

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

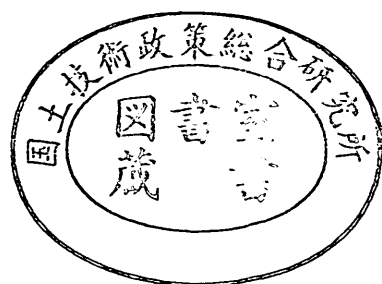
---

VOL. 21

NO. 3

SEPT. 1982

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第21巻第3号 (Vol. 21, No. 3), 1982年9月 (Sept. 1982)

## 目 次 (CONTENTS)

1. 不規則波実験による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する研究..... 3  
..... 谷本勝利, 柳生忠彦, 村永 努, 柴田鋼三, 合田良実  
(Stability of Armor Units for Foundation Mounds of Composite Breakwaters  
Determined by Irregular Wave Tests  
.....Katsutoshi TANIMOTO, Tadahiko YAGYU, Tsutomu MURANAGA,  
Kozo SHIBATA and Yoshimi GODA)
2. 直立消波ケーソンの反射率に関する理論及び実験的研究.....43  
..... 谷本勝利, 吉本靖俊  
(Theoretical and Experimental Study of Reflection Coefficient for Wave  
Dissipating Caisson with a Permeable Front Wall  
.....Katsutoshi TANIMOTO and Yasutoshi YOSHIMOTO)
3. 根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究.....79  
..... 野田節男, 北澤壮介, 飯田 毅, 森 信夫, 田渕 博  
(An Experimental Study on the Earthquake Resistance of Steel Plate Cellular  
Bulkheads with Embedment  
.....Setsuo NODA, Sosuke KITAZAWA, Takeshi IIDA, Nobuo MORI,  
and Hiroshi TABUCHI)

### 3. 根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

野田節男\*・北澤壯介\*\*・飯田 毅\*\*\*

森 信夫\*\*\*\*・田淵 博\*\*\*\*\*

#### 要 旨

根入れ鋼板セルの耐震性を明らかにするために、直径1m、支持地盤面上の高さ1m、根入れ比（根入れ長/支持地盤面上のセル高さ）0, 1/4, 1/2の3連セル護岸に対する振動実験などを行い、以下の結果を得た。

- 1) 強振動を受けたときの鋼板セルの外観上の挙動は剛体的であり、ロッキング振動が卓越している。また、セルの残留変位量などは根入れ比が大きいほど小さく、セルの安定性に及ぼす根入れの効果は顕著である。
- 2) 裏埋土圧合力は、現行設計法による地震時主働土圧合力より小さく、根入れ部前壁土圧は、支持地盤表面付近で最大となる逆三角形分布を示し、その合力は地震時受働土圧合力に比べて非常に大きい。よって、現行設計法では土圧外力を過大に、土圧抵抗力を過小に評価していると考えられる。
- 3) セルの慣性力に寄与する中詰土質量は見掛け上、加速度の増加とともに減少し、この見掛けの質量と全質量の比で定義される有効質量係数 $\xi$ の上限値として、次の実験式を得た。

$$\xi = 1.0 - k_H \quad k_H \leq 0.2$$

$$\xi = 0.8 \quad k_H > 0.2$$

ただし、 $k_H$ ；設計震度

- 4) 低減した震度と有効質量係数を用い、かつ地盤をばねに置換する安定計算法によると、セルの変位や土圧が実測値とはほぼ一致したことから、この計算法は、根入れ鋼板セルの地震時安定性を適切に評価できると考えられる。

---

\* 構造部 耐震構造研究室長

\*\* 構造部 地震防災研究室

\*\*\* 住友金属工業(株) 中央技術研究所

\*\*\*\* 清水建設(株) 研究所

\*\*\*\*\* 東亜建設工業(株) 技術開発部

## An Experimental Study on the Earthquake Resistance of Steel Plate Cellular Bulkheads with Embedment

Setsuo NODA\*, Sosuke KITAZAWA\*\*, Takeshi IIDA\*\*\*,  
Nobuo MORI\*\*\*\*, and Hiroshi TABUCHI\*\*\*\*\*

### Synopsis

In order to clarify the earthquake resistance of steel plate cellular bulkheads with embedment, the shaking table tests were carried out on models. Dimensions of cells are 1m in diameter and 1m in wall height, and embedment ratios (embedment length/ wall height) are 0, 1/4, and 1/2. Major results are as follows;

- 1) Under the strong ground motion, the cells behave like rigid body, and their predominant modes are rocking. The installation of embedment significantly affects on the stability of cellular bulkheads.
- 2) The resultant force of backfill pressure measured is smaller than that of active earth pressure during earthquake calculated by the current design method. The earth pressure measured on the front part of embedment has the triangle distribution with the largest near the sea bottom, and its resultant force is fairly larger than that of the passive earth pressure during earthquake calculated. From these two facts, it is concluded that the current design method overestimates the earth pressure acting on back face of cells and underestimates that on front face of embedment.
- 3) When the ground acceleration increases, the mass of cell fill which contributes to the inertia force decreases apparently. The following experimental equations on the least upper bound of the effective mass of cell fill are obtained;

$$\xi = 1.0 - k_H, \quad k_H \leq 0.2$$

$$\xi = 0.8, \quad k_H > 0.2$$

where,  $\xi$  is effective mass coefficient as the ratio of effective mass to real mass,  $k_H$  is seismic coefficient, respectively.

- 4) The analytical method in which the effective mass coefficient and the reduction of seismic coefficient are considered and the ground is replaced into springs gives good agreement with the experimental results. This method, therefore, is able to evaluate the stability of steel plate cellular bulkheads against earthquake.

---

\* Chief of Earthquake Resistant Structures Laboratory, Structures Division

\*\* Member of Earthquake Disaster Prevention Laboratory, Structures Division

\*\*\* Research Engineer of Central Research Laboratories, Sumitomo Metal Industries, Ltd.

\*\*\*\* Research Engineer of Research Laboratory, Shimizu Construction Co., Ltd.

\*\*\*\*\* Technical Development Department, Toa Harbour Works Co., Ltd.

## 目 次

要 旨 .....	79
1. ま え が き .....	83
2. 鋼板セルの耐震設計法の現状 .....	84
2.1 過去の研究状況 .....	84
2.2 現行設計法の問題点 .....	86
3. 実 験 内 容 .....	87
3.1 実験の概要 .....	87
3.2 セル護岸模型と実験装置 .....	88
3.3 実験方法と測定方法 .....	93
3.4 地盤, 中詰土, 裏埋土の性状 .....	98
4. 実験結果とその考察 .....	103
4.1 地盤, セルなどの振動特性 .....	103
4.2 地盤, セルなどの振動挙動 .....	109
4.3 土 圧 .....	121
4.4 セル, 裏埋土の変状 .....	134
5. 中詰土の有効質量 .....	140
5.1 ロッキング振動模型による検討 .....	141
5.2 振動箱をセルとみなした検討 .....	142
5.3 有効質量係数の算定結果 .....	143
6. 模型護岸の安定性 .....	145
6.1 現行設計法による安定計算 .....	145
6.2 現行設計法の部分変更による安定計算 .....	148
6.3 地盤をバネに置換する安定計算 .....	150
7. ま と め .....	162
7.1 実験結果のまとめ .....	162
7.2 地盤をバネに置換する安定計算法利用上の留意点 .....	163
8. あ と が き .....	164
参 考 文 献 .....	164
主 要 記 号 表 .....	165

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

1. ま え が き

国土の有効利用が不可欠な我が国において、港湾、空港、都市、エネルギー基地のための人工島や廃棄物処理場のための護岸を建設する事例が増加している。また、近年適地難などの事情から、従来以上に水深が大きく、地盤が良好でなく、かつ波浪などの外力条件が厳しい場所に、これらを建設しなければならないことが多い。したがって、人工島や廃棄物処理場のための護岸の建設にあたって、早急に解決しなければならない技術的課題が多く存在している。その主要なものとしては、長期にわたり大きな裏埋土圧に抵抗する軟弱地盤上の護岸の壁体の安定性、埋立て部と周囲の海水との間を仕切る護岸の遮水性、および厳しい海象条件下での築造を可能とする急速施工性があげられる。根入れ鋼板セル護岸は、上記の技術的課題を解決できると考えられる新形式構造物の一つである。

セル式構造物としては、図-1.1に示すように根入れ鋼板セルのほか、鋼矢板セル、置き鋼板セルがある。(置き鋼板セルとは、根入れのない鋼板セルで、従来、鋼板セルと呼ばれてきたものであるが、本報告では、根入れの有無を明確にするために、このように呼ぶこととする。)表-1.1は、各種セルを根入れの有無、およびセル殻の材料によって分類したものである。

各種のセル式構造物に対する設計法の有無について述

べると、鋼矢板セルおよび置き鋼板セルに対しては、それぞれ基準化された手法があり<sup>1),2)</sup>、地震時の安定性は震度法によることが示されている。他方、根入れ鋼板セルに対しては、いまだ基準化された設計手法がない。しかし、模型セルに対する静的水平載荷実験に基づく研究<sup>3)</sup>によると、根入れ鋼板セルの常時の安定性の検討には、置き鋼板セルに対する手法をほぼ同様に適用できること、地盤支持力の検討については、セルを重力式壁体とみなす必要があること、などが明らかにされている。さらに、この研究においては、水平外力を受ける根入れ鋼板セルの挙動は地盤中に築造された井筒基礎やケーソン基礎のような剛体の挙動と類似しており、その安定性は根入れ効果によって著しく増大していること、安定計算法としては、井筒基礎やケーソン基礎と同様に地盤をばねに置換する方法で説明できることが示されている。

根入れ鋼板セルの地震時の安定性に関しては、2.1 過去の研究状況に述べるように、これまであまり研究がなされておらず、実用的な耐震設計法は得られていない。したがって、常時において実証された根入れ効果が地震時においても同様に期待できるか否かは、明らかにされていない。

運輸省港湾局および港湾技術研究所は、従来より新形式構造物の開発に努めてきており、セル式構造物に関しても多くの実験的研究を実施し、鋼矢板セルおよび置き鋼板セルに対する設計法を明らかにした。さらに、昭和54年度には、鋼板セル式護岸の耐震性を検討するための大型模型振動実験を実施した<sup>4)</sup>。

住友金属工業(株)、清水建設(株)および東亜建設工業(株)の3社(以下、3社と略称する)は、根入れを有する鋼板セル構造物の構造面および機能面での長所に着目し、昭和52年以来、その静的および動的安定性を把握するために、各種の模型実験を実施してきた<sup>5)-7)</sup>。さらに3社は、昭和54年度運輸省試験研究補助金を受けて、根入れ鋼板セルの急速打設工法を開発し、その施工性は、東京港10号地における実物大模型(セル直径10m、高さ20

表-1.1 セルの分類

項目		セル殻	
		鋼 矢 板	鋼 板
根 入 れ	なし	—	置き鋼板セル
	あり	鋼矢板セル	根入れ鋼板セル

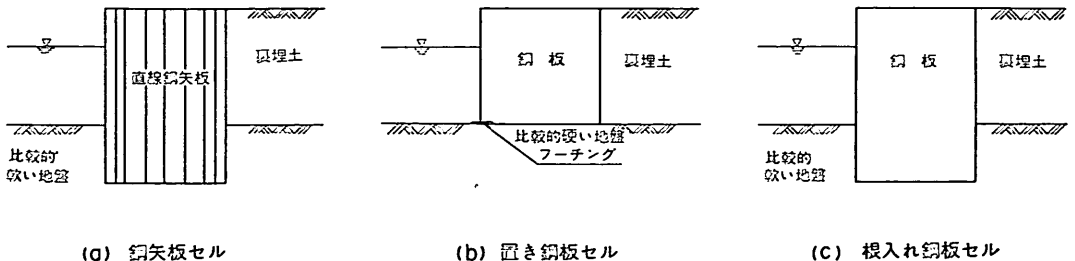


図-1.1 各種セル護岸の断面

m)の打設実験, および和歌山港西防波堤沖の埋立て護岸(セル直径18m, 高さ18m)の建設において, 実証されている<sup>9), 10)</sup>。

3社の実施した模型実験のうちの静的水平載荷実験の結果は, 昭和54, 55年度における港湾技術研究所の技術指導のもとで, 「根入れ鋼板セルの静的挙動」としてとりまとめられた<sup>9)</sup>。

根入れ鋼板セルの実用化に対して残された主要な技術的課題である地震時安定性を早急に解明するために, 港湾技術研究所と3社は, 共同研究によって双方の技術力の有効な活用を計った。共同研究においては, 地震時におけるセルの根入れ効果, セル殻内の中詰土の動的挙動, セル殻と中詰土からなるセルと裏埋土との動的相互作用, 根入れ部地盤とセルとの動的相互作用などを明らかにすることを目的として, 昭和55年度に大型模型による振動実験を実施し, 昭和56年度には実験結果の解析を行った。本報告は, この共同研究による成果を中心に, 双方で実施したその他の実験結果も加えて, とりまとめたものである。

なお, この共同研究の実施にあたっては, 本報告の著者以外にも, 以下に示す人々が実験, 解析を分担している。

#### 記

##### ・実験, 解析

港湾技術研究所	構造部	桧垣典弘
住友金属工業(株)	鉄構技術開発室	武藤裕之

##### ・実験

住友金属工業(株)	土木海洋鉄構部	石田英行
清水建設(株)	研究所	霜田英麿
東亜建設工業(株)	技術開発部	青木宏彦

##### ・解析

住友金属工業(株)	鉄構技術開発室	高瀬幸紀
東亜建設工業(株)	技術開発部	田添順二

## 2. 鋼板セルの耐震設計法の現状

### 2.1 過去の研究状況

セル式構造物は我国でも多くの建設実績を有し, 過去の地震においてもセル本体に被害が生じた例は報告されていない<sup>10), 11)</sup>。しかし, 耐震性に関する研究は, 過去あまり見あたらず, 著者らの知る限りでは以下に述べる程度である。

#### 2.1.1 鋼矢板セルに関する研究

##### (1) 林, 宮島の研究<sup>12)</sup>

各種けい船岸の振動性状に関する研究の一環として,

地盤振動に対する鋼矢板セル構造物の応答および構造物各部の震度分布や振動時における矢板のフープテンションの変動などの把握を目的に, 戸畑港の鋼矢板セル岸壁(壁高14.5m, セル直径20.37m, セル根入れ長1.5m)についてダイナマイトの爆破による加振実験を行った。得られた結果を要約すると, 以下のようである。

① 実験の対象とした鋼矢板セル岸壁の固有振動数は6.7Hz程度と推定される。また, セル壁の減衰定数は中詰材料が鉱さいのほうが砂の場合より大きい。

② 振動によるフープテンションの変動量は, 振動前の静的な値に比べて極めて小さい。したがって, セル中詰土の振動による変動も小さいと推定され, 本岸壁の設計震度(0.05)程度の地震に対しセルが破裂することはないと考えられる。

なお, 本実験によりセルに与えられた加速度は, 約10Galである。

##### (2) 石田, 川井らの研究<sup>13)</sup>

セルの振動特性の把握を目的に, 試験的に陸上において打込み中詰めされた鋼矢板セル単体(直径10.18m, 高さ22.5m, 根入れ長14.5m)について, 起振器によるセル天端や周辺地盤の強制加振, 地盤およびセルの常時微動測定を行った。

得られた結果は, 以下のようである。

① セルの固有振動数は5.5Hz, 減衰定数は約6.2%である。

② 1978年宮城県沖地震の際に実験場所近傍で得られた最大加速度15Gal程度の加速度記録を100Galに増幅し, その最大応答加速度スペクトルに①の結果を適用すると, 本構造物の応答は76Gal程度であり, 耐震性は比較的良好であると考えられる。

なお, セル天端起振実験での最大起振力は3tf, セル中詰土に与えられた加速度は最大150Gal程度である。

### 2.1.2 鋼板セルに関する研究

#### (1) 畑中の研究<sup>14)</sup>

畑中は, 運輸省第三港湾建設局と(財)建設工学研究所と共同で, 地震時における置き鋼板セル岸壁の挙動の概要把握を目的に, 支持地盤, セル, 裏埋土により構成される岸壁模型の加振実験を行った。

鋼板セル模型は, 摩耶埠頭のけい船岸壁の1/23縮尺で, 直径667mm, 高さ700mm, 板厚0.28mmのブリキ製であり, 岸壁模型としては, 中詰土, 裏埋土の締固め度に変化をつけ, 水なし1ケース, 水あり3ケースの計4ケースである。

## 根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

加振方法は、4本のワイヤで吊り下げられ、かつ水平ばねで支持された砂箱(幅1.56m, 高さ1.8m, 長さ4.8m)を重錘により水平に打撃するものである。

得られた主要な結果は、以下のとおりである。

① 置き鋼板セルの滑動については慣用の設計法で、また、転倒に対しては、北島<sup>15)</sup>によるセル中詰土の抵抗モーメントでセルの変形を許す場合と許さない場合の中間値を用いると、模型実験の結果をある程度説明することができる。

ただし、畑中による本論文には、次のような注意すべき点が存在すると思われる。

(i) 裏埋土と砂箱側壁との摩擦力、およびセル壁と砂箱側壁との摩擦力の算定にあたり、砂箱側壁に作用する水平力や摩擦係数を過大に評価していると考えられる。

(ii) 安定計算における単位体積重量と内部摩擦角を一律に、それぞれ1.9tf/m<sup>3</sup>、30°または35°としており、実測値を用いていないと考えられる。

(iii) 転倒の検討においては、回転中心をセルセンターとしており、現行設計法のセル下端前しを回転中心とすることと異なっている。

### (2) 野田, 北沢らの研究<sup>4)</sup>

野田らは、軟弱な粘性土地盤中に築造される剛な改良地盤とその上の重力式護岸の強震時の挙動の把握、およびこのような構造物に対する耐震設計法を改良するための基礎データの収集を目的に、大型模型による振動破壊実験を行った。護岸模型は5種類で、ケーソン式が4種類、置き鋼板セル式が1種類であった。ただし、解析は、おもにケーソンおよびセルを支持する改良地盤に着目して行われた。

模型は、縮尺1/20の3連セルで、セル殻は直径120cm, 高さ91.5cm, 板厚0.27mmの亜鉛鉄板であり、下端には幅6cmのフーチングが取り付けられている。加振装置は自由振動型の振動台であり、詳細は後述の3.2.3実験装置を参照されたい。

護岸模型についての結果は、以下のようである。

① 実験結果から実物護岸の挙動を推定すると、最大基盤加速度270~290Galの想定地震に対して、壁体のはらみ出しや天端の沈下が認められるものの、地盤全体のすべりなどによって護岸機能を損うほどの被害は生じないものと考えられる。

なお、論文中の図によると、鋼板セル式護岸にみられる変状は、ケーソン式護岸とはほぼ同様であったと考えられる。

### (3) 山川, 飯田の研究<sup>7), 16)</sup>

#### (a) 置き鋼板単体セル模型の強制加振実験

山川らは、中詰砂を有する鋼板セルの耐震性、とくに地震時のセル中詰土の挙動、中詰土圧などの把握を目的に、置き鋼板単体セルを対象に静的水平載荷実験および振動台による定常加振実験を行った。

セル殻は直径600mm, 高さ600mm, 板厚0.45mmの鋼板製であり、中詰土として乾燥砂を用いた。また、支持地盤として、モルタル地盤と発泡スチロール地盤を使用し、地盤の強度の影響も調べた。

振動台加速度50~400Galを5段階に分け、各段階で振動数1~50Hzの加振を行った。

得られている主要な結果は、次のようである。

① セルの静的変形特性は、硬地盤の場合、中詰土の内部摩擦角と単位体積重量に、また、軟地盤の場合、地盤そのものの鉛直支持力に支配されると推定される。

② 中詰土を有するセルでは、ロッキング振動モードが卓越する。

③ 400Gal以下の加振において、セル前面の底面反力値は中詰直後の常時の実測値の2倍より小さく、セル内壁に作用する中詰土圧は物部・岡部による地震時受動土圧より小さい。

#### (b) 根入れ鋼板セル護岸模型の強制加振実験

鋼板セル護岸の振動応答に及ぼす根入れ効果、裏埋土の影響などを明らかにすることを目的に、砂箱(幅1.0m, 高さ1.0m, 長さ2.0m)を用いた小型模型の定常加振実験を行った。

模型の種類は、裏埋土のない防波堤タイプと裏埋土のある護岸タイプの2種類で、根入れ比(根入れ長 $D$ /海底面よりのセル高さ $H$ )は0, 1/2, 1の3種類であり、地盤、中詰土、裏埋土には乾燥砂を用いている。

セル殻はブリキ製で、直径280mm, 板厚0.27mm, 海底面よりのセル高さ280mmであり、縮尺は約1/70である。加振方法は入力加速度50, 100, 200, 400Galの4段階で、各段階ごとに正弦波1~50Hzを1Hzピッチで10波とした。

得られた主要な結果は、以下のようである。

① 根入れ鋼板セル護岸は、残留変位が置き鋼板セル護岸に比べて小さく、耐震性に優れている。

② 鋼板セルでは、ロッキング振動が卓越している。

③ 鋼板セルは、根入れの有無にかかわらず、裏埋土、支持地盤の動特性に強く影響され、セルの挙動は裏埋土のそれに近い。

④ 置き鋼板セルの安定性を現行設計法により検討すると、滑動、転倒に関しては、実験での破壊状況との



対応がみられる。ただし、この実験での加振条件は、4段階の加速度レベルの正弦波加振であるため、実際の地震動より極めて破壊作用が強いと考えられる。

## 2.2 現行設計法の問題点

鋼板セルの設計法は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」<sup>2)</sup>に示されている。しかし、この設計法は、比較的堅固な地盤上に築造される置き鋼板セルに対するものであり、根入れを有するセル構造に対してそのまま適用できない部分がある。なお、この設計法では、耐震性の検討は慣用の震度法によると規定されている。

ある程度の根入れを持つ根入れ鋼板セルに対しては、静的な模型実験に基づいた設計手法が提案されている<sup>3)</sup>。この方法は、地盤の支持力に対する検討法を除いて上述の置き鋼板セルの検討手法と大差がない。また、静的実験結果より導かれた設計手法であるため、耐震設計に関する事項は含まれていない。

このように、根入れ鋼板セルに関する耐震設計法は確立されているとはいいがたいので、現状では、文献<sup>3)</sup>に示される根入れ鋼板セルに対する常時の検討法に震度法を適用することになる。この検討法については、6.1.1 現行設計法の概要に述べることとし、以下には、耐震設計にかかわる問題点や技術的な関連事項などについて述べることにする。これらは、根入れ鋼板セルに限らず、他形式の港湾構造物にかかわるものも含んでいる。

### (1) 設計震度

港湾構造物に対する現行の設計基準では、地震条件を地域別震度、地盤種別係数および重要度別係数の積として与えており、これらは永年の建設実績を通じて得られた工学的な知見に基づいている。一方、最近の地震学や耐震工学の成果を利用することにより、建設対象地点に関する地震活動度や表層地盤の地震応答特性が解明され、地震時に地盤に発生する震動強度が精度良く推定できるようになってきた。さらに、重力式岸壁や控え版式矢板岸壁に対しては、過去に地震を受けた構造物の安定解析を通じて工学的な設計震度と地盤の最大加速度との関係が明らかにされている<sup>11), 17)</sup>。それゆえ、もし、建設予定地点における地震および地盤条件が与えられれば、地盤の震動強度を推定し、現行設計法で与えられる設計震度よりも精度の高い震度を得ることができる。

### (2) セルに作用する地震時土圧

セル後壁に作用する主働土圧およびセル根入れ部前壁に作用する受働土圧の算定は、現行設計法ではクーロンの土架理論に震度法を適用した物部・岡部の地震時土圧式によっている。しかし、実際に壁体に作用する地震時土圧は、壁体とそれに接する土塊との間の動的相互作用

によって発生するものであるから、現行法におけるように単純化した仮定とは一致しない場合もある。それゆえ、セル壁に作用する地震時主働土圧および受働土圧の分布形状、土圧合力の大きさ、およびその発生時刻のずれなどについて検討し、適切な設計土圧を求める必要がある。

### (3) 中詰土圧

鋼板セルのセル殻応力の算定に必要な中詰土圧は、現行設計法では静止土圧係数  $\tan\phi$  ( $\phi$ : 中詰土の内部摩擦角) を用いて計算されているが、既設の鋼板セルや鋼矢板セル (設計中詰土圧係数 0.6) が、地震時に鋼板の破断や継手の破損により被災した例はない。しかし、地震時の中詰土圧が静止土圧より大きくなるという確証はなく、現地観測や模型振動実験による検討が望まれる。

### (4) セルに作用する慣性力

壁体に作用する慣性力は、壁体の自重と設計震度との積として与えられている。この場合、壁体の自重を 100 パーセント考慮するという事は、地震時に壁体各部が一樣に振動する剛体とみなしていることであり、ケーソンや方塊に対してはほぼ妥当な算定法である。しかし、砂と水からなる鋼殻中の中詰土の各部分は、地震時に必ずしも一樣に振動するとは限らないと思われる。もし一樣に振動しないとすれば、壁体に作用する慣性力の算定にあたって現行設計法を適用することは、外力を過大に評価することになる。

### (5) 中詰による転倒抵抗モーメント

現行設計法に示される中詰による転倒抵抗モーメントの算定法は、置き鋼板セルに対する静的水平載荷実験により導かれたものである<sup>16)</sup>。しかし、セル殻内にぶら下り土塊とせん断すべり面を仮定する考え方が、根入れ鋼板セルの地震時安定性の検討に対しても適用できるか否かは明らかでない。

### (6) セル根入れ部中詰土に対する設計震度の低減

根入れ部中詰土の慣性力の計算においては、設計震度として、海底面以下では海底面下 10m でゼロとなるよう直線的に震度を低減させている。これは、地中の深部ほど震動強度が小さいという現象に対する配慮と考えられるが、その定量的な評価は必ずしも明確ではない。

### (7) セルの根入れ効果

根入れを大きくするにしたがって、鋼板セルの静的安定性は増大している<sup>3)</sup>。これは、根入れ部に対する地盤の拘束作用が効果的であることを示している。しかし、

6.1.1 現行設計法の概要に後述するように、現行設計法に震度法を適用した方法により地震時の安定性を検討す

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

ると、根入れを大きくするにしたいが、受働土圧による転倒抵抗モーメントの増加と比較して、主働土圧および壁体に作用する慣性力による転倒モーメントの増加程度が大きく、転倒の安全率は低下してゆく。実際の地震時においても、このような現象が発生するか否かを、振動実験などにより検討する必要がある。

文献3)によると、静的水平外力に対する根入れ部の抵抗は、井筒基礎やケーソン基礎の設計法<sup>19,20)</sup>と同様に地盤をバネに置換する方法によっても表わし得ることが示されている。この方法が地震時の検討に対しても適用可能であるか否かを明らかにする必要がある。

(8) セル底面の地盤反力

文献3)によると、セル底面の地盤反力は、セルを重力式と仮定した場合の値にはほぼ等しいことが示されている。しかし、これはセルの壁幅と高さの比が1:1程度での結果であるため、今後、壁幅と高さの比が大きい(偏平な)場合や、中詰土の密度が地盤のそれに比べて著しく小さい構造形式となる場合には、この仮定が成立しなくなることも考えられる。それゆえ、セルを重力式壁体とみなせる適用限界を明らかにしておくことも必要と考えられる。

(9) 砂の動的強度

地震時には、砂の内部摩擦角の減少や過剰間隙水圧の発生による有効応力の減少によって、砂の強度が低下するといわれている。このため、セルに作用する土圧や中詰土圧、地盤支持力などが変化すると考えられるが、その影響は現行設計法では考慮されていない。この点を明らかにするために、大型の模型を用いた振動実験を行い、過剰間隙水圧、土圧、セルの全体挙動などについて検討する必要があると考えられる。

3. 実験内容

3.1 実験の概要

鋼板セルの耐震性に関する研究は、過去にあまり例がなく、わずかに2.1.2 鋼板セルに関する研究に述べた程度であり、耐震性評価の上で重要な(i)セルの根入れ効果、(ii)中詰土の動挙動、(iii)裏埋土および水の影響、(iv)中詰土の有効質量などに、いまだ不明な点が残されている。そこで、実物として直径20~30mくらいの構造物を対象として大型模型による振動破壊実験を行った。実験の種類を表-3.1.1に、模型の概要を図-3.1.1に示す。また、検討項目を表-3.1.2に、衝撃波加振時の実験概要を表-3.1.3に示す。

模型の種類は、単体セルでは根入れのない置き鋼板セル1種類で、3連セルでは置き鋼板セル1種類と根入れ鋼板セル2種類の計3種類である。

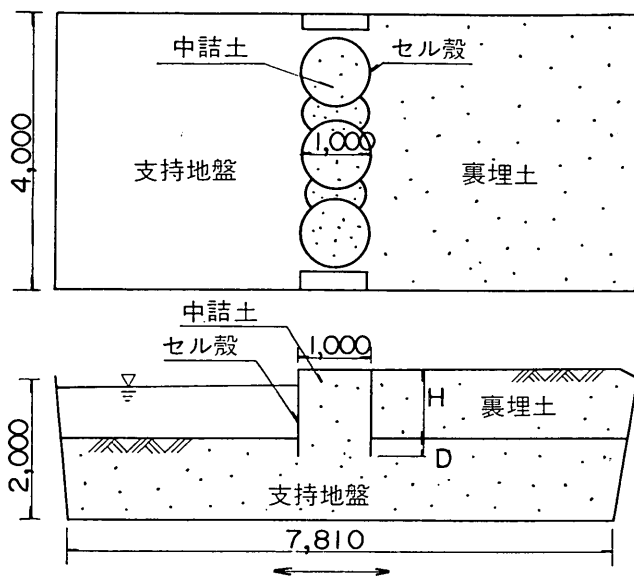
単体セルでは、セル自体の動的挙動を、3連セルでは、セルと裏埋土などからなる護岸全体の動的挙動、根入れ効果、裏埋土の影響などを調べた。

なお、衝撃波加振実験には振動破壊試験装置<sup>23)</sup>を使用した。本装置は自由振動型の振動台であり、水平一方向の正弦的自由減衰振動を発生させるものである。

模型は、振動箱に湿潤砂を6層に分けて入れ、各層をソイルタンパーで締固めて密な支持地盤を作成後、その地盤上にセル殻を設置し、セル殻内に湿潤砂を中詰めしたものである。単体セルについては、裏埋土なしで水のある場合とない場合の2種類、3連セルについては、裏埋土、水ともある場合の1種類とした。ただし、注水は、支持地盤、中詰土、裏埋土の作成後に実施した。中詰土の締固めには高さ方向を4層に分け、各層を人力に

表-3.1.1 実験の種類

実験 No.	セル模型	根入れ比 $D/H$ ( $H=1,000\text{mm}$ )	実験の種類	地盤条件			
				支持地盤	中詰土	裏埋土	水
1	単体セル	0	① 自由振動実験 ② 地盤調査 ③ 剛体模型水平載荷実験	密	やや密	なし	なし
2		0					あり
3		0					なし
4		0					なし
5	3連セル	0	① 衝撃波加振実験 ② 常時微動測定 ③ 地盤調査	密	やや密	あり	あり
6		1/4					
7		1/2					



H; 支持地盤面からのセル高さ  
D; 根入れ長

( 単位 ; mm )

図-3.1.1 模型の概要

表-3.1.2 検討項目

実験の種類	検討項目
衝撃波加振実験	① セル, 中詰土, 裏埋土, 支持地盤の動挙動 ② 根入れ効果 ③ 中詰土圧, 裏埋土圧, 根入れ部前壁土圧, 底面反力などの動土圧 ④ 中詰土の有効質量
自由振動実験	① セルの振動特性 (固有振動数, 減衰定数)
常時微動の測定	① セル, 支持地盤, 裏埋土の振動特性 (固有振動数)
地盤調査	(1) 剛体模型の水平載荷実験 (2) 平板載荷試験 (3) 動的コーン貫入試験 (4) 土質試験
	① 地盤のパネ定数 ② 地盤強度 ③ 地盤の物性値 ④ 地盤の管理

より踏み固め, 締固め板を自由落下させる方法を採用し, やや密とした。裏埋土についてはとくに締固めを行わず, ゆるい地盤とした。

なお, 支持地盤, 中詰土, 裏埋土の締固め状態については, 3.4 地盤, 中詰土, 裏埋土の性状において詳述する。

### 3.2 セル護岸模型と実験装置

#### 3.2.1 セル殻の形状と組立方法

##### (1) 単体セル殻

セル殻は, 図-3.2.1に示すように, 直径1,000mm, 高さ1,000mm, 板厚0.27mmであり, 幅900mm, 長さ1,817mm, 板厚0.27mmの亜鉛鉄板を所要寸法に切断後, ハンダ付けにより接合し, 組立てた。なお, セル殻には, 中詰土圧測定用土圧計の取付けのため, セル前壁

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

表-3.1.3 衝撃波加振時の実験概要

セル諸元	亜鉛鉄板製 直径; 1,000mm 板厚; 0.27mm 支持地盤面からのセル高さ; 1,000mm 根入れ比; 0, 1/4, 1/2
土質	支持地盤, 中詰土, 裏埋土; 山砂 内部摩擦角; 17.5°~34° 含水比 (水浸前); 11.5~14.7%
加振方法	振動破壊試験装置による衝撃波加振 加速度; 50~700 Gal (5~6段階) 振動数; 約2~5 Hz
測定項目	<ul style="list-style-type: none"> <li>◦セル, 中詰土, 支持地盤, 裏埋土の加速度</li> <li>◦中詰土圧, 裏埋土圧, 根入れ部前壁土圧, 底面反力</li> <li>◦セルの変位</li> <li>◦間隙水圧</li> <li>◦加振後のセル残留変位, 裏埋土の沈下</li> </ul>

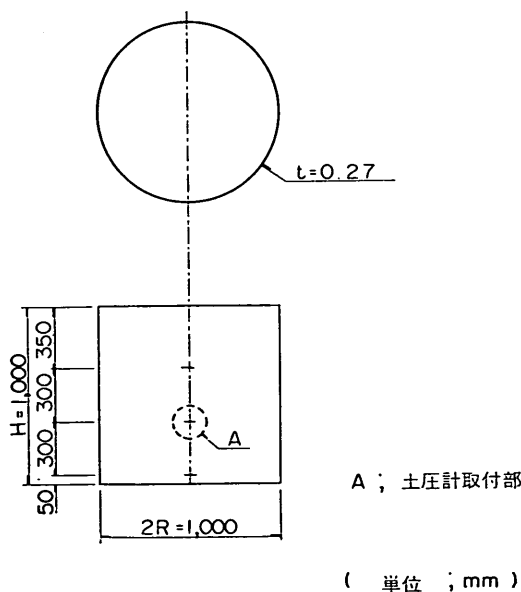
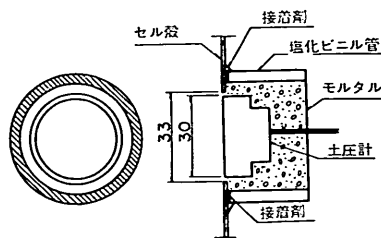


図-3.2.1 単体セル殻

と後壁それぞれの下端より50, 350, 650mmの位置に直径33mmの孔が計6か所ある。

土圧計は, 図-3.2.2に示すように, セル殻内面と土圧計受圧面が一致するようにセットし, セル殻外面に塩化ビニールパイプ (内径40mm, 長さ15mm) を取付け, そこへモルタルを充填して固定した。



( 単位 ; mm )

図-3.2.2 セル殻への土圧計取付方法

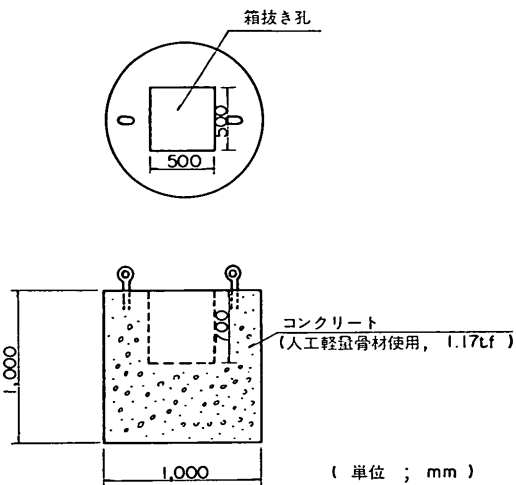


図-3.2.3 剛体模型

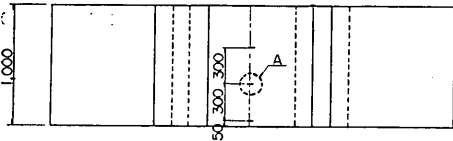
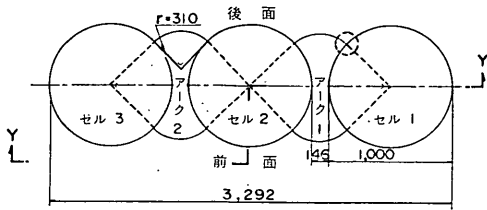
(2) 剛体模型

地盤のばね定数を得るための水平載荷実験に用いた剛体模型の直径, 高さ, および中詰重量は, 図-3.2.3に示すように, 単体セルとはほぼ同じである。剛体模型の製作には図-3.2.1で示したのと同じ単体セル殻を使用し, その中に人工軽量骨材を用いたコンクリートの中詰めし, 上部に箱抜き孔を設けて, 単体セルの中詰土重量と等しくなるように重量を調整した。

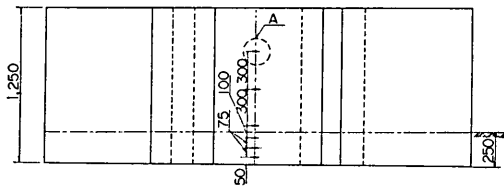
(3) 3連セル殻

3連セル殻の形状は, 図-3.2.4に示すように, 単体セル殻3基をアーク部材で連結したものであり, アーク部材の弧長487mm, 3連セルの護岸法線方向長さ3,292mm, セル中心間隔1,146mmである。アーク部材は, セル殻と同様に, 板厚0.27mmの亜鉛鉄板を裁断加工したものであり, セル殻との連結方法は, 図-3.2.5に示すように, 幅50mm, 板厚3mmの鋼板を当て板とするビス接合である。

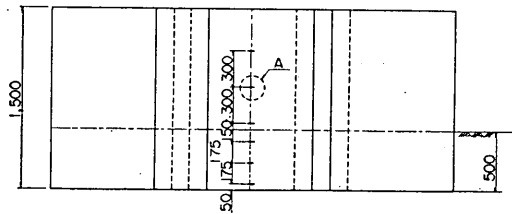
土圧計取付け位置および受圧面の方向については, 3.3実験方法と測定方法で述べる。



(a) 実験 No.5 (Y-Y 断面)



(b) 実験 No.6 (Y-Y 断面)



(c) 実験 No.7 (Y-Y 断面)

A ; 土圧計取付部  
(単位 ; mm)

図-3.2.4 3連セル殻

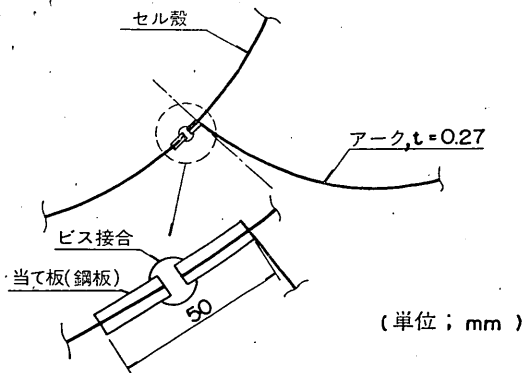


図-3.2.5 アークとセル殻の連結方法

### 3.2.2 護岸模型の作成方法

#### (1) 支持地盤および護岸模型の作成手順

支持地盤および護岸模型の作成手順を、図-3.2.6～図-3.2.8に示す。

実験No.1～No.4では同一の支持地盤を用い、セル殻の設置場所を変えて実験を行った。

実験No.1～No.4での支持地盤および単体セルの作成は、図-3.2.6に示すように、支持地盤を締固めた後、セル殻を所定の位置に設置して、セル殻内に砂を数層に分けて入れ、締固めるという手順で行った。

実験No.5の3連セル護岸模型の作成は、図-3.2.7に示すように、支持地盤を締固めた後、3連セル殻を所定の位置に設置し、中詰砂をセル部、アーク部の順に入れて締固めを行い、その後、裏埋砂を敷き均し、注水するという手順で行った。

実験No.6と実験No.7の3連セル護岸模型は根入れがあるため、図-3.2.8に示すように、セル殻設置面まで支持地盤を締固めた後、所定位置にセル殻を設置し、セル根入れ部、アーク根入れ部に砂を入れて締固めを行った。その後、周辺地盤へ砂を入れて締固めを行い、支持地盤を作成した。さらに、支持地盤面より上のセル部、アーク部に砂を入れて締固めた後、裏埋砂を敷き均し、注水した。

#### (2) 支持地盤の作成方法

支持地盤の作成は、6層に分けて各層ごとに砂をまき出し、締固めを行った。

振動箱内への砂の搬入には、容量約0.3m<sup>3</sup>のホッパーとトラッククレーンを使用し、容量1.0tfのブルーピングリングにより砂の重量を測定した。

各層の締固めには、振動ソイルタンパー(重量60kg、タンパー面の幅38cm、長さ84cm)を使用した。

#### (3) セル殻の設置方法

支持地盤上に、セル殻の芯出しを行い、トラッククレーンにて各セル殻を吊り込み、設置した。

3連セルの場合は、セル殻設置後、アーク部材を吊り込み、セル殻とビスで接合し、再度位置およびレベルの確認、修正を行った。

#### (4) 中詰めの方法

##### (a) 実験No.1～No.5の場合(根入れなし)

重量を測定した砂をセル殻内に25cm厚さで4層に分けて入れ、各層を人力により踏み固めた後、締固め板(重量約5kg、幅30cm、長さ30cm)を高さ約30cmより自由落下させて均等に締固めを行った。

3連セルの場合は、セル部を先に中詰めし、その後アーク部に中詰めした。

##### (b) 実験No.6, No.7の場合(根入れあり)

実験No.1～No.5と同様に、重量を測定した砂をセ

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

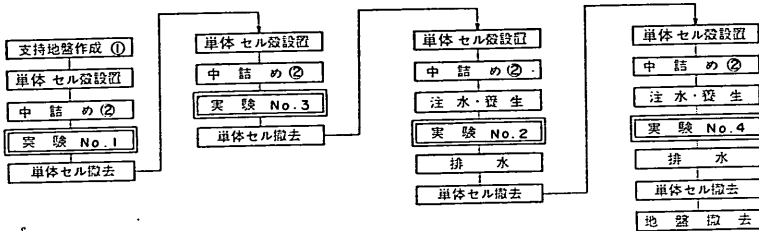
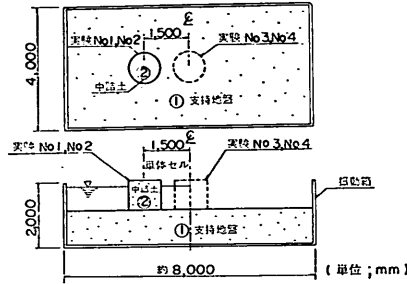


図-3.2.6 支持地盤およびセルの作成手順 (実験 No.1~No.4)

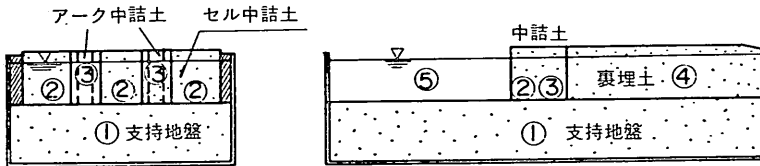


図-3.2.7 支持地盤, セル, 裏埋土の作成手順 (実験 No.5)

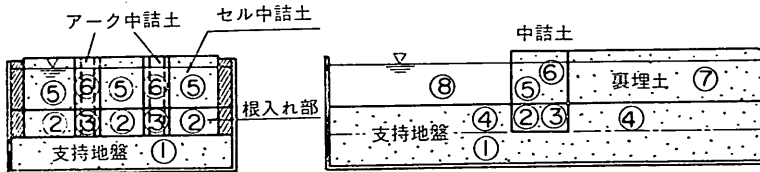


図-3.2.8 支持地盤, セル, 裏埋土の作成手順 (実験 No.6, No.7)

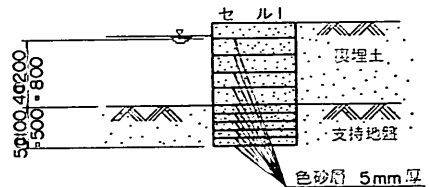
セル殻内に入れて均し、締固めて、支持地盤面の高さまで中詰めを行った。この作業をセル、アークの順に行った後、セル殻の内側に土のうを円形状に並べて、セル周辺の支持地盤作成時にセルが変形するのを防止した。

セル周辺の地盤を支持地盤面の高さまで作成した後、土のうを撤出し、実験 No.1~No.5 と同様の方法で中詰めを行った。

(c) 色砂層の作成

実験終了後に中詰土に生じる変状を調べるため、実験 No.7 において、セル1の中詰土内に色砂層を作成した。

色砂層の作成には、赤色スプレーペンキで色づけした



(単位 ; mm)

図-3.2.9 色砂層の位置 (実験 No.7)

砂を使用し、図-3.2.9 に示す位置に厚さ 5mm 程度に敷き均した。

(5) セルと振動箱壁面間の処理

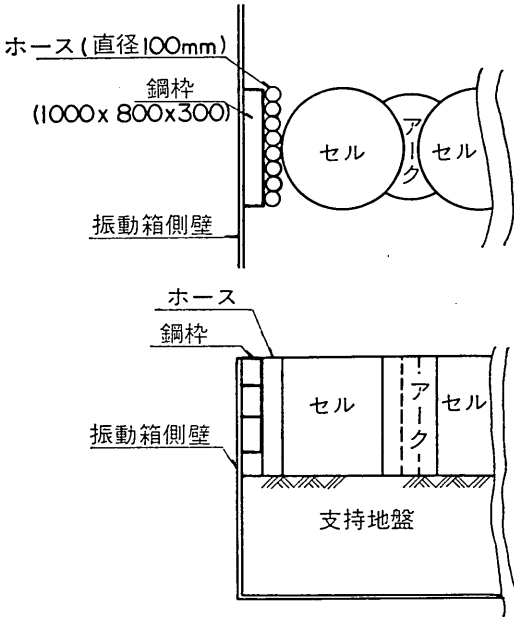


図-3.2.10 セルと振動箱壁面との境界部

セルと振動箱壁面との境界には、摩擦力の低減を目的として、図-3.2.10に示すように、水および砂を満した外径100mmのホース8本を、鋼棒を介して取付けた。

(6) 裏埋土の作成方法

裏埋土の作成には、支持地盤に用いた砂と同じものを1層20cm厚さで敷き均し、締固めは行わなかった。

(7) 地盤の管理

支持地盤、裏埋土、および中詰土の均一性や地盤特性値の把握を目的として、以下の管理試験を行った。

- ・単位体積重量の測定
- ・含水比の測定
- ・動的コーン貫入試験(土研型動的円すい貫入試験)

単位体積重量は、搬入した砂の重量を地盤、中詰土、裏埋土各部の体積で除す方法と、砂置換法の2種類によって求めた。

(8) 注水および養生

模型作成完了後、シャワーロ付きホース2本を振動箱に取付け、地盤を乱さないように注水した。その後、水が地盤内に浸透し、支持地盤と裏埋土が飽和状態に近づくように、2～3日の放置期間を置いた。

3.2.3 実験装置

(1) 振動破壊試験装置<sup>21)</sup>

本試験装置は、図-3.2.11に示すように、振動箱、バ

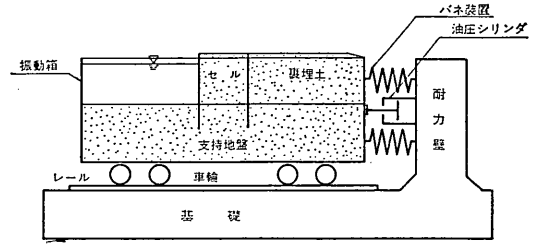


図-3.2.11 振動破壊試験装置模式図

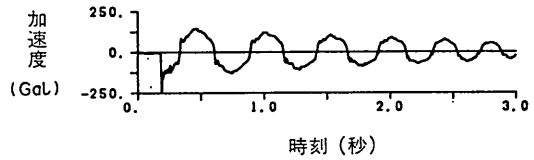


図-3.2.12 振動箱底板での加速度波形 (実験 No.6, 加振段階Ⅲ)

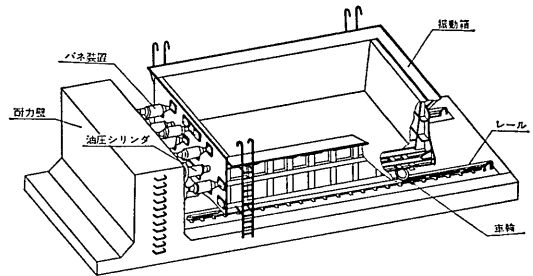


図-3.2.13 振動破壊試験装置外観

表-3.2.1 振動破壊試験装置主要諸元

項目	諸元
水平最大加速度	1.2 g (満載時)
水平最大変位	±90mm
水平最大速度	102 cm/sec 以上
振動数	0.8~4.4Hz (満載時)
載荷重量	130 tf
振動箱寸法	長さ8m×幅4m×深さ2m (64m <sup>3</sup> )

ネ装置、油圧シリンダ、および基礎と耐力壁から構成されており、振動箱は車輪によりレール上を水平に移動可能である。駆動方法は、油圧シリンダによりバネ装置に初期変位を与えた後、瞬間的にシリンダを引き戻すことにより、振動箱に自由振動を発生させるものである。したがって、振動方向は水平一方向、振動波形は自由減衰

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

振動波形である。振動箱底板での加速度波形の1例を図-3.2.12に示す。

本装置の外観を図-3.2.13に、主要諸元を表-3.2.1に示す。本装置の特色は、最大130tfの大きな模型を、最大1.2gという大加速度で加振できることである。最大加速度は、バネ装置の初期変位、すなわち振動箱を押し出す長さを変えることによって制御可能である。ただし、振動数は、模型の重量、バネ装置の個数により変化する。なお、今回の実験では、4個のバネ装置を用いた。

(2) 計測機器

本実験において使用した計測機器を表-3.2.2~表-3.2.5に示す。

3.3 実験方法と測定方法

3.3.1 衝撃波加振実験

(1) 実験方法

実験模型の概要を図-3.3.1、写真-3.3.1、写真-3.3.2に示す。加振方法は、振動台加速度50~700Gal程度を5~6段階に分け段階的に増大させる方法とし、セル傾斜角が3度前後になるまで実験を行った。なお、実験No.3、No.4に関しては、振動台加速度700Gal程度まで加振しても傾斜がほとんど生じなかったため、結果的に1,000Gal前後までの加振となった。

(2) 測定方法

(a) 加振時の測定

測定項目は①セル殻、中詰土、裏埋土、支持地盤の加

表-3.2.2 変換器

名称	型式	容量	数量	適用
加速度計	共和電業 AS-2C	2g	25	振動箱、セル殻、中詰土、裏埋土、支持地盤
	シンコー BA-2L	2g	9	
土圧計	共和電業 BE-1KMS	1 kgf/cm <sup>2</sup>	4	セル底面
	〃 BE-2KB	2 kgf/cm <sup>2</sup>	4	セル底面(実験No.1~No.4)
	〃 BE-2KD	2 kgf/cm <sup>2</sup>	9	セル殻(実験No.1~No.4, No.6, No.7) アーチ(実験No.6)
	〃 BE-5KC	5 kgf/cm <sup>2</sup>	6	セル殻(実験No.5) セル殻の根入れ部(実験No.6, No.7)
間隙水圧計	総合計装 TR-3605	0.5 kgf/cm <sup>2</sup>	9	セル底面、中詰土、裏埋土、支持地盤
	〃 TR-351	1.0 kgf/cm <sup>2</sup>	6	
変位計	総合計装 TR-50100	±100mm	1	セル前壁の水平変位
	〃 TR-50200	±200mm	1	
	共和電業 DT50A	50mm	3	水平載荷実験時の剛体模型の変位(実験No.1, No.2)
ロードセル	東京測器 TLP-3	3tf	1	水平載荷重(実験No.1, No.2)

表-3.2.3 増幅器

名称	型式	数量	適用
動ひずみ測定器	共和電業 DPM-110A, 110B	44 ch.	加速度 土圧 間隙水圧 変位 水平載荷重 } 最大 67 ch.
	〃 DPM-305A	8 ch.	
	〃 CDA-110A	8 ch.	
	〃 DPM-6G	18 ch.	
静ひずみ測定器	シンコー PSD-702	1 ch.	静土圧
微動計	東京測振 AL-120	3 ch.	常時微動(実験No.3~No.5, No.7)
	振動技研 UPS-K1	3 ch.	常時微動(実験No.6)

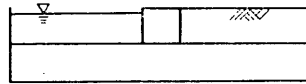
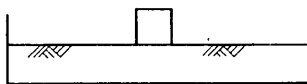
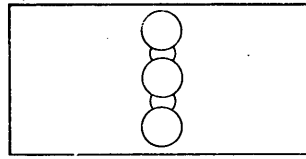
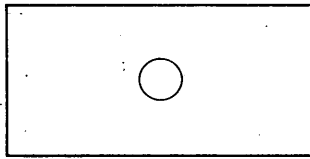


表-3.2.4 記録装置

名 称	型 式	数 量	適 用
電磁オンログラフ	共和電業 RMV-540 A (12 ch.)	3	加 速 度 } 土 圧 } 最大 67 ch. 間 隙 水 圧 } 変 位 } 水平載荷重 }
	〃 RMV-550 A (18 ch.)	1	
	三栄測器 5L 17-200 (12 ch.)	2	
	横河電機 2932-22 (18 ch.)	1	
データレコーダ	共和電業 RTP-510 B (7 ch.)	1	常時微動 (実験 No. 3~No. 5, No. 7)
	ソニー FRC-1402 N (4 ch.)	1	常時微動 (実験 No. 6)
XYレコーダ	理研電子 (2ペン)	1	水平載荷重~変位 (実験 No. 1, No. 2)

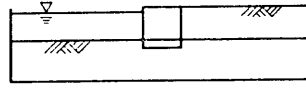
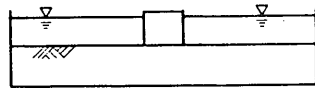
表-3.2.5 処理装置

名 称	型 式	仕 様	適 用
スペクトルアナライザ	三栄測器 7T07A	8ビット 2 ch.	常時微動スペクトル (実験 No. 3~No. 5, No. 7)



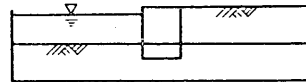
(a) 実験 No.3 (D/H=0, 水なし)

(c) 実験 No.5 (D/H=0)



(b) 実験 No.4 (D/H=0, 水あり)

(d) 実験 No.6 (D/H=1/4)



(e) 実験 No.7 (D/H=1/2)

図-3.3.1 実験模型の概要

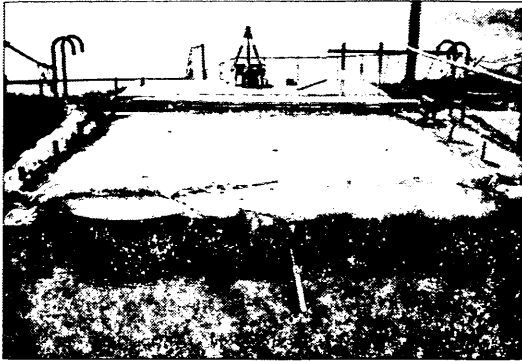


写真-3.3.1 護岸模型



写真-3.3.2 護岸模型

速度、②中詰土圧、根入れ部前壁土圧、底面反力、裏埋土圧、③中詰土、裏埋土、支持地盤の間隙水圧、④セルの水平変位であり、図-3.3.2～図-3.3.5に測定位置を示す。

(b) 加振後の測定

各加振ごとに、セル天端の残留変位、中詰土の沈下量、セルおよびアーク天端の断面変形量、裏埋土の沈下量などを測定した。

(i) セル天端前壁の水平変位

セルおよびアーク天端前壁の水平変位は、振動箱に固定された不動点(山形鋼)との距離を鋼巻尺により測定して求めた。

(ii) セルおよびアーク天端の鉛直変位

鉛直変位は、セルおよびアークの天端前壁と天端後壁に標尺を立て、レベルにより測定して求めた。

(iii) セルおよびアークの傾斜角

セルおよびアーク前壁の傾斜角は、勾配定規により測定した。ただし、実験 No.5 においては巻尺と下げ振りにより測定した。なお、4.4セル、裏埋土の変状でも述べるように、セルの挙動が剛体のそれに近いことから、傾斜角は、セル前壁および後壁天端の鉛直変位量からも算定した。

(iv) 中詰土の沈下量

図-3.3.6に示す測定位置で、セル殻、アークの上端から中詰土表面までの距離を鋼巻尺で測定した。

(v) セルおよびアーク天端の断面変形量

セル天端の変形量としては、図-3.3.6に示す測定位置 ae, bf, cg, dh 間の距離の変化を、アーク天端の変形量としては、im, hj, gk, fl間の変化を鋼巻尺により測定した。

(vi) 裏埋土の沈下量およびき裂の発生状況

裏埋土の沈下量は、図-3.3.7に示す測定位置に標尺を立て、レベルで測定した。裏埋土表面に生じるき裂を鮮明に観察するため、裏埋土表面には石灰をまいておき、き裂の位置、大きさを鋼巻尺により測定した。

(c) 中詰土撤去時の測定

実験 No.7 において、中詰土作成時に敷いておいた色砂層の位置の変化を、中詰土撤去時に測定した。

3.3.2 自由振動実験

(1) 実験方法

セルに水平方向の荷重を所定量加えた後、荷重を急激に開放して自由振動を与えた。

載荷は、図-3.3.8に示すように、チェーンブロックにより行い、ワイヤーロープ間に所定の荷重で破断する切断片を取り付けることにより、荷重を急激に除去した。なお、切断片の公称破断荷重は4.5kgf, 28.0kgf, 161.0kgfであった。

(2) 測定方法

測定項目は、①セル殻、中詰土の加速度、②底面反力、③セルの変位、④切断片の破断荷重であり、各変換器の設置位置を図-3.3.9に示す。

3.3.3 常時微動測定

図-3.3.10、表-3.3.1に測定箇所を示す。各測定位置において、水平2成分、鉛直1成分、計3成分の変位波

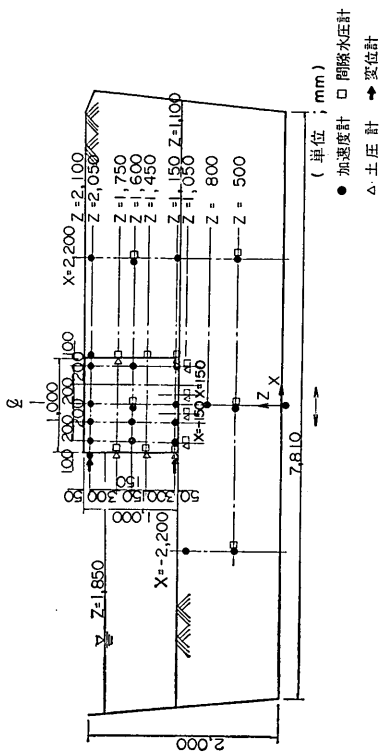
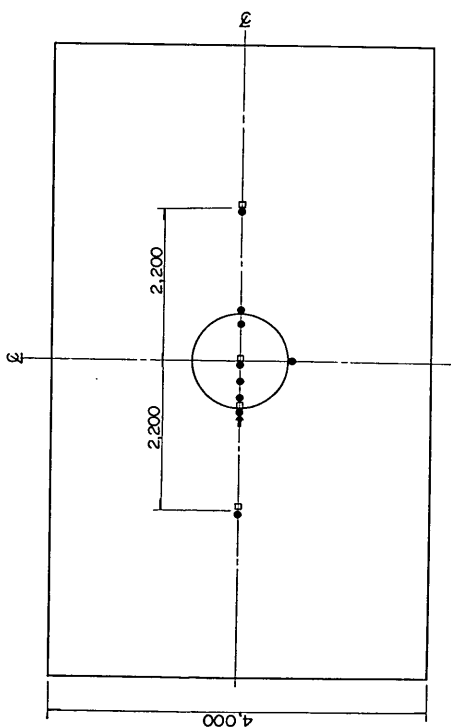
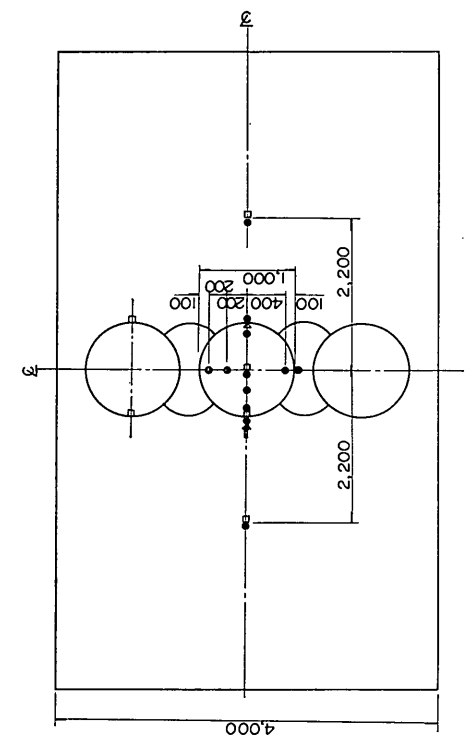


図-3.3.3 測定位置 (実験 No.5)

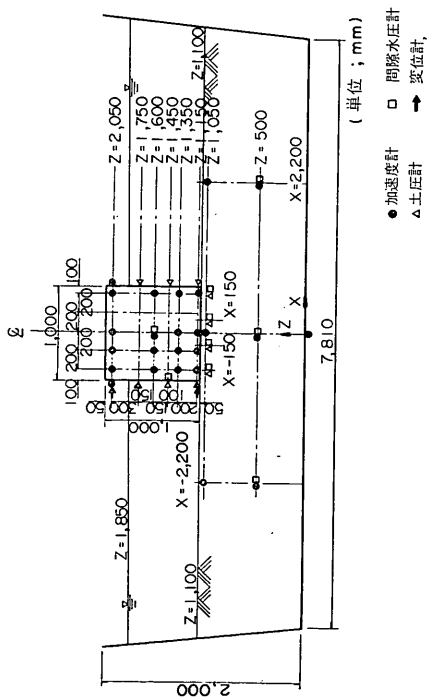


図-3.3.2 測定位置 (実験 No.3, No.4)

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

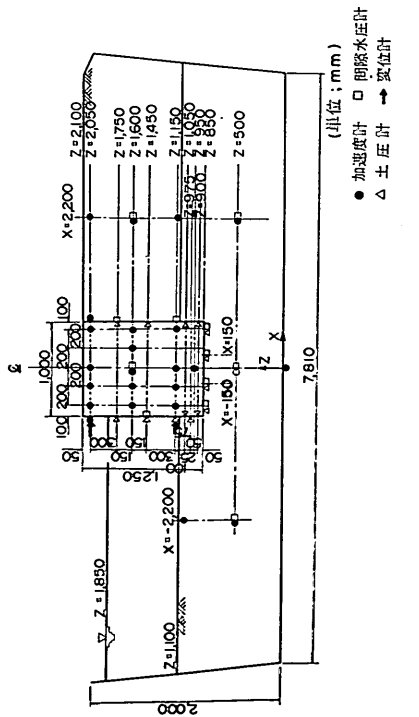
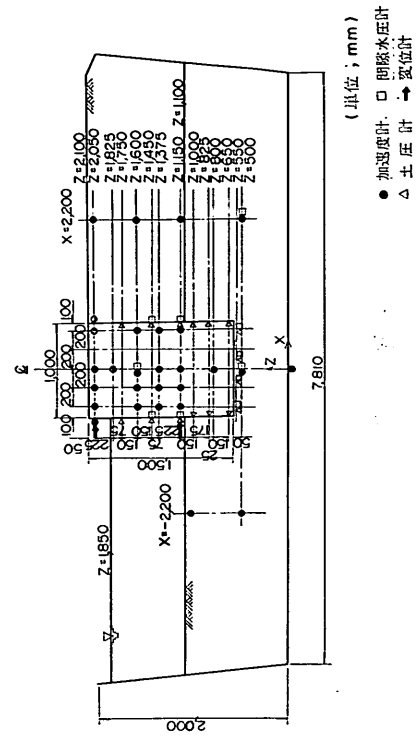
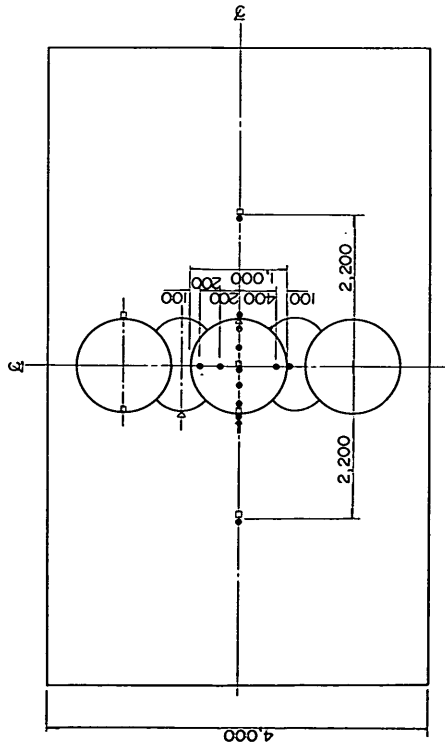
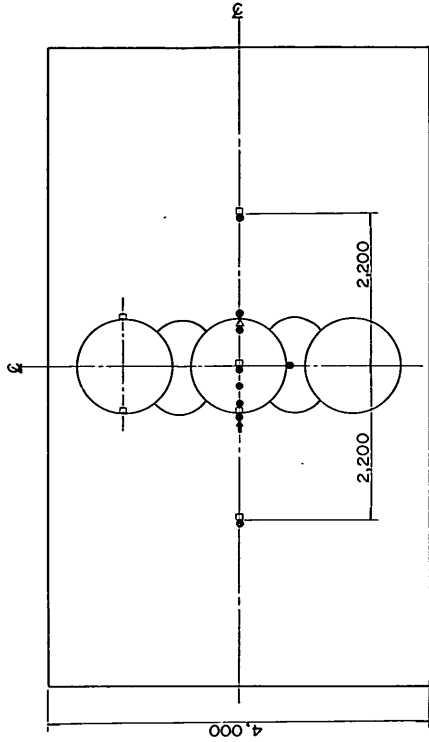


図-3.3.5 測定位置 (実験 No.7)

図-3.3.4 測定位置 (実験 No.6)

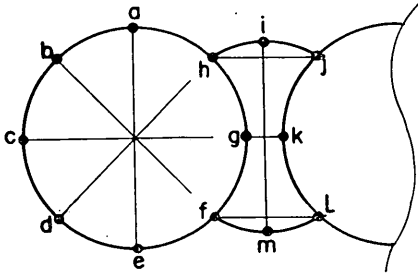


図-3.3.6 中詰土沈下量およびセル、アーク天端断面変形量の測定位置

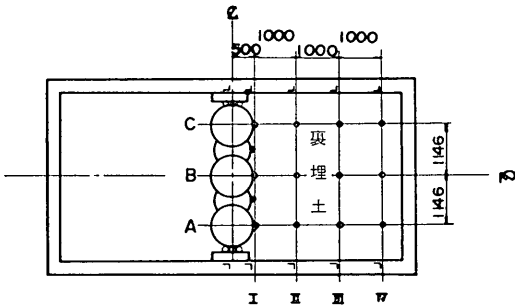


図-3.3.7 裏埋土沈下量の測定位置

形を約5分間データレコーダーに記録した。なお、測定の時間帯は、実験場所の近くに道路があるため、交通による振動の少ない夕方あるいは早朝に行った。

### 3.3.4 剛体模型の水平載荷実験

図-3.3.8に示す自由振動実験時とはほぼ同じ要領で、剛体模型にワイヤーロープとチェーンブロックにより載荷した。なお、自由振動実験でのセルの振動による地盤の乱れの影響を受けないように、剛体模型の設置位置を約3mずらした。

測定項目は、①載荷重、②剛体模型の水平変位、鉛直変位、③底面反力である。各測定位置を図-3.3.11に示す。

### 3.4 地盤、中詰土、裏埋土の性状

#### 3.4.1 土質試験

##### (1) 物理試験

実験に使用した砂は千葉県産の山砂で、土粒子の比重  $G_s=2.810$ 、最小間隙比  $e_{min}=0.799$ 、最大間隙比  $e_{max}=1.334$  である。また、図-3.4.1に示す粒径加積曲線によると、最大粒径  $9.52\text{mm}$ 、均等係数  $U_c=2.70$ 、平均粒径  $D_{50}=0.37\text{mm}$  である。

##### (2) 飽和度試験

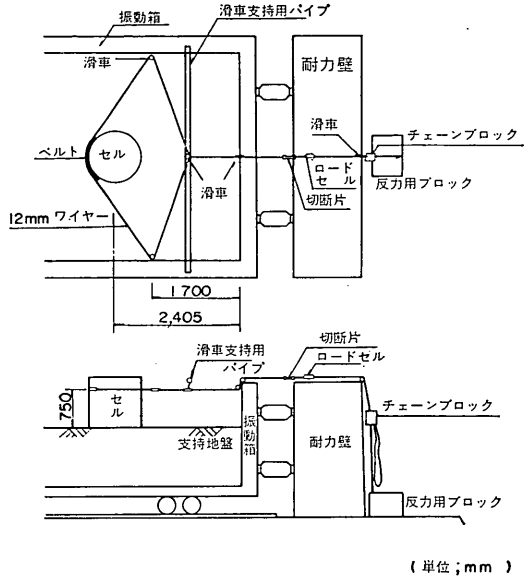
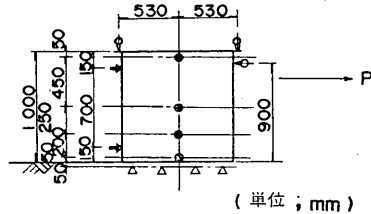
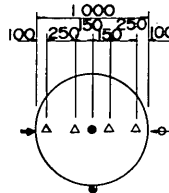


図-3.3.8 自由振動実験状況



● 加速度計      ⊕ 変位計(ひずみゲージ式)  
△ 土圧計        ⊞ 変位計(インダクタンس式)

図-3.3.9 自由振動実験時の測定位置

本実験においては、3.2.2護岸模型の作成方法で述べたように、模型作成後に注水しており、飽和度の測定が困難なため、以下の室内実験を行った。

直径50mm、高さ100mmのモールドに模型地盤の作成に使用した砂を詰め、含水比、単位体積重量を注水前の模型地盤とほぼ同じになるように調整後、容器中に置き、モールド上50mmの高さまで注水した。所定の養

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

表-3.3.1 各実験における常時微動測定位置

実験 No.	測定箇所 水位レベル (mm)	①	②	③	④	⑤	⑥
		支持地盤	中詰土	裏埋土	振動箱側壁	基礎 コンクリート	現地地盤
3	W.L.=0	○	○		○	○	○
4	W.L.=1100	○					
	W.L.=1850		○		○		
5	W.L.=0	○	○	○	○	○	
	W.L.=1850		○	○	○	○	○
6	W.L.=0	○	○	○	○	○	○
	W.L.=1850		○	○	○	○	○
7	W.L.=0	○	○	○	○	○	○
	W.L.=1850		○	○	○	○	

○；測定実施

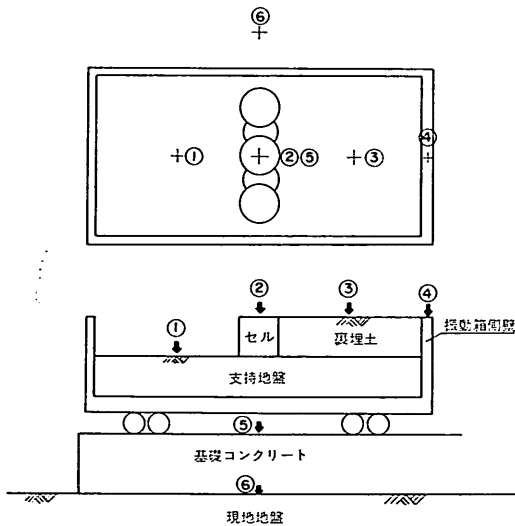
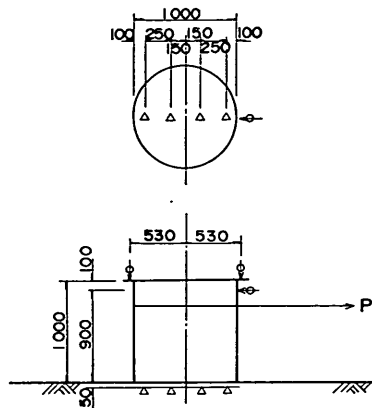


図-3.3.10 常時微動測定位置



△ 土圧計  
⊖ 変位計 (ウズミゲージ式)

(単位；mm)

図-3.3.11 剛体模型の水平載荷実験時の測定位置

生期間を経過した後、容器中の水を上部より排水し、飽和度の測定を行った。

水浸後の飽和度  $S$ 、と供試体作成時の初期の湿潤単位体積重量  $\gamma_i$  との関係を図-3.4.2に示す。

3日、7日養生の場合の飽和度は、初期の湿潤単位体積重量とともにいくぶん増加する傾向にあるが、平均すると3日養生の飽和度は約76%、7日養生の飽和度は約85%である。

(3) 三軸圧縮試験

供試体の作成においては、注水前の模型地盤とはほぼ同

じ含水比の試料を直径50mm、高さ100mmのモールドに、所定の単位体積重量になるように5層に分けて突き固めた後、凍結させた。その後、三軸セル内にセッし、供試体下部から注水して排水を約1時間継続させた後、試験した。なお試験のおもな条件は、

- ① 圧密非排水試験 (繰返し載荷)
- ② 拘束圧  $\sigma_3=0.5, 1.0, 2.0 \text{ kgf/cm}^2$
- ③ 乾燥単位体積重量  $\gamma_d=1.2, 1.4, 1.6 \text{ gf/cm}^3$

である。

全応力表示によるモールドを図-3.4.3に、モールドよ

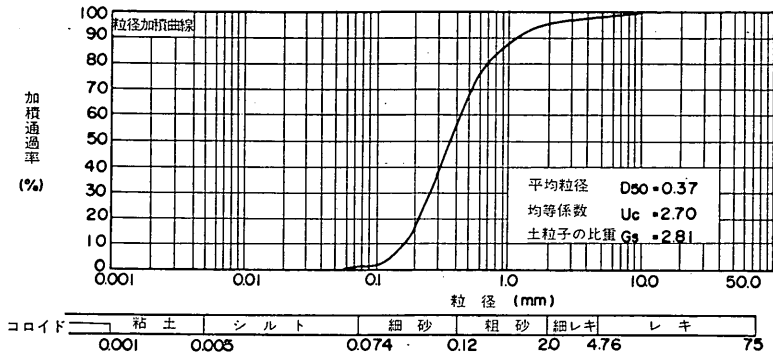


図-3.4.1 粒径加積曲線

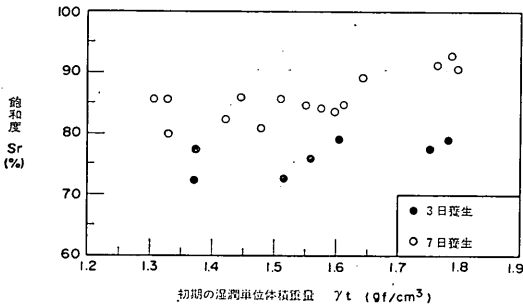


図-3.4.2 飽和度と初期の湿潤単位体積重量

り得られる内部摩擦角  $\phi$  と供試体作成時の乾燥単位体積重量との関係を図-3.4.4に示す。

(4) 摩擦試験

直径50mmの圧密リング内に、所定の単位体積重量になるように砂を詰め、セル殻に使用した亜鉛板を砂の上に載せ、圧密試験機を利用した載荷装置にセットし、鉛直応力  $\sigma_v = 0.5, 0.7, 1.0 \text{ kgf/cm}^2$  で亜鉛鉄板を引き抜くことにより摩擦試験を実施した。なお、試験時の砂の乾燥単位体積重量は、 $\gamma_d = 1.69 \text{ gf/cm}^3$  である。最大摩擦力と鉛直応力との関係を図-3.4.5に示す。これより得られる壁面摩擦角  $\theta$  は20.6度であり、この値はほぼ同じ単位体積重量での内部摩擦角の約1/2である。

3.4.2 地盤調査

(1) 単位体積重量

支持地盤、裏埋土およびセル中詰土の湿潤単位体積重量、含水比、および乾燥単位体積重量を表-3.4.1に示す。

表より、乾燥単位体積重量は、支持地盤では、 $\gamma_a$  (実験 No.5)  $\approx \gamma_a$  (実験 No.6)  $< \gamma_a$  (実験 No.7)、裏埋土では、 $\gamma_a$  (実験 No.7)  $< \gamma_a$  (実験 No.5)  $\approx \gamma_a$  (実験

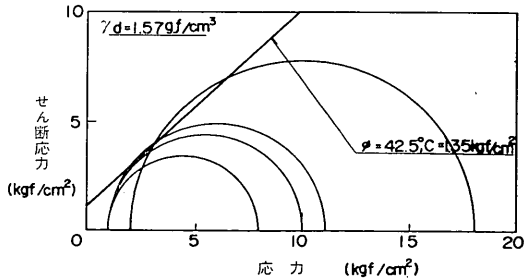
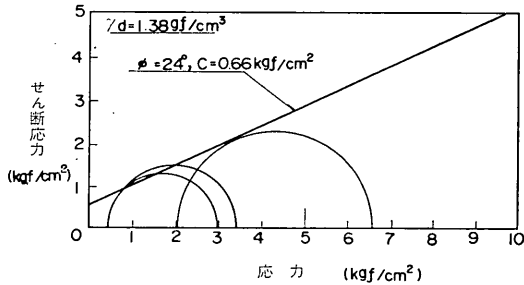
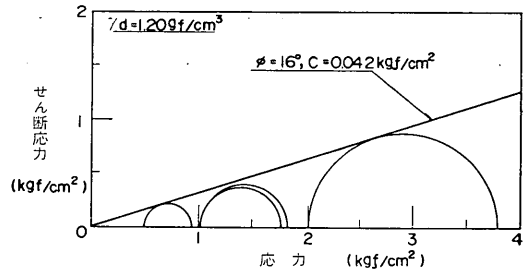


図-3.4.3 モールの応力円 (全応力表示)

No.6)、セル中詰土では、 $\gamma_a$  (実験 No.5)  $\approx \gamma_a$  (実験 No.6)  $< \gamma_a$  (実験 No.7) である。

(2) 動的コーン貫入試験

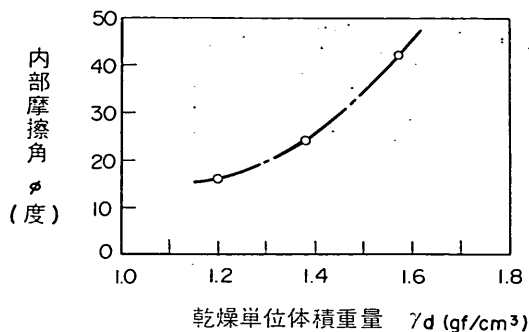


図-3.4.4 内部摩擦角と乾燥単位体積重量

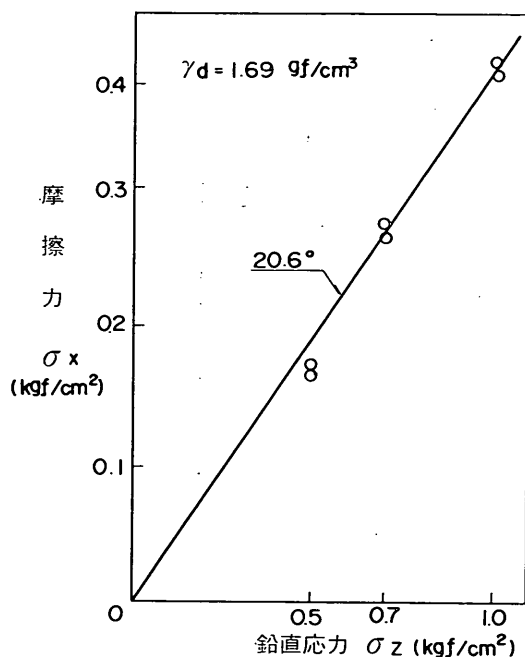


図-3.4.5 摩擦力と鉛直応力

試験機の概略を図-3.4.6に示す。

本試験機は、土研型動的円すい貫入試験機であり、重錘重量5kgf、落下高さ50cm、貫入コーンの先端角60°、外径30mmである。

水入れ前の支持地盤、裏埋土について打撃1回あたりの貫入量  $d_1$  を、図-3.4.7に示す。

図より、貫入量は、支持地盤では、 $d_1$  (実験 No.1, No.3)  $\approx d_1$  (実験 No.5)  $\approx d_1$  (実験 No.7)  $< d_1$  (実験 No.6), 裏埋土では、 $d_1$  (実験 No.5)  $< d_1$  (実験No.6)  $< d_1$  (実験 No.7) である。

水入れ後の支持地盤、裏埋土についての打撃1回あたりの貫入量  $d_1$  を図-3.4.8に示す。

表-3.4.1 単位体積重量と含水比

実験 No.	項目	湿潤単位体積重量 $\gamma_r$ (gf/cm <sup>3</sup> )	含水比 $w$ (%)	乾燥単位体積重量 $\gamma_d$ (gf/cm <sup>3</sup> )
支持地盤	1	1.66	14.22	1.42
	2			
	3			
	4			
	5	1.59	11.61	1.40
	6	1.62	13.33	1.40
	7	1.71	12.42	1.50
セルおよびアーク中詰土	1	1.61	12.01	1.42
	2	1.62	12.84	1.42
	3	1.57	11.46	1.39
	4	1.58	14.80	1.35
	5	1.60	13.18	1.39
	6	1.62	13.85	1.40
	7	1.67	14.68	1.42
裏埋土	5	1.46	11.73	1.29
	6	1.50	13.96	1.29
	7	1.47	14.72	1.25

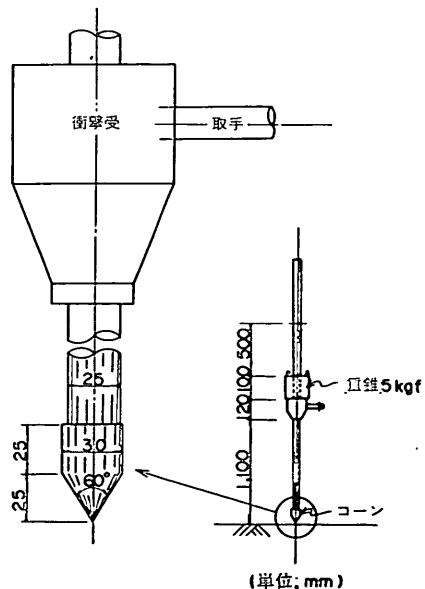


図-3.4.6 土研型動的円すい貫入試験機



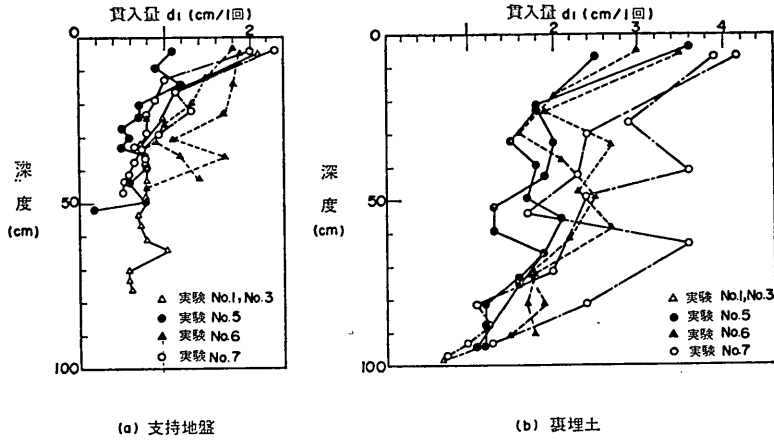


図-3.4.7 動的コーン貫入試験結果（水なし）

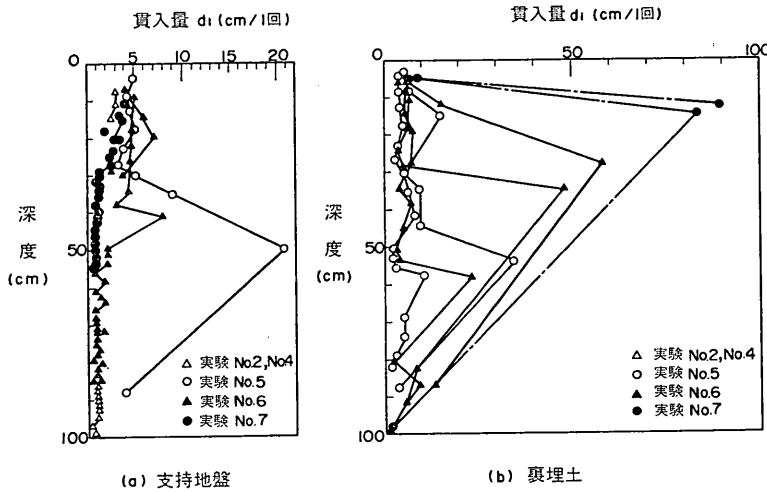


図-3.4.8 動的コーン貫入試験結果（水あり）

図より、貫入量は、支持地盤では、 $d_1$  (実験 No. 2, No. 4)  $\approx d_1$  (実験 No. 7)  $< d_1$  (実験 No. 6)  $< d_1$  (実験 No. 5)、裏埋土では、 $d_1$  (実験 No. 5)  $< d_1$  (実験 No. 6)  $< d_1$  (実験 No. 7) である。

貫入量から地盤の強度  $s$  を推定すると、水入れ前の支持地盤では、 $s$  (実験 No. 6)  $< s$  (実験 No. 7)  $\approx s$  (実験 No. 5)  $\approx s$  (実験 No. 1, No. 3)、裏埋土では、 $s$  (実験 No. 7)  $< s$  (実験 No. 6)  $< s$  (実験 No. 5) であり、水入れ後の支持地盤では、 $s$  (実験 No. 5)  $< s$  (実験 No. 6)  $< s$  (実験 No. 2, No. 4)  $\approx s$  (実験 No. 7)、裏埋土では、 $s$  (実験 No. 7)  $< s$  (実験 No. 6)  $< s$  (実験 No. 5) である。

(3) 平板載荷試験

平板載荷試験は、直径30cm、厚さ22cmの鋼製載荷板と10tf油圧ジャッキを用いて行った。

なお、試験は、実験 No. 1 (水なし) および実験 No. 2 (水あり、水位  $z=1, 100\text{mm}$ ) の支持地盤について、前者では、緩速載荷、急速載荷試験を各1回、後者では、急速載荷試験のみ1回実施した。

平板載荷試験の結果を表-3.4.2に、荷重～沈下量曲線の1例を図-3.4.9に示す。

(4) 剛体模型の水平載荷実験

実験 No. 2 (水あり) の荷重～変位曲線を図-3.4.10に示す。これより得られるリバウンド時の回転ばね定数は、109.6kgf·cm/radであった。

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

表-3.4.2 平板載荷試験結果

実験 No.	試験条件	降伏荷重 $P_v(\text{tf})$	降伏応力 $\sigma_v(\text{kgf/cm}^2)$	地盤係数 $K(\text{kgf/cm}^3)$			
				リバウンド時			
1 (水なし)	緩速載荷	2.90	4.10	35.37	39.71	26.95	
	急速載荷	2.35	3.25	21.35	17.96	20.21	18.74
2 (水あり)	急速載荷	1.30	1.84	18.06	15.35		

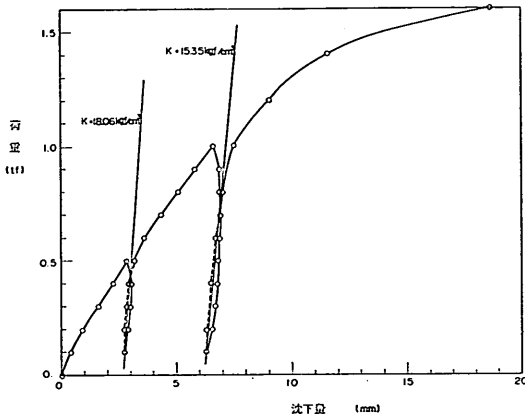


図-3.4.9 平板載荷試験における荷重-変位曲線 (実験 No. 2)

4. 実験結果とその考察

4.1 地盤, セルなどの振動特性

4.1.1 自由振動実験

自由振動実験で得られた加速度波形の1例を図-4.1.1に、波数と記録紙上の振幅との関係の1例を図-4.1.2に示す。得られた固有振動数  $f_0$  (Hz), 減衰定数  $h$ , 破断荷重  $P_c$  (kgf) および切断時のセル天端より5 cm下方での水平変位量  $\delta_1$  (mm) を、表-4.1.1に示す。表より、実験 No. 2では、破断荷重の増加とともに、固有振動数の低下、および減衰定数の増加が認められる。なお、セル天端の水平最大加速度は、100Gal程度であった。

また、図-4.1.3に示す実験 No. 2の加速度と底面反力の分布によると、セルはロッキング振動をしている。このことから、得られた固有振動数  $f_0$  (Hz) と中詰土全質量を考慮した回転慣性モーメント  $J$  を用いると、地盤の鉛直バネ定数  $k_v$  (kgf/cm³) は次式で算定される。

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_R}{J}} \quad (4.1.1)$$

$$k_R = k_v \left( \frac{\pi}{4} R^4 \right) \quad (4.1.2)$$

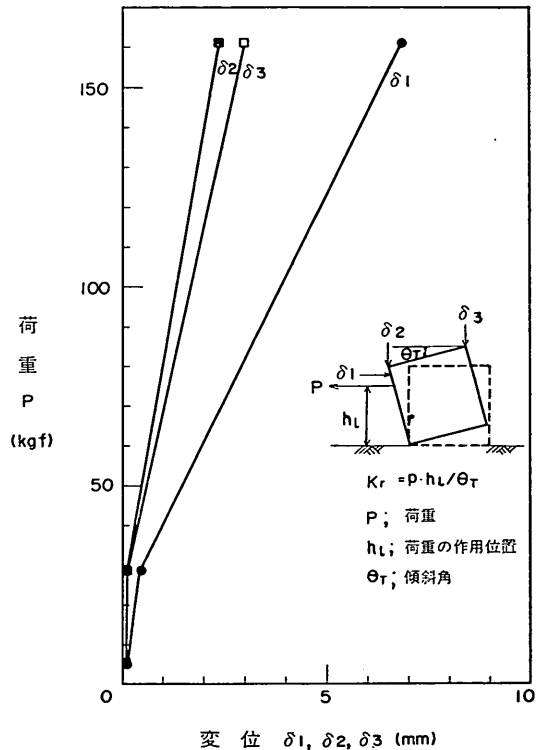


図-3.4.10 剛体模型の水平載荷実験における荷重-変位曲線 (水あり)

式 (4.1.1), (4.1.2) より

$$k_v = \frac{16\pi f_0^2 J}{R^4} \quad (4.1.3)$$

ここで、 $k_R$ ; 回転バネ定数 (kgf·cm/rad)

$R$ ; セル半径 (cm)

3.4.2 地盤調査に記した平板載荷試験結果をセル模型に適用する際の載荷面積の違いによる影響を把握するために、平板載荷試験におけるリバウンド時の鉛直ばね定数と自由振動実験で得られるそれとの関係を図-4.1.4に示す。なお、図中には、各研究機関で提案されている載

表-4.1.1 自由振動実験結果

公称 破断荷重 $P_c$ (kgf)	実 験 No.1 (水 な し)					実 験 No.2 (水 あ り)				
	セル頭部 水 変 位 量 $\delta_1$ (mm)	固有振動数 $f_0$ (Hz)		減 衰 定 数 $h$		セル頭部 水 変 位 量 $\delta_1$ (mm)	固有振動数 $f_0$ (Hz)		減 衰 定 数 $h$	
		A 17	A 21	A 17	A 21		A 17	A 21	A 17	A 21
4.5	0	16.69	16.69	0.0434	0.0230	0.06	11.36	11.36	0.075	0.085
28.	1.61	16.00	16.31	0.0240	0.0209	0.16	—	10.75	0.080	0.084
161.	2.86	14.71	14.71	0.0550	0.0390	1.62	8.55	8.55	0.132	0.118

(※) セル頭部水平変位量  $\delta_1$  は、 $z=2050$  mm での変位量

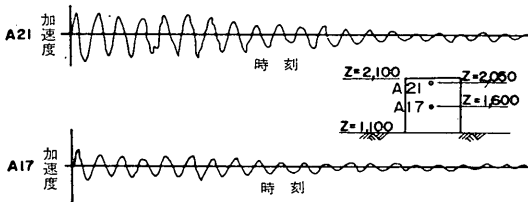


図-4.1.1 自由振動実験での加速度波形例 (実験 No.1;  $P_c=4.5$ kgf)

荷寸法補正の式をセル模型へ適用した際の結果も示す。

図より、実験 No.2 (水あり) におけるセル底面での鉛直ばね定数が平板載荷試験でのその0.2~0.4倍程度になっており、テルツァーギ・ベックの提案式や道路橋示方書・同解説に示される式ともほぼ対応していることがわかる。

4.1.2 常時微動測定

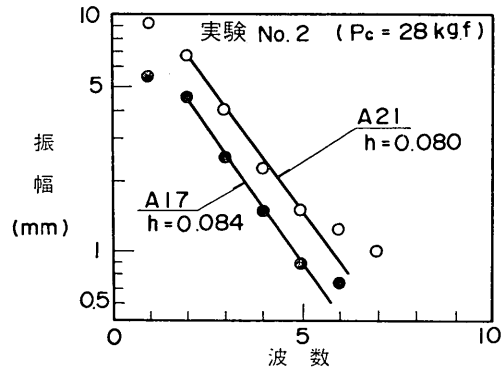
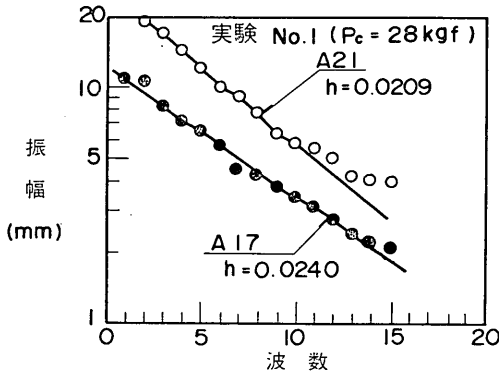


図-4.1.2 記録紙上の振幅と波数

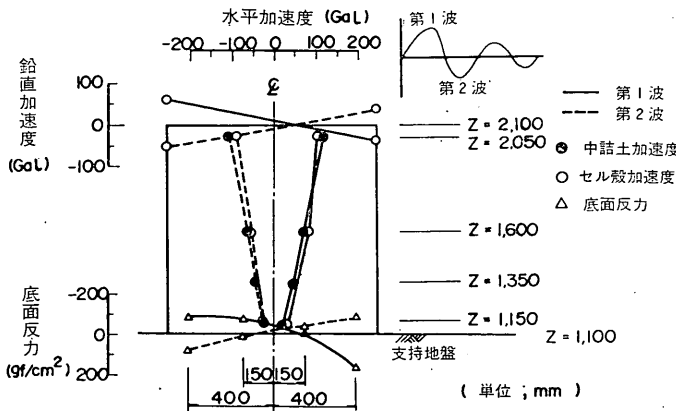


図-4.1.3 自由振動実験時の加速度と底面反力の分布 (実験 No.2;  $P_c=161$ kgf)

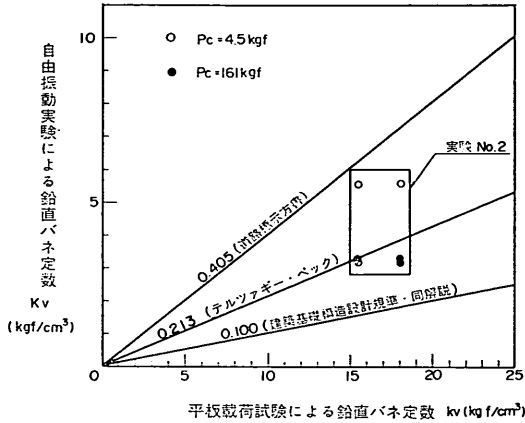
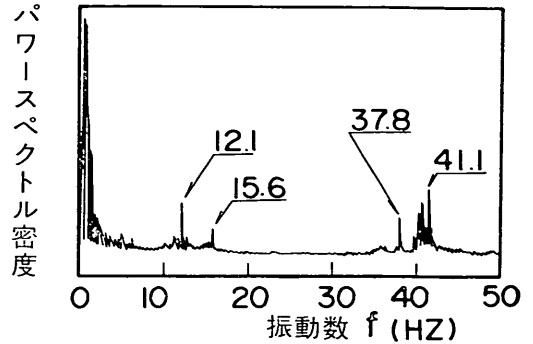


図-4.1.4 平板載荷試験と自由振動実験による鉛直バネ定数の比較

加振方向の常時微動のパワースペクトル密度を、実験 No. 3, No. 4, No. 6 それぞれについて、図-4.1.5～図-4.1.7 に示す。また、パワースペクトル密度より求めた伝達関数を図-4.1.8～図-4.1.10 に示す。

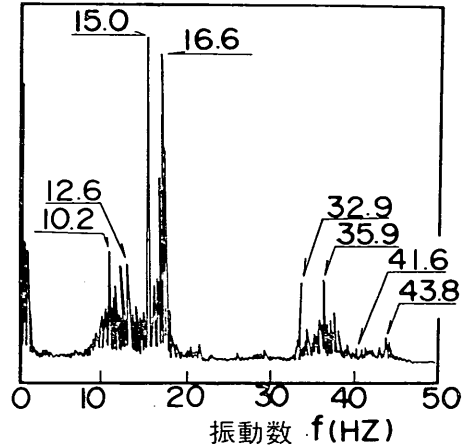
これらのパワースペクトルおよび伝達関数より得られたセル中詰土、裏埋土、支持地盤などの固有振動数を表-4.1.2 に示す。表より、水入れ後の固有振動数は、セル中詰土でほぼ 21～28Hz、裏埋土で 10～14Hz、支持地盤で 29Hz である。

セル中詰土の固有振動数は、自由振動実験において得られた固有振動数より高い値を示している。これは、常時微動測定時に発生している土のひずみレベルが  $10^{-6}$  程度と小さく、自由振動実験時のそれと大幅に異なることに起因していると考えられる。自由振動実験でのセル天端の水平変位量は 17mm であり、単純にセル中詰土がせん断変形しているものと仮定すれば、そのひずみは  $1.7 \times 10^{-2}$  と大きい。



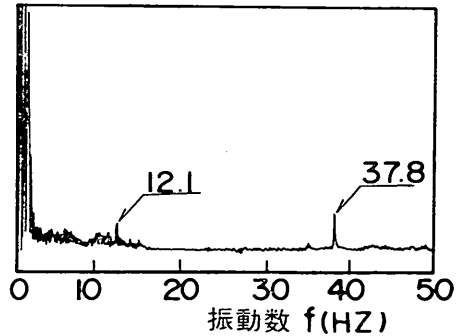
(a) 支持地盤

パワースペクトル密度



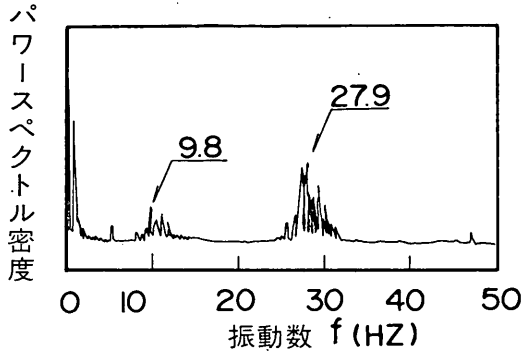
(b) セル中詰土

パワースペクトル密度

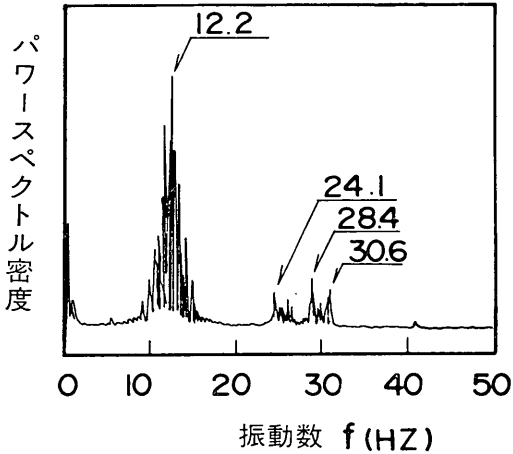


(c) 振動箱側壁

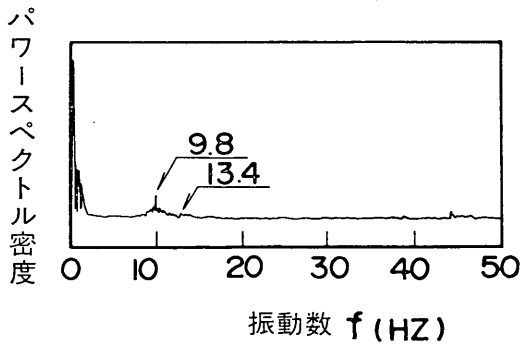
図-4.1.5 常時微動のパワースペクトル密度 (実験 No. 3)



(a) 支持地盤

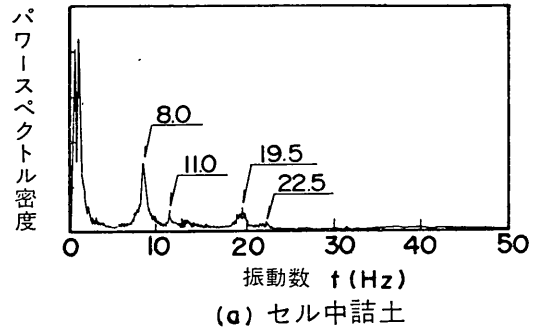


(b) セル中詰土

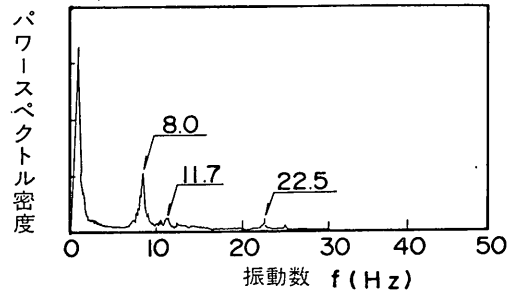


(c) 振動箱側壁

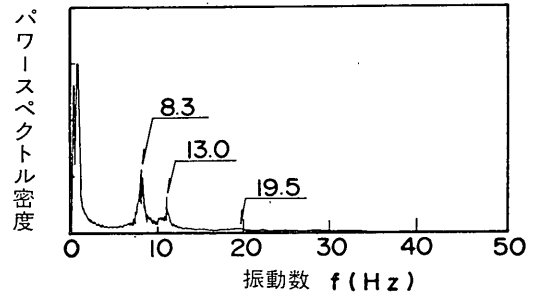
図-4.1.6 常時微動のパワースペクトル密度 (実験 No. 4)



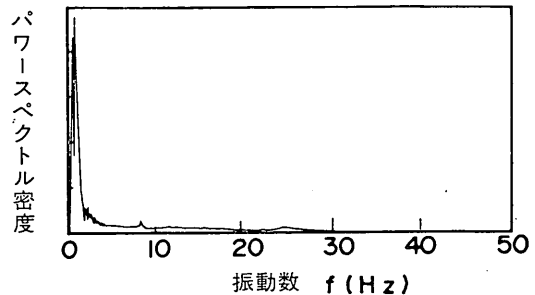
(a) セル中詰土



(b) 裏埋土



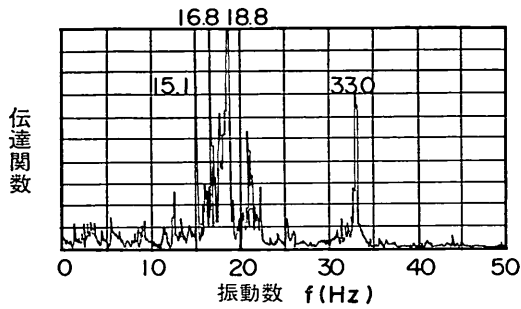
(c) 振動箱側壁



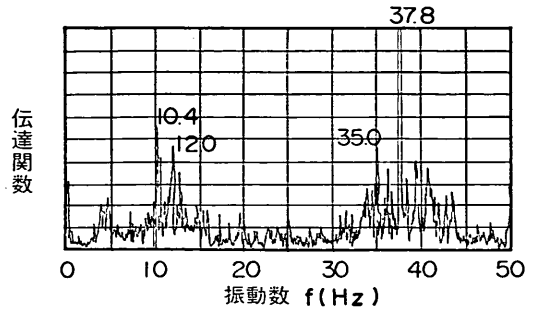
(d) 基礎コンクリート

図-4.1.7 常時微動のパワースペクトル密度 (実験 No. 6, 注水後)

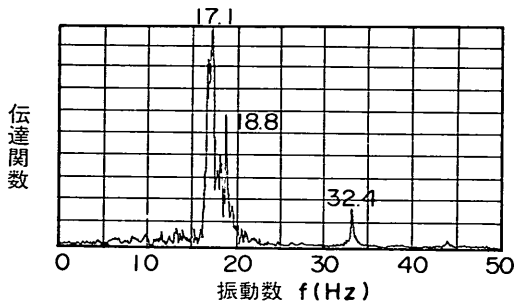
根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究



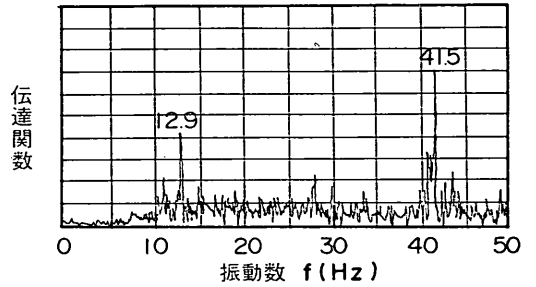
(a)  $\frac{\text{セル中詰土}}{\text{振動箱側壁}}$



(c)  $\frac{\text{振動箱側壁}}{\text{基礎コンクリート}}$

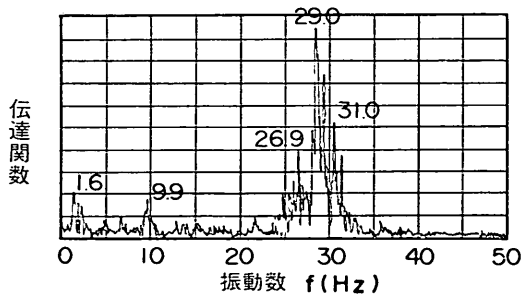


(b)  $\frac{\text{セル中詰土}}{\text{支持地盤}}$

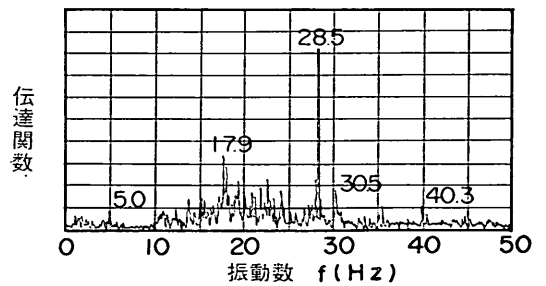


(d)  $\frac{\text{支持地盤}}{\text{振動箱側壁}}$

図-4.1.8 常時微動の伝達関数 (実験 No. 3)



(a)  $\frac{\text{支持地盤}}{\text{振動箱側壁}}$



(b)  $\frac{\text{セル中詰土}}{\text{振動箱側壁}}$

図-4.1.9 常時微動の伝達関数 (実験 No. 4)

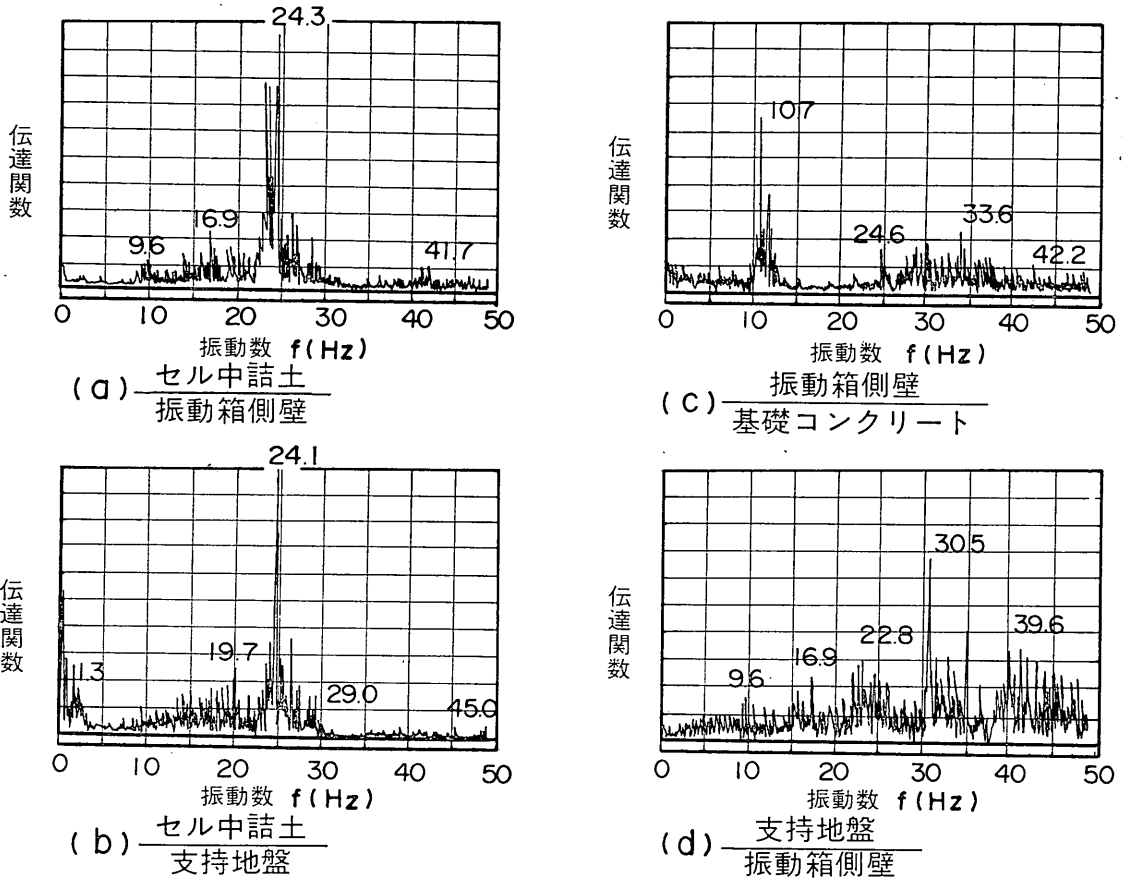


図-4.1.10 常時微動の伝達関数 (実験 No. 6)

表-4.1.2 常時微動からの固有振動数

(単位; Hz)

実験 No.	測定条件	測定位置					
		現地地盤	基礎 コンクリート	振動箱側壁	裏埋土	セル中詰土	支持地盤
3	水入れ前	0.9	11.1	37.8	/	17.1	41.5
4	水入れ後	/	/	/	/	28.5	29.0
5	水入れ前	/	/	/	10.1	21.0	25.4
	水入れ後	/	9.9	41.3	10.6	20.6	/
6	水入れ前	0.6	10.2	42.2	13.9	24.3	30.5
	水入れ後	0.6	11.3	39.6	14.5	26.5	/
7	水入れ後	0.9	11.1	39.8	10.0	25.0	/

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

4.2 地盤，セルなどの振動挙動

3.2.3 実験装置に述べたように，使用した振動破壊試験装置は自由振動型の振動台であり，正弦的自由減衰振動を与える。ここでは，セル-地盤の振動の主要部を図-4.2.1に示す初期3波（1.5周期）とみなして，以下のデータのとりにまとめた。

4.2.1 振動台加速度と振動数

実験 No.3~No.7で得られた第1波での振動台および支持地盤の加速度と，初期3波から求めた振動数を表-4.2.1に示す。

加振段階ごとの振動台の卓越振動数は，表に示すように，振動台加速度が大きく，すなわちバネ初期変位が大きくなるにつれて減少する傾向にある。これは，本装置のバネが変位の増加とともに軟化性を示すためと考えられる。振動数範囲は，1.9~5.3Hzで，とくに振動台加速度が200Gal以上においては1.9~2.7Hzであり，実地震の卓越振動数と比較すると，破壊作用の大きい低振動数域にあると考えられる。

4.2.2 地盤，セルなどの加速度

(1) 水平加速度の鉛直方向分布

(a) 第1波，第2波の加速度分布

実験 No.3~No.7について，支持地盤，セル，裏埋土に生じた水平加速度の鉛直方向の分布を図-4.2.2~図-4.2.6に示す。なお，これらの図では，最初の正負のピーク値を波形間の位相差を考慮しないでプロットした。

これらの図より，次のことがわかる。

- ① 実験 No.3~No.5の根入れのないセルモデルでは，振動台加速度の増加とともに中詰土中間部の応答値は下部より小さい値を示し，実験 No.6, No.7の根入れのあるセルモデルでは，中詰土下部より上部まで一様増加の分布形を示している。これらの差は，根入れの有無によりセルに対する支持地盤の拘束効果が異なるためであり，セルにおいてロッキング振動が卓越しているとみなすと，根入れのないセルモデルでは，セルの回転中心が根入れのあるものより上部にあると考えられる。
- ② 図-4.2.4~図-4.2.6より，裏埋土の加速度の分布形は中詰土のそれに近いが，応答値そのものはセル中詰土と異なっている。
- ③ セル直下支持地盤の加速度分布は，実験 No.3を除いて，振動台加速度250Gal程度までは振動台加速度とほぼ等しいが，400Gal以上では第1波において全般に上部ほど減少する傾向が認められる。これは，加振レベルの増加とともに支持地盤の剛性が低下し，第1波における振動台の動きに支持地盤が追従しえなくなるためと考えられる。

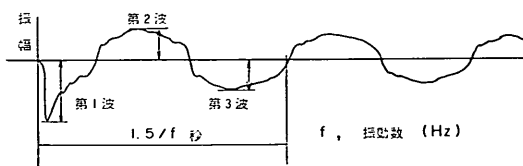


図-4.2.1 波形の振幅と振動数の読取方法

表-4.2.1 振動台および支持地盤の加速度と振動台振動数

加振段階	実験 No. 3			実験 No. 4			実験 No. 5			実験 No. 6			実験 No. 7		
	振動台 加速度 (Gal)	支持地盤 加速度 (Gal)	振動数 (Hz)	振動台 加速度 (Gal)	支持地盤 加速度 (Gal)	振動数 (Hz)	振動台 加速度 (Gal)	支持地盤 加速度 (Gal)	振動数 (Hz)	振動台 加速度 (Gal)	支持地盤 加速度 (Gal)	振動数 (Hz)	振動台 加速度 (Gal)	支持地盤 加速度 (Gal)	振動数 (Hz)
I	53	42	5.3	43	63	5.0	73	67	4.5	48	46	4.2	51	56	4.9
II	112	91	4.0	119	106	3.5	155	129	3.0	117	100	3.1	115	119	3.3
III	205	152	2.7	261	—	2.4	242	183	2.3	275	215	2.1	249	239	2.2
IV	320	201	2.5	397	309	2.2	497	360	1.9	460	321	2.0	560	440	2.0
V	433	242	2.4	531	383	2.1	673	517	1.9	593	377	1.9	622	502	2.0
VI	520	302	2.2	717	511	2.1	/			750	433	1.9	/		
VII	849	443	読取り 不能	1,106	857	2.0									

\* 支持地盤加速度；セル直下支持地盤 z=500 mm 点

\*\* 振動数；振動台加速度波形の初期3波（1.5周期）での読取りによる。



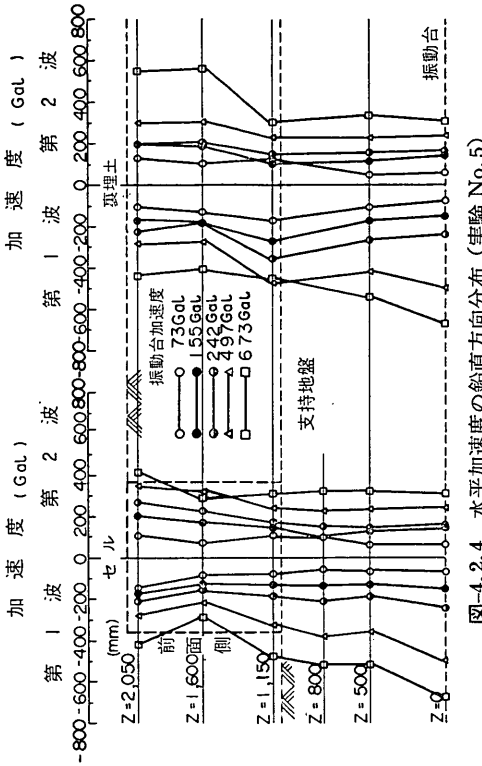


図-4.2.4 水平加速度の鉛直方向分布 (実験 No.5)

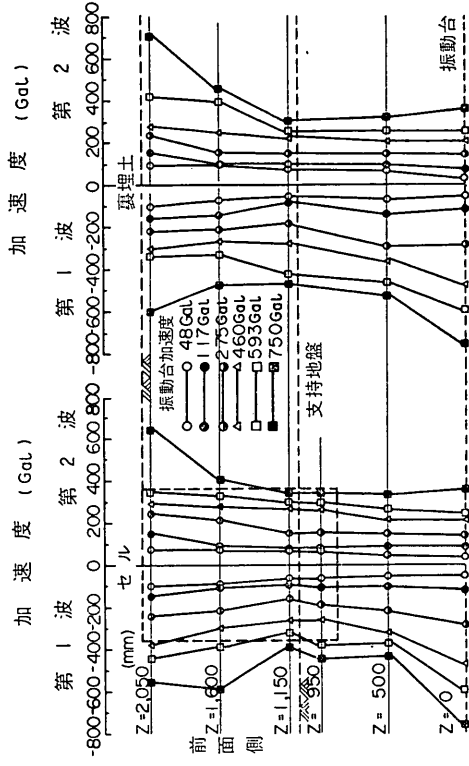


図-4.2.5 水平加速度の鉛直方向分布 (実験 No.6)

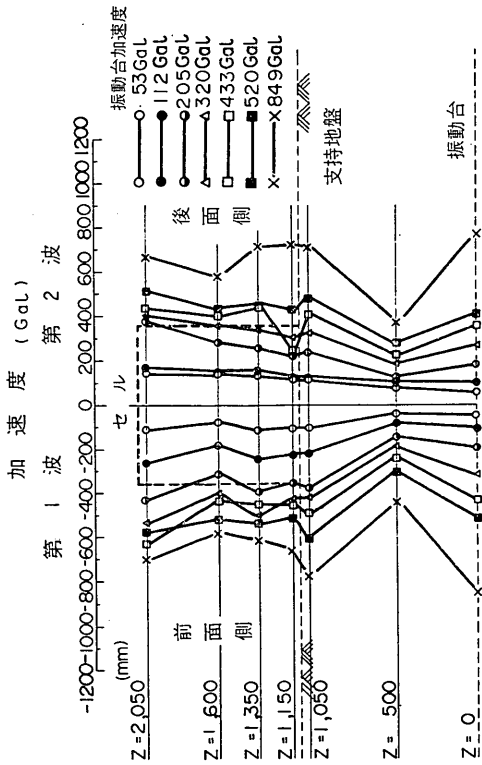


図-4.2.2 水平加速度の鉛直方向分布 (実験 No.3)

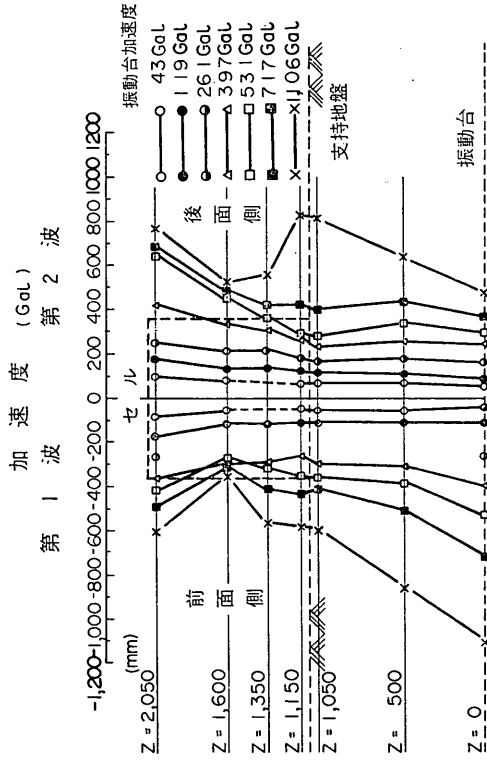


図-4.2.3 水平加速度の鉛直方向分布 (実験 No.4)

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

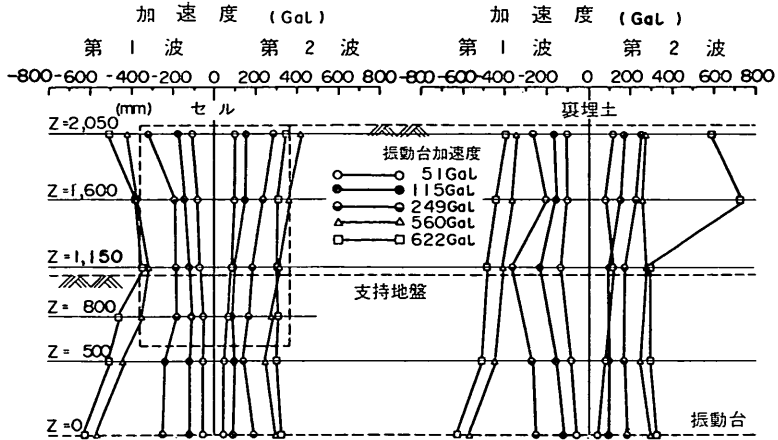


図-4.2.6 水平加速度の鉛直方向分布 (実験 No. 7)

なお、実験 No. 3 については他と異なり、200Gal 加振程度から、支持地盤中間部 ( $z=500\text{mm}$ ) の応答が小さな分布形状を示すが、原因は明らかでない。

(b) 同一時刻における加速度分布

同一時刻の加速度分布として、図-4.2.7に示す振動台加速度波形の  $t_1 \sim t_6$  における結果を以下に述べる。ここで、 $t_1, t_2, t_3$  での振幅は、それぞれ振動台加速度の第1波、第2波、第3波のピークに対応している。

図-4.2.8～図-4.2.12に、実験 No. 3～No. 7について、加振段階Ⅲ、またはⅣのときのセルセンター部と裏埋土センター部における分布例を示す。

これらの図より、次のことがわかる。

① 実験 No. 3～No. 7 を通じ、振動台加速度が最初のピーク値を示す時刻  $t_1$  において、セルおよび裏埋土での応答はほとんど生じず、実験 No. 7 を除き、振動台加速度が増加途中の時刻  $t_2$  または  $t_3$  で、セルおよび裏埋土部が大きな応答を示す傾向にあり、支持地盤とセル、裏埋土間で位相のずれが生じている。

② 実験 No. 5～No. 7 において、セルの応答値は裏埋土のそれとは若干異なるが、応答分布形状は裏埋土のそれに近い。また、セルセンター部に、裏埋土なしの実験 No. 4 と裏埋土ありの実験 No. 5 の分布形状に大きな差が認められない。これらを考慮すると、今回のような衝撃波加振においては、密な支持地盤上にあるやや密なセル中詰土と裏埋土は、ほぼ同様の挙動を示すものと考えられる。

(2) 各部加速度の応答倍率

セル中詰土天端の水平加速度の支持地盤加速度に対する応答倍率と支持地盤加速度との関係を図-4.2.13に示す。

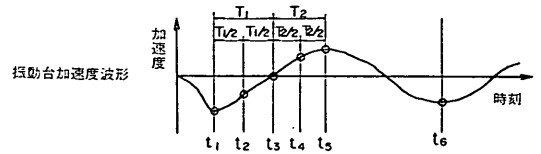


図-4.2.7 同一時刻における加速度分布作成時の時刻

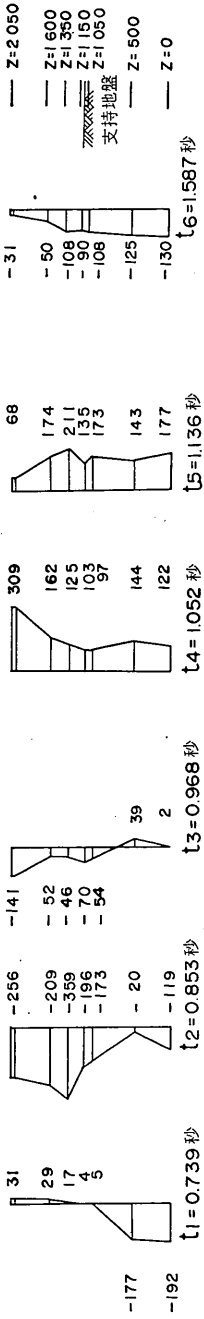
図より、各実験での応答倍率は、支持地盤加速度 ( $z=500\text{mm}$ ) の増加とともに減少する傾向がみられる。これは、裏埋土、中詰土を含む地盤のひずみ増加に起因する砂の剛性低下と減衰定数の増大によるものと考えられる。

なお、実験 No. 3 での応答倍率は他より全般に高い。これは、水なしの実験であるため、減衰効果が小さく地盤の剛性が高いことによると考えられる。この点に関しては、表-4.1.1に示した実験 No. 1, No. 2 の自由振動実験結果からも明らかである。

(3) 応答波形の周波数分析

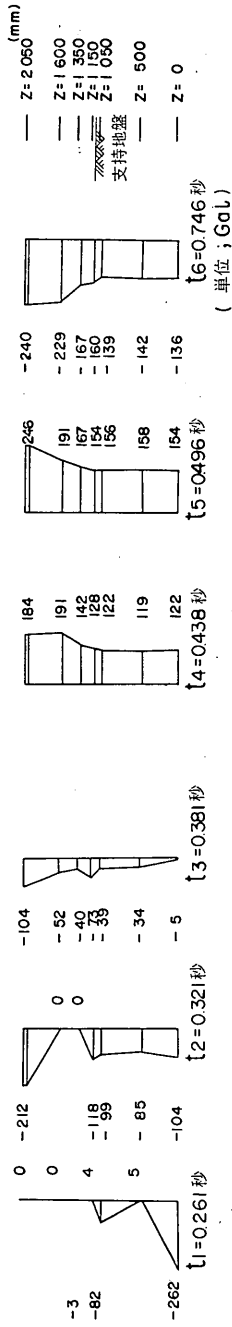
構造物の応答を議論する際には、外力の卓越する振動数とともに各部の固有振動数を明らかにしておく必要がある。この点に関しては、4.1.2 常時微動測定に述べたように、支持地盤、セル、裏埋土などについて常時微動測定を実施し、各部の固有振動数を得ているが、これらは一般にいわれているように、土に生じるひずみが  $10^{-6}$  程度の場合に相当する。ここでは、土に生じるひずみが比較的大きいと思われる衝撃波加振時の各部の固有振動数について検討する。

衝撃波加振時の振動台加速度波形は、正弦的自由減衰



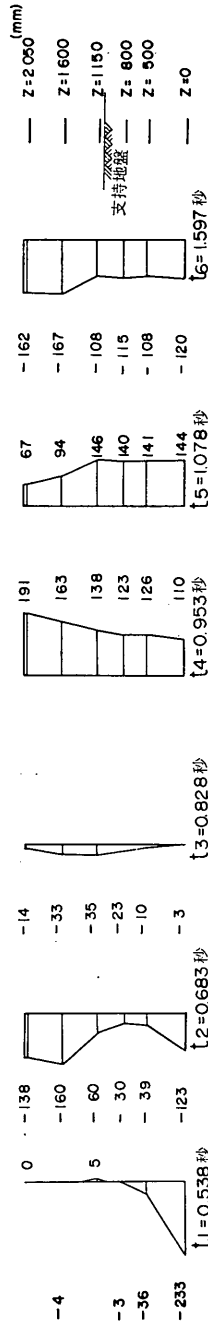
(単位; Gal)

図-4.2.8 セルセンター部の同一時刻における加速度分布 (実験No.3; 加振段階Ⅲ)

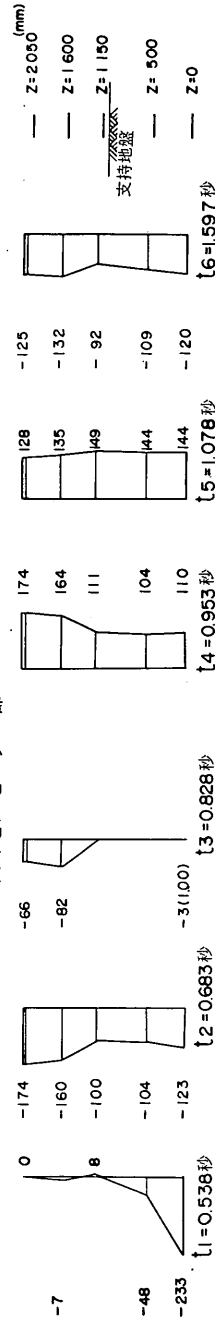


(単位; Gal)

図-4.2.9 セルセンター部の同一時刻における加速度分布 (実験No.4; 加振段階Ⅲ)



(a)セルセンター部



(単位; Gal)

図-4.2.10 同一時刻における加速度分布 (実験No.5; 加振段階Ⅲ)

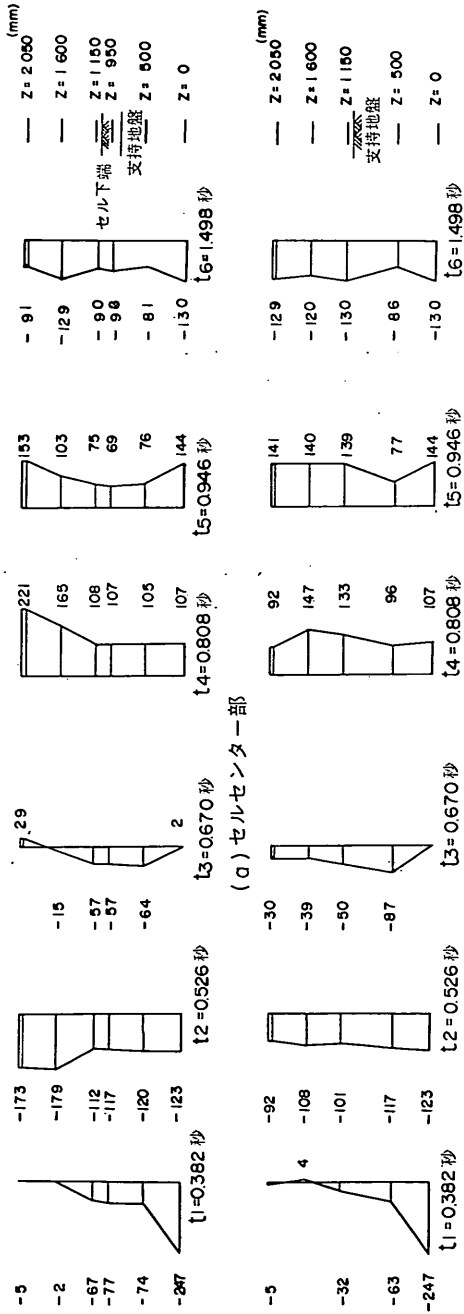


図-4.2.11 同一時刻における加速度分布 (実験 No. 6, 加振段階Ⅲ)

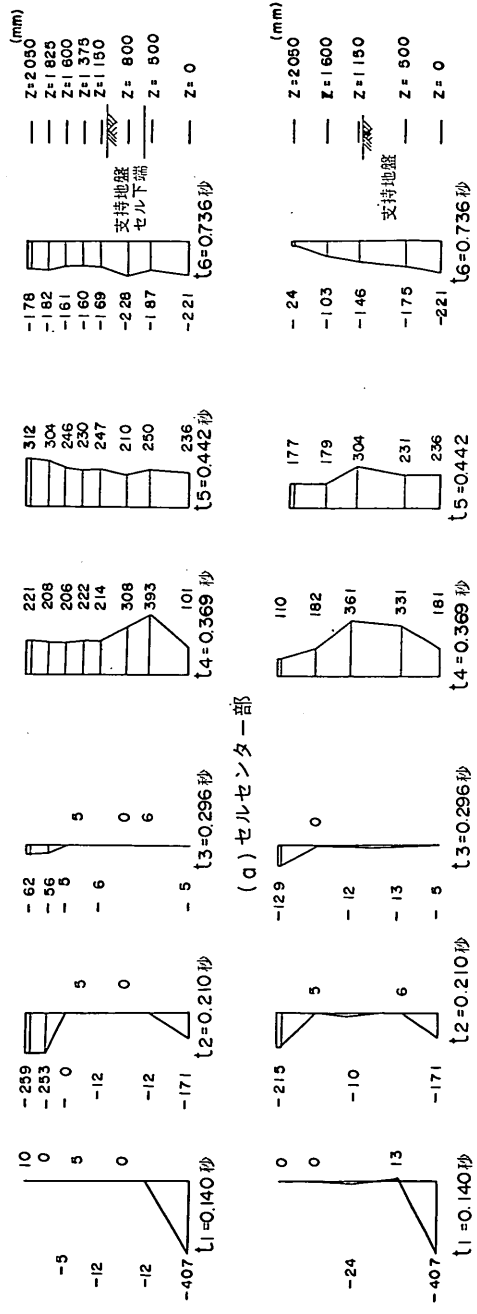


図-4.2.12 同一時刻における加速度分布 (実験 No. 7, 加振段階Ⅳ)

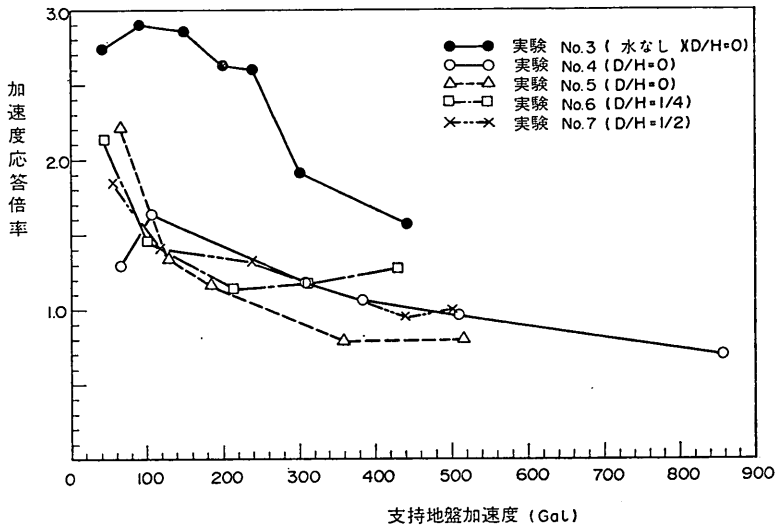


図-4.2.13 支持地盤加速度とセル中詰土天端の応答倍率

振動であるとはいえ、種々の振動数成分を含んでいる。それゆえ、各部の応答波形のパワースペクトル密度と伝達関数より、固有振動数を求めた。

1例として、実験 No. 5 の加振段階Ⅳにおける振動台、支持地盤、中詰土、裏埋土のパワースペクトル密度を図-4.2.14に示す。図-4.2.14の(a)~(e)で際立ったピークを示す振動数は約3 Hz であり、これは振動台の正弦

的自由減衰振動の振動数である。なお、表-4.2.1での振動台振動数は1.9Hzとあり、ここでの結果と異なるが、これは、表-4.2.1の値が初期3波(1.5周期)を対象としたものであるのに対して、ここでの値は初期から振動がほぼ消滅するまでの平均的な振動数であることによる。

図-4.2.14 よりわかるように、パワースペクトル密度

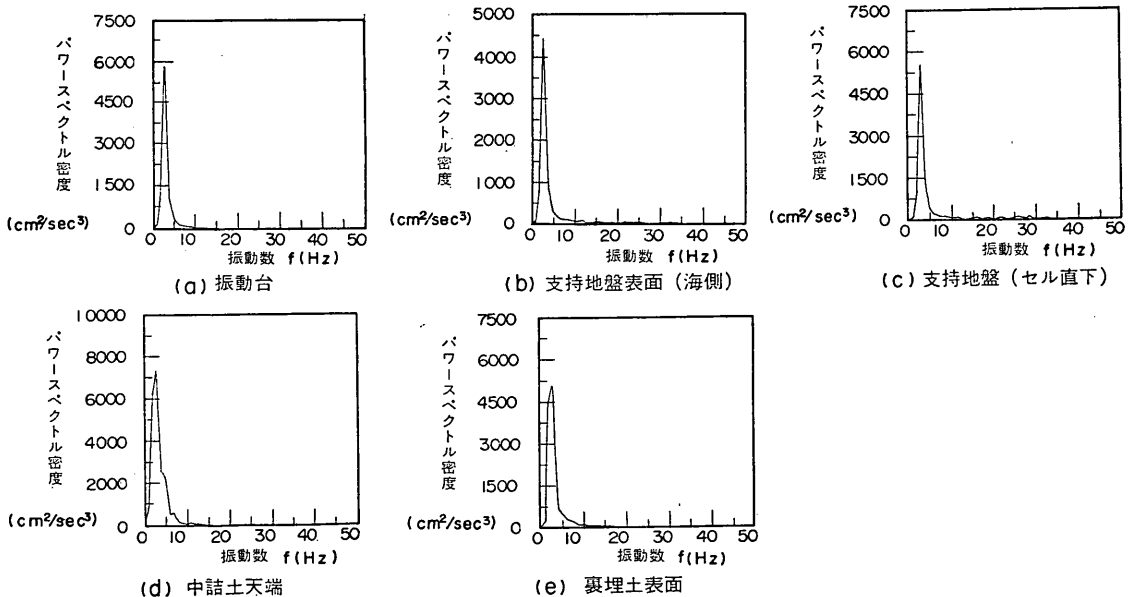


図-4.2.14 各部加速度波形のパワースペクトル密度 (実験 No. 5; 支持地盤加速度 360Gal)

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

は、振動台の卓越振動数以外では非常に小さく、精度上の問題はあるが、以下に伝達関数を用いて各部の固有振動数を検討する。

1例として実験 No. 7 について、振動台加速度に対する支持地盤、中詰土天端、裏埋土の伝達関数を図-4.2.15に示す。また、伝達関数より得られる各部の固有振動数を表-4.2.2に示す。なお、分析の対象とした加振段階は、実験 No. 3, No. 4 についてはIおよびIII、実験 No. 5 ~ No. 7 についてはIVである。

表より、実験 No. 3, No. 4 に関しては、支持地盤加速度が 50Gal 前後の場合、支持地盤、セルの固有振動数は、それぞれ 30~35Hz, 14~20Hz と考えられるが、支持地盤加速度が 150Gal 以上になると、支持地盤、セルの固有振動数は、それぞれ 20Hz 前後、7~11Hz と小さくなる傾向にある。また、実験 No. 5 ~ No. 7 では、支持地盤加速度が 321~440Gal と大きいこともあり、支持地盤で 20Hz 前後、セルで 5~7Hz, 裏埋土で 10Hz 前後と考えられる。

これらの結果と常時微動の分析結果の表-4.1.2とを比較すると、衝撃波加振時の支持地盤、セルの固有振動数は、常時微動の結果よりかなり低い。これは、(2)各部加速度の応答倍率でも述べたように、加速度レベルの増加とともに地盤の剛性が低下することによると考えられる。また、セルに関しては、4.1.1自由振動実験での実験 No. 2 でセル天端水平加速度 100Gal 程度の場合、固有振動数が 8.6Hz であり、表-4.2.2に示した実験 No. 4 振動台加速度 261Gal の場合の固有振動数とほぼ対応している。

以上の結果より、支持地盤加速度 321~440Gal の場

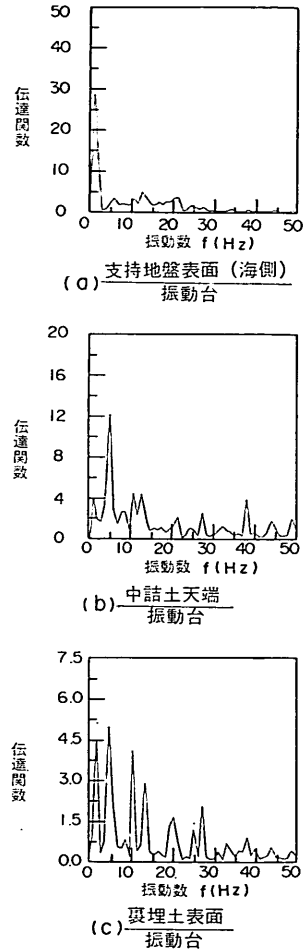


図-4.2.15 伝達関数 (実験 No. 7; 支持地盤加速度 440Gal)

表-4.2.2 衝撃波加振実験からの固有振動数

実験 No.	支持地盤加速度 (Gal)	固有振動数 (Hz)			備考
		支持地盤	セル	裏埋土	
3	42	35.0	19.5	—	単体セル (水なし)
	152	19.5~22.5	7.0	—	
4	63	30.0	14.0	—	単体セル (水あり)
	261*	15.5~18.5	8.0~11.0	—	
5	360	25.5	5.0~7.0	ピーク多く判読不能	
6	321	19.5	5.0~6.0	13.5	
7	440	21.5	5.0	10 前後	

\* 振動台加速度

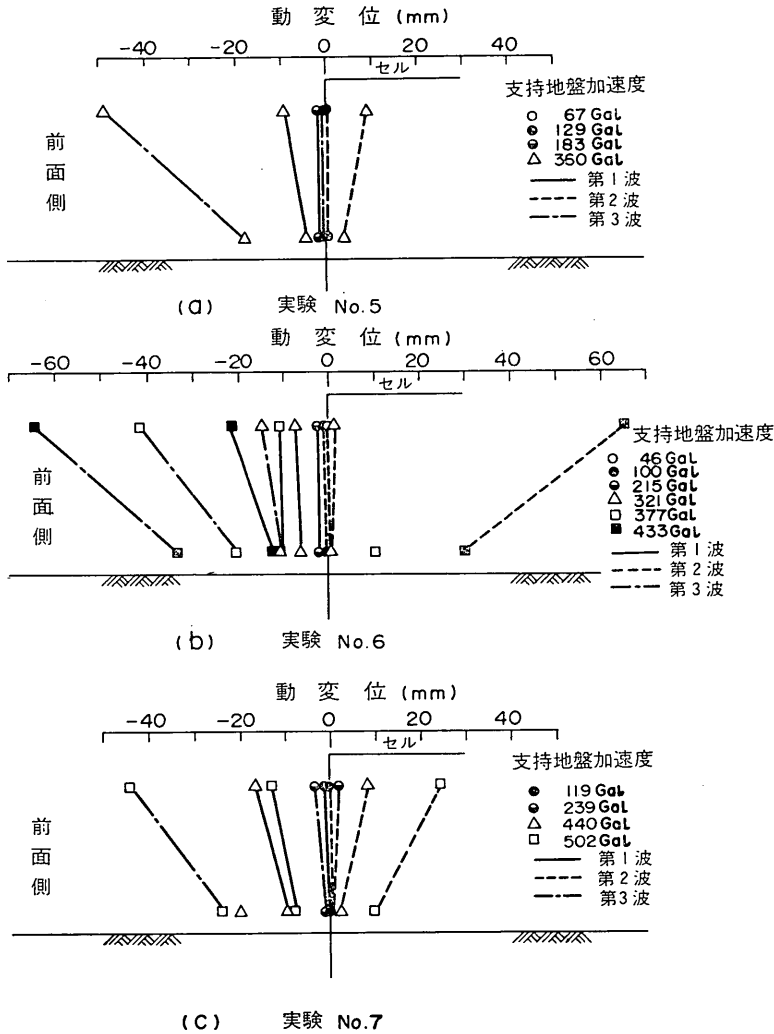


図-4.2.16 セル前壁の動変位分布

合、セルの固有振動数が5~7Hzであり、振動台の振動数が1.9~2.7Hzであるため、今回の衝撃波加振実験は、比較的破壊作用の大きい実験条件となっていた。

4.2.3 セルの動変位

実験 No. 5~No. 7 について、セル前壁の上部と下部に取付けた変位計による動変位分布を図-4.2.16に示す。なお、ここでいう動変位とは、各加振段階での加振直前を初期値とし、図-4.2.17に示すように、加振中の平均変位成分と変位振幅を合計したものである。

図-4.2.16より、以下のことがわかる。

① 動変位は加振加速度の増加とともに大きくなるが、実験 No. 5~No. 7 を通じ、セルの海側への変位

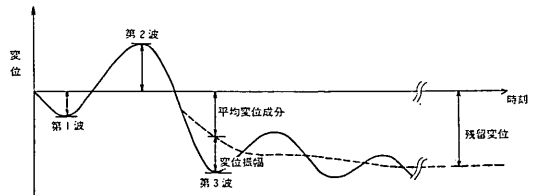


図-4.2.17 動変位波形例

は第1波よりむしろ第3波で大きくなり、このことはセル挙動の目視においても確認された。それゆえ、セルの残留変位に対しては、第3波が支配的であった。

② 裏埋土のない実験 No. 4 で平均変位成分がほとんど生じていないにもかかわらず、裏埋土のある実験 No. 5～No. 7 で平均変位成分が生じており、裏埋土の挙動がセルの変位に与える影響は大きい。

4.2.4 地盤、セルなどの変位

衝撃波加振時の地盤、セルなどの振動挙動を変位波形により検討するために、加速度波形を2回積分して変位波形を求めた。

変位波形の計算においては、加速度波形の数値化に伴う誤差の成分を除去するため、ローカット・フィルターを用いた。フィルターのカットオフ振動数は、振動台の主要動が1.9Hz以上であり、これよりも低い振動数成分は含まれていないと考えられることから、1.0Hzとした。したがって、ここで求めた変位波形には、振動箱の初期変位に相当する振動箱の振動前と振動終了後の位置のずれ、および護岸模型に生じた残留変位は、表現され

ていない。

変位波形による検討は、実験 No. 6 の加振段階V (振動台加速度 593Gal)、および実験 No. 7 の加振段階IV (振動台加速度 560 Gal) に対して行った。得られた変位波形の例と振動台の加速度波形を図4.2.18、図4.2.19に示す。実際の変位波形は、図中の振動台水平変位(A-33)に点線で示したように、振動箱の振動前の位置から始まっていると考えられ、ここで求めた変位波形の第1のピーク以前には信頼性がない。

変位波形に基づき、地盤、セルなどの最大変位の分布を図4.2.20、図4.2.21に示す。また、図4.2.22に示すように、振動台変位がピークとゼロになる時刻とその中間の時刻 $t_1 \sim t_6$ における地盤、セルなどの変位分布を図4.2.23、図4.2.24に示す。

これらの図より、以下のことがわかる。

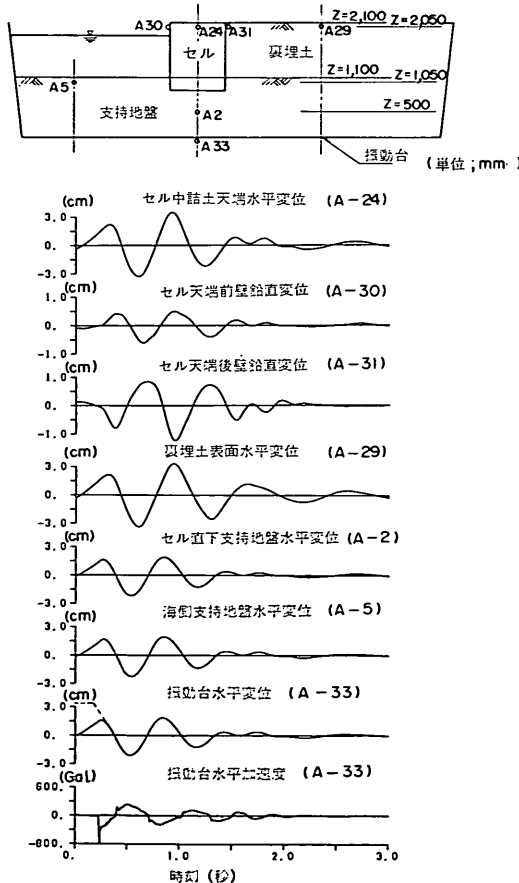


図-4.2.18 変位波形と振動台加速度波形 (実験 No. 6; 加振段階V)

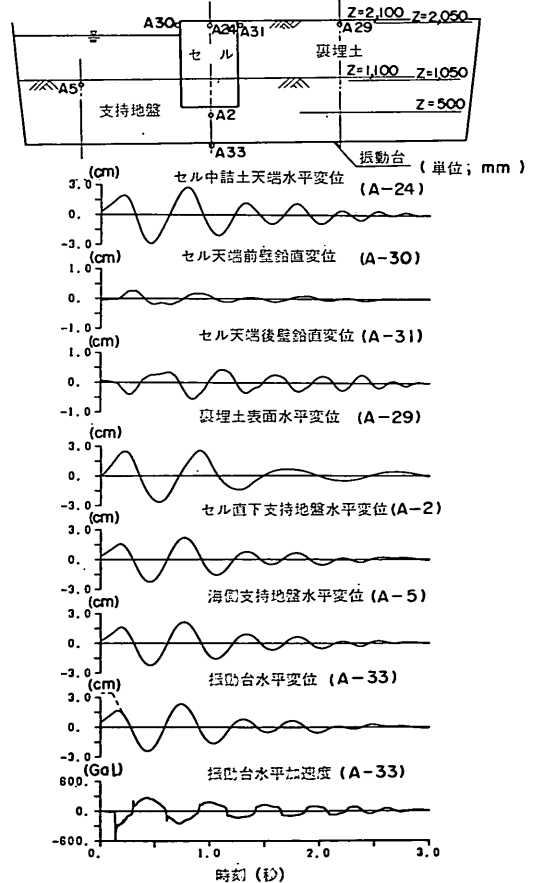


図-4.2.19 変位波形と振動台加速度波形 (実験 No. 7; 加振段階IV)



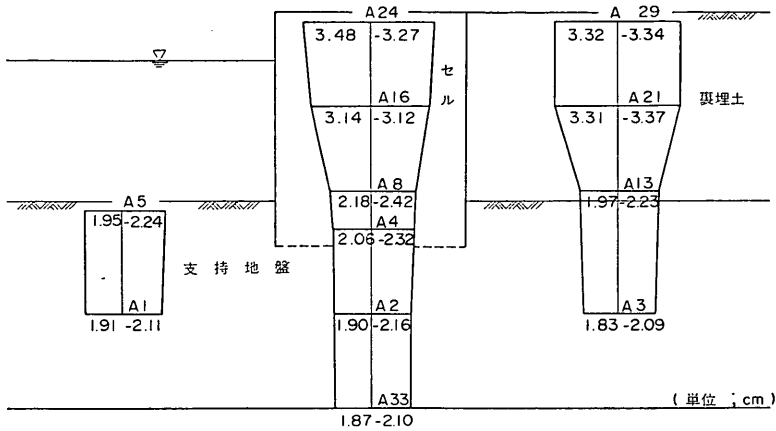


図-4.2.20 最大変位分布 (実験 No.6; 加振段階V)

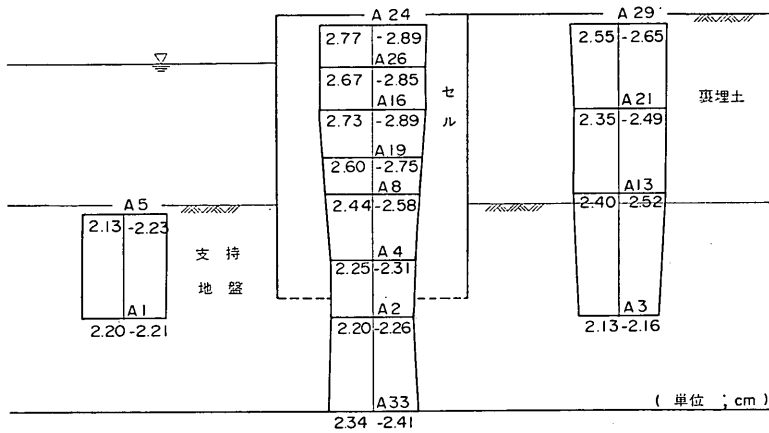


図-4.2.21 最大変位分布 (実験 No.7; 加振段階IV)

①図-4.2.20と図-4.2.21より、支持地盤における最大変位はほぼ同様であるが、セルおよび裏埋土では上部ほど最大変位が大きくなっており、その割合は、実験 No.7 よりも実験 No.6 のほうが大きい。

②図-4.2.23と図-4.2.24より、実験 No.6, No.7とも支持地盤とセル根入れ部の挙動は同位相であり、変位量もほぼ等しい。また、支持地盤に対してセル天端へゆくほど位相のずれが大きくなり、①に述べたようにセルの上部ほど最大変位が大きいこと、図-4.2.18, 図-4.2.19に示すようにセル天端前壁と後壁の鉛直変位が逆位相になっていること、などからセルの振動においてはロッキング振動が卓越していると考えられる。

しかし、実験 No.7では、根入れ比の小さい実験 No.6に比べて支持地盤に対するセルの位相遅れが小

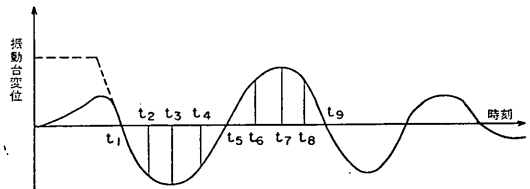


図-4.2.22 同一時刻における変位分布作成時の時刻

さいこと、セルの変位の増幅が小さいこと、セル天端前壁と後壁の鉛直変位も小さいことから、根入れ長の増加による支持地盤の拘束効果の増大が認められる。

なお、実験 No.6, No.7ともセル天端後壁の鉛直変位が前壁のそれよりも大きいことから、セルの回転中心は、セルセンター部よりも前壁側にあると考えられる。

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

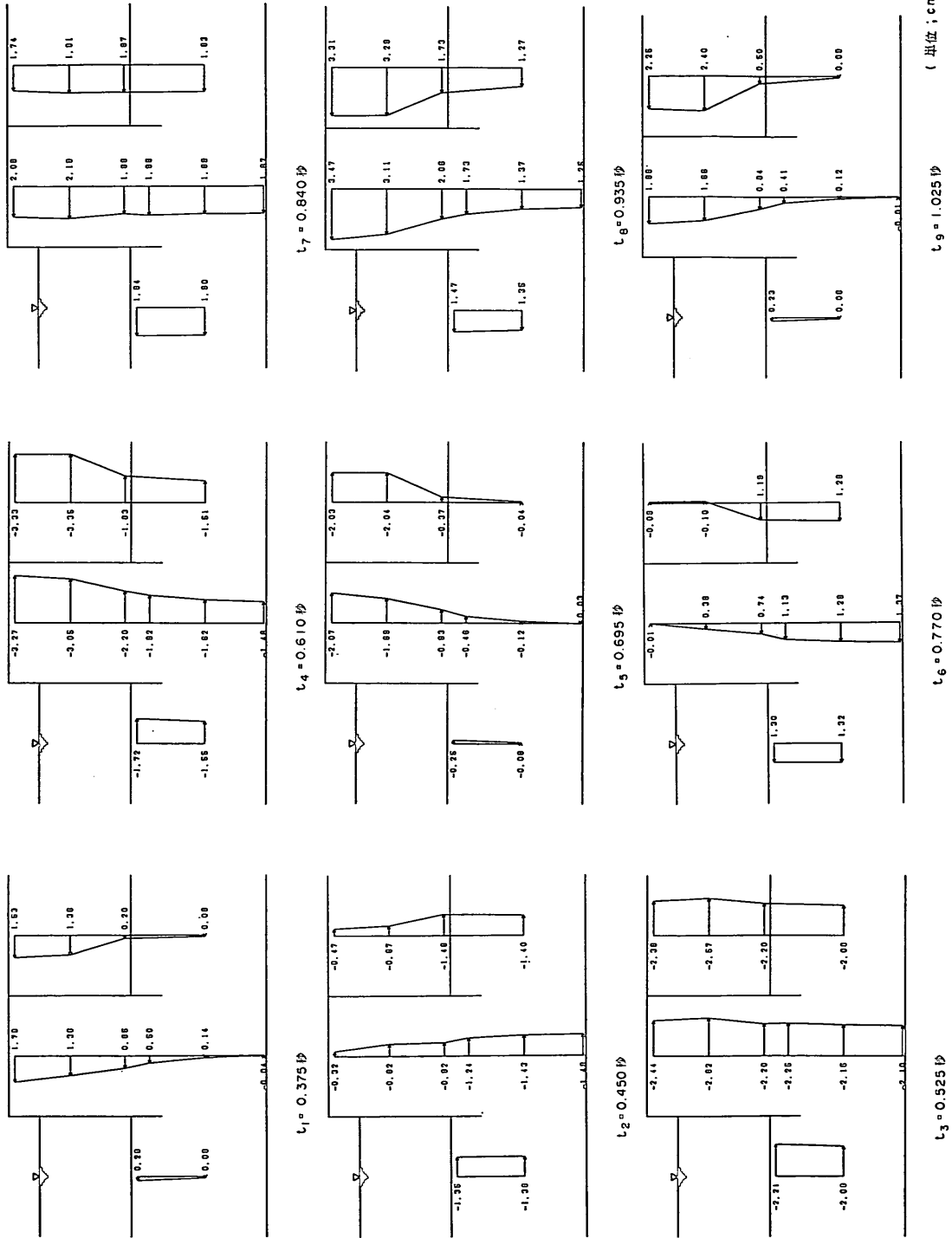


図-4.2.23 同一時刻における変位分布 (実験 No. 6; 加振段階 V)

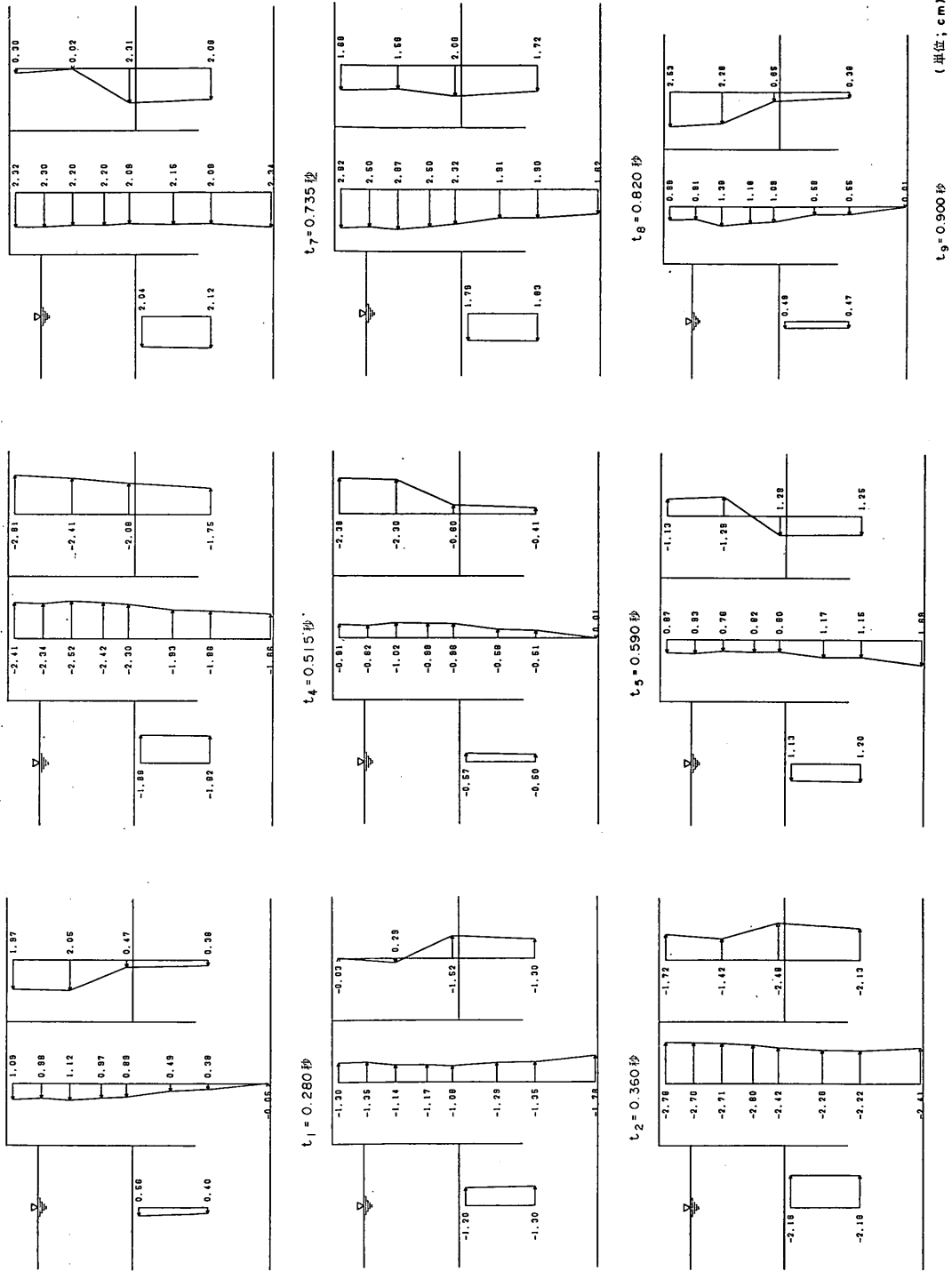


図-4.2.24 同一時刻における変位分布 (実験 No.7; 加振段階IV)

③図-4.2.23と図-4.2.24より、裏埋土は支持地盤に対して位相が遅れており、実験 No.7 では、裏埋土がゆるかったために、実験 No.6 よりも支持地盤に対する位相の遅れが大きい。

④図-4.2.23と図-4.2.24より、裏埋土とセルは、いくぶん位相のずれはあるが同一方向にほぼ等しい値で変位しており、4.2.2地盤、セルなどの加速度に述べたように加速度の分布形状もほぼ等しいことから、安定計算においては、セル後壁にセルに対する同じ震度を用いた地震時主働土圧を考慮するのが妥当である。

また、セル根入れ部とセル前面支持地盤についても、同位相で変位量もほぼ等しいことから、安定計算において、セル根入れ部前壁に発揮される抵抗力としては、地震時受働土圧、あるいは地盤とセルとの相対変位に基づく地盤反力のいずれかを考慮するのが妥当である。

### 4.3 土圧

#### 4.3.1 土圧と間隙水圧

土圧の動的成分の分布として、時間とともに変化する土圧の最初の正負のピーク値と、支持地盤加速度の第1波、第2波および第3波のピーク時における土圧値の2種類を求めた。以下、前者を最大土圧と呼び、後者を同一時刻における土圧と呼ぶこととする。

過剰間隙水圧には、図-4.3.1に示すように、周期的に増減を繰返す動的変動成分と、時間とともに増加もしくは減少する残留成分とがある。動間隙水圧分布においても、2種類の値を求めた。すなわち、第1の値は、周期的に増減する動的変動成分と時間とともに増加もしくは減少する残留成分の和で、時間軸に対するこれらの第1のピークを第1波、第2のピークを第2波とした。以下、この値を動間隙水圧と呼ぶこととする。第2の値は、時間とともに増加もしくは減少する残留成分であり、この値を残留間隙水圧と呼ぶこととする。この残留間隙水圧は、後述するように、支持地盤加速度の第4波以後に顕著に増加するが、第3波以前では非常に小さい。したがって、最大土圧および同一時刻における土圧の検討においては間隙水圧の影響は小さいと考え、これを考慮しなかった。

#### (1) 最大土圧

実験 No.3~No.7 の最大土圧分布を図-4.3.2~図-4.3.6に示す。

#### (a) 底面反力

底面反力は、実験 No.3~No.5 では、セルセンター部を中心としたロッキング振動により、第1波において前壁側で増加、後壁側で減少し、第2波ではその逆の分

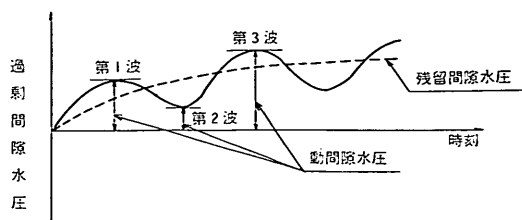


図-4.3.1 過剰間隙水圧波形

布を示している。また、第1波後壁側、第2波前壁側の底面反力の動的成分の最大値は  $-100 \sim -260 \text{gf/cm}^2$  であり、加振前の底面反力の測定値が平均  $277 \text{gf/cm}^2$  であることより、加振加速度  $400 \sim 500 \text{Gal}$  程度では、セルが浮上り状態に至っていないと判断される。

なお、裏埋土のある実験 No.5~No.7 において、静土圧を加えた最大底面反力は  $497 \sim 627 \text{gf/cm}^2$  であり、加振前の底面反力の  $1.8 \sim 2.3$  倍となっている。

#### (b) 根入れ部前壁土圧

実験 No.6, No.7 において、根入れ部前壁土圧は、図-4.3.5、図-4.3.6にみられるように、第1波において正の土圧が作用し、加振加速度が大きくなるにしたがい、支持地盤表面に近いほど大きくなるという逆三角形分布を示している。これより、根入れ部前壁土圧が、根入れ部における抵抗力として有効に作用し、根入れ効果に寄与していることがわかる。また、この分布形は、物部・岡部による地震時受働土圧のような三角形分布と異なっている。

#### (c) 中詰土圧

実験 No.3~No.7 において、中詰土圧は図-4.3.2~図-4.3.6にみられるように、ほぼ前壁では第1波において正、第2波において負の値を示す。

また、その値は、加振加速度が大きくなるにしたがって増加し、深さとともに増大する傾向にある。

#### (d) 裏埋土圧

実験 No.6, No.7 において裏埋土圧は、図-4.3.5、図-4.3.6にみられるように、加速度とともにその絶対値は大きくなる。しかし、裏埋土部の土圧は、根入れ部前壁土圧や中詰土圧と異なり、第1波で正、第2波で負といった傾向や、深さとともに増加するといった傾向が、明確には認められない。支持地盤部の土圧についても、必ずしも深さとともに増大していないが、実験 No.6 では裏埋土部と異なり、土圧の動的成分は第1波において負、第2波において正の値を示す。根入れの深い実験 No.7 でも、支持地盤表面付近では同様の傾向が認められるが、セル下端付近では非常に大きな正の値を示して

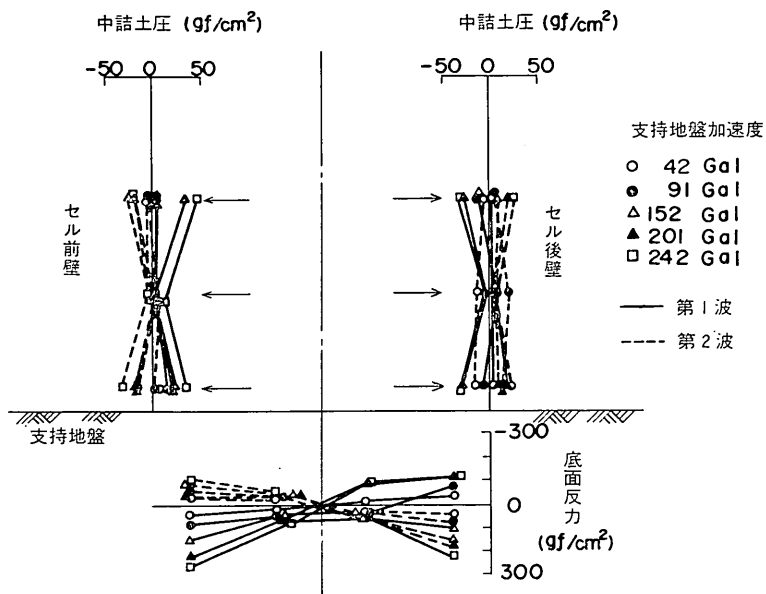


図-4.3.2 最大土圧分布 (実験 No.3)

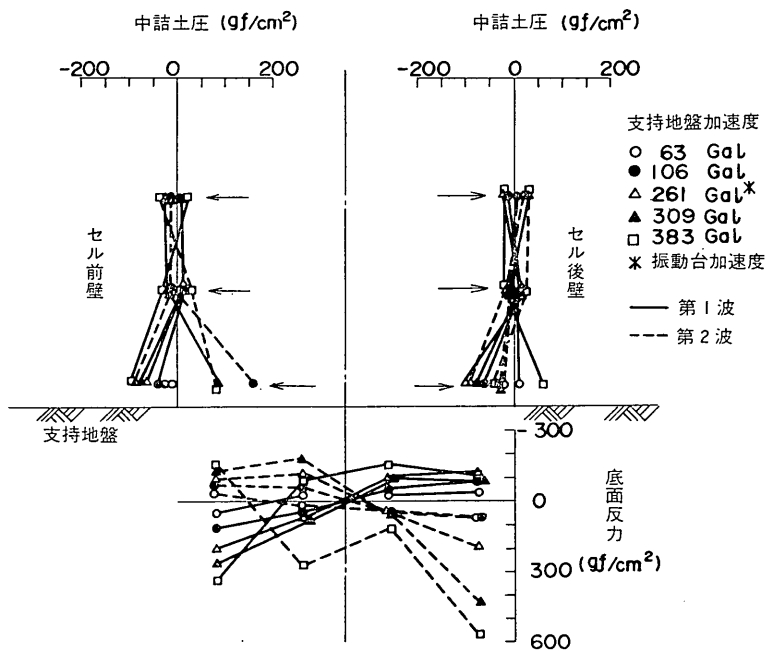


図-4.3.3 最大土圧分布 (実験 No.4)

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

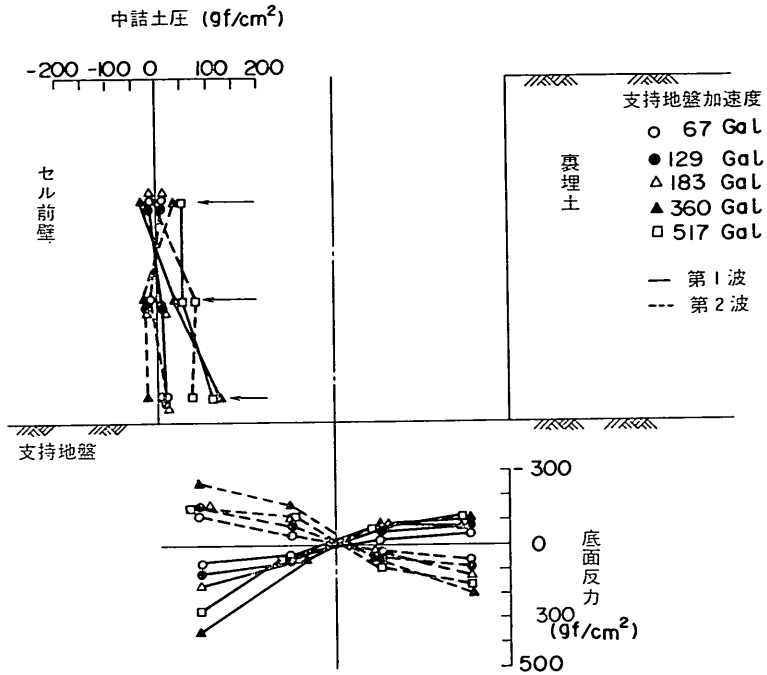


図-4.3.4 最大土圧分布 (実験 No. 5)

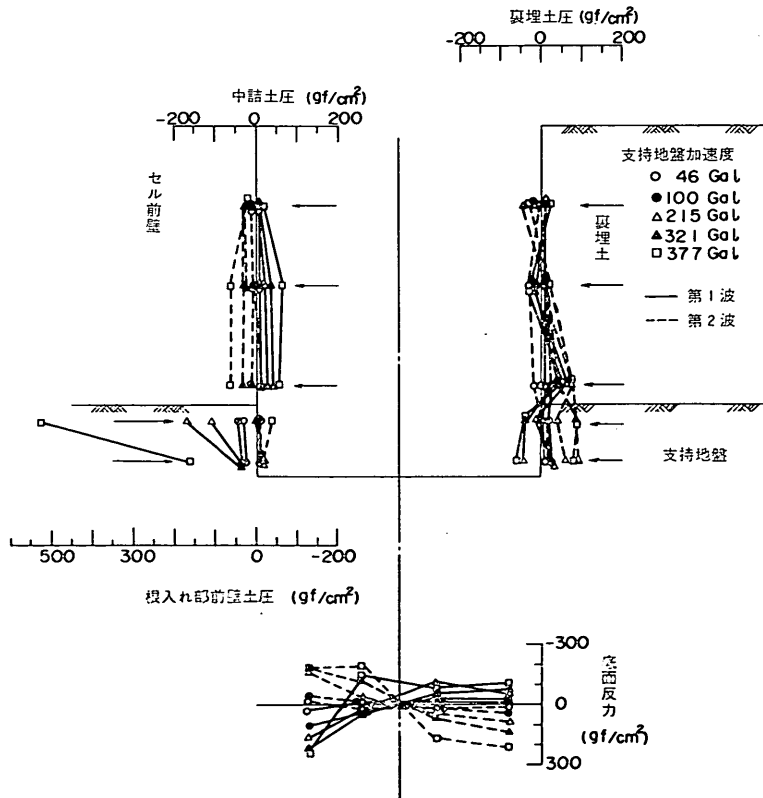


図-4.3.5 最大土圧分布 (実験 No. 6)

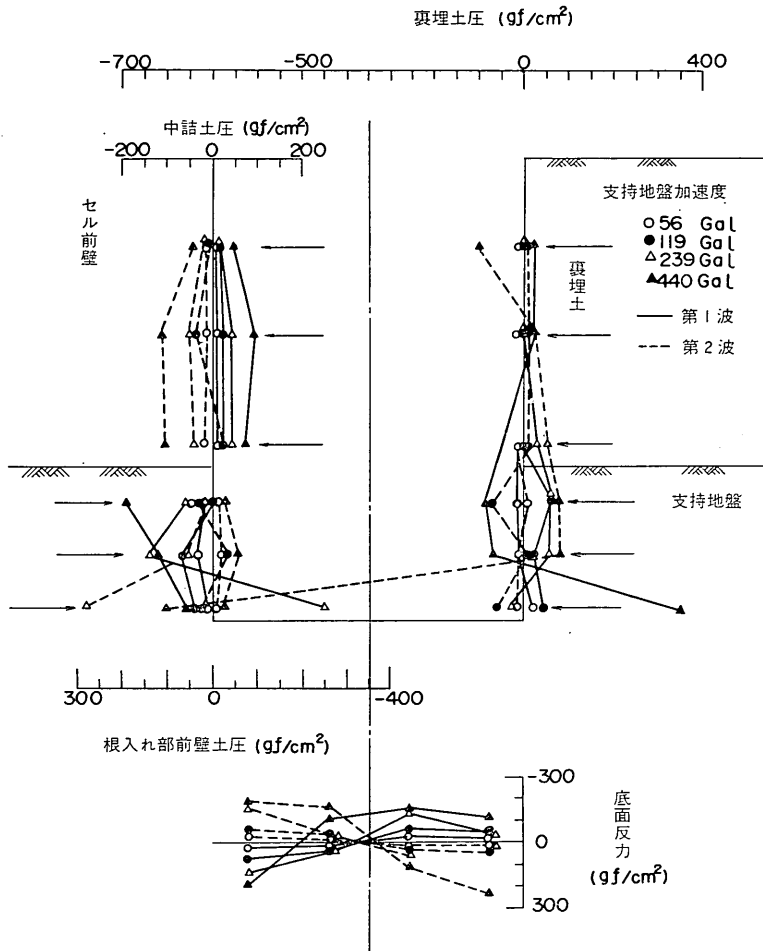


図-4.3.6 最大土圧分布 (実験 No. 7)

いる。

(2) 同一時刻における土圧

振動中のある瞬間における土圧分布を知るために、1例として、支持地盤加速度の第1波、第2波、第3波のピーク時における土圧の動的成分を、図-4.3.7～図-4.3.11に示す。

(a) 底面反力

実験 No. 7 を除いて、支持地盤加速度の第1波のピーク時には、位相遅れのため、底面反力に応答がほとんどみられないが、第2波および第3波においては、(1)最大土圧で述べたようなセルのロッキング振動によると思われる底面反力分布を示している。実験 No. 7 における底面反力では、第1波より応答がみられるが、これは、セル下端が支持地盤加速度測定位置に近く、両者間の位相

のずれが少ないためである。

(b) 根入れ部前壁土圧

実験 No. 6, No. 7 の根入れ部前壁土圧は、図-4.3.10, 図-4.3.11に示すように、(1)最大土圧での傾向と同様に、支持地盤表面付近で大きくなる逆三角形分布を示している。

(c) 中詰土圧

実験 No. 3, No. 4 において、セル前壁と後壁とで得られた中詰土圧は、図-4.3.7, 図-4.3.8に示すように、同程度の大きさで符号がほぼ逆の分布を示している。それゆえ、セル壁に作用する静止土圧を加算した中詰土圧は、前壁で増加するとき、後壁で減少するものと考えられる。

(d) 裏埋土圧

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

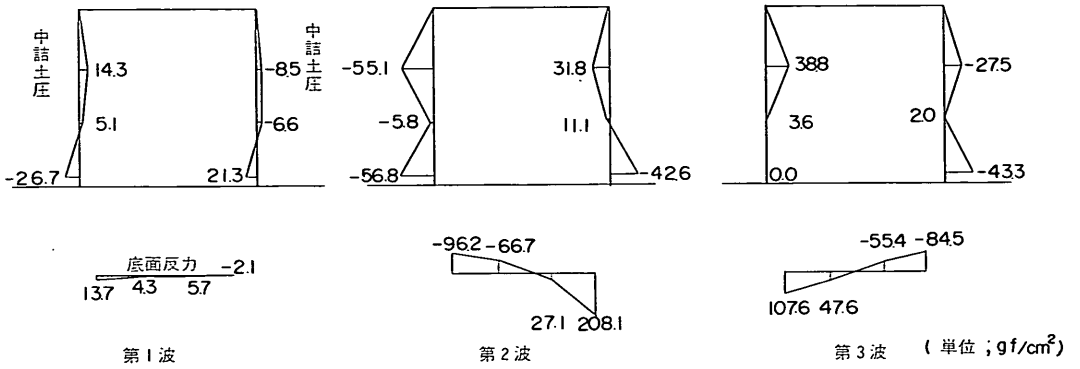


図-4.3.7 同一時刻における土圧分布 (実験 No. 3; 支持地盤加速度 242Gal)

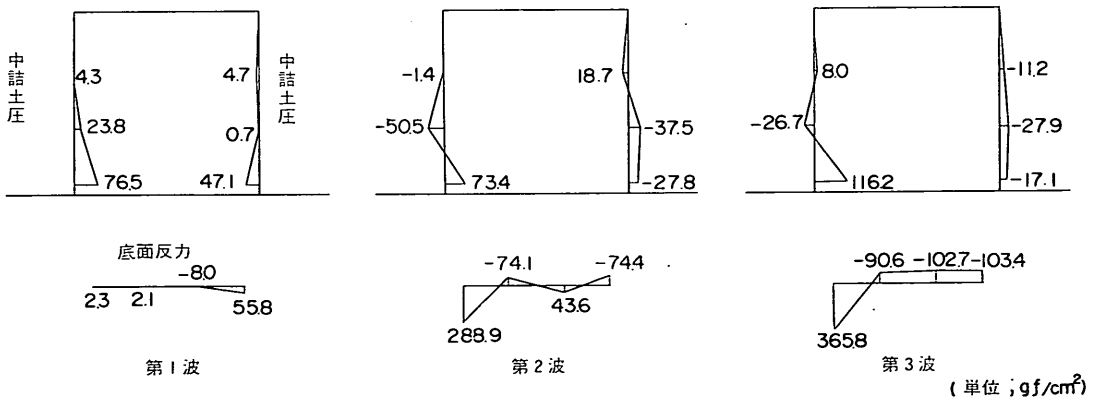


図-4.3.8 同一時刻における土圧分布 (実験 No. 4; 支持地盤加速度 383Gal)

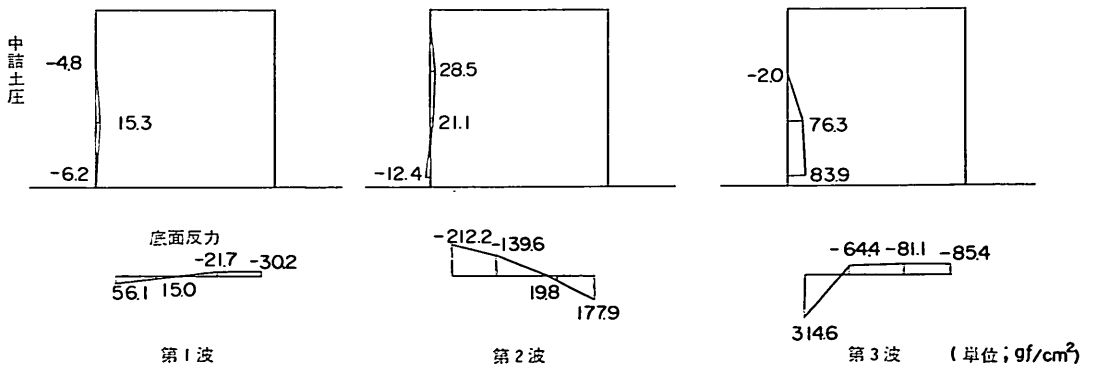


図-4.3.9 同一時刻における土圧分布 (実験 No. 5; 支持地盤加速度 360Gal)



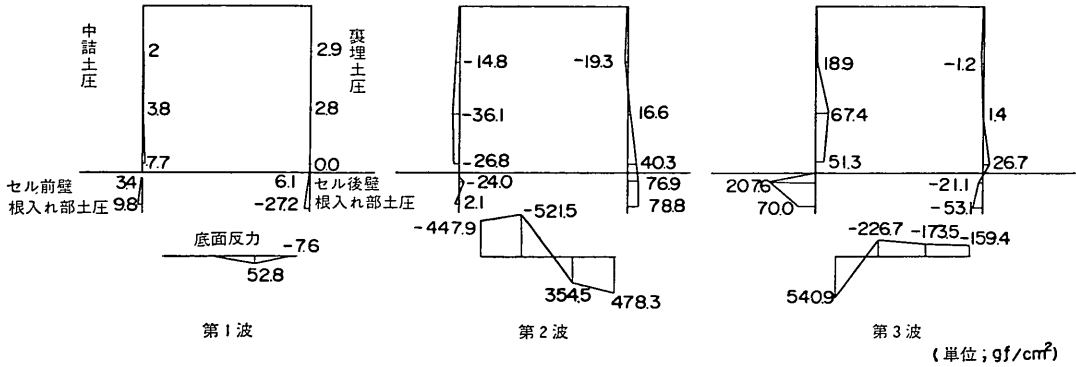


図-4.3.10 同一時刻における土圧分布 (実験 No.6; 支持地盤加速度 377Gal)

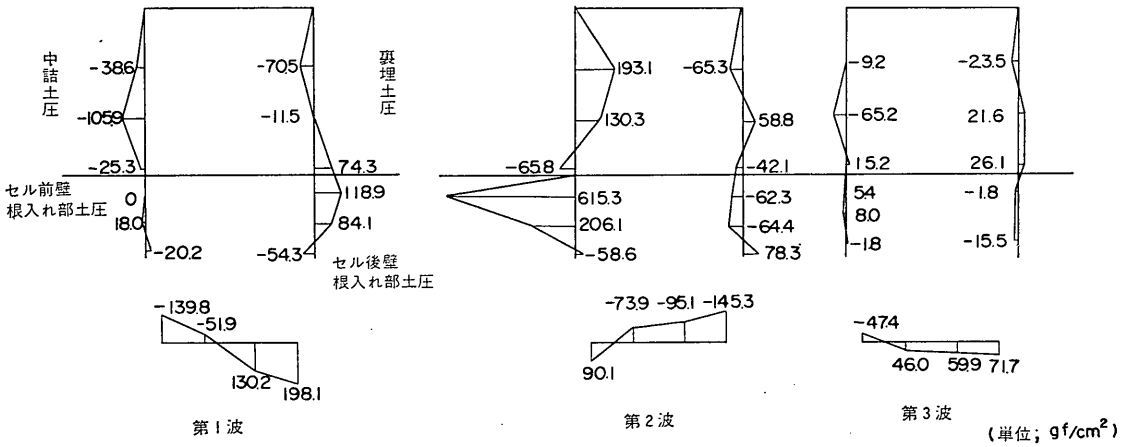


図-4.3.11 同一時刻における土圧分布 (実験 No.7; 支持地盤加速度 502Gal)

実験 No.6, No.7 において、裏埋土圧は、図-4.3.10, 図-4.3.11 に示すように、高さ方向に正負の土圧が混在し、深さとともに増加するといった傾向も認められない。これは、(1)最大土圧におけると同様である。

#### (3) 動間隙水圧

動間隙水圧分布の1例として、実験 No.6 の結果を図-4.3.12 に示す。

図より、セル底面の動間隙水圧はセル前壁部ではほとんど生じず、後壁部では支持地盤加速度とともに増加するが、値は小さく、底面反力と同様に第1波で負、第2波で正の値を示している。中詰土内の動間隙水圧は、支持地盤加速度377Gal においてもほとんど生じていない。また、裏埋土内の動間隙水圧は、第1波ではほとんど生じず、第2波において裏埋土圧と同符号で、かつ支持地盤加速度とともに増加する傾向にある。

つぎに、実験 No.5~No.7 について、比較的大きな

値を示す位置での動間隙水圧を支持地盤加速度に対して示すと、図-4.3.13 になる。

図より、支持地盤加速度の増加とともに動間隙水圧は増大する傾向にあるが、その値はあまり大きくない。それゆえ、4.2.2地盤、セルなどの加速度、4.2.3セルの動変位、4.3.1(1)最大土圧で述べたように、セルの加速度や動変位、各部の最大土圧が第3波まで大きく、それ以降で小さくなっていることから、セル振動時の安定性という観点からみれば、動間隙水圧の影響は小さいものと考えられる。

#### (4) 残留間隙水圧

残留間隙水圧の1例として、実験 No.6 の支持地盤加速度377Gal での時刻歴を図-4.3.14 に示す。

図より、残留間隙水圧は、支持地盤加速度の第1波~第3波において、とくに値が小さい。第4波以降でも、中詰土、支持地盤の残留間隙水圧は小さいが、裏埋土に

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

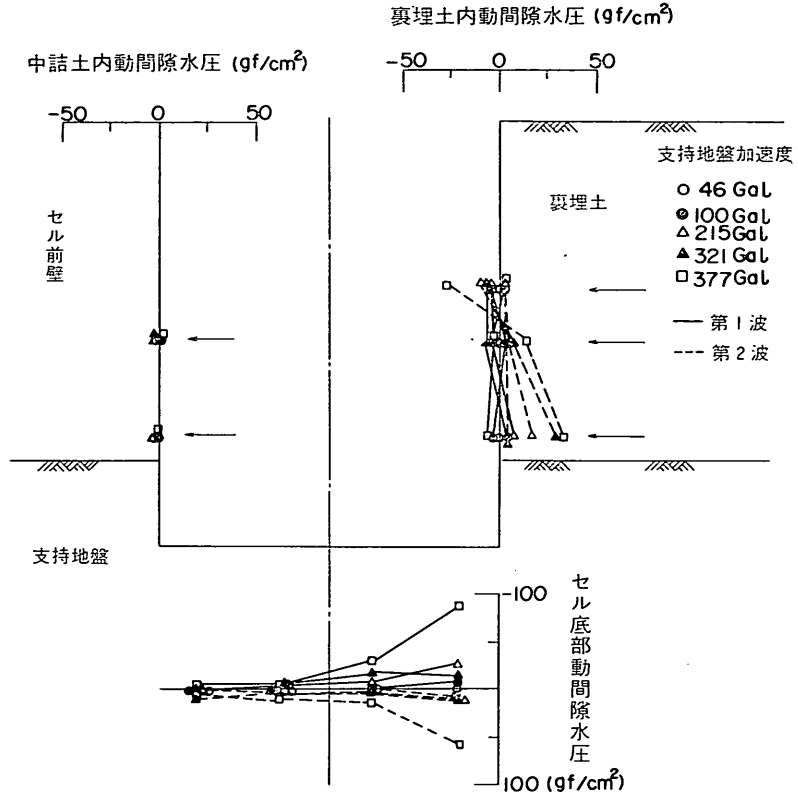


図-4.3.12 動間隙水圧分布 (実験 No. 6)

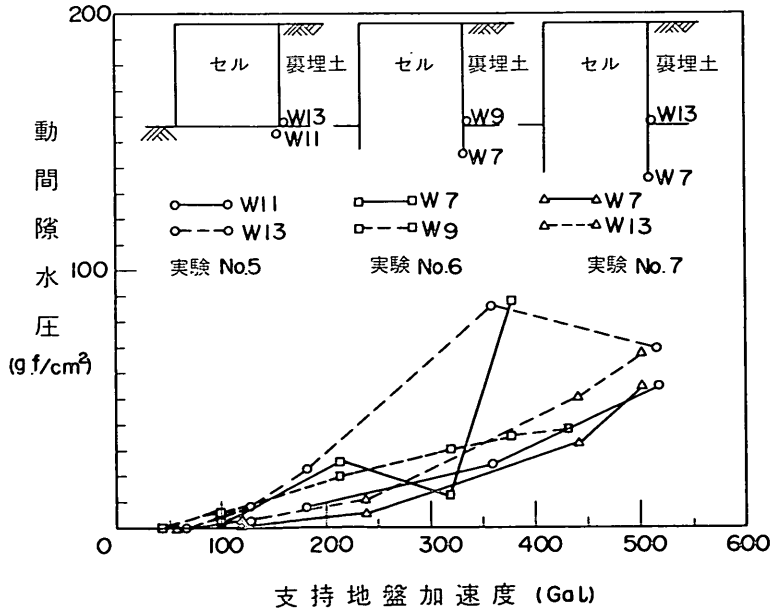


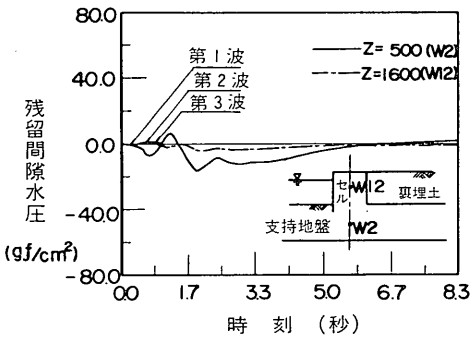
図-4.3.13 動間隙水圧と支持地盤加速度

においては漸増する傾向にある。これは、裏埋土については締固めを行わず、ゆるい状態であることによる。この点に関しては、支持地盤加速度 377Gal 以上の加振後において、裏埋土表面に水がしみ出るのが観測されたことから、液状化に近い状態であったと考えられる。

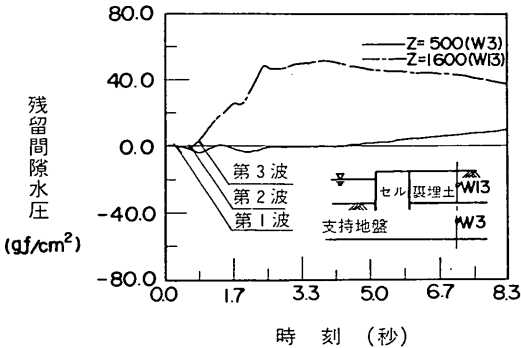
つぎに、図-4.3.14 に示した各部の残留間隙水圧の最大値  $u_{r,max}$  を初期有効上載圧  $\sigma_v$  で除した圧力比  $u_{r,max}/\sigma_v$  を支持地盤加速度に対して示すと、図-4.3.15 のようになる。

図より、圧力比は、支持地盤、中詰土では小さく16%程度であるが、裏埋土では83%にも達している。振動終了後に裏埋土に生じるこのような大きな残留間隙水圧は、セルの安定性を低下させるものと考えられ、この点については、液状化の視点からの別途の検討が必要であろう。

4.3.2 実測土圧と現行設計土圧などとの比較



(a) セルセンター一部



(b) 裏埋土センター一部

図-4.3.14 残留間隙水圧 (実験 No.6; 支持地盤加速度 377Gal)

(1) 現行設計土圧との比較

(a) 裏埋土圧

(i) 実測裏埋土圧

セル後壁に作用した実測裏埋土圧の分布を、図-4.3.16、図-4.3.17 に示す。なお、実測裏埋土圧とは、設計土圧との比較という観点からセルが海側へ変位した時の動的成分の最大値、すなわち第1波または第3波の大きいほうの土圧の動的成分に  $1/2 \sum \gamma_i h_i$  で求まる静止土圧を加えたものである。ただし、実験 No.5 の裏埋土圧については、土圧計不良のため、データが得られなかった。

これらの図より、次のことがわかる。

実験 No.6 の支持地盤加速度 100Gal 以下、および実験 No.7 の支持地盤加速度 239Gal 以下における裏埋土圧は、裏埋表面から深いところほど大きくなる三角形分布を示すが、これらを越える加速度レベルにおいては、三角形分布とはなっていない。とくに、支持地盤表面付近で裏埋土圧は非常に小さい値を示す一方、セル下端部では著しく大きな値を示し、実験 No.7 の根入れ下部においては、支持地盤加速度 440Gal で土かぶり圧の約 6.5倍もの値が生じている。

このように、高い加速度レベルにおける裏埋土圧の分布形状や根入れ下部での土かぶり圧に対する比、また、4.2.4 地盤、セルなどの変位でも述べたように、セルにおいてロッキング振動が卓越していたことなどを勘案すると、セルが海側へ傾斜することにより、根入れ下部に受働土圧に近い抵抗土圧が作用していたものと考えられる。

(ii) 土くさびによる推定土圧

ここではセル後壁に働く土圧が、裏埋土表面の沈下、キ裂状況より推定した土くさびのすべりによって生じる

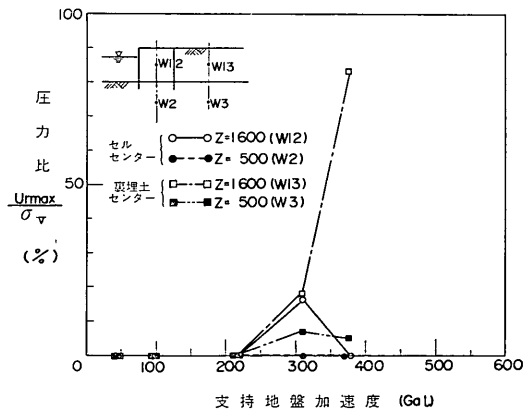


図-4.3.15 圧力比と支持地盤加速度 (実験 No.6)

根入れ鋳板セルの耐震性に関する実験的研究

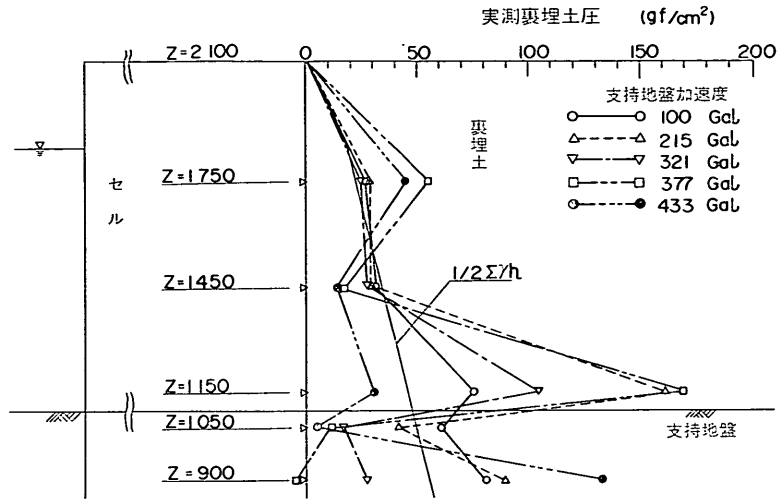


図-4.3.16 実測裏埋土圧分布 (実験 No. 6)

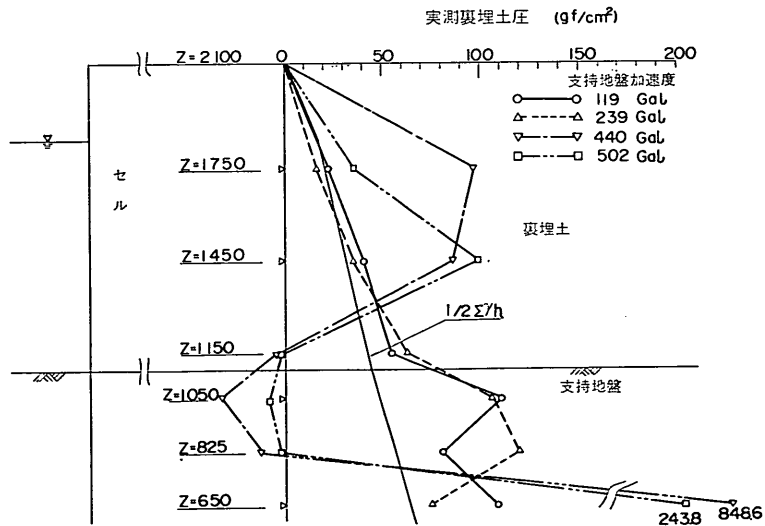


図-4.3.17 実測裏埋土圧分布 (実験 No. 7)

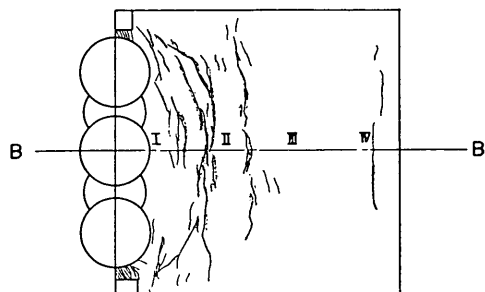
ものと仮定し、裏埋土圧合力を算定した。

裏埋土の表面に発生したキ裂の状況を、実験 No. 6 の支持地盤加速度 433Gal の場合を 1 例として、図-4.3.18、写真-4.3.1 に示す。実験 No. 6 においては、支持地盤加速度 321Gal のときに、裏埋土表面にセル設岸法線とはほぼ平行に初めてキ裂が発生し、その後、支持地盤加速度の増加とともに、図-4.3.18 のようにあらたなキ裂

が陸側に発生した。

実験 No. 5, No. 7 については、支持地盤加速度がそれぞれ 183Gal, 440Gal で初めて裏埋土表面にキ裂が発生し、その後のキ裂発生状況は実験 No. 6 と同傾向にあった。

図中の裏埋土表面の沈下状況を考慮して選んだ主要なキ裂の位置とセル後壁の支持地盤表面位置、またはセル



(d) 裏埋土表面のキ裂

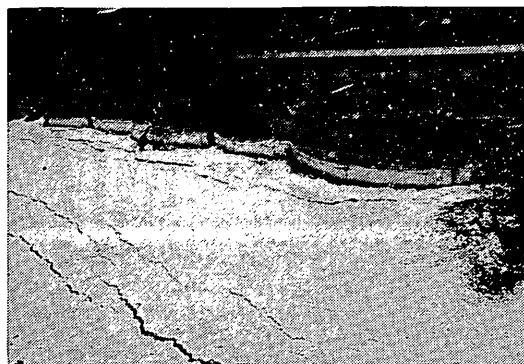
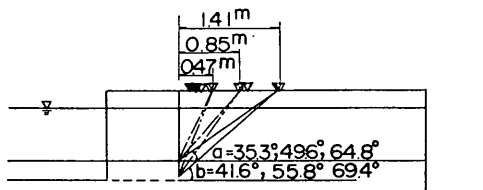
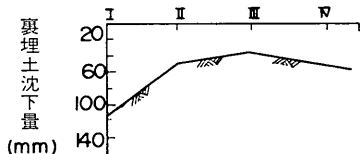


写真-4.3.1 裏埋土表面のキ裂発生状況



(b) 土くさび形状の推定 (B-B断面)



(c) 裏埋土沈下量 (B-B断面)

図-4.3.18 裏埋土のキ裂, 沈下状況と土くさび形状の推定 (実験 No.3; 支持地盤加速度 433Gal)

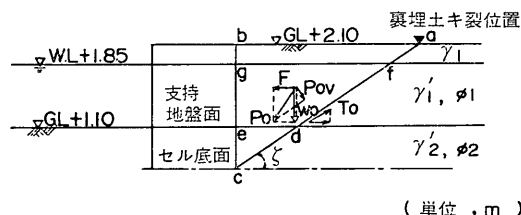


図-4.3.19 土くさびによる土圧合力推定モデル

下端と結ぶ直線に沿って土くさびがすべったものと仮定して、土くさびに作用する力のつりあいからセルに作用する土圧を以下のように求めた。なお、仮定したすべり面を図中の実線で示す。

土くさびに作用する力は、図-4.3.19に示すように、土くさびの自重  $W_0$ 、土くさびに作用する慣性力  $F$ 、および次式で表される  $ac$  面に働くせん断力  $T_0$  である。

$$T_0 = P_{0v}(\overline{ad} \tan \phi_1 + \overline{dc} \tan \phi_2) \quad (4.3.1)$$

ここで  $P_{0v} = P_0 \sin \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{W_0}{F} \right) - \zeta \right\}$

$\phi_1$ : 裏埋土の内部摩擦角

$\phi_2$ : 支持地盤の内部摩擦角

$\zeta$ : すべり面の角度

$P_0$ : 土くさびに働く自重と慣性力の合力

したがって、土くさびから推定される土圧合力  $P_B$  は、次式で計算される。

$$P_B = F - T_0 \cos \zeta \quad (4.3.2)$$

求めた結果を表-4.3.1に示す。

(iii) 現行設計主働土圧合力との比較

現行設計土圧式<sup>22)</sup>によって計算した主働土圧合力と、前述の実測裏埋土圧より求めた土圧合力、および土くさびによる推定土圧合力との比較を、図-4.3.20、図-4.3.21に示す。なお、現行設計土圧式において、加速度レベルが高い場合、土の内部摩擦角を  $\phi$ 、地震時合成角を  $\theta$  とすると  $\phi - \theta < 0$  となり、平方根の中が負になるが、ここでは、 $\phi - \theta = 0$  として土圧を求めた<sup>23)</sup>。

これらの図より、以下のことがわかる。

① 図中の(a)支持地盤表面より上の裏埋土圧において、実測土圧合力は実験 No.6, No.7 とともに支持地盤加速度とともに増加する傾向にあり、支持地盤加速度が 100Gal 前後までは現行設計土圧合力に近い値を示す。しかし、それ以上の加速度においては、実測土圧合力は、現行設計土圧合力ほど増加せず、後者より小さな値を示す。

② 図中の(b)セル底面より上の裏埋土圧においては、実験 No.6 での実測土圧合力は、支持地盤加速度の増加とともに必ずしも一様に増えておらず、支持地盤加

根入れ鋳板セルの耐震性に関する実験的研究

表-4.3.1 土クサビによる推定土圧合力

実験 No.	支持地盤加速度 (Gal)	支持地盤面上		セル底面上	
		すべり面角度(度)	土圧合力 (gf/cm)	すべり面角度(度)	土圧合力 (gf/cm)
5	183	40.3	875	—	—
	360	30.2	3,583	—	—
6	321	58.6	1,586	64.0	2,080
	377	47.1	2,581	53.4	3,524
	433	35.3	4,147	41.6	5,744
7	440	43.3	3,493	54.8	5,920
	502	34.6	5,174	46.0	8,980

速度が 200Gal 前後以上では、現行設計土圧合力よりかなり小さい値を示す。しかし、実験 No.7 では、実測土圧合力は支持地盤加速度とともに増加し、その値は現行設計土圧合力に近い値を示している。これは (i) 実測裏埋土圧でも述べたように、根入れ下部の受働土圧に近いと思われる抵抗土圧も外力として算定したことによると考えられる。それゆえ、裏埋土圧における現行設計土圧合力との比較においては、根入れ部を除いた上記①での支持地盤面より上の土圧で検討しておけば良いと思われる。

③ 土くさびによる推定土圧は、支持地盤加速度が 400~500Gal くらいでは実測土圧合力に近い値を示す。しかし、ここでの算定法は、裏埋土表面でのキ裂の測定結果のみに基づいており、土中の状況が不明なことから参考程度にとどめる。

以上の結果において、実測土圧合力が現行設計土圧合力より小さいのは、加振時におけるセルと裏埋土間での振動のわずかな位相のずれなどの動的相互作用によるためと考えられる。

この点について、野田ら<sup>17)</sup>によると、重力式岸壁の地震時被災の解析から、設計震度が 0.2 以上においては次式によって震度を低減すると、現行設計法による解析結果と被災の実状とがよく合うことが報告されている。

$$k_H = \frac{1}{3} \left( \frac{\alpha}{g} \right)^{1/3} \quad (4.3.3)$$

ただし、 $\alpha \geq 0.2g$

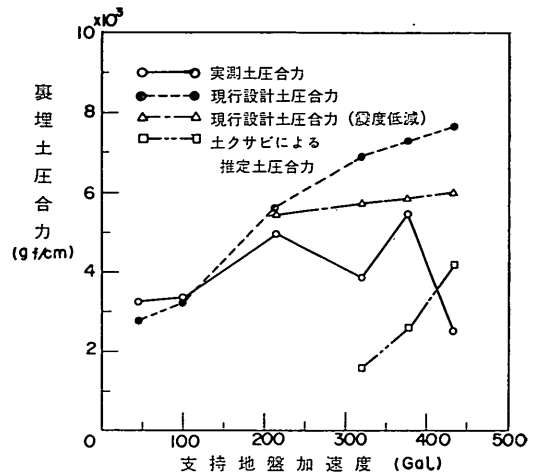
$k_H$ ; 設計震度

$g$ ; 重力加速度

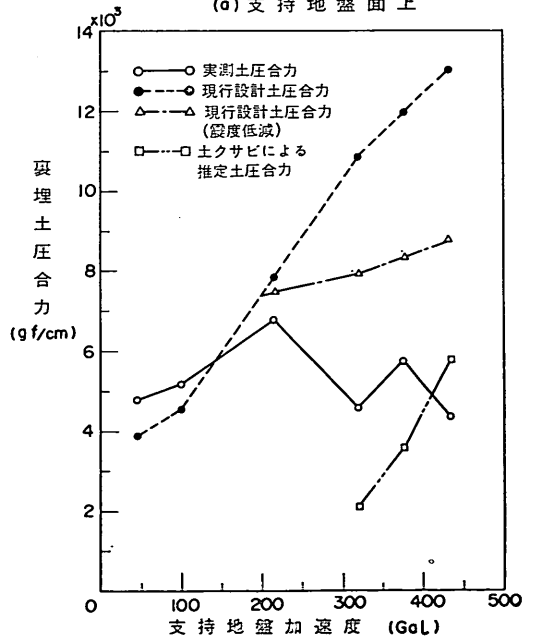
$\alpha$ ; 地盤加速度

そこで、式 (4.3.3) より得られる震度を用いて、現行設計土圧合力を算定し、その結果を図-4.3.20、図-4.3.21 の図中に (震度低減) として示す。

図-4.3.20と図-4.3.21よりわかるように、設計震度を低減することにより、支持地盤加速度 200Gal 以上において、現行設計土圧合力が実測土圧合力に近づきながら



(a) 支持地盤面上



(b) セル底面上

図-4.3.20 実測裏埋土圧合力と現行設計土圧合力の比較 (実験 No.6)

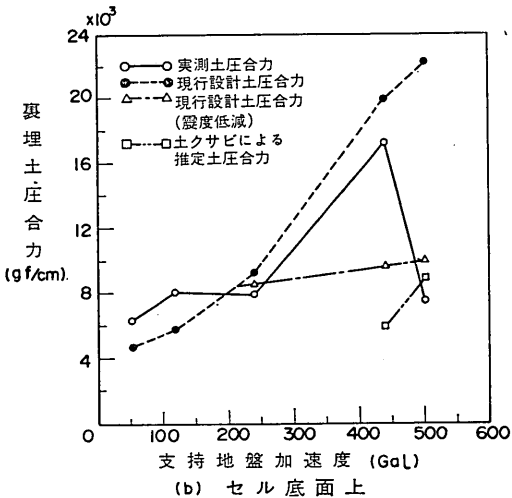
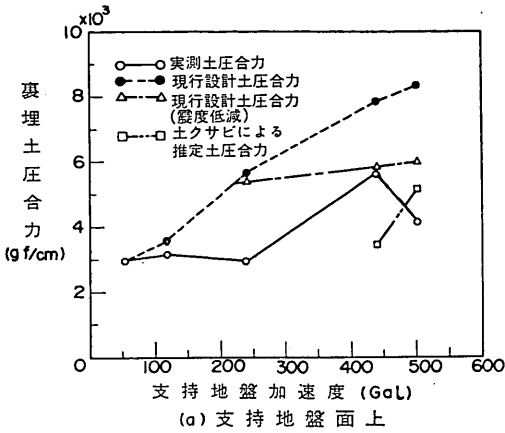


図-4.3.21 実測裏埋土圧合力と現行設計土圧合力の比較 (実験 No.7)

も、なお安全側の値を与えることがわかる。したがって、今回の実験条件下においては、現行設計土圧式に式(4.3.3)を適用してもよいと考えられる。

(b) 根入れ部前壁土圧

実験 No. 6, No. 7 において、セルの根入れ部前壁に作用した実測土圧の分布を図-4.3.22 に示す。なお、実測根入れ部前壁土圧とは、実測裏埋土圧と同様に、セルが海側へ変位した時の第1波または第3波の大きいほうの土圧の動的成分に  $\frac{1}{2} \sum \gamma_i h_i$  で求まる静止土圧を加えたものである。

図に示すように、土圧分布は、加速度が大きくなると

支持地盤表面付近で最も大きくなる逆三角形に近い形状となっており、実測根入れ部前壁土圧が最大となる測定点においては、現行設計受働土圧に対して実験 No. 6 で約50倍、実験 No. 7 で約20倍の土圧が得られている。これは、セルがロッキング振動をしていることから、変位にほぼ比例した土圧が生じているものと考えられる。

現行設計土圧式により計算した受働土圧合力と前述の実測根入れ部前壁土圧より求めた土圧合力との比較を、図-4.3.23 に示す。

図に示すように、加速度の増加とともに現行設計土圧合力が減少するにもかかわらず、実測土圧合力は急激に増大している。また、実測土圧合力は、現行設計土圧合力に対して、実験 No. 6 の支持地盤加速度 377Gal で約17倍、実験 No. 7 の支持地盤加速度 502Gal で約4倍であり、セル根入れ部前壁に非常に大きな抵抗力が発揮されている。この点に関して、(a)裏埋土圧で述べたと同様に、設計震度の低減を行っても、図中に示すように現行設計土圧合力よりわずかに増加するだけで、実験結果を説明できない。

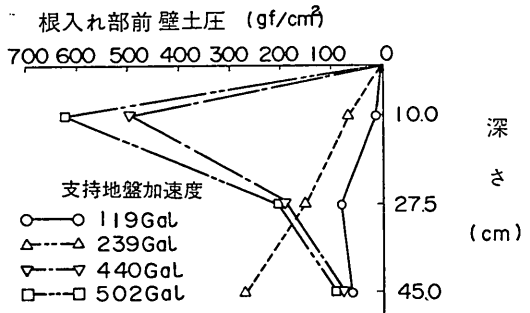
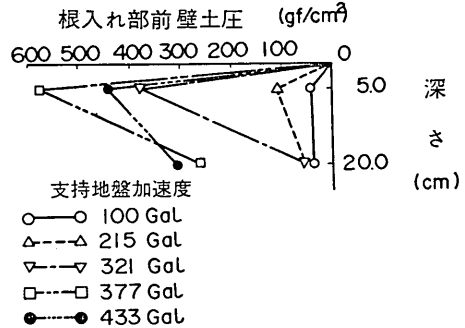


図-4.3.22 実測根入れ部前壁土圧

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

なお、この種の抵抗力については、静的水平載荷実験ではあるが、久保<sup>24)</sup>による短杭の横抵抗に関する実験において、短杭に作用する水平地盤反力の飽和値での受働土圧係数として50前後の値が得られた例や、高橋<sup>25)</sup>によるウェルの横抵抗に関する実験において、前面水平地盤反力として受働土圧の4倍以上の値が測定された例な

どがある。これらの例は、構造物に作用する水平地盤反力が、極限状態では受働土圧に比べてかなり大きくなることを示しており、載荷条件や構造物の形状などが異なるものの、今回の実験における傾向と一致している。

以上の結果において、土圧の分布形状、土圧合力が加速度とともに増大すること、セルにおいてロッキング振動が卓越していることなどから、セル根入れ部前壁には水平変位にほぼ比例した地盤反力が生じているものと考えられ、6.3地盤をバネに置換する安定計算で述べる計算法によると、これらの結果を説明することができる。

(c) 中詰土圧

実測中詰土圧の1例として、実験 No. 6 についての分布を図-4.3.24 に示す。なお、実測中詰土圧とは、実測裏埋土圧などと同様に、第1波または第3波の大きいほうの土圧の動的成分に  $1/2 \sum \gamma_i h_i$  で求まる静止土圧を加えたものである。図中には、中詰土圧係数  $\tan \phi$  を用いて計算される現行設計法による中詰土圧も示してある。

図より、実測中詰土圧は、いずれも現行設計中詰土圧よりも大きく、加速度の増加とともに大きくなる傾向を示しており、現行設計中詰土圧に対する実測中詰土圧の比は、支持地盤加速度 433Gal のとき、2.7~5.3 倍であった。

このような結果は、実験 No. 3~No. 5 および No. 7 においてもほぼ同様であった。振動時にセル前壁側と後壁側に作用する中詰土圧は、4.3.1(2)(c)中詰土圧で述べたように互いに逆位相となるので、セル殻応力の算定において両者の最大値を同時に考慮する必要はないが、現行

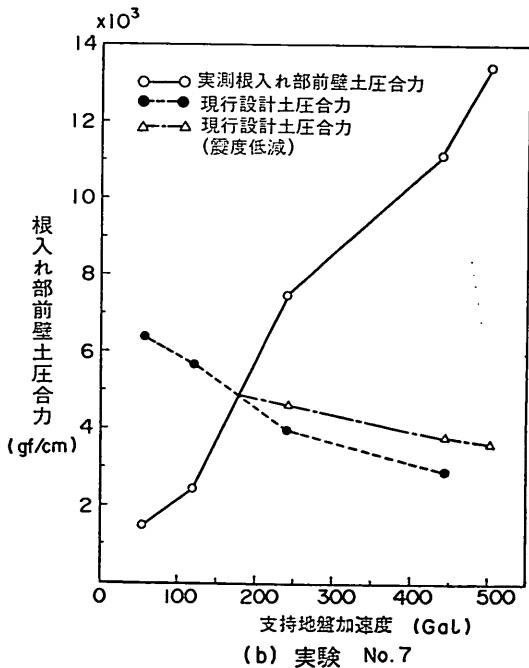
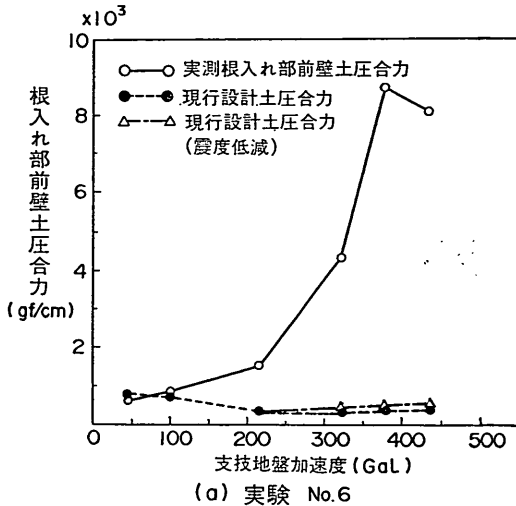


図-4.3.23 実測根入れ部前壁土圧合力と現行設計土圧合力の比較

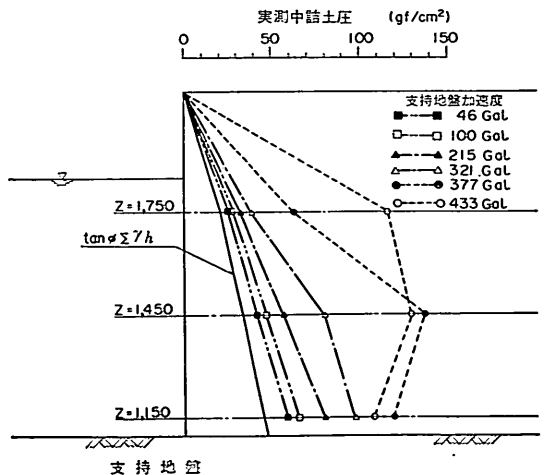


図-4.3.24 実測中詰土圧分布 (実験 No. 6)



設計中詰土圧に対してかなり大きな中詰土圧が発生していることから、振動時の中詰土圧については、今後さらに検討を行う必要があると考えられる。

(2) 曲線すべり面を用いた受働土圧式との比較

4.3.2(1)(b) 根入れ部前壁土圧で述べたように、実測根入れ部前壁土圧は、現行設計土圧に比べて、合力において大きく、また土圧の分布形状においても極めて異なっていた。そこで、現行設計土圧式以外のものとして、市原らによる曲線すべり面を用いた受働土圧式と実験結果との比較を以下に行った。

市原らは、帯状基礎の支持力実験から、受働領域では曲線すべり面が発生することを確認し、対数ら線と直線で表わされる複合すべり面を用いる方法や、差分による特性曲線を用いる Sokolovski の方法により地震時受働土圧係数を求めるとともに、両方法ではほぼ同じ結果が得られることを示した。

ここでは、対数ら線法による受働土圧合力と実測根入れ部前壁土圧合力との比較を行った。対数ら線法での受働土圧合力を実測根入れ部前壁土圧合力、現行設計受働土圧合力とともに図-4.3.25に示す。

図より、市原らによる受働土圧合力は、壁面摩擦角  $\delta = \phi/2$  のときには、現行設計受働土圧合力よりいくぶん大きいものの、支持地盤加速度 200Gal 以上では、実測

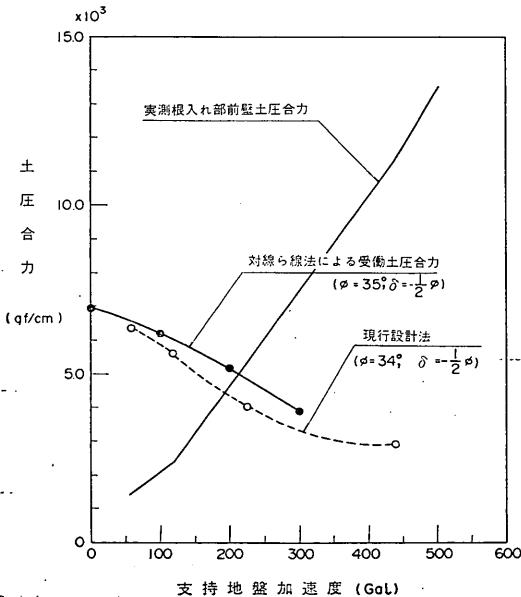


図-4.3.25 実測根入れ部前壁土圧合力と対数ら線法、現行設計法による受働土圧合力との比較

根入れ部前壁土圧合力よりもかなり小さく、実験結果と一致しなかった。

4.4 セル、裏埋土の変状

4.4.1 セルの残留変位

実験 No.6 の場合を 1 例として、各加振後のセルおよびアークの天端前面の残留水平変位と支持地盤加速度との関係を図-4.4.1に、傾斜角と支持地盤加速度との関係を図-4.4.2に示す。なお、ここでの傾斜角は、3.3実験方法と測定方法で述べたように、セル、アークの天端前壁と後壁の鉛直変位より算定したものが主であるが、前壁で勾配定規などで測定した値も示した。

これらの図より、セル1,2,3 およびアーク1,2 相互間の天端前面残留水平変位の差は小さく、最大で12mm程度であり、傾斜角についても同様に差が小さい。また、セル天端と前壁での傾斜角はほぼ等しい。これらの結果は、実験 No.5, No.7 においても同様であった。以上のことから、セルとアークで構成される3連セルの全体挙動は、剛体のそれとみなせる。

つぎに、実験 No.5 ~ No.7 におけるセル2の天端前面の残留水平変位と傾斜角を図-4.4.3、図-4.4.4に示す。

これらの図より、根入れ比  $D/H$  が大きいほどセル天端前面残留水平変位と傾斜角は小さくなり、根入れ効果が顕著に認められる。なお、図-4.4.3中に示すように、実験 No.4 の裏埋土のない単体セルの天端前面水平変位が裏埋土のあるセルに比べて極めて小さいことから、セルに及ぼす裏埋土の影響は非常に大きいといえる。

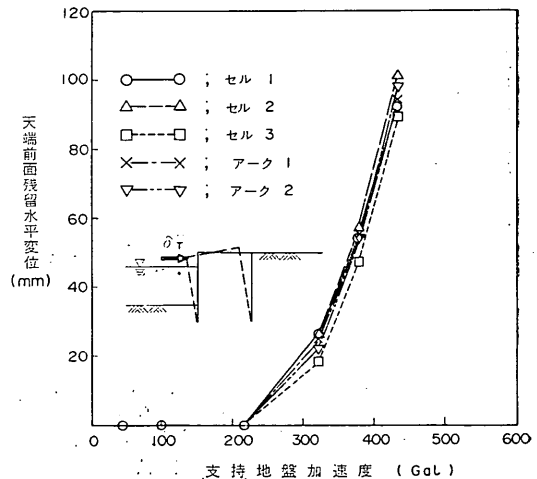


図-4.4.1 支持地盤加速度とセルおよびアークの天端前面残留水平変位 (実験 No.6)

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

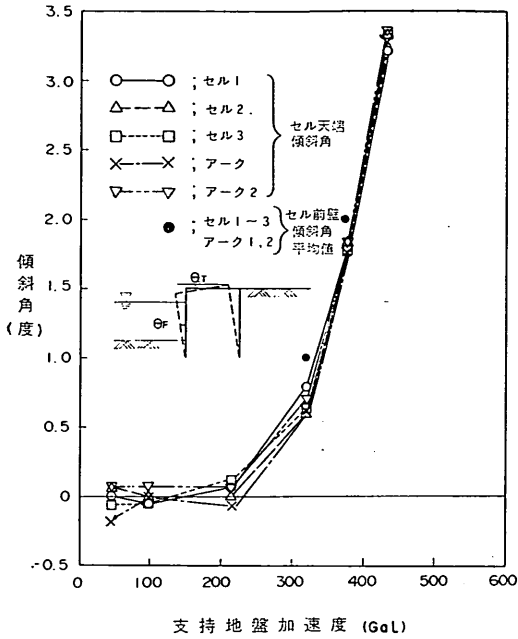


図-4.4.2 支持地盤加速度とセルおよびアークの傾斜角 (実験 No. 6)

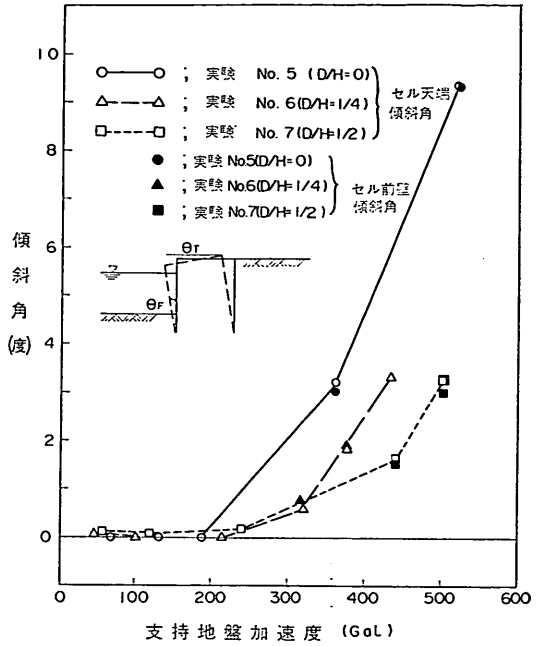


図-4.4.4 支持地盤加速度とセル2の傾斜角

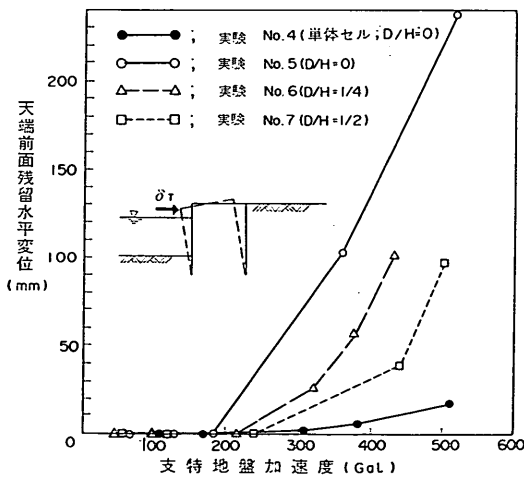


図-4.4.3 支持地盤加速度とセル天端前面残留水平変位

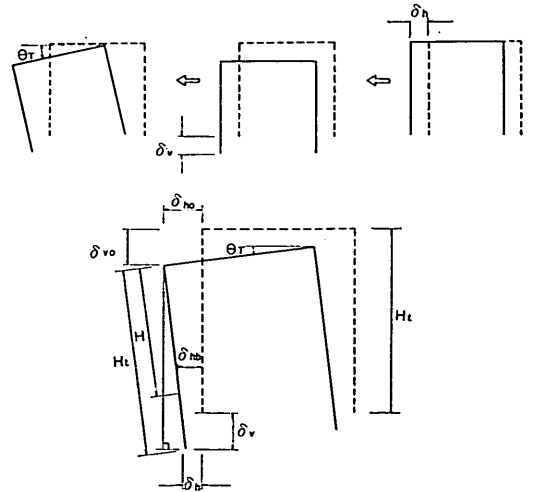


図-4.4.5 セルの滑動量, 沈下量, および支持地盤面における水平変位量の計算法

つぎに、図-4.4.5に示すように、セルを剛体、回転中心をセル前と仮定して、セルの変位を滑動、沈下、傾斜の3つの成分に計算により分離した。図において、傾斜角  $\theta_r$ 、天端前面の水平変位量  $\delta_{ho}$  と沈下量  $\delta_{vo}$  が実測により既知であるので、滑動量  $\delta_n$  と沈下量  $\delta_v$  は、次式

により求められる。

$$\delta_n = \delta_{ho} - H_t \sin \theta_r \quad (4.4.1)$$

$$\delta_v = \delta_{vo} + H_t \cos \theta_r - H_t \quad (4.4.2)$$

ただし、 $H_t$ : セルの全壁高

また、セル前壁の支持地盤面における水平変位量  $\delta_{hb}$  を

次式により求めた。

$$\delta_{ho} = \delta_{ho} - H \sin \theta_T \quad (4.4.3)$$

このようにして求めた実験 No. 5～No. 7の滑動量、沈下量、支持地盤面における水平変位量を支持地盤加速度に対して、それぞれ図-4.4.6～図-4.4.8に、また、支持地盤加速度 400Gal における根入れのある実験 No. 6と No. 7のセルの傾斜角、滑動量と、実験 No. 5の置セルに対するそれらとの比を図-4.4.9に示す。なお、支持地盤加速度 400Gal における傾斜角と滑動量は、図-4.4.4と図-4.4.6から内挿により求めた。

これらの図より、以下のことがわかる。

- ① 図-4.4.6より、セルの滑動量は、根入れ比が大きくなるほど小さい。とくに、根入れ比の大きい実験

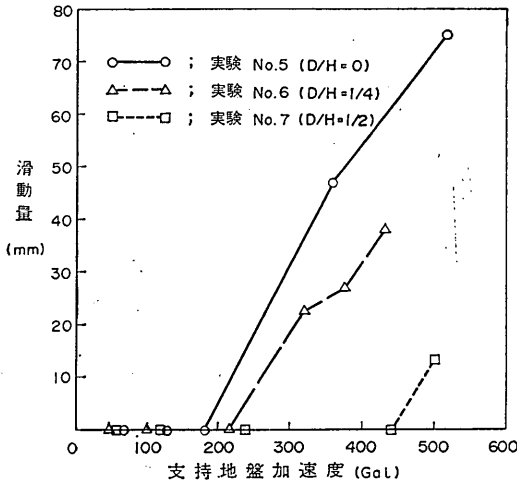


図-4.4.6 支持地盤加速度とセル2の滑動量

No. 7では、支持地盤加速度約 500Gal で初めて滑動が生じており、図-4.4.3、図-4.4.4と比較すると滑動より傾斜が卓越している。

② 図-4.4.7より、セルの沈下量は、支持地盤加速度が小さいところでは、実験 No. 6と実験 No. 7とでやや異なり、実験 No. 6では計算上で隆起が生じた。また、支持地盤加速度 350Gal 以上では、実験 No. 6のほうが沈下量が大きくなっている。

③ 図-4.4.8より、支持地盤面におけるセルの水平変

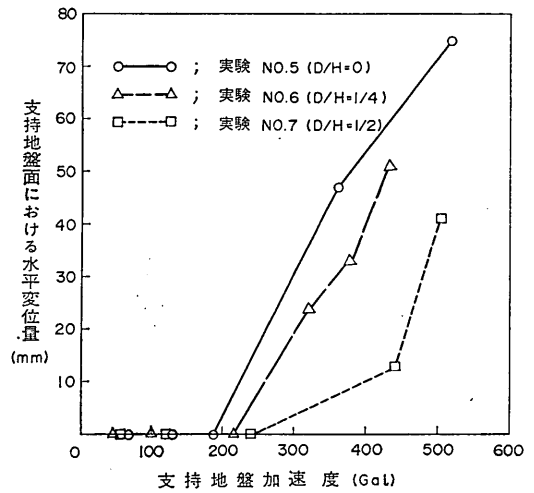


図-4.4.8 支持地盤加速度とセル2の支持地盤面における水平変位量

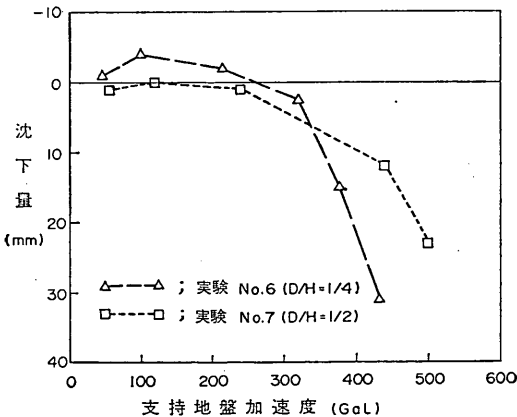


図-4.4.7 支持地盤加速度とセル2の沈下量

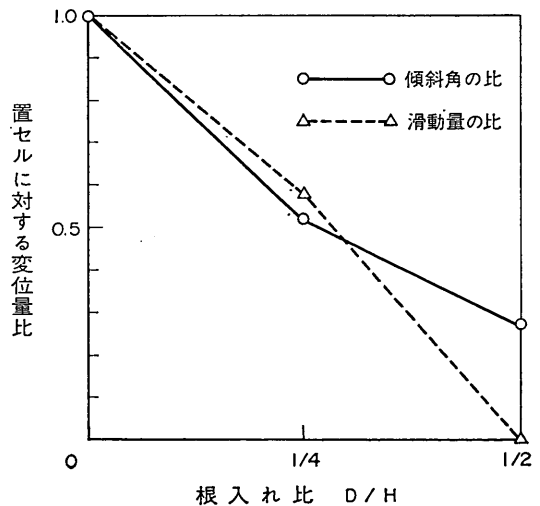


図-4.4.9 支持地盤加速度 400Gal におけるセルの変位量比

位置は、滑動と同様に、根入れ比が大きいかほど小さい。

④ 図-4.4.9より、根入れのあるセルの傾斜角および滑動量は、根入れ比の増加とともに著しく減少しており、セルの傾斜および滑動に対する根入れ効果が顕著に認められる。

#### 4.4.2 裏埋土の沈下

裏埋土の沈下量と支持地盤加速度との関係を、図-3.7に示す測定位置 B-I を1例として、図-4.4.10に示す。なお、振動直角方向にあるA, B, Cの3測定位置の沈下量はほぼ同じであったので、ここでは中央のBの測定位置の値のみを示した。また、実験 No.7 を1例として、各加振後の裏埋土の沈下形状を図-4.4.11に示す。

これらの図より、以下のことがわかる。

① 図-4.4.10より、実験 No.5~No.7 の裏埋土の沈下量は、いずれも支持地盤加速度が300Gal 以上で急激に大きくなり、かつ根入れ比の小さいものほど大きい。これは、セルのはらみ出し量が大きいものほど、裏埋土の沈下量が大きくなったためと考えられる。

② 図-4.4.11より、実験 No.7 の裏埋土の沈下量は、セルのはらみ出しの影響により、セルに近いほど大きい。また、裏埋土の表面には、図-4.3.18に示したように、ほぼ護岸法線と平行に数本のキ裂が発生していたことも合わせて、これらのようすは、過去における岸壁や護岸の地震時被災状況と類似していた。

#### 4.4.3 セルの断面変形と中詰土の沈下

加振実験終了後における実験 No.6, No.7 のセルおよびアーク天端の断面変形量を図-4.4.12, 図-4.4.13に示す。ただし、図では、セルおよびアークの水平断面の重心に対して対称に変形が生じたと仮定して示してあり、変形量は実際の20倍に拡大してある。

また、加振実験終了後における実験 No.5~No.7 のセル殻に対する中詰土の相対的な沈下量を表-4.4.1に示す。表の値は、セル、アークそれぞれについて、図-3.3.6に示す8つの測定位置の平均値である。

これらの図と表より、以下のことがわかる。

① 図-4.4.12, 図-4.4.13より、実験 No.6, No.7 のセルおよびアーク天端の断面変形量は、セルで平均約2mm, アークで平均約4~5mmと極めて小さい。実験No.5ではセルおよびアークの断面変形量を測定しなかったが、目視によると、セルに比べてアークの断面変形量がやや大きいものの、実験 No.6, No.7 と同様に、その量はわずかであった。

② 表-4.4.1より、実験No.5~No.7 のセル中詰土の沈下量は、最大で4.5mm と小さいが、実験 No.5 のアークでは若干大きく、最大で8.8mm, 実験 No.6 のアークでは最大で21.9mmであった。実験 No.3 および実験 No.4 の裏埋土のない単体セルにおいては、天端の断面変形や中詰土の沈下がほとんど認められなかった。

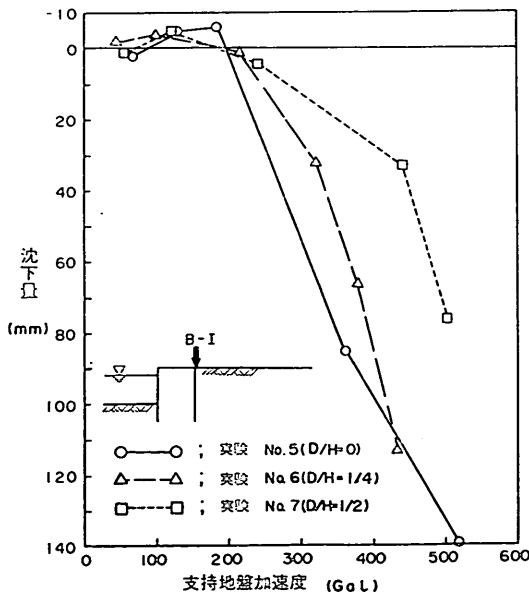


図-4.4.10 支持地盤加速度と裏埋土沈下量(B-I)

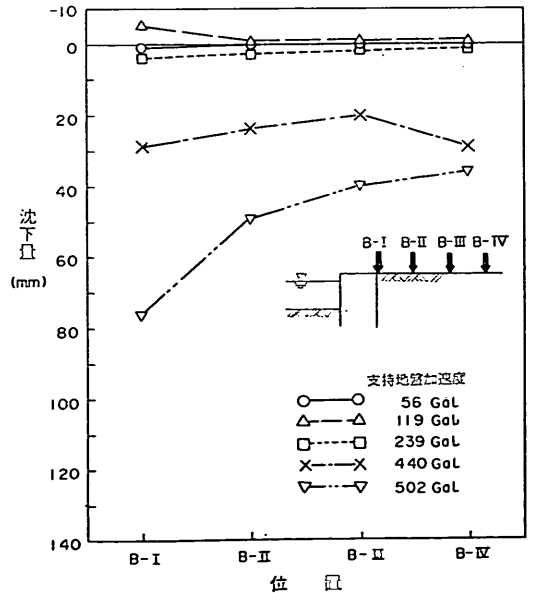


図-4.4.11 裏埋土の沈下形状(実験 No.7)

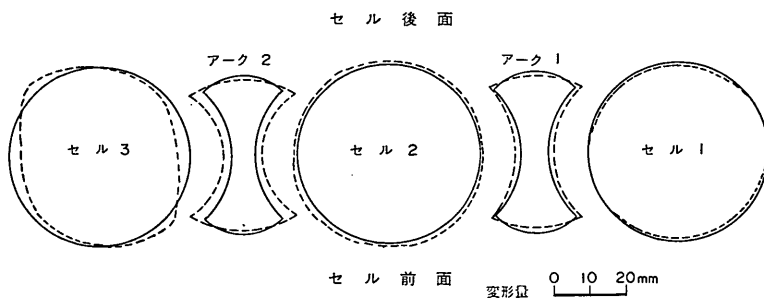


図-4.4.12 セルおよびアーチ天端の断面変形 (実験 No.6)

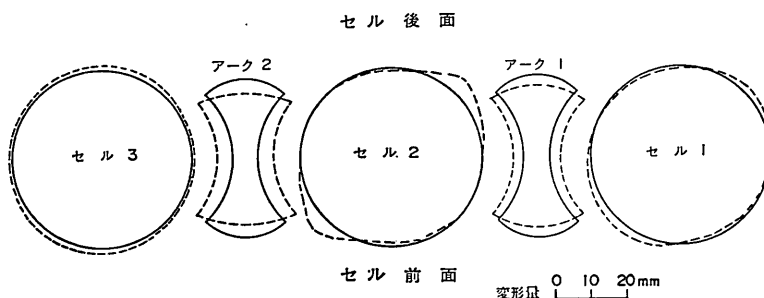


図-4.4.13 セルおよびアーチ天端の断面変形 (実験 No.7)

表-4.4.1 中詰土の沈下量

(単位; mm)

実験 No.	5	6	7
セル アーチ	(D/H=0)	(D/H=1/4)	(D/H=1/2)
セル 1	4.0	0.4	-0.5
セル 2	0.5	0.5	4.5
セル 3	3.4	0.1	-0.9
アーチ 1	8.5	1.8	1.3
アーチ 2	8.8	21.9	3.1

(マイナスは隆起を表わす)

また、中詰土には、キ裂の発生は見られなかった。

実験 No.5~No.7 において、全般にセルに比べてアーチ部の断面変形量および中詰土の沈下量が大きいのは、アーチ部が狭いため中詰土の締固めの作業性が悪く、締固め度が低かったためと考えられる。

③上記①、②より、セル護岸に大きな残留変位が生じた状態でも、セル壁自体の断面変形量や中詰土の沈下量が小さいことは、4.4.1セルの残留変位で示したよ

うに、鋼板セルの全体挙動が剛体のそれとみなせることを裏付けている。

#### 4.4.4 中詰土の変形

過去の研究によると、中詰土とセル殻で構成される根入れのない鋼矢板セルおよび鋼板セルの水平抵抗力は、中詰土のせん断抵抗によるとされている。北島<sup>27)</sup>は、置き鋼板セルの静的水平載荷実験により、中詰土内に発生するすべり面を図-4.4.14のように Rankine の主働、受働すべり面と仮定し、せん断抵抗モーメントを得ている。また、伊藤・松井<sup>28)</sup>は、コンクリート内に埋込まれたアクリル製のセルを根入れ鋼板セルとみなして静的水平載荷実験を行い、図-4.4.15のように前壁側コンクリートとの境界部から上側に凸な円弧すべりが発生することを観察し、このすべり面に基づいたせん断抵抗モーメントを得ている。

これらの研究結果にならない、実験 No.7 において中詰土内にあらかじめ敷いた色砂層について、実験終了後、沈下、隆起量を測定した。その結果を図-4.4.16に示す。

図より、根入れ部の中詰土内の色砂層は、セル前壁側において沈下し、後壁側において隆起しているが、セルセンター部において沈下、隆起を生じていない部分が存在する。この沈下、隆起を生じていない領域と生じてい

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

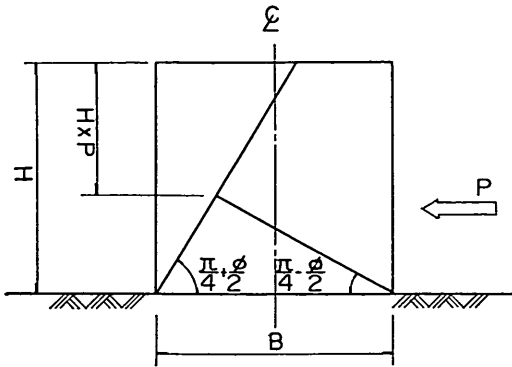


図-4.4.14 塑性化時のすべり面 (北島<sup>27)</sup>)

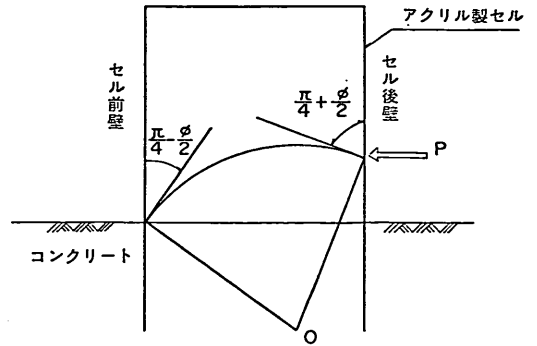


図-4.4.15 塑性化時のすべり面 (伊藤・松井<sup>28)</sup>)

る領域との境界を示すと、おおよそ図-4.4.16中の点線のようなになる。

この中詰土の変形状況は、振動による繰返し外力を数十回受けた後の結果であるため、過去の静的実験による研究で得られた中詰土のすべり面とは異なると考えられる。しかし、将来、中詰土として強度の低い材料を用いる場合も想定されるので、振動外力により中詰土内にすべり面を生じる場合の検討も必要となる。そこで、その第1ステップとして、ここで得られた図-4.4.16の点線をすべり面と仮定し、このすべり面の角度について以下に検討した。

図によると、仮定したすべり面は根入れ部にあり、それを直線とすると水平面となす角度は、セル前壁側で約39°、後壁側で約30°である。これらの傾向は、伊藤・松井による結果と異なっており、また、北島の方法に震度法を適用した結果とも一致しなかった。

そこで、物部・岡部の地震時主働、受働土圧式を用いた直線すべりによって、すべり面角度の算出を行った。

セル中詰土は、ロッキング振動のため、図-4.4.17に示すように、セル後壁側で支持地盤から抜け上がるようにし、前壁側で支持地盤中に貫入すると推定される。したがって、中詰土はセル後壁側で受働域、前壁側で主働域となり、壁面摩擦角φは受働域で正、主働域で負とな

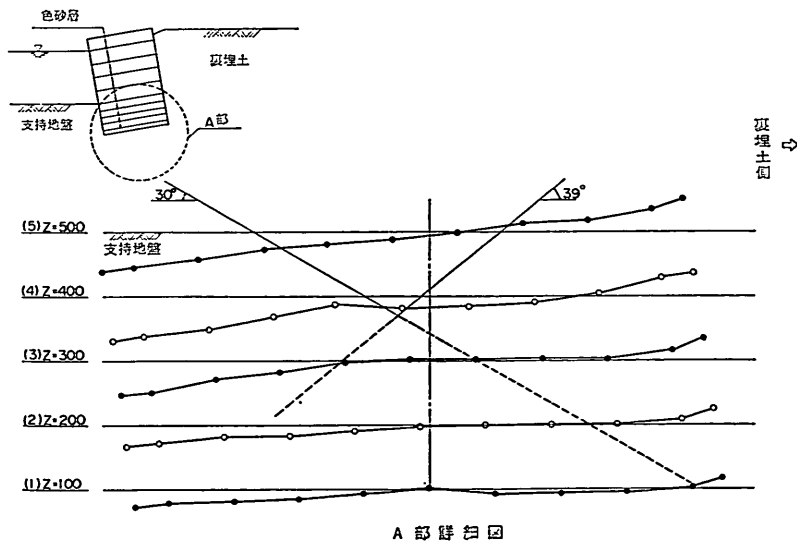


図-4.4.16 中詰土の変形の測定結果 (実験 No. 7)

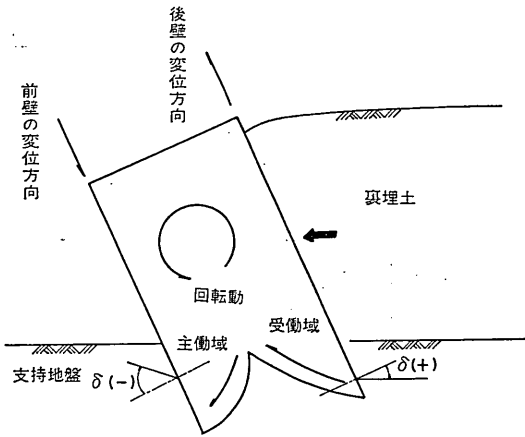


図-4.4.17 中詰土の変形の推定図

る。主働、受働状態のすべり面角度と壁面摩擦角の関係を加速度をパラメータとして、それぞれ図-4.4.18、図-4.4.19に示す。

図-4.4.16の点線をすべり面と仮定し、壁面摩擦角 $\delta \cong \pm \phi/2$ とすると、図-4.4.18、図-4.4.19より、主働域、受働域とも加速度がほぼ500Galですべり面角度と一致するようになると思われる。実験 No.7では、支持地盤加速度502Galの加振段階Vで実験を終了していることも考慮すると、これ以上の外力を受けた場合、図-4.4.16の点線で示される面がすべり面へ発展する可能性もあり、今後、ここで述べたような検討を行って、地震時に中詰土内に生じるすべり面に基づく中詰土のせん断変形

抵抗を究明することも必要と考えられる。

### 5. 中詰土の有効質量

鋼板セルのように粒状体を中詰めした構造物が地震を受けた場合、中詰土全質量と加速度の積より小さな慣性力が作用すると考えられる。慣性力に寄与するみかけの質量、すなわち有効質量の研究は、サイロや高炉に関して若干なされている。すなわち、サイロについては、日本建築学会の容器構造設計指針(案)<sup>20)</sup>に、有効質量は全質量の0.8倍まで低減できるとあり、また、柴田ら<sup>30), 31)</sup>は、内容物がガラスビーズの場合0.5~0.7倍、コーランの場合で0.69~0.87倍の値を得ている。高炉の耐震設計では、0.5~0.65倍の値が採用されている。この他では、有効質量に関する研究はあまり多くはなく<sup>32), 33)</sup>、その値も明確になっていない。鋼板セルの現行設計法においては、中詰土の全質量が有効に働くものとして取扱われており、慣性力を過大に評価している可能性が強い。

そこで、鋼板セルの設計法の合理化に結びつけるべく、ロッキング振動模型および振動箱をセルとみなした場合により、中詰土の有効質量について検討した。ここでは、有効質量と全質量との比を有効質量係数 $\xi$ と呼ぶこととする。

セルが水平方向に並進運動する時の有効質量係数は、概念的には、セル内部の微小な各部分に作用する慣性力の総和と全体が剛体的に一樣に運動するとみなした場合の慣性力との比と考えられる。一方、セルがロッキング振動する時の有効質量係数は、回転中心に関するセル内

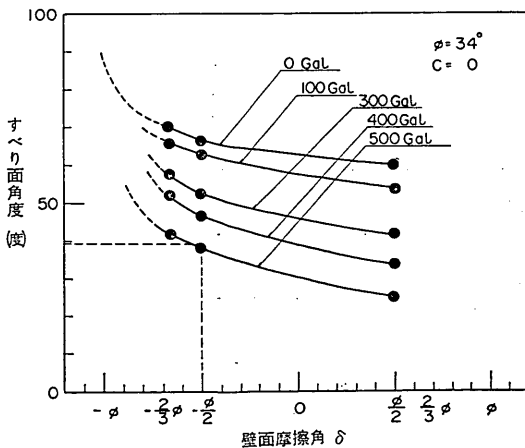


図-4.4.18 物部・岡部法によるすべり面角度 (主働土圧)

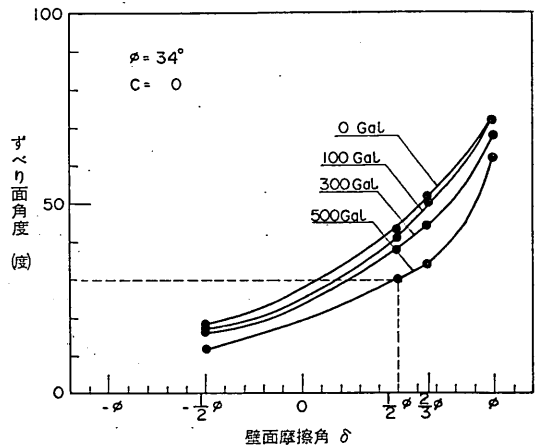


図-4.4.19 物部・岡部法によるすべり面角度 (受働土圧)

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

部の各部分の回転慣性モーメントの総和と全体が剛体的にロッキング振動するとみなした場合の回転慣性モーメントとの比である。有効質量係数に関する両者の相違は、後者においては回転中心より離れたセル上方の部分ほど回転慣性モーメントに寄与する度合いが大きいことである。しかし、衝撃波加振実験におけるセルのロッキング振動や次に述べるロッキング振動装置による供試体の振動は、回転中心がセル底部より下方にあるため、有効質量係数の算定における並進運動との相違は大きくないと考えられる。よって、本章では、ロッキング振動装置による結果と並進運動が卓越する振動台による結果との両方から有効質量係数を求めている。

5.1 ロッキング振動模型による検討

4.2.4 地盤、セルなどの変位で述べたように、セルの振動においてロッキング振動が卓越していたことから、ここでは、図-5.1.1に示すように、セル下方の中央がピンで両端が空気ばねで支持されたロッキング振動装置を用い、表-5.1.1に示す5種類の模型について実験を行った。なお、このうちの1種類は、本装置による検討の妥当性を確認するためにコンクリートを詰めた剛体模型である。使用した粒状体は、気乾状態のもの5種類であり、その物性値を表-5.1.2に示す。

表-5.1.1に示したセル模型を振動台上のロッキング振動装置に固定後、粒状体を中詰めし、水平方向に強制加振して、その共振振動数より有効質量係数を以下のように算定した。なお加振は、振動数1~10Hzの正弦波、振動台加速度は、模型No.1(川砂)と模型No.5(コンクリート)については50~400Galの6段階、他については50~150Galの3段階とし、共振振動数は、各部の加速度と変位より求めた。中詰なしにおける共振振動数  $f_I$  (Hz) と、中詰ありにおける共振振動数  $f_{II}$  (Hz)

より、セルおよび付属治具の回転慣性モーメント  $J_I$ 、セル+付属治具および中詰の回転慣性モーメント  $J_{II}$  は、次式により表わされる。

$$J_I = K_{rI} / 4\pi^2 f_I^2 \quad (5.1.1)$$

$$J_{II} = K_{rII} / 4\pi^2 f_{II}^2 \quad (5.1.2)$$

ただし、 $K_{rI}$ 、 $K_{rII}$ ；回転バネ定数

なお、バネ定数は、図-5.1.1に示したように、パネ下に取付けたロードセルとパネ・センターに取付けた変位計により、加振中のパネに作用する荷重と鉛直変位を測

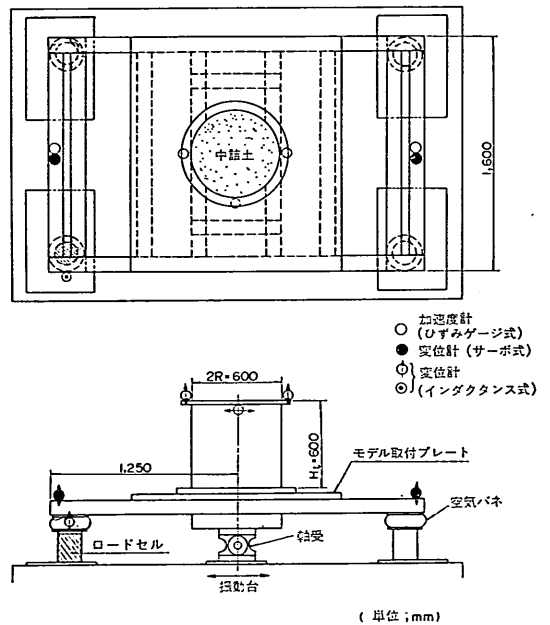


図-5.1.1 ロッキング振動装置および測定位置

表-5.1.1 セル模型と検討項目

模型 No.	寸法 (mm)			中詰材の種類	検討項目
	直径	高さ	板厚		
1	600	600	12.5	川砂, 海砂, ペレット, 鉛玉, 高炉スラグ	(i) 中詰材の単位体積重量や粒径の影響 (ii) 加速度の影響 (iii) セルの寸法効果
2	600	1,200		海砂	(i) セルの寸法効果 (ii) 加速度の影響
3	600	1,800		川砂	
4	1,200	600			
5	600	600	—	コンクリート (剛体)	(i) 算定法の妥当性



表-5.1.2 粒状体の物性値

粒状体	項目	比 重 $G_s$	平均粒径 $D_{50}$ (mm)	均等係数 $U_c$	単位体積重量 $\gamma_s$ (gf/cm <sup>3</sup> )	含水比 $w$ (%)
川	砂	2.60	0.33	3.14	1.64~1.68	0.42
海	砂	2.66	0.17	1.58	1.47~1.69	0.58
ベ	レ	4.25	14.5	1.15	2.12	0.25
鉛	玉	11.4	4.8	1.0	6.65	—
高	炉	3.03	18.0	7.0	1.57	1.36
	ス					
	ラ					
	グ					

定して求めた。

式 (5.1.1), 式 (5.1.2) より, 中詰土の見かけの回転慣性モーメント  $J_{av}$  は

$$J_{av} = J_{II} - J_I \quad (5.1.3)$$

となる。ここで, 有効質量係数  $\xi$  は, 全重量を考慮した回転慣性モーメント  $J_{II}$  と見かけの回転慣性モーメント  $J_{av}$  の比で表わされる。

$$\xi = J_{av} / J_{II} = \frac{1}{4\pi^2} \left( \frac{K_{rII}}{f_{II}^2} - \frac{K_{rI}}{f_I^2} \right) / J_{II} \quad (5.1.4)$$

ここに,

$$J_{II} = J_G + MI_0^2 \quad (5.1.5)$$

$$J_G = \frac{M}{12} (H_i^2 + 3R^2) \quad (5.1.6)$$

ただし,  $J_G$ ; 重心をとおる円柱軸に直角な回転軸まわりの回転慣性モーメント

$M$ ; 中詰土の全質量

$I_0$ ; セルの重心と回転中心との距離

$H_i$ ; セルの高さ

$R$ ; セルの半径

### 5.2 振動箱をセルとみなした検討

図-5.2.1に示すように, 衝撃波加振実験に使用した振動破壊試験装置の振動箱をセル殻, 振動箱内の護岸模型などをセル中詰土とみなして, 有効質量の検討を行った。なお, 中詰の質量  $m_u$  としては, 砂, 粘土, 水などからなる振動箱内の模型の質量と振動箱の質量の和としたが, 海部が存在するものについては, その部分の質量を除外した。使用した実験データは, 実験No.3~No.7の5ケースおよび表-5.2.1, 図-5.2.2に示す過去に実施した護岸, 盛土の実験7ケース<sup>4), 34)</sup>である。このうち,

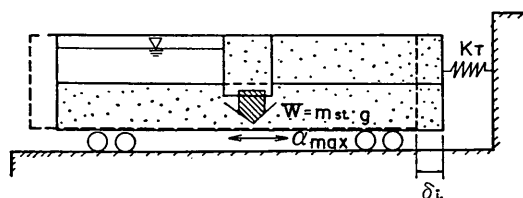


図-5.2.1 振動箱をセルとみなした検討モデル

表-5.2.1 模型の種類

実験 No.	護岸型式	地 盤 条 件			
		土 質	地 盤 改 良		水
			改良形式	改良率	
A	ケーソン	粘 土	ブロック式	100%	な し
B	ケーソン	粘 土	ブロック式	100%	あ り
C	ケーソン	粘 土	杭 式	10%	あ り
D	ケーソン	粘 土	杭 式	20%	あ り
E	置き鋼板セル	粘 土	杭 式	20%	あ り
F, G	盛 土	砂	—	—	あ り

## 根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

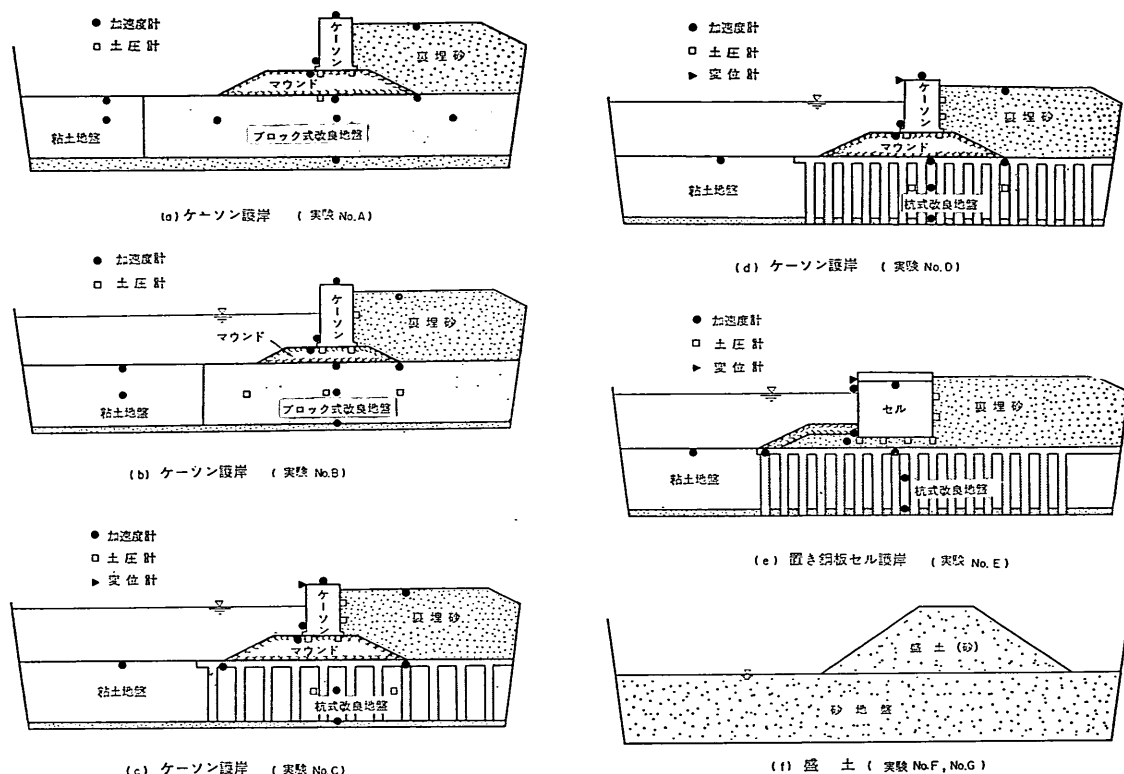


図-5.2.2 護岸, 盛土の模型断面図

実験 No. 4~No. 7 の模型の単位体積重量は, 空中で  $1.6\sim 1.7\text{tf/m}^3$ , 水中で  $0.8\sim 0.9\text{tf/m}^3$  であり, 実際の根入れ鋼板セルの中詰砂においては, 空中で約  $1.5\text{tf/m}^3$ , 水中で  $0.8\sim 0.9\text{tf/m}^3$  である<sup>35)</sup>ことから, 両者はほぼ同等の締固め度にあった。

振動箱の初期変位  $\delta_i$  とパネ定数  $K_T$  が既知であるから, 振動箱の最大加速度  $\alpha_{\max}$  を測定することにより, 有効質量  $m_{av}$  は, 次式により求めることができる。

$$m_{av} = \frac{K_T \cdot \delta_i}{\alpha_{\max}} \quad (5.2.1)$$

したがって, 有効質量係数  $\xi$  は,

$$\xi = \frac{m_{av}}{m_{st}} = \frac{K_T \cdot \delta_i}{\alpha_{\max} \cdot m_{st}} \quad (5.2.2)$$

となる。

### 5.3 有効質量係数の算定結果

ロッキング振動模型により得られた中詰材の種類が有効質量係数に及ぼす影響を図-5.3.1に, 中詰材が砂の場合についてセルの寸法と形状の影響を図-5.3.2に示す。なお, 図-5.3.2には, 振動箱をセルとみなす検討のうち, 裏埋土などがなく振動箱の全体に同じ高さまで土が入っている実験 No. 3, No. 4 の結果も示す。また,

振動箱をセルとみなす検討より得られた有効質量係数を図-5.3.3に示す。

これらの図より, 以下のことがわかる。

- ① 図-5.3.1より, コンクリートを詰めた模型 No. 5 で有効質量係数がほぼ1であることから, ロッキング振動模型による算定法は妥当であるといえる。
- ② 図-5.3.1と表-5.1.2より, 単位体積重量の小さい中詰材ほど有効質量係数が小さくなっており, 中詰材の種類により有効質量係数の値に差があるものの, 加速度の増加とともに有効質量係数が小さくなる傾向が認められる。
- ③ 図-5.3.2より, ロッキング振動模型による検討において, 小さな模型ではあるが, セル高さ  $H_c$  と直径  $2R$  の比  $H_c/2R$  を  $0.5\sim 3.0$  と変化させても有効質量係数に明確な差がないこと, 寸法が比較的大きく, 高さ  $H$  と長さ  $L$  の比  $H/L$  が  $0.14$  である実験 No. 3, No. 4 の振動箱をセルとみなした検討においても, ロッキング振動模型による結果とほぼ同じ値が得られたことから, セルの大きさやセルの高さと直径の比が有効

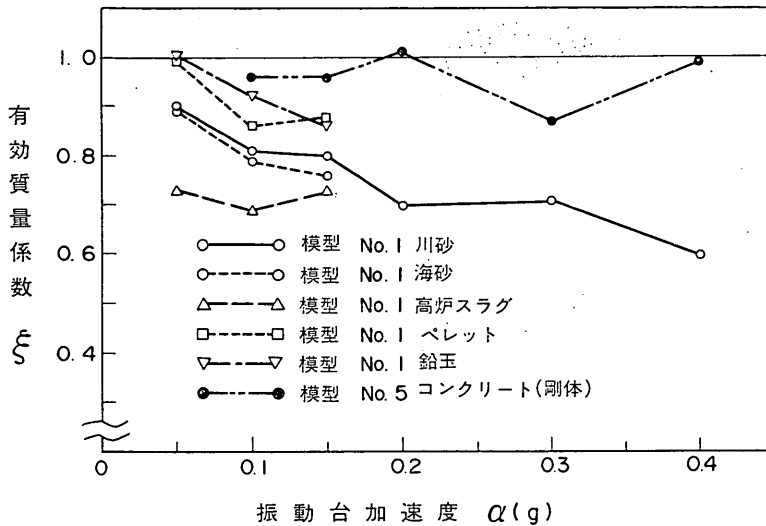


図-5.3.1 有効質量係数に及ぼす中詰材の種類の影響

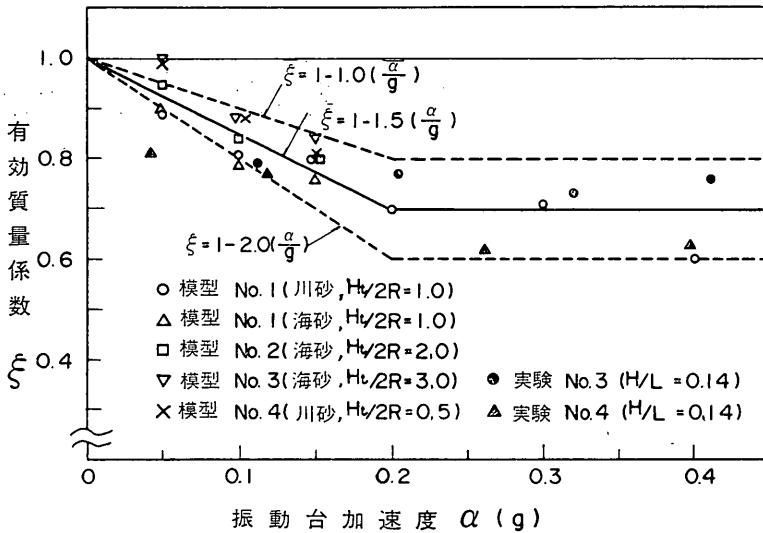


図-5.3.2 有効質量係数に及ぼすセルの寸法と形状の影響

質量係数に与える影響は小さいと考えられる。

④ 図-5.3.2に示すように、中詰が砂の場合、実験より得られた有効質量係数は、ほぼ図中の点線の範囲内にあり、振動台加速度が増加するにつれて減少し、0.2g以上では0.6~0.8のほぼ一定値に漸近する傾向にある。

⑤ 図-5.3.3より、振動箱をセルとみなす検討より得られた有効質量係数は、実験No.3, No.4, No. A, No. Bを除いて、図-5.3.2に示した値より全般に小さく、振動台加速度0.2g以上では0.5~0.6漸近す

る傾向にある。これは、振動箱内の模型に裏埋土や盛土などがあり振動箱の全体に同じ高さまで土が入っていないことから、セル殻に相当する振動箱による拘束が小さいためと、土が水によりほぼ飽和されていることから、土の剛性が水なし状態より低いためと考えられる。なお、裏埋土があるにもかかわらずNo. A, No. Bの有効質量係数が大きいのは、支持地盤が、その改良範囲や強度に差はあるものの、いずれも堅固な改良地盤であることによると考えられる。

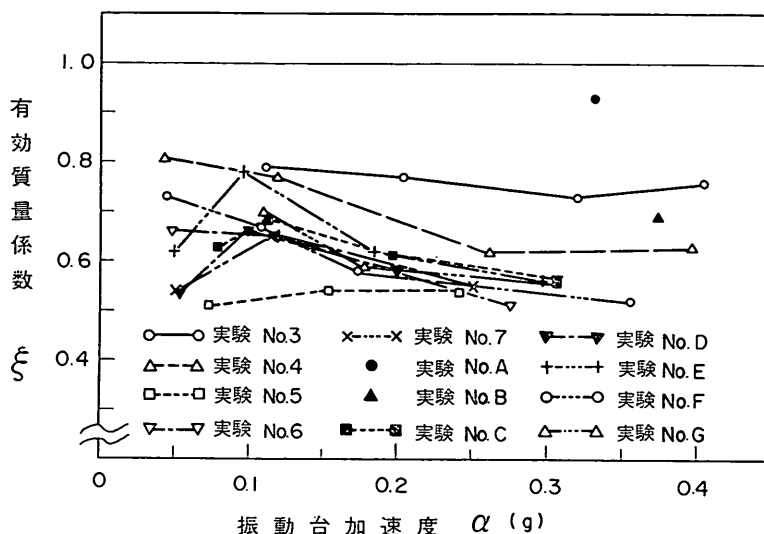


図-5.3.3 振動箱をセルとみなす検討による有効質量係数

⑥ これらの図にみられるように、有効質量係数が1.0より小さくなるのは、加速度の増加とともに中詰内のひずみが大きくなり剛性が低下するために、中詰の各微小部分の振動に位相差が生じ、セルに作用する慣性力が、セル全体挙動の加速度と中詰の全質量の積で与えられるものより小さくなるためと考えられる。

⑦ 図-5.3.2および上記①～⑥に述べたことを考慮すると、鋼板セルにおける中詰砂の有効質量係数 $\xi$ は、次式で近似できると考えられる。

$$\left. \begin{aligned} \xi &= 1.0 - 1.5 \frac{\alpha}{g} & \frac{\alpha}{g} \leq 0.2 \\ \xi &= 0.7 & \frac{\alpha}{g} > 0.2 \end{aligned} \right\} \quad (5.3.1)$$

ただし、 $\alpha$ ；加速度  
 $g$ ；重力加速度

## 6. 模型護岸の安定性

### 6.1 現行設計法による安定計算

#### 6.1.1 現行設計法の概要

鋼板セルに対する設計法としては、「港湾の施設の技術上の基準・同解説、第8編、16.4鋼板セル式係船岸」<sup>2)</sup>に示されている置き鋼板セルに対するものと、「根入れ鋼板セルの静的挙動」<sup>3)</sup>に示された静的模型実験に基づく根入れ鋼板セルに対するものがある。しかし、後者は常時の設計法であり、現在のところ根入れ鋼板セルに対する実用的な地震時安定計算法はない。

そこで、今回の実験結果の解析に当たり、ここでは、

「根入れ鋼板セルの静的挙動」に示される設計法に震度法を適用したものを、現行設計法と呼ぶこととする。なお、ここでいう現行設計法は、基準に示される置き鋼板セルの設計法と以下の点を除いてはほぼ同じである。

#### (1) 外力と抵抗力

##### (a) 慣性力

地震時、根入れ鋼板セルに作用する慣性力は、セル下端までの中詰土の全重量に設計震度を乗じたものとする。

##### (b) 裏埋部主動土圧

根入れ鋼板セルに作用する裏埋土圧は、セル下端までを考慮し、基準の「第2編、第12章土圧及び水圧」<sup>22)</sup>に示される主動土圧式を用いる。

##### (c) 根入れ部前壁受働土圧

根入れ鋼板セルにおいては、根入れ部前壁に受働土圧を考慮でき、基準の「第2編、第12章土圧及び水圧」<sup>22)</sup>に示される受働土圧式を用いる。

#### (2) 転倒の検討

基準において、置き鋼板セルの転倒に対する抵抗モーメント $M_{ro}$ は、セル下端に対して次式で与えられ、根入れ長 $D$ が $H/8$ 以上ある根入れ鋼板セルに適用できる。転倒時の回転中心はセル前壁下端とする。

$$M_{ro} = \frac{1}{6} \gamma_o H_o^2 R_o \quad (6.1.1)$$

$$R_o = \nu_o^2 (3 - \nu_o \cos \phi) \sin \phi + 3(\alpha'^2 - \beta'^2) + 6\nu_o \beta' \quad (6.1.2)$$

ここに、 $\alpha' = K_o \tan \delta$

$$\beta' = K_a \tan \delta + \frac{\nu'_0}{2} (4 - \nu'_0 \cos \phi) \tan \phi \tan \delta$$

$\gamma_a$ ; 中詰の換算単位体積重量

$$\nu'_0 = \nu_0 - (\alpha' + \beta')$$

$H_0$ ; セル下端から上の換算壁高

$\nu_0$ ; セルの壁高幅比  $\nu_0 = B/H_0$

$B$ ; 換算壁体幅

$K_a$ ; 中詰のクローン主働土圧係数 (常時)

(3) 変形の検討

基準において、置き鋼板セルの変形 (セル天端の水平変位量がセル壁高の0.5%程度) を許容しないときのセルの変形抵抗モーメントは、海底面に関し次式で与えられ、根入れ長  $D$  が  $H/8$  以上ある根入れ鋼板セルに適用できる。

$$M_{ra} = \frac{1}{6} \gamma_a H_a^3 R_a \quad (6.1.3)$$

$$R_a = \nu'_a (3 - \nu'_a \cos \phi) \sin \phi \quad (6.1.4)$$

ここに、 $H_a$ ; 海底面から上の換算壁高

$B$ ; 換算壁体幅

$\nu'_a$ ; 変形を検討するときの壁高幅比、

$$\nu'_a = B/H_a$$

(4) 支持力の検討

基準において、置き鋼板セルでの最大前し反力は次式で与えられるが、根入れ鋼板セルに対しては、この式での検討の必要がなく、重力式壁体としての支持力の検討を行えばよい。

$$V_i = \frac{1}{2} \gamma H_i^2 \tan^2 \phi \quad (6.1.5)$$

ここに、 $V_i$ ; セル殻の前しに生じる最大反力

$H_i$ ; セル下端から天端までの高さ

$\gamma$ ; 中詰土の単位体積重量

$\phi$ ; 中詰土の内部摩擦角

なお、6.1.2 安定計算結果において、地盤の許容支持力の算定には基準の「第5編、第2章浅い基礎の支持力」<sup>8)</sup> に示される式を用いた。

6.1.2 安定計算結果

6.1.1 現行設計法の概要に示した方法により、実験 No. 5~No. 7 の護岸模型を小さな実物とみなして、安定計算を行った。安定計算に考慮した外力および抵抗力を 図-6.1.1 に、護岸模型の断面と土質条件を 図-6.1.2 に示す。なお、水中の見掛けの震度の算定には、二港建式<sup>22)</sup>を用い、壁面摩擦角  $\delta$  は、3.4.1(4) 摩擦試験の結果から  $\delta = \phi/2$  とした。

安定計算結果を 図-6.1.3 および 図-6.1.4 に示す。

加速度レベルが高い場合、内部摩擦角を  $\phi$ 、地震時合成角を  $\theta$  とすると、 $\phi - \theta < 0$  となり現行設計土圧式にお

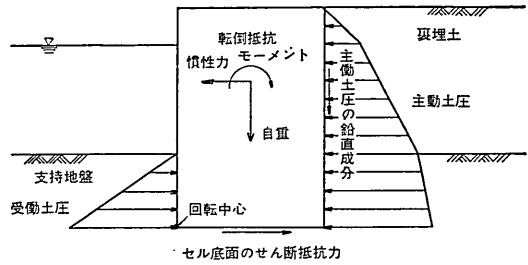


図-6.1.1 安定計算に考慮した外力および抵抗力

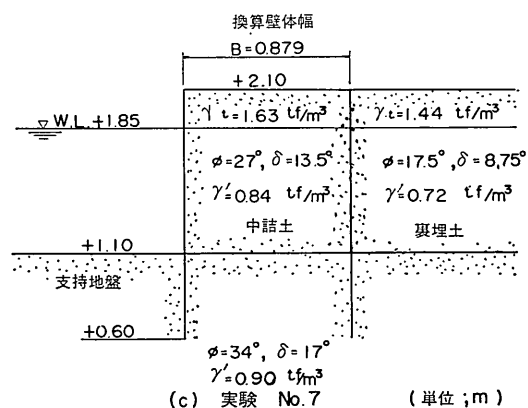
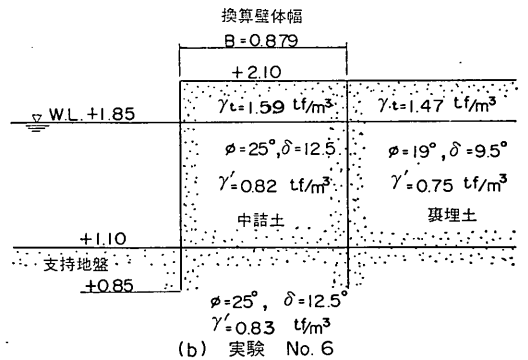
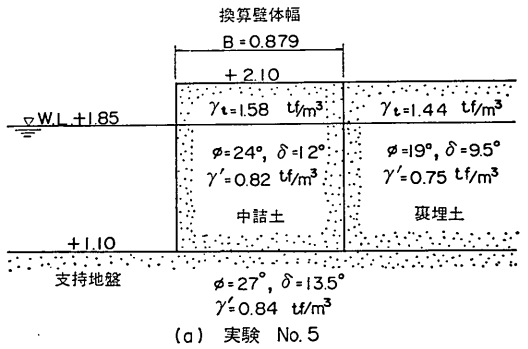


図-6.1.2 セルの諸元と土質条件

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

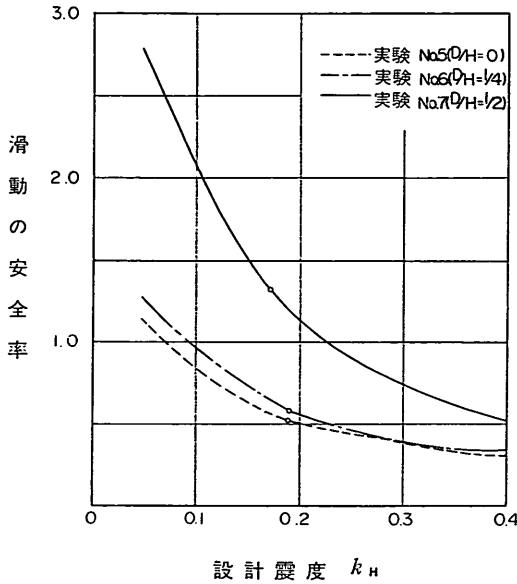


図-6.1.3 滑動の安全率

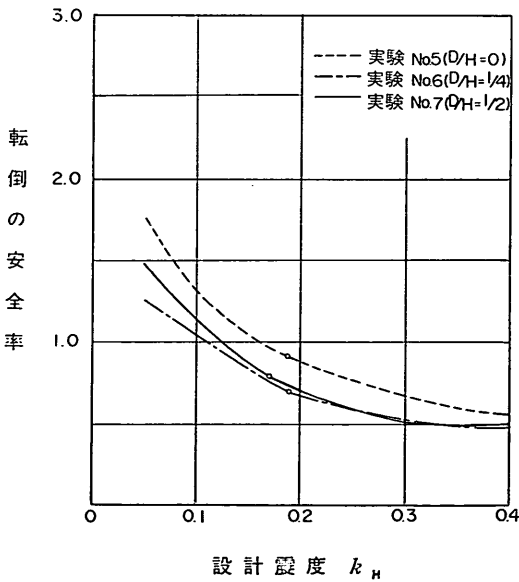


図-6.1.4 転倒の安全率

いて平方根の中が負になるが、ここでは、4.3.2 実測土圧と現行設計土圧などとの比較で述べたと同様に、 $\phi-\theta=0$ として計算しており、図中の○印よりも高い設計震度ではこのような扱いをした。

これらの安定計算結果と実験結果の比較を行うに際し、実験においてセルが被災したとみなす判断基準が重要となる。4.4 セル、裏埋土の変状において述べたよう

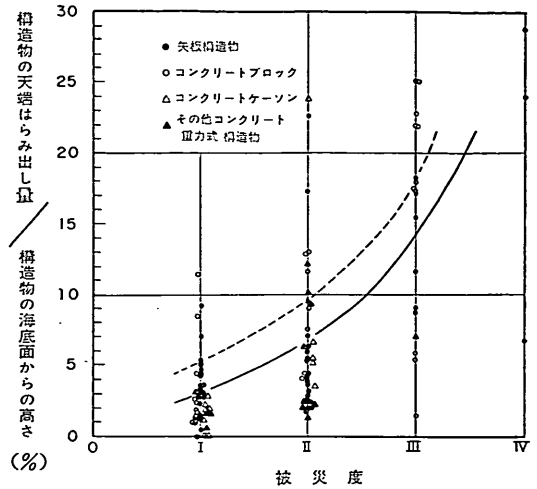


図-6.1.5 被災度と天端はらみ出し量/壁高

表-6.1.1 被災度と被災状況

被災度	被災の状況
0	無被災。
I	本体に異状はないが、付属構造物に破壊や変状が認められるもの。
II	本体にかなり変状の起ったもの。
III	形はとどめているが、構造物本体に破壊が起ったと認められるもの。
IV	全壊して形をとどめていないもの。

に、根入れのあるセルでは滑動よりも傾斜が卓越しているので、セル天端はらみ出し量  $\delta_T$  と海底面からのセル壁高  $H$  の比  $\delta_T/H$  は、セルの安定性を評価する際の重要な指標であると考えられる。そこで、判断基準を得るために、過去の地震被害報告など<sup>10), 11), 37) - 40)</sup>に基づいて、重力式および矢板式構造物についての  $\delta_T/H$  を被災度別に示したものが図-6.1.5である。被災度とは表-6.1.1に示す被災の程度を表わす指標であり<sup>37)</sup>、設計上許容できる被災度は、I程度と考えられる。

図-6.1.5によると、被災度Iにおける  $\delta_T/H$  の上限値は、1部の例外を除いて約5%、平均値は約2.8%である。また、設計における許容値を  $\delta_T/H = 5\%$  とすると、この許容値で設計された構造物が被災度IIの被害を受ける確率は約50%、 $\delta_T/H = 2.5\%$  とすると約20%、 $\delta_T/H = 1.0\%$  とするとゼロとなる。

表-6.1.2 現行設計法のセル耐力評価と実験値の比較

項目		実験No.	No. 5 (D/H=0)	No. 6 (D/H=1/4)	No. 7 (D/H=1/2)	備 考
設計 計算	滑 動		0.07	0.09	0.22	安全率が1となる時の震度
	転 倒		0.16	0.11	0.12	
振 動 実 験	$\delta_r/H$	5 %	0.27	0.37	0.46	支持地盤加速度 $\alpha$ /重力加速度 $g$
		2.5 %	0.23	0.32	0.37	
		1 %	0.20	0.26	0.29	

$\delta_r$ ; 天端のみ出し量,  $H$ ; 壁高

これらの点を参考にして、現行設計法により安全率が1.0となるとき設計震度、および実験において  $\delta_r/H$  が1%, 2.5%, 5%となったときの支持地盤加速度より求める震度を表-6.1.2に示す。

これらの図と表より、以下のことがわかる。

- ① 図-6.1.3より、滑動の安全率は、根入れ比  $D/H$  が大きいほど高く、根入れ効果が表われている。
- ② 図-6.1.4より、転倒の安全率は、根入れのないセルより根入れのあるセルのほうが小さく、4.4.1セルの残留変位で述べたことと異なり、転倒に対しては根入れ効果が正しく評価されていない。なお、実験No. 7の安全率が実験No. 6のそれより大きく、ないしは同じくらいであるのは、実験No. 7の支持地盤の内部摩擦角が実験No. 6のそれより大きいためである。
- ③ 表-6.1.2より、現行設計法によると、実験に用いたセルは、0.07~0.12の小さな震度において滑動または転倒すると判断される。一方、振動実験において、セルは震度0.23~0.37で被災の程度が軽微であると思われる  $\delta_r/H = 2.5\%$  の状態に至っている。よって現行設計法はセルの耐力をかなり小さく評価し、実験結果を説明できない。

## 6.2 現行設計法の部分変更による安定計算

6.1 現行設計法による安定計算で述べたように、現行設計法では実験結果を説明できなかった。そこで、ここでは、種々の考え方に基づいて現行設計法を部分的に変更した方法により安定計算を行い、表-6.1.2に示す実験結果と比較して、それぞれの安定計算法の妥当性について検討した。

(1) 根入れ部前壁土圧を現行設計土圧の3倍とした場合

### 4.3.2 実測土圧と現行設計土圧などとの比較で述べた

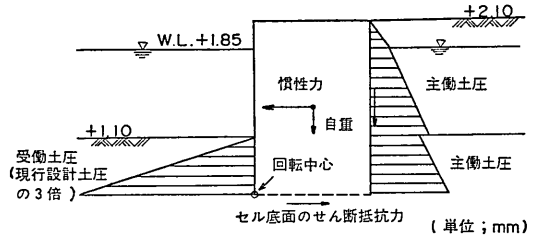


図-6.2.1 外力と抵抗力(受働土圧を現行設計土圧の3倍とした場合)

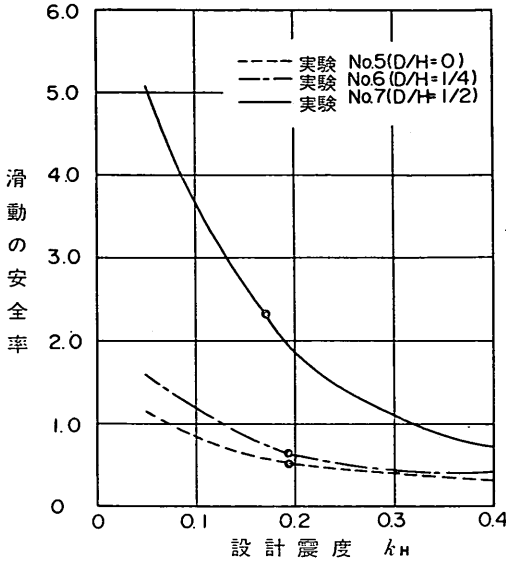
ように、実測根入れ部前壁土圧合力は現行設計受働土圧合力に比べて非常に大きい。また、Bromsら<sup>41)</sup>は、砂質地盤中の杭に水平力が作用する場合、Rankine受働土圧の3倍に相当する地盤反力が得られるとしている。

セルと杭とはその剛性や形状が異なっており、Bromsらによる結果を適用できるかどうか問題があるが、ここでは根入れ部前壁に作用する受働土圧を現行設計土圧の3倍として安定計算を行った。

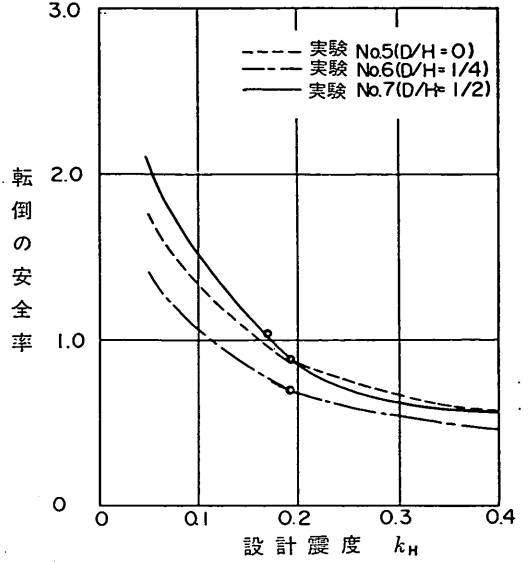
安定計算において考慮した外力と抵抗力を図-6.2.1に、計算結果を図-6.2.2に示す。

図-6.2.2(a)より、滑動の安全率は、受働土圧が大きくなるために、図-6.1.3に示した現行設計法による値より大きくなる。また、安全率が1.0となる震度は、実験No. 7では実験結果に近くなるが、実験No. 6では根入れが短いため現行設計法に比べてそれほど大きくならず、実験結果と一致しない。

図-6.2.2(b)より、転倒の安全率は、受働土圧が大きくなってもあまり大きくならず、実験結果と一致しない。これは、現行設計法と同様に回転中心をセル前壁下端としているためにアーム長が短く、土圧による抵抗モーメントがセル全体の転倒抵抗モーメントに占める比率が少ないことによる。



(a) 滑動の安全率



(b) 転倒の安全率

図-6.2.2 受働土圧を現行設計土圧の3倍とした場合の安定計算結果

(2) 回転中心をセル前壁支持地盤表面とした場合

現行設計法の転倒の検討においては、セル前壁下端を回転中心としているが、地盤が堅い場合には、回転中心はセル下端よりも上にあると考えられる。そこで、ここでは、転倒の検討における回転中心をセル前壁支持地盤表面として、安定計算を行った。

計算に考慮した外力と抵抗力を図-6.2.3に示すが、回転中心をセル前壁支持地盤表面とすることにより、根入れ部前壁には主働土圧が、根入れ部後壁には受働土圧が作用する。

安定計算結果を図-6.2.4に示す。図より、転倒の安全率は、根入れ比の増加とともに大きくなっており、定

性的には実験結果と一致している。しかし、実験 No. 7 において安全率が1.0となる震度が大きすぎることを、支持地盤が完全に剛ではあり得ないことから、回転中心を

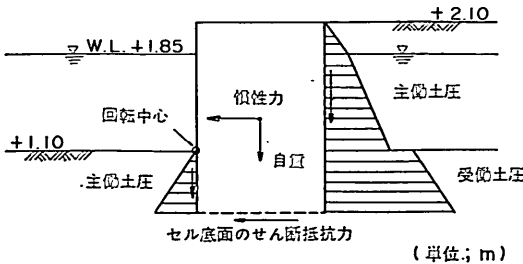


図-6.2.3 外力と抵抗力(回転中心をセル前壁支持地盤表面とした場合)

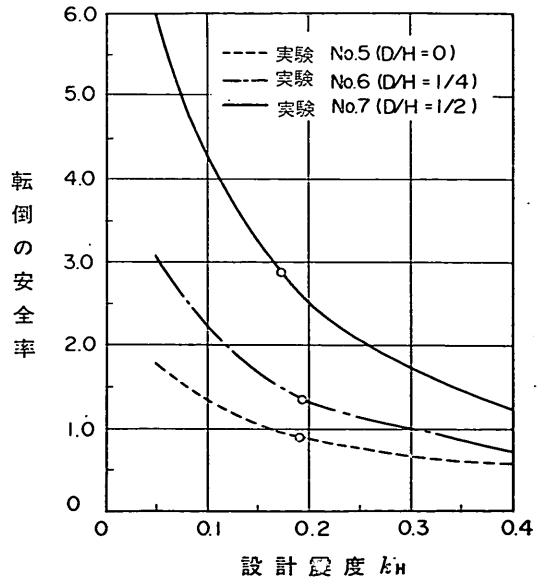


図-6.2.4 回転中心をセル前壁支持地盤表面とした場合の安定計算結果



セル前壁支持地盤表面とすることには問題があると考えられる。

(3) 有効質量係数を用いた場合

5. 中詰土の有効質量で述べたように、セル中詰土の有効質量係数として式(5.3.1)が得られているので、ここでは、この式を現行設計法に適用した場合の安定計算について述べる。

計算結果を図-6.2.5に示す。

図-6.2.5(a)より、実験 No. 7での滑動の安全率に関しては、安全率1.0での震度が実験結果に近くなるが、実験 No. 5, No. 6では、現行設計法において安全率1.0となる震度が0.1以下であるため、式(5.3.1)に基づいて慣性力を低減しても現行設計法による値とほとんど変わらず、実験結果と一致しない。

図-6.2.5(b)より、転倒の安全率は現行設計法より若干大きくなるが、根入れ効果に関しては図-6.1.4と同様に正しく評価されず、実験結果と一致しない。

以上に述べたほかにも、いくつかの方法により安定計算を行い、計算法の妥当性を検討したが、いずれも実験結果を説明するには至らなかった。

6.3 地盤をパネに置換する安定計算

6.1 現行設計法による安定計算や6.2 現行設計法の部分変更による安定計算で述べたように、いずれの計算に

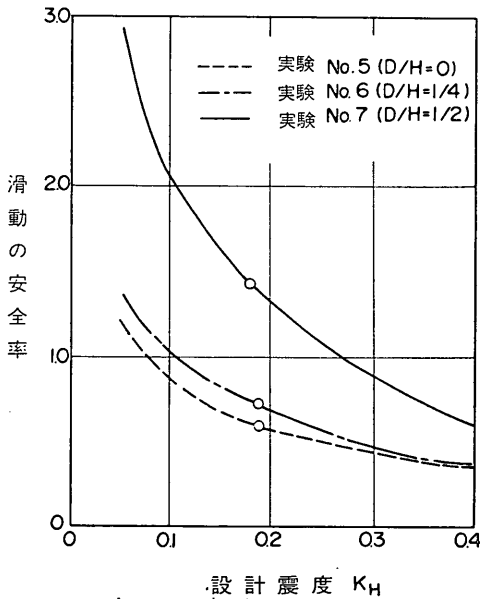
おいても実験結果を説明するには至らなかった。

一方、4.2.4 地盤、セルなどの変位、4.3.2(1)(b)根入れ部前壁土圧、4.4 セル、裏埋土の変状で述べたように、振動時のセルの全体挙動が剛体的であり、ロッキング振動が卓越していること、根入れ部前壁土圧が逆三角形に近い分布形状となり水平変位にほぼ比例した地盤反力が生じていることから、ここでは、セルを剛体と仮定し、地盤反力をパネで評価する計算法を用いて実験結果の検討を行った。また、既設のセル式構造物に対してこの計算法を適用し、その妥当性を検討した。

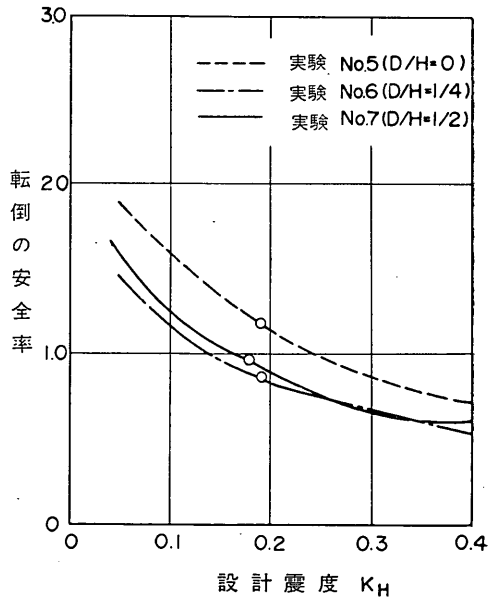
6.3.1 計算法の概要

以下に述べる安定計算法は、基本的には、「港湾の施設の技術上の基準・同解説、第5編、第3章深い基礎の支持力」<sup>19)</sup>(以下、基準と呼ぶ)および「道路橋示方書・同解説、IV下部構造編、第7章ケーソン基礎の設計」<sup>20)</sup>(以下、示方書と呼ぶ)に示されるものと同様である。

セルの安定計算にあたって、図-6.3.1に示すように、外力としてセルの自重、地震時慣性力および裏埋土圧を、抵抗力としてセルの底面反力、せん断抵抗力、および根入れ部前面の水平地盤反力を考慮した。なお、支持地盤表面付近では十分な地盤反力を期待できないので、水平地盤反力係数は、支持地盤表面から根入れ長の



(a) 滑動の安全率



(b) 転倒の安全率

図-6.2.5 有効質量係数を用いた場合の安定計算結果

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

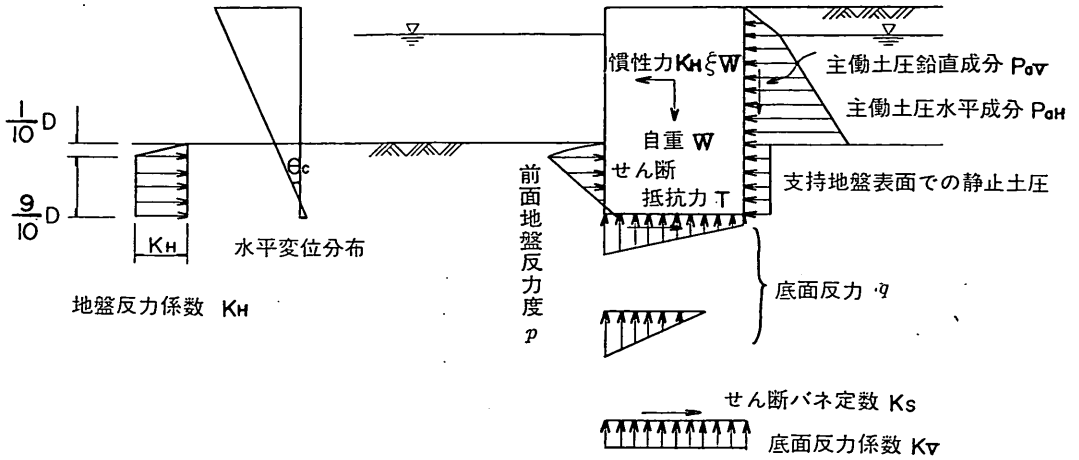


図-6.3.1 外力, 抵抗力および地盤反力係数

1/10 深さまでを三角形分布とし, それより深い位置では一定値とした。

2 層地盤の場合の根入れ鋼板セルの安定計算に必要な各部の反力度やセルの変位, 傾斜角の算定式を以下に示す。

- (1) 根入れ部前面の水平地盤反力度

$$\left. \begin{aligned} p_{12} &= K_{H1}(y_0 - l_1)\theta_c \\ p_{21} &= K_{H2}(y_0 - l_1)\theta_c \\ p_{22} &= K_{H2}(y_0 - l_1 - l_2)\theta_c \end{aligned} \right\} \quad (6.3.1)$$

- (2) セルの底面の反力度

- (a) 底面反力度が台形分布の場合

$$q_{1,2} = \frac{N_0 - U}{A} \pm K_V a \theta_c \quad (6.3.2)$$

- (b) 底面反力度が三角形分布の場合

$$q_1 = K_V \theta_c d \quad (6.3.3)$$

- (3) セル底面のせん断力

- (a) 底面反力が台形分布の場合

$$T = K_S (y_0 - D) \theta_c A \quad (6.3.4)$$

- (b) 底面反力度が三角形分布の場合

$$T = K_S (y_0 - D) \theta_c A' \quad (6.3.5)$$

- (4) 任意の位置におけるセルの水平変位

$$\delta_v = (y_0 - y) \theta_c \quad (6.3.6)$$

- (5) セルの傾斜角

$$\theta_c = \frac{M_0 K_1 + H_0 K_2}{K_1 K_3 - K_2} \quad (6.3.7)$$

- (6) 回転中心の支持地盤表面からの深さ

$$y_0 = \frac{M_0 K_2 + H_0 K_3}{M_0 K_1 + H_0 K_2} \quad (6.3.8)$$

- (7) 式(6.3.7), 式(6.3.8)中の係数  $K_1, K_2, K_3$

- (a) 底面反力度が台形分布の場合

$$K_1 = 2b \left( \frac{1}{2} K_{H1} l_1 + K_{H2} l_2 \right) + K_S A$$

$$K_2 = 2b \left\{ \frac{1}{3} K_{H1} l_1^2 + K_{H2} l_2 \left( l_1 + \frac{1}{2} l_2 \right) \right\} + K_S A D$$

$$K_3 = 2b \left\{ \frac{1}{4} K_{H1} l_1^3 + \frac{1}{3} K_{H2} l_2^2 + K_{H2} (l_1 + l_2) l_1 l_2 \right\} + K_S A D^2 + \frac{4}{3} b a^2 K_V \alpha_1 \quad (6.3.9)$$

- (b) 底面反力度が三角形分布の場合

$$K_1 = 2b \left( \frac{1}{2} K_{H1} l_1 + K_{H2} l_2 \right) + K_S A'$$

$$K_2 = 2b \left\{ \frac{1}{3} K_{H1} l_1^2 + K_{H2} l_2 \left( l_1 + \frac{1}{2} l_2 \right) \right\} + K_S A' D$$

$$K_3 = 2b \left\{ \frac{1}{4} K_{H1} l_1^3 + \frac{1}{3} K_{H2} l_2^2 + K_{H2} (l_1 + l_2) l_1 l_2 \right\} + K_S A' D^2 + K_V a^2 \nu_2 \quad (6.3.10)$$

- (8) 使用記号

$N_0$ ; セルに作用する土圧合力の鉛直成分とセル自重の和 (tf)

$H_0$ ; セルに作用する土圧合力の水平成分と慣性力の和 (tf)

$M_0$ ; 支持地盤表面のセルセンターにおける土圧合力と慣性力によるモーメント (tf·m)

$U$ ; セルに働く浮力 (tf)

$D$ ; セルの根入れ長 (m)

$l_1$ ; 第1層の厚さ (m)

$l_2$ ; 第2層の厚さ (m)

$2a$ ; セルの側面幅 (m)

$2b$ ; セルの前面幅 (m)

$A$ ; セルの底面積 ( $m^2$ )

$K_{H1}, K_{H2}$ ; 根入れ部前面の水平地盤反力係数 ( $tf/m^3$ )

$K_V$ ; セルの底面反力係数 ( $tf/m^3$ )

$K_S$ ; セル底面地盤のせん断バネ係数 ( $tf/m^3$ )

$\alpha_1$ ; セル底面の形状によって定まる係数 (表-6.3.1)

$A'$ ; 浮上りを生じていないセルの有効底面積 ( $m^2$ ) (図-6.3.2) (表-6.3.2)

$d$ ; 浮上りを生じていないセルの底面反力幅 ( $m$ ) (表-6.3.2)

$\beta$ ; 図-6.3.2 に示す角度 ( $rad.$ ) で、次式を満足するように決定する。

$$N_0 - U = K_V a^2 \theta_c \nu_1$$

$\nu_1, \nu_2$ ; セル底面の形状により異なる係数 (表-6.3.2)

$y$ ; 支持地盤表面からの深さ ( $m$ )

$y_0$ ; 回転中心の支持地盤表面からの深さ ( $m$ )

$p_{12}$ ; 第1層下端での水平地盤反力度 ( $tf/m^2$ )

$p_{21}$ ; 第2層上端での水平地盤反力度 ( $tf/m^2$ )

$p_{22}$ ; 第2層下端での水平地盤反力度 ( $tf/m^2$ )

$q_1$ ; セル前しの底面反力度 ( $tf/m^2$ )

$q_2$ ; セル後しの底面反力度 ( $tf/m^2$ )

### 6.3.2 外力と地盤反力係数の算定

#### (1) 外力の算定

セルに作用する外力は、図-6.3.1 に示したように、裏埋土圧、中詰土による慣性力、自重、および裏埋土の上載圧による根入れ部土圧であり、これらの算定は以下のように行った。

#### (a) 裏埋土圧

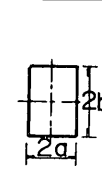
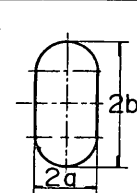
#### 4.3.2 実測土圧と現行設計土圧などとの比較におい

て、支持地盤表面より上の実測裏埋土圧が、現行設計土圧式に式(4.3.3)によって低減した震度を用いて得られる土圧合力に近いことを示した。そこで、裏埋土圧の算定には、現行設計土圧式を適用することの妥当性の検討も兼ねて、実測土圧値を用いず、現行設計土圧式に式(4.3.3)を適用して得られる土圧値を用いた。

#### (b) 慣性力

5. 中詰土の有効質量において、セルに働く慣性力の算定に必要な有効質量係数が、式(5.3.1)で与えられることを示した。そこで、慣性力の算定には、式(5.3.1)と震度の低減式(4.3.3)とを用いた。

表-6.3.1 形状係数

底面の形状		
$\alpha_1$ の値	1	$1 - 0.411 \frac{a}{b}$

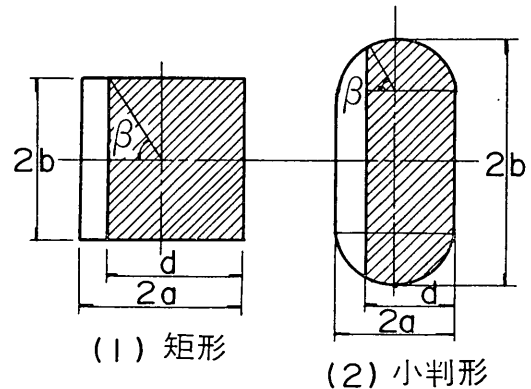


図-6.3.2 有効底面積

表-6.3.2 形状係数

底面の形状	$A'$	$d$	$\nu_1$	$\nu_2$
(1) 矩形	$2b(a + b \cot \beta)$	$a + b \cot \beta$	$n(1 + n \cot \beta)^2$	$\frac{1}{3}n(2 - n \cot \beta)(1 + n \cot \beta)^2$
(2) 小判形	$a^2(\pi - \beta + \sin \beta \cos \beta) + 2(b - a)a(1 + \cos \beta)$	$a(1 + \cos \beta)$	$\frac{2}{3}\sin^3 \beta + \sin \beta \cos^2 \beta + (\pi - \beta) \cdot \cos \beta + (n - 1)(1 + \cos \beta)^2$	$\frac{2}{3}\sin^3 \beta \cos \beta + \frac{1}{4}(\pi - \beta) + \frac{1}{16}\sin 4\beta + \frac{1}{3}(n - 1)(1 + \cos \beta)^2(2 - \cos \beta)$

ただし、 $n = \frac{a}{a}$

根入れ鋳板セルの耐震性に関する実験的研究

なお、セルを剛体とみなした上で、設計震度を低減し、さらに中詰土質量を低減できるのは、以下の理由による。

(i) 実験結果によると、セルの全体挙動は剛体のそれに近いが、セル中詰土挙動の微視的観点からは、5.中詰土の有効質量にも述べたように、中詰土の一部がセル全体挙動と必ずしも同位相で振動していない箇所も存在すると考えられ、結果として実験式(5.3.1)が導かれているので、この式を採用することは剛体置換と矛盾しないと考える。

(ii) 設計震度の低減式(4.3.3)は、有効質量係数が1.0に近いと考えられるコンクリートケーソンやコンクリートブロックなどを対象に導かれたものであり、壁体の大部分が砂などの粒状体で構成される鋳板セルに式(4.3.3)と式(5.3.1)を同時に用いることに問題はないと考える。

(c) 根入れ部後壁土圧

4.3.2(1) 現行設計土圧との比較において、セル後壁根入れ部に受働土圧に近い抵抗土圧が作用しているものと考えられた。しかし、ここでは、根入れ部後壁土圧としては、次式で与えられる裏埋土の上載圧による土圧  $P_{a0}$  を外力として作用させた。

$$P_{a0} = \frac{1}{2} \sum_i r_i h_i \quad (6.3.11)$$

ここに、 $r_i$ ; 裏埋土  $i$  層の単位体積重量

$h_i$ ; 裏埋土  $i$  層の厚さ

(2) 地盤反力係数の算定

示方書には、地盤反力係数の算定に必要な変形係数の求め方として、表-6.3.3に示す4種類の方法が記されている。しかし、6.3.4各種試験法による変形係数を用いた安定計算結果に後述するように、平板載荷試験による方法、三軸圧縮試験による方法、および標準貫入試験

による方法に基づく変形係数を用いて計算されるセルの変位や土圧において、互いに大差がなかった。よって以下では、平板載荷試験の結果による地盤反力係数の算定法について述べる。

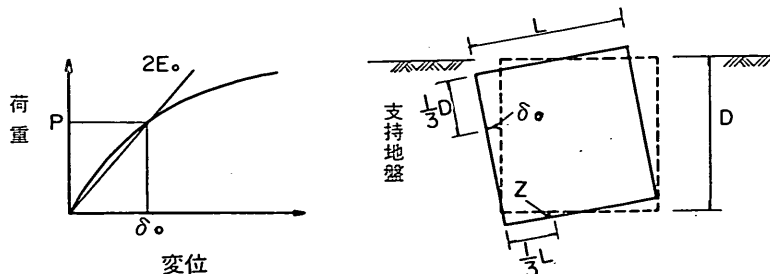
(a) 変形係数

変形係数  $E_0$  ( $\text{kgf/cm}^2$ ) としては、図-6.3.3(a)に示す平板載荷試験による荷重-変位曲線における変位  $\delta_0$  での割線勾配の1/2とする。ここで、セルは図-6.3.3(b)のように変位すると考えると、水平地盤反力はほぼ逆三角形分布を示し、その合力の作用点が支持地盤表面より下の  $D/3$  点となるので、変形係数を求める際の  $\delta_0$  としては、その点における振動実験での水平変位とする。底面反力の合力の作用点についてはセル前壁下端よりほぼ  $L/3$  点となるので、変形係数を求める際の  $\delta_0$  としてはその点における振動実験での鉛直変位とする。

(b) 水平地盤反力係数

表-6.3.3 変形係数  $E_0$  の求め方

種類	内 容	係 数 $\alpha_0$	
		常時	地震時
1	直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験の繰り返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
2	ポーリング孔内で測定した変形係数	4	8
3	供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
4	標準貫入試験の $N$ 値より $E_0 = 28N$ で推定した変形係数	1	2



(a) 平板載荷試験における荷重-変位曲線

(b) セルの変位状況

図-6.3.3 平板載荷試験結果からの変形係数の算定

$$K_H = K_{H0} \left( \frac{B_H}{30} \right)^{-\frac{3}{2}} = 12.8 K_{H0} B_H^{-\frac{3}{2}} \quad (6.3.12)$$

ここに、 $K_H$ ；水平地盤反力係数 (kgf/cm<sup>3</sup>)

$K_{H0}$ ；直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平地盤反力係数で、側面の分担分 20% を考慮した値 (kgf/cm<sup>3</sup>)

$$K_{H0} = \frac{1.2}{30} \alpha_0 E_0 = 0.040 \alpha_0 E_0$$

$\alpha_0$ ；表-6.3.3 に示す形状係数、 $\alpha_0 = 2$

$B_H$ ；根入れ部の換算載荷幅 (cm)、ここでは図-6.3.4 のように求めた。

(c) 底面反力係数

$$K_V = K_{V0} \left( \frac{B_V}{30} \right)^{-\frac{3}{2}} = 12.8 K_{V0} B_V^{-\frac{3}{2}} \quad (6.3.13)$$

ここに、 $K_V$ ；底面反力係数 (kgf/cm<sup>3</sup>)

$K_{V0}$ ；直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する底面反力係数 (kgf/cm<sup>3</sup>)

$$K_{V0} = \frac{1}{30} \alpha_0 E_0 = 0.033 \alpha_0 E_0$$

$\alpha_0 = 2$

$B_V$ ；根入れ部の換算載荷幅 (cm)、ここでは図-6.3.4 の底面形状で求めた。

6.3.3 安定計算結果

安定計算上の外力は、6.3.2 外力と地盤反力係数の算定で述べた方法により、図-6.1.2 に示した護岸模型諸元や単位体積重量、内部摩擦角および壁面摩擦角を用いて求めた。なお、セル壁体幅としては実測値との比較の観点から、1.0 m とした。また、セル前面の水平地盤反力係数、底面反力係数は、図-3.4.9 に示した平板載荷試験結果を用いて、式 (6.3.12) および式 (6.3.13) により表-6.3.4 のように得られた。

これらの外力や地盤反力係数を用いて、6.3.1 計算法の概要に示す方法で模型セルの安定計算を行った。得られたセルの水平変位を図-6.3.5 に、セルの底面反力度を図-6.3.6 に、セル前面の水平地盤反力分布を図-6.3.7、図-6.3.8 に、セル前面の最大水平地盤反力度を図-6.3.9 に、それぞれ実測値とともに示す。なお、図-6.3.6 のセルの底面反力度に関しては、セル前壁側に最も近い測定位置での比較結果である。

これらの図より、以下のことがわかる。

① 図-6.3.5 より、セル天端 水平変位の計算値は、実験 No.5 の支持地盤加速度 360 Gal の場合を除いて、実測値とはほぼ一致している。

なお、図中の実測値の動的変位とは、4.2.3 セルの動変位で述べたように、第 3 波までの平均変位成分と変位振幅の和の最大値であり、残留変位増分とは、一段階の加振で生じたセル天端の水平はらみ出し量である。

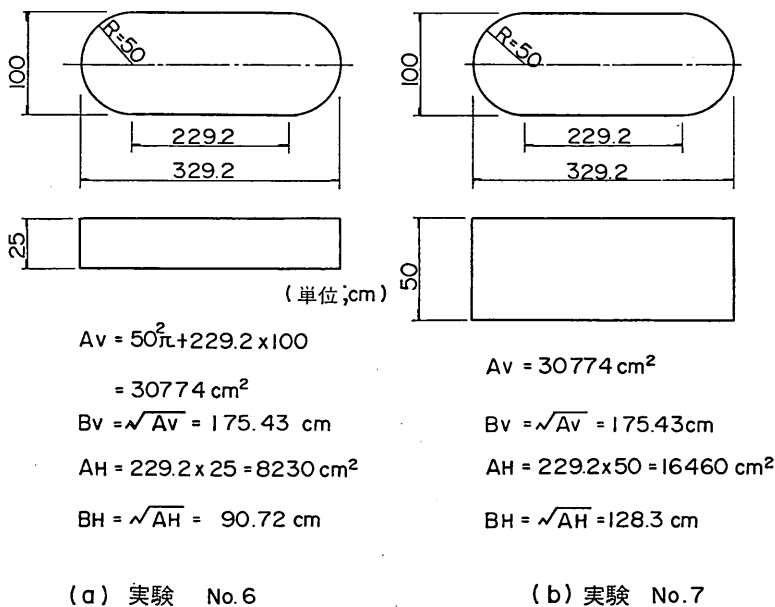


図-6.3.4 換算載荷幅

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

表-6.3.4 地盤反力係数

(a) 実験 No. 5 ( $D/H=0$ )

支持地盤 加速度 (Gal)	129	183	360
(kgf/cm <sup>3</sup> )			
水 地盤反力係数	3.276	3.490	2.056
底 反力係 面 数	0.878	0.847	0.231

(b) 実験 No. 6 ( $D/H=1/4$ )

支持地盤 加速度 (Gal)	100	215	321	377	433
(kgf/cm <sup>3</sup> )					
水 地盤反力係数	2.735	2.154	1.614	0.793	0.576
底 反力係 面 数	1.505	1.464	1.220	0.615	0.428

(c) 実験 No. 7 ( $D/H=1/2$ )

支持地盤 加速度 (Gal)	119	239	440	502
(kgf/cm <sup>3</sup> )				
水 地盤反力係数	1.037	1.252	0.753	0.497
底 反力係 面 数	0.878	0.664	0.563	0.283

② 図-6.3.6より; 実験 No. 6と実験 No. 7の底面反力度の計算値は実測値と良く一致している。

③ 図-6.3.7, 図-6.3.8より, セル前面の水平地盤反力度の計算値は, 支持地盤加速度とともに増加し, その分布形状は, 支持地盤表面付近で最も大きくなるという逆三角形に近く, 実測値のそれとほぼ同じである。

④ 図-6.3.9より, セル前面の最大水平地盤反力度の計算値は, 加速度とともに増加しており, 実測値と値がいくぶん異なるものの, 同様の傾向を示している。

⑤ 上記①~④より, 本計算法によると, 6.1 現行設計法による安定計算で説明できなかったセルの根入れ効果, および 4.3.2 (1)(b) 根入れ部前壁土圧で示した土圧の分布形状を説明することができる。

これらの諸点から, 根入れ鋼板セルの地震時安定性の評価にあたり, ここに示した外力の算定法およびバネ置換法を用いることは適切といえよう。

6.3.4 各種試験法による変形係数を用いた安定計算結果

表-6.3.3に示す地盤反力係数の算定方法の中から, 平板載荷試験の外に, 三軸圧縮試験および土研型動的円すい貫入試験の結果を用いて地盤反力係数を求め, それらの値がセルの安定計算結果に及ぼす影響を検討した。

(1) 三軸圧縮試験からの算定

三軸圧縮試験は拘束圧が0.5~2.0 kgf/cm<sup>2</sup>の条件下で行われたものであるが, 模型地盤は裏埋土による上載圧を拘束圧としても0.1 kgf/cm<sup>2</sup>程度の低い拘束圧下にある。そこで, 三軸圧縮試験で得た図-6.3.10の拘束圧と変形係数の関係より, 外挿にて裏埋土の上載圧下での変形係数を推定した。地盤反力係数は得られた変形係数

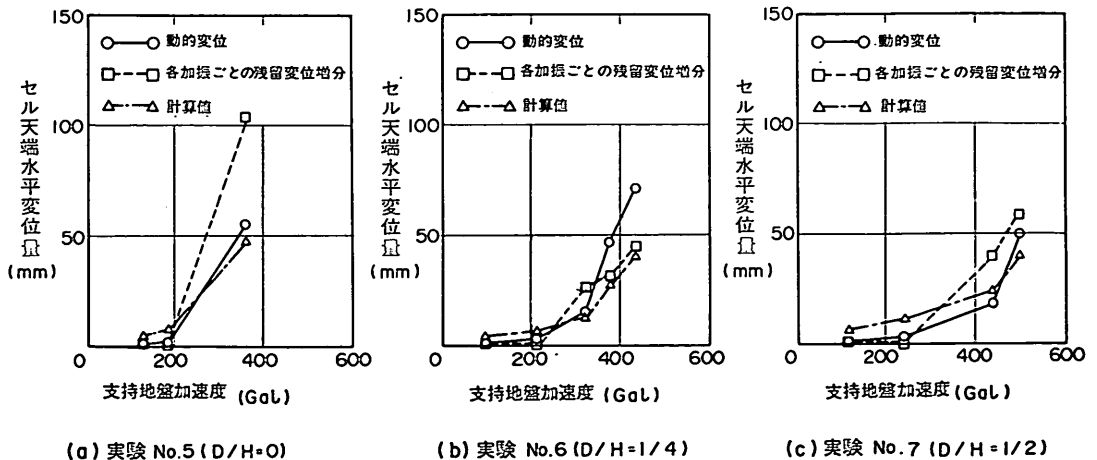


図-6.3.5 セル天端水平変位と支持地盤加速度

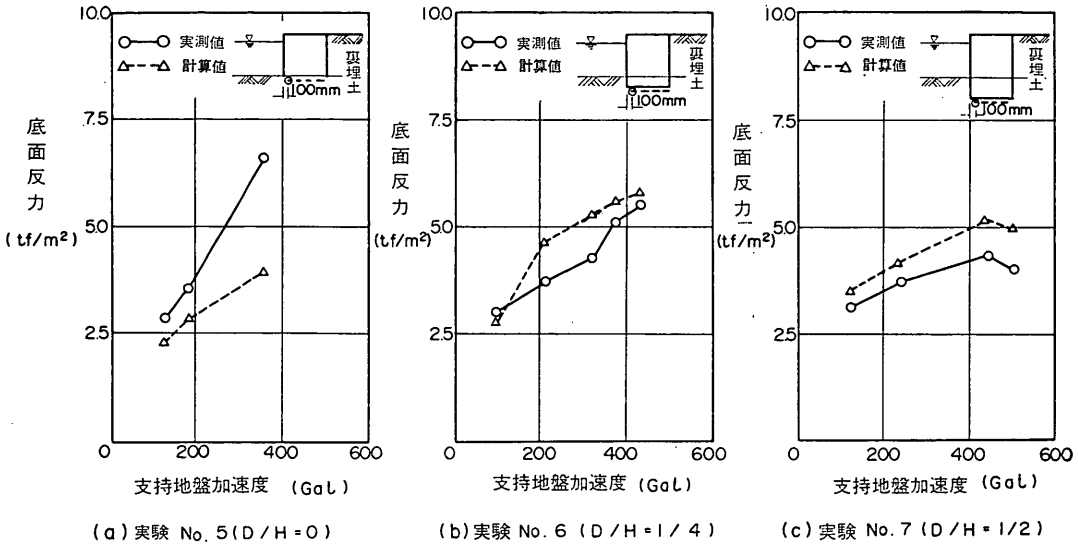


図-6.3.6 底面反力と支持地盤加速度

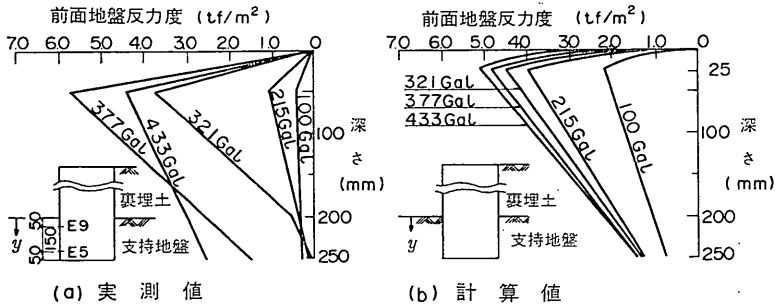


図-6.3.7 セル前面水平地盤反力度 (実験 No. 6)

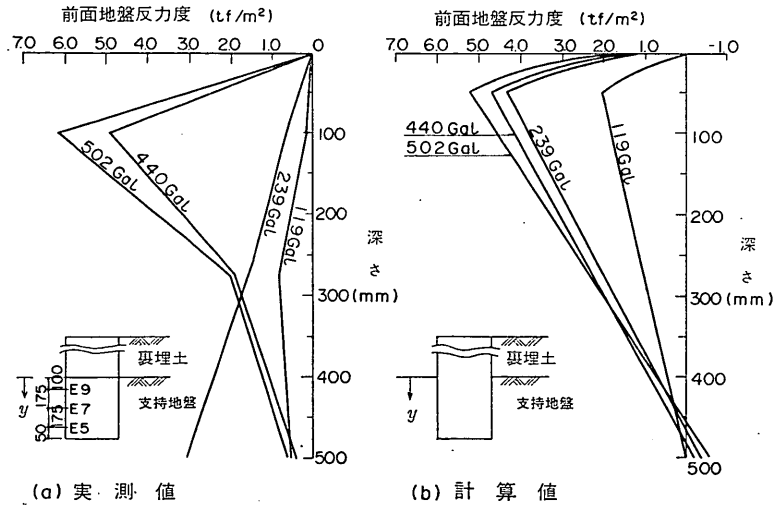


図-6.3.8 セル前面水平地盤反力度 (実験 No. 7)

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

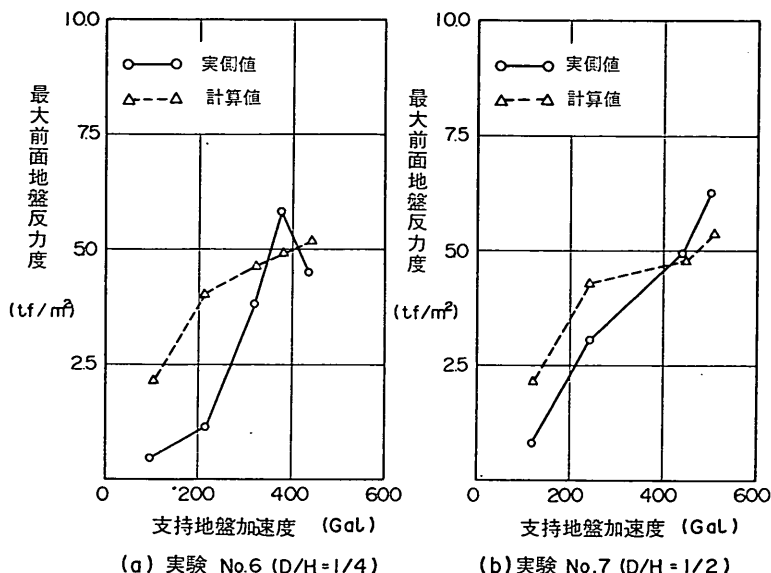


図-6.3.9 最大前面地盤反力と支持地盤加速度

$E_{s0}$  を式 (6.3.12), 式 (6.3.13) に代入して求めた。

(2) 土研型動的円すい貫入試験からの算定

図-6.3.11 に示す土研式簡易貫入試験と標準貫入試験の結果の相関関係<sup>42)</sup>より  $N$  値を推定し,  $E_0=28N$  より変形係数を求めた。地盤反力係数はこの  $E_0$  を式 (6.3.12), 式 (6.3.13) に代入し算定した。

本実験で使用した貫入試験機は, 土研型動的円すい貫入試験機 (コーン径 30 mm, コーン先端角 60°, ロッド径 25 mm, ハンマー重量 5 kgf, 落下高 500 mm) で

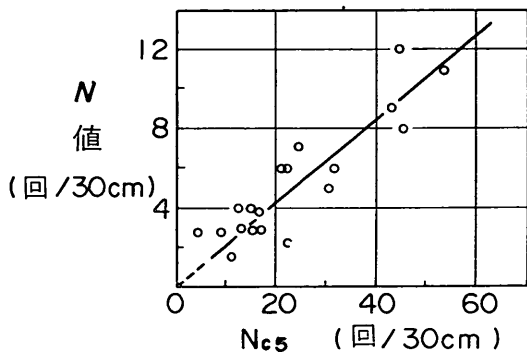


図-6.3.11 土研式簡易貫入試験による  $N_{c5}$  と  $N$  値の関係

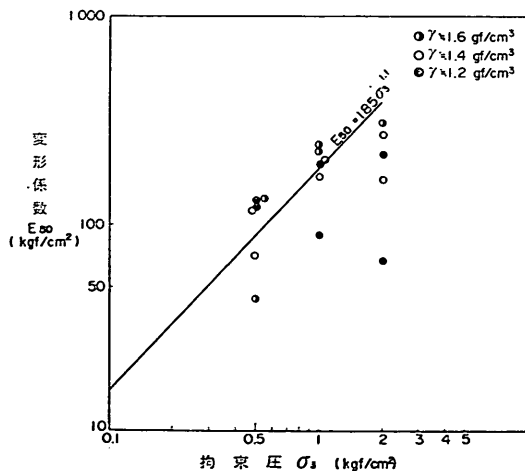


図-6.3.10 三軸圧縮試験における拘束圧と変形係数の関係

あり,  $N$  値との相関が得られている簡易貫入試験機 (コーン径 25 mm, コーン先端角 60°, ロッド径 16 mm, ハンマー重量 5 kgf, 落下高 500 mm) とは, ロッド径とコーン径が異なる。しかし, 今回の模型地盤で得られた 30 cm 当たりの打撃回数  $N_{c5}$  は, 図-3.4.8 より算定すると実験 No.5 で 6 回程度, 実験 No.6 で 9 回程度, 実験 No.7 で 14 回程度であり, これらの  $N_{c5}$  では, 図-6.3.11 でもばらつきの大きな範囲であるため, ロッド径とコーン径の差を無視して  $N$  値へ換算した。

(3) 平板荷重試験結果との比較

三軸圧縮試験および土研型動的円すい貫入試験結果から算定した地盤反力係数を表-6.3.5 に示す。



実験 No. 5~No. 7 について、各種の試験による地盤反力係数を用いて得られたセルの天端水平変位、セル底面反力、およびセル前面最大水平地盤反力度を図-6.3.12~図-6.3.14 に示す。天端変位については、支持地盤加速度が大きくなるにしたがい、平板載荷試験による場合が大きな値を示しているが、底面反力および前面の最大水平地盤反力度に関しては、いずれの方法による場合もほとんど同一の結果を示している。

6.3.5 既設セル式構造物の安定計算例

鋼板セル式構造物については、過去に大きな地震を経験したものがない。そこで、変形機構が異なり当然設計法も異なるが、過去に大きな地震を受けた鋼矢板セルをかりに鋼板セルとみなし、鋼板セルの現行設計法および

地盤をバネに置換する計算法により地震時の安定計算を行い、両方法による結果を比較した。

計算の対象とした鋼矢板セルの断面と土質条件を図-6.3.15 に、過去に受けた地震を表-6.3.6 に示す。

(1) 現行設計法

現行設計法においては、設計震度は、表-6.3.6 に示した地盤加速度を重力加速度で除した値であり、中詰土の有効質量係数は1.0 である。

(2) 地盤をバネに置換する計算法

地盤をバネに置換する計算法においては、設計震度および中詰土の有効質量係数は、表-6.3.6 に示した地盤加速度を用いてそれぞれ式(4.3.3)、式(5.3.1) により求め、裏埋土圧と慣性力を算定した。

表-6.3.5 三軸圧縮試験および土研型動的円すい貫入試験から求めた地盤反力係数

項 目 \ 実験 No.		5 (D/H=0)	6 (D/H=1/4)	7 (D/H=1/2)
三軸圧縮試験	変形係数 $E_{s0}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	19.57	19.80	19.10
	水平地盤反力係数 $K_H$ (kgf/cm <sup>3</sup> )	2.659	2.659	2.129
	底面反力係数 $K_V$ (kgf/cm <sup>3</sup> )	1.374	1.341	1.390
円すい研入型動的試験的	$N$ 値	1.2	1.9	2.8
	水平地盤反力係数 $K_H$ (kgf/cm <sup>3</sup> )	1.851	1.851	2.107
	底面反力係数 $K_V$ (kgf/cm <sup>3</sup> )	0.590	0.934	1.376

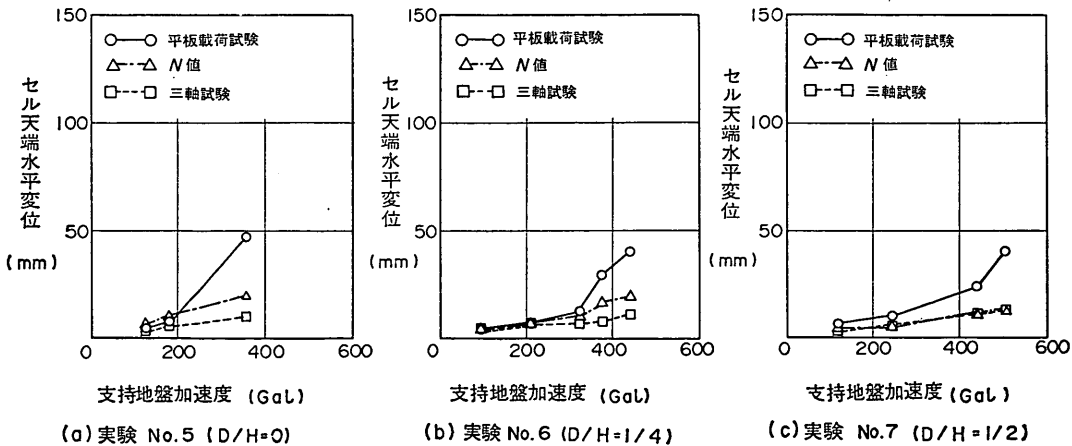


図-6.3.12 セル天端水平変位の比較

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

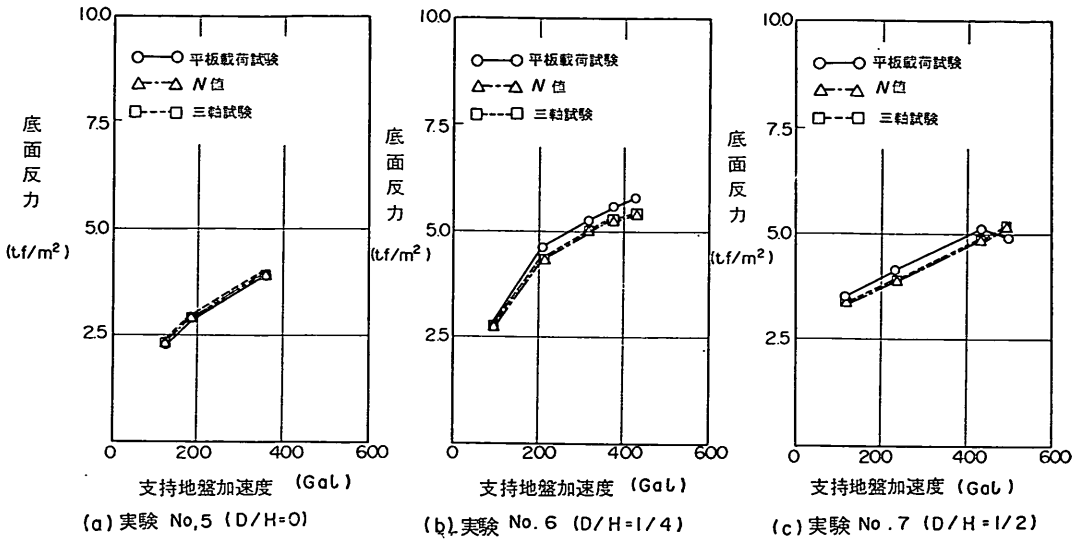


図-6.3.13 セル底面反力の比較

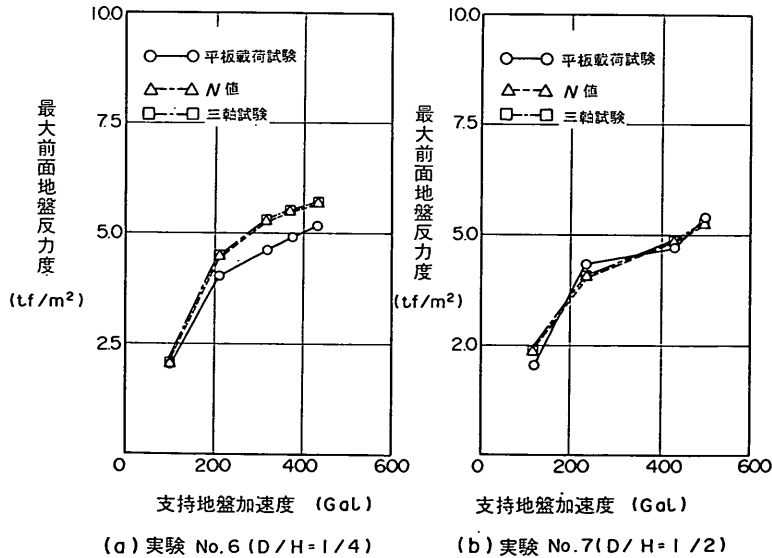


図-6.3.14 最大前面地盤反力度の比較

地盤反力係数については、式(6.3.12)、式(6.3.13)より算定したが、その際に必要な変形係数  $E_0$  は設計に用いられた内部摩擦角  $\phi$  から次式により求めた。

$$\left. \begin{aligned} N &= \frac{1}{20}(\phi - 15)^2 \text{ (3)} \\ E_0 &= 28N \end{aligned} \right\} \quad (6.3.14)$$

得られた地盤反力係数を表-6.3.7に示す。

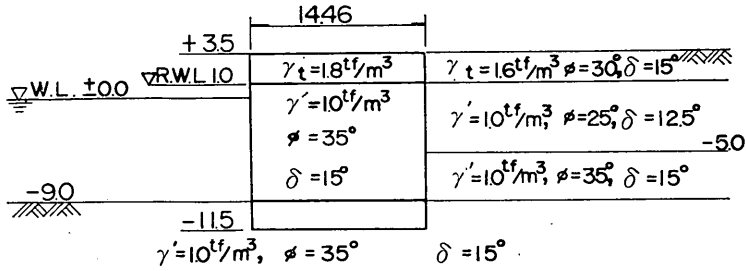
つぎに、安定計算における判定条件は、示方書を参考にして、以下のように定めた。

(a) セルの天端水平変位は、許容変位  $\delta_0$  を越えない。ただし、許容変位は、6.1.2安定計算結果を参考に、海底面からのセル高さの2.5%とする。

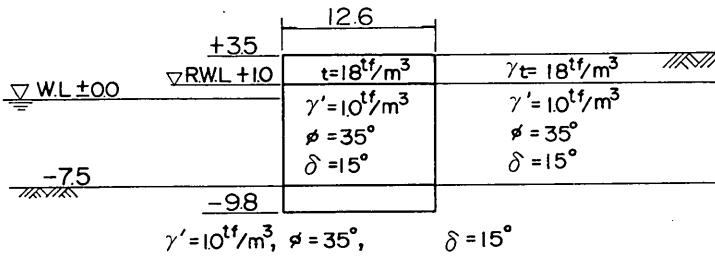
(b) セルの根入れ部前面における最大水平地盤反力度は、次式で表される極限水平反力度  $p_v$  を越えない。

$$p_v = 4\gamma y \left( \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \quad (6.3.15)$$

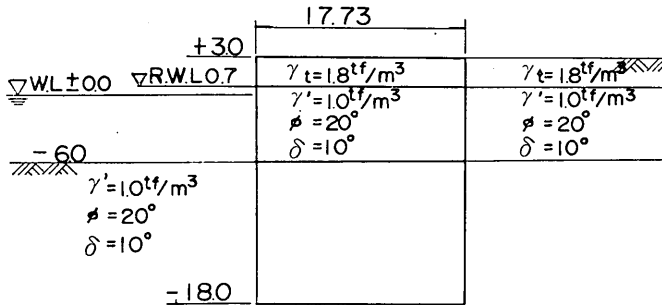
ただし、 $\phi$ ：土の内部摩擦角  
 $\gamma$ ：土の単位体積重量



(a) 室蘭港 日通5号, 6号岸壁



(b) 室蘭港 日通7号岸壁



(c) 函館港 北浜—8m取付護岸 (単位 ; m)

図-6.3.15 既設セル式構造物の諸元と土質条件

表-6.3.6 過去に受けた地震

港 名	施 設 名	地 震 名	地盤加速度	施設完成年
室 蘭 港	日通5号岸壁	1968年十勝沖地震	218 Gal	1959年
	日通6号岸壁			
	日通7号岸壁			
函 館 港	北浜—8m取付護岸	1973年根室半島沖地震	約20 Gal	1969年

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

表-6.3.7 地盤反力係数

港名・施設名	震度	水平地盤反力係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	底面反力係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )
室蘭港 日通5号, 6号岸壁	0.202	12.861	5.494
室蘭港 日通7号岸壁	0.202	13.269	5.785
函館港 北浜-8m取付護岸	0.02	0.446	0.318

$y$ ; 支持地盤面からの深さ

水平地盤反力度が  $p_v$  を越える場合には、水平地盤反力係数の分布形状を台形から三角形まで徐々に変化させ、 $p_v$  を越えないように繰り返し計算を行う。

(c) 底面反力度は、基準に示される浅い基礎の許容支持力  $q_a$  を越えない。

(d) セル底面におけるせん断抵抗力は、次式で表わされる許容せん断抵抗力  $H_a$  を越えない。

$$H_a = V \tan \phi \quad (6.3.16)$$

ただし、 $V$ ; セル底面に作用する全鉛直力(裏埋土圧の鉛直成分を含む)

$\phi$ ; 支持地盤の内部摩擦角

なお、示方書では(b)の極限水平地盤反力度  $p_v$  に相当する値として、受働土圧強度を安全率で除した値を採用しているが、ここでは以下の点を考慮して前述のように定めた。

(i) 図-4.3.22, 図-4.3.23, 表-6.1.2 に示したように、セルの天端残留水平変位が支持地盤面からのセル高さの約2.5%に達した時点で、実測根入れ部前壁土圧は、現行設計土圧の4~50倍に、またその土圧合力は現行設計土圧合力の4~18倍に達している。

(ii) 岸田ら<sup>44)</sup>は、プレソメータ試験による砂地盤の極限水平反力度  $p_v$  が、 $p_v = (1 \sim 4) \gamma y \left( \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right)$  の範囲にあり、実際の杭では Broms の提案を参考にして  $p_v = 3 \gamma y \left( \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right)$  で与えられるとしている。

(iii) 久保<sup>24)</sup>は、短杭の横抵抗に関する静的水平載荷

実験において、短杭に作用する水平地盤反力に対応する受働土圧係数として50前後の値を得ている。

(iv) 高橋ら<sup>25)</sup>は、ウェルの横抵抗に関する静的水平載荷実験において、前面水平地盤反力として現行設計受働土圧の4倍以上の値を測定している。

(v) 土は、地震外力のような短期荷重に対しては、静的荷重に比べて大きな抵抗力を発揮するといわれている。

(3) 計算結果の比較

現行設計法、および地盤をパネに置換する計算法による安定計算の結果をそれぞれ表-6.3.8, 表-6.3.9 に示す。なお、表には、計算において満足すべき安全率や許容値もあわせて示してある。

これらの表からわかるように、現行設計法と地盤をパネに置換する計算法の両者とも所定の安全率や許容値を満たしており、対象とした構造物が被災を受けなかった事実と一致している。よって、これらの計算例においては、現行設計法と地盤をパネに置換する計算法による差が明確にならなかった。

そこで、函館港北浜-8m取付護岸が、加速度200 Galの地震を受けたと仮定し、現行設計法と地盤をパネに置換する計算法による安定計算結果の比較を行った。計算結果を表-6.3.10に示す。なお、根入れ部前面の地盤反力係数は、全根入れ長の3/10で三角形分布、残りの7/10で一定値となる台形分布となった。

表よりわかるように、現行設計法では、各検討項目に

表-6.3.8 現行設計法による安定計算結果

検討項目 港名・施設名	転倒		滑動		底面反力度 (tf/m <sup>2</sup> )	
	安全率	安全率*	安全率	安全率*	底面反力	許容支持力
室蘭港 日通5号, 6号岸壁	1.35	1.1	1.16	1.0	47.77	135.11
室蘭港 日通7号岸壁	1.41		1.21		40.67	119.55
函館港 北浜-8m取付護岸	2.51		2.27		22.24	38.57

\* 基準での安全率

表-6.3.9 地盤をバネに置換する安定計算結果

検討項目 港名・施設名	天 端 変 位		前 面 地 盤 反 力		底 面 反 力		底面のせん断力		水 平 方 向 地盤反力係数 分 布 形 状
	変 位 (mm)	変位/壁高 (%)	前面反力 (tf/m <sup>2</sup> )	極限反力 (tf/m <sup>2</sup> )	底面反力 (tf/m <sup>2</sup> )	許 容 力 支 持 力 (tf/m <sup>2</sup> )	せん断力 (tf/m <sup>2</sup> )	せん断 抵 抗 力 (tf/m <sup>2</sup> )	
室 蘭 港 日通5号, 6号岸壁	10.0	0.08	36.08	36.91	36.86	135.11	72.15	181.23	△ 三角形
室 蘭 港 日通7号岸壁	9.0	0.08	29.92	33.95	34.39	119.55	51.16	141.53	△ 三角形
函 館 港 北浜-8m取付護岸	34.1	0.38	6.91	19.58	27.70	38.57	0.38	149.02	台形

おける所定の安全率や許容値をいずれも満たしていないが、地盤をバネに置換する計算法ではすべての許容値を満たしており、現行設計法では被災、地盤をバネに置換する計算法では無被災という両者で相反する結果が得られた。

今後、地盤をバネに置換する計算法の妥当性を実物護岸においても確認する必要があると考えられる。

(4) 安定計算結果の評価

安定計算結果の評価の方法として、次の2つが考えられる。

(a) 計算条件下における最大応力と極限応力の比較

水平地盤反力度の安全率

$$= \frac{\text{極限水平地盤反力度}}{\text{最大水平地盤反力度}}$$

底面反力度の安全率

$$= \frac{\text{底面における許容支持力}}{\text{最大底面反力度}}$$

底面におけるせん断応力の安全率

$$= \frac{\text{底面における許容せん断応力}}{\text{底面におけるせん断応力}}$$

(b) 計算条件下における抵抗力と極限状態の抵抗力の

比較

安定計算において地震力を増加させたとき、水平地盤反力度、底面反力度、底面におけるせん断応力のいずれかが初めて許容値に達したときにセルの安定が失なわれるとみなし、そのときセルに作用している各部の反力を極限状態の反力とする。

水平方向の安全率

$$= \frac{\text{極限状態の前面地盤反力} + \text{極限状態の底面のせん断力}}{\text{前面地盤反力} + \text{底面のせん断力}}$$

鉛直方向の安全率

$$= \frac{\text{極限状態の底面反力}}{\text{底面反力}}$$

転倒の安全率

$$= \frac{\text{極限状態の抵抗モーメント}}{\text{抵抗モーメント}}$$

7. まとめ

7.1 実験結果のまとめ

根入れ鋼板セルの地震時安定性の検討において、護岸全体の動的挙動、裏埋土の影響、中詰土の有効質量、根

表-6.3.10 現行設計法と地盤をバネに置換する計算法による安定計算結果

(函館港北浜-8m取付護岸; 加速度 200Gal)

項 目	現 行 設 計 法		項 目	地盤をバネに置換する安定計算	
	計 算 値	安全率と許容支持力		計 算 値	許容変位と極限応力
滑 動 安 全 率	0.96	1.0	天端変位/壁高	1.10%	2.5%
転 倒 安 全 率	0.74	1.1	前面地盤反力度	18.95tf/m <sup>2</sup>	29.38tf/m <sup>2</sup>
底 面 反 力 度	71.12tf/m <sup>2</sup>	38.57tf/m <sup>2</sup>	底 面 反 力 度	36.00tf/m <sup>2</sup>	38.57tf/m <sup>2</sup>
			底面のせん断力	8.61tf/m <sup>2</sup>	125.20tf/m <sup>2</sup>

入れ効果などを明らかにするため、大型模型による衝撃波加振実験などを行い、以下の結果を得た。

(1) セルの振動挙動

(a) 衝撃波加振時、セルの振動としては、ロッキング振動が卓越していた。また、セルの振動挙動は、裏埋土のそれに近いが、両者の位相や振幅に多少の相違が認められた。

(b) セルの固有振動数は、地盤に生じるひずみ量により変化し、支持地盤加速度が321～440 Galでは5～7 Hz程度、減衰定数は約13%と推定された。

(c) 裏埋土の振動挙動がセルの滑動、転倒などに与える影響は、極めて大きい。

(d) 加振後のセルと中詰土の変状より、鋼板セルの全体挙動は剛体のそれに近い。

(e) セルの天端前面水平変位、傾斜角、滑動量は、根入れ比が大きいほど小さく、セルの安定性に及ぼす根入れの効果が顕著に認められた。

(2) 土圧と間隙水圧

(a) セルに作用する実測裏埋土圧の合力は、現行設計法による地震時主働土圧合力より小さく、また、実測根入れ部前壁土圧合力は、地震時受働土圧合力より非常に大きい。それゆえ、現行設計法では、土圧外力を過大に、土圧抵抗力を過小に評価していると考えられる。

(b) 実測根入れ部前壁土圧は、支持地盤表面付近で最大となる逆三角形分布を示し、現行設計土圧の分布と異なっている。これは、セルにロッキング振動が卓越するためである。

(c) 支持地盤加速度  $\alpha$  が0.2gを越える場合、次式により低減した設計震度  $k_H$  を用いると、現行設計土圧合力は、実測裏埋土圧合力に近づく。

$$k_H = \frac{1}{3} \left( \frac{\alpha}{g} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \alpha > 0.2g \quad (7.1.1)$$

ただし、 $g$ ；重力加速度

(d) 過剰間隙水圧は加振時、時間とともに上昇するが、セルの加速度、変位、土圧が大きい振動の初期には小さく、セル振動時の安定性という観点からは、その影響は小さいとみなせる。

(3) 中詰土の有効質量

中詰土の有効質量係数  $\xi$  は、加速度  $\alpha$  の増加とともに低減し、次の実験式を得た。

$$\left. \begin{aligned} \xi &= 1.0 - 1.5 \frac{\alpha}{g} & \frac{\alpha}{g} \leq 0.2 \\ \xi &= 0.7 & \frac{\alpha}{g} > 0.2 \end{aligned} \right\} \quad (7.1.2)$$

(4) 安定計算

(a) 今回の実験においては、基準<sup>2)</sup>に示される鋼板セ

ルの設計法に準拠した安定計算では、根入れ鋼板セル護岸の安定性を過小に評価すると考えられる。とくに、転倒の検討において、根入れが増大するほど安全率が低下し、実験結果を説明できない。

(b) 低減した震度と有効質量係数を用い、かつ、支持地盤をバネに置換する計算法によると、セル天端水平変位、底面反力、根入れ部前壁土圧が実測値とほぼ一致したことから、この計算法は、根入れ鋼板セルの地震時安定性を適切に評価できると考えられる。

7.2 地盤をバネに置換する計算法利用上の留意点

(1) 設計震度

裏埋土圧と慣性力の算定においては、地盤加速度  $\alpha$  がわかっている場合、次式による設計震度  $k_H$  を用いることができる。

$$\left. \begin{aligned} k_H &= \frac{\alpha}{g} & \alpha \leq 0.2g \\ k_H &= \frac{1}{3} \left( \frac{\alpha}{g} \right)^{\frac{1}{2}} & \alpha > 0.2g \end{aligned} \right\} \quad (7.2.1)$$

ただし、 $g$ ；重力加速度

なお、裏埋土圧は、基準<sup>2)</sup>に示される土圧式によって求める。

(2) 中詰土の有効質量

セルに作用する慣性力の算定においては、実験結果の上限値より求めた次式による有効質量係数  $\xi$  を用いることができる。

$$\left. \begin{aligned} \xi &= 1.0 - k_H & k_H \leq 0.2 \\ \xi &= 0.8 & k_H > 0.2 \end{aligned} \right\} \quad (7.2.2)$$

(3) 極限応力

(a) 根入れ部前面の極限水平地盤反力度  $p_v$

$$p_v = 4\gamma y \left( \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \quad (7.2.3)$$

ただし、 $\phi$ ；土の内部摩擦角

$\gamma$ ；土の単位体積重量

$y$ ；海底面からの深さ

(b) 底面における許容支持力

底面における許容支持力は、基準<sup>3)</sup>に示される浅い基礎の支持力を用いる。

(c) 底面における許容せん断応力  $\tau_a$ 。

$$\tau_a = V \tan \phi / A \quad (7.2.4)$$

ただし、 $V$ ；セル底面に作用する全鉛直力（裏埋土圧の鉛直成分を含む）

$A$ ；セルの底面積

$\phi$ ；支持地盤の内部摩擦角

(4) 許容変位

セル天端の許容水平変位は、過去の岸壁や設岸の被災事例などを参考に、海底面よりのセル壁高の1.0～2.5

%程度とする。

(5) 安定性の評価

安定計算結果の評価の方法として、次の2つが考えられる。

(a) 計算条件下における最大応力と極限応力の比較

水平地盤反力度の安全率

$$= \frac{\text{極限水平地盤反力度}}{\text{最大水平地盤反力度}}$$

底面反力度の安全率

$$= \frac{\text{底面における許容支持力}}{\text{最大底面反力度}}$$

底面におけるせん断応力の安全率

$$= \frac{\text{底面における許容せん断応力}}{\text{底面におけるせん断応力}}$$

(b) 計算条件下における抵抗力と極限状態の抵抗力の比較

安定計算において地震力を増加させたとき、水平地盤反力度、底面反力度、底面におけるせん断応力のいずれかが初めて許容値に達したときにセルの安定が失なわれるとみなし、そのときセルに作用している各部の反力を極限状態の反力とする。

水平方向の安全率

$$= \frac{\text{極限状態の前面地盤反力} + \text{極限状態の底面のせん断力}}{\text{前面地盤反力} + \text{底面のせん断力}}$$

鉛直方向の安全率

$$= \frac{\text{極限状態の底面反力}}{\text{底面反力}}$$

転倒の安全率

$$= \frac{\text{極限状態の抵抗モーメント}}{\text{抵抗モーメント}}$$

8. あとがき

根入れ鋼板セルの耐震性を検討するために、模型振動実験を行い、セルの根入れ効果、中詰土の有効質量、地震時裏埋土圧などを明らかにし、実験結果を説明できる安定計算法を示した。今後さらに、実在構造物における地震応答の観測などにより、これらの結果の信頼性を高めることが望ましい。

本報告は、砂質土地盤に打設され、砂質土で中詰された鋼板セルを対象としたものであるため、以下の事項が今後の課題として残された。

(1) 中詰および支持地盤に粘性土が存在する場合のセルの安定性

(2) 強度が低い中詰を用いた場合のセルの安定性

(3) セルおよびアークに作用する地震時土中詰土圧

なお、本報告をとりまとめるにあたり、有意義な討議

をしていただいた、土田隆構造部長、北島昭一前構造部長、松並仁茂前設計基準部長をはじめ、関係各位に対し深く感謝します。  
(1982年6月30日受付)

参 考 文 献

- 1) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，第7編，第7章 鋼矢板式けい船岸，1979年，pp. 8-42~8-52.
- 2) 文献1)と同じ，第7編，16.4 鋼板セル式けい船岸，pp. 8-112~8-118.
- 3) 北島昭一，野田節男，中山種清：根入れ鋼板セルの静的挙動，港湾技研資料，No. 375，1981年，212 P.
- 4) 野田節男，北澤壮介，千葉忠樹：改良地盤上の重力式護岸の模型振動実験，土と基礎，Vol. 28，No. 5，1980年，pp. 39~45.
- 5) 才村幸生，浜田郁夫，丸橋一知：根入れ式鋼板セルの小型模型載荷実験，土木学会第35回年次学術講演会講演概要集，第3部，III-202，1980年，pp. 402~403.
- 6) 辰己勲，三好博嗣，辻 清：根入れ式鋼板セル大型模型載荷実験，土木学会第35回年次学術講演会講演概要集，第3部，III-200，1980年，pp. 398~399.
- 7) 飯田毅，山川純雄：鋼板セル護岸の振動性状，土木学会第35回年次学術講演会講演概要集，第3部，III-201，1980年，pp. 400~401.
- 8) 梶岡保夫，中山種清，荻野秀雄：根入れ式鋼板セル工法の開発，建設の機械化，第363号，1980年，pp. 54~57.
- 9) 飯村修，浜田郁夫，荻野秀雄：根入れ式鋼板セルの施工，土木施工，22巻，11号，1981年，pp. 43~49.
- 10) 片山猛雄，中野拓治，蓮見隆，山口孝市：1968年十勝沖地震などの被災例による現行設計法の検討，港湾技研資料，No. 93，1969年，197 P.
- 11) 北島昭一，上部達生：矢板岸壁地震時被災の分析，港湾技術研究所報告，第18巻，第1号，1979年，pp. 67~127.
- 12) 林 聡，宮島信雄：各種けい船岸の振動性状に関する研究（第4報）—セル型岸壁の振動性状について—，運輸技術研究所報告，第11巻，第3号，1961年，pp. 91~112.
- 13) 石田昌弘，川井豊，城郁夫，中川宏夫：直線形鋼矢板を用いたセル構造物の特性，川崎製鉄技報，Vol. 11，No. 4，1979年，pp. 111~125.
- 14) 財団法人工学研究所耐震構造研究室，運輸省第三港湾建設局：鋼板セル岸壁の耐震性に関する模型実験（第1報），1966年，28 P.
- 15) 北島昭一，浜崎寿夫：鋼板セルの設計法について，運輸省港湾技術研究所研究発表会講演概要，1965年，pp. 151~160.
- 16) 山川純雄，飯田毅：中詰砂を有する円筒セルの振動特性，土木学会第33回年次学術講演会講演概要集，第1部，I-218，1978年，pp. 420~421.
- 17) 野田節男，上部達生，千葉忠樹：重力式岸壁の震度

根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

と地盤加速度, 港湾技術研究所報告, 第14巻, 第4号, 1975年, pp. 67~111.

18) 運輸省港湾技術研究所, 運輸省第三港湾建設局, 川崎製鉄株式会社: 鋼板セル試験報告書, 1966年, 124 P.

19) 文献1)に同じ, 第5編, 第3章 深い基礎の支持力, pp. 5-12~5-17.

20) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, IV下部構造編, 1980年, pp. 202~247.

21) 千葉忠樹, 野田節男: 地盤及び土構造物の模型実験のための自由振動台について, 土木学会第34回年次学術講演会講演概要集, 第1部, I-214, 1979年, pp. 442~443.

22) 文献1)に同じ, 第2編, 第12章 土圧及び水圧, pp. 2-172~2-181.

23) 土質工学会: 土と基礎 実用数式・図表の解説, 第7章 土圧, 1971年, pp. 107~150.

24) 久保浩一: 短杭の横抵抗, 港湾技術研究所報告, 第5巻, 第13号, 1966年, 38 P.

25) 高橋邦夫, 沢口正俊: ウェルの横抵抗に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, 第16巻, 第4号, 1977年, pp. 3~34.

26) 市原松平, 森信夫: 地震時受働土圧係数, 土木学会論文報告集, 第215号, 1973年, pp. 27~42.

27) 北島昭一: セル岸壁の安定性に関する研究, 運輸技術研究所報告, 第12巻, 第3号, 1962年, 101 P.

28) 伊藤富雄, 松井保: 鋼板セルの理論解析, 災害科学研究所, 1980年.

29) 日本建築学会: 容器構造設計指針(案), 構造標準委員会容器構造分科会, 1978年, p. 54.

30) 柴田耕一, 門万寿男: 円筒型サイロの振動特性に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第293号, 1980年, pp. 57~67.

31) 柴田耕一, 門万寿男, 松村弘道, 佐々木昌克: 鋼製サイロの振動特性に関する研究—各種粉粒体の有効質量と実大振動実験について—, 日本建築学会論文報告集, 第315号, 1982年, pp. 37~47.

32) 熊井豊二: 荷油の有効振動質量について, 造船協会論文集, 第117号, 1965年, pp. 146~152.

33) 中尾好昭, 多賀谷宏三, 大多和公昭, 藤本民治: 高炉の耐震強度に関する研究, 三菱重工技報, Vol. 6, No. 3, 1969年, pp. 96~100.

34) 北澤壯介, 上部達生, 楢垣典弘, 横井聡之: 飽和砂地盤上の盛土の振動破壊実験, 第17回土質工学研究発表会, 1982年, pp. 1773~1776.

35) 才村幸生, 森本精洋, 高瀬幸紀: 根入れ鋼板セル中詰土圧の現場計測結果, 土木学会第36回年次学術講演会講演概要集, 第3部, III-282, 1981年, pp. 562~563.

36) 文献1)に同じ, 第5編, 第2章 浅い基礎の支持力, pp. 5-2~5-11.

37) 運輸省港湾局, 第一港湾建設局, 港湾技術研究所: 新潟地震港湾被害報告, 第1部, 1964年, 105 P.

38) 運輸省港湾局, 港湾技術研究所, 第二港湾建設局, 北海道開発局港湾部: 1968年十勝沖地震港湾被害報

告 津波調査報告, 1968年, 281 P.

39) 運輸省港湾局, 港湾技術研究所, 北海道開発局港湾部: 1973年根室半島沖地震港湾被害報告 津波調査報告, 1973年, 139 P.

40) 土田登ほか: 1978年宮城県沖地震港湾被害報告, 港湾技研資料, No. 325, 1979年, 175 P.

41) Broms, B.B. and Silberman, J.O.: *Skin Friction Resistance for Piles in Cohesionless Soils, Sols Soils*, No. 10, 1964, pp. 33~43.

42) 久柴勝行, 三木博史, 真下陽一, 関一雄: 土のり面の安定に関する試験調査, 道路事業調査費報告, 建設省土木研究所, 1980年, pp. 161~162.

43) 東京地盤調査研究会: 東京地盤図, 技報堂, 1959年, p. 19.

44) 岸田英明, 中井正一: 地盤反力-変位関係の非線形性, 土と基礎, Vol. 25, No. 8, 1977年, pp. 21~28.

主要記号表

$A$ :	セルの底面積
$A'$ :	浮上りを生じているときのセルの有効底面積
$2a$ :	セルの側面幅
$B$ :	セルの換算壁体幅
$B_H$ :	水平地盤反力係数を求めるための根入れ部の換算載荷幅
$B_V$ :	底面反力係数を求めるための根入れ部の換算載荷幅
$2b$ :	セルの前面幅
$D$ :	セルの根入れ長
$D_{50}$ :	平均粒径
$D/H$ :	セルの根入れ比
$d$ :	浮上りを生じているときのセルの底面反力幅
$d_1$ :	動的コーン貫入試験における打撃1回あたりの貫入量
$E_0$ :	変形係数
$e_{max}$ :	最大間隙比
$e_{min}$ :	最小間隙比
$F$ :	土くさびに作用する慣性力
$f$ :	振動数
$f_0$ :	固有振動数
$f_I$ :	ロッキング振動模型の中詰なしにおける共振振動数
$f_{II}$ :	ロッキング振動模型の中詰ありにおける共振振動数
$G_S$ :	土粒子の比重
$g$ :	重力加速度
$H$ :	セルの支持地盤面からの高さ
$H_0$ :	セルに作用する慣性力と主働土圧合力の和
$H_a$ :	セル底面における許容せん断抵抗力
$H_d$ :	変形抵抗モーメントを求めるための支持地盤面上のセルの換算壁高
$H_0$ :	転倒抵抗モーメントを求めるためのセル下端から上の換算壁高



- $H_t$ : セル下端から天端までの高さ  
 $h$ : 減衰定数  
 $h_i$ : 裏埋土, 中詰土の第  $i$  層の厚さ  
 $J$ : 回転慣性モーメント  
 $J_I$ : (セル+付属治具) の回転慣性モーメント  
 $J_{II}$ : (セル+付属治具+中詰) の回転慣性モーメント  
 $J_O$ : 重心をとおり円柱軸に直角な回転軸まわりの回転慣性モーメント  
 $J_{av}$ : 中詰の見掛けの回転慣性モーメント  
 $J_{st}$ : 中詰の全質量を考慮した回転慣性モーメント  
 $K$ : 平板載荷試験から得られる地盤係数  
 $K_a$ : 中詰のクーロンの主働土圧係数 (常時)  
 $K_H, K_{H1}, K_{H2}$ : 水平地盤反力係数  
 $K_{H0}$ : 平板載荷試験から求まる水平地盤反力係数  
 $K_{rI}, K_{rII}$ : ロッキング振動装置の回転バネ定数  
 $K_S$ : セル底面のせん断バネ定数  
 $K_T$ : 振動破壊試験装置のバネ定数  
 $K_V$ : 底面反力係数  
 $K_{V0}$ : 平板載荷試験から求まる底面反力係数  
 $k_H$ : 設計震度  
 $k_R$ : 地盤の回転バネ定数  
 $k_V$ : 地盤の鉛直バネ定数  
 $l_0$ : セルの重心と回転中心との距離  
 $l_1, l_2$ : 根入れ部支持地盤の第 1 層, 第 2 層の厚さ  
 $M$ : 中詰土の全質量  
 $M_0$ : 支持地盤表面のセルセンターにおける土圧合力と慣性力によるモーメント  
 $M_{rd}$ : 変形抵抗モーメント  
 $M_{ro}$ : 転倒抵抗モーメント  
 $m_{av}$ : 振動箱をセルとみなした場合の中詰の見かけの質量  
 $m_{st}$ : 振動箱をセルとみなした場合の中詰の全質量  
 $N$ : 標準貫入試験による打撃回数 ( $N$  値)  
 $N_0$ : セルに作用する土圧の鉛直成分とセル自重の和  
 $N_{CS}$ : 土研式簡易貫入試験機による 30 cm あたりの打撃回数  
 $P_{a0}$ : 裏埋土の上載圧による土圧  
 $P_{aH}, P_{aV}$ : 裏埋土圧の水平成分, 鉛直成分  
 $P_C$ : 切断片の破断荷重  
 $P_E$ : 土くさびから推定される土圧合力  
 $P_0$ : 土くさびに働く自重と慣性力の和  
 $P_{0V}$ : 土くさびのすべり面に働く鉛直力  
 $P_V$ : 平板載荷試験における降伏荷重  
 $p_{12}$ : 根入れ部支持地盤第 1 層下端での水平地盤反力度  
 $p_{21}$ : 根入れ部支持地盤第 2 層上端での水平地盤反力度  
 $p_{22}$ : 根入れ部支持地盤第 2 層下端での水平地盤反力度
- 盤反力度  
 $p_V$ : 極限水平地盤反力度  
 $q_1$ : セル前しの底面反力度  
 $q_2$ : セル後しの底面反力度  
 $R$ : セルの半径  
 $R_d$ : 変形抵抗係数  
 $R_o$ : 転倒抵抗係数  
 $S_r$ : 飽和度  
 $s$ : 地盤の強度  
 $T$ : セル底面のせん断力  
 $T_0$ : 土くさびのすべり面に働くせん断力  
 $t_1 \sim t_0$ : 時刻  
 $U$ : セルに働く浮力  
 $U_G$ : 均等係数  
 $u_{r \max}$ : 残留間隙水圧の最大値  
 $V$ : セル底面に作用する全鉛直力  
 $V'$ : セル殻の前しに生じる最大反力  
 $W$ : セルの自重  
 $W_0$ : 土くさびの自重  
 $w$ : 含水比  
 $y$ : 支持地盤表面からの深さ  
 $y_0$ : セルの回転中心の支持地盤表面からの深さ  
 $z$ : 振動箱底版からの高さ  
 $\alpha$ : 加速度  
 $\alpha'$ :  $K_a \tan \delta$   
 $\alpha_0$ : 地盤反力係数の算定における形状係数  
 $\alpha_1$ : セル底面の形状によって定まる係数  
 $\beta'$ :  $K_a \tan \delta + \frac{\nu_0}{2} (4 - \nu_0' \cos \phi) \tan \phi \tan \delta$   
 $\beta$ : 図-6.3.2 に示す角度  
 $\gamma$ : 土の単位体積重量  
 $\gamma_a$ : 土の乾燥単位体積重量  
 $\gamma_e$ : 中詰土の換算単位体積重量  
 $\gamma_i$ : 裏埋土, 中詰土の第  $i$  層の単位体積重量  
 $\gamma_t$ : 土の湿潤単位体積重量  
 $\gamma'$ : 水中での土の単位体積重量  
 $\delta$ : 壁面摩擦角  
 $\delta_0$ : 変形係数を求める際の変位量  
 $\delta_1$ : セル天端より 5 cm 下方での水平変位  
 $\delta_h$ : セルの滑動量  
 $\delta_{h0}$ : セル天端前面の水平変位  
 $\delta_{h0}$ : セル前壁の支持地盤面における水平変位  
 $\delta_T$ : 天端のはらみ出し量  
 $\delta_v$ : セルの沈下量  
 $\delta_{v0}$ : セル天端前面の沈下量  
 $\zeta$ : 土くさびのすべり面の角度  
 $\theta$ : 地震時合成角  
 $\theta_C$ : セルの傾斜角  
 $\theta_T$ : セル天端の傾斜角  
 $\nu_0$ : 転倒抵抗モーメントを求めるためのセルの壁高幅比  
 $\nu_0'$ :  $\nu_0 - (\alpha' + \beta')$   
 $\nu_1, \nu_2$ : セル底面の形状により異なる係数  
 $\nu_d$ : 変形抵抗モーメントを求めるためのセル

## 根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究

の壁高幅比  
 $\xi$  : 有効質量係数  
 $\sigma_3$  : 三軸圧縮試験時の拘束圧  
 $\sigma_V$  : 初期有効上載圧  
 $\sigma_x$  : 摩擦試験における摩擦力

$\sigma_y$  : 平板載荷試験における降伏応力  
 $\sigma_z$  : 摩擦試験における鉛直応力  
 $\tau_a$  : セル底面における許容せん断応力  
 $\phi$  : 土の内部摩擦角