

新 制

工

699

京大附図

根入れ鋼板セル護岸の耐震設計
と施工に関する基礎的研究

昭和 61 年 12 月

飯 田 毅

根入れ鋼板セル護岸の耐震設計 と施工に関する基礎的研究

昭和 61 年 12 月

飯 田 毅

目 次

第1章 結 論	1
1.1 概 説	1
1.2 本研究の目的	2
1.3 本研究の概要	4
第2章 セル式構造物の設計法と問題点	7
2.1 鋼矢板セル，置き鋼板セル，根入れ鋼板セルの相違点	7
2.2 過去の研究状況	9
2.2.1 静的水平耐力に関する研究	9
2.2.2 耐震性に関する研究	12
2.3 鋼矢板セル，置き鋼板セル及び根入れ鋼板セルの現行設計法	14
2.3.1 鋼矢板セルの現行設計法	14
2.3.2 置き鋼板セルの現行設計法	16
2.3.3 根入れ鋼板セルの現行設計法	17
2.4 現行設計法の問題点	18
第3章 鋼板セルの耐震性に関する実験的研究	22
3.1 概 説	22
3.2 静的水平載荷実験	23
3.2.1 実験概要	23
3.2.2 置き鋼板セルの静的耐荷性状	23
3.2.3 根入れ鋼板セルの静的耐荷性状	28
3.2.4 鋼矢板セルとの耐荷変形能の比較	34
3.3 小型模型の振動実験	37
3.3.1 実験概要	37
3.3.2 置き鋼板セルの模型振動実験	38
3.3.3 根入れ鋼板セルの模型振動実験	45
3.4 大型模型の振動破壊実験	58
3.4.1 実験概要	58
3.4.2 実験方法と測定方法	59
3.4.3 実験結果とその考察	63
3.4.4 ま と め	82

3.5	中詰土の有効質量に関する模型振動実験	83
3.5.1	概 説	83
3.5.2	実験内容及び有効質量係数算定法	84
3.5.3	実験結果とその考察	88
3.6	根入れ鋼板セルの地震時安定性計算法の提案	90
3.6.1	概 説	90
3.6.2	現行設計法による大型護岸模型の安定性	91
3.6.3	地盤をバネに置換する計算法による大型護岸模型の安定性	94
3.6.4	地震時安定性計算法の提案	105
3.7	結 語	106
第4章	実物根入れ鋼板セル護岸の地震時挙動の観測	109
4.1	概 説	109
4.2	観測内容	109
4.2.1	観測場所と根入れ鋼板セル護岸の概要	109
4.2.2	計測項目と目的	110
4.2.3	計算位置と使用計測機器	111
4.2.4	変換器設置法	112
4.2.5	土質調査	115
4.3	観測結果とその考察	116
4.3.1	観測地震	116
4.3.2	振動特性	120
4.3.3	地盤、セルの地震時挙動	122
4.4	有限要素法による地震応答解析	125
4.4.1	計算法とモデル化	125
4.4.2	計算結果	127
4.5	提案設計法による安定計算	130
4.5.1	設計モデル	130
4.5.2	安定計算結果	131
4.6	結 言	132
第5章	根入れ鋼板セルの提案設計法による最適設計	133
5.1	概 説	133
5.2	最適化問題への変換	133
5.2.1	定式化	133

5.2.2	解析プログラム	135
5.2.3	目的関数プログラム	136
5.3	結果とその考察	137
5.3.1	概 説	137
5.3.2	浅い軟弱地盤層における最適設計	137
5.3.3	深い軟弱地盤層における最適設計	142
5.3.4	設計震度が工費に与える影響	145
5.4	結 言	146
第6章	根入れ鋼板セル施工時挙動と安全性	148
6.1	概 説	148
6.2	施工実験	148
6.2.1	実験概要	149
6.2.2	実験結果とその考察	150
6.3	実護岸施工時の現場計測	153
6.3.1	施工・計測概要	154
6.3.2	計測結果とその考察	155
6.4	打設時のセル座屈を考慮した板厚算定法	158
6.5	結 言	160
第7章	結 論	161
	謝 辞	164
	参考文献	165

第1章 緒 論

1.1 概 説

国土の有効利用が不可欠な我国においては、近年、港湾、空港、エネルギー基地等を対象とした人工島あるいは廃棄物処理場等の護岸建設事例が増加しつつあるが、これらの立地条件は適地難等の事情から大水深かつ地盤が軟弱な場所に移行する傾向にある。この種の護岸においては、護岸壁体の長期安定性、遮水性、急速施工性が必要とされており、これらの課題に対処可能な新形式港湾構造物の一つとして根入れ鋼板セルがある。

根入れ鋼板セル工法とは、板厚10~20mm程度の鋼板を直径・高さ10~30m程度の大径薄肉円筒体（以下、セル殻と呼ぶ）に加工し、これを数台のバイプロハンマーを連動させて直接海底地盤へ打込み、その後、セル殻内に土砂を中詰して護岸、岸壁等を建設する新しい工法である。^{1)~3)} 根入れ鋼板セル護岸の概要を図1.1に示す。

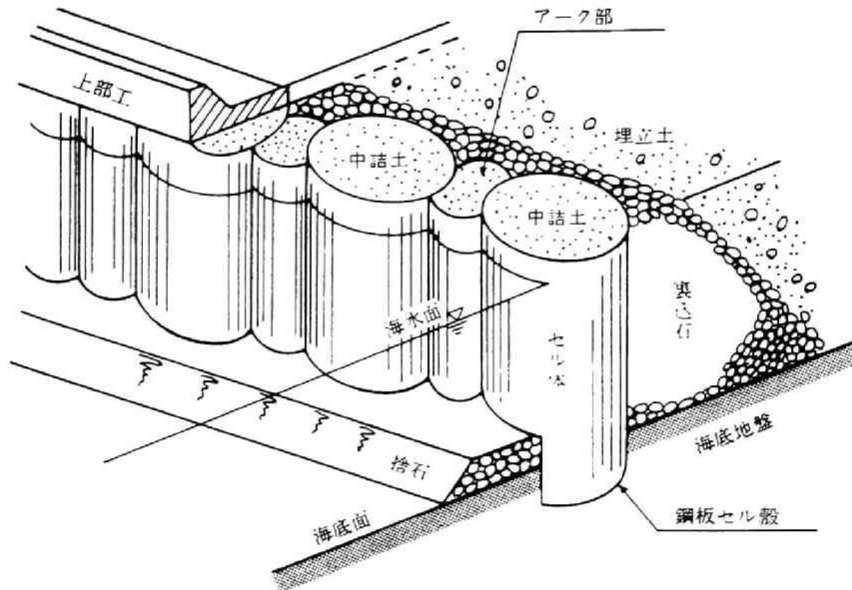


図1.1 根入れ鋼板セル護岸の概要

根入れ鋼板セルと類似の構造物としては、鋼矢板セルや置き鋼板セルがある。鋼矢板セル工法は米国で考案され、初めて用いられたのは1908年ニューヨーク州のハッファロー近くのブラックロック港においてであり、引続き、1910年キューバのハバナ港で米戦艦が沈没したとき補修用急造ドックの建設に用いられた。以来、ダム、閘門、下水処理場等の大規模縮切り工事に利用されるとともに、次第に永久構造物として擁壁、防波堤、栈橋等にも用いられるようになった。鋼矢板セルが我国に導入されたのは昭和28年（1953年）で、それ以後、全国各地に多くの実施例がみられる。

従来、鋼矢板セルでは建設現場の海上で矢板が建込まれ、打設されており、1基の施工

に約1ヶ月を要し、その間、波浪等により施工中のセルが被災する事例がしばしば発生した。そこで、施工時の安全性向上のために開発された急速施工法の一つに置き鋼板セル工法がある。なお、置き鋼板セルとは根入れのない鋼板セルのことで、従来鋼板セルといえばこれを指したが、本論文では根入れの有無を明確にするためこのように呼ぶことにする。置き鋼板セル工法とは、陸上で製作、加工されたセル殻を建設現場へ運搬して海底地盤へ据付けるもので、中詰未了期間が大巾に短縮でき、さらに、施工速度をあげる⁴⁾ことができ、昭和34年～昭和40年に神戸港摩耶埠頭の護岸、岸壁工事に多数使用された。しかし、この置き鋼板セルでは良質な支持地盤と据付け前の地盤掘削、均しが必要であり、海岸汚濁を招くとともに地盤改良工も考慮すると工費的に必ずしも有利とはいえず、また、根入れがないため同一規模の鋼矢板セルとの比較では水平耐力が低い等の欠点があった。

根入れ鋼板セル工法は置き鋼板セル工法を改良、発展させたものであり、主な特長を要約すると以下ようになる。

(i) あらかじめ製作されたセル殻を短時間のうちに海底地盤へ打込めるため、施工時の安定性に優れている。

(ii) セル殻が溶接による一体構造であるため、中詰土砂の流出がなく、止水性に優れている。

(iii) セル殻の板厚を任意に選べるので水深、地盤条件等を考慮して最適な構造とすることができ、また、大水深への適用も可能である。

(iv) 海底地盤の床掘り、土砂の埋戻し等が不要であるため、海水汚濁の問題がない。なお、鋼矢板セル、置き鋼板セル、根入れ鋼板セルの相違点については、設計法の概要並びに過去の研究状況等も含めて第2章で改めて詳述する。

1.2 本研究の目的

1.1に記したように、大水深かつ軟弱地盤向けに有望な新形式港湾構造物の一つとして、根入れ鋼板セル工法が考案された。しかし、当該構造物を開発し世に認められるためには、表1.1に示すように幾多の解決されなければならない課題が存在した。このうち設計法に関する主要なものについては2.4で詳述する。なお、表1.1以外ではセルの製作方法、運搬方法についても課題が存在したが、本論文と直接関係ないため記述を省略した。

根入れ鋼板セルは2.1で述べるように、外観上、鋼矢板セルに似てはいるがセル殻に継手がないため、水平外力に対する耐荷特性並びに所要根入れ長の検討法等が鋼矢板セルとは異なり、矢板継手間の摩擦力を考慮した鋼矢板セルの設計法を適用することに無理があると判断された。また、置き鋼板セルの設計法を根入れ鋼板セル向けに準用し、根入れ効果を受働土圧で評価しても2.4で記すように、根入れするほど転倒の安全率が低下

するという矛盾が存在し合理的とはいえなかった。さらには、鋼矢板セル及び置き鋼板セルの設計法は模型の静的水平載荷実験のみから導かれており、過去、セル構造物に関して耐震実験並びに耐震解析等が行われた例は余りみあたらず、2.2.2で述べる程度である。この理由としては両構造物が静的震度法を適用して設計がなされてきているものの、過去、1968年十勝沖地震や1978年宮城県沖地震においても健全で、耐震性に優れているとの評価を一部で得ていることが挙げられよう。

表1.1 実用化上の研究開発項目

設 計 法		施 工 法	
静 的 設 計 法	耐 震 設 計 法	施 工 法	施 工 機 械
(1) セルの根入れ効果 ・根入れ長、地盤硬さが水平耐力に及ぼす影響 ・根入れ部に働く土圧の評価法 (2) セル中詰土圧とセル殻所要板厚 ・中詰時セル殻に働く土圧 ・土圧によるセル殻所要板厚 (3) アーク中詰土圧と継手構造 ・中詰時アーク部材に働く土圧 ・土圧によるアーク所要板厚と継手構造 (4) 他形式護岸との静的強度安定性比較 ・水平耐荷機構並びに破壊性状の比較 ・根入れ鋼板セルの安定性評価法	(1) 振動挙動 ・鋼板セルの卓越振動モード ・護岸全体の動的挙動 ・支持地盤、裏埋土との動的相互作用 (2) セルの根入れ効果 ・根入れ長がセルの耐震性に及ぼす影響 ・現行法の不合理性 ・根入れ効果を考慮する設計法 (3) セルに作用する地震時土圧 ・現行設計土圧の妥当性（分布形状、土圧値） ・土圧の合理的評価法 (4) セルに作用する慣性力 ・慣性力に寄与する中詰土の有効質量 ・加速度レベル、中詰材の種類、セルの諸元が中詰土の有効質量に及ぼす影響 (5) 地震時安定性解析 ・上記(1)～(4)を考慮する解析モデルの設定	(1) バイプロハンマーの連動性 ・打設システムにおける連動装置組込み多点バイプロハンマーの同調性。 ・打設用補助装置であるベースリングの挙動 (2) セルの振動挙動と起振力伝達状況 ・打設時セルの振動挙動 ・バイプロハンマー、ベースリングからセル殻頭部への起振力伝達状況 (3) 施工性 ・地盤特性とバイプロハンマー所要容量 ・打設速度と施工精度 ・環境に与える影響調査（地盤振動、騒音、海水汚濁） (4) 打設によるセル殻座屈の安全性 ・打設時セル殻に生じる応力 ・打設時セル殻座屈を考慮した板厚算定法	(1) バイプロハンマー連動装置 （セル、アーク用） ・多点バイプロハンマーを同調運転可能とする構造と装置の考案、製作 ・装置自体の性能評価 (2) ベースリングと油圧チャック ・セル殻へ起振力伝達に必要なベースリング剛性並びに油圧チャックの能力と数 ・ベースリングの製作精度。 ・装置自体の性能評価

以上を踏まえ、著者は新形式護岸構造物としての根入れ鋼板セルの開発、実用化の研究に携わるにあたり、この種公共構造物にとって地震時安定性の検討が極めて重要であることから、表1.1のうち主として耐震設計法に係わる研究に取り組むことにした。

耐震性の検討を進めるにあたっては、静的基本性状把握が第一と考えたため実在構造物の置き鋼板セル、鋼矢板セルを含めたセル模型の静的水平載荷実験を最初に実施し、表1.1にある静的設計法の各項目について明らかにしようとした。次に、耐震設計法に関して、小型模型振動実験、大型模型振動実験、実物での地震観測等を通して、(a)セルの振動特性、(b)セルの根入れ効果、(c)中詰土の動挙動、(d)土圧、(e)中詰土の有効質量等を順次解明し、根入れ鋼板セルの地震時安定性評価法の提案を試みた。

また、著者は耐震設計面での研究を進めつつも、当該構造物実用化上のキーポイントの一つとされた施工法の研究にも携わった。すなわち、新しく考案された多点バイブロハンマー連動システムを用いた実物大鋼板セルの打設実験並びに実護岸工事の一部への適用実験が行われた際に現場計測を行い、(a)新システムにおける多点バイブロハンマーの連動性、(b)施工性、(c)打設によるセル殻座屈の安全性、(d)中詰によるセル殻応力等を明らかにしようとした。

さらには、提案した地震時安定性評価法及び多点バイブロハンマー連動システムによる施工法を用いて根入れ鋼板セル護岸の工費最小化のための最適化プログラムを開発し、護岸トータルとしての最適設計を試み、より合理的かつ経済的な設計、施工が可能となるように努めた。

以上述べたように、著者は新形式護岸構造物である根入れ鋼板セルの開発、実用化の一環として、設計、施工面での技術指針を得ることを目的に、主として砂質土地盤に打設され砂質土で中詰された鋼板セルの耐震性並びに施工時の打設安全性に関する基礎的研究を行った。

1.3 本研究の概要

本論文は、1.2でも一部触れたように新形式護岸構造物の根入れ鋼板セルの設計法並びに施工時の打設安全性の検討法等に関する研究結果をとりまとめたものである。

研究の方法として、根入れ鋼板セルは大半が土より構成された構造物であるため、模型実験を中心として設計に係わる基本性状を明らかにした上で、地震時安定性評価法を提案した。さらに、静的設計法における中詰土圧に関しては実物根入れ鋼板セル中詰時の現場計測を、耐震性に関しては実物根入れ鋼板セルの地震時挙動の観測も実施し、模型実験で得た結果並びに提案評価法の妥当性検証を試みるとともにこの種データの充実に務めた。また、地震時挙動を表現しうる解析手法を得ることを目的に有限要素法による応答計算を実施した。さらに、今後、施工面も考慮し経済的かつ合理的設計を可能とするように地盤改良工も含めた根入れ鋼板セル護岸の構造最適化について論じた。

一方、施工法に関しては模型実験なしに、いきなり実物大鋼板セルの施工実験並びに実護岸工事の一部への適用実験を行い、その際の現場計測により新工法の実用性を見極めを行うこととした。模型実験を省略した主な理由としては、(a)本工法は従来の振動くい打ち工法の改良、発展とみなし得たこと、(b)薄肉大径という鋼板セルの特殊性に係わる事項や新しく開発された施工機械の有用性の解明に的が絞れたこと、等が挙げられる。

なお、設計法関連では模型実験を中心に各種結論を導き出しているため、相似則について若干触れる。根入れ鋼板セル護岸は大半が土であるが、土の相似則については未だ十分確立されていないため、セル殻の幾何学的寸法以外については相似則を考慮していない。すべての実験は実際の砂を用いているため、実構造物との1対1の対応をつけることは難しいと考える。しかし、ここでの検討法は各模型規模を何段階かに分けて実験し共通因子を抽出することにより、静的・動的耐荷機構、振動特性、破壊性状等について定性的傾向を探るとともに他形式構造物模型との相互比較を通して各種性状をより明らかにするようにしている。また、耐震設計法との結びつけでは振動実験での大型模型を小さな実物として取扱い実験結果を説明可能な地震時安定性評価法を提案している。しかし、ここで得られた実験結果や安定性評価法が実物に対しても精度よく適用できるかどうかの確認が望まれる。そこで、実在構造物における地震応答の観測や実物構造物施工時の中詰土圧の計測等を行い実験結果の妥当性確認と信頼性向上を図るようにしている。

以上、本論文で扱っている内容においては、相似則を厳密に取扱うのが困難であったので、小型模型、大型模型で得た結論を実在構造物で確認するという手順を経ることにより、相似則に関する不十分さをおぎなっているものと考えられる。

本研究の概要を各章ごとに述べると以下のようなになる。

第2章においては、セル式構造物の構造形態や特長、過去の研究状況、現行設計法等を概説の上、根入れ鋼板セル設計上の問題点等について述べ、本研究の位置付けと目的をより具体的に示した。2.1では、各種セルの特長、施工性、実績等について記した。2.2では過去の研究状況を静的水平耐力に関する研究と耐震性に関する研究とに分けて記述した。2.3では、各セル式構造物の現行設計法について個別に概説し、それぞれの設計思想の差を把握できるようにした。2.4では根入れ鋼板セルの現行設計法での問題点を挙げ、本研究の目的をより明確にした。

第3章においては、根入れ鋼板セルの静的強度安定性並びに振動特性に関して室内模型実験や屋外での大型模型の振動破壊実験等を実施し、地震時安定性評価法の一提案を行った。3.2では、水平載荷模型実験により、動的挙動把握の上で基本となる静的耐荷機構や根入れ効果等について考察するとともに、鋼矢板セルとの耐荷機構の差異について検討した。3.3では、小型模型振動実験により、鋼板セルの動的基本性状について考察した。3.4では、3.3の結果を踏まえ、大型模型での振動破壊実験を行い、応答性状

から根入れ効果，セルと裏埋土との相互作用，裏埋土圧，根入れ部土圧等について検討した． 3.5では，地震時慣性力に寄与する中詰土の有効質量について，2種類の模型を用いて検討した． 3.6では，3.4での大型模型を小さな実物とみなした上で実験結果を説明可能な解析モデルを設定し，根入れ鋼板セルの新しい地震時安定性計算法を提案した． 3.7では，第3章での研究成果をまとめて記した．

第4章においては，実物根入れ鋼板セル護岸の地震時挙動の観測概要と結果について記し，第3章で提案した地震時安定性計算法の妥当性について検討するとともに，より合理的設計法へ発展させるために，有限要素法による応答計算も実施し考察した． 4.2では護岸の概要を含め観測内容について記した． 4.3では得られた地震観測記録により地盤と根入れ鋼板セルの振動特性並びに土圧分布について検討した． 4.4では根入れ鋼板セル護岸の地震時挙動を表現し得る解析手法を得ることを目的に有限要素法による応答計算を実施し実測値と比較した． 4.5では提案設計法の妥当性を土圧面より調べた． 4.6では第4章での研究成果をまとめて記した．

第5章においては，第3章で提案した地震時安定性計算法に最適化手法を応用し，セルの大きさ，地盤改良域，根固め高さを設計変数，安全率等を制約条件として工費を目的関数とした最適化問題を取扱い，設計変数が制約及び目的関数に及ぼす影響について考察を加えた． 5.2では最適化検討にあたっての定式化，解析プログラムの概略について述べた． 5.3では各設計変数が目的関数，制約条件に及ぼす影響，設計変数減少の可能性について検討するとともに地盤改良工を含めた最適化について検討した． 5.4では第5章の研究成果をまとめて記した．

第6章においては，実物根入れ鋼板セルの打設時挙動や中詰後の土圧等の現場計測を行い，根入れ鋼板セル工法の施工性，起振力及び中詰土圧によるセル殻強度安全性等について考察した． 6.2では，実物大鋼板セルでの施工実験について記しており，新しく開発した打設装置により薄肉大径のセルが根入れ可能か否かを検証するとともに打設時のセル殻応力，セルの挙動，施工性，地盤振動，騒音等の環境への影響調査等について検討した． 6.3では6.2の施工実験の結果を踏まえ，実護岸の一部に本工法が適用された際に行った現場計測について記しており，セルの打設時挙動並びに中詰後のセル，アークに働く土圧，セル殻応力等について考察した． 次に6.4では，6.2，6.3で得られた打設時セル殻応力を用いて，セル座屈を考慮した板厚算定法について検討した． 6.5では，第6章の研究成果をまとめて記した．

最後に，第7章においては，本研究によって得られた結論を列記し，さらに今後に残された問題や展望について言及した．

第2章 セル式構造物の設計法と問題点

2.1 鋼矢板セル，置き鋼板セル，根入れ鋼板セルの相違点

セルの相違点

セル式構造物とは1.1概説でも記したように主として鋼材により円筒状に形成されたセル殻の中に土砂等を中詰したものであり，けい船岸，埋立護岸，防波堤等に使用される。根入れ鋼板セルの他には図2.1，表2.1に示すように鋼矢板セル，置き鋼板セルがある。以下に，これらセルの特長，施工性，実績等について個別に記す。

表2.1 鋼製セルの分類

項目	セル殻	
	鋼矢板	鋼板
根入れ	なし	置き鋼板セル
	あり	根入れ鋼板セル

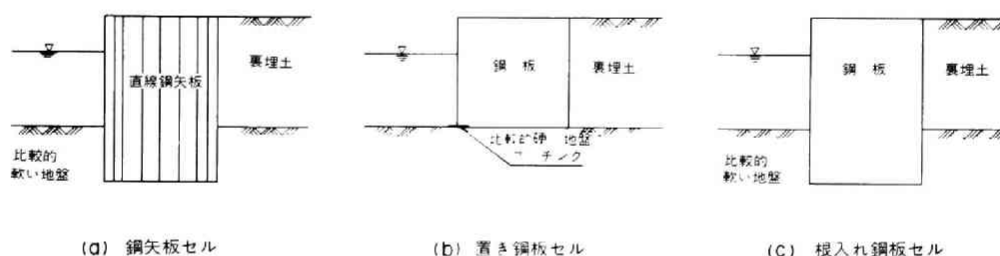


図2.1 各種セル護岸の断面

(1) 鋼矢板セル

一般に直線形鋼矢板を打設閉合させて円筒状にセルを形成する。

築造対象となる地盤は，鋼矢板を打設できるような比較的軟らかい粘性土及び砂質土地盤である。

中詰のない状態では鋼矢板相互の結合が弱く，非常に不安定である。通常の施工法では，セル殻の海上施工に日数を要し，中詰未施工期間が長い。この欠点を補うため，あらかじめ鋼矢板を円筒状に組立て，これを一気に打設するプレハブ鋼矢板セル工法¹⁾が開発されているが，鋼矢板の継手に破損，離脱が生じた場合には，致命的になるので，打込みには十分な施工管理を必要とする。

中詰後は，中詰土圧により矢板相互に引張力が生じ，大きな剛性を持ったため，水平方向の滑動の安定についてはあたかも重力式構造物のようになる。しかし，水平外力の増大に伴い図2.2(a)に示すように，中詰の変形と矢板継手間にずれが生じて，セルの変形が進行する。したがって，セルの安定性に関する主要検討項目は，このずれに対するせん断変形とセル殻の破断である。

施工実績としては，わが国では昭和29年に塩釜港1万t岸壁の築造に適用されて以来，全国各地に多数建設されている。

(2) 置き鋼板セル

セル殻は鋼板を溶接により円筒状にしたものである。築造対象の基礎地盤には、良好な地盤が要求され、地盤があまり良好でない場合にはセル殻へのフーチングの取付けや地盤改良等が必要とされる。

鋼板セルは鋼矢板セルを主に施工面から改良したものであり、前もってセル殻を陸上部で製作し、海上作業は据付工事だけとしたため、施工日数が短縮されると共に、施工精度が向上した。

中詰されたセルは、鋼矢板セル同様、セル殻と中詰が一体となり全体の剛性は非常に大きくなる。鋼矢板セルでの継手のずれに相当するものがないため、セル殻と中詰の一体性が良く、鋼矢板セルに比べてせん断変形は小さい。水平外力が作用した場合には図2.2(b)に示すように重力式構造物と同様の挙動を示す。すなわち、セル前趾（セル前面で下端）付近の地盤に反力が集中し、後趾（セル後面で下端）の反力は減少し、場合によっては後趾が持ち上がる。最終段階では、中詰のせん断破壊、あるいは基礎地盤の支持力不足等により変形が進行し破壊に至る。したがって、置き鋼板セルの主要検討事項は、中詰のせん断抵抗と地盤の支持力である。

施工実績としては、昭和35～40年に神戸港摩耶埠頭において施工されて以来、約270基の実績がある。²⁾ コルゲート鋼板を用いたコルゲートセルは、比較的小規模な構造物や仮設構造物として利用されており、昭和38年以降約3500基の実績を有している。

(3) 根入れ鋼板セル

鋼矢板セルの施工性を改良したものが置き鋼板セルであったが、この構造形式においては当然ながら根入れ効果を期待できず、良好な支持地盤を必要とする。これらを改良する目的でセル殻を地盤へ打込む工法が開発され、根入れ鋼板セルが実現した。³⁾

セル殻は置き鋼板セル同様、鋼板を溶接により円筒状にしたものである。築造対象の基礎地盤は鋼板セルを打込む関係から鋼矢板セル同様比較的軟らかい粘性土、砂質土、ないしは改良地盤である。

海底地盤を掘削することなしに鋼板セルを打込み、十分な根入れを持たせる構造形式であるため、トータルの施工速度が向上するとともに、セルに作用する外力が図2.2(c)に示すように根入れ部周辺地盤に広く伝達されるのでセルの安定性が向上する。

施工実績としては昭和58、59年に住友金属工業㈱和歌山製作所西防波堤沖において57基⁴⁾が施工されている。

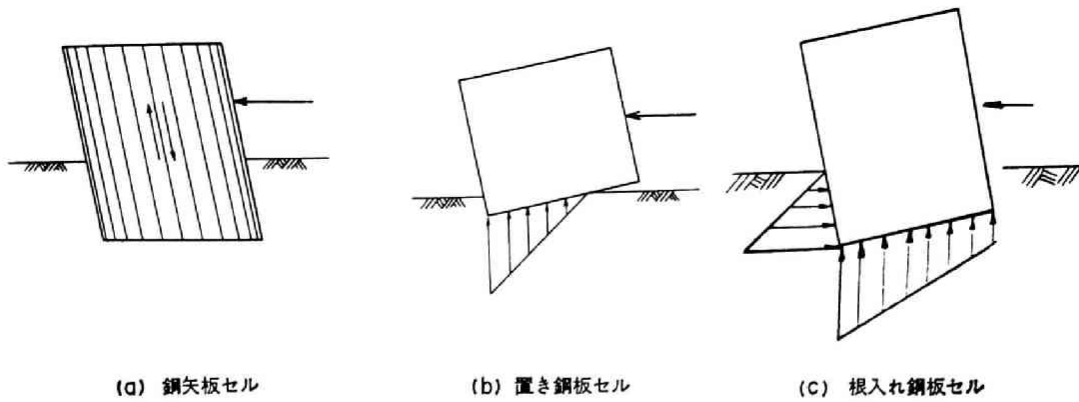


図2.2 各種セルの安定性

2.2 過去の研究状況

2.2.1 静的水平耐力に関する研究

鋼製セルの静的耐力に関する研究は過去いくつかみられるが、その大半は鋼矢板セル、二重矢板壁を想定したものであり、鋼板セルについては置セルでの研究、根入れセルでの研究あわせて数件みられる程度である。

大部分が中詰土で占められる鋼製セルについては、中詰土のせん断変形に関する抵抗モーメント把握が重要で、次のような各種算定式が提案されている。これらは仮定するすべり面の差から若干異なっている。

(1) 鋼矢板セルに関する研究

(a) Terzaghiの研究⁵⁾ 及びその修正

図2.3(a)に示すように中詰内のすべり面が鉛直面沿いに起こると仮定し、抵抗モーメントを次のように与えている。

$$M_s = \frac{1}{6} \gamma H^3 \left(2K \nu f \frac{R}{L} \right) \quad (2.1)$$

$$M_f = \frac{1}{6} \gamma H^3 \left(2K \nu \tan \phi \right) \quad (2.2)$$

ここに、 M_s ; 矢板継手間摩擦力による抵抗モーメント (tf・m/m)

M_f ; 中詰による抵抗モーメント (tf・m/m)

$\nu = B/H$

B ; 換算壁体幅

H ; セル高さ

R ; セルの半径(m)

$2L$; セルの中心間隔(m)

K ; 中詰の土圧係数

γ ; 中詰の単位体積重量 (tf/m³)

中詰の土圧係数 K に関してはTerzaghiは $K = 0.4 \sim 0.5$ と提案しているが、P.P.

Krynine⁶⁾ は $K = (1 - \sin^2 \phi) / (1 + \sin^2 \phi)$ を、また立石⁷⁾ は $K = 0.6$ を提案している。

(b) Cummingsの研究⁸⁾

模型実験より図2.3(b)に示すように、前壁下端を通して前壁と ϕ なる角度で交わる面(ϕ 面)より上の中詰は単に重さだけを持ち、 ϕ 面より下の中詰が変形に抵抗すると仮定した。そしてセルが変形するのは、 ϕ 面以下の中詰が水平すべり面沿いにすべるためと考え、セルの変形に抵抗するモーメント M_s 、 M_f を式(2.3)、式(2.4)のように提案した。

$$M_s = \frac{1}{6} \gamma H^3 (3K \nu f) \quad (2.3)$$

$$M_f = \frac{1}{6} \gamma H^3 (3 - \nu \tan \phi) \nu^2 \tan^2 \phi \quad (2.4)$$

ここに、 $K = \tan^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$

(c) G. Schneebeliの研究⁹⁾

二重壁の模型実験より、図2.3(c)に示すように中詰のすべり面を円弧と仮定し、中詰前部は主動状態に、後部は受働状態になってすべり面は前壁と $\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$ の交角で交わり、後壁とは $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ の交角で交わると仮定し、 B/H が0.6~1.2、 ϕ が26°~44°の範囲では、抵抗モーメント M_f は

$$M_f = \frac{1}{6} \gamma H^3 (0.03 \nu \phi) \quad (2.5)$$

であることを示した。

(d) 北島の研究⁹⁾

二重壁の模型実験より、図2.3(d)に示すようにせん断中の変形状況を観察し、破壊は前壁背後の主動状態の土くさびに後壁前面の受働状態の土くさびが接触することによって、接触点に顕著なすべり出し現象が発生することによるとした。この現象を粉体力学で解析するとともに、実験による測定値も参考に矢板壁の抵抗モーメント M_s 、中詰による抵抗モーメント M_f を次のように提案した。

$$M_s = \frac{1}{6} \gamma H^3 (\frac{3}{2} \nu f \tan \phi) \quad (2.6)$$

$$M_f = \frac{1}{6} \gamma H^3 (3 - \nu \cdot \cos \phi) \cdot \nu^2 \cdot \sin \phi \quad (2.7)$$

ここに、 f ； 矢板継手間の摩擦係数

さらに、セルの変形を許容しないときは中詰の抵抗モーメント M_f について次式のように提案した。

$$M_f = \frac{1}{6} \gamma H^3 \times \frac{2}{3} \nu^2 (3 - \nu \cos \phi) \tan \phi \cdot \sin \phi \quad (2.8)$$

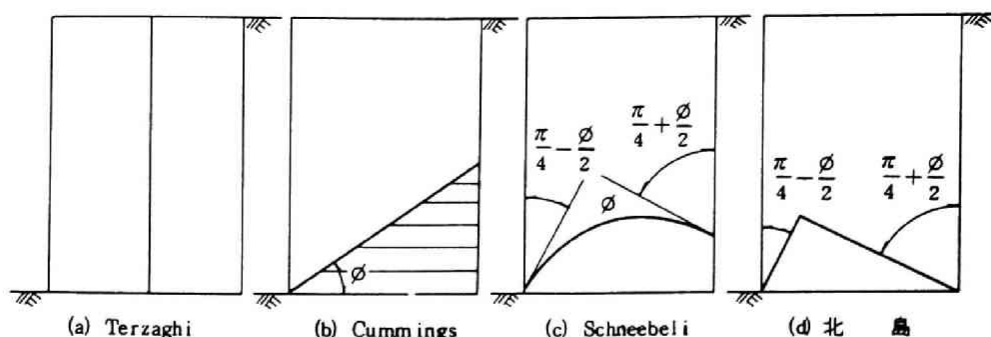


図2.3 すべり面の形

(2) 鋼板セルに関する研究

(a) 北島らの研究⁹⁾¹⁰⁾

鋼板セルの単体を砂地盤及びコンクリート打設地盤上に設けて模型実験を実施し、図2.4に示すようにセル転倒時には、セル前壁側B_f及びセル後壁側B_bの中詰はセル殻にぶら下がり、中央B'の中詰はせん断変形を受けるものと仮定し、転倒抵抗モーメントM_{r0}を次式のように提案した。

$$M_{r0} = \frac{1}{6} \gamma H_0^3 \cdot R_0 \quad (2.9)$$

図2.4 セル殻へのぶら下がり幅説明図

ここに $R_0 = \nu_0'^2 \cdot (3 - \nu_0' \cos \phi) \cdot \sin \phi + 3(\alpha^2 - \beta^2) + 6 \nu_0 \beta$

H₀ ; セル下端から天端までの高さ(m)

$$\nu_0 = B/H$$

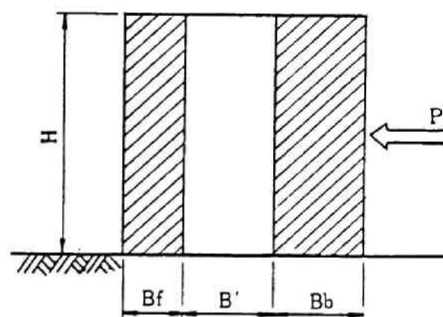
$$\nu_0' = \nu_0 - (\alpha + \beta)$$

$$\alpha = K_a \cdot \tan \delta$$

$$\beta = k_a \cdot \tan \delta + \frac{1}{2} \nu_0' \cdot (4 - \nu_0' \cos \phi) \cdot \tan \phi \cdot \tan \delta$$

K_a ; 主働土圧係数

δ ; 壁面摩擦角 δ = 15°



(b) 伊藤・松井の研究¹¹⁾

鋼板セルの単体をコンクリート地盤に根入れし、中詰内に色砂を入れて載荷後の立体的すべり面形状を調べると同時に理論解析を進め、セル1個あたりの抵抗モーメントを次式で示している。

$$M_r = \frac{1}{6} \gamma H^4 \left(\frac{\pi}{\sqrt{3}} \cdot \frac{R}{H} \right) R_0 \quad (2.10)$$

ここに R₀ ; 北島が提案している転倒抵抗係数R₀と同じ値

なお、抵抗モーメントを計算する際、円形セル内のすべり面形状を図2.5に示すようにセル中央縦断面上に中心を持ち、その断面上の球の大円が前壁根入れ点を通り、円が前・後壁と交わる点において、円の接線と壁面がそれぞれ、角 $(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$ 、 $(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$ をなすような球面と仮定している。

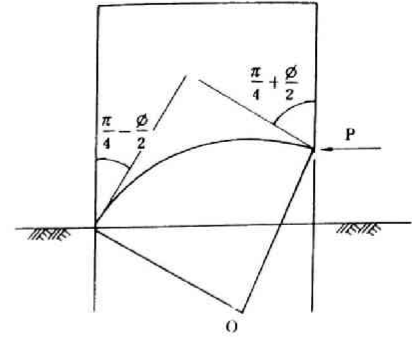


図2.5 仮定すべり面の形

(c) 北島¹²⁾、野田、中山の研究

根入れ鋼板セルについて小型模型と大型模型の2種類

を用いて、根入れ長、地盤・中詰の締固め状態等を変化させた一連の水平載荷実験を行い、根入れ鋼板セルの静的挙動及び現行の置き鋼板セル設計法の適用性について検討している。なお、置き鋼板セルの現行設計法は(a)北島らの研究結果がそのまま反映されたものであり、転倒抵抗モーメント算定式も式(2.9)である。実験の結果、根入れ長Dがセル海底面よりの高さHの $\frac{1}{8}$ 以上あれば、置き鋼板セルの現行設計法がほぼそのまま適用できることが、また、根入れ鋼板セルは重力式壁体として挙動することが確認されている。ただし、置き鋼板セルの設計法では根入れに関する規定がないためセル根入れ部前面には地盤の受働土圧を考慮しうることも、また、地盤支持力についてはTerzaghiの浅い基礎の支持力公式を利用しうることも前提となっている。

2.2.2 耐震性に関する研究

セル式構造物は我国でも多くの建設実績があるが、過去の地震においてセル本体に被害が生じた例は報告されていない。¹³⁾¹⁴⁾したがって、耐震性に関する研究も過去あまり見あたらず、以下に述べる程度である。

(1) 鋼矢板セルに関する研究

(a) 林、宮島の研究¹⁵⁾

地盤振動に対する鋼矢板セル構造物の応答及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等の把握を目的に、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鈎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、セル中詰土圧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。

(b) 石田, 川井らの研究¹⁶⁾

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, 地盤及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) 鋼板セルに関する研究

(a) 畑中の研究¹⁷⁾

畑中は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0.288mm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。

加振方法は, 4本のワイヤで吊り下げられ, かつ水平バネで支持された砂箱(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⁹⁾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, 及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 $1.9\text{tf}/\text{m}^3$, 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趾を回転中心とすることと異なっている。

(b) 野田, 北沢らの研究¹⁸⁾

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, 及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, 解析は主にケーソン及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のフーチングが取付けてある。加振装置は自由振動型の振動台である。

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, 地盤全体のすべり等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。

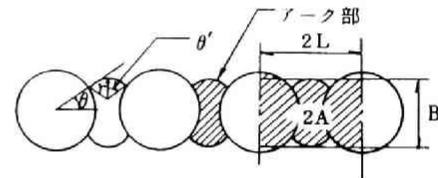
なお, 論文中の図によると鋼板セル式護岸にみられる変状は, ケーソン式護岸とほぼ同様であったと考えられる。

2. 3 鋼矢板セル, 置き鋼板セル及び根入れ鋼板セルの現行設計法

2.3.1 鋼矢板セルの現行設計法¹⁹⁾

(1) 壁体幅の計算

図2.6に示すように, セルの前壁, 後壁及び隔壁をすべて直線の二重壁に置き換え, 水平面で切った断面積が実際の壁体に等しくなるよう壁体幅を決定し, この幅を換算壁体幅と呼ぶ。以下この換算壁体幅をもって鋼矢板セル壁の安定性を検討する。



$$B = A/L$$

B : 換算壁体幅 (m)

2L : 一組のセルの中心間隔 (m)

2A : 一組のセルの面積 (m²)

図2.6 セルの換算壁体幅B

(2) せん断変形に対する抵抗

次式を満足するように換算壁体幅を求める。

$$M_d \cdot F \leq M_{rd} \quad (2.11)$$

ここに, M_d ; 海底面における変形モーメントで, 海底面より上の壁体背後の主働土圧等の外力による海底面におけるモーメント。

F ; 安全率。中詰が砂のとき常時, 異常時とも1.2以上。

M_{rd} ; 海底面における抵抗モーメントで次の式により求める。

(a) 常 時

$$M_{rd} = \frac{1}{6} \gamma_e \cdot (R_d H_d^3 + R_s H_s^3) \quad (2.12)$$

ここに $R_d = \frac{2}{3} \nu_d^2 \cdot (3 - \nu_d \cos \phi) \tan \phi \cdot \sin \phi$

$$R_s = \frac{3}{2} \nu_s \cdot f \cdot \tan \phi$$

γ_e ; 中詰の換算単位体積重量 (一般に $\gamma_e = 1.0 \text{ tf/m}^3$)

$$\nu_d = B / H_d$$

$$\nu_s = B / H_s$$

B ; 換算壁体幅 (m)

ϕ ; 中詰の内部摩擦角 (度)

f ; 矢板の継手間の摩擦係数 $f = 0.3$

$$H_d = \frac{1}{\gamma_e} \sum \gamma_i h_i \text{ 海底面から上の換算壁高 (m)}$$

γ_i ; i 層の中詰の単位体積重量 (tf/m^3)

h_i ; i 層の層厚 (m)

$$H_s = 2 \times \frac{\sum P_i}{\sqrt{\gamma_e \tan \phi}} ; \text{換算壁高 (m)}$$

P_i ; i 層の中詰土圧合力 (tf/m)

(b) 異常時

式(2.12)において

$$R_d = \nu_d^2 \cdot (3 - \nu_d \cos \phi) \cdot \sin \phi \quad \text{とする。}$$

(3) 重力式壁体としての抵抗

矢板壁の根入れ下端を壁体の仮想底面として、壁体背後の主働土圧等に対して、安定性の検討を行う。通常は滑動のみとし、転倒、地盤反力等の計算はしない。なお、この計算では、前面の地盤の受働土圧を矢板根入れ下端まで考慮してもよい。

(4) 矢板根入れ長の計算

大きな押込み力が働くセル前面の矢板について、セル前壁背面に作用する海底面より上の主働土圧合力の鉛直分力を荷重とし、これに対し地盤で矢板を支持できる深さまで根入れする。

地盤が矢板を支える力は海底面以深の矢板と土との摩擦力と、矢板の先端支持力の和とし、次式により計算する。

$$R_p = (P_1 + P_2) \mu + qA \quad (2.13)$$

ここに、 R_p ; 矢板の根入れ支持力 (tf/m)

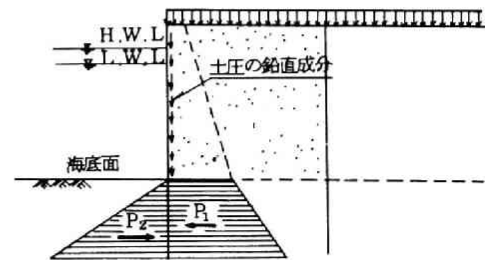


図2.7 矢板の押込み力と抵抗力

- P_1 ; 海底面より矢板下端までの主動土圧の合力 (tf/m)
 P_2 ; 海底面より矢板下端までの静止土圧の合力 (tf/m)
 μ ; 土と矢板の摩擦係数. 砂質土の場合 $\mu = \tan \frac{2}{3} \phi$
 q ; 矢板の下端における土の極限支持力 (tf/m²)
 A ; 矢板の断面積 (m²)

(5) 矢板に生じる張力

$$T = \{ (\gamma_e H_d + q) K + \gamma_w h_w \} R \quad (2.14)$$

- ここに T ; 矢板の水平方向張力 (tf/m)
 R ; セル殻の半径 (m)
 h_w ; セル内とセル前面との水位差 (m)
 γ_e ; 中詰の換算単位体積重量 (tf/m³)
 γ_w ; 海水の単位体積重量 (tf/m³)
 q ; 載荷重 (tf/m²)
 K ; 中詰の土圧係数 $K=0.6$

2.3.2 置き鋼板セルの現行設計法¹⁹⁾

(1) 壁体幅の計算

鋼矢板セルの現行設計法と同じ。

(2) 転倒に対する抵抗

次式を満足するように換算壁体幅を求める。

$$M_0 \cdot F \leq M_{r0} \quad (2.15)$$

ここに, M_0 ; セル下端より上に働く外力のセル下端に関するモーメント (tf・m/m)

F ; 安全率で, 1.1以上とする。

M_{r0} ; セル下端における抵抗モーメントで次式によって求める。

$$M_{r0} = \frac{1}{6} \gamma_e H_0^3 R_0 \quad (2.16)$$

$$R_0 = \nu_0'^2 \cdot (3 - \nu_0' \cos \phi) \sin \phi + 3 (\alpha^2 - \beta^2) + 6 \nu_0 \beta$$

ここに, $\alpha = K_a \tan \delta$

$$\beta = K_a \tan \delta + \frac{\nu_0'}{2} \cdot (4 - \nu_0' \cos \phi) \cdot \tan \phi \cdot \tan \delta$$

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

H_0 ; セル下端から上の換算壁高 (m)

$$\nu_0 = B / H_0$$

K_a ; 中詰のクーロンの主動土圧係数 (常時)

(3) 変形に対する抵抗

セルの天端の変位量をセル壁高の0.5%以内に規制するとき、セルの変形抵抗モーメントは次式によって求める。

$$M_{rd} = \frac{1}{6} \gamma_e H_d^3 R_d \quad (2.17)$$

$$R_d = \nu_d^2 \cdot (3 - \nu_d \cos \phi) \cdot \sin \phi$$

なお、変形モーメントは海底面より上の外力の海底面におけるモーメントであり、安全率は次式において1.2以上とする。

$$M_d \cdot F \leq M_{rd} \quad (2.18)$$

(4) セル前趾の支持力の検討

セル前趾に生じる最大反力は次式で求める。

$$V_t = \frac{1}{2} \gamma H_t^2 \tan^2 \phi \quad (2.19)$$

ここに、 V_t ; セル前趾に生じる最大反力 (tf/m)

ϕ ; 中詰の内部摩擦角 (度)

(5) 滑動に対する抵抗

重力式壁体と同様の検討を行い、次式を満足しなければならない。

$$H \cdot F \leq f V \quad (2.20)$$

ここに、 V ; 壁体に作用する全鉛直力 (tf/m)

H ; 壁体に作用する全水平力 (tf/m)

f ; 壁体底面と基礎地盤との摩擦係数

F ; 安全率で1.2以上とする。

(6) セル殻に生じる最大水平方向張力

セル殻に生じる最大水平方向張力は式(2.14)において $K = \tan \phi$ として求める。

ここに、 ϕ ; 中詰の内部摩擦角 (度)

2.3.3 根入れ鋼板セルの現行設計法

根入れ鋼板セルに関しては新形式港湾構造物につき基準化された設計法がなく、静的模型実験に基づいた方法が提案¹²⁾されている。しかし、地盤の支持力に対する検討法及び根入れ部前壁に受働土圧を考慮することを除き、置き鋼板セルの設計法とほぼ同じである。したがって、本論文では文献12)に示される設計法を便宜上現行設計法と呼ぶことにする。以下その内容について記す。

(1) 壁体幅の計算

鋼矢板セルの現行設計法と同じ。

(2) 転倒時に対する抵抗

式(2.16)のセル下端抵抗モーメント M_{ro} に根入れ部前壁の受働土圧による抵抗モーメントを考慮する以外、置き鋼板セルの現行設計法と同じ。

(3) 変形に対する抵抗

置き鋼板セルの現行設計法と同じ。

(4) 支持力の検討

重力式壁体の場合と同じ検討を行い、支持力に対し次式を満足しなければならない。

$$P_{\max} \leq q_a \quad (2.21)$$

ここに、 P_{\max} ; セル前趾に生じる最大地盤反力 (tf/m^2)

q_a ; 支持地盤の許容支持力で浅い基礎の支持力の算定方法による (tf/m^2)

(5) 滑動に対する抵抗

式(2.20)の右辺の抵抗側に根入れ部前面受働土圧を考慮する以外、置き鋼板セルの現行設計法と同じ。

(6) セル殻に生じる最大水平方向張力

置き鋼板セルの現行設計法と同じ。

2.4 現行設計法の問題点

鋼板セルの設計法は、2.3でも記したように「港湾の施設の技術上の基準・同解説」¹⁹⁾に示されているが、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る。根入れ鋼板セルに対しては、2.3.3でも述べたように静的な模型実験に基づいた設計手法が提案されている。¹²⁾ 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なく、また、耐震性の検討は、この常時の設計法に震度法を適用した形で既に活用されている。この方法を便宜上根入れ鋼板セルの現行設計法とし、耐震設計にかかわる問題点や技術的関連事項について以下に述べ、本研究の位置付け、目的の一端としたい。

なお、2.2.2にも記したように、セル式構造物の耐震性に関する研究は過去殆んどなされていないのが現状であり、現行の耐震設計法も過去に別種構造物で導かれた地震時の土圧式と慣用の震度法を適用したものである。したがって、以下の問題点については

他形式の港湾構造物にかかわるものも一部含んでいる。

(1) セルの根入れ効果

現行設計法による常時の検討では、根入れを大きくするにしたがって静的強度安定性が増大し、根入れ部に対する地盤の拘束効果を考慮した形になっている。それに対し地震時安定性の検討では根入れを大きくするにしたがい地震時転倒及び支持力の安全率が低下するという極めて不合理な設計法になっている。その一例を図2.8に示す。

図2.8の横軸はセル直径，縦軸は根入れ長であり，図中には地震時の転倒，支持力及び滑動の制約を示す。制約の右側が設計許容領域である。根入れ長を大きくすれば安定性が増大し，セル径は小さくてもよいと考えられるが，実際の設計がなされる根入れ長がセル直径より小さな領域（図中の直線の下の領域）において現行設計法による転倒及び支持力の応答は逆の答となっている。これは，回転中心がセル前趾に固定されており，根入れ部前壁受働土圧による転倒抵抗モーメントの増加に比して，主働土圧及び壁体に作用する慣性力による転倒モーメントの増加の程度が大きいこと，以下の(2)，(3)に記すようにセルに作用する地震時土圧や慣性力を過大に評価している可能性が強いこと，等によると考えられ，振動実験等による検討，確認の必要がある。

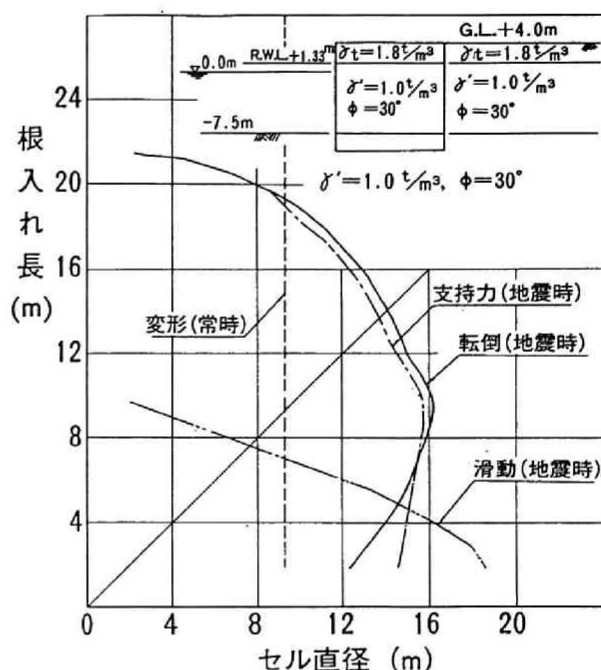


図2.8 現行設計法による根入れ鋼板セルの安定性（水平震度 $k_h = 0.2$ ）

(2) セルに作用する地震時土圧

現行設計法では，セル後壁に作用する主働土圧及び根入れ部前壁に作用する受働土圧の算定は，クーロンの土楔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行われる。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，現行設計法におけるように単純化した仮定とは一致しないことも考えられる。したがって，模型実験等によりセル後壁，セル根入れ部前壁に作用する土圧を実測し，それらの分布形状，土圧合力の大きさを現行設計法による土圧と比較するとともに，最大土圧発生時とセル最大変位時との発生時刻とのずれ等

についても検討し、適切な設計土圧を求める必要がある。

(3) セルに作用する慣性力

現行設計法によると、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。この壁体の自重を100%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考えられ、慣性力算定にあたって、現行設計法を適用することは外力を過大に評価している可能性が強い。そこで、合理的設計法確立のために、慣性力に寄与する中詰土の有効質量についても検討する必要がある。

(4) 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 $\tan \phi$ (ϕ ; 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、確認が必要である。

(5) 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、地盤支持力等が変化すると考えられているが、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、セル全体挙動等について検討する必要がある。

(6) その他

(a) セルの振動挙動

現行設計法は静的載荷実験結果に基づいているため、セルの振動挙動について明確になっていない。しかし、地震時の安定性評価モデルを検討し合理的設計法を確立するためには、大部分が土から構成された鋼板セルについて地震時いかなる振動挙動を示すかを振動模型実験や実物での地震観測等で明らかにすることが必要である。

(b) 鋼矢板セルと鋼板セルの耐力比較

根入れ鋼板セルと鋼矢板セルでは、継手の有無に起因して最終破壊形式が異なるため、2.3にも記したように両者の設計法に違いがみられる。一般には、根入れ鋼板セルは

継手がないため鋼矢板セルより耐力，剛性が高いと判断されるが，現行設計法に基づいて同一条件にて両セルを設計すると，図2.9の一例のように支持地盤が比較的良好で内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ のケースAでは両セルはほぼ同等の諸元になるが，内部摩擦角 $\phi = 25^\circ$ のケースBでは鋼矢板セルの方が直径，根入れ長とも小さくなるという結果がみられた．この点，模型実験で確認する必要がある．

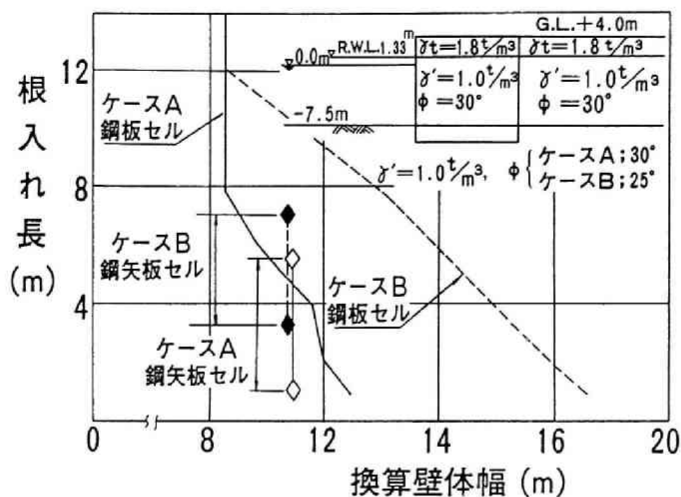


図2.9 鋼矢板セルと根入れ鋼板セルの現行設計法比較
(水平震度 $k_h = 0$)

第3章 鋼板セルの耐震性に関する 実験的研究

3.1 概 説

第2章でも述べたように、セル式構造物としては根入れ鋼板セルのほかに、鋼矢板セル、置き鋼板セルがある。鋼矢板セル及び置き鋼板セルには、それぞれ基準化された設計法があり、地震時の安定性は震度法によることが示されている。しかし、導かれている設計法はあくまで静的水平載荷実験をベースとしたものであり、2.2にも記したようにこの種セル式構造物の耐震性の研究は過去殆んどなされていないのが現状である。耐震性の研究が行われなかった理由の一つには過去、セル式構造物は1968年十勝沖地震、1978年宮城県沖地震等に遭遇したにもかかわらず、震害例がない^{1)~8)}ため、一部で耐震性に優れた構造物との評価を得ていることが挙げられよう。

他方、外見上は鋼矢板セルと類似の構造物ながらも根入れ鋼板セルは耐荷機構が異なった新しい形式の構造物のため当然ながら基準化された設計手法がない。2.3.3に記したように、置き鋼板セルの設計法を準用しているのが現状であるが、この設計法では、2.4で述べた問題点が存在する。そこで、本章では根入れ鋼板セルの合理的かつ経済的な設計法の確立を目的に、静的水平載荷実験並びに、振動台による振動実験を実施し、静的、動的挙動を明らかにするとともに地震時安定性評価法について検討する。なお、以下においては耐震性の検討が主であるが、これはこの種港湾構造物において、地震時の設計外力が一番大きなウェイトを占めているため、耐震設計が構造規模決定の支配要因になると考えられたためである。

3.2 では、鋼板セル模型に水平荷重を作用させ、動的挙動把握の上で基本となる水平耐荷機構や各部土圧⁴⁾、根入れ効果等について検討した。また、根入れ鋼板セル模型の実験においては、比較用として鋼矢板セル模型での実験も行い、耐荷機構の差異を明らかにした。

3.3 では、鋼板セルに関する動的基本性状把握を目的として、最初に、静的水平載荷実験で用いた置き鋼板セル単体模型の強制加振実験を行い、振動挙動、中詰土圧、底面反力等について検討した。^{4),5)}次に、根入れ鋼板セルについて、防波堤タイプと護岸タイプの模型を用いて根入れ効果を重点に振動挙動、動的破壊性状等について検討した。⁶⁾

3.4 では、3.3での実験結果を踏まえ、地震時のセルの根入れ効果、中詰土の動的挙動、セルと裏埋土との動的相互作用等を、より明確にするため大型模型での耐震実験を行った。^{7)~11)}

3.5 については、現状の設計では鋼板セルに働く慣性力は中詰土の全質量と加速度の積で与えられており、慣性力を過大に評価している可能性があることから、2つのタイプの模型により実験的に有効質量について検討を加えた。^{8)~11)}

3.6 では、3.4での大型護岸模型を小さな実物とみなした上で、現行設計法による安定計算を行い、問題点を明らかにした。次に、各種実験で得られた知見に基づき設定した解析モデルについて述べ、その妥当性を実験結果を用いて検証するとともに、根入れ鋼板セル向けの新しい地震時安定性計算法を提案した。^{8~11)}

3.7 では、本章の研究成果をとりまとめて列挙した。

3.2 静的水平載荷実験

3.2.1 実験概要

3.1概説にも記したように、鋼板セルについて各種実験的研究を開始するにあたり、最初に、基本的性状把握を目的として、市販の模造紙と接着剤により置き鋼板セル模型(600^φ×600^h×0.4^tmm)を作成し、乾燥砂を中詰後、水平載荷実験を実施した。なお、本供試模型は振動台による振動特性把握のために準備したもので全く予備的実験として実施したものである。

次に、第2段階として、中詰土圧やセル殻に生じる歪等を計測可能なように、鋼製の置き鋼板セル模型(600^φ×600^h×0.45^tmm)を用いて実験を実施した。本供試模型についても水平載荷実験後、振動台による振動実験を行っている。

第3段階として、2種類の径の根入れ鋼板セル模型(400^φ、800^φ；板厚0.5mm)について、根入れ効果と静的耐力把握を目的に数十種類の水平載荷実験を実施するとともに、鋼矢板セル模型についても耐荷機構を検討し、鋼板セルと比較した。

3.2.2 置き鋼板セルの静的耐荷性状⁴⁾

(1) 実験内容

実験に使用したセルモデルは、直径600mm、高さ600mmで、紙製1体(以下、モデルⅠと呼ぶ)、鋼板製2体(以下、モデルⅡ、Ⅲと呼ぶ)の計3体であり、各モデルの諸元、実験目的を表3.1に、モデルⅡの概要を図3.1に示す。なお、底板付きのモデルⅢはここで研究対象としている鋼板セル(底無しが基本)とは構造上、根本的に異なるが、鋼板セルのモデルⅡとの比較実験をとおして鋼板セルの力学的特徴をより明らかにするために準備されたものである。中詰材としては茨城県鹿島産の乾燥砂を用い、その性状及び粒径加積曲線はそれぞれ表3.2、図3.2に示すとおりである。中詰砂の締固めには、突固め試験用5kgランマーを用いて一層厚さ10ないし15cmとし、60回/層の突固めを行った。

支持地盤モデルとしては、(i)モルタル地盤(以下、硬地盤)、(ii)モルタル地盤上に発泡スチロール(t=100mm)を敷いた地盤(以下、軟地盤)の2種類を用いて、地盤の硬、軟による影響を調べた。

水平載荷は図3.3に示すように帯幅80mmのベルトをセル背面に、全周の約4巻きつけ

ベルト両端をロードセルを介して油圧ジャッキにより引張ることにより行った。 載荷高さはセル高さの $\frac{1}{2}$ 位置近傍 ($H=35.6\text{cm}$) とした。

測定項目は、各載荷荷重に対するセル前・後壁の水平変位、セル頭部の上下変位であり、モデルⅡ、Ⅲについては他に、中詰土圧、支持地盤反力、セル殻に生じる歪である。モデルⅡの計測位置は、図3.1に示すとおりで、モデルⅢの計測位置もモデルⅡとほぼ同様である。モデルⅠでは、変位計測のみ実施している。

表3.1 モデル諸元と実験目的

モデル No.	諸元 (mm)	材質	実験目的
I	600φ×600h×0.4 t	紙製	① 水平耐力 ② モデルⅡ、Ⅲの予備実験
Ⅱ	600φ×600h×0.45 t	鋼製	① 水平耐力 ② 中詰土圧、底面反力
Ⅲ	600φ×600h×0.45 t (底付き; 底板 t=2.5)		① 水平耐力 ② 底板効果の確認

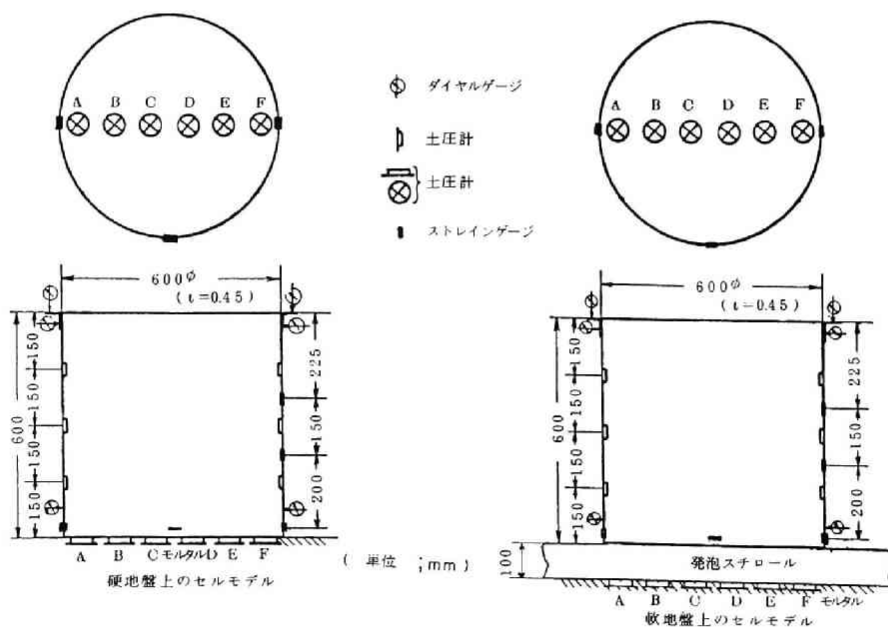


図3.1 セルモデルⅡと各測定位置

表3.2 砂の性状

測定項目	測定値	測定項目	測定値
含水比 w	0.57%	内部摩擦角 ϕ	29°
比重 G_s	2.66	* 内部摩擦角 ϕ : 一面せん断試験機を使用して求めた。	
間隙比 e	1.04		
有効径 D_{10}	0.11mm		
均等係数 $U=D_{60}/D_{10}$	1.65		

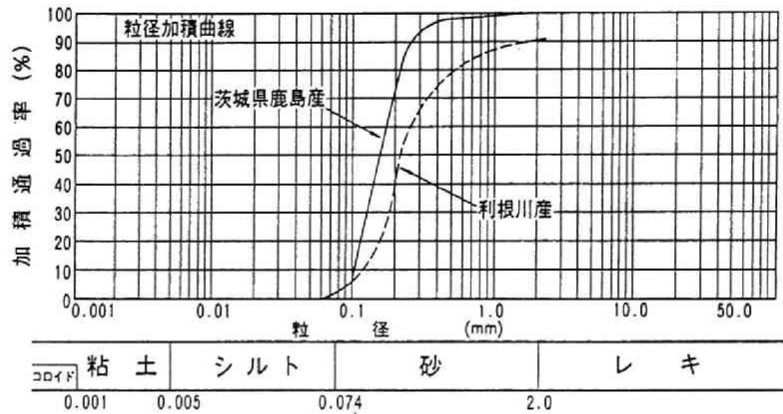


図3.2 粒径加積曲線

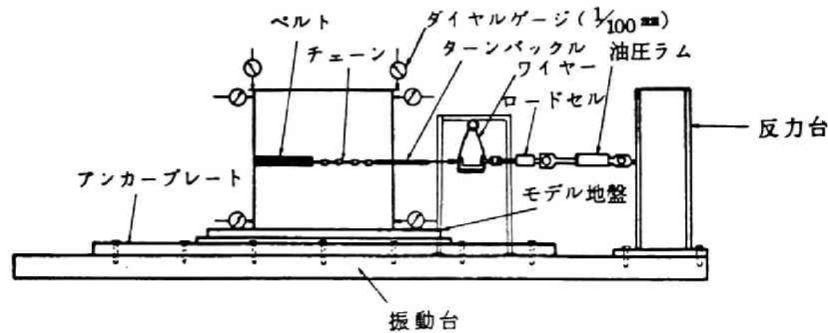


図3.3 静的水平載荷実験状況

(2) 実験結果とその考察

(a) セル側壁に働く中詰土圧

モデルⅡ, モデルⅢについて, 中詰完了時のセル側壁に働く中詰土圧の分布を, 図3.4に示す. 図より次のことがわかる.

- ① 中詰土圧は比較的きれいな三角形分布を示す.
- ② 実測値による中詰土圧係数は0.5~0.74である. 現行設計法¹²⁾では, 中詰土圧

係数 $K_h = \tan \phi$ と規定されており、実験での中詰砂の内部摩擦角 $\phi \approx 30$ 度 ($K_h = 0.577$) であることから、中詰土圧に関する設計値はほぼ妥当といえる。

(b) 荷重-変位特性

水平載荷時における荷重とセル頭部水平変位との関係を図3.5に、荷重と前壁、天端の傾斜角との関係を図3.6に示す。なお、モデルⅠは硬地盤のみで、モデルⅡ、Ⅲは硬、軟両地盤について記している。

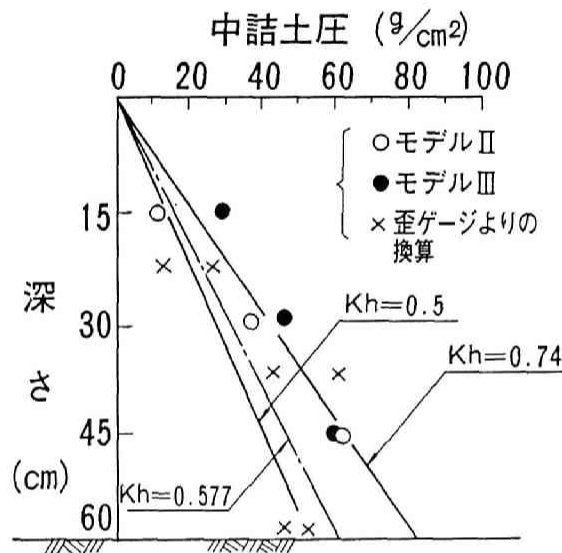


図3.4 中詰土圧分布

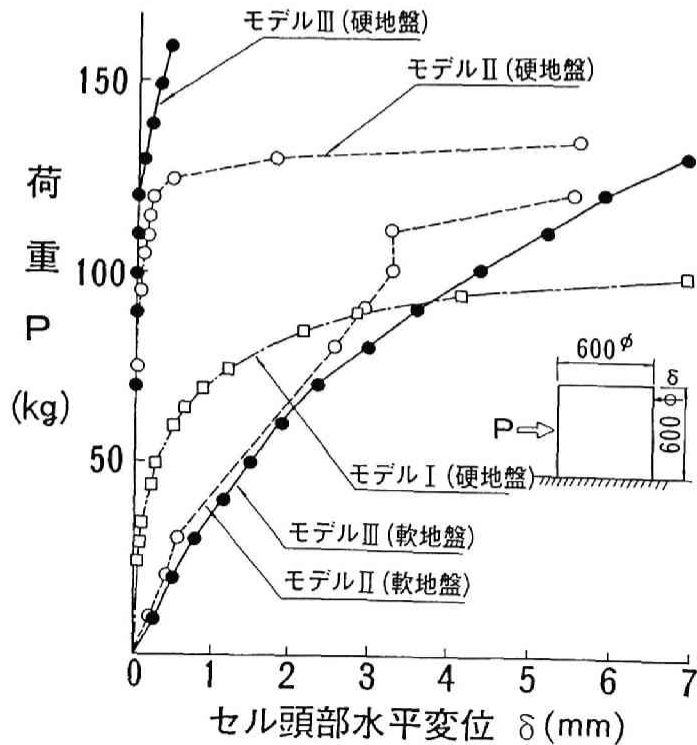
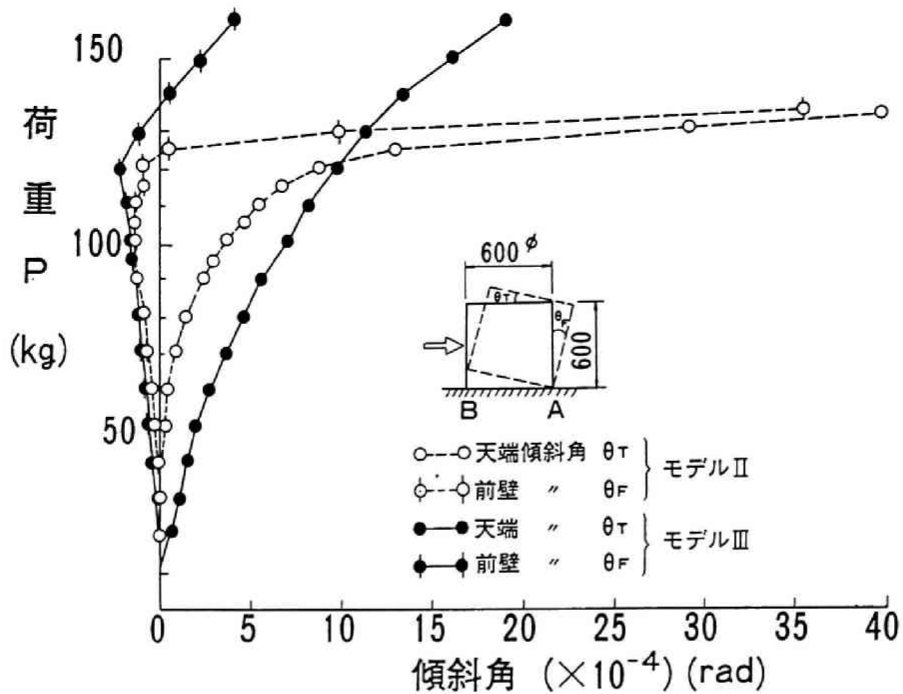
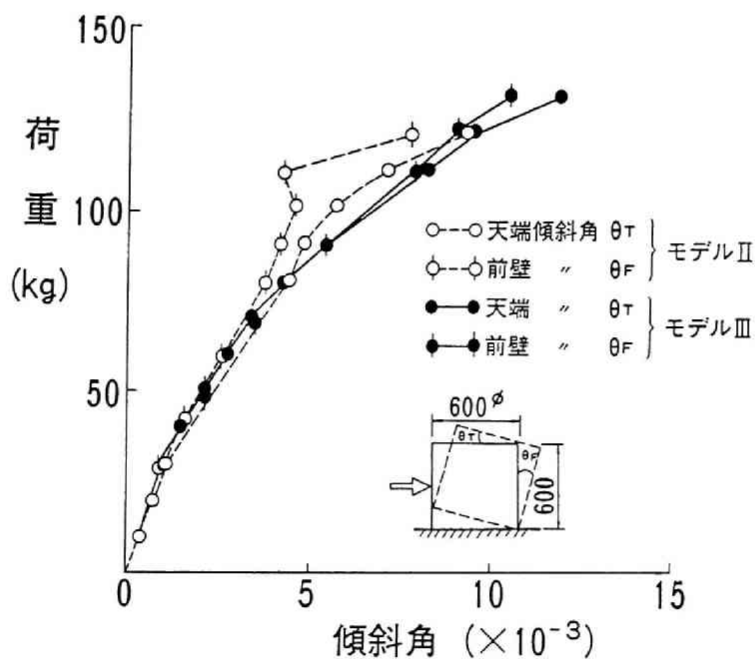


図3.5 荷重と変位の関係



(a) 荷重と傾斜角 (硬地盤)



(b) 荷重と傾斜角 (軟地盤)

図3.6 荷重と傾斜角の関係

これらの図から以下のことがわかる。

① 硬地盤上の場合については、モデルⅡとモデルⅢを強度、剛性面で比較すると、図3.5より、セル体に底板を付けたモデルⅢは、セル前趾の補強効果が発揮され、破壊荷重が上昇する。しかし、図3.6(a)より傾斜角については、荷重の初期段階においてモデ

ルⅢの方がモデルⅡより先行しがちである。これは、底板があることにより中詰土のせん断抵抗が期待できないことも一因と考えられる。モデルⅠでは、セル殻が紙製につき耐力が一番低くなっているが、目視によると前趾部が局部座屈する影響が大と考えられる。なお、セル前趾とは図3.6(a)中の傾斜したセル図に示すように、前壁側下端A部を、また、後趾とは後壁側下端B部を意味している。

② 軟地盤の場合については、図3.5、図3.6より荷重の初期段階からセルの変位、傾斜角が生じ、当然ながら硬地盤の時より両者の値は大きい。また、前壁と天端の傾斜角がほぼ等しいことから、セル体の変形挙動は剛体に近いといえる。なお、軟地盤の場合、セルの変形特性において底板の有無による差が認められない。これは、支持地盤の変形（沈下）による影響が大きいためである。

(c) 底面反力分布

モデルⅡについて、支持地盤が硬、軟それぞれの場合の底面反力分布を図3.7に示す。ただし、これらの分布は荷重増大前に対する増減値を与えている。図より、底面反力は荷重の増加に伴い、セルセンター部近傍で零で、前壁側で増加、後壁側で減少の傾向にあり、重力式基礎に近い分布形状を示すことがわかる。

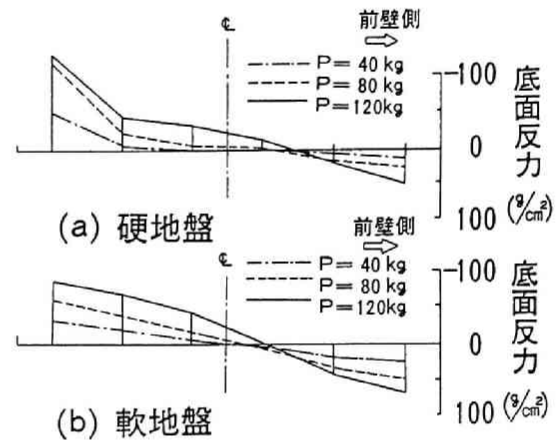


図3.7 底面反力分布（モデルⅡ）

(3) 結 言

- ① 実験より得られた中詰土圧係数 K_h は0.50～0.74であり、現行設計法で規定された K_h ($\tan \phi = 0.57$) に近いことから、 K_h に関して現行設計法はほぼ妥当である。
- ② 鋼板セルの力学挙動は軟地盤においては剛体とみなせる。
- ③ 置セルの水平抵抗力は、硬地盤の場合、中詰砂の性状に、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。

3.2.3 根入れ鋼板セルの静的耐荷性状

(1) 実験内容

実験に使用したセルモデルは板厚0.5mmの亜鉛メッキ鋼板製のもので、直径400mm（以下、モデルAと呼ぶ）、800mm（以下、モデルBと呼ぶ）の2種類であり、それぞれで根入れ比（根入れ長D/海底面よりのセルの高さH）= 0, $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$, 1の4ケースについて水平載荷実験を行った。中詰及び地盤には利根川産の川砂を用い、その性状を表3.3に、また、粒径加積曲線を図3.2に示す。

表3.3 使用砂の性状

項目	ゆる詰(軟)	かた詰(硬)
含水比 %	0.48	
比重 Gs	2.74	
単位体積重量 γ_t g/cm ³	1.54	1.66
間隙比	0.78	0.65
有効径 D_{10} mm	0.13	
平均粒径 D_{50} mm	0.21	
均等係数 $U_c = D_{60}/D_{10}$	1.8	
内部摩擦角 ϕ°	36.0	39.5
壁面摩擦角 δ°	5.0	20.0

中詰および地盤としては、乾燥砂を約20cmの高さからばら撒く方法でのゆる詰（軟地盤）と、層厚10cm毎に約20cmの高さから約20kgの重錘を落下させて締固めたかた詰（硬地盤）の2種類を用いている。

水平載荷は図3.8に示すように、セル半周に載荷治具を取付け、ロードセルを介して油圧ジャッキにより行った。載荷高さは、セル高さの1/3位置とした。

測定項目は、置き鋼板セルの場合とほぼ同様に各載荷荷重に対するセル前・後壁の水平変位、セル頭部の上下変位、並びに底面反力である。計測位置の例をモデルBについて図3.9に示す。

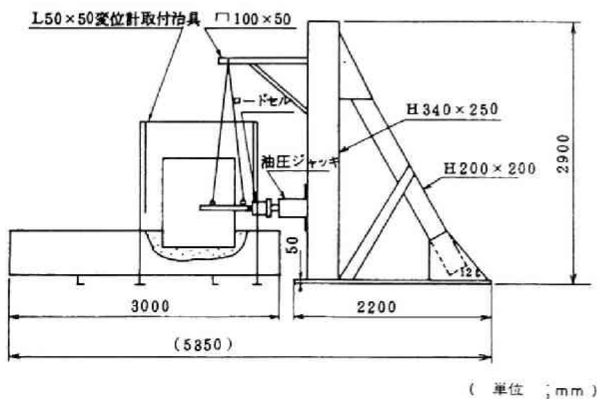


図3.8 載荷状況

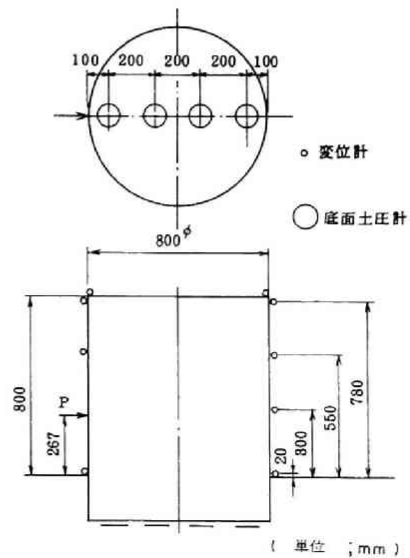


図3.9 計測位置(モデルB)

(2) 実験結果とその考察

(a) セル変位と根入れ比の関係

モデルA, モデルBのゆる詰(軟地盤)の場合について, 各根入れ比に対して得られた荷重とセル頭部水平変位の関係を図3.10, 図3.11に示す.

また, 根入れ比とセル耐力との関係を調べるため, セル降伏荷重 P_y (セル天端の水平変位がセル壁高の1%時の荷重とする)及び, セルが破壊する時の最大荷重 P_{max} と根入れ比との関係を, モデルBを例としてゆる詰(軟地盤)及びかた詰め(硬地盤)の場合について図3.12に示す.

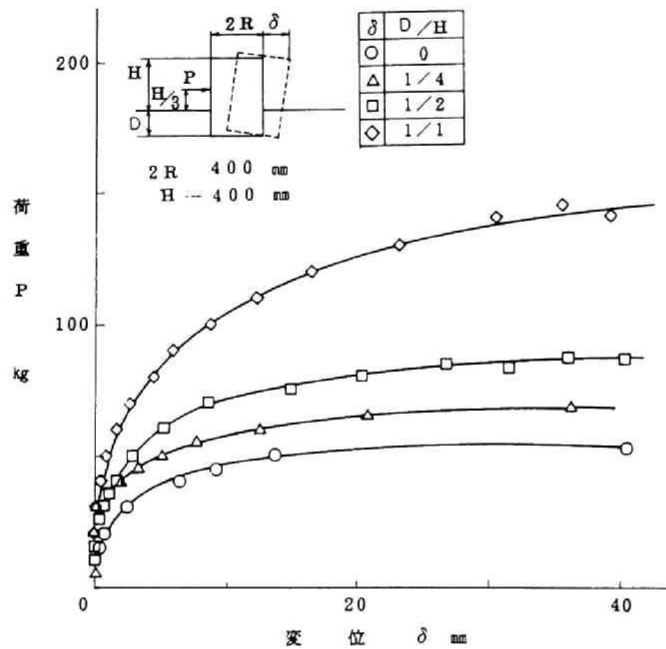


図3.10 荷重-変位曲線(モデルA;ゆる詰,軟地盤)

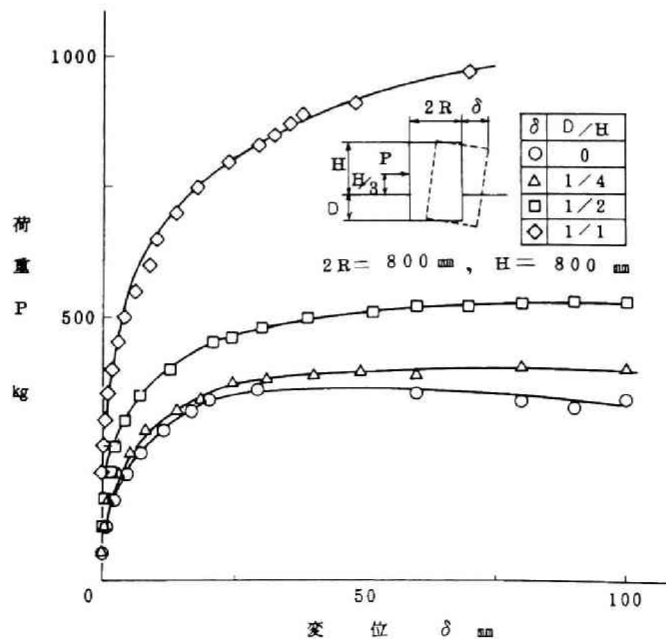


図3.11 荷重-変位曲線(モデルB;ゆる詰,軟地盤)

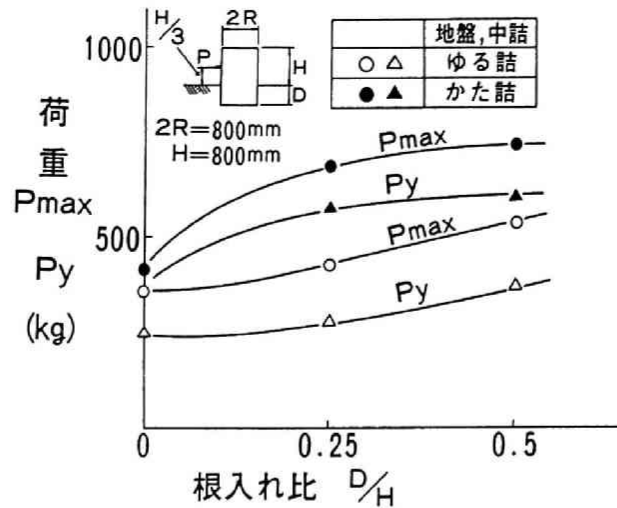


図3.12 根入れ比と降伏荷重および最大荷重の関係
(モデルB)

これらの図より、以下のことがわかる。

- ① 図3.10, 図3.11より, セルの根入れ比が増すほど, 水平荷重に対する抵抗力は大きくなる。
- ② 図3.12より, 地盤, 中詰の締固め度が高いほど降伏荷重及び最大荷重は大きい。
- ③ 図3.12より, 根入れ比が大きくなるにつれ, 降伏荷重と破壊荷重の差が増加の傾向にあり, 降伏から破壊までの荷重に余裕がでることから根入れするほどセルの安定性が増すことがわかる。

(b) 滑りと回転変位

水平力によるセル天端の水平変位は図3.13に示すように, 滑り変位 δ_s , 回転変位 δ_r , 並びにセルせん断変形による変位 δ_θ に分離できる。なお, 回転中心については, セル前趾の鉛直変位が水平変位に比べて小さかったという事実から, セル前趾と仮定している。

変位成分のうちせん断変形による成分について検討するため, 荷重と天端傾斜角及び前壁傾斜角の実測値との関係をモデルBを例として図3.14に示す。この図より, 天端傾斜角 θ_T と前壁傾斜角 θ_F はほぼ等しく, 軟地盤上の置き鋼板セルの場合同様, 鋼板セルの挙動は剛体のそれに近い。そこで, 以下の検討では, せん断変形による成分は無視することにした。

図3.13の方法より得られた滑り変位 δ_s 及び回転変位 δ_r と荷重 P との関係をモデルBのゆる詰(軟地盤)の場合を例として図3.15に示す。この図から, 置セル ($D/H=0$) の場合, 各荷重レベルにおいて滑り変位 δ_s と回転変位 δ_r がほぼ等しいのに対し, 根入れセルの場合, 滑り変位より回転変位が卓越することがわかる。

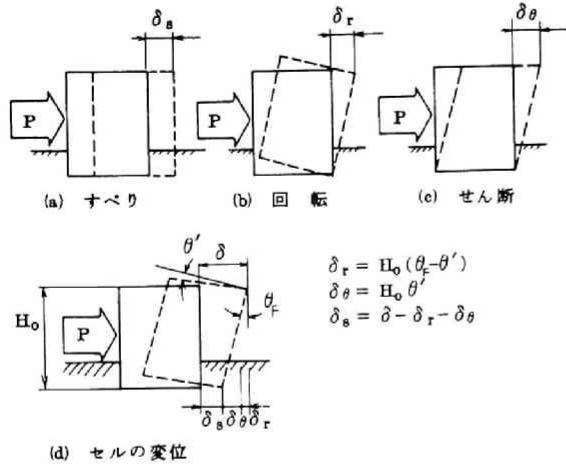


図3.13 セルの各変位成分の計算法

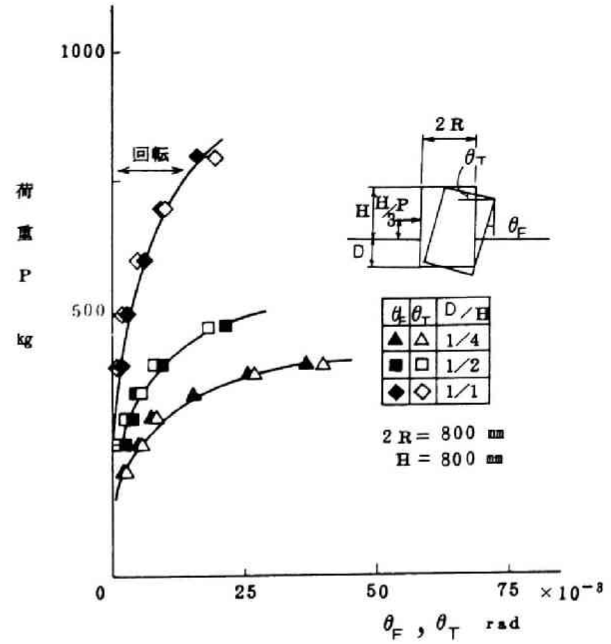


図3.14 荷重と前壁傾斜角及び天端傾斜角
(モデルB; ゆる詰, 軟地盤)

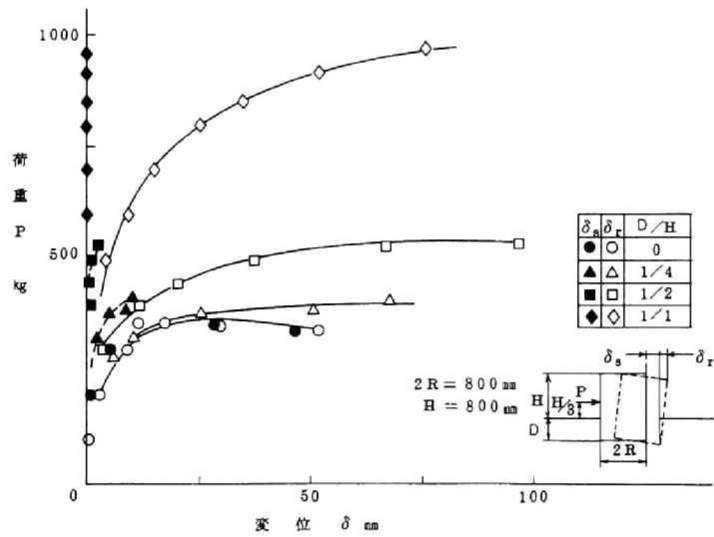


図3.15 荷重と滑り及び回轉變位
(モデルB; ゆる詰, 軟地盤)

次に、置セルの最大荷重を基準として、この時生じる根入れセルと置セルの滑り及び回転の変位成分比を根入れ比に対して示したものが図3.16である。

なお、図3.16には引用文献13)により、セル径500mm, 2000mmの結果も記している。これより、根入れ比が $1/8$ 以上では滑り変位, 回轉變位とも置セルの $1/2$ 以下と著しく減少しており、根入れ効果が顕著に認められる。

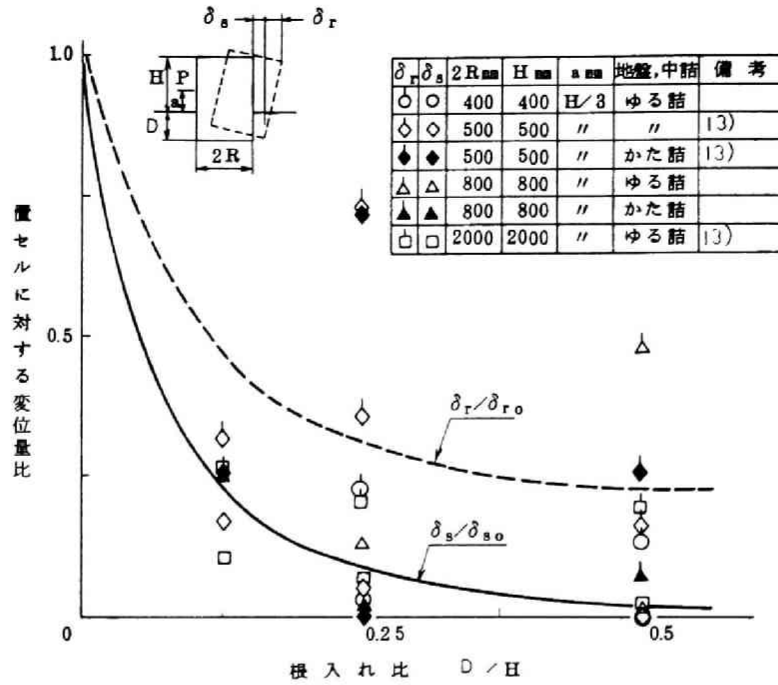


図3.16 根入れ比と置セルに対する変位量比

(c) 破壊形式と根入れ比の関係

各セル模型の最大荷重到達時の変位はそれぞれ異なるが、これを滑り変位 δ_s と回転変位 δ_r に分離し、両者の比 δ_s/δ_r を根入れ比に対して示したものが図3.17である。

なお、図には引用文献(13)のセル径500mm, 2000mmの結果も記している。

この図より、置セルでは δ_s/δ_r はほぼ1で、根入れセルでは根入れ比 $1/8$ 以上ではほぼ $1/2$ 以下となり、根入れ比 $1/2$ 以上ではさらに小さく、ほとんど回転変位のみとなることがわかる。したがって、根入れセルでは滑動変位が抑制されるため、セルの破壊は転倒が支配的となる。

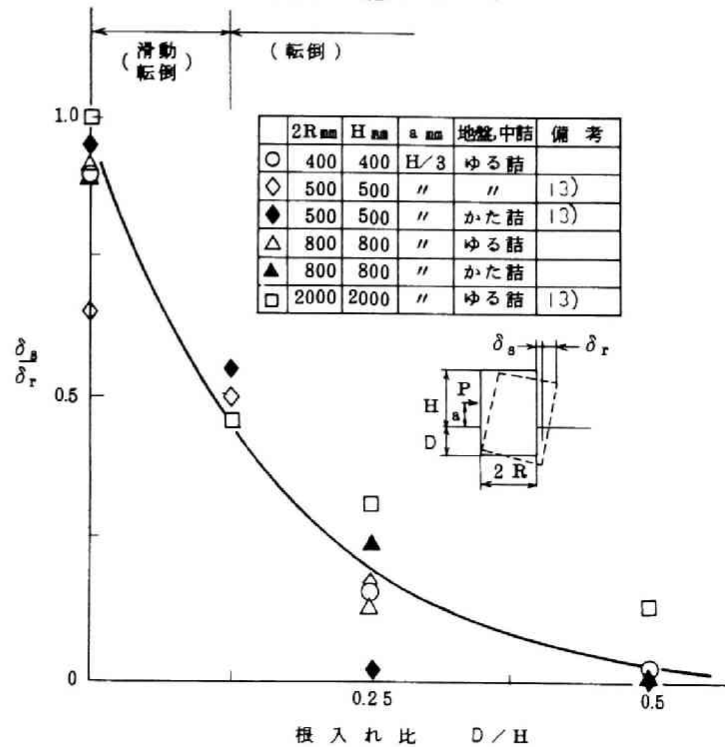


図3.17 滑り/回転変位と根入れ比の関係

(3) 結 言

① 根入れ比が増すほどセルの水平抵抗力は大きくなり、根入れ比 $D/H \geq 1/8$ で滑り、回転変位とも置セルの $1/2$ 以下（置セル最大荷重時の変位）を示し、根入れ効果が顕著に認められる。

② 根入れ鋼板セルの天端傾斜角は前壁傾斜角にほぼ等しく、せん断変形による成分は無視でき、鋼板セルの挙動は剛体のそれに近い。

③ 置き鋼板セルでは滑り変位と回転変位の割合がほぼ等しいが、根入れ鋼板セルでは回転変位が卓越し、根入れ比 $D/H \geq 1/2$ では滑り変位はほとんど生じない。

3.2.4 鋼矢板セルとの耐荷変形能の比較

(1) 実験内容

3.2.3での根入れ鋼板セルと耐荷変形能を比較可能なように、セル径400mm（以下、モデルA'と呼ぶ）、800mm（以下、モデルB'と呼ぶ）の2種類の鋼矢板セル模型を、板厚0.5mmの亜鉛メッキ鋼板で製作し、それぞれ、根入れ比 $D/H = 1/4, 1/2, 1$ の3ケースについて載荷実験を行った。

鋼矢板セル模型の継手は、図3.18に示すように約50mm幅の帯板の両端を折り曲げたものである。中詰及び地盤用の砂、地盤作成法、載荷方法等は3.2.3と同じである。

鋼矢板セルの耐荷性状を議論するには、継手部の摩擦係数を把握することが必要である。そこで、図3.19の方法で摩擦係数を測定したところ、図3.20に示すように、0.65～0.91の値を得た。この値は、実設計で使用される摩擦係数0.3に比べ、2～3倍高いことから、この継手を用いても鋼矢板セル模型の耐力を過小評価することはないと考えられる。なお、摩擦係数の測定では実際の対応も考え、継手に砂を入れた状態についても実施している。

測定項目は、各載荷荷重に対するセル前・後壁の水平変位、セル頭部の上下変位、並びに底面反力であり、モデルA'、モデルB'の各計測位置はそれぞれ3.2.3のモデルA、モデルBと同じである。

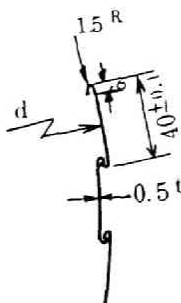


図3.18 鋼矢板セル模型の継手

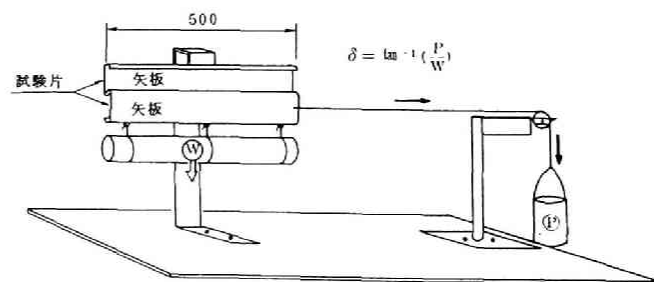


図3.19 矢板継手部摩擦抵抗測定概略図

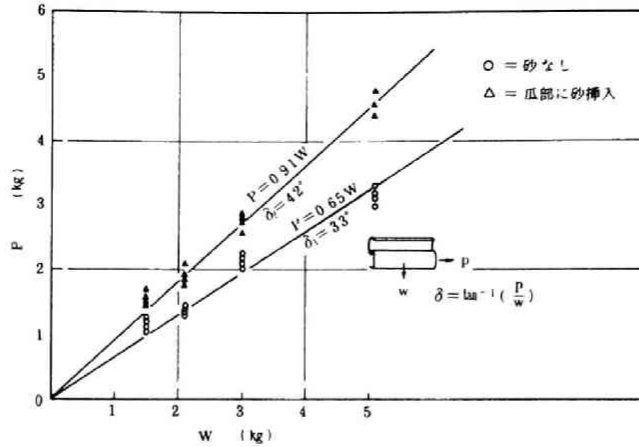


図3.20 矢板の摩擦抵抗力

(2) 実験結果とその考察

(a) セル変位と根入れ比の関係

モデルB'のゆる詰(軟地盤)の場合を例として、各根入れ比に対しての荷重とセル頭部水平変位の関係を図3.21に示す。図中には比較しやすいため、図3.11に示した鋼板セルの結果も記してある。

この図より、耐力、変形能とも鋼板セルが鋼矢板セルより優れていることがわかる。そこで、両者の差異をより定量的に把握するため、以下に若干の検討を行った。

最大耐力に関しては、同じ根入れ比で同じ径の鋼板セルと鋼矢板セルの破壊荷重の比を図3.22に実線で示す。また、図3.21より同じ破壊荷重に対応する鋼板セルと鋼矢板セルの必要根入れ比の関係を図3.23に実線で示す。

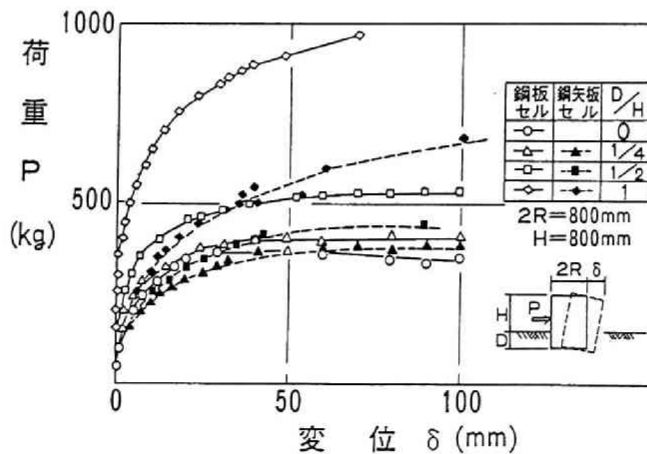


図3.21 鋼板セルと鋼矢板セルの荷重変位曲線

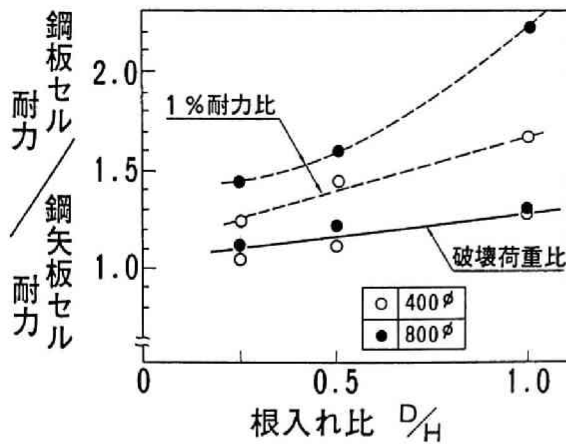


図3.22 鋼板セルと鋼矢板セルとの耐力比

次にセル頭部の変位が壁高Hの1%となった時の荷重（1%耐力）に関しては同じ根入れ比で同じ径の鋼板セルと鋼矢板セルの耐力比を先の図3.22中に破線で、

また、同じ1%耐力に対応する鋼板セルと鋼矢板セル、必要根入れ比の関係を図3.23の一点鎖線で示す。これらの図より、以下のことがわかる。

① 図3.21, 図3.22より鋼板セルは鋼矢板セルより耐力、変形能に優れ、根入れ比が大きくなるほどその傾向が顕著になる。鋼板セルが実用上よく用いられる根入れ比 $D/H = 1/4 \sim 1$ の範囲では、図3.22より、鋼板セルの最大耐力は鋼矢板セルのその1.1~1.3程度であるが、1%耐力でみれば、1.2~2.2となりその比は大きくなる。

② 図3.23より1%耐力で比較すると、鋼矢板セルを鋼板セルと同等耐力とするには、根入れ比を鋼板セルの2~3倍にする必要がある。

(b) 滑り、回転等の変位

水平力によるセル天端の水平変位は図3.13に示したように、滑り変位 δ_s 、回転変位 δ_r 、並びにセルのせん断変形による変位 δ_θ に分離できる。そこで、3.2.3 で記したと同様に、鋼矢板セルについても天端変位を分離し、その結果得られる各変位と荷重との関係を図3.24, 図3.25に示す。両図より、鋼矢板セルの変位は根入れ比 D/H が $1/4 \sim 1$ では回転変位成分 δ_r とせん断変位成分 δ_θ が主であり、特に、後者成分の比率が高いことがわかる。

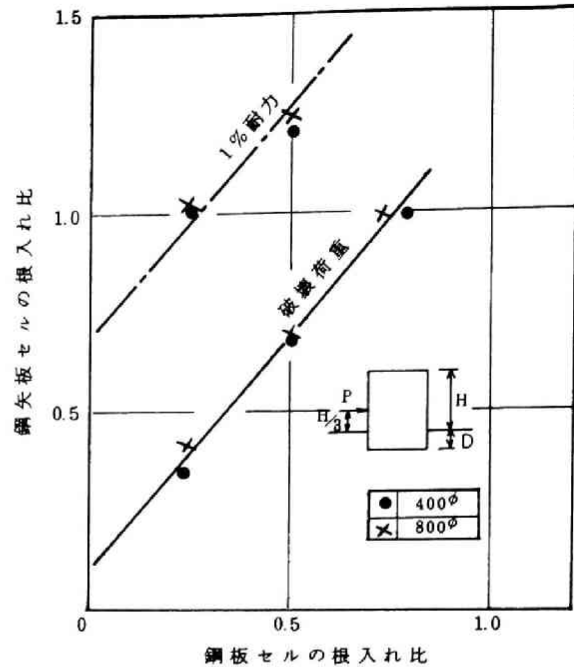


図3.23 同じ耐力に対する鋼板セルと鋼矢板セルの必要根入れ比

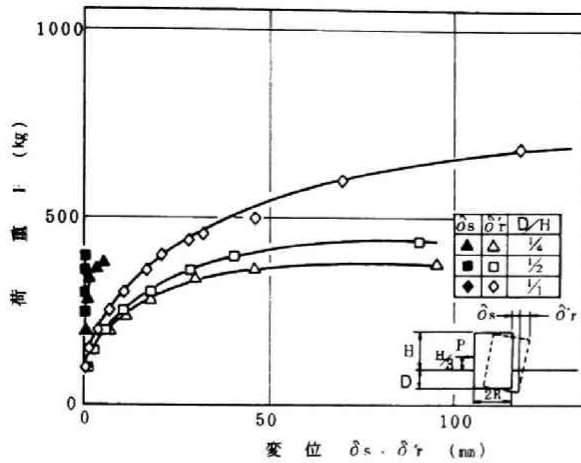


図3.24 荷重と滑り及び回転変位
(モデルB')

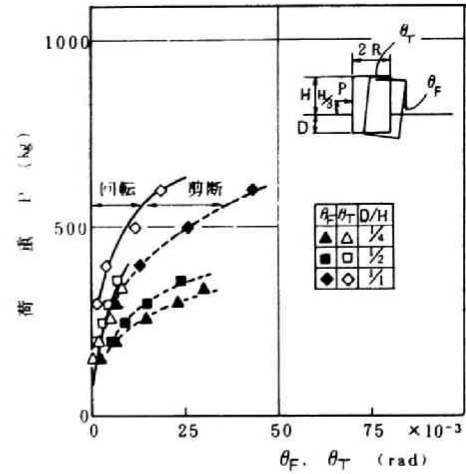


図3.25 荷重と前壁傾斜角及び天端傾斜角

(3) 結 言

2.4で記したように、現行設計法によると根入れ鋼板セルの耐力は鋼矢板セルのそれと同等ないしは低く評価される。そこで、根入れ鋼板セル模型とほぼ同じ諸元で鋼矢板セル模型を製作の上、同条件で水平載荷実験を行い、鋼矢板セルと耐荷性能を比較した。その結果以下の知見を得た。

① 鋼板セルは鋼矢板セルより耐荷変形能に優れている。鋼矢板セルの場合、矢板間の相対すべりに起因するセル殻のせん断変形が大きいため初期剛性、耐力が低くなるものと考えられる。

② 鋼板セルでは鋼矢板セルより初期剛性が高いため、セル天端の許容変位が壁高の1%位の場合には鋼板セルの根入れ長を鋼矢板セルのその約半分にしうる。

③ 以上、①、②より、鋼矢板セルの耐力と同等ないしは低く評価する根入れ鋼板セルの現行設計法は安全側過ぎる可能性が強い。

3.3 小型模型の振動実験^{4)~6)}

3.3.1 実験概要

置き鋼板セルについては、静的水平載荷実験同様、大まかな振動性状を把握可能なように、最初に紙製のセル殻模型(600^φ×600^h×0.4^tmm; 2R/t=1,500)を用いて振動台により正弦波加振した。第2段階としては、中詰土圧やセル殻に生じる歪等も把握可能なように鋼製セル殻模型(600^φ×600^h×0.45^tmm; 2R/t=1,333)を製作の上、正弦波加振を行った。なお、ここで扱ったセルは単体のものであり、裏埋土、セル相互の影響等は無視している。

次に、根入れ鋼板セルについては、主に振動応答に及ぼす根入れ効果、裏埋土の影響等

を検討するため、直径280φ mmと、小径のセルではあるが単体セル3基をアークで連結した3連セル模型で定常加振実験を行った。

なお、実験での支持地盤としては置き鋼板セルでは静的水平載荷実験同様に、(i)モルタル地盤（以下硬地盤）、(ii)モルタル地盤上に発泡スチロールを敷いた地盤（以下軟地盤）の2種類を用い、根入れ鋼板セルについては乾燥砂で作成した土層を用いている。

3.3.2 置き鋼板セルの模型振動実験^{4),5)}

(1) 実験内容

実験に使用したセルモデルは、静的載荷実験で用いたものと同じであり、それぞれ表3.1のモデルⅠ、モデルⅡ、Ⅲに対応している。なお、底板付きのモデルⅢは、3.2.2でも記したように、ここで研究対象としている鋼板セルとは構造上異なるが、鋼板セルの力学的特徴をより明らかにするために準備したものである。模型の諸元や砂の性状、中詰砂の締固め法は3.2.2での静的載荷実験と同じであるため、ここでは記述を省略する。

計測項目は、紙製模型ではセル殻及び中詰土の加速度であり、鋼板製模型では加速度計測に加えて、セル内壁に働く土圧、底面反力、セル殻に生じる歪である。モデルⅡ、Ⅲでの測定位置を図3.26に示す。使用変換器は加速度用には小型加速度計（新興通信製BA-2L）を、土圧用には小型土圧計（共和電業製BE-2KC）と中型土圧計（共和電業製BE-2KB）を用いている。

加振装置には、表3.4に示す性能の動電型振動台を使用した。加振条件は振動台加速度50Galで振動数1～50Hz迄の正弦波加振である。ただし、入力加速度レベルによる応答倍率や土圧の変化を調べる際には400Gal迄加振している。

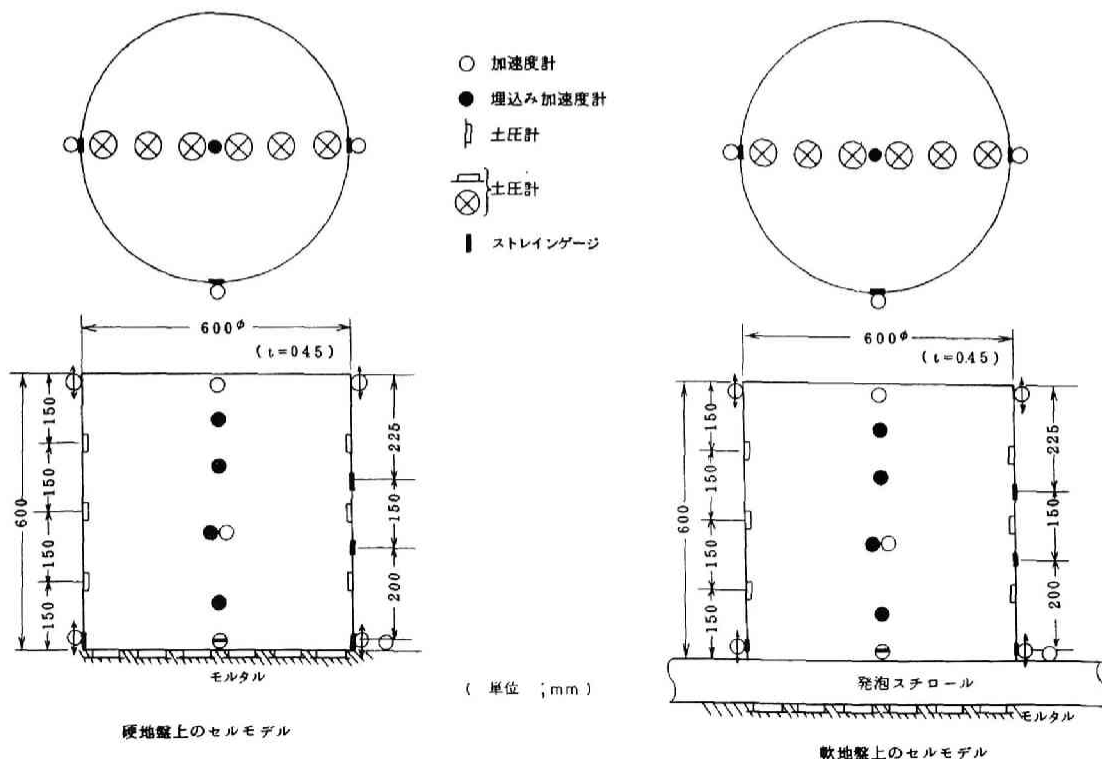


図3.26 セルモデル及び測定位置

表3.4 振動台主要性能

項目	内容	項目	内容
最大加振力	7.5 ton·G	最大加速度	2G
周波数範囲	0.1~60Hz	最大塔載重量	20 ton
最大変位	100mm pp	振動台寸法	2m×3m

(2) 実験結果とその考察

(a) セルの振動特性

(i) 紙製セル殻模型（モデルI）の場合

硬地盤，軟地盤上で得られたセル殻及び中詰砂の共振曲線を図3.27，図3.28に示す。

両図より，硬地盤上での共振振動数は16Hz，軟地盤上では7.4Hzであり，また，共振振動数での各部応答倍率が両地盤で大きく異なっていることから，当然ながらセルの振動特性に与える支持地盤の影響は無視できないといえる。また，共振点近傍でセル天端の上下動成分が大きく，図3.29の波形例よりわかるように，セル天端の前壁，後壁で位相が180度ずれている。図3.30に示す共振時の振動モードより，中詰砂とセル殻とがほぼ一体の動きをしているのがわかる。

セル天端の前壁，後壁の上下動の位相関係及び図3.30より，セルにおいてはロッキング振動が卓越し，当初予想した砂柱のせん断振動モードは明瞭には現われなかった。3.2.2 置き鋼板セルの静的耐荷性状でもセルは剛体的挙動をしていたこと等も勘案すると，セル殻は中詰砂を円柱に保ち，中詰砂を含め一つの重力式構造物を形づくるとともに中詰砂のせん断変形を防ぐ働きをしていることがわかる。

以上より，中詰砂を有し，下端の拘束がなく底板もない薄肉円筒の鋼板セルは主としてロッキング振動するものと考えられる。

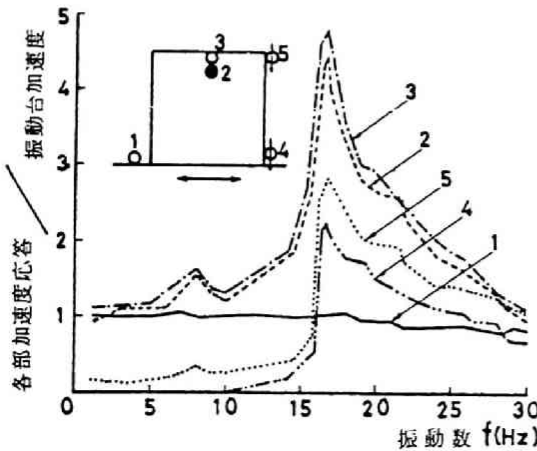


図3.27 共振曲線（モデルI；硬地盤）

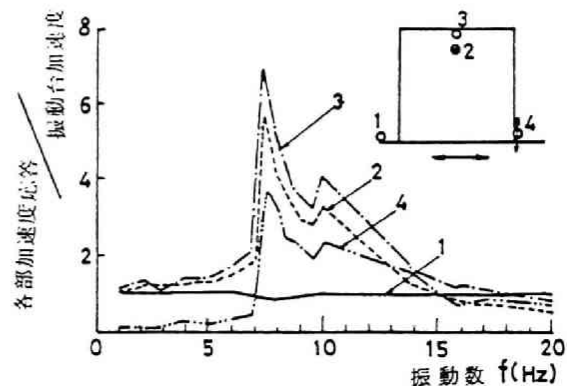


図3.28 共振曲線（モデルI；軟地盤）

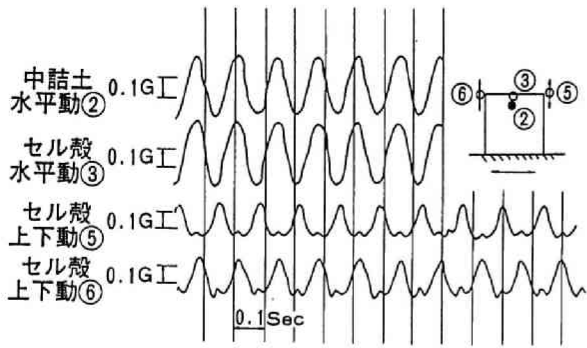


図3.29 加速度波形例（モデルⅠ；軟地盤）

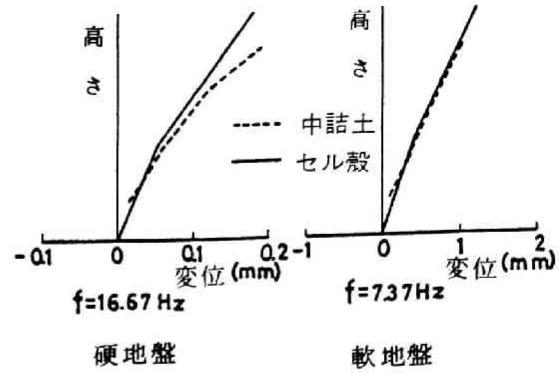


図3.30 中詰土とセルの振動モード

(ii) 鋼板製セル殻模型（モデルⅡ，Ⅲ）の場合

モデルⅡ，Ⅲについて硬地盤で得られるセル殻，中詰砂の共振曲線及び共振時の振動モードを図3.31，図3.32に示す。

両図より，以下のことがわかる。

① 図3.31(a)，図3.32(a)より共振曲線において各部の応答値は共振点できわだつた立上りを示しており，セル体の振動挙動が急激に不安定状態になることを示している。

② 図3.31(b)，図3.32(b)より振動モードにおいては中詰砂とセル殻の挙動に若干の差が認められるが，そのモードは高さ方向に一樣に応答が大きくなり直線分布に近い。また，共振点近傍でセル体の上下動成分が大きく，図3.33に示した波形よりわかるようにセル前壁，後壁の天端で位相の逆転がみられることから，紙製セル同様ロッキング振動が卓越しているといえる。

③ モデルⅡとモデルⅢの共振振動数 f は，それぞれ $f_{Ⅱ} = 20.4\text{Hz}$ ， $f_{Ⅲ} = 15.9\text{Hz}$ であり両者で差がみられる。これは図3.6(a)でもみられたようにモデルⅡがモデルⅢより幾分初期剛性が高いことに起因しているためである。

軟地盤上の場合についての共振曲線をここでは省略しているが，振動モード，セル上下動の位相関係は硬地盤の場合とほぼ同様の傾向にある。ただし，共振振動数はモデルⅡでは $f_{Ⅱ} = 8.5\text{Hz}$ ，モデルⅢでは $f_{Ⅲ} = 7.1\text{Hz}$ と両者は近く，水平外力に対するセルの剛性差によるよりむしろ，支持地盤の影響を大きく受けていることがわかる。

3.2.2でも軟地盤上のセルの水平抵抗は支持地盤の鉛直支持力に支配されると考えられたこと，モデルⅠの共振振動数 $f_Ⅰ$ は 7.4Hz で，モデルⅡ，Ⅲのそれとほぼ同じであったこと等を勘案すると，軟地盤上のセルの振動挙動は支持地盤のバネ特性の影響を大きく受け，かつ剛体的挙動を示すことがわかる。

次に，振動台入力加速度に対する応答倍率に関し，硬地盤上のモデルⅡの場合について示すと図3.34のようになる。この図は 50Gal 加振で得られた共振振動数において，振動台加速度を大きくした際の各部加速度の応答倍率を示したものである。

図3.34より，各部の応答倍率は入力加速度の増加に対して減少し，非線形挙動を呈している．当初，非線形挙動は支持地盤及び中詰砂の性状に起因していると考えられたが，今回の実験結果及び剛体モデルでの実験，解析結果，等を考えると，振動系（浮上り振動）自体にも基づいていると考えられる．

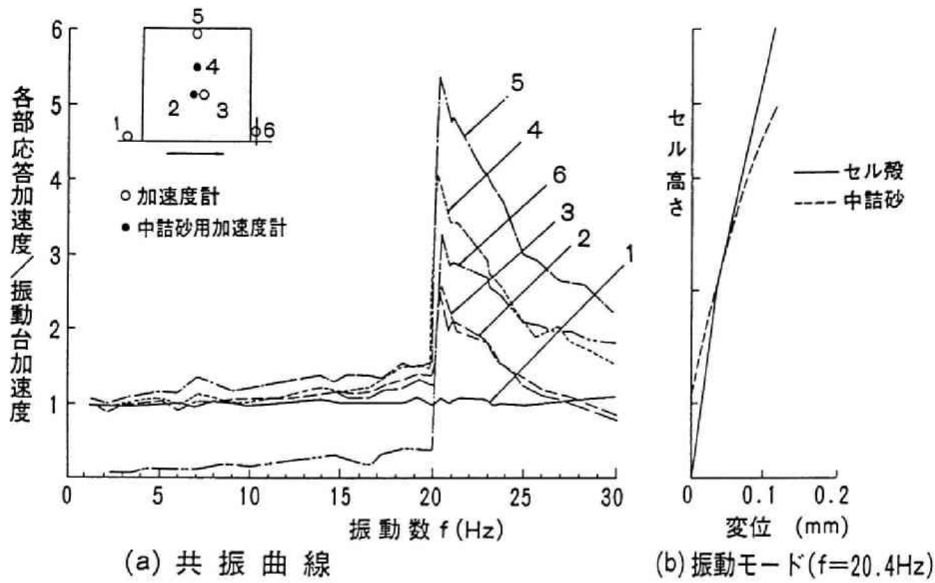


図3.31 共振曲線と振動モード（モデルⅡ；硬地盤）

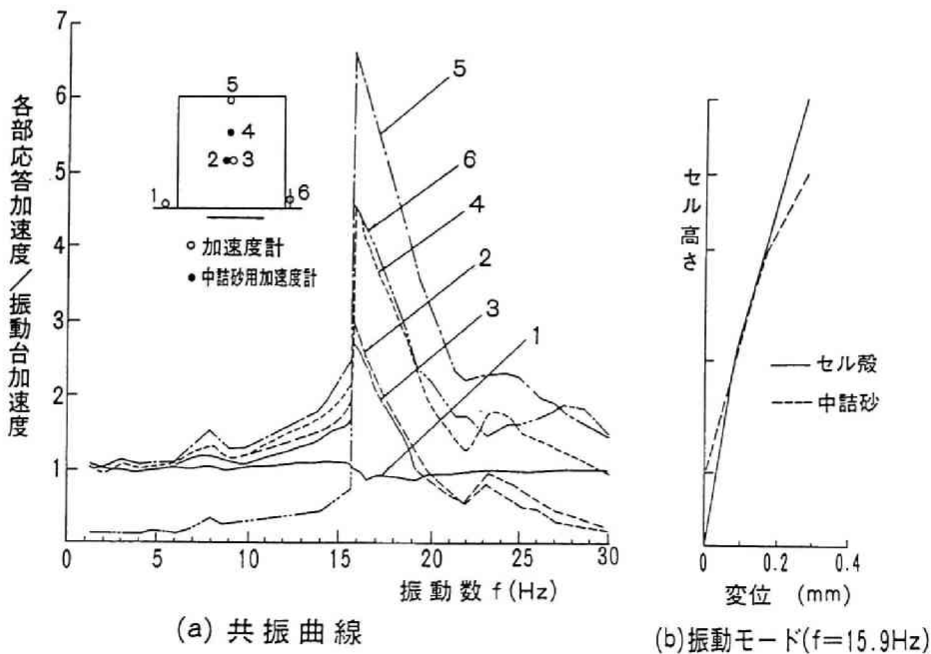


図3.32 共振曲線と振動モード（モデルⅢ；硬地盤）

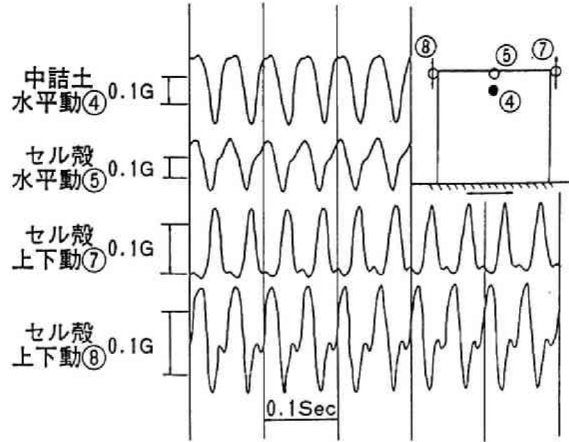


図3.33 加速度波形例（モデルⅡ；硬地盤）

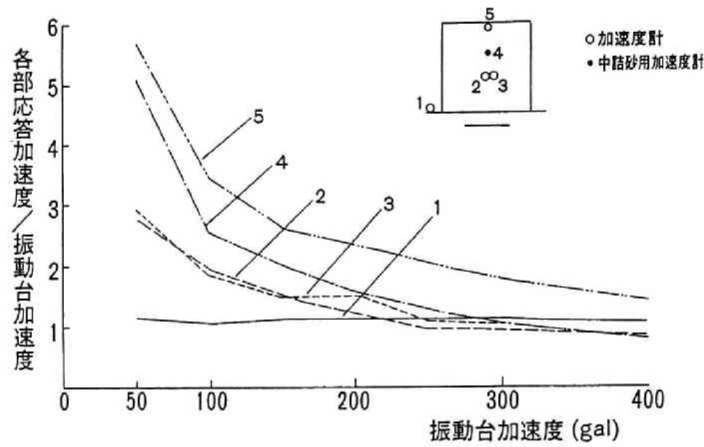


図3.34 入力加速度に対する応答倍率（モデルⅡ；硬地盤）

(b) セル側壁に働く中詰土圧，底面反力，セル殻に生じる歪

(i) 周波数特性

硬地盤上におけるモデルⅡ，Ⅲについて，セル側壁に働く中詰土圧及び底面反力の周波数特性曲線を図3.35に示す． 図より，中詰土圧及び底面反力の応答は図3.31，3.32の共振点に対応してピークを示すことがわかる． また，軟地盤の場合についても，硬地盤同様中詰土圧，底面反力の周波数特性曲線のピークと共振曲線とで対応がみられた． なお，底面反力に関して，モデルⅡとモデルⅢとを比較すると図3.35より，中詰前部への反力の集中度はモデルⅢの方が高いことがわかる． これはモデルⅢに底板が存在するため，底板，側壁が中詰重量を受持つためと考えられる．

次に，硬地盤上でモデルⅡ，Ⅲのセル殻に生じる歪の周波数特性曲線を図3.36に示す． 図より，モデルⅢは鉛直方向，周方向ともモデルⅡより歪が大きく，セル前趾部近傍に歪が集中していることがわかる． このことから，底面反力の場合同様，セルに底板が存在するとセル殻が中詰砂の重量を受持つことになり，歪が大きくなることがわかる． した

がって、土圧、歪の見地からはセル殻に底板が存在するメリットは中詰流出防止効果以外は余り認められず、底板無しである鋼板セルは加工、施工面はさることながら力学面でも底板有り構造より優れていることがわかる。

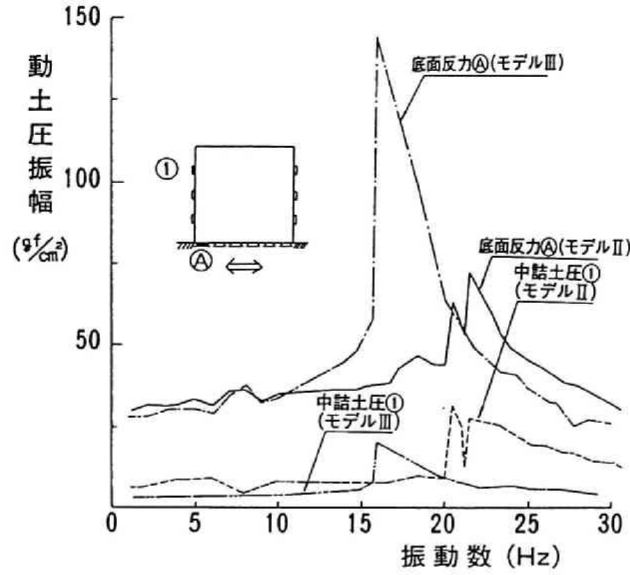


図3.35 動土圧の周波数特性曲線（モデルⅡ，Ⅲ）

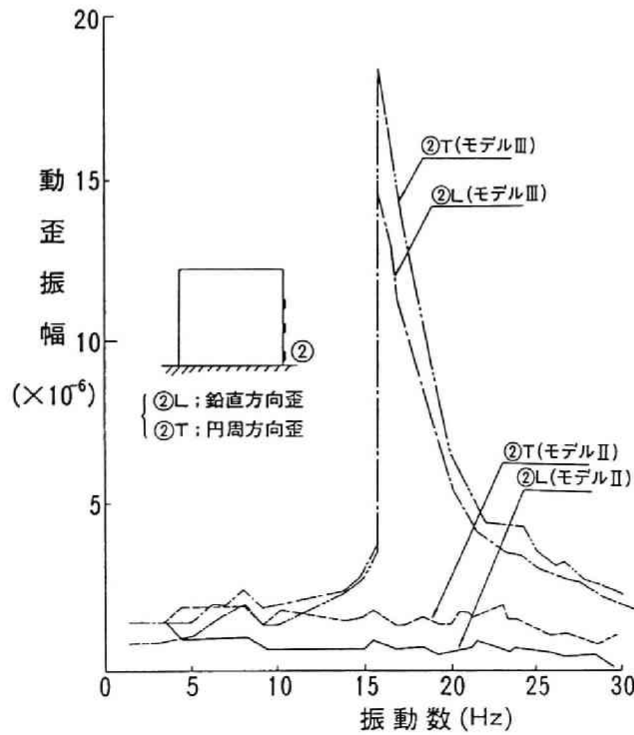


図3.36 動歪の周波数特性曲線（モデルⅡ，Ⅲ）

(ii) 共振時における各部応答値

硬地盤上のモデルⅡ，Ⅲについて，共振時における中詰土圧及び底面反力の動的成分を同時刻において，すなわち各波形の位相を考慮して示すと図3.37のようになる．なお，同図中に示した加速度分布によると，セルが紙面直角軸に対し反時計まわりに回転した際の土圧の応答分布であることがわかる．

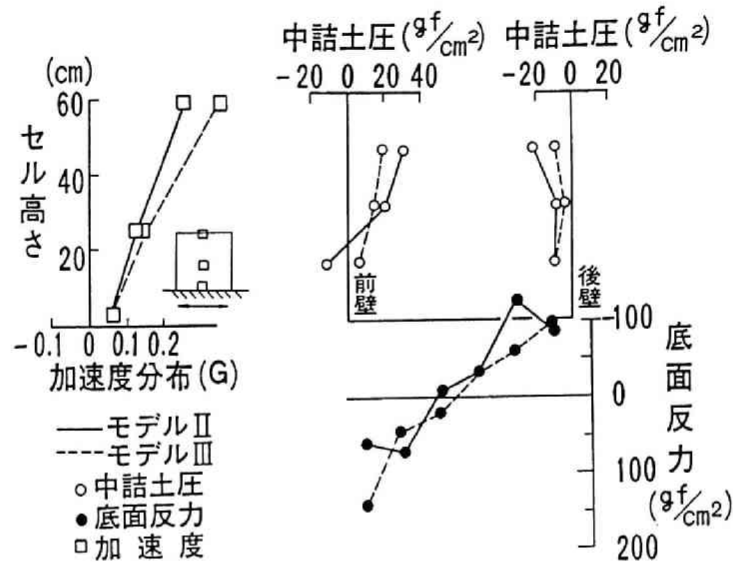


図3.37 動土圧分布（モデルⅡ，Ⅲ）

図3.37より以下のことがわかる．

① 中詰土圧の動的成分はモデルⅡ，Ⅲともセル上部の方が全般に大きく，前壁側で静止時より増加，後壁側で同程度減少するという傾向にある．静止土圧を加味して中詰土圧係数を計算すると前壁側でほぼ1.0を示し，現行設計中詰土圧係数 $\tan \phi$ ($=0.58$ ， ϕ ：30度)より大きな値を示す．しかし，前壁側と後壁側で動的成分が逆位相なので，設計面では厳密に考慮する必要はないように思われるが，この点に関しては今後のデータの集積が必要である．

② 底面反力の動的成分はセルがロッキング振動することにより，セルセンターでほぼ零で前壁側でプラス，後壁側でマイナスの分布形を示す．この分布形は静的耐荷性状で記したと同じ傾向にある．このことから，セルの動的挙動は剛体のそれに近いことがわかり，底面反力，すなわち，支持力の検討においては一般の重力式基礎での考え方が適用できることを示唆しているものと思われる．

(3) 結 言

① 置き鋼板セルの振動は，せん断振動ではなくロッキング振動が卓越する．またセルの全体挙動に与えるセル殻自体の剛性の影響は少なく，中詰砂を円柱に保つだけの強度

があれば良いと考えられる。

② 中詰土圧及び底面反力の周波数特性曲線は、セルの共振曲線とピークが対応しておりセルの振動応答の影響を大きく受ける。

③ 底板無しと底板有りの構造比較において、土圧、歪の見地からはセル殻に底板が存在するメリットは中詰流出防止効果以外余り認められず、鋼板セルは力学面で底板有り構造より優れている。

④ セル共振時における土圧分布より、中詰土圧の動的成分は前壁側でプラス、後壁側でマイナスと前、後壁で逆位相になるため、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ように思われる。しかし、現行設計土圧より大きな値が発生していることから振動時の中詰土圧については、今後さらに検討する必要がある。

⑤ 底面反力の動的成分は前壁側で増加、後壁側で減少の剛体に近い分布形をとることから、重力式基礎での支持力の検討法が今後適用できるものと考えられる。

3.3.3 根入れ鋼板セルの模型振動実験

(1) 実験内容

実験に使用した鋼板セル模型は亜鉛メッキ鋼板製で、直径280mm、板厚0.27mmの単体セル3基をアークで連結した3連セルで、根入れのない置きセル1種類と根入れセル2種類の計3種類である。また、港湾構造形態としては表3.5に示すとおり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種類を扱っている。実験状況の一例を図3.38に示す。

実験模型は、砂箱 ($1.0^b \times 1.0^h \times 2.0^l$ m) を振動台に載せて固定し、砂箱内に乾燥砂を4層に分けて入れ、入力加速度300Gal、振動数30Hzで10分/層の加振を行い、比較的硬な基礎地盤を作成後、その地盤に3連続壁セルを設置して、セル内に乾燥砂を中詰したものである。地盤及び中詰には天日で乾燥した川砂を用いており、その性状を表3.6に、粒径加積曲線を図3.39に示す。なお、中詰土はコンクリート用バイブレーターを用いて締固めたが、裏埋土については実際の施工条件どおり、特に締固めを行わずゆる詰とした。加振前の支持地盤、中詰土、裏埋土の湿潤単位体積重量はそれぞれ1.7、1.7、1.6g/cm³である。

加振方法は、入力加速度50、100、200、400Galの4段階で、各段階毎に正弦波1、2、…50Hzとし、各振動数で10波ずつの入力とした。振動台は3.3.2置き鋼板セルの模型振動実験に使用したのと同じである。

主な計測項目は①セル殻、中詰土、裏埋土の加速度、②加振後のセルの残留変位、裏埋土、地盤の沈下量であり、加速度の計測位置についても図3.38に示す。

表3.5 実験の種類

模型の種類	実験No.	根入れ長 D / 海底面よりのセル高さ H (H=280mm)	備考
裏埋土の無い タイプ	1	0	置セル
	2	1/2	根入れセル
裏埋土の有る タイプ	3	0	置セル
	4	1/2	根入れセル
	5	1	

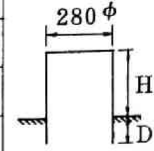


表3.6 使用砂の性状

項目	乾燥川砂
含水比 w (%)	0.42
比重 Gs	2.60
有効径 D ₁₀ (mm)	0.14
平均粒径 D ₅₀ (mm)	0.33
均等係数 U _c = D ₆₀ / D ₁₀	3.14

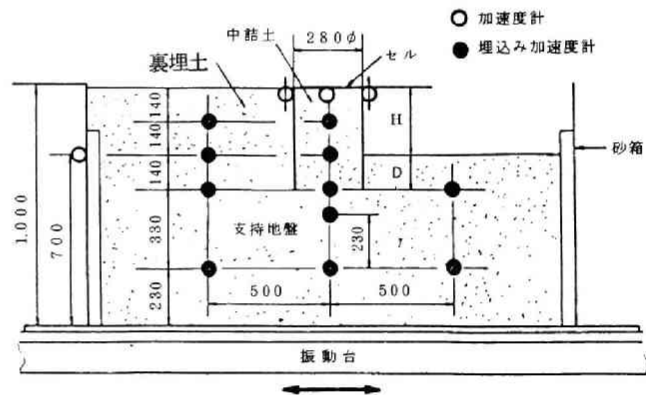
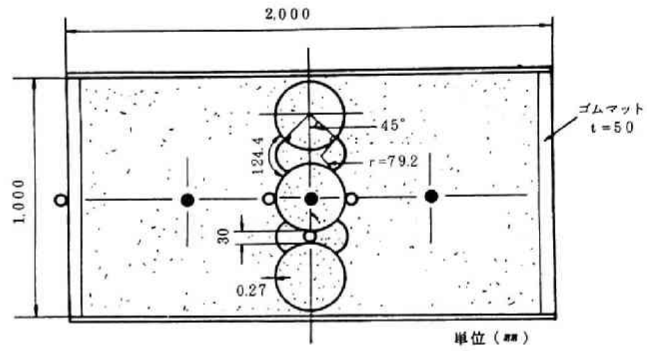


図3.38 実験状況 (実験No. 4)

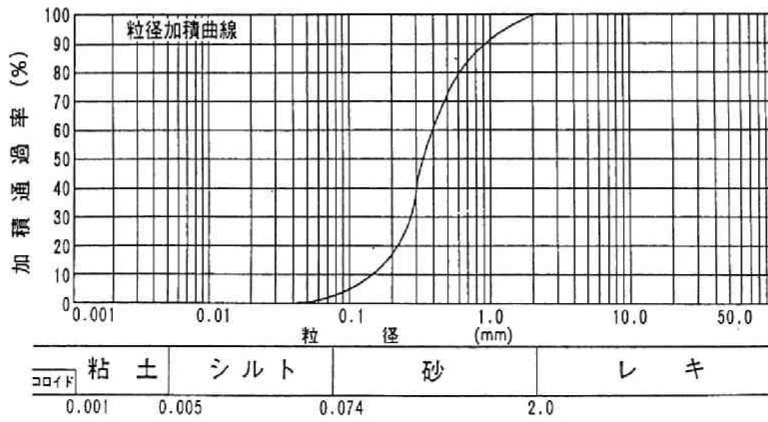


図3.39 粒径加積曲線

(2) 実験結果とその考察

(a) 防波堤タイプの強制加振実験

実験No 1の置セル ($D/H = 0$)，実験No 2の根入れセル ($D/H = 1/2$) について，入力加速度50Gal，200Galを例とし，セル，中詰土，地盤の共振曲線及び共振時の振動モードを図3.40，図3.41に示す。

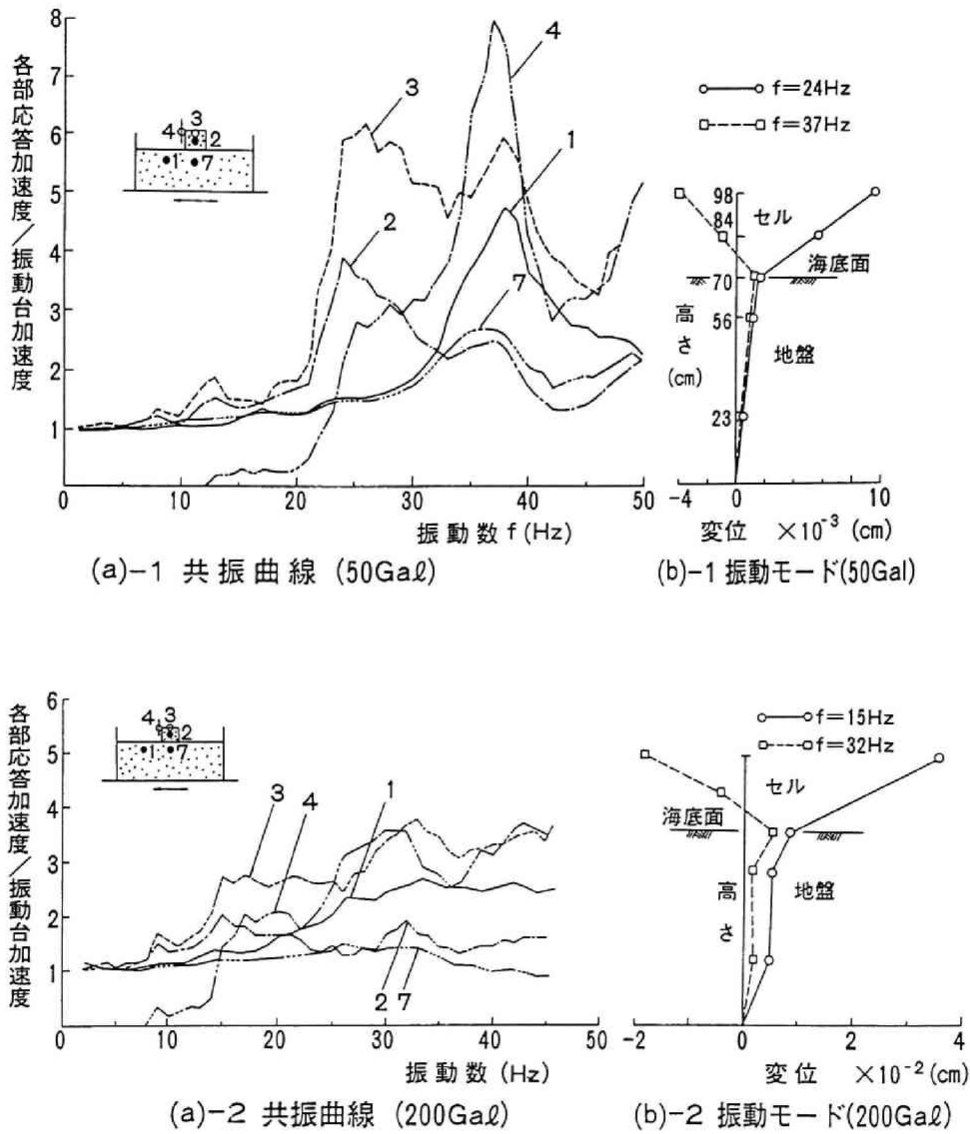


図3.40 共振曲線と振動モード (実験 No 1)

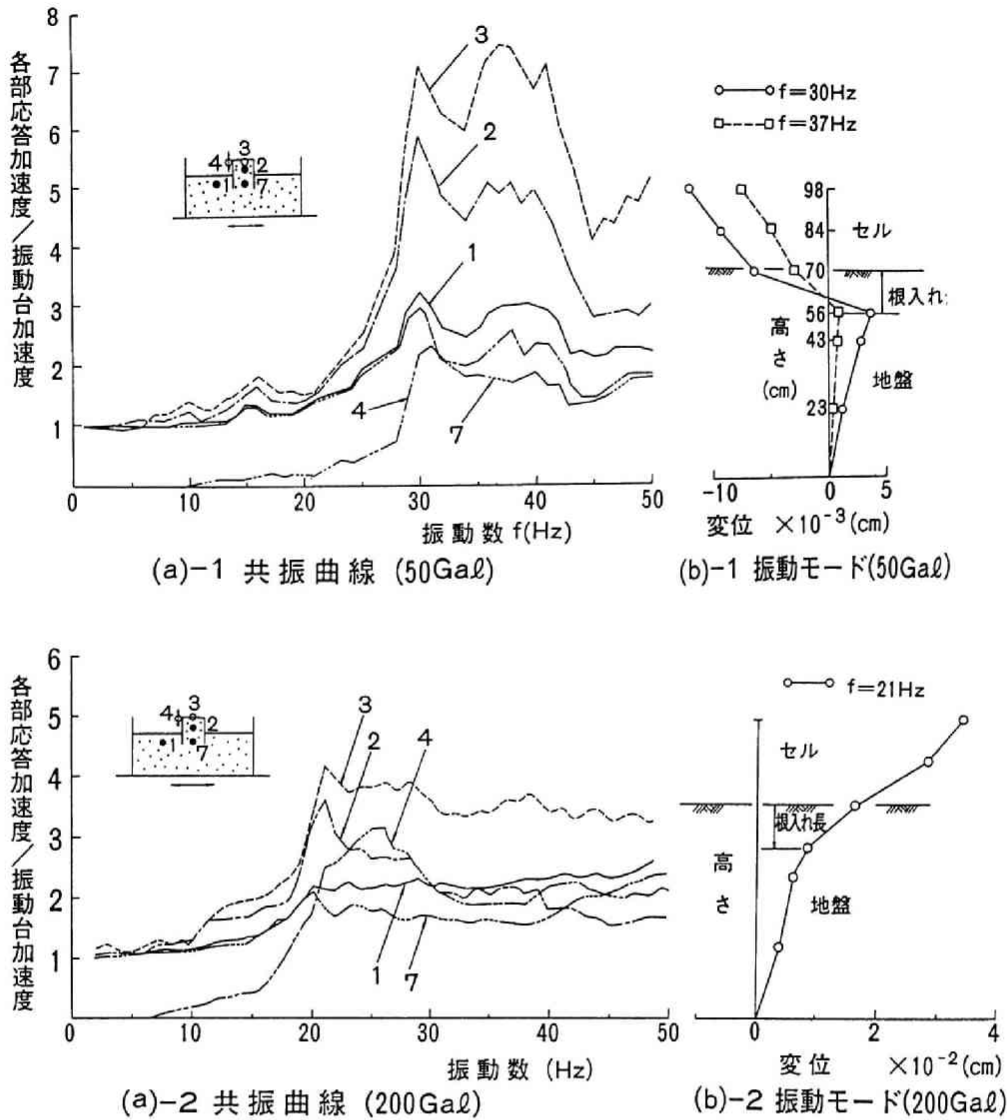


図3.41 共振曲線と振動モード (実験 No. 2)

これらの図より以下のことがわかる。

(i) 置セルの場合

入力加速度50Galについては図3.40(a)-1の共振曲線より、セル殻の計測位置3, 4と中詰土の計測位置2がピークを示すのは振動数24Hzの時であり、置セルの1次共振振動数とみなし得る。この時のセルの振動モードは図3.40(b)-1よりわかるように、直線的でセル天端へいくほど応答が大きくなること、セル天端の上下動もこの振動数で急激に大きくなること、ここには示していないが計測波形によるとセル天端の前壁と後壁の上下動の位相が180度ずれていること等から、鋼板セルは3.3.2で得た結果同様ロッキング振動が卓越しているといえる。

一方、図3.40(a)-1において地盤の計測位置1及び7がピークを示すのは24Hzでな

く38Hzであり、地盤自体の共振振動数と考えられる。ただし、セル殻天端上下動用の4もきわだったピークを示すが、これは地盤の計測位置1の38Hzでの応答倍率が24Hzの時の2.5～3倍にも増幅されていることや、図3.40(b)－1の振動モード図より判断し、逆位相ロッキング振動を呈しているためと考えられる。

入力加速度200Galについては、図3.40(a)－2の共振曲線より、セル殻の計測位置3,4と中詰土の計測位置2は、振動数15Hz～22Hzにかけてなだらかなピークを示し置セルの1次共振振動数を明確には断定しがたい。振動数15Hzの時の振動モードは図3.40(b)－2よりわかるように、入力加速度50Galで得られた結果と同様でロッキング振動が卓越していた。また、図3.40(a)－2において、地盤の計測位置1及び7がピークを示すのは30Hz前後であり地盤自体の共振振動数と考えられる。

以上より、入力加速度200Galの場合の置セル並びに地盤の共振振動数は50Galの場合のそれらよりかなり低くなることがわかる。これは地盤内の歪増加に起因する地盤の剛性低下によるものと考えられる。この点は50Gal入力と200Gal入力における共振振動数の比較において、以下共通していえることである。

(ii) 根入れセルの場合

入力加速度50Galについては、図3.41(a)－1の共振曲線より、セル殻、中詰土の計測位置の3,4及び2が最初のピークを示すのは30Hzであり、根入れセルの1次共振振動数とみなし得る。支持地盤の拘束効果もあって、置セルの場合より共振振動数が高くなることがわかる。また、振動数30Hzにおいては、地盤の計測位置1と7もセルの振動増幅の影響を受けピークを示している。計測位置3,4及び2が第2のピークを示すのは振動数38Hzにおいてであるが、これは図3.40(a)－1でもみられたように、地盤自体の共振振動数と考えられる。ただし、置セルでの地盤の応答倍率より低いにもかかわらず、セルの応答は全く低減しないことから、根入れセルと地盤とは振動数30～38Hzにかけて相互に影響しあっているものと考えられる。なお、根入れセルにおいても、置セル同様ロッキング振動が卓越していた。

入力加速度200Galについては、図3.41(a)－2の共振曲線より、セル殻、中詰土の計測位置の3,4及び2が最初のピークを示すのは21Hzであり、根入れセルの1次共振振動数とみなし得る。また、地盤の計測位置1と7も振動数20Hz前後からなだらかなピークを示し、とくに、計測位置1の応答倍率は振動数20Hz以上でほとんど変わらず、地盤自体の共振振動数は明らかでない。

入力加速度100Gal, 400Galについては、共振曲線と振動モードを省略しているが、置セル($D/H=0$)と根入れセル($D/H=1/2$)との振動特性の差異をより明確にするため、入力加速度に対する両セルの1次共振振動数を図3.42に、また、地盤計測点1の加速度に対するセル天端3の加速度の応答倍率を図3.43に示す。

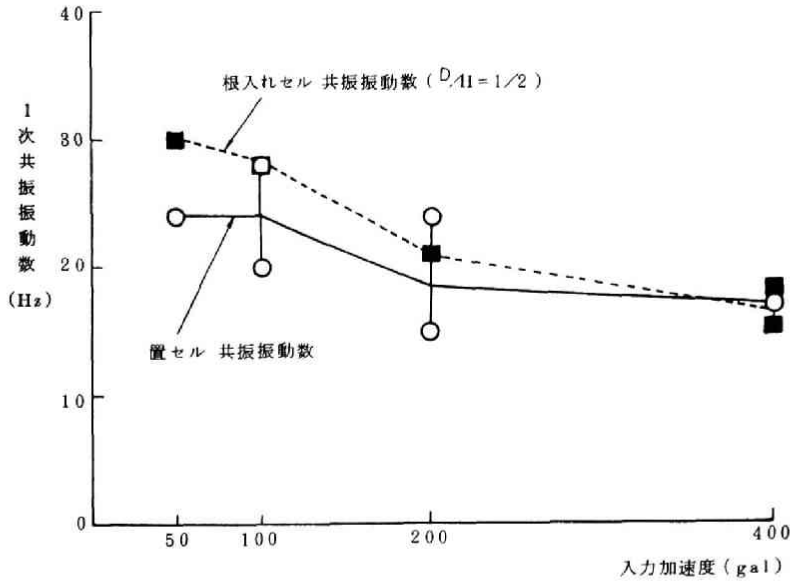


図3.42 入力加速度に対する1次共振振動数(防波堤タイプ)

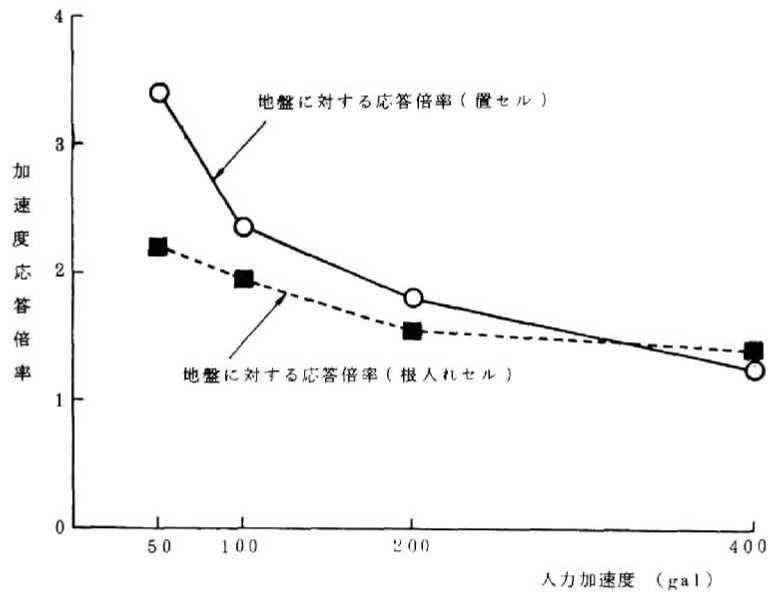


図3.43 入力加速度に対するセルの応答倍率(防波堤タイプ)

両図より、根入れセルは置セルより全般に共振振動数が高く、共振時、地盤に対する応答倍率が低いことから、根入れ部に対する地盤の拘束効果が認められる。しかし、入力加速度が200Gal以上になると、共振振動数、応答倍率は著しく低下し、今回の実験条件及び加速度の応答で評価する限り、400Galで根入れ効果が消滅してみえる。これは入力加速度が大きくなるにしたがい、地盤の剛性が低下するとともに減衰効果が大きくなり、加速度計測のみでは根入れ効果を適切に評価できなくなるためと考えられる。

(b) 護岸タイプの強制加振実験

防波堤タイプの場合同様，実験No 3の置セル ($D/H = 0$)，実験No 4の根入れセル ($D/H = 1/2$) について，入力加速度50Gal，200Galを例としてセル，中詰土，裏埋土，地盤の共振曲線及びセルセンター部，裏埋土センター部における振動モードを図3.44，図3.45に示す。

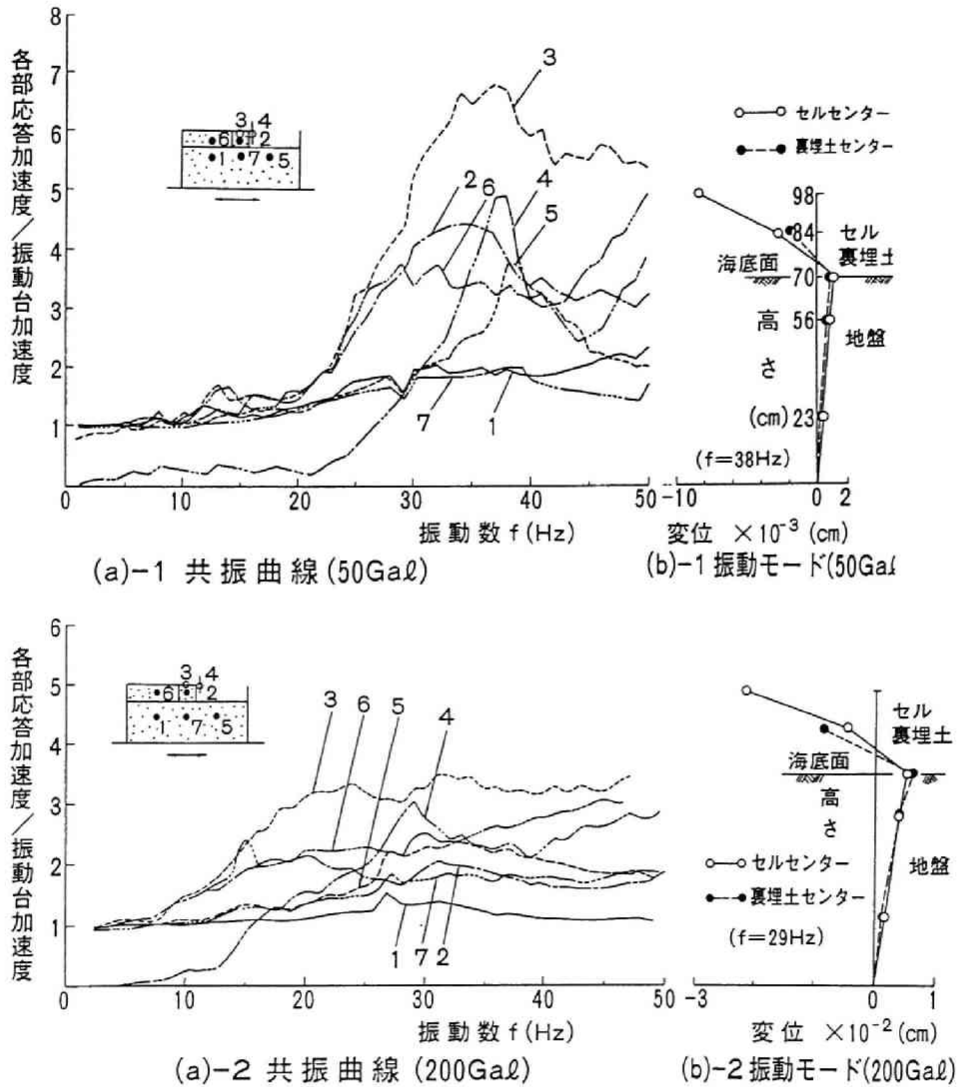


図3.44 共振曲線と振動モード (実験No 3)

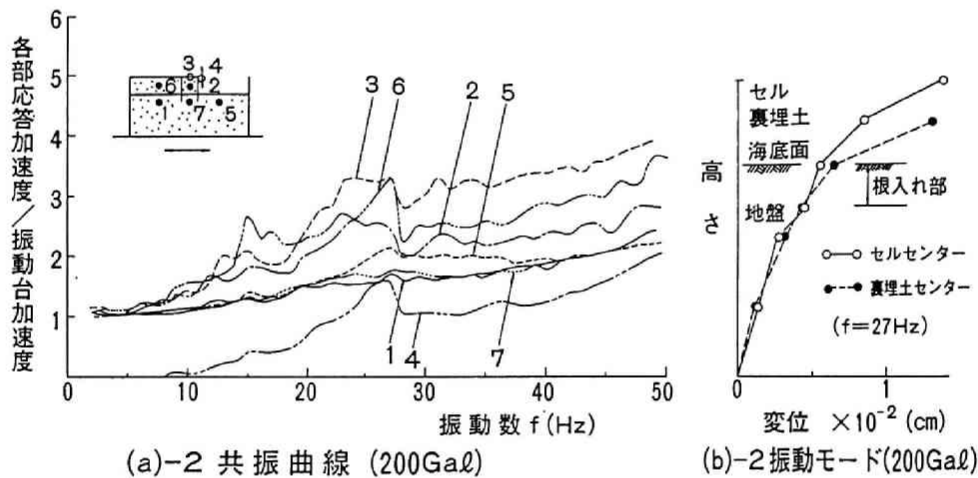
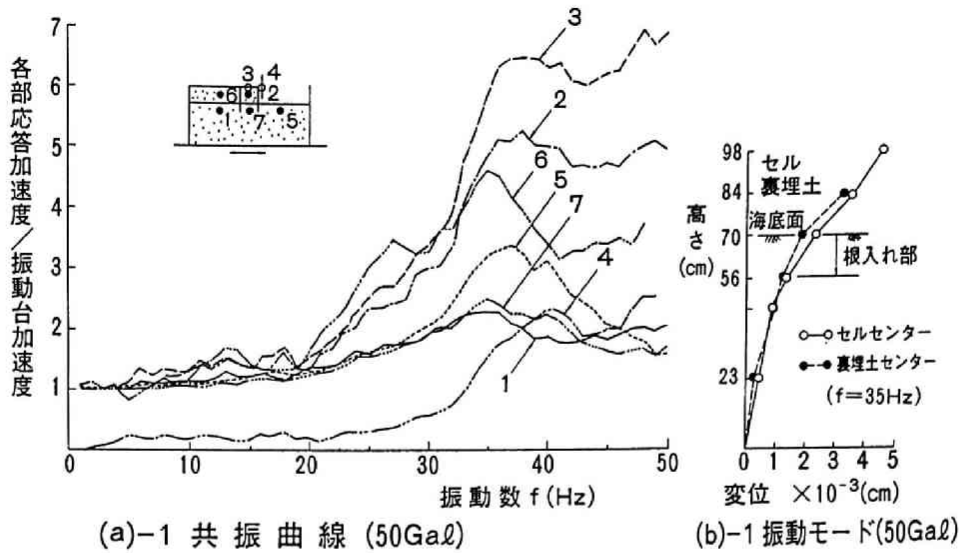


図3.45 共振曲線と振動モード (実験 No. 4)

これらの図より以下のことがわかる。

(i) 置セルの場合

入力加速度50Galについては、図3.44(a)-1より、セル殻の計測位置3, 4と中詰土の計測位置2は防波堤タイプの場合と異なり、振動数24Hzではピークを示さず、計測位置3, 4がピークを示すのは振動数37~38Hzである。ただし、計測位置3については34~38Hzでなだらかなピークをなし、30~37Hzの間ピークを有する中詰土2, 裏埋土6とは若干振動数のずれはあるものの類似の曲線を示している。

一方、支持地盤については、海側の計測位置5が38Hzにおいて加速度応答倍率3.8のピークを示すが、セル直下地盤の計測位置7及び裏埋土直下の計測位置1では応答倍率は高々2.0と小さく、明瞭なピークも存在しない。これはさらに検討の余地はあるが、

セル，裏埋土といった上載圧をうけた計測位置 7，1 では振動が拘束されるため，上載圧のない計測位置 5 より振動応答が小さくなったためと考えられる．なお，共振曲線でピークを示す振動数 37～38Hz は，支持地盤の振動特性の影響を強くうけているものと思われる．また，図 3.44(b)－1 の振動モード図より，セルセンター部と裏埋土センター部の応答分布がほぼ等しいことがわかる．

入力加速度 200Gal については，図 3.44(a)－2 より，セル殻の計測位置 3，4 がピークを示す振動数は 20～30Hz とかなり広い領域にある．また，支持地盤については 30Hz 前後からなだらかなピークを示すが，共振振動数は余り明瞭でない．支持地盤の応答倍率でみる限り，上載圧のない計測位置 5 の振動応答が他の地盤計測位置の応答より大きい，これは 50Gal の場合に記したと同様に，上載圧により振動が拘束されるためと考えられる．また，図 3.44(b)－2 の振動モード図より，セルセンター部と裏埋土センター部の応答分布は，50Gal の場合同様ほぼ等しい．

以上より，護岸タイプの置セルにおいてはセルの共振振動数をはっきりとは断定し難く，セル天端 3，中詰土 2，裏埋土 6 の 3 者とも類似の共振曲線を示すこと，中詰土と裏埋土の応答がほぼ等しいこと，防波堤タイプとの比較結果等も勘案すると，裏埋土の影響を大きくうけるため，セル自体の動特性が明確に現われなかったものと考えられる．

(ii) 根入れセルの場合

入力加速度 50Gal については，図 3.45(a)－1 の共振曲線より，セル殻の計測位置 3 及び中詰土の計測位置 2 がピークを示すのは 36～39Hz であり，セル殻 3 の振動台に対する加速度応答倍率も 6.5 前後と共振振動数，応答倍率とも護岸タイプの置セルの場合と大差ない．また，裏埋土 6 の応答は 32Hz 位迄はセル中詰土 2 のそれより若干大きい，32～35Hz では両者ほぼ同じ値で，36Hz 以後は裏埋土の応答が急激に低下している．すなわち，裏埋土の応答はゆる詰のため全般に大きい，セルの応答が増すとともに低減傾向を示している．また，支持地盤のみについて言えば，図 3.44(a)－1 の場合同様，海側の 5 の応答がセル直下，裏埋土直下より大きく，上載圧による差が認められる．次に，図 3.45(b)－1 の振動モード図より，セルセンター部のモードと裏埋土部のそれとはほぼ同じ分布を示し，根入れセルに関してもセルの振動挙動に与える裏埋土部の影響が大きいことがわかる．

入力加速度 200Gal については，図 3.45(a)－2 の共振曲線より，セル殻の計測位置 3 及び中詰土の計測位置 2 がピークを示すのは 23Hz～27Hz であり，入力加速度レベルが増しているため 50Gal の場合より共振振動数は低くなっている．なお，裏埋土計測位置 6 の応答はセル中詰土 2 のそれより若干大きい，両者よく似た傾向にある．また，支持地盤については海側 5 の応答がセル直下，裏埋土直下より大きく，他の例と同様に上載圧による差が認められる．

入力加速度100Gal, 400Galについては、防波堤タイプ同様共振曲線、振動モードを省略している。そこで、入力レベルの影響をより明らかにするため、セル殻天端の計測位置3, 中詰土の計測位置2に着目して、共振曲線でピークを示す振動数を置セル, 根入れセルまとめて図3.46に、その際のセル天端の支持地盤に対する応答倍率を図3.47に示す。なお、図3.46に示した振動数において支持地盤、裏埋土ともほぼピークを示していた。図3.46, 3.47より入力加速度が大きくなると共振振動数、応答倍率は防波堤タイプ同様著しく低下する。これは前述のように、加速度が大きくなることによる地盤の剛性低下と減衰定数の増大によるためと考えられる。また、図3.46より、護岸タイプでは共振曲線でピークを示す共振振動数は置セル, 根入れセルとも地盤のそれとほぼ同じであり、今回の実験ではセルの共振振動数が明瞭には把握できなかった。また、図3.47より、置セルの地盤に対する応答倍率は根入れセルのそれとほぼ同じで、応答倍率面でも両者の差異が明確には現われなかった。

以上より護岸タイプの振動実験において、振動特性面からは根入れセルの優位性、すなわち、根入れ効果を明らかにすることができなかった。

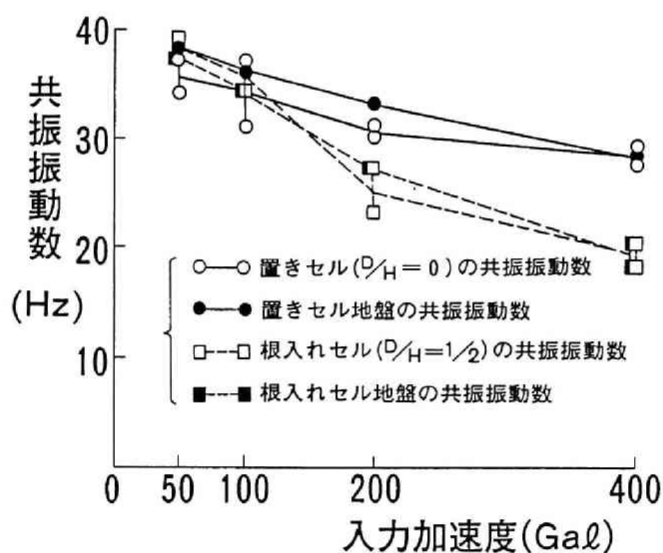


図3.46 入力加速度に対する共振振動数の変化
(護岸タイプ)

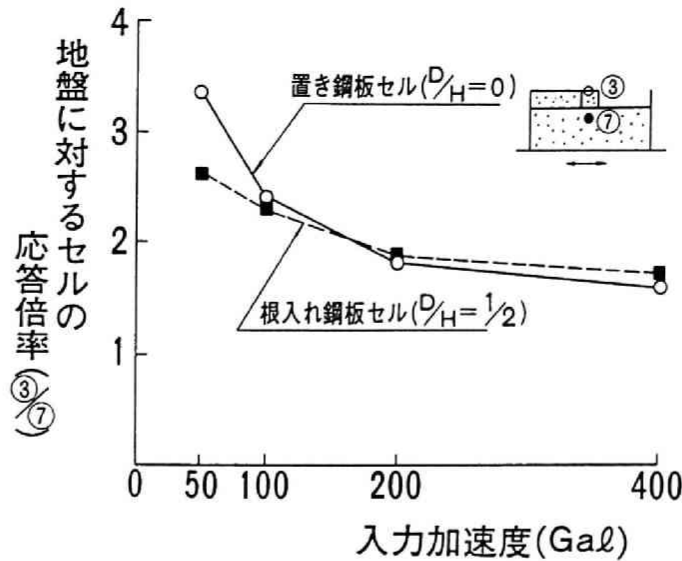


図3.47 入力加速度に対するセルの応答倍率
(護岸タイプ)

(c) 裏埋土の有る護岸タイプの動的破壊性状

防波堤タイプについては、400Gal加振迄ではセルの残留変位が殆んど計測されなかった
ので、ここでは護岸タイプについてのみ記す。

実験No 3～5のセル残留変位を図3.48に、400Gal加振後の裏埋土及びセルの変形状態の
代表例として実験No 3の結果を図3.49に示す。また、図3.48の400Gal加振後のセル残留
変位より、図3.13の方法で傾斜角、地表面での滑動量を求め、置セルに対する比で示すと
図3.50のようになる。なお、図3.50には追加実験で実施した根入れ比 $D/H=1/4$ 、 $2/3$
の結果もあわせて示している。

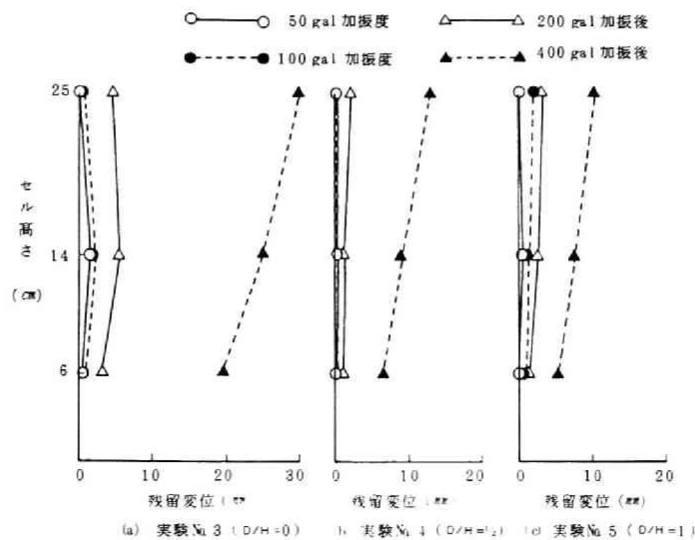
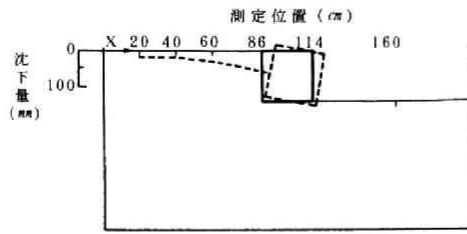
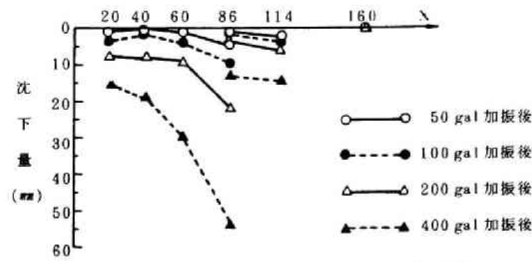


図3.48 セルの残留変位



(a) 400 gal 加振後の裏埋土、セルの変形状態



(b) 地盤、中詰土、裏埋土の沈下量

図3.49 セルの破壊状況 (実験No.1 ; $D/H = 0$)

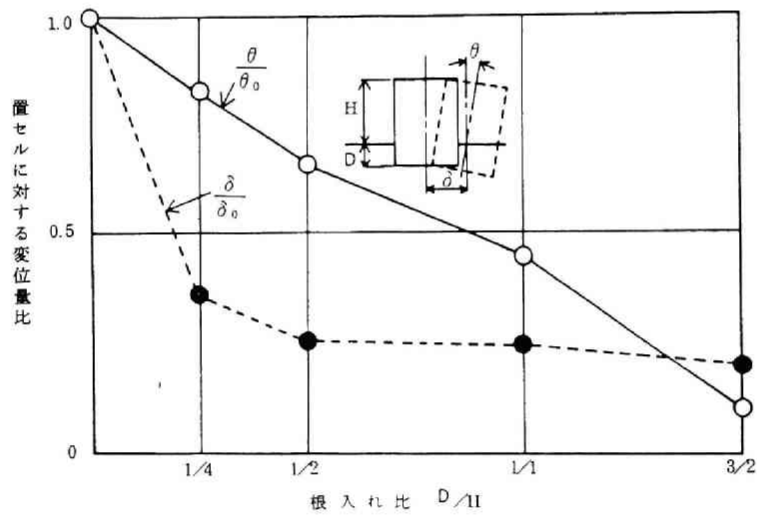


図3.50 400Gal加振後のセルの変位量比

これらより、以下のことが明らかになった。

- ① 図3.48、3.49より、置セル、根入れセルの残留変位は200Gal加振まで小さいが、400Gal加振で傾斜、滑動が激しくなり、裏埋土の沈下も大きい。
- ② 図3.50より、400Gal加振後の根入れセル頭部残留変位量は、根入れ比 $D/H = 1/2$ の場合、置セルのその1/2.3、 $D/H = 1$ の場合、1/2.9である。
- ③ 根入れ比 D/H が大きくなるほど、400Gal加振後のセル傾斜角、滑動量は置セルに比して減少し根入れ効果が顕著に認められる。とくに、滑動量に関しては根入れ比 $1/2$ 以

上でほぼ一定（置セルの $\frac{1}{4}$ ）になり，根入れ部抵抗土圧を十分期待でき，今回の地盤条件下においては滑動量を置セルの $\frac{1}{2}$ に抑えるには根入れ長を $\frac{1}{3}H$ 程度にとればよいことがわかる。

④ 上記②，③より，根入れセルは置セルに比して耐震性に優れた構造といえる。

(3) まとめ

裏埋土の無い防波堤タイプと裏埋土の有る護岸タイプの模型について振動台による強制加振実験を行い，以下の知見を得た。

(a) 裏埋土の無い防波堤タイプの強制加振実験

① 根入れセルは地盤の拘束効果により，置セルより共振振動数が高く，共振時，地盤に対する応答倍率も低い。これは地盤の拘束効果により根入れセルの地震時安定性が増したことを意味している。

② 根入れセルの動特性は置セルに比して地盤の影響を強く受ける傾向にある。

③ セル，中詰土，地盤の共振振動数，応答倍率は入力加速度の増加とともに減少し非線形挙動を示す。これは地盤の剛性低下と減衰効果の増大によるためと考えられる。

④ 置セル，根入れセルともロッキング振動が卓越した振動特性を示す。

(b) 裏埋土の有る護岸タイプの強制加振実験

① セルは根入れの有無にかかわらず裏埋土の動特性の影響を強く受け，セル自体の振動特性が拘束される傾向にある。

② セル殻及び中詰土と裏埋土とはほぼ同じ振動特性を示す。

③ 地盤については海側の地盤の加速度応答倍率が，セル直下地盤及び裏埋土直下地盤のそれより大きく，また後者2箇所の応答倍率がほぼ同じであることから，後者については上載圧による振動拘束の影響が現われているものと考えられる。

④ 根入れ比 D/H が大きくなるほど加振後のセルの傾斜角，滑動量は置セルに比して減少し根入れ効果が顕著に認められ，根入れセルは耐震性に優れた構造物といえる。

⑤ 400Gal加振後の根入れセルの滑動量は根入れ比 D/H が $\frac{1}{2}$ 以上でほぼ一定（置セルの $\frac{1}{4}$ ）になり，今回の地盤条件下においては滑動量を置セルの $\frac{1}{2}$ に抑えるにはセル根入れ長を $\frac{1}{3}H$ 程度にとればよい。

3.4 大型模型の振動破壊実験^{7)~11)}

3.4.1 実験概要

3.3で小型模型による振動実験結果について述べたが、耐震性評価の上で重要な(i)セルの根入れ効果、(ii)中詰土の動的挙動、(iii)裏埋土及び水の影響、(iv)中詰土の有効質量、等についてまだ不明な点が残されていたので、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。模型、実験の種類を表3.7に、検討項目を表3.8に示す。なお、上記(iv)に関する検討結果については他実験とあわせ、次節3.5に記す。

表3.7より、模型の種類は単体セル(亜鉛めっき鋼板製; $1000^{2R} \times 0.27^L$ mm)では根入れのない置き鋼板セル1種類、単体セル3基をアークで連結した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。また、実験の種類は衝撃波加振実験、自由振動実験、常時微動測定の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等からなる護岸全体の動的挙動、根入れ効果、裏埋土の影響等を調べた。なお、衝撃波加振実験には振動破壊試験装置¹⁴⁾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 ($4^b \times 2^h \times 8^l$ m)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、振動箱内への注水は支持地盤、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、各層を人力により踏み固め、約3kgfウェイトを自由落下させる方法を採用し、やや密とした。裏埋土については実際の施工条件を極力再現する目的からとくに締固めを行わず、ゆるい地盤とした。

表3.7 実験の種類

実験 No	セル模型	根入れ比 D/H (H=1,000mm)	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	① 衝撃波加振実験				あり
5	3連セル	0	② 常時微動測定 ③ 地盤調査	密	やや密	ゆるい	あり
6		1/4					
7		1/2					

表3.8 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	① 地盤のバネ定数
	(2) 平板載荷試験	② 地盤強度
	(3) 動的コーン貫入試験	③ 地盤の物性値
	(4) 土質試験	④ 地盤の管理

3.4.2 実験方法と測定方法

(1) 衝撃波加振実験

(a) 振動破壊試験装置

本装置は図3.51に示すように、振動箱、バネ装置、油圧シリンダ、及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り、前述のように振動方向は水平一方向、振動波形は自由減衰振動波形である。振動箱底板での加速度波形の一例を図3.52に示す。

本装置の特色は、表3.9の主要諸元に示すように、最大130tfの大きな模型を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。

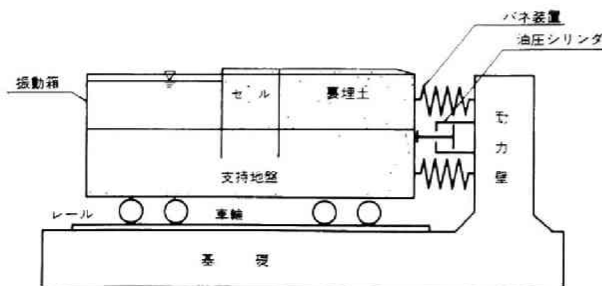


図3.51 振動破壊試験装置模式図

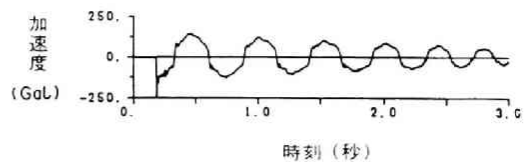


図3.52 振動箱底板での加速度波形
(実験No.6, 加振段階Ⅲ)

表3.9 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	10.2cm/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 ³)

(b) 実験方法

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、セル前壁の傾斜角が3度前後になるまで実験を行った。その際振動台の卓越振動数は約2~5Hzであった。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。

(c) 測定方法

(i) 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測定位置を実験No.6を例として図3.53に示す。

(ii) 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、セル及びアーク天端の断面変形量、裏埋土の沈下量等を測定した。

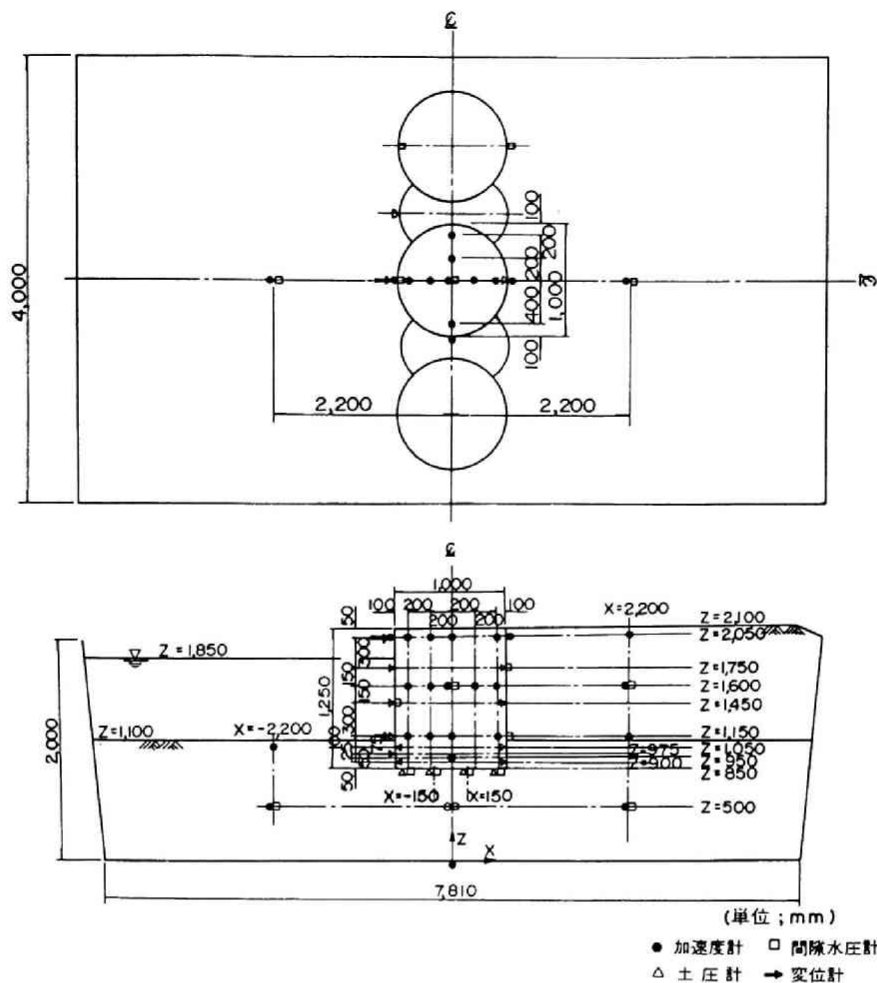


図3.53 測定位置（実験 No. 6）

(2) 自由振動実験と常時微動測定

自由振動実験は、単体置セル ($D/H = 0$) に水平方向の荷重を所定量加えた後、荷重を急激に開放することにより行った。 載荷については、図3.54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付けることにより荷重を除去した。 なお、切断片の公称破断荷重は4.5kg f, 28kg f, 161.0kg fであった。 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3.55に示す。

常時微動測定については、セル模型天端、裏埋土、支持地盤、振動箱、現地地盤等の変位3成分（上下1、水平2）の波形を約5分間データレコーダーに記録した。 なお、測定的时间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。

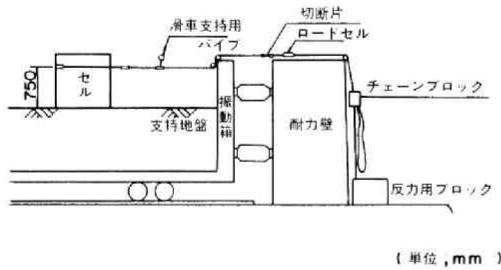


図3.54 自由振動実験状況

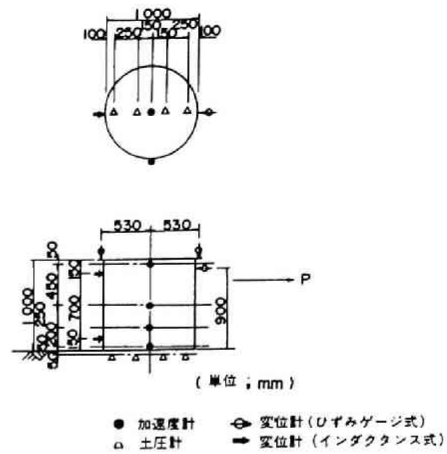


図3.55 自由振動実験時の測定位置

(3) 地盤，中詰土，裏埋土の性状

実験に使用した砂は千葉県産の川砂で，土粒子の比重 $G_s = 2.81$ ，最小間隙比 $e_{min} = 0.799$ ，最大間隙比 $e_{max} = 1.334$ である． また，図3.56に示す粒径加積曲線によると，最大粒径 9.52mm ，均等係数 $U_c = 2.70$ ，平均粒径 $D_{50} = 0.37\text{mm}$ である． 三軸圧縮試験により得られる内部摩擦角 ϕ と供試体の乾燥単位体積重量との関係を図3.57に示す．

また，各実験No毎の支持地盤，裏埋土及びセル中詰土の湿潤単位体積重量，含水比，乾燥単位体積重量を表3.10に示す． 地盤作成にあたっては，各実験No毎に，特に，実験No 5，6，7については相互比較が主目的につき，締固度が同じになるよう注意した． しかし，結果的には表3.10に記すように実験No.7（根入れ比 $D/H = 1/2$ ）は，実験No.5，6に比して支持地盤の乾燥単位体積重量が大きく，裏埋土の乾燥単位体積重量が小さいという条件になった． 実験No.5とNo.6については，乾燥単位体積重量で判断する限り支持地盤，裏埋土ともほぼ同じ締固め状況であったといえる．

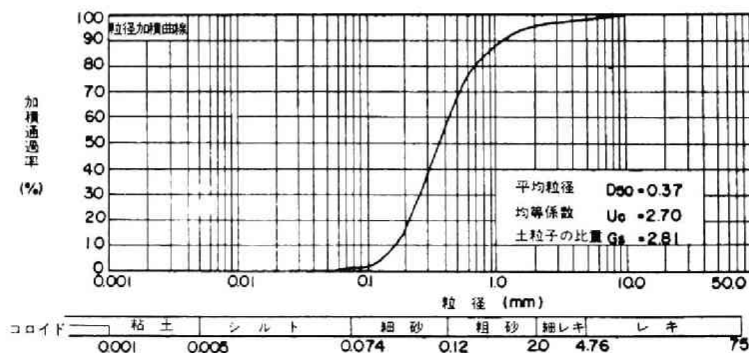


図3.56 粒径加積曲線

表3.10 単位体積重量と含水比

項目 実験No.	湿潤単位 体積重量 γ_t (gf/cm ³)	含水比 w (%)	乾燥単位 体積重量 γ_d (gf/cm ³)	
支 持 地 盤	1	1.66	1.422	
	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

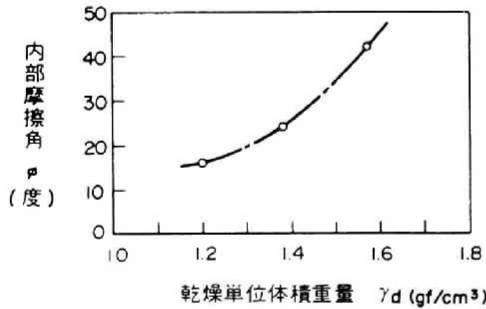


図3.57 内部摩擦角と乾燥単位体積重量

3.4.3 実験結果とその考察

(1) 地盤，セル等の振動特性

(a) 自由振動実験

自由振動実験で得られた加速度波形の一例を図3.58に、得られた固有振動数 f (Hz)，減衰定数 h ，破断荷重 P_c (kgf) 及び切断時のセル天端より 5 cm 下方での水平変位量 δ_1 (mm) を，表3.11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及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3.59の実験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していることがわかる。

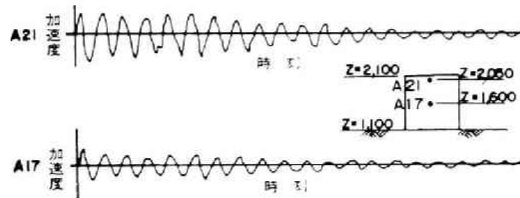


図3.58 自由振動実験での加速度波形例
(実験No. 1 ; $P_c = 4.5$ kgf)

表3.11 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 水平 変位量 δ_1 (mm)	固有振動数 f_0 (Hz)		減衰定数 h		セル頭部 水平 変位量 δ_1 (mm)	固有振動数 f_0 (Hz)		減衰定数 h	
		A17	A21	A17	A21		A17	A21	A17	A21
45	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 δ_1 は, $x=2050$ mmでの変位量

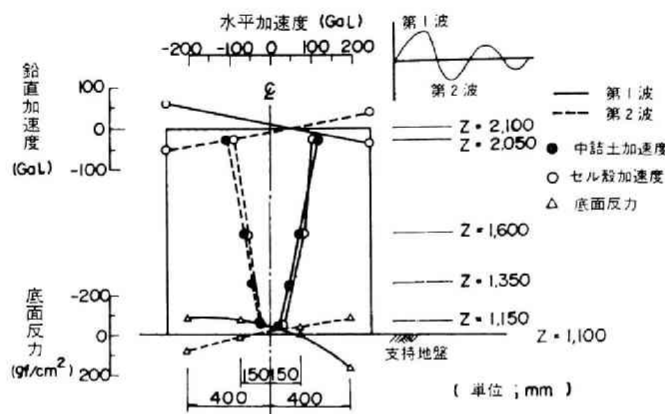


図3.59 自由振動実験時の加速度と底面反力の分布
(実験No 2 ; $P_c=161$ kgf)

(b) 常時微動測定

常時微動のパワースペクトル密度及び伝達関数の一部を実験No 6 の場合を例として図3.60, 図3.61に示す. 水入れ後の各部固有振動数はセル中詰土でほぼ21~24Hz, 裏埋土で約8 Hz, 支持地盤で約30Hzと推測された.

セル中詰土の固有振動数については, 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歪レベルが 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.

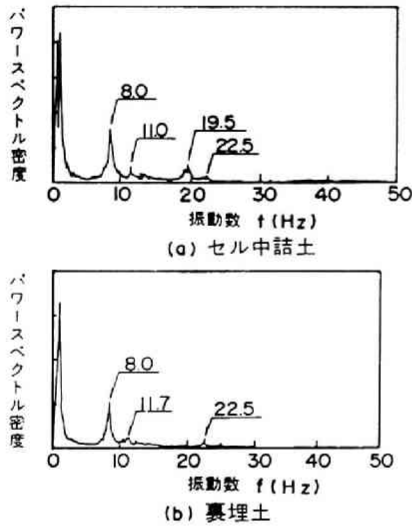


図3.60 常時微動のパワースペクトル密度
(実験No 6, 注水後)

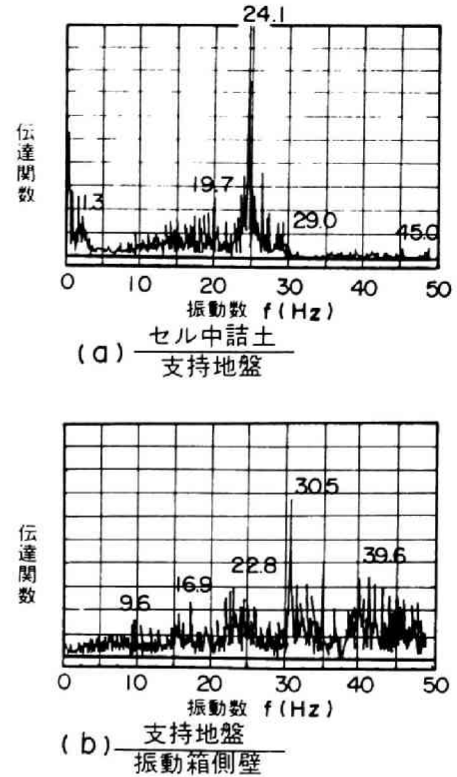


図3.61 常時微動の伝達関数
(実験No 6)

(2) 地盤，セル等の振動挙動

3.4.2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，セルー地盤の振動の主要部を図3.62に示す初期3波(1.5周期)とみなし，データのとりまとめを行った．

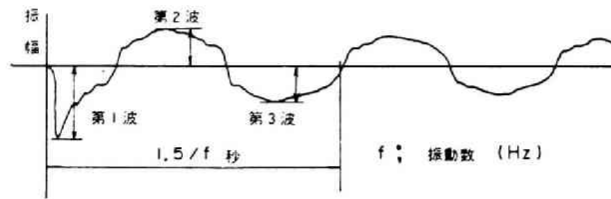


図3.62 波形の振幅と振動数の読取方法

(a) 振動台加速度と振動数

実験No 3～No 7で得られた第1波での振動台及び支持地盤の加速度と初期3波から求めた振動数を表3.12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。

表3.12 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=500mm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。

(b) 地盤，セル等の加速度

(i) 第1波，第2波の水平加速度の鉛直方向分布

実験No.5~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3.63~図3.65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。

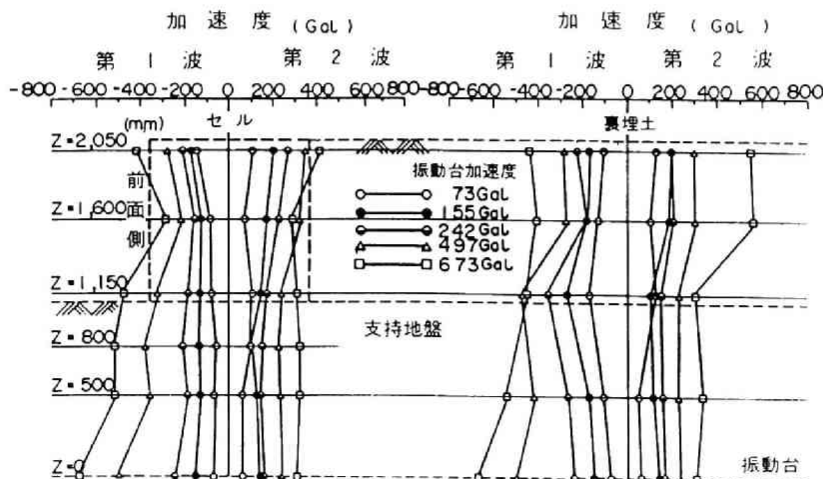


図3.63 水平加速度の鉛直方向分布（実験No.5）

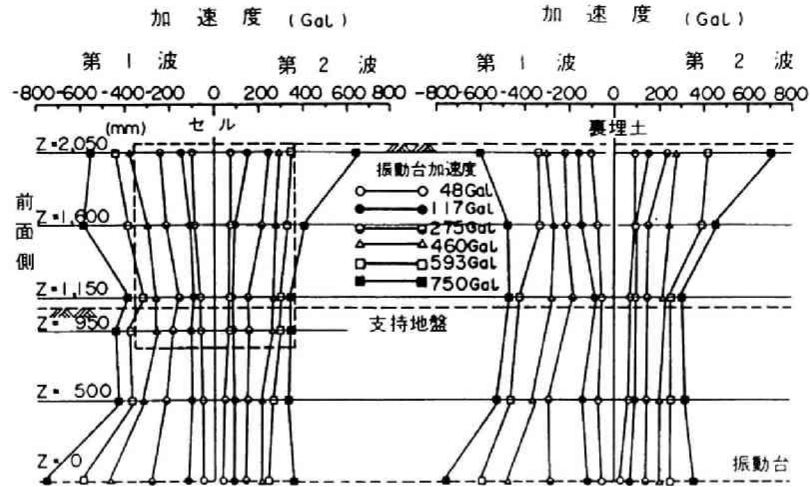


図3.64 水平加速度の鉛直方向分布 (実験No.6)

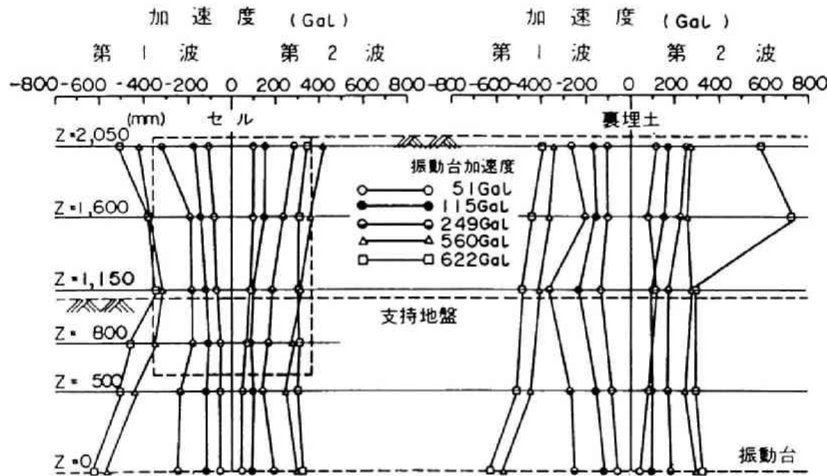


図3.65 水平加速度の鉛直方向分布 (実験No.7)

これらの図より、次のことがわかる。

① 実験No.5～No.7において、裏埋土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。

② セル直下支持地盤の加速度分布は、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。

(iii) 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3.66に示す。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歪増加

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3.11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。

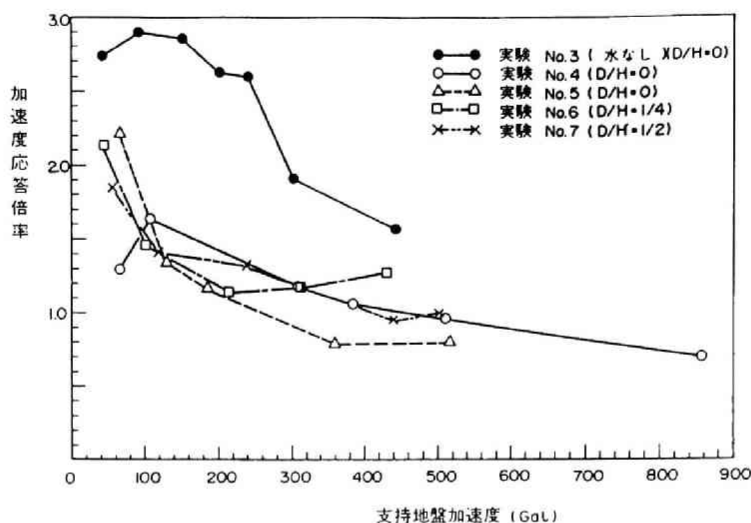


図3.66 支持地盤加速度とセル中詰土天端の応答倍率

(c) 地盤，セル等の変位

衝撃波加振時の地盤，セル等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，及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）及び実験No.7の加振段階IV（振動台加速度560Gal）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3.67，図3.68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のピーク以前の値には信頼性がない。

変位波形に基づき，地盤，セル等の最大変位の分布を図3.69，図3.70に示す。また，図3.71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 $t_1 \sim t_9$ における地盤，セル等の変位分布を図3.72，図3.73に示す。

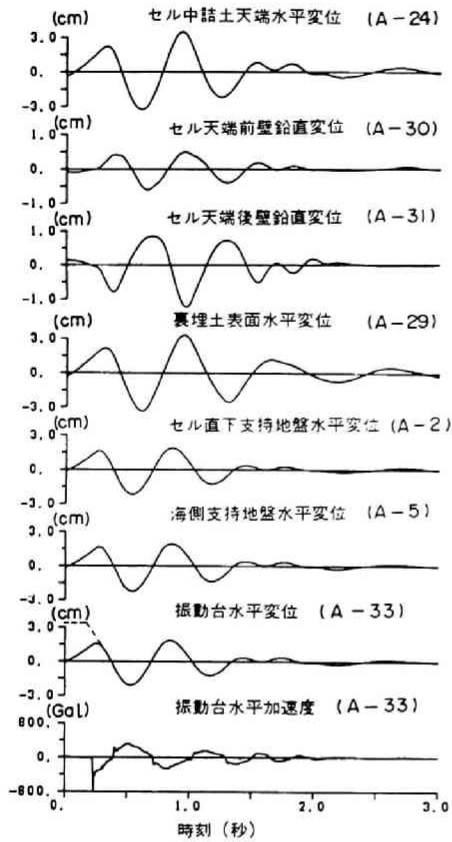
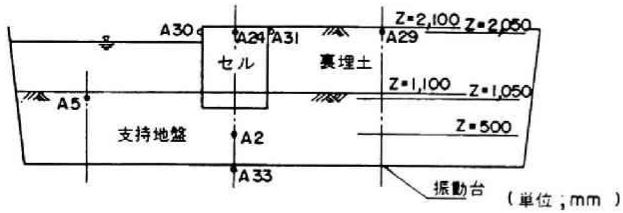


図3.67 変位波形と振動台加速度波形
(実験No.6 ; 加振段階V)

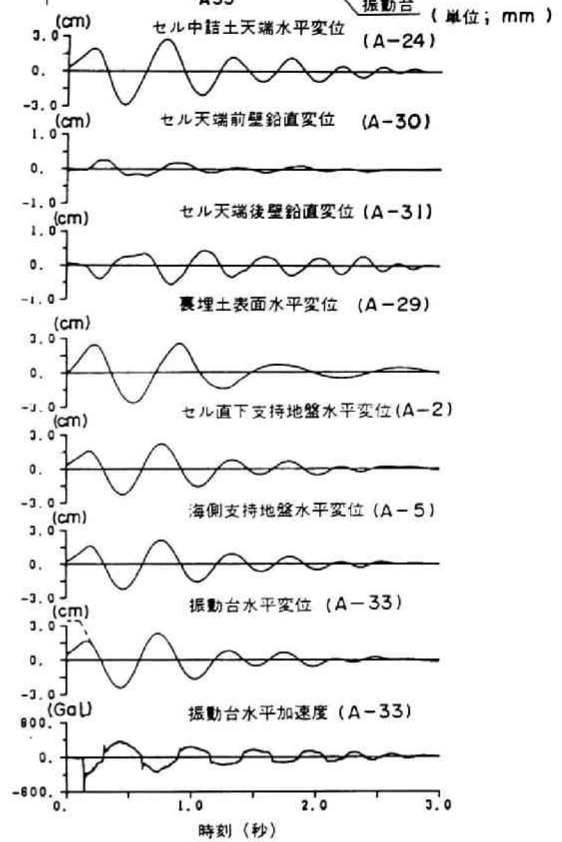
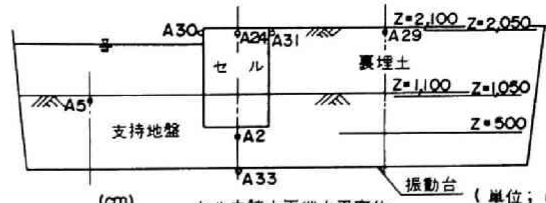


図3.68 変位波形と振動台加速度波形
(実験No.7 ; 加振段階IV)

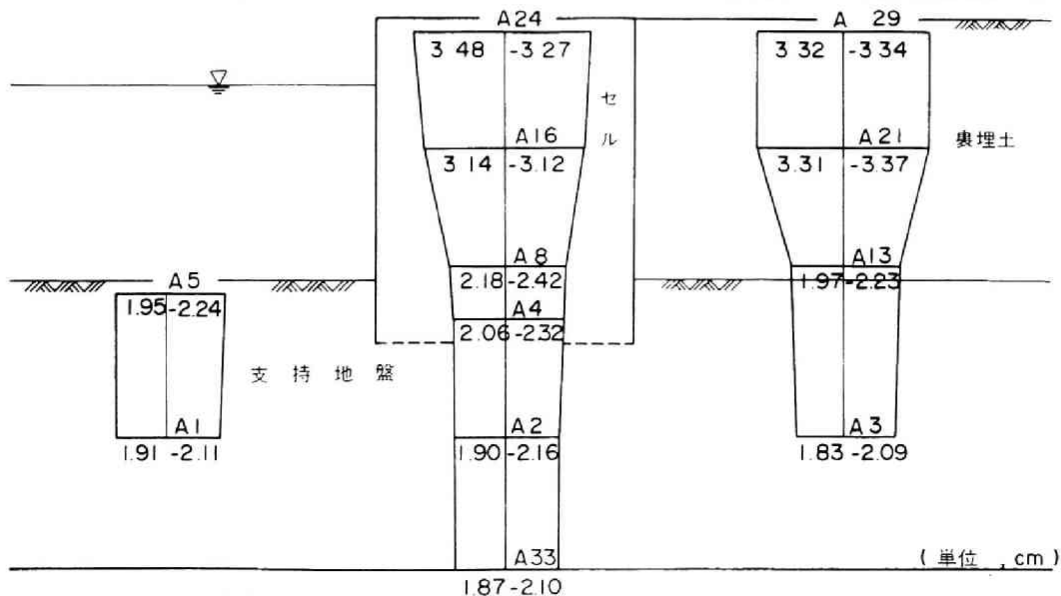


図3.69 最大変位分布 (実験No.6 ; 加振段階V)

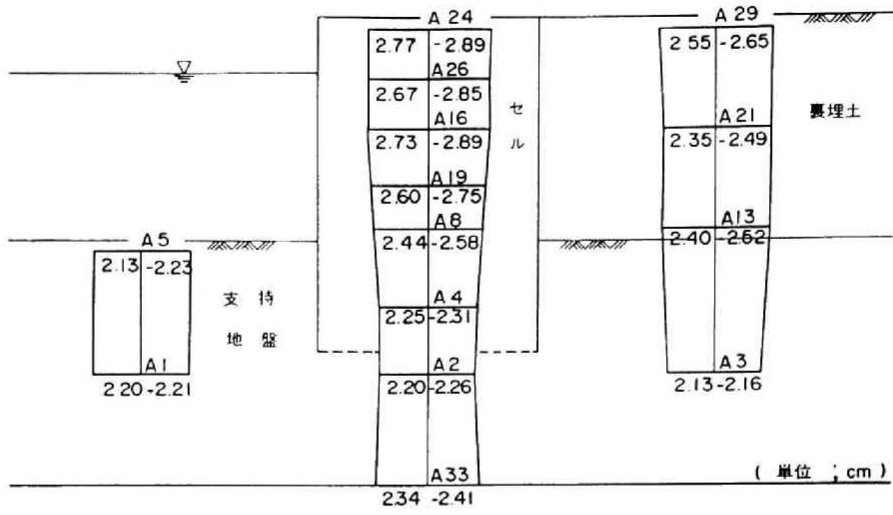


図3.70 最大変位分布 (実験No 7 ; 加振段階IV)

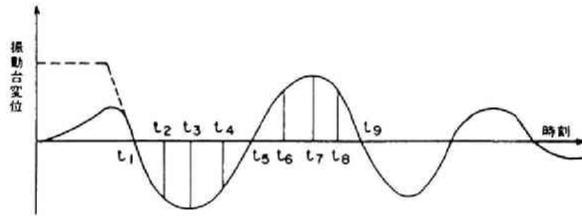


図3.71 同一時刻における変位分布作成時の時刻

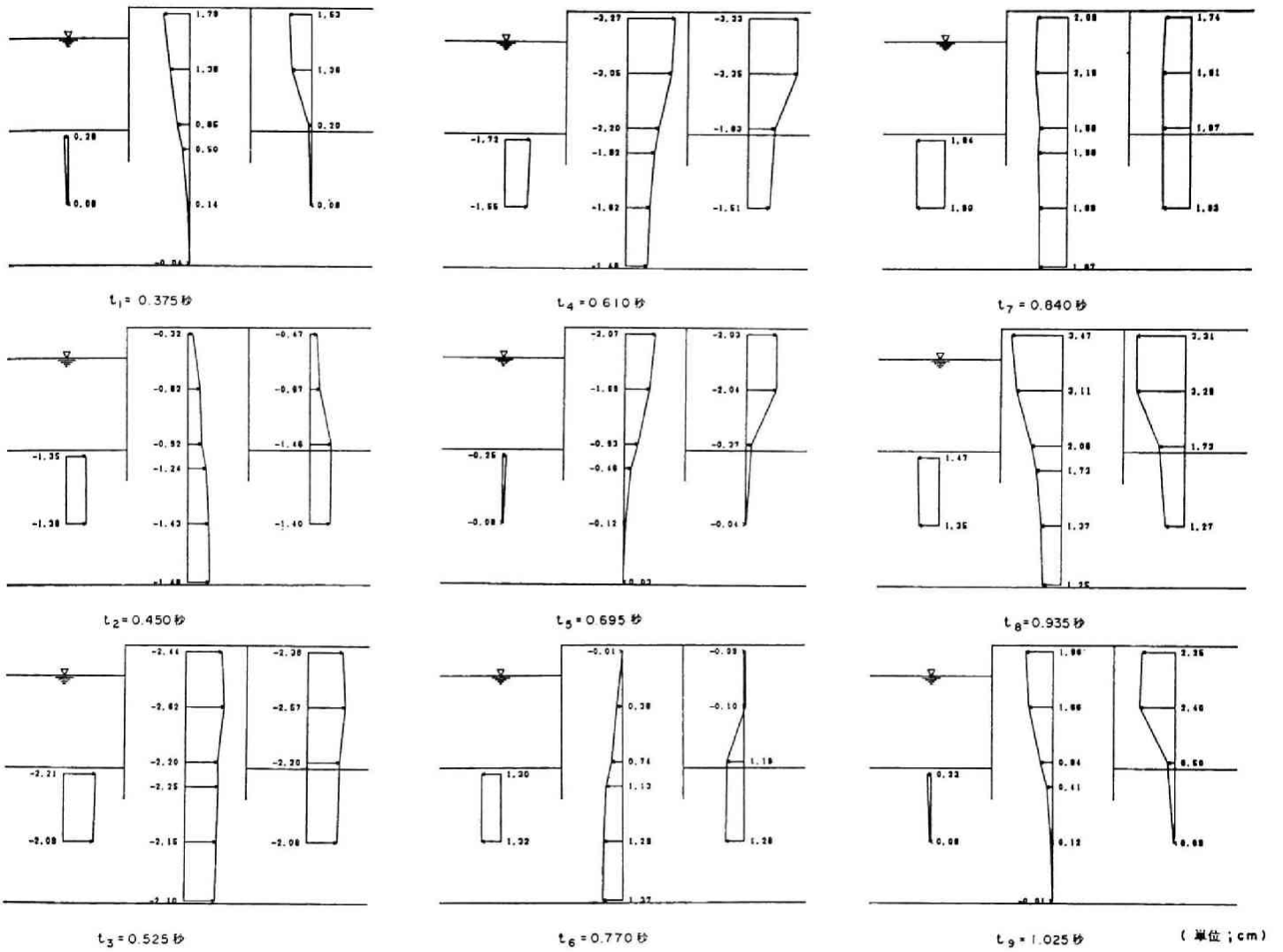


図3.72 同一時刻における変位分布 (実験No. 6 ; 加振段階 V)

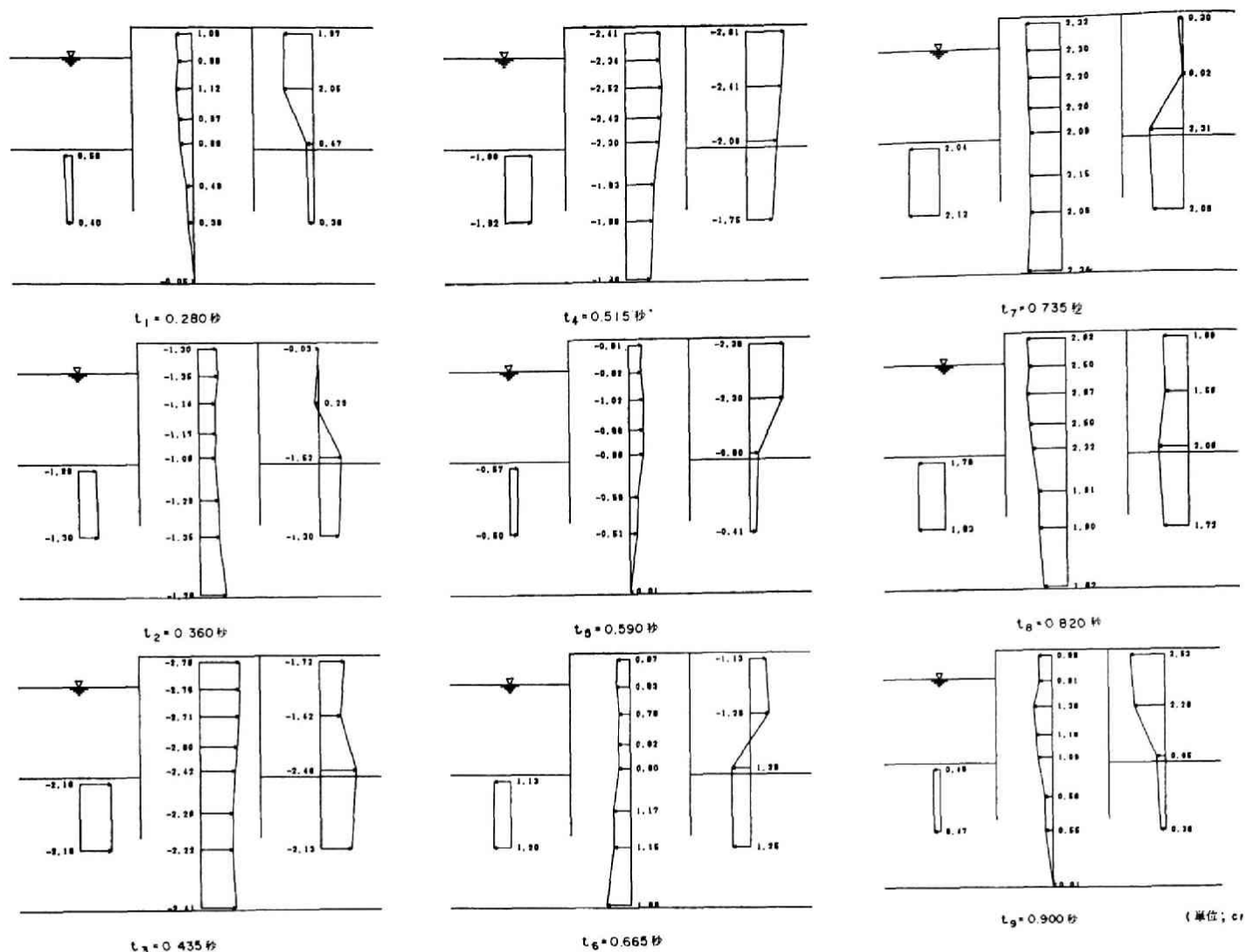


図3.73 同一時刻における変位分布（実験No.7；加振段階IV）

これらの図より以下のことがわかる。

① 図3.69と図3.70より，支持地盤における最大変位はほぼ一様であるが，セル及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3.72と図3.73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，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3.67，図3.68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，等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。この点については3.3小型模型の振動実験で得られた結果と同様である。また，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Na 6, Na 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。

③ 図3.72と図3.73より、裏埋土は支持地盤に対して位相が遅れており、実験Na 7では、裏埋土がゆるかったために、実験Na 6よりも支持地盤に対する位相の遅れが大きい。

④ 図3.72と図3.73より、裏埋土とセルは幾分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、(b)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。

(3) 土圧と間隙水圧

動土圧とは、時間とともに変化する土圧の最初の正負のピーク値とし、過剰間隙水圧とは、図3.74に示すように、周期的に増減を繰り返す動的水圧成分と、時間とともに増加もしくは減少する残留成分との2種類とした。

過剰間隙水圧における前者の動的水圧成分の値は、周期的に増減する動的水圧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。後者の残留成分の値は、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、動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。

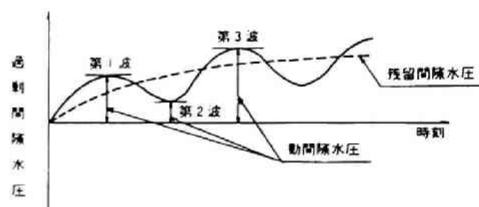


図3.74 過剰間隙水圧波形

(a) 動土圧

セル直下支持地盤 ($z = 500\text{mm}$) の加速度が400Gal前後において、実験Na 5～Na 7の各部土圧の動的水圧成分を最初の正負のピーク値、すなわちセルが最初に前壁側に最大変位した時(第1波)と後壁側へ最大変位した時(第2波)の動土圧成分の一例を実線及び破線で図3.75に示す。

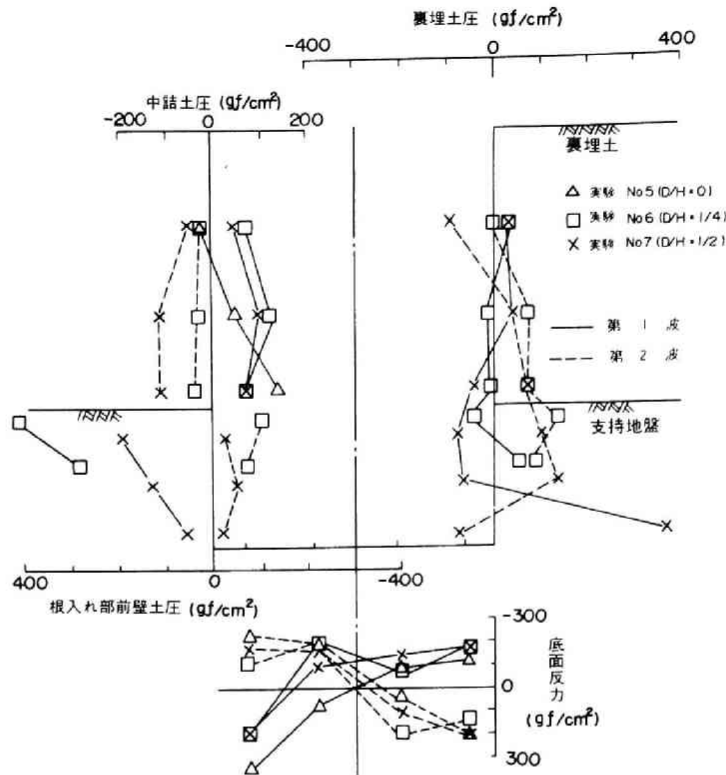


図3.75 動土圧分布

図3.75より、次のことがわかる。

① 根入れ部前壁土圧は、実験No 6, No 7において図3.75にみられるように、第1波において正、第2波で負を示し、海底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。

② セル底面反力に関しては、実験No 5～No 7ともセルセンター部をほぼ零とし、第1波で前壁側へゆくほど増加、後壁側へゆくほど減少するのに対し、第2波では逆に、前壁側へゆくほど減少、後壁側へゆくほど増加している。これは、(2)地盤、セル等の振動挙動で記したように、セルにロッキング振動が卓越するためである。

③ 中詰土圧は、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、深さとともに増大する傾向にある。

④ 裏埋土圧に関しては、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。支持地盤部の後壁土圧についても、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、海底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いる。これらの分布形状は現行設計法に示されるような三角形分布とは異なっている。なお、上記各部土圧値については、加振加速度が大きくなるにつれ増加する傾向にあった。

(b) 動間隙水圧と残留間隙水圧

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3.76のようになる。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。セルの加速度や動変位、各部の動土圧が第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。

次に、残留間隙水圧の一例として、実験No.6の支持地盤加速度377Galでの時刻歴を図3.77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、特に値が小さい。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、裏埋土表面に水が浸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。

次に、図3.77に示した各部の残留間隙水圧の最大値 U_{rmax} を初期有効上載圧 σ_v で除した圧力比 U_{rmax}/σ_v を支持地盤加速度に対して示すと、図3.78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観点からの別途の検討が必要であろう。

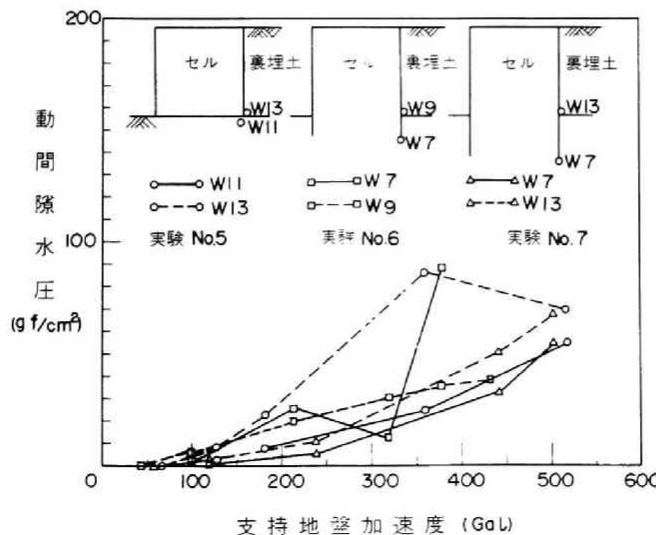


図3.76 動間隙水圧と支持地盤加速度

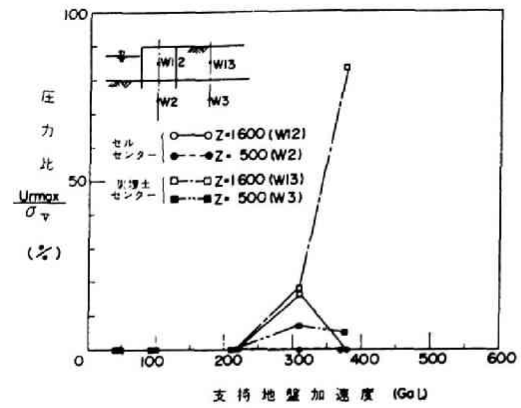
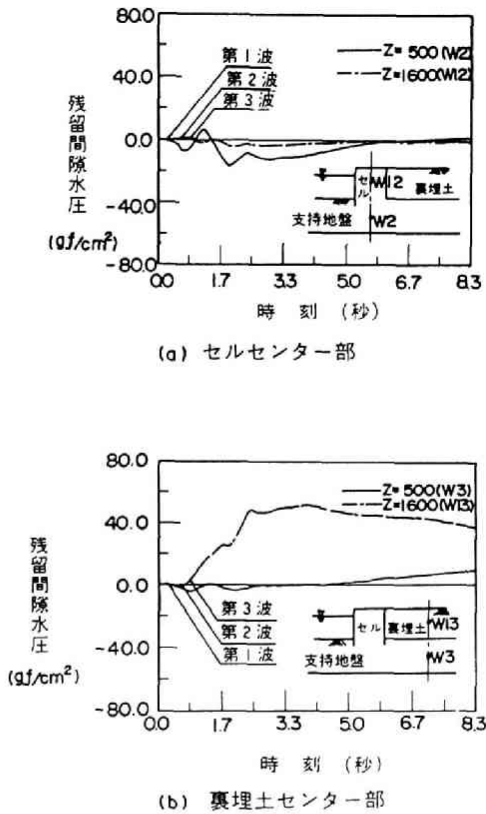


図3.78 圧力比と支持地盤加速度 (実験No.6)

図3.77 残留間隙水圧 (実験No.6 ; 支持地盤加速度377Gal)

(c) 実測土圧と現行設計土圧等との比較

(i) 裏埋土圧；実験No.6, No.7のセル後壁実測裏埋土圧の分布の一例を，図3.79に示す．これは支持地盤加速度が433, 440Galの場合の結果である．なお，ここで実測裏埋土圧とは，設計土圧との比較という観点からセルが前壁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 $\frac{1}{2} \Sigma \gamma_i h_i$ 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．図3.79より次のことがわかる．

① 実測土圧は海底面付近で非常に小さい値を示す一方，セル下端部では著し

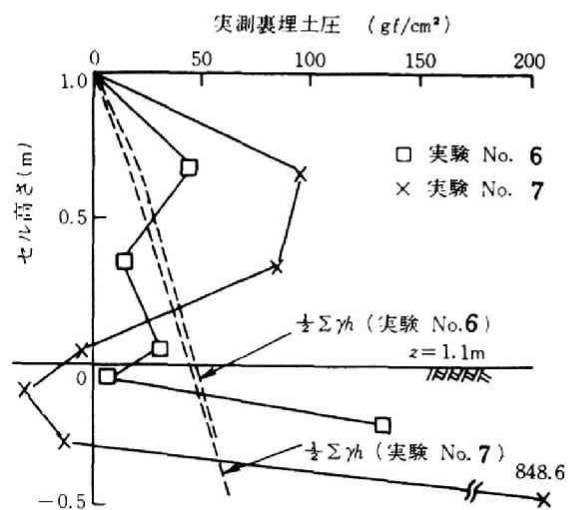


図3.79 実測裏埋土圧分布

く増大し、現行設計法による土圧分布とは明らかに異なっており、実験No 7の根入れ下部で土かぶり圧の約6.5倍もの値が得られている。

② 上記①での事実及びセルにおいてロッキング振動が卓越していたこと等を勘案すると、セルが海側へ変位した時、根入れ後壁下部には受働土圧に近い抵抗土圧が発生していたものと考えられる。

次に、現行設計土圧式¹⁵⁾によって計算した主働土圧合力と、実測裏埋土圧より求めた土圧合力との比較を、実験No 6, No 7についてそれぞれ図3.80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 ϕ 、地震時合成角を θ 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。また、土圧合力の算定には上記①、②の事実を考慮し海底面より上部に分布する土圧を対象とした。

図3.80(a),(b)より実測土圧合力は実験No 6, No 7とも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、後者より小さい値を示す。すなわち、現行設計法では土圧外力を過大に評価していることがわかる。これは加振時におけるセルと裏埋土間での位相のずれ等の動的相互作用によるためと考えられる。そこで、重力式岸壁の地震時被災の解析から得られている震度低減式¹⁷⁾を用いて、設計震度0.2以上の領域において修正を試みた。

$$k_H = \frac{1}{3} \left(\frac{\alpha}{g} \right)^{1/3} \quad \alpha \geq 0.2g \quad (3.1)$$

k_H は設計震度、 α は地盤加速度、 g は重力加速度である。

この計算結果も図3.80(a),(b)に示すが、支持地盤加速度が200Gal以上で震度を低減した設計土圧合力が実測土圧合力に近づきながらも、なお安全側の値を与える。したがって、設計上は主働土圧の計算に式(3.1)が適用可能と考えられる。

(ii) 根入れ部前壁土圧；実験No 6, No 7のセル根入れ部前壁の実測土圧分布の一例を図3.81に示す。これは支持地盤加速度がそれぞれ433, 440Galの場合の結果である。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前壁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3.81より実測土圧は、海底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大きく異なっている。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。

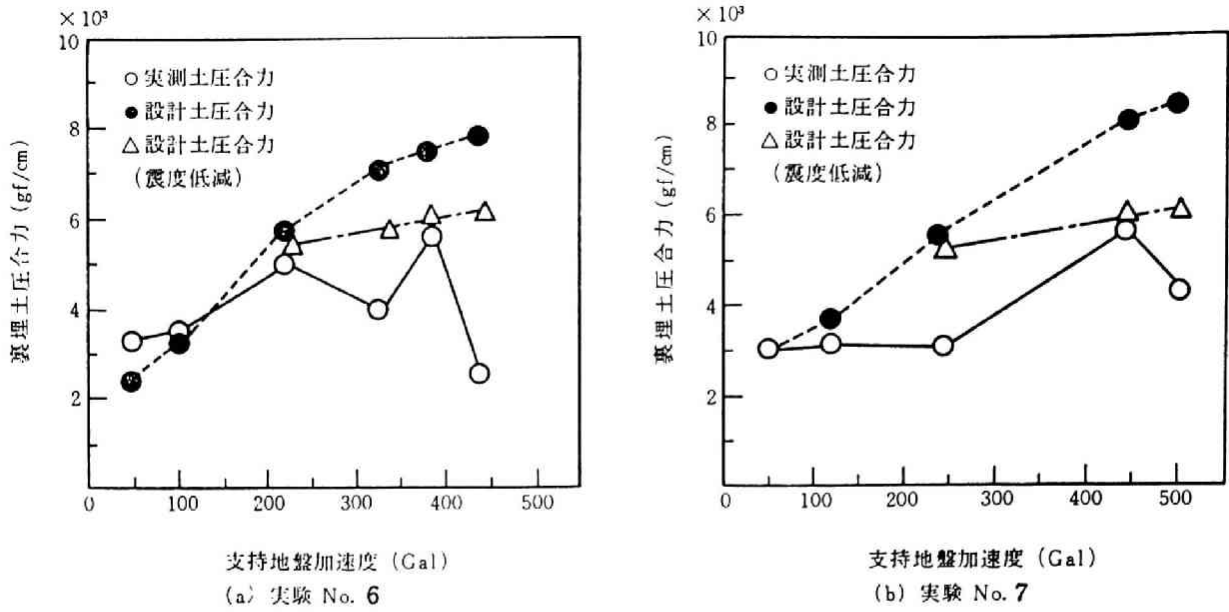


図3.80 実測裏埋土圧合力と現行設計土圧合力の比較

次に、現行設計土圧式により計算した受働土圧合力と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3.82に示す。

図3.82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。これらの事実から現行設計法は土圧抵抗力を著しく過小に評価しているといえる。そこで、(i)裏埋土圧と同様に、設計震度の低減式を用いて修正を試みたが、図中に示すようにわずかに増加するだけで、実験結果を説明できない。なお、この種の抵抗については、静的水平載荷実験ではあるが、久保¹⁸⁾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、高橋ら¹⁹⁾によるウエ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等がある。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、载荷条件や構造物の形状等が異なるものの、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等から、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る。

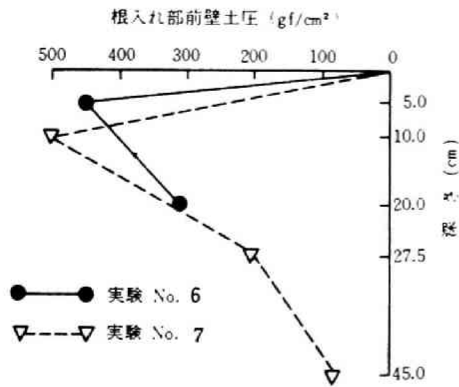


図3.81 実測根入れ部前壁土圧

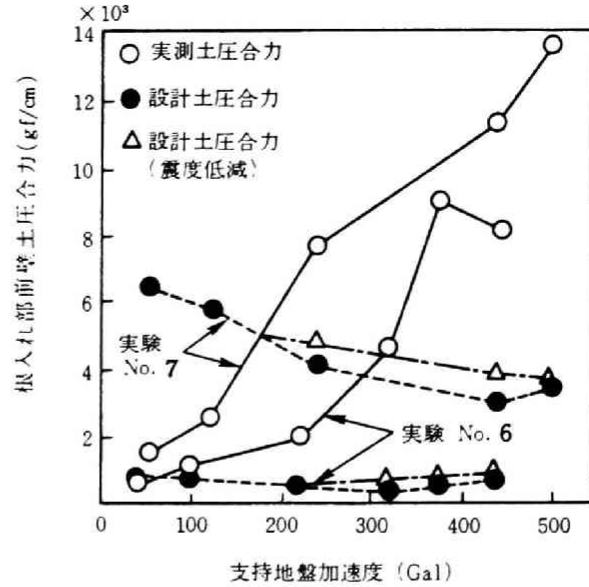


図3.82 実測根入れ部前壁土圧合力と
現行設計土圧合力との比較

(4) セルの残留変位

実験No.6の場合を例として、各加振後のセル及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3.83に、傾斜角と支持地盤加速度との関係を図3.84に示す。両図より、セル1, 2, 3及びアーク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。

次に、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3.85, 図3.86に示す。両図より以下のことがわかる。

① 置セル、根入れセルとも支持地盤加速度が200Gal前後で天端前面水平変位、傾斜角が大きくなる。また、実験No.5, 6, 7と順に根入れ比 D/H が大きくなるほど水平変位、傾斜角は小さくなり、根入れ効果が顕著に認められる。この結果についても3.3に示した小型模型の振動実験結果と同様であった。

② 図3.85中に示すように、実験No.4の裏埋土のない単体セルは500Gal位迄加振しても天端前面水平変位はほとんど生じていないことから、セルの安定性に及ぼす裏埋土の影響は極めて大きいといえる。

③ 図3.86において、セル天端と前壁での傾斜角がほぼ等しいことから3連セルは一体として剛体的に挙動していたものと考えられる。これは(2)で示したロッキング振動が卓越することとも対応する。

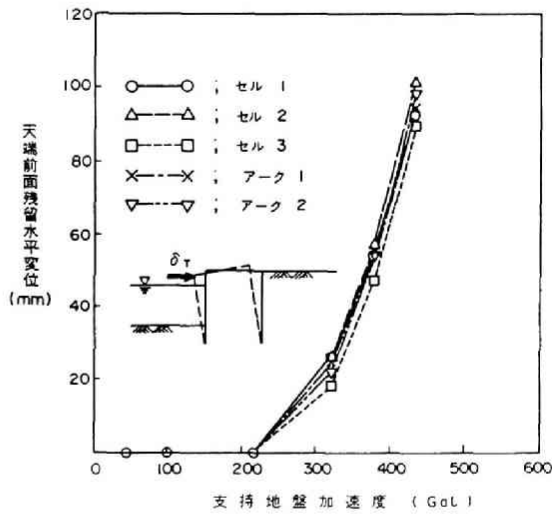


図3.83 支持地盤加速度とセル及びアークの
天端前面残留水平変位 (実験No.6)

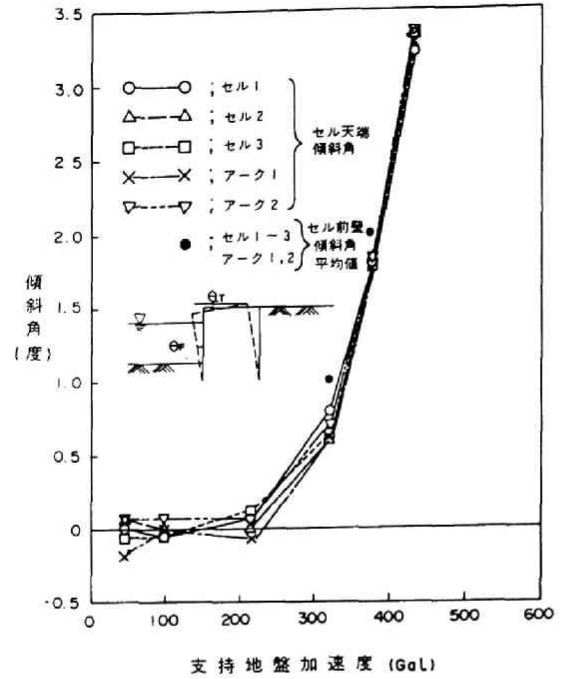


図3.84 支持地盤加速度とセル及び
アークの傾斜角 (実験No.6)

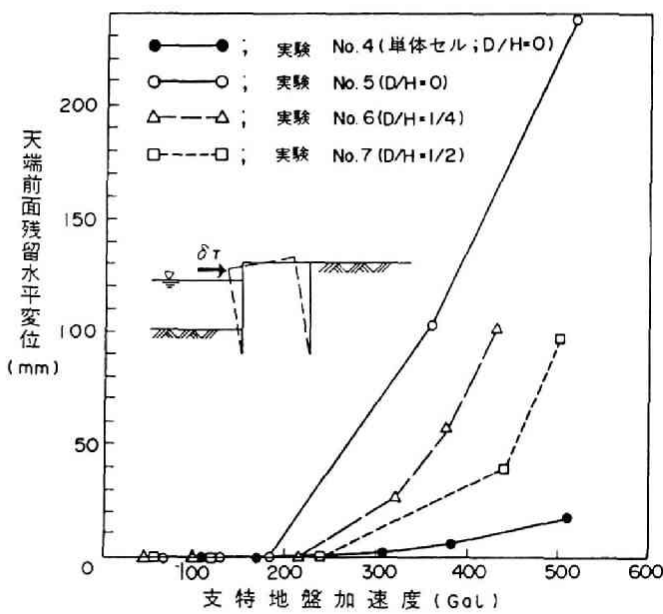


図3.85 支持地盤加速度とセル天端前面
残留水平変位

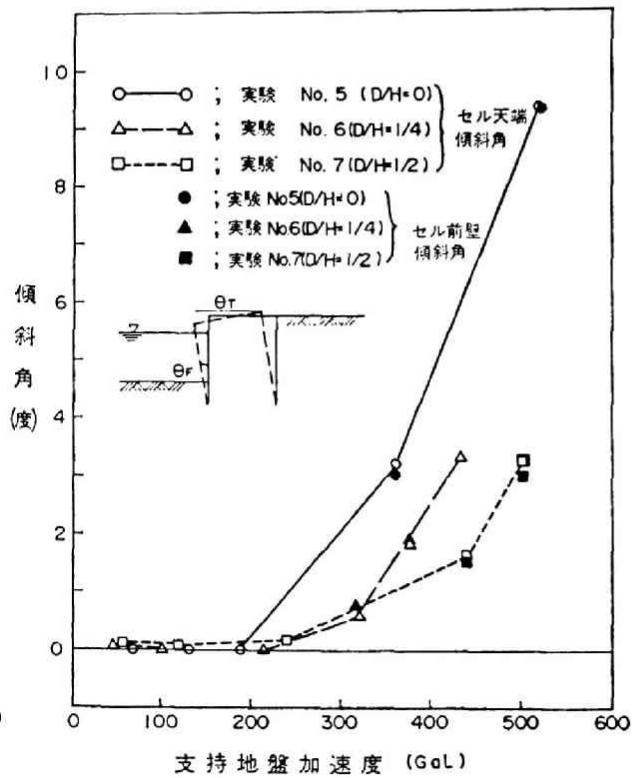


図3.86 支持地盤加速度とセル2の傾斜角

次に、図3.87に示すようにセルを剛体、回転中心をセル前趾と仮定して、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 θ_T 、天端前面の水平変位量 δ_{ho} と沈下量 δ_{vo} が実測により既知であるので、滑動量 δ_h と沈下量 δ_v は、次式により求められる。

$$\delta_h = \delta_{ho} - H_t \sin \theta_T \quad (3.2)$$

$$\delta_v = \delta_{vo} + H_t \cos \theta_T - H_t \quad (3.3)$$

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 δ_{hb} を次式により求めた。

$$\delta_{hb} = \delta_{ho} - H \sin \theta_T \quad (3.4)$$

このようにして求めた実験No 5～No 7の滑動量を支持地盤加速度に対して、図3.88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3.89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3.86と図3.88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3.88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No 7では、支持地盤加速度約500Galで初めて滑動が生じている。図3.85、3.86、3.88を相互に比較すると、根入れセルでは滑動より傾斜が卓越している。

② 図3.89より、根入れのあるセルの傾斜角及び滑動量は、根入れ比の増加とともに著しく減少しているのがわかり、セルの傾斜及び滑動に対する根入れ効果が顕著に認められる。

次に、加振実験終了後におけるセル及びアーク天端の断面変形量及びセル殻に対する中詰土の相対的な沈下量について、結果のみを以下に記す。

① セル及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4～5mmと極めて小さい。

② セル中詰土の沈下量は最大で4.5mmと小さい。また、中詰土には亀裂の発生は見られなかった。

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、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。

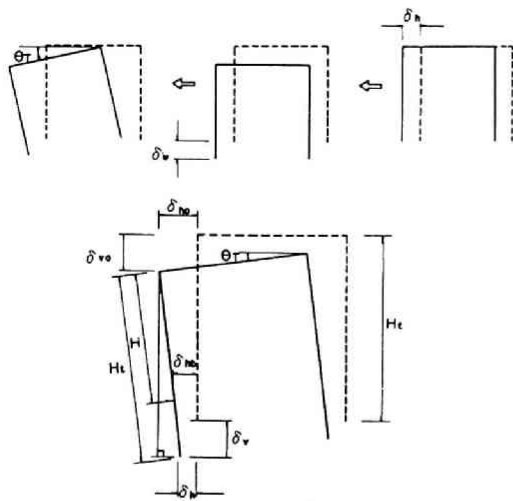


図3.87 セルの滑動量，沈下量，及び支持地盤面における水平変位量の計算法

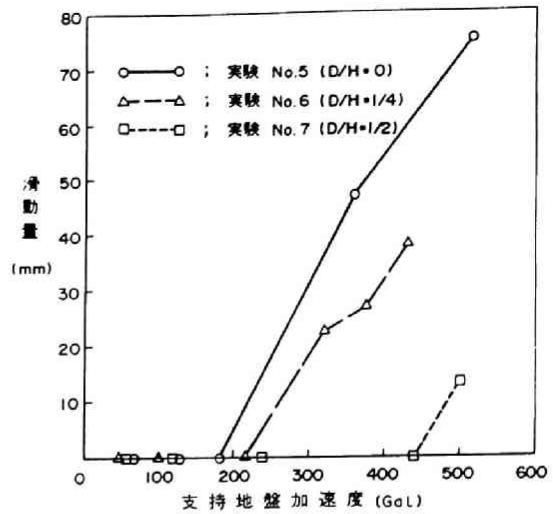


図3.88 支持地盤加速度とセル2の滑動量

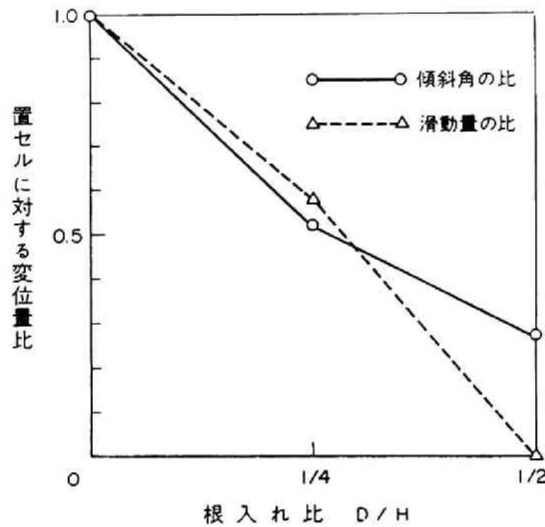


図3.89 支持地盤加速度400Galにおけるセルの変位量比

3.4.4 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，根入れ効果等を明らかにするため，大型模型による衝撃波加振実験等を行い，以下の知見を得た。

(1) 鋼板セルの振動挙動は3.3小型模型の振動実験での結果同様剛体のそれに近く，ロッキング振動が卓越していた。また，裏埋土の振動挙動はセルのそれに近いが，位相や振幅に多少の相違が認められた。

(2) セルの残留水平変位，傾斜角，滑動量は根入れ比D/Hが大きいほど小さく，セル

の安定性に及ぼす根入れ効果が顕著に認められた。また、裏埋土の振動挙動がセルの滑動、転倒等に与える影響は極めて大きい。

(3) セルに作用する実測裏埋土圧合力は、現行設計法による地震時主働土圧合力より小さく、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、非常に安全側の結果を与える。

(4) 実測根入れ部前壁土圧は、海底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していることから、根入れ部前壁にはセルの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る。

(5) 裏埋土圧に関しては支持地盤加速度が0.2gを越える場合、式(3.1)により低減した設計震度を用いると、現行設計土圧合力が実測裏埋土圧合力に近づきながらも、なお安全側の値を与える。それゆえ、設計的観点からは、主働土圧の計算に震度低減式が適用可能と考えられる。

3.5 中詰土の有効質量に関する模型振動実験^{8)~11)}

3.5.1 概 説

鋼板セルのように粒状体を中詰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。慣性力に寄与する見かけの質量、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)²⁰⁾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^{21),22)}は、内容物がガラスビーズの場合0.5~0.7倍、コーリャンの場合で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^{23),24)}、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、鋼板セルの合理的設計法に結びつけるべく、ロッキング振動模型及び3.4大型模型の振動破壊実験での振動箱をセルとみなした場合により、(i)中詰土の粒径、単位体積重量、(ii)セルの形状、寸法、(iii)セルの振動モード、(iv)振動加速度、等が中詰土の有効質量に及ぼす影響について検討した。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、回転中心に関する内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割合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。

よって本節では、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。

3.5.2 実験内容及び有効質量係数算定法

(1) ロッキング振動模型の場合

3.3, 3.4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3.90に示すように、セル下方の中央がピンで、両端が空気バネで支持されたロッキング振動装置を用い、表3.13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3.14に示す。

表3.13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、セル及び付属治具の回転慣性モーメント J_I 、セル+付属治具及び中詰の回転慣性モーメント J_{II} は、次式により表される。

$$J_I = K_{rI} / 4\pi f_I^2 \quad (3.5)$$

$$J_{II} = K_{rII} / 4\pi f_{II}^2 \quad (3.6)$$

ただし、 K_{rI} , K_{rII} ; 回転バネ定数

なお、バネ定数は図3.90に示したように、バネ下に取付けたロードセルとバネセンターに取付けた変位計により、加振中のバネに作用する荷重と鉛直変位を測定して求めた。

式(3.5), 式(3.6)より、中詰土の見かけの回転慣性モーメント J_{dy} は、

$$J_{dy} = J_{II} - J_I \quad (3.7)$$

となる。ここで有効質量係数 ξ は、全重量を考慮した回転慣性モーメント J_{st} と見かけの回転慣性モーメント J_{dy} の比で表される。

$$\xi = J_{dy} / J_{st} = \frac{1}{4\pi^2} \left(\frac{K_{rII}}{f_{II}^2} - \frac{K_{rI}}{f_I^2} \right) / J_{st} \quad (3.8)$$

$$\text{ここに、} J_{st} = J_G + M l_0^2 \quad (3.9)$$

$$J_G = \frac{M}{12} (H_t^2 + 3R^2) \quad (3.10)$$

ただし、 J_G ; 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

M ; 中詰土の全質量

l_0 ; セルの重心と回転中心との距離

H_t ; セルの高さ

R ; セルの半径

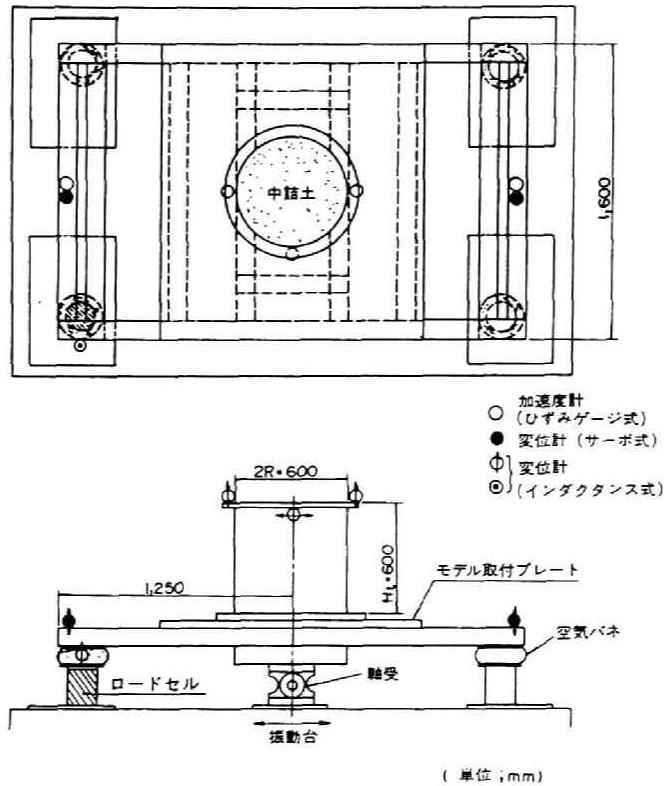


図3.90 ロッキング振動装置及び測定位置

表3.13 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			
4	1,200	600		川 砂	
5	600	600	—	コンクリート(剛体)	(i) 算定法の妥当性

表3.14 粒状体の物性値

項目 粒状体	比重 G_s	平均粒径 D_{50} (mm)	均等係数 U_c	単位体積重量 γ_t (gf/cm ³)	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
ペレット	4.25	1.45	1.15	2.12	0.25
鉛玉	11.4	4.8	1.0	6.65	—
高炉スラグ	3.03	18.0	7.0	1.57	1.36

(2) 振動箱をセルと見なした場合

図3.91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等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_{st} としては、砂、粘土、水等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ケース及び表3.15、図3.92に示す過去に実施した護岸、盛土の実験7ケース^{25),26)}である。このうち、実験No.4~No.7の模型の単位体積重量は空中で1.6~1.7tf/m³、水中で0.8~0.9tf/m³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1.5tf/m³、水中で0.8~0.9tf/m³である²⁷⁾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 δ_1 とバネ定数 K_T が既知であるから、振動箱の最大加速度 α_{max} を測定することにより、有効質量 m_{dy} は次の式により求めることができる。

$$m_{dy} = \frac{K_T \cdot \delta_1}{\alpha_{max}} \quad (3.11)$$

したがって、有効質量係数 ξ は

$$\xi = \frac{m_{dy}}{m_{st}} = \frac{K_T \cdot \delta_1}{\alpha_{max} \cdot m_{st}} \quad (3.12)$$

となる。

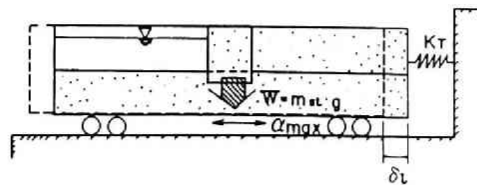
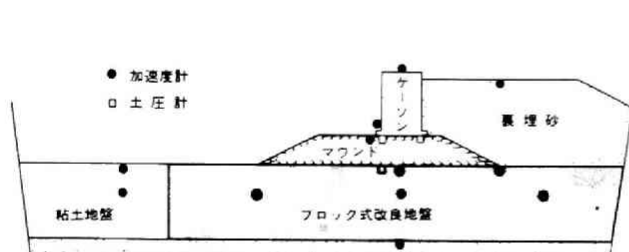


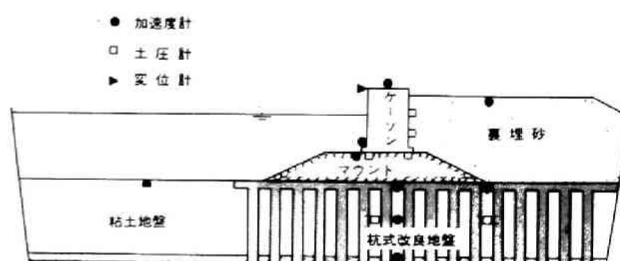
図3.91 振動箱をセルとみなした検討モデル

表3.15 模 型 の 種 類

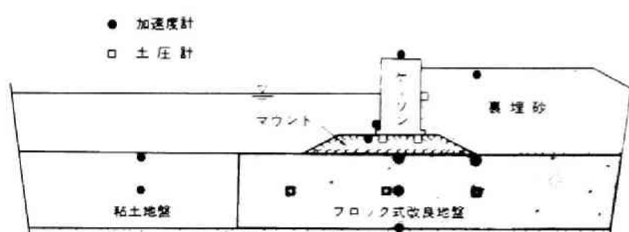
実 験 No	護 岸 型 式	地 盤 条 件			
		土 質	地 盤 改 良		水
			改 良 形 式	改 良 率	
A	ケーソン	粘 土	ブロック式	100%	な し
B	ケーソン	粘 土	ブロック式	100%	あ り
C	ケーソン	粘 土	杭 式	10%	あ り
D	ケーソン	粘 土	杭 式	20%	あ り
E	置き鋼板セル	粘 土	杭 式	20%	あ り
F,G	盛 土	砂	—	—	あ り



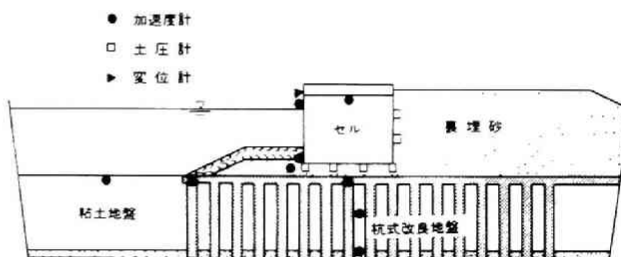
(a) ケーソン護岸 (実験 No A)



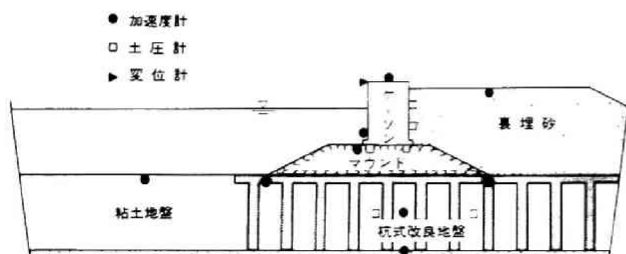
(d) ケーソン護岸 (実験 No D)



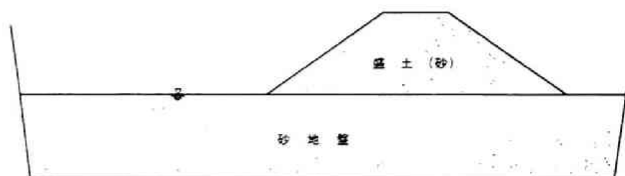
(b) ケーソン護岸 (実験 No B)



(e) 置き鋼板セル護岸 (実験 No E)



(c) ケーソン護岸 (実験 No C)



(f) 盛土 (実験 No F, No G)

図3.92 護岸，盛土の模型断面図

3.5.3 実験結果とその考察

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3.93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3.94に示す。なお、図3.94には振動箱をセルとみなす検討のうち、裏埋土がなく振動箱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3.95に示す。

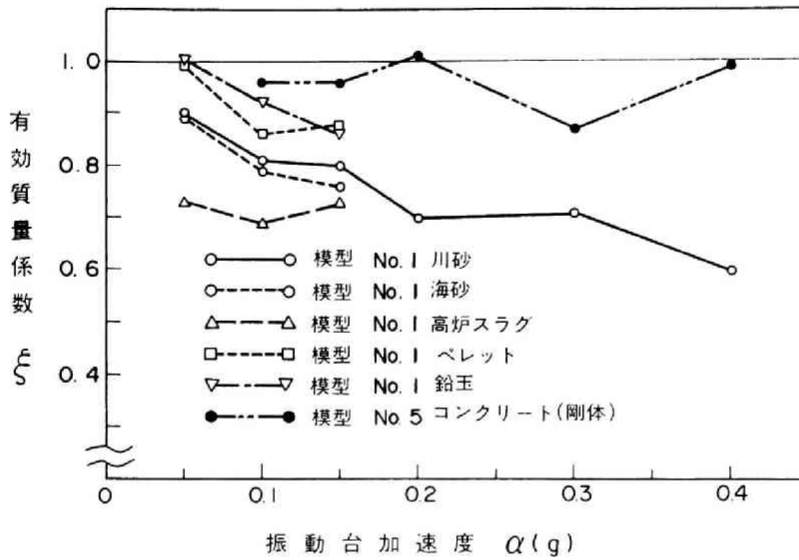


図3.93 有効質量係数に及ぼす中詰材の種類の影響

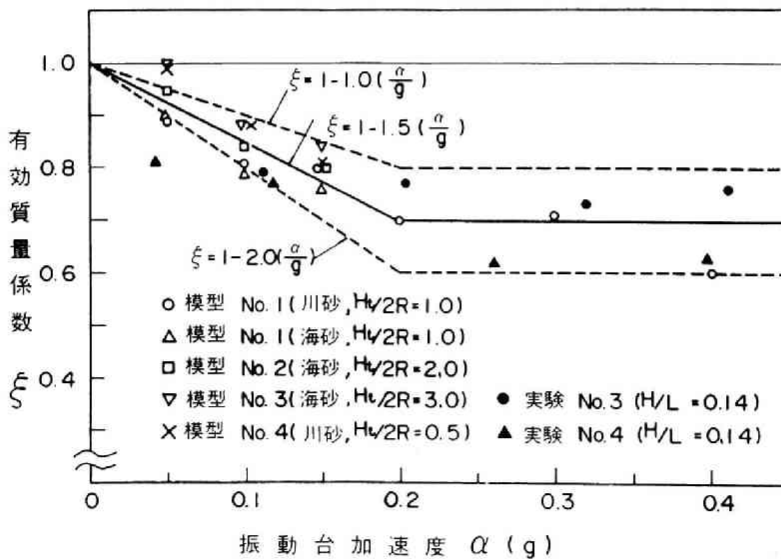


図3.94 有効質量係数に及ぼすセルの寸法と形状の影響

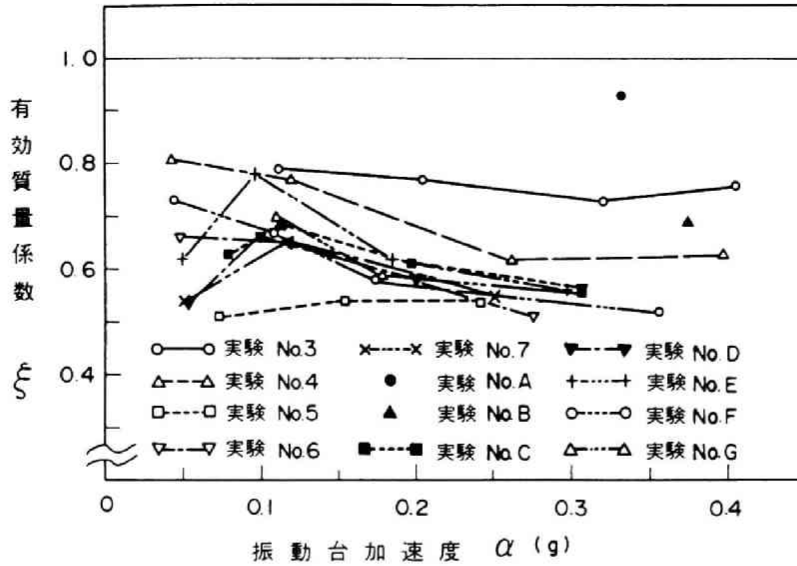


図3.95 振動箱をセルとみなす検討による有効質量係数

これらの図より、以下のことがわかる。

① 図3.93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3.93と表3.14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3.94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_t と直径 $2R$ の比 $H_t/2R$ を0.5~3.0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質量係数に与える影響は小さいと考えられる。

④ 図3.94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3.95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3.94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に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等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。

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歪が大きくなり、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3.94及び上記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 ξ は、次式で近似できると考えられる。

$$\left. \begin{array}{ll} \xi = 1.0 - 1.5 \frac{\alpha}{g} & \frac{\alpha}{g} \leq 0.2 \\ \xi = 0.7 & \frac{\alpha}{g} > 0.2 \end{array} \right\} \quad (3.13)$$

ただし、 α ；加速度

g ；重力加速度

3.6 根入れ鋼板セルの地震時安定性計算法の提案^{8)~11)}

3.6.1 概 説

2.4にも記したように、根入れ鋼板セルの現行設計法によると、地震時安定性の検討において根入れ長を大きくするにしたがい転倒の安全率が低下する。しかしながら、3.3～3.5の模型振動実験によると、根入れ長が増すほど鋼板セルの安定性が向上することや、土圧、慣性力の面でも現行設計法が安全側すぎる等が明らかになっている。

そこで、3.3～3.5の実験結果を踏まえ、合理的な設計法を確立することを目的に、3.4での護岸模型を小さな実物として現行設計法による安定計算を行い、実験値との対比から問題点をより明確にした。さらには、3.3、3.4の実験事実に立脚し、セルを剛体と仮定の上、地盤反力をバネで評価する計算法を護岸模型へ適用し、計算結果と実験値とを比較することにより、その妥当性を検討した。また、既設のセル式構造物にこの計算法を適用し過去の地震経験との対応も調べた。なお、既設向けの検討では、安定計算における判定条件が必要となるため、実験結果や他基準、文献等を参考に、土圧、変位等に関する許容値を定めるとともに、中詰土の有効質量や震度の低減式の利用法を示した。

最後に、以上の結果を踏まえ、地盤をバネに置換する計算法利用上の留意点を記し、根入れ鋼板セルの新しい耐震設計法の提案を行った。

3.6.2 現行設計法による大型護岸模型の安定性

2.3.3に示した方法により、実験Na 5～Na 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及び抵抗力を図3.96に、護岸模型の断面と土質条件を図3.97に示す。なお、水中の見かけの震度の算定には、二港建式¹⁵⁾を用い、壁面摩擦角 δ は摩擦試験の結果から $\delta = \phi / 2$ とした。

安定計算結果を図3.98及び図3.99に示す。加速度レベルが高い場合、内部摩擦角を ϕ 、地震時合成角を θ とすると $\phi - \theta < 0$ となり現行設計土圧式において平方根の中が負になるが、ここでは3.4.3 (3)土圧と間隙水圧で述べたと同様に、 $\phi - \theta = 0$ 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の相互比較を行う際、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。3.4.3 (4)セルの残留変位において述べたように、根入れ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 δ_T と海底面からのセル壁高 H の比 δ_T / H は、セルの安定性を評価する際の重要な指標と考えられる。そこで、判断基準を得るために過去の地震被害報告等^{1)～3), 28)～30)}に基づいて、重力式及び矢板式構造物についての δ_T / H を被災度別に示したものが図3.100である。被災度とは表3.16に示す被災の程度を表す指標であり²⁸⁾、設計上許容できる被災度は、I程度と考えられる。

図3.100によると、被災度Iにおける δ_T / H の上限値は、一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%、 $\delta_T / H = 1.0\%$ とすると零となる。

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となるときの設計震度及び実験において δ_T / H が1%、2.5%、5%となったときの支持地盤加速度より求まる震度を表3.17に示す。

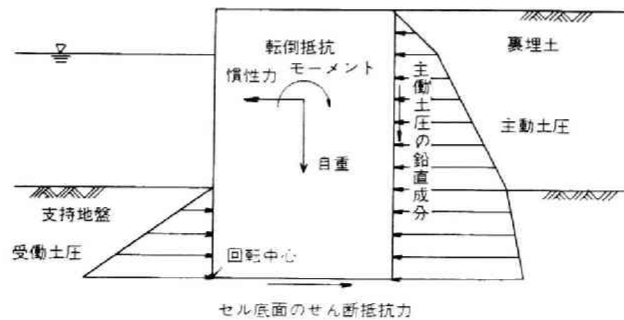


図3.96 安定計算に考慮した外力及び抵抗力

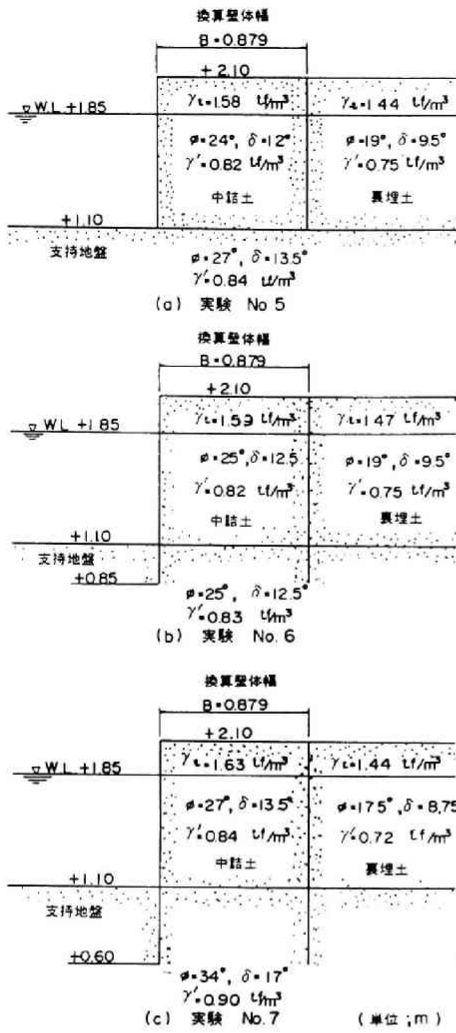


図3.97 セルの諸元と土質条件

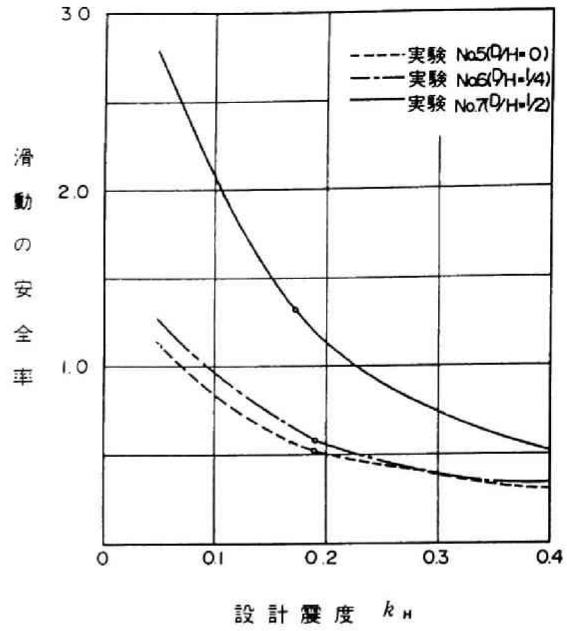


図3.98 滑動の安全率

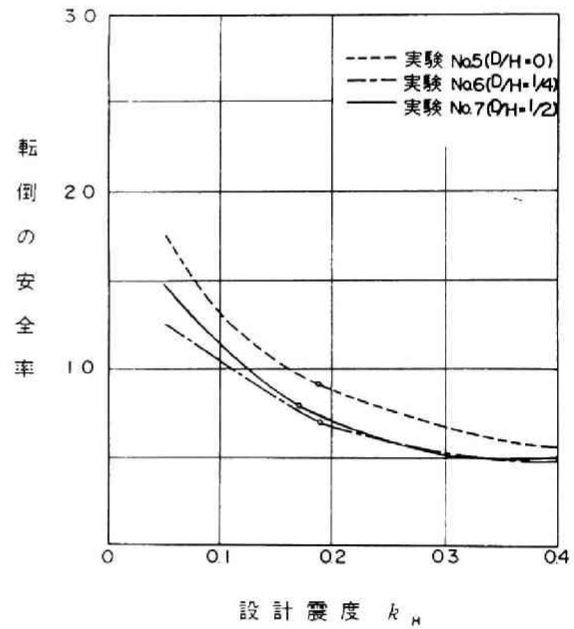


図3.99 転倒の安全率

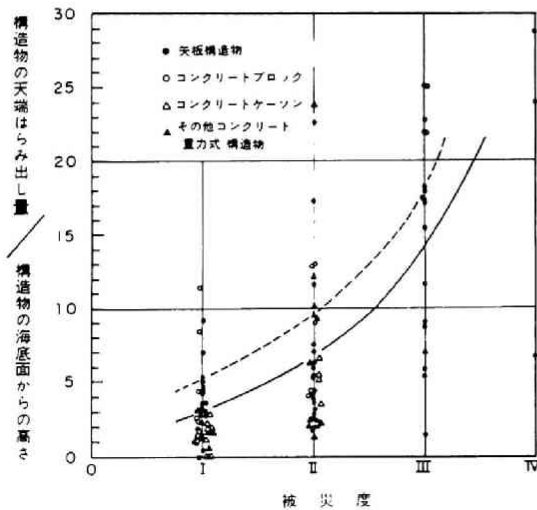


図3.100 被災度と天端はらみ出し量/壁高

表3.16 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。

表3.17 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	No 6	No 7	備考
		(D/H=0)	(D/H=¼)	(D/H=½)		
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	δ_T/H	5%	0.27	0.37	0.46	支持地盤加速度 α / 重力加速度 g
		2.5%	0.23	0.32	0.37	
		1%	0.20	0.26	0.29	

δ_T ; 天端はらみ出し量, H; 壁高

これらの図と表より、以下のことがわかる。

① 図3.98より、滑動の安全率は根入れ比D/Hが大きいほど高く、根入れ効果が現われている。

② 図3.99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、3.4.3 (4)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。この点については、2.4 現行設計法の問題点においても指摘したとおりであり、振動破壊実験においてその不合理さが確認されたことになる。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、表3.10、図3.97よりわかるように実験No 7の支持地盤の内部摩擦角が実験No 6のそれより約9度大きくなったためである。

③ 表3.17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、セルが被災の程度が軽微であると思われる $\delta_T/H=2.5\%$ の状態に至るのは震度が0.23~0.37においてである。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ことが明らかになった。

3.6.3 地盤をバネに置換する計算法による大型護岸模型の安定性

3.4で述べたように、振動時のセルの全体挙動が剛体的で、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等の実験事実から、地震時の安定性評価にはセルを剛体と仮定し、支持地盤をバネに置換した解析モデル（以下、バネ置換法と呼ぶ）を用いることが適切と考えられた。ここでは、このバネ置換法を大型護岸模型へ適用した結果と実験値とを対比し、解析モデルの妥当性を検討する。また、地震経験を有する実在のセル護岸への適用例についても述べる。

(1) 計算法の概要

以下に述べる安定計算法は、基本的には「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」⁸¹⁾（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3.101に示すように、外力としてセルの自重、地震時慣性力及び裏埋土圧を、抵抗力としてセルの底面反力、せん断抵抗力及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 $1/10$ 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。

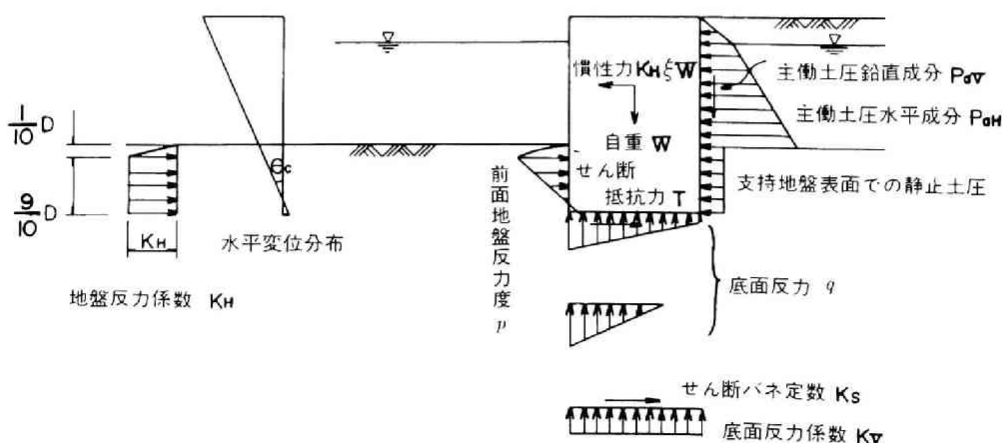


図3.101 外力、抵抗力および地盤反力係数

(i) 根入れ部前面の水平地盤反力度

$$\left. \begin{aligned} P_{12} &= K_{H1} (y_0 - l_1) \theta_c \\ P_{21} &= K_{H2} (y_0 - l_1) \theta_c \\ P_{22} &= K_{H2} (y_0 - l_1 - l_2) \theta_c \end{aligned} \right\} \quad (3.14)$$

(ii) セルの底面反力度

① 底面反力度が台形分布の場合

$$q_{1,2} = \frac{N_0 - U}{A} \pm K_v a \theta_c \quad (3.15)$$

② 底面反力度が三角形分布の場合

$$q_1 = K_v \theta_c d \quad (3.16)$$

(iii) セル底面のせん断力

① 底面反力が台形分布の場合

$$T = K_s (y_0 - D) \theta_c A \quad (3.17)$$

② 底面反力が三角形分布の場合

$$T = K_s (y_0 - D) \theta_c A' \quad (3.18)$$

(iv) 任意の位置におけるセルの水平変位

$$\delta_y = (y_0 - y) \theta_c \quad (3.19)$$

(v) セルの傾斜角

$$\theta_c = \frac{M_0 K_1 + H_0 K_2}{K_1 K_3 - K_2} \quad (3.20)$$

(vi) 回転中心の支持地盤表面からの深さ

$$y_0 = \frac{M_0 K_2 + H_0 K_3}{M_0 K_1 + H_0 K_2} \quad (3.21)$$

(vii) 式(3.20), 式(3.21)中の係数 K_1 , K_2 , K_3

① 底面反力が台形分布の場合

$$\begin{aligned} K_1 &= 2b \left(\frac{1}{2} K_{H1} l_1 + K_{H2} l_2 \right) + K_s A \\ K_2 &= 2b \left\{ \frac{1}{3} K_{H1} l_1^2 + K_{H2} l_2 (l_1 + \frac{1}{2} l_2) \right\} + K_s A D \\ K_3 &= 2b \left\{ \frac{1}{4} K_{H1} l_1^3 + \frac{1}{3} K_{H2} l_2^3 + K_{H2} (l_1 + l_2) l_1 l_2 \right\} \\ &\quad + K_s A D^2 + \frac{4}{3} b a^2 K_v \alpha_1 \end{aligned} \quad (3.22)$$

② 底面反力が三角形分布の場合

$$\begin{aligned} K_1 &= 2b \left(\frac{1}{2} K_{H1} l_1 + K_{H2} l_2 \right) + K_s A' \\ K_2 &= 2b \left\{ \frac{1}{3} K_{H1} l_1^2 + K_{H2} l_2 (l_1 + \frac{1}{2} l_2) \right\} + K_s A' D \\ K_3 &= 2b \left\{ \frac{1}{4} K_{H1} l_1^3 + \frac{1}{3} K_{H2} l_2^3 + K_{H2} (l_1 + l_2) l_1 l_2 \right\} \\ &\quad + K_s A' D^2 + K_v a^4 \nu_2 \end{aligned} \quad (3.23)$$

(Ⅷ) 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^2)

K_V ; セルの底面反力係数(tf/ m^2)

K_s ; セル底面地盤のせん断バネ係数(tf/ m^2)

α_1 ; セル底面の形状によって定まる係数(表3.18)

A' ; 浮上りを生じていないセルの有効底面積(m^2) (図3.102, 表3.19)

d ; 浮上りを生じていないセルの底面反力幅(m) (表3.19)

β ; 図3.102に示す角度(rad.)で, 次式を満足するように決定する.

$$N_0 - U = K_V a^3 \theta_c \nu_1$$

ν_1, ν_2 ; セル底面の形状により異なる係数(表3.19)

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)

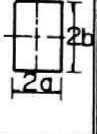
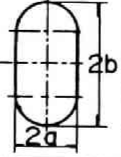
P_{21} ; 第2層上端での水平地盤反力度(tf/ m^2)

P_{22} ; 第2層下端での水平地盤反力度(tf/ m^2)

q_1 ; セル前趾の底面反力度(tf/ m^2)

q_2 ; セル後趾の底面反力度(tf/ m^2)

表3.18 形状係数

底面の形状		
	1	$1 - 0.411 \frac{a}{b}$

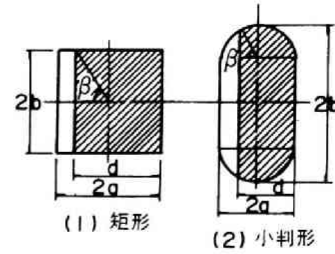


図3.102 有効底面積

表3.19 形状係数

底面の形状	A'	d	ν_1	ν_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	$a^2(\pi - \beta + \sin \beta \cos \beta) + 2(b - a)a(1 + \cos \beta)$	$a(1 + \cos \beta)$	$\frac{2}{3}\sin^3 \beta + \sin \beta \cos^2 \beta + (\pi - \beta) \cdot \cos \beta + (n - 1)(1 + \cos \beta)^2$	$\frac{2}{3}\sin^3 \beta \cos \beta + \frac{1}{4}(\pi - \beta) + \frac{1}{6}\sin 4\beta + \frac{1}{3}(n - 1)(1 + \cos \beta)^2(2 - \cos \beta)$

ただし、 $n = \frac{b}{a}$

(2) 外力の算定

セルに作用する外力は図3.101に示したように、裏埋土圧、中詰土による慣性力、自重及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に行った。

(a) 裏埋土圧

3.4.3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(3.1)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に現行設計土圧式に式(3.1)を適用して得られる土圧値を用いた。

(b) 慣性力

3.5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(3.13)で与えられることを示した。そこで、慣性力の算定には式(3.13)と震度の低減式(3.1)とを用いた。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、3.5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(3.13)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(3.1)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等を対象に導かれたものであり、壁体の大部分が砂等の粒状体で構成される鋼板セルに式(3.1)と式(3.13)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

3.4.3において記したように、セル根入れ部後壁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_{ao} を外力として作用させた。

$$P_{ao} = \frac{1}{2} \sum_i \gamma_i h_i \quad (3.24)$$

ここに、 γ_i ; 裏埋土 i 層の単位体積重量
 h_i ; 裏埋土 i 層の厚さ

(3) 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3.20に示す4種類の方法が記されている。そこで、実験No.5～No.7について、平板載荷試験、三軸圧縮試験、土研型動的円すい貫入試験により地盤反力係数を求め、それぞれについてセルの安定計算を行ったが、得られた変位や土圧において相互に大差がなかった。したがって、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記すことにする。

表3.20 変形係数 E_0 の求め方

種類	内 容	係 数 α_0	
		常時	地震時
1	直径 30cm の剛体円板による 平板載荷試験の繰返し曲線 から求めた変形係数の $\frac{1}{2}$	1	2
2	ボ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) 変形係数

変形係数 E_0 (kgf/cm²) としては、図3.103(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 δ_0 での割線勾配の $\frac{1}{2}$ とする。ここで、セルは図3.103(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 δ_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 δ_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。

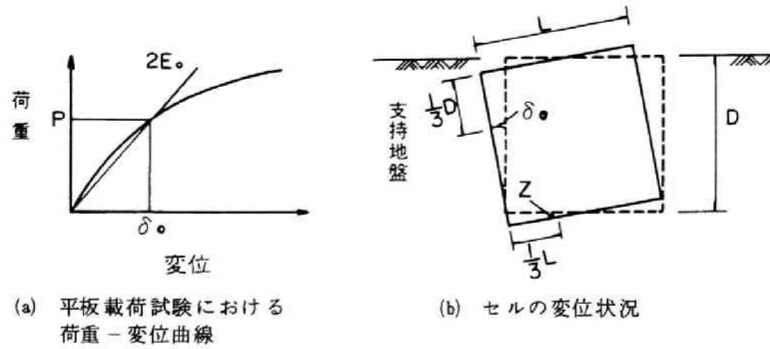


図3.103 平板載荷試験結果からの変形係数の算定

(b) 水平地盤反力係数

$$K_H = K_{H0} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} = 1.28 K_{H0} B_H^{-3/4} \quad (3.25)$$

ここに、 K_H ; 水平地盤反力係数 (kgf/cm²)

K_{H0} ; 直径30cm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/cm²)

$$K_{H0} = \frac{1.2}{30} \alpha_0 E_0 = 0.04 \alpha_0 E_0$$

α_0 ; 表3.20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3.104のように求めた。

(c) 底面反力係数

$$K_V = K_{V0} \left(\frac{B_V}{30} \right)^{-3/4} = 1.28 K_{V0} B_V^{-3/4} \quad (3.26)$$

ここに、 K_V ; 底面反力係数 (kgf/cm²)

K_{V0} ; 直径30cm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/cm²)

$$K_{V0} = \frac{1}{30} \alpha_0 E_0 = 0.033 \alpha_0 E_0 \quad \alpha_0 = 2$$

B_V ; 根入れ部の換算載荷幅 (cm), ここでは図3.104の底面形状で求めた。

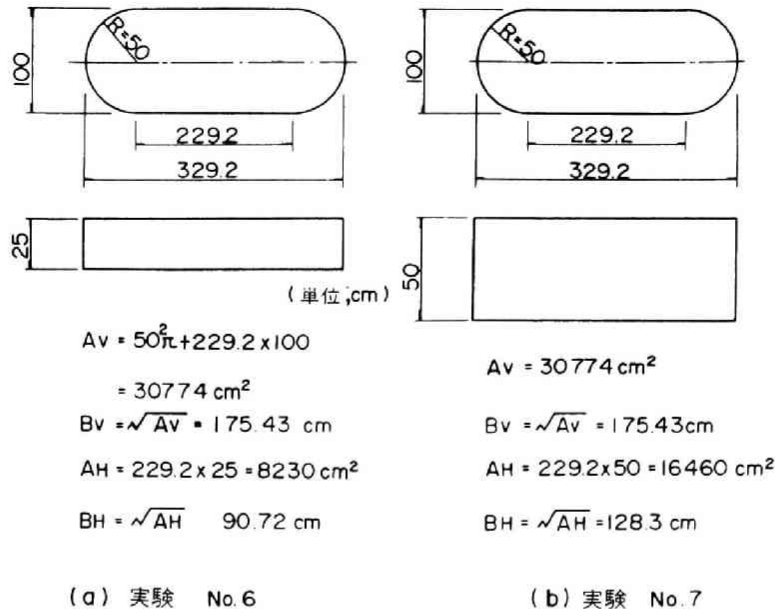


図3.104 換算 載 荷 幅

(4) 護岸模型の安定計算結果

安定計算上の外力は、(2)で述べた方法により、図3.97に示した大型護岸模型諸元や単位体積重量、内部摩擦角及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1.0m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、平板載荷試験結果を用いて式(3.25)及び式(3.26)により求めた。

これらの外力や地盤反力係数を用いて、(1)の方法で模型セルの安定計算を行った。実験No.6の場合を例として、セルの天端水平変位、底面反力度、セル根入れ部前壁土圧の分布、セル根入れ部の最大前壁土圧をそれぞれ実測値とともに、図3.105～図3.108に示す。なお、図3.106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。

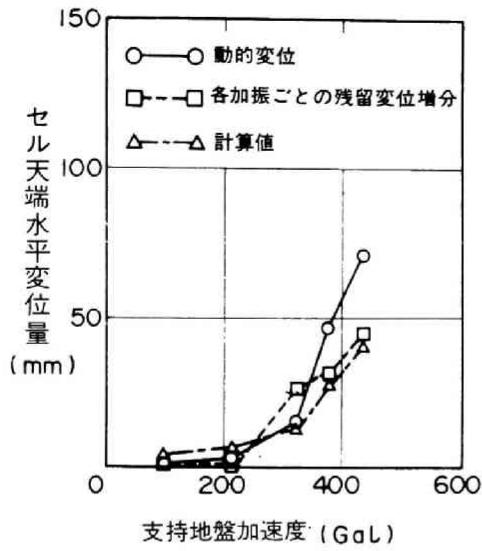
① 図3.105、3.106より、セル天端水平変位及び底面反力度の計算値は実測値とよく一致している。なお、変位の実測値とは一段階の加振で生じたセル天端の水平はらみ出し量である。

② 図3.107より、根入れ部前壁土圧の計算値の分布形状は、海底地盤表面付近で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。

③ 図3.108より、セル根入れ部の最大前壁土圧の計算値は、加速度とともに増加しており、実測値と値が幾分異なるものの同様の傾向を示している。

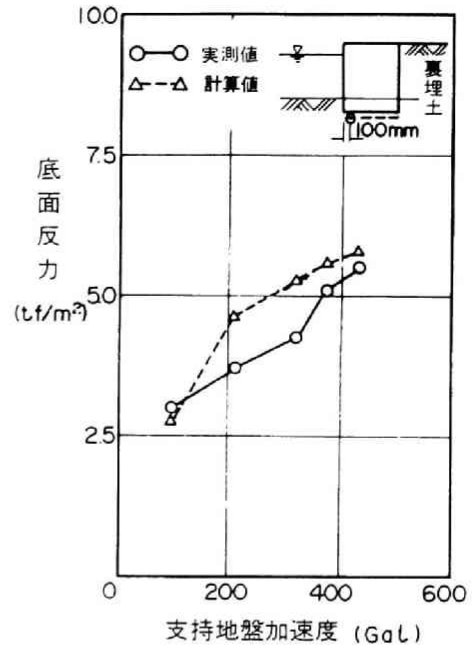
④ 上記①～③の結果は、実験No.5、No.7についても同様であり、バネ置換法によると、セルの根入れ効果及び根入れ部前壁土圧の分布形状を説明できる。

以上の結果から、ここに示した根入れ鋼板セルの地震に対する静的解析モデルは工学的に十分な精度で実用に供し得るものと考えられる。



実験 No.6 (D/H=1/4)

図3.105 セル天端水平変位と支持地盤加速度



実験 No. 6 (D/H=1/4)

図3.106 底面反力と支持地盤加速度

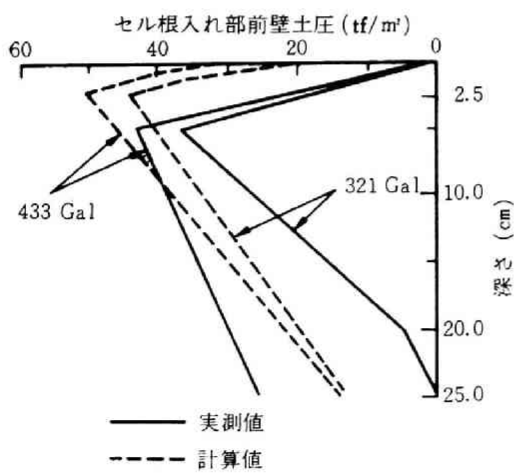


図3.107 前壁土圧の実測値と計算値の比較

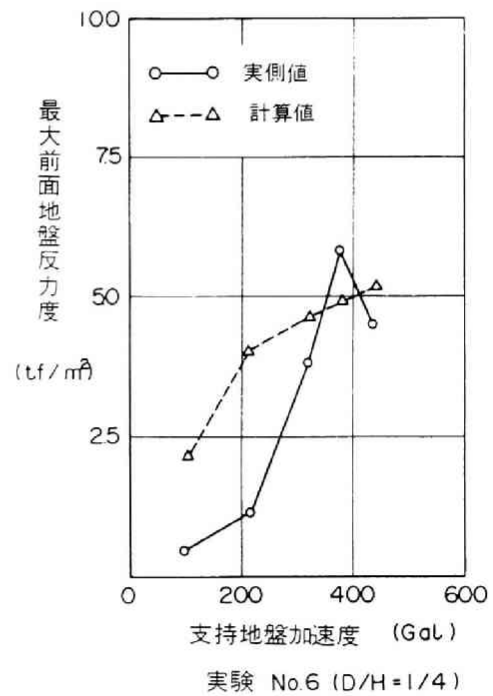


図3.108 最大前壁土圧と支持地盤加速度

(5) 実在セル護岸への適用例

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無い。そこで、耐荷機構のみならず設計法も異なるが、過去に大きな地震を受けた鋼矢板セルを仮に鋼板セルとみなし、鋼板セルの現行設計法と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。

地盤をバネに置換する計算法においては、設計震度及び中詰土の有効質量係数は表3.21に示した地盤加速度を用いて、それぞれ式(3.1)、式(3.13)により求め、裏埋土圧と慣性力を算定した。地盤反力係数については、式(3.25)、式(3.26)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 ϕ から次式⁸²⁾により求めた。

$$N = \frac{1}{20} (\phi - 15)^2$$

$$E_0 = 28N \tag{3.27}$$

表3.21 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	218Gal	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20Gal	1969年

次に、安定計算における判定条件は示方書等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 δ_a を越えない。ただし、許容変位は、3.6.2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_y を越えない。

$$P_y = 4 \gamma y \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \tag{3.28}$$

ただし、 ϕ ；土の内部摩擦角

γ ；土の単位体積重量

y ；支持地盤面からの深さ

水平地盤反力度が P_y 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_y を越えないように繰返し計算を行う。

(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、次式で表される許容せん断抵抗力 H_a を越えない。

$$H_a = V \tan \phi \tag{3.29}$$

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）

ϕ ；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_y 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3.81, 図3.82, 表3.17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³⁸⁾は、プレシオメータ試験による砂地盤の極限水平反力度 P_y が、 $P_y=(1\sim4)\gamma y(1+\sin\phi/1-\sin\phi)$ の範囲にあり、実際の杭ではBromsの提案を参考にし、 $P_y=3\gamma y(1+\sin\phi/1-\sin\phi)$ で与えられるとしている。

(iii) 久保¹⁸⁾は、短杭の横抵抗に関する静的水平荷重実験において、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¹⁹⁾は、ウェルの横抵抗に関する静的水平荷重実験において、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。

計算の対象とした鋼矢板セルの断面と土質条件を図3.109に、過去に受けた地震を表3.21に示す。現行設計法及び地盤をバ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3.22, 表3.23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。

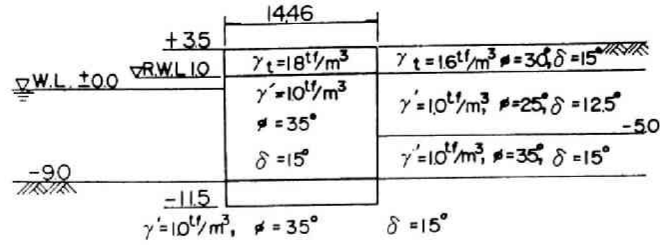
表3.23からわかるように、バネ置換法で得られる変位、反力度等は、上記の許容値以下であり、対象としたセル護岸が被害を受けなかった事実とも一致した。しかし、表3.22より、現行設計法でも所定の安全率を満たしたため、両方法の差が明確に現われなかった。

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。

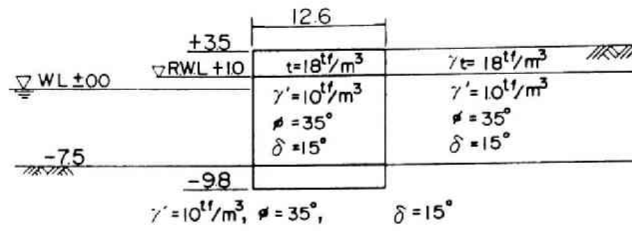
表3.22 現行設計法による安定計算結果

検討項目 港名・施設名	転 倒		滑 動		底面反力度 (tf/m ²)	
	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	1.85	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

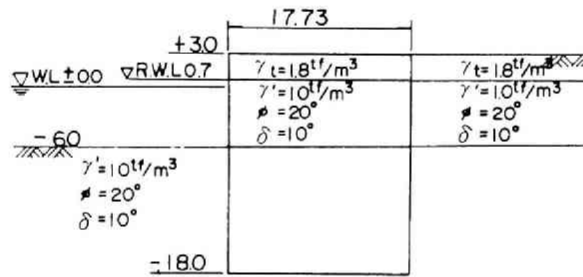
* 基準での安全率



(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 - 8 m取付護岸 (単位 ; m)

図3.109 既設セル式構造物の諸元と土質条件

表3.23 地盤をバネに置換する安定計算結果

検討項目	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 ²)	極限反力 (tf/m ²)	底面反力 (tf/m ²)	許容 支持力 (tf/m ²)	せん断力 (tf/m ²)	せん断 抵抗力 (tf/m ²)	
室蘭港 日通 5号, 6号岸壁	49.0	0.39	36.6	36.9	48.6	180.2	105.2	181.2	△ 三角形
室蘭港 日通 7号岸壁	36.5	0.33	33.9	34.0	41.6	159.4	73.6	141.5	△ 三角形
函館港 北浜 - 8 m取付護岸	179.0	1.99	12.3	12.7	30.0	51.4	15.0	149.0	□ 台形

3.6.4 地震時安定性計算法の提案

3.6.3に示した地盤をバネに置換する計算法は、3.3～3.5の実験事実に立脚した解析モデルであり、大型護岸模型の変位、根入れ部前壁土圧、底面反力の実測値とも妥当な一致を示し、根入れ効果も当然ながら説明可能であることから、根入れ鋼板セルの地震時安定性計算法として、3.6.3に示したバネ置換法を提案する。安定性計算における判定条件としては地盤をバネに置換する計算法利用上の留意点として以下に記す。なお、これについても、3.6.3で一部述べており重複するところもあるが、設計法の提案であることを考慮し、数値を著者なりに若干変更したところもあるため改めて以下に記す。

(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 α 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。

$$\left. \begin{aligned} K_H &= \frac{\alpha}{g} & \alpha \leq 0.2g \\ K_H &= \frac{1}{3} \left(\frac{\alpha}{g} \right)^{1/3} & \alpha > 0.2g \end{aligned} \right\} \quad (3.30)$$

ただし、 g ；重力加速度

なお、裏埋土圧は、基準¹⁵⁾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 ξ を用いることができる。

$$\left. \begin{aligned} \xi &= 1.0 - K_H & K_H \leq 0.2 \\ \xi &= 0.8 & K_H > 0.2 \end{aligned} \right\} \quad (3.31)$$

(3) 極限応力

(a) 根入れ部前面の極限水平地盤反力度 P_y

$$P_y = 4\gamma y \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \quad (3.32)$$

ただし、 ϕ ；土の内部摩擦角

γ ；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 τ_a

$$\tau_a = V \tan \phi / A \quad (3.33)$$

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

ϕ ；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、過去の岸壁や護岸の被災事例等を参考に海底面よりのセル壁高の1.0～2.5%程度とする。

3.7 結 語

本章では、根入れ鋼板セルの合理的かつ経済的設計法の確立を目的に、小型模型、大型模型を用いた静的水平載荷実験並びに振動台による振動実験を行い、鋼板セルの静的挙動、静的耐荷性状について検討するとともに、(i)セル自体の動的挙動、(ii)セルと裏埋土等からなる護岸全体の動的挙動、(iii)セルの根入れ効果、(iv)裏埋土圧、根入れ部前壁土圧、(v)中詰土の有効質量等を明らかにした。また、主として大型模型の振動実験結果に基づき、根入れ鋼板セルの地震時安定性について検討し安定性評価法に関する一提案を行った。

本章の研究で得られた主な成果をまとめて以下に列挙する。

(1) 鋼板セルの静的挙動

① 中詰時、セル壁に働く中詰土圧係数 K_h は、 $K_h = 0.54 \sim 0.72$ であり、現行設計基準の中詰土圧係数 $K_{h0} = \tan \phi$ (0.58 , $\phi = 30$ 度) はセル本体に対してほぼ妥当な値を与える。

② 鋼板セルの天端傾斜角は前壁傾斜角とほぼ等しく、セルの挙動は剛体のそれに近い。また、置き鋼板セルの水平抵抗力は、硬地盤の場合主として中詰砂の性状に、軟地盤の場合地盤の支持力に支配されると考えられる。

③ 根入れ比（根入れ長 D / 壁高 H ）が増すほどセルの静的水平抵抗力は大きくなり、根入れ効果が顕著に認められる。

④ 鋼板セルは類似構造物の鋼矢板セルより初期剛性が高く、また、耐荷変形能も優れており、鋼矢板セルの現行設計法より耐力を低く評価する根入れ鋼板セルの現行設計法は安全側すぎる。

(2) 鋼板セルの耐震性

(a) セルの振動挙動

① 鋼板セルの動的挙動は剛体のそれに近く、ロッキング振動が卓越している。また、裏埋土の振動挙動はセルのそれに近い。

② 裏埋土の無い防波堤タイプでは、根入れセルは地盤の拘束効果により置セルより共振振動数が高く、共振時、地盤に対する応答倍率も低い。一方、裏埋土の有る護岸タイプでは、裏埋土の動特性の影響を強く受け、セル自体の振動特性が拘束される傾向にある。

③ 根入れ比が大きくなるほどセルの残留変位、傾斜角等は置セルに比して減少し、セルの地震時安定性に及ぼす根入れ効果は顕著である。

④ 裏埋土の無いセルでは、裏埋土の有るセル以上に振動台で加振しても残留変位が殆んど生じないことから、セルの安定性に及ぼす裏埋土の影響は大きい。

(b) セルに働く土圧

① セルに作用する実測裏埋土圧合力は、現行設計法による地震時主働土圧合力より小さく、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合力を過大に、土圧抵抗力を過小に評価し、非常に安全側の結果を与える。

② 実測根入れ部前壁土圧は、海底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していることから、根入れ部前壁にはセルの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る。

③ 裏埋土圧に関しては、式(3.1)により低減した設計震度を用いると、現行設計土圧合力が実測裏埋土圧合力に近づきながらも、なお、安全側の値を与える。それゆえ、設計的観点からは主働土圧の計算に震度低減式が適用可能と考えられる。

④ 底面反力の動的成分は前壁側で増加、後壁側で減少の剛基礎に近い分布形をとることから、重力式基礎での支持力の検討法が適用可能と考えられる。

(c) 中詰土の有効質量

セルの慣性力に寄与する中詰土の見かけ上の有効質量は加速度の増加とともに減少し、中詰土の有効質量係数 ξ として実験式(3.13)を得た。

(d) 安定計算

① 鋼板セル護岸模型の安定性検討において現行設計法は、セルの耐力をかなり小さく評価し、非常に安全側の結果を与える。

② 低減した震度と有効質量係数を用い、かつ、地盤をバネに置換する安定性計算法に

よると、セルの変位や土圧が実測値とほぼ一致し、根入れ鋼板セルの地震時安定性を適切に評価しうる。

③ 上記②の地盤をバネに置換する計算法利用上の留意点として、実験結果並びに他基準、文献も参考に土圧、変位等に関する許容値を提示するとともに、中詰土の有効質量や震度の低減式の利用法を示し、根入れ鋼板セル向けとして新しい設計法を提案した。

第4章 実物根入れ鋼板セル護岸の 地震時挙動の観測^{1)~4)}

4.1 概 説

第3章においては、各種模型実験に基づき、根入れ鋼板セルの地震時安定性検討法として、地盤をバネに置換し、中詰土の有効質量係数を導入した計算法を提案した。本計算法については既に一部で活用されつつあるが、今後、広く用いられるためには実在構造物での地震応答の観測等による妥当性の検討、並びにより合理的設計法へ発展させるための基礎データの入手が必要と判断された。そこで、根入れ鋼板セルが初めて施工された住友金属工業㈱和歌山製鉄所西防波堤沖において、セル護岸の地震時挙動観測の機会を得、加速度、土圧等を1984年2月より観測中である。なお、和歌山地区は昔より震度Ⅰ、Ⅱとレベルの低い地震が大半ながらもその発生頻度は極めて高く、1951~1976年における有感地震発生回数は、平均 133回/年にも達する。

4.2 では、護岸の概要、計測目的、計測機器とその設置法及び土質調査結果等について述べた。4.3 では、1986年8月迄に得た主な観測記録について周波数分析することにより、地盤と根入れ鋼板セルの振動特性について検討するとともに加速度、土圧の最大値分布や時刻歴分布より提案設計法での仮定の妥当性を検証した。4.4 では、根入れ鋼板セル護岸の地震時挙動を表現し得る解析手法を得ることを目的にFLUSHによる応答計算を実施し、実測値との比較を行うとともに、線形の平面歪要素を用いた応答解析プログラムを開発し、その適用性も検討した。4.5 では、3.6の地震時安定性計算法により得られる土圧値と実測値とを比較し、提案設計法の実用性を調べた。4.6 では、地震観測で得られた結果をとりまとめ列挙した。

4.2 観測内容

4.2.1 観測場所と根入れ鋼板セル護岸の概要⁵⁾

根入れ鋼板セルが施工された場所は図4.1に示すように、和歌山市にある住友金属工業㈱和歌山製鉄所西防波堤沖であり、同図A部の拡大図にあるように176.5万㎡の埋立て工事用護岸の一部の1245mに採用されている。使用されたセルは、直径19.5m×高さ20.0m×板厚12.0mmのもの57基、アークは弧長10.8m×高さ20.0m×板厚9.0mmのもの116枚であり、根入れ深さはセル、アークとも6mである。根入れ鋼板セル護岸の概要を図4.2に示す。

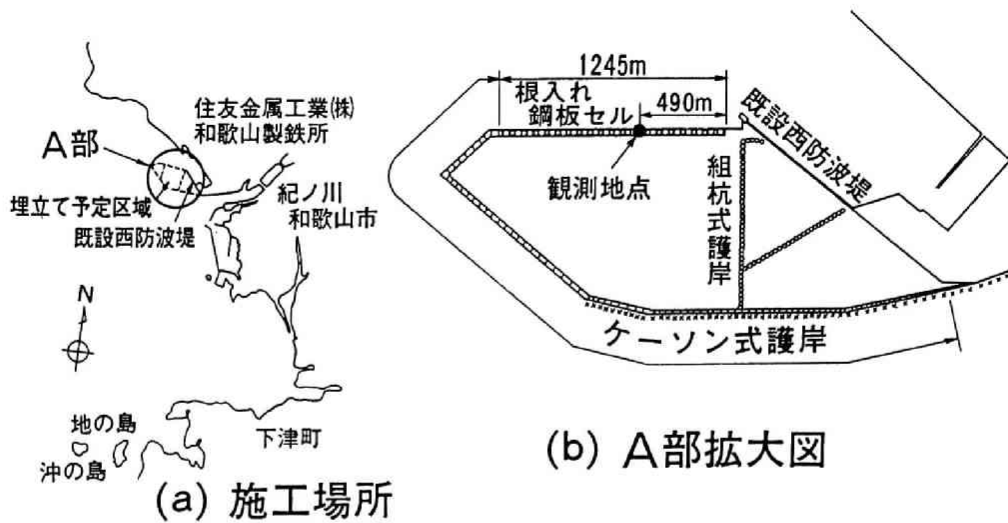


図 4.1 根入れ鋼板セル施工場所

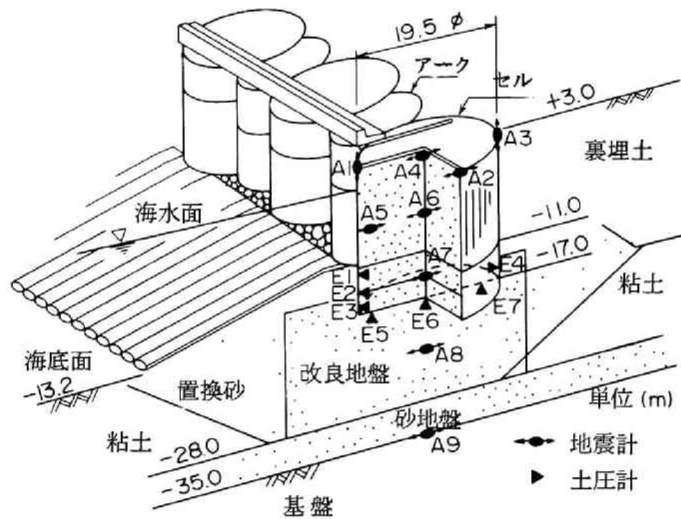


図 4.2 根入れ鋼板セル護岸の概要

原地盤は海底面から約15m深さ迄シルト質粘土の軟弱地盤であるが、セル部の地盤は床掘、置換砂が施され、さらにサンドコンパクションパイルにより地盤改良されている。なお、観測対象としたセルでの中詰土部を含めての土質調査については4.2.5で記す。

4.2.2 計測項目と目的

計測項目は①地盤，中詰土，セルの加速度，②セル根入れ部前壁土圧，底面反力，裏埋土圧であり，それぞれの項目に対する目的は表4.1に示すとおりである。

4.2.3 計測位置と使用計測機器

計測位置は図4.2に示すとおりで、加速度計9点、土圧計7点である。加速度計A1～A3はセル殻に取付けたものであり、A1、A3のみ上下方向で、他については護岸法線と直角水平方向の加速度を計測している。計測機器は表4.2の概略仕様に示すように加速度計にはサーボ型を、土圧計には2次ダイヤフラム式差動トランス型（ステンレス製特注品）を用いている。なお、土圧計については、この種動的計測例が少ないこともあり事前に静的、動的検定を行い、特性を十分にチェックの上、設置、計測を実施している。

表 4.1 計測項目と目的

計測項目	目的
(1) 地盤，セルの加速度	① 提案設計法の仮定の妥当性検証。 (a) セルにおける剛体置換の適否。 (b) セルにおけるロッキング振動モード卓越の有無 (c) 中詰土有効質量係数の裏付けデータ入手。
	② より合理的設計法へ発展のための基礎データの入手。 (a) 地盤，セルの振動特性 (b) セルの地盤に対する応答倍率
(2) 前壁土圧，底面反力，裏埋土圧	① 提案設計法の仮定の妥当性検証 (a) 根入れ部前面と底面の地盤をバネに置換することの適否 (b) 裏埋土圧を低減することの適否

表 4.2 計測機器名と概略仕様

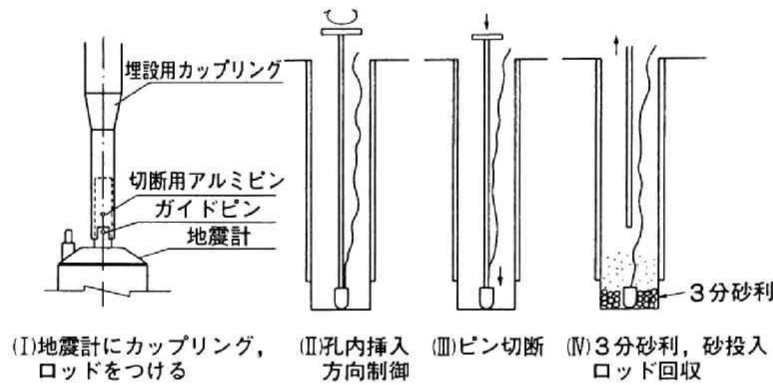
計測機器名		数量	性能	
変換器部	1. 底面反力用土圧計	3 コ	・ 7 kgf/cm ² , 210φ×15 t _{mm} , 差動トランス型 ・ 二次ダイヤフラム方式	
	2. 側壁土圧計	前壁用	3 コ	5 kgf/cm ² , 148φ×75 t _{mm} 他は 1.と同じ
		後壁用	1 コ	10 kgf/cm ² , 148φ×75 t _{mm} 他は 1.と同じ
	3. 地震計	水平	7 台	・ 2 G, サーボ型加速度計 ・ 0.1~35Hz, 800φ×209 h _{mm}
鉛直		2 台	水平と同じ仕様	
増幅器部・制御部	1. 土圧計用増幅器	1 台	・ 7 ch, 0.2~30Hz, 測定レンジ 6段 ・ 各レンジの±0.5%以内精度	
	2. 土圧計用自動感度切換器	1 台	7 ch, 切換 3段 (1, 1/3, 1/10)	
	3. 地震計用増幅器	9 ch	・ ±1000 Gal, 最小分解能; 0.01 Gal ・ 測定レンジ; 6段 (3, 10, 30, 100, 300, 1000 Gal) ・ 自動感度切換 2段 (1/3, 1/10)	
	4. 起動装置	1 台	起動レベル 9段, AND, OR 判定特性	
	5. タイムコードジェネレーター	1 台	BCD直列パルス符号出力	
記録部	1. 電磁オシログラフ	2 台	・ ハロゲンランプ光源, 18 ch/台 ・ ガルバノメーター; DC~300 Hz, 感度 45 mm/mA 及び 13 mm/mA.	

4.2.4 変換器設置法

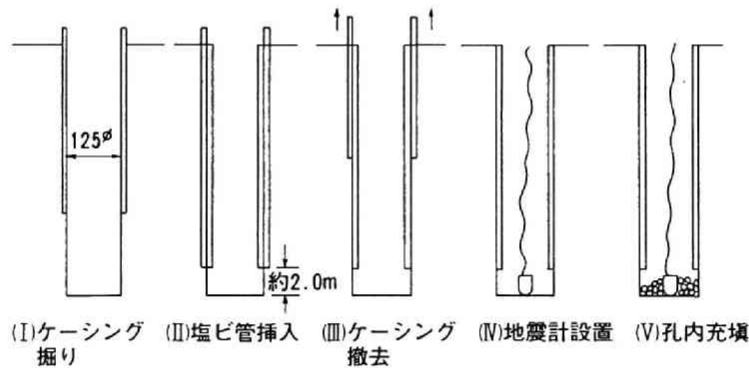
側壁土圧計についてはセル打設前にセル殻に取付けたが、底面反力計測用土圧計及び加速度計についてはセル打設及び中詰後に、所定深度迄ボーリング孔を掘削することにより設置した。以下に設置法の概要を記す。

(1) 地震計の設置

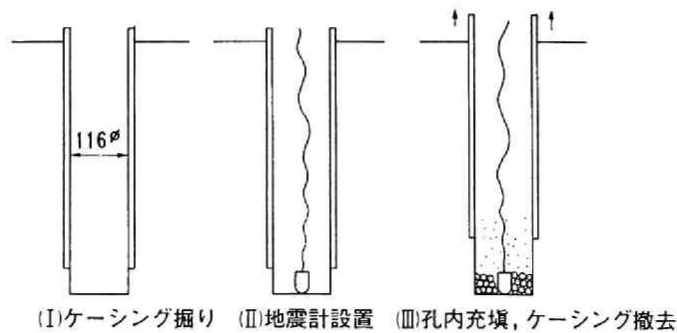
地震計の設置用治具は図4.3(a)に示すように、埋設用カップリングと方向制御用の柄から構成されており、カップリングと地震計を接合するアルミピンを切断することにより所定位置へ地震計が設置可能である。設置手順は図に示すとおりである。



(a) 地震計の設置手順



(b) 支持地盤への埋設 (A7, A8, A9)



(c) 中詰砂内への埋設 (A4, A5, A6)

図 4.3 地震計の埋設方法

(a) 支持地盤への埋設（孔壁自立）

計測位置A7, A8, A9についての削孔手順は図4.3(b)に示すとおりで、地震計の設置には図4.3(a)の治具が用いられた。

- ① 外径125mmのケーシングパイプにて削孔
- ② 所定深度より2.0m上迄塩ビ管そう入
- ③ 鋼管ケーシング撤去
- ④ 地震計を設置
- ⑤ 孔内へ砂を充填

(b) 中詰砂内への埋設

計測位置A4, A5, A6についての削孔手順は図4.3(c)に示すとおりで、地震計の設置には図4.3(a)の治具が用いられた。

- ① 外径116mmのケーシングパイプにて削孔
- ② 地震計設置
- ③ 孔内へ砂を充填しながらケーシングパイプ引抜く

(c) セル殻への取付

治具を介して溶接またはアンカーボルトにて地震計をセル殻へ取付けた。

(2) 土圧計の設置

(a) 土中土圧計の設置

土中土圧計の設置手順は図4.4に示すとおりである。また、設置用治具は図4.5に示すように、地震計設置とほぼ同様にロッドを押し込み、軟質合金を切断して土圧計を所定位置へセットできるようにしたものである。

(b) セル側壁への土圧計取付け

側壁土圧計については、セル加工現場にてセル胴板に土圧計より若干大きな径の孔をあけ、土圧計受圧面とセル外壁面が一致するように取付けている。

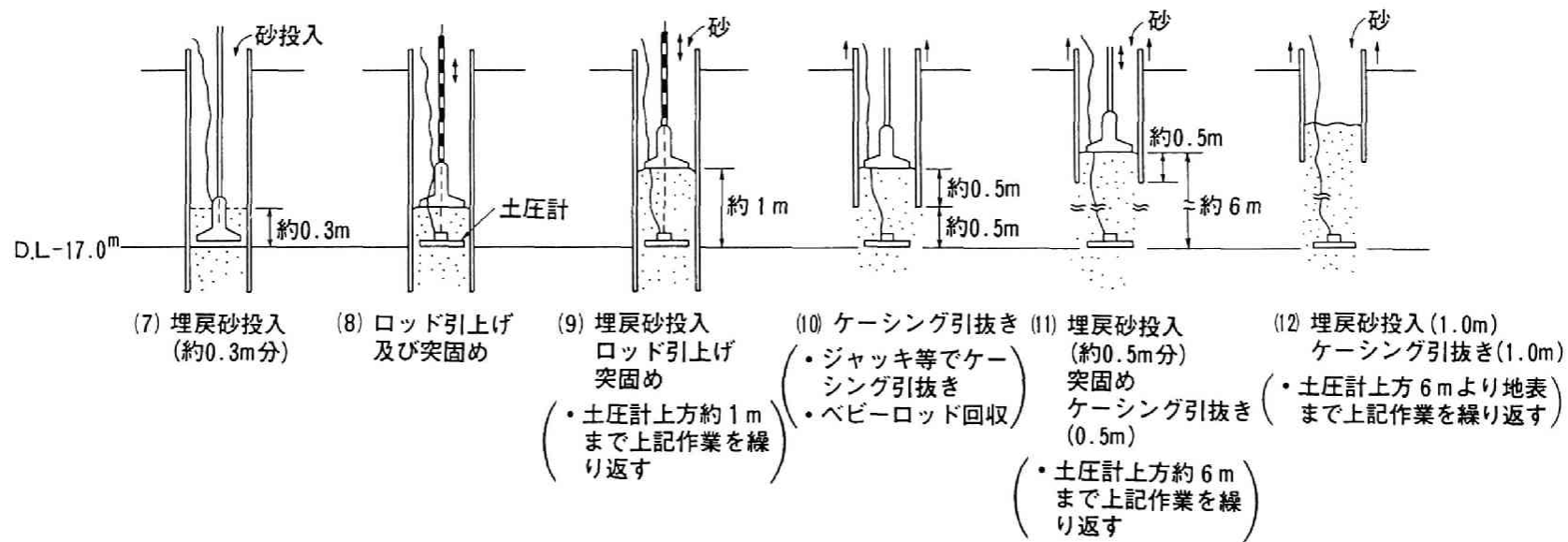
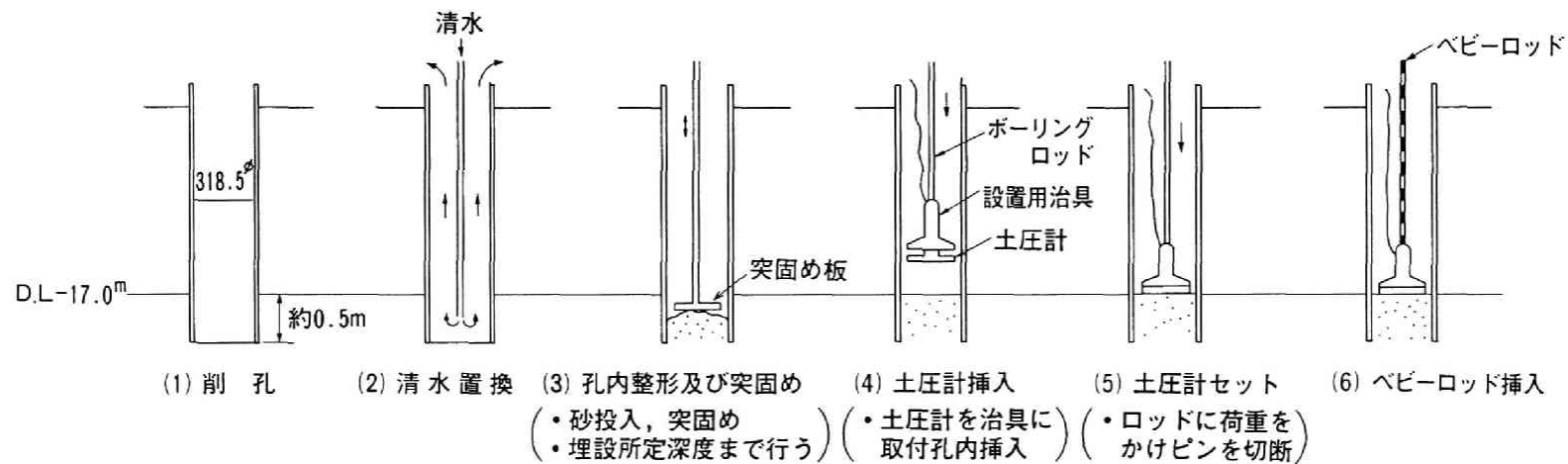


図 4.4 土 圧 計 の 設 置 手 順

4.2.5 土質調査

(1) 調査項目

土質調査の項目、目的及び方法を表4.3に示す。実施項目は原位置試験と室内試験に区分される。室内試験で用いた試料はツイストサンプラーを用いて原位置より採取したものであり、サンプリングした試料は運搬時の密度変化を防ぐため現地でドライアイスにより凍結し試験室に搬入している。

(2) 調査結果

標準貫入試験結果及びP S検層結果を図4.6に示す。図より、地層は標高0mから下へ向って中詰砂、置換砂及び原地盤より構成されている。

表 4.3 土質試験項目

	試験項目	目的
原位置試験	標準貫入試験	貫入抵抗, N値
	孔内载荷試験	水平地盤反力係数
	物理探査	弾性波速度
	サンプリング	不攪乱試料採取
室内試験	比重試験	比重 G_s
	含水量試験	含水比 w
	密度試験	湿潤密度
	粒度試験	粒度
	三軸圧縮試験	内部摩擦角
	壁面摩擦角試験	壁面摩擦角

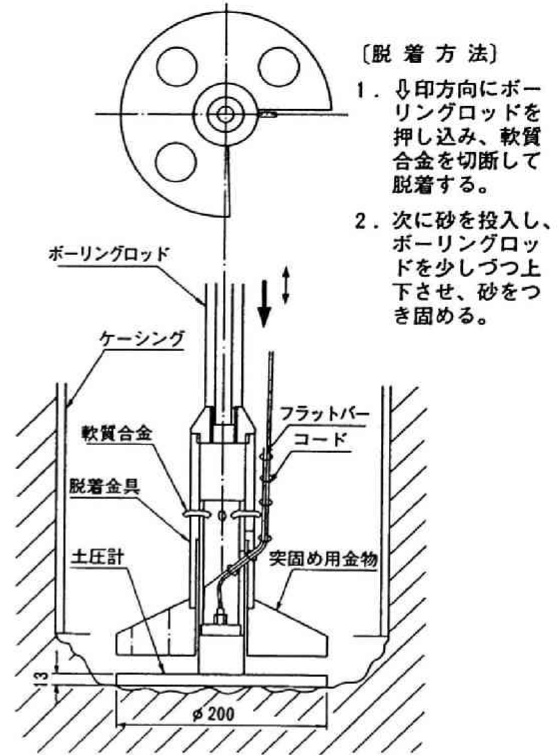


図 4.5 土圧計設置用治具

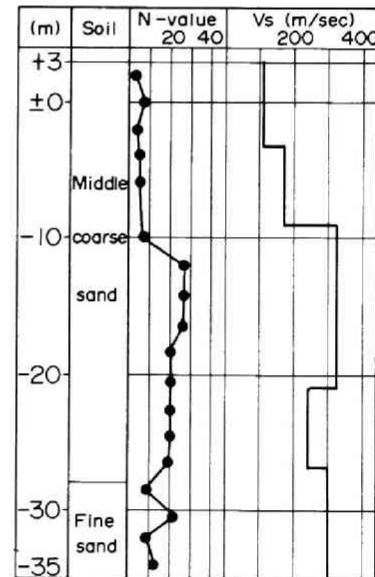


図 4.6 土質柱状図

(a) 中詰砂

地表よりD.L.-10.5m迄が中詰砂であるが、下位の置換砂との境界は不明確である。中砂～粗砂が主体で貝殻片の混入がある。N値は3～9と比較的緩い。

(b) 置換砂

D.L.-10.5mよりD.L.-27.4m付近迄が置換砂であり、中砂～粗砂が主体で、N値は上

部で28~29, 下部で19~21と締っている。

(c) 原地盤

D.L.-27.4m以深, D.L.-35m (孔底)迄, 細砂, 砂質シルト, シルト質粘土等の互層であり, N値は砂質土で12~22, 粘性土で7~8となっている。

粒度試験結果を図4.7に, 室内試験結果の一覧を表4.4に示す。表より試料のせん断抵抗角は約40度で壁面摩擦角は約20度とせん断抵抗角の $\frac{1}{2}$ 程度である。

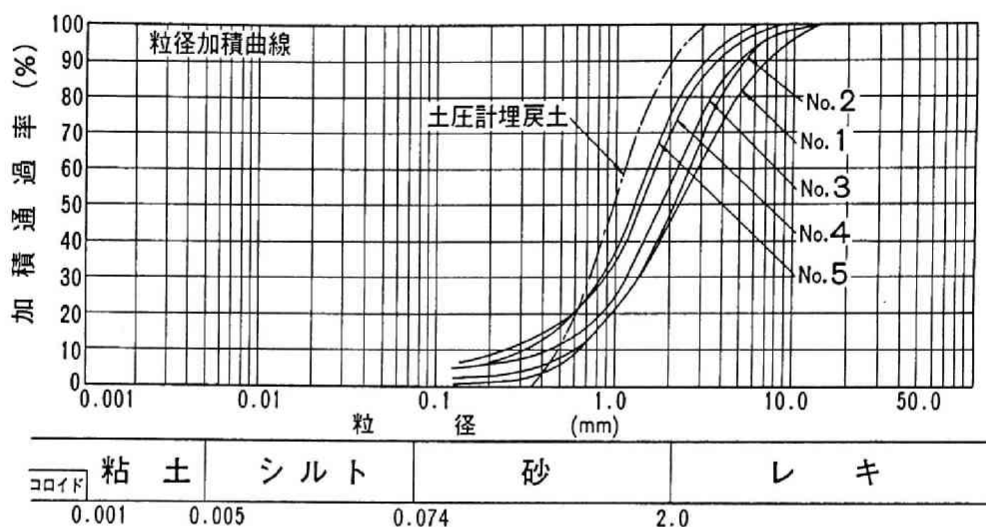


図 4.7 粒 径 加 積 曲 線

表 4.4 室内土質試験結果

サンプリング No.	1	2	3	4	5	
深度 (DL m)	+0.5 ~-0.1	-5.0 ~-5.7	-11.0 ~-11.4	-17.0 ~-17.6	-23.0 ~-23.6	
均等係数	4.9	4.0	5.2	6.8	5.15	
物理試験	土粒子の比重	2.59	2.58		2.60	
	自然含水比 (%)	26.9	24.8	27.5	19.8	18.9
	間隙比	0.70	0.64	0.71	0.51	0.49
	湿潤密度 (gf/cm ³)	1.94	1.96	1.93	2.05	2.07
縮三試験軸圧	粘着力 (kgf/cm ²)	0				
	内部摩擦角	38° 05'	38° 32'	38° 18'	40° 46'	42° 36'
	壁面摩擦角	20° 45'	20° 00'	—	—	22° 00'

4.3 観測結果とその考察^{1), 2)}

4.3.1 観測地震

1984年2月に観測を開始して以来, 1986年8月までの2年半で震度 I, II が大半ながら

も43の地震記録が得られている。このうち比較的加速度の大きいもの、卓越振動数が高いもの、低いもの等の例として地震の諸元と地盤，セル天端の最大加速度を表4.5に，また，表4.5の記録No.8，No.13，No.17，No.23の加速度並びに土圧波形の一部を図4.8～4.11に示す。

表 4.5 観 測 表

記録 No.	7	8	12	13	17	23	25	41	
発生年月日	1984 5.30	1984 6.25	1984 8.2	1984 8.7	1984 9.14	1985 1.6	1985 1.28	1985 1.29	
震源地	兵庫県 南西部	和歌山 北部	和歌山 北部	日向灘	長野県 西部	和歌山 北部	和歌山 北部	和歌山 北西部	
マグニチュード	5.6	4.4	3.0	7.1	6.8	5.5	3.6	3.3	
震源深さ (km)	17	6	8	33	2	69	7	8	
震央距離 (km)	96	4	7	344	284	41	4	7	
震 度	II	III	II	—	I	III	II	III	
最大 加速度 (gal)	地 盤	5	33	3	4	2	9	13	2
	セ ル 天 端	10	61	2	6	5	16	30	4

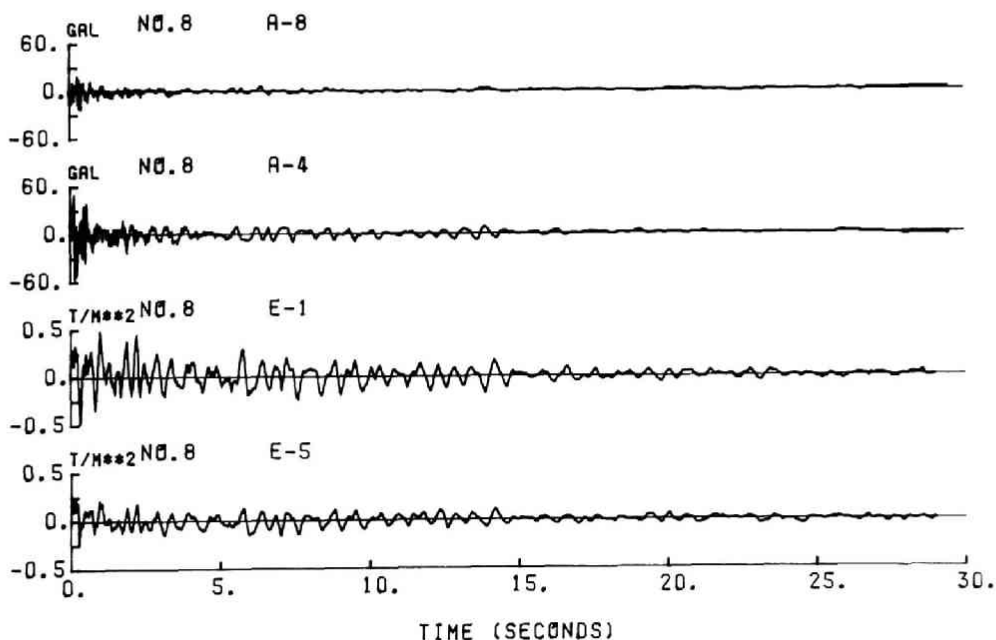


図 4.8 記録波形 (No. 8 ; 和歌山県北部地震)

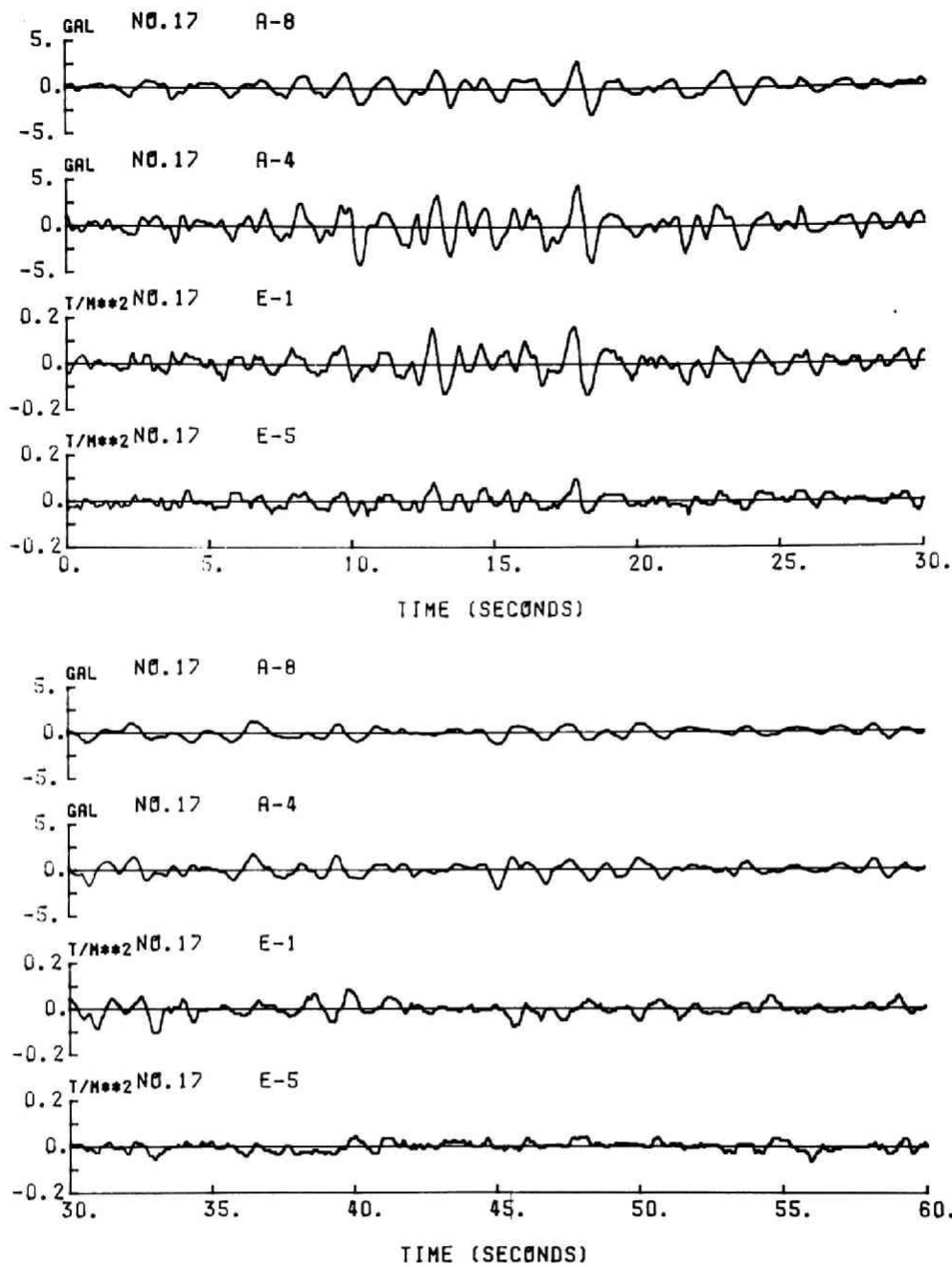


図 4.9 記録波形 (No.13:日向灘地震)

表4.5及び図4.8～4.11よりわかるように、加速度が最大の地震は1984年6月25日発生のと歌山県北部沿岸を震源地とした震央距離が約4kmの記録No.8で、支持地盤A9の最大加速度は33 Gal、セル天端A2の最大加速度は61 Galであり、震源が浅く直下型で卓越振動数が高いことに特徴がある。

また、記録No.13は1984年8月7日発生の日向灘地震で、記録No.17は1984年9月14日発生のと野県西部地震であり、震央距離がそれぞれ344km、284kmと遠距離型に属しており、卓

卓越振動数が低いことに特徴がある。なお、支持地盤A9で得られた最大加速度値は前者で4Gal、後方で2Gal程度とかなり小さい値であった。

次に、記録No.23は和歌山県北部を震源地とし、1985年1月6日発生 of 震源距離41kmの地震で、記録No.8につぐ震度Ⅲの近距離型である。図4.11の波形から記録No.23の卓越振動数は記録No.13、No.17のそれらより高いことがわかる。

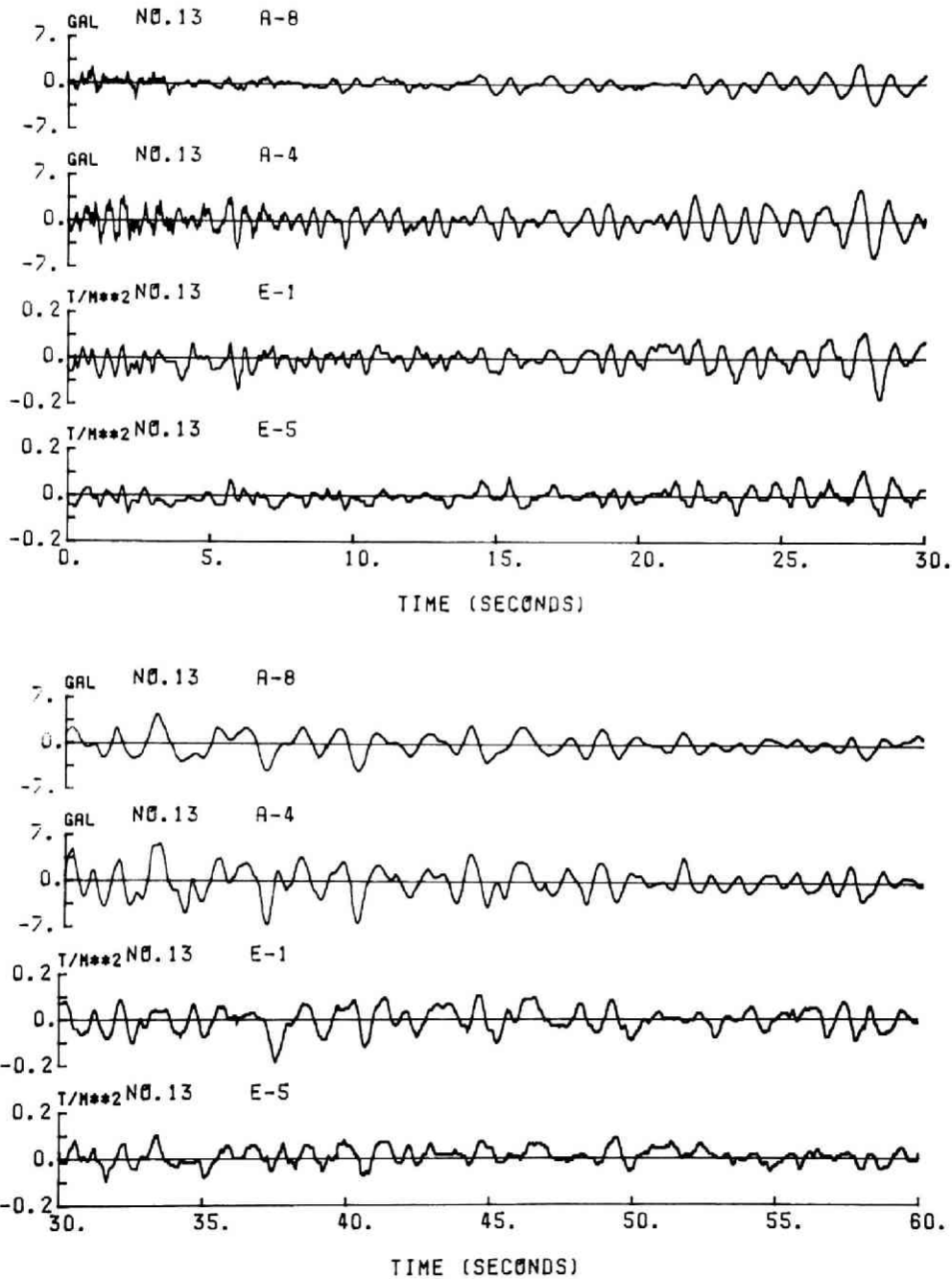


図 4.10 記録波形 (No.17;長野県西部地震)

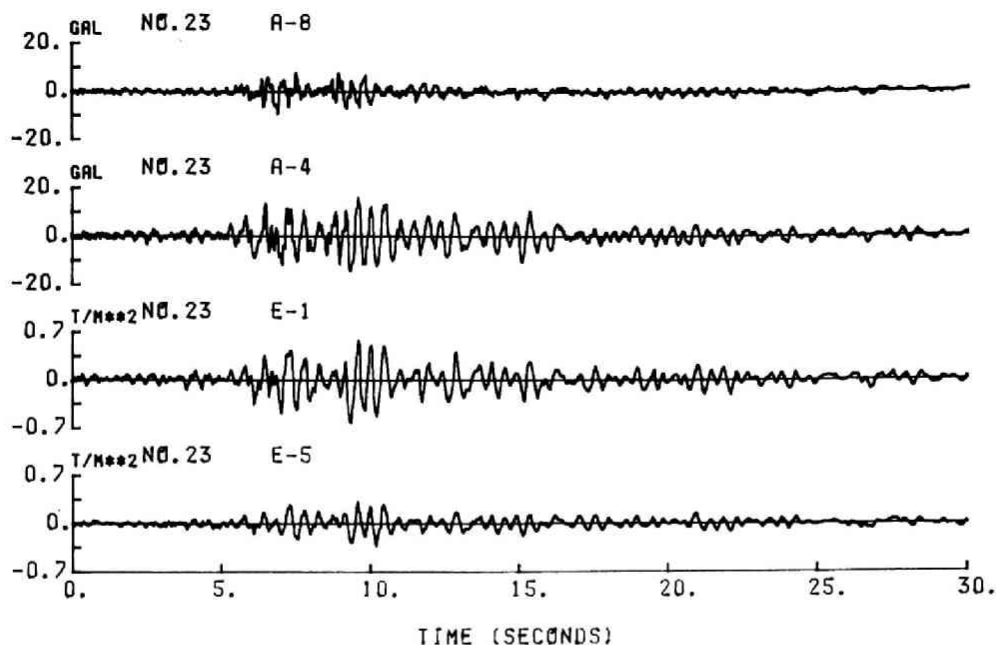


図 4.11 記録波形 (No.23; 和歌山県北部地震)

4.3.2 振動特性

記録No. 8, No.13, No.17, No.23を用いて護岸の振動特性について検討した。

図4.12はこれら4地震について、護岸の基礎地盤A 8における記録のフーリエスペクトルである。これより震央距離の大きい地震の記録No.13, No.17では0.6~0.7 Hz成分が、震央距離の小さい地震の記録No. 8, No.23では2.1~2.5 Hzの成分が卓越している。ただし、直下型地震の記録No. 8では他にも8.5Hz, 3.5Hz, 1.3Hzと多くの振動数成分を含んでいるのが認められる。

図4.13は上記4地震についての基礎地盤A 8に対する護岸天端A 4の周波数伝達関数であり、いずれの地震においても約2Hzにピークが発生しており、セルの1次固有振動数と考えられる。なお、地震動の加速度が33Gal以下と小さいこともあり、加速度レベルによる伝達関数ピーク位置の差異が明確には認められなかった。

次に、記録No. 8, No.17を例として支持地盤加速度A 8に対するセル体各部の伝達関数をそれぞれ図4.14, 4.15に示す。なお、記録No. 8を選んだ理由としては、比較的広い周波数帯域を有していることから、護岸各部の振動特性を検討するのに有効と考えられたためである。また、記録No.17は地震が遠距離型であり、記録No. 8との比較用として選定したものである。

図4.14より、セル天端A 2, A 4以外のA 5~A 7についても振動数約2 Hzにおいてピークを示し、図4.13で得た他の地震の天端A 4伝達関数ピーク値と一致している。また、同図において振動数2 Hzでの応答倍率は、根入れ部より天端へむかうにつれ増加しており、中詰土A 4とセル殻A 2との計測位置が高さ方向に若干ずれてはいるが、両者の応

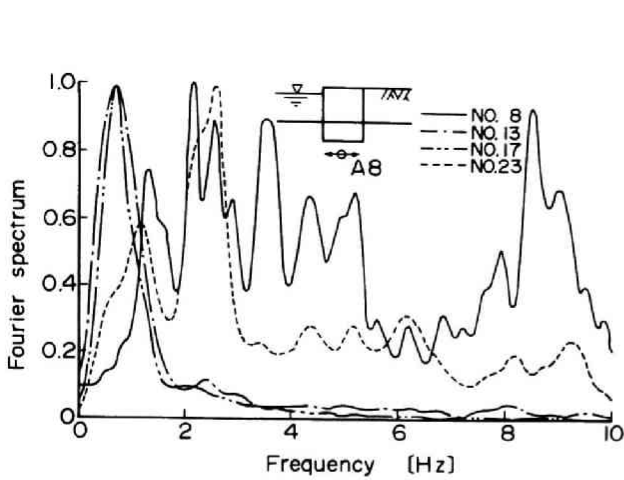


図4.12 地盤のフーリエスペクトル(A8)

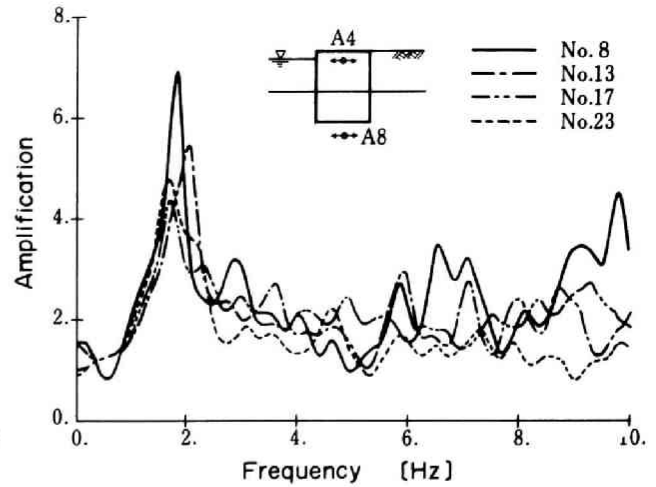


図4.13 セル天端の伝達関数(A4/A8)

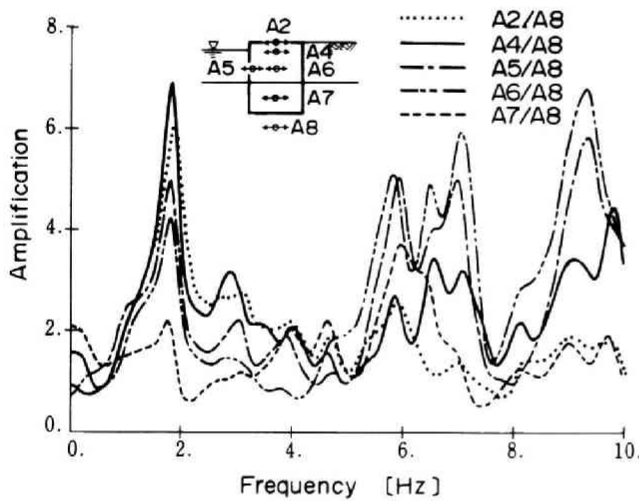


図4.14 護岸各部の伝達関数
(和歌山県北部地震No.8)

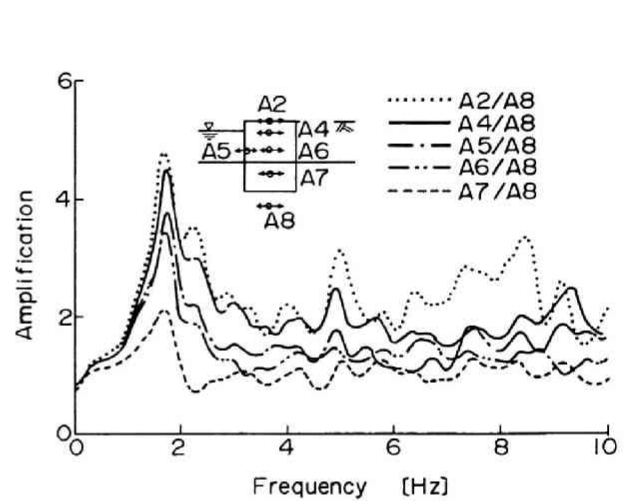


図4.15 護岸各部の伝達関数
(長野県西部地震No.17)

答倍率がほぼ同じ値を示すことから、2 Hzでのセル振動挙動はセル殻と中詰土がほぼ一体として振動したロッキング振動の1次振動モードと考えられる。なお、5 Hz以上については、中詰土の計測点A4とセル殻計測点のA2とは伝達関数の形状が異なり、A4についてはA5、A6の伝達関数に近いこと、中詰土中間部のA5、A6の応答倍率大きいこと等からセル殻内の中詰土の振動特性によるものと考えられる。

一方、遠距離型地震の記録No.17での伝達関数についても、図4.15よりセル天端A2、A4と中詰土A5～A7とも振動数約2 Hzで際だったピークを示し、他のA2、A4が約5 Hzで、また、A2のみ約8 Hzでピークを示す以外明瞭なピークが認められない。この約2 Hzでのセル振動挙動は記録No.8で述べたと同様、セルのロッキング振動の1次振動モードと考えられる。

4.3.3 地盤，セルの地震時挙動

(1) 加速度及び土圧の最大値分布

記録No.8, No.13, No.17, No.23の波形に基づき，地盤，セルの最大加速度の分布を図4.16に，根入れ部前壁土圧，底面反力の最大値分布を図4.17に示す．なお，両図とも各波形間の位相差を考慮しないでプロットしている．

図4.16より，記録No.8の場合，図4.14で認められた高振動数成分の影響もあり，高さ方向に必ずしも一様に増幅されていないが大略，セル上部へいくほど加速度値が大きくなる傾向にある．記録No.13, No.17, No.23の場合，支持地盤部から根入れ部までについては加速度の増幅が余りみられないが，セル中詰土部から天端へと上部ほど加速度値は大きくなっている．

図4.17(a)より，根入れ部前壁土圧の最大値分布に関しては，海底面に近いほど大きい逆三角形に近い分布を示している．

値に関しては，記録No.23の最大加速度が記録No.8のそれよりかなり小さいにもかかわらず，両記録の土圧値はほぼ等しい値を示しており，根入れ部前壁土圧の値に関しては必ずしも加速度レベルに対応しないことがわかる．次に，図4.17(b)より，底面反力の最大値分布に関してはセル前趾，後趾での値が大きく，セルセンターでは零に近い値を示している．なお，記録No.23の値が，記録No.8の値と同等ないしは若干大き目であり，底面反力の値に関しても必ずしも加速度レベルに対応しないことがわかる．この理由としては，図4.12より記録No.8では2.1~2.5Hz 以外に8.5Hz, 3.5Hzと高振動数成分が卓越するが，記録No.23では2.5Hz 前後のみでセルの卓越振動数にも近いことから加速度レベルは低いながらもNo.23での変位応答はNo.8なみであったためと考えられる．参考迄にA7での加速度より水平変位を計算したところ，ともに0.2mm前後を示した．土圧値はセルと地盤との動的相互作用，すなわち，セルと地盤との相対変位に基づく地盤反力と考えうるため，加速度のみならず，セル，地盤の振動特性も考慮した

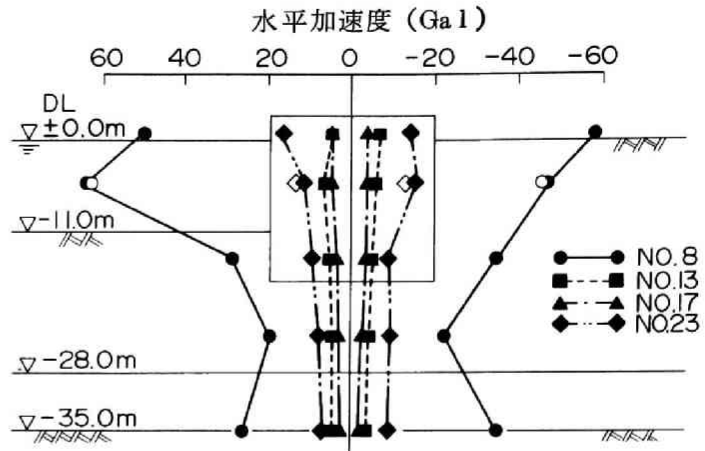
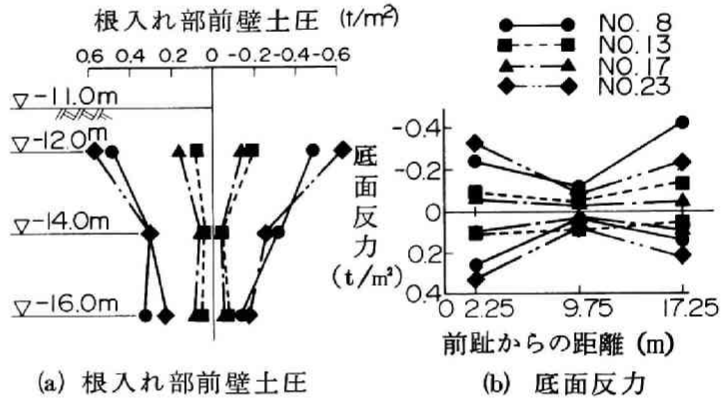


図4.16 地盤，中詰土の最大加速度分布



(a) 根入れ部前壁土圧

(b) 底面反力

図4.17 最大土圧分布

検討が今後必要と考えられる。

以上の加速度及び土圧の最大値分布の結果は、3.4 大型模型の振動破壊実験で得られた結果と定性的に一致しており、セルがロッキング振動し、セルの変位に応じた土圧が各部に生じているものと考えられるが、これらについては時刻歴での検討が必要であり、次の(2)で改めて触れることにする。

(2) 同一時刻における加速度、土圧分布

記録No. 8、No.13、No.17、No.23について、地震の主要動におけるある瞬間での護岸各部の加速度及び土圧の分布を図4.18に示す。図4.18(a)、(d)は比較的高い振動数成分が卓越する記録No. 8とNo.23についてであり、前者で0.1秒、0.3秒、後者で9.2秒、9.35秒の場合である。また、図4.18(b)、(c)はそれぞれ卓越振動数の小さい記録No.13とNo.17についてであり、前者は33.3秒、34.1秒の場合で、後者は18秒付近の場合である。

図4.18(b)、(c)より記録No.13、No.17の場合、セルセンターでの高さ方向の加速度は上部へいくほどほぼ一様に大きくなっている。また、根入れ部前壁土圧の動的成分は海底面近くで大きな値を示すという逆三角形に近い分布形状を、底面反力の動的成分は記録No.13の34.1秒の場合を除いて、セル前趾及び後趾で逆符号でセルセンター部でほぼ零といった重力式基礎に近い分布形状を示しており、これらの傾向は第3章で得た模型実験結果と同様の傾向にある。以上の加速度、土圧分布及び図4.13、4.15での卓越振動数より判断し、セルは約2 Hzのロッキング振動しているものと考えられる。なお、同一高さの計測点A5とA6の符号が同じで、値もほぼ等しいことから、計測点数が少なく議論の余地はあるが、記録No.13、No.17の場合中詰土は一体に振動しているといえる。

次に、図4.18(a)より、記録No. 8の場合加速度の高さ方向分布は一様でなく、また、同一高さの計測点A5とA6の値及び符号も異なる等、図4.14でみられた高い振動数成分の影響をうけ中詰土は複雑な挙動を示していることがわかる。ただし、根入れ部前壁土圧、底面反力の分布は図4.18(b)、(c)と同様の傾向を示していることから、記録No. 8の場合も、セル全体挙動としては約2 Hzの卓越振動数を有したロッキング振動をしているものと考えられる。また、図4.18(d)より、記録No.23の場合も加速度の高さ方向分布は一様でなく、根入れ部を境として支持地盤側の下部とセル側の上部で位相が逆転した加速度分布を示し、同一高さの計測点A5とA6の値も若干異なる。中詰土は必ずしも一体の挙動を示していないといえる。しかし、根入れ部前壁土圧、底面反力については記録No. 13、No.17の場合と同様の傾向にあることから、セル全体挙動としては回転中心を根入れ部にもったロッキング振動が卓越しているものと考えられる。

以上、(1)、(2)に記したように、セル挙動、土圧分布関係も第3章の模型振動実験で得られた結果と定性的に一致することがわかり、3.6で提案した地震時安定性計算法での仮定がほぼ妥当であることが確認された。すなわち、根入れ鋼板セルを剛体置換しうるこ

と、支持地盤をバネに置換しうることの2点である。3.6ではさらに、セルに作用する地震力の算定には中詰土の質量を見かけ上割引く有効質量係数が実験的に導かれている。地震時の中詰土加速度においても、記録No.8, No.23のように高さ方向で位相の逆転がみられたり、中詰土内同一高さ位置にもかかわらず、位相、加速度値が異なる例がみられ、実在構造物においても、3.5に記した有効質量係数の考え方を裏付けるデータが得られたといえる。

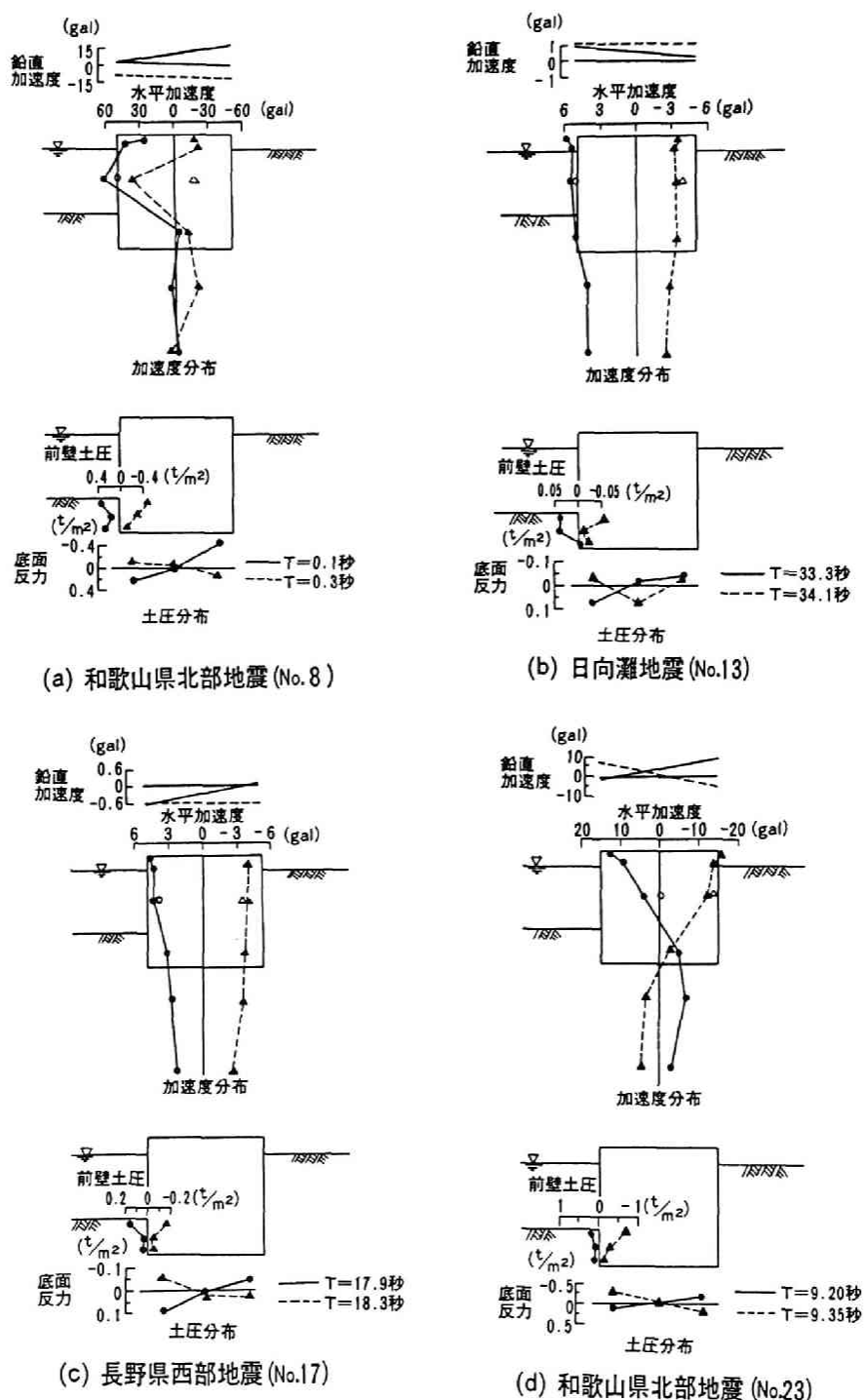


図4.18 同一時刻における加速度，土圧分布

4.4 有限要素法による地震応答解析^{1)~4)}

根入れ鋼板セル護岸の地震時挙動を表現し得る解析手法を得ることを目的として、ここでは有限要素法による地震応答解析を行い観測結果と比較しその適用性を検討した。

4.4.1 計算法とモデル化

地震応答計算には、①土の応力・歪の関係を等価線形化手法によってあらわした有限要素法プログラムFLUSHの修正版⁶⁾と②線形の平面歪要素を用いた応答解析プログラム^{3)~4)}(以下、OUTOと呼ぶ)の2種類を用いた。ここでいうFLUSHの修正版とは護岸構造物向けとして左右の地盤形状が異なっても伝達境界の効果が取入れられるようにしたものであり、後者のプログラムOUTOとは地盤側方に粘性境界を用い時間領域での応答解析ができるよう新たに開発したものである。なお、2種類の応答計算を行った理由としては、

(i) FLUSHにより根入れ鋼板セル護岸の地震時挙動をシミュレートしうるか否かを明らかにすること。

(ii) FLUSHによりシミュレート可能である際には、計算機の所要容量、計算時間、コスト等を低減するため、計算がより簡易で実用性に富むOUTOを開発し、その適用性を検討すること。

の2点が挙げられる。

(1) FLUSHによる場合

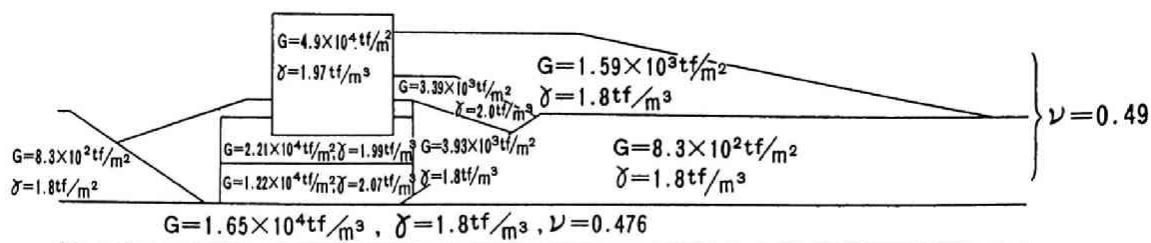
モデル化は、図4.19(b)のように行い、土質定数としては図4.19(a)に示した値を用いた。なお、土質定数は図4.6のPS検層の結果を用いて算定している。

一般に、地盤のせん断弾性定数と減衰定数は土に生じるせん断歪の大きさによって大きく影響されることが判明しており、歪依存曲線を求める試みが多くなされている。ここでは、粘性土、砂質土について過去の研究成果から得られた図4.20、4.21に示す平均的な曲線を用いている。なお、これらの図表は、拘束圧1.0kgf/cm²を標準としている。⁷⁾

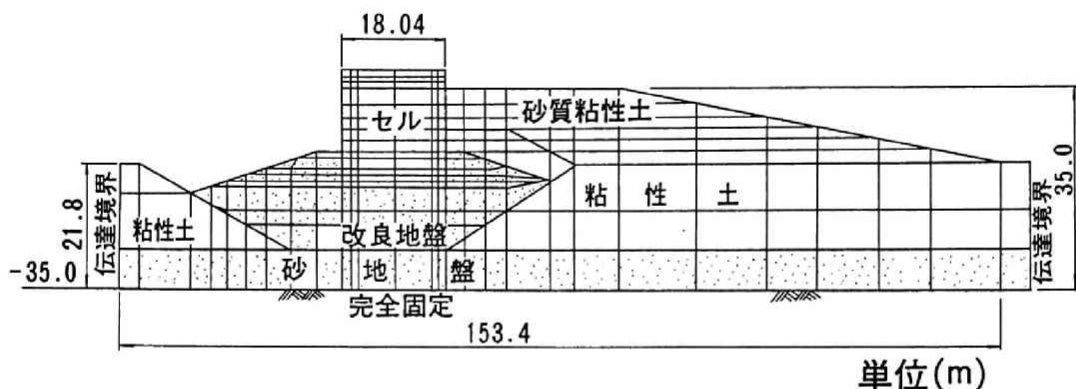
砂質土の場合、拘束圧が大きくなるとせん断弾性定数比G/Goの減少はゆるやかになり、減衰定数hは小さくなるという報告もある。^{8)~10)}これに関してIwasaki 他⁹⁾、Tatsuoka他¹⁰⁾は色々な砂を対象に共振実験とねじりせん断試験を行い、次のような関係式を提案している。

$$\left[\frac{G}{G_0}\right]_{\sigma_p} = f(\gamma) \cdot \sigma_p^{m'(\gamma)} \quad (4.1)$$

ここに、 σ_p は平均主応力 (kgf/cm²)、 $f(\gamma)$ は $\sigma_p = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の時の G/G_0 の値、 $m'(\gamma)$ は平均主応力が G/G_0 に及ぼす影響を表す関数である。式(4.1)での $m'(\gamma)$ は0.5程度が妥当とされているので¹¹⁾ここでは図4.20をもとにして任意の深さの σ_p との比の0.5乗として修正し使用している。



(a) 材料定数



(b) 要素分割状況

図 4.19 有限要素法計算モデル (FLUSH 修正版)

次に、鋼板セル護岸のモデル化については以下のように行った。護岸は壁状に連続的に建設されるので、平面歪仮定のもとで2次元モデルに置換した。鋼板セルの壁巾Bについては、アーク部も存在するため、セル殻直径2Rとはせず、ここでは「港湾構造物の技術上の基準・同解説¹²⁾」に従い、セル体断面積が等しく、かつ断面2次モーメントが等しくなるよう $B = \sqrt{3} R$ の換算壁体幅を採用した。また、第3章にも記したようにセルの静的、動的挙動はセル殻と中詰土がほぼ一体の剛体挙動に近いことが判明しているため、ここではセル殻と中詰土の剛性については両者を混合した等価剛性を有するものとして算定するようにした。すなわち、

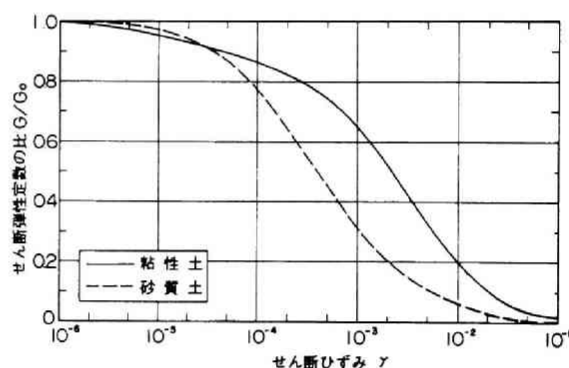


図 4.20 土のせん断弾性定数と歪

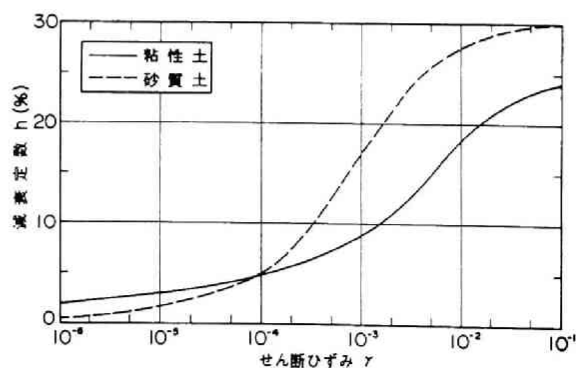


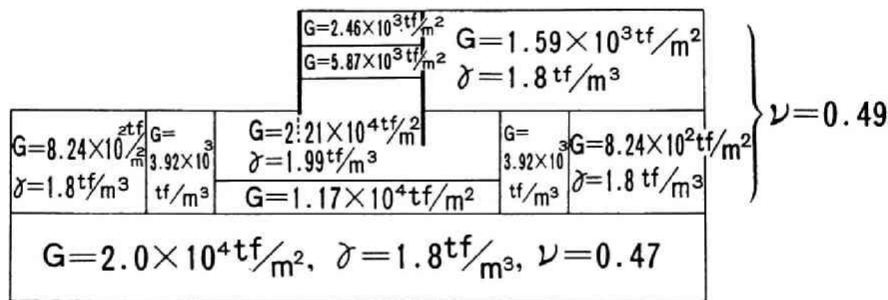
図 4.21 土の減衰定数と歪

$$E_{cell} \cdot I = \sum E_i I_i \quad (4.2)$$

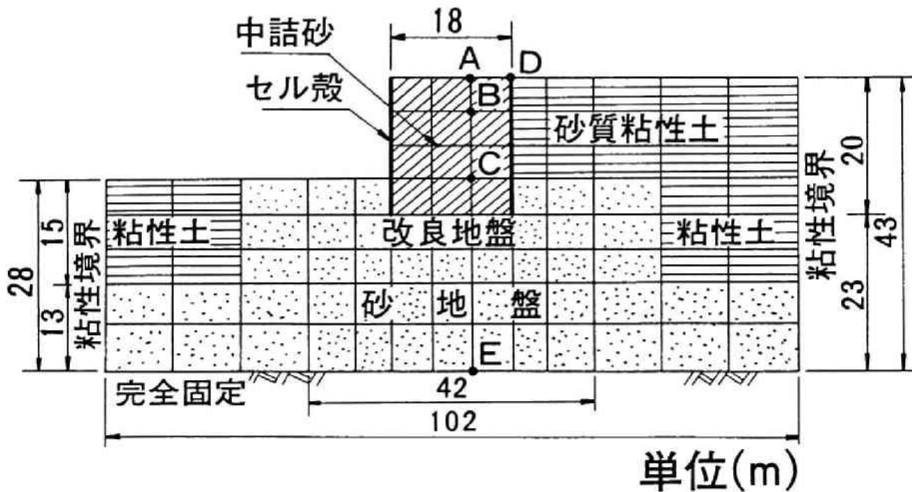
$$\text{ここに, } E_{cell} = E_{sand} + \frac{4t}{R} E_{steel}$$

(2) O U T Oによる場合

地盤は平面歪問題として、セル殻はシアウェブを有すると梁として扱い、2次元での簡易なモデル化を試みた。なお地盤は半無限弾性体とし線形特性をもつとしている。要素分割は図4.22(b)に示すように行い、土質定数としてはF L U S Hの場合同様、図4.6のP S検層の結果を用いて算定している。使用した各定数は図4.22(a)に示すとおりである。



(a) 材料定数



(b) 要素分割状況

図 4.22 有限要素法計算モデル (O U T O)

4.4.2 計算結果

(1) F L U S Hによる場合

基盤と想定されたA9における観測波形を入力し、得られた加速度計算波形例を和歌山県北部地震の記録No8と、No23について図4.23、4.24に示す。両図には、A9の観測波形もあわせて記している。

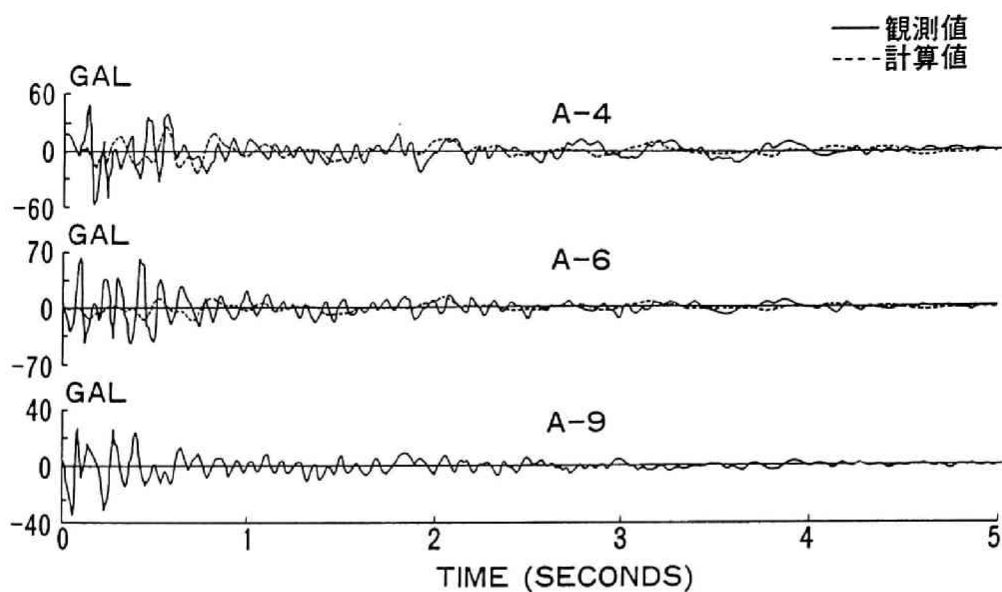


図 4.23 観測値と F E M計算値との比較（和歌山県北部地震No.8）

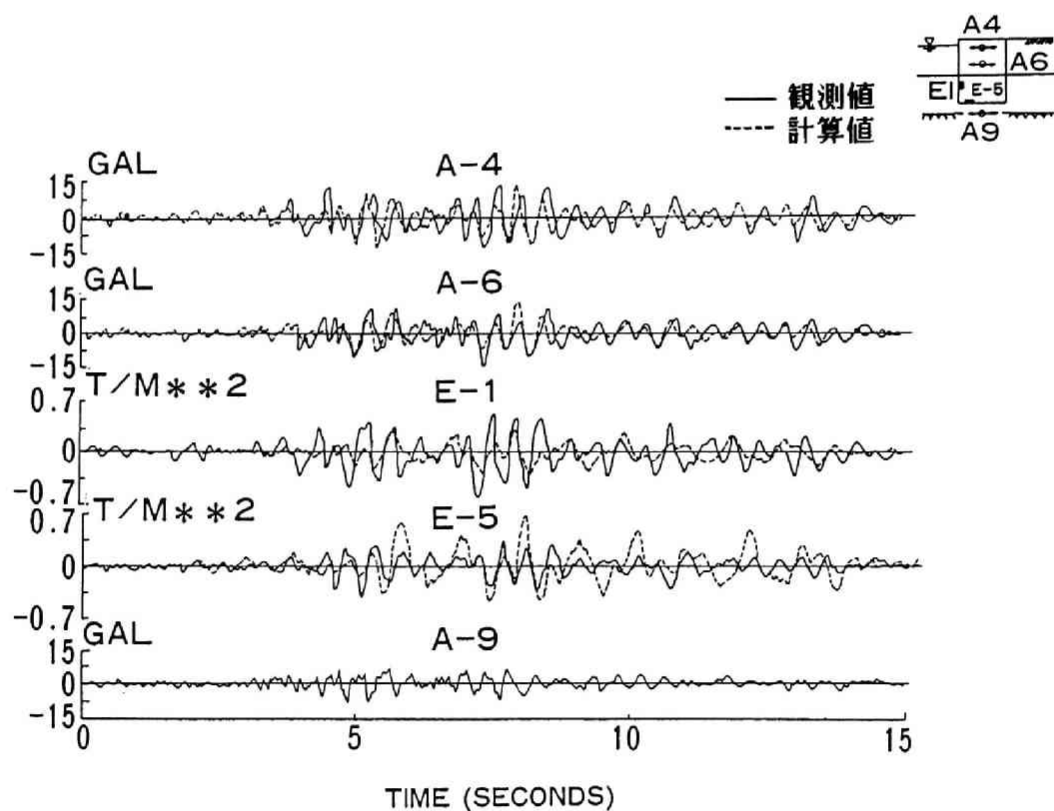


図 4.24 観測値と F E M計算値との比較（和歌山県北部地震No.23）

図4.23より，記録No.8での加速度計算波形は護岸各部の観測波形と余り良い一致を見ていない． 4.3.2でも記したように記録No.8(A.8)では2.1～2.5Hz以外に8.5Hz,3.5Hzと比較的高い振動数成分が含まれているにもかかわらず，図4.23のセル中詰土A.4，A.6での計算波形ではこれらの高い振動数成分はカットされたようになっている．これは置

換砂のまわりの粘性土地盤があたかもローパスフィルターのような働きをするためか、表4.5に示したように記録No 8が震源深さ6km,震央距離4kmといった直下型の地震で、その特殊性によるためと考えられるが、詳細は不明で今後の課題といえる。一方、記録No23においては図4.24より加速度計算波形が記録波形と値、位相関係とも良く一致し、よく再現していることがわかる。そこで、記録No23については、土圧波形の計算波形も図4.24にプロットしてみると、位相の対応が若干ずれてはいるが、値そのものは観測値と大差ないことがわかる。したがって、今後FLUSHを用いてセルの地震時挙動を推定しようと判断される。

(2) OUTOによる場合

(a) セル各部の応答特性

基盤に正弦波の単位加速度を入力し、振動数を0~4Hz迄変化させた際の基盤近傍の地盤に対する各部加速度応答倍率を図4.25に示す。図4.25より各部の応答倍率が最大のピークを示すのは2.1Hzで、応答倍率の値はセル天端へ向かうほど大きくなっている。また、振動数2.1Hzにおいて、中詰土天端での応答倍率はセル殻天端でのそれより僅かに大きい。大差はなくセル殻と中詰土はほぼ一体として挙動していると考えられる。

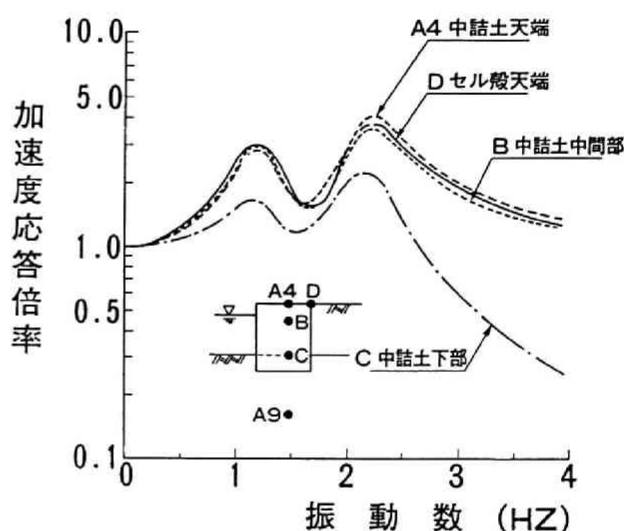


図 4.25 加速度応答倍率

これらの結果は図4.13~4.15で得られた観測結果とほぼ同じであり、本プログラムにてセル各部の応答特性の把握が可能と考えられる。

(b) 加速度応答スペクトル

基盤と想定されたA9での観測波形を入力し、得られた加速度計算波形について観測波形との一致度を加速度応答スペクトルによって以下に比較する。

最初に、記録No17長野県西部地震についてA9での加速度観測波形を入力して得られるA2での加速度計算波形の応答スペクトルを点線で、A2での加速度観測波形から直接求めた応答スペクトルを実線でそれぞれ図4.26に示す。同様に、記録No23和歌山県北部地震について得られたA2での加速度応答スペクトルを図4.27に示す。ただし、記録No23については地盤のせん断剛性としてPS検層で得られた図4.22での値を用いると一致度が悪いこともあり、せん断剛性を初期値の6割に低減している。

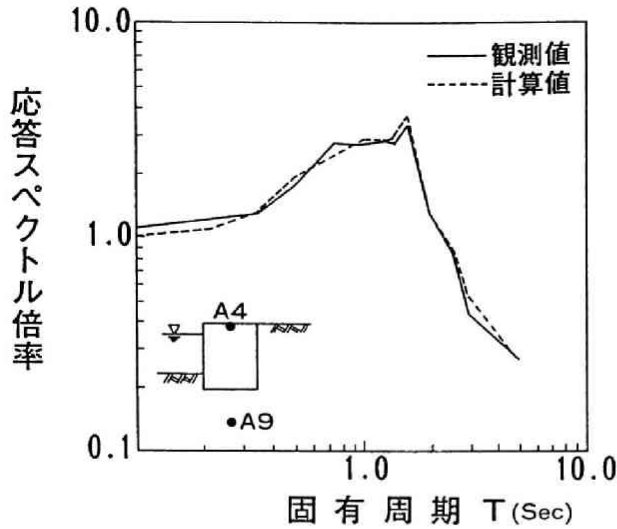


図 4.26 加速度応答スペクトル
(記録No17)

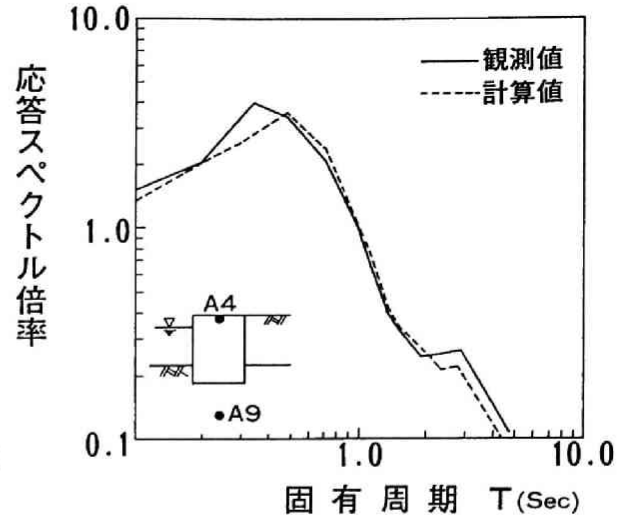


図 4.27 加速度応答スペクトル
(記録No23)

両図より、観測値の応答スペクトルと計算値のそれとはほぼ一致しており、特に鋼板セルの地震時卓越周期の約0.5秒付近でよく一致していることから、本プログラムによってもセルの地震時挙動をある程度推定可能であり、OUTOは実用性に富むと考えられる。

4.5 提案設計法による安定計算

根入れ鋼板セルの耐震設計法として3.6に提案した地盤をバネに置換する計算法を地震観測対象セル護岸に適用し、観測結果との比較を通して提案設計法の安全性を以下に検討した。

4.5.1 設計モデル

設計モデルは地盤構成も考慮し、図4.28のように決め、また、計算上の土質条件は図4.29に示すとおりである。断面諸元として(i)換算壁体幅 $B=18.04\text{m}$ 、(ii)セルピッチ

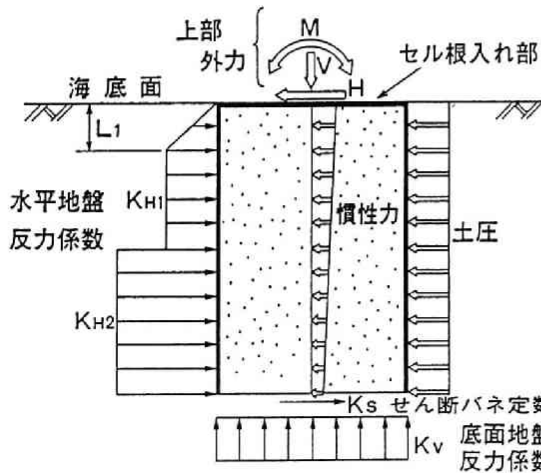


図 4.28 設計モデル

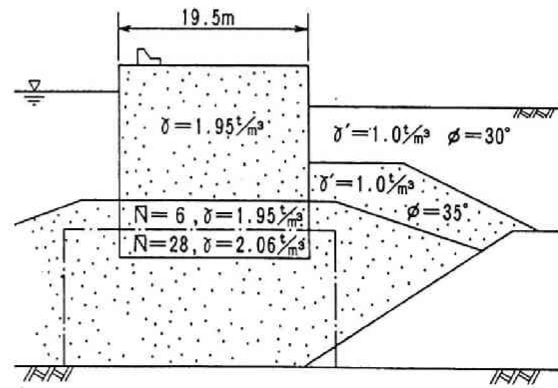


図 4.29 設計計算上の土質条件

L = 22.0m , (iii) 根入れ長 D = 6m である。設計震度は支持地盤 A 7 で計測された最大加速度を重力加速度で除した値とした。また、地盤反力係数 K_H 、 K_V の算定には横山の提案式¹²⁾を用いた。

4.5.2 安定計算結果

今迄に得られた地震記録の中で、地盤加速度 A 9 が 33Gal と最大値を示した記録 No 8 について、根入れ部前壁土圧と底面反力に関して観測値と設計計算値とを比較し、その結果を図 4.30 に示す。なお、ここでの前壁土圧と底面反力の観測値は動的成分の最大値にそれぞれ $\frac{1}{2} \sum r_i h_i$ 及び $\sum r_i h_i$ で求まる静的土圧を加えたものである。図 4.30 より、前壁土圧の分布形状が観測値と設計計算値間で若干異なるが、計算値の方が観測値より全般に大きく安全側にあることがわかる。また、底面反力についても、設計上のポイントといえる前趾部に近いところで比較すれば設計計算値の方が高く、底面反力についても安全側であるといえる。

次に、他の地震記録の加速度値も用いて設計計算し、観測土圧値との比較を行い、提案設計法の安全性を検討する。ただし、ここではセルの地震時挙動を顕著に反映すると考えられる前壁土圧 E 1 と、底面反力 E 5 の部位について、計算値と観測値とを比較している。支持地盤加速度 A 7 に対して、両者の値を示すと図 4.31、4.32 のようになる。

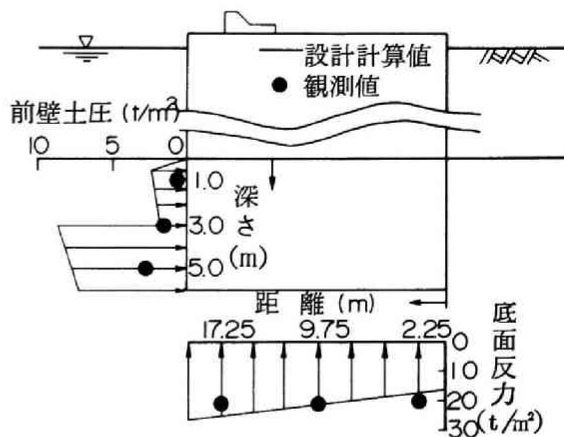


図 4.30 土圧に関する観測値と設計計算値との比較 (No 8)

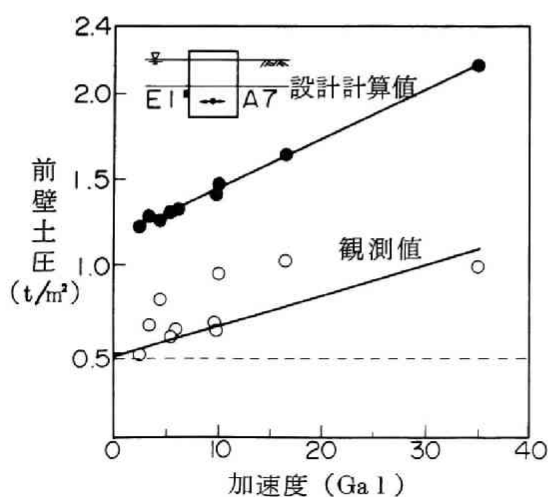


図 4.31 前壁土圧に関する観測値と設計計算値との比較

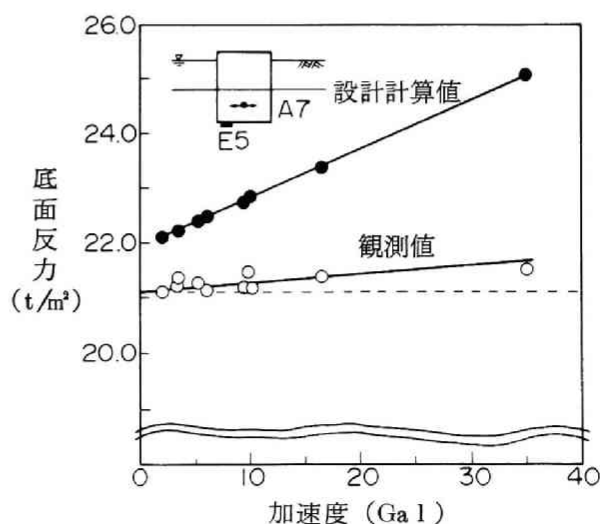


図 4.32 底面反力に関する観測値と設計計算値との比較

図4.31より、前壁土圧の観測値と計算値は支持地盤加速度の増加とともに大きくなる傾向にあり、その増加勾配は等しいが、設計計算値の方が初期土圧値が高く評価され、安全側の結果を与える。また、図4.32より、底面反力の場合も、観測値と計算値は支持地盤加速度の増加とともに大きくなるが、設計計算値に比して観測値の増加程度が極めて低く、加速度レベル33Gal程度迄においては、動的成分の発生量は少ないといえる。

以上の図4.30～4.32より、現在迄に得られた加速度レベルの範囲では全般に提案設計法による計算値は観測値より大きく、提案設計法は安全側の結果を与えるといえる。

4.6 結 言

実物の根入れ鋼板セル護岸について地震観測システムを設置し、1984年2月から1986年8月迄の2年半で43の地震記録を取得した。これらの記録を用いて、セル、地盤等の振動特性、動的挙動について検討するとともに有限要素法による応答解析、提案設計法による安定計算を実施し、観測結果と比較した。得られた主な知見は以下のとおりである。

- (1) 地震時のセル挙動はロッキング振動が卓越しており、固有振動数約2Hzの1次振動モードである。
- (2) 地震時の前壁土圧及び底面反力の分布はセルのロッキング振動に基づく分布形を示しており、過去の模型振動実験結果（提案設計法）とも対応している。
- (3) 前壁土圧及び底面反力の観測値は提案設計法による計算値より小さく提案設計法は安全側の結果を与える。
- (4) FLUSHの修正版による応答計算波形は一部を除いて観測波形と良い一致を示した。また、地盤側方に粘性境界を適用した2次元平面歪要素による応答解析プログラムを開発し、応答特性を検討した結果、観測値と比較的良好一致を示したことから、これらの解析手法を用いることによりセルの地震時挙動をある程度推定しうる。
- (5) 以上より、現行設計法より合理的かつ経済的な提案設計法は十分実用に供しうるものと判断される。

第5章 根入れ鋼板セルの提案設計法 による最適設計^{1), 2)}

5.1 概 説

現在、根入れ鋼板セルの基本設計において、地盤改良域とセルの諸元を決定する場合、2, 3通りの基本設計を行った結果から経済的な断面を求めている。通常、地盤改良に要する工費はセルに関係するものより大きいので、所定の安全率を満たす範囲でなるべく地盤改良域が小さな工費の安いセル断面が望まれる。護岸構造物は一般に延長距離が大きく、地盤が軟弱で大水深の箇所へ設置されるケースも多いことから、総工費が膨大となるので、いかに経済的かつ合理的に設計、施工するかは非常に大きな問題となり、ここに最適設計の必要性が生じる。

本研究ではセルの大きさ、地盤改良域、根固め高さを設計変数、安全率等を制約条件として工費を目的関数とした最適化問題を取扱っている。その結果から設計変数が制約及び目的関数に及ぼす影響について考察を加え、セル護岸の設計基礎資料を得ることを目的としている。なお、ここではセルの解析にあたっては、3.6で示した「地盤をバネに置換する安定性計算法」を用いている。

5.2では最適化の検討をするにあたっての定式化、解析プログラムの概略について、5.3では各設計変数が目的関数、制約条件に及ぼす影響や設計変数減少の可能性について検討を進めるとともに、軟弱地盤の厚さを変えた2種類について地盤改良の有無検討も含めての最適化検討結果について述べる。最後に、5.4で本章の研究成果をとりまとめて列挙することにする。

5.2 最適化問題への変換

5.2.1 定式化

根入れ鋼板セル護岸の最適設計問題は次のように定式化できる。

$$C = F \{ (X) \} \min \quad (5.1)$$

$$g_i \{ (X) \} \leq 0 \quad (5.2)$$

$$(i=1, 2, 3, \dots, n)$$

ここに、Cは目的関数であり、根入れ鋼板セル護岸の単位長さ当りの工費をある基準設計の工費で除したものとする。Xは設計変数ベクトルであり、図5.1に示すようにセル直径DIAM、セル高さTL、地盤改良深さAZ、前面及び背面地盤改良幅BZ1、

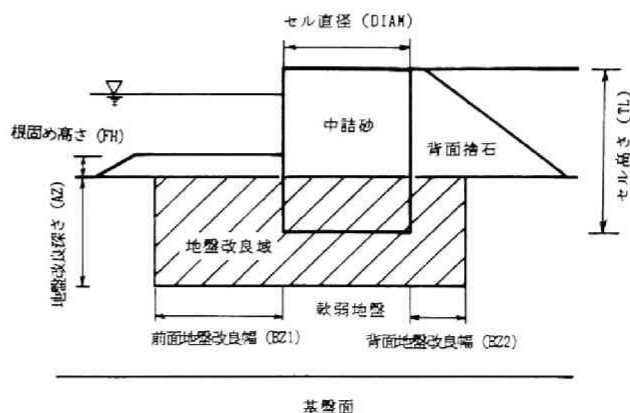


図 5.1 設計変数

BZ2、地盤改良率AS、根固め高さFHの7変数を考える。したがって、ここでの問題は

$$X = (\text{DIAM}, \text{TL}, \text{AZ}, \text{BZ1}, \text{BZ2}, \text{AS}, \text{FH}) \quad (5.3)$$

で表される7変数の最適化問題となる。

gは制約条件であり、表5.1に示すように地盤の円弧すべり安全率、セルの変形、常時変位、地震時変位、常時支持力、地震時支持力、常時滑動、地震時滑動の各安全率、前面及び背面の地盤改良幅の制約、常時及び地震時の伝播応力制約、パイプロハンマー台数制約の計13制約と、設計変数の上下限制約を考えている。

表 5.1 制 約 条 件 一 覧 表

(a) 応答に関する制約条件

項 目	設計制約
円弧すべり安全率	> 1.2
常時セル変形安全率	> 1.2
常時セル変位 (%)	< 1.5
地震時セル変位 (%)	< 1.5
常時支持力(セル下端)	< 1.0
地震時支持力(セル下端)	< 1.0
常時滑動安全率	> 1.2
地震時滑動安全率	> 1.0
前面地盤改良幅制約	> 1.0
背面地盤改良幅制約	> 1.0
常時伝播応力制約	< 1.0
地震時伝播応力制約	< 1.0

(b) 設計変数の上下限制約

設計変数	上 下 限 制 約	
セル直径 DIAM	$7.25 \text{ m} \leq \text{DIAM}$	
セル高さ TL	軟弱地盤厚 5m, 改良無	$22.5 \text{ m} \leq \text{TL}$
	軟弱地盤厚 5m, 改良有	$18.5 \text{ m} \leq \text{TL}$
	軟弱地盤厚 15m, 改良無	$32.5 \text{ m} \leq \text{TL}$
	軟弱地盤厚 15m, 改良有	$18.5 \text{ m} \leq \text{TL}$
地 盤 改 良 深 さ AZ	軟弱地盤厚 5m	$0 \leq \text{AZ} \leq 5 \text{ m}$
	軟弱地盤厚 15m	$0 \leq \text{AZ} \leq 15 \text{ m}$
根固め高さ FH	$1.5 \text{ m} \leq \text{FH} \leq 4.0 \text{ m}$	

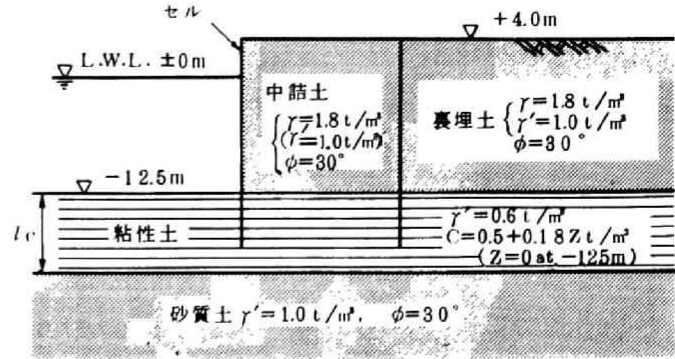
5.2.2 解析プログラム

根入れ鋼板セル護岸の解析プログラムとしては

- ① セル解析プログラム
- ② パイプロハンマー解析プログラム
- ③ 円弧すべり解析プログラム
- ④ 工費算出プログラム

の4種の解析プログラムが存在する。

そこで、これらの解析プログラムと最適化プログラムとを結合の上最適化について検討する。最適化に関しては既存のオブティマイザーである COPEs³⁾を用いる。最適化の条件としては、図5.2に示すように軟弱地盤層厚5mの浅い場合 (CASE A) と、軟弱地盤層厚15mの深い場合 (CASE B) の2ケースとして



基盤面 -40m, 粘性土厚さ $l_c = 5m, 15m$
設計震度 $k_h = 0.2$

図 5.2 地盤の設計初期条件

各解析プログラムの概要は以下に記すとおりである。

(1) セル解析プログラム

セル解析の基本的な考え方は3.6に示した安定性計算法と同じであるが、実務設計の観点からは安全側をみて、中詰土のせん断変形に対する検討⁴⁾を追加するとともに根入れ部前面の極限水平地盤反力にクーロンの受働土圧を採用している。⁵⁾

解析プログラムのフローとしては最初に中詰土のせん断変形の検討を進め、セルの変形が許容値以下であることを確認後セルを重力式壁体として扱い、変位、支持力、滑動に対する安定性を常時、地震時共次式で照査することにした。

変位；(セル天端変位量) / (海底面からのセル壁体高さ) $\leq 1.5\%$

支持力；セル前側下端の鉛直地盤反力 \leq 地盤の許容支持力 q_a

滑動；セル底面のせん断反力 \leq 許容せん断抵抗力 H_a

許容変位量の取決めについては、図3.100によると天端変位量 / 壁体高さが1.5%以下では、過去、重力式及び矢板式構造物本体に異常がほとんど生じていないことによる。地盤の許容支持力は文献4)第5編第2章浅い基礎の支持力 q_a に準じて、許容せん断抵抗力 H_a は式(3.29)にて算定する。セル解析プログラムの内容の詳細については文献5)を参照されたい。

また、セル・アーチの必要板厚 (腐食代5mm考慮) や護岸の換算壁体幅、最小地盤改良幅と必要根固め幅の計算に必要なデータも求める。

(2) バイブロハンマー解析プログラム

地盤条件，セル寸法・板厚，アーク寸法・板厚とバイブロハンマーの諸元（起振力・重量等）を入力し，セルやアーク打設に必要なバイブロハンマー台数並びにバイブロハンマーとセルを連結するベースリング重量を算出する．

(3) 円弧すべり解析プログラム

地盤条件，セル寸法，根固め高さ等を入力し，護岸の円弧すべり最小安全率を求める．入力用の地盤条件としては土質の異なるポイントの座標（セル前壁天端を原点）とそのポイントを結ぶライン以下の土質データを用いている．また，円弧すべり中心点の格子座標はデータとして任意に与え安全率を算出している．なお，本計算にあたっては基盤及びセルを切るすべり円は生じないとしている．

(4) 工費算出プログラム

セル寸法，地盤改良域の深さ・改良幅・改良率やバイブロハンマー台数等を入力して，単位長さ当りの護岸工費を算出する．

5.2.3 目的関数プログラム

目的関数である工費の算出プログラムにおいては，工費内訳として次の6種を考えている．

- ① セル・アークの製作工費・運搬工費
- ② セル・アークの打設設備工費・打設工費
- ③ 中詰工費（中詰砂・中詰栗石・蓋コンクリート）
- ④ 地盤改良工費
- ⑤ 根固め工費
- ⑥ 背面捨石工費

それぞれの工費算出方法は以下のとおりである．

① セル・アークの製作・運搬工費は重量当りで与えられる単価にセル・アークの重量を掛けあわせて求める．

② セル・アークの打設設備工費は，ベースリング単価（円/t），吊治具単価（円/t），連動装置単価（円/set），諸資材単価（円/set），艀装解体単価（円/set），作業船団単価にベースリング重量，セル打設に必要なバイブロハンマー台数，作業船団数量等を掛けたもので与えられる．また，セル・アークの打設工費は諸機械費（円/set），労力費（円/日），作業船団運転単価（円/日），作業船休止日単価（円/日）に必要数量を掛けて求める．

③ 中詰工費は中詰砂・栗石・蓋コンクリートの工事費と単価を掛けあわせて求める．

④ 地盤改良工費は地盤改良域の大きさに単価を掛けあわせて求める。

⑤, ⑥ 根固め工費, 背面捨石工費も各工事量と単価を掛けあわせて求める。

なお, 本研究で用いる目的関数としては護岸の単位長さ当りの工費をある基準設計の工費で除したものとしている。

5.3 結果とその考察

5.3.1 概 説

最適化の検討にあたってはサブルーチン化された各解析プログラムを用いて, 設計変数の入力とサブルーチンのCALL文, 制約条件, 目的関数の出力文からなるメインプログラムを作成し, 最適化プログラムと結合している。なお, 最適化プログラムとしては既存のCOPE S (許容方向法)³⁾を用いている。

ここでの最適化は7設計変数(DIAM, TL, AZ, BZ1, BZ2, AS, FH)の問題であるが, 地盤改良率ASは実施工状況より判断して初期に一定値(ここではAS=0.7)として入力しうるため, 6設計変数問題となる。

最適設計において設計変数の数は重要な因子であり, 設計変数の減少により最適化を非常に容易にすることができる。そこで, ここでは実用上の観点から各設計変数が目的関数, 制約条件に及ぼす影響や設計変数減少の可能性についても併せて検討する。

検討対象の地盤条件は, 先にも記したように,

CASE A 浅い軟弱地盤層(5m)

CASE B 深い軟弱地盤層(15m)

の2ケースとした。なお, 各ケースにおいて地盤改良するか否かは設計変数とせず, あらかじめ与えるようにした。これは地盤改良するか否かで設計変数の上下限制約並びに根入れ鋼板セル護岸の設計法が大きく異なるためである。地盤改良無の場合には, 地盤改良に関する設計変数(AZ, BZ1, BZ2)が不要となり, セル直径DIAM, セル高さTL, 根固め高さFHの3変数問題に帰着する。よって, 解析対象の地盤条件としては表5.2の4ケースを挙げ, それぞれについて最適化検討を行う。設計初期条件は図5.2に示すとおりであり, 設計水平震度は $k_h = 0.2$ とする。

表 5.2 地盤改良の有無

CASE	軟弱地盤層厚	地盤改良の有無
A	浅い場合(5m)	無
		有
B	深い場合(15m)	無
		有

5.3.2 浅い軟弱地盤層における最適設計

(1) 地盤改良無の場合

地盤改良に関する設計変数(AZ, BZ1, BZ2)を除くと, DIAM, TL, FHの3変数問題として取扱う。この問題をCOPE Sにより最適化した結果を表5.3

に示す。 *印付き数字はアクティブな制約を示し，TL（下限制約），地震時変位，地震時滑動の3制約がアクティブである。この時の最適解はDIAM=20.66m，TL=22.5m，FH=1.77mで工費C=4.694である。

次に，最適解の特性を把握するため，3設計変数をそれぞれ座標軸として制約条件による許容領域と目的関数の等高線とを図5.3～5.5に示す。

表 5.3 最適設計結果（設計震度 $k_h=0.2$ ）

		軟弱地盤層 5 m		軟弱地盤層 15 m	
		改良無	改良有	改良無	改良有
目的関数 C		4.694	4.805	7.922	7.545
設計変数	セル直径 DIAM (m)	20.66	14.47	23.52	18.19
	セル高さ TL (m)	22.50*	18.50*	32.50*	18.57
	根固め高さ FH (m)	1.77	3.14	4.00*	3.11
	地盤改良深さ AZ (m)	—	5.00*	—	13.00
	前面改良幅 BZ1 (m)	—	9.80	—	15.40
	後面改良幅 BZ2 (m)	—	2.00	—	5.10
制約条件	円弧すべり (≥ 1.2)	1.577	1.480	1.827	1.202*
	セル変形 (≥ 1.2)	3.569	2.325	5.279	3.840
	常時変位 (≤ 1.5)	0.184	0.061	0.160	0.042
	常時支持力 (≤ 1.0)	0.630	0.308	0.544	0.278
	常時滑動 (≥ 1.2)	2.806	5.378	3.415	5.593
	前面改良幅 (≥ 1.0)	—	1.009*	—	0.997*
	後面改良幅 (≥ 1.0)	—	1.000*	—	1.000*
	常時伝播応力 (≤ 1.0)	—	0.308	—	0.909
	地震時変位 (≤ 1.5)	1.474*	1.477*	1.495*	0.344
	地震時支持力 (≤ 1.0)	0.772	0.562	0.460	0.266
地震時滑動 (≥ 1.0)	1.000*	1.007*	2.630	1.078*	
地震時伝播応力 (≤ 1.0)	—	0.562	—	0.966*	

* アクティブな制約

図5.3は横軸がDIAM，縦軸がTLであり，アクティブな制約は地震時変位制約と支持地盤への根入れ長が1m以上必要という設計変数下限制約（ $TL \geq 22.5m$ ）の2つである。図中に斜線で示した許容領域より明らかなように地震時変位制約は縦軸とほぼ平行であり，TLの影響をほとんど受けないことがわかる。そこで，工費の等高線を重ねて考えるとTLを小さくするほど工費が小さくなるといえる。図5.4は横軸がTL，縦軸がFHであり，アクティブな制約は図5.3と同様に地震時変位制約とTLの下限制約である。この図よりTL，FHともに小さくする方が工費が小さくなることがわかる。したがって，工費を最小にする設計とは図5.3，5.4よりTLを最小値にすること，すなわち， $TL=22.5m$ に固定することである。よって地盤改良無の場合，DIAM-FHの2変数問題として定式化される。そこで，この2変数のDIAM，FHをそれぞれ横軸，縦軸にとったものを図5.5に示す。アクティブな制約は地震時変位制約と地震時滑動制約の2

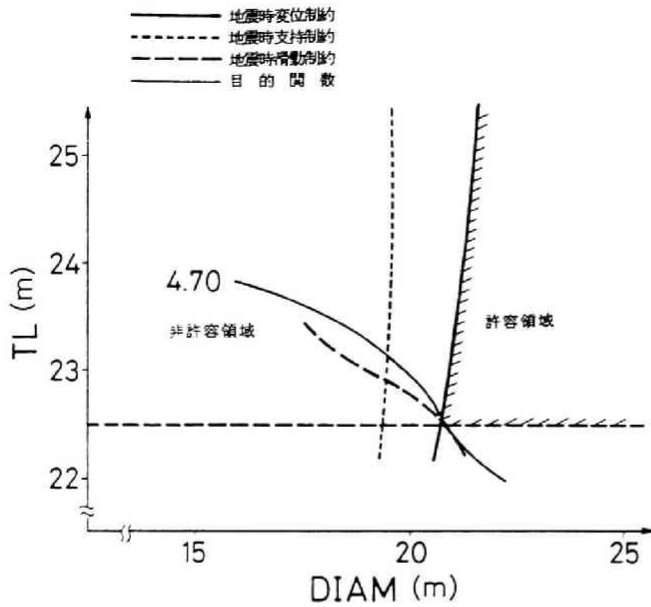


図 5.3 D I A M - T L 設計平面
(CASE A ; 地盤改良無, FH=1.77m)

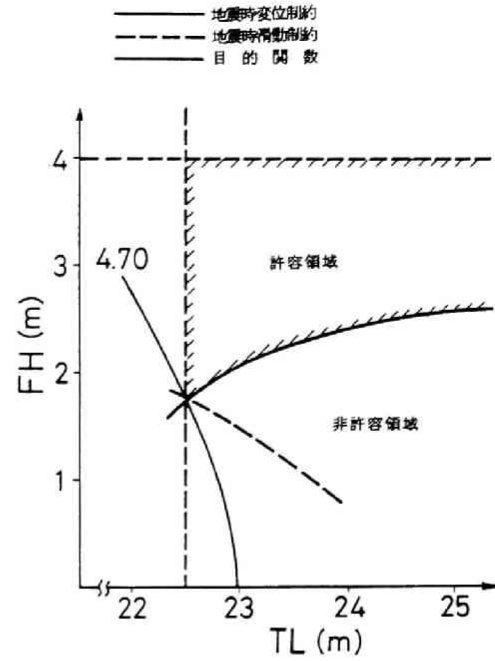


図 5.4 T L - F H 設計平面
(CASE A ; 地盤改良無, DIAM=20.66m)

つで許容領域は図中の斜線に示すとおりであり、工費の等高線を重ねると最適解は2つの制約の交点で与えられることがわかる。

表5.4に設計変数の感度解析の結果を示す。設計変数の感度解析とは、設計変数を一定量(ここでは1%増加)変化させ、目的関数の工費や制約条件にどの程度の影響を与えるかを調べるものである。表よりTLの変化が工費に与える影響が

表 5.4 最適解における感度解析
(CASE A ; 改良無)

	セル直径 DIAM	セル高さ TL	根固め高さ FH
目的関数 C	0.163	0.398	0.165
地震時 変位 (≤1.5)	-0.392	0.194	-0.249
地震時 滑動 (≥1.0)	0.020	0.068	0.107

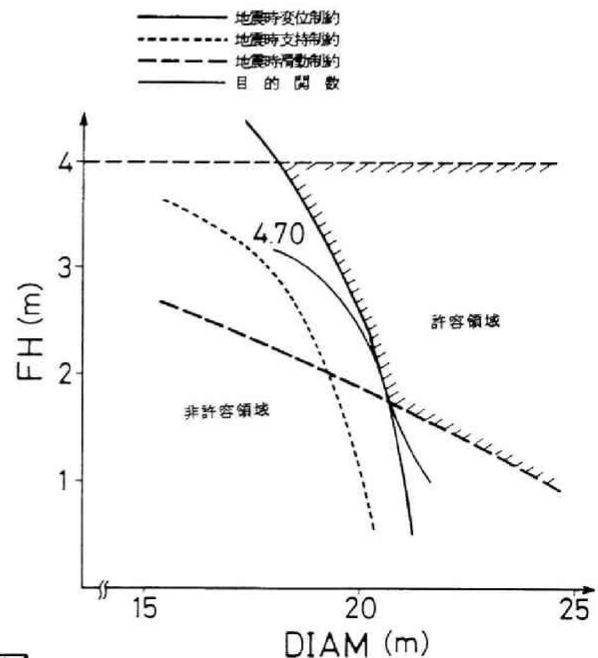


図 5.5 D I A M - F H 設計平面
(CASE A ; 地盤改良無, TL=22.5m)

最も大きく、感度解析からも TL を可能な限り小さくすることが工費を小さくする最良の方法であることがわかる。また、DIAM と FH の変化が工費に与える影響はほぼ同じであり、この 2 変数を共に考えなければ最適設計できないといえる。しかし、いずれかの変数を妥当な値に固定すれば 1 変数問題となり簡単に解を得ることができる。例えば、従来の施工例等から FH = 3.0m とすると、許容領域で工費最小の DIAM を求めれば良い。試算の結果、DIAM = 19.5m、工費 C = 4.762 が得られ、表 5.3 の最適解との差はわずか 1.4% であり、工費計算上の誤差も勘案すると無視しうる程度といえる。すなわち、軟弱地盤が浅く地盤改良無の問題では TL を下限値にし、FH を適切な値に固定した上で制約を満たす最小の DIAM を求めれば十分最適解に近い結果を得ることができるといえる。

(2) 地盤改良有の場合

設計変数は DIAM, TL, AZ, BZ1, BZ2, FH の 6 変数であり、COPEs を用いて最適化した結果を表 5.3 に示す。最適解では TL が下限値、AZ が上限値で、地震時変位、地震時滑動、前面及び背面地盤改良幅制約がアクティブとなり、DIAM = 14.47m, TL = 18.5m, FH = 3.14m で、工費 C = 4.805 が最適解である。

最適解の状況をより明らかにするため、

(1) の場合同様、各設計変数に対し図式解法により以下検討する。最初に、AZ を横軸に、DIAM を縦軸にとり制約条件の張る許容領域を示すと図 5.6 のようになる。図よりわかるように、伝播応力制約を考慮しなければ図中右上部に許容領域が存在するが、考慮すると許容領域は AZ = 5.0m 以上の部分となり、軟弱地盤を全て地盤改良しなければならない。よって設計変数 AZ は 5.0m に決定され、残りは 5 変数の最適化問題となる。5 変数のうち BZ1, BZ2 は円弧すべり制約が表 5.3 より十分安全であること、AZ が決定されていることから、TL のみの関数となり、TL の従属変数になると考えられる。

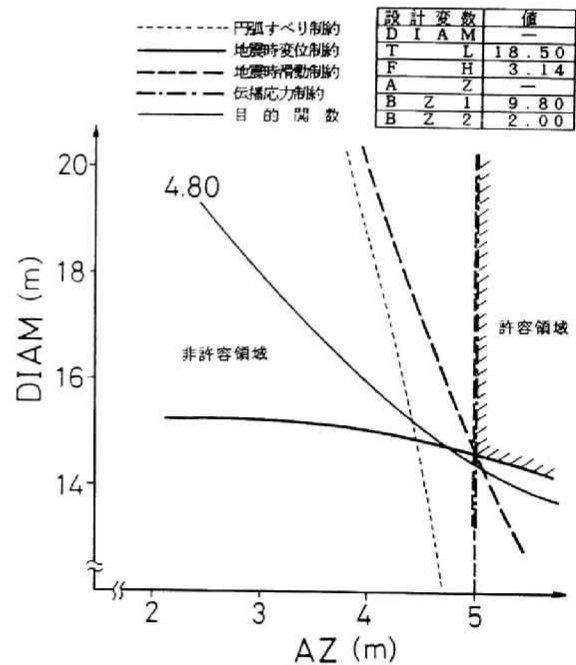


図 5.6 AZ-DIAM 設計平面 (CASE A ; 地盤改良有)

そこで独立な設計変数 TL, DIAM, FH を用いて DIAM-TL を座標軸とした図を図 5.7 に示す。図より許容領域と目的関数の等高線の関係から、地盤改良無の場合同様 TL として下限制約値 (18.5m) をとる

方が経済的であることがわかる。よってこの場合も地盤改良無の場合同様、TLが下限制約によって決定される。既に述べたように、設計変数BZ1, BZ2は円弧すべり制約がアクティブでないためTLまたはAZによって最小値が得られるので、TL, AZが決定されたこの問題では独立な設計変数ではあり得ず、その最小値を与えれば良いといえる。

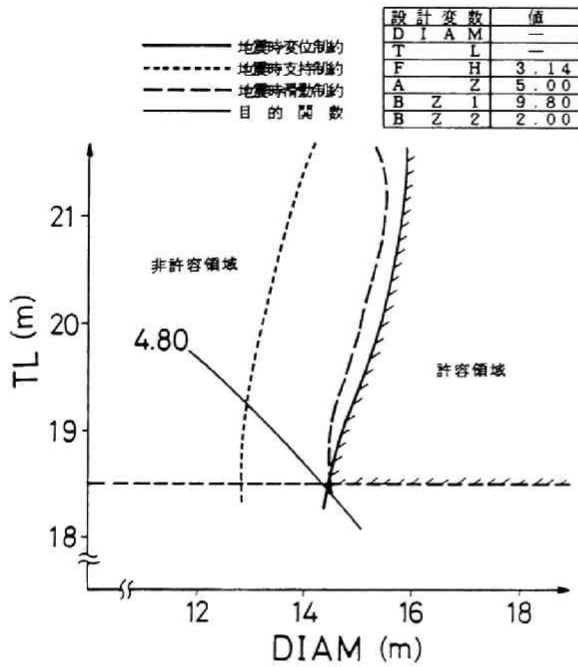


図 5.7 D I A M-T L設計平面
(CASE A ; 地盤改良有)

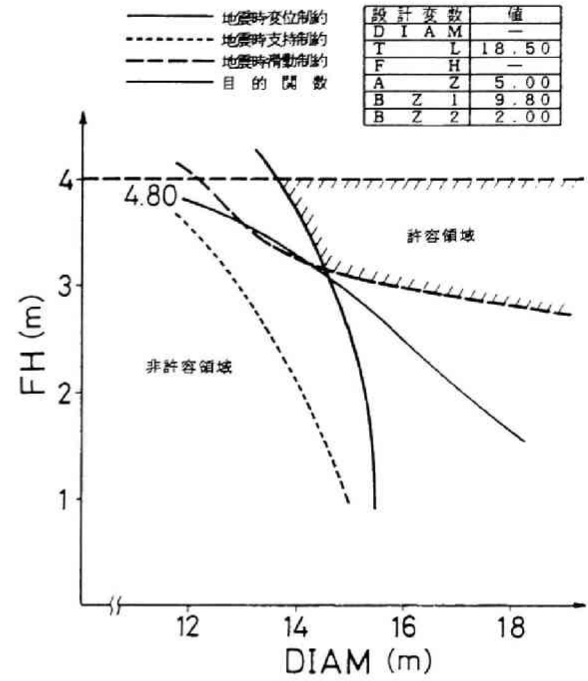


図 5.8 D I A M-F H設計平面
(CASE A ; 地盤改良有)

以上より、この問題もD I A M, F Hの2変数最適化問題となる。D I A M-F Hを座標軸とした図5.8より、許容領域が地震時変位制約と地震時滑動制約によって決まり、最適解は2制約の交点で与えられることがわかる。最適解における感度解析の結果は表5.5に示すように、TL, AZ, BZ1, BZ2が下・上限値で決まっているため、表5.5ではD I A M, F Hのみの感度解析結果を示す。

表5.5より、アクティブな地震時変位制約にはD I A Mが、地震時滑動制約にはF Hの増加が有効なことがわかり、また、F Hが工費に及ぼす影響の方がD I A Mより大きい。この問題も当初の6変数問題が結局2変数最適化問題としての定式化で十分であり、容易に解を得ることができる。

表 5.5 最適解における感度解析
(CASE A ; 改良有)

	セル直径 D I A M	根固め高さ F H
目的関数 C	0.100	0.318
地震時 変位 (≤ 1.5)	-0.939	-0.720
地震時 滑動 (≥ 1.0)	0.033	0.274

表5.3より、浅い軟弱地盤層においては地盤改良無の工費は $C = 4.694$ で地盤改良有の工費 $C = 4.805$ より約2.3%小さいが、工学的観点からみればわずかな差であり、どちらの設計を採用するかは担当者の判断に任されることになる。しかし既に述べたように、本研究での工費には工期の要素が含まれていないため、実際には地盤改良無の場合には地盤改良有の場合よりかなり短期で工事を終えることができると考えられ、工期面に対する考慮も必要となるであろう。

5.3.3 深い軟弱地盤層における最適設計

(1) 地盤改良無の場合

この場合、DIAM, TL, FHの3変数問題として取扱う。COPEsを用いて3変数問題として最適化した結果を表5.3に示す。アクティブな制約はTL（下限制約）, FH（上限制約）, 地震時変位の3制約であり、この時の最適解は $DIAM = 23.52m$, $FH = 4.0m$, $TL = 32.5m$ で工費 $C = 7.922$ である。

次に、3設計変数をそれぞれ座標軸にとり制約条件によって求まる許容領域と工費の等高線を重ねて描くと、浅い軟弱地盤で地盤改良無の場合同様、TLは下限値をとることがわかる。よって、この場合も浅い軟弱地盤の場合同様、TLを除いたDIAM, FHの2変数最適化問題に帰着する。

そこで、DIAMを横軸に、FHを縦軸に設計空間を描くと図5.9のようになりアクティブな応答に関する制約条件は地震時変位制約だけで、許容領域は図中斜線で示すとおりである。図より明らかのように、FHを上限値の4mにとり地震時変位制約を満たす最小のDIAMが最適解になる。すなわち、この問題はDIAMのみの1変数最適化問題に帰着し簡単に解を求めることができる。

(2) 地盤改良有の場合

6変数問題としてCOPEsにより最適化した結果を表5.3に示す。アクティブな制約は円弧すべり、地震時滑動、BZ1, BZ2の最小値制約、地震時伝播応力制約であり、いずれも地盤改良域の大きさに関係している。最適解ではBZ1, BZ2が受働崩壊角から求まる最小値であり、AZは軟弱地盤層の途中で止まっているこ

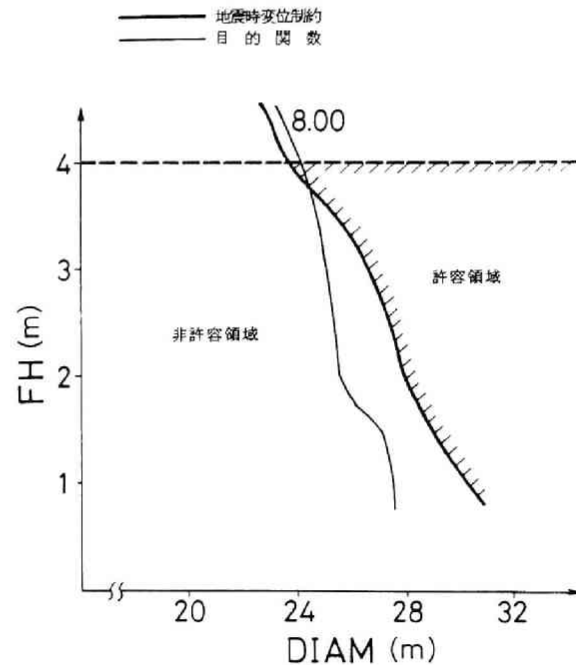


図 5.9 DIAM-FH設計平面
(CASE B ; 地盤改良無, $TL = 32.5m$)

と、円弧すべり安全率制約がアクティブであることを考えあわせるとB Z 1, B Z 2を必要最小限の値とし, A Zとして円弧すべり安全率を満足する深さまで地盤改良するのが最適解であることがわかる。

次に, 最適解における各設計変数の感度解析の結果は表5.6に示すとおりであるが, A Z, F Hが工費に及ぼす影響の大きいこと, アクティブな制約の多くにA Zが大きく

表 5.6 最適解における感度解析 (軟弱地盤層15m,改良有)

	セル直径 DIAM	セル高さ TL	根固め高さ FH	地盤改良 深さ AZ	前面地盤改 良幅 BZ1	背面地盤改 良幅 BZ2
目的関数 C	0.138	0.042	0.290	0.270	0.082	0.082
円弧すべり	-6×10^{-4}	0	0.077	0.251	0.024	0.020
地震時滑動	0.057	0.051	0.225	0.028	0	0
前面地盤改良幅	0.042	0.132	0.187	-0.070	0.065	0
背面地盤改良幅	-9×10^{-4}	0.084	-0.045	-0.097	0	0.198
地震時伝播応力	0.019	0.085	-0.039	-0.043	0	0

関与していることがわかる。ここでの6変数問題は各設計変数が相互に関係しあっており, 最適化問題としての本質がわかりにくいため, 図式解法を用いて以下に検討する。

最初に, A ZとD I A Mを座標軸にとり, 制約条件の張る許容領域と目的関数の等高線を描いたものを図5.10に示す。制約の許容領域は縦軸にほぼ平行で, 目的関数の等高線も勾配が極めて高いことからA Zは制約条件のみならず目的関数に対しても支配的であることを意味する。A ZとF H, A ZとT Lを座標軸にして描いた図でも同様のことがいえ, この最適化問題ではA Zの決定が設計上の最重要因子であることがわかる。そこで, 最初にA Zを決定することが必要となるが, 図5.10で示したように各制約や工費はA Z以外の変数の影響をあまり受けな

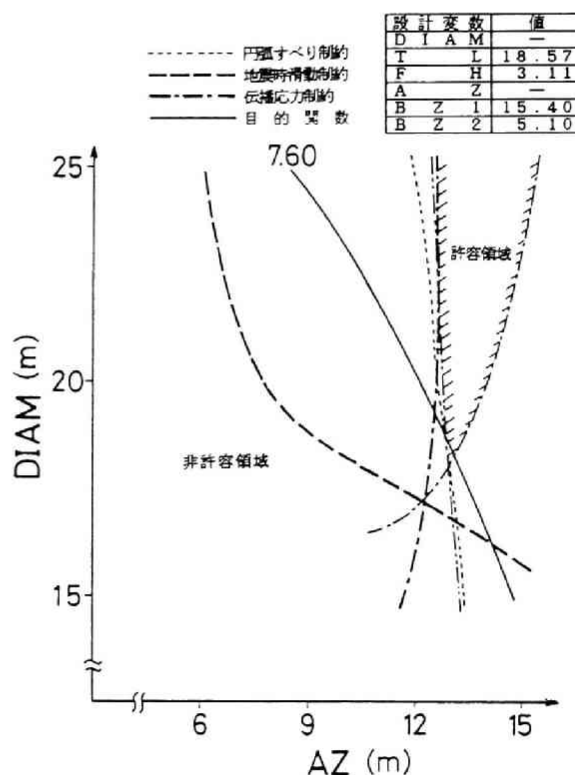


図 5.10 A Z-D I A M設計平面 (CASE B ; 地盤改良有)

いこと, B Z 1, B Z 2はA ZやT Lの従属設計変数であるため, 必要最小限の値にすればよいことから独立な設計変数であるD I A M, T L, F Hに適切な値を代入の上, 制約

条件を満たす最小のAZを採用すればよいといえる。

AZが決定されると、この最適化問題はDIAM, TL, FHの3変数問題として考えることができる。これまでに述べた3ケースの設計ではTLが最小値の場合に最適解が得られていたが、本ケースの設計では必ずしも最適解とはいえない。このことはDIAMを横軸に、TLを縦軸にとり、制約条件と目的関数を示した図5.11やTLを横軸にFHを縦軸にした図5.12からもわかるように、許容領域の形状が若干複雑なことによる。しかし、その差はわずかでありTLを最小値18.5mとしても十分であろう。この場合もAZのみを決定すれば、BZ1, BZ2, TLは最小値でよく、結局、DIAM, FHの2変数問題として取扱い得るといえる。

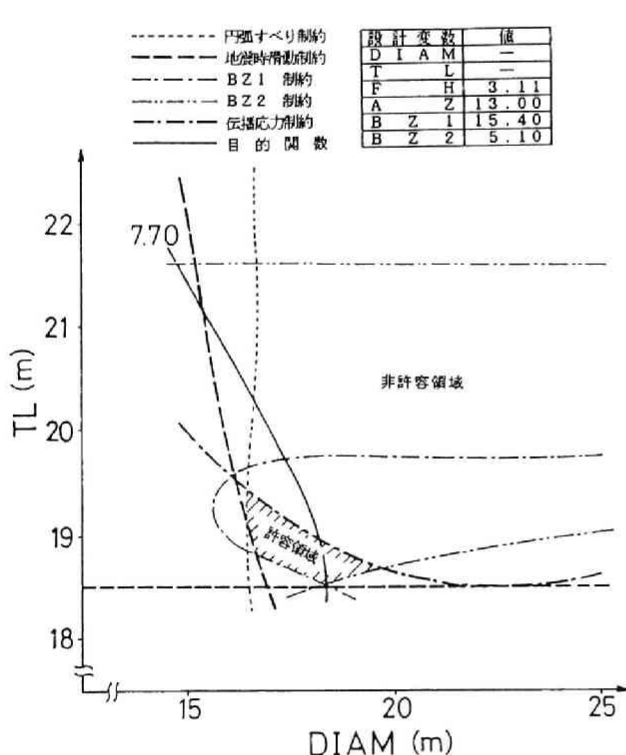


図 5.11 DIAM-TL設計平面
(CASE B; 地盤改良有)

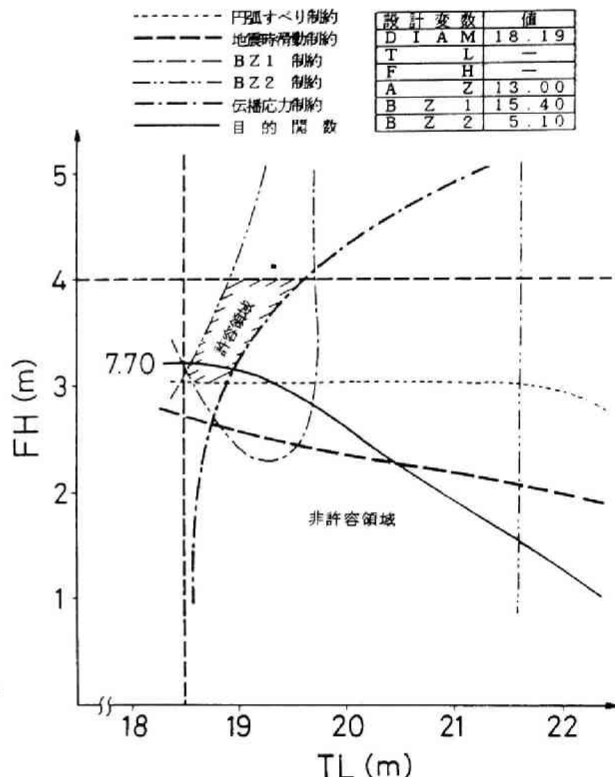


図 5.12 TL-FH設計平面
(CASE B; 地盤改良有)

本ケースで明らかになったように、軟弱地盤が深く地盤改良有の場合の最適化は制約条件が相互に関係しあうため、非常に難しい問題となる。COPE Sを用いて最適化を行う場合でも初期値の選択で結果は著しく異なることから、ここで考察したように図式解法を併用すれば複雑な最適化問題も比較的容易に取扱い得ると思われる。

また、地盤改良無の場合と有の場合の工費の差は約5%と大差なく、いずれを選択するかは設計者の判断に任されることとなる。ただし、既に述べたように、本研究での目的関数には工期が反映されていないため、この点も考慮して判断することが望まれる。

5.3.4 設計震度が工費に与える影響

設計震度 $k_h=0.2$ とした際の5.3.2, 5.3.3の最適解より, 上・下限制約以外のアクティブな制約は軟弱地盤15mの地盤改良有の場合を除いて, 地震時変位, 地震時滑動制約といった地震時の制約が主である. そこで, 得られた最適解において, 設計震度の値が設計・施工コストに与える影響割合を調べ, 最適な設計震度に関して, 今後の検討基礎データを得ることを目的に, また, 地震のない国の場合も想定し, ここでは設計震度 k_h を仮に零にした際の工費を試算することにした.

一般に土木構造物の設計, 施工においては, 常に安全性に優れた構造物を提供することが土木技術者に課せられた使命と考えられている. しかし, これら構造物の構造面, 機能面の耐用年数を考え, 維持管理費, 補修費といった費用並びに昨今の低成長社会における投資効率も勘案すると, 当初に安全側過ぎた設計制約のもとに構造物の最適設計を行うことが必ずしも最良とは言い切れない面もあると考えられる. すなわち, 耐震設計面でもより具体的に言うならば, 例えば50年に1回という発生頻度の大地震を考慮した設計の場合と低レベルの地震に対して設計し, それ以上の地震に遭遇した際はある程度の被害を認め補修費を考慮する場合とのトータルでのコスト比較を踏まえ, 最適化を検討することも将来必要になるとと思われる.

上記のことから, 以下では設計震度 $k_h=0$ での最適解と $k_h=0.2$ でのそれとの比較を試みた.

表 5.7 最適設計結果 (設計震度 $k_h=0$)

		軟弱地盤層 5 m		軟弱地盤層 15 m	
		改良無	改良有	改良無	改良有
目的関数 C		4.051	3.910	6.044	7.563
設計変数	セル直径 DIAM (m)	15.21	11.54	16.49	17.57
	セル高さ TL (m)	22.50 *	18.50 *	32.50 *	18.50 *
	根固め高さ FH (m)	1.50 *	1.52	1.50 *	2.43
	地盤改良深さ AZ (m)	—	5.00 *	—	12.83
	前面改良幅 BZ1 (m)	—	5.06	—	18.25
	後面改良幅 BZ2 (m)	—	2.55	—	9.01
制約条件	円弧すべり (≥ 1.2)	13.90	12.06 *	13.84	12.05 *
	セル変形 (≥ 1.2)	2.122	1.315	2.430	2.957
	常時変位 (≤ 1.5)	0.407	0.199	0.938	0.050
	常時支持力 (≤ 1.0)	0.999 *	0.658	0.994 *	0.326
	常時滑動 (≥ 1.2)	2.194	2.625	3.071	4.656
	前面改良幅 (≥ 1.0)	—	1.080 *	—	2.309
	後面改良幅 (≥ 1.0)	—	1.791	—	1.858
	常時伝播応力 (≤ 1.0)	—	0.658	—	0.960 *

* アクティブな制約

常時のみ ($k_h = 0$)の最適化結果を表5.7に示す。表5.3, 表5.7より, 以下のことがわかる。

① 軟弱地盤層5mで地盤改良無の場合, アクティブな制約はTL, FHの下限制約と常時支持力である。この時, 設計震度 $k_h = 0$ の工費は $k_h = 0.2$ のそれより約14%低い。

② 軟弱地盤層5mで地盤改良有の場合もアクティブな制約はTLの下限制約, AZの上限制約, 円弧すべり, 前面地盤改良幅制約である。この時の工費は $k_h = 0.2$ のそれより約19%低い。

③ 軟弱地盤層15mで地盤改良無の場合, アクティブな制約は軟弱層5mと同じ制約でTL, FHの下限制約と常時支持力であり, 工費は $k_h = 0.2$ のそれより約24%低い。

④ 軟弱地盤層15mで地盤改良有の場合, 設計震度 $k_h = 0.2$ での結果の表5.3からもわかるように, 円弧すべり制約が最もアクティブであるため, 設計震度を考慮するしないにかかわらず工費はほぼ同じである。

以上のように, 設計震度 $k_h = 0$ とした場合の工費試算値は, 軟弱地盤層が深く地盤改良有の場合を除いて, $k_h = 0.2$ の場合より14~24%低くなることがわかる。設計震度を低減させて建設した護岸に設計震度以上の地震動が作用した際, どの程度の被害が見込まれ, その補修費及び二次的被害がどの程度になるかは今後の調査, 検討に待つところが大きいであるが最適な設計震度についても今後の検討が必要と思われる。

5.4 結 言

根入れ鋼板セルの地盤改良を含む工費最小化を目的として最適設計の検討を試みた。さらに, 感度解析や目的関数, 制約条件の等高線を図示した図式解法により設計変数が制約条件や目的関数に及ぼす影響を明らかにするとともに, 最適解の特性についても考察を行った。得られた結果は以下のようになる。

(1) 地盤改良無の設計は, セル直径DIAM, セル高さTL, 根固め高さFHの3変数問題であり, 軟弱地盤層が浅い場合, アクティブな制約はTL(下限制約), 地震時変位, 地震時滑動の3制約, 軟弱地盤層が深い場合は, TL(下限制約), FH(上限制約), 地震時変位の3制約である。よって, 地盤改良無の場合軟弱地盤層の深さに係わらず, TLに下限制約値を用い, DIAM, FHの2変数最適化問題として定式化でき, 本問題を容易に解きうる。

(2) 軟弱地盤層が浅く地盤改良有の場合, DIAM, TL, FH, 地盤改良深さAZ, 前面地盤改良幅BZ1, 背面地盤改良幅BZ2の6変数問題であり, 最適解におけるアクティブな制約は, TLの下限制約, AZの上限制約, 地震時変位, 地震時滑動, BZ1, BZ2の下限制約の6制約である。よって最適解はAZが全軟弱層厚でTLが下限制約の時得られ, BZ1, BZ2がTL, AZの従属変数であることから, 本問題は6設計変

数から D I A M と F H の 2 変数問題に帰着し、解が容易に得られる。

(3) 軟弱地盤層が深く地盤改良有の場合、最適解におけるアクティブな制約は、円弧すべり、地震時滑動、前面地盤改良幅、背面地盤改良幅、地震時伝播応力の 5 制約である。この場合は何らかの数理計画手法を用いて問題を解く必要があるが、この問題の特性を用いて以下のように考えれば簡略化が可能である。すなわち、この場合においては A Z が制約条件、目的関数に対して支配的な因子であることから他の独立変数である D I A M, T L, F H を許容領域中の適切な値に固定し、制約を満たす最小の A Z を最適値とすることができる。T L は他のケースと同様ほぼ最小値をとるので、結局この問題も 6 変数問題から D I A M と F H の 2 変数問題として最適化が可能である。

(4) 地盤改良有の場合、B Z 1, B Z 2 はいずれの場合も最小値で最適解が得られている。よって、必要最小限の幅で地盤改良を行えば良いことがわかる。また、T L はどの場合もほぼ最小値が最適解となっているため、一般の設計においては最小値を与えることにより設計を簡略化しうる。

(5) 地盤改良有と無の場合で工費に大差はなく、いずれを選ぶかは総合的な見地からの判断に任される。ただし、工費の算出には工期面の評価が含まれていないため、地盤改良にかかる工期をも考えあわせて地盤改良を行うか否かの判断をする必要があるだろう。

(6) 設計震度 $k_h = 0$ とした場合の工費試算値は、軟弱地盤層が深く地盤改良有の場合を除いて $k_h = 0.2$ の場合より 14~24% 低くなる。被害予測、補修費、二次的被害の程度等の調査研究に負うところ大であるが、今後、最適な設計震度についても検討する必要があると考えられる。

(7) 上記のように、本研究により根入れ鋼板セル護岸に関し、地盤改良、セル打設等の施工費を含めた工費最小化の設計が可能になるとともに各設計変数が目的関数、制約条件に及ぼす影響度が明らかになり、合理的かつ経済的な設計のための基礎資料が得られた。

第6章 根入れ鋼板セル施工時挙動と安全性^{1)~4)}

6.1 概 説

根入れ鋼板セルの設計法に関しては3.6に記したように、支持地盤をバネに置換した設計法を提案しており^{5), 6)}、既に一部で活用されつつある。一方、施工法に関して、図6.1に示すように数台のバイプロハンマーと連動装置を組込み、同調運転可能な新しい打設システムが考案され、既に実用化されている^{7), 8)}。

しかし、実用化に至るには、①バイプロハンマーの連動性、②セル殻への起振外力伝達状況とセルの動挙動、③施工性（打設速度、精度、バイプロハンマーの所要容量）、④打設によるセル殻座屈の安全性、⑤地盤振動、騒音等、従来の振動くい打ち工法では推定し得ない課題が多く存在した。

そこで、これらの課題を解明するため、実物大鋼板セルの施工実験並びに実護岸工事の一部への適用実験が行われた^{1), 2)}。ここでは、両実験において実施した鋼板セル打設時挙動と中詰土圧の現場計測の結果について記し、上記問題点を定量的に評価するとともに、打設における座屈防止並びに中詰土圧による応力評価の観点からセル所要板厚算定式の提案を行う⁴⁾。

6.2 では、薄肉の鋼板セルが新工法のバイプロハンマー連動システムにより問題なく施工可能か否かを実物大セルの施工実験から検討した。6.3 では、実護岸の一部に本工法が初めて適用されたのを機に、6.2 の実験で得た知見の確認並びにデータ蓄積を目的に現場計測を行い、打設時挙動並びに中詰後のセル、アークに働く土圧について検討した。

6.4 では、6.2, 6.3で得られた打設時セル殻応力を用いてセル座屈を考慮した板厚算定法について考察した。6.5 では、第6章の研究成果をまとめて記した。

6.2 施工実験

本実験の目的は薄肉の鋼板セルが新工法⁷⁾のバイプロハンマー連動システムにより問題なく施工可能か否かを検証することであり、明らかにしようとした主要な点は次のとおりである。

- ① バイプロハンマーの連動性とセル殻への起振力伝達状況
- ② 打設時、セル殻に生じる応力並びにセルの挙動

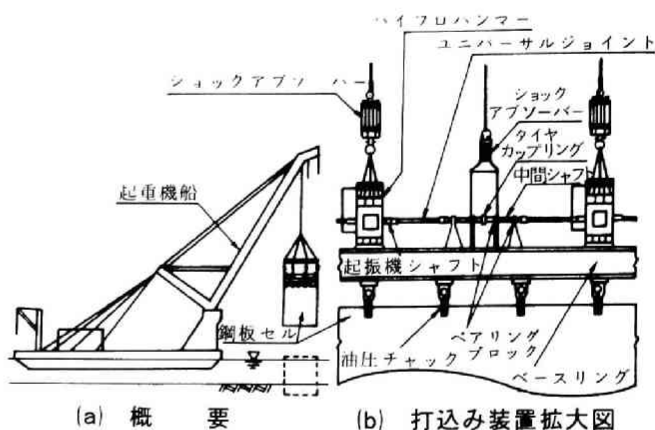


図 6.1 根入れ鋼板セルの施工法

- ③ 施工速度と施工精度
- ④ 地盤振動，騒音等環境への影響調査

6.2.1 実験概要

実験場所は東京湾10号地埋立地先の岸壁から約10m離れた水深約8.5mの地点で，海底地盤はサンドコンパクションバイルにより海底面下約10.5mの深さ迄地盤改良されている． 得られた土質柱状図を図6.2に示す． N値は深さによってばらついてはいるが，根入れ深さ8m位迄はほぼ20前後の値を示す．

実験用鋼板セルは図6.3に示すように，直径10m，高さ約20m，板厚8～11mm，重量約55tfのもの1基であり，セル打設時の補剛を目的に，セル内面には縦，横に板厚9mmのリップがそれぞれ12箇所，3箇所，3箇所に，頭部，先端部にもはち巻き状に補強板が取付けられている．

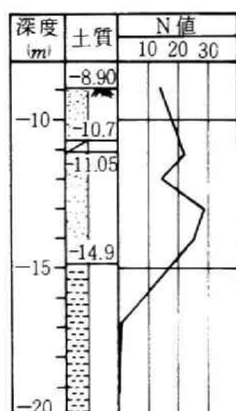


図 6.2 土質柱状図
(施工実験)

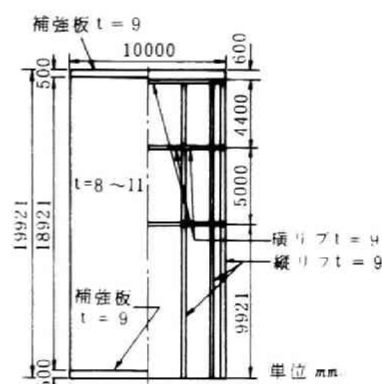


図 6.3 セル構造図
(施工実験)

打設装置は同調用のシャフトで連結された大型バイプロハンマー4台とセル本体に振動を均等に伝達させるための箱桁断面のベースリング及びセル着脱用の油圧チャック12個により構成されている． この装置全体を起重機船で図6.1のように吊下げ，鋼板セルを打設するものである． バイプロハンマーの仕様を表6.1に示す． なお，鋼板セルの打設はバイプロハンマー単独の場合とウォータージェット併用の場合の2種類実施している． ウォータージェットはバイプロハンマーの打込み補助として用いたもので，縦リップ取付け箇所の先端抵抗を低減させるよう12箇所（ノズル口径15mm，噴流圧6kgf/cm²）に配置した．

表 6.1 バイプロハンマーの仕様（稼働条件）

項 目	施 工 実 験	実 施 工
モータ定格出力 (KW)	(150×4) 600	(150×6) 900
偏心モーメント (kgf・cm)	(15,000×4) 60,000	(15,000×6) 90,000
振 動 数 (cpm)	800	800
起 振 力 (tf)	(107×4) 428	(107×6) 642
振 幅 (mm)	4.4	4.0
加 速 度 (G)	3.2	2.9
振動重量 (tf)	135.0	223.5

本実験での主な計測項目は、①セル、ベースリングの加速度と歪、②地盤振動、騒音であり、①の場合の各計測点を図6.4に示す。加速度計測には歪ゲージタイプ（共和電業㈱製；50G）5点を、歪計測には歪ゲージ（東京測器研究所㈱製）13点を使用している。②の場合の計測器の配置は図6.5に示すとおりで、地盤振動計測には公害振動計（リオン㈱製）6台を、騒音の計測には指示騒音計（リオン㈱製）4台を用い、それぞれ岸壁上及び岸壁背後に設置している。

6.2.2 実験結果とその考察

バイプロハンマー単独打設及びウォータージェット併用打設については地盤振動面を除けば差異が殆んど認められなかったことから、ここでは主に後者のウォータージェット併用による打設結果について記す。

(1) セル殻への起振力伝達状況とバイプロハンマーの連動性

根入れ深さに対するセルの頭部、中間部、底部の鉛直方向加速度を図6.6に、測定波形例を図6.7に示す。図6.7より、鋼板セルは頭部から

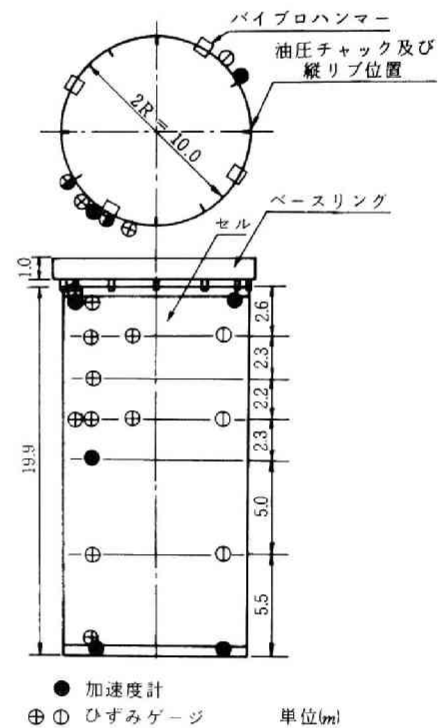


図 6.4 計測位置（施工実験）

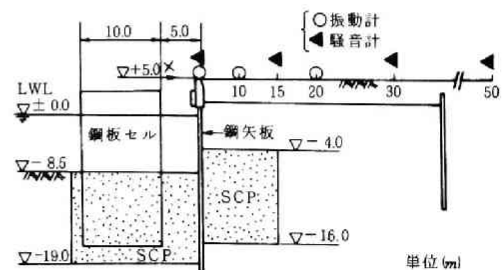


図 6.5 地盤振動、騒音計測位置

底部まで同位相で振動し、振動数はバイブロハンマーと同じ13.3 Hz (800cpm) であることがわかる。また、図6.6より、鋼板セルは根入れ深さに関係なくほぼ一定の加速度値 (平均3.8 G) を示す。これはバイブロハンマー起振力と振動重量との関係より導かれる

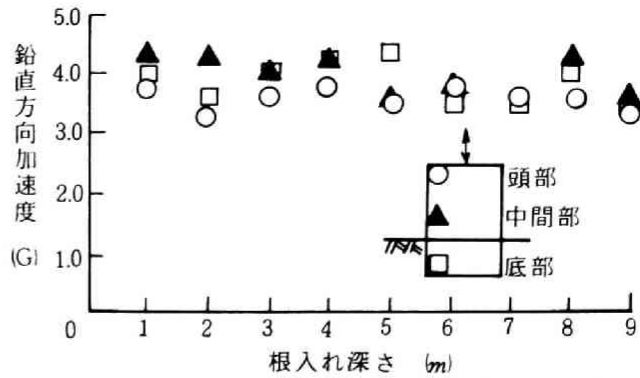


図 6.6 セル鉛直方向加速度 (施工実験)

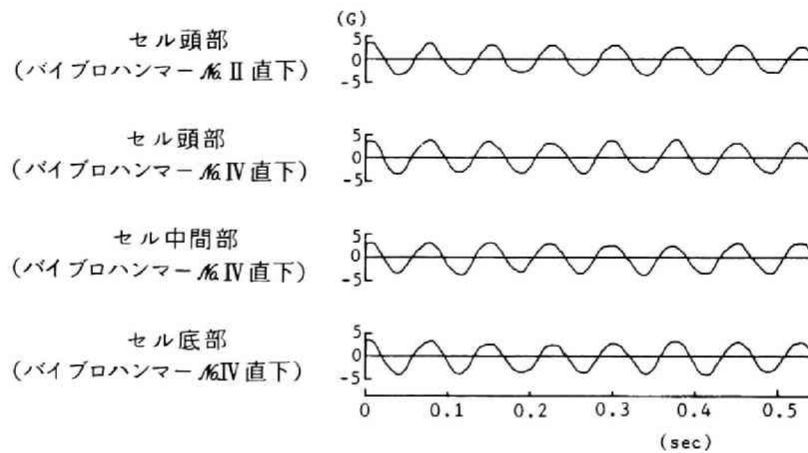


図 6.7 加速度波形例 (根入れ深さ5m)

初期設定加速度 (表6.1)と同程度であり、起振力がベースリング、油圧チャックを介してセル頭部から底部まで一様に伝達され、セルは上下方向にあたかも剛体のような挙動をしていると考えられる。

次に、バイブロハンマーNo. IIとNo. IV直下のセル殻頭部鉛直方向加速度の相互比較により、バイブロハンマーの連動性について考察する。根入れ深さに対するセル頭部加速度2点の振幅比を図6.8に示す。図6.7の波形例によると、セル頭部鉛直方向加速度の2点とも13.3Hzの振動であり、両波形間での位相差は認められない。また、図6.8より両者の加速度比は根入れ深さとともに変化がみられるものの平均0.92であり両振幅値はほぼ等しいとみなせる。したがって、セル殻頭部2点の加速度記録より判断する限りバイブロハンマーの連動性は良好であったと考えられる。

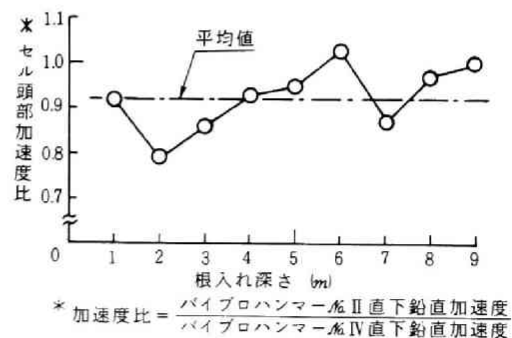


図 6.8 セル頭部加速度比

(2) セル殻に生じる応力

根入れに伴うセル鉛直方向の応力振幅と平均応力の分布を図6.9に、周方向のそれらを図6.10に示す。両図より以下のことがわかる。

① 打設時、セルに発生した応力振幅は鉛直方向で30~591kgf/cm²、周方向で20~350kgf/cm²と小さい。一方、平均応力の最大値はC₄で生じ、鉛直方向では1100kgf/cm²（根入れ深さ8m）、周方向では580 kgf/cm²（根入れ深さ8m）と局部的ではあるが応力振幅より大きな値を示す。しかし、応力振幅を加算した最大合成応力でも鉛直方向で1120kgf/cm²、周方向で620 kgf/cm²であり、使用鋼材の許容応力1400kgf/cm²より小さい。

② 図6.9(b)、6.10(b)より、平均応力はセル高さ方向に正負の値が混在しているが、これはセル打設完了後もそのまま残留していること等を総合すると、主としてセル殻の局部的な曲げ変形により発生したものと考えられる。

③ バイプロハンマー4台の総出力からセルの公称鉛直方向応力振幅を求めると124~170kgf/cm²

（図6.9(a)に点線で示す）であり、図6.9、6.10の応力振幅と平均応力の分布形状から判断すると、測定点C₃、C₄近傍では、特に曲げ応力が卓越していると考えられる。

(3) 施工状況と施工精度

4台のバイプロハンマーはすでに図6.7、6.8で示したようにうまく同調し、図6.11に示すようにN値が20~30の地盤においても平均1.0m/分程度（根入れ長9.3mを約9分）とかなり速い速度で打設でき、鋼管ぐいや鋼矢板の振動打設と同じ要領で鋼板セルを施工できることが確認された。打設速度についてはクレーンの巻き下げ速度にも依存するが本結果より判断する限り、バイプロハンマー連動システムを用いた打設工法は急速施工性を有

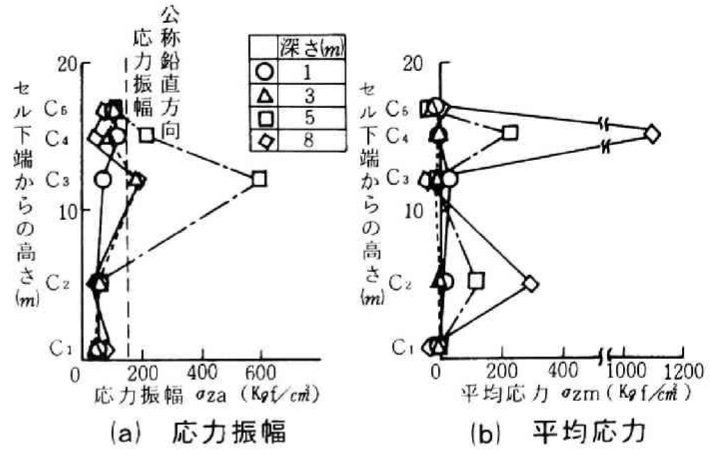


図 6.9 セルの鉛直方向応力

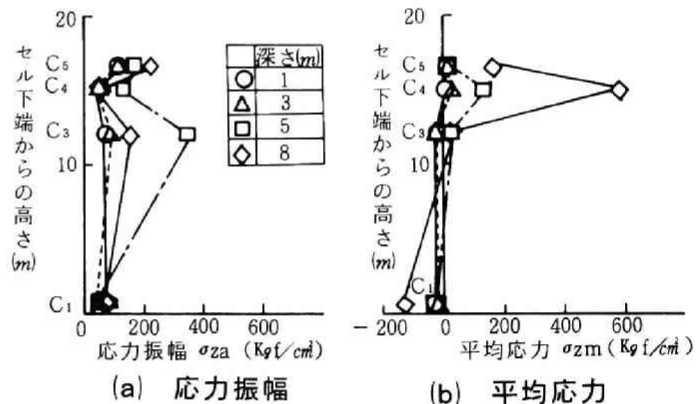


図 6.10 セルの周方向応力

するといえよう。なお、セル据付け位置や傾斜の修正が必要になった際でもセルの打込み・引抜きを繰返すことにより容易に修正可能（傾斜精度1/200以内）であった。

(4) 地盤振動と騒音

バイプロハンマー単独及びウォータージェット併用の場合の地盤振動の距離減衰とウォータージェット併用の場合の騒音の距離減衰をあわせて図6.12に示す。図6.12より、セルから20m離れた地点の地盤振動はバイプロハンマー単独の場合で、最大90dB(A)、ウォータージェット併用の場合で最大76dB(A)とその差は大きく、他測定点を含め考えると、後者は前者より10dB(A)前後振動が低い。

これより、ウォータージェットは地盤振動低減に極めて効果的であることがわかる。なお、セルより5m離れた地点は既設岸壁のコンクリートコーピング上であり、直接地盤振動を測定した値でないため振動レベルは他より低い。

騒音に関しては、いく打機の場合騒音規制法によると30m離れた位置で85dB(A)以下と規定されているが、今回この規定値を満足できず、85dB(A)以下にするにはセルから50m以上離れる必要があった。しかし、実際の鋼板セルの施工は一般に岸壁や陸地から十分離れた海上で行われるので、地盤振動及び騒音が実用上問題になることは殆んどないと考えられる。

6.3 実護岸施工時の現場計測

前記実物大セルの打設実験の結果を踏まえ、住友金属工業㈱和歌山製鉄所西防波堤沖埋立用護岸の一部に根入れ鋼板セル工法が適用された。その際、6.2で得られた知見をさらに確認し、データの蓄積を計ることを目的に打設時挙動並びに中詰後のセル・アーチに働く土圧、セル殻応力の現場計測を実施した。

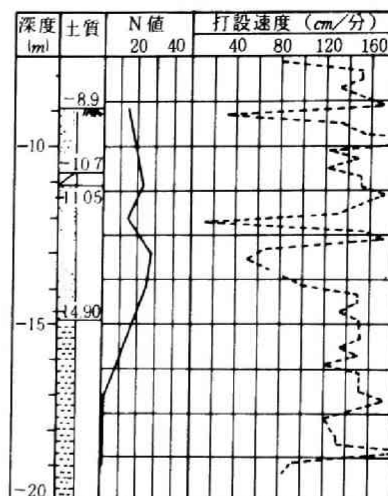


図 6.11 打設速度

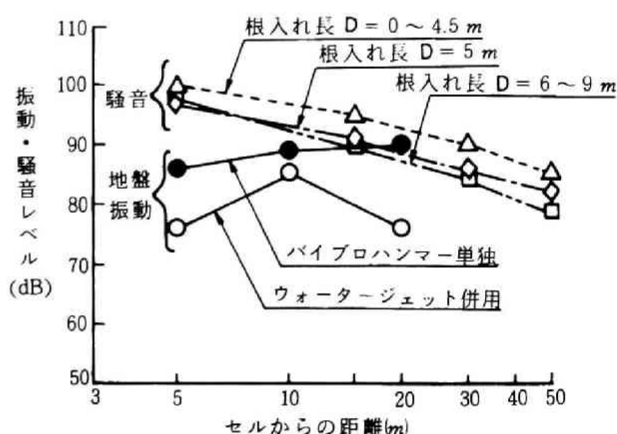


図 6.12 地盤振動，騒音の距離減衰

6.3.1 施工・計測概要

施工対象の海底地盤はサンドコンパクションにより地盤改良されている。図6.13に示す土質柱状図より、根入れ深さ5m迄のN値は約20であり、施工実験での地盤と同程度の硬さであることがわかる。

用いた鋼板セルは図6.14に示すように、直径18m、高さ18m、板厚9mmのもの3基であり、6.2でのセル同様、内面には縦、横にリブが、頭部及び底部に補強板が取付けられている。また、打設されたセル間を閉合するためのアーク材は弧長8m（半径5.14m）、高さ18m、板厚9mmのもの4枚であり、アーク内面にもセルと同様にリブ、補強板が取付けられている。

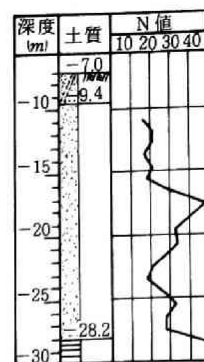


図 6.13 土質柱状図
(実施工)

セルの打設には施工実験と同様のシステムを用いている。ただし、打設能力はセルの重量等にあわせて増強し、パイプロハンマー6台、油圧チャック18台を使用し、ウォータージェットの補助手段は用いなかった。セル打設時のパイプロハンマー稼働条件を表6.1に示す。

完成した護岸構造の概要は図6.15のとおりで、根入れ深さはセル、アークとも5mである。セル、アークの施工を通じて打設装置は順調に稼働し、打設速度は0.5~1.0m/分で、セルの傾斜は最大でも1/100程度であった。

セルの施工については海底地盤へ5m打込み後、直ちに中詰作業が行われ、1基/日のペースで3基を計3日間で、また、アークについてはセル3基に中詰後、1箇所/日のペースで計2日間で完了した。中詰に使用した砂は粒径2mm以下の海砂で、中詰後の空中単位体積重量 $\gamma = 1.52 \text{ tf/m}^3$ 、内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ である。

計測対象は図6.15のNo.2セルである。打設時の計測項目はセルの加速度と歪で

あり、図6.16に示すように、セル頭部、底部の鉛直方向加速度を4箇所、鉛直方向、周方向のセルの歪を $L_1 \sim L_4$ 、 $S_1 \sim S_3$ の7箇所計測している。中詰後の計測項目はセル、アーク部の中詰土圧、セル海底鉛直土圧及びセルの歪であり、図6.16に示すように中詰土圧をセルでは $C_1 \sim C_3$ 、アーク部では $A_1 \sim A_3$ の各3箇所計測して

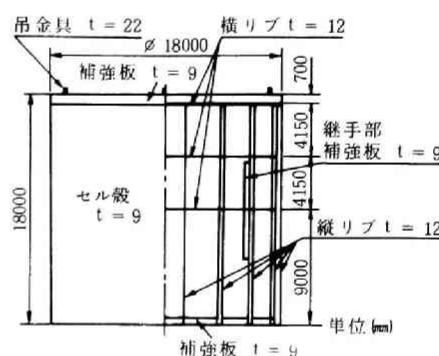


図 6.14 セル構造図 (実施工)

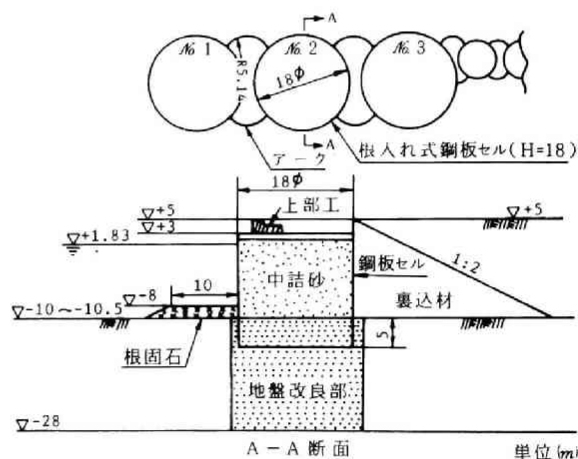


図 6.15 護岸の概要図

いる。また、セル本体の歪については打設時の計測箇所に加えて、 $H_1 \sim H_3$ の3箇所計10箇所計測している。

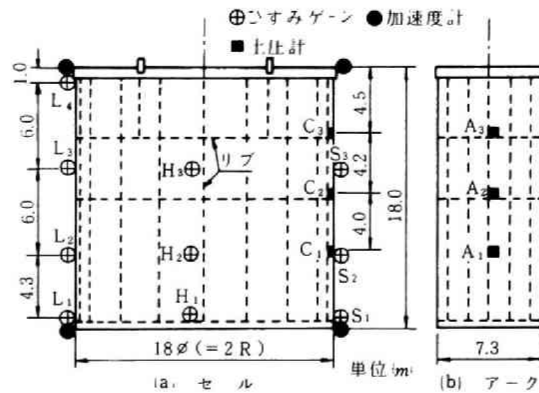


図 6.16 計測位置（実施工）

6.3.2 計測結果とその考察

(1) 打設時のセル加速度

根入れ深さに対するセルの鉛直方向加速度は図6.17に示すとおり、根入れ深さに関係なくセル頭部、底部ともほぼ一定の3Gであり、また、両者同位相で振動数は、13.3Hzであった。これらは表6.1のバイブロハンマーの初期設定稼働条件とほぼ同一であることから、起振力がそのままセル頭部から底部まで一様に伝達されていたものと考えられる。これらの結果は6.2施工実験の結果と同じ傾向にあることが確認された。

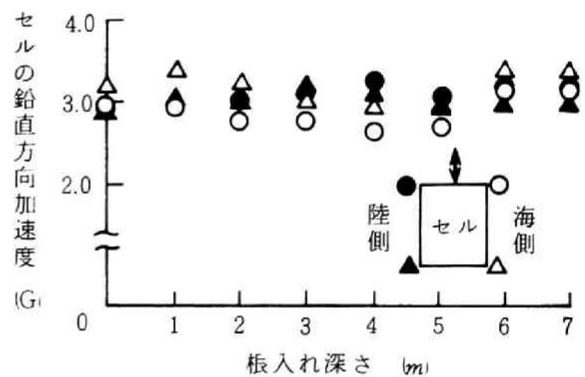


図 6.17 セル鉛直方向加速度（実施工）

(2) 打設時のセル応力

根入れに伴う鉛直方向の応力振幅と平均応力の分布を図6.18に、周方向のそれらを図6.19に示す。これらの図より以下のことがわかる。

① 鉛直方向、周方向の応力振幅は根入れ深さとともに若干増加傾向にあるが、その値は鉛直方向で22~234kgf

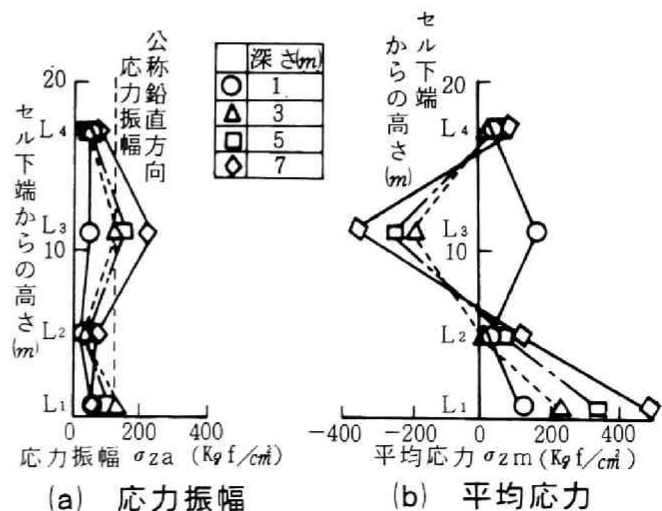


図 6.18 鉛直方向応力（Lライン）

／ cm^2 ，周方向で47～230 kgf/cm^2 であり，施工実験同様全般に小さく，平均応力を加算した最大合成応力でも鉛直方向で620 kgf/cm^2 ，周方向で780 kgf/cm^2 であり，使用鋼材の許容応力1400 kgf/cm^2 よりかなり小さい．なお，最大合成応力はセル底部で発生している．

② 図6.18(b)，図6.19(b)の平均応力は施工実験でも記したように，セル高さ方向に正負の値が混在し，打設完了後もそのまま残留していることから，主としてセル殻の局部的な曲げ変形により発生したものと考えられる．

③ バイプロハンマー6台の総出力からセルの公称鉛直方向応力振幅を求めると130 kgf/cm^2 であることから，平均応力の比較的小さい L_2 ， L_4 ではバイプロハンマーによる軸力のみを受け，平均応力の大きい L_1 ， L_3 では軸力と曲げを受けたものと考えられる．

(3) 中詰後のセル及びアークに働く土圧

中詰によるセルの壁面水平土圧（以下，中詰土圧と呼ぶ）は図6.20の経時変化に示すように，中詰後約2週間まで若干上昇し，その後は安定する傾向にある．土圧変動の理由としては，中詰砂の自然圧密，セル殻の変形等が挙げられる．

中詰によるセル及びアーク部の中詰土圧の高さ方向分布を図6.21に示す．図より，セル本体の中詰土圧は土かぶり深さにほぼ比例するが，アーク部については比例せず，値もセル本体の

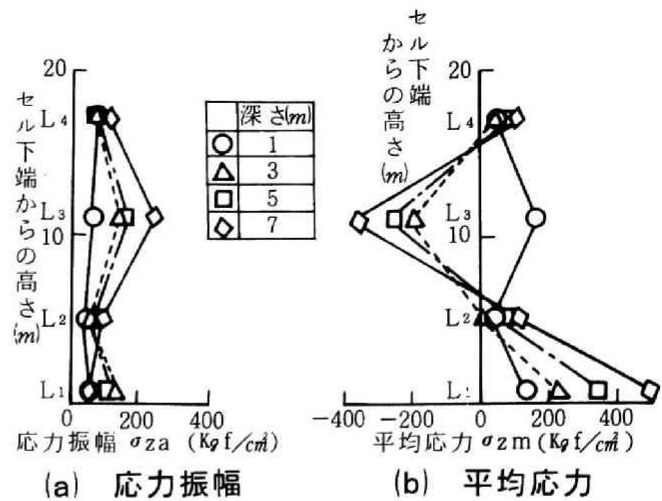


図 6.19 周方向応力 (Lライン)

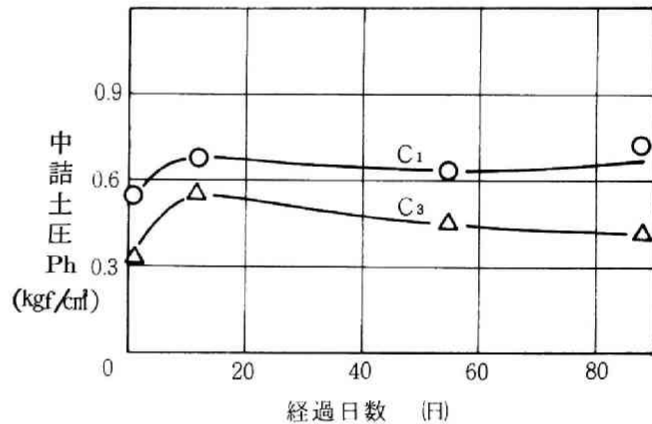


図 6.20 セル中詰土圧の経時変化

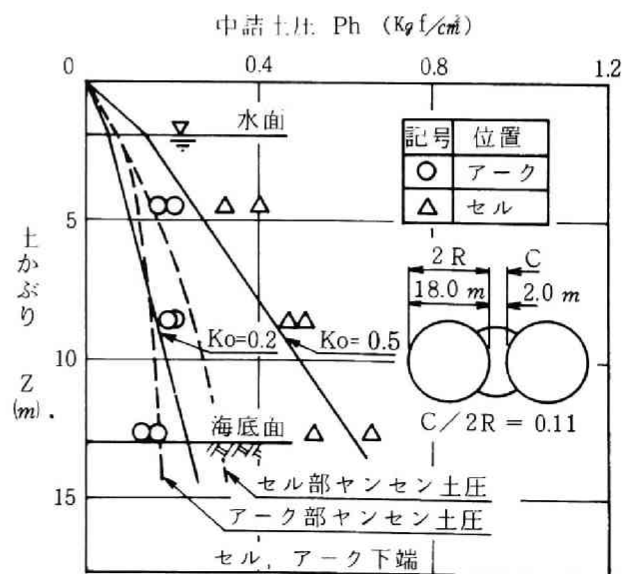


図 6.21 セル及びアークに働く中詰土圧

～ $\frac{1}{2}$ と小さく、ヤンセンの土圧分布に近いと考えられる。中詰土圧を土かぶり圧で割った値を中詰土圧係数 K_0 ($P_h / \gamma \cdot z, P_h$; 中詰土圧, γ ; 中詰砂の単位体積重量, Z ; 土かぶり深さ) とすると, K_0 は土かぶり深さが大きくなると若干減少する傾向にあるが, 最大中詰土圧が発生する海底面付近の値を重視するとセル本体では $K_0 = 0.5 \sim 0.6$, アーク部では $K_0 = 0.2$ となる。

別途実施したアーク部中詰土圧室内模型実験から得られたセルすき間比 $C / 2R$ (C ; セル間隔, $2R$; セル直径) と地盤面における鉛直土圧 P_v , 水平土圧 P_h の関係を図6.22に示す。なお, 縦軸は土かぶり圧 γH で除して無次元化されている。図6.22より, $C / 2R$ が小さくなると P_v は減少傾向にあるが, P_h ,すなわち中詰土圧係数 $K_0 (= P_h / \gamma H)$ は $C / 2R \leq 0.5$ ではほぼ一定の0.2を示す。実施工では図6.21中の図にも示すように $C / 2R = 0.11$ であり, K_0 は模型実験の結果と一致することが確認された。

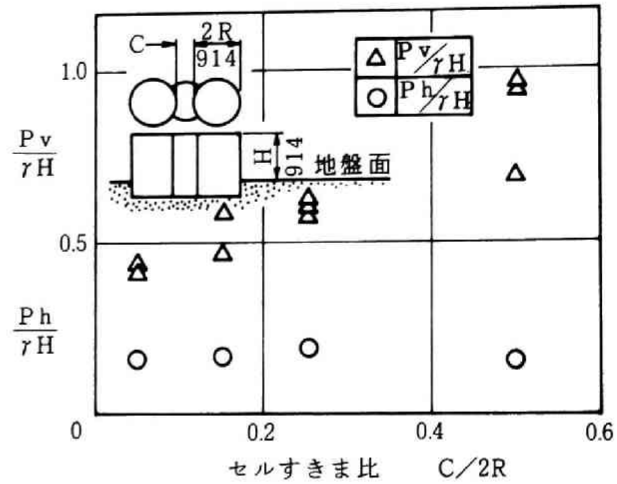


図 6.22 セルすき間とアーク部の土圧

鋼板セルの現行設計法¹⁰⁾によると, 中詰土圧係数 $K_0' = \tan \phi$ (ϕ ; 中詰土の内部摩擦角) と定められており, 実施工での中詰土の内部摩擦角は30度であり, $K_0' = 0.58$ となる。上記計測結果から考えると現行設計法の中詰土圧係数はセル本体に対しては妥当であるが, アーク部に対してはかなり安全側といえる。したがって, セルすき間比が $C / 2R \leq 0.5$ ではヤンセン土圧式を使うか, セル本体部の $\frac{1}{2} \sim \frac{1}{3}$ の値を採用することが望ましいと言えよう。

(4) 中詰後のセル応力

中詰によるセル応力を図6.23に示す。周方向応力はほぼ中詰土圧に相当するだけ発生し, 海底面近傍で最大となる。海底面下では地盤によりセルの変形が拘束されるため周方向応力は海底面付近より小さい。また, 鉛直方向応力は周方向応力に比べ非常に小さい。

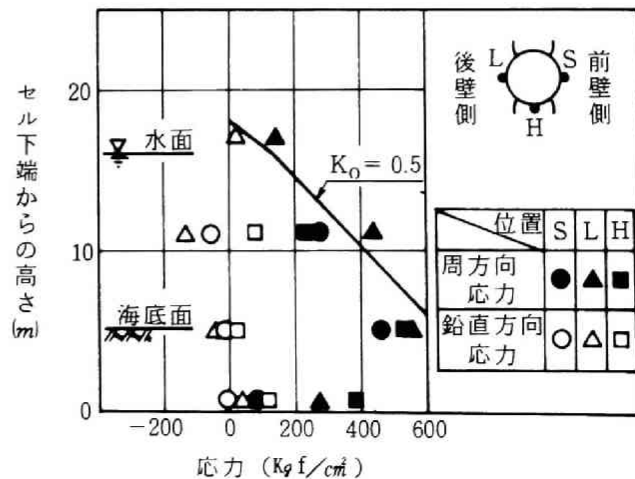


図 6.23 中詰によるセル殻応力の分布

次に、中詰土圧係数 K_0 を0.5、セルを薄肉リング円筒として、次式で得られる周方向応力計算値は図6.23の実線で示すように、実測値とよく一致している。

$$\sigma_{\theta} = R K_0 \sum \gamma_i Z_i / t \quad (6.1)$$

上式で、 σ_{θ} はセルの周方向応力、 R はセル半径、 γ_i は中詰の i 層単位体積重量、 Z_i は中詰の i 層厚さ、 t はセル殻板厚である。

なお、中詰後発生した最大応力は打設による残留応力も含め、鉛直方向で560kgf/cm²、周方向で740kgf/cm²であったが、許容応力1400kgf/cm²より小さく、セル殻は十分安全であることが確認された。

6.4 打設時のセル座屈を考慮した板厚算定法

設計上重要な要素である打設時のセル殻鉛直方向応力に関し、座屈を考慮した定量的評価法の考察を行うとともに、中詰土圧による応力検討も含めセル殻所要板厚算定式を導く。

バイプロハンマーによるくい貫入抵抗計算式を用いると、セルを土中に貫入する場合薄肉構造につき、先端抵抗を無視すれば起振力と貫入抵抗の関係は次のようになる。¹¹⁾

$$P_0 \geq T_v \quad (6.2)$$

ここに、 P_0 はバイプロハンマーの起振力(tf)、 T_v はセル壁と土との動摩擦力(tf)である。

セル壁と土との動摩擦力は打設地盤の標準貫入試験結果から次式により求まる。^{10), 11)}なおここではセルは径が大きいためセル外壁のみならず内壁と土との摩擦力も考慮している。

$$T_v = \mu_1 T \quad (tf) \quad (6.3)$$

$$T = A_s \cdot \bar{N} / 5 \quad (tf) \quad (6.4)$$

ここに、 T はセル壁と土との極限摩擦力(tf)、 \bar{N} は打設地盤の平均 N 値、 A_s はセル根入れ部の表面積(m²)、 μ_1 は動摩擦抵抗低減率である。

打設時のセル鉛直方向応力振幅は、セル壁と土との動摩擦力により発生するものと考えれば、式(6.3)、(6.4)から次式が導かれる。なお、式(6.3)、(6.4)ではtf・m表示であるが、次式ではkgf・cm表示を用いているため、単位変換による係数になっている。

$$\sigma_{za} = T_v / 2\pi R t = 2\mu_1 \bar{N} D / 50t = \alpha \cdot \bar{N} D / t \quad (kgf/cm^2) \quad (6.5)$$

ここに、 σ_{za} はセルの鉛直方向応力振幅(kgf/cm²)、 t はセルの板厚(cm)、 D はセルの根入れ深さ(cm)、 R はセル半径(cm)である。

係数 α の決定には実測データも少ないため議論の余地はあるが、施工実験及び実護岸施工時のセル応力の計測値において曲げ応力の影響の少ない部位、すなわち、前者では C_1 、 C_2 、後者では L_2 、 L_4 の応力振幅を用いて求める。これらの部位の鉛直方向応力振幅と根入れ深さの関係を示した図6.24と平均 N 値とから、式(6.5)より $\alpha = 0.004 \sim 0.013$ が得られる。

一方、リブ補強のない円筒シェルの座屈に対する許容応力 σ_{cr} は次式で表される。¹²⁾

$$\sigma_{cr} = 0.125 E t / R \quad (6.6)$$

ここに、 σ_{cr} は円筒シェルの許容座屈応力(kgf/cm²)、Rはシェルの半径(cm)、Eはヤング率(kgf/cm²)である。施工実験及び実施工で用いたリブを考慮しないセルの諸元から、式(6.6)で得られる許容座屈応力はそれぞれ、473kgf/cm²、263kgf/cm²となる。図6.9(a)、6.18(a)の実測値と比較すると図6.9(a)の根入れ深さ5mでのC₃の値を除けば、鉛直方向応力振幅の実測値は許容座屈応力より小さいこと、両実験でも座屈が観察されなかったこと等を勘案すると、今回の

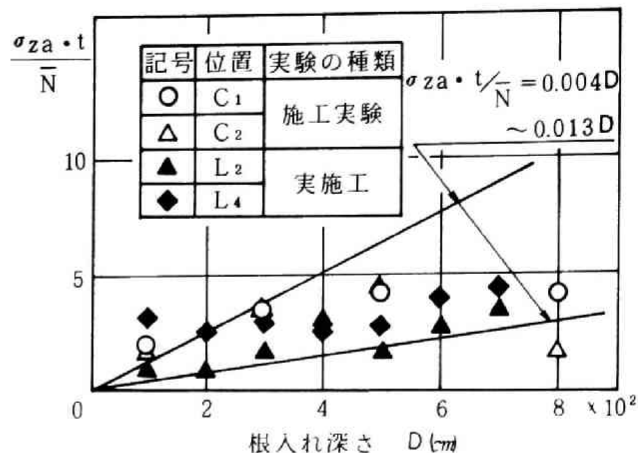


図 6.24 鉛直方向応力振幅と根入れ深さ

施工条件の範囲内であれば座屈の心配はないといえる。なお、平均応力が座屈に及ぼす影響については今後、さらに検討の余地がある。

以上より、セル打設時の所要板厚 t の決定には一次近似として式(6.5)、(6.6)から導かれる次式を提案する。ただし、ここでは安全側をみて $\alpha = 0.013$ を採用した。

$$t = 0.322 \sqrt{R D \bar{N} / E} \quad (6.7)$$

今迄の検討結果から、セル殻の所要板厚 t は打設時の座屈強度及び中詰時の強度から決定され、式(6.1)と式(6.7)を用いて次式のように与えられる。

$$t = \text{Max} \left(\frac{R K_0 \sum \gamma_i z_i}{\sigma_{al}}, 0.322 \sqrt{\frac{R D \bar{N}}{E}} \right) \quad (6.8)$$

ここに、 σ_{al} はセル殻の許容応力(kgf/cm²)である。

式(6.8)に、6.3で用いた実施工の鋼板セルの諸元及び地盤条件を適用すれば、所要板厚 t は $\text{Max}(5.2\text{mm}, 6.7\text{mm}) = 6.7\text{mm}$ となる。ただし、 $\bar{N} = 20$ 、 $K_0 = 0.6$ 、 $\gamma_i = 0.89 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2$ (水中)、 $1.52 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2$ (空中)、 $\sigma_{al} = 1400 \text{kgf/cm}^2$ を用いている。実際のセル板厚は9mmであり、打設時に座屈せず、また、中詰時のセル殻強度も十分安全であった事実とも一致する。リブ補強は加工、運搬、打設において、セルを円筒に保つに必要最小数で良いと考えられる。

6.5 結 言

バイプロハンマー連動システムを用いた根入れ鋼板セル工法の施工性、起振力及び中詰土圧によるセル殻強度安全性等を明らかにするため、実物大鋼板セルの施工実験並びに実護岸施工時の現場計測を行った。得られた結果は以下のとおりである。

(1) バイプロハンマーの連動性は良好で、起振力もセル頭部から底部までほぼ均一に伝達され、N値20前後の地盤でも打設速度が0.5~1.0m/分と速いことから、本工法は施工性に優れているといえる。

(2) 打設時、セル殻に生じる応力は小さく、今回の施工条件であれば座屈に対して十分安全である。また、応力算定実験式に基づき座屈を考慮したセルの所要板厚算定式を提案し、今回の実験に用いたセルに対し検討を行った結果、十分実用に供しうるものと考えられる。

(3) セル本体の中詰土圧は三角形分布に近く、中詰土圧係数は $K_h=0.5\sim 0.6$ で、設計基準値0.58 ($K_h=\tan\phi$) にほぼ等しいが、アーク部についてはヤンセン土圧分布に近く土圧係数も0.2と小さい。したがって、設計基準はアーク部についてはかなり安全側の結果を与える。

(4) 中詰によるセル殻応力は鉛直方向より周方向が大きいですが、最大でも許容応力の約 $\frac{1}{2}$ と小さく、強度上十分安全である。また、中詰土圧に対してはセルを薄肉リング円筒とみなして強度の検討を行ってもよい。

(5) セル打設中の地盤振動、騒音は余り大きくなく、かつ、セルが実際に施工される地理的条件を考えると実用上問題になることはない。

第7章 結 論

本論文の主目的は、大水深かつ軟弱地盤向けに有望な新型式港湾構造物である根入れ鋼板セルについて、合理的かつ経済的な耐震設計法を確立すること、並びに施工時のセル挙動と打設安全性を明らかにすることにある。

耐震設計法の確立にあたっては、模型振動実験を中心として、設計に係わる基本性状を明らかにした上で地震時安定性評価法を提案するとともに、実物根入れ鋼板セル護岸の地震時挙動の観測により評価法の妥当性を検討した。さらに、中詰土圧による静的なセル殻応力に関して、実物構造物での実測値を用いて考察した。実際の設計にあたっては、安全性を確保した上で、いかに工費を小さくするかが重要な鍵となるため、地盤改良も含めた根入れ鋼板セル最適化についても検討した。また、施工法に関しては実物大鋼板セルの施工実験と実施工時の現場計測により、工法の実用性を見極めるとともに打設時のセル殻座屈に対する安全性について考察した。

各章における研究成果についてはそれぞれの結語に列記したとおりであるが、ここではさらに、全般を通じての主要な結論をまとめて以下に記す。

(1) 静的設計法関連の成果

① 鋼板セル本体の中詰土圧係数は設計基準値 $\tan \phi$ (ϕ ; 中詰土の内部摩擦角) にほぼ等しいが、アーク部については土圧係数が小さく、ヤンセン土圧に近い。したがって、設計基準値はセル本体に対してはほぼ妥当な値を与えるが、アーク部についてはかなり安全側の結果を与える(3章, 6章)。

② 根入れ比(根入れ長 D / 壁高 H)が増すほどセルの静的水平抵抗力は大きくなり、根入れ効果が顕著に認められる(3章)。

③ 根入れ鋼板セルは水平外力に対して鋼矢板セルより初期剛性が高く、また、耐荷変形能も優れる(3章)。

(2) 耐震設計法関連の成果

① 鋼板セルの動的挙動は剛体のそれに近く、ロッキング振動が卓越している(3章, 4章)。

② 根入れ比 D/H が大きくなるほど護岸タイプのセルの残留変位、傾斜角等は置セルに比して減少し、セルの地震時安定性に及ぼす根入れ効果は顕著である(3章)。

③ 現行設計法では、裏埋土圧外力を過大に、根入れ部前壁の土圧抵抗力を過小に評価し非常に安全側の結果を与える。そこで、裏埋土圧に関しては、式(3.1)で低減した設計震度を、根入れ部前壁土圧に関しては地盤をバネに置換した反力を用いると適切に評価しうる(3章, 4章)。

④ 底面反力の動的成分の分布形は剛基礎に近いことから、支持力の検討には重力式基礎としての取扱いが可能である（3章，4章）。

⑤ セルの慣性力に寄与する中詰土の見かけ上の有効質量は加速度の増加とともに減少し、中詰土の有効質量係数としての実験式を得た（3章）。また、有効質量に関しては実物セルの地震観測において裏付けデータを得ている（4章）。

⑥ 現行設計法は根入れ鋼板セルの耐力をかなり小さく評価し、非常に安全側の結果を与える（3章）。

⑦ 低減した震度と有効質量係数を用い、かつ、地盤をバネに置換する安定計算法によると、根入れ鋼板セルの地震時安定性を適切に評価しうる（3章，4章）。

⑧ 有限要素法（FLUSH修正版，平面歪要素による応答解析）により、根入れ鋼板セルの地震時挙動をある程度推定しうる（4章）。

⑨ 実物構造物での地震時挙動観測によると、前壁土圧及び底面反力の観測値は提案設計法による計算値より小さく、提案設計法は十分安全側の結果を与え実用に供しうるものと判断される（4章）。

(3) 提案設計法による最適設計関連の成果

① 地盤改良しない場合の設計は、セル直径D I A M，セル高さT L，根固め高さF Hの3変数問題であるが、軟弱地盤層の深さに係わらずT Lに下限制約値を用い、D I A M，F Hの2変数最適化問題として定式化できる（5章）。

② 軟弱地盤層が浅く地盤改良有の場合、6変数問題であるが最適解は地盤改良深さA Zが全軟弱層厚で、T Lと前面及び背面の地盤改良幅B Z 1，B Z 2が下限制約の時得られ、本問題もD I A MとF Hの2変数問題に帰着する（5章）。

③ 地盤改良有の場合、B Z 1，B Z 2はいずれの場合も最小値で最適解が得られ、必要最小限の幅で地盤改良すれば良い。また、T Lには下限制約値を与えれば、どの設計もほぼ最適解になるため設計を簡略化しうる（5章）。

④ 地盤改良有と無の場合で工費に大差はなく、いずれを選ぶかは工期も含めた設計者の総合的な判断に任される（5章）。

(4) 施工法関連の成果

① バイブロハンマーの連動性は良好で、起振力もセル頭部から底部までほぼ均一に伝達され、N値20前後の地盤でも打設速度が0.5~1.0m/分と速いことから新打設システムは施工性に優れているといえる（6章）。

② 打設時セルは座屈に対し十分安全であり、セルの応力実測値より導いた座屈を考慮したセルの所要板厚算定式は十分実用に供しうる（6章）。

③ セル打設中の地盤振動，騒音は余り大きくなく、かつ、セルが実際に施工される地

理的条件を考えると実用上問題になることはない(6章)。

以上、本研究で得られた主な結論を列記した。本研究の目標は、新しく考案された根入れ鋼板セルの耐震性に関し基本的考察を行った上で実用上の設計・施工法を確立することであった。その点においては、本研究は初期の目標を十分に達成したものと考えられるが、今後解決すべき課題も少なくない。以下に今後の課題について記述する。

その第1は、セルに作用する地震時土圧をいかに厳密に評価するかである。本論文で提案した設計法においては、セル後壁に作用する主動土圧について、物部・岡部の地震時土圧式に震度を低減して用いることにしている。しかし、これはあくまで設計上の便法であり、実際には壁体とそれに接する土塊との間の動的相互作用を十分考慮した検討が必要である。また、セル及びアークに作用する地震時中詰土圧についてはまだ十分なデータが得られていない。これら地震時土圧の解明は鋼板セルのみならず一般の港湾構造物にとっても今後の大きな課題といえる。

第2に、壁体に作用する慣性力の問題である。慣性力は設計上壁体の自重と設計震度の積として与えられるが、第3章で記述したように多くの実験データより有効質量係数なるものが導かれている。しかし、その取扱いがブラックボックス的であり、他構造物への適用等も考えると、理論解析や実物構造物での中詰土の地震時挙動観測等による検討をさらに行う必要がある。

第3に、提案設計法はあくまで静的震度法をベースとしており、セルの振動特性を加味したより合理的設計法への展開を図ることが今後の課題であり、そのためにも実物構造物での地震時挙動の観測や解析的検討をより進める必要がある。

第4に、中詰及び支持地盤に粘性土が存在する場合や、強度が低い中詰材を用いた場合におけるセルの安定性評価法の確立である。本論文では砂質土地盤に打設され、中詰材が砂質土の鋼板セルを対象として検討を進めており、上記評価法は今後の大きな課題として残された。

第5に、根入れ鋼板セルのようにそのほとんどが土から構成された構造物について、静的、動的耐荷機構、振動特性、破壊性状等を実験的に検討する際、実物の砂を用いて実験する機会が多いにもかかわらず、体系だった相似則に対する検討がまだ十分でないように思われる。特に、振動台を用いた強制加振実験においては入力レベルに応じて模型が非線形挙動を示すことや、水の存在が現象を複雑にすることがネックとして挙げられる。今後、これらを解決可能な地盤模型材料の調査、研究ないしは相似則の研究が重要である。

このように今後解決すべきいくつかの課題は残されているが、本研究は、根入れ鋼板セルの基本的主題である耐震性、施工性並びに両者を組合せた最適化問題について検討し、新設計法の提案、新打設工法の有用性見極め及び経済性に及ぼす支配要因の明確化等を行い、根入れ鋼板セルの実用化へ若干の寄与をなし得たものと考えている。

本論文がこの方面の研究を進める上で資するところがあれば幸いである。

謝

辞

本論文は著者が今迄に行ってきた研究の中で、根入れ鋼板セルに関する一連の研究についてまとめたものである。

本研究の遂行にあたり、終始懇切な御指導、御鞭撻を戴いた京都大学工学部・山田善一教授に心から感謝致します。また、本論文の研究内容について、有益な御討議、御教示を戴いた京都大学工学部・畠昭治郎教授、家村浩和助教授に深く感謝の意を表します。さらに、本研究をまとめるに際し、数々の御援助、御指導を戴いた山口大学工学部・古川浩平助教授、鹿児島大学工学部・河野健二助教授に厚く御礼申し上げます。

本研究の一部は住友金属工業株式会社と運輸省港湾技術研究所、清水建設株式会社、東亜建設工業株式会社との共同研究体制によって行われたが、この研究の構想と遂行に御教示と御援助を惜しまれなかった運輸省港湾技術研究所・土田肇氏、野田節男氏、三井共同建設コンサルタント株式会社・北島昭一氏（元運輸省）に厚く御礼申し上げます。さらに、住友金属工業株式会社・西岡邦夫氏（現鳴海製陶機）、伊藤慶典氏、行俊照夫氏、久光脩文氏、鎌倉正司氏、山川純雄氏、中山種清氏からは本論文を構成する一連の研究に対し種々の御指導と御鞭撻を戴いた。ここに深く感謝の意を表します。

また、大型模型の振動破壊実験及び実物根入れ鋼板セル護岸の地震時挙動の観測では運輸省・北澤壮介氏、清水建設株式会社・森信夫氏、東亜建設工業株式会社・田淵博氏、住友金属工業株式会社・高瀬幸紀氏、武藤裕之氏を始めとして数多くの関係諸氏に御指導と御援助を戴いた。心から御礼申し上げます。さらに、実護岸施工時の現場計測では住友金属工業株式会社・森本精洋氏に御指導と御援助を戴くとともに、模型実験、データ整理並びに図面作成では住友金属工業株式会社・松本好久氏、高野善章氏から多大な協力を戴いた。記して謝意を表します。

本論文は他にも多くの方々有形、無形の御援助を得て始めてまとめることができたもので、ここに深甚なる謝意を表します。

参 考 文 献

第1章

- 1) 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, 建設と機械化, 第363号, 1980.
- 2) 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, 第22巻, 第11号, pp. 43~49, 1981.
- 3) 飯田 毅, 飯村 修, 石田英行: 根入れ鋼板セル打設時挙動の現場計測結果, 土木学会第36回年次学術講演会講演概要集, 第3部, pp. 570~571, 1981.
- 4) 第三港湾建設局神戸港工事事務所: 摩耶埠頭直轄工事施工の記録, 1967.
- 5) 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, 197p., 1969.
- 6) 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, pp. 67~127, 1979.

第2章

- 1) 石綿知治: プレハブ鋼矢板セル工法, 鹿島出版会, 1978.
- 2) 前出第1章 4)
- 3) 前出第1章 1)
- 4) 後藤雅行, 小野康文, 京谷光高: 埋立工事における根入れ式鋼板セル護岸の施工について, 昭和58年度施工技術報告会講演概要, 1983.
- 5) K. Terzaghi : Stability and Stiffness of Cellular Cofferdams, ASCE, Transaction Vol. 110, 1945.
- 6) P.P. Krynine : Soil Mechanics, Mc Graw-Hill, 1947.
- 7) 立石哲郎: Cellular Bulkhead の設計法について, 土と基礎, Vol. 3, No 9, 1955.
- 8) E.M. Cummings : Cellular Cofferdams and Docks, ASCE Proceedings WW-3, Sept. 1957.
- 9) 北島昭一: セル岸壁の安定性に関する研究, 運輸省港湾技術研究所報告, Vol. 12, No 3, 1962.
- 10) 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.
- 11) 伊藤富雄, 松井 保: 鋼板セルの理論解析, 災害科学研究所, 1980.
- 12) 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No375, 1981.
- 13) 前出第1章 5)

- 14) 前出第1章 6)
- 15) 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—, 運輸省技術研究所報告, 第11巻, 第3号, pp. 91~112, 1961.
- 16) 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, pp. 111~125, 1979.
- 17) (財)建設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), 28p. 1966.
- 18) 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, pp. 39~45, 1980.
- 19) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1979.

第3章

- 1) 前出第1章 5)
- 2) 土田 肇, 稲富隆昌, 野田節男, 柳生忠彦, 田端竹千穂, 徳永省三, 大槻有吾, 平野忠告: 1978年宮城県沖地震港湾被害報告, 港湾技研資料No 325, 175p., 1979.
- 3) 前出第1章 6)
- 4) 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I部, pp. 420~421, 1978.
- 5) 山川純雄, 飯田 毅: 粒状体を内容物とする円筒容器の振動性状(その2), 土木学会第32回年次学術講演会講演概要集, 第I部, pp. 446~447, 1977.
- 6) 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III部, pp. 400~401, 1980.
- 7) 野田節男, 北澤壮介, 飯田 毅, 森 信夫, 青木宏彦: 根入れ鋼板セル護岸の大型模型振動実験, 土木学会耐震工学委員会第16回地震工学研究発表会講演概要, pp. 329~332, 1981.
- 8) 野田節男, 北澤壮介, 飯田 毅, 森 信夫, 田淵 博: 根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, 第21巻, 第3号, pp. 79~167, 1982.
- 9) 野田節男, 北澤壮介, 飯田 毅, 森 信夫, 田淵 博: 根入れ鋼板セル護岸の模型振動実験, 第6回日本地震工学シンポジウム講演論文集, pp. 945~952, 1982.
- 10) 野田節男, 北澤壮介, 鎌倉正司, 山川純雄, 飯田 毅, 高瀬幸紀, 石田英行, 武藤裕之: 根入れ鋼板セル護岸の耐震性, 住友金属, Vol. 35, No 2, pp. 21~36, 1983.
- 11) Noda, S., Kitazawa, S., Iida, T., Mori, N., Tabuchi, H.: An Experimental Study on the Earthquake Resistance of Steel Plate Cellular Bulkheads with

Embedment, Proc. of 8th W.C.E.E. Vol. V, pp. 861-868, 1984.

- 12) 前出第2章 19)
- 13) 前出第2章 12)
- 14) 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, pp. 442~443, 1979.
- 15) 前出第2章 19) 第2編, 第12章土圧及び水圧, pp. 2-172~2-181.
- 16) 土質工学会: 土と基礎 実用数式・図表の解説, 第7章土圧, pp. 107~150, 1971.
- 17) 野田節男, 上部達生, 千葉忠樹: 重力式岸壁の震度と地震加速度, 港湾技術研究所報告, 第14巻, 第4号, pp. 67~111, 1975.
- 18) 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, 38p., 1966.
- 19) 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, pp. 3~34, 1977.
- 20) 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, p. 54, 1978.
- 21) 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, pp. 57~67, 1980.
- 22) 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, pp. 37~47, 1982.
- 23) 熊井豊二: 荷油の有効質量について, 造船協会論文集, 第117号, pp. 146~152, 1965.
- 24) 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, pp. 96~100, 1969.
- 25) 前出第2章 18)
- 26) 北澤壯介, 上部達生, 桧垣典弘, 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, pp. 1773~1776, 1982.
- 27) 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III部, pp. 562~563, 1981.
- 28) 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, 105p., 1964.
- 29) 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, 281p. 1968.
- 30) 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, 139p. 1973.

- 31) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，pp. 202～247，1980.
- 32) 東京地盤調査研究会：東京地盤図，技報堂，p. 19，1959.
- 33) 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，pp. 21～28，1977.

第4章

- 1) 野田節男，飯田 毅，武藤裕之，森 信夫，田渕 博：根入れ鋼板セル護岸の地震時挙動の観測，土木学会耐震工学委員会第18回地震工学研究発表会講演概要，pp. 425～428，1985.
- 2) 野田節男，飯田 毅，倉田栄一，武藤裕之，森 信夫，田渕 博：根入れ鋼板セル護岸の地震時挙動の観測，第7回日本地震工学シンポジウム講演論文集，pp. 1986.
- 3) 河野健二，古川浩平，飯田 毅：鋼板セル構造-地盤系の動的特性，土木学会耐震工学委員会第18回地震工学研究発表会講演概要，pp. 421～424，1985.
- 4) 飯田 毅，河野健二，古川浩平，野田節男：根入れ鋼板セル護岸の振動特性，構造工学論文集，Vol. 33，1987（投稿中）
- 5) 前出第2章 4)
- 6) 稲富隆昌，風間基樹，今村俊博：深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動，港湾技術研究所報告，第21巻，第4号，pp. 117～127，1982.
- 7) 北澤壮介，桧垣典弘，野田節男：沖縄県及び奄美諸島の大地震時における地盤加速度，港湾技研資料，No 396，pp. 25～30，1981.
- 8) 柴田 徹，Soelarno, D.S.：繰返し载荷を受ける砂質土の応力・ひずみ特性，土木学会論文報告集，第239号，pp. 57～65，1975.
- 9) Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y.：Shear Moduli of Sands under Cyclic Torsional Shear Loading, Soils and Foundations, Vol. 18, No 1, pp. 39～56, 1978.
- 10) Tatsuoka, F., Iwasaki, T. and Takagi, Y.：Hysteric Damping of Sands under Cyclic Loading and its Relation to Shear Modulus, Soils and Foundations, Vol. 18, No 2, pp. 25～40, 1978.
- 11) 例えば，岩崎敏男，龍岡文夫，高木義和：地盤の動的変形特性に関する実験的研究（II）-広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性，土木研究所報告，No 153，1980.
- 12) 前出第2章 19)

第5章

- 1) 古川浩平, 北村卓也, 森山 彰, 飯田 毅: 根入れ式鋼板セル護岸の最適設計に関する研究, 土木学会第41回年次学術講演会講演概要集, 第1部, I-137, 1986.
- 2) 古川浩平, 飯田 毅, 高瀬幸紀, 森山 彰: 根入れ式鋼板セル護岸の最適設計に関する研究, 土木学会論文集・I (投稿中)
- 3) Madsen, L.E. and G.N. Vanderplaats : COPES-A FORTRAN CONTROL PROGRAM FOR ENGINEERING SYNTHESIS, Users Manual, Naval Postgraduate School, Monterey, March, 1982.
- 4) 前出第2章 19)
- 5) (財)沿岸開発技術研究センター: 根入れ式鋼板セル設計指針, 1985.

第6章

- 1) 前出第1章 3)
- 2) 伊藤義博, 飯村 修, 後藤雅行, 城江利彦, 飯田 毅: 根入れ式鋼板セルの施工について, 住友金属, Vol. 34, No. 2, pp. 93~105, 1982.
- 3) O. Iimura, T. Nakayama, Y. Takase, M. Goto, T. Iida : Development of Embedded Steel Plate Cellular Bulkhead System as a New Construction Method for Sea Wall, Proc. of SEASIS Conference on New Market Developments of Steel Products, Paper No. 21, 18p. 1985.
- 4) 飯田 毅, 森本精洋, 飯村 修, 高瀬幸紀: 根入れ式鋼板セルの施工時挙動と安全性に関する実験的研究, 土と基礎 (投稿中)
- 5) 前出第3章 8)
- 6) 前出第3章 11)
- 7) 前出第1章 1)
- 8) 前出第1章 2)
- 9) Janssen, H.A. : Versuche über Getreidedrucke in Silczellen, Zeitschrift, Verein Deutscher Ingenieure, 39, p. 1045, 1885.
- 10) 前出第2章 19)
- 11) 建設機械調査会: 鋼管の振動沈下計算, 1968.
- 12) Johnston : Guide to Stability Design Criteria for Metal Structure, John Wiley & Sons, 1976.

