

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 34 NO. 3 Sept. 1995

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I.)

第34巻 第3号 (VOL.34, No.3) 1995年9月 (Sept. 1995)

目 次 (CONTENTS)

1. 水中模型振動実験による軟着底構造物の地震挙動に関する研究
.....上部達生・長田 信・高野剛光・川満逸雄・鷹羽信勝 3
(A Study on the Earthquake Behavior of Soft Landing Structure
by Under Water Shaking Table Experiment
.....Tatsuo UWABE, Makoto OSADA, Takemitsu TAKANO,
Itsuo KAWAMA, and Nobukatsu TAKABA)

2. ブロック舗装の港湾・空港舗装への適応性
.....八谷好高・野田 工35
(Application of Block Pavements for Ports and Airports
.....Yoshitaka HACHIYA, Takumi NODA)

1. 水中模型振動実験による軟着底構造物の 地震挙動に関する研究

上部達生*
長田 信**
高野剛光***
川満逸雄****
鷹羽信勝*****

要 旨

軟弱な海底地盤の上に剛な構造物が軟着底した場合の地震時の免震挙動を解明すべく水中振動実験を実施した。実験は振動台上で圧密した粘土地盤の上に浮力を作用させて軟着底させた剛な大型模型を水中で加振することにより行った。実験結果によると、入力加速度が小さい場合は線形的な挙動を示すが、入力加速度が大きくなると、応答は入力直後に最大値を示し、その後低下し定常的な応答となる。この入力直後の応答には限界があり、この限界値を示す時の構造物に伝達される最大水平力は粘土地盤の強度に依存し、今回の実験範囲 ($c=0.61\sim 0.84\text{tf/m}^2$) において $S_{max}=0.21\cdot c\cdot A$ (c : 粘土の粘着力、 A : 構造物の底面積) で示される。また、この構造物の免震挙動を簡略化した非線形一質点系モデルにより比較的良好に説明することができた。

キーワード: 軟着島、軟着底構造物、水中振動、粘性土、模型振動実験、免震

-
- * 構造部 地震防災研究室長
 - ** 運輸政策局 技術安全課
 - *** 構造部 地震防災研究室
 - **** 株式会社日建設計 土木事務所 設計部
 - ***** 株式会社日建設計 土木事務所 副所長

1. A Study on the Earthquake Behavior of Soft Landing Structure By Under Water Shaking Table Experiment

Tatsuo Uwabe*
Makoto Osada**
Takemitsu Takano***
Itsuo Kawama****
Nobukatsu Takaba*****

Synopsis

Under water shaking table experiment was carried out to study the vibration characteristics of the soft landing structure, which is landing on the under sea soft grand. After consolidation of clay layer on the shaking table, the models of soft landing structure were set on the underwater clay layer with buoyancy pressure, and shaking test was carried out.

The results of experiment shows following. At the lower input acceleration level, the response acceleration of soft landing structure is larger than input level. But at the higher input level, the peak of the response was appeared at the head of wave, and after the peak, the response was decreased and stabled to lower level. The maximum horizontal force (S_{max}) from clay layer to model at the peak acceleration was obtained from the equation:

$S_{max}=0.21cA$ (c : shear strength of clay, A : area of base). The behavior of soft landing structure during the earthquake could be simulated by the simple calculation method of nonlinear one-mass model.

Key Words: Soft Landing Island, Soft Landing Structure, Under Water Shaking,
Clay, Model Shaking Test, Seismicity-free

-
- * Chief of Earthquake Disaster Prevention Laboratory, Structural Engineering Division
 - ** Member of Technology and Safety Division, Transport Policy Bureau
 - *** Member of Earthquake Disaster Prevention Laboratory, Structural Engineering Division
 - **** Member of Civil Engineering Office, Nikken Sekkei LTD.
 - ***** Deputy-Principal of Civil Engineering Office, Nikken Sekkei LTD.

目 次

要 旨	3
1. まえがき	7
1.1 研究の目的	7
1.2 研究の方法	7
2. 対象とする軟着底構造物の概要	7
2.1 軟着島の概要	7
2.2 軟着島の基本原理	8
3. 模 型	8
3.1 ユニットの模型	8
3.2 粘土地盤	9
4. 水中振動実験	11
4.1 計測項目と計器	11
4.2 水中振動台と入力波	11
4.3 実験条件	12
4.4 実験手順	13
4.5 計測データの処理	14
5. 実験結果	14
5.1 応答加速度	14
5.2 応答せん断力	17
5.3 相対変位	20
5.4 応答値におよぼす上下動の影響	22
5.5 動水圧	23
5.6 粘土地盤の間隙水圧	25
5.7 地盤反力	25
6. 粘土地盤の動的性状	26
6.1 履歴減衰	26
6.2 地盤せん断剛性	28
7. 実験のシミュレーション	28
7.1 一質点系線形モデル	29
7.2 一質点系非線形モデル	30
8. ま と め	32
参 考 文 献	33
記 号 表	33

1. まえがき

1.1 研究の目的

人工島の建設は、従来、埋め立て工法、干拓工法などによる場合が多く、内外を問わず多くの実績がある。しかし、最近にいたって立地条件、環境条件などの観点からさらに、浮体工法、着底工法、栈橋工法などの新たな人工島建設工法も検討の対象とする機会が増えている。本研究の対象とする「軟着島」は、鋼製又はコンクリート製のバージを制作、曳航し、予定海域に沈設、着底させる、いわゆる着底工法の一つに分類される。

従来の着底工法では鉛直力のもとより、波力、潮力、風力などの水平力と加えて地震動による大きな水平力に耐えるべくしっかりとした基礎地盤を必要としていた。軟弱な海底地盤に人工島を建設するときには、地盤を強化、改良する必要があり、多額の工事費を費やすことになる。

一方、「軟着島」は海底の軟弱な地盤に浮力を利用して小さな接地圧で軟着し、波力、潮力、風力などの水平力には人工島の底面積を大きくし安定を図る工法である。地震動による水平力に対しては積極的に抵抗せず、軟弱な地盤を介して伝わる地震力だけを「柳に風」と受け止める仕組みである。このため、「軟着島」は軟弱な地盤の特性を利用した免震装置を持っているとも考えられる。

軟着底構造物としては、これまでに洋上石炭火力発電所を想定した構造物が検討されているが、この場合の地盤は必ずしも軟弱地盤ではない。また、軟弱地盤上の構造物としては熊本港の軟弱地盤着底式防波堤があるが、この構造物の場合は、静的な安定が主であり、地震時の安定は検討されていない。

「軟着島」の免震効果は、遠心力載荷装置による実験により、すでに確認されている¹⁾が、地震時の軟着島の挙動についてはまだ不明確なことも多い。そこで、本研究は軟着島の地震時の免震挙動を実験的および解析的により明らかにすることを主目的として行ったものである。なお、本報告は当所と株式会社日建設計の共同研究の成果をとりまとめたものである。

1.2 研究方法

軟着した構造物の地震時の挙動についての研究はその例は少なく、また、その挙動を支配する要因は様々であると考えられ、本研究ではその基礎的な足掛かりを整理することに主眼を置くことにした。

研究の第一段階は実験を中心に、地震時挙動の基礎的データの測定、整理を実施した。浮力により軟着する「軟着島」の水中での地震時の挙動を実験的に検討する

ために当所が所有する水中振動台を用いることとした。地震時の挙動に影響する要因には、地震動、地盤特性、接地圧など様々なものが想定されるが、入力地震動の大きさ、地盤強度を主眼にし、水深、接地圧などの一連のパラメータを設定し実験を行った。「軟着島」の諸元、粘土地盤の物性などは、東京湾を想定した「軟着島」構想で与えられているデータをもとに、振動台の機能、粘土地盤の作成とその圧密方法などに配慮して定めた。

第2段階は、解析を中心とした研究で、実験データを加速度応答特性を主眼にして整理、解釈をするとともに、実験のシミュレーションを試みた。解析は簡略化した一質点系モデルにより行った。

2. 対象とする軟着底構造物の概要

2.1 軟着島の概要

新しい海上都市構想「軟着島 (SOFT LANDING ISLAND)」は、共同研究者である株式会社日建設計が1990年3月に発表した²⁾もので、東京湾を計画地とした軟着底工法による人工島構想であり、その諸元ならびに構想図をそれぞれ表-1および図-1に示す。

表-1 軟着島の諸元

・計画地	: 東京湾
・真円の島	: 直径2,000m
・面積	: 陸地部分60ha 全体310ha
・計画人口	: 居住人口70,000人 就業人口40,000人
・水深	: 15m
・掘削深さ	: 10m
・建物高さ	: 100~130m

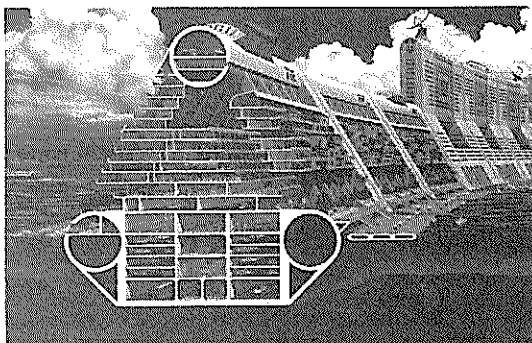


図-1 軟着島概念図

軟着島は水深15m程度の東京湾内を計画地とした、静穏な内海を有す円環状の人工島であり、その居住人口は7万人を想定している。軟着島は100m規模の約60個のユニットから構成され、ユニットの内部にはユニットの運搬、沈設、接地圧調整に重要な役割をするバラスト水タンクや人工島のインフラストラクチャー、諸機能のための空間が確保されている。ユニット上はさらに軟着島を構成する諸設備、機能、空間が用意され快適な海上都市がデザインされている。

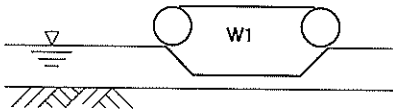
2.2 軟着島の基本原則

軟着島は基本的には人工島建設工法の一つである着底工法に位置付けられ、着底させる接地圧を波力、風力、潮力などの水平力に対する安定上必要な最少限とし、立地する海底地盤が軟弱な場合でも高度な地盤補強、改良などを行わずに人工島を建設する工法である。軟着島の安定に関する基本的な原理を以下に示す。

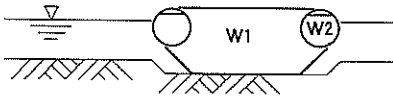
(1) 軟着島の施工法

軟着島工法は、その名が示すとおり、水より少し重い比重を持つ構造物を水底に軟着底させて人工島を構築する工法である。すでに実用化されている沈埋トンネルを発展させた工法とも言える。図-2に施工法を示す。

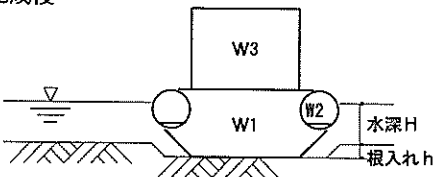
① 曳航中



② 軟着時



③ 完成後



W1: ユニットの重量
W2: バラスト水の重量
W3: 上部施設の重量

γ_w : 水の単位体積重量
 γ' : 土の水中単位体積重量

$$\gamma_w(H+h) < (W1+W2+W3) < \gamma_w(H+h) + \gamma' h$$

浮き上がり
ない限度

総重量

沈下しない限度

図-2 軟着島施工法

沿岸でユニットを制作し、バラストタンク内を空にし、水面に浮かせた状態で曳航する。

バラストタンク内に水を入れ、水底に軟着陸させる。施設建設時および完成後は、バラストタンク内の水量を調節し、常に安定した状態を保つ。

(2) 軟着島の鉛直方向の安定

・地盤支持力

浮力を利用して、海底地盤の沈下を最少限にするような接地圧を作用させる。したがって、地盤支持力に対する安全性はきわめて大きい。浮力調整はバラスト水により行う。

・潮位変動

潮位・波による変位・動揺に対して海底に着底して防げるだけの最少限の接地圧を保つようにバラスト水を調整する。

・上載荷重

上部施設の重量、偏載などに対してはバラストを調整し、海底地盤には均一な、一定の反力となるようにする。

(3) 軟着島の水平方向の安定

・波力、潮力、風力、津波

海底地盤に着底して安定を図る。海底の地盤が軟弱な場合でも人工島の規模が大きいためスケール効果により、十分安全が確保できる（東京湾を想定したとき）。

・地震動に対して

地震動は下部地盤から軟着島へその影響が伝えられ、その大きさに見合った耐震設計を行うことは通常の施設となんら異ならない。しかし、軟弱な地盤のときは伝わる地震動も小さいと考えられ、上部施設にとっては免震効果が期待される。本研究の主眼はこの点の検証にある。

3. 模 型

振動実験は図-3に示すように振動台に粘土地盤を作成しその上に軟着底構造物（「軟着島」のユニット）の模型を設置して実施した。この模型および粘土地盤について以下に示す。

3.1 ユニットの模型

「軟着島」構想ではその設置位置を東京湾に想定しており、東京湾の地形、気象、海象などより、人工島の構成要素である実物のユニットの大きさを100×100×35mとしている。ここでは、このユニットを対象とすることとし、振動実験の模型として実物とほぼ相似な鋼製の箱を作成した。モデルとしている実物ユニットは、構想段階のものであるので、幾何学的にはほぼ相似な模型とした。完全に相似則を満足した模型実験というよりも、大型模

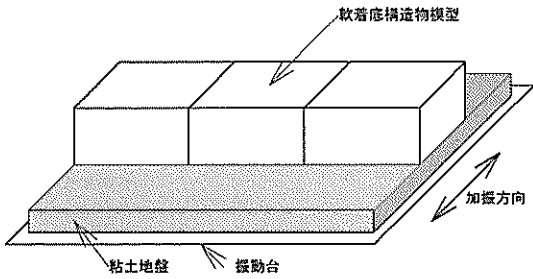


図-3 振動実験概念図

型による小さな実物による地震挙動を把握するための振動実験と言える。粘土地盤の作成とその圧密や振動台諸元などを考慮し、実験に用いるユニット模型の大きさは100×100×50cmとした。以下、ユニットの模型は単にユニットと略称する。図-4にユニットの諸元を、写真-1にユニットの外観を示す。

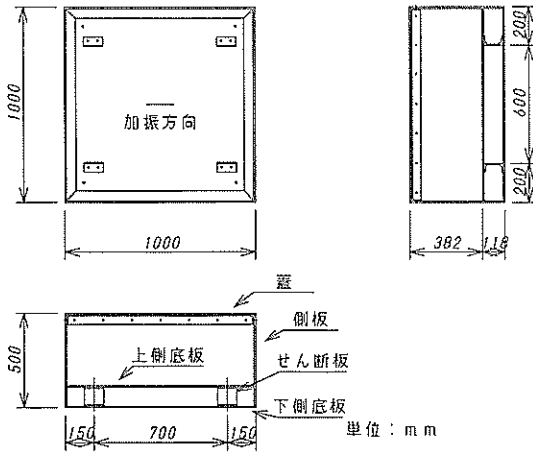


図-4 ユニット諸元

ユニットは鋼板の底板、側板、蓋から構成し、中空水密構造とした。接地圧の調整は、ユニット内部に土嚢などを入れることにより行った。底部は100mm離れた上下二枚の底板からなる二重構造とし、それぞれの底板は4個の小片(せん断板と呼ぶ)で結合されている。下側の底板と側板は接合されておらず、粘土から下側の底板に伝わる力は4個のせん断板を介して上側の底板に伝わり、側板に伝達される。下側の底板と側板の隙間はゴムシートで覆い水密性を図っている。漏水によるユニットの質量の変化が無いことは、実験の前後にユニット重量を測定することで確認した。ユニットは3体作成し、これを

加振直角方向に一列に並べ、中央のユニットを測定の対象とした。写真-1のユニットをまたぐ鋼製フレームはユニットの変位を測定するためのものであり、これについては後述する。

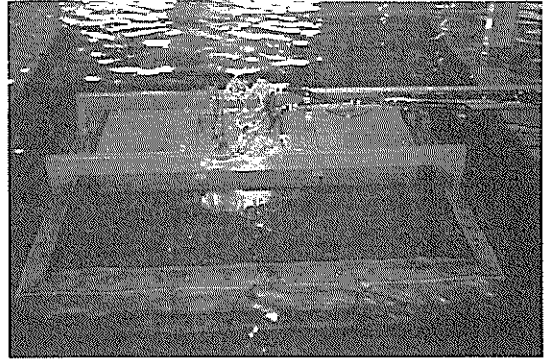


写真-1 ユニット外観

3.2 粘土地盤

(1) 使用粘土の特性

実験に用いた粘土は川崎沖の海底より採取したもので、その物理、力学特性を表-2に示す。また、練り混ぜて作成した試料の圧密試験、三軸試験と振動三軸試験の結果を図-5~7に示す。

表-2 川崎沖粘土の物理・力学特性

分類	項目	
粒 度	礫分 (%)	0
	砂分 (%)	18
	シルト分 (%)	49
	粘土分 (%)	33
コンシステンシー 特性	液性限界 (%)	55.2
	塑性限界 (%)	25.6
	塑性指数	29.6
三軸圧縮試験	試験条件	CU
	全応力 c (kgf/cm ²)	0.13
	ϕ (度)	16.05
	有効応力 c (kgf/cm ²)	0.00
	ϕ (度)	36.37

(2) 粘土地盤の作成

粘土地盤は、振動台上で作成した。振動台上に深さ10cmの鋼製枠を作成し、その中にミキサーで練り返した粘土を投入して作成した。粘土地盤の圧密は圧密水槽により行った。圧密水槽の概念図を図-8に示す。圧密水槽

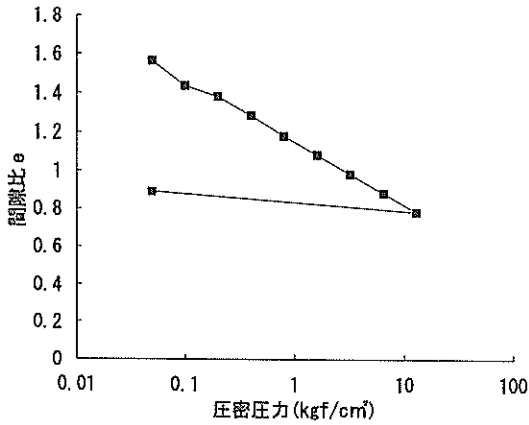


図-5 圧密試験結果

γ	G/G_0	h
6.458×10^{-2}	1.0000	0.1027
6.762×10^{-5}	0.9764	0.0712
1.656×10^{-4}	0.8319	0.0591
3.396×10^{-4}	0.7312	0.0645
6.587×10^{-4}	0.5991	0.0858
1.333×10^{-3}	0.4370	0.1065
2.175×10^{-2}	0.0471	0.2015
4.625×10^{-2}	0.0214	0.1769

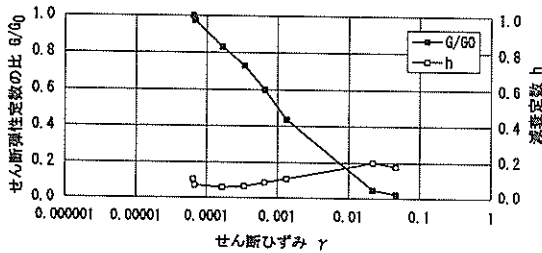


図-6 粘土の動的試験結果

は底のない圧密水槽枠の内側にゴムシート製の袋を取り付けたもので粘土層の上にセット後、袋の中にポンプで注水し荷重を作用させた。写真-2には圧密水槽を示す。

圧密水深はユニットの規模、入力振動の大きさ、作業性などを考慮し、1.5mおよび0.7mとした。圧密は2日間実施し、計測沈下量が収束している事を確認して圧密を終了した。圧密の前後で、粘土地盤の含水比の測定および圧密終了後は小型ベーン試験によるせん断強度の測定を実施した。

(3) 粘土地盤の強度

図-9は圧密荷重と1992年に実施した実験における作

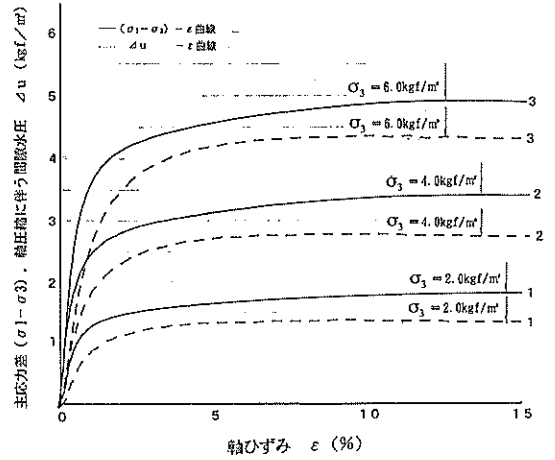


図-7 三軸試験結果 (CU試験)

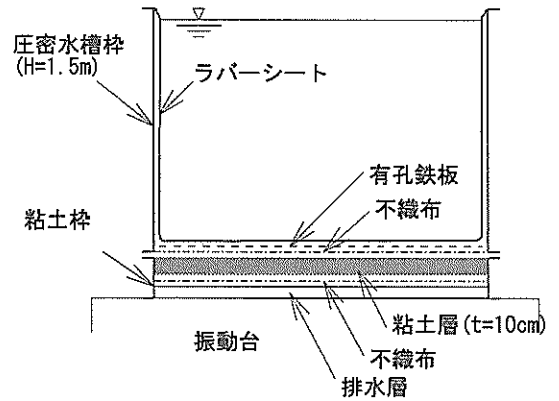


図-8 圧密水槽概念図

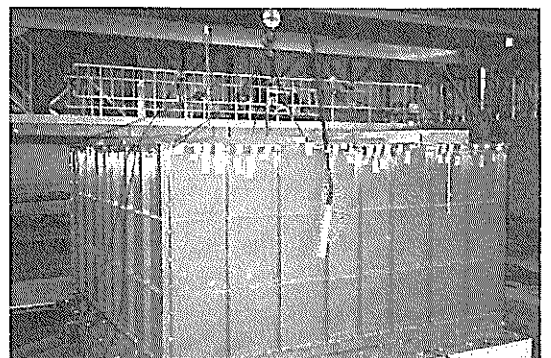


写真-2 圧密水槽

成粘土端部におけるベーン試験のせん断強度（平均値）の関係を示したものである。圧密荷重は圧密水深が1.5mと0.7mであるためそれぞれ1.5tf/m²、0.7tf/m²となる。せん断強度は、圧密終了時のベーン試験の平均値より求めた。両者の間には若干ばらつきがあるものの、直線式で近似でき、以下のように表現できる。

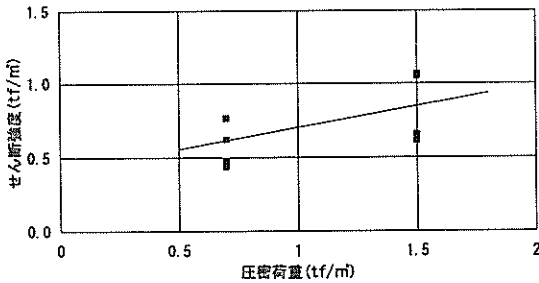


図-9 圧密荷重とせん断強度の関係

$$\tau = 0.29\sigma + 0.41 \quad (1)$$

ここに、

σ : 圧密荷重 (tf/m²)

τ : 地盤のせん断強度 (tf/m²)

したがって、以下では粘土地盤の強度は、圧密荷重に応じて表-3に示す値を用いるものとする。

表-3 粘土地盤の強度

圧密荷重 tf/m ²	粘土地盤のせん断強度 tf/m ²
1.5	0.84
0.7	0.61

4. 水中振動実験

4.1 計測項目と計器

ユニットの動的挙動を把握するため振動台、粘土地盤およびユニットに表-4に示す加速度計、土圧計、水圧計、せん断力計、変位計、間隙水圧計を設置した。計器配置図を図-10に示す。

加速度計はユニットの各部に設置するとともに、振動台およびユニットから十分離れた地盤表面にも設置した。土圧計はユニット底面の接地圧を計測するものでユニッ

ト下面に設置した。地盤より伝わる振動は、写真-3に示すように底板に取り付けた4枚の板を介してユニット上部へ伝わる構造としており、この4枚の板に作用する力の大きさを測定することによりユニットに作用する水平力を直接的に測定することができる。せん断力計はこの板のせん断力をひずみゲージで測定するものである。

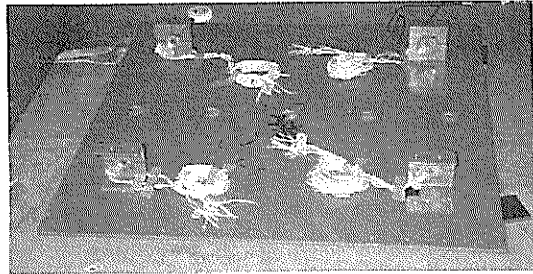


写真-3 せん断ひずみゲージ設置状況

変位計は、振動台に対するユニットの相対変位を測定することを目的に、振動台に取り付けられた鋼製フレーム上に取り付けた。写真-4はその取り付け状況を示したものである。また、間隙水圧計はユニット直下の粘土地盤の中央部に3箇所設置し、加振による地盤の間隙水圧の変化を測定することとした。実験は表-7に示すように1991年、1992年の2ヶ年にわたり実施しているが間隙水圧の測定は1991年の実験のみである。実験に用いた計器の仕様を表-5に示す。

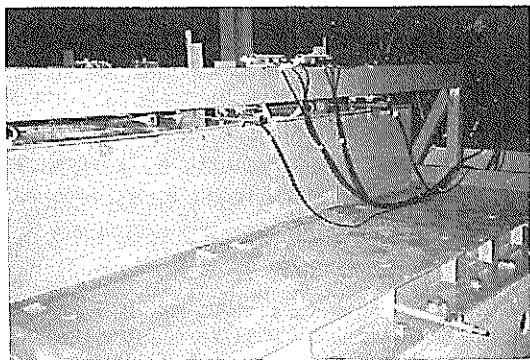


写真-4 変位計設置状況

4.2 水中振動台と入力波

(1) 水中振動台

軟着した状態での振動実験を行うためには、浮力が作用した状態でユニットに加振することが必要で、実験

表-4 計器配置一覧表

計器種別	設置位置		検出方向	計器番号	Ch. No	計器種別	設置位置		検出方向	計器番号	Ch. No	
加速度計	振動台	端部	鉛直	V011	1	土圧計	地盤	中央-2	鉛直	EP02	32	
			水平平行	H012	2			中央-3	"	EP03	33	
			水平直角	H013	3			中央-4	"	EP04	34	
	地盤	端部	鉛直	V021	4			後-5	"	EP05	35	
			水平平行	H022	5			上部-1	水平	F01	36	
			水平直角	H023	6	中間-2	"	F02	37			
	ユニット	底板-前	鉛直	V031	7	水圧計	ユニット 前面	中間-3	"	F03	38	
			水平平行	H032	8			下部-4	"	F04	39	
			水平直角	H033	9			上部-1	"	F05	40	
		鉛直	V041	10	中間-2			"	F06	41		
		底板中央	水平平行	H042	11		ユニット 後面	中間-3	"	F07	42	
			水平直角	H043	12			下部-4	"	F08	43	
			鉛直	V051	13			せん断力計 ヒクシージ	せん断板	前-左	0度	V01
		水平平行	H052	14	45度						451	45
		水平直角	H053	15	90度	H01	46					
		底板-後	中段-前	鉛直	V061	16	前-右	0度		V02	47	
				水平平行	H062	17		45度		452	48	
				水平直角	H072	19		90度		H02	49	
		中段中央	中段-後	鉛直	V071	18	後-左	0度		V03	50	
				水平平行	H071	18		45度		453	51	
				水平直角	H082	21		90度		H03	52	
	中段-後	上蓋-前	鉛直	V081	20	後-右	0度	V04		53		
			水平平行	H082	21		45度	454		54		
			水平直角	H093	24		90度	H04		55		
	上蓋-前	上蓋中央	鉛直	V091	22	変位計	上蓋	前-左	鉛直	LV01	56	
			水平平行	H092	23				水平	LH01	57	
			水平直角	H103	27			前-右	鉛直	RV02	58	
	鉛直	V111	28	水平	RH02		59					
	上蓋中央	上蓋-後	水平平行	H112	29		間隙 水圧計	粘土地盤	ユニット 直下	水平	PP01	60
			水平直角	H113	30					"	PP02	61
鉛直			V113	30	"	PP03				62		
土圧計	底板-前			EP01	31							

は当所の所有する水中振動台を用いて実施した。水中振動台は可動部が大きな水槽の底部に位置しているため、海底地盤が振動する実際の地震の様子を、より忠実に再現できる特徴がある。振動台の駆動方式は電気・油圧サーボ方式で、デジタル制御により高精度の波形を再現できる。振動台の主要諸元を表-6に示す³⁾。

(2) 入力波

振動実験に用いた入力波は3 Hzの正弦波であり、加振時間は20~60秒とした。また、立上りの部分は、急激な入力による影響を緩和するため、初期部分を漸増させた。また、上下動を入力する場合には水平入力波の1/2振幅の波形を同時に入力した。入力波形の一例を図-11に示す。なお、各計器の計測データは、0.01秒間隔でデジタル値に変換した。

4.3 実験条件

弱い地盤の上に浮力を利用して軟着させた構造物の地震時の挙動についての実験的解明はその事例が少ない。挙動に影響を及ぼすと考えられる要因としては、地震動(強さ、振動特性、作用方向など)、地盤特性(強度、剛性、減衰など)、接地圧、水深、ユニット質量などが考えられるが、ここでは最も基礎的な影響因子と考えられる入力の大きさとその方向、地盤の強度について実験を主に検討することとした。

表-7に実験内容の一覧を示す。これらのケースは本実験であり、粘土地盤は各ケース毎に新しく作成した。以後実験ケースはこの表の6桁の数字で示す。実験は1991年と1992年の2年間実施しており、表-7にはこれを区別して示している。粘土の地盤強度は、0.84tf/m²および0.61tf/m²の二種類とし、入力の大きさによる影

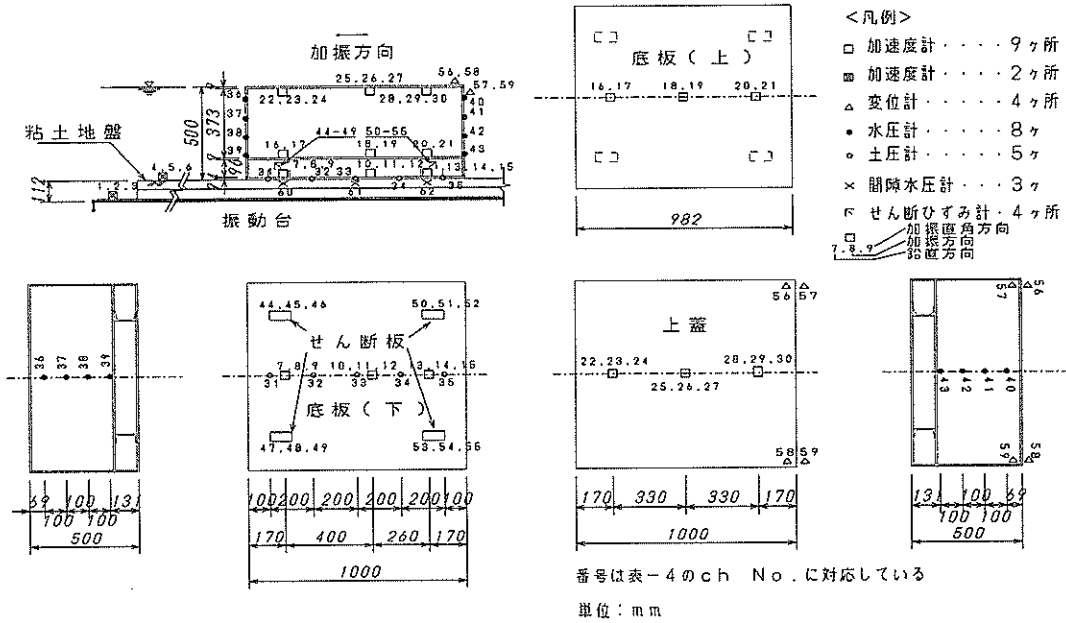


図-10 計器配置図

表-5 計測計器仕様一覧

計測機器名	概略仕様	個数
加速度計	ASW-2A(2Gmax)共和電業製 0.5mv/v以上(1000E-6) 非直線性・ヒステリシス: 1%FS 入出力抵抗: 120Ω	30
土圧計	BE-2KD(2kg/cm ²)共和電業製 0.25mv/v以上(500E-6) 非直線性: 2%FS 入出力抵抗: 120Ω	5
水圧計	P-306AV(0.2kg/cm ²) 三計エンジニアリング製 15mv/6VFS 非直線性: 0.5%FS	8
貼付け ひずみゲージ	3軸、45度、90度 防水型リード線付き	8
変位計	TR5050(50mm) 総合計装製	4
間隙水圧計	P-306AV(0.2kg/cm ²) 三計エンジニアリング製	3

響を検討するため入力する正弦波の振幅を25Galから350Galの範囲で各ケース毎に一定値とした。また、上下動の影響を調べるため、1992年実施の内3ケースについては水平、上下同時加振を行った。

軟着島の地震時の挙動に影響を及ぼす要因としては、さらに、接地圧、浮力、水深などが考えられるが、ここでは、これらのパラメータは一定値とし以下のように定めた。

水深=50cm 浮力=0.5tf/m² 接地圧=0.1tf/m²

4.4 実験手順

振動実験は予備実験と本実験を行ったが、それぞれの実験の手順は以下のとおりである。

(1) 予備実験

予備実験は本実験に先立ち実施し、各機器・材料の試験および実験方法の確認のため行った。

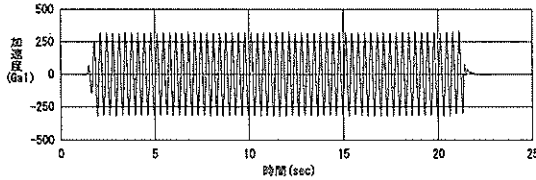
- a) 土質試験による粘土地盤特性の把握
圧密試験、静的三軸試験、振動三軸試験
- b) 静的試験によるせん断力計の校正
- c) 粘土地盤の代わりに塩化ビニールシートの上にユニットを乗せた状態で振動実験を行い、ユニット等の試験機器および計測機器の動作確認
- d) 繰り返し振動実験による粘土地盤の繰り返し利用の可能性確認

表一 6 振動台の諸元

プール寸法	23m×13m
プール水深	最大1.8m
振動台位置	プール底面
振動箱上蓋	3.4m×3.4m
積載重量	最大60tf
加振方向	水平加振
	鉛直加振
防水シール	水平・鉛直同時加振 補強布入り合成ゴム

項目	加振方向	水平加振	鉛直加振
		最大変位	200 mm
最大速度		40 kine	20 kine
最大加速度		0.8 G	1.5 G
許容転倒モーメント		75 tf・m	40 tf・m
許容コイグモーメント		20 tf・m	20 tf・m

加振振動数	10~50 Hz
加振方式	電気・油圧サーボ方式
加振入力波形	正弦波・地震波
作動油	水グリコール系作動油



図一11 入力波形の例

表一 7 実験内容一覧

実験 ケース	地盤 強度 tf/m ²	入力加速度(Gal)		
		目標値	実測値	
			水平	鉛直
91 年	414101	0.84	25.0	28.8
	411101	0.84	50.0	53.8
	413101	0.84	75.0	81.6
	412101	0.84	100.0	109.0
	415101	0.84	150.0	162.1
92 年	511101	0.84	300.0	334.2
	512101	0.84	100.0	116.7
	513101	0.61	50.0	60.7
	514101	0.61	100.0	118.8
	515101	0.61	200.0	231.9
	516101	0.61	300.0	347.5
	517101	0.84	200.0	220.8
	518101	0.61	350.0	418.9
	519101	0.84	300.0	346.5

(2) 本実験

表一 7 に示すように、入力水平加速度、上下動、粘土圧密荷重を変化させて加振を行った。本実験の検討パラ

メータは以下の通りである。

- a) 入力水平加速度レベルの違いによるユニットの応答の把握
- b) 粘土地盤の強度（圧密荷重）の違いによるユニット応答の違いの把握
- c) 上下動の有無による応答性状の違いの把握

4.5 計測データの処理

計測機器からの信号は、デジタル値に変換し、0.01秒間隔で磁気テープに記録した。記録波は、記録波の加振以前の時刻歴部分の平均値をゼロとして、ゼロシフトした。また、応答せん断力のように波形にノイズが多い場合は、15Hz以上の高周波成分を除去した波形を用いた。

5. 実験結果

5.1 応答加速度

(1) 地盤の応答加速度

図一12はユニットから最も離れた粘土地盤表面に設置した加速度計による記録の最大値を入力加速度に対して示したものである。粘土地盤表面の応答加速度は200Gal程度までは入力加速度の大きさに比例して増大し、その大きさは、ほぼ入力加速度と等しい。入力が300Galを超える付近より粘土地盤の応答加速度は入力加速度より大きくなり、その最大増幅率は2.16 (518101) を記録した。これは、後述する実験シミュレーションで述べるように、入力加速度の増大とともに、粘土の軟化による剛性低下が顕著になり、粘土地盤の固有振動数が低下し入力正弦波の振動数に近くなる方向に地盤の固有振動数が変化したことがその原因と思われる。

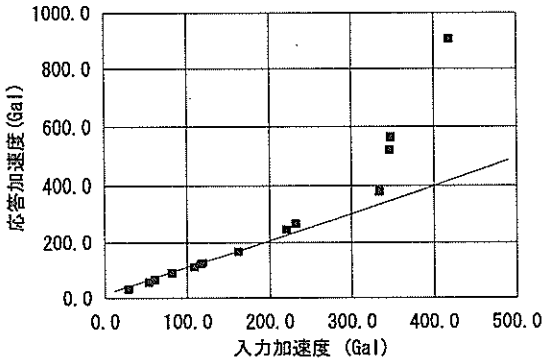


図-12 遠方地盤の最大応答加速度

(2) 応答加速度のユニット内分布

ユニットの上中下3段に、それぞれ3箇所取り付けられた加速度計の測定結果を、図-13に示す。同図には、入力加速度レベルの29Galから347Galまでの測定値を底板

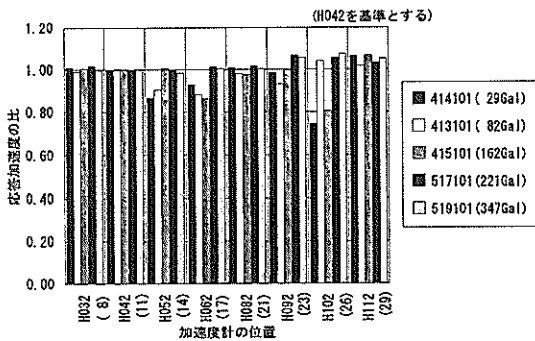


図-13 応答加速度のユニット内分布
(()内はチャンネル番号)

中央位置のH042 (チャンネル番号 (以下Ch. Noと記す) 11) を基準に正規化している。H052 (Ch. No.14) (底板-後) とH062 (Ch. No.17) (中段-前) は幾分小さな値となっているものの、全体的にはほぼ一様な応答を示している (H102 (Ch. No.26) は測定できなかった)。これは、ユニットは十分な剛性を有するとともに、粘土地盤もせん断変形が卓越しているためと考えられる。このようにユニットはほぼ一様な応答を示しているのので以後、応答加速度の値はユニット底板中央に設置した「H042 (Ch. No.11)」をユニットの代表値とする。

(3) 上下方向の応答加速度

上下加振を行っていない全ケースの水平方向と上下方向のユニット最大応答加速度の比と入力加速度との関係を図-14に示す。同図より上下方向の最大応答加速度は最大で水平方向のその2割であり平均で1割程度である。水平方向加速度入力による上下方向応答値は小さく、ユニットは水平方向の応答が卓越していると考えられる。

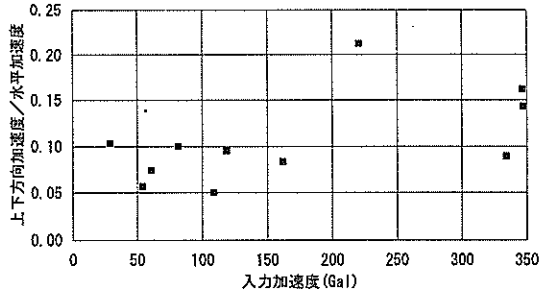


図-14 上下方向と水平方向の応答比

(4) 粘土地盤の繰り返し载荷の影響

粘土地盤の作成には多大な時間と労力を必要とするため、実験の簡略化の観点からは繰り返して粘土地盤を用いることができることが望ましい。繰り返して粘土地盤を用いることが可能かどうかを検証するために、実験の初期の段階で、同一作成地盤を用いて繰り返し加振した場合の影響を検証した。図-15は同一地盤で順次入力加速度を増加させ、振動実験を行ったときのH042 (Ch. No.11) の応答加速度の最大値を示したものである。

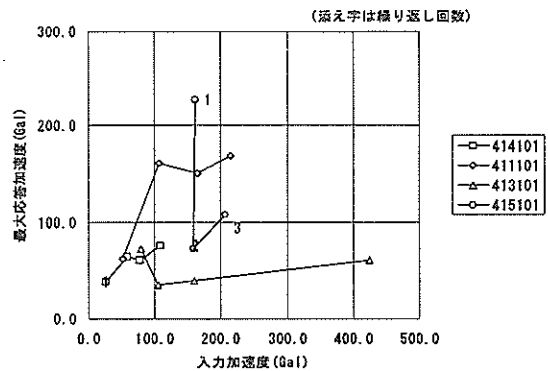


図-15 繰り返し加振による応答加速度の変化

入力加速度の増加に伴い最大応答加速度が増加するケース (414101,411101) と、2回目から応答加速度が著し

く低下するケース (413101,415101) とが確認された。したがって、粘土地盤を繰り返し利用することは試験結果が複雑になりすぎると考え、ここでは処女地盤のみを対象に実験を実施することにした。

(5) ユニットの応答加速度の時刻歴

ユニット応答加速度の時刻歴の代表例を図-16~19に示す。図-16は入力加速度が小さい (53.8Gal) 場合であり、ユニットの応答加速度は時間の経過 (振動回数の増加) にかかわらず、ほぼ一定の値を示す。入力加速度を少し大きく (109.0Gal) したときは、図-17に示すように数回の振動を受けると、応答加速度は低下し、その後定常状態へ推移する。次いで入力加速度を増大させる (162.1Gal) と、応答加速度は入力直後に最大応答を示し、その後急激に低下し定常状態の応答を示すようになる。さらに入力加速度を大きくした場合 (347.6Gal) は、図-19に示すように加振直後に大きな応答を示し、その後直ちに減少し定常状態になる。この定常状態の振幅は著しく小さい値を示している。

一方、粘土地盤の代わりに振動台とユニットの間に塩化ビニールシートを用いた場合の加振実験を予備実験として実施したが、その結果では、ユニットに滑動が発生し、その時の波形は図-20に示すように、ピーク発生後、加速度波形の山がつぶれ平坦になるような波形となる。本報告でいうユニットの滑動 (すべり) とは、このような波形の山がつぶれる現象をいう。

粘土地盤の場合と塩化ビニールの場合とでは、定常状態の応答加速度の波形には明確な差があり、塩化ビニールの場合には、滑動の瞬間、波形が一部カットされるような挙動を示すのに対し、粘土地盤がある場合は連続したなめらかな波形となっている。

ただし、入力が非常に大きい516101 (図-19) の例では、定常状態での繰り返し加振の後半では応答波形はピークがカットされた形となり、塩化ビニールの場合と同じ形状の波形となっている。このケースは地盤強度 $0.6\text{t}/\text{m}^2$ の弱い地盤に最大加速度を入力した場合で、今回の実験のなかでは最も厳しい条件のものである。

(6) 最大応答加速度

応答加速度の最大値の測定結果を表-8、図-21および22に示す。入力加速度が小さい場合、ユニットの挙動は、通常の構造物と同じ様に応答加速度は入力加速度より大きな値を示し、最大の増幅率は1.40であった。しかし、入力加速度を大きくなるに従って増幅率は減少し、最大応答加速度は入力値以下になる。このような現象は粘土地盤の強度にかかわらず観測されたが、粘土地盤強度が弱い場合には、入力加速度の低いレベルから増幅率

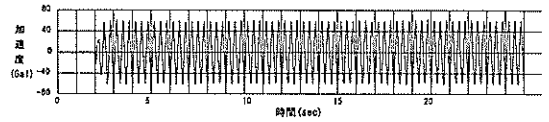


図-16 応答加速度時刻歴 (411101 H42, 53.8Gal入力)

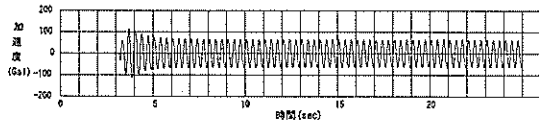


図-17 応答加速度時刻歴 (412102 H42, 109.0Gal入力)

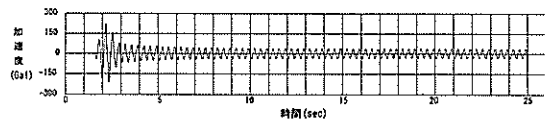


図-18 応答加速度時刻歴 (415101 H42, 162.1Gal入力)

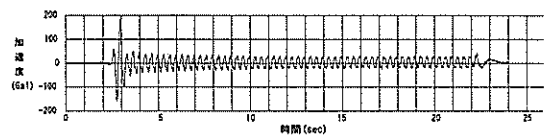


図-19 応答加速度時刻歴 (516101 H042, 347.6Gal入力)

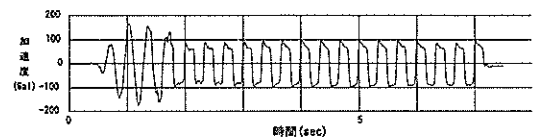


図-20 応答加速度時刻歴 (予備実験 粘土地盤がない場合)

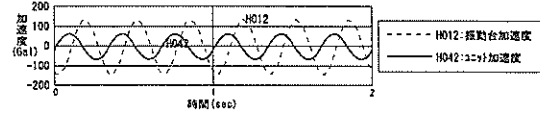
の減少が始まり、さらに、その増幅率の値も小さい。このことは、ユニットの応答挙動に対し、地盤強度が大きな影響要因の一つであることを示していると考えられる。

一方、水平動と同時に上下動を入力したときの水平方向の応答加速度は、図-22にみるように水平入力動のみを与えた場合と顕著な差異はみられず、上下入力動が水平応答に及ぼす影響は少ないと考えられる。

表一 8 最大応答加速度

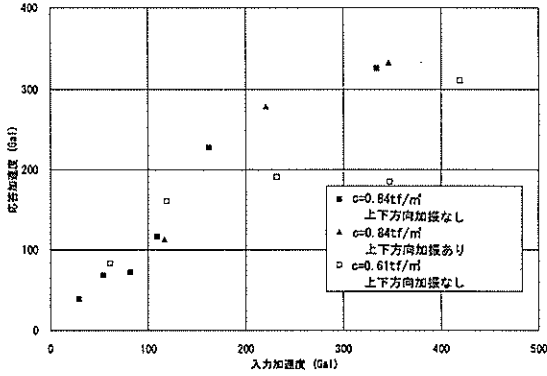
実験 ケース	地盤強度 (kg/m^3)	入力加速度 (Gal)		応答加速度 (Gal)		位相 ($^{\circ}$) (定常)
		水平	鉛直	最大	定常	
414101	0.84	28.8		38.6	37.7	0.0
411101	0.84	53.8		68.3	62.8	0.0
413101	0.84	81.6		71.9	24.7	135.0
412101	0.84	109.0		116.0	68.1	73.0
415101	0.84	162.1		227.6	44.3	118.0
511101	0.84	334.2		326.0	62.1	104.0
512101	0.84	116.7	34.0	112.6	31.8	91.0
513101	0.61	60.7		83.2	27.8	90.0
514101	0.61	118.8		161.1	36.7	96.0
515101	0.61	231.9		190.9	46.4	97.0
516101	0.61	347.5		184.8	41.4	86.0
517101	0.84	220.8	112.6	278.9	48.8	113.0
518101	0.61	418.9		311.2	50.6	91.0
519801	0.84	346.5	163.7	333.1	52.4	64.0

秒後の応答波形を入力波形（振動台に設置した加速度計H012 (Ch. No.2) のデータ）とともに約2秒間分を示したものである。定常状態での応答波形は振幅の低下とともに位相差が生じているのが特徴的である。各ケースの定常状態での応答加速度および位相の測定値を表一8に示す。

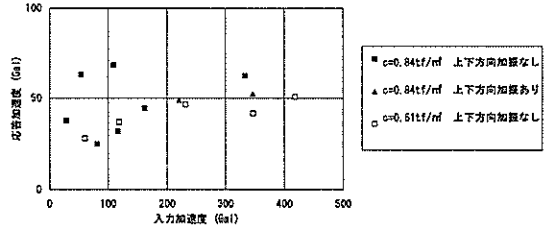


図一 23 定常状態での応答加速度波形

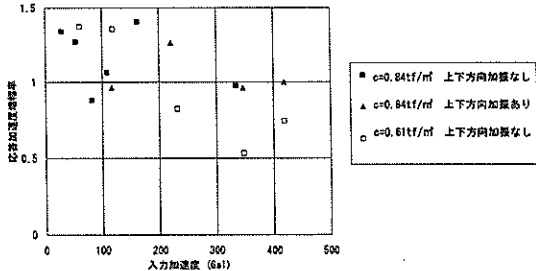
定常応答加速度と入力加速度との関係は図一24のようになり、入力加速度100Gal付近でのばらつきが大きい。入力加速度が200Gal以上になると応答加速度の大きさは入力加速度の大きさにかかわらず、ほぼ一定の大きさとなっている。また、地盤強度の影響は最大応答加速度との関係の場合のように明確ではなく、上下加振の影響も現れていない。



図一 21 最大応答加速度



図一 24 定常応答加速度



図一 22 最大応答加速度増幅率

(7) 定常状態の応答加速度

応答加速度が最大応答を示した後、ユニットの応答は減少し定常状態の応答になる。定常状態の一例として、412101の応答波形を図一23に示す。図は測定開始後10

5.2 応答せん断力

(1) 測定値のキャリブレーション

地盤からユニットに伝達される応答せん断力はユニットと底板の間に設けた4枚のせん断板のひずみを測定し、板のせん断応力に板の断面積を乗じることから算出した。ユニットに作用する慣性力などは、その大半がせん断板のせん断力として地盤に伝えられるが一部はせん断板の直応力として伝えられる。このため、ユニットに作用するせん断力を把握するためにキャリブレーションを行った。キャリブレーションは、ウィンチを用いてユニットに静的な水平力を作用させ行った。この作用荷重とせん断力の指示値の関係は図一25に示すとおりであり、これより実際に記録される測定せん断力を補正する式を求めた。その結果は以下のとおりである。

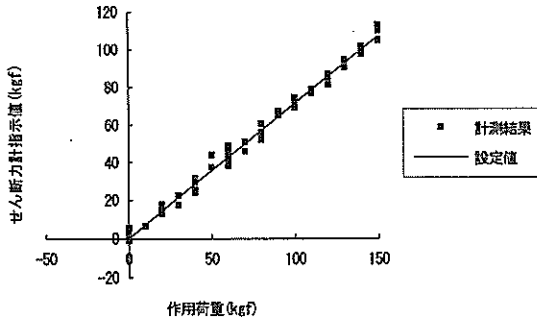


図-25 せん断力計校正試験結果

補正せん断力 = $1.40 \times$ 測定せん断力 (2)

以下で述べるせん断力はこの補正を行ったものを用いる。なお、ひずみ計を設置したせん断板の下方には底板があり、この底板の慣性力によるせん断力の補正については別途行う。

また、測定されたせん断力の応答波形はノイズが多く、特に入力加速度が小さいときにその傾向が顕著であった。これは、ユニット作成上の制約から、ひずみゲージ値の大きさをノイズに対して十分大きくすることができなかつたことに起因していると考えられる。このため、測定した時刻歴波形の15Hz以上の高周波成分を除去したものを以下用いるものとする。この補正の一例を図-26に示す。

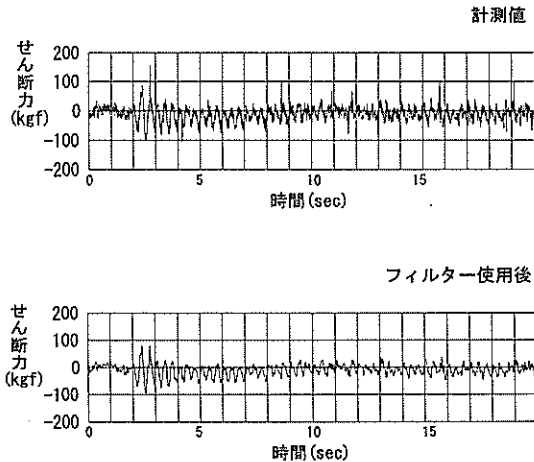


図-26 応答せん断力フィルター補正 (515101)

(2) 応答せん断力の時刻歴

応答せん断力の経時変化の代表例を図-27~29に示す。これらの図に見られるように、応答せん断力の波形は加

速度の場合と同じ様相を示している。すなわち、入力加速度が小さい(411101)ときは、応答せん断力は加振回数に影響を受けずほぼ一定値で推移するが、入力加速度の増加とともに、応答加速度の場合と同様に、加振開始直後に応答は最大を示し、その後加振回数の増加につれて減少し、定常的な状態に達する。減少する傾向は入力加速度レベルが大きいほど顕著となる。

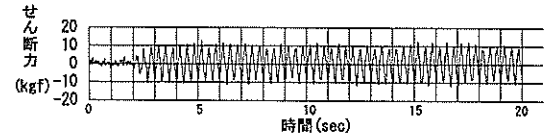


図-27 応答せん断力時刻歴 (411101, 53.8Gal入力)

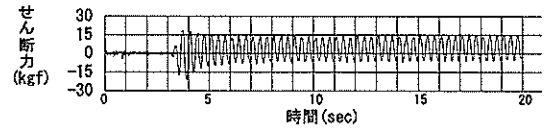


図-28 応答せん断力時刻歴 (412101, 109.0Gal入力)

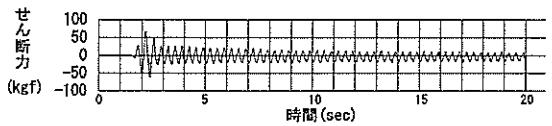


図-29 応答せん断力時刻歴 (415101, 162.1Gal入力)

(3) 最大応答せん断力

測定された応答せん断力の最大値を入力加速度とともに表-9に示す。413101のケースは良好な測定値が得られなかったので示していない。また、図-30はこれらの関係を示したものである。応答せん断力の最大値は入力加速度の増加とともに増大している。しかしながら、地盤のせん断強度が $0.61 \text{tf}/\text{m}^2$ の場合は、入力加速度が200Gal付近で応答が頭打ちになり、その後は入力加速度が増加しても応答値は増加していない。

(4) 定常状態の応答せん断力

定常状態での応答せん断力の測定値を表-9に示す。また、入力加速度との関係を図-31に示す。定常状態での入力加速度と応答せん断力には最大値ほど明確な相関は認められない。すなわち、地盤のせん断強度が $0.84 \text{tf}/\text{m}^2$ では増加しており、 $0.61 \text{tf}/\text{m}^2$ では減少傾向にある。

表-9 応答せん断力

実験 ケース	地盤 強度	入力 加速度	応答せん断力	
	tf/m ²	Gal	最大 kgf	定常 kgf
414101	0.84	28.8	10.8	10.8
411101	0.84	53.8	12.7	12.7
413101	0.84	81.6	-	-
412101	0.84	109.0	21.1	11.1
415101	0.84	162.1	67.0	15.2
511101	0.84	334.2	157.1	29.5
512101	0.84	116.7	41.6	11.5
513101	0.61	60.7	34.7	10.6
514101	0.61	118.8	77.8	33.8
515101	0.61	231.9	94.3	43.4
516101	0.61	347.5	94.7	23.4
517101	0.84	220.8	148.9	21.4
518101	0.61	418.9	126.6	11.8
519101	0.84	346.5	201.8	31.4

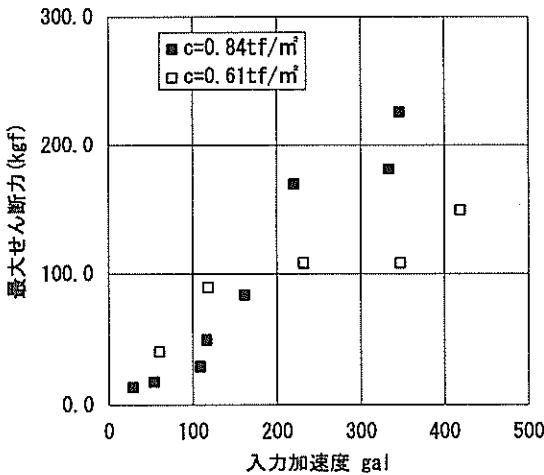


図-30 応答せん断力

(5) 最大応答せん断力と最大応答加速度

これまで示したように最大応答せん断力の傾向は最大応答加速度（図-21）とよく似た様相であり、それぞれの最大値の関係を図示すると図-32となる。地盤強度に関係なく両者の相関性はよく、その相関係数は0.862であった。以上よりせん断力はユニットの応答加速度に正比例するものと考えられる。

(6) 応答せん断力と地盤強度

せん断力計は粘土地盤からユニットに伝えられる水平

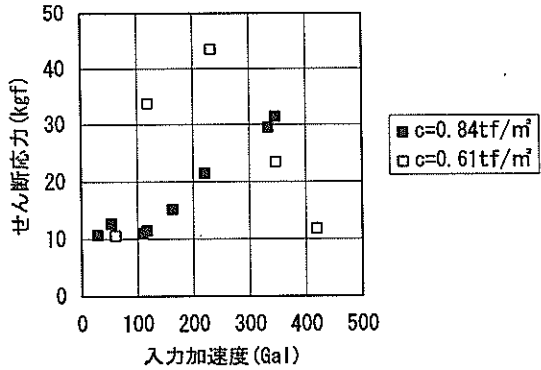


図-31 定常時応答せん断力

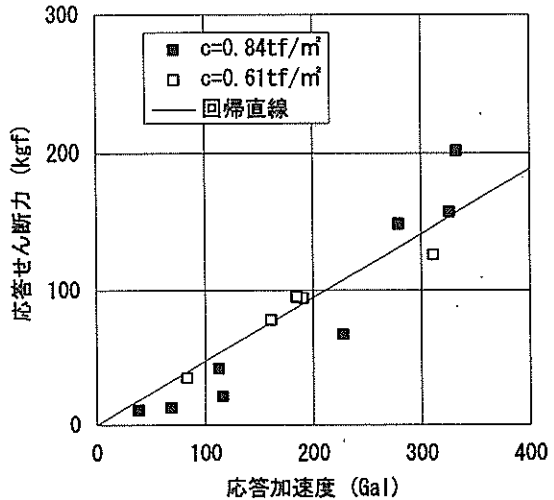


図-32 最大応答加速度と最大せん断力

力を把握するために設置したが、ユニットの構造上底板の慣性力が考慮されていない。応答せん断力と応答加速度は図-32にみたように相関性が高いので、地盤から伝わる全応答せん断力は以下のように推定することとする。

$$\text{全応答せん断力} = \text{応答せん断力} + \text{応答加速度} \times \text{底板質量}$$

$$\text{底板質量} = 7.85t/m^2 \times 1.0m \times 1.0m \times 0.009m$$

$$= 70.7 \times 10^{-3}t = 70.7kg$$

応答せん断力の最大値は、図-30に見たように、地盤強度によって影響を受ける。地盤から伝わる最大せん断力を地盤強度の視点から整理したものが、図-33である。横軸は入力加速度であり、縦軸は最大せん断力を次式により無次元化した値 α を示す。

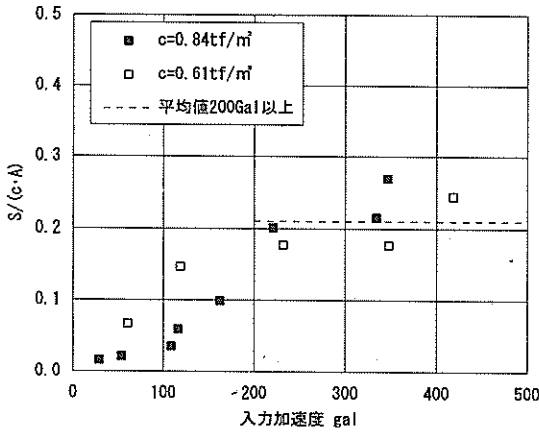


図-33 限界せん断力

$$\alpha = S_{max} / (c \cdot A) \quad (3)$$

ここに、

S_{max} : 地盤から伝わる最大せん断力

$c \cdot A$: 地盤の最大せん断力 = 粘土地盤のせん断強度 × ユニットの底面積 (せん断強度は表-3の値を用いた)

入力加速度が約200Gal以下のときは、応答せん断力の値は地盤強度に達していないため、無次元化した影響が現れており、 α の値は地盤強度が小さい方が大きくなっている。

一方、入力加速度が200Gal以上の場合、地盤から伝達される応答せん断力は一定となり、地盤強度の21%がユニットに伝達された。すなわち、軟弱な地盤に軟着したユニットへ、地盤から伝わる応答せん断力 (= 地震力) には地盤の強度から定まるある限界があり、その大きさは本実験の場合 (地盤強度範囲 $c = 0.61 \sim 0.84 \text{tf/m}^2$) は $0.21 \cdot c \cdot A$ となった。このことは、入力加速度が大きくなっても軟弱地盤上の応答はある限度以上には大きくなり、軟弱地盤の特性を利用した免振特性が確認されたとも言えよう。

また、この関係を既往の静的な研究結果⁴⁾と比較する。北詰らは鉛直荷重が比較的小さく、地盤の破壊が地表面近くで生ずる滑動破壊モードについて遠心力場において実験を行っている。この結果を最大水平荷重と鉛直荷重の関係で整理したものを図-34に示す。同図は実験結果を最大水平荷重 (H) と底面積 (A) と粘土地盤の強度 (c_0) との積の関係を鉛直応力 (σ_v) と支持力 (q_e) の関係で整理したものである。今回の水中振動実験は鉛直荷重レベルはほぼゼロ (0.02) であり偏心量 (e) はゼロである。同図に今回の実験結果をプロットすると図

中の▲となり偏心がない場合の関係の外挿した延長線上にあることがわかる。両者の実験は静的荷重と動的荷重の違いがあり、さらに外挿の比較であるが、同様の傾向を示しているといえる。

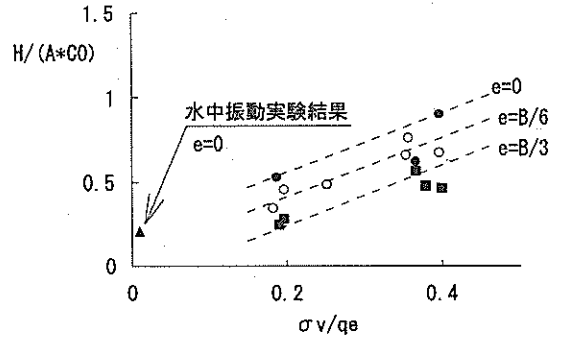


図-34 最大水平荷重～鉛直荷重レベル⁴⁾

5.3 相対変位

本報告はユニットの加速度応答特性の検討を主眼にしており、ここでは相対変位の計測結果のみを記述する。

(1) 相対変位の時刻歴

加振中のユニットの変位として、図-10に示したように振動台に直接設置した鋼製の架台とユニット上蓋との相対変位を測定した。ユニットそのものは十分な剛性を有しており、またユニットの上下動も前述したように小さいため、測定した水平変位は、ほぼ粘土地盤の変形 (地盤とユニット間に相対的なずれが生じていない範囲で) を表していると考えられる。

相対変位の経時変化の代表例を図-35~37に示す。

入力加速度の小さい (53.8Gal) 411101の例では、図-35にみるように相対変位は実験中はほぼ一定の振幅で推移し、その振幅は0.1mmであった (相対変位量が小さく測定波形にノイズが多かったため、図示した波形は15Hz以上の高周期成分を除去したものである。このため最大値は減少し、図に示した波形の最大値は0.06mmとなっている)。入力加速度を109.0Galに上げた412101では、図-36に示すように、振幅自体の変化はないが、加振ごとに初期の位置からのずれ (残留変位) が生じ、その方向と増加割合はほぼ一定であった。この場合は、波形の中心線からの振幅を相対変位、加振後のずれ量を残留変位とした。実験終了後のユニットの位置は、当初設置位置からずれ、残留変位が生じた。このような現象は、他ケースの加振実験でも見られたが、入力加速度の大きさとの相関は認められなかった。図-37は、さらに入力加速度を162.1Galまで大きくした415101の波形である。

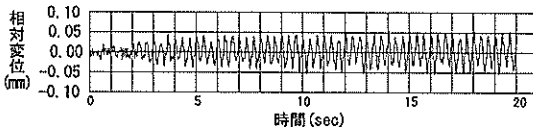


図-35 相対変位時刻歴 (411101 LH01)

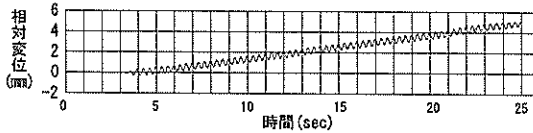


図-36 相対変位時刻歴 (412101 LH01)

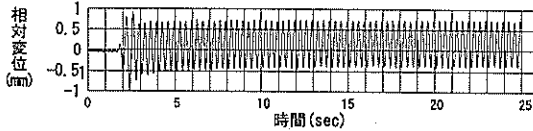


図-37 相対変位時刻歴 (415101 LH01)

この場合は、応答加速度や応答せん断力の場合に観測されたように、実験開始直後に最大の応答を示し、その後振幅は低下し定常状態に到るパターンが得られた。

(2) 最大相対変位

実験から得られた各ケースの最大相対変位を表-10に示す。また、入力加速度と最大相対変位の関係を図-38に示す。なお、図-36のように残留変位が増加する場合の相対変位は、波形の中心からの値を用いた。

図-38に見るように、最大相対変位は入力加速度にはほぼ比例して増加しているが、二つのグループに分類できる。一つは地盤強度 0.84tf/m^2 の地盤で入力加速度 150Gal 程度までの最大相対変位が小さい（最大値 1.0mm ）グループで、他の一つは入力加速度に比例して大きな応答最大相対変位を示すグループである。この場合、測定された最大値は 19.4mm であった。両者の相違は地盤の強度に起因するものと考えられる。すなわち、地盤強度から設定される限界加速度までは最大変位は小さくなっており、その限界を超えると変位が大きくなると考えられる。また、この限界をこえた領域の最大変位は図-38に示すように地盤強度の違いによる差はほとんどなく一定の傾きとなっている。

相対変位は振動台とユニット上面の相対変位量を測定しているが、ユニット自体は剛なものと思なすことができるため、この量は地盤の上端表面と下端底面間の相対

表-10 最大相対変位

実験 ケース	入力 加速度 (Gal)	相対変位		残留変位 (mm)
		最大 (mm)	定常 (mm)	
414101	28.8	0.0	0.0	0.0
411101	53.8	0.1	0.1	0.0
413101	81.6	0.5	0.2	0.1
412101	109.0	0.4	0.4	4.7
415101	162.1	1.0	0.6	0.2
511101	334.2	15.1	10.1	8.4
512101	116.7	5.0	3.6	29.9
513101	60.7	2.4	2.1	17.7
514101	118.8	6.8	4.0	10.3
515101	231.9	11.0	6.9	9.3
516101	347.5	17.2	10.0	34.5
517101	220.8	10.5	7.0	10.1
518101	418.9	19.4	11.8	7.3
519101	346.5	17.7	10.5	11.5

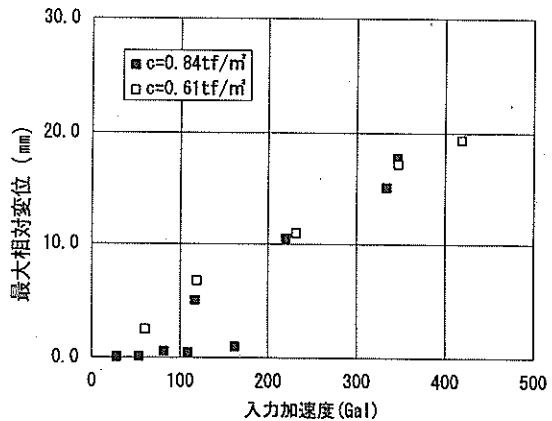


図-38 最大相対変位

変位量とみることができる。また、地盤内のひずみの分布が深さ方向に直線的に変化すると仮定すると、最大相対変位から最大ひずみが求められ、その大きさは $19.4/50=0.39$ となる。

(3) 定常状態の相対変位

定常状態における相対変位の大きさを表-10に、入力加速度との関係を図-39に示す。図-36に示すような残留変位が生じた場合の相対変位はその片振幅の値とした。

図-39に見るように、定常状態の入力加速度と相対変位の関係は、相対変位量が異なるだけで、最大相対変位の場合とまったく同じ傾向である。また、定常変位量と

最大変位量の比率と入力加速度の関係を図-40に示す。相対変位でピークの発生しない入力加速度レベルの小さい部分を除いてほぼ0.6の割合になっている。

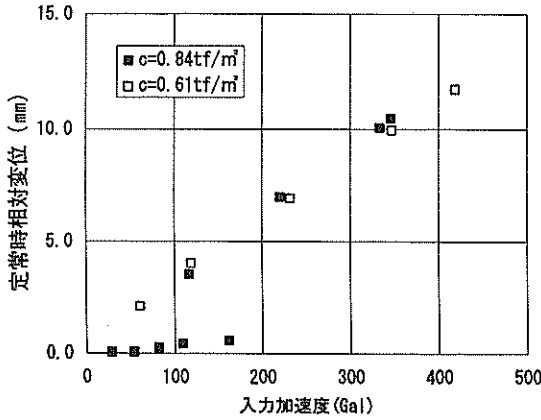


図-39 定常時相対変位

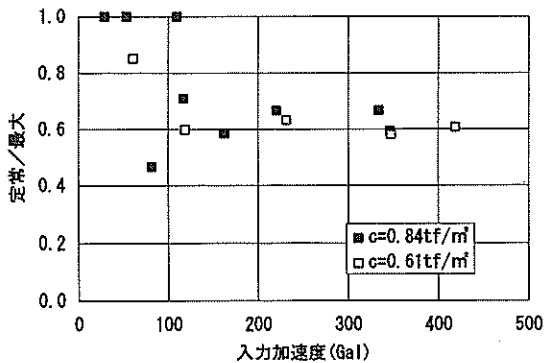


図-40 定常時変位と最大変位の比率と入力加速度の関係

(4) 残留変位

加振終了後のユニットの相対変位を残留変位と呼ぶこととし、その大きさを表-10および図-41に示す。

残留変位と入力加速度との相関はなく、残留変位の大きさ、発生する入力加速度の大きさはまちまちである。また、粘土地盤の強度にも依存していない。測定された残留変位の最大値は、347.5Galを作用させたとき(416101)の34.5mmであった。

5.4 応答値におよぼす上下動の影響

(1) 水平応答加速度

地盤せん断強度0.84tf/m²の加振で上下加振の有無による最大応答加速度および定常応答加速度をそれぞれ

図-42および図-43に示す。

これらの図より、上下加振の有無による応答加速度の明確な差は見出せない。

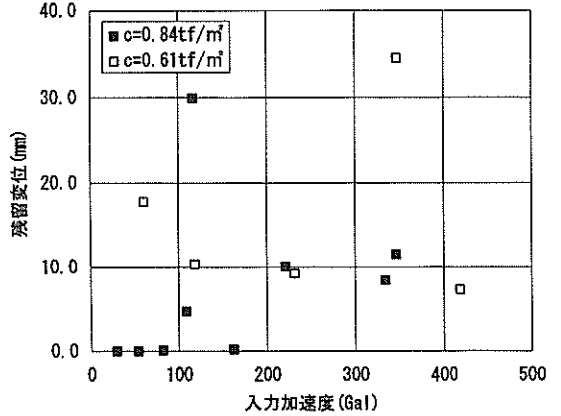


図-41 残留変位

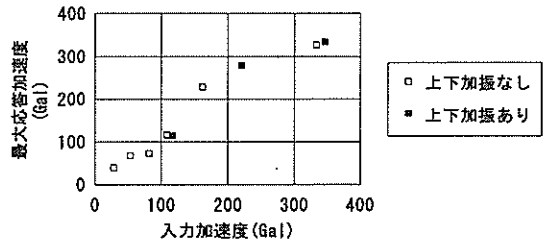


図-42 最大応答加速度

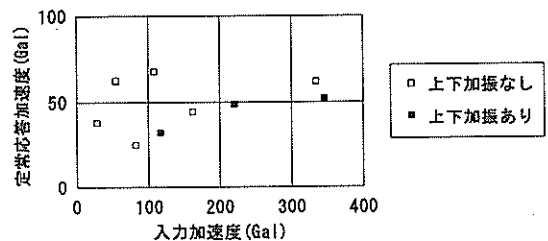


図-43 定常時応答加速度

(2) 応答せん断力

ユニットに作用する応答せん断力への上下加振の影響を検討するために、地盤強度0.84tf/m²の実験に対して最大応答せん断力および定常せん断力の比較を図-44および図-45に示す。

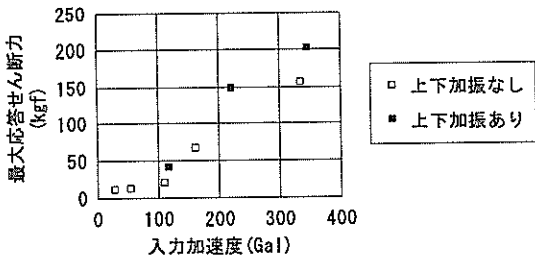


図-44 最大応答せん断力

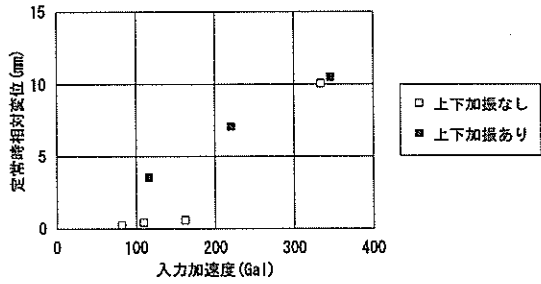


図-47 定常時相対変位

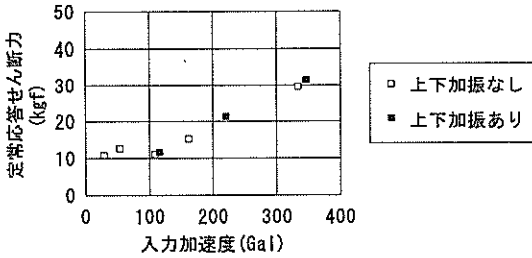


図-45 定常時応答せん断力

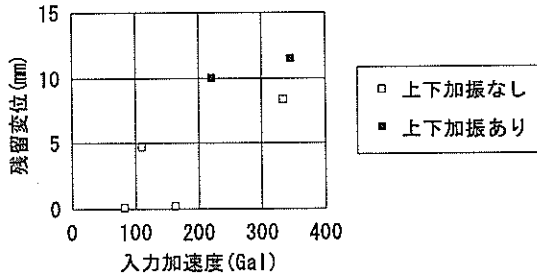


図-48 残留変位

これらの図によると入力加速度の増加とともに、上下加振の有無に関係なく一様に応答が大きくなっており、応答せん断力に対する上下加振の有無による明確な差は認められないと判断した。

(3) 相対変位

上下加振が相対変位に与える影響を検討する。図-46～48に地盤強度 $0.84\text{tf}/\text{m}^2$ の場合の上下加振と最大相対変位、定常相対変位および残留変位との関係を示す。

これらの図より、入力加速度が 200Gal 以下の場合には、上下加振のある方が最大相対変位および定常相対変位が大きくなる傾向がある。

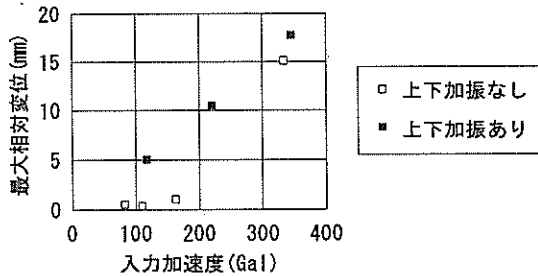


図-46 最大相対変位

5.5 動水圧

(1) 動水圧の時刻歴

動水圧の代表例として、実験ケース415101でユニット前面の最下段の水圧計F04 (Ch. No.34)の時刻歴波形を図-49に示す。測定された波形は、先に示した応答加速度の場合のそれと類似している。入力直後の動水圧とユニットの応答加速度の波形を重ね書きして示すと図-50のようになり、両者の類似性がよく確認できる。

また、図-51はユニット前面最下段の水圧計F04 (Ch. No.34)とその背面のF08 (Ch. No.43)の動水圧について、実験ケース412101の場合を例に、その一部を示したものである。両者の波形を反転させた様相は全く同じで、前面で水圧が増加するある瞬間に着目すれば、そのとき背面では水圧は減少するという差異があるだけであり、既往の報告³⁾と同様な結果が得られた。

(2) 最大動水圧

ユニット最下端に取り付けた水圧計F04 (Ch. No.34)の最大動水圧の測定値を表-11に示す。動水圧と応答加速度は、両者の時刻歴波形でみるように相関が高く、最大動水圧と最大応答加速度の関係を示すと図-52のような結果が得られた。両者は図に示すように直線の回帰式で十分表現でき、(相関係数 0.98)、動水圧の値はユニットの応答加速度に比例することが確かめられた。

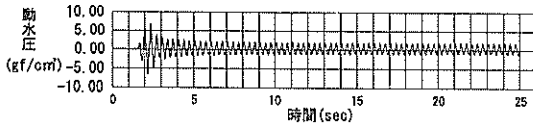


図-49 動水圧時刻歴 (415101 F04 231.9Gal)

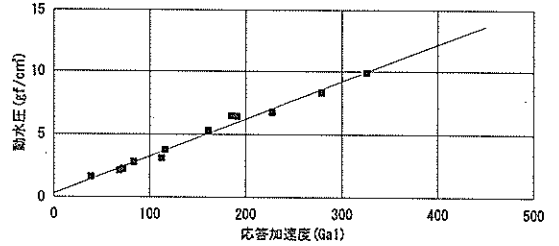


図-52 加速度と動水圧の関係

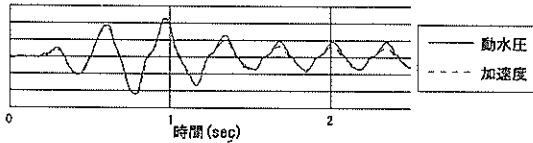


図-50 動水圧と加速度の比較 (415101)

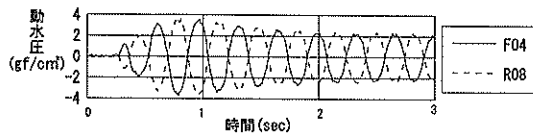


図-51 前背面の動水圧 (412101)

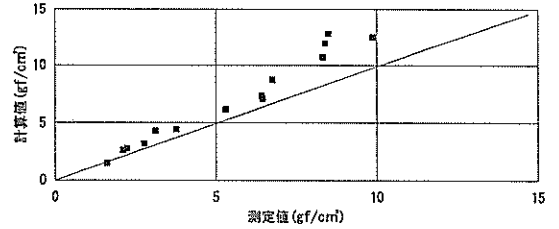


図-53 Westergaardの近似式の値と測定値の比較

また、図-53は、最下段の動水圧の最大値について、ユニットの応答加速度（ユニット底板中央の加速度H042）の最大値をもとに下記のWestergaardの近似式より求めた水圧 p と比較したものである。

$$p = \frac{7}{8} w \alpha_h \sqrt{H \cdot y} \quad (4)$$

ここに

w : 水の単位体積重量 = 1 gf/cm³

α_h : 水平震度 = 応答加速度 / 重力加速度 (980Gal)

H : 水深 = 50cm

表-11 最大動水圧

実験 ケース	地盤 粘着力 tf/m ²	入力 加速度 Gal	応答加速度		動水圧 F04	
			最大 Gal	定常 Gal	ピーク gf/cm ²	定常 gf/cm ²
414101	0.84	28.8	38.6	37.7	1.614	1.614
411101	0.84	53.8	68.3	62.8	2.117	2.117
413101	0.84	81.6	71.9	24.7	2.240	0.889
411201	0.84	109.0	116.0	68.1	3.772	2.148
415101	0.84	162.1	227.6	44.3	6.759	1.884
411101	0.84	334.2	326.0	62.1	9.876	2.565
412101	0.84	116.7	112.6	31.8	3.125	1.474
413101	0.61	60.7	83.2	27.8	2.777	1.214
414101	0.61	118.8	161.1	36.7	5.298	1.589
415101	0.61	231.9	190.9	46.4	6.424	2.217
416101	0.61	347.5	184.8	41.4	6.458	2.443
417101	0.84	220.8	278.9	48.8	8.327	5.500
418101	0.63	418.9	311.2	50.6	不良	4.646
419801	0.84	346.5	333.1	52.4	不良	8.470

y:測点の深さ=36.9cm

図にみるように、Westergaardの近似式はかなり測定値を説明できるものであるが入力加速度が大きい部分は若干他の部分に比べて測定値との差が大きい。

5.6 粘土地盤の間隙水圧

粘土地盤中にはその層厚のほぼ中央に間隙水圧計を3箇所設置し、加振中の地盤の間隙水圧の変化を測定した。なお、間隙水圧の測定は初年度実施分についてのみ行っているため、粘土地盤のせん断強度は一定(0.84tf/cm²)であり、加振は水平方向のみである。

図-54は測定結果の一例で、109.0Galを入力した412101の結果を示したものである。ユニットの中央部の直下に位置するpp02 (Ch. No61) では、加振開始後、間隙水圧の振幅はほぼ一定ではあるが、加振ごとに蓄積されて増加し、4~5波で最大に到る。その後ほぼ一定値で推移し、加振を終えた直後では、残留間隙水圧として残留する。

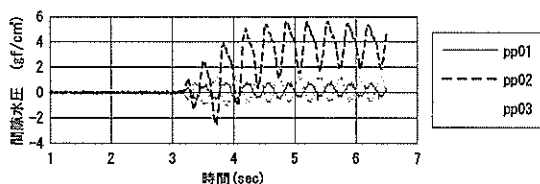


図-54 間隙水圧時刻歴 (412101)

一方、同じ深さではあるがユニットの両端に設置した間隙水圧計pp01 (Ch. No60)、pp03 (Ch. No62) の間隙水圧は、pp02に比べて振幅は小さく、また、全体的な蓄積増加はみられず、実験を通して基準線を中心にした正弦波的な振幅を示している。中央部では間隙水圧の増加はユニット荷重により拘束されているのに対し、外側の2点ではユニットによる拘束が小さく間隙水圧の蓄積が少ない。

また、図-55は加振中の間隙水圧の最大値を入力加速

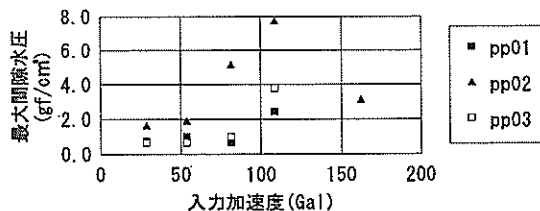


図-55 最大間隙水圧と入力加速度の関係

度と対比して示したものであり、ユニットの両端に位置するpp01、pp03の値は入力加速度の変化にかかわらずほぼ一定の大きさとなっている。中央のpp02については入力の増加に伴い間隙水圧は増加する傾向を示しているが、両者の相関は今回の実験では明確でない。

5.7 地盤反力

実験時のユニットの動的地盤反力を把握するために、ユニット直下の地盤に5個の土圧計を設置した。その測定結果の代表例を図-56~58に示す。図-56~58は土圧計EP01からEP05の5箇所のうちEP01、EP03およびEP05の経時変化の一部を取り出して示したものである。なお、これらの波形は実測波形の高周期成分(15Hz以上)を除去している。

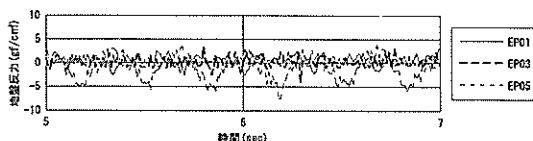


図-56 地盤反力時刻歴 (入力加速度 53.8Gal 5-7sec)

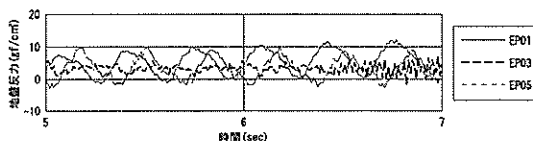


図-57 地盤反力時刻歴 (入力加速度 109.0Gal 5-7sec)

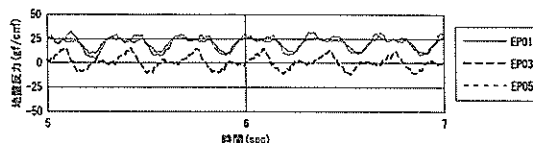


図-58 地盤反力時刻歴

(入力加速度: 水平221Gal, 上下113Gal 5-7sec)

図-56はケース411101の場合であり、その入力レベルは53.8Galである。入力レベルが小さく測定精度に問題があるが、ある時刻におけるユニット反力分布は図-59に見るようなほぼ直線分布となっている。ユニットの重心がその高さの中央にあるものと仮定し、加速度から算定した計算値を同図に示すが、実測値はこの計算値以下の値である。また、軟着していることによるユニットの有効接地圧は10gf/cm²であり、この反力までは分布は

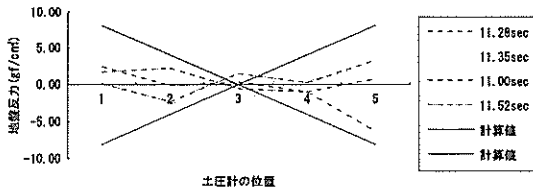


図-59 地盤反力分布 (入力加速度 54.6Gal)

直線的になると考えられる。

図-57はケース412101の場合で、水平動のみを入力した場合であるがその入力加速度はケース411101の場合のほぼ倍の109.0Galである。各点の反力は相対的に正の方向にシフトしており、図-60に示すように直線的な分布を示さなくなっている。

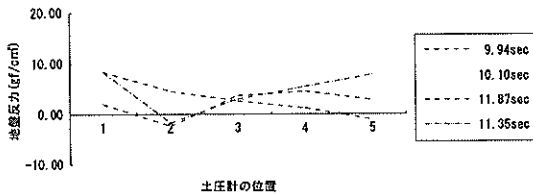


図-60 地盤反力分布 (入力加速度 109Gal)

また、図-58は水平動と同時に上下動 (水平220.8 Gal、鉛直112.6Gal) を入力したケース417101の時刻歴を示したものである。先の2例ではユニット中央部に設置したEP03の変化は小さいものであったが、この場合のEP03は上下動に応じた振幅で変動している。またある時刻での地盤反力の分布も図-61に示すように複雑なものになっている。

以上のように、今回の水中実験からは、軟着島の地盤反力の挙動について十分に解明するに至っていない。今後の課題の一つとなろう。

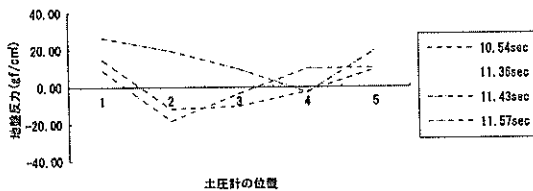


図-61 地盤反力分布 (入力加速度 221Gal, 上下113Gal)

6. 粘土地盤の動的性状

6.1 履歴減衰

(1) 履歴曲線

測定したユニットの相対変位には粘土地盤の変形やユニットのせん断変形、ロッキングなどの成分が含まれているが、そのほとんどは地盤の水平変位と考えられ、相対変位=地盤変位とみなすことができる。ただしユニットと地盤にすべりが生じているときは、ユニット変位にはこのすべり変位量を含んだものになる。さらに、5.2で示したユニットと地盤との間のせん断力は粘土地盤に作用しているせん断力とみなすことができる。こうして得られる相対変位とせん断力の履歴曲線をここでは粘土地盤の変形～せん断力の履歴曲線とほぼ同じものと考えた。

図-62～64はこうした履歴曲線の代表例を示したものである。横軸を相対変位、縦軸をせん断力としており、曲線の傾きは粘土地盤の剛性を示すことになる。図-62は実験ケース415101の履歴曲線の一部であり、加振回数の増加とともに地盤の剛性が低下し、その後一定の状態に落ち着く (定常状態) ことが読み取れる。また、図-63はケース412101の場合であり、残留変位が蓄積される場合の事例である。また、図-64は、入力を最大にした

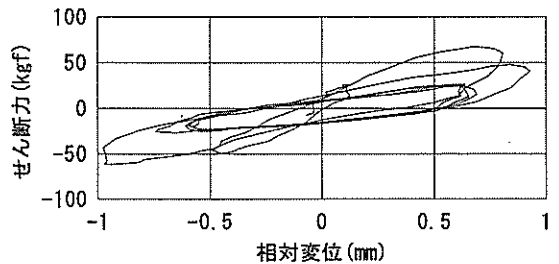


図-62 履歴曲線 (415101 231.9Gal入力)

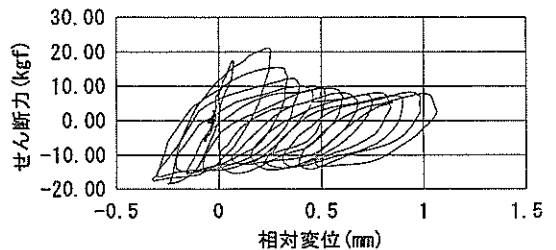


図-63 履歴曲線 (412101 109.0Gal入力)

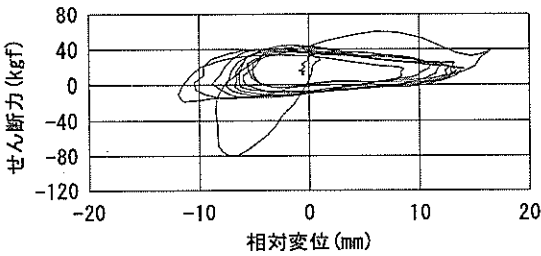


図-64 履歴曲線 (416101 347.6Gal入力)

ケース416101の履歴曲線を示したものである。他の事例では履歴曲線の形状がほぼ楕円形であるのに対し、この場合はつぶれた形になっていることが特徴的である。なお、これらの履歴曲線に用いたせん断力の時刻歴は5.2と同様に15Hz以上の高周波数成分を除去している。

一方、図-65は予備実験として実施した粘土地盤の代わりに塩化ビニールシートを用いた場合の履歴曲線の一部を示したものである。この場合、縦軸はせん断力の代わりに応答加速度を用いているが、曲線の意味合いは地盤があるときと同じである。履歴曲線の形状は地盤がある場合と大きく変わり、塩化ビニールシートの場合は曲線は矩形に近い状態になる。これはユニットとビニールシートの間に滑りが発生し、滑動中は摩擦力に相当する力以上はユニットへ伝わらないためと考えられる。

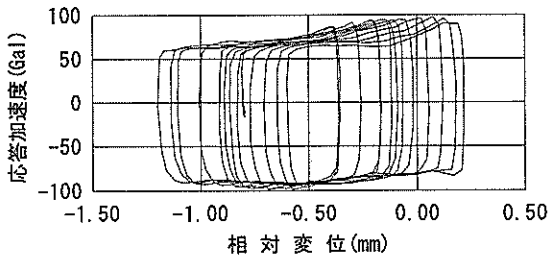


図-65 履歴曲線 (予備実験)

(2) 履歴減衰

非線形な土材料の動的挙動を近似する手法として、等価線形モデルがしばしば用いられるが、その場合、履歴減衰に等価な減衰を、次式から算出する⁶⁾。

$$h = \Delta W / 2\pi W \quad (5)$$

ここに、 ΔW 、 W : 図-66に示す面積

この履歴減衰の大きさは図-62~64に示すように時々刻々変化するが、定常状態における算出値を表-12に示す。

実験ケース414101、411101では、せん断力、相対変位とも値が小さく測定が困難であった。また、表の空欄のケースでは、図-64の416101のように履歴曲線が扁平な形状となり、適切な値が算定できなかった。

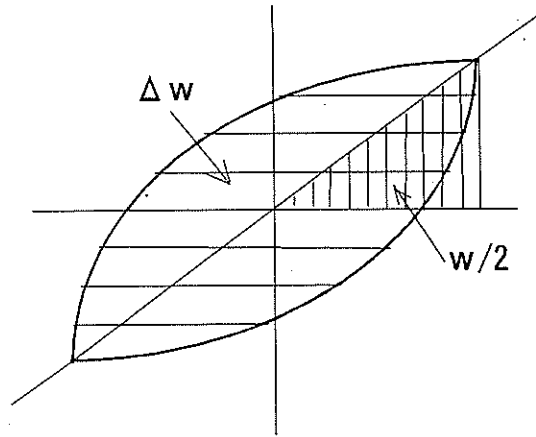


図-66 等価減衰

表-12 履歴減衰値

実験 ケース	地盤 強度 tf/m ²	入力 加速度 Gal	測定値 (定常区間)	
			変位 mm	履歴減衰
414101	0.84	28.8	0.0	測定困難
411101	0.84	53.8	0.1	測定困難
413101	0.84	81.6	0.2	0.22
412101	0.84	109.0	0.4	0.39
415101	0.84	162.1	0.6	0.36
511101	0.84	334.2	10.1	0.52
512101	0.84	116.7	3.6	—
513101	0.61	60.7	2.1	0.26
514101	0.61	118.8	4.0	0.50
515101	0.61	231.9	6.9	0.44
516101	0.61	347.5	10.0	—
517101	0.84	220.8	7.0	0.43
518101	0.61	418.9	11.8	0.55
519101	0.84	346.5	10.5	—

図-67は履歴減衰の値を相対変位量との関係で示したものであり、履歴減衰は相対変位量に依存し、相対変位が大きくなるに従い増加する。また、粘土地盤の強度の

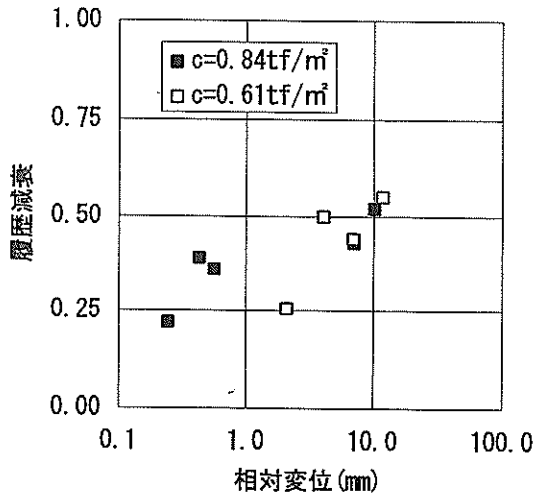


図-67 相対変位と履歴減衰の関係

差による明確な影響は認められない。

既往の研究では、粘土のせん断ひずみが1%程度で減衰では10~20%である⁷⁾のに対して、今回の実験において相対変位が粘土地盤の変位に等しくかつ層厚にわたってひずみは一樣と仮定した場合、表-12の測定値はひずみが0.4~24%となり、本実験の減衰はひずみレベルが大きな場合を対象にしていることになる。等価線形モデルでは材料の動的性状をひずみで整理することが多いが、ここでは対象としている粘土地盤のひずみ分布の検討を十分には実施していないので、本報告では相対変位で主に検討する。

6.2 地盤せん断剛性

前述のように、せん断力計で得られた応答せん断力は、粘土地盤へ伝えられるせん断力に等しく、また、ユニットの相対変位は、ほぼ地盤の水平変位に等しいと考えられる。そこで、せん断力を相対変位で除した値を地盤せん断剛性と定義し、その性状について整理を試みた。

地盤せん断剛性は、最大応答せん断力と定常状態のせん断力について算定した。その結果を相対変位を横軸に図-68に示す。ただし、ここで用いているせん断力は、5.2と同様測定せん断力にユニット底板の慣性力を加算した全応答せん断力である。

図に見るように、相対変位量が増加するに従い、地盤せん断剛性は減少し、地盤のせん断剛性の相対変位依存性が観測された。特に、最大応答せん断力から求めた地盤のせん断剛性は、地盤強度に関係なく相対変位に対して一定の剛性もつと考えられる。

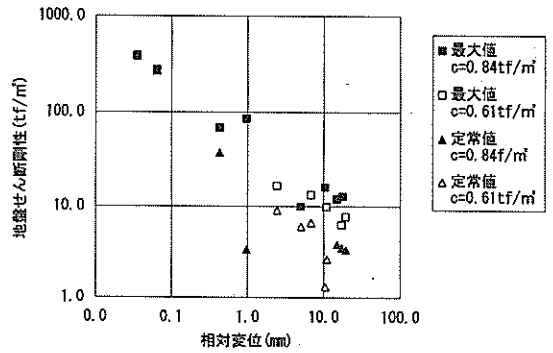


図-68 地盤剛性

図-69は、最大せん断力発生時と定常状態でのせん断剛性の比を、横軸を最大相対変位にして示したものである。変位が小さな範囲(0.01~0.1mm以下)では繰り返し加振による剛性低下は見られないが、相対変位の増加に伴い繰り返し加振による剛性低下は顕著になり、最も低下したときには0.17となった。

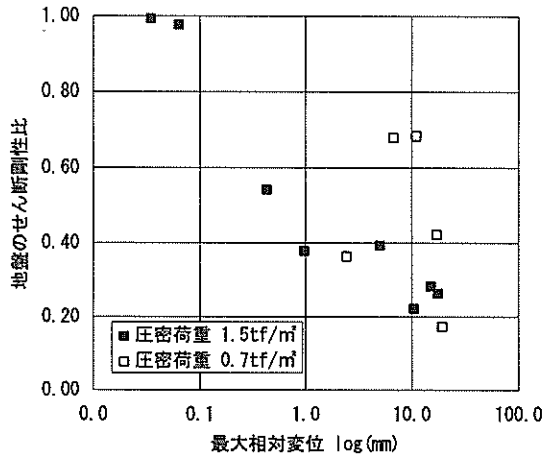


図-69 加振による剛性低下

7. 実験のシミュレーション

軟着したユニットを対象とした一連の水中振動実験において、ユニットの応答は基本的には非線形な挙動を示したが、加振直後の数波を除く応答はほぼ定常的な挙動を示している。この定常時の挙動は一質点系のばねモデルの挙動にきわめて類似しており、ここでは、まずユニットの応答挙動の理解の一助として一質点系のばねモデル

(以下一質点系モデルと呼ぶ)と実験の比較を行う。次に、加振後の加速度応答の過渡状態の非線形挙動を一質点系の非線形モデルによる検討を行う。

7.1 一質点系線形モデル

(1) 一質点線形モデル

実験のシミュレーションとして最も単純な、図-70に示すような一質点モデルを考えると、質点の運動方程式は次式で表される。

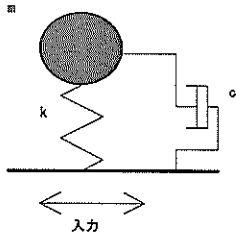


図-70 一質点モデル

$$m \frac{d^2x}{dt^2} + C \frac{d(x-u)}{dt} + k(x-u) = 0$$

ここに、

- m : 質点の質量
- x : 質点の変位
- u : 入力の変位
- C : 減衰
- k : バネ値

入力波形として正弦波を想定するとき、質点の応答加速度の増幅率ならびに位相は次式から求められる⁶⁾。

$$\alpha/\alpha_0 = T \sin(\omega t - \phi) \tag{7}$$

$$T = \sqrt{\frac{1 + (2h\omega/\omega_0)^2}{(1 + \omega^2/\omega_0^2) + (2h\omega/\omega_0)^2}} \tag{8}$$

$$\phi = \tan^{-1} \frac{2h(\omega/\omega_0)^3}{1 - (1 - 4h^2)(\omega/\omega_0)^2} \tag{9}$$

ここに、

- α : 質点の応答加速度
- α_0 : 入力波の加速度
- T : 加速度の増幅率
- ϕ : 位相
- ω : 円振動数

$$\omega_0 : \text{非減衰円振動数} = \sqrt{k/m}$$

$$h : \text{減衰定数} = C/(2m\omega_0)$$

上式から求めた増幅率、位相を固有振動と減衰定数をパラメータに、それぞれ図-71および図-72に示す。

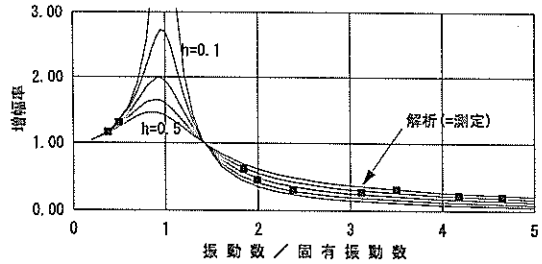


図-71 加速度の増幅率

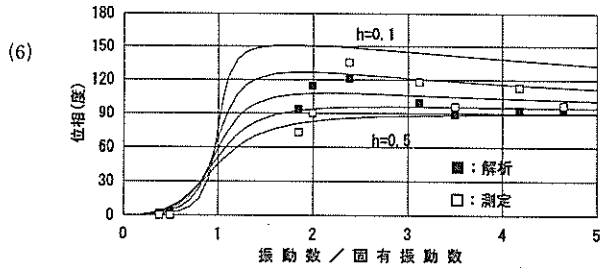


図-72 位 相

(2) 一質点系モデルと実験値の比較

前述したようにユニットの定常時の応答は、一質点系モデルで近似可能と考えられたので、定常時の加速度応答の実験結果と一質点系モデルで得られる計算結果との比較検討を実施した。

この一質点モデルと実験結果との対比は以下の手順で行った。

- ① 増幅率は計測した応答加速度波形の定常部分の振幅と入力波形の振幅の比から求めた。
- ② 減衰は図-67の定常状態の履歴曲線から求めた履歴減衰を用いた。
- ③ 固有振動数は、②で求めた減衰を用いて一質点系モデルで増幅率を計算し①で求めた実測増幅率と一致する振動数とした(図-71中の黒四角)。
- ④ 実験結果の位相は計測した応答加速度波形の定常部分と入力波形から読み取った。この時フィルターは用

いていない。この読み取った値を図-72の白四角で示す。

同図の黒四角はで求めた固有振動数、減衰定数に対してプロットしたものである。測定値と計算値は比較的よく一致している。

以上の検討より、定常状態の挙動は一質点系モデルで十分表現することができると思われる。

(3) 一質点系線形モデルで推定した固有振動数の検討
前述したように、実験結果の定常応答は一質点系線形モデルで近似可能であったが、この一質点線形モデルで推定した固有振動数は入力加速度によって変化しており、この点について以下に検討する。

図-73は算定した固有振動数を入力加速度に対して示したものである。入力加速度が小さいほど固有振動数は大きく、その最大値は7.8Hz (411101)であった。さらに入力加速度が大きくなるにつれて固有振動数は小さくなり、その最少は0.3Hz (418101)となり、算定した固有振動数は、入力振動数3Hzを挟む両側に位置している。個々の振動実験におけるユニットの重量は一定と見なせるため、固有振動数の相違は、粘土地盤の剛性が入力加速度の大きさによって変化しているものと考えられる。粘土地盤のひずみの増加により剛性が減少し、固有振動数が減少するものと考えられる。

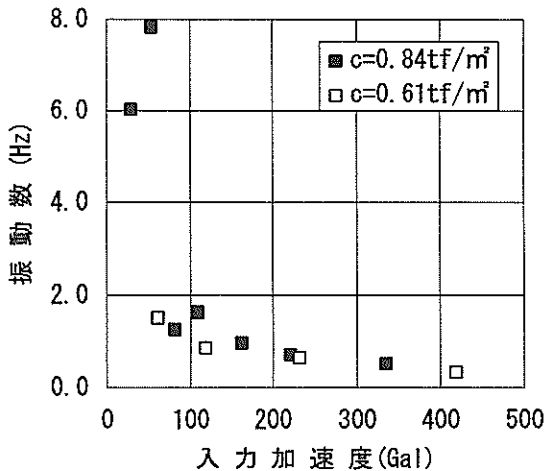


図-73 固有振動数

7.2 一質点系非線形モデル

加振直後の加速度応答の過渡状態の非線形挙動を考察する。実験結果によると加振時間の継続とともに粘土地盤とユニットの応答は以下のようにになっていると考えら

れる。加振初期（または直後）は、粘土地盤は健全であり入力値より大きな増幅を示し、またこの応答値は入力加速度の大きさにも比例する。加振回数の増加に伴い地盤は繰り返し効果により軟化し、固有振動数の変化とともに入力振動に対し共振するようになり、応答は増大し最大に到る。加振の継続とともに粘土地盤のひずみの増加と繰り返し効果により、粘土地盤はさらに軟化し、固有振動数の低下に伴い増幅率は小さくなり、次第に定常的な応答を示す領域に到り安定する。入力加速度が非常に大きな場合は、この過程は1~2波で瞬時に終了し、直ちに定常的な応答へ移行すると考えられる。

このようなユニットの振動実験時の挙動は、一質点非線形モデルで近似できると考えられ、後述する仮定のもとで簡略化した非線形地震応答計算手法で実験のシミュレーションを試みる。

(1) 地盤の非線形性

地盤のせん断剛性の非線形性は、地盤の変位（地盤の厚さが一定であり、ひずみに対応する）に応じて剛性の値を設定する従来と同じ手法を用いる。これらの関係は下記の方法から定める。

- ① 室内振動3軸試験から
- ② 水中振動実験の応答せん断力と変位の関係から
- ③ 7.1の図-71、72から

なお、以下では地盤ひずみ、地盤剛性に代わり次の変数を用いるものとする。

変位 x : 粘土層の総変位量。粘土層が全層にわたりせん断変形していると考えられるときは、ひずみ $= x/h_c$ (h_c : 層厚 = 5 cm)

地盤ばね k : せん断力/変位。ユニットの挙動に対して直下の地盤のみが関与していると思えることができるときは、地盤のせん断剛性 $G = k \cdot h_c / A$ (A : ユニット底面積 = 1 m^2)

振動3軸試験から求めた地盤バネを表-13に示す。

変位、地盤バネは、水中振動実験の諸元に換算したものであり以下のように算定した。

・変位 = ひずみ $\times 50 \text{ mm}$

・地盤バネ = せん断剛性 \times 底面積 / 層厚 \times (粘土地盤圧密荷重 / 振動三軸試験圧密荷重 2 kgf/cm^2)

一方、水中振動実験の結果からの地盤バネは、既に示した（地盤のせん断剛性）ように図-74の様になる。

また、7.1の図-71、72からの地盤バネは次式から求めるものとし、その計算結果を表-14に示す。

表-13 振動三軸試験から求めた地盤ばね定数

三軸試験結果			水中振動実験への換算		
ひずみ	剛性率	減衰定数	変位	地盤ばね	減衰定数
	kgf/cm ²		mm	tf/m	
0.0000646	458.00	0.103	0.003	6870.0	0.103
0.0000676	447.18	0.071	0.003	6707.7	0.071
0.0001656	381.00	0.059	0.008	5715.0	0.059
0.0003396	334.86	0.065	0.017	5022.8	0.065
0.0006587	274.43	0.086	0.033	4116.5	0.086
0.0013330	200.15	0.107	0.067	3002.3	0.107
0.0217500	21.58	0.202	1.088	323.7	0.202
0.0462500	9.79	0.177	2.313	146.9	0.177

表-14 水中振動実験からの地盤ばね定数

ケース	f/fo	fo(Hz)	k(t/m)
414101	0.50	6.04	124.0
411101	0.38	7.83	208.9
413101	2.38	1.26	5.4
412101	1.85	1.63	9.0
415101	3.12	0.96	3.1
511101	5.75	0.52	0.9
512101	—	—	—
513101	1.99	1.51	7.7
514101	3.50	0.86	2.5
515101	4.65	0.65	1.4
516101	—	—	—
517101	4.18	0.72	1.8
518101	9.20	0.33	0.4
519101	—	—	—

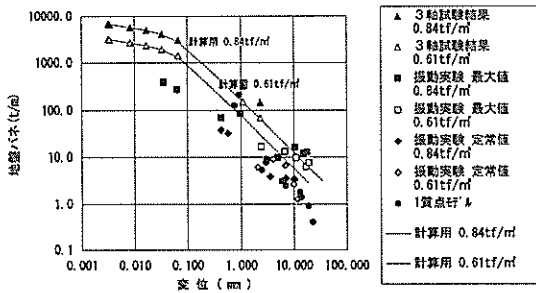


図-74 地盤ばねの変位依存特性

$$k = W/g (2\pi f_0)^2 \quad (10)$$

ここに、

k : 地盤ばね

W/g : ユニットの質量で周辺の水の影響は

Westergaardの近似式から求めた付加質量として評価するものとする。

$$W/g = (\text{ユニット重量} + \text{付加質量}) / \text{重力加速度}$$

$$= (600 + 250) / 1000 / 9.8 = 0.087 \cdot \text{sec}^2 / \text{m}$$

f_0 : 地盤の固有振動数 (Hz)

このように求めた値を図-74に示す。図中の黒丸の1質点モデルとして示してあるのがこれである。

解析に用いる地盤ばねの値は、以上の3方法の結果を勘案し図-74に示す曲線のように定めた。定常状態のデータから算定した値と、最大応答のデータから求めた値とは幾分ばらつきがあり、また、変位の小さい所でも一部ばらつきがあるが、全体的にはほぼ整合が取れているものと考えられる。

同様に、解析に用いる減衰の値は、振動三軸試験、水中振動実験の結果などから、図-75に示す曲線を用いるものとする。

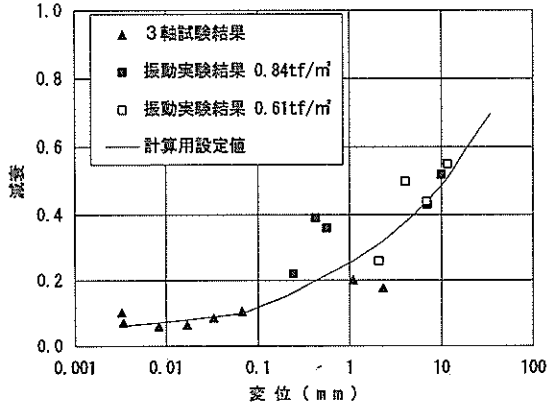


図-75 地盤ばね減衰の変位依存特性

(2) 一質点系非線形地震応答解析

ここでは、本報告で採用した一質点系非線形地震応答計算手法の計算上の仮定と計算手法の内容を記述する。

地震応答計算は、一質点系モデルを用いて時刻歴の計算を行った。この時の地盤ばね、減衰は加振後からその時刻までの応答変位の最大値に対応する値を図-74、75より与えた。また、粘土地盤は繰返し载荷の影響も受け

加振が続くと急激に軟化するが、加振前のユニットと粘土地盤が付着した状態の地盤ばねの値は、図-74で与えられる地盤ばねの値よりも大きいことが推察されたので、加振開始から3波までの地盤ばねの値は図-74で与えられる値の2倍とした。入力波形には振動実験に用いた正弦波を用いた。このように本報告で用いた一質点系非線形応答計算手法は、一般的な非線形地震応答計算と異なり、いくつかの仮定と簡略化した計算手法を用いている点、および地震波加振実験に基づく検討を実施していない点、注意が必要である。

(3) 一質点系非線形地震応答計算結果と実験値の比較
一質点系モデルによる非線形解析による実験のシミュレーションの結果として、加速度の応答波形の例を図-76~77に示す。

図-76は入力加速度を100Galとした場合で、入力直後に140.5Galの最大応答を示した後、幾分応答は低下し、124.4Galの定常状態にいたる状況を示している。また、図-77は入力を2倍の200Galにしたときで、最大応答加速度が275.5Galに対し定常状態では91.9Galに急激に低下している。

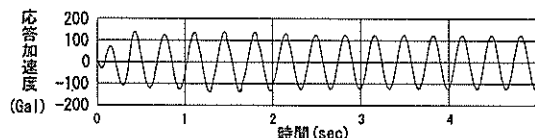


図-76 応答計算結果 (100Gal入力 圧密荷重 0.84tf/m²)

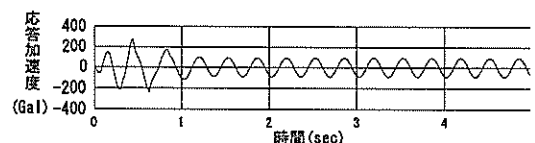


図-77 応答計算結果 (200Gal入力 圧密荷重 0.84tf/m²)

また、図-78は計算結果のピーク値および定常状態の値と入力加速度の関係を示したものである。また、同図には実験結果の値も同様にプロットしてある。実験から得られた測定値と対比すると、(2)の計算上の仮定のもとで得られる計算値は全体的にユニットの挙動をよく説明しているといえよう。振動実験で確認された、ユニットの応答加速度に上限があることは解析結果でも明確であり、地盤強度の影響も明瞭である。すなわち、軟着したユニットが受ける応答加速度には、地盤の強度から定まる上限値があり、この最大応答は入力直後に生じ、そ

の後急激に減少することが前述の仮定のもとで解析的にも確認できた。

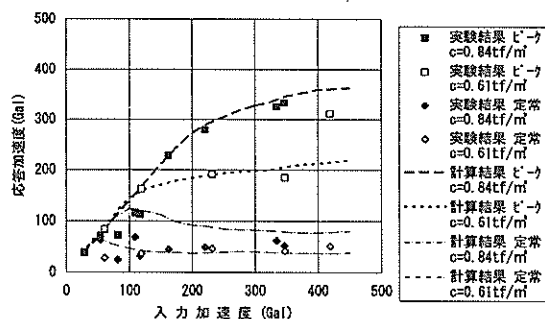


図-78 非線形解析結果

8. ま と め

本研究では粘土地盤上に軟着底された構造物を対象として、その地震時挙動を知るために水中振動実験を実施し、その解析を行うと同時に、この結果に基づいて、軟着底構造物の地震応答計算手法を検討した。その結果、以下のことが明らかとなった。

- 1) 粘土地盤が十分な強度を有し、入力地震動が小さい場合は、軟着底構造物は線形的挙動を示し、応答加速度は入力加速度より大きくなった。しかし、入力加速度が増すにつれて地盤の軟化を伴う非線形的な応答に移行し、入力直後に最大応答を示し、その後、応答は低下し定常状態に到った。定常状態の応答加速度は50 Gal程度の一定値に収束した。
- 2) 上述の入力直後の最大応答値には入力の大きさに関わらずある上限値が存在した。最大水平力は地盤強度に依存し、その大きさは地盤の粘着力 (c)、構造物の底面積 (A) に関係し、今回の実験範囲 ($c=0.61\sim 0.84\text{tf/m}^2$) では、 $S_{max}=0.21\cdot c\cdot A$ となった。このことは地盤の特性に関係した免振効果を示していると考えられる。この関係は、浅い基礎の静的な水平支持力の実験結果と同様の傾向を示した。
- 3) 加振中に応答加速度が減少する免振効果が観測されたときでも、軟着底構造物と地盤間に剛基礎上の剛体滑動のような明確なすべりの発生は認められなかった。
- 4) 動水圧の大きさは軟着底構造物の応答加速度に比例し、前面と背面は絶対値が等しく、正負の符号が異なる値を示した。その最大値はWestagarrd式で近似できた。
- 5) 実験結果の挙動はある仮定のもとで簡略化した一質

点系非線形ばねモデルによる地震応答計算で説明できた。

今回の検討は取り扱いの困難な粘土材料を用いており、種々の制約から薄い粘土層としたが、今回の検討を踏まえて、粘土を厚くした場合の実験が実施されることが望ましい。また、今回の加振実験は現象を明確にとらえるため正弦波入力としたが、今後は種々の地震波による加振実験も実施することが望ましい。また、ユニットのロッキング挙動については応答水平加速度に比べ、上下の応答が1割と小さいためロッキング挙動がないと判断した。今後、さらに変形等、多角的な面から検討が必要であろう。

本報告は軟着底構造物の加速度応答特性の検討に主眼をおいており、軟着底構造物の変位については十分に検討していないが、これは今後の検討課題である。

謝 辞

本報告は、運輸省港湾技術研究所と株式会社日建設計とが1991年4月から1994年3月まで実施した共同研究を取りまとめたものである。

実験の実施にあたり株式会社日建設計中瀬土質研究所中瀬明男所長、寺師昌明副所長より貴重な助言をいただきました。また、同 斎藤邦夫主任研究員、土木設計事務所 小坂正明主管には実験装置の制作、実施に協力をいただきました。最後ではありますが、ここに記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) N.Masaki, et al.: Behavior of Soft-landing Marine Structure in Earthquakes, International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development, 1991. 9, pp. 827-832
- 2) 日建設計: 軟着島, FACT, 1990.3
- 3) 上部達生, 長田信: 二重円筒ケーソンに作用する動水圧に関する模型振動実験, 港湾技術資料, No.681, 1990.9
- 4) 北詰昌樹, 遠藤敏雄, 寺師昌明: 正規圧密地盤上の浅い基礎の支持力, 港湾技術研究所報告, Vol.127 No.3, 1988.9, pp. 185-203
- 5) 片山恒雄ら: 構造物の振動解析, 新体系土木工学 10, 1979
- 6) 足立紀尚ら: 土の力学(Ⅲ), 新体系土木工学18, 1981

7) 石原研而: 土質力学の基礎, 鹿島出版会, 1976

記 号 表

A	: ユニットの底面積
c	: 粘土の粘着力(せん断強度)
C	: 減衰
f_0	: 地盤の固有振動数
G_0	: 初期せん断剛性
H	: 水深
h	: 履歴減衰
hc	: 粘土層の厚さ
K_0	: 初期ばね定数
k	: バネ値
m	: 質点の質量
p	: 動水圧
qu	: 一軸圧縮強度
S_{max}	: ユニットに伝わる最大せん断力
T	: 加速度の増幅率
x	: 質点の変位
y	: 深さ
u	: 入力の変位
w	: 水の単位体積重量
W	: ユニット重量+付加質量
$\Delta W, W$: 履歴曲線の面積
α	: 地盤からユニットに伝わるせん断力の効率
α_h	: 水平震度
γ'	: 粘土の水中重量
ϕ	: 位相
τ	: 地盤のせん断強度
σ	: 圧密荷重
ω	: 円振動数
ω_0	: 非減衰円振動数