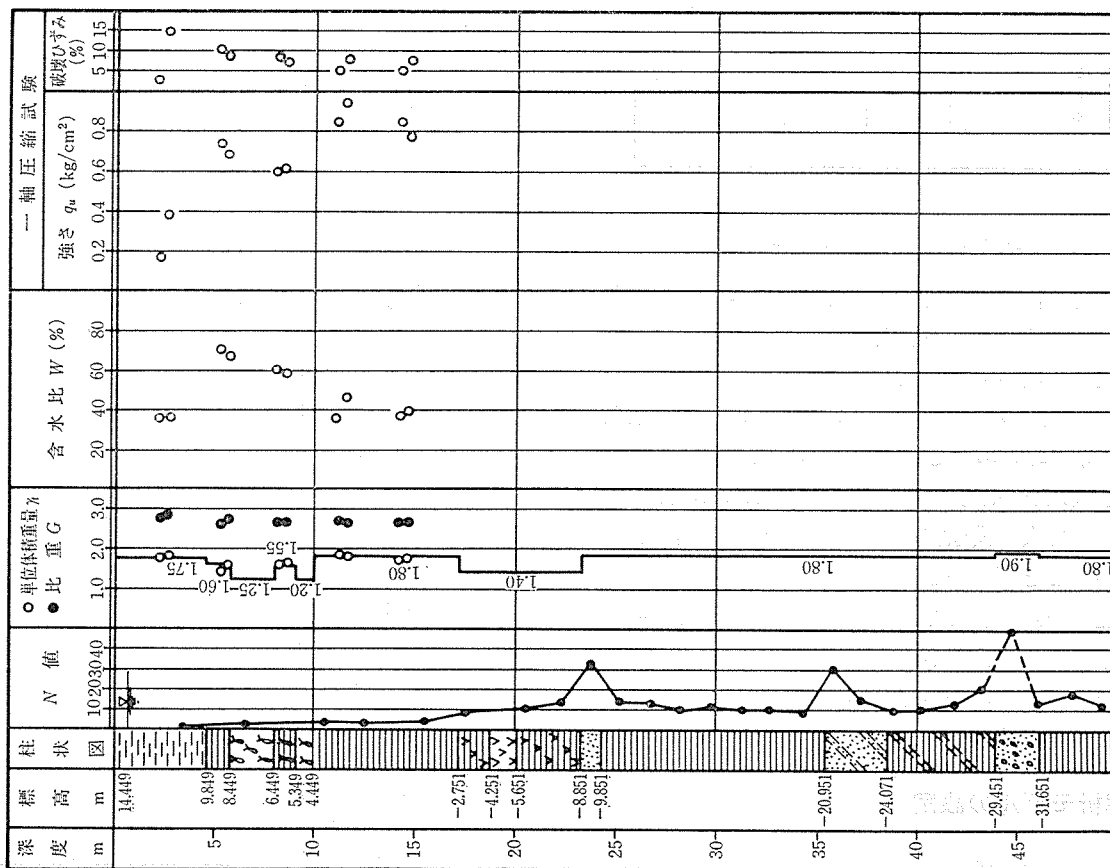
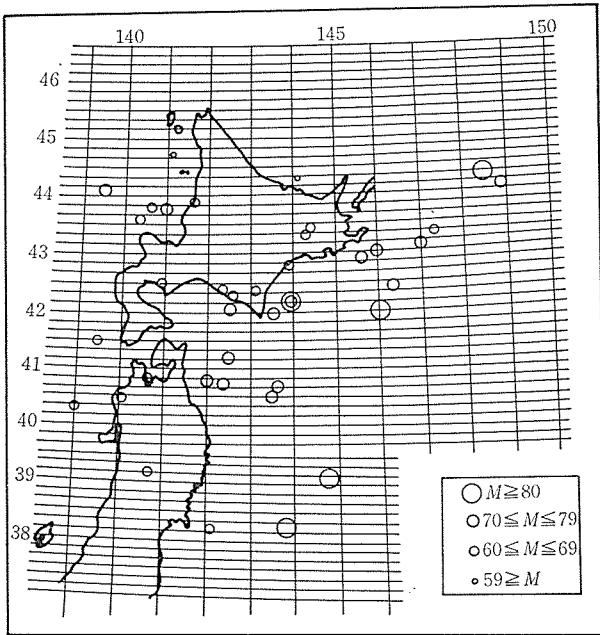
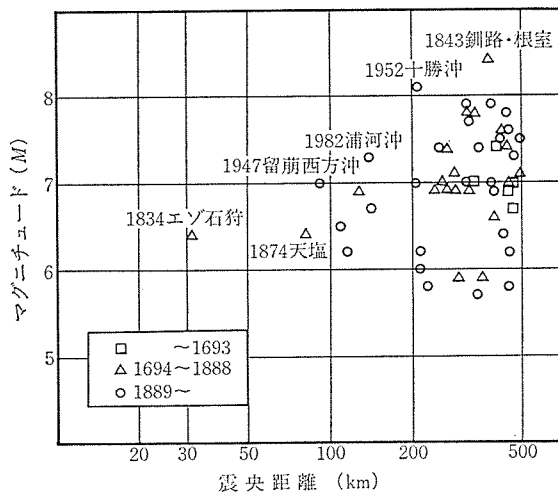


図-3 総合地質柱状図



図—4 影響地震の震央位置



図—5 震央距離とマグニチュードとの関係

をもとに検討を行った。地震の規模がマグニチュード5以上、かつ建設地点までの震央距離500km未満の地震は有史以来54個のものが該当する。これらの震央位置を示したのが図—4である。また、図—5には建設地点から震央距離( $d$ ), ( $M$ )との関係を示した。これらの図表から、建設地点の地震環境として、有史以来の記録地震は、遠距離で大規模地震、中距離で中～小規模地震が発生していることがわかる。

また、建設地点に影響を及ぼしたと思われる地震群を大別すると次のようになる。

- [ a 留萌沖～積丹沖の地震群
- [ b 十勝沖の地震群

#### 4. 解析モデルの設定

今回の解析では、既存地質調査結果をもとに、地盤の

材料非線形性および構造物(躯体+基礎)と地盤との動的相互作用を考慮して応答解析を行う。地盤モデルおよび構造物モデルは以下のように設定する。

##### 4.1 S波速度分布

S波速度(せん断波速度  $V_S$ )は、後述する工学的地震基盤面の設定、基盤面から上位の物性値による層区分等に極めて重要な情報を提供する。一般的には原位置調査の一つとしてPS検層が実施されることが多い。

今回は、 $V_S$ を標準貫入試験( $N$ 値)および土質柱状図から既往の資料により推定を行った結果、建設地点の $V_S$ 分布は、図—6のようになった。

##### 4.2 地震基盤

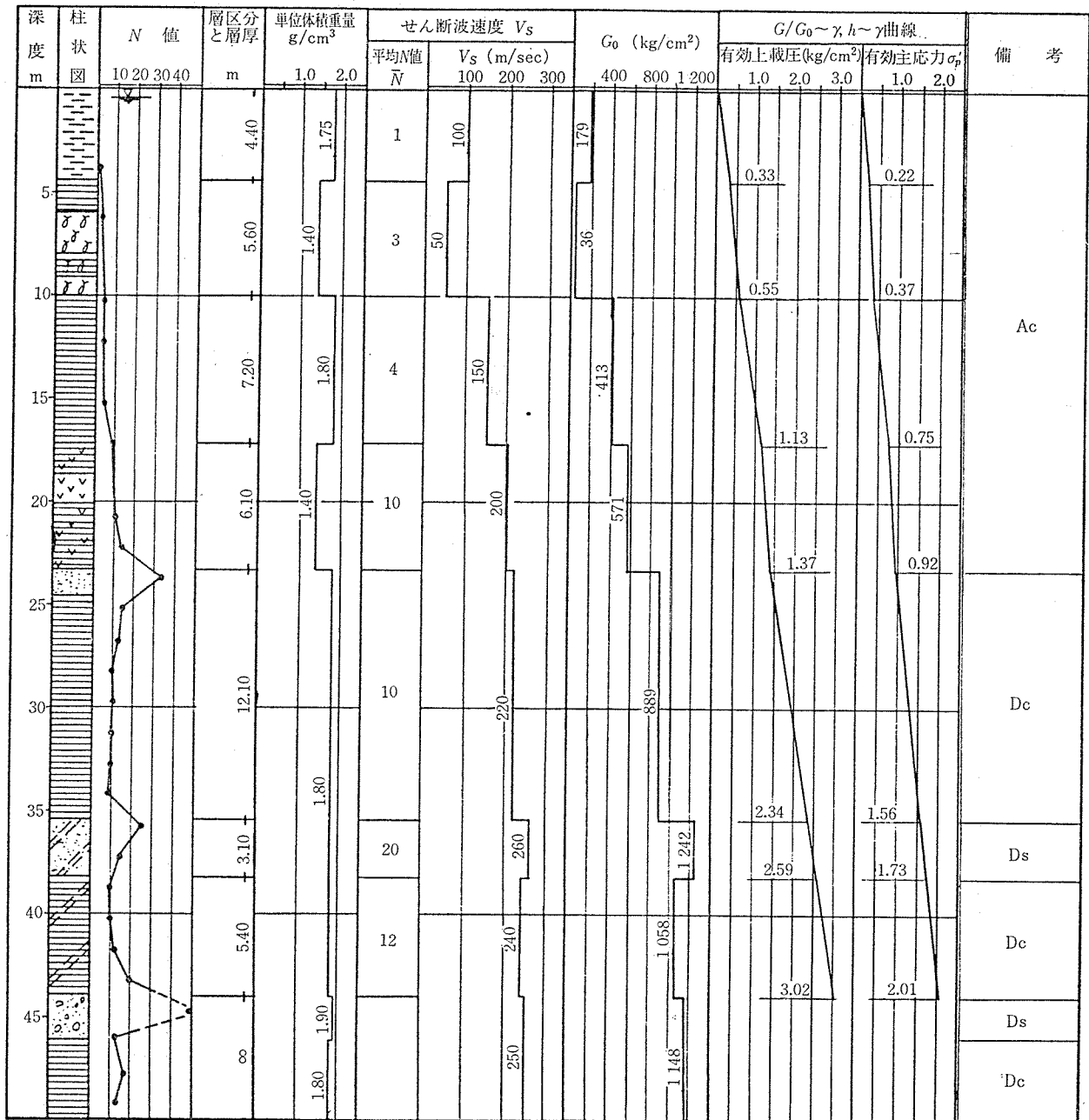
地盤を含めた応答解析に際して、地震動を入力するための地盤面を設定しなければならない。地震学で定義される基盤面は通常GL—数千mのオーダーとしているが、応答解析のために設定される工学的な基盤はGL—数十mのオーダーであるのが一般的となっている。

工学的基礎として具備すべき条件として、次の4つが一般に言われている。

- a) 空間的にある拡がり有し、かつ力学的諸性質が同一であること。

表—1 解析に用いる地盤モデル

層番号	土質名	層厚(m)	$V_S$ (m/sec)	$\gamma_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	$G_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	シルト(4.40)	1.40	100	1.75	179
2		1.50			
3		〃			
4	泥炭および泥炭混り粘土(5.60)	1.00	50	1.40	36
5		0.90			
6		〃			
7		〃			
8		〃			
9	1.00	150	1.80	413	
10	1.80				
11	〃				
12	〃				
13	〃	200	1.40	571	
14	3.05				
15	腐食土混り粘土(6.10)	〃	220	1.80	889
16	4.00				
17	粘土(7.20)	〃			
18	4.10	260	〃	1242	
19	シルト混り砂(3.10)				3.10
20	シルト混り粘土(5.40)	5.40	240	〃	1058



図—6 地盤のモデル化のための総合地質柱状図

- b) 基盤面以深の層において、構成や力学的性質の変化が小さいこと。
- c) 基盤面上下でのインピーダンス比が高いこと。
- d)  $V_s$  が 300~500 m/sec 以上あること。

本建設地点で、上記条件を兼ね備えた層を見いだすことは難しい。そこで、今回の解析では、地質調査結果を総合的に検討すると、深度 45 m に位置する砂礫層を境にして上下の土性が異なること、また、応答解析の便宜性等を考え、深度 44 m の砂礫層上面を工学的基盤とした。

### 4.3 地盤モデルの設定

#### (1) 地盤のモデル化

[地盤—基礎—躯体]系の時刻歴の応答を求めるために、地盤のモデルの設定にあたっては、S波速度分布および土の変形特性を表わす剛性率  $G$ 、減衰定数  $h$  のひずみ依存曲線が必要である。建設地点の S 波速度分布は、図—6 に示したとおりである。

これらの結果から、解析に用いる地盤モデルを表—1のように設定した。解析モデルの層区分、諸定数、ひずみ依存曲線は次のようにして設定している。

○層区分：原則として S 波速度の境界で区分し、同一速度層内で土質が大きく異なれば細分する。また、解析上の都合からさらに細分する必要があるれば細分化を行う。

- S波速度：図—6 に示した  $N$  値から推定した S 波速度を採用する。また、微小ひずみ時の剛性率  $G_0$  は S 波速度から算定する。
- 密度：各層毎に、地質調査による単位体積重量測定結果から平均的密度を設定する。
- ひずみ依存曲線：各層の土質および地質年代、各層の土被り拘束圧を考慮した剛性率  $G$  および減衰定数  $h$  のひずみ依存曲線を用いた。なお、原則として各層～各ひずみ依存曲線を採用したが、解析の都合から細分化を行った層では同一のひずみ依存曲線を用いている。

(2) 動的変形特性

今回用いた解析手法では、地震時における土の材料非線形性を等価線形化法で考慮しているが、そのために層毎に変形特性（せん断弾性係数  $G$  および減衰定数  $h$ ）のひずみ依存特性を与える必要がある。つまり、せん断弾性係数については、 $G/G_0 \sim r$  関係、 $h \sim r$  関係は、建設省土木研究所の岩崎らによって提案された、沖積砂質土および沖積粘性土のひずみ依存曲線を用いた。また、

洪積層のひずみ依存曲線は、次の理由から沖積層のものを準用した。

- 洪積層の土の室内動的変形試験調査例が少ないこと。また、2～3 の調査例からみると、現時点では沖積層のひずみ依存曲線を準用してもよいと考えられること。
- 建設地点の GL -24 m 以深について、洪積層と判断したが、地質調査から分かるように極めてルーズな洪積層であり、人によっては沖積層と判断することも可であること。

4.4 構造物および杭基礎のモデルの設定

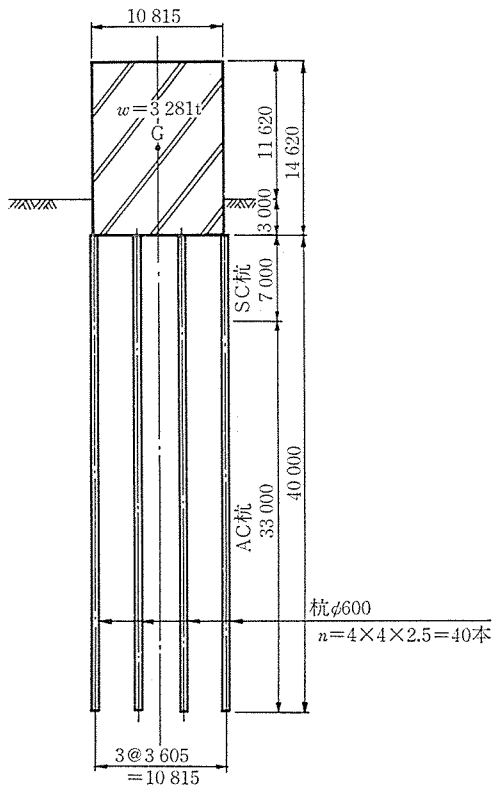
図—1 に示す汚水貯留タンク、タンク内汚水および杭基礎を 図—7 に示すようにモデル化を行った。

モデル化を行ううえでの考え方を以下に整理する。

(1) 汚水貯留タンクおよびタンク内汚水

① 今回の解析では基礎の耐震性に主眼を置き、汚水タンク容器およびタンク内汚水については、剛体質量としてモデル化する。

② 剛体質量モデル化にあたっては、杭配置の慣性モーメント  $K_V \cdot I$  ( $K_V$ : 杭の鉛直バネ,  $I = \sum y_i^2$ ) が等価となる平面的に正方形断面とし、質量中心（重心高）の 2 倍の高さを有する剛体躯体とした。



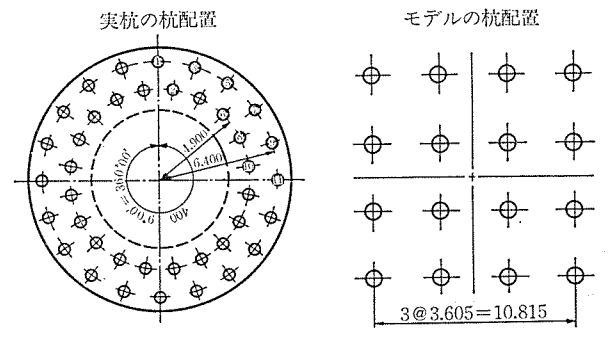
杭の断面諸定数(実杭 1 本当り)

定数	単位	AC杭	SC杭
$E$	kg/cm <sup>2</sup>	$3.5 \times 10^5$	
$G$	"	$1.5 \times 10^5$	
$A$	cm <sup>2</sup>	1 442	1 776
$I$	cm <sup>4</sup>	$4.964 \times 10^5$	$6.296 \times 10^5$

図—7 構造物および杭基礎のモデル化

表—2 モデルの杭配置の決定

	No.	$n$ (本)	$y_i$ (m)	$y_i^2$ (m)	$n \cdot \alpha \cdot y_i^2$
実杭配置	1	2	0.0	0.0	0.000
	2	4	0.7665	0.5875	2.350
	3	"	1.9777	3.9113	15.645
	4	"	2.2246	4.9488	19.795
	5	"	3.7618	14.1511	56.605
	6	"	3.4648	12.0048	48.019
	7	"	5.1777	26.8086	107.234
	8	"	4.3659	19.0611	76.244
	9	"	6.0868	37.0491	148.197
	10	4	4.8397	23.4227	93.691
	11	2	6.4000	40.96	81.920
		$\Sigma = 40$ 本	$\Sigma = 649.7$		
モデル化杭	1	4	5.4075	29.2411	292.411
	2	4	1.8025	3.2490	32.490
	3	4	-1.8025	3.2490	32.490
	4	4	-5.4075	29.2411	292.411
		$\Sigma = 16$ 本	649.802		



(2) 杭基礎

① 配置されている40本の杭を4本×4本=16本の組杭としてモデル化を行った。モデルの杭配置は、表-2に示すように、40本の杭配置による慣性モーメント  $K_v \cdot I$  と等価となるようにした。すなわち、モデルの1本の杭は実杭の2.5倍の性質を有していることになる。

4.5 全体モデル

地盤と構造物との相互作用解析を行うため、4.3 およ

び4.4で述べた地盤モデルおよび構造物、杭基礎モデルを一つに合成した全体モデルを設定する。全体モデルは、図-8に示すように、解析計算の経済性を図るため、半分モデルとし、地盤および躯体は167要素、杭材は38梁要素の240節点から成る。

解析は、カリフォルニア大学のジョンライスマーらによって開発されたプログラム「FLUSH」を用いることとした。そこで、このプログラムに即して、全体モデル

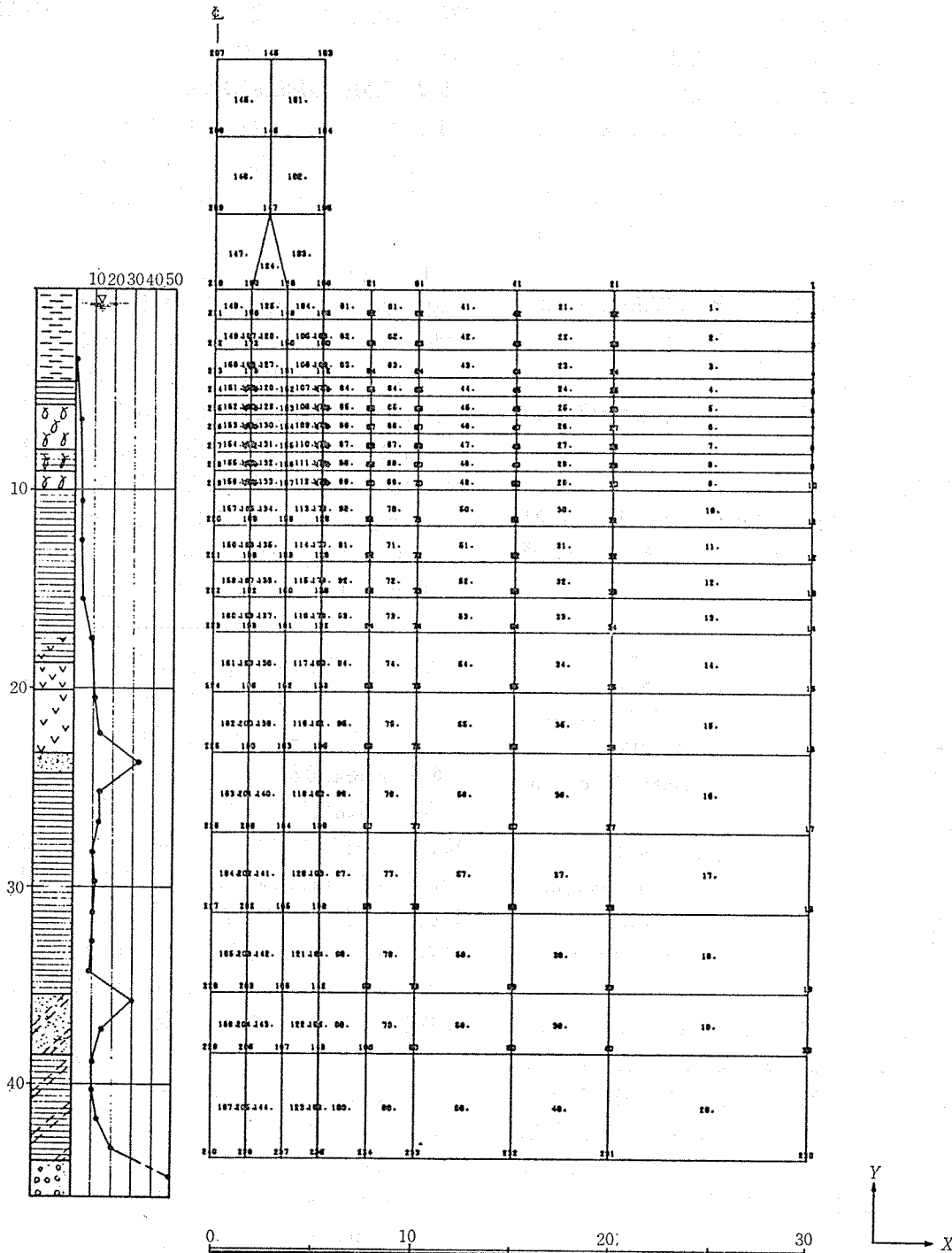


図-8 全体モデル

の考え方を以下に整理する。

(1) 地盤について

本来、無限の広がりを持つ地盤を有限の領域についてモデル化を行っている。そこで、有限領域でのモデル化の影響を避けるため、地盤モデルの境界条件を次のように設定した。

- ① 右側境界…半無限粘弾性領域を有限境界で表わし、仮想境界力によって遠方の剛性を考慮する伝達境界を用いる。
- ② 奥行き境界…三次元(奥行き)の遠方の地盤の剛性やエネルギー逸散の効果を仮想境界で表わした粘性境界を用いる。
- ③ 下方境界…地盤との境界であり、固定境界を用いる。
- ④ 左側境界…半分モデルの対象境界であり、Y方向(鉛直方向)について固定境界を用いる。

また、モデル化する領域は基礎との連成振動への影響を考慮し、構造物中心から 30 m とした。

(2) 躯体について

躯体の剛性は無限剛の剛体と考え、質量は単位奥行きを考えた。

(3) 杭基礎について

杭基礎は、弾性梁部材として扱う。その剛性は単位奥行き当りの値を用いる。したがって、モデル梁部材の断面諸定数は

AC 杭部分

$$\begin{aligned} \text{断面面積} &= 1442 \times 4 \times 2.5/10.815 \\ &= 1333 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \text{断面 2 次モーメント} &= 4964 \times 10^5 \times 4 \times 2.5/10.815 \\ &= 4590 \times 10^5 \text{ cm}^4/\text{m} \end{aligned}$$

SC 杭部分

$$\begin{aligned} \text{断面面積} &= 1776 \times 4 \times 2.5/10.815 \\ &= 1642 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \text{断面 2 次モーメント} &= 6296 \times 10^5 \times 4 \times 2.5/10.815 \\ &= 5822 \times 10^5 \text{ cm}^4/\text{m} \end{aligned}$$

となる。

(4) 地盤と躯体および基礎との振動の連成について

杭基礎と地盤とは、地盤要素節点と梁部材要素節点を共有することにより、それらの連成振動を考慮した。

なお、躯体根入れ部分については、躯体要素節点と地盤要素節点とを共有させていない。すなわち、この部分については連成振動を考慮していない。

## 5. 基盤入射波の設定

### 5.1 解析に用いる基盤入射地震波形

時刻歴の応答解析を行うにあたっての地震波形として最も望ましいのは、建設地点において得られた地震観測記録である。本建設地点の場合には、基盤はともかく地表においても記録が得られていない。

そこで、今回の解析には基盤振動として良く用いられている、八戸港基盤地震波を用いることにした。

この基盤地震波は 1968 年 5 月 16 日に発生した十勝沖地震(マグニチュード  $M=7.9$ )で、八戸港の地表(震央距離  $\Delta=189$  km, 3 種地盤)で記録された地震波から、等価線形化法による波動計算プログラム「SHAKE」によって解析的に求められたものである。

### 5.2 入力基盤加速度の設定

5.1 で設定した基盤入射地震波形に与える最大加速度を設定するため、有史以来の本建設地点にある程度の影響を及ぼしたと思われる 54 個の地震記録をもとに検討を行う。

(1) 最大水平加速度の推定

地盤加速度または地盤速度振幅をマグニチュード  $M$ 、震央距離  $\Delta$  の関数として予測する公式は種々提案されている。そうした中で、今回は、建設省総合技術開発プロジェクトの一環として、昭和 47 年～51 年度年度に行われた新耐震設計法の開発の中で提案され、現行道路橋示方書にも載っている重回帰式を用いる。

その重回帰式は、式 (5.1) に示すとおりである。

$$\left. \begin{aligned} \text{(A式)} \quad A_{\max} &= 28.5 \times 10^{0.207M} \times \Delta^{-0.598} \\ \text{(B式)} \quad A_{\max} &= 46.0 \times 10^{0.208M} \times (\Delta+10)^{-0.686} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.1)$$

ここに、 $A_{\max}$  : 最大水平加速度 (gal)

$M$  : マグニチュード

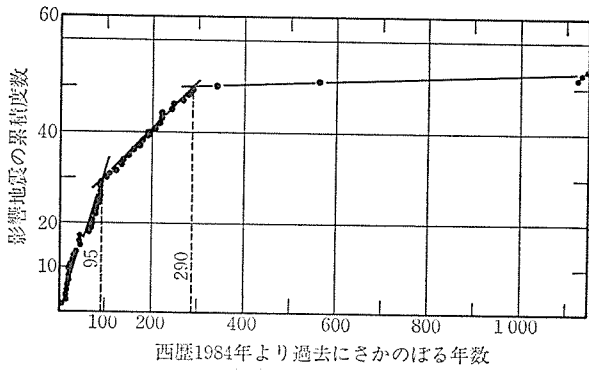
$\Delta$  : 震央距離 (km)

### 5.3 期待値分析

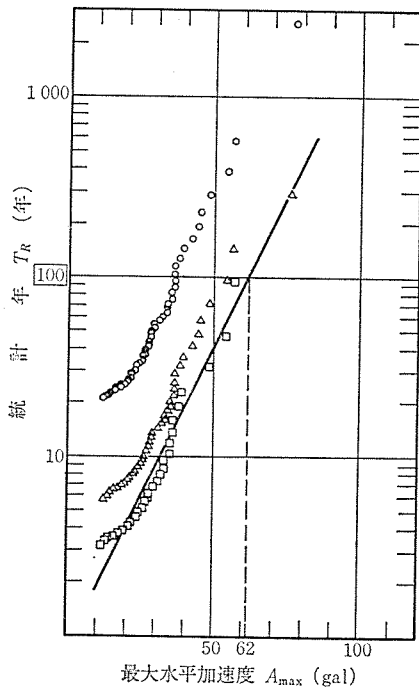
今後設計耐用年数間に被るであろう最大水平加速度期待値を、現在までに発生した 54 個の地震記録から統計的に求める。地震を時間的統計量として扱う場合には、地震現象が長い時間尺度で扱うべき時系列であること、さらに地震データは過去にさかのぼればのぼるほどデータの欠落と量的信頼性の低下が目立ってくることを考慮する必要があり、有史以来の全データを統一的に取り扱うわけにはゆかない。そこで、今回、図—9 の影響地震の累積度数分布を参考に、データの密度、信頼性から有史以来全期間を

- ① 有史以来の全期間
- ② 1694 年～1984 年 (290 年間)
- ③ 1889 年～1984 年 (95 年間)

の 3 期間に分類する。これら 3 期間の地震データをもとに期待値分析を行ったのが 図—10 であり、縦軸に統計



図—9 影響地震の累積度数分布



図—10 最大水平加速度と統計年

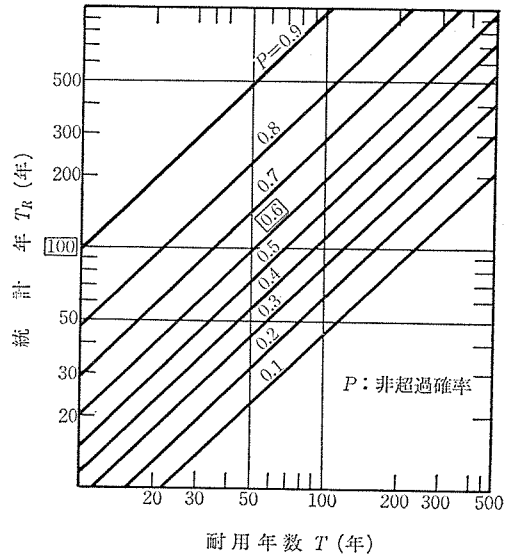
年、横軸に最大水平加速度を示した。

また、図—11 には地震の発生をポアソン仮定とした場合の、設計耐用年数～統計年～非超過確率の関係を示した。この3期間の期待値分析結果のうち、地震データの信頼性等から西暦1889年以降の場合(図—10中の実線)を採用すると、この実線が間断なく地震データが得られているとした場合の本建設地点の最大水平加速度期待値曲線となる。そこで、本構造物の設計耐用年数を50年、非超過確率を0.6とすると統計年は100年となり、それに対応する最大水平加速度は62galとなる。

#### 5.4 基盤入射地震波の設定

動的相互作用解析モデルに作用させる入射地震波は基盤入射とし、次のように設定する。

- 波形：八戸港基盤地震波
- 最大水平加速度：以下の理由から75galとする。



図—11 統計年～非超過確率～耐用年数の関係

((理由1))

5.3で設定した最大水平加速度期待値62galは基盤(第1種地盤)が露頭している場合に相当するもので、本建設地点のように基盤面が地中深部にある場合には、増幅による影響が考えられる。硬質地盤内の地震動の伝播特性について、各関係機関で実施されている地中地震観測の結果を参考にすると、地表面を1とした場合、今回は0.8程度となる。

((理由2))

今回、最大水平加速度をマグニチュード  $M$ 、震央距離  $L$  の関数として予測する公式は、前述のとおり現行道路橋示方書・IV耐震設計編に載っている重回帰式を用いている。この式は、SMAC-B<sub>2</sub>型の強震計で得られた地震記録を基にしているため、基盤(1種地盤)に設置された場合に近～中距離で生じた地震について、その感度特性に起因して実際の加速度を過小に記録しており、しいては今回用いた予測式による値も過小であると言われている。表—3に、最近の影響の大きい9個の地震について、他の加速度予測式を用いた値と今回用いた値との比較一覧をした。この結果、割増しを平均値として1.5倍とした。

よって、基盤入射最大水平加速度  $\alpha\beta_{max}$

$$\alpha\beta_{max} = 62 \text{ gal} \times 0.8 \times 1.5 = 74 \text{ gal} \rightarrow 75 \text{ gal}$$

とする。

## 6. 応答解析

### 6.1 解析方法

解析に使用したプログラム「FLUSH」は、地盤—構造物の相互作用が考慮でき、以下の特徴をもっている。

1. 複素応答解析による有限要素プログラムである。



表—3 各種予測式による最大水平加速度値比較一覧

地震名	予測式 (今回採用) 道示・1種地盤	土研資料1993号* (1983年)	岡本**	篠,大角***	大****
1984年 根室沖 (M=7.9, d=382 km)	35	33	8	35	9
1901年 三戸 (M=7.7, d=320 km)	36	36	13	34	9
1902年 焼岳付近 (M=7.4, d=254 km)	35	40	19	32	13
1968年 十勝沖 (M=7.9, d=316 km)	39	32	16	41	12
1970年 広尾付近 (M=6.7, d=141 km)	36	53 (1.47)	34	29	11
1982年 浦河沖 (M=7.3, d=139 km)	48	72 (1.50)	70	50	20
1947年 留萌西方沖 (M=7.0, d=92 km)	54	92 (1.70)	100	55	26
1952年 十勝沖 (M=8.1, d=207 km)	56	71 (1.26)	54	70	26
1834年 エゾ石狩 (M=6.4, d=31 km)	77	159 (2.06)	170	84	63

\*  $\alpha_{max} = 987.4 \times 100.216M$

\*\*  $\log \frac{\alpha_{max}}{640} = \frac{d+40}{100} (-7.604 + 1.7244M - 0.1036M^2)$

\*\*\*  $\alpha_{max} = 6.85 \times 100.372M \times d - 0.866$

\*\*\*\*  $\alpha_{max} = 10 \times 100.44 - 1.38 \log d + 1.04$

- 土の非線形である動的変形特性が考慮できる。
- 解析には、高速フーリエ変換 (FFT) 手法を用いている。
- 粘性境界の導入により、近似的に構造物の3次元

効果が考慮できる。

- 伝達境界の導入により、地盤の要素数を少なくすること。

### 6.2 応答解析

前章までの検討結果にもとづいて、応答解析を実施した。応答解析ケースは次に示すとおりである。

- 地盤モデル……………表—1
- 構造物モデル……………図—7
- 入力地震波形……………八戸港基盤地震波
- 入力最大加速度……………75 gal
- 入力条件……………基盤入射

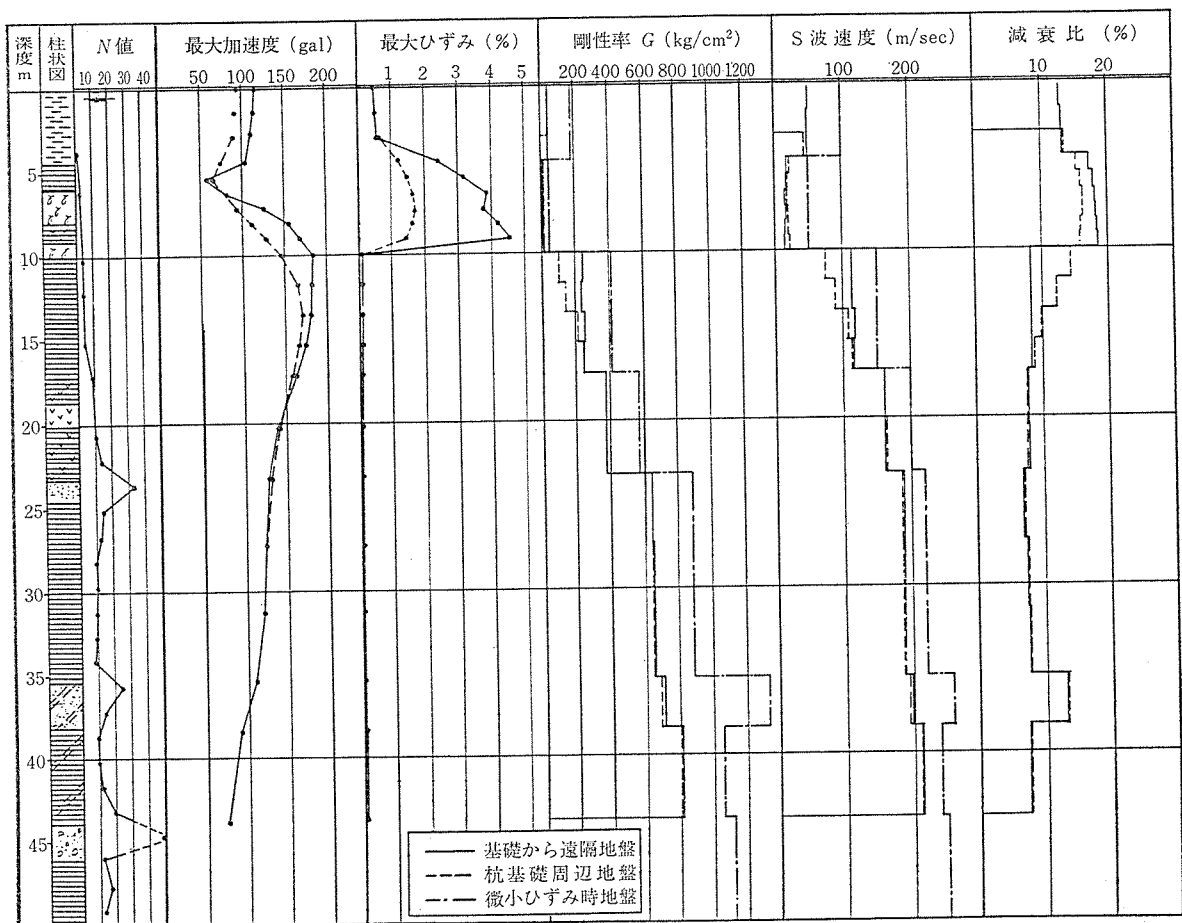
### 6.3 応答解析結果と考察

#### (1) 応答解析結果

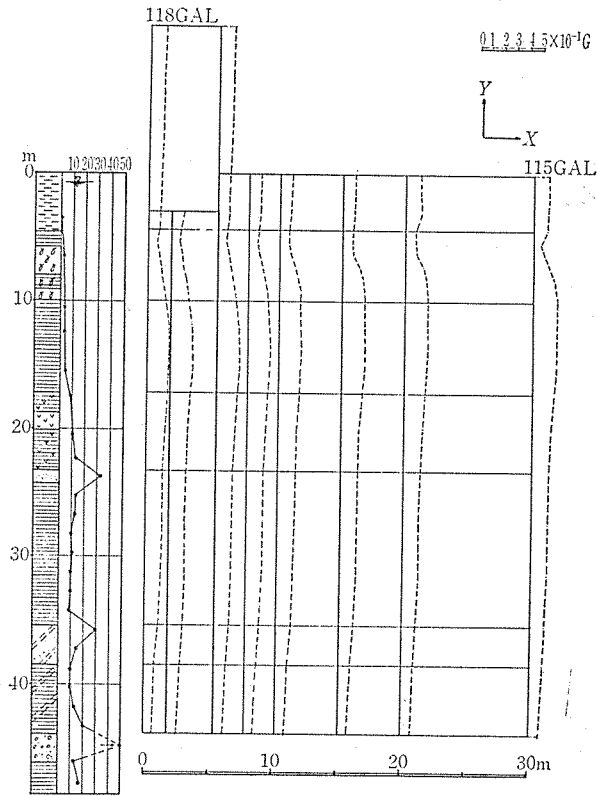
図—12~図—17 に応答解析の要約を示し、表—4 にその一覧を示す。

#### (2) 考察

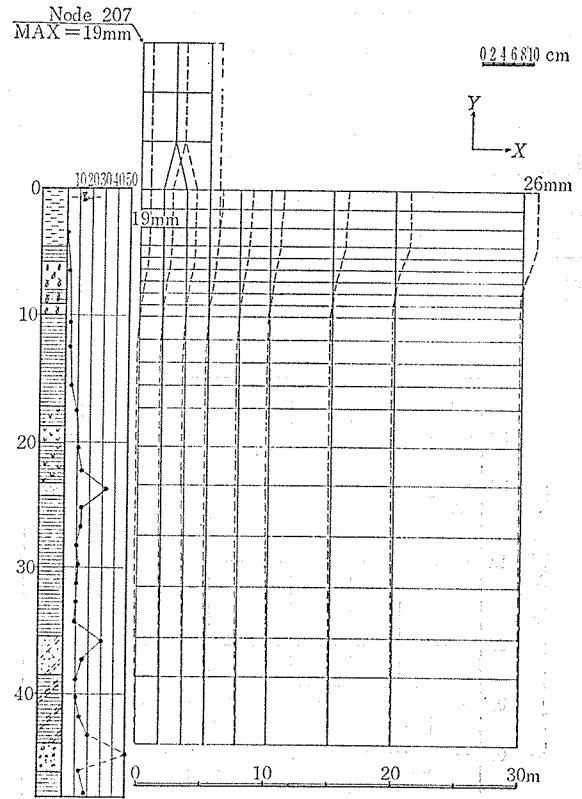
- 応答加速度および応答変位  
地盤の最大加速度分布は、深度 10 m までは、直線的増幅を示し最大 180 gal、すなわち基盤に対して 2.4 倍 (=180/75) となっているが、深度 6 m~10 m 間の泥炭



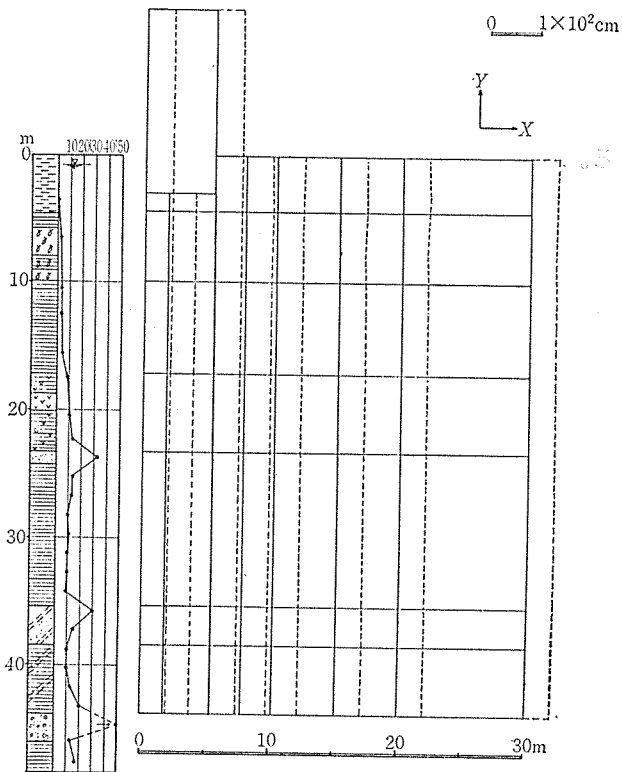
図—12 応答計算結果一覧



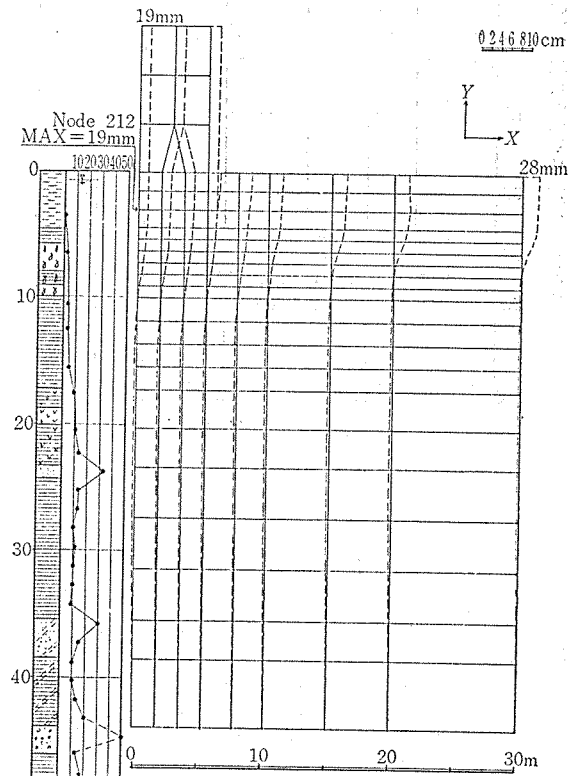
図—13 モデルの最大水平（絶対）加速度の分布



図—15 Node 207 の水平（相対）変位最大時の水平（相対）変位分布



図—14 モデルの最大水平（絶対）変位の分布



図—16 Node 212 の水平（相対）変位最大時の水平（相対）変位分布

層で、その剛性が小さいため減衰し、60 gal 程度まで低下している。その結果、地表では 115 gal 程度となり、基盤に対して 1.5 倍程度の比較的小さな増幅倍率となっている。また、構造物近傍地盤と遠隔地盤とでは、最大加速度分布が深度 15 m 以浅で多少異なっている。これは連成振動解析を行ったためであり、地盤の振動に構造物の振動が影響していることによる。地盤の水平方向変位は、構造物遠隔地盤地表で最大 29 mm であり、杭

頭付近で最大 19 mm となっており、杭が地盤に対して抑止効果をもっていることがわかる。また、その分布をみると、深度 6 m~10 m 間の泥炭層でのその剛性が小さいため応答ひずみがお互層に比較し最大 4% にもなり、極めて大きいことにより、変位が大きく増幅されている。

(ii) 振動形状

図—15, 16 は、地震時にいかなるモードで挙動しているかをみるために、構造物から遠隔地盤地表、構造物天端および構造物底面において、その変位振幅が最大になる時刻でのモデル全体の変位を表わしたものである。これらの図によれば、構造物および地盤全体が 2 次の振動モードで挙動している結果となっている。これは、モデル全体の中で地盤の深度 6 m~10 m にある泥炭層が極めて小さな剛性を有していることに起因するものと考えられる。

(iii) 杭に生じる断面力

杭頭部の最大曲げモーメントは、 $M_{max}=75 \text{ t}\cdot\text{m}$ 、最大せん断力は  $S_{max}=19 \text{ t}$  となった。次に、構造物の最大応答加速度(図—13)は、構造物底面 90 gal、構造物天端で 118 gal、平均 104 gal を示しており、ほぼ直線的に分布変化している。これは、基盤に対して 1.4 倍の増幅倍率となっている。

構造物の水平方向変位(図—15, 16)は、構造物天端での最大値=19 mm のとき構造物底面の値=19 mm、構造物底面での最大値=19 mm のとき構造物天端の値=19 mm であり、構造物の応答変位はロッキング変位はほとんどなく、ほとんどがスウェイ変位によるものである。

(iv) 構造物躯体根入れ部と表層地盤との相対変位

図—15, 16 からわかるように、構造物躯体根入れ部分の変位とその近傍地盤の変位は異なる。そこで、構造物躯体根入れ部の水平(絶対)変位波形とその近傍の水平(絶対)変位波形との差の波形をみると、表層地盤の方が躯体根入れ部より水平変位量が大きく、その差は、地表で最大 21 mm、地表 -1.5 m で 15 mm となっている。このことは、構造物に対し、地盤が強制変位荷重となって作用していることになる。

(v) PC 容器の設計震度

建設計画地点の設計震度  $K_h$  は、道路橋示方書・V 耐震設計編によると

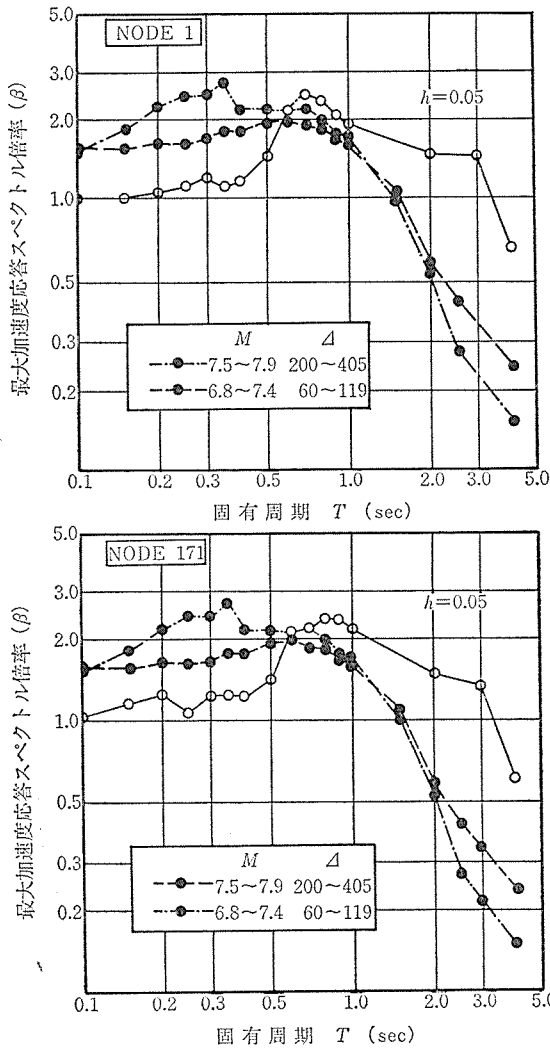
$$K_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot K_0$$

$$= 0.85 \times 1.2 \times 1.0 \times 0.2$$

$$= 0.20$$

ここに、 $\nu_1$ : 地域別補正係数 (B 地域  $\rightarrow 0.85$ )

$\nu_2$ : 地盤別補正係数 (4 種  $\rightarrow 1.2$ )



図—17 道路橋示方書の最大加速度応答スペクトル倍率曲線の比較

表—4 応答解析結果一覧

No.	図番	表題
1	図—12	応答解析結果一覧
2	13	モデルの最大水平加速度の分布
3	14	モデルの最大水平(絶対)変位の分布
4	15	Node 207 の水平(相対)変位最大時の水平(相対)変位の分布
5	16	Node 212 の水平(相対)変位最大時の水平(相対)変位の分布
6	17	道路橋示方書の最大加速度応答スペクトル倍率曲線との比較

$\nu_3$ : 重要度別補正係数 (1級 → 1.0)

$K_0$ : 標準設計水平震度 = 0.20

である。それに対し、構造物に作用する最大加速度は 90 gal ~ 118 gal, 平均 104 gal となっており, 最大加速度と震度とは一義的な対応関係はないが, いずれにせよ構造物の受ける加速度は, 前述設計震度  $K_h = 0.20$  より小さいと言える。港湾技術研究所の野田, 上部らにより提案された次式によると, 最大加速度 104 gal は作用震度で 0.16 となる。

$$e_a = \frac{1}{3} \left( \frac{\alpha}{g} \right)^{1/3}$$

ここに,  $e_a$ : 作用震度

$\alpha$ : 加速度 (gal)

$g$ : 重力加速度 (= 980 gal)

また, 加速度応答スペクトル曲線を見ると, 構造物近傍地盤と構造物遠隔地盤とは同様の形をしており, 周期  $T$  が 0.6 ~ 0.9 秒にピークが見られる。

この加速度応答スペクトルを最大値で規準化し, 加速度応答スペクトル倍率  $\beta$  で表わし, 図-17 に示した。同図には, 比較のため道路橋示方書・V耐震設計編に示されている2つの加速度応答スペクトル倍率曲線 (近~中距離で中規模地震および遠距離で大規模地震を想定した4種地盤での, マグニチュード  $M = 6.8 \sim 7.4$ , 震央距離  $\Delta = 60 \sim 119$  km および  $M = 7.5 \sim 7.9$ ,  $\Delta = 200 \sim 405$  km) を併記した。この図から, 建設計画地点の地盤では, 道路橋示方書に示された4種地盤のスペクトル曲線より, ピーク位置が周期  $T = 0.8 \sim 0.9$  秒と長周期側にあり, かつ周期  $T = 0.5$  秒以下の短周期側で下回り, 周期  $T = 1.0$  秒以上の周期側で上回っている。このことは, 建設計画地点の地盤が道路橋示方書で言うところの4種地盤以上の軟弱地盤であることに起因する。

## 7. ま と め

消化槽本体の固有周期は極めて短周期であると考えられ, 震度法の適用で十分であると考えられるが, 建設地

の地盤は泥炭層を含む極めて軟弱な地盤で, 「道路橋示方書」で規定する4種地盤よりさらに軟弱な地盤であると想定された。したがって, 地盤の土質力学的特性を加味した, 土~杭~消化槽本体の連成震動系における動的解析が消化槽の安全性を評価するために必要であると考えた。

震度法と動的応答解析による値を以下, 比較してまとめてみる。

① 杭頭部に発生する最大曲げモーメント  $M_{\max}$  は, 震度法の場合,  $M_{\max} = 29.5 \text{ t}\cdot\text{m}$ , 動的解析の場合,  $M_{\max} = 75 \text{ t}\cdot\text{m}$  となり, 震度法による静力学的解析よりかなり大きくなっている。このことは, 橋梁等の耐震設計法に採用されている動荷解析法の内, model analysis法を取る場合に通常生ずる傾向であり, 中央高速道路日川橋の動的解析においても, PC橋の耐震設計について, 次のように提案している。

(イ) 震動法による計算に対しては, 許容応力度は PC道示 5.1.7 による。

(ロ) 動的解析で得られた断面力で検討するときには, PC道示 5.2.1 により破壊に対する安全度を検討することを原則とする。

使用した杭は, 図-1 に示したように上杭として SC-Pile, 下杭として AC-Pile である。

使用した SC-Pile の破壊曲げモーメントは, 作用軸力 100 t/本 前後の時, 70 ~ 80 t·m/本 となるので, 消化槽の荷重の特性から考え, ほぼ妥当な値と考えられる。

② 動的応答解析による消化槽基礎部の地盤との相対変位の最大値は 19 mm であり, 震度法による静力学的解析による変位量 20 mm と同程度の値となっている。

③ 動的応答解析による消化槽の受ける最大応塔加速度は, 最大 118 gal あり, 一般に使われている工学的震度は 0.12 となる。また, 本文で示した港湾技術研究所の野田・上部らにより提案された式においては 0.16 となり, 設計に使用した震度 0.2 は, 動的応答解析の結果からは安全な値となっている。