

港 湾 技 研 資 料

TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 755 June 1993

海底地盤の波浪による液状化に関する研究

善 功 企

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	4
1. 序 論	4
1. 1 研究の背景	4
1. 2 研究の目的および範囲	5
1. 3 論文の構成および内容	5
参考文献	7
2・ 液状化に関する研究の経緯と課題	7
2. 1 序説	7
2. 2 波力と海底地盤の問題	7
2. 3 波浪による液状化に関する研究の流れ	10
2. 4 液状化現象の工学的的重要性	13
2. 5 既往の研究の問題点と課題	14
2. 6 本章の結論	15
参考文献	15
3. 過剰間隙水圧の発生機構と液状化	17
3. 1 序説	17
3. 2 透水係数	17
3. 3 圧縮率	18
3. 4 有効応力と過剰間隙水圧	20
3. 5 非排水条件下における過剰間隙水圧	21
3. 6 部分排水条件下における過剰間隙水圧	24
3. 7 浸透流と間隙水圧および鉛直有効応力の関係	28
3. 8 液状化の発生規準	28
3. 9 本章の結論	29
参考文献	30
4. 変動過剰間隙水圧による液状化の検証	32
4. 1 序説	32
4. 2 液状化に関する理論	32
4. 3 実験概要	35
4. 4 実験結果	39
4. 5 液状化発生に関する考察	40
4. 6 変動水圧に関する理論値と実測値の比較	41
4. 7 液状化にともなう模型構造物の挙動	45
4. 8 液状化による地盤の高密度化	47
4. 9 浸透流と液状化の関係	51
4. 10 本章の結論	52
参考文献	52
5. 残留過剰間隙水圧による液状化の検証	53
5. 1 序説	53
5. 2 残留過剰間隙水圧に関する理論	53

5. 3	実験概要	55
5. 4	実験結果	57
5. 5	液状化発生に関する考察	60
5. 6	残留過剰間隙水圧の解析	61
5. 7	本章の結論	64
	参考文献	64
6.	現地実証観測および解析	65
6. 1	序説	65
6. 2	現地観測の理論的背景	65
6. 3	現地観測概要	66
6. 4	現地観測結果	69
6. 5	海底地盤の液状化に関する考察	74
6. 6	提案理論の検証および考察	76
6. 7	本章の結論	83
	参考文献	83
7.	液状化の予測法とその適用	84
7. 1	序説	84
7. 2	液状化に及ぼす影響要因	84
7. 3	液状化の予測方法	87
7. 4	一次元解析と二次元解析の比較	89
7. 5	予測法の現地への適用	91
7. 6	本章の結論	95
	参考文献	96
8.	被災防波堤基礎地盤の液状化解析	97
8. 1	序説	97
8. 2	防波堤の被災概況	97
8. 3	波浪および地盤状況	97
8. 4	解析方法	99
8. 5	波浪の不規則性についての考察	100
8. 6	残留過剰間隙水圧の解析と液状化	102
8. 7	過剰間隙水圧を考慮した地盤の円形すべり	103
8. 8	被災地盤のN値	105
8. 9	変動過剰間隙水圧について	106
8. 10	本章の結論	106
	参考文献	106
9.	総括	108
	記号表	111

Study on the Wave-induced Liquefaction in Seabed

Kouki ZEN*

Synopsis

The propagating ocean waves create dynamic water pressures on the surface of seabed. The wave-associated pressures have been considered to induce the liquefaction in permeable seabed. The liquefaction may result in the significant engineering problems such as the failure of seabed, floating of pipelines, settlement of concrete blocks and reduction of pile resistances, because once the liquefaction occurs, the liquefied seabed loses the shear strength. In addition, the liquefaction is said to be closely related to the scour and littoral drift since the suspended sand particles after liquefaction are easily transported by currents and waves. In spite of the importance of the wave-induced liquefaction in engineering practice and in research field, the mechanism and evaluation method have not been made clear so far. Under these circumstances, this study mainly aims at 1) clarifying the mechanism of the wave-induced liquefaction and 2) proposing an evaluation method of the liquefaction potential in actual seabed.

In this paper, it is theoretically and experimentally demonstrated that there are two different types of mechanism of wave-induced liquefaction in terms of the generation of excess pore pressure in seabed. Namely, one is the liquefaction due to residual component of excess pore pressure and the other is due to oscillating component of excess pore pressure.

The wave-induced liquefaction is confirmed by the field observation during two years in real ocean environment. By comparing the laboratory and field data and theoretical analysis, the applicability of the proposed evaluation method of wave-induced liquefaction is successfully verified.

A case study adapting the proposed procedures to a damaged breakwater is also presented in this paper.

Key Word : Coast, Liquefaction, Pore Pressure, Wave Propagation (IGC:E 7 / E 8)

* Chief, Soil Dynamics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

海底地盤の波浪による液状化に関する研究

善 功企*

要 旨

海底の砂地盤が波浪の作用によって液状化することが指摘されている。液状化が発生すると海底地盤は懸濁状態になり強度を失うため、地盤のすべり破壊、海底パイプラインの浮上、異形ブロックの沈下、杭の支持力の減少などをもたらす可能性がある。また、液状化によって、海底地盤表層部の底質の移動が容易になることから、洗掘、漂砂とも密接な関連があると考えられる。したがって、液状化現象の解明は、これらの諸問題を取り扱う上で、極めて基本的でかつ工学的に重要な課題であるが、これまで、波浪による液状化に関する研究成果の蓄積は少なく、液状化メカニズムや予測法については未だ十分確立されていない。このような背景から、本論文は、海底砂地盤の波浪による液状化メカニズムを解明し、液状化の予測法を提案しようとしたものである。

本論文では、過剰間隙水圧発生 viewpoint からみた液状化メカニズムには、残留過剰間隙水圧によるものと、変動過剰間隙水圧によるものがあることを理論的および実験的に明らかにしている。また、2 ヶ年にわたる現地観測によって、実海域における液状化現象を確認し、室内実験および現地観測結果と理論解析結果を比較することにより、提案した液状化予測法の妥当性を検証している。さらに、提案された液状化予測法を用いた被災防波堤の事例解析結果が提示されている。

キーワード：海岸，液状化，間隙水圧，波動伝播 (IGC:E7/E8)

1. 序 論

1. 1 研究の背景

地震による飽和砂地盤の液状化現象とそれによってもたらされる甚大な被害については、新潟地震(1964年)や日本海中部地震(1983年)の例を見るまでもなく明らかであるが、地震と同様な波動特性を有する波浪によっても、海底砂地盤において液状化が発生する可能性があることが一部の研究者により指摘されていた。

1976年10月の異常低気圧の通過による冬季風浪が日本海沿岸を襲い、いくつかの港で港湾構造物が被害を受けた。新潟港でも第二西防波堤の一部が傾斜したり、破損したりした(森平ほか; 1978)。その前年に、Lee and Focht (1975)は、北海のエコフィスク (Ekofisk) タンク基礎地盤の波浪による液状化の可能性について報告していたが、彼らの結論は地盤の液状化の可能性は少ないというものであった。被災防波堤およびタンク基礎地盤に伝達される応力を比較したところ、両者はほぼ同程度で

あった。しかし、被災地点の土層構成は、シルト層間に砂層が挟在する複雑な層状をしていることが判明した。シルト層は、砂層内の過剰間隙水圧の消散を抑制すると考えられ、被災地点の地盤は、エコフィスクタンク基礎地盤と比較して液状化ポテンシャルが高い地盤であることが予想された。そこで、被災地点から乱さない試料を採取し、一般の土質試験に加えて繰返し三軸試験を行って液状化特性を調べた。また、室内模型実験を実施して液状化の可能性を調べることにした(梅原ほか; 1979)。

Yamamoto(1977)や Madsen(1978)は、波浪が直接海底地盤に作用する場合の海底地盤の挙動を二次元弾性解析により理論的に解析し、地盤中の応力や変位などを求めた。その結果、応力が負となる場合があることから液状化の可能性を示唆した。

Leeらと Yamamotoらの論文を比較検討した結果、両者の考える液状化のメカニズムは必ずしも同じではないことが明らかとなった。このことから、波浪による液状

* 土質部 動土質研究室長

化には、地震時の発生メカニズムとは異なる別のメカニズムがあるのではないかと考えるにいたった。また、Yamamoto や Madsen の研究では、過剰間隙水圧についての明確な言及が行われておらず、液状化のメカニズムを解明するうえで、海底地盤中の過剰間隙水圧の発生機構について詳細な検討が不可欠と思われた。

海底砂地盤が液状化するとすれば、地盤の強度は消失することから、必然的に地盤上の構造物に大きな被害をもたらすことになる。最近では、北海における石油掘削リグの建設は、数百メートルもの大水深海域へと展開されている。この際、石油掘削プラットフォーム基礎地盤の設計では、海底砂地盤の液状化の検討が必要とされている。同様に、海底パイプラインや杭周地盤の液状化も重要な研究課題となっている。

我が国における過去の防波堤の被災例（設計基準部設計基準課編；1968および1975，服部ほか；1984）によると、複合的な原因も含め種々の被災原因が指摘されているが、海底地盤に関連した被災例も少なくない。例えば、被災原因としてあげられているものに洗掘があり、なんらかの形で洗掘が被災につながるとみられる事例は、全体の被災件数の21%にのぼっている（善；1991）。従来、洗掘問題の研究は、主として水理学や海岸工学の分野で行われてきた。しかし、この分野での取り組みは、どちらかといえば流体力学的視点から行われており、地盤特性を十分考慮した研究は少ない。洗掘の対象は地盤そのものであるから、この問題の取り扱いでは、土質工学的観点からの取組みが不可欠であると考えられる。もし、海底地盤で液状化が発生すれば、底質の移動ポテンシャルは液状化を考慮しない場合に比較して著しく大きくなることが予想され、底質の移動に関する既往の提案式の修正が必要となる可能性があるからである。このことは、漂砂やシートフロー現象の解明においてもあてはまると考えられる。

以上のように、液状化の問題は、海底地盤の諸現象を考えるうえで極めて基本的な問題であり、かつ工学的にも重要な課題と考えられる。波浪と構造物および海底地盤の問題に関する土質工学的観点からの研究は、欧米においては、1970年代の北海やメキシコ湾における石油掘削ブームを契機に始ったばかりであり、一方、我が国でも、波浪による液状化の問題に関する研究成果の蓄積はそれほど多くはない。まして、設計法については未だ十分確立されているとは言い難く、液状化に関する問題の早急な解明が期待されている現状である。

1. 2 研究の目的および範囲

本論文の主題は、海底の砂地盤の波浪による液状化メ

カニズムを解明し、液状化の予測法を提案することにある。液状化の発生は過剰間隙水圧と密接な関係があり、過剰間隙水圧が極限まで上昇した結果発生するものと考えられる。過剰間隙水圧の上昇は、それに見合った砂地盤のせん断強度低下をもたらすことから、本論文では液状化に至るまでの過剰間隙水圧の挙動に重点を置いた研究を行っている。本研究の主な目的を列挙すると、(1) 過剰間隙水圧の観点から液状化発生機構を解明すること、(2) 過剰間隙水圧の予測手法を提案すること、(3) 室内模型実験により提案理論を検証すること、(4) 現地観測により液状化現象を実証すること、(5) 現地観測データを用いて提案理論の妥当性を検証すること、(6) 液状化に及ぼす影響要因を明らかにし、液状化の予測法を提案すること、(7) 提案した液状化予測法の実際の事例への適用性を調べることなどである。

本研究の範囲は、海底砂地盤に波力が直接作用する場合の液状化問題と、波力が重力式構造物を介して地盤に作用する場合の液状化問題に限定しており、パイプラインや杭などの構造物は対象外としている。しかし、液状化メカニズムの基本的な点は、構造物の種類によらず同様に取り扱うことができると考えている。なお、本論文では、液状化が発生した後（Post-liquefaction）の問題、例えば、懸濁流体の運動等は対象外とする。

1. 3 論文の構成および内容

本論文は、全部で9章から構成されている。図-1.1に本論文の構成をフローチャートで示している。

第1章では、本研究の背景、研究の目的および範囲、本論文の構成とその内容について概説している。

第2章では、海底地盤に作用する波力の取り扱いについて概括し、液状化現象に関係する既往の研究について現在までの流れを整理した。液状化と海底地盤のいくつかの問題との関連について述べ、液状化現象の工学的重要性を指摘した。波浪による液状化に関する研究の問題点・未解明な点を明らかにし、本研究で取り扱う課題を明示した。

第3章では、まず非排水条件下での過剰間隙水圧の発生機構について考察した後、排水の影響を考慮した部分排水条件下での波浪による過剰間隙水圧の発生機構を明らかにした。過剰間隙水圧には、本論文で変動過剰間隙水圧とよぶ繰返し圧縮応力による成分と、残留過剰間隙水圧とよぶ繰返しせん断応力による成分があることを示し、両者によって引き起こされる液状化の挙動が全く異なることを明らかにした。また、過剰間隙水圧を統一的に表す基礎方程式を誘導し、過剰間隙水圧に着目した液状化の規準を提示した。

海底地盤の波浪による液状化に関する研究

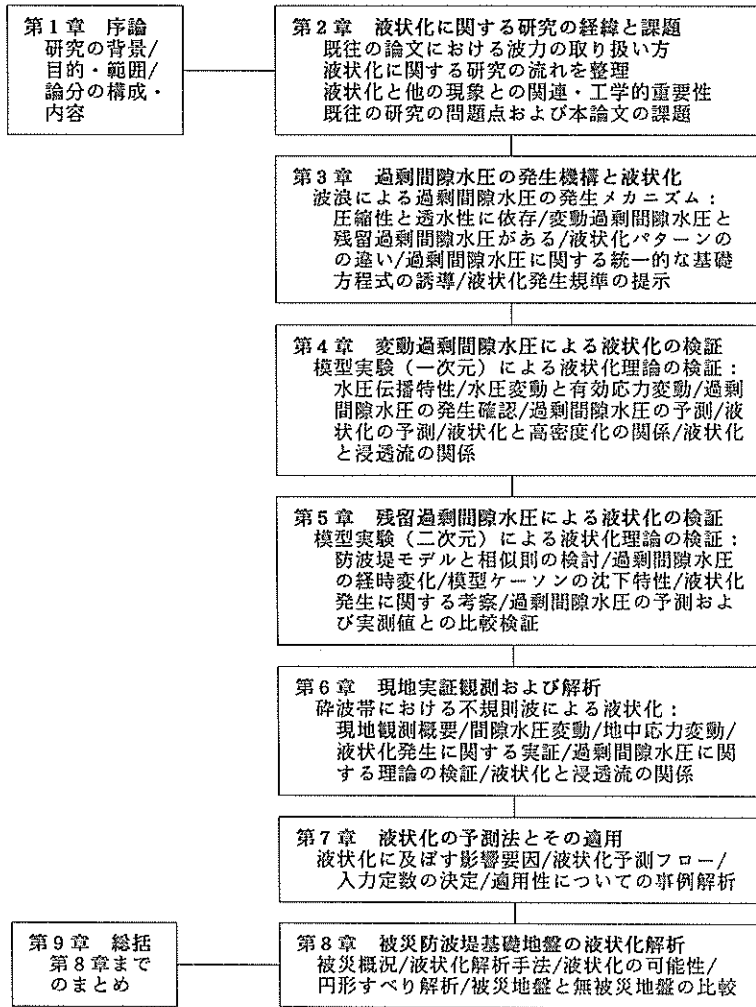


図-1.1 本論文の構成フローチャート

第4章では、変動過剰間隙水圧に関する室内実験結果について述べた。新たに変動水圧型液状化試験装置を開発し、静水圧および周期的水圧変動を加え、間隙水圧、土中応力、地盤変位、相対密度、飽和度などを測定した。これらの実験結果をもとに、液状化基準および地盤中の変動水圧に関する基礎方程式の検証を行った。

第5章では、残留過剰間隙水圧に関する模型実験結果について述べた。縮尺1/30の模型防波堤および基礎地盤を作成し、波力に相当する周期的な水平荷重を載荷して、模型ケーソンの接地圧および変位、地盤中の過剰間隙水圧などを計測した。実験結果から、条件によっては液状

化が発生する可能性があることを指摘した。また、残留過剰間隙水圧に関する基礎方程式の妥当性を検証した。

第6章では、茨城県鹿島郡波崎町沖合の水深4m～6mの砕波帯内で実施した現地観測とその結果について述べた。波高、潮流、潮位等のほか、海底地盤中に間隙水圧計、土圧計、傾斜計、砂面計を設置して2ヵ年にわたる観測を行い、実海域の海底砂地盤で液状化現象が発生していることを明らかにした。また、海底地盤中の間隙水圧の実測値と理論値を比較して不規則波に対する提案理論の適用性を検証した。

第7章では、変動過剰間隙水圧に起因する液状化に及

はす影響要因について考察し、予測に必要な支配要因を明らかにした。その上で、液状化の予測法を提案した。提案予測法を用いて事例解析を行い予測法の適用性を示した。

第8章では、残留過剰間隙水圧に起因する液状化の予測法を用いて、被災防波堤基礎地盤の液状化とすべり破壊について事例解析を行い、提案方法によって被災原因が良く説明されることを示した。

第9章では、第8章までの成果を総括し、本論文の結論とした。

参考文献

- 1) 服部千佳志, 柴田綱三, 大堀晃一(1984): 被災防波堤集覧(その3), 港湾技研資料, No.485, pp.1-281.
- 2) Lee, K.L. and Focht, J.A. (1975): Liquefaction potential at Ekofisk Tank in North Sea, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No.GT1, pp.1-18.
- 3) Madsen, O.S. (1978): Wave-induced pore pressures and effective stresses in a porous bed, Geotechnique, Vol.28, No.4, pp.155-164.
- 4) 森平倫生, 神田勝己, 国田 治 (1978): 沖合防波堤設計上の諸問題(新潟港防波堤災害の考察), 第25回海岸工学講演会論文集, pp.581-584.
- 5) 設計基標準設計基標準課編(1968): 被災防波堤集覧, 港湾技研資料, No.58, pp.1-239.
- 6) 設計基標準設計基標準課編(1975): 被災防波堤集覧(その2), 港湾技研資料, No.200, pp.1-255.
- 7) 梅原靖文, 善 功企, 小黒良則(1979): 波力を受ける防波堤基礎地盤の液状化に関する模型実験, 第14回土質工学研究発表会概要集, 土質工学会, pp.1317-1320.
- 8) Yamamoto, T. (1977): Wave-induced instability in seabeds, Proceedings of the ASCE Special Conference, Coastal Sediments, pp.898-913.
- 10) 善 功企(1991): 消波ブロックが沈む, みなとの防災, 港湾海岸防災協議会, No.110, pp.24-28.

2. 液状化に関する研究の経緯と課題

2.1 序説

海底地盤の液状化現象を含め、波浪の作用を受ける海底地盤の動的問題を考える場合、波力が直接海底地盤に作用する場合と、一旦構造物を介して地盤に作用する場合に分けると整理しやすい(善; 1984)。構造物の種類や有無によって、海底地盤に伝達される波力が著しく異なるからである。本章では、この区分にしたがって、海底地盤の問題における波力の考え方について概観する。次に、波浪による液状化に関する研究の流れを整理するとともに、海底地盤のいくつかの現象と液状化との関連について述べ、液状化現象が工学上極めて重要で基本的な問題であることを示す。最後に、液状化に関する既往の研究の問題点・未解明な点をあげ、本研究で取り扱う課題を明示する。

2.2 波力と海底地盤の問題

2.2.1 直接海底地盤に作用する波力

波浪に対する海底地盤の問題を取り扱う場合、流体運動によって海底地盤にどのような外力が作用するかを知る必要がある。一般に、流体と海底地盤との境界付近では、両者間のエネルギー伝達や応答などによって、流体と海底地盤は極めて複雑な相互干渉を受ける。しかし、進行波に対する海底地盤全体の安定問題などを土質工学的に取り扱う場合、海底面に作用する流体の運動を別途求め、その運動による外力を地盤面に垂直な力と平行な力に分けて表すことが多い。

(a) 地盤面に作用する水圧変動

波浪の理論的取り扱いでは、普通、流体の変形による応力が働かない完全流体が仮定される。既往の理論には、微小振幅波(Airy波)理論、有限振幅波(高次のStokes波)理論やその他の理論があり、波形勾配、水深波長比などによって適切な理論が適用される。これら理論のうち、微小振幅波理論は、波形勾配が小さく、流体運動における高次の項を無視して導かれた最も単純化された理論であり、有限振幅波理論に比べると精度はやや落ちるが、第1近似としては実務上十分な精度を有しており広く一般に用いられている。

波浪と海底地盤の問題を取り扱う場合、海底地盤に直接作用する波力として、海底地盤面の流体圧を波力と考え、微小振幅波理論にもとづいて、海底地盤面の水圧変動を図-2.1のようにモデル化することが多い。微小振幅波理論によると、海底地盤面における静穏時からの水圧変動 p_b は、次式で与えられる。

$$p_b = p_o \sin(\lambda x - \omega t) \quad (2.1)$$

$$p_o = \frac{\gamma_w H}{2 \cosh(\lambda h)} \quad (2.2)$$

ここに、 p_o 水圧変動振幅、 λ ; $2\pi/L$ 、 ω ; $2\pi/T$ 、 H ; 波高、 L ; 波長、 T ; 周期、 h ; 水深、 γ_w ; 海水の単位体積重量、 t ; 時間である。本論文では、海底地盤面における静穏時からの水圧変動 p_b を便宜的に底面水圧変動とよぶことにする。

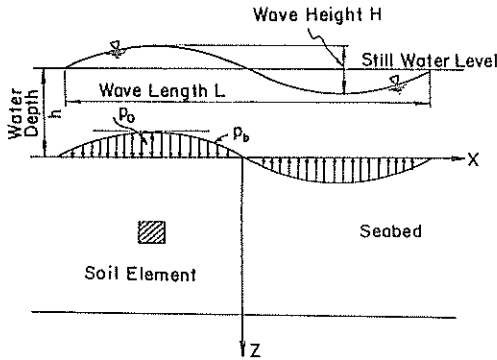


図-2.1 海底面の水圧変動

式(2.1)を用いて、水深10mの地点に、波高5m、周期7sの波が来襲したときの底面水圧変動 p_b の最大値を求めると、 $p_b = 1.6 \text{ tf/m}^2$ となる。この圧力をそのまま海底地盤に働く実荷重と考えることには議論もあるが、数値的には、一般の港湾の岸壁の設計で用いられている上載荷重 $1 \text{ tf/m}^2 \sim 2 \text{ tf/m}^2$ に比較しても決して小さな値とはいえないことが分かる。

このような底面水圧変動を考慮して海底地盤の問題を取り扱った研究は、著者の知る範囲ではおそらく Henkel (1970) の研究が最初であろう。この研究は、ミシシッピ河口周辺の未圧密粘土からなる海底におけるすべり破壊が、必ずしも重力と未圧密粘土の微小なせん断強度に起因するというそれまでの説だけでは説明のつかないことから、微小振幅波理論により求められる海底地盤面の水圧変動分布を波力として与え、全応力法による円形すべり解析を実施したものである。地盤を剛体と仮定し、波浪の繰返しの影響は考慮しない疑似静的解析ではあるが、結論として波浪により海底地すべりが発生することを示している。Wright and Dunham (1972) は、ミシシッピ河口を襲ったハリケーン "Camilli (1969)" により被災したプラットフォームの被災原因について、Henkel

と同様な波力を仮定し、非線形有限要素解析により海底粘土地盤中の応力や変位を解析した。以上は粘土地盤に関する研究であるが、Bjerrum (1973) は、北海に堆積している砂地盤の相対密度が100%を越える原因について言及したなかで、Wright and Dunham と同様に有限要素法を用いて地盤中に発生する繰返しせん断応力を計算した。波高30m、波長600m、水深120mの場合、海底面での水圧変動振幅が 7 tf/m^2 となり、地盤中の最大せん断応力は、剛性率にもよるが 2.57 tf/m^2 となることが示されている。この結果から、無数の小さな波の通過によって、海底地盤が締固められる可能性があると述べている。これらの研究は、いずれも全応力法にもとづくものであり、波力として上述の底面水圧変動を与えている。しかしながら、全応力法を採用したとしても、水圧そのものが盛土などと同様な実荷重として海底地盤に働くかどうかについては議論の余地がある。この点については第3章で詳しく考察する。

(b) 地盤面に作用するせん断応力

微小振幅波理論では、完全流体を仮定していることから、海底地盤面にはせん断応力は作用しない。しかし、底質移動限界、漂砂、洗掘などに関連した海底地盤表層部の力学挙動を取り扱う場合には、流体の粘性によるせん断応力を考慮することが必要となる。例えば、田中・首藤 (1980) は、粗面乱流時の波・流れ共存場におけるせん断応力について、Jonsson (1966) と同様な式を提案している。それによると、海底面の最大せん断応力 τ_{om} は、次式で与えられる。

$$\tau_{om} = \frac{\rho}{2} f_c U_a^2 \quad (2.3)$$

ここに、

$$\sqrt{\frac{f_c}{2} = \frac{\kappa}{\ln(h/h_o) - 1} \frac{\bar{u}_c}{U_a} + \frac{\kappa}{\pi}} \{0.25 + 0.101 (\ln \frac{\omega h_o}{U_a} - \frac{1}{2} \ln f_c + 2.42)^2\}^{-1/2} \quad (2.4)$$

$$U_a = \frac{\pi H/L(L/T - \bar{U}_c)}{\sinh(\lambda h)} \quad (2.5)$$

f_c ; 摩擦係数、 U_a ; 境界層外縁流速の振幅、 \bar{u}_c ; 平均流速(順流正、逆流負)、 h ; 水深(底面から上向き)、 h_o ; 粗度長さ、 κ ; カルマン定数、 ρ ; 海水の密度、 T ; 周期、 H ; 波高、 L ; 波長である。また、田中・首

藤は、式(2.3)で与えられるせん断応力を用いることによって、流速、底質移動限界、漂砂量などの水理現象がうまく説明されるとしている。

式(2.1)の p_b との比較のため、式(2.3)~(2.5)を用いて、水深10mの地点に、波高5m、周期7sの波が来襲した場合の最大せん断応力を計算し、その結果を図-2.2に示した。平均流速(順流)2.0m/sを考慮しても、最大せん断応力は、 $10^{-2}tf/m^2$ のオーダーとなり、 p_b の最大値 $1.6tf/m^2$ に比較して極めて小さいことが分かる。

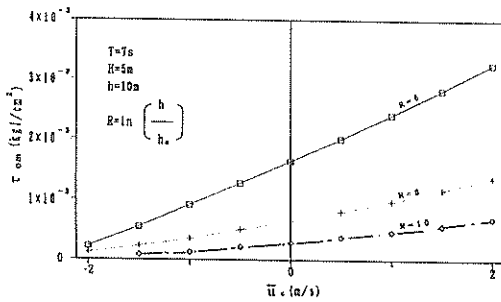


図-2.2 田中・首藤の理論による海底面のせん断応力

以上の考察から明らかなように、海底地盤全体の安定問題などを検討する場合には、波力としては水圧変動による鉛直圧力が支配的な波力になる。一方、海底地盤表層部の底質移動問題などでは、極めて小さなせん断応力でも無視できず、特に、粘土粒子から成る底泥の場合には、 $10^{-4}tf/m^2$ 以下のせん断応力でも、底泥の巻き上げが発生することが報告されている(柴山ほか;1987, 楠田ほか;1988)。本研究で対象としている液状化が実際に発生するとすれば、砂地盤は懸濁状態になることが想定され、底泥と同様に極めて小さなせん断応力でも砂粒子の巻き上げや移動が生じる可能性がある。

2.2.2 間接的に地盤に作用する波力

波力が構造物を介して地盤に伝達される場合は、直接波力が作用する場合に比較して、構造物が介在する分だけ複雑となる。波力の種類は、一般には構造物の種類や形状、地形などにより異なり多くの波圧公式が提案されているが、我が国の港湾施設の設計では、直立壁に作用する波力の算定法として合田により提案された波圧公式が用いられている(運輸省港湾局監修;1989)。また、海洋鋼構造物などでは、柱状またはトラス構造物では抗力および慣性力、海底敷設管では抗力および揚力、海面付近のプラットフォームでは砕波による衝撃力、大型構造物では慣性力、砕波圧、重複波圧などが考慮すべき波力としてあげられている(土木学会編;1976)。これら

の波力は、一旦構造物を介すると、構造物と地盤との相互作用によって波力そのものとはやや違った形で地盤へ伝達されることになるが、地盤への応力伝達は構造物の剛性やたわみ性などの変形特性に加えて、地盤そのものの特性に依存する。

本論文で対象とする重力式構造物の場合、地盤に伝達される鉛直応力およびせん断応力は、構造物を剛体、地盤を弾性体とすると以下の式で求められる。

$$\begin{pmatrix} \sigma'_1 \\ \sigma'_2 \end{pmatrix} = \frac{P_v}{B} \left(1 \pm \frac{6e_c P_v}{B} \right) \quad (2.6)$$

$$\tau_h = \frac{P_h}{B} \quad (2.7)$$

ここに、 σ'_1 、 σ'_2 :それぞれ構造物底面端部の鉛直応力($\sigma'_1 \geq \sigma'_2$)、 τ_h :構造物底面のせん断応力、 P_v 、 P_h :構造物に作用する鉛直および水平合力、 B :構造物底面幅、 e_c :偏心距離である。偏心荷重により引張応力が作用する場合($\sigma'_2 < 0$)には、引張応力を無視して圧縮応力のみが作用するとして、式(2.6)、(2.7)はそれぞれ以下のようになる。

$$\sigma'_1 = \frac{2P_v}{3x_e} \quad (2.8)$$

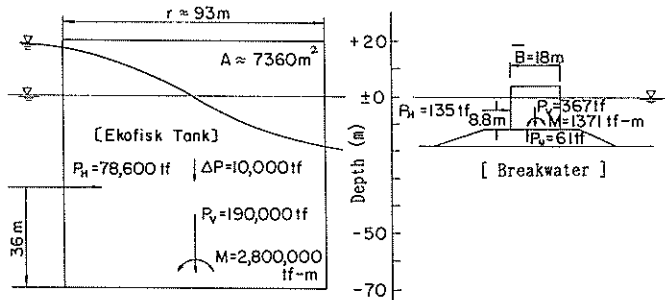
$$\tau_h = \frac{P_h}{3x_e} \quad (2.9)$$

ここに、 x_e :構造物後端から合力作用点までの距離である。

図-2.3は、波浪によって海底地盤に伝達される弾性応力の概略値を求めた一例である。重力式構造物として、我が国の防波堤と北海のエコフィスク(Ekofisk)タンクの例を取り上げた。図-2.3では、両者を同一スケールで比較しているが、規模的には4~5倍の相違がある。図-2.3の下側には、設計波高と地盤面に作用する応力を示している。設計波高および波力そのものは、エコフィスクタンクの方が格段に大きい、これを地盤面の応力として眺めると両者はほとんど同程度である。海底地盤の安定問題を取り扱う場合には、構造物に作用する全波力ではなく、構造物を介して地盤に伝達される応力が重要である。

2.2.3 波力に対する土の動的強度および排水条件

波力は2つの動的な特徴を有している。すなわち、①



	Ekofisk Tank	Breakwater
Design wave height	23.8m (100-year storm)	9.0 (50-year storm)
Vertical stress at calm	25.8tf/m ²	20.4tf/m ²
Vertical stress in storm	27.2tf/m ²	42.4tf/m ² (at toe)
Shear stress in storm	10.7tf/m ²	7.5tf/m ²

図-2.3 エコフィスクタンクと日本の防波堤に作用する波力の比較

載荷速度が静的載荷に比較して速いこと、②波力が周期的で多数回繰返すことである。これらの特徴は、地震力の特徴と類似しているが、①繰返し波数が地震に比較して格段に多い点、②衝撃波や砕波を除くと周期が1オーダー大きい点、③最大波が来るまえに小さな波による載荷履歴を受ける点、④外力が地盤表面や構造物の境界から作用する点などが異なっている。

載荷速度と繰返し波数は、土の動的挙動を取り扱う上で重要な要因であることは良く知られている(石原; 1976)。波浪による現象は、衝撃砕波を除けばその周期と波数からみて動的および静的現象にまたがる問題として把握される。

一般に、室内において土の要素試験を実施すると、載荷速度が大きくなると強度は増加し、載荷速度の影響は粘土ほど著しいことが知られている。しかし、非排水条件下での砂の液状化強度については、波浪に対応する周期0.1s~20sの範囲では載荷速度の影響はほとんどないとみなしてよい。一方、排水条件のもとでは液状化はみられないが、部分排水条件下における実験結果によると、液状化強度は著しく増大することが明らかとなっている(Lee and Focht; 1975, 梅原ほか; 1981)。載荷速度が大きくなると地盤の排水性は低下するから、強度増加は地盤の排水条件と密接な関連があると考えられる。

繰返し波数の影響も同様に排水性に依存する。普通、繰返し載荷によって土の骨格構造が乱されたり、過剰間隙水圧が蓄積することにより粘土の非排水強度は低下するが、砂の場合、繰返し載荷中に排水が行われれば、密度の増大や応力履歴効果によって強度は増加する傾向に

ある。したがって、波浪に対する液状化強度を考えるうえで排水特性が重要な要因となる。特に、排水特性の良否は、海底地盤の不均質な層構成による透水性の低下や構造物境界における不透水面を含めた地盤全体として評価することが重要と考えられる。

2. 3 波浪による液状化に関する研究の流れ

2. 3. 1 波力が直接地盤に作用する場合の液状化

研究の初期の段階では、地盤中の浸透流の挙動に重点が置かれており、地盤中の応力に関する研究はほとんど行われていない。Putnam (1949) は、海底面上における水圧変動が微小振幅波理論で与えられるとして、流体の非圧縮性、地盤の透水係数の等方性を仮定し、Darcyの法則が成立つとして、波浪による地盤中の流れがLaplaceの方程式で表されることを示し海底面のポテンシャルを求めた。Sleath (1970) は、Putnamの解法に流れの異方性を考慮して地盤中の水圧変動 p を以下の式で与えた。

$$p = p_0 \frac{\cosh \left\{ \left(\frac{2\pi}{L} \right) \sqrt{\frac{k_x}{k_z}} (d-z) \right\}}{\cosh \left\{ \left(\frac{2\pi}{L} \right) \sqrt{\frac{k_x}{k_z}} d \right\}} \quad (2.10)$$

ここに、 k_x 、 k_z ; それぞれ x 、 z 方向の透水係数、 d ; 透水層厚である。式(2.10)は、流体および土の骨格の圧縮性を無視したものであり、適用にあたっては、これらの仮定が近似的に満足される地盤に対して有効である。

Moshagen and Tørum (1975) は、流体を圧縮性とし、土の骨格を非圧縮性と仮定して地盤中の間隙水圧が熱伝導型の基礎方程式により表現されることを示した。方程式の誘導にあたって、土の骨格の圧縮性を無視しているため間隙水の減衰が著しく大きくなり、粗粒砂の場合を除いてかなり非現実的な解を与えるといわれている (Prevostほか; 1975)。大草ほか (1975)、井上 (1975) は、土の骨格と間隙流体の圧縮性を考慮して、間隙水圧に関する基礎方程式を導いている。

$$k_x \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = \gamma_w (m_v + n\beta) \frac{\partial p}{\partial t} \quad (2.11)$$

ここに、 m_v は土の体積圧縮係数、 γ_w は水の単位体積重量である。大草らは、完全飽和状態を考え、式 (2.11) の n を間隙率、 β を水の圧縮率で与えているが、井上は、不飽和状態を考え、 n を気泡含有率、 β を気泡の圧縮率で与え、間隙水の圧縮性を無視している。なお、井上の原式では、 $\partial^2 p / \partial t^2$ の項が存在するが、 p の変動周波数が非常に大きい場合を除いてこの項は無視しようとしている。井上は、水平円筒内にわずかに不飽和の砂を詰め、砂中の水圧変動を実測し理論値との比較を行った。大草ほか (1975, 1976, 1977) は、海底地盤中における間隙水圧の測定を行ってその挙動について調べた。これらの研究は、主として海底地盤中の浸透流や間隙水圧に着目したもので、海底地盤中の応力変動や変位については明確には述べられていない。

Yamamoto (1977)、Madsen (1978) は、半無限弾性地盤の平面ひずみ条件を仮定し、波浪の変動にともなう海底地盤中の応力およびひずみを理論的に求めた。名合 (1981)、Okusa (1985) も同様な理論的研究を行っている。これらの研究は、Biot の圧密方程式から得られる間隙水圧を地盤中の力の平衡方程式と連成 (Coupling) して地盤中の応力や変位を求めたものである。すなわち、間隙水圧の変動に関する基礎方程式、

$$k_x \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = \gamma_w n \beta \frac{\partial p}{\partial t} + \gamma_w \frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} \quad (2.12)$$

と、地盤中の応力増分に関する力の平衡方程式、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} &= - \frac{\partial p}{\partial x} \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} &= - \frac{\partial p}{\partial z} \end{aligned} \right\} \quad (2.13)$$

を用いて、地盤中の有効応力を求めている。ここに、 n : 間隙率、 β : 水の圧縮率、 ϵ_v : 平面ひずみ条件における体積ひずみ、 σ'_x 、 σ'_z : それぞれ x 、 z 方向の垂直応力増分、 τ_{xz} : せん断応力増分である。なお、このような解析手法は、地盤中の流体のみの挙動を解析する手法 (Uncoupled Analysis とよばれている) と区別する意味で Coupled Analysis とよばれている。

上式を用いた解析結果を最も簡単な条件、すなわち、底面水圧変動を式 (2.1) で与え、透水層厚が無限で水の圧縮性が土の骨格の圧縮性に比べ著しく小さいと仮定した場合の解 (Yamamoto; 1977) を示すと、

$$\left. \begin{aligned} p &= p_0 \exp(-\lambda z) \cos(\lambda x - \omega t) \\ \sigma'_x &= -p_0 \lambda z \exp(-\lambda z) \cos(\lambda x - \omega t) \\ \sigma'_z &= p_0 \lambda z \exp(-\lambda z) \cos(\lambda x - \omega t) \\ \tau_{xz} &= p_0 \lambda z \exp(-\lambda z) \sin(\lambda x - \omega t) \end{aligned} \right\} \quad (2.14)$$

となる。Yamamoto (1981) は、このような弾性応力によって海底地盤のせん断破壊が引き起こされることを、Mohr-Coulomb の破壊規準にもとづき指摘し液状化の可能性を示唆した。しかし、 p は間隙水圧の変動を意味するもので過剰間隙水圧ではなく、過剰間隙水圧の明確な定義と液状化の規準は示されなかった。

Terzaghi (1957) は、大規模な海底地すべりの原因として液状化を指摘した。海底地すべりは、海底に緩やかに堆積したいわゆる準安定構造 (Metastable structure) を有する非粘性の細粒土内に、何らかの外力による一時的な過剰静水圧 (Excess hydrostatic pressure) が発生することによって液状化が引き起こされ、斜面内の液状化領域が次々と伝播していった結果によるものである。Terzaghi は、この液状化を自然発生的液状化 (Spontaneous liquefaction) とよんでいる。Terzaghi の報告では、液状化の発生メカニズムについて詳しい言及はなされなかったが、液状化現象を考えるうえで過剰間隙水圧の重要性を指摘していることや、液状化を引き起

こす外力として、地震、発破、海底地盤中の浸透流などを示唆していることなど、その後の液状化の研究に貴重な方向を示したものと見える。

過剰間隙水圧に着目して液状化を取り扱った研究は Nago (1981) によって報告されている。それによると、一次元条件下における液状化の規準は次式で与えられる。

$$\frac{\rho g h'}{(\bar{\rho}_s - \rho) g z (1 - n)} = 1 \quad (2.15)$$

ここに、 h' ：過剰間隙水圧水頭、 g ：重力加速度、 z ：地盤面からの深さ、 $\bar{\rho}_s$ ：砂のみかけの密度、 ρ ：間隙水の密度、 n ：間隙率である。この規準をもとに、室内実験を行って液状化現象を実際に検証した。また、Okusa (1985) は、二次元平面ひずみ条件で Coupled Analysis により理論的に地盤中の応力を解析した。そして、一次元および二次元平面ひずみ条件のもとの液状化規準をそれぞれ次式で与えた。

$$\frac{U_0 \sigma'_z}{(\rho_s - \rho) g z} = 1 \quad (2.16)$$

$$\frac{U_0 (1 + \nu) (\sigma'_x + \sigma'_z)}{(\rho_s - \rho) g z (1 + 2K_0)} = 1 \quad (2.17)$$

ここに、 U_0 ：海底地盤面の水圧変動振幅、 K_0 ：静止土圧係数、 ν ：ポアソン比、 ρ_s ：砂の密度、 σ'_x 、 σ'_z ；それぞれ単位 U_0 当り発生する水平および鉛直方向の有効応力である。

上記の方法とはやや異なるが、Ishihara and Yamazaki (1984) は、進行波によってもたらされる地盤中の主応力方向の回転を考慮して、過剰間隙水圧による液状化を予測する方法を提案している。ただし、この手法は、過剰間隙水圧が徐々に地盤中に蓄積していくことを前提にしており、過剰間隙水圧の消散が考慮されていないため、普通の砂地盤では過剰間隙水圧を過大評価する可能性がある。

2. 3. 2 波力が間接的に地盤に作用する場合の液状化

構造物近傍および直下の水圧の挙動について、Mei and Foda (1981) は、海底地盤上のパイプ周辺部の波浪による弾性応力を解析的に示した。Mynett and Mei (1982) は、同様な解析を矩形ケーソンについて行っている。Liu (1985) は、重力式構造物底面の揚圧力を対

象としてポテンシャル理論により解析し、透水層厚と構造物幅の影響を調べた。ただし、これらの研究では液状化については明確に述べられていない。Nago and Maeno (1984) は、根入れのある重力式構造物について模型実験を行い、構造物側面において液状化が発生することを確認した。この実験では、過剰間隙水圧が徐々に増加していく現象は観察されておらず、液状化は地盤表面の水圧変動に起因するものと考えられている。

過剰間隙水圧の上昇をとまなう液状化の研究については、北海における石油掘削リグ基礎地盤の液状化を対象とした Lee and Focht (1975)、Rahman ほか (1977) の研究および我が国の被災防波堤を対象とした梅原ほか (1979) の研究がある。これらの研究は、上述の Ishihara and Yamazaki (1984) の研究と同様、過剰間隙水圧が徐々に上昇していくことに起因する液状化を調べたものであるが、外力として構造物から伝達される繰返しせん断応力を想定している。その意味で地震による液状化のメカニズムと同様である。

Lee らは、繰返し三軸圧縮試験装置を用いた要素試験により液状化の可能性について調べた。Rahman らは、有限要素法を用いた 2 次現象有限要素解析により数値解析的に液状化について調べた。そのさい、地盤中の過剰間隙水圧 u の消散もしくは再配分を円筒座標系を用いて次式により表している。

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{k_r}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k_z}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) = m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right) \quad (2.18)$$

ここに、 r は円筒座標中心からの距離、 m_v は土の体積圧縮係数、 $\partial u_g / \partial t$ は、非排水繰返しせん断試験から求められる過剰間隙水圧の上昇速度を意味し、

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\sigma'_v_0}{\theta \pi t_D} \frac{N}{N_1} \frac{1}{\sin^{2\theta-1}(\pi r_u / 2) \cos(\pi r_u / 2)} \quad (2.19)$$

で与えられる。ここに、 σ'_v_0 ；初期有効拘束圧、 t_D ；等価換算波の継続時間、 N 、 N_1 ；それぞれ繰返し波数、液状化波数、 r_u ；間隙水圧比 u_g / σ'_v_0 、 θ ；実験定数である。梅原らは、模型土槽内に防波堤基礎地盤モデルを作成し、繰返し水平力を載荷して実験的に液状化の可能性を調べている。これらの研究では、過剰間隙水圧が初期有効拘束圧に等しくなったとき液状化が発生する

としているが、LeeらおよびRahmanらの結果は、液状化の可能性は少ないというもので、梅原らの模型実験結果は、液状化の可能性があるというものであった。したがって、これらの相違点を明確にし、液状化発生条件を明らかにすることが必要である。

2. 4 液状化現象の工学的的重要性

(1) 洗掘と液状化

海洋構造物や防波堤周辺地盤の洗掘は、構造物の安定にとって重要な問題である。洗掘が関係して防波堤が被災した例は少なくはない。構造物周辺地盤の波浪による洗掘のメカニズムについては必ずしも明確ではない現状であるが、Poseyほか(1971)は、メキシコ湾の石油掘削リグ周辺地盤の洗掘について興味ある報告をしている。それによると、洗掘は2種類あるが、杭周辺の大規模な洗掘は波浪の変動によって引き起こされる上向きの浸透流によることを指摘している。一方、Carstensほか(1976)は、水路実験による結果から、限界の圧力勾配以下では、鉛直方向の水圧勾配は洗掘に影響しないと述べている。しかし、この実験では、地盤の液状化が発生するような大きな圧力勾配は加えられていないことから、液状化が発生するような圧力勾配のもとでは結果は若干異なるのではないかと予想される。地盤が液状化すると、砂は懸濁状態(液体)になることから、液状化発生時に海底流が存在するとすれば、この流れによって土粒子は容易に浮遊したり輸送されたりする可能性があるからである。入江ほか(1984, 1985)は、重複波が作用する防波堤前面の洗掘に関する一連の実験結果から、洗掘形態にはL型洗掘とN型洗掘があることを解明している。それによると、両形態の相違は浮遊砂が卓越するかどうかによるもので、もし、海底地盤の液状化が容易に発生するとすれば、浮遊砂が卓越することになり入江らの指摘するようにL型洗掘が生じやすくなると考えられる。したがって、地盤の液状化ポテンシャルを予測することができれば、その地盤は洗掘が発生しやすい地盤かどうかを土質工学的観点から推測することも可能になると考えられる。

(2) 漂砂と液状化

漂砂の移動限界水深の推定法として、これまでいくつかの経験式が提案されている。従来の漂砂の取り扱いでは、鉛直方向の力よりも海底地盤面の掃流力(せん断応力)が卓越すると仮定している。しかし、液状化が発生すればせん断抵抗力は極めて小さくなるから液状化が発生するかどうかは、移動限界水深の推定にあたって重要な問題である。また、砂の移動限界水深 h_t に関する既

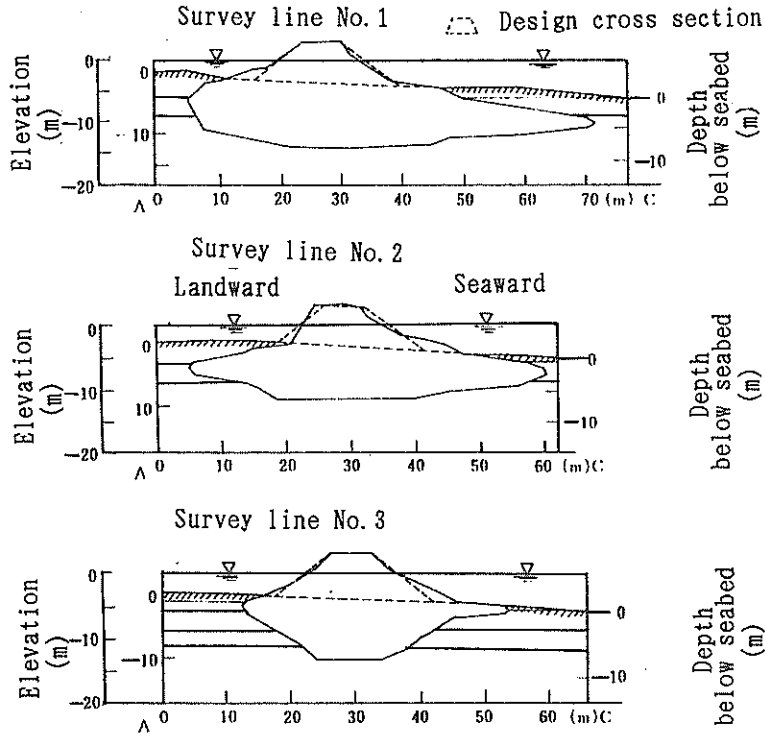
往の公式は、以下の形式で表現されている(石原:1972)。

$$\sinh \frac{2\pi h_t}{L} = a \left(\frac{H}{H_0} \right) \left(\frac{H_0}{L_0} \right) \left(\frac{d_s}{L_0} \right)^n \quad (2.20)$$

ここに、 L_0 :沖波波長、 H_0 :換算沖波波高、 L :水深 h_t での波長、 H :水深 h_t での波高、 d_s :底質の粒径である。a、nは実験定数である。この場合、海底地盤の特性としては、底質の粒径のみしか考慮されていない。液状化に起因する砂の移動を考える場合については、砂地盤そのものの特性が変化するから、地盤特性の変化を考慮しない既存の公式をそのまま適用することには疑問もある。同一の砂であっても、透水性、圧縮性、層厚、単位体積重量など液状化に対する影響要因を考慮した推定法が必要と考えられる。

(3) 異形ブロックの沈下と液状化

図-2.4は、最近の調査で明らかとなった新潟西海岸の離岸堤の断面である(西田ほか;1985)。図-2.4によると、海底面下約10mもの深さまでブロックが沈み込んでいることが分かる。これは、離岸堤の機能を維持するため毎年嵩上げが行われてきた結果ではあるが、ブロックの沈下原因については良く分かっていない。沈下原因に関しては、30年以上も前にも問題となり、原因究明のための検討が行われている(第一港湾建設局, 1987)。当時、原因としては、①洗掘による沈下、②波による堤体の動揺によるゆり込み沈下、③堤体下面にそった砂の移動、流出にともなう沈下の3種が考えられたが、二次元移動床実験などから、③が主因と結論付けられている。すなわち、これは、波の谷が来たときに発生する潜堤内外の水位差によるパイピングにより、堤下面に沿う砂の移動が引金となって生じた沈下というもの(パイピング説)である。この結論にもとづき、有孔ブロック堤、逆T型堤が棄却され、いわゆるテトラポッド堤とよばれるタイプが採用された経緯が報告されている。しかし、図-2.4からも明らかのように、テトラポッド堤でさえも完全に沈下を免れることはできなかったことが明らかになり、30年経過した現在でも原因については未解明のまま残されているといっても過言ではない。再度沈下原因について考えるにあたって、パイピング説に貴重な示唆が含まれていることに気付く。すなわち、パイピング現象とは、砂が液体状になってパイプ状に地盤から流出する現象であるから、現象そのものは液状化現象と極めて似たものとなる。したがって、このパイピング説を、さらに掘り下げていくことにより沈下原因が明らかにされ



図一 2. 4 離岸堤埋没状況図 (西田ほか; 1985)

る可能性が有るように思われる。すなわち、海底地盤が液状化すると支持力がなくなり、地盤上の重量構造物は沈下すると考えられる。

(4) すべり破壊と液状化

これまで、我が国における防波堤の被災例の原因について、防波堤基礎地盤の動的な安定性といった観点からの原因究明は非常に少ない。しかし、これは波浪のような動的外力に対する土の挙動があまり明らかになっていなかったことも一因と考えられる。2.3.1で述べたように、Terzaghiは、大規模な海底地すべりが液状化によって発生することを報告している。彼は液状化を引き起こす外力として波浪については言及しなかったけれども、液状化が発生することによって海底地盤がすべり破壊を生じることを早くから指摘している。Okusa and Yoshimura (1987)は、波浪の作用によって砂地盤がすべり破壊を起こすことを理論的に示している。液状化が発生しなくても、過剰間隙水圧が発生することで、砂地盤のせん断強度は低下することから、このような不安定性も含め地盤の液状化は、すべり破壊とも密接な関連があると考えられる。

2. 5 既往の研究の問題点と課題

2.3に取りまとめたように、海底地盤の波浪による液状化に関する研究はそれほど多くはない。既往の研究における問題点および未解明な点を整理し、本研究で取り扱う主要な課題を述べると以下ようになる。

(1) 液状化メカニズムの理論的解明

液状化を引き起こす原因には、海底地盤中の間隙水圧分布によりもたらされる圧力勾配と繰返しせん断応力による過剰間隙水圧が考えられている。この両者の間には、基本的概念の相違および類似があり、液状化発生メカニズムについては必ずしも明確ではない。液状化を考えるうえでは、過剰間隙水圧が重要な要因であることから、過剰間隙水圧の観点から液状化の発生メカニズムを統一的に明らかにする必要がある。

(2) 模型実験による液状化の検証

液状化現象を実験により再現した例はほとんどないことから、室内模型実験により液状化現象を再現して、理論的考察の妥当性を検証することが必要である。また、液状化発生に及ぼす影響要因について実験的に検証することが必要である。

(3)液状化の現地実証観測

構造物基礎地盤が波浪によって液状化したという事例や、海底地盤で実際に液状化現象を観測した例は著者の知る範囲ではあまり見当たらない。液状化現象が実海域でも発生しているかどうか確認する必要がある。さらに、液状化の発生条件や不規則波に対する理論の適用性について明らかにすることが必要である。

(4)液状化予測手法の確立

室内実験および現地観測結果をふまえて実用的な液状化予測手法を明らかにすることが必要である。特に、予測で用いられる入力定数については、既往の研究ではあまり明確ではなく詳細な検討が必要である。また、液状化予測手法を実際の問題に適用し、その適用性について検討する必要がある。

2. 6 本章の結論

本章では、波浪が直接海底地盤に作用する場合と間接的に作用する場合に分けて既往の研究における波力の取り扱いについて概説した。液状化現象と海底における未解明の現象との関連性について考察し液状化問題の重要性を指摘した。さらに、既往の研究のうち液状化現象に関連する研究について現在までの流れを整理し、既往の研究の問題点・未解明な点についてまとめた。以上の検討にもとづき、本論文で取り扱う課題を明示した。本研究で取り扱うべき課題としては、液状化メカニズムの理論的解明、模型実験による検証、現地観測による実証、液状化予測法の確立、液状化予測法の実際の適用性の検討などがあげられる。

参考文献

- 1) Bjerrum, L. (1973) : Geotechnical problems involved in foundations of structures in the North Sea, *Geotechnique*, Vol.23, No.3, pp.319-358.
- 2) Carstens, T., Brebner, A. and Kamphuis, J.W. (1976) : Seabed mobility under vertical pressure gradients, *Proceedings of International Conference on the Behaviour of Offshore Structures*, Vol.1, pp.423-438.
- 3) 第一港湾建設局 (1987) : 新潟西海岸における侵食対策の歴史—技術的検討の系譜—, 第一港湾建設局内部資料
- 4) 土木学会編 (1973) : 海洋鋼構造物設計指針 (案) 解説, 土木学会
- 5) Henkel, D.J. (1970) : The role of waves in causing submarine landslides, *Geotechnique*, Vol.20, No.1, pp.75-80.
- 6) 井上令作 (1975) : 飽和度の高い砂層における間隙水圧の伝ば, *土木学会論文報告集*, 第236号, pp.81-92.
- 7) 入江 功 (1984) : 防波堤前面の海底洗掘について, *昭和59年度港湾技術研究所講演会講演集*, pp.1-34.
- 8) 入江 功 (1985) : 防波堤前面の洗掘防止工, 第32回海岸工学講演会論文集, 土木学会, pp.445-449.
- 9) 石原藤次郎編 (1972) : 水工水理学, 丸善株式会社
- 10) 石原研而 (1976) : 土質動力学の基礎, 鹿島出版会
- 11) Ishihara, K. and Yamazaki, A. (1984) : Wave-induced liquefaction in seabed deposits of sand, *Proceedings of the IUTAM'83 Symposium, Seabed Mechanics*, pp.139-148.
- 12) Jonsson, I.G. (1966) : Wave boundary layers and friction factors, *Proceedings of the 10th Conference on Coastal Engineering*, Vol.1, pp.127-148.
- 13) 楠田哲也, 山西博幸, 川添正寿, 二渡 了 (1988) : 波による底泥の浮遊及び挙動に関する研究, 第35回海岸工学講演会論文集, 土木学会, pp.352-356.
- 14) Lee, K.L. and Focht, J.A. (1975) : Liquefaction potential at Ekofisk Tank in North Sea, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.101, No.GT1, 1975, pp.1-18.
- 15) Liu, P.L.F. (1985) : Wave-induced pressure under gravity structure, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering Division, ASCE*, Vol.111, No.WW1, pp.111-120.
- 16) Madsen, O.S. (1978) : Wave-induced pore pressures and effective stresses in a porous bed, *Geotechnique*, Vol.28, No.4, pp.155-164.
- 17) Mei, C.C. and Foda, M. (1981) : Wave-induced stresses around a pipe laid on a poro-elastic seabed, *Geotechnique*, Vol.31, No.4, 1981, pp.509-517.
- 18) Moshagen, H. and Tørum, A. (1975) : Wave induced pressures in permeable seabeds, *Journal of the Waterways, Harbor and Coastal Engineering Division, ASCE*, Vol.101, No.WW1, pp.49-58.
- 19) Mynett, A.E. and May, C.C. (1982) : Wave-induced stresses in a saturated poro-elastic sea bed beneath a rectangular caisson, *Geotechnique*, Vol.32, No.3, pp.235-247.

- 20) Nago, H. (1981) : Liquefaction of highly saturated sand layer under oscillating water pressure, *Memories of the School of Engineering, Okayama University*, Vol.16, No.1, pp.91-104.
- 21) Nago, H. and Maeno, S. (1984) : Pore pressure in sand bed under oscillating water pressure, *Memories of the School of Engineering, Okayama University*, Vol.19, No.1, pp.13-32.
- 22) 運輸省港湾局監修 (1989) : 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会
- 23) 西田仁志, 山口 豊, 近藤豊治, 清水謙吉 (1985) : 孔間弾性波探査法による離岸堤の埋没状況に関する考察, 第32回海岸工学講演会論文集, 土木学会, pp.365-369.
- 24) 大草重康, 中村隆昭, 内田篤志 (1975) : 波による海底地盤中の間隙水圧の変化 I (実験), 第10回土質工学研究発表会概要集, 土質工学会, pp.643-646.
- 25) 大草重康, 中村隆昭, 内田篤志 (1976) : 波による海底地盤中の間隙水圧の変化, 第11回土質工学研究発表会概要集, 土質工学会, pp.781-784.
- 26) 大草重康, 中村隆昭, 内田篤志 (1977) : 海面変動と海底地盤中の間隙水圧変化 (第3報), 第12回土質工学研究発表会概要集, 土質工学会, pp.945-948.
- 27) Okusa, S. (1985) : Wave-induced stresses in unsaturated submarine sediments, *Geotechnique*, Vol.35, No.4, pp.517-532.
- 28) Okusa, S. and Yoshimura, M. (1987) : Wave-induced instability in sandy submarine sediments, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.4, pp.62-72.
- 29) Posey, C.J. (1971) : Protection of offshore structures against underscour, *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol.97, No.HY7, pp.1011-1016.
- 30) Prevost, L.H. Eide, O. and Anderson, K. (1975) : Wave induced pressures in permeable seabeds (Discussion), *Journal of the Waterways, Harbor and Coastal Engineering Division, ASCE*, Vol.101, No.WW4, pp.464-465.
- 31) Putnam, J.A. (1949) : Loss of wave energy due to percolation in a permeable sea bottom, *Transactions of the American Geophysical Union*, Vol.30, pp.349-356.
- 32) Rahman, M.S., Seed, H.B. and Booker, J.R. (1977) : Pore pressure development under offshore gravity structures, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.103, No.GT12, pp.1419-1436.
- 33) 柴山知也, 中西雅明, 石原 肇, 佐藤慎司 (1987) : 波による底泥の浮遊機構に関する研究, 第34回海岸工学講演会論文集, 土木学会, pp.271-275.
- 34) Sleath, J.F.A. (1970) : Wave-induced pressures in beds of sand, *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol.96, No.HY2, pp.367-378.
- 35) 田中 仁, 首藤 伸夫 (1980) : 波・流れ共存時の底面摩擦に関する実験, 第27回海岸工学講演会論文集, 土木学会, pp.163-167.
- 36) Terzaghi, K. (1957) : Varieties of submarine slope failures, *Norwegian Geotechnical Institute Publication*, No.25, pp.1-16.
- 37) 梅原靖文, 善 功企, 浜田浩二 (1981) : 排水効果を考慮した飽和砂の液状化強度, 港研報告, 第20巻, 第1号, 1981, pp.3-33.
- 38) 梅原靖文, 善 功企, 小黑良則 (1979) : 波力を受ける防波堤基礎地盤の液状化に関する模型実験, 第14回土質工学研究発表会概要集, 土質工学会, pp.1317-1320.
- 39) Wright, S.G. and Dunhum, R.S. (1972) : Bottom stability under wave induced loading, *Proceedings of the 4th Offshore Technology Conference*, 1603, pp.853-862.
- 40) Yamamoto, T. (1977) : Wave-induced instability in seabeds, *Proceedings of the ASCE Special Conference, Coastal Sediments*, pp.898-913.
- 41) Yamamoto, T. (1981) : Wave induced pore pressures and effective stresses in inhomogeneous seabed foundations, *Ocean Engineering*, Vol.8, pp.1-16.
- 42) 善 功企 (1984) : 海洋開発における波と海底地盤の動的問題, 昭和59年度港研講演会講演集, pp.77-133.

3. 過剰間隙水圧の発生機構と液状化

3.1 序説

本章では、波浪によって引き起こされる海底砂地盤の液状化メカニズムについて理論的考察を加える。2. で述べたように、海底地盤の波浪による液状化に関する既往の研究では2つのアプローチがあり、液状化メカニズムの考え方に基本的な相違がある。これらの液状化メカニズムを考えるうえで、過剰間隙水圧は重要な意味を持っており、このことは、地震時の飽和砂地盤の液状化を考えても明らかである。本章では、過剰間隙水圧に焦点をあて、過剰間隙水圧の発生機構および発生した過剰間隙水圧の時間的変化について調べ、過剰間隙水圧と液状化の関係について理論的に考察する。

波力は、地震力に比較して周期が1オーダー程度長いから、過剰間隙水圧を考えるうえで、地盤の排水性が重要な要因となる。排水性が大きな砂地盤では、発生した過剰間隙水圧は比較的容易に消散して地盤中に残留しないことも予想されるからである。本章では、非排水条件下での過剰間隙水圧の発生機構について考察した後、排水の影響を考慮した部分排水条件下での波力による過剰間隙水圧の発生機構を明らかにし、過剰間隙水圧に関する基礎方程式を誘導する。以上の考察をふまえ、過剰間隙水圧にもとづく液状化の発生規準について述べる。

3.2 透水係数

波浪の運動を取り扱う場合、完全流体の仮定が成立するが、浸透層内の運動では、流体の粘性を考慮したニュートン流体としての扱いが必要となる。粘性流体は Reynolds 数によって層流と乱流に区別されるが、浸透層内の定常流は慣性力が無視しうる緩慢な流れと考えられ、層流とみなされるような流れでは、Darcy の法則が成立つ。Darcy の法則は、浸透層内の平均流速と動水勾配が正比例することを意味しており、次式で表される。

$$v = ki \quad (3.1)$$

ここに、 v は平均流速、 i は動水勾配、 k は比例定数で透水係数とよばれる。図-3.1は、細砂における動水勾配 i と流速 v の関係の一例を示したもので(土質工学会; 1990)、流れが層流状態の場合には、流速と動水勾配の間には比例関係がある。しかし、動水勾配が大きくなってある値以上になると、流れは乱流状態となり比例関係がなくなる。また、この境界の動水勾配は0.2~0.4程度となっている。図-3.1に示した動水勾配と流速の関係は土の種類に依存するので一概にはいえないが、Darcy

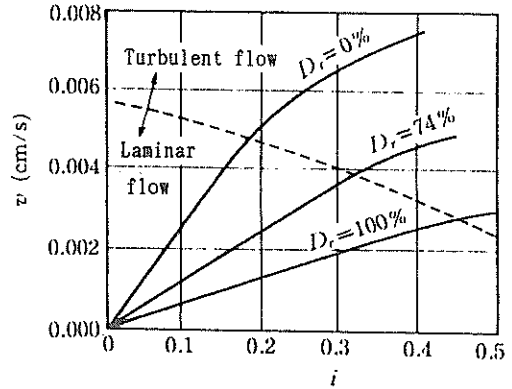


図-3.1 動水勾配と流速(土質工学会;1990)

の法則が成り立つおよその動水勾配は、緩い砂では $i = 0.2 \sim 0.3$ 以下、密な砂では $i = 0.3 \sim 0.5$ 以下の場合だといわれている(土質工学会; 1990)。この場合、砂の透水係数が $10^{-2} \sim 10^{-1} \text{ cm/s}$ のオーダーとすると、流速は、 $10^{-3} \sim 10^{-2} \text{ cm/s}$ のオーダーとなり、極めて緩慢な流れであることが分かる。

浸透流が非定常の場合、厳密には Darcy の法則は成立しない。しかし、流速の時間的変化が小さく疑似定流とみなされる場合には、近似的に Darcy の法則が成立つと考えてよく、流れの非定常性はむしろ連続の条件により表される(岩佐, 1967)。したがって、本論文では、砂層中の浸透流は Darcy の法則に従うものと仮定する。

透水係数 k は、水の粘性や密度、土の組成、粒形、骨格構造、粒径、間隙比(もしくは、間隙率)、飽和度などに依存する。水の特性を一定とし、ある粒度組成の砂についてミクロ的な粒子配向(異方性)の影響を無視すると、透水係数は、間隙比 e および飽和度 S_r の関数として、

$$k = f(e, S_r) \quad (3.2)$$

で表される。既往の研究によると、透水係数は、 $e^3/(1+e)$ 、 $e^2/(1+e)$ 、 e^2 などに比例するといわれている(Lambe and Whitman, 1969)。一方、飽和度が低下すると、透水係数も低下するが、Barden (1965) は、不飽和土の圧密解析において、飽和度が90%程度以上になると、空気は完全に水中の気泡として存在するとし、圧密が進むと気泡が粒子間に詰って透水係数を低下させると考えている。同様に、Lloret and Alonso (1980) は、不飽和土の圧密解析において、飽和度が85%以上になると、透水係数が急激に減少することを理論的に示し、間隙内で連続する空気は、飽和度の増大により水に取込ま

れてしまうと述べている。これらは、実験にもとづいたものではないが、井上(1975)は、土粒子間に気泡が存在する砂の透水係数を、飽和度が90%以上の場合について実験的に調べ、透水係数が $e^3/(1+e)$ に比例することを示している(ただし、この場合の e は、気泡の占める間隙を除いた水の流通に有効な間隙比である)。また、河野・西垣(1982)の実験によると、標準砂では、飽和度が85%を越えたあたりから透水係数はほぼ一定となっている。以上の結果によると、不飽和土中の空気は、飽和度がある程度高く85%~90%以上になると、間隙水中の気泡として存在すること、また、そのときの透水係数は、近似的に飽和した土の透水係数とほぼ同じとみなしても良いと考えられる。本研究では、透水試験にあたり特に飽和度の調整は行わず、土質工学会による「土の透水試験法(案)」(A1218T-1978)を用いて透水係数を定めている。

3.3 圧縮率

海底地盤中でもわずかながら間隙中に気泡が存在し、海底地盤から採取された試料の中から気泡が出現する場合がある。奥村(1974)は、「採取した試料の切断面から気泡が発生し、成長して、やがて外気に逃げ去るのを見かける」と述べており、サンプリングにともなう気泡の膨張、放出による乱れがせん断強度低下に及ぼす影響を調べている。Esrig and Kirby(1977)は、メキシコ湾海底から採取された試料の飽和度が、一般に75%~95%の間にあることを報告し、これらを原位置での飽和度に換算したとしても100%よりも小さい値となると述べている。同時に、海底地盤の飽和度は、約90%以上であると述べている。我が国の港湾地域における多くの結果でも、ほとんどの場合、海底地盤の飽和度は100%前後であり、一般には、海底地盤の飽和度は90%~100%の間にあると考えられる。本節では、このような若干不飽和の土の圧縮率について考察する。

3.3.1 土粒子、土の骨格、水、空気の圧縮率

熱力学によれば、物質の体積 V は、圧力 p (絶対圧)と温度 T_p の関数として、

$$V = V(p, T_p) \quad (3.3)$$

で表される。したがって、物質の体積変化 dV は次式で表される。

$$dV = \frac{\partial V}{\partial p} dp + \frac{\partial V}{\partial T_p} dT_p \quad (3.4)$$

いま、温度 T_p が一定で、圧力増分 dp を受けた土塊の体積 V が dV だけ変化したとすると、圧縮率 C は次式で定義される。

$$C = - \frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial p} \quad (3.5)$$

土粒子、土の骨格、水の圧縮率のおよその値を示すと表-3.1のようなになる(Skempton, 1960)。表-3.1によると、岩、コンクリート、砂、粘土などの固体の圧縮率 C_s はきわめて小さく、 $1.4 \times 10^{-6} \text{cm}^2/\text{kgf} \sim 2.7 \times 10^{-6} \text{cm}^2/\text{kgf}$ の範囲にある。また、水の圧縮率 C_w は、上記材料の圧縮率よりも1オーダー程度大きく、 $48 \times 10^{-6} \text{cm}^2/\text{kgf}$ である。一方、土の骨格の圧縮率 C_b は、土粒子固体および水に比較して著しく大きくなっており、材料によって値の差も大きい。

表-3.1 材料の圧縮率 (Skempton, 1960a)

材 料	骨格の圧縮率 C_b ($\text{cm}^2/\text{kgf} \times 10^{-6}$)	土粒子の圧縮率 C_s ($\text{cm}^2/\text{kgf} \times 10^{-6}$)	$\frac{C_s}{C_b}$
石英質砂岩	5.8	2.7	0.46
花崗岩	7.5	1.9	0.25
ベルモント大理石	17.5	1.4	0.08
コンクリート(近似値)	20	2.5	0.12
密な砂	1,800	2.7	0.0015
緩い砂	9,000	2.7	0.0003
ロンドン粘土(過圧密)	7,500	2.0	0.00025
ガスボート粘土(正規圧密)	60,000	2.0	0.00003

水の圧縮率 $48 \times 10^{-6} \text{cm}^2/\text{kgf}$ ($1 \text{kgf}/\text{cm}^2$ 圧力における値)

気体の圧縮率は式(3.5)と同様に定義されるが、Boyleの法則によると、等温変化のもとでは、気体の圧力と体積の積が一定となるから、

$$pV = \text{const.} \quad (3.6)$$

となる。よって、両辺を p で微分して整理すると、

$$\frac{\partial V}{\partial p} = - \frac{V}{p} \quad (3.7)$$

となる。式(3.7)を式(3.5)に代入すると、気体の圧縮率 C_a は、次式で表される。

$$C_a = \frac{1}{p} \quad (3.8)$$

例えば、 $p = 1 \text{ kgf/cm}^2$ (絶対圧) および 10 kgf/cm^2 における圧縮率 C_a を計算すると、それぞれ $C_a = 1 \text{ cm}^3/\text{kgf}$ 、 $C_a = 0.1 \text{ cm}^3/\text{kgf}$ となり、表-3.1の土粒子固体、土の骨格、水の圧縮率に比較して著しく大きい。間隙水中に気体が存在すれば、その圧縮率は著しく大きいから、それを含む間隙の圧縮率も大きくなることが予想される。

3. 3. 2 気泡を含む水の圧縮率

海底地盤のように、不飽和とはいえ空気の量が少ない状態では、間隙水および空気の圧縮率は、空気を間隙水の一部とした混合体の圧縮率で代表させることが可能である。土の間隙を占める空気には、間隙水に溶解した空気と気泡の形で個々に独立して存在する空気がある。これらの空気は、間隙水の一部として間隙水の流れとともに移動する。Shuurman(1966), Esrig and Kirby (1977) らは、飽和度が約85%以上になると、間隙水中の空気は気泡の状態になるとして、気泡を含めた間隙水の圧縮率を求めている。Barden (1963) は、不飽和粘土の圧密について理論的考察を行い、最適含水比 (飽和度として

90%を想定している) を越える場合には、気泡は間隙水の一部として移動するとして圧密理論を展開している。この他にも、同様な考え方にもとづいた研究がいくつか報告されており、ここでは、間隙中の空気と間隙水の混合体の圧縮率について、既往の研究を整理する。

水と空気の混合体の圧縮率 C'_w は、間隙水の体積を V_w 、間隙気体の体積を V_a 、間隙の体積 V_v とすると、 $V_v = V_w + V_a$ であるから、式(3.5)により、

$$C'_w = - \left\{ \frac{1}{V_v} \left(\frac{\partial V_a}{\partial p} \right) + \frac{V_w}{V_v} \frac{1}{V_w} \left(\frac{\partial V_w}{\partial p} \right) \right\} \quad (3.9)$$

で与えられる。右辺第2項は、空気を含まない水の圧縮率を C_w 、飽和度 $S_r (= V_w/V_v)$ とすると、 $S_r C_w$ で表される。 C'_w に関する既往の研究を表-3.2にまとめている。

表-3.2 水と気泡の混合体の圧縮率

① Bishop and Eldin (1950)
$C'_w = \frac{ 1 - S_{r0} + S_{r0} \dot{H} P'_0}{P^2}$
② Shuurmann (1966)
$C'_w = \frac{1}{V_a + \dot{H} V_w} \left[\frac{(V_{a0} + \dot{H} V_{w0}) P_{a0}}{(V_a + \dot{H} V_w)^2} - \frac{2 \sigma_1}{3 r_0} \frac{1}{V_a} \left(\frac{V_{a0}}{V_a} \right)^{1/3} \right]^{-1}$
③ Verruijt (1969)
$C'_w = S_r C_w + \frac{1 - S_r}{P}$
④ 井上 (1975)
$C'_w = \frac{1}{V_{a0}} \left[\frac{(1 - \dot{H})(V_{a0} + \dot{H} V_{w0}) P_{a0}}{ V_a + \dot{H}(V_{w0} - V_a) ^2} - \frac{2 \sigma_1}{3 r_0} \frac{1}{V_a} \left(\frac{V_{a0}}{V_a} \right)^{1/3} \right]^{-1}$
⑤ Barends (1980)
$C'_w = \left\{ \frac{1}{(1 - \dot{H}) S_r} - 1 \right\} \left[P - P_v + \frac{2 \sigma_1}{3 r} \left 2 - \frac{\dot{H}}{(1 - \dot{H})(1 - S_r)} \right \right]^{-1} + C_w$

ここに、 S_{r0} 、 P'_0 : それぞれ、初期 (大気圧下) の飽和度および間隙圧 (絶対圧)、 \dot{H} : Henryの溶解率、 V_{a0} : 初期の間隙空気の体積、 V_{w0} : 初期の間隙水の体積、 P_{a0} : 初期の間隙空気圧、 σ_1 : 気泡の表面張力、 r_0 : 初期の気泡半径、 r : 気泡半径、 V_{v0} : 初期の間隙の体積、 P_v : 飽和水蒸気圧である。

Bishop and Eldin (1950) は、非排水状態のもとで、空気を含まない水の圧縮性、表面張力、気泡の飽和蒸気圧を無視して C'_w を求めたもので、Verruijt (1969) は、非排水状態のもとで気体の溶解、表面張力、気泡の飽和蒸気圧を無視して C'_w を求めたものである。Shuurmann (1966) は、非排水状態のもとで空気を含まない水の圧縮性、気泡の飽和蒸気圧を無視して C'_w を導いているが、上述の Bishop and Eldin および Verruijt の式は、Shuurmann の提案式に含まれる。井上 (1975) は、排水状態(「開いた系」)を考え、空気を含まない水の圧縮性、気泡の飽和蒸気圧、間隙の変化を無視し C'_w を求めた。Barends (1980) の提案式は、水の圧縮性、気体の溶解、表面張力、飽和水蒸気圧を考慮したものである。図-3.2は、

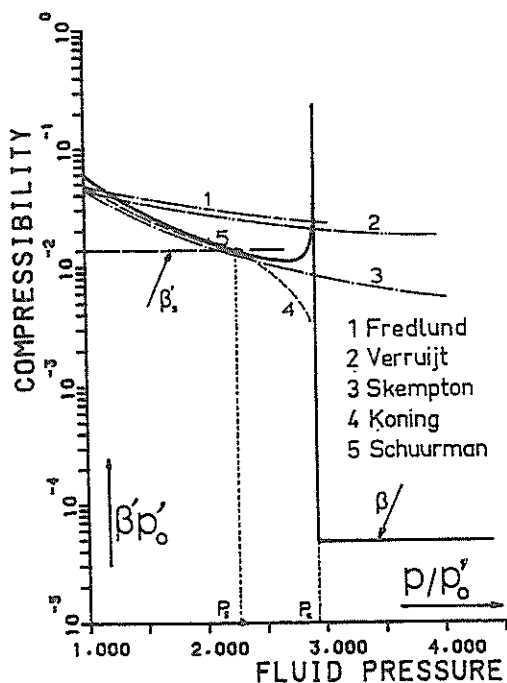


図-3.2 圧縮率の比較 (Barends ; 1980)

Barends (1980) がまとめた既存の式による圧縮率の比較例である。図-3.2によると、圧力 p と初期圧力 p_0 の比が3程度になると、気泡がつぶれて不安定な状態となり、その後混合体の圧縮率は水の圧縮率に等しくなっている。同様に、飽和に必要な圧力が初期圧力の3倍程度であることは、Bishop (1957) や Esrig and Kirby (1977) によっても指摘されている。Barends は、表-3.2の⑤の式中の表面張力 σ_s の項を0として、圧縮率の不連続が発生するときの飽和度 S_{rs} を次式で与えている。

$$S_{rs} = \frac{(2 - 3 \dot{H})}{2(1 - \dot{H})} \quad (3.10)$$

Henry の溶解率 \dot{H} を0.02とすると、 S_{rs} は0.99となり、飽和度が99%以上になると気泡がつぶれて圧縮率は水の圧縮率に等しくなることになる。しかし、Shuurman や Barends 自身も述べているように、この結果は、すべて同一径の気泡が、間隙水中に独立してランダムに存在するという仮定のもとに導かれた結果であり、実際には図-3.2のような急激な不連続は起こらない。圧縮率は徐々に低下して水の圧縮率に近づいていくと考えられる。このことは、Black and Lee (1973) の実験的研究でも明らかである。

3.4 有効応力と過剰間隙水圧

土塊の体積変化を引起すためには、土の骨格に働く力が必要であるが、Terzaghi (1936, 1943) による飽和土に関する有効応力の定義によると、有効応力 σ'_i は式 (3.11) に示すように、土塊に作用する全応力 σ_i と間隙水圧 u の差で表される。

$$\sigma'_i = \sigma_i - u \quad (i = 1, 2, 3) \quad (3.11)$$

間隙水圧 u は中立応力ともよばれ、土塊の体積変化をもたらさないで、破壊時の応力条件に影響しない。全応力と間隙水圧の差は、土の骨格にのみ作用しこの応力が有効応力と定義される。一般に、土塊の有効応力は測定困難で、そのため全応力と間隙水圧から式 (3.11) を用いて有効応力が逆算される。全応力から測定された間隙水圧の全量を差し引いたものが式 (3.11) であるが、その後の研究で、体積変化に寄与する有効応力は、土塊を構成する間隙水、土粒子、土の骨格の圧縮性の相違に依存し、厳密には、全応力から間隙水圧の一部を引いたものであることが明らかになっている。この種の研究には、Bishop and Eldin (1950), Bishop (1960), Skempton (1960), Nur and Byerlee (1971) や Verruijt (1982), Robin (1973), 岡 (1980) などの研究があるが、これらは、いずれも、

$$\sigma'_i = \sigma_i - \zeta u \quad (i = 1, 2, 3) \quad (3.12)$$

の形で表現される。ここに、 ζ は表-3.3に示す式で与えられる定数であるが、土粒子の圧縮性に比較して土の骨格の圧縮性が著しく大きくなると ζ は1に近づき、式 (3.12) は式 (3.11) と等しくなる。普通の砂では、 ζ

表-3.3 ζの値

著者	ζの値
Terzaghi (1943)	1
Bishop & Eldin (1950)	$1 - A_s/A$
Skempton (1960)	$1 - C_s/C_b$
Nur & Byerlee (1971)	$1 - K_b/K_s$
Robin (1973)	$1 - nK_b/(K_s - K_b)$
岡(1980)	$1 + n(K_s - K_w) / [K_w(K_s - K_b)]$

ここに、 A_s/A :土粒子接触面積比、 C_s :土粒子の圧縮率、 C_b :土の骨格の圧縮率、 K_b :多孔質岩の体積弾性率、 K_s :固体実質部の体積弾性率、 K_w :水の体積弾性率、 n :間隙率

= 1 とみなして良いことは、表-3.1からも明らかである。

以上は、飽和土に関するものであるが、Bishop (1960) は、不飽和土の有効応力が次式で表されるとした。

$$\sigma'_i = \sigma_i - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (i = 1, 2, 3) \quad (3.13)$$

ここに、 u_a は間隙空気圧、 χ は飽和度の関数であり、飽和土では $\chi = 1$ で式(3.13)は式(3.11)と等しくなる。本研究で取り扱う海底地盤の飽和度は、気泡が間隙水中に独立して存在するような極めて飽和度の高い場合を前提としており、間隙空気圧が間隙水圧に近似的に等しいと仮定すると $\chi = 1$ となる。

岡(1988)によると、間隙水圧の役割には、静水圧や背圧(バックプレッシャー)などの基準応力と圧密における間隙水圧のような土の変形を妨げる内部拘束応力がある。本研究では海底地盤を取り扱っているが、間隙水圧の大きさの基準として、絶対圧、大気圧、静水圧の3つの基準が考えられる。しかし、静穏時の海底地盤中では常に静水圧が作用しており、上述のように静水圧は土に対して中立応力として作用し力学的挙動に何ら影響を及ぼさない。また、海底の静水圧は潮位により変動するが、静水圧を基準にとれば潮位の変動に伴う水圧の変化を除外することができることなどから、ここでは、基準圧力として静水圧をとることにする。また、内部拘束応力として作用する静水圧を越える間隙水圧を過剰間隙水圧と定義する。過剰間隙水圧は過剰静水圧(Excess hydrostatic pressure)とよばれることもある。

3.5 非排水条件下における過剰間隙水圧

3.5.1 体積変化と過剰間隙水圧

土塊は種々の大きさの土粒子の集合と、それ以外の間

隙を占める水および空気から成り立っている。過剰間隙水圧と土塊の体積変化には密接な関係があるが、圧縮性の異なる物質から構成される土塊の体積変化は、土粒子、水、空気の個々の圧縮量だけではなく、土粒子により構成される骨格構造の圧縮量をも含めた量として把握される。Bishop (1973) は、土塊を弾性体と仮定し、非排水条件のもとで飽和した土塊表面に等方周面応力 σ が作用したときの過剰間隙水圧増分 u を次式で表している。

$$u = \frac{1}{1 + n(C_w - C_s) / (C_b - C_s)} \sigma \quad (3.14)$$

ここに、 n :間隙率、 C_w 、 C_s 、 C_b :それぞれ、水、土粒子、土の骨格の圧縮率である。土粒子の圧縮率 C_s を0とすると、Skempton (1960 a) の示した式に等しくなる。 n 、 C_s 、 C_b を一定とすると、 u/σ は C_w が大きくなると減少する。表-3.1をもとに、密な砂(間隙率 $n=0.3$ と仮定)および緩い砂(間隙率 $n=0.5$ と仮定)について、 u/σ を求めると、それぞれ、0.99、1.0となり、非排水状態の飽和土では、発生する過剰間隙水圧は加えられた等方応力にほぼ等しくなる。しかし、わずかな気泡を含む不飽和土の場合には、3.3.2で述べたように間隙水の圧縮率 C'_w は C_w に比べ2~3オーダー程度大きくなるから、 u/σ は必ずしも1にはならない。上記の例において、 C_w のかわりに C'_w を用い、例えば $S_r=0.99$ 、 $p=2\text{kgf/cm}^2$ (絶対圧)として、表-3.2のVerruijtによる式を用いて C'_w を求めると $50 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{kgf}$ となる。これを式(3.14)に代入すると、 u/σ は、それぞれ、0.55、0.64となり、等方応力の5~6割強の過剰間隙水圧しか発生しない。したがって、過剰間隙水圧で受け持たれる以外の残りの圧力成分は、土の骨格によって受け持たれることになり有効応力は変化する。

式(3.14)における等方周面応力 σ を直交する3方向の主応力、 σ_1 、 σ_2 、 σ_3 により表すと、

$$u = B \left\{ \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) + a \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \right\} \quad (3.15)$$

で表される。ここに、 a 、 B は、Skempton (1960 b) によって定義された間隙圧係数で、 a は土の圧縮性およびせん断にともなう体積変化(ダイレタンシー)特性に依存する係数である。 B は普通 B 値とよばれる係数で次

式で表される。

$$B = \frac{1}{1 + n (C_w - C_s) / (C_b - C_s)} \quad (3.16)$$

式 (3.15) によると、土塊の体積変化が弾性的である場合には、静的載荷により発生する過剰間隙水圧は、等方周面応力による圧縮成分とせん断応力による成分から成る。

繰返し荷重に対する過剰間隙水圧の挙動を取り扱う場合、間隙水圧係数だけを用いて複雑な挙動を表現することには困難をとまなう。しかし、繰返し荷重に対しても、土塊中に発生する過剰間隙水圧は、静的荷重に対する場合と同様に、圧縮応力による成分 u_c とせん断応力による成分 u_g の和、

$$u = u_c + u_g \quad (3.17)$$

として表すことが可能と考えられる。応力制御方式による飽和砂の非排水繰返し三軸せん断試験では、供試体内に徐々に累積していく過剰間隙水圧 u_g に加えて、載荷応力の変動に応じて弾性的に応答する過剰間隙水圧 u_c が観察されることから肯首される。

3. 5. 2 繰返し等方圧縮による過剰間隙水圧

図-3.3は、飽和度を調整した供試体（豊浦標準砂、直径50mm、高さ120mm）に三軸セル内で等方周面応力 σ のみを載荷したときの間隙水圧の応答 u_c を示したものである。圧密後（圧密圧力0.5kgf/cm²）の供試体のB値は0.59で、載荷した等方周面応力の周期は15秒、振幅は0.3kgf/cm²である。図-3.3より明らかなように、供試体内の間隙水圧は等方周面応力に弾性的に応答し位相差はみられないが、供試体が不飽和のため発生量はかなり小さくなっている。図-3.4は、図-3.3に示すように、繰返し波数10波目における1/4波長ごとに、それぞれ、a

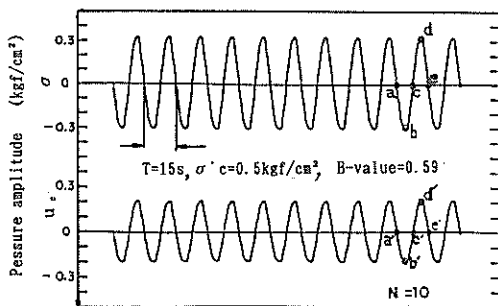


図-3.3 等方応力に対する間隙水圧の応答

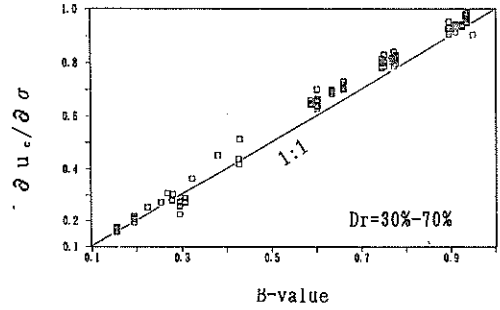


図-3.4 B値と間隙水圧比

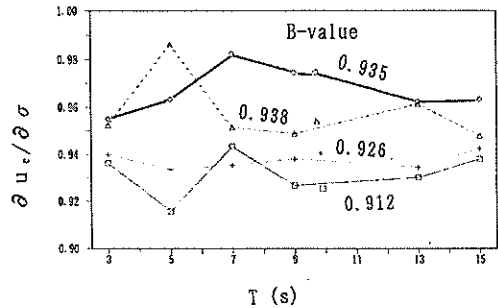


図-3.5 周期と間隙水圧比

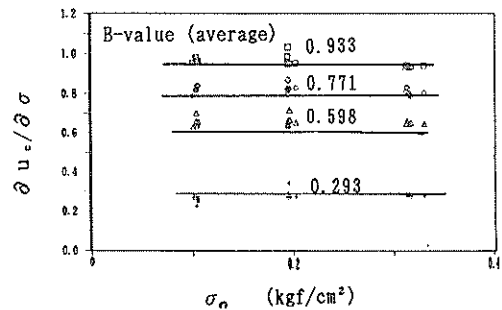


図-3.6 振幅と間隙水圧比

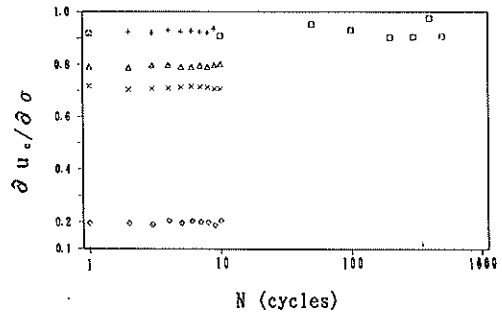


図-3.7 繰返し波数と間隙水圧比

bやa・b'などの勾配から $\partial u_c / \partial \sigma$ を求めB値に対してプロットしたものである。図-3.4によると、B値と $\partial u_c / \partial \sigma$ は直線関係にあり、繰返し载荷に対しても式(3.14)が成り立つ。また、相対密度($D_r=30\% \sim 70\%$)の違いによる差もみられない。図-3.5は周期Tと $\partial u_c / \partial \sigma$ の関係をプロットした結果である。平均的には、Tの影響はないようにも見えるが、データのばらつきが大きく一定の傾向は見出せない。図-3.6は、振幅 σ_o と $\partial u_c / \partial \sigma$ を示したものである。 σ_o が(0.2~0.34)kgf/cm²の範囲では、 $\partial u_c / \partial \sigma$ に対する振幅の影響は現れていない。また、図-3.7は、繰返し波数Nと $\partial u_c / \partial \sigma$ の関係であるが、同様に繰返し波数の影響はみられない。図-3.5~図-3.7を比較すると、 $\partial u_c / \partial \sigma$ は、周期に対してより敏感に応答する傾向にあるが、非排水条件で等方周面応力の作用を受けた場合、過剰間隙水圧は弾性的な応答を示すことが明らかである。

3. 5. 3 繰返しせん断応力による過剰間隙水圧

飽和砂が排水条件で繰返しせん断をうけると、土の骨格構造が変形し体積ひずみが累積していく。一方、非排水(等体積)条件では、体積変化が妨げられているからその分過剰間隙水圧が漸増する。繰返しせん断応力による体積ひずみ ϵ_g と非排水条件下における発生過剰間隙水圧 u_g の関係は、

$$u_g = \frac{1}{n C_w + C_b} \epsilon_g \quad (3.18)$$

で表される。しかし、 ϵ_g を精度良く測定することが困難なので、普通は u_g に対する支配要因を選び実験的に u_g を規定する方法が用いられる。本研究では、過剰間隙水圧の推定法として、Zienkiewiczほか(1978)およびFinn and Bhatia(1981)らが用いたEndochronic理論にもとづく方法を用いる。この方法は、過剰間隙水圧の発生を規定する複数の物理変数について数学的変換を行い、ダメージパラメータとよばれる1つの独立変数とその他いくつかの実験定数により過剰間隙水圧を表すものである。Endochronic理論によると、体積ひずみ増分 ϵ_g はそれまでに受けたひずみ履歴に依存することから、新たに、ひずみ履歴を表すパラメータ ξ が導入される。 ξ はせん断ひずみと繰返し波数によって単調に増加する変数であり、正弦波形をひずみ制御により载荷する場合の ξ は、

$$\xi = 2 \gamma_o N \quad (3.19)$$

で表される。ここに、 γ_o はひずみ振幅である。過剰間隙水圧は、せん断ひずみ γ と繰返し波数Nおよび有効拘束圧 σ'_m の関数であるから、過剰間隙水圧を間隙水圧比 u_g / σ'_m で表すと、

$$\frac{u_g}{\sigma'_m} = f(\gamma, \xi) \quad (3.20)$$

となる。ここで、いわゆるダメージパラメータとよばれる変数 κ を導入し、 κ を γ と ξ の関数として表すと以下のようになる。

$$\kappa = \exp(\gamma \lambda) \xi \quad (3.21)$$

したがって、式(3.20)は κ のみの関数で表される(Bhatia; 1980)。ここに、 λ は変換係数(Transformation factor)とよばれる定数である。図-3.8に示すように横軸に自然対数で表した ξ を、縦軸に間隙水圧比をとり、曲線 γ_i と γ_{i+1} ($i=1,2,3,\dots$)間で次式によって λ が求まる。

$$\lambda = \frac{\ln(\xi_{i+1} / \xi_i)}{(\gamma_i - \gamma_{i+1})} \quad (3.22)$$

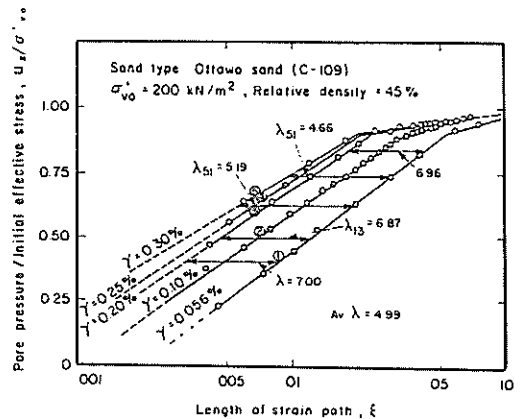


図-3.8 間隙水圧比とパラメータ ξ およびせん断ひずみ γ (Bhatia;1980)

ただし、 λ は一定とならないので平均値を用いる。 λ が決れば式(3.21)を用いて横軸に κ 、縦軸に間隙水圧比をとり両者の関係を描く。そのような図から間隙水圧比を求めると、変数として κ のみを含む次式が与えられる。

$$\frac{u_g}{\sigma'_{mo}} = \left(\frac{A'}{B'} \right) I_n (1 + B' \kappa) \quad (3.23)$$

ここに、 A' 、 B' は実験定数である。

実際の繰返し三軸試験装置を用いて、応力制御により液状化試験を実施した場合のパラメータを、式(3.19)より、

$$\xi = 2N(\tau_o/G) \quad (3.24)$$

で求められる。ここに、 τ_o ：せん断応力振幅、 G ：剛性率である。単一波形の場合には、式(3.21)は次式で表される。

$$\kappa = 2N\gamma \exp(\gamma\lambda) \quad (3.25)$$

具体的な定数 λ 、 A' 、 B' の決定法について示す。図-3.9は、乱さない新潟砂の繰返し三軸試験から得られた繰返し波数と応力比、間隙水圧比、軸ひずみ振幅を示したものである。これらのデータから上記の方法にしたがって変換係数 λ を決定し、ダメージパラメータ κ の関数形を設定し、測定した間隙水圧比との関係を描いたものが図-3.10である。図-3.10から、乱さない新潟砂に対する実験定数は、 $\lambda = 549$ に対して、 $A' = 33.79$ 、 $B' = 258.55$ が得られる。

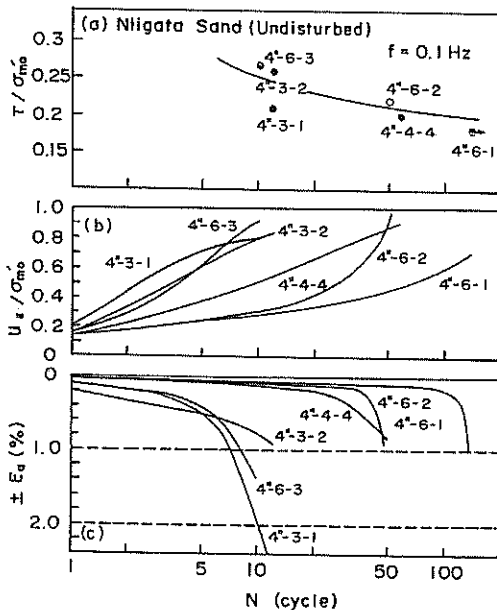


図-3.9 繰返し三軸試験結果(新潟砂)

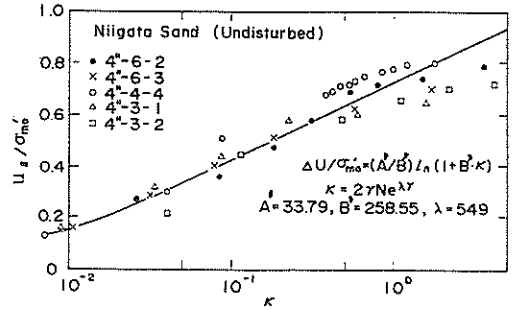


図-3.10 実験定数 λ 、 A' 、 B'

3.6 部分排水条件下における過剰間隙水圧

3.6.1 海底地盤に作用する物体力と表面力

海底地盤表面境界に作用する波力は、図-3.11に示すように、間隙水によって受持たれる場合と、地盤境界面の土粒子によって受持たれる場合がある。前者の場合、

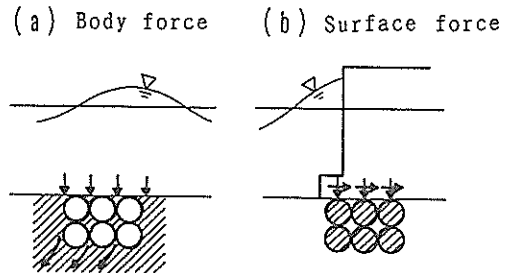


図-3.11 海底地盤に作用する波力

海底地盤表面の水圧の時間的、場所的な分布によって、地盤中には浸透力が生じる。これは物体力の一つである。浸透水圧は浸透方向に垂直な断面に作用する浸透流による圧力のことで、平行な断面に働く過剰間隙水圧の差を意味する。地盤中の有効応力変化は、既に述べたように、浸透流に起因する浸透水圧もしくは過剰間隙水圧によってもたらされると考えられる。後者の場合、表面力が地盤中に伝達することにより過剰間隙水圧や有効応力の変化をもたらす。表面力には海底地盤境界面の垂直応力やせん断応力がある。海底地盤の応力変動は、境界面における外力が水圧として作用するか実質的な応力として作用するかによって取り扱いが異なると考えられるが、一般に、波浪により発生する過剰間隙水圧 u は、物体力に起因する成分 $u_{(body)}$ と表面力に起因する成分 $u_{(surf)}$ の和として、

$$u = u(\text{body}) + u(\text{surf}) \quad (3.26)$$

で表される。さらに、 $u(\text{body})$ および $u(\text{surf})$ は、それぞれ、式(3.17)で表される圧縮応力による成分とせん断応力による成分により構成される。

表-3.4は、既往の研究における外力の取り扱いについてまとめたものである。波浪による海底地盤中の応力変動を扱った Yamamoto (1978), Madsen (1978), Nago (1981), Okusa(1985), 善ほか (1986), Sakaiほか (1991) の理論的研究は、非定常浸透流にともなう圧縮応力の変動による過剰間隙水圧を対象としたものと考えられ、せん断応力の変動にともなうダイランシーによる過剰間隙水圧の発生は考慮されていない。Ishihara and Yamazaki(1984)は、非排水条件のもとで圧縮応力による成分を無視してせん断応力による過剰間隙水圧の発生と液状化について報告している。一方、表面力に対する過剰間隙水圧を取り扱ったものとして、Barends (1980)の研究がある。彼は、地盤表面に繰返し圧縮応力が作用した場合の過剰間隙水圧の応答について報告している。Lee and Focht(1975), Rahmanほか(1977), 梅原ほか (1979), 善 (1984) は、圧縮応力による成分を無視し、波浪によって発生する繰返しせん断応力による液状化の検討を行っている。以上のように、過剰間隙水圧を発生させる波力は4つのパターンに分類される。しかし、式(3.17)または式(3.26)が成り立つとすれば、全過剰間隙水圧は個々の成分の和として表される。

表-3.4 既往の研究における外力の取り扱い

	物体力(浸透力)	表面力	過剰間隙水圧
圧縮応力	Yamamoto (1977) Madsen (1978) Nago (1981) Okusa (1985) 善ほか(1986) Sakaiほか(1991)	Barends (1980)	弾性的に応答し変動する
せん断応力	Ishiharaほか(1984)	Lecほか(1975) Rahmanほか(1977) 梅原ほか(1979) 善(1984)	徐々に蓄積残存上昇する

3.6.2 過剰間隙水圧の発生と液状化

波浪の進行にともなう、海底地盤面には水圧が繰返し作用する。海底面の水圧変動は全応力の変動を意味し、地盤中の圧縮応力の変動をもたらす。3.5で述べたように、非排水条件下では、圧縮応力の変動に応答する間隙水圧は土塊の圧縮率もしくはB値に依存し、B値が1以下の場合、発生水圧は必ずしも圧縮応力に等しくならな

い。波浪のように速度の速い荷荷を受ける場合、砂地盤であっても、静的荷荷と比較して相対的な排水性が低下し部分排水条件となるから、非排水条件下での間隙水圧と類似の挙動を示すと考えられる。

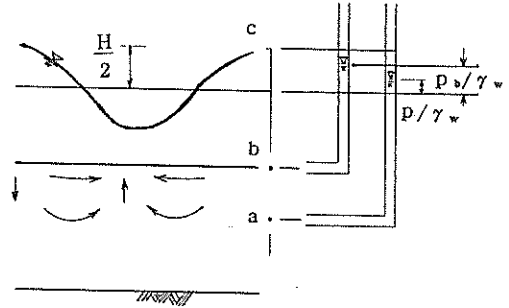


図-3.12 海底地盤中の水の流れと水頭差

図-3.12は、波浪によって生じる海底地盤面の水の流れと水頭差を描いたものである。いま、海底地盤中の土要素について考え、任意の時間 t における要素 (x, z) 内の圧縮応力およびせん断応力による水圧変動を p 、要素直上の底面水圧変動を p_b とする。 p および p_b は、一般に等しくなく、ともに (x, z, t) の関数であり場所的、時間的に変動する。すなわち、海底地盤中には水頭勾配が生じて非定常浸透流が発生する。以上のことを視点をえて考える。底面水圧変動 p_b は、波浪によってもたらされる全応力の変動を意味するから、 p_b がそのまま地盤中に伝達される場合、すなわち、 $p = p_b$ となるように水圧が伝播するする場合には、単に静水圧(中立応力)が変化しただけと考えられ、地盤中の有効応力の変化は発生しないことになる。一方、 $p \neq p_b$ となる場合、全応力 p_b の変化に対して間隙水圧の変化は p であるから、 $(p - p_b)$ だけの圧力差が生じる。図-3.13は、既往の研究における p_b と p の関係を p_b の変動周期 T との関係で整理した結果である。図-3.13では、 p_b のかわりに p_b の振幅 p_0 を、 p は無次元深度 $z/l \approx 0.45$ 付近(ここに l は透水砂層厚)における値を用いている。図-3.13から、海底面の水圧変動は必ずしもそのまま海底地盤中へ伝播しないことが明らかである。特に、周期が短くなる(水圧の変動速度が速い)とこの傾向は大きく現れる。

力の釣合いを考慮すると、上記の圧力差は、土の骨格によって受けもたれると考えられることから、差の分だけ有効応力が変化すると解釈される。そこで、この水圧差 u を、

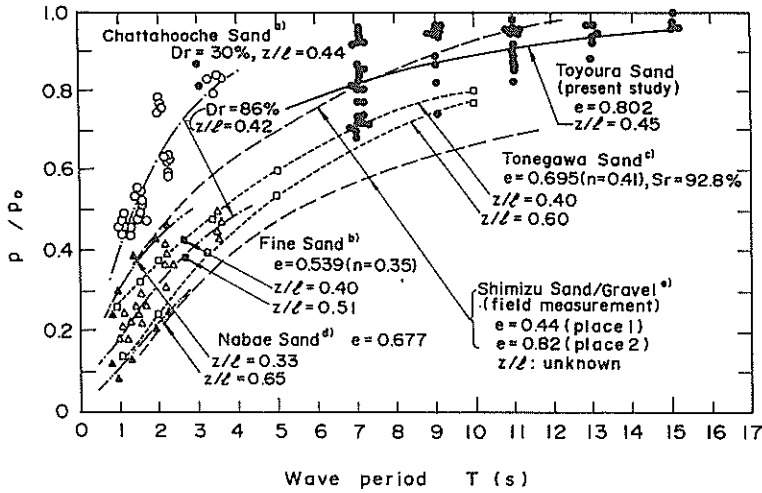


図-3.13 既往の文献における周期と水圧比 (善ほか; 1987)

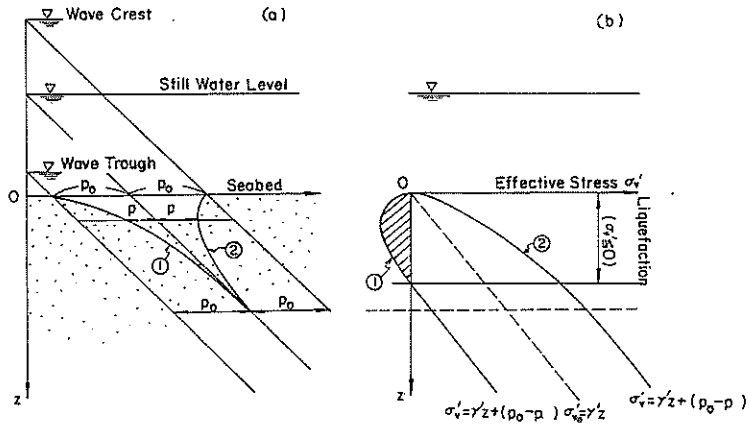


図-3.14 海底地盤の液状化概念図

$$u = p - p_0 \quad (3.27)$$

で表すと、 u は地盤中の過剰間隙水圧の増加を意味することになる。基準圧力として静穏時の静水圧をとり、符号は静穏時の静水圧から水圧が増加する方向を正とすると、有効応力の変化 $\Delta\sigma'$ は次式で表される。

$$\Delta\sigma' = -u = p_0 - p \quad (3.28)$$

図-3.14は一次元状態で地盤中の変動水圧分布と有効鉛直応力 σ'_v の関係を描いたものである。図-3.14の(b)は、地盤中の水圧が図-3.14の(a)に示した①と②の分布をするときの σ'_v を、静穏時の有効鉛直応力

$\sigma'_{v_0} = \gamma z$ として概念的に描いたものである。図-3.14の(b)によると、①の分布に対応する σ'_v は、ある深さで負となっており、これは地盤の液状化を意味する。一方、②に対応する σ'_v は、静水状態の σ'_{v_0} よりも大きくなっており、地盤が高密度化(Densification)するような応力が作用していると考えられる。このように、波浪の変動にともなう海底面の水圧が、そのまま地盤中に伝達されないという前提にたてば、 $u = (p - p_0)$ の大きさによって、地盤は液状化と高密度化を繰返し生じることになる。

3.6.3 有効応力に関する平衡方程式

過剰間隙水圧が発生したときの海底地盤中の応力状態は、土要素の力の釣り合いを全応力で表すと、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \bar{\sigma}_x}{\partial x} + \frac{\partial \bar{\tau}_{xz}}{\partial z} &= F_x \\ \frac{\partial \bar{\tau}_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{\sigma}_z}{\partial z} &= F_z \end{aligned} \right\} \quad (3.29)$$

となる。ここに、 $\bar{\sigma}_x, \bar{\sigma}_z$: x, z 方向の垂直応力、 $\bar{\tau}_{zx}, \bar{\tau}_{xz}$: せん断応力、 F_x, F_z : 物体力である。 $\bar{\sigma}_x$ および $\bar{\sigma}_z$ を式 (3.12) を用いて有効垂直応力 σ'_x, σ'_z と過剰間隙水圧 u で表し、式 (3.29) に代入すると、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \zeta \frac{\partial u}{\partial x} &= F_x \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} + \zeta \frac{\partial u}{\partial z} &= F_z \end{aligned} \right\} \quad (3.30)$$

となる。 $\sigma'_x, \sigma'_z, \tau_{xz}, \tau_{zx}$ は、波浪による有効応力変動成分 $\sigma'_{x0}, \sigma'_{z0}, \tau_{xz0}, \tau_{zx0}$ と静穏時の有効応力成分 $\sigma'_{x0}, \sigma'_{z0}, \tau_{xz0}, \tau_{zx0}$ の和で表されるから、その関係を式 (3.30) に代入し整理すると、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma'_{x0}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz0}}{\partial z} + \zeta \frac{\partial u}{\partial x} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{zx0}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma'_{z0}}{\partial z} + \zeta \frac{\partial u}{\partial z} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (3.31)$$

が得られる。式 (3.31) に式 (3.27) の関係を代入し、 $\partial p_b / \partial z = 0$ を考慮すると、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma'_{x0}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz0}}{\partial z} &= \zeta \left(\frac{\partial p_b}{\partial x} - \frac{\partial p}{\partial x} \right) \\ \frac{\partial \tau_{zx0}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma'_{z0}}{\partial z} &= -\zeta \frac{\partial p}{\partial z} \end{aligned} \right\} \quad (3.32)$$

となる。 $\zeta = 1$ として、式 (3.32) と Yamamoto, Madsen らが用いた式 (2.13) を比較すると、式 (3.32) の上式右辺に $\partial p_b / \partial x$ の項が存在する点が異なっている。波長が十分長く波浪による水圧変動が一次元的とみなされる場合には、 $\partial p_b / \partial x \approx 0$ となり式 (2.13) が成り立つ。しかし、二次元的な取り扱いを行う場合には、厳密には、地盤中の力の平衡式は式 (2.13) ではな

く式 (3.32) で表されるべきであると考えられる。

3.6.4 過剰間隙水圧に関する基礎方程式

図-2.1に示された座標系において、地盤中の点 (x, z) における長さ dx, dz の土要素内の二次元的な間隙水の流れを考える。微小時間 dt における土要素への水の流入量 dq_w は、透水係数を k 、水の単位体積重量を γ_w として、Darcy の法則が成り立つと仮定すると、

$$dq_w = \frac{k}{\gamma_w} \left(\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} \right) dx dz dt \quad (3.33)$$

となる。このときの土要素は、間隙水の流入により膨張が生じていることになる。また、 dt 時間における土要素の間隙水の流出量 dq_m を、土の骨格の膨張成分と間隙水の圧縮成分からなるとし、骨格の全体積ひずみ（圧縮：正）を ϵ_v 、間隙率を n 、水の圧縮率を C'_w とすると、

$$dq_m = \left(\frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} + n C'_w \frac{\partial p}{\partial t} \right) dx dz dt \quad (3.34)$$

で表される。ここで、質量保存の法則により間隙水の流入量 dq_w と流出量 dq_m が等しいとおくと、

$$\frac{k}{\gamma_w} \left(\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} \right) = \frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} + n C'_w \frac{\partial p}{\partial t} \quad (3.35)$$

を得る。ここで、全体積ひずみ ϵ_v が、圧縮応力による成分 ϵ_c とせん断応力による成分 ϵ_g の和で表されるとし、 $d\epsilon_g$ により発生する過剰間隙水圧を du_g とすると、平均有効主応力は du_g だけ減少するから、体積ひずみ増分 $d\epsilon_v$ は、 du_g が 0 のときの平均有効主応力を σ'_m として、

$$\begin{aligned} d\epsilon_v &= d\epsilon_c + d\epsilon_g = C_b d\sigma'_m - C_b du_g \\ &= C_b d(\sigma'_m - u_g) \end{aligned} \quad (3.36)$$

で表される。したがって、

$$\frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} = C_b \frac{\partial (\sigma'_m - u_g)}{\partial t} = C_b \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right) \quad (3.37)$$

となる。式 (3.37) および式 (3.27) より求まる次式、

$$\frac{\partial p}{\partial t} = \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial p_b}{\partial t} \quad (3.38)$$

を式(3.35)に代入し、底面水圧変動 p_b が Laplace の式、

$$\frac{\partial^2 p_b}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p_b}{\partial z^2} = 0 \quad (3.39)$$

を満足することを考慮すると、

$$\begin{aligned} \frac{k}{\gamma_w C_b} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \\ = \alpha \frac{\partial u}{\partial t} + (\alpha - 1) \frac{\partial p_b}{\partial t} - \frac{\partial u_R}{\partial t} \end{aligned} \quad (3.40)$$

が導かれる。ここに、 α は次式で表される。

$$\alpha = 1 + n \frac{C'_w}{C_b} \quad (3.41)$$

α は式(3.16)において、土粒子の圧縮率 $C_s = 0$ 、間隙水の圧縮率 C_w を水・気泡混合体の圧縮率 C'_w で表した場合の間隙水圧係数 B 値の逆数を表すが、この関係は地盤が完全弾性体とみなされる場合に成立する。また、底面水圧変動 p_b が式(3.39)を満足すれば、式(3.40)は不規則波に対しても適用可能である。

3.7 浸透流と間隙水圧および有効鉛直応力の関係

過剰間隙水圧の発生により海底地盤中には浸透流が発生し、土の骨格には間隙水の粘性による浸透力が作用する。ここでは、波浪による水圧変動ならびに地盤の挙動を波浪の進行方向に直角な次元問題として取り扱い、海底地盤中のせん断応力は無視する。この仮定は、波長が十分長い場合には近似的に成立するものと考えられる。有効鉛直応力 σ'_z の深さ方向の増分は、Darcy の法則が成立つと仮定し、下向きの浸透力 j_z を正として、

$$\frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} = j_z + \gamma' \quad (3.42)$$

で与えられるから、有効鉛直応力は、式(3.42)を積分して、

$$\sigma'_z = \int_0^z j_z dz + \gamma' z \quad (3.43)$$

となる。地盤に働く浸透力 j_z 、浸透流速 v_z は、式(3.31)および式(3.42)から、 $\zeta = 1$ とおき $\partial \sigma'_z / \partial z = \gamma'$ を考慮して、

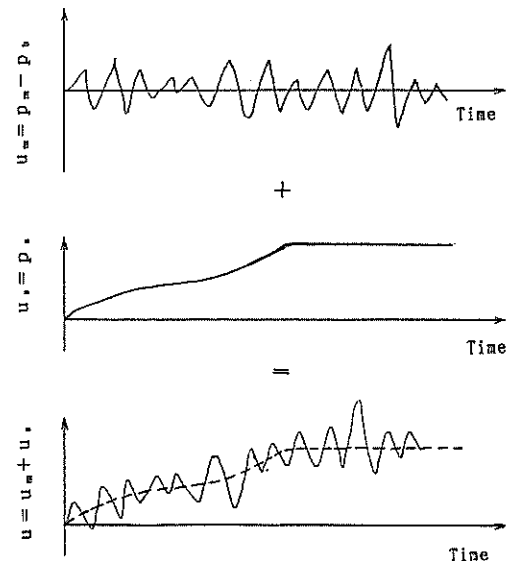
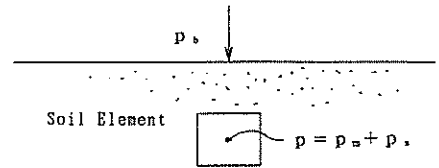
$$j_z = - \frac{\partial u}{\partial z} \quad (3.44)$$

$$v_z = \frac{k j_z}{\gamma_w} = k i \quad (3.45)$$

となる。ここに、 k : 透水係数、 i : 動水勾配、 γ_w : 水の単位体積重量である。以上のように、海底地盤中の有効鉛直応力の変動は、波浪によってもたらされる非常浸透流によると解釈することもできる。

3.8 液状化の発生規準

海底地盤の液状化は、過剰間隙水圧が地盤の土被り圧 σ'_v 。もしくは初期平均有効主応力 σ'_m 。以上になったときに発生すると考えられる。したがって、液状化の発生規準は、



図一 3.15 変動水圧と過剰間隙水圧の関係

一次元条件： $\sigma'_{vo} \leq u$ (3.46)

平面ひずみ条件： $\sigma'_{mo} \leq u$ (3.47)

で表される。

3.6.2で述べたように、過剰間隙水圧 u は式 (3.27) で表されるが、部分排水条件下における p を圧縮応力による成分 p_m とせん断応力による成分 p_s との和で表すと、

$$u = p_m + p_s + p_b = (p_m - p_b) + p_s \quad (3.48)$$

となる。上式を式 (3.17) と比較すると、圧縮応力に起因する過剰間隙水圧 u_m およびせん断応力に起因する過剰間隙水圧 u_s は、それぞれ、

$$u_m = p_m - p_b \quad (3.49)$$

$$u_s = p_s \quad (3.50)$$

で表される。図-3.15は、以上の概念に基づき、変動水圧 p 、 p_b 、 p_m 、 p_s と過剰間隙水圧 u 、 u_m 、 u_s の関係を図示したものである。既に述べたように、 u_m と u_s は海底地盤の排水特性に影響され、どちらの成分が卓越するかによって液状化のパターンが異なる。図-3.16は、それぞれの成分が卓越する場合の過剰間隙水圧の挙動と液状化について描いたものである。圧縮応力による過剰間隙水圧 u_m は海底面の水圧変動に対して弾性的に反応するから、液状化は図-3.16(a)に示すように、個々の波に対応して短時間ではあるが繰返し何度も発生する。また、液状化が起こる間で、地盤を高密度化するような力も作用する。一方、せん断応力による過剰間隙水圧は、地震時の液状化と同様に、繰返し波数とともに残留していき、図-3.16(b)に示すように、波浪の繰返し作用によって過剰間隙水圧が徐々に増加しある繰返し

波数に達した時点で発生する。このように、どちらの成分が卓越するかによって、液状化の発生する状況が著しく異なっている。したがって、本論文では、これらを明確に区別する意味で、前者を変動過剰間隙水圧、後者を残留過剰間隙水圧とよぶことにする。

3.9 本章の結論

本章では、波浪による過剰間隙水圧の発生機構と液状化現象について理論的に考察した。得られた結論は以下のとおりである。

- (1)海底地盤に作用する波浪による力には、物体力の一つである浸透力と表面力である圧縮およびせん断応力がある。両者によって引き起こされる地盤中の有効応力の変動は、過剰間隙水圧の概念を導入することによって統一的に説明される。
- (2)波浪によって発生する海底地盤中の過剰間隙水圧は、基準圧力を静水圧にとると、地盤中の水圧変動量と海底地盤表面の水圧変動量の差で表される。また、過剰間隙水圧は、本論文で変動過剰間隙水圧とよぶ繰返し圧縮応力による成分と、残留過剰間隙水圧とよぶ繰返しせん断応力による成分の和で表される。
- (3)変動過剰間隙水圧は、間隙水中に含まれる極めてわずかな気泡によって、海底地盤表面の水圧変動がそのまま地盤中に伝播しないことにより発生するもので、波浪の進行にともなう海底面の水圧変動に反応して周期的に変動する。一方、残留過剰間隙水圧は、繰返しせん断応力によるダイレイタンスに起因するもので、繰返し波数の増加にしたがって地盤中に徐々に残留・蓄積していく。
- (4)液状化の発生パターンには2種類ある。変動過剰間隙水圧が卓越する場合、個々の波に反応して短時間ではあるが繰返し何度も液状化が発生する。残留過剰間隙水圧が卓越する場合、地震時の液状化と同様、

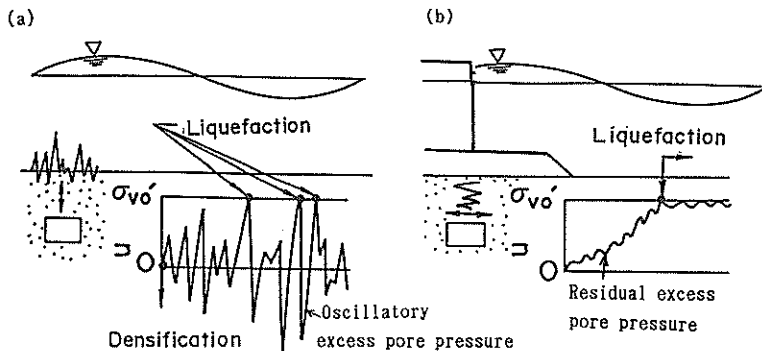


図-3.16 過剰間隙水圧の挙動と液状化パターン

過剰間隙水圧が徐々に増加し、ある繰返し波数に達した時点で液状化が発生する。

- (5) 過剰間隙水圧によって引き起こされる地盤中の有効応力に関する従来の平衡方程式は、波浪の進行方向の底面水圧変動の分布を無視した近似式である。二次元的な取り扱いを行う場合には、有効応力に関する平衡方程式は、厳密には、式(3.32)で表される。
- (6) 波浪によって発生する過剰間隙水圧を統一的に表す基礎方程式(3.40)を導いた。この方程式は、一般の不規則波に対しても適用可能である。
- (7) 以上の考察をもとに、波浪による液状化の発生規準を提示した。

参考文献

- 1) Barden, L. (1965) : Consolidation of compacted and unsaturated clays, *Geotechnique*, Vol.15, No.3, pp.267-286.
- 2) Barends, F.B.J. (1980) : Nonlinearity in groundwater flow, *Lgmmededelingen, Delft Soil Mechanics Laboratory, Part XXI, No.1.*
- 3) Bhatia, S.K. (1980) : The verification of relationships for effective stress method to evaluate liquefaction potential of saturated sands, A Thesis for Degree of Doctor of Philosophy, University of British Columbia.
- 4) Bishop, M.A. and Eldin, G. (1950) : Undrained triaxial tests on saturated sands and their significance in the general theory of shear strength, *Geotechnique*, Vol.2, No.1, pp.13-32
- 5) Bishop, M.A. (1957) : Some factors controlling the pore pressures setup during the construction of earth dam, *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp.294-300.
- 6) Bishop, A.W. (1960) : The principle of effective stress, *Norwegian Geotechnical Institute*, No.32, pp.1-5.
- 7) Bishop, A.W. (1973) : The influence of an undrained change in stress on the pore pressure in porous media of low compressibility, *Geotechnique*, Vol.23, No. 3, pp.435-442.
- 8) Black, D.K. and Lee, K.L. (1973) : Saturating laboratory samples by back pressure, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE*, Vol.99, No.SM1, pp.75-93.
- 9) 土質試験法編集委員会編(1990) : 土質試験の方法と解説, 土質工学会
- 10) Esrig, M.I. and Kirby R.C. (1977) : Implications of gas content for predicting the stability of submarine slopes, *Marine Geotechnology*, Vol.2, pp.81-100.
- 11) Finn, W.D.L. and Bhatia, S.K. (1980) : Prediction of seismic porewater pressures, *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp.201-206.
- 12) Fredlund, D.G. (1976) : Density and compressibility characteristics of air-water mixtures, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.13, pp.386-396.
- 13) 井上令作(1975) : 飽和度の高い砂層における間隙水圧の伝ば, *土木学会論文報告集*, 第236号, pp.81-92.
- 14) Ishihara, K. and Yamazaki, A. (1984) : Wave-induced liquefaction in seabed deposits of sand, *Proceedings of the IUTAM'83 Symposium, Seabed Mechanics*, pp. 139-148.
- 15) 岩佐義郎(1967) : 水理学, 朝倉書店
- 16) 河野伊一郎, 西垣 誠(1982) : 室内透水試験法に関する2, 3の考察, *土質工学会論文報告集*, Vol.22, No.4, pp.181-190.
- 17) Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1969) : *Soil Mechanics*, John Wiley & Sons.
- 18) Lee, K.L. and Focht, J.A. (1975) : Liquefaction potential at Ekofisk Tank in North Sea, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.101, No.GT1, pp.1-18.
- 19) Lloret, A. and Alonso, E.E. (1980) : Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behaviour, *Geotechnique*, Vol.30 No.4, pp.449-477.
- 20) Madsen, O.S. (1978) : Wave-induced pore pressures and effective stresses in a porous bed, *Geotechnique*, Vol.28, No.4, pp.155-164.
- 21) Nago, H. (1981) : Liquefaction of highly saturated sand layer under oscillating water pressure, *Memories of the School of Engineering, Okayama University*, Vol.16, No.1, pp.91-104.
- 22) Nur and Byerlee (1971) : An exact effective stress law for elastic deformation of rock with fluids, *Journal of Geophysical Research*, Vol.76, No.26, pp. 6414-6419.

- 23) 岡二三夫 (1980) : 二相混合体理論からみた有効応力の定義について, 土木学会論文報告集, 第229号, pp.59-84.
- 24) 岡二三夫 (1988) : 土における有効応力の原理, 土と基礎, 第36巻, 第6号, pp.11-17.
- 25) 奥村樹郎 (1974) : 粘土のかく乱とサンプリング方法の改善に関する研究, 港湾技研資料, No.193.
- 26) Okusa, S. (1985) : Wave-induced stresses in unsaturated submarine sediments, *Geotechnique*, Vol.35, No.4, pp.517-532.
- 27) Rahman, M.S., Seed, H.B. and Booker, J.R. (1977) : Pore pressure development under offshore gravity structures, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.103, No.GT12, pp.1419-1436.
- 28) Robin, P.F. (1973) : Note on effective pressure, *Journal of Geophysical Research*, Vol.78, No.4, pp.2434-2437.
- 29) Sakai, T., Hattori, A. and Hatanaka, K. (1991) : Wave-induced transient porewater pressure and seabed instability in surf zone, *Proceedings of the International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development, Geo-Coast'91*, Vol.1, pp.627-632.
- 30) Shuurman, E. (1966) : The compressibility of an air/water mixture and a theoretical relation between the air and water pressure, *Geotechnique*, Vol.16, No.4, pp.269-281.
- 31) Skempton, A.W. (1960a) : Effective stress in soils, concrete and rocks, *Proceedings of the Conference on Pore Pressure and Suction in Soils*, pp.4-16.
- 32) Skempton, A.W. (1960b) : The pore pressure coefficient in saturated soils, *Correspondence to Geotechnique*, Vol.10, No.4, pp.186-187.
- 33) Terzaghi, K. (1936) : The shearing resistance of saturated soils, *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1, pp.54-56.
- 34) Terzaghi, K. (1943) : *Theoretical soil mechanics*, John Wiley & Sons, pp.11-15.
- 35) 梅原靖文, 善 功企, 小黒良則 (1979) : 波力を受ける防波堤基礎地盤の液状化に関する模型実験, 第14回土質工学研究発表会概要集, 土質工学会, pp.1317-1320.
- 36) Verruijt, A. (1969) : *Elastic storage of aquifers, Flow Through Porous Media*, Chapter 8, Editor de Wiest, R.J.M., Academic Press.
- 37) Yamamoto, T. (1977) : Wave-induced instability in seabeds, *Proceedings of the ASCE Special Conference, Coastal Sediments*, pp.898-913.
- 38) 善 功企 (1984) : 海洋開発における波と海底地盤の動的問題, 昭和59年度港研講演会講演集, pp.77-133.
- 39) 善 功企, 渡辺 篤, 山崎浩之, 梅原靖文 (1986) : 波浪による海底地盤の液状化および変形機構, 海洋構造物の基礎に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.241-248.
- 40) Zienkiewicz, O.C., Chang, C.T. and Hinton, E. (1978) : Nonlinear seismic response and liquefaction, *International Journal of the Numerical and Analytical Method in Geomechanics*, pp.381-404.

4. 変動過剰間隙水圧による液状化の検証

4.1 序説

波浪の変動にともなう海底地盤中の水圧変動については、これまでいくつかの実験的研究が報告されている(たとえば、井上; 1975, Nago; 1981, Tsui and Helfrich; 1983, Maeno and Hasegawa; 1985)。しかし、Nagoらの研究を除けば、液状化の視点から水圧変動と地盤中の過剰間隙水圧および有効応力の関連について実験的に調べた研究は少なく、波浪による液状化や高密度化機構については必ずしも十分解明されているとは言い難い現状である。第3章において、波浪により生じる過剰間隙水圧には、水圧の変動に弾性的に応答する変動過剰間隙水圧と、過剰間隙水圧が徐々に地盤中に累積していく残留過剰間隙水圧の2つのタイプがあることを述べた。本章では、変動過剰間隙水圧に起因する液状化現象を取り上げ模型実験により液状化理論を検証する(善ほか; 1987, 1990a, 1990b)。

実験では、繰返しせん断応力の影響を除外するとともに、できるだけ実験条件を簡明にするために、一次元状態における模型実験を実施している。海底地盤面の水圧変動に相当する鉛直方向の変動水圧を載荷して液状化を再現し、その発生機構を明らかにする。模型地盤中の間隙水圧の応答や応力変動などを計測し、理論解析結果との比較を行うことによって液状化理論の妥当性を検証する。さらには、模型地盤の累積沈下量、相対密度変化などを実測し、液状化にともなう地盤の高密度化機構を調べる。最後に、地盤中の浸透流と液状化および高密度化の関係について明らかにする。

4.2 液状化に関する理論

4.2.1 液状化規準

一次元条件下でせん断応力が作用しない場合、変動過剰間隙水圧によって引き起こされる地盤中の有効鉛直応力の変動 $\Delta\sigma'_{vo}$ は、

$$\Delta\sigma'_{vo} = -u = p_b - p \quad (4.1)$$

で表される。したがって、任意の時間の有効鉛直応力 σ'_{vo} は、

$$\sigma'_{vo} = \sigma'_{vo0} - u = \sigma'_{vo0} + (p_b - p) \quad (4.2)$$

となるから、 $\sigma'_{vo} \leq 0$ において、液状化規準は以下の式で表される。

$$\sigma'_{vo} \leq -(p_b - p) = u \quad (4.3)$$

ここに、 σ'_{vo0} : 静穏時の有効土被り圧、 p および p_b : それぞれ、海底地盤中および海底地盤表面の変動水圧で、静水圧からの増分を正とする。式(4.3)によれば、液状化を支配する要因は、 σ'_{vo0} 、 p 、 p_b の3つであるから、これらが得られれば液状化の予測を行うことができる。 σ'_{vo} については、海底表面の上載荷重による地盤中の有効応力を σ'_s 、地盤の水中単位体積重量を γ' 、地盤面からの深度を z とすると、

$$\sigma'_{vo} = \gamma'z + \sigma'_s \quad (4.4)$$

となる。海底面の水圧変動 p_b は、微小振幅波を仮定すると、式(2.1)で与えられる。ただし、一次元の場合、 x の項は考慮しなくてもよい。 p については次の4.2.2で述べる。

4.2.2 基礎方程式

海底地盤中に発生する過剰間隙水圧は、一般に、式(3.40)で与えられるが、本章では、変動過剰間隙水圧のみを対象にしているから、 $\partial u_x / \partial t$ の項は無視される。また、過剰間隙水圧は式(3.27)で定義されるから、式(3.40)を地盤中の変動水圧の基礎方程式に変換すると、

$$\frac{k}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = \alpha \frac{\partial p}{\partial t} - \frac{\partial p_b}{\partial t} \quad (4.5)$$

となる。ただし、式(4.5)では、土の骨格の圧縮率 C_b は体積圧縮係数 m_v に等しいと仮定している。

海底地盤表面における境界条件は、海底地盤表面 S_1 での水圧を p_b とし、不透水境界 S_2 で流速が0であるから、

$$\text{境界 } S_1 : z = 0 \text{ で } p = p_b \quad (4.6)$$

$$\text{境界 } S_2 : z = l \text{ で } \frac{\partial p}{\partial z} n_z = 0 \quad (4.7)$$

となる。ここに、 n_z は境界に垂直なベクトルの方向余弦である。初期条件は、静穏時における変動水圧が0であるから、 $t = 0$ で $p = 0$ となる。

4.2.3 基礎方程式の差分分解

(1) 基礎方程式の無次元化

式(4.5)に示した基礎方程式の差分分解を求めるため

に無次元化を行う。波の周期を T 、透水層の層厚 l とし、

$$C = C_v \frac{T}{l^2} \quad (4.8)$$

$$\bar{Z} = \frac{z}{l} \quad (4.9)$$

$$\bar{T} = \frac{t}{T} \quad (4.10)$$

$$\bar{P} = \frac{p}{p_0} \quad (4.11)$$

とおき、一次元の場合、 $p_0 = p_0 \sin(\omega t)$ で表されることを考慮すると、式 (4.5) は次式のように無次元化される。

$$C \frac{\partial^2 \bar{P}}{\partial \bar{Z}^2} = \alpha \frac{\partial \bar{P}}{\partial \bar{T}} - 2\pi \cos(2\pi \bar{T}) \quad (4.12)$$

境界条件および初期条件は、

$$\bar{Z} = 0 \text{ で、 } \bar{P} = \sin(2\pi \bar{T}) \quad (4.13)$$

$$\bar{Z} = 1 \text{ で、 } \frac{\partial \bar{P}}{\partial \bar{Z}} = 0 \quad (4.14)$$

$$\bar{T} = 0 \text{ で、 } \bar{P} = 0 \quad (4.15)$$

となる。

(2) 基礎方程式の差分化

深度および時間の差分間隔をそれぞれ $\Delta \bar{Z}$ 、 $\Delta \bar{T}$ とすると、式 (4.12) は、

$$\begin{aligned} & C [\bar{P}(\bar{Z} + \Delta \bar{Z}, \bar{T}) - 2\bar{P}(\bar{Z}, \bar{T}) \\ & + \bar{P}(\bar{Z} - \Delta \bar{Z}, \bar{T})] / (\Delta \bar{Z})^2 \\ & = \alpha [\bar{P}(\bar{Z}, \bar{T} + \Delta \bar{T}) - \bar{P}(\bar{Z}, \bar{T})] \\ & / \Delta \bar{T} - 2\pi \cos(2\pi \bar{T}) \end{aligned} \quad (4.16)$$

となる。したがって、

$$\begin{aligned} \bar{P}(\bar{Z}, \bar{T} + \Delta \bar{T}) & = [|\Delta \bar{T} / (\Delta \bar{Z})^2| \\ & (C/\alpha)] [\bar{P}(\bar{Z} + \Delta \bar{Z}, \bar{T}) - 2\bar{P}(\bar{Z}, \bar{T}) \\ & + \bar{P}(\bar{Z} - \Delta \bar{Z}, \bar{T})] + (2\pi \Delta \bar{T} / \alpha) \cos \\ & (2\pi \bar{T}) + \bar{P}(\bar{Z}, \bar{T}) \end{aligned} \quad (4.17)$$

境界条件および初期条件は、

$$\bar{P}(0, \bar{T}) = \sin(2\pi \bar{T}) \quad (4.18)$$

$$\bar{P}(1, \bar{T}) = \bar{P}(1 + \Delta \bar{Z}, \bar{T}) \quad (4.19)$$

$$\bar{P}(\bar{Z}, 0) = 0 \quad (4.20)$$

であるから、任意の時間 $\bar{T} + \Delta \bar{T}$ 、任意の深度 \bar{Z} における $\bar{P}(\bar{Z}, \bar{T} + \Delta \bar{T})$ が計算される。なお、式 (4.19) の $\bar{P}(1 + \Delta \bar{Z}, \bar{T})$ は、差分計算上設けた仮想点 $1 + \Delta \bar{Z}$ における \bar{P} の値である。

(3) 差分計算方法と解析結果

差分計算にあたっては、計算初期の立ち上がりにおいて、 \bar{P} の値がその後の \bar{P} の周期的変動からずれた結果が得られるので、何波分か繰返し計算を行い、繰返し回数の影響がなくなるのを確認して計算を打ち切っている。繰返し回数としては3回(波の3波長)以上である。差分間隔については、本論文の計算で使用した定数 C 、 α の範囲内で精度と安定性の検討を行い、 $\Delta \bar{Z} = 0.1$ 、 $\Delta \bar{T} = 0.001$ を用いている。後者は、周期の1/1000ごと、すなわち1波長($\omega t = 360^\circ$)を 0.36° の間隔で計算していることになる。

図-4.1、図-4.2は、計算結果の一例を示したもので、図-4.1は、 $\bar{Z} (= Z/l)$ が0、0.5、1.0の位置における $\bar{P} (= p/p_0)$ を描いたもので、2つの興味ある点が明らかとなっている。1つは、深度が大きくなると p/p_0 の値が減少していることで、他の1つは、波のピーク時をみると明らかのように、深度が大きくなるほど位相 ωt がずれていることである。これらは、海底面上の水圧変動がそのまま地盤中に伝達されるのではなく、ある減衰と位相をもって伝達されることを理論的に表したものである。図-4.2は、各位相(時間)ごとの変動有効鉛直応力の無次元量 $(p_0 - p)/p_0$ の深度分布を示したものである。図-4.2によると、有効鉛直応力の減少量が最大となる位相は 220° となっており、これは、海底面上の水圧の変動が峰から谷へ移行する過程におい

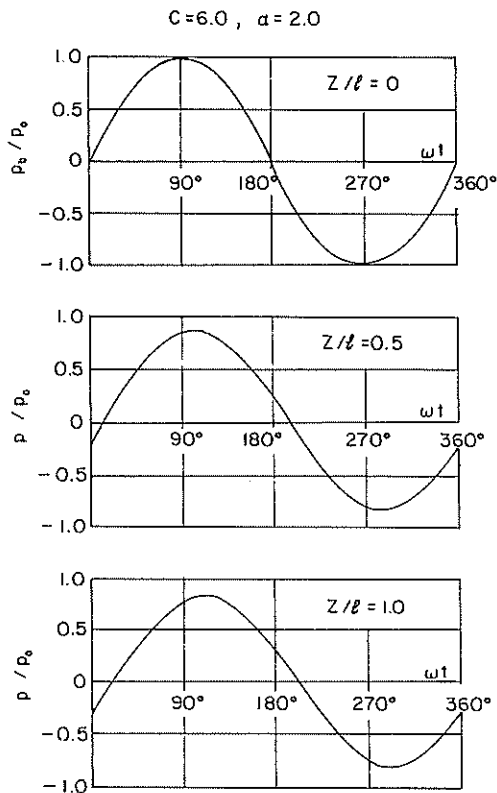


図-4.1 水圧比 p/p_0 の変化

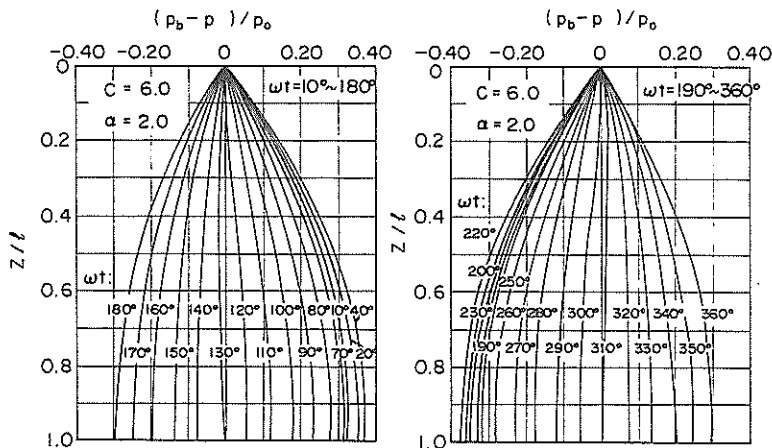


図-4.2 変動有効鉛直応力の無次元量 $(p_b - p)/p_0$ の分布

で p/p_0 の値は減少していることがわかる。また、水圧伝播の位相差 θ についても同様で、 α が増加するにつれて位相差が増大している。 α が 1 の場合については図-4.3に示されていないが、図-4.3の傾向から判断する

て、静水圧よりもやや下がった時点に相当している。

4.2.4 定数 α および C について

(1) 定数 α

定数 α の持つ意味について考える。微小な時間 dt において海底面上の水圧が dp だけ変化し、そのとき、地盤が非排水状態にあると仮定すると、基礎方程式(4.5)の左辺は無視されるから、

$$\alpha = \frac{\partial p_b / \partial t}{\partial p / \partial t} \quad (4.21)$$

となる。式(4.21)の右辺は、海底面上における全応力の増分に対する地盤中の間隙水圧の増分の比の逆数を表し、海底面上の水圧の伝達特性を規定する。別の見方をすると、 α は、三軸試験などで得られる間隙水圧係数 B 値の逆数に相当することになる。大草(1985)は、地盤中の変動水圧に及ぼす B 値の影響を詳細に検討し、 B 値が小さくなると変動水圧が伝播しにくくなることを理論的に示している。ただし、 α が B 値の逆数で表されるのは、3.5で述べたように土塊が完全弾性体とみなしうる場合のみであり、一般には、 α は必ずしも B 値の逆数とはいえない。 α の特性および測定法については、4.6, 6.6, 7.3で具体的に述べる。図-4.3は、定数 C を 6 とした時の p/p_0 を描いたもので、 α の値が大きくなるにつれ

と、 $p/p_0 = 1, \theta = 0^\circ$ となると考えられる。 $\alpha = 1$ の場合は B 値が 1 に相当し、水圧が瞬時に伝達されると思うと当然のことと思われる。以上のように、定数 α は、海底面上の水圧の地盤中への伝達特性を表す定数

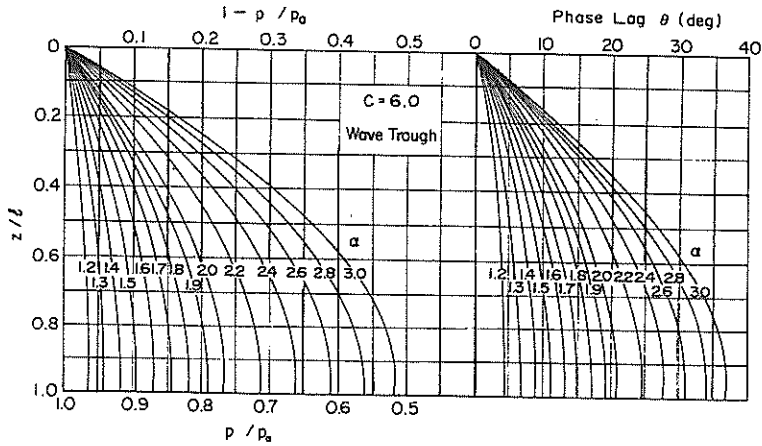


図-4.3 伝達係数 α と水圧比 p/p_0 。

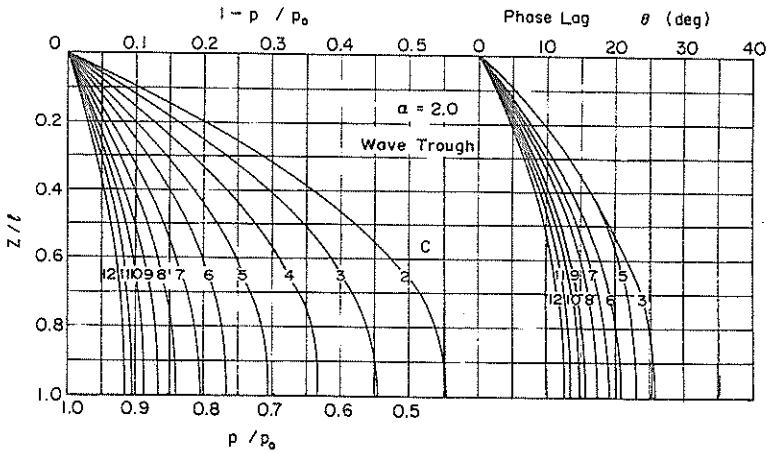


図-4.4 排水係数 C と水圧比 p/p_0 。

であると考えられ、したがって、以後、この定数 α を伝達係数とよぶことにする。ただし、この場合、 α の値が大きくなると水圧は伝達しにくくなることを意味する。

(2) 定数 C

定数 C は、式(4.8)で定義される。これは、圧密係数 C_v 、周期 T 、層厚 l で表される無次元量である。 C_v が大きいと間隙水圧は速く消散し、周期 T が短い場合には、消散しにくいことを表している。また、層厚 l が薄い場合には、消散が速く起こることを表している。図-4.4は、伝達係数 α を2.0とした場合の p/p_0 の計算結果で、定数 C が大きくなると p/p_0 は小さくなる。これは、間隙水の排水の効果によるもので、 C は排水の難易を表す定数と考えられる。したがって、以後、この定数 C を排水係数とよぶことにする。なお、 C は圧密解析で用いられる時間係数における時間を周期で置き換えた

形となっている。

4.3 実験概要

4.3.1 試料

実験には豊浦標準砂を使用した。豊浦標準砂の粒径加積曲線を図-4.5に、物理的特性を表-4.1に示す。実験では、模型地盤の初期相対密度を30%、50%、70%の3

表-4.1 豊浦標準砂の物理的特性

比重	G_s	2.467
最大間隙比	e_{max}	0.988
最小間隙比	e_{min}	0.615
均等係数	U_c	1.79
50% 粒径	D_{50} (mm)	0.181

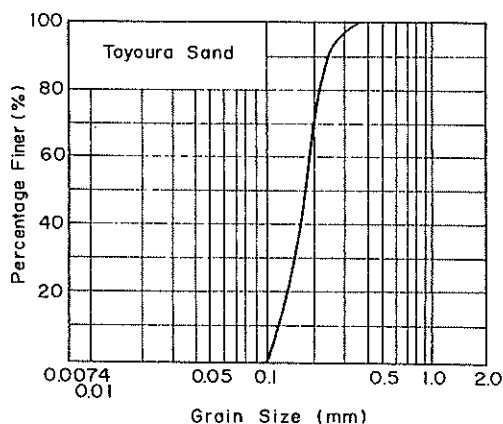


図-4.5 粒径加積曲線

種類に調整した。

4.3.2 実験装置

実験に用いた変動水圧型液状化試験装置（仮称）の概略を図-4.6に示す。本装置は、①試料を詰めるアクリル円筒部、②変動水圧載荷・制御部、③計測部、④記録・解析部から構成されている。アクリル円筒部は、内径205mm、外径255mm、高さ100mmおよび200mmの円筒リングを積みかさね全高2.1mにしたものである。リングは下端から1個ずつ試料を詰めながら積み重ねるが、リングを積みかさねる場合、各リング間にOリングをセットし、特殊なバンドで各リングを締め付け一体化しながら積み上げる。積み重ね終了後、図-4.6に示されるように、円筒上端の鋼製板と底板を鋼製の棒により締結し全円筒リングを一体化する。これは、リング間の一体化によってアクリル円筒が内圧に耐えられるようにするためである。変動水圧載荷・制御部は、静的な空気圧および周期的な空気圧を発生し制御する部分（空気圧発生・制御装置）と、空気圧を水圧に変換する圧力タンクからなる。圧力タンクの内部には、図-4.6に示すように、水と空気を分離するゴム製チューブがあり、チューブ内の空気圧はこのゴム製チューブを介して水圧に変換され、水圧に変換された圧力は円筒の上部から伝達される。計測部は、間隙水圧計（本実験では、各円筒リングの中央側壁に設けられている間隙水圧測定孔のうち、図-4.6に示すP0、P1、P3、P5、P7、P9、P11、P13およびPLの9点）と模型地盤底部の土圧計（EP）およびアンプからなる。その他に、模型地盤作成時に各リング中央高さの内壁にセットされたマーカー（M1～M14）の移動量が透明アクリルの外側から測定される。電気的な測定結果は、実験の初期の段階では電磁オシログラフ

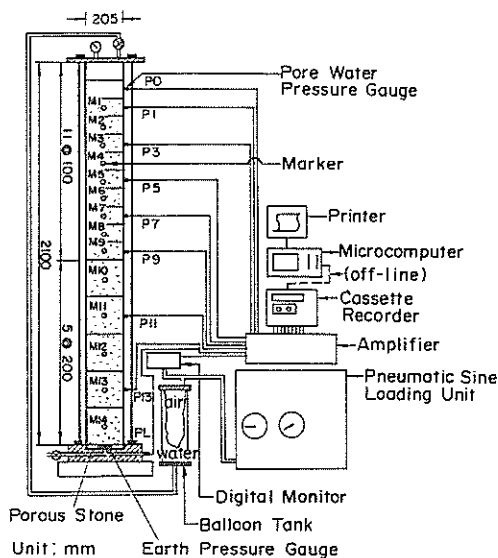


図-4.6 実験装置

上に記録されていたが、その後、データレコーダが用いられている。データレコーダの記録は、実験終了後、マイクロコンピュータにより処理・解析された。

4.3.3 実験方法

試料を天日乾燥した後、所定の相対密度とするために必要な試料重量を円筒リングの数だけ準備し、乾燥状態で最下端のリングから順にタンピングを加えながら詰めていった。この時、タンピングにより既に詰め終えた下部の地盤の相対密度が変化しないように注意し、1つのリングで3層ごとに試料を注ぎ、各リング毎の所要試料重量が詰め終わるまで軽いタンピングを行った。また、試料を詰めるさいに、マーカーとして用いるため、粒径が5mm程度の礫を、各リングの中央高さの位置の内壁にグリースにより張り付けた。各円筒リングのマーカー数は4個とした。地盤高さが1.9mになったところで、さらに2個の円筒リングを積みかさね、鋼製板をかぶせて、鋼製棒で円筒全体を固定した。地盤厚は1.9mのほかに、0.28mのケースについての実験も行っているが、地盤厚が0.28mの場合も同様にして地盤を作成している。地盤の下端から二酸化炭素（CO₂）をゆっくりと注入し、その後、水道水を注水した。間隙水圧計および土圧計の初期点を記録し、レコーダをスタートして、時間を置きながら徐々に水圧を上げていき最終的に地盤の表面において1.0Kgf/cm²となるようにした。これは、実際の水深10mに対応した水圧とするためである。また、飽和度をあげるため、水圧を加えた状態で1晩放置した。静水圧を確認後、地盤の表面およびマーカーの位置を再

度読み取った。以上の準備が終了した後、空気圧発生装置により所要の変動水圧を加えた。変動水圧の波形は正弦波を用いているが、振幅、周期については実験ケースにより変化させ、1種類の地盤について数段階の変動水圧を加えるいわゆる段階試験（ステージテスト）を実施している。加えた繰返し波数は、各ステージごとに500波であるが、途中、適当な波数ごとに間隙水圧等の計測を行っている。また、地盤の表面沈下量は、適当な繰返し波数に対して読み取っているが、地盤中のマーカーの変位量については、各ステージ終了後、アクリル円筒の外側からノギスをあてて読み取り、4点の平均値を求めている。全ステージの荷重が終了した後、円筒を各々のリングに分解し、各円筒リング内の試料を取り出して飽和度、相対密度を測定したが、これらの測定は以下のように行った。まず、水位を地盤表面まで排水しその上のリングを取りはずした。地盤中央部の試料を少量だけスプーンで容器に移し、次に、中央部にできた数cmのくぼみにたまった水をスポイドで容器にくみだした。その状態から再び試料を容器に移しこの操作を何回か繰返した。リングの境界近くなるとエッジナイフで静かに試料を取り出した。上部のリングから順に同様な作業を行い、リング1個ずつの試料の湿潤重量、乾燥重量を測定した。

4. 3. 4 実験条件

模型地盤の初期相対密度は、50%を中心に、30%、70%の3種類について実験を行った。前述のように、本実験では水深10mの海底地盤を想定し、静水圧として地盤表面において1.0kgf/cm²の水圧が加えられている。波浪条件としての水圧変動（ここでの水圧変動は、海底面もしくは模型地盤表面における水圧の変動をいう）は、実際の波を微小振幅波と考へて正弦波形状が用いられている。水圧変動の振幅および周期については次のようにして決定されている。すなわち、既往の観測によれば、有義波高 $H_{1/3}$ と有義波周期 $T_{1/3}$ の間に図-4.7(a) に示される相関性があることが明らかにされている（広瀬ほか；1982）。図-4.7(a) では、酒田港、鹿島港、那覇港、波浮港における観測データが示されており、 H_o/L_o は波形勾配を表している。したがって、実験で使用する水圧変動の振幅、周期については、実際の波浪条件に近くなるように、図-4.7(a) に示された範囲をできるだけカバーできるように設定されている。実験で使用された水圧変動両振幅 $2\bar{p}$ は、0.192kgf/cm²～0.892kgf/cm²、周期 T は、3秒～15秒の範囲である。なお、図-4.7(a) の右側の縦軸 $2\bar{p}$ は、式(2.1)の p よりも $1/\cosh(\lambda h)$ 倍だけ大きいが、 $2\bar{p}$ の値を規定しておけば、種々の

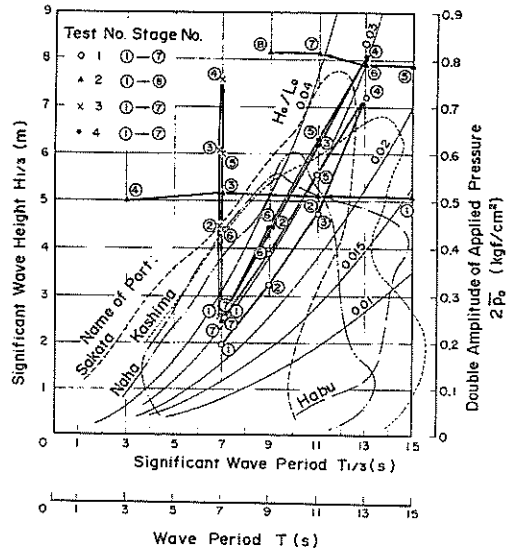


図-4.7(a) 荷重条件 (Test No.1~4)

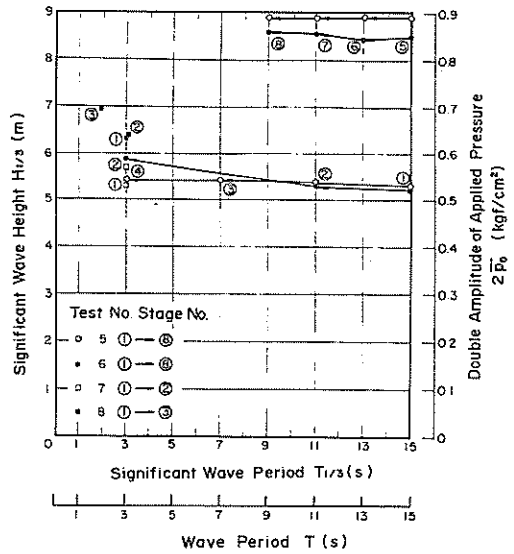


図-4.7(b) 荷重条件 (Test No.5~8)

水深 h 、波長 L に対応可能である。

行った実験は、8ケース（試験番号1～8）であるが、各試験ケースごとに数段階の水圧変動を加えており、最大8ステージまで実施されている。図-4.7(a)、(b)には、今回使用した水圧変動両振幅 $2\bar{p}$ と周期 T を各ステージごとに連続して示している。図-4.8は、繰返し波数 N と $2\bar{p}$ の関係を試験番号1～4について示したものである。試験番号1、3、4は、波高と波数の分布形状はほぼ等しいが、ステージごとの周期が異なって

表一 4. 2 実験条件

Test No.	Stage No.	\bar{p}_0 (kgf/cm ²)		$2\bar{p}_0$ (kgf/cm ²)	T (s)	L ₀ (m)	D _{ro} (%)	備 考
		Trough	Creat					
1	1	-0.080	0.117	0.197	7	1.90	50	H ₀ /L ₀ ≈0.03
	2	-0.122	0.203	0.325	9			
	3	-0.187	0.286	0.473	11			
	4	-0.314	0.408	0.722	13			
	5	-0.253	0.302	0.555	11			
	6	-0.193	0.197	0.390	9			
	7	-0.105	0.138	0.243	7			
2	1	-0.248	0.259	0.507	15	1.90	50	2 \bar{p}_0 =Const.
	2	-0.235	0.274	0.509	11			
	3	-0.240	0.275	0.515	7			
	4	-0.240	0.257	0.497	3			
	5	-0.361	0.430	0.791	15			2 \bar{p}_0 =Const.
	6	-0.383	0.410	0.793	13			
	7	-0.355	0.458	0.813	11			
	8	-0.365	0.453	0.818	9			
3	1	-0.104	0.143	0.247	7	1.90	50	T=Const.
	2	-0.190	0.249	0.439	7			
	3	-0.256	0.339	0.595	7			
	4	-0.330	0.425	0.755	7			
	5	-0.274	0.330	0.604	7			
	6	-0.188	0.255	0.443	7			
	7	-0.104	0.149	0.253	7			
4	1	-0.109	0.149	0.258	7	1.90	50	H ₀ /L ₀ ≈0.03 q _s =0.0716kgf/cm ²
	2	-0.185	0.260	0.445	9			
	3	-0.280	0.338	0.618	11			
	4	-0.352	0.452	0.804	13			
	5	-0.281	0.352	0.633	11			
	6	-0.198	0.248	0.446	9			
	7	-0.103	0.163	0.266	7			
5	1	-0.272	0.257	0.529	15	1.90	70	Test No.2と同様な 載荷条件
	2	-0.271	0.265	0.536	11			
	3	-0.274	0.267	0.541	7			
	4	-0.268	0.270	0.538	3			
	5	-0.485	0.404	0.889	15			
	6	-0.490	0.402	0.892	13			
	7	-0.489	0.400	0.889	11			
	8	-0.490	0.400	0.890	9			
6	1	-0.260	0.266	0.526	15	1.90	30	Test No.2と同様な 載荷条件
	2	-0.268	0.261	0.529	11			
	3	—	—	—	7			
	4	-0.294	0.295	0.589	3			
	5	-0.446	0.404	0.850	15			
	6	-0.450	0.395	0.845	13			
	7	-0.459	0.397	0.856	11			
	8	-0.460	0.399	0.859	9			
7	1	-0.251	0.278	0.529	3	0.28	50	土圧計測 重量構造物設置
	2	-0.243	0.323	0.566	3	0.28	50	
8	1	-0.299	0.332	0.631	3	0.28	50	軽量構造物設置
	2	-0.305	0.329	0.634	3			
	3	-0.332	0.361	0.693	2			

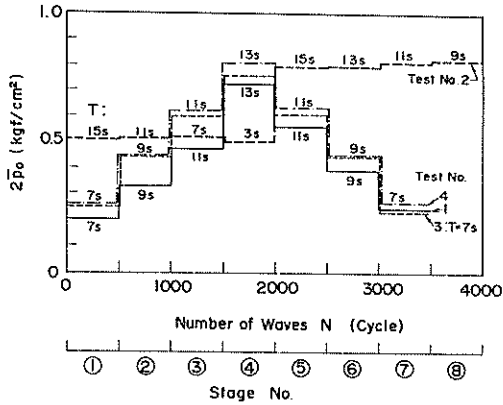


図-4.8 波数と水圧変動振幅

いる。

試験条件を表-4.2に示しているが、その概要は以下のとおりである。

試験番号1：図-4.7の波形勾配 $H_0/L_0=0.003$ に沿った載荷。

試験番号2：振幅 $2\bar{p}_0$ を一定。

試験番号3：周期 T を一定。

試験番号4：試験番号1と同様な変動水圧を加えているが、供試体上部に上載荷重が存在する場合の試験（上載圧は供試体上面に直径2.5mm程度の散弾27kgfを20cmの厚さに敷きならす；散弾の水中単位体積重量は3.58kgf/cm³）。

試験番号5および6：波浪条件を試験番号2とほぼ同様にし、地盤の初期相対密度をそれぞれ、70%、30%にした試験。

試験番号7：ステージ番号1は、模型地盤底面での応力の変動を測定。ステージ番号2は、重量構造物モデルの挙動を調べた試験。地盤表面に模型構造物（高さ190mm×幅69.4mm×奥行69.4mm、重量2502gf）を設置。

試験番号8：軽量構造物モデルの挙動を調べるためにピンポン球を埋設した試験。

4.4 実験結果

4.4.1 変動水圧分布

図-4.9は、層厚190cmの実験により得られた各深さでの変動水圧を示したものである。図-4.9の例では、繰返し波数 N が10波目の水圧変動を示したものであるが、波の谷に相当する時間 $t=2.25$ 秒の時をみると、変動水圧は -0.244kgf/cm^2 から -0.190kgf/cm^2 まで深さとともに低下していることがわかる。また、変動水圧の負側のピーク値の現れている時間も深さとともに遅れてきており、

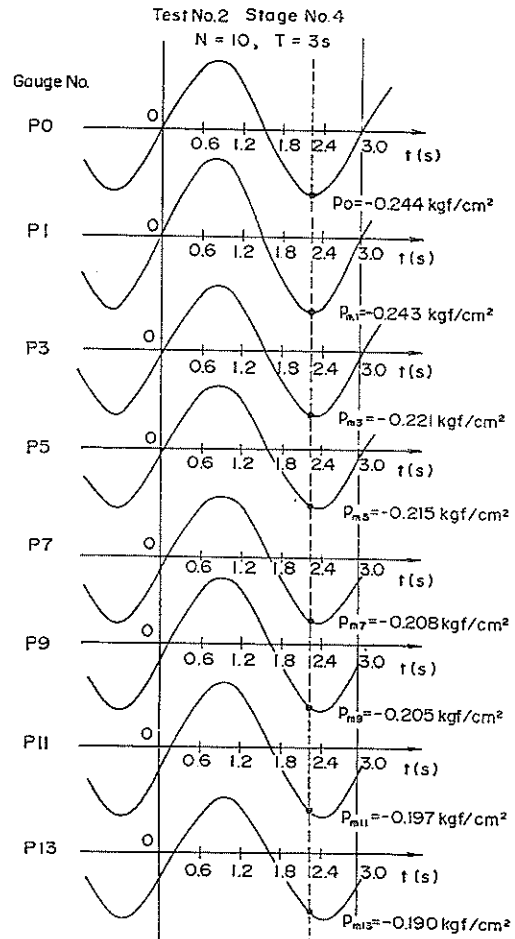


図-4.9 変動水圧の実測記録例

水圧がある位相差をもって地盤に伝播されていることが明らかである。そこで、これらの実測値から波の谷および波の峰に相当する時の変動水圧を p で無次元化した水圧比 p/p_0 を深さに対して整理してみると、図-4.10が得られる。図-4.10において、○、●は、それぞれ、地盤面の水圧が最小の時（波の谷に対応： $-p_0$ ）および最大の時（波の峰に対応： $+p_0$ ）である。図-4.10より明らかなように、地盤中の p/p_0 値は1.0より小さくなっている。このことは、地盤面の水圧の変動が必ずしもそのまま地盤中の水圧変動とはならず、同一時間においては、地盤面の値よりも小さくなることを示すものである。

4.4.2 有効鉛直応力の変動

水圧の変動にともない地盤中には変動過剰間隙水圧（ $p_b - p$ ）が発生し、その結果、地盤中の有効応力が減少し地盤が液状化する場合があることは既に理論的に

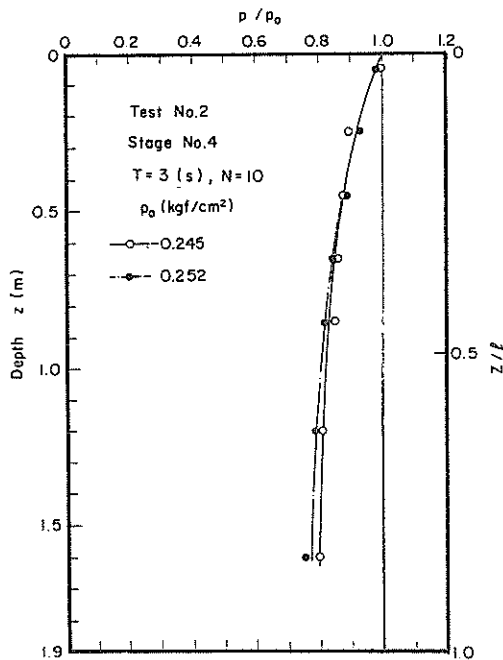


図-4.10 水圧比 p/p_0 の深度分布

明らかにした。このような液状化現象を実験的に検証するために、間隙水圧とともに地盤中の鉛直応力を実際に測定した。応力測定のための技術的問題から、地盤の底部における全応力を測定した。この全応力から、同時に地盤底部で測定した間隙水圧を差し引くことにより有効鉛直応力を求めている。地盤の相対密度は50%にし、地盤の厚さは、周面摩擦やアーチ作用の影響をできるだけ少なくする目的で0.28mにした。水圧の変動周期は3秒である。

図-4.11は、地盤表面の変動水圧 p_b と地盤下端面の有効鉛直応力の変動量 $\Delta\sigma'_v$ を示したもので、縦軸の $\Delta\sigma'_v = 0$ は $\sigma'_{v0} = 0.026 \text{ kgf/cm}^2$ に対応している。図-4.11の実線で示された $\Delta\sigma'_v$ は、静水状態からの全応力の変動分 $\Delta\sigma_v$ から、変動水圧 p を差し引いた実測値である。図-4.11によると、地盤表面の水圧の変動とともに地盤下端面の有効鉛直応力も周期的に変動することが確認される。地盤には鉛直方向の水圧変動のみが载荷されているので、有効鉛直応力の変動はこの水圧変動によってもたらされたと考えられる。なお、図-4.11に示している破線および一点鎖線の意味については4.5で説明する。

4.5 液状化発生に関する考察

4.4.2において、地盤底部の有効鉛直応力 σ'_v は、静

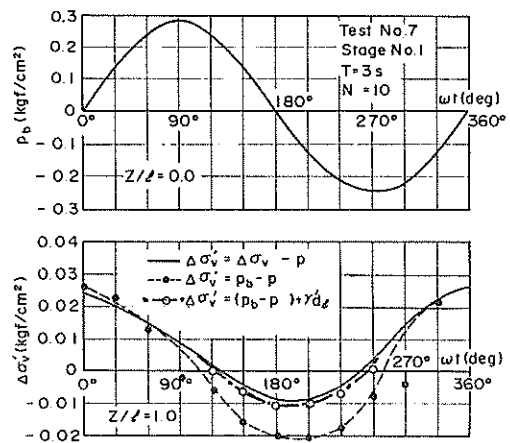


図-4.11 有効鉛直応力の変動

水時における初期有効鉛直応力 σ'_{v0} の状態から増加と減少を繰返していることが明らかとなった。しかし、このことだけでは液状化が発生していることの証明にはならない。液状化の検証を行うためには、過剰間隙水圧の発生によって地盤中の有効鉛直応力 σ'_v が0または負となる領域が存在することを確認しなければならない。そこで、まず、有効鉛直応力の変動量 $\Delta\sigma'_v$ が式(4.1)で表されると仮定して議論を進める。

図-4.12(a)は、有効鉛直応力の変動 $(p_b - p)$ の深度分布を描いたものである。式(4.3)の液状化規準を満たすのは σ'_{v0} が $-(p_b - p)$ 以下のところであるが、図-4.12(a)に示した $(p_b - p)$ の分布に σ'_{v0} の値を書き込むと破線のようになる。図-4.12(b)の破線の左上側では、 $-(p_b - p)$ が σ'_{v0} よりも大きく $\sigma'_v \leq 0$ となる。このことは、その領域で液状化が発生していることを意味している。図-4.12(a)を σ'_v と深さの関係に整理し直して比較するとより明確で、図-4.12(b)に示すように、 $\omega t = 120^\circ$ の場合では、深さ0.13m以浅で $\sigma'_v \leq 0$ となり液状化が発生していると考えられる。

以上の議論は、式(4.1)が成立するとした前提にたっている。そこで、この関係の妥当性について検討する。図-4.11の破線は、地盤下端面において実測した変動過剰間隙水圧 $-(p_b - p)$ を描いたものである。式(4.1)で表されるように変動過剰間隙水圧 $-(p_b - p)$ が $\Delta\sigma'_v$ に等しいとすると、実線と破線は一致すべきである。この両者は、 σ'_v が正を示す位相 ($\omega t = 120^\circ \sim 300^\circ$ 以外) のところでは良く一致しており $\Delta\sigma'_v = (p_b - p)$ となることが確認される。一方、 $\omega t = 120^\circ \sim 300^\circ$ の範囲では、 $\Delta\sigma'_v \neq (p_b - p)$ となっ

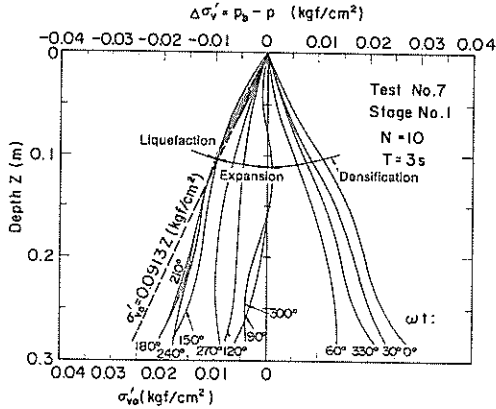


図-4.12(a) 有効鉛直応力の変動と初期有効鉛直応力

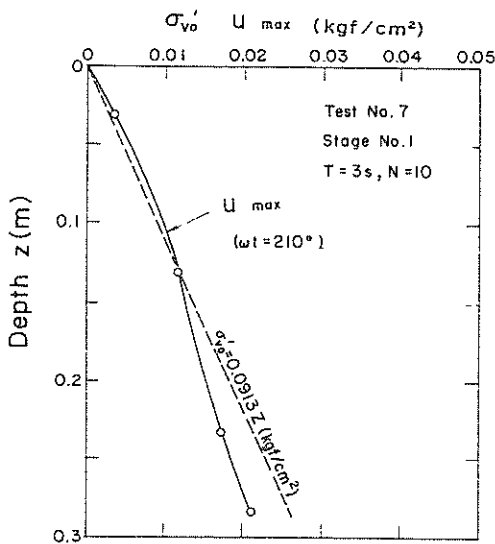


図-4.12(b) 液状化領域 (位相 $\omega t = 210^\circ$)

ている。この理由については次のように考えることができる。

深さ d_l 以浅で液状化が発生しているとすると、その範囲内の地盤は懸濁状態になっていると考えられるから、実際の地盤面は初期の地盤面よりも d_l だけ下がっている。新たな地盤面における全応力の変化 p_l は、懸濁流体の単位体積重量を γ'_s とすると、

$$p_l = p_b + \gamma'_s d_l \quad (4.22)$$

となる。したがって、有効応力の変動 $\Delta\sigma'_v$ は、 p_l から p を引くことにより求められる。

$$\Delta\sigma'_v = \{(p_b - p) + \gamma'_s d_l\} \quad (4.23)$$

このような考えにもとづいて、図-4.12(a)から、液状化深さ d_l を各位相ごとに求め補正した結果を描いたものが図-4.11に示した一点鎖線である。このような補正を行うと、実線と一点鎖線はきわめて良く一致している。以上のことから、すべての位相において $\Delta\sigma'_v = (p_b - p)$ となることが検証されたものと考えられる。

なお、図-4.11において興味深い点は、位相 ωt が $180^\circ \sim 240^\circ$ 付近での $\Delta\sigma'_v$ が最小となっていることで、この範囲の位相の時が液状化に対して最も危険なことを意味している。この傾向は、図-4.2に示した理論解析結果と一致する。実際の波浪では、この位相は波が静水位からやや谷側へ低下した時に対応するもので、このような急激な水位低下が発生するような状態が液状化に対して最も危険な状態といえることができる。

4.6 変動水圧に関する理論値と実測値の比較

4.6.1 入力定数の決定

変動水圧に関する基礎方程式には、定数として排水係数 C と伝達係数 α が含まれている。ここでは、これらの定数について考察する。

(1) 排水係数

排水係数 C は、透水係数 k 、体積圧縮係数 m_v 、水の単位体積重量 γ_w 、波浪の周期 T および層厚 l により決定される。これらの因子のうち、 γ_w は一定とみなしてよく、土に関する因子は k と m_v である。

透水係数は、土質工学会による「土の透水試験方法(案)」(A1218 T-1978)により求めた。その結果、相対密度50%では、 $k = 2.8 \times 10^{-2}$ cm/sが得られた。

体積圧縮係数については決められた方法がないので、次のようにして測定した。乾燥砂を内径305mm、高さ350mmのモールドに相対密度を50%に調整して詰め、静的荷重を段階的に増やし所定の荷重に達したら次は段階的に除荷する。このような載荷と除荷を繰返し、各荷重段階で沈下量と載荷荷重を記録する。体積ひずみ ϵ_v と鉛直応力 σ'_v を求め図-4.13に示すような両者の関係を描く。図-4.13では、○が載荷側、●が除荷側の実測値で、 m_v は、 ϵ_v と σ'_v の関係の勾配として求められるが、第1段階の勾配は第2段階の勾配に比較してかなり大きくなっている。排水係数 C を決定する場合、第1段階の m_v と第2段階以後の m_v を採用する場合ではその値が大きく異なることになる。しかし、本実験においては、繰返し波数が10波のときを中心に検討を行っていることから、 m_v としては、繰返し波数によらずほぼ一定の値

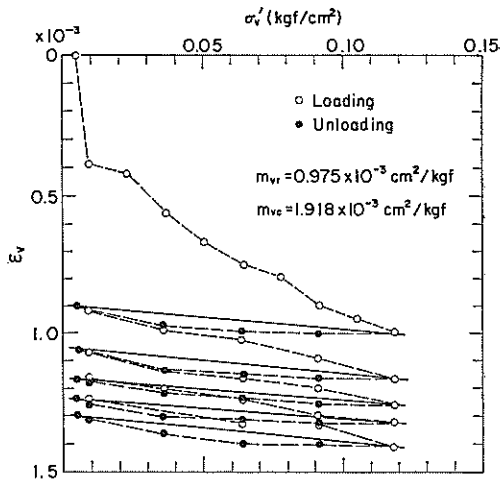


図-4.13 有効鉛直応力と体積ひずみ

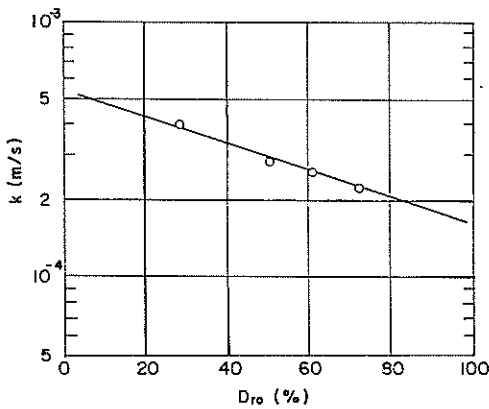


図-4.14 相対密度と透水係数

を示す第2段階以降の値を採用し、第2段階以降の結果の平均値を用いることにする。また、載荷側と除荷側の平均的な m_v を比較すると、圧縮側の体積圧縮係数 $m_{vc} = 1.918 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{kgf}$ 、除荷側の体積圧縮係数 $m_{vr} = 0.975 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{kgf}$ となり、圧縮側の m_{vc} が大きくなる。本研究における変動水圧の解析では、残留ひずみを考慮しないので、土の弾性特性を表す膨張側の値を評価し除荷時の体積圧縮係数 m_{vr} を採用する。以上のようにして k と m_v が求められれば T と l を用いて排水係数 C_v が決定される。

上述の k と m_v は、地盤の相対密度によって変化する。図-4.14は、相対密度の相違による透水係数の違いを示したもので、 k の値は相対密度 D_{ro} が増加するにつれて小さくなる。一方、体積圧縮係数 m_v と相対密度 D_{ro} の関係を示したものが図-4.15である。 m_v の値も k と

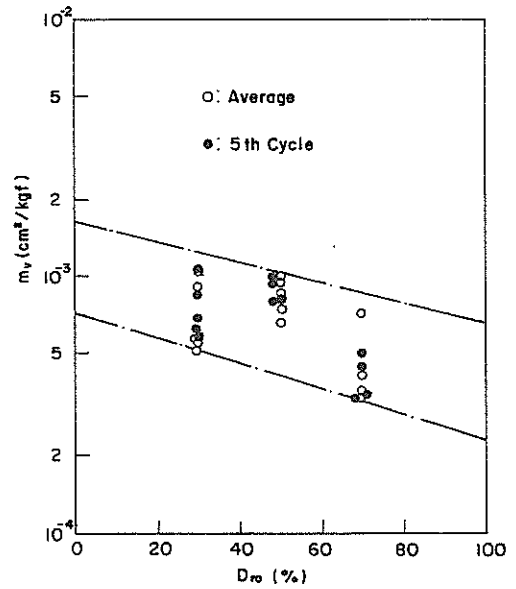


図-4.15 相対密度と体積圧縮係数

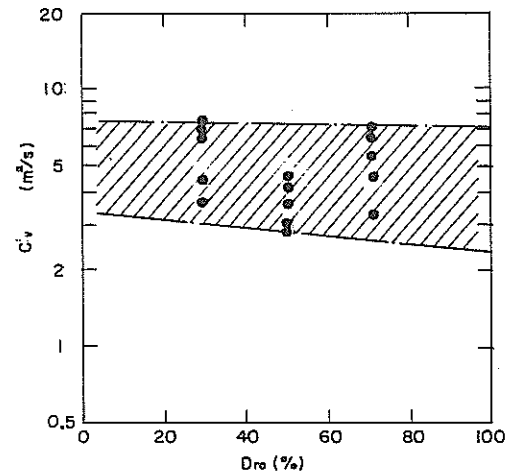


図-4.16 相対密度と圧密係数

同様に相対密度の増大にともない減少している。したがって、排水係数 C_v は、相対密度によって異なる値となることが予想されるが、 C_v に含まれる k と m_v が相対密度の変化に対して同じ割合で低下する場合には、 k/m_v が相対密度に無関係に一定となり C_v も一定値を持つことになる。図-4.16は、相対密度 D_{ro} と圧密係数 $C_v (= k/\gamma_w m_v)$ の関係を描いたものであるが、 C_v は相対密度の増加に対してやや小さくなる傾向にある。ただし、図-4.16に示したように、 m_v の値に幅があることや、 C_v の値を時間ごと、深度ごとに変化させることは

解析上非常に複雑になることなどを考慮して、ここに示されたCの変化は実用上ないものとみなしている。この場合の排水係数はC=5.57が得られる。

(2) 伝達係数

伝達係数 α は、式(3.41)に示されるように、 n/C_b と C'_w の関数である。一次元圧縮の場合、 C_b は m_v で表されるから、 C'_w として表-3.2のうちVerrijt(1969)による式を用い、間隙水そのものの圧縮率は無視しうるほど小さいとして $C_w \approx 0$ とすると、

$$\alpha = 1 + \frac{n}{m_v} \left(\frac{1 - S_r}{\rho_{mg}} \right) \quad (4.24)$$

となる。ここに、 ρ_{mg} は絶対圧力で表した間隙の水圧である。一方、非排水条件のもとでの伝達係数 α は式(4.21)で表される。したがって、非排水条件下で、加えた水圧増分 $\partial p_w / \partial t$ に定答する間隙水圧増分 $\partial p / \partial t$ が測定されれば、 α が求められる。そこで、3.5.2で述べた三軸セルを用いた試験結果から α を求めて飽和度 S_r に対してプロットしたものが図-4.17である。飽和度の精密な測定が困難なためデータには大きなばらつきがあるが、式(4.24)を適用して最小二乗法によって平均曲線を求めると図-4.17中の実線となる。このとき得られる n/m_v の値は295kgf/cm³となる。

n/m_v は、別途、一次元圧縮試験結果からも求められる。相対密度が50%のときの間隙率 $n=44.5\%$ であるから、 $m_v=0.975 \times 10^{-3}$ cm³/kgfを用いると $n/m_v=455$ kgf/cm³、 $m_v=1.918 \times 10^{-3}$ cm³/kgfを用いると $n/m_v=232$ kgf/cm³となる。これらの結果を図-4.17に一点鎖線で描いている。実線と一点鎖線はほぼ対応しており、平均的には式(4.24)を用いて α を決定することが可能と考えられる。なお、式(4.24)には、間隙の水圧

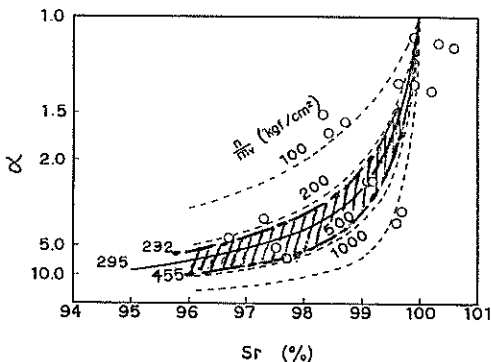


図-4.17 伝達係数と飽和度の関係

ρ_{mg} が変数として含まれている。 ρ_{mg} は、地盤表面の水圧 p_b によって逐一変動するから厳密には α は定数ではない。しかし、 ρ_{mg} は絶対圧力で表したものであるから、水圧の変動が静水圧に比較して小さく、飽和度が100%に近い状態では、近似的に ρ_{mg} の変動の影響を無視し、静穏時の海底面の静水圧で代表させてもよいと考えられる(善ほか;1987)。

(3) 飽和度

気泡と水の混合体の圧縮率は間隙水の応答に大きく影響する。そこで、本実験における地盤の飽和度を測定した結果を示したものが図-4.18である。飽和度の測定は、4.3.3で述べたように、100mmもしくは200mmのアクリル円筒内の試料ごとに行っているが、図-4.18では得られた結果の幅を描いている。図-4.18によると、傾向的には地盤深部で飽和度がやや小さくなっており必ずしも一定値を示していないが、その範囲は97%から101%となっており平均では99%となっている。

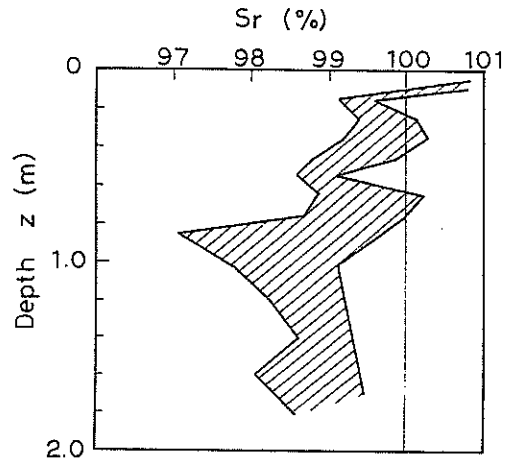


図-4.18 地盤の飽和度

4.6.2 非液状化地盤における比較

理論解析にあたっては、4.6.1の方法により求めた排水係数 $C=5.57$ ($k=2.8 \times 10^{-2}$ cm/s, $m_v=0.975$ cm³/kgf, $T=7$ s, $l=1.90$ m) および飽和度から式(4.24)を用いて推定した伝達係数 $\alpha=2.3$ を用いた。地表面の実測変動水圧 p_b は、完全な正弦波形ではないが、理論解析では正弦波形で近似し境界条件として与えた。その他の解析方法は、4.2.3で述べたとおりである。図-4.19は、試験番号3、ステージ番号1のケースについて、 $z/l=0.45$, 1.0の深度における p/p_0 の経時変化を比較したもので、波の峰および谷付近で理論値と実測値でやや差がみられるが、理論計算での地盤境界面の変動

Test No.3, Stage No.1, $\alpha=2.3$, $C=5.57$

• Observed — Calculated

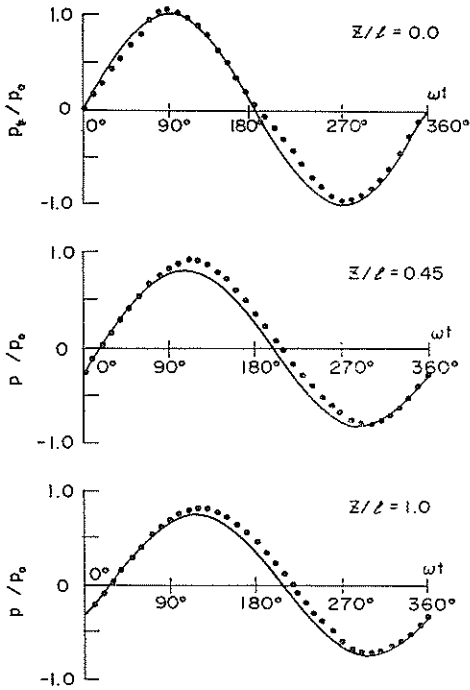


図-4.19 水圧比の経時変化

水圧 p_b の近似精度から判断して両者はほぼ良い対応を示しているとなされる。図-4.20は、有効応力の変動

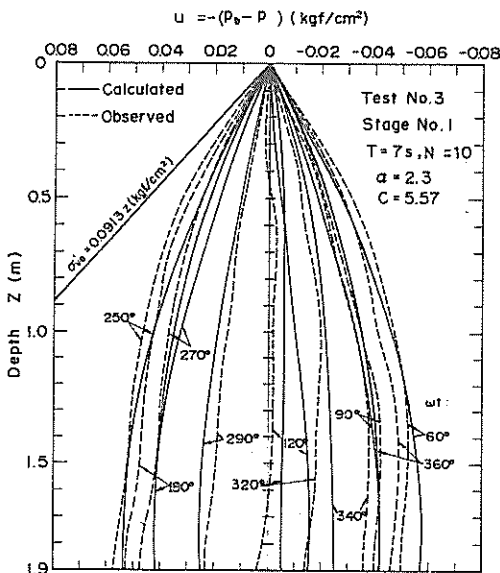


図-4.20 過剰間隙水圧の分布

($p_b - p$) の深度分布を描いている。位相 ωt が 120° および 320° のときには理論値と実測値にやや差があるが、その他の位相では、両者は良く対応している。また、図-4.20には、 σ'_v の線も描いているが、($p_b - p$) の負側の絶対値は、いずれの位相においても σ'_v よりも小さくなっており、液状化は発生していない。この結果は、実測値でも理論値でも同様である。図-4.21は、式 (4.2) を用いて地盤中の有効鉛直応力 σ'_v の深度分布を示したものである。図-4.21によると、地盤中に作用する有効鉛直応力は常に正の値となっており、このことから液状化が発生していないことがわかる。

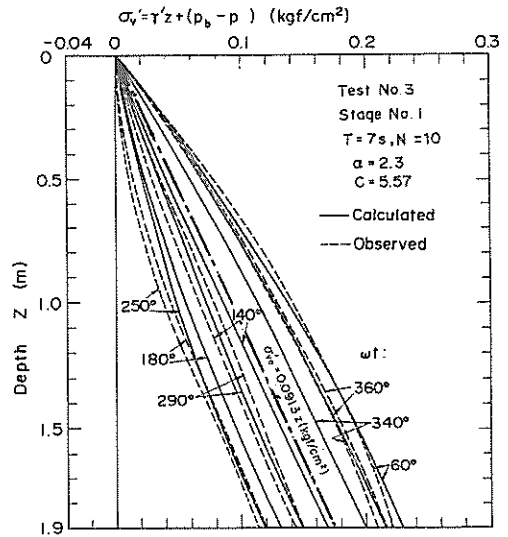
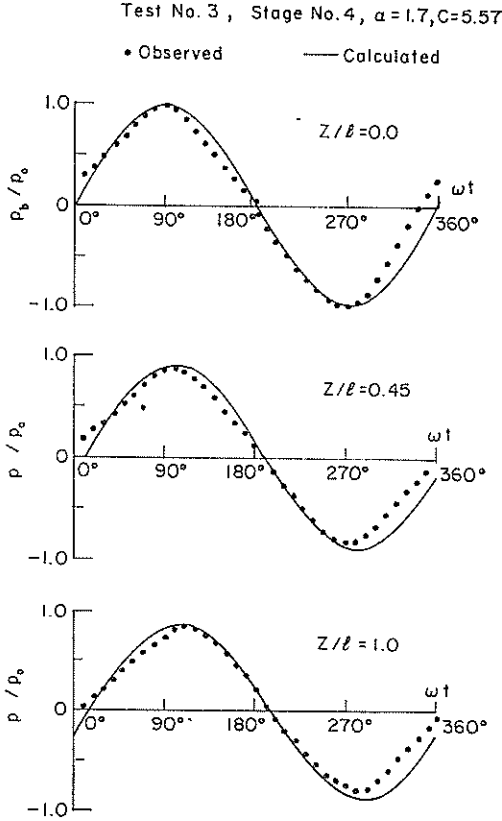


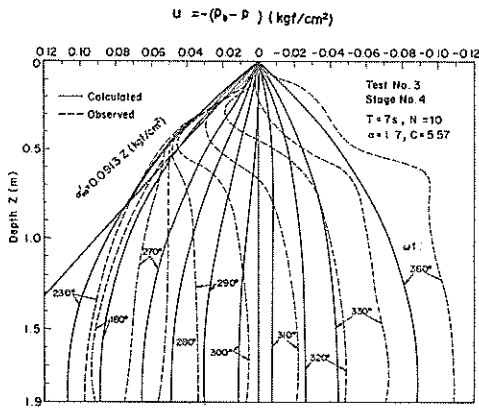
図-4.21 有効鉛直応力

4.6.3 液状化地盤における比較

本理論解析では、排水係数 C は4.6.2と同様に5.57とし、伝達係数 α は1.7を用いている。図-4.22は、 $z/l = 0.45$, 1.0 における1波長間の p/p_0 の経時変化を比較したものである。図-4.22によると、位相が 270° 以降で理論値と実測値はややずれている。これは、 $z/l = 0.0$ における水圧の変動 p_b がきれいな正弦波として制御されていないのにかかわらず、理論計算では正弦波で近似したためと考えられる。ただし、その他のところでは理論値と実測値は良く一致している。図-4.23は、有効鉛直応力の変動量 ($p_b - p$) の深度分布を比較したもので、実線が理論値、破線が実測値である。図-4.22の説明で述べたように、位相が 270° 以降の理論値と実測値の対応はあまり良くなく、($p_b - p$) の分布についても同様である。また、図-4.23の実測値の分布

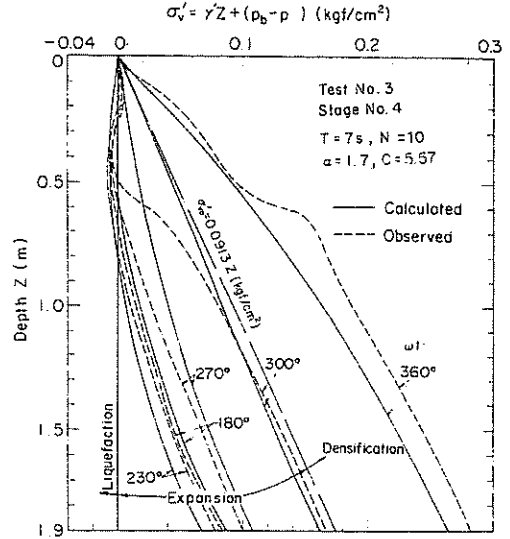


図一 4.22 水圧比の経時変化



図一 4.23 過剰間隙水圧の分布

では、深さ0.75m以浅において理論値とはきわめて異なった分布となっている。この理由について考察するために、図一4.23中に初期の有効鉛直応力 σ'_v を描いている。これまで述べたように、有効鉛直応力変動 $(p_b - p)$ の負側の絶対値が σ'_v よりも大きいところでは液状化現象が発生していると考えられることから、図一



図一 4.24 有効鉛直応力

4.23における実測値はこの液状化の影響を強く受けたものと思われる。本研究の理論では、土粒子が相互に接触して骨格を構成している地盤を取り扱っているが、液状化発生後には地盤は懸濁状態になり骨格構造を構成しなくなることから、 $(p_b - p)$ の分布をうまく説明できなかったものと考えられる。図一4.24は、液状化深さをより明確にみるために、実測値をもとに求めた有効鉛直応力 σ'_v と理論値との比較を示したものである。図一4.24の結果によると、 σ'_v が負となる深さは0.75m以浅で、この領域では明らかに液状化が発生していると考えられる。一方、 σ'_v が正の領域では、地盤が膨張(Expansion)する領域($0 < \sigma'_v < \sigma'_{v0}$)と地盤が高密度化(Densification)するような領域($\sigma'_{v0} < \sigma'_v$)が存在する。この結果から、海底地盤では、波の1周期の間に液状化、膨張、高密度化の3つの現象が、波浪の進行にもなって繰り返し発生しているものと推定される。以上、非液状化地盤および液状化地盤を対象に実測値と理論値の比較を行ったが、地盤が骨格構造を形成している範囲では、提案理論によって地盤中の変動水圧を推定できることが明らかである。

4.7 液状化にともなう模型構造物の挙動

地盤が液状化した場合、重量構造物は地盤中に沈下し、地盤中の軽量構造物は浮き上がることが予想される。このことを検証するために、重量構造物として矩形アルミ塊(高さ190mm×幅69.4mm×奥行き69.4mm, 重量2502gf, 接地圧0.052kgf/cm²)を地盤表面に設置したケースと軽

量構造物としてピンポン球を地表面から2 cm, 4 cm, 6 cmの深さに埋設したケースについて同様な実験を実施した。実験条件は、表-4.2の試験番号7と8に示されているように、初期相対密度50%, 層厚0.28mで、周期 $T = 2$ sおよび3 sである。模型構造物の変位は、50mmの格子座標を描いた透明なプラスチック用紙をアクリル円筒の外壁にはりつけ、円筒の外側からやや離れた位置に固定したカメラにより適当な繰返し波数ごとに写真撮影を行って測定した。実験終了後格子座標に対する模型構造物の移動量を読み取った。写真-4.1は、模型重量構造物の波数に対する移動状況を、写真-4.2は模型軽量

構造物（ピンポン球に固定された細棒先端）の移動状況を撮影したものである。写真-4.1, 写真-4.2から明らかなように、模型重量構造物は繰返し波数の増加にしたがって徐々に移動が進行している。また、模型軽量構造物に固定した細棒の先端は繰返し波数の増加により徐々に傾斜しており、90波目の写真では既に写真に写っていない。これは、ピンポン球が地盤から水面上に浮き出てしまったためである。図-4.25は、これらの写真から読み取った模型構造物の移動量を描いたものである。模型重量構造物の角（A, B, C点）と細棒の先端（D点）の水平および鉛直変位を示したもので、重量構造物は沈

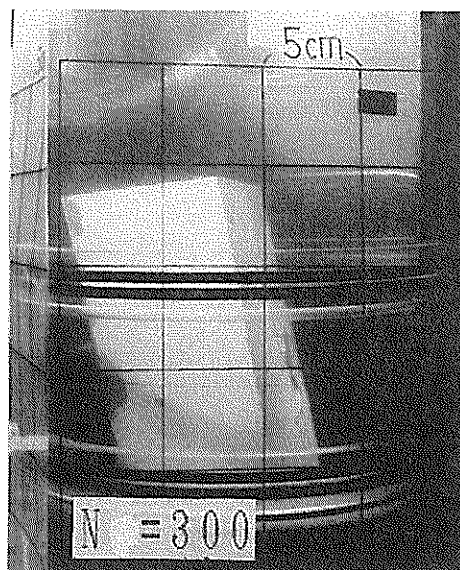
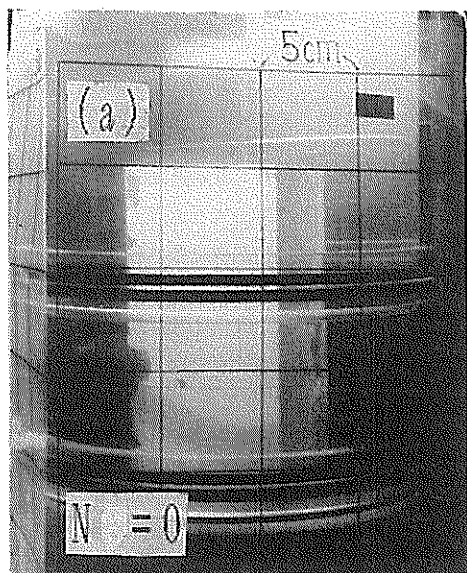


写真-4.1 重量構造物模型の移動状況

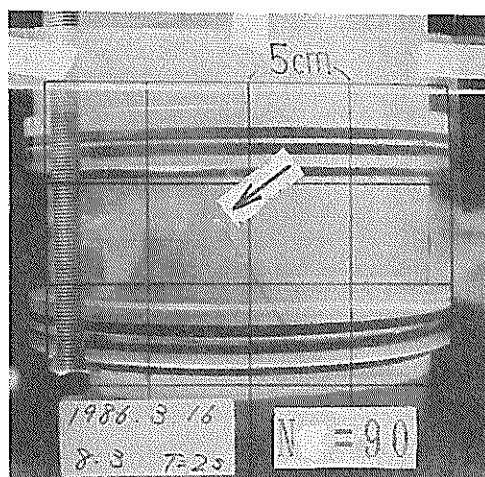
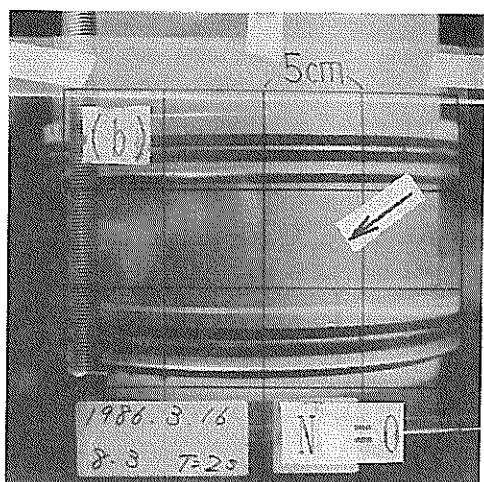


写真-4.2 軽量構造物模型の移動状況

下し、軽量構造物は浮き上がっていることがわかる。なお、300波から500波にかけての移動量が小さいのは、構造物がアクリル内壁に接触したことによるものである。図-4.25の49波と90波の矢印は、球が地盤から浮き出した繰返し波数を示したものである。図-4.26は、上記2ケースの $(p_b - p)$ の深度分布を示したものである。図-4.26(a)によると、波の谷付近に相当する位相において、深さ0.11m程度まで液状化が発生しており、液状化によってピンポン球が懸濁部分から浮き出したと考えられる。図-4.26(b)では、有効鉛直応力の変動量 $\Delta\sigma'_v$ の絶対値は、初期有効鉛直応力 σ'_{v0} に等しくなく、必ずしも液状化が発生しているとはいえないが、この場合でも、有効鉛直応力の低下によるせん断抵抗の減少、すなわち支持力の低下によって構造物が徐々に沈下したと考えられる。以上のことから、波浪の変動によって海底地盤が液状化した場合には、地震による液状化時と同様に、重量構造物は沈下し、軽量構造物は地盤から浮き上がることが予想される。

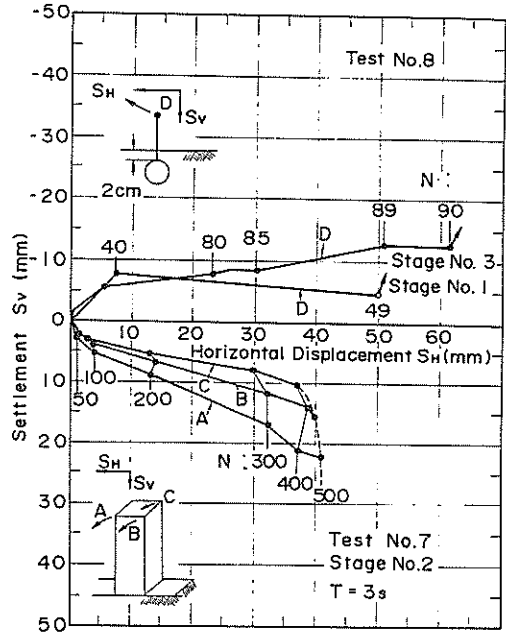


図-4.25 模型構造物の移動量

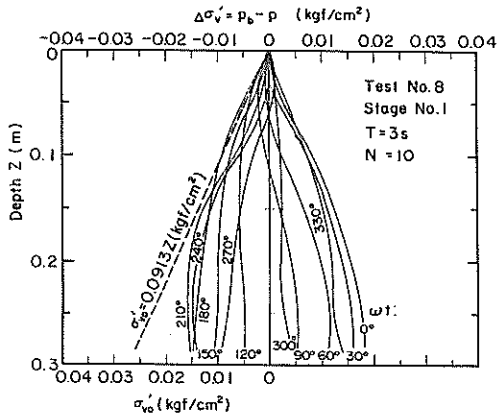


図-4.26(a) 有効応力の変動 (重量構造物)

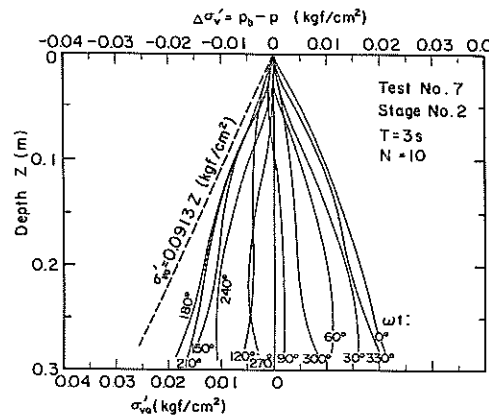


図-4.26(b) 有効応力の変動 (軽量構造物)

4. 8 液状化による地盤の高密度化

4. 8. 1 地盤表面の累積沈下量

図-4.27は、試験番号1～4における地表面沈下量を繰返し波数Nに対してプロットした結果である。従来の土質力学における有効応力の概念では、静水圧が変化しても有効応力是不変であるから、地盤中には何らのひずみも発生せず、したがって地盤表面の沈下も発生しないことになる。ところが、図-4.27をみると、いずれの場合においても明らかに地表面の沈下が測定されており、波数の増大とともに沈下が進行していることがわかる。

このことは、地盤に沈下を発生させるための何らかの有効応力の変化が生じたことを裏づけるもので、この有効応力の変化はとりもなおさず変動過剰間隙水圧 $u = -(p_b - p)$ に起因していることはこれまで述べたことから明らかである。

4. 8. 2 地盤中の累積沈下量と鉛直残留ひずみ

図-4.28(a), (b)は、各ステージの載荷終了時に測定した地盤中のマーカーの累積沈下量を示したものである。図-4.28において、地盤の上層部に行くほど大きな沈下量となるのは対象深さの沈下量がそれより下部の沈

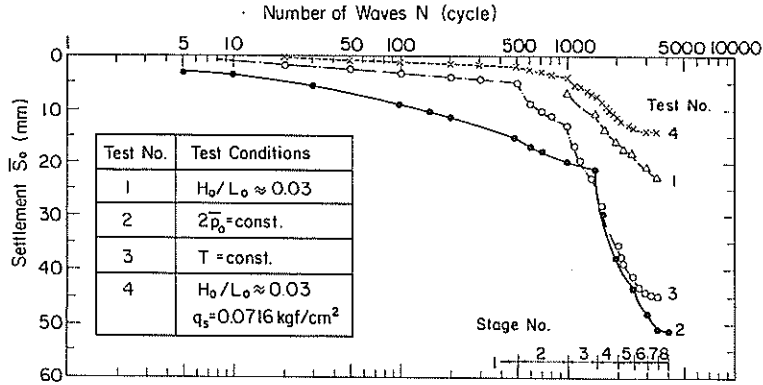


図-4.27 波数と累積沈下量

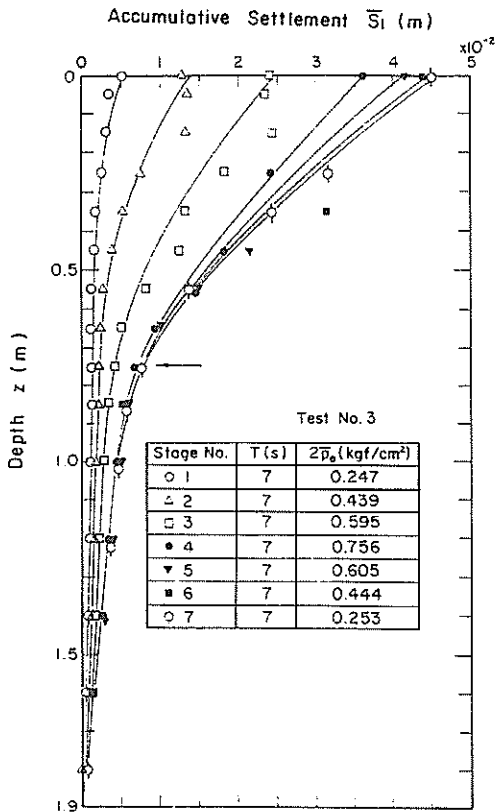


図-4.28(a) 各層ごとの累積沈下量 (Test No. 3)

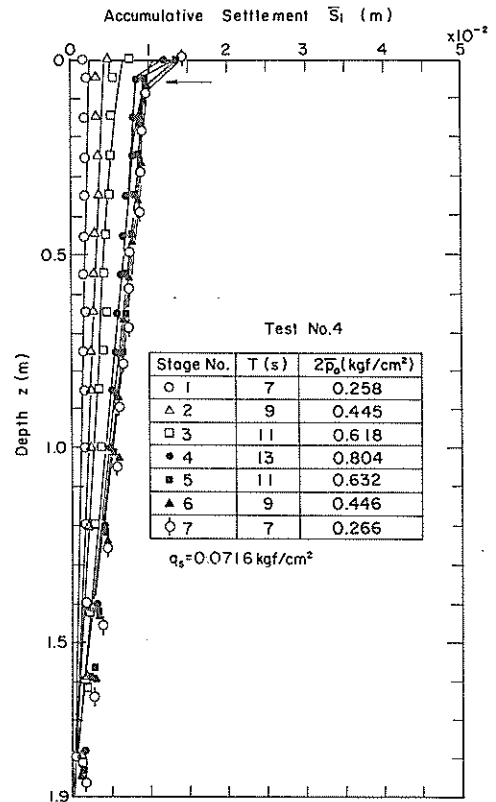


図-4.28(b) 各層ごとの累積沈下量 (Test No. 4)

下量に影響されるため、沈下量と深さの関係が直線で表される場合には、全層にわたって同じひずみが生じたことになる。図-4.28(a)では、ステージ番号4以降になると深さ0.75mにおいて矢印で示す沈下量の変曲点が見られており、その変曲点で浅さにおいてより大きな沈下が発生している。変曲点の深度は、4.6.3で示した液

状化深さに等しくなっている。一方、図-4.28(b)は、地盤面上に載荷重がある場合(試験番号4)の結果で、ひずみ量は非常に小さく、ごく表層部を除き全層にわたって均等なひずみが生じている。図-4.29は、図-4.28から、試験終了後の各要素の鉛直残留ひずみを計算により求めた結果である。鉛直残留ひずみは、隣り合う

マーカーの初期点の相対移動量を試験終了後に測定して、その値を各層厚で除して求めている。図-4.29によると、試験番号1, 2, 3の場合、ある深さで浅において急激に大きな鉛直残留ひずみが発生している。これらの鉛直残留ひずみ急増点は、図-4.30に示すように、各試験ケースにおいて過剰間隙水圧から求まる最大液化化深さ $d_L(p)$ と良く対応している。試験番号4については、上載荷重を加えているため液化化が発生せず、深さ

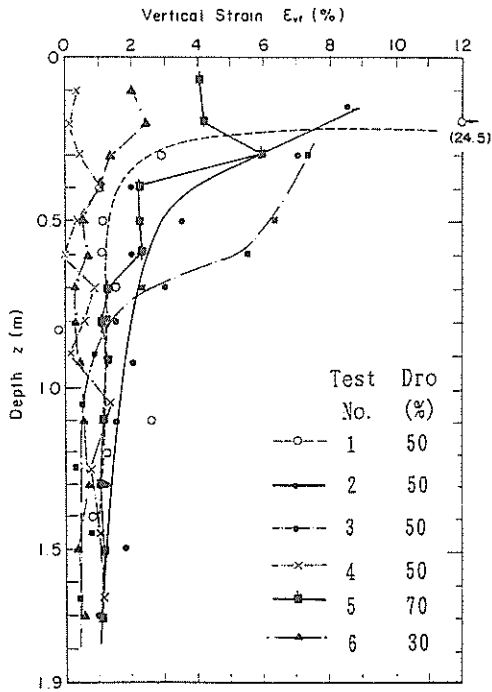


図-4.29 最終鉛直残留ひずみ

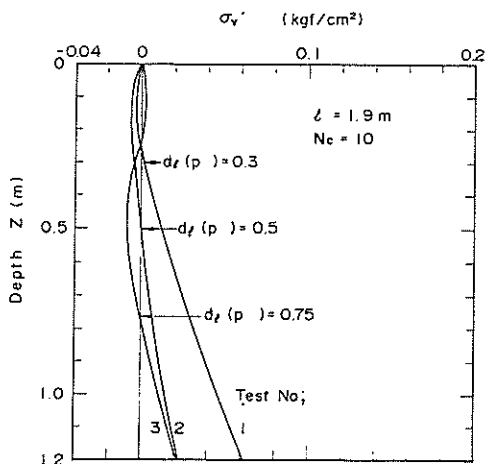


図-4.30 最大液化化深さ

に関係なくほぼ均等な鉛直残留ひずみが生じたものと思われる。以上のように、地盤中の累積沈下量や鉛直残留ひずみは、地盤の液化化と密接な関係があると考えられる。なお、図-4.29には、初期相対密度が30%と70%のケースも示している。これらの水圧载荷条件は試験番号2と同様であり、初期相対密度が30%の緩い地盤の場合、鉛直残留ひずみは50%の場合とほぼ同じ分布（マーカーの位置が不明瞭であった上部の2点は除く）となっている。初期相対密度が70%の密な地盤の場合も2%程度の鉛直残留ひずみがみられている。

4.8.3 相対密度の変化

図-4.31は、試験終了後、模型地盤を10cmもしくは20cmごとに切りだし、相対密度を測定した結果である。試験前の相対密度 D_{r0} は50%になるように調整して詰められており、地盤作成後の通水等の作業により初期相対密度が若干変化したことは考えられるが、全体的な相対密度の分布から判断すると、図-4.31に示した相対密度の増加は水圧の変動によって引き起こされたと考えられ

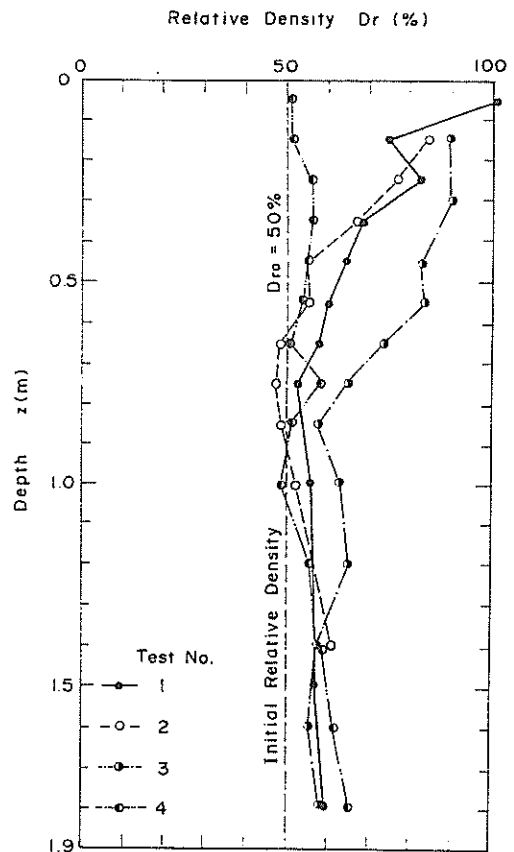


図-4.31 最終相対密度

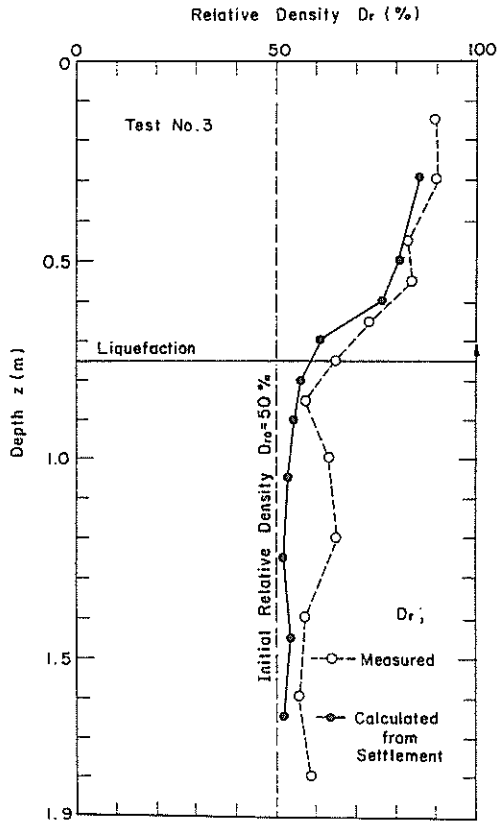


図-4.32 (a) 相対密度変化 (Test No. 3)

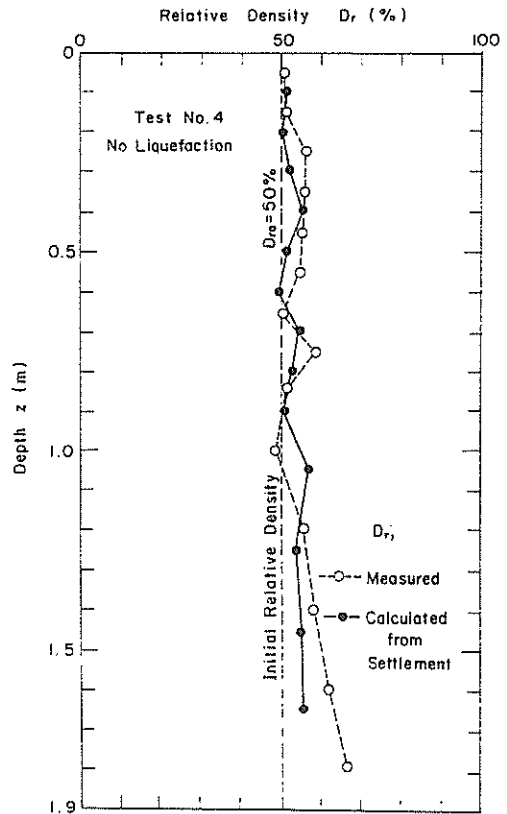


図-4.32 (b) 相対密度変化 (Test No. 4)

る。このことは、図-4.31の結果が、図-4.29の鉛直残留ひずみ分布と非常に良く似た形状をしていることから明らかである。すなわち、鉛直残留ひずみは水圧の載荷直前からの値で、通水等の事前作業の影響は含まれておらず、地盤表層部の測定値は水圧の変動に起因するものと考えられ、相対密度変化も、同様に水圧変動のみによるものと考えてよい。図-4.31の結果によると、試験番号1, 2, 3では、地盤表層部の相対密度が著しく増加している。特に、地盤表面付近では、85%~100%となっており、100%を越える場合もある。このことは、波の変動により実際の海底地盤が締固められる可能性があることを示唆するものである。Bjerrum (1973) は、北海の海底砂地盤の相対密度が100%前後である理由として波浪による繰返しせん断応力を挙げている。本結果は、このような指摘を実験的に裏づけるとともに、必ずしもせん断応力の繰返し作用によらなくとも、一次元的な水圧変動によっても地盤が締固まることを示している。

図-4.32 (a), (b)の○は、試験後の実測相対密度で、●は図-4.29に示した鉛直残留ひずみから計算した相対

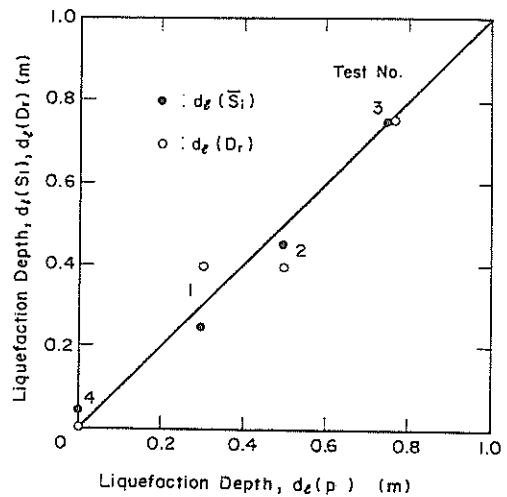


図-4.33 液状化深さの比較

密度である。○は実測値で、●はマーカーの実測移動量から推定した値であるにもかかわらず、両者はほぼ一致している。このことは、相対密度の変化が地盤作成時に

おけるものではなく、水圧の変動によることを示している。図-4.32(a)は、相対密度分布の変曲点が液状化深さを表すと仮定したときの液状化領域を示している。このようにして求めた液状化深さ d_l (D_r)を、過剰間隙水圧から求めた液状化深さ d_l (p)および図-4.28の累積沈下量に示した矢印の深さ d_l (S_l)と比較した結果が図-4.33である。3通りの方法で推定した液状化深さは互によく一致しており、本実験のように、地盤水平方向の流れがない条件では、高密度化と液状化には密接な関連があると考えられる。

4.9 浸透流と液状化の関係

地盤の液状化と浸透流が密接な関連があることは3.7で述べた。このことを実験により明らかにする。図-4.34は、実験から得られた水圧比 p/p_0 の深度分布を示している。●は波の峰、○は波の谷における値である。加えた水圧波形は、周期7sの正弦波であるが、水圧制御上の問題から水圧変動振幅 p は、波の峰と波の谷ではやや異なっている。ただし、水圧比としてみると、両者はほぼ等しい分布形を示している。図-4.34によると、水圧比の深度に対する勾配は浅層で大きく、深くなるにつれて一定となっている。図-4.34に示した測定結果から、それぞれ式(3.44)、式(3.45)を用いて浸透力 j および浸透流速 v を求めたものが図-4.35の左側で、同図には動水勾配 i も示している。図-4.35では、波の谷における結果を示しているがこのときの浸透力 j (地盤の上向きが負)は、地盤表面で最も大きく -2×10^{-3} kgf/cm²、動水勾配 i は2程度となる。また、地盤下方向から地盤面に向う浸透流速 v は、 -5.6×10^{-2} cm/s程度であり、非定常浸透流ではあるが3.2で述べたDarcyの法則が成立する範囲にある。図-4.35の右側は、式(3.43)から得られる地盤中の有効土被り圧 σ'_v (○:浸透力より得られた結果)と式(4.2)により得られる有効土被り圧 σ'_v (実線:過剰間隙水圧より得られた結果)もあわせて描かれているが、両結果は、互によく一致しており、浸透流による有効土被り圧の変化と過剰間隙水圧による有効土被り圧の変化は表裏一体をなすことが明らかである。また、波のない静穏な状態での有効土被り圧 σ'_v (破線)と比較して両結果は著しく小さくなっており、深度0.54m以浅では、 σ'_v は0以下となっている。このことは、その深度以浅において、液状化が発生していることを意味する。

浸透流による液状化現象は、砂地盤がクイックサンド状態になった現象と同じであり、類似の現象にボイリングやパイピングなどがある。これらは地盤中の定常浸透

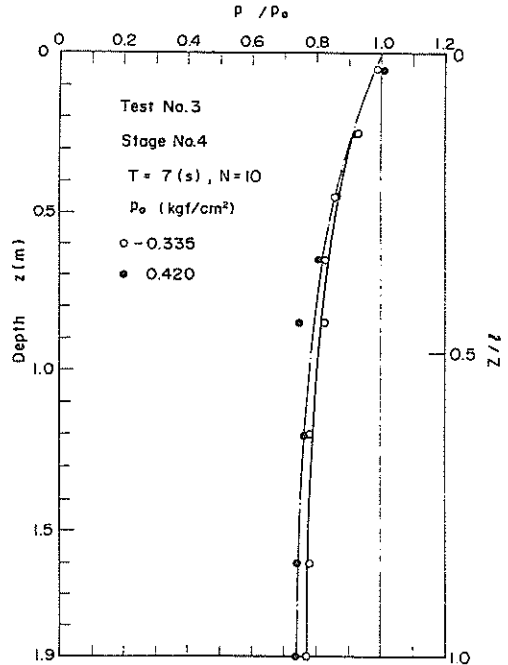


図-4.34 水圧比 p/p_0 の深度分布

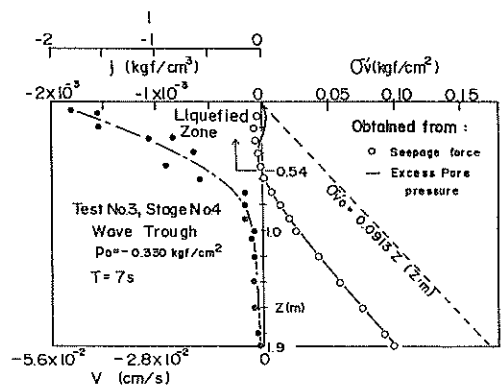


図-4.35 浸透流と液状化

流により引き起こされる点で波浪による液状化現象とは異なるが、現象的にはほぼ同じものと考えられる。クイックサンド状態になる限界動水勾配は、通常1程度であり、図-4.35の深度0.54mに対応する動水勾配は1よりもやや小さくなっているが、表層部では明らかに動水勾配は1を越えている。地盤が液状化すると、砂粒子相互の噛み合いがはずれ地盤は液体状となり、かつ地盤中には上向きの流れが生じていることから、微細な砂粒子は水中に浮遊することになる。写真-4.3は、水圧載荷前後の地盤表層部の状況を示す。写真-4.3(b)では、明らかに細粒子が地盤上に浮遊している状況がみられる。なお、

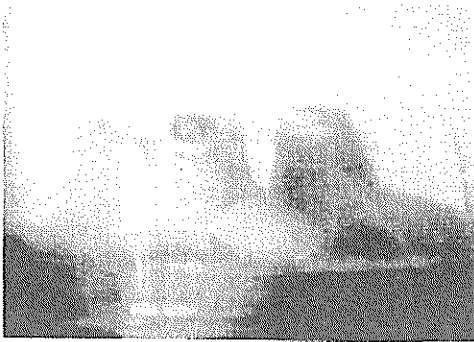


写真-4.3(a) 水圧载荷前の状況

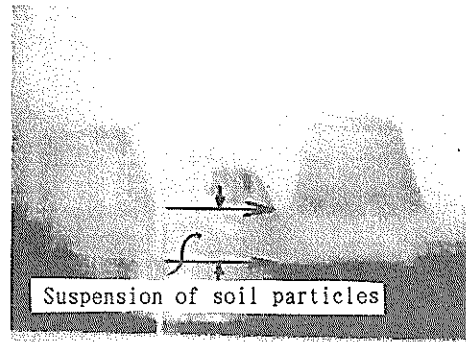


写真-4.3(b) 水圧载荷後の粒子の浮遊状況

波の峰付近では、図-4.35とは逆に地盤下向きの浸透流が発生し地盤を締めようとする力が作用する。この下向きの浸透力が4.8で述べた高密度化の原因であると考えることもできる。

4.10 本章の結論

本章では、変動過剰間隙水圧による液状化現象を一次元模型実験により調べ、提案理論との比較検証を行った。本章で得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 不完全飽和状態の砂地盤表面に作用する一次元的な水圧変動は、そのまま地盤中へは伝播せず、減衰と位相差をもって伝播する。このとき、地盤中の有効鉛直応力は、水圧変動に応じて周期的に変動する。
- (2) 有効鉛直応力の変動量は、地盤中の水圧変動量と地盤表面の水圧変動量との差で定義される変動過剰間隙水圧の逆符号に等しい。
- (3) 変動過剰間隙水圧によって引き起こされる液状化は、静穏時の有効土被り圧、地盤表面の変動水圧および地盤中の変動水圧に依存し、その発生規準は式(4.3)により表される。
- (4) 地盤表面の水圧の変動に応答する地盤中の水圧変動は、式(4.5)で表される基礎方程式により求められる。また、微小振幅波に対する地盤中の水圧変動は、本章で新たに定義した排水係数および伝達係数により支配される。
- (5) 液状化が発生すると、地盤は支持力を失うため重量構造物は沈下し、地盤中に埋設された軽量構造物は地盤中から浮上することが実験的に確認された。
- (6) 水圧変動により地盤が液状化する場合には、液状化現象のみならず波の1周期間で液状化、膨張、高密度化の3つの現象が交互に繰返し発生する。

- (7) 地盤の高密度化現象は液状化現象と密接な関係があり、地盤面水平方向の流れのない本実験条件では、液状化が発生した地盤の相対密度はほぼ100%まで増加した。一方、液状化が発生しなかった地盤では、高密度化現象はほとんどみられなかった。
- (8) 地盤表面に一次元の水圧変動を加えると、地盤中の局所的な水圧分布の相違によって非定常浸透流が発生する。液状化は、この非定常浸透流による地盤上向きの浸透力により引き起こされる。一方、地盤の高密度化は、地盤下向きの浸透力によりもたらされる。
- (9) 地盤表面付近における流れや渦が存在しなくても、液状化が発生した場合には、上向きの浸透流によって地盤表面の砂粒子は浮遊状態となることが観察された。液状化は、砂の巻き上げや洗掘などを誘引する重要な原因の一つと考えられる。

参考文献

- 1) Bjerrum, L. (1973) : Geotechnical problems involved in foundations of structures in the North Sea, *Geotechnique*, Vol.23, No.3, pp.319-358.
- 2) 広瀬宗一, 高橋智晴 (1982) : 観測結果に基づく沿岸波浪の出現特性, 昭和57年度港湾技術研究所講演会講演集, 1982, pp.1-55.
- 3) 井上令作 (1975) : 飽和度の高い砂層における間隙水圧の伝ば, *土木学会論文報告集*, 第236号, pp.81-92.
- 4) Maeno, Y. and Hasegawa, T. (1985) : Evaluation of wave-induced pore pressure in sand layer by wave steepness, *Coastal Engineering in Japan*, JSCE, Vol.28, pp.31-44.
- 5) Nago, H. (1981) : Liquefaction of highly saturated sand layer under oscillating water pressure,

Memories of the School of Engineering, Okayama University, Vol.16, No.1, pp.91-104.

- 6) Tsui, Y. and Helfrich, S.C. (1983) : Wave-induced pore pressures in submerged sand layer, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.109, No.GT4, pp.603-618.
- 7) Yamamoto, T. (1977) : Wave-induced instability in seabeds, Proceedings of the ASCE Special Conference, Coastal Sediments, 1977, pp.898-913.
- 8) 善 功企, 山崎浩之, 渡辺 篤 (1987) : 海底地盤の波浪による液状化および高密度化, 港研報告, 第26巻, 第4号, pp.125-180.
- 9) Zen, K. and Yamazaki, H. (1990a) : Mechanism of wave-induced liquefaction and densification in seabed, Soils and Foundations, Vol.30, No.4, pp.90-104.
- 10) Zen, K. and Yamazaki, H. (1990b) : Oscillatory pore pressure and liquefaction in seabed induced by ocean waves, Soils and Foundations, Vol.30, No.4, pp.147- 161.

5. 残留過剰間隙水圧による液状化の検証

5. 1 序説

3. で述べたように, 非排水条件下で繰返しせん断力が作用すると過剰間隙水圧が発生するが, 部分排水条件下でも地盤中に過剰間隙水圧が残留する可能性がある。これまで, 部分排水条件下における液状化の可能性を調べたいいくつかの研究が報告されているが (たとえば, Lee and Focht ; 1975, Rahman ほか ; 1977, 梅原ほか ; 1979, Martinほか ; 1980, Finnほか ; 1983), 模型実験により液状化現象を確認した報告はほとんど見られない。そこで, 本章では, せん断応力の繰返しによる過剰間隙水圧の発生と発生過剰間隙水圧の消散を再現した模型実験を行い, 砂地盤の液状化の可能性を調べている (善 ; 1984a, 1984b)。模型実験では, 捨石式混成防波堤を対象とし, 砂地盤上に捨石マウンドモデルと模型ケーソンを設置し, 模型ケーソンを介して機械的な繰返し波力を載荷する。地盤中の過剰間隙水圧や模型ケーソンの沈下, 接地圧などを測定し, 測定結果をもとに液状化発生の可能性, 条件などについて考察する。また, 有限要素法を用いた数値解析を行い液状化予測に必要な残留過剰間隙水圧の推定法を検証する。なお, 本章では, 変動過剰間隙水圧に起因する液状化については検討の対象外とする。

5. 2 残留過剰間隙水圧に関する理論

5. 2. 1 基礎方程式

構造物を介して地盤に伝達される表面力は, 圧縮応力とせん断応力に分けられる。一般には, これら両方の成分による過剰間隙水圧を考えるべきであるが, 本章では, 圧縮応力による過剰間隙水圧よりも, せん断応力による過剰間隙水圧が卓越する場合を取り扱う。この場合, 式 (3.40) で, 変動過剰間隙水圧の項を無視して $\alpha = 1$ とおき, C_b が m_v に等しいと仮定すると,

$$\frac{k}{m_v \gamma_w} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \quad (5.1)$$

が得られる。式 (5.1) 中の $\partial u_g / \partial t$ は繰返しせん断応力による過剰間隙水圧の時間増分で, 非排水条件下における微小時間の過剰間隙水圧増分を考えると, 式 (3.23) より,

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\sigma'_{mo} (A'/B') \{ 2 \gamma B' \exp(\lambda \gamma) \}}{1 + 2 \gamma N B' \exp(\lambda \gamma)} \frac{\partial N}{\partial t} \quad (5.2)$$

で与えられる。なお、 $\partial N / \partial t$ は、単一波形の場合には振動数を表す。

境界条件は、海底地盤表面 S_1 で過剰間隙水圧が 0、不透水境界 S_2 で流速が 0 となることから、

$$\text{境界 } S_1 : u(t) = 0 \quad (5.3)$$

$$\text{境界 } S_2 : \frac{\partial u}{\partial x} n_x + \frac{\partial u}{\partial z} n_z = 0 \quad (5.4)$$

となる。ここに、 n_x 、 n_z はそれぞれ境界に垂直なベクトルの方向余弦である。

5. 2. 2 有限要素法への離散化

残留過剰間隙水圧間隙水圧に関する基礎方程式 (5.1) を Galerkin 法により定式化する。重みつき残差法では、重み関数 $W_i(x, z)$ を適当に選ぶことによって、式 (5.1) を次のように書き換えることができる。すなわち、

$$\begin{aligned} & \int_A \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right) W_i dA - \int_A \left(\frac{\partial u_g}{\partial t} \right) W_i dA \\ & - \frac{k}{m_v \gamma_w} \int_A \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) W_i dA = 0 \end{aligned} \quad (5.5)$$

ただし、 A は要素面積を表し、 k 、 m_v 、 γ_w は要素内で一定とする。上式に Green-Gauss の定理を用いると、

$$\begin{aligned} & \int_A \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right) W_i dA - \int_A \left(\frac{\partial u_g}{\partial t} \right) W_i dA \\ & - \frac{k}{m_v \gamma_w} \int_S \left[\left(\frac{\partial u}{\partial x} \right) n_x + \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right) n_z \right] W_i dS \\ & + \frac{k}{m_v \gamma_w} \int_A \left(\frac{\partial W_i}{\partial x} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial W_i}{\partial z} \frac{\partial u}{\partial z} \right) dA = 0 \end{aligned} \quad (5.6)$$

となる。 S は要素の境界を表す。左辺第 3 項は、要素の境界条件により決定される。

Galerkin 法では、重み関数 $W_i(x, z)$ を形状関数 $N_i(x, z)$ と等しく選び、

$$W_i(x, z) = N_i(x, z) \quad (5.7)$$

と表されるが、既に接点における u の値が与えられてい

る境界 S_1 では、接点における未知数はない。その結果、この接点における重み関数は 0 となる。したがって、境界 S_1 上では式 (5.6) の第 3 項は 0 となる。一方、式 (5.4) で境界条件が与えられる S_2 上では、同じく式 (5.6) の第 3 項は 0 となる。

以上の境界条件を考慮した上で、有限分割された要素内の過剰間隙水圧を次式のように表す。

$$u(x, z, t) = \sum_{j=1}^n N_j(x, z) u_j(t) \quad (5.8)$$

ここに、 n : 要素の接点数、 $u_j(t)$: 接点 j における過剰間隙水圧である。式 (5.8) を式 (5.6) に代入して整理すると、

$$\begin{aligned} & \sum_{j=1}^n \int_A N_i N_j \left(\frac{\partial u_j}{\partial t} \right) dA \\ & + \frac{k}{m_v \gamma_w} \sum_{j=1}^n \int_A \left(\frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial z} \frac{\partial N_j}{\partial z} \right) u_j dA \\ & = \int_A \left(\frac{\partial u_g}{\partial t} N_i \right) dA \end{aligned} \quad (5.9)$$

となる。式 (5.9) をマトリクス表示すると、

$$[C] \frac{\partial u}{\partial t} + [K] u = \{f\} \quad (5.10)$$

ここに、

$$C_{ij} = \int_A N_i N_j dA \quad (5.11)$$

$$K_{ij} = \frac{k}{m_v \gamma_w} \int_A \left(\frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial z} \frac{\partial N_j}{\partial z} \right) dA \quad (5.12)$$

$$f_i = \int_A \left(\frac{\partial u_g}{\partial t} \right) N_i dA \quad (5.13)$$

となる。式 (5.10) ~ 式 (5.13) のように、個々の要素に対する有限要素法を境界条件を考慮して表示しておく、全体系のマトリクスについては各マトリクスを全

要素について重ね合わせることにより式 (5.10) と同様な形が得られる。

式 (5.10) は時間の関数を含んでおり、実際に解く場合には差分解析を行う。時間 t と $t + \Delta t$ の間のある点を表すパラメータを θ とすると、式 (5.10) は、

$$\begin{aligned}
 [C] & \left[\theta \left\{ \frac{\partial u}{\partial t} \right\}_{t+\Delta t} + (1-\theta) \left\{ \frac{\partial u}{\partial t} \right\}_t \right] \\
 & + [K] \left[\theta \{u\}_{t+\Delta t} + (1-\theta) \{u\}_t \right] \\
 & = \theta \{f\}_{t+\Delta t} + (1-\theta) \{f\}_t \quad (5.14)
 \end{aligned}$$

となる。Crank-Nicolson 法では、 $\theta = 1/2$ とおいて、

$$\begin{aligned}
 (2 [C] + \Delta t [K]) \{u\}_{t+\Delta t} \\
 & = (2 [C] - \Delta t [K]) \{u\}_t \\
 & + \Delta t (\{f\}_{t+\Delta t} - \{f\}_t) \quad (5.15)
 \end{aligned}$$

が得られる。右辺はすべて既知なので簡単に $\{u\}_{t+\Delta t}$ が求められる。Crank-Nicolson 法では、ある時間間隔以上で厳密解を中心に解の数値的振動の問題が生じるが、時間間隔 Δt をあらかじめある値以下に設定すると解の振動は起こらない (Wood and Levis; 1975)。なお、 u_g は非排水条件での発生過剰間隙水圧であるから、残留過剰間隙水圧 u に u_g が等しくなるまで繰返し計算を行う。具体的な解析方法については 5.6 で述べる。

5.3 実験概要

5.3.1 試料

実験では新潟市万代島地区で採取された新潟砂 (比重: 2.67, 最大間隙比: 1.01, 最小間隙比: 0.59, 均等係

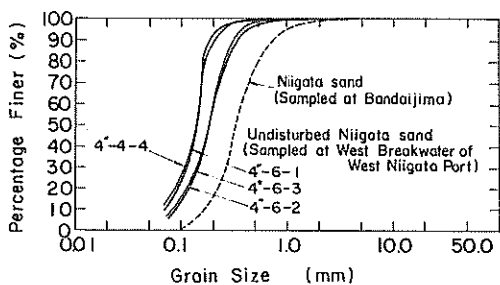


図-5.1 粒径加積曲線

数: 1.9, 有効粒径: 0.25) を使用した。新潟砂の非排水および部分排水条件下における基本的な液状化特性については既に報告されている (梅原ほか; 1976, 1981)。砂層を挟む透水性の低い粘土層を作成するために川崎市川崎港地区で採取された川崎粘土 (比重: 2.69, 液性限界: 75.6%, 塑性限界: 37.8%, 塑性指数: 37.8) を用いている。新潟砂の粒径加積曲線を図-5.1に示す。破線は本実験で用いられた試料, 実線は第8章で用いられた試料の粒径加積曲線である。

5.3.2 実験装置

模型実験では、図-5.2に示す装置を用いた。模型地盤を作成するための土槽は、内法寸法で、長さ200cm, 高さ80cm, 幅40cmの鋼製の土槽である。土槽の側面には、間隙水圧測定用の取り出し口が設けられている。このうち6ヵ所に間隙水圧計 (容量: 2 kgf/cm²) が取り付けられている。鋼製の模型ケーソンは、長さ60cm, 高さ40cm, 幅39.5cmの長方体で、ケーソンの底板には接地圧測定のために4個の土圧計 (容量: 2 kgf/cm²) が取り付けられている。

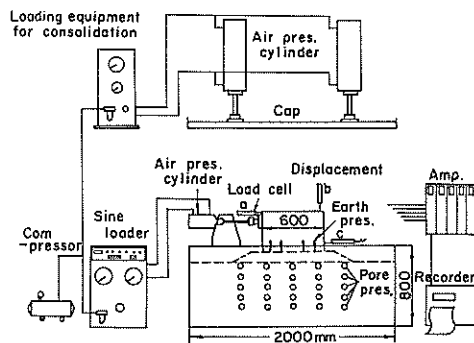


図-5.2 繰返し載荷模型実験装置

防波堤の水理実験においては、実験に用いる波を造波装置により発生させ、この波に対する防波堤の挙動を調べる方法が一般的に用いられているが、波力を受ける防波堤基礎地盤の挙動を調べる本実験では、波圧の複雑さにもなう作用外力の大きさ等の不確定要素を避けるため、波力を水平方向の全合力におきかえ、全合力の作用点に機械的な繰返し荷重を載荷した。水平荷重の載荷では、ペロフラムシリンダーに供給された空気圧が載荷用ピストンを介して水平荷重に変換され模型ケーソンに伝達される機構になっている。水平荷重の制御は、空気圧発生装置によって行われるが、実験に先立ちあらかじめ空気圧と水平荷重の校正を行った。空気圧式ペロフラムシリンダーは土槽に固定されており、荷重制御方式によ

る荷重が行われる。シリンダーからでたピストンには圧縮・引張兼用の荷重計（容量：±500kgf）が設置されており、実際に荷重された荷重が計測される。ピストン先端部とケーソンの接点部は、モーメントや鉛直荷重などの水平荷重以外の力が作用しないようにボールベアリングによるヒンジ構造となっている。さらに、ボールベアリング自体も、繰返し荷重中の模型ケーソンの鉛直変位を滑らかにを行うため、スライド式のベアリングに取り付けられている。あらかじめケーソン底面の摩擦係数を測定しておき、模型ケーソンが水平荷重によって滑動しないように、模型ケーソンに重錘を載せて自重を調整している。模型地盤作成時に粘土地盤の圧密が必要な場合には、2個の空気圧式ペロフラムシリンダーにより、剛性載荷板の上から一定の圧密荷重が載荷される。

載荷試験中の計測は、模型ケーソンに作用する水平荷重、砂地盤中の間隙水圧、ケーソン底面の接地圧および模型ケーソンの変位である。接地圧測定にあたっては、土圧計保護のため、接地面に数cmの砂層を敷設している。模型ケーソンの水平および鉛直変位の測定には、3個の差動変位計（それぞれの容量：±50mm, ±20mm, ±10mm）を用いている。計測された結果は電磁オシログラフに記録される。

5. 3. 3 実験方法および条件

本実験では、粘土層に挟まれた砂層もしくは粘土層内のサンドシームを想定して、図-5.3に示す3種類の模型地盤を作成した。最下部の砂層を水中落下法により詰めた後、初期含水比を110%~120%に繰り返したスラリー状の川崎粘土を70mm~90mmの厚さに流し込み、載荷板を載せて所定の圧密圧力（0.09kgf/cm²）を3~4段階に分けて加えた。圧密終了後、粘土層の上に砂を撒き出し再度川崎粘土を流し込んで圧密した。圧密圧力は、捨石、模型ケーソンおよび地盤の自重から計算される有効土被り圧と等しくした。粘土層内のレンズ状の砂は、圧密終了後の下部粘土層を所用の断面形状になるように掘り出しその中に砂を流しこんで作成した。その上に上部粘土層を置き再度圧密した。粘土層に挟まれた砂層は、水中落下により相対密度が40%~50%になるように調整した。間隙水の透水係数を調整するために、ポリマー溶液（興南化学工業（株）；ZH800）を使用した透水試験をあらかじめ実施して、透水係数が水の場合の1/30となるようにポリマー溶液の濃度を調整した。捨石マウンド式混成防波堤を想定し、模型ケーソン基礎部に厚さ10cmの捨石マウンドを設けている。捨石には、5gf/個~18gf/個の砕石を用いた。

このような地盤に対して、表-5.1に示す5ケースの

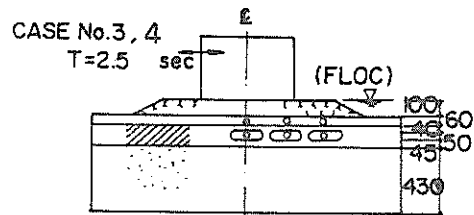
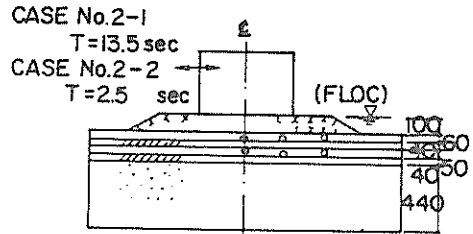
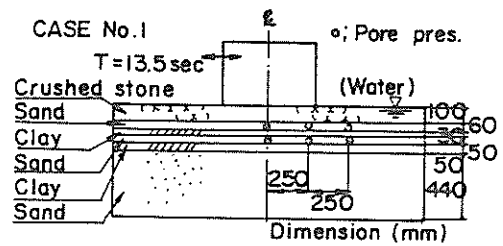


図-5.3 模型地盤

表-5.1 実験ケース

実験ケースNo.	1	2-1	2-2	3	4
ケーソン重量 (kgf)	152	152	152	152	212
水平荷重 (kgf)	75	75	75	66	96
波 形	正 弦 波				
周 期 (s)	13.5		2.5		
透水係数 (cm/s)	3x10 ⁻²		10 ⁻³		
砂層の状態	砂・粘土互層		粘土層内レンズ状砂		

載荷実験を行った。水平荷重は荷重制御方式で与えた。押し波および引き波側とも同じ荷重とし、重複波を仮定して周期13.5sもしくは2.5sの正弦波形を用いた。繰返し波数は、300波~999波までとした。

模型実験とは別に、新潟砂の繰返し三軸試験を実施して液状化特性を調べた。

5. 3. 4 相似則の検討

模型地盤を用いた実験で常に問題となるのは相似則であるが、厳密には、重力場における相似則は成立せず、実用上、何らかの前提条件のもとに模型実験が行われて

いるのが現状である。本実験では、防波堤全体の幾何学的相似率を λ として、以下のように他の物理量の相似率を決めている。

波力については、フルード則が成立つものとする、模型実験と実物のフルード数が等しくなければならないことから、代表長および代表速度をそれぞれ L 、 U 、重力加速度を g とすると、

$$\frac{U_m}{\sqrt{g_m \cdot L_m}} = \frac{U_p}{\sqrt{g_p \cdot L_p}} \quad (5.16)$$

となる。ここに、サフィックス m 、 p は、それぞれ模型および現地を表す。式(5.16)において、 $g_m = g_p$ 、幾何学的縮尺 $\lambda_n = L_m/L_p$ であるから、両者の周期の比 T_m/T_p は $\sqrt{\lambda_n}$ で与えられる。

実際の防波堤と模型との応力の相似率は、Yoshimiほか(1977)にならい、以下のように設定している。ケーソン底面における接地圧 q の相似率は、

$$\frac{q_m}{\gamma'_m \cdot L_m} = \frac{q_p}{\gamma'_p \cdot L_p} \quad (5.17)$$

で与えられるから、現地および模型地盤における水中単位体積重量 γ'_p と γ'_m が等しいことを考慮すると、式(5.17)は、

$$q_m = q_p \cdot \frac{L_m}{L_p} = q_p \cdot \lambda_n \quad (5.18)$$

となる。実際の地盤と模型地盤との応力に関する相似率は、式(5.18)で与えられるが、模型地盤においては、拘束圧が原地盤に比較して著しく小さい。拘束圧の相違が砂の強度に及ぼす影響については、液状化強度を対象にする場合には、液状化を発生させる繰返しせん断応力振幅と初期拘束圧の関係が、かなり小さな拘束圧(0.05kgf/cm²程度)まで比例関係があることから、せん断応力比を用いれば相似率が満足されることが示されている(Yoshimiほか, 1977)。

地盤中の過剰間隙水圧の消散に関する相似率は、水圧の消散が式(5.1)に示した圧密式($\partial u_g/\partial t = 0$ のとき)により支配されることから、時間係数を同じくすることに次式で与えられている。

$$\frac{k_m \cdot t_m}{k_p \cdot t_p} = \frac{L_m}{L_p} = \lambda_n \quad (5.19)$$

ここに、 k は透水係数である。したがって、模型実験では、水の他に、ポリマー溶液を間隙水の代りに用いて透水係数を小さくした実験を行った。なお、間隙水をポリマー溶液に置き換えた場合でも、排水せん断強度に及ぼす影響はほとんど見られないことが示されている(Yoshimiほか, 1977)。

本模型実験では、実際の捨石式混成防波堤として、底面幅18m、高さ17.5m、重量346tf/m(L.W.L; 0.0m潮位時)のケーソンを想定し、このケーソンに、有義波高7.1m、有義波周期13.5sの設計波が作用した場合を考える。この場合の波力を適用の簡単な広井公式を用いて概算すると波力 $P_{hp} = 191\text{tf/m}$ 、作用高さ8.75mとなる。実際の波力は、押し波時と引き波時ではやや異なるが、載荷装置の機構上、ここでは引き波時にも押し波時の波力と同じ波力が作用すると仮定した。この波力に対する端趾圧 $q_{tp} = 55.7\text{tf/m}$ 、接地圧の作用幅 $b_p = 12.4\text{m}$ となる。模型地盤において、 $\lambda_n = 1/30$ の接地圧分布($q_{tm} = 1.86\text{tf/m}$ 、接地圧の作用幅 $b_m = 41.5\text{cm}$)を再現するために、水平荷重 $P_{hm} = \pm 82\text{kgf}$ 、その作用高さ $y_m = 30\text{cm}$ 、模型ケーソンの重量 $W_m = 152\text{kgf}$ を標準の荷重条件とした。表-5.2に縮尺比をまとめて示す。

表-5.2 縮尺比一覧

項目	現地 [p]	模型 [m]	縮尺比 λ_n
ケーソン底面幅	18m	60cm	1/30
合力作用高さ	8.75m	30cm	1/29
端趾圧	55.7tf/m ²	0.186kgf/cm ²	1/30
接地圧作用幅	12.4m	41.5cm	1/30
せん断応力振幅	10.6tf/m ²	0.035kgf/cm ²	1/30
透水係数	$3 \times 10^{-2}\text{cm/s}$	10^{-3}cm/s	1/30

表-5.2から明らかなように、模型実験では幾何学的な縮尺に加え、捨石マウンド面の接地圧分布、繰返しせん断応力も縮尺比を満たしている。なお、模型実験における水平荷重82kgfは、測定した摩擦係数0.545を用いて計算した滑動しない限界の荷重83kgfよりやや小さい値となっている。したがって、模型ケーソンは上記の水平荷重に対しても滑動せずロッキング運動をされると考えられる。

5.4 実験結果

5.4.1 模型ケーソン底面の接地圧分布

模型ケーソン底面の接地圧分布は、ケーソンを完全な剛体、地盤を弾性体と仮定すると式(2.6)～式(2.9)で求められる。図-5.4は、ケースNo.1の実験におけ

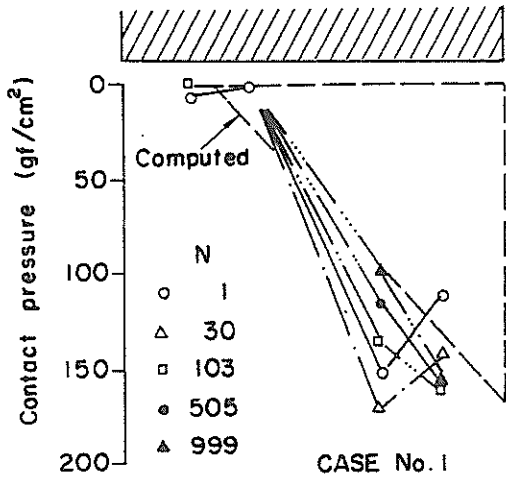


図-5.4(a) 接地圧分布 (押し波時)

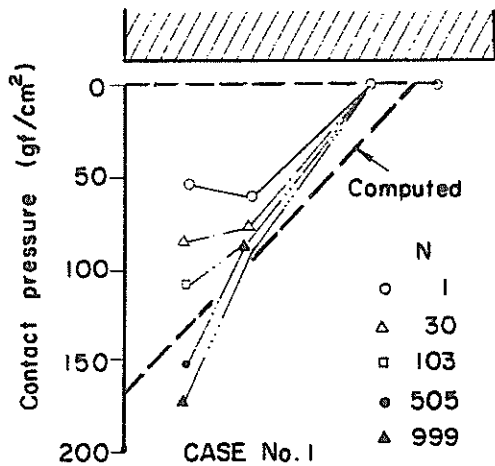


図-5.4(b) 接地圧分布 (引き波時)

る押し波時および引き波時における接地圧分布を繰返し波数Nに対して描いたものである。繰返し波数1波目では、土圧計と砂面のなじみがよくないため、計算値とはやや異なった分布となっている。しかし、繰返し波数が増大するにつれて実測値は計算値に近づいており、繰返し波数999波では、実測値は計算値とほぼ一致している。この間の模型ケーソンの動きは、一定の振幅で弾性的にロッキング運動をしており、その振幅は荷重作用点において、水平変位で2.4mm~3.4mmであった。

5.4.2 残留過剰間隙水圧の経時変化

模型ケーソンに荷重された繰返し荷重は、模型ケーソン底面からせん断力および鉛直応力として捨石マウンドに伝達され、それらは捨石マウンドを介して基礎地盤に

伝達される。これらの応力によって、地盤中には過剰間隙水圧が発生するが、3.5で述べたように、過剰間隙水圧には、等方周面応力による成分と繰返しせん断応力による成分がある。前者は荷重に対して弾性的な応答を示し、後者は徐々に残留・蓄積していくから、この応答特性の相違により両者は区別される。実験結果によると、弾性的成分はきわめて小さく、ほとんど無視しうる程度であったことから、以後、せん断応力に起因する残留過剰間隙水圧のみを取り扱う。

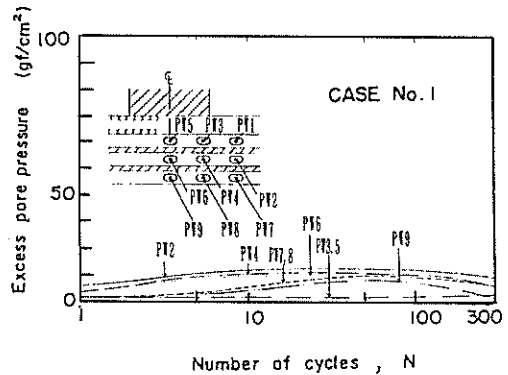


図-5.5 過剰間隙水圧と波数 (ケースNo.1)

図-5.5は、間隙流体として水を使用し周期13.5sの荷重を行ったケースNo.1における残留過剰間隙水圧の経時変化を示している。PW-3、PW-5は粘土層上部砂層、PW-2、PW-4、PW-6は粘土層に挟まれた中間砂層、PW-7~PW-9は粘土層下部砂層内における測定結果である。PW-1は間隙水圧計の故障のためデータは得られなかった。図-5.5によると、捨石マウンドに接する上部砂層 (PW-3、PW-5) では、残留過剰間隙水圧はほとんど観測されずほぼ0に近い値となっている。本実験ケースで用いた荷重周期は13.5sであり、地震を想定した一般の振動台実験の荷重周期に比較して1オーダー程度長く、地盤中の残留過剰間隙水圧は水圧の消散の影響、すなわち地盤の排水特性の影響をより強く受けると考えられる。その結果、上部砂層では過剰間隙水圧が観測されなかったものと思われる。中間砂層では、層内における過剰間隙水圧はいずれの計測点においてもほぼ等しく10gf/cm程度が残留している。また、経時変化もよく似通っている。粘土層に挟まれた砂層中では測定した3点における過剰間隙水圧が異なることも予想されたが、実験結果では測定位置による明確な相違は見られていない。この理由は、砂層内に発生した過剰間隙水圧が、同一砂層内で再配分された

めと思われる。下部砂層では、上部砂層と中間砂層の過剰間隙水圧の挙動の中間的な挙動を示しており、徐々に過剰間隙水圧が上昇し、繰返し波数が50波前後で10gf/cm²まで上昇した後減少している。

図-5.6は、ポリマー溶液を使用し周期2.5sの载荷を行った実験ケースNo. 2-2の結果を示している。粘土層にはさまれた砂層内の残留過剰間隙水圧は、模型ケーソン中央直下(PW-6)、模型ケーソン端部直下(PW-4)、捨石マウンド法肩直下(PW-2)とも、繰返し波数が約40波までは徐々に増大し、その後はほぼ一定の値となっている。粘土層に挟まれていない捨石マウンド下の表層部砂層中のデータは示されていないが、実験ケースNo. 1の場合と同じ場所で測定したPW-1、PW-5では、残留過剰間隙水圧は、ほとんど見られなかった。なお、模型ケーソン端部直下(PW-3)では、载荷初期に5gf/cm²~9gf/cm²の残留過剰間隙水圧が測定されたが、繰返し波数の増大につれて0となっている。この相違は、明らかに粘土層の存在に起因するもので、排水性の良好な表層部砂層では、過剰間隙水圧の残留よりも消散の影響が卓越することによって、過剰間隙水圧が測定されなかったものと考えられる。

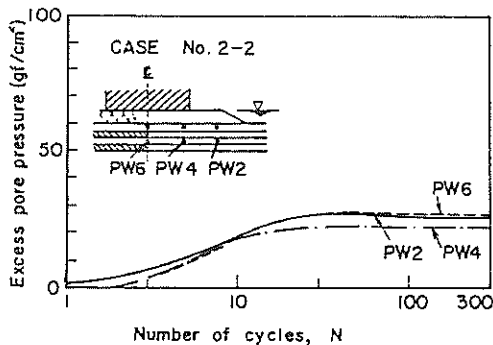


図-5.6 過剰間隙水圧と波数(ケースNo.2-2)

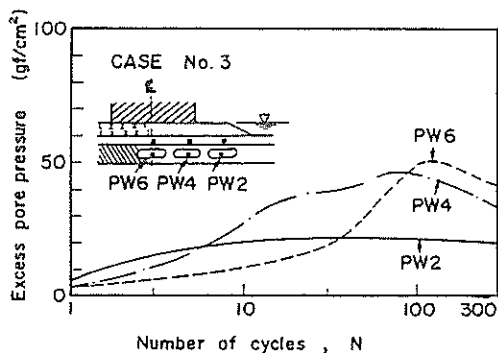


図-5.7 過剰間隙水圧と波数(ケースNo.3)

図-5.7は、原地盤にサンドシームの状態で存在する砂層を理想化した実験ケースNo. 3の過剰間隙水圧の変化を示したものである。模型地盤中のサンドシームは、模型土槽の奥行方向に壁面までつながっている。このような状態の場合、図-5.5、図-5.6で示したケースとは異なり、各点において測定された残留過剰間隙水圧に相違が見られ、サンドシーム内の残留過剰間隙水圧のピーク値は、模型ケーソン中央および端部直下で大きく、捨石マウンド法肩直下では小さくなっている。これは、発生せん断応力の違いと、サンドシーム内における過剰間隙水圧の消散が抑制されたことによると考えられる。

5. 4. 3 模型ケーソンの沈下

本模型実験では、繰返し载荷を受ける模型ケーソンは、水平方向に数mmの振幅でロッキング運動をしている。この限りにおいては、模型地盤は弾性的な挙動をしているとみなされる。一方、鉛直方向の沈下量についてみると、図-5.8に示すように、波数の増加とともに増加しており弾性的ではない。図-5.8における沈下量は、模型ケーソンの端部から4cm内側において測定したものであるが、これらの沈下曲線は2つのグループに分けられる。一つは、ケースNo. 1およびケースNo. 2-1のように、沈下量と繰返し波数が片対数紙上でほぼ直線になるもの、他は、ケースNo. 2-2、ケースNo. 3のように、沈下量がある繰返し波数を越えてから急に大きくなるものである。前者の場合、载荷周期が長い(T=13.5s)ことにより、模型地盤中に発生する過剰間隙水圧が消散もしくは再配分されることによって、砂層が徐々に高密度化していく結果、急激な沈下が起らなかったものと推定される。後者の場合は、図-5.7に示したように、模型ケーソン下部の砂層内に過剰間隙水圧が残留し、そのことによってもたらされる地盤強度の低下の影響がある波数を境にして顕著に表れたことによると考えられ

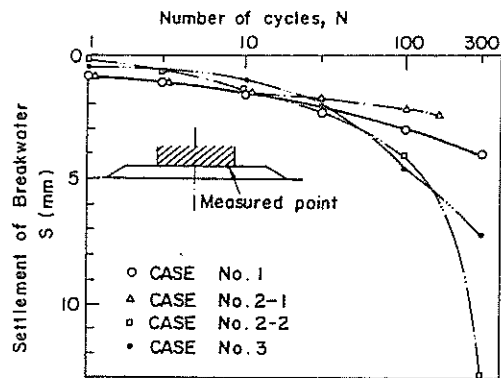


図-5.8 沈下量と波数

る。なお、ケースNo. 2-2の沈下量に比較して、過剰間隙水圧の大きなケースNo. 3の沈下量が小さい理由は、後者における砂層がサンドシームの状態で部分的に粘土層内に存在することから、模型ケーソンの沈下量に与える影響が小さくなったものと考えられる。以上のように、繰返し波力の作用を受ける防波堤の沈下量は、基礎砂地盤中の過剰間隙水圧に大きく依存し、過剰間隙水圧が大きくなると沈下量も急激に増大することが明らかである。

5. 5 液状化発生に関する考察

液状化の判定を行う場合には、過剰間隙水圧の代りに間隙水圧比で表したほうが都合が良い。図-5.9および図-5.10は、測定点PW-6とPW-4における間隙水圧比の経時変化を各ケースごとに描いたものである。各測定点の初期有効上載圧 σ'_{z0} は、ブシネスクの弾性解を用いて求めている。ケースNo. 2-1とケースNo. 2-2を比較すると、同一繰返し波数においては、載荷周期の短いケースNo. 2-2の場合が間隙水圧比が大きくなる。

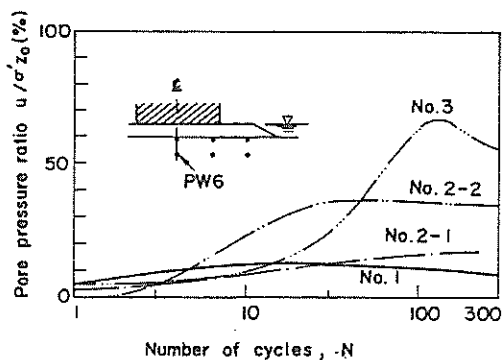


図-5.9 間隙水圧比 (PW-6)

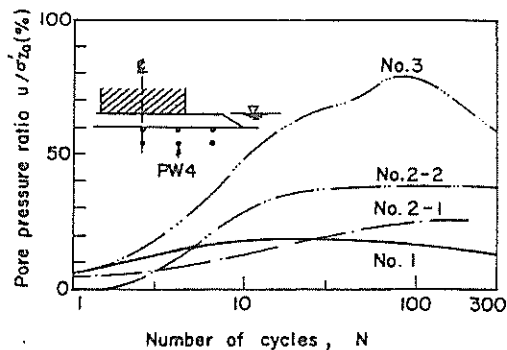


図-5.10 間隙水圧比 (PW-4)

CASE	Saturated solution	T (sec.)	Max. pore pressure U_{max} (gf/cm ²)	Max. pore pressure ratio	
				U_{max}/σ'_{z1} (%)	U_{max}/σ'_{z0} (%)
No.1	Water	13.5			
No.2-1	FLOC (KOHNAN) (ZH 860)	13.5			
No.2-2	FLOC	2.5			
No.3	FLOC	2.5			

図-5.11 最大過剰間隙水圧および間隙水圧比

なることが分る。また、砂が粘土層内にサンドシームの状態が存在するケースNo. 3では、間隙水圧比は特に大きな値を示し模型ケーソン直下では80%に達している。図-5.9、図-5.10では、初期有効上載圧に対する間隙水圧の比を示しているが、静止土圧係数を0.4~0.5と仮定し、初期平均有効主応力を用いて間隙水圧比を計算すると、間隙水圧比は(1.36~1.50)倍となる。したがって、図-5.9、図-5.10における間隙水圧比70%は、(95~105)%に相当するから、間隙水圧比70%以上の点で液状化が発生していると考えられる。

図-5.11は、砂層中の過剰間隙水圧のピーク値および間隙水圧比について示したものである。初期有効上載圧としては、前述のブシネスクの弾性解により求めた初期有効上載圧 σ'_{z0} と模型ケーソンおよび碎石層の自重から、応力分散を考えないで求めた初期有効上載圧 σ'_{z1} の両方の値を用いている。図-5.11には、周期の長い($T=13.5$ s) 载荷に対する結果と、周期の短い($T=2.5$ s) 载荷に対する結果が比較されているが、後者の場合には、間隙水圧比が100%を越えている所が見られ、局所的に液状化が発生していると考えられる。図-5.11に示された値は、すべて過剰間隙水圧のピーク値を用いているので、必ずしも同一の波数に対応するものではないが、载荷周期が短い場合には、砂層中の過剰間隙水圧の消散もしくは再配分の影響が小さくなることによって、载荷周期の大きい場合に比較してより大きな過剰間隙水圧が残留したものと考えられる。このことは、ケースNo. 1と同じ周期で透水係数を1/30にしたケースNo. 2-1の結果を比較しても明らかである。

間隙水圧比の分布をみると、すべてのケースにおいて、法肩下部において最大値がみられている。この場所的な間隙水圧比の相違は、Rahmanほか(1977)が行った理論解析の結果からも得られており、本結果は、重力式構造物では基礎の周辺部地盤において最も液状化の危険性が高いことを実験的に明らかにしたものである。

図-5.11と図-5.8を比較して見ると、過剰間隙水圧と沈下量には関連があることが分る。すなわち、ケースNo. 1とケースNo. 2-1の沈下曲線は、初期液状化に達する以前のもので急激な沈下はみられないが、ケースNo. 2-2およびケースNo. 3、特に、ケースNo. 2-2では、繰返し波数100波あたりから過剰間隙水圧の上昇にともなう急激な沈下が測定されている。

5. 6 残留過剰間隙水圧の解析

模型実験の結果、繰返し载荷により砂地盤中の残留過剰間隙水圧が観測され、ある条件のもとでは液状化が

生することが確認された。本節では、実測された残留過剰間隙水圧の挙動を5.2で述べた基礎方程式を用いて解析する。

5. 6. 1 解析方法

地盤、模型ケーソン、捨石マウンドを含めた防波堤構造物全体を有限要素分割する。模型ケーソンは波力に対して完全に剛とし、かつ、滑動は起こさずロッキング運動のみをすると考える。捨石マウンドおよび地盤は弾性体と仮定し、平面ひずみ条件のもとで解析を行う。模型ケーソンおよび地盤の自重を考慮して静穏時の地盤中の初期平均有効主応力 σ'_{m0} を次式により求める。

$$\sigma'_{m0} = \frac{1}{3} (1 + \nu) (\sigma'_{x0} + \sigma'_{z0}) \quad (5.20)$$

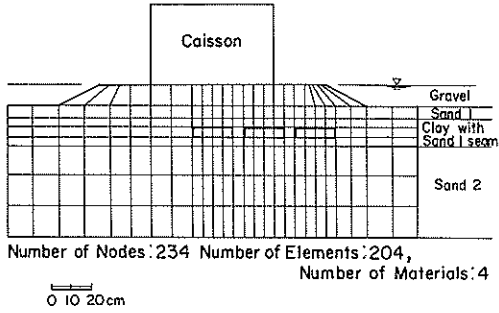
ここに、 ν はポアソン比である。模型ケーソンを介して捨石マウンド表面に伝達される力を、押し波時、引き波時における接地圧分布で与える。解析では、模型ケーソンに作用する実測水平および鉛直荷重から、式(2.6)~式(2.9)を用いて接地圧を求めている。地盤中のせん断ひずみ振幅 γ は、押し波時に最大となる面のせん断ひずみ γ_1 とその面における引き波時のせん断ひずみ γ_2 の差をとり、

$$\gamma = \gamma_1 - \gamma_2 \quad (5.21)$$

で求める。 σ'_{m0} および γ はいずれも要素内の平均値を用いている。せん断ひずみ振幅 γ と繰返し波数 N から、式(5.2)により各時間ごとの発生過剰間隙水圧の増分が計算される。非排水条件における過剰間隙水圧の発生速度を規定する実験定数 λ 、 A' 、 B' は、別途行った繰返し三軸試験装置による液状化試験結果から求められる。残留過剰間隙水圧の解析では、ある微小時間に発生する過剰間隙水圧 u_a を、残留過剰間隙水圧に関する基礎方程式(5.1)に代入して、同じ微小時間において得られる過剰間隙水圧 u を求め、与えた u_a と u が許容誤差範囲内で等しくなるまで繰返し計算を行う。繰返し打ち切り誤差は、発生する間隙水圧比にもよるが、ここでは、 $|u_a/\sigma'_{m0} - u/\sigma'_{m0}| \leq 5 \times 10^{-5}$ を採用している。波の作用停止後は、発生過剰間隙水圧は0であるから、 $\partial u_a / \partial t = 0$ として過剰間隙水圧の消散のみを計算する。この場合、式(5.1)は圧密方程式と等しい。

5. 6. 2 有限要素モデルと入力定数

図-5.12は、実験ケースNo. 4の模型地盤の有限要素モデルで、節点数239、要素数204、材料数4(礫、上部



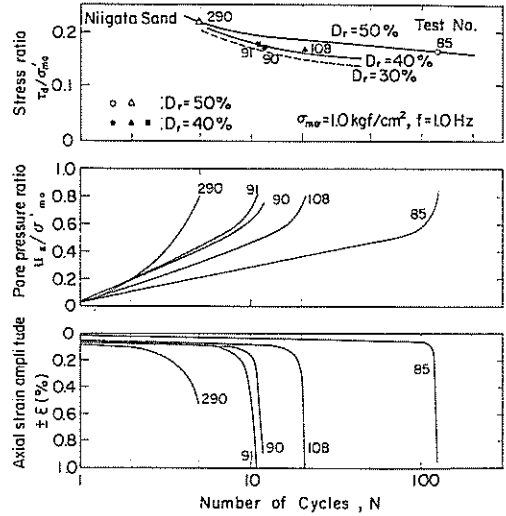
図一 5.12 模型地盤の有限要素分割

砂；相対密度50%，粘土，下部砂：相対密度40%）である。ケースNo. 4の実験条件は，水平および鉛直荷重を1.4倍にしているほかはケースNo. 3と同様である。模型ケーソン（重量152kgf）に繰返し水平荷重（振幅65.51kgf，周期2.5 s，正弦波形）を載荷したが，このときの接地圧はケーソン端部で0.150kgf/cm²，作用幅51.3cmの三角形分布となる。また，捨石マウンド面に作用する繰返しせん断応力は0.028kgf/cm²である。押し波時と引き波時ではケーソン中心軸に対象の応力分布となる。

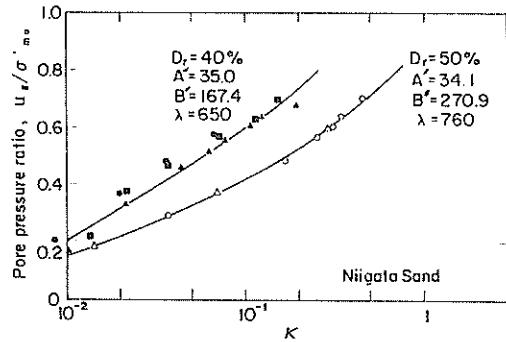
解析に用いる新潟砂のEndochronic定数は，乱した砂の液状化試験結果から次のようにして決定した。図一5.13(a)は，新潟砂の繰返し波数Nと応力比 τ_d/σ'_{m0} ，間隙水圧比 u_g/σ'_{m0} および軸ひずみ振幅 ϵ_a を示したものである。これらのデータから，3.5.3で述べた方法にしたがってダメージパラメータ κ と u_g/σ'_{m0} との関係を求めたものが図一5.13(b)である。新潟砂の実験定数は，相対密度40%に対して， $\lambda=650$ ， $A'=35.0$ ， $B'=167.4$ ，相対密度50%に対して， $\lambda=760$ ， $A'=34.1$ ， $B'=270.9$ が得られる。

実際の模型地盤では，地盤中に初期せん断応力が存在しているが，初期せん断応力が存在する場合，過剰間隙水圧は必ずしも初期の拘束圧まで上昇しないことが明らかにされている（Yoshimi and Oh-oka (1975), Vaid and Chern (1983)）。また，この影響は砂の相対密度や繰返しせん断応力が初期せん断応力に対して両振り状態か片振り状態かによっても異なるといわれているが，地盤中の各要素ごとに初期せん断応力を考慮することは極めて多くの応力状態を想定した試験を実施する必要があり困難をとまなう。したがって，ここでは初期せん断応力を無視して解析を行った。この結果は，過剰間隙水圧を大きめに予測することになるが，実務上は安全側の仮定になる。

上述のこととは逆に，繰返しせん断にともなう主応力



図一 5.13(a) 新潟砂の繰返し三軸試験結果



図一 5.13(b) Endochronic 定数

軸の回転は，過剰間隙水圧の発生を大きくし液状化強度を30%程度小さくするといわれている（Ishihara；1984）。しかし，ここでは，主応力軸の回転を直接的には考慮せず，式(5.21)に示したように，便宜的に各要素で押し波時に最大せん断ひずみが発生する面のせん断ひずみ振幅を用いて発生過剰間隙水圧を推定している。

砂層の透水係数については，ポリマー溶液を使用した場合の透水係数 10^{-3} cm/sを与えた。解析に用いたその他の入力定数は表一5.3に示すとおりである。

5.6.3 理論値と実測値の比較

残留過剰間隙水圧の経時変化を，実験ケースNo. 4の場合について図一5.14に示す。実験条件は，表一5.1に示すとおりである。実線は実測値で破線が理論値である。模型実験では，測定点PW-2，PW-4において，繰返し波数が100波を越えたあたりで急激な間隙水圧の低下がみられたが，この理由は，粘土層の変形により土槽

表-5.3 解析に用いた土質定数

材料	特性	透水係数 k (cm/s)	体積圧縮 係数m, (cm ² /kgf)	Endochronic定数			ヤング率 E (kgf/cm ²)	ポアソン比 ν	水中単位 体積重量 γ' (gf/cm ³)	相対密度 Dr (%)
				A'	B'	λ				
捨石マウンド		10 ⁻²	2.5x10 ⁻³	—	—	—	600	0.45	1.0	—
上部砂層 サンドシーム		10 ⁻³	2x10 ⁻²	35	167.4	650	80	0.45	0.8	40
粘土層		10 ⁻⁶	1x10 ⁻¹	—	—	—	60	0.45	0.8	—
下部砂層		10 ⁻³	1x10 ⁻²	34.1	270.9	760	120	0.45	0.8	50

壁面から間隙水圧が抜け出したことによるものである。したがって、PW-2、PW-4についてはピーク値までを描いている。測定した3ヵ所における残留過剰間隙水圧の理論値は、初期の立上がり部分を除いて、実測された残留過剰間隙水圧の挙動を良く説明しており、PW-6、PW-4、PW-2の順に大きくなっている。

図-5.15は、地盤内の残留過剰間隙水圧の分布を描いたものである。図-5.15(a)は、繰返し波数が100波のと

きで、PW-2、PW-4、PW-6におけるそれぞれの実測値、18gf/cm²、37gf/cm²、50gf/cm²は、コンターで示される理論値と一致しているとみてよい。図-5.15(b)は、繰返し波数300波の時を描いたもので、PW-6における実測値59gf/cm²は、理論値60gf/cm²のコンターに近い値を示している。図-5.16は、波数50波、100波、300波における理論値と実測値について、他のケースの解析例もあわせて示したものである。図-5.16によると、理

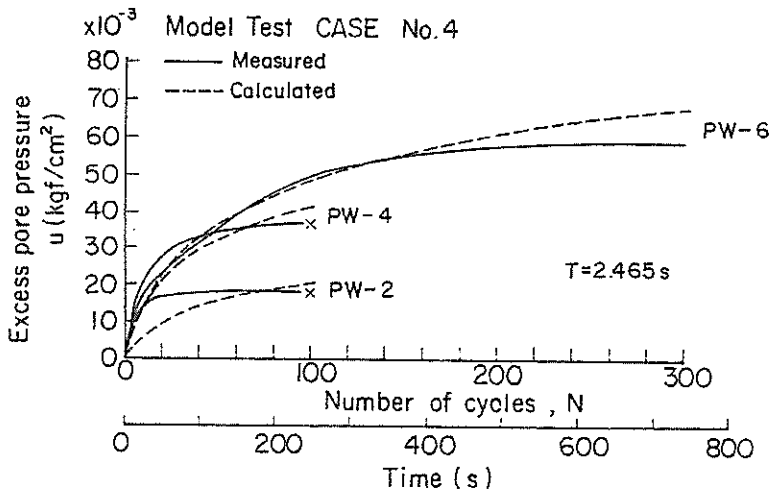


図-5.14 残留過剰間隙水圧の比較

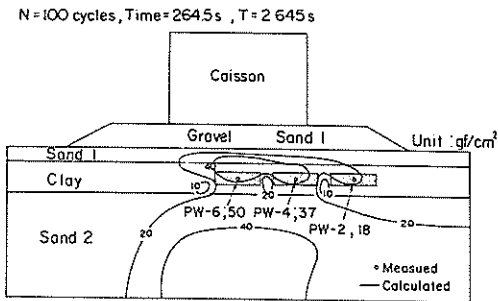


図-5.15(a) 残留過剰間隙水圧分布の比較
(N=100波、T=2.5 s)

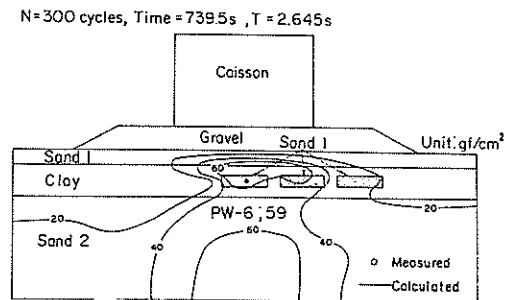


図-5.15(b) 残留過剰間隙水圧分布の比較
(N=300波、T=2.5 s)

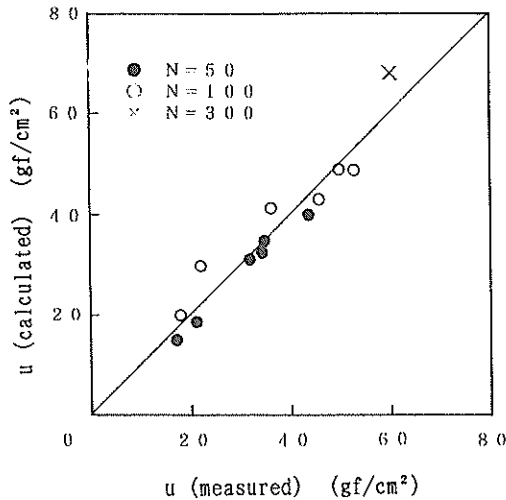


図-5.16 理論値と実測値の比較

論値と実測値には大きな差はみられず、本解析手法によって残留過剰間隙水圧を推定できるものと考えられる。なお、本理論解析では、初期せん断応力や主応力軸の回転の影響は無視しており、これらの影響について今後より詳細な検討が必要であると思われる。しかし、これらの影響については、初期せん断応力や主応力軸の回転を加えた要素試験を別途実施して、式(5.2)のような関係を求めることによって、有限要素解析に組込むことが可能である。

5.7 本章の結論

本章では、捨石式混成防波堤の基礎地盤を対象に、残留過剰間隙水圧による液状化について、二次元模型実験により調べた。また、有限要素法を用いて残留過剰間隙水圧の解析を行い実測値と比較して解析手法の適用性を調べた。本章で得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 砂層内に残留・蓄積する過剰間隙水圧は、波力の載荷速度および地盤全体としての排水特性に依存し、過剰間隙水圧の消散が制約を受ける地層構成では液状化の可能性が大きくなる。
- (2) 捨石式混成防波堤のような重力式海洋構造物基礎地盤では、構造物直下地盤よりもその周辺部地盤において液状化の可能性が高いことが実験により明らかとなった。このことは、既に、理論解析によって得られている結果とも一致する。
- (3) 本実験では、地盤が高密度化するか液状化するかによって、模型ケーソンの沈下に2つのパターンがみられた。過剰間隙水圧の消散が卓越する場合は、沈

下量と繰返し波数は片対数紙上で直線となるが、過剰間隙水圧の残留・蓄積が卓越する場合は、過剰間隙水圧がある値を越えると急激に沈下量が増大する。

- (4) 残留過剰間隙水圧の理論値と実測値を比較したところ、解析上のいくつかの仮定にもかかわらず両者はほぼ一致し、ここで述べた解析手法の妥当性が明らかとなった。波浪のような繰返し荷重を受ける基礎砂地盤中の残留過剰間隙水圧は、ここで示した手法を用いて推定することができる。

参考文献

- 1) Finn, W.D.L., Sidharthan, R. and Martin, G.R. (1983) : Response of seafloor to ocean waves, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.109, No.GT4, pp.556-572.
- 2) Ishihara, K. and Yamazaki, A. (1984) : Wave-induced liquefaction in seabed deposits of sand, Proceedings of the IUTAM'83 Symposium, Seabed Mechanics, pp.139-148.
- 3) Lee, K.L. and Focht, J.A. : Liquefaction potential at Ekofisk Tank in North Sea, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.101, No.GT1, pp.1-18.
- 4) Martin, G.R., Lam, I. and Tsai, C. (1980) : Pore-pressure dissipation during offshore cyclic loading, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.106, No.GT9, pp.981-996.
- 5) Rahman, M.S., Seed, H.B. and Booker, J.R. (1977) : Pore pressure development under offshore gravity structures, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.103, No.GT12, pp.1419-1436.
- 6) 梅原靖文, 善 功企, 浜田浩二 (1976) : 振動三軸試験による飽和砂の液状化特性, 港研報告, 第15巻, 第4号, pp.49-74.
- 7) 梅原靖文, 善 功企, 浜田浩二 (1981) : 排水効果を考慮した飽和砂の液状化強度, 港研報告, 第20巻, 第1号, pp.3-33.
- 8) 梅原靖文, 善 功企, 小黑良則 (1977) : 波力を受ける防波堤基礎地盤の液状化に関する模型実験, 第14回土質工学研究発表会概要集, 土質工学会, pp.1317-1320.
- 9) Vaid, Y.P. and Chern, J.C. (1983) : Effect of static shear on resistance to liquefaction, Soils and

Foundations, Vol.23, No.1, pp.47-60.

- 10) Wood, W.L. and Levin, R.W.(1975) : A comparison of time marching sches for the transient heat conduction equation, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.9, pp.679-689.
- 11) Yoshimi, Y. and Oh-oka, H. (1975) : Influence of degree of shear stress re-versal on the liquefaction potential of saturated sand, Soils and Foundations, Vol.15, No.3, pp.27-40.
- 14) Yoshimi, Y. and Tokimatsu, K. (1977) : Settlements of buildings on saturated sands during earthquakes, Soils and Foundations, Vol.17, No.1, pp.23-38.
- 15) 善 功 企 (1984a) : 波の繰返しを受ける防波堤基礎地盤の安定性に関する研究 (第1報), 港研報告, 第23巻, 第2号, 1984, pp.181-206.
- 16) 善 功 企 (1984b) : 海洋開発における波と海底地盤の動的問題, 昭和59年度港研講演会講演集, pp.77-133.

6. 現地実証観測および解析

6. 1 序説

砂地盤中の間隙水圧の波浪応答を, 実海域において観測した例がいくつか報告されている (たとえば, Clausen ほか; 1975, 大草ほか; 1976, 1977, Lee; 1976, Okusaほか; 1984, Maenoほか; 1985, 清水ほか; 1986, 善ほか; 1987)。しかし, 実海域の海底地盤における過剰間隙水圧や有効応力変動に関する詳細な観測例は極めて少なく, 実海域において果たして液状化現象が発生するかどうかは未確認の現状である。また, 3.8で述べたように, 液状化を引き起こす過剰間隙水圧には, 変動過剰間隙水圧と残留過剰間隙水圧があるが, 実海域においてどちらの成分が卓越するかは明らかではない。本章は, 現地観測により実海域における液状化現象を確認するとともに, 著者が提案している液状化理論を検証することを目的としたもので, 2年間の現地観測および観測データの理論解析結果について述べる (善ほか; 1989, Zen and Yamazaki; 1991)。

現地観測は, 茨城県鹿嶋郡須田浜地先にある運輸省港湾技術研究所「波崎海洋研究施設」の先端部において実施している。観測項目は, 波高, 潮位, 流速, 地盤中の間隙水圧, 地中応力, 海底砂面移動などである。観測は波高の大きなきを中心, 20分間の観測を1単位とし, 2時間ごとに24時間継続して行っている。海底地盤表層部の砂のサンプリングを行い現場密度を測定し, 採取試料を用いて, 透水試験, 圧縮試験, 液状化試験などの室内試験を実施して理論解析に必要な定数を決定した。理論解析では, 液状化理論と現地観測結果を比較検討して提案理論の妥当性を検証している。

6. 2 現地観測の理論的背景

海底地盤の液状化現象を取り扱う場合, まず, 海底地盤中の過剰間隙水圧を知る必要がある。実測により過剰間隙水圧 u の挙動が明らかになれば, 本観測では海底地盤の深度方向に一次的な観測を実施しているから, 任意の深度 z における有効鉛直応力 σ'_v は次式で求められる。

$$\sigma'_v = \sigma'_{v_0} - u \quad (6.1)$$

ここに, σ'_{v_0} は静穏時の有効土被り圧で, 地盤の水中単位体積重量を γ' とすると $\gamma'z$ に等しい。海底地盤の過剰間隙水圧には, 波浪に逐一応答して変動するものと, 繰返し波数の増加によって徐々に増加していくものがあることは既に3. において述べた。2つのタイプの過剰

間隙水圧のうち、後者は徐々に水圧が増加していくから経時的に間隙水圧の観測を行えば確認できる。前者は、式(4.1)に示したように、地盤中の変動水圧 p とその直上の海底面上の変動水圧 p_b を同時に測定しその差を取れば得られる。

海底地盤の液状化は、有効鉛直応力 σ'_{v0} が0または負となる場合に発生すると考えられるから、液状化の発生条件は、

$$\sigma'_{v0} \leq u = p - p_b \quad (6.2)$$

で与えられる。したがって、液状化現象を調べるためには、静穏時の有効土被り圧 σ'_{v0} 、海底地盤中の変動水圧 p 、海底面の水圧変動 p_b を観測すればよい。

6.3 現地観測概要

6.3.1 観測場所

現地観測は、図-6.1に示す茨城県鹿嶋市須田浜地先の運輸省港湾技術研究所「波崎海洋研究施設(HORF)」

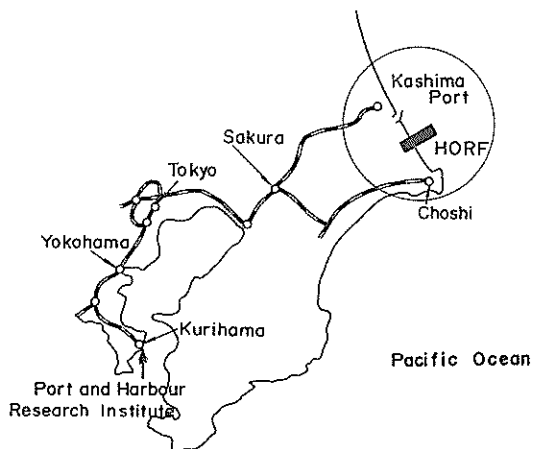


図-6.1 観測場所

(加藤;1987, 加藤・谷本;1988)において実施された。本施設は、図-6.2に示すように、海岸線から427m沖合に延びた棧橋構造の施設で、高さは干潮面から7m、幅は3.3mである。観測地点は、この棧橋の先端付近の水深約4mの地点である。

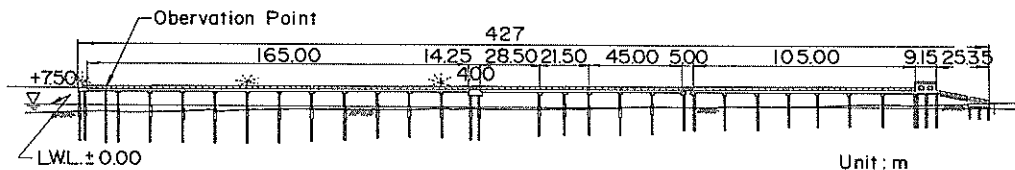


図-6.2 波崎海洋観測施設

6.3.2 地盤特性

観測地点の地盤は、図-6.3の土層断面図に示すように、沖積細砂層 (A_{s1})、沖積中砂～細砂層 (A_{s2})、洪

積細砂層 (D_{s1})、洪積礫混じり砂層 (D_{s2}) からなる。細砂層 (A_{s1}) は、黄灰色の緩く堆積した砂層で、N値は6～8程度である。沖積中砂～細砂層 (A_{s2}) は、層

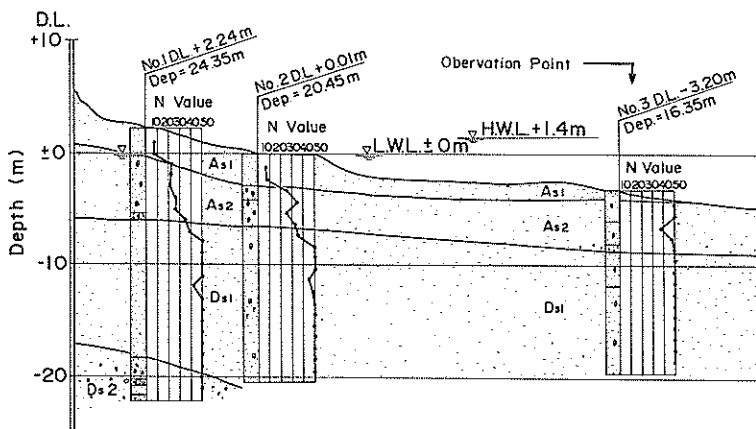


図-6.3 土層断面図

厚 4 m ~ 8 m 程度で、N 値は 21 ~ 50 以上の黄灰色 ~ 暗灰色をした砂層である。観測の対象とした砂層は、海底表層部分の沖積細砂層 (A₅₁) で、この砂層は、図-6.4 の粒径加積曲線に示すように、一般の海浜の砂と同様、粒径の比較的均一な砂からなる。原位置の海底表層部における砂の密度を、内径 76mm、高さ 200mm のステンレス製円筒容器を押込み測定したところ、図-6.5 の結果が得られた。結果にはかなりばらつきがあるが、平均値を求めると乾燥密度で 1.543g/cm³、水中単位体積重量換算で 0.969gf/cm³ であった。表-6.1 に波崎砂の物理的特性を示す。

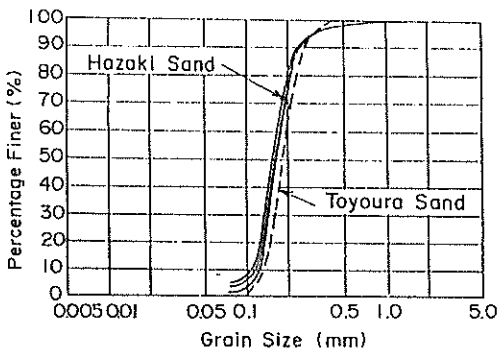


図-6.4 粒径加積曲線

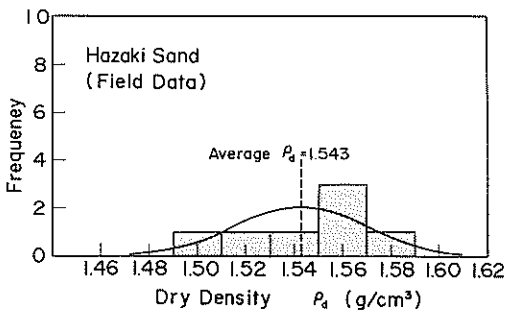


図-6.5 現地地盤の密度

表-6.1 波崎砂の物理的特性

比重	Gs	2.689
最大乾燥密度	ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.600
最小乾燥密度	ρ_{dmin} (g/cm ³)	1.233
最大間隙比	e_{max}	1.181
最小間隙比	e_{min}	0.681
均等係数	U _c	1.5~1.6
50% 粒径	D ₅₀ (mm)	0.16~0.17

6.3.3 観測方法

(1) 項目および計器

観測項目は、波高、流速、潮位、海底砂面の变化、海底地盤表面の水圧変動、地盤中の間隙水圧変動および土圧である。これらの測定を行うにあたっては、表-6.2 の各機器を用いている。間隙水圧計は、データインスト

表-6.2 計測機器

測定項目	機器名	型式名	容量
間隙水圧	間隙水圧計 (デ・イ社)	半導体ストレージ AB-50型	3.5 kgf/cm ²
土 圧	土圧計 (共和電業)	二重ダイヤフラム BE-2KM型	2.0 kgf/cm ²
傾 き	傾斜計 (アレック電子)	電解液抵抗変化 ACO型	±70°
砂面変動	砂面計 (三洋測器)	赤外線発光遮断タイプ	深さ 3 m 5 cmピッチ
流 速	電磁流速計 (アレック電子)	二軸電磁流速計 ACM-200	±600cm/s

ルメンツ社製の半導体スイレンゲージタイプ AB-50型 (容量: 3.5kgf/cm²) を用いた。設置時の施工性を考慮して、この間隙水圧計を、図-6.6 に示すように、直径約 55cm のステンレス製パイプ内に 50cm ピッチで 5 個組込んだものを用いた (以後、これを間隙水圧計測機器とよぶ)。水圧の受圧部周囲には、フィルタ材として、円筒形のポーラスメタル (外径 65mm、内径 59mm、高さ 20mm) を取り付けた。また、設置時に受圧部の空気抜きを完全にし、受圧部が海水で満たされるように 2 系統の空気・水抜き孔を設けている。土圧計は、波圧計としても適用可能な機構を有する共和電業社製の土圧計 BE-2 KM 型 (容量: 2 kgf/cm²、受圧面の直径: 80mm) を 4 個用いている。これらを図-6.7 に示すように、それぞれ、水平、鉛直方向に向けて鋼製アームに固定し、間隙水圧計測機器の No. 3 と No. 5 で表される位置に取り付けた。これらは、間隙水圧計測機器から 20cm だけ離れている。また、土圧計の傾きを測定するために、測定誤差が ±1° 以内の傾斜計も設置した。砂面の变化は、三洋測器社製の砂面計を用いて測定している。これは、ステンレス角棒 (30mm × 32mm、長さ 4 m) に組込まれた対になった赤外線発光器と受光器の光軸が砂で遮断されると回路がオフとなり砂面が感知される機構を有するものである。センサーの個数は 61、ピッチ 5 cm、測定範囲 3 m である。流速計は、海底面から 1 m 上側の位置に設置した。波高計は、既に棧橋上に設置されている超音波式の波高計 (ST No.1) により観測される。

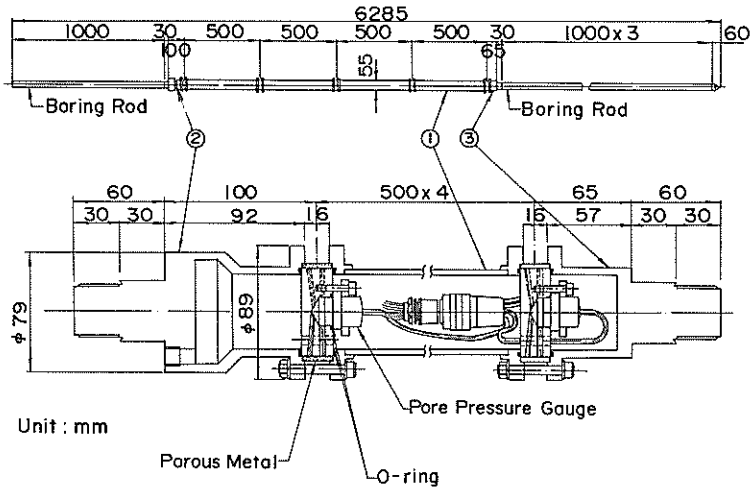


図-6.6 間隙水圧計測機器

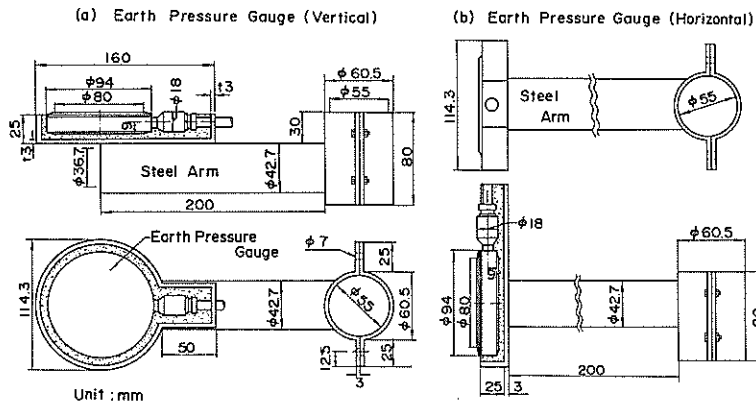


図-6.7 土圧計の取り付け状況

図-6.8に観測用計器の埋設位置を示している。各機器は、鋼管支柱から水平に1mのばした3本の固定パイプに固定されている。なお、本観測では、海底地盤表面における間隙水圧を測定することが望ましいことから、荒天時などに海底面が大きく変化した場合には、観測再開前に一度機器を引上げて再設置した。

(2) 機器の設置方法

計測機器および固定パイプを支持するために鋼管支柱(長さ5.5m、外径216.3mm、肉厚12.7mm)を海底地盤中約5mまで挿入した。鋼管支柱の挿入はウォータジェットを用いて行った。鋼管支柱の上部にH型鋼を連結し、H型鋼上部を棧橋のPC桁にアンカーボルトで固定した。図-6.8に示すように、鋼管支柱から1mの距離まで固定パイプを張り出し、ウォータジェットにより埋設

した間隙水圧計測機器等を固定した。各計測機器からのケーブルは、固定パイプおよび鋼管支柱にそわせて棧橋上まで敷設し、棧橋上のアンプボックスと接続した。

(3) データの取得および記録

データの取得は、機器設置後、地盤の乱れが落ち着くまでしばらくの期間放置した後、波高の大きな時期を待って、20分間の観測を1単位とし、2時間ごとに24時間継続して行った。間隙水圧計、土圧計、傾斜計、砂面計および流速計のデータは、観測棧橋に設置されている送信ケーブルを通して観測室にある記録機器に送られる。これらの記録は、共和電業社製のデータレコーダ(RTP800)にアナログデータとして取込まれた。砂面計の記録だけは、パーソナルコンピュータに直接取込まれている。

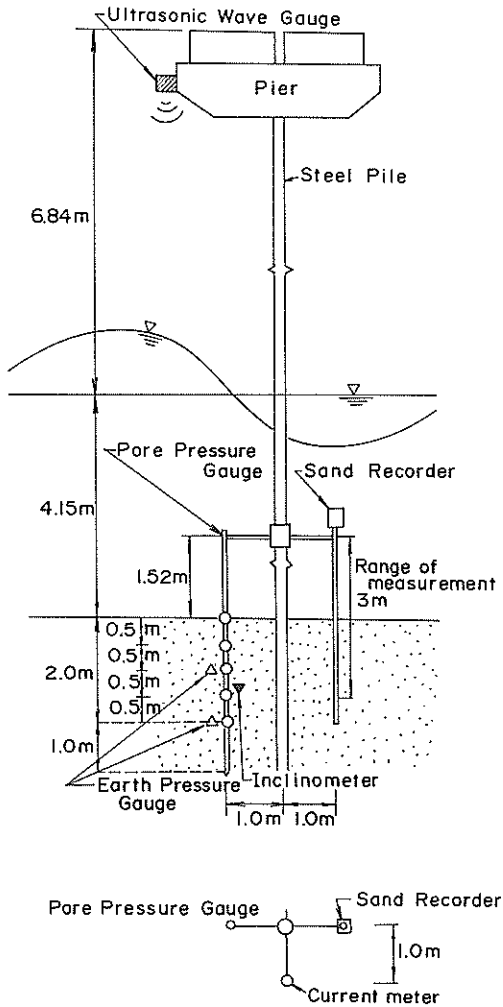


図-6.8 計器埋設状況

6.4 現地観測結果

6.4.1 波浪特性

観測期間中（昭和63年の4月12日1:00～4月14日0:00, 4月19日1:00～4月20日0:00, 5月9日1:00～5月13日0:00）に、波高計（ST No.1）において観測された波浪特性について、有義波高 $H_{1/3}$ と有義波周期 $T_{1/3}$ の関係、有義波高および有義波周期の出現頻度を描いたものが図-6.9である。ここでは、ゼロダウンクロス法によりデータの整理を行っている。図-6.9によると、上記観測期間における周期は、波高が大きくなっても7s～10s程度の値と頭打ちの状況になっており、これは、波が観測地点あたりで碎波することによるものと思われる。また、データ取得時の有義波高の最大は、2.5m程度で、有義波周期の最頻値は7s～9sとなっている。

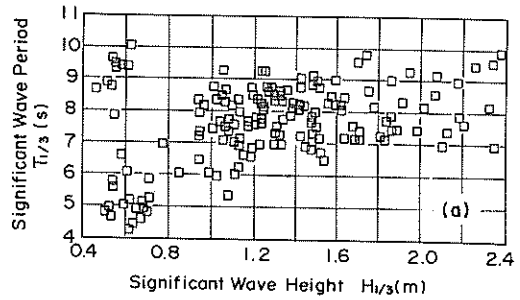


図-6.9(a) 観測期間中の波浪特性：
有義波高と有義波周期の関係

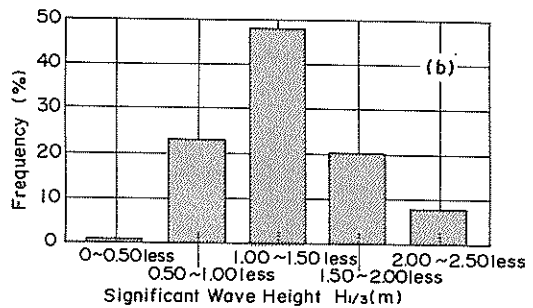


図-6.9(b) 観測期間中の波浪特性：有義波高

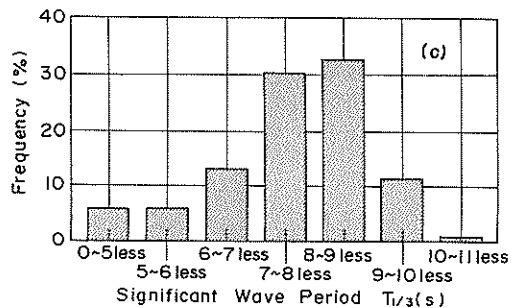


図-6.9(c) 観測期間中の波浪特性：有義波周期

6.4.2 地盤中の変動水圧

解析の対象とした記録は、①昭和63年5月9日18:00からの記録（観測シリーズ1）、②昭和63年5月11日20:00からの記録（観測シリーズ2）、③平成元年4月24日2:24からの記録（観測シリーズ3）である。

現地観測で得られた底面水圧変動 p_b および変動水圧 p と海面変化 η を図-6.10に示しているが、これは、昭和63年5月9日18:00から7分間（420秒間）の記録（観測シリーズ1）を示したものである。図-6.10によると、地盤中の変動水圧 p は底面水圧変動にตอบสนองして0を中心に変動しており、5. で述べたような過剰間隙水圧の残

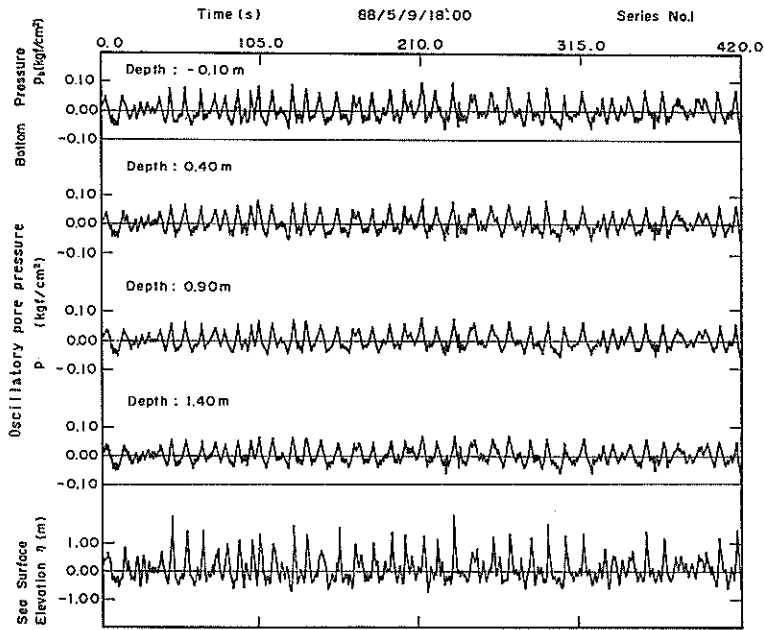


図-6.10 観測記録例 (観測シリーズ1)

留・蓄積はないことが明らかである。したがって、以後、変動過剰間隙水圧について考察を行う。図-6.10の観測記録から、大きな波高が観測されている0.0秒~53.1秒までの間のデータを拡大したものが図-6.11(a)である。観測シリーズ2, 観測シリーズ3の拡大記録についても

図-6.11(b), (c)に示している。間隙水圧計測機器は固定されているので、海底面の変化によって5個の間隙水圧センサーの地盤中の深度は、設置時点とはやや異なるが、この海底面の変化は、砂面計により5cmごとの変化として記録される。

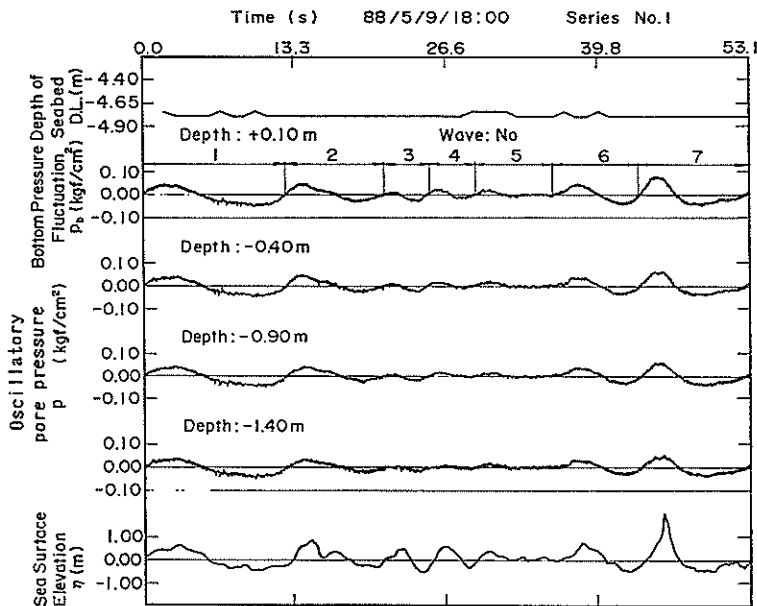


図-6.11(a) 観測記録の拡大図 (観測シリーズ1)

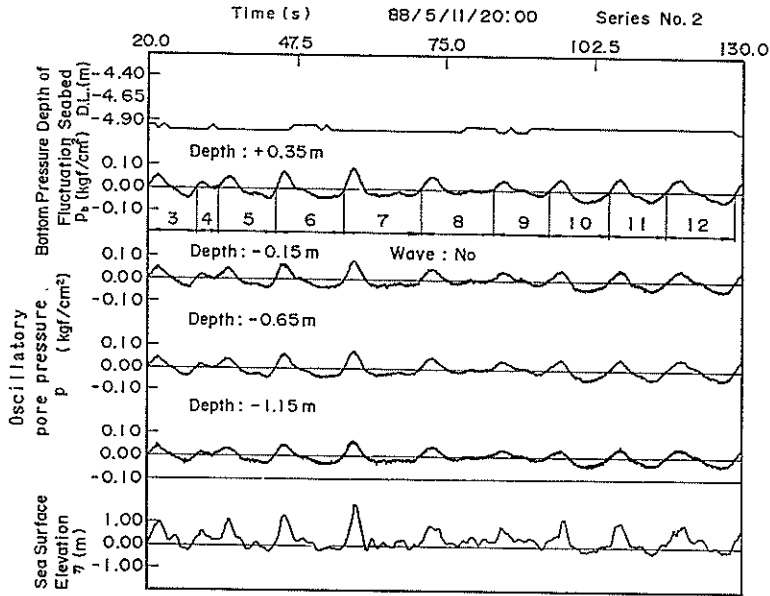


図-6.11(b) 観測記録の拡大図 (観測シリーズ2)

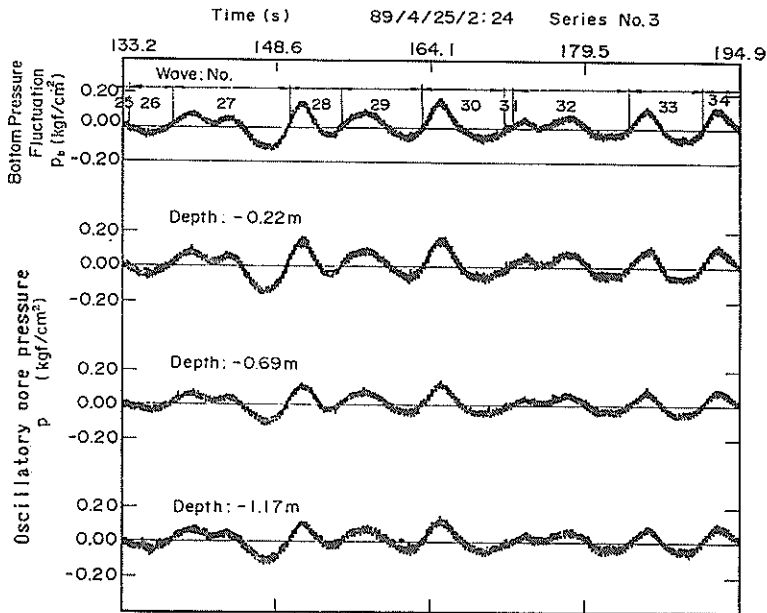
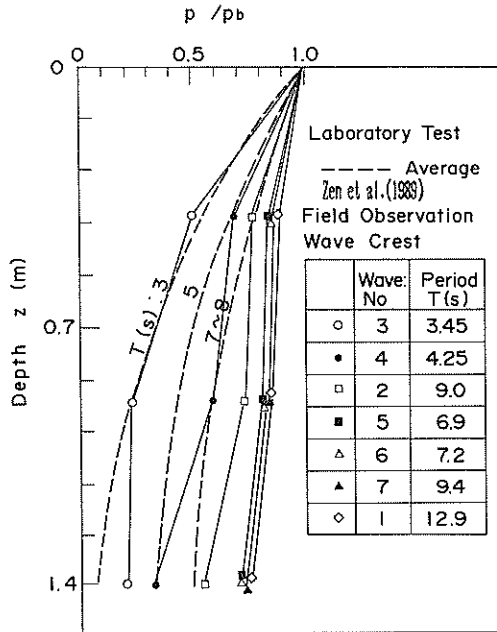


図-6.11(c) 観測記録の拡大図 (観測シリーズ3)

図-6.11では、底面水圧変動 p_b の1周期ごとに波の番号 (Wave:No.) をつけている。後で述べる観測データの解析では、これらの各波ごとに、それぞれ詳細な液状化の検討を行っている。

4. では、変動水圧 p は、底面水圧変動 p_b に対して、

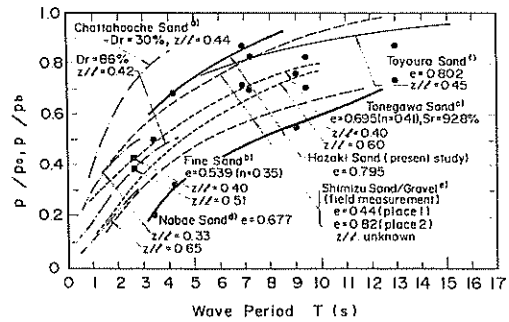
ある位相と減衰をもって変動することを明らかにした。図-6.11からは、このような傾向が明確には読取れないので、一例として図-6.11(a)の各波の番号1~7の波形の峰に対応する時刻における水圧比 p/p_b を求めたものが図-6.12である。図-6.12によると、 p は明らか



図一6.12 水圧比の比較 (室内実験と現地観測)

に p_b よりも小さくなっていることがわかる。また、図一6.12には、波崎砂を用いた室内実験結果 (善ほか; 1989) もあわせて描かれている (ただし、 p_b は室内実験で加えた正弦波形的の水圧変動振幅である) が、現地観測と室内実験による水圧比の分布形状は、周期をパラメータとしてみるとほぼ対応している。また、周期が小さいほど水圧比が小さくなる傾向にある。

図一6.13は、現地観測で得られた海底地盤の水圧と変動水圧から、水圧比 p/p_b を求め、周期 T に対してプロットしたものである。図一6.13には、筆者が取りまとめた他の研究者による室内実験および現地観測結果 (善ほか; 1987) もあわせて示している。ただし、室内実験結果は、無次元深度 z/l がほぼ0.45の位置における値であるが、現地観測結果では、不透水境界面が明確ではないので、深度40cmと140cmのデータをそのままプロットしている。図一6.13をみると、海底地盤中の変動水圧は波の周期に依存しており、周期が短い場合には水圧比は1以下となっている。一方、周期が長くなると (すなわち、海底面の水圧変動が比較的ゆっくりしている場合には) 水圧比は1に近づく。 $\Delta\sigma'_v = p_b (1 - p/p_b)$ で表されるから、 $p/p_b < 1$ の場合には、波浪の作用によって海底地盤中の有効鉛直応力も変動し、周期が短いほどこの $\Delta\sigma'_v$ が大きいことを意味している。一方、 $p/p_b = 1$ の場合には、 $\Delta\sigma'_v = 0$ となり、地盤中の有効鉛直応力の変動はないことになる。後者の場合は、



図一6.13 周期と水圧比

静水圧 (中立応力) が変化しても地盤中の有効応力は一定に保たれるといういわゆる「有効応力の原理」の説明で用いられる概念と一致する。

6.4.3 地中応力の変動

観測シリーズ3では、海底地盤中に鉛直および水平方向に向けた2個ずつ計4個の土圧計を埋設している。このらの土圧計から得られた観測記録を示したものが図一6.14である。ただし、図一6.14では、土圧計の絶対量ではなく変動量を示している。また、この中には、図一6.11(c)に示した変動水圧成分も含まれており、いわば全応力を意味していると考えられる。図一6.14において注目すべき点は、 $\Delta\sigma'_{h1}$ が他の記録とは異なりノイズのようなきわめて周波数の高い波形がみられることである。また、これは他の応力 $\Delta\sigma'_{v1}$ 、 $\Delta\sigma'_{v2}$ 、 $\Delta\sigma'_{h2}$ が減少しているときに顕著に現れている。この理由については明確ではないが、仮に、土圧計埋設深度-0.32m以深まで液状化が発生している (このことは、6.5.2で示す) とすると、懸濁状態になった土粒子が土圧計の受圧面に流体的に作用することによって、このような観測記録が得られたものと推定される。ただし、 $\Delta\sigma'_{h1}$ よりも浅い位置にある $\Delta\sigma'_{v1}$ については、このような現象は観測されておらず、今後、さらに詳細な観測を行う必要があると思われる。なお、観測終了後、土圧計を観測棧橋上に引上げた状態でチェックしたところ、土圧計には何ら異常はみられなかった。

図一6.14は全応力を描いたものであるが、同時に観測された各土圧計近傍の変動水圧成分を観測値から差引いたものを描くと、図一6.15のような有効応力変動の時系列が得られる。得られた結果にはかなりのノイズが含まれているが、海底地盤中の有効応力は、地盤表面の水圧変動にともなって変動していることが確認される。さらに、水平応力 $\Delta\sigma'_{h1}$ を除いたその他の有効応力変動 $\Delta\sigma'_{v1}$ 、 $\Delta\sigma'_{v2}$ 、 $\Delta\sigma'_{h2}$ については、変動の傾向が

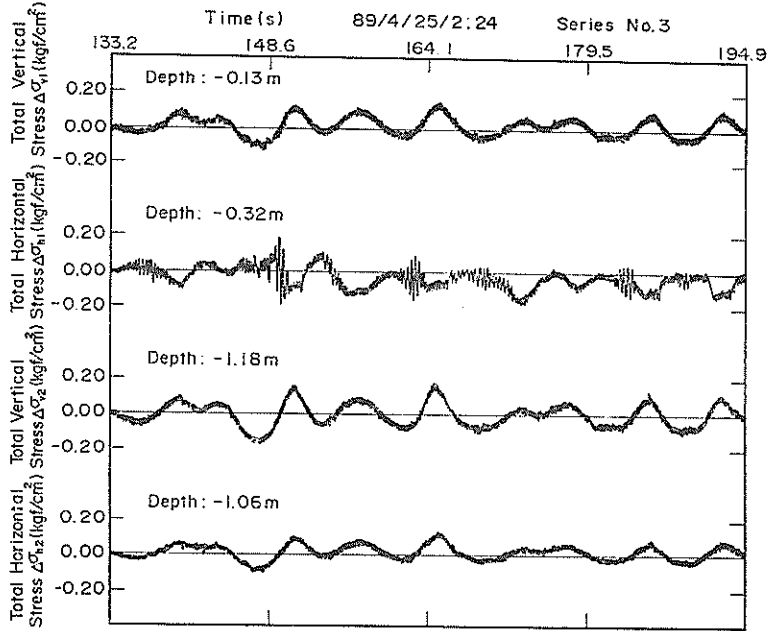


図-6.14 土圧の観測記録例（観測シリーズ2）

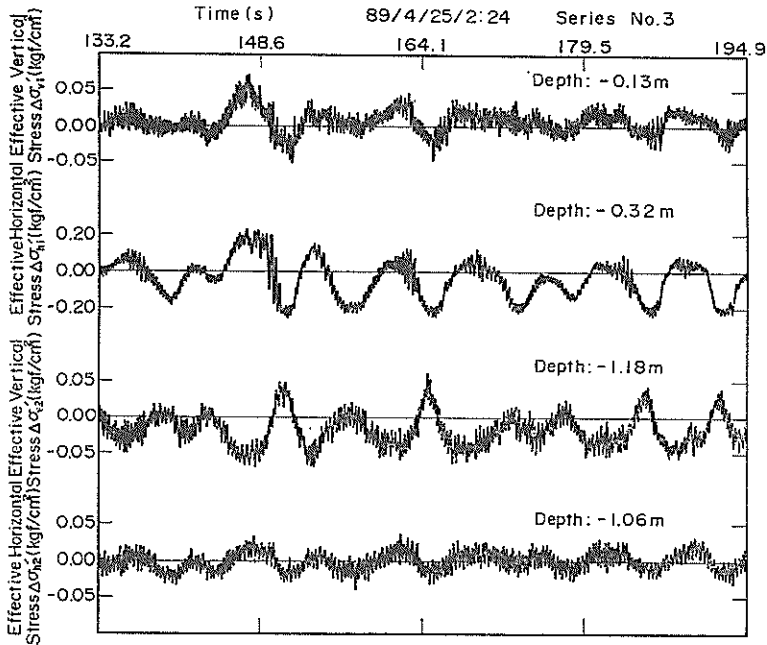


図-6.15 有効応力の時系列（観測シリーズ2）

良く一致している。すなわち、一例として時間148.6秒から164.1秒間の波形をみても明らかなように、位相や変動量の相違はあるものの変動形状はほぼ同様となっている。 $\Delta \sigma'_{v1}$ については、他のデータと異なった傾向

を示しており、変動量が他の記録に比較してかなり大きくなっている。この理由については既に述べたように必ずしも明確ではなく、今後の検討を要すると考えられるが、いずれにしても、地中応力変動の観測結果から、波

浪の作用によって海底地盤中の有効応力も逐一変動することが確認される。

6.5 海底地盤の液状化に関する考察

6.5.1 変動過剰間隙水圧と有効鉛直応力

既に述べたように、海底地盤中の有効応力は波浪の進行にともなって変動している。図-6.16は、図-6.15に

相当する所で現れている。さらに、深さ-1.18mではこのような明確な逆転は観測されていない。図-6.17は、図-6.16の中から波の番号28と30を選び、1サイクル間の代表的な位相(図-6.17の波形上の1~5の点)における有効鉛直応力の変動分布を比較した結果である。実測された $\Delta\sigma'_v$ と (p_b-p) で求められた有効鉛直応力変動は、地盤上部の浅いところではあまり良い一致が

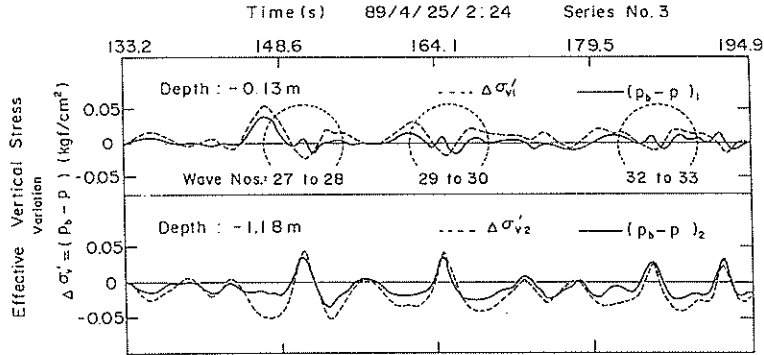


図-6.16 有効鉛直応力の変動(観測シリーズ3)

示した土圧計測結果から得られる鉛直有効応力 $\Delta\sigma'_v$ ($=\Delta\sigma'_v - p$)と間隙水圧計測結果から得られる鉛直有効応力 $(p_b - p)$ を比較したものである。比較にあたっては、図-6.15に現れているような高周波数成分は取除いた。 $\Delta\sigma'_v$ と $(p_b - p)$ は、現地観測における土圧の測定精度を考慮すると、全体的にはほぼ一致しているとみなされる。ただし、図-6.16の破線で囲った箇所では、両者は一致しておらず、 $\Delta\sigma'_v$ と $(p_b - p)$ が逆の傾向を示している。また、この箇所は波形の谷に

みられないことが明らかである。このような理由は、地盤中で液状化が発生した場合、土粒子のかみ合いがはずれ懸濁状態となることから、間隙水圧がかなり特異な応答をすること、また、このとき「有効応力の原理」が成立しなくなることによると考えられる。一方、液状化が発生していない(このことは、6.5.2で示す)地盤下部の点では、2~3一致しない点もあるがほぼ両者は良好対応を示している。以上のことは、海底地盤中の有効応力の変動量が、液状化の発生以前の段階では $\Delta\sigma'_v =$

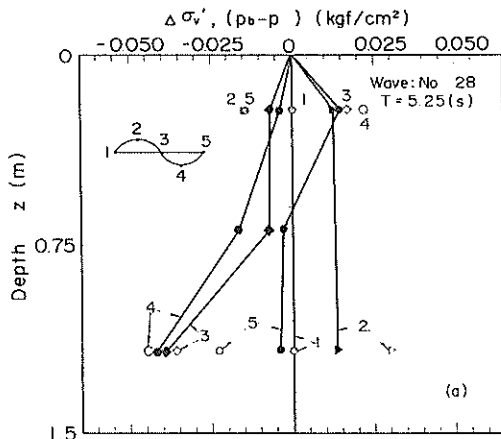


図-6.17(a) 有効鉛直応力の変動分布

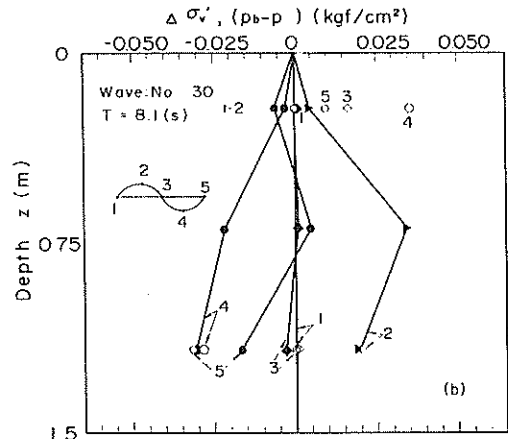


図-6.17(b) 有効鉛直応力の変動分布

$-p) = -u$ で表されることを意味しており、変動過剰間隙水圧の概念の妥当性が現地でも確認されたものと考えられる。したがって、地盤中の有効鉛直応力の変動量を求める場合には、直接応力を測定する必要はなく、波浪によって引き起こされる海底地盤中の変動過剰間隙水圧 $u = -(p_b - p)$ を求め、符号を逆にすればよいことになる。

図-6.18は、波の1サイクル間における変動過剰間隙水圧の深度分布を描いたものである。図-6.18(a)は、同図中に示す海底面の水圧 p_b の1サイクル中の代表的な位相（波形上に1～5で示す）における変動過剰間隙水圧の分布を描いたものである。また、図-6.18(b)は、

観測シリーズ2の波の番号7について同様な整理をしたものである。図-6.18(a)、図-6.18(b)を比較すると、図-6.18(b)の方が砕波帯における変動過剰間隙水圧分布の特徴が極端に現れており、砕波後の位相（点4、5）においてはそれほど大きな変動過剰間隙水圧が観測されておらず、海底面の不規則な水圧の形状に対応した過剰間隙水圧が現れている。したがって、砕波帯内では、従来のような微小振幅波にもとづく理論では不十分で、波の不規則性を十分考慮する必要があると考えられる。不規則波に対する変動過剰間隙水圧の取り扱いについては、6.6で詳細に述べることにする。

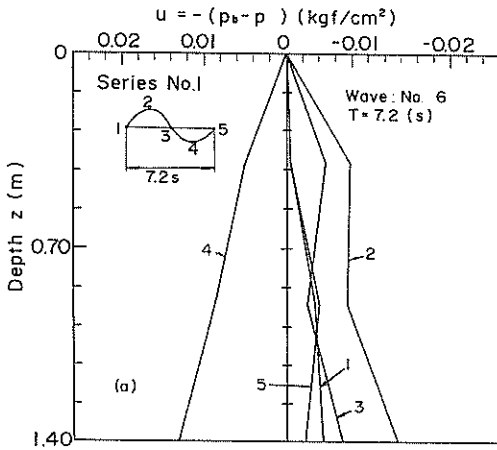


図-6.18(a) 変動過剰間隙水圧分布
(観測シリーズ1)

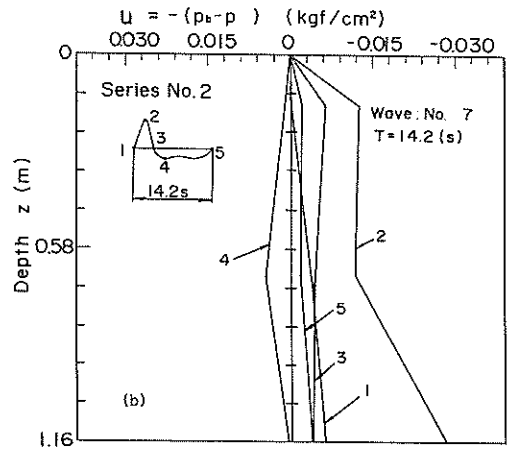


図-6.18(b) 変動過剰間隙水圧分布
(観測シリーズ2)

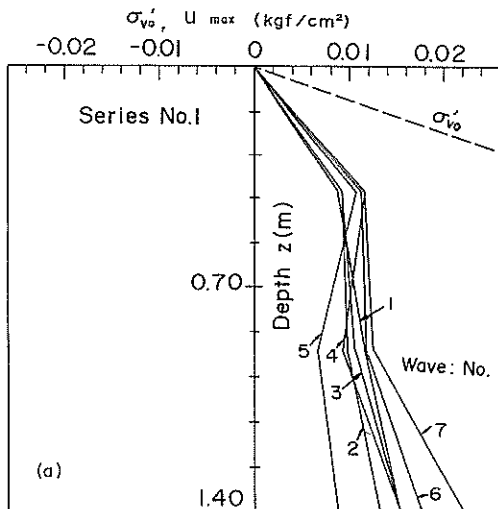


図-6.19(a) 非液状化 (観測シリーズ1)

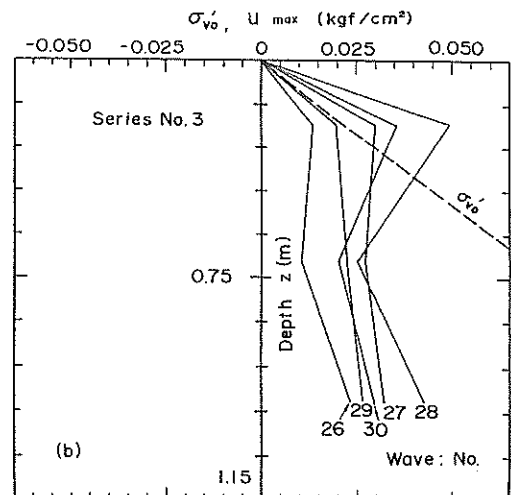


図-6.19(b) 液状化 (観測シリーズ3)

6.5.2 液状化の発生

式(6.2)を用いて海底地盤における液状化発生の有無を調べる。図-6.19は、1波ごとの最大変動過剰間隙水圧 u_{max} と静穏時の有効鉛直応力 σ'_{v0} を比較したものである。 σ'_{v0} は、現地において実測された地盤の密度の平均値から $\sigma'_{v0} = 0.969 \times 10^{-3} z$ (kgf/cm², z の単位はm) で表している。図-6.19(a)は、図-6.11(a)に示した観測シリーズ1の各波(7波)についての結果であるが、この場合、いずれも u_{max} は σ'_{v0} を越えておらず、液状化が発生しているとはいえない。図-6.19(b)は、図-6.11(b)に示した観測シリーズ3の5波について同様な整理を行った結果であるが、この場合、実線で描かれた最大過剰間隙水圧 u_{max} が破線で描かれた σ'_{v0} よりも上側に位置する部分が現れており、過剰間隙水圧が σ'_{v0} を越える所で液状化が発生していると考えられる。

6.6 提案理論の検証および考察

6.6.1 理論解析方法

液状化の予測を行う場合には、静穏時の地盤中の有効鉛直応力 σ'_{v0} 、海底地盤表面の水圧変動 p_b 、地盤中の変動水圧 p を知る必要がある。特に、地盤中の変動水圧は、液状化の予測を行う上で重要であり、ここでは、この変動水圧の観測値と理論値の比較を行い提案理論の妥当性を検証する。

現地観測で得られた海底面の水圧変動波形は、図-6.10、図-6.11に示したように不規則な波形となっている。解析ではこれらの不規則性を考慮して式(4.5)で表される基礎方程式を差分法で解いている。海底表面の境界条件は、現地観測で得られた p_b のアナログデータを20Hz(0.05s)ごとにデジタル化して与えているが、より短い時間間隔が必要な場合には、各デジタル値間をさらに細かく分割している。底部不透水境界までの深度は、不透水層が原地盤の土質調査結果からは直接決定できなかったため、層厚の影響をいくつか変えて解析し、計算結果に層厚の影響が現れない深度とした。このときの層厚は、 $\ell = 2.3$ mである。解析に用いた差分間隔は、時間間隔 $\Delta t = 0.05$ s、位置間隔 $\Delta z = 5$ cmである。 σ'_{v0} については、現地測定の結果得られた水中単位体積重量から、 $\sigma'_{v0} = 0.969 \times 10^{-3} z$ (kgf/cm²) (z の単位はm) としている。

6.6.2 室内実験による入力定数の決定

理論解析を行うにあたっては、圧密係数 C_v や伝達係数 α などの入力定数を求める必要がある。図-6.20は、現地で採取した試料を用いて、これらの定数を決定する

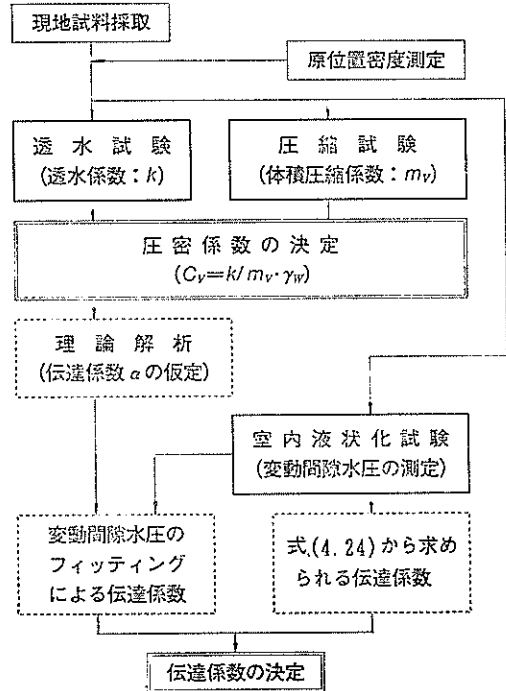


図-6.20 圧密係数および伝達係数の決定フロー

ためのフローを描いたものである。圧密係数は、それぞれ透水試験および一次元圧縮試験から得られる透水係数 k と体積圧縮係数 m_v を用いて算定される。これらの試験は、3~4種類の乾燥密度に対して行われる。圧密係数が決定できれば、次の2つの方法で伝達係数 α を求める。①フィッティングによる方法：現地の試料を用いた室内液状化試験を別途行いそれから得られる変動水圧分布と理論的に求まる分布をフィッティングし α を逆算する。②理論式から算定する方法： n/m_v 、 m_{w0} 、 S_r 、 p_{ms} から、式(4.24)を用いて α を求める。

このようにして得られた値は、現地観測データの理論解析に用いられるが、以下にその具体的な決定法について述べる。

透水試験は、土質工学会による「土の透水試験方法(案)」(A 1218 T-1978)に準じて行った。供試体の乾燥密度は、緩詰めから密詰めまでの4種類とした。図-6.21は、それらの結果を示したものである。透水係数は、相対密度の増大に比例して小さくなるが、 $k = (1.0 \sim 2.5) \times 10^{-2}$ m/sである。

(2)体積圧縮係数

内径305mm、高さ350mmの鋼製モールドに試料を詰め、鉛直方向の荷重を段階的に加えて圧縮量を測定した。載荷および除荷を5回繰り返した。図-6.22は、結果の一

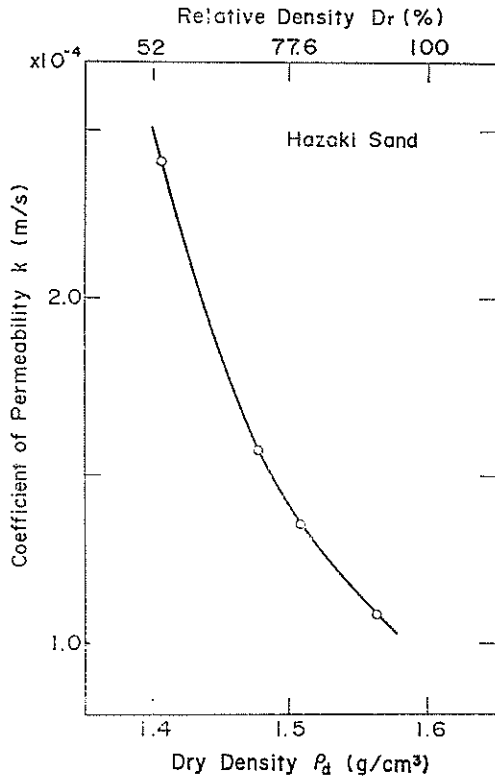


図-6.21 密度と透水係数

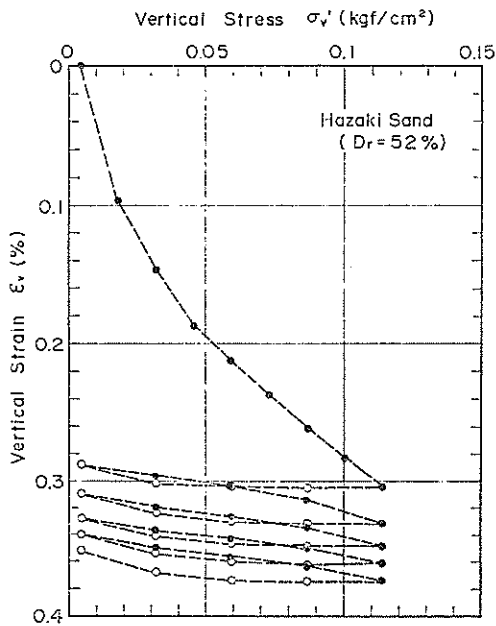


図-6.22 鉛直応力と体積ひずみ

例を示したものであるが、1サイクル目の圧縮量は、その後の圧縮量に比較して著しく大きくなっている。2サイクル目からは、ほぼ徐々に圧縮が進むものの、曲線の形状はほぼ同様な傾向を示している。このような関係から、体積圧縮係数 $m_v = \Delta \epsilon_v / \Delta \sigma'_v$ (ここに、 $\Delta \epsilon_v$ は体積ひずみ) で求められる。 m_v の値は圧縮側と膨張側では異なるが、ここでは膨張側の m_v を用いている。図-6.23は、このようにして求めた m_v と相対密度の関係を描いたものであるが、相対密度が大きくなると m_v は小さくなっており、 $m_v = (1.5 \sim 2.0) \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{kgf}$ となっている。

(3) 圧密係数

図-6.24は、透水係数と体積圧縮係数から圧密係数 C_v を算定した結果を相対密度に対してプロットしたものである。図-6.24によると、 C_v は、相対密度が大きくなるにつれて減少しているが、今回の試験で行った相対密度の範囲内では、 $C_v = (6 \sim 12) \times 10^3 \text{ cm}^2/\text{s}$ の範囲にある。図-6.24から、それぞれ、別途行った室内液状化試験における密度および現地における密度に対応する C_v を求めると、室内実験の乾燥密度 1.41 g/cm^3 に対して、 $C_v = 11.5 \times 10^3 \text{ cm}^2/\text{s}$ 、現地の乾燥密度 1.54 g/cm^3 に対して、 $C_v = 7.18 \times 10^3 \text{ cm}^2/\text{s}$ が得られた。

以上の土質特性を一覧表にしたものが表-6.3である。

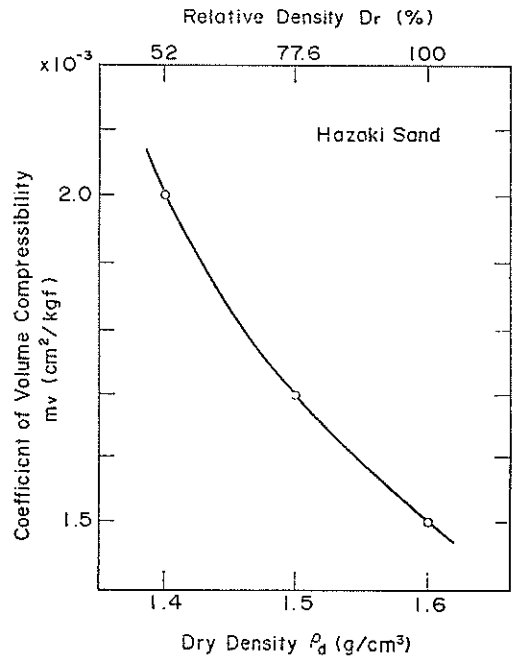
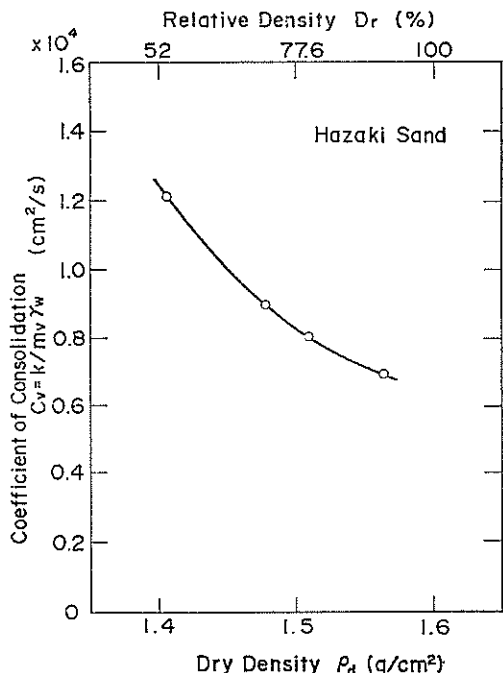


図-6.23 相対密度と体積圧縮係数



図一 6.24 相対密度と圧密係数

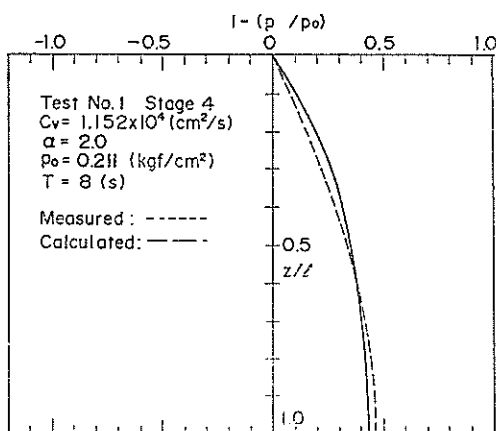
(4)伝達係数

室内液状化実験から得られる変動水圧分布と理論解を、図-6.25に示すようにフィッティングして、各ステージごとの伝達係数を求めた。このさい、密度変化は考慮せず、 $C_v = 11.5 \times 10^3 \text{ cm}^2/\text{s}$ としている。各ステージごとに得られた α の値を表-6.4に示すが、得られた値にはかなり幅があり、特に、周期の小さなステージ1、2およびステージ6、7ではかなり大きな値となっている。これは、図-6.25(b)に示したフィッティング結果をみると明らかなように、変動水圧分布の実測値が、底部において横軸に直角になっておらず(すなわち、測定精度が悪く、実測値が底部境界条件 $\partial p / \partial z = 0$ を満足しておらず)、フィッティングの精度が低下したことによるものと考えられる。したがって、これらの値は α の決定に考慮しないことにすると、 $\alpha = 2.0 \sim 2.2$ 、平均値で $\alpha = 2.1$ となる。

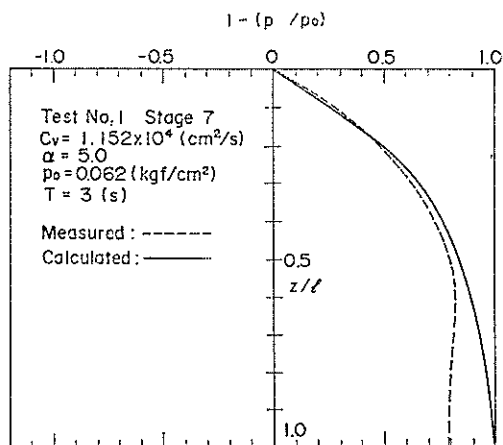
一方、伝達係数が式(4.24)で与えられるとすると、 n/m_v 、水の圧縮率 m_{w0} 、飽和度 S_r 、間隙水圧 p_{m0} が分れば α は計算される。 S_r は現地の砂を実験室に運び測定したところ平均で99.45%が得られたので現地の

表一 6.3 土質定数一覧

Test No.	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	水中単位体積重量 γ' (gf/cm ³)	間隙比 e	間隙率 n	相対密度 Dr (%)	透水係数 k (cm/s)	体積圧縮係数 m_v (cm ² /kgf)	圧密係数 C_v (cm ² /s)	n/m_v (kgf/cm ²)
1	1.407	0.884	0.911	0.477	54	2.407×10^{-2}	1.975×10^{-3}	1.219×10^4	242
2	1.478	0.928	0.817	0.450	72	1.571	1.757	0.894	256
3	1.509	0.948	0.782	0.438	82	1.354	1.682	0.805	261
4	1.563	0.982	0.720	0.419	94	1.087	1.565	0.645	268



図一 6.25(a) 伝達係数のフィッティング



図一 6.25(b) 伝達係数のフィッティング

表-6.4 フィッティングによる伝達係数

ステージ No.	水圧変動振幅 \bar{p}_0 (kgf/cm ²)	周期 T(s)	伝達係数 α
1	0.068	3	3.5~4
2	0.116	5	2.6
3	0.159	7	2.1
4	0.211	8	2.0
5	0.159	7	2.2
6	0.114	5	3.1~3.2
7	0.032	3	5~6

飽和度もこれと同じとみなした。 m_w は 4.8×10^{-5} cm³/kgfとし、 p_{mg} は、①静穏時の海底面の水圧0.5kgf/cm²を想定した場合として1.533kgf/cm²(絶対圧)、②海底面の変動水圧と等しい値を仮定して1.322kgf/cm²とした。 n/m_v は、表-6.3に示した範囲の値をとるから、これらを代入して α を計算すると表-6.5のようになる。表-6.5に示された α は1.86~2.12の範囲となっているが、平均して小数第1位までをとると $\alpha=2.0$ となる。これは、フィッティングによる値とほぼ等しい。したがって、ここでは、両方法で得られた結果から $\alpha=2.0$ を採用することにする。

表-6.5 式(4.24)による伝達係数

相対密度 $D_r(\%)$	間隙率/体積圧縮係数 n/m_v (kgf/cm ²)	飽和度 $S_r(\%)$	伝達係数 α	
			①	②
54	242	99.45	1.86	2.00
72	256		1.91	2.06
82	261		1.93	2.09
94	268		1.96	2.12
注) 間隙水圧(絶対圧力)		平均	$\alpha=2.00$	

① $p_{mg}=1.533$ (kgf/cm²) ② $p_{mg}=1.322$ (kgf/cm²)

6.6.3 理論値と観測値の比較

(1)非液状化地盤

図-6.26は、観測シリーズ2における観測結果と理論解析結果を比較したもので、海底地盤表面の水圧変動 p_b 、地盤中の深度15cm、65cm、115cmにおける変動水圧 p およびそれらの深度における応力比 σ'_v/σ'_v の時系列を示している。理論解析に用いた入力は、6.6.2で述べた結果から、圧密係数 $C_v=7.18 \times 10^3$ cm/s、伝達係数 $\alpha=2.0$ とした。また、境界条件としては、海底地盤表面(深度 $z=0$)の水圧変動 p の観測値を用い、不透水境界として、砂層厚を $l=230$ cmとしている。図-6.26をみると、白丸で表された観測値と実線で表され

た理論値は、経時変化の状況がきわめて良く一致しており、提案式(4.5)は、不規則な水圧変動に対しても、地盤中の変動水圧を良く追跡可能なことが明らかである。また、応力比 σ'_v/σ'_v を見ると、いずれの深度においてもゼロまたは負となることはなく、液状化現象は発生していないことがわかる。図-6.27は、図-6.26に示した波のうち、波の番号7に対する水圧比 p/p_b を p_b の波形の峰において比較したものである。理論値は、深部においてやや大きめの値となっている。図-6.28は、図-6.27と番号の同じ波について、有効応力の1サイクル中の最大減少量 $(p_b-p)_{MIN}$ の深度分布を比較したものである。この場合、理論値と観測値はほぼ一致していることがわかる。両者の相違は、水圧の比でとるか差でとるかによるものであるが、液状化の検討などの実用的な点では、差が重要であることを考慮すると、理論値は観測値を良く説明しているとみなしてもよいと考えられる。

なお、図-6.26~図-6.28の理論解析では、伝達係数 $\alpha=2.0$ としているが、 α が解析結果に及ぼす感度を分析した結果も図-6.27、図-6.28に示されている。このときの α としては、2.6を用いている。図-6.27、図-6.28によると、 α の理論値に及ぼす感度は、 (p_b-p) に対してはそれほど大きくはないこと、また、 $\alpha=2.0$ の理論値がより観測結果と一致していることが分かる。

(2)液状化地盤

図-6.29は、図-6.26と同様な比較を液状化地盤について行った結果を示している。理論値と実測値が極めて良く一致することは図-6.26の場合と同じであるが、深度-0.2mにおける応力比 σ'_v/σ'_v は理論値および実測値ともゼロもしくは負となる時刻がたびたび出現している。特に、この時刻は、波形の峰から谷に移行する過程で現れており、急激な海底面の水圧の変化が有効応力の著しい変動を引き起こしている。応力比が0ということは $\sigma'_v=0$ を意味し、この深度で液状化が発生していることを示すものである。また、逆に応力比が1以上になるといことは、海底地盤中に初期の有効鉛直応力を越える応力が波浪によって作用していることを意味する。このような結果は、4.で述べた室内実験結果と同様であり、筆者の提案した変動水圧に関する理論式(4.5)は、碎波帯内におけるような不規則な波形に対しても十分妥当な結果を与えらる。

図-6.30は、図-6.11(b)に示した観測シリーズ2の波の番号7の1周期分の変動水圧 p および底面水圧変動 p_b を描いたものである(善・山崎;1990)。図-6.30のc~hはそれぞれ図-6.30中の時間 t と p_b の関係を

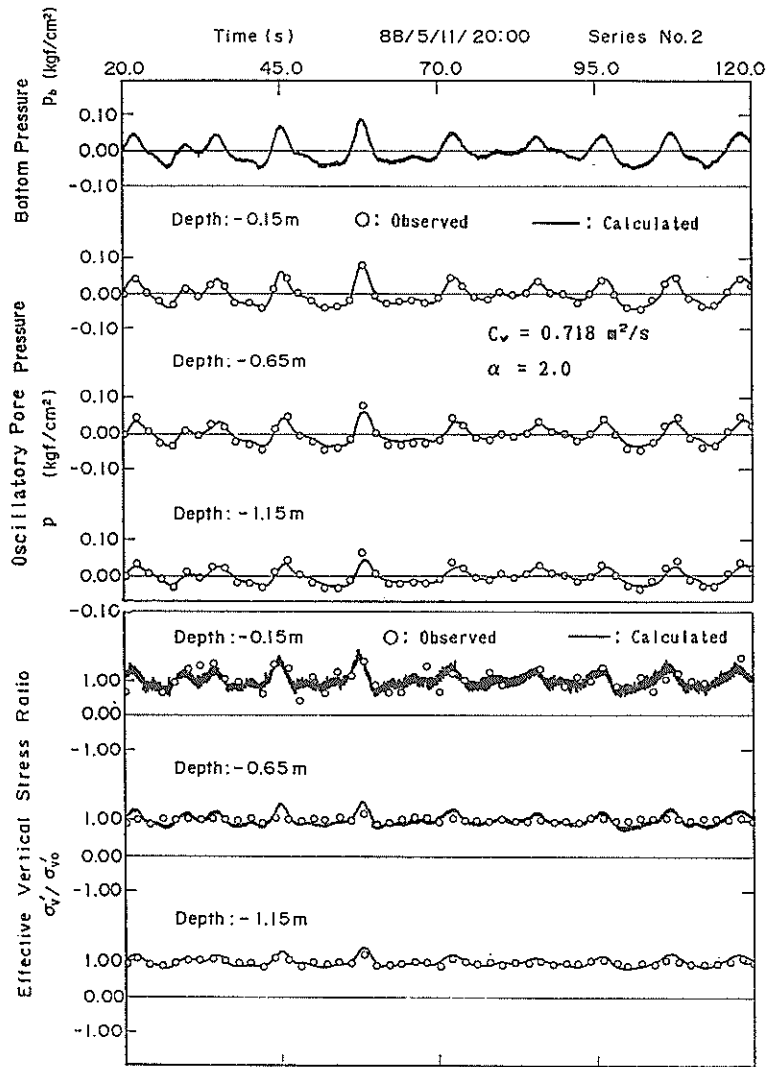


図-6.26 変動水圧の観測値と理論値の比較 (非液化化; 観測シリーズ2)

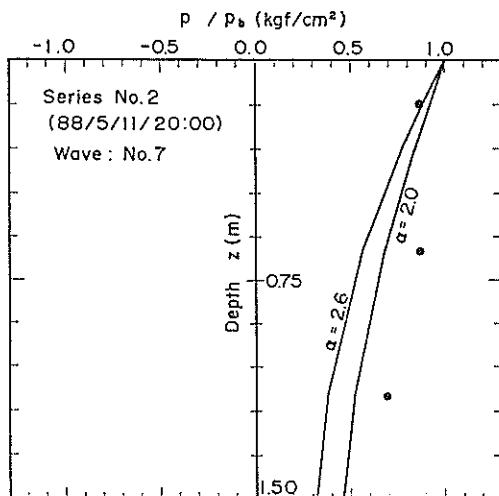


図-6.27 水圧比の比較

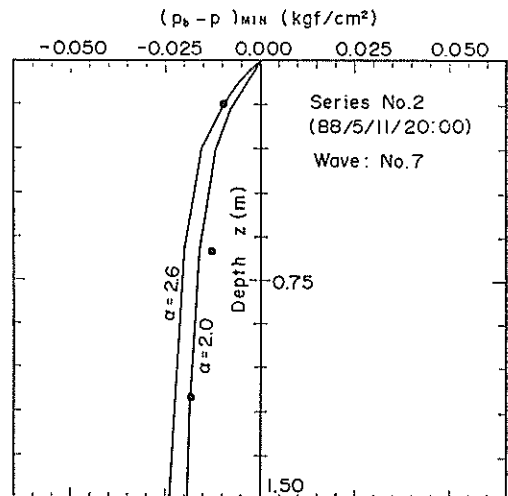


図-6.28 変動有効鉛直応力の比較

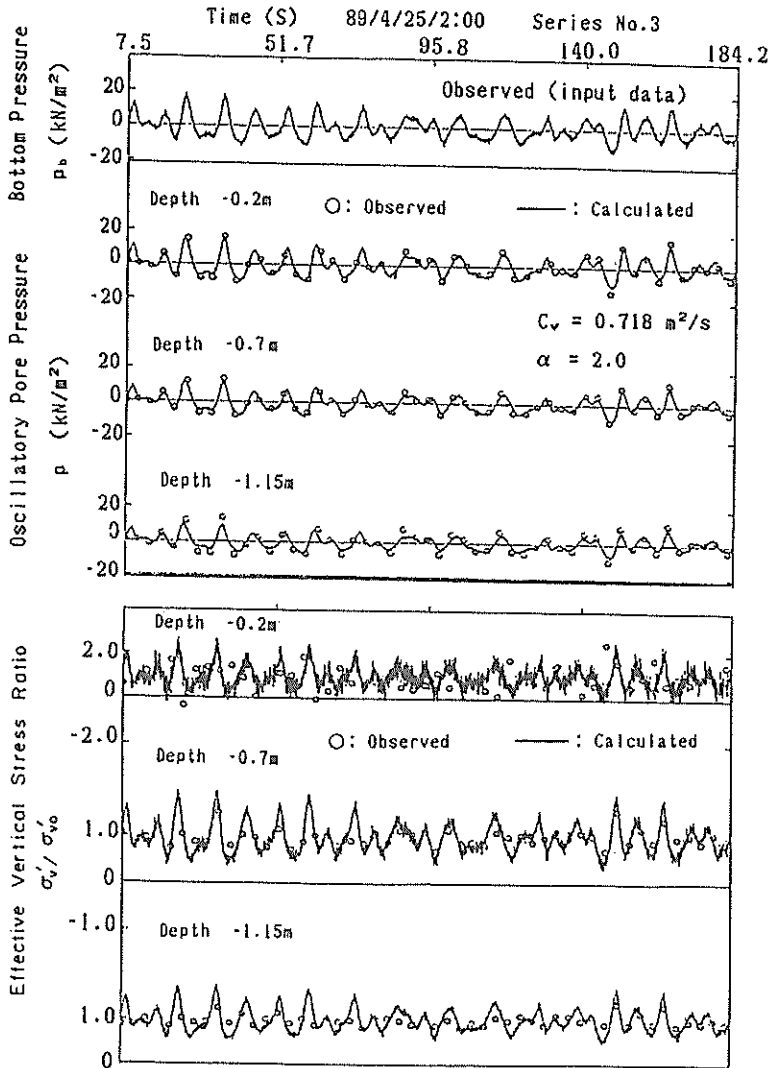


図-6.29 変動水圧の観測値と理論値の比較（液状化；観測シリーズ3）

描いた波形上の各点 c ~ h に対応している。図-6.30 から明らかなように、 p_b の変化速度が小さな e, h においては変動水圧分布は直線的であり、海底面の水圧の変動量と地盤中の水圧変動量がほぼ等しくなっている。一方、 p_b の変化速度が大きな c, d では、海底面水圧変動量と地盤中の水圧変動量にはかなりの差があり、 $(p_b - p) \neq 0$ となっている。したがって、この差の分だけ地盤中の有効土被り圧が変動すると考えられる。また、図-6.13 に周期 T と水圧比 p/p_b の関係を示したが、砕波帯などにおける不規則な波に対しては、水圧比は周期に依存するのではなく、厳密には底面水圧変動 p_b の変動速度に依存すると考えられる。

6. 6. 4 液状化にともなう砂の巻上げ

浸透流と液状化は密接な関係があることは、既に室内実験において明らかにしている。現地データを用いてこのことを検証する。図-6.31 は、図-6.30 の d 点（これは、 p_b の波形の峰から谷へ急激な変化が生じた、すなわち砕波したところに相当する）における水圧分布から、浸透力 j 、浸透流速 v 、動水勾配 i および有効土被り圧 σ'_v を求めたものである。 σ'_v の求め方は図-4.35 と同様であり、○は浸透力より、実線は過剰間隙水圧より求めたものである。両方法で求めた有効土被り圧 σ'_v は良く一致しており、深さ 0.15m 以浅において $\sigma'_v \leq 0$ 、すなわち、液状化が発生していることがわかる。このとき

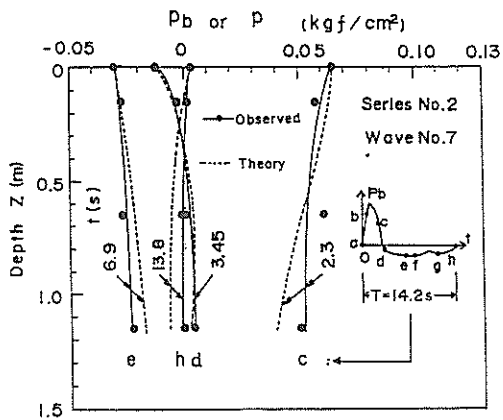


図-6.30 地盤中の変動水圧分布

の限界動水勾配は0.2~0.25となっており、定常浸透流による限界動水勾配(約1.0)に比較して小さい値を示している。このことは、図-4.35に示した室内実験結果でも同様である。4.9で述べたように、液状化した地盤はクイックサンド状態になっているから、地盤上向きの浸透流によって表層の砂粒子は極めて移動しやすくなっている。図-6.31によると、海底地盤表層部の上向きの浸透流速 v は、 1.5×10^{-2} cm/s程度と室内実験同様それほど大きくはない。しかし、浸透流速そのものは小さくても、実際の碎波帯域内の海底表層部では、地盤に沿った流れや渦が存在することから、地盤が液状化し土粒子間のかみ合わせが消失すると粒子の巻き上げや輸送が比較的簡単に生じると考えられる。図-6.32は、鶴谷ほか

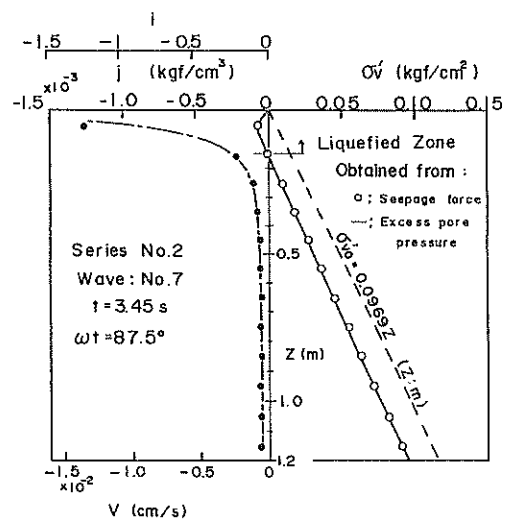


図-6.31 浸透流と液状化

(1990)が、同じ波崎海洋研究施設直下の海底地盤で観測したデータを著者の提案液状化理論を用いて解析した結果である。図-6.32の上から2列目の浮遊砂の濃度と4列目の有効土被り圧を比較すると明らかなように、濃度と液状化(4列目の黒く塗り潰した部分)にはかなり良い相関がみられる。この結果をもとに、鶴谷らは、「砂は、波の峰の通過後に液状化しやすく、この時に砂が巻き上がる」と結論している。このことから、砂地盤の液状化は、底質の移動を考える上で極めて重要な現象であるということが出来る。

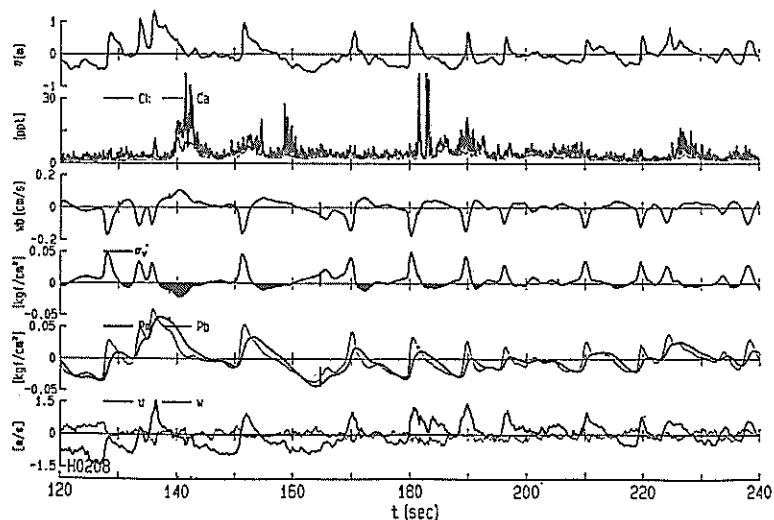


図-6.32 実測データと液状化の解析結果(第2回観測, その2)(鶴谷ほか;1990)

6. 7 本章の結論

本章では、海底地盤の液状化現象を、実海域の砕波帯内における現地観測により確認し、提案液状化理論の妥当性を検証した。第4章で述べた次元模型実験とは異なり、本観測は、三次元の広がりをもつ海底地盤に対して、不規則性の著しい砕波が作用するといった条件下で行われたものであるが、得られた結果は、基本的な点においては、室内実験と同様であった。ここで導かれた主要な結論をまとめると以下のようになる。

- (1) 波浪により発生する過剰間隙水圧には、変動過剰間隙水圧と残留過剰間隙水圧の2つのタイプがあるが、本観測では残留過剰間隙水圧は観測されなかった。本観測地点のように、きれいな砂からなる透水性の良い海底地盤では、波浪に弾性的に応答する変動過剰間隙水圧が卓越する。
- (2) 波浪の作用を受ける実海域の海底砂地盤中においては、有効鉛直応力が波浪の進行にともない逐一変動している。有効鉛直応力の変動量は、海底地盤表面の水圧変動量と海底地盤中の水圧変動量の差として表される。
- (3) 実海域においても、波浪の作用によって海底地盤中の有効鉛直応力が0となる液状化領域が観測された。この領域は有効土被り圧の小さな海底地盤表層部に現れる。また、液状化は波の峰から谷に移行する急激な海底面の水圧低下過程で発生する。
- (4) 海底地盤中の変動水圧および有効鉛直応力変動について、観測結果と理論解析結果を比較したところ両者は良い一致を示した。著者が提案した変動水圧に関する基礎方程式(4.5)は、砕波帯内の不規則な波に対しても適用できる。
- (5) 海底地盤中の浸透流と液状化には密接な相関があり、液状化は地盤中の非定常浸透流による上向きの浸透流により引き起こされることが確認された。液状化が発生すると、砂粒子の移動が容易になることから、底質移動を考える上で液状化は重要な要因の一つである。

参考文献

- 1) Clausen, C.J.E., DiBagio, E., Duncan, J.M. and Andersen, K.H. (1975) : Observed behavior of the Ekofisk Oil Storage Tank foundation, Proceedings of the 7th Annual Offshore Technology Conference, Vol.3, pp.399-413.
- 2) 加藤一正(1987) : 波崎海洋研究施設 (HORF) : みなどの防災, 港湾海岸防災協議会, pp. 23-32.
- 3) 加藤一正, 谷本勝利(1988) : 波崎海洋研究施設における砕波帯内諸現象の解明, 第1回日本沿岸地域会議研究討論会講演概要集, 日本沿岸地域会議, No.1, pp.59-60.
- 4) Lee, K.L. (1976) : Predicted and measured pore pressures in the Ekofisk Tank foundation, Proceedings of the 1st International Conference on the Behaviour of Offshore Gravity Structures, Vol.2, pp.384-398.
- 5) Maeno, Y. and Hasegawa, T. (1985) : Evaluation of wave-induced pore pressure in sand layer by wave steepness, Coastal Engineering in Japan, Vol.28, pp.31-44.
- 6) 大草重康, 中村隆昭, 内田篤志 (1976) : 波による海底地盤中の間隙水圧の変化, 第11回土質工学研究発表会概要集, 土質工学会, 1976, pp.781-784.
- 7) 大草重康, 中村隆昭, 内田篤志 (1977) : 海面変動と海底地盤中の間隙水圧変化 (第3報), 第12回土質工学研究発表会概要集, 土質工学会, 1977, pp.945-948.
- 8) Okusa, S., Nakamura, T. and Fukue, M. (1984) : Measurements of wave-induced pore pressure and coefficient of permeability of submarine sediments during reversing flow, Proceedings of the IUTAM'83 Symposium, Seabed Mechanics, pp. 113-122.
- 9) 清水正喜, 川崎尚弘, 岩成敬介, 野田英明(1986) : 海浜砂層内の間隙水圧の挙動, 鳥取大学工学部研究報告, 第17巻, 第1号, pp.111-119.
- 10) 鶴谷広一, 椎住智昭 (1990) : 砕波帯における底質の流動化と浮遊について, 海岸工学論文集, 第37巻, 土木学会, pp.289-293.
- 11) 善 功企, 山崎浩之, 渡辺 篤 (1987) : 海底地盤の波浪による液状化および高密度化, 港研報告, 第26巻, 第4号, pp.125-180.
- 12) 善 功企, 山崎浩之, 佐藤 泰 (1989) : 海底地盤の波浪による液状化—現地観測および解析—, 港研報告, 第28巻, 第3号, pp.29-57.
- 13) 善 功企, 山崎浩之 (1990) : 波浪による海底地盤中の浸透流と液状化現象, 海岸工学論文集, 第37巻, 土木学会, pp.738-742.
- 14) Zen, K. and Yamazaki, H. (1991) : Field observation and analysis of wave-induced liquefaction in seabed, Soils and Foundations, Vol.31, No.4, pp.91-104.

7. 液状化の予測法とその適用

7. 1 序説

本章では液状化の予測法について述べる。液状化のパターンには、変動過剰間隙水圧と残留過剰間隙水圧に起因するものがあることは既に述べたが、4. ~ 6. では、それぞれ、どちらか一方の過剰間隙水圧成分が卓越する場合について示した。液状化の予測にあたっては、両方の成分を同時に考慮して予測を行う方がより一般的であるが、両者を同時に評価しようとするとかかなり煩雑な解析が必要となる。そこで、ここでは、両者を別々に解析して、得られた結果を重ね合わせるという簡便な方法を採用するものとする。この考え方は、変動過剰間隙水圧による液状化問題では、最大波に対する短時間の水圧応答が重要であり、一方、残留過剰間隙水圧による液状化問題では、比較的長時間における水圧の残留・蓄積が重要であるといった液状化発生機構の相違からも許容されると考えられる。

残留過剰間隙水圧による液状化予測法については、8. において、具体的事例をあげて述べることにするが、本章では、変動過剰間隙水圧による液状化の予測法について検討を行う。始めに液状化に及ぼす影響要因について考察し、次に、液状化に支配的な要因を選びだし、それら要因の決定方法など、実用的な液状化の予測法を提案する。提案した液状化予測法を用いて、潜堤前面海底地盤の液状化に関する事例解析を行いその適用性を検討する。

7. 2 液状化に及ぼす影響要因

液状化に及ぼす影響要因には、変動水圧 p 、底面水圧変動 p_b 、静穏時の有効鉛直応力 σ'_v がある。変動水圧 p に影響する要因としては、海底地盤面の変動水圧振幅 p_0 、周期 T 、土の体積圧縮係数 m_v 、透水係数 k 、水の単位体積重量 γ_w 、飽和度 S_r 、水の体積圧縮係数 m_w 、間隙率 n 、地盤の深さ z 、層厚 l などがある。この他、波数 N の影響も考えられる。これらを図数形として表すと、

$$p = F(T, p_0, m_v, k, n, \gamma_w, S_r, m_w, z, l, N) \quad (7.1)$$

となる。これらの影響要因のうち、 T 、 p_0 、 N は、波浪特性および水深に依存するファクターで、 m_v 、 k 、 n 、 S_r は、地盤特性に依存するファクターである。 m_v 、 k 、 n は、相対密度と密接な関連がある。また、 k 、 γ_w 、 m_w は、間隙水に依存するファクターで、 z 、 l は、

地盤の幾何学的なファクターにより決まる要因である。本章では、4. で述べた室内実験により得られた結果を整理して、いくつかの代表的な要因についてその影響を考察する。

7. 2. 1 波浪特性の影響

(1) 波数

式 (4.5) の誘導にあたっては、波数の影響を無視しているが、この仮定の妥当性について検討する。図-7.1(a)、(b)は、深さ z と波数 N が1~500波までの代表的な波数における p/p_0 の関係を示したもので、実験条件は表-4.2に示したとおりである。図-7.1によると、 p/p_0 の分布形状は波数 N が1~500の場合ではほとんど変化しておらず、波数の影響は非常に小さいと考えてよいことがわかる。図-7.2は、波数に対して p/p_0 の値の変化を示したもので、 $P_3 \sim P_{13}$ で表されている測定位置は図-4.6に示したとおりである。測定深度による違いはあるが同じ測定点では p/p_0 の値はほとんど一定である。図-7.3は、波数 $N=10$ (N_{10} で表す) における p/p_0 の値 $(p/p_0)_{N=10}$ と任意の波数 N における p/p_0 の値 $(p/p_0)_N$ の比を示したものであるが、波数による違いは小さく5%以下となっている。

図-7.4は、各波数ごとの波のピーク値の位相を調べたものである。図-7.4の結果にはややばらつきがあるが、波数の違いによる位相差は平均値から $\pm 2.5^\circ$ 程度であり、位相差についても波数の影響は非常に小さい。以上のように、地盤面に作用する変動水圧の伝播特性(減衰と位相差)には、波数の影響がほとんど現れず、その影響を無視してもよいことが明らかである。

(2) 周期

図-7.5(a)、(b)は、無次元深さ $z/l = 0.45$ と $z/l = 0.84$ における周期 T と水圧比 p/p_0 の関係を示したものである。図-7.5では、波数の影響がないことを考慮して、 p/p_0 の値は500波までの平均値を用いている。図-7.5によると、周期が15s程度の比較的ゆっくりとした水圧の変動を受ける場合には p/p_0 の値はほぼ1に近くっており、地盤中の水圧 p は、地盤表面の変動水圧 p_0 とほとんど同じ変動をすると考えられる。一方、周期が15s以下になると、周期が小さいほど p/p_0 の値も減少しており、地盤中の水圧の応答が低下することがわかる。周期が変動水圧に及ぼす影響は、式 (4.12) において排水係数 $C = (k/\gamma_w m_v l^2) T$ として考慮されており、 C が小さくなると p/p_0 もそれに従って小さくなることは4.2.3の解析例でも示したとおりである。 $(k/\gamma_w m_v l^2)$ および伝達係数 α が一定であれば、排水係数は周期のみの関数となり周期が小さくなると p

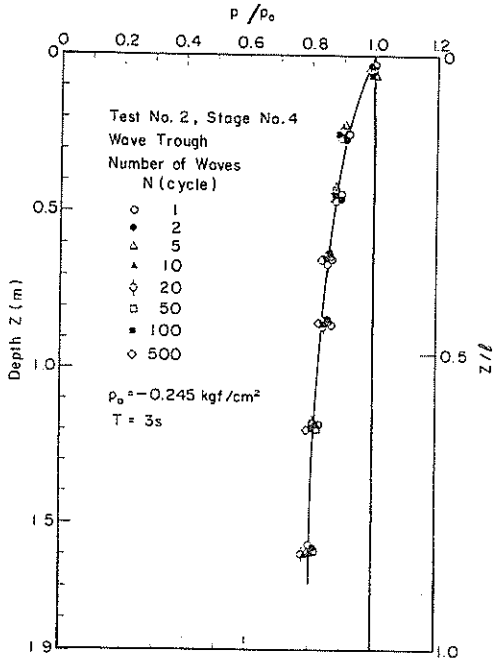


図-7.1(a) 波数と水圧比の深度分布

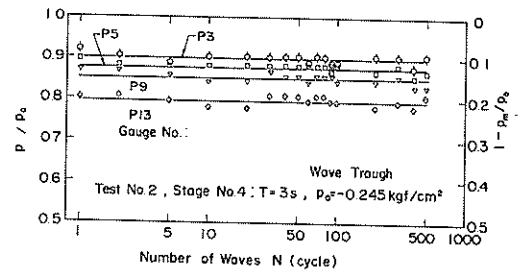


図-7.2 波数と各測定点の水圧比

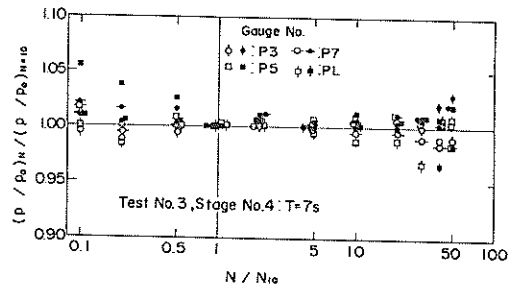


図-7.3 水圧比の変化率
(黒印:波の峰、白印:波の谷)

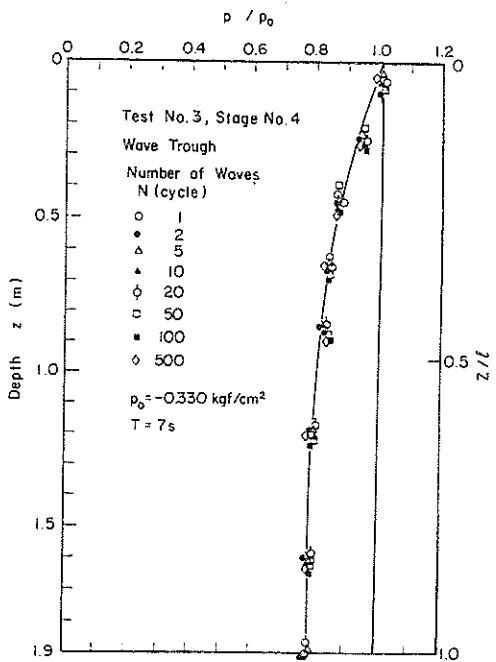


図-7.1(b) 波数と水圧比の深度分布

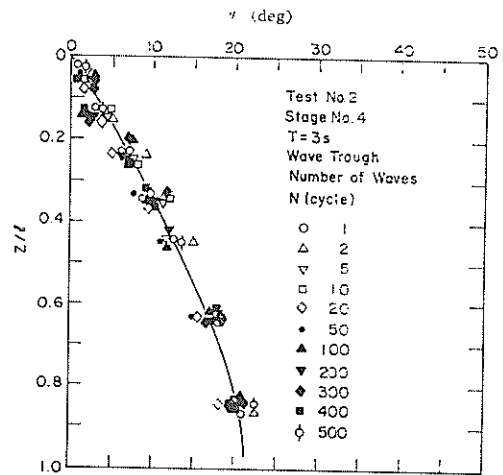


図-7.4 波数と位相差

ると増大し、また、周期が大きくなると減少することがわかる。

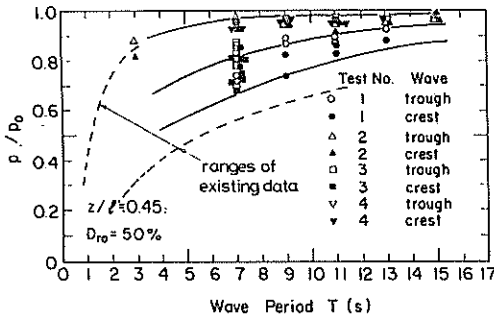
以上のことから明らかなように、波浪の周期は変動水圧 p の応答に大きな影響を及ぼす。

(3) 地盤面の変動水圧振幅

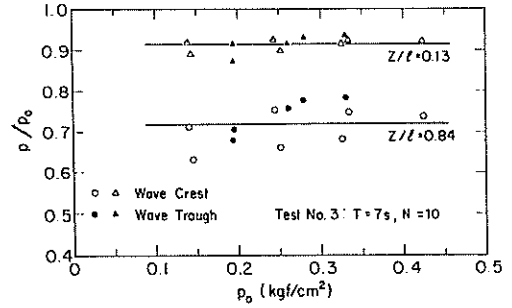
図-7.7は、地盤面の変動水圧振幅 p_0 と水圧比 p/p_0

くなると p/p_0 も減少することになる。

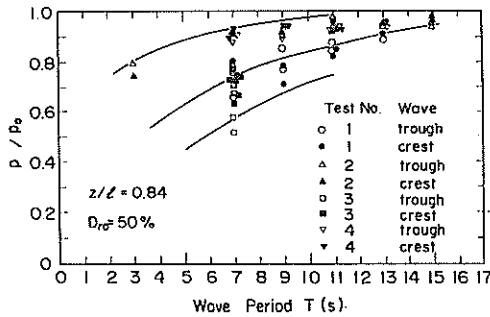
図-7.6は、各周期ごとの平均位相差 θ_0 と周期 T の関係を示したものである。平均位相差は深度が大きくな



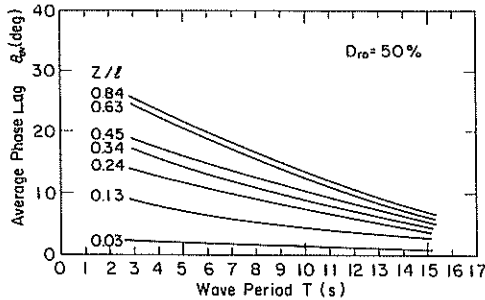
図一7.5 (a) 周期と水圧比 ($z/l = 0.45$)



図一7.7 変動水圧振幅と水圧比



図一7.5 (b) 周期と水圧比 ($z/l = 0.84$)



図一7.6 周期と平均位相差

p_0 の関係を波数10波、周期7 s の場合について示したものである。図一7.7によると、無次元深度 z/l が0.84の場合にはばらつきが大きくなるものの、 p_0 の値による p/p_0 の値の変化はほとんど見られない。このことは、 p と p_0 が正比例の関係にあることを意味している。微小振幅波を仮定すると、 p_0 は波高、波長、水深の関数であるから、これらの影響は p_0 を介して間接的に p に反映される。

7.2.2 地盤特性の影響

一次元条件における微小振幅波を仮定すると、変動水圧に関する無次元式 (4.12) から明らかなように、水圧比 $\bar{P} (= p/p_0)$ は次の関数、

$$\bar{P} = G(\bar{T}, \bar{Z}, C, \alpha) \quad (7.2)$$

により表される。 \bar{T} 、 \bar{Z} が与えられているとすると、 \bar{P} は、それぞれ、式 (4.8) および式 (3.41) で表される無次元定数 C と α のみの関数となる。 C 、 α が \bar{P} に与える影響は、既に4.2で理論的に明らかにしている。そこで、ここでは、 C および α に影響する要因について考察する。なお、 C には波浪の周期 T が含まれるが、載荷速度を考慮した地盤全体の排水性を表すという意味で地盤特性に含めている。

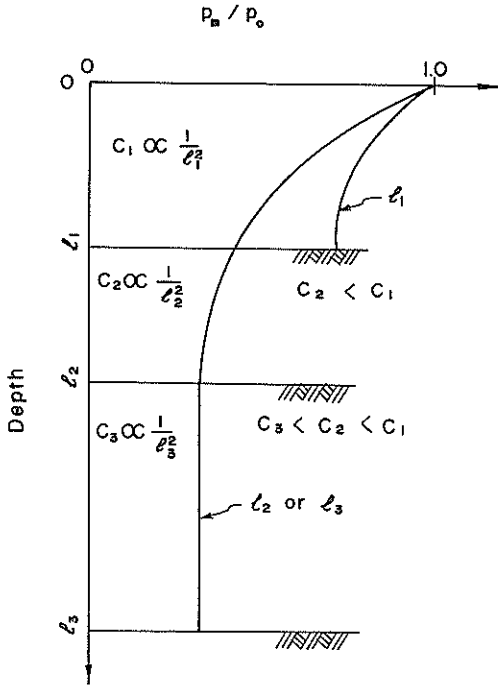
(1) 相対密度と排水係数

透水係数 k と体積圧縮係数 m_v は地盤の相対密度 D_r によって変化する。透水係数は相対密度が増加するにつれて小さくなり、体積圧縮係数も相対密度の増大にともない減少する。したがって、排水係数 C は相対密度によって異なった値となる。 C に含まれる k と m_v が相対密度の変化に対して同じ割合で低下する場合には、 k/m_v が相対密度に無関係に一定となり C も一定値を持つことになる。しかし、普通、 k/m_v は相対密度の増加に対して減少する傾向にある。波浪の作用によって相対密度が変化する場合、 C を一定とすることはできないが、液状化が発生する以前の状態では、相対密度の変化は比較的小さいことから、 C を一定とみなすことができると考えられる。

(2) 層厚と排水係数

排水係数は $(1/l^2)$ の関数でもある。透水層厚 l が薄い場合、 C の値は大きくなり地盤の排水性が良くなる結果、 \bar{P} は1に近づく。すなわち、地盤は液状化しにくくなる。実際の問題として、透水層厚を決めるさいに、土層断面図から明確に不透水境界面を決定できない場合が多い。このような場合、ある深さに不透水境界面を仮定し層厚を決めることになる。ただし、図一7.8に示すように、実際の不透水面が l_3 の深さにあるときに、解析上の不透水面の深さを l_1 とした場合には排水係数 C を過

大評価したことになり p/p_0 の正しい値は得られない。少なくとも、排水の影響が現れない深さ l_2 よりも深い位置に不透水面を設定しなければならない。



図一7.8 層厚と排水係数

(3) 飽和度と伝達係数

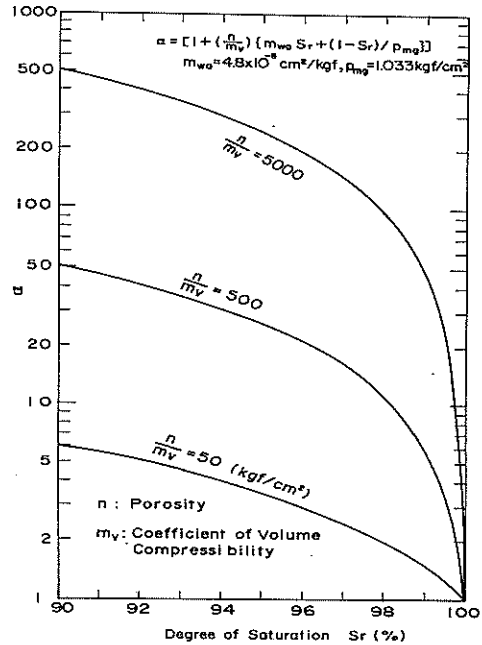
伝達係数 α が式 (4.24) で表されるとすると、 α は飽和度 S_r および n/m_v 、 m_{w0} 、 p_{mg} の関数である。 $m_{w0} = 48 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{kgf}$ 、 $p_{mg} = 1.033 \text{ kgf/cm}^2$ として、 α と S_r の関係を描いたものが図-7.9である。図-7.9に示すように、 α は n/m_v によって異なるが、特に留意すべき点は、 n/m_v が大きい場合、飽和度が100%近くなると、 α の値が極めて飽和度に敏感になることである。したがって、飽和度から α を求める場合には、飽和度の測定精度を高める必要がある。

7.3 液状化の予測方法

7.3.1 解析フロー

図-7.10に液状化予測のための解析フローを示す。

①底面水圧変動 p_b については、観測値があれば理想的であるが、一般には、対象地点で波浪観測データを得ることはかなり困難である。また、不規則な水圧波形を時系列的に予測することも不可能である。そこで、対象地点近傍の波浪観測データを統計処理して、代表的な荒



図一7.9 飽和度と伝達係数

天時の波浪を、波高によって n 段階に分け、波高 H_i 、周期 T_i を推算する (山崎ほか; 1989)。各段階 i の波群 $W_i [H_i, T_i]$ ($i = 1 \sim n$) では、微小振幅波を仮定する。この仮定は、波を取扱う場合に一般に広く用いられており、実務上は許容される。既に、2. で述べたように、微小振幅波理論によると、底面水圧変動 p_{bi} は、式(2.1)により変動水圧振幅の関数として比較的簡単に求められる。一次元空間で考えると、変動水圧振幅を求めるために必要なパラメータは、波高 H_i 、周期 T_i 、水深 h_i 、水の単位体積重量 γ_w である。

②解析に必要な入力定数 (排水係数 $C_i = C_v T_i / l^2$ 、伝達係数 α) は、現地から採取した試料を用いて別途室内試験を行って決定する。

③ p_{bi} 、 C_i 、 α より、海底地盤中の変動水圧 p_i は式(4.12)により計算される。境界条件については、不透水層までの砂層厚 l を決定しなければならないが、土層断面図や土質試験結果から明確に定めることができない場合には、図-7.9で説明した方法で適切な砂層厚を決定する。変動過剰間隙水圧による液状化現象は、海底地盤表層部に発生することから、このような方法を用いても実務的には許容される。

④ C_i 、 α 、 l を用いて式(4.12)を解くと p_i が得られるが、 p_i と先に求めた p_{bi} から、変動過剰間隙水圧 ($p_i - p_{bi}$) の分布を計算する。

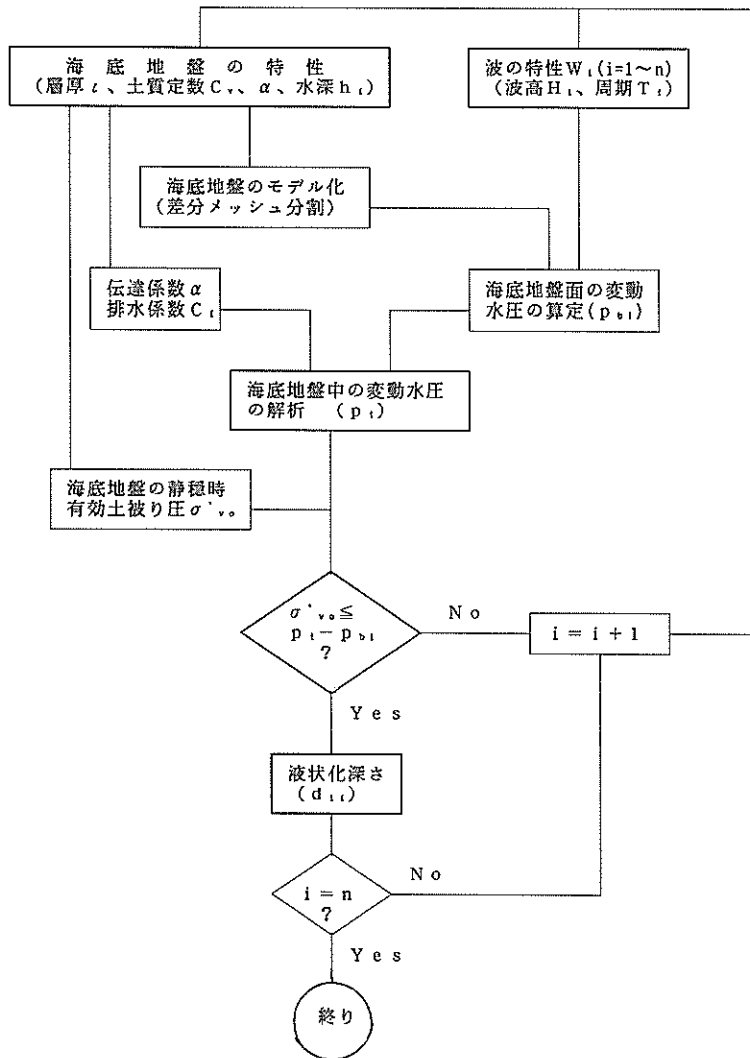


図-7.10 変動過剰間隙水圧による液状化解析フロー

⑤静穏時の有効土被り圧 $\sigma'_{v,0}$ は、式(4.4)で表されるから、海底地盤の水中単位体積重量 γ' および地盤面上の載荷重による有効鉛直応力 σ'_s から算定する。

⑥液状化の判定は、④と⑤で求めた $(p_i - p_{b,i})$ と $\sigma'_{v,0}$ の分布から、式(4.3)の液状化規準を適用して行う。また、両者を比較して液状化深さ $d_{l,i}$ を求める。

⑦各段階の波群 $W_i [H_i, T_i]$ について、 $i = 1 \sim n$ まで計算を行い、各波高ごとに液状化深さを求める。

⑧以上の検討は、波数1波のときであるが、実際には、波浪の継続時間(波数の影響)を考慮する必要がある。このときの方法として、液状化が発生した場合、その深さの砂粒子がすべて運び去られると仮定して、水深 h_i を液状化深さだけ増加させ①から⑥の作業を繰り返す。

深度が大きくなると、底面水圧変動の影響が小さくなり最終的には液状化しない水深が得られる。この水深を液状化限界水深とする。この検討は、液状化にともなう砂の移動という観点では、最も安全側の結果を与えることになる。

7.3.2 排水係数および伝達係数の決定方法

(1) 排水係数の決定方法

現地試料を用いた透水試験および一次元圧縮試験により透水係数 k 、体積圧縮係数 m_v を測定する。この結果から得られる圧密係数 C_v と、波浪の周期 T および透水層厚 l から式(4.8)を用いて排水係数 C が決定される。 l については、7.2.2(2)で述べたように、透水層厚が大きく土層断面図からは決められない場合が多いので、こ

のような場合には l を仮定して試算を行い、変動水圧に対する層厚の影響が現れない層厚を決める。

(2) 伝達係数の決定方法

式 (4.24) を用いて伝達係数 α を決定する場合、飽和度が必要であるが、原地盤の飽和度を精度良く測定することはかなり困難である。そこで、原地盤の α の実用的な決定法として、原位置試料を採取して4、で述べた室内液状化試験を実施して α を決定する。この方法は、7.3.2(1)で決定された排水係数を用いて、種々の α に対する変動水圧分布を理論的に求め、液状化試験で測定される変動水圧分布とのフィッティングを行って α を決定するもので、具体的な方法については、既に6.6.2で述べた。図-7.11は、4、で述べた標準砂を用いた実験結果から、理論値と実測値のフィッティングを行った一例である。図-7.12は、このようなフィッティングにより決定した α の値の頻度を示したものであるが、平均値 α をみると相対密度による違いはみられない。また、図-7.12によると、 α の値は1.3~2.8の範囲にありばらつきが大きい。この理由は、本実験の各試験ケースによって、

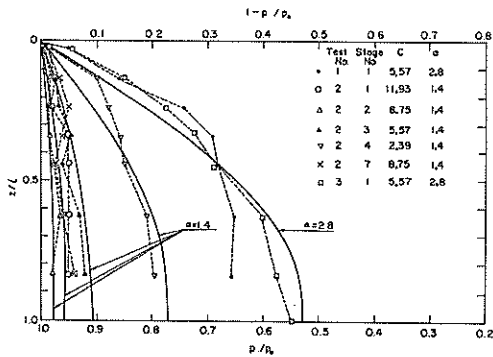


図-7.11 水圧分布のフィッティング

厳密には砂地盤の飽和度が同一でなかったことによるもので、飽和度が一定であれば α のばらつきはもっと小さくなると予想される。図-7.13は、各試験ケースで水圧載荷ステージのみが異なる（地盤の飽和度は一定）場合の α を、各試験ごとの平均値 α からのばらつきで示したものである。この場合、個々のステージで得られる α は、平均値 α の $\pm 20\%$ 内にある。したがって、フィッティングによる方法で α を決定するにあたっては、飽和度が変化しないように試料を輸送することが重要である。なお、このような方法とは別に、直接、現地において水圧の観測を行い荒天時の変動水圧を予測しようとする試みも行われている (Nakataほか; 1991)。

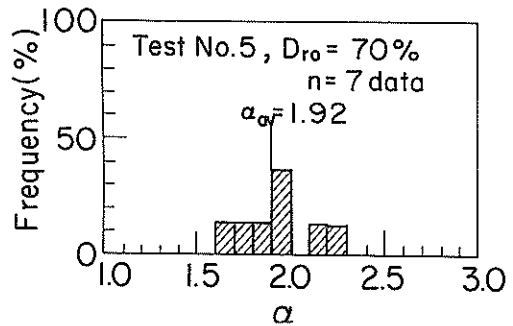
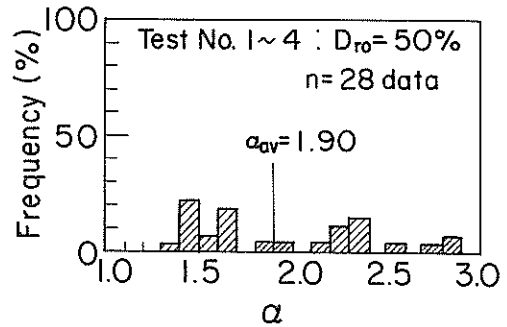


図-7.12 伝達係数の頻度

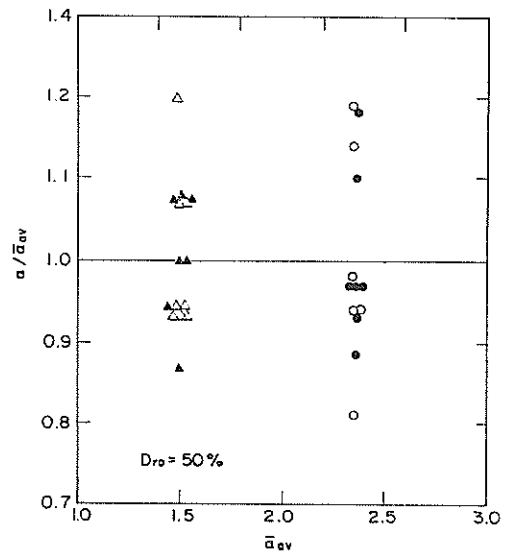


図-7.13 伝達係数のばらつき

7.4 一次元解析と二次元解析の比較

図-7.14(a), (b)は、ここで提案している一次元の解析手法と既往の二次元解析手法との比較を行った結果である。既往の解析例としては、Okusa (1985) の報告にある事例を用い、この解析と同一の入力条件を設定し

た。表-7.1に入力条件を一括して示す。解析法の大きな相違は、著者の解析は、非連成解析 (Uncoupled analysis) であり、鉛直方向の流れのみを考慮し水平方向の流れを無視している点にある。図-7.14(a), (b)に示した著者の解析結果は、次のようにして求められている。まず、任意の位相 ωt における液状化深さを図-7.15(a), (b)に示すようにして一次元的に求める。次に、大草の解析では波を $\cos(\lambda x - \omega t)$ の関数で近似しており、本研究では $\sin(\omega t)$ を用いていることを考慮して各位置 λx における波の状態 (η : 静水面からの高さ) に対応した液状化深さを求める。この場合、たとえば、図-7.14(a), (b)の $\lambda x = 0, \pi/2, \pi, 3\pi/2, 2\pi$ における波の状態は、それぞれ、本解析における $\omega t = \pi/2, 2\pi, 3\pi/2, \pi, \pi/2$ にお

ける水位に対応しているから、これらの ωt での液状化深さを対応する λx に対して描くと二次元的な液状化領域が得られる。

図-7.14(a), (b)によると、いずれの結果も液状化の状況が良く一致しており、海底地盤表層部を除いて、二次元解析と一次元解析結果の大きな相違は見られない。このことは、半無限地盤中の間隙水の流れが鉛直方向に卓越しており、水平方向の流れが無視できる程小さいことを示唆するものである。清水ほか(1986)は、海底地盤表層部における変動水圧に関する二次元観測を行い、鉛直方向の流れが水平方向の流れよりも卓越すると報告している。また、三浦・林(1991)は、著者の観測データを理論的に解析し実測値との比較から、一次元解析と二次元解析の結果の差は全くないことを示し、その

表-7.1 入力条件

条件 ケース	水深 h (m)	波浪条件			水圧変動 振 幅 p_0 (kgf/cm ²)	地 盤 条 件					排水 係数 C	伝達 係数 α
		波高 H (m)	周期 T (s)	波長 L (m)		飽和単位重量 γ_{sat} (gf/cm ³)	水中単位重量 γ' (gf/cm ³)	透水係数 k (m/s)	体積圧縮係数 m_v (cm ² /kgf)	B 値		
Loose Sand	20	5	15	197	0.207	1.5	0.5	10^{-2}	9.003×10^{-3}	0.5	4.165×10^{-3}	2.0
Sand (North Sea)	70	24	15	312	0.552	2.0	2.0	10^{-2}	2.452×10^{-3}	0.5	1.529×10^{-2}	2.0

(注) 本理論解析における層厚 $\ell = 20$ m, 海水の単位体積重量 $\gamma_w = 1.03$ gf/cm³

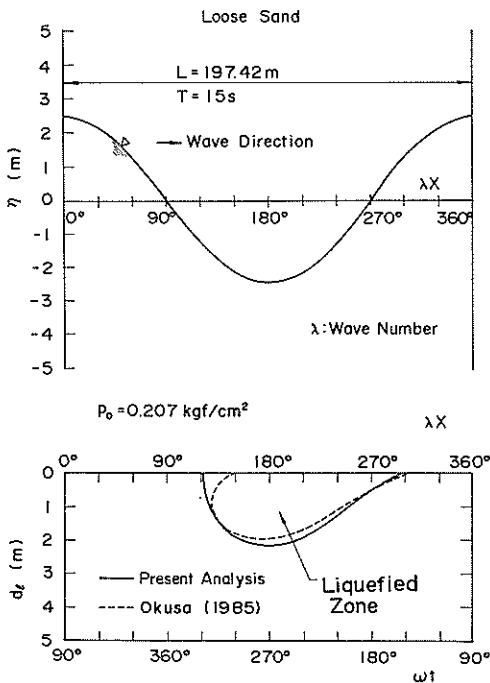


図-7.14(a) 液状化領域 (Loose Sand)

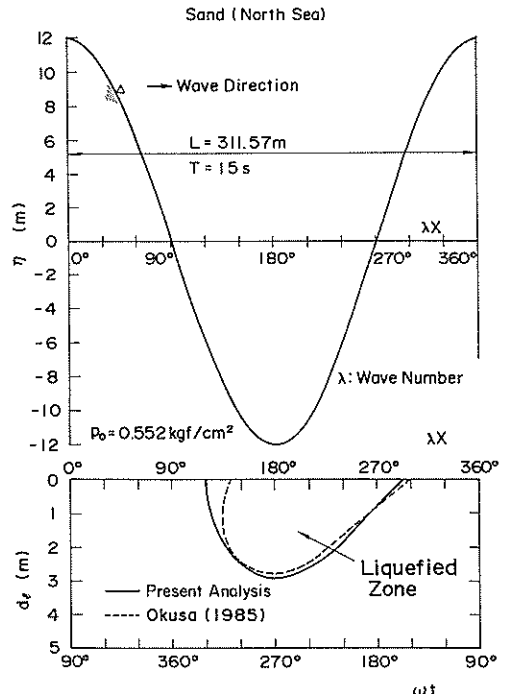
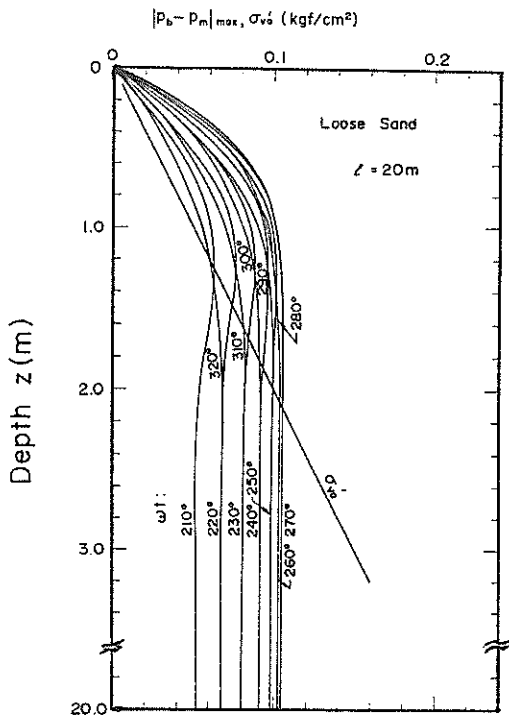
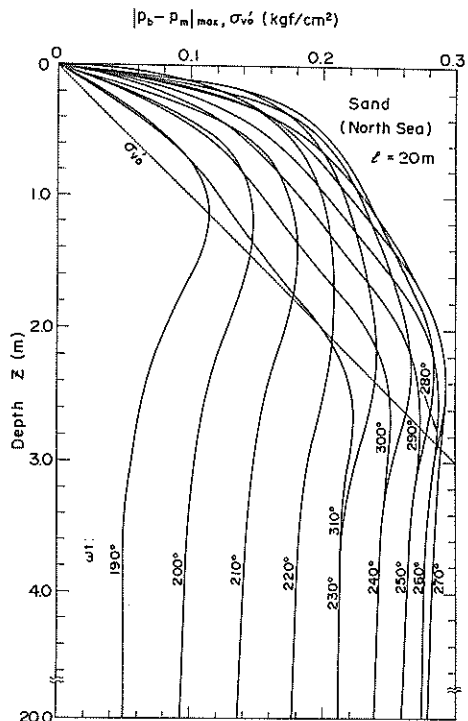


図-7.14(b) 液状化領域 (North Sea Sand)



図一 7.15(a) 有効応力と過剰間隙水圧
(Loose Sand)



図一 7.15(b) 有効応力と過剰間隙水圧
(North Sea Sand)

理由として、層厚に比較して波長が十分長いためと推測している。なお、Sakai ほか (1990) は、微小振幅波の場合には鉛直方向の運動が卓越するが、碎波のような峰が鋭く谷が平坦な波の場合には、水平方向と鉛直方向の運動の両者を考慮すべきであると指摘している。この相違点については、さらに二次元の現地観測を実施して確認する必要があると考えられる。

7. 5 予測法の現地への適用

7. 5. 1 解析の対象

離岸堤を構成する異形ブロックが、経年的に砂地盤中に沈み込んだ例が報告されている (西田ほか; 1985)。この原因として、局所洗掘や砂の吸出しがあげられているが、砂地盤中への異形ブロックの沈み込みのメカニズムは、必ずしもこれらの原因だけでは説明できない。そこで、ここでは、ある潜堤モデルを対象として、主として海底地盤の液状化という観点から、その安定性に関する事例解析を行う。本節では、図一7.16のような潜堤モデルを想定し、その安定性について地盤の液状化の観点から検討するが、定量的な取扱が可能ないように、現象を

以下のように単純化する。すなわち、潜堤の安定問題を、図一7.17に示すように、主要な3つのパターンに大別した。その1つは、離岸堤の全体の安定 (領域ⅠとⅡ)、2つは、離岸堤法面の安定 (領域Ⅰ)、3つは、離岸堤内 (領域Ⅱ) の安定問題である。このモデル断面について、従来の設計法にもとづく静的な円形すべり計算を行った結果では、上記3パターンとも十分な安全率を有している。領域Ⅱにおいては、離岸堤表面に作用する変動水圧が非線形的になることや、既往の調査による離岸堤の変状をみると、マウンド法先部が洗掘されている例が多いことなどから、ここでは、領域Ⅰのマウンド法先部地盤に限定した液状化現象について検討を行う (善ほか; 1990)。

7. 5. 2 解析条件

解析では2タイプの離岸堤モデル (A-1 および A-2) を対象とし、解析条件を以下のように設定した。

(1) 波浪条件

設計波高および周期: $H_{1/3}=5.7\text{m}$, $T_{1/3}=14.2\text{s}$ (50年確率), 入射角: $\beta=0^\circ$ とし、図一7.16に示す離岸堤設置地点の $H_{1/3}$ と $T_{1/3}$ の結合分布から表一7.2の波群

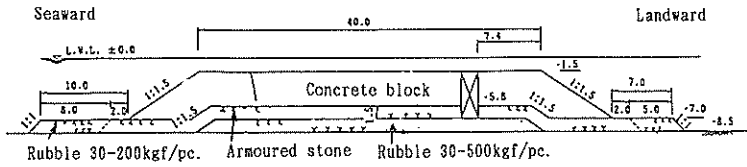


図-7.16 潜堤モデル

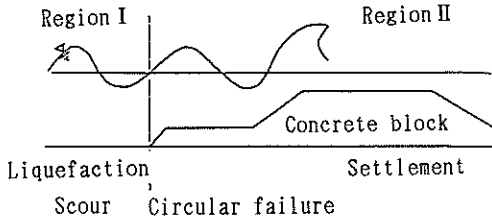


図-7.17 対象地盤

表-7.2 波高、周期と海底面の水圧振幅

番号 i	有義波高 $H_{1/3}$ (m)	波高* H(m)	周期 T(s)	水圧振幅** p_0 (tf/m ²)
1	5.7	10.3	14.2	4.85
1'			9.5	4.31
2	5.0	9.0	13.2	4.17
2'			9.0	3.70
3	4.0	7.2	11.8	3.24
3'			8.0	2.76
4	3.0	5.4	10.2	2.29
4'			7.0	1.89
5	2.5	4.5	9.3	1.88
5'			6.3	1.41

注) *H=1.8 $H_{1/3}$, **上段: 波形勾配 $H_0/L_0=0.018$
下段: $H_0/L_0=0.040$

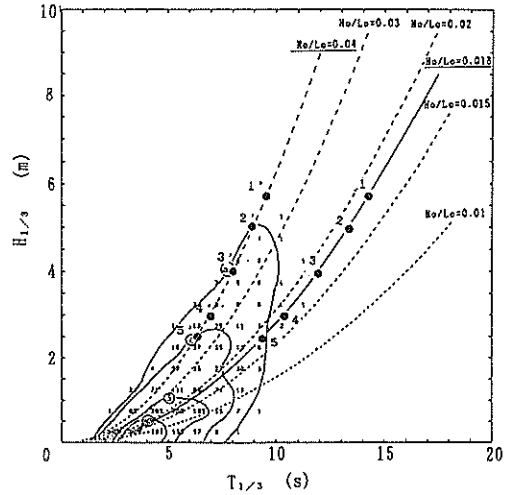


図-7.18 有義波高、周期の結合分布

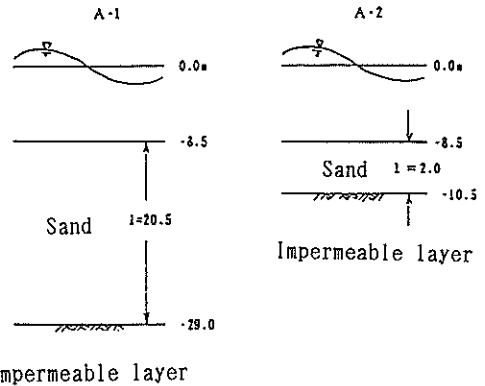


図-7.19 地盤の層構成

を想定した。解析では微小振幅波を仮定している。

(2) 地盤条件

対象となる離岸堤周辺部の地盤条件は、図-7.19に示すとおりで、粘土層を不透水境界として層厚 l を決めた。A-1モデルの l は20.5m、A-2モデルでは、粘土層が比較的浅い層に存在するケースであり l を2.0mとした。砂層の水中単位体積重量 γ' は1.0tf/m³とした。また、この地点の水深は、工用基準面(D.L.)から-8.5mとしている。

(3) 土質特性

室内液状化試験結果と現地観測および解析結果を参考に、伝達係数 α を2.0とした。排水係数 C は、圧密係数

C_v 、層厚 l のほかに、波の周期 T の関数でもあるので、図-7.18の結合分布を参考にして、波形勾配が0.018と0.04の場合について解析した。排水係数の一覧を表-7.3に示す。

7.5.3 解析結果および考察

(1) 波浪による応力変動

解析により求まる地盤中の有効土被り圧の変動 (p_0)

表-7.3 排水係数一覧

	波の番号									
	1	2	3	4	5	1'	2'	3'	4'	5'
A-1	0.036	0.033	0.030	0.026	0.023	0.024	0.023	0.020	0.018	0.016
A-2	3.8	3.5	3.1	2.7	2.5	2.5	2.4	2.1	1.9	1.7

注) 圧密係数 $C_v=1.06$ (m²/s)
 層厚 $\ell=20.5$ m (A-1), $\ell=2.0$ m (A-2)
 波形勾配 $H_o/L_o=0.018$ (1~5), $H_o/L_o=0.040$ (1'~5')

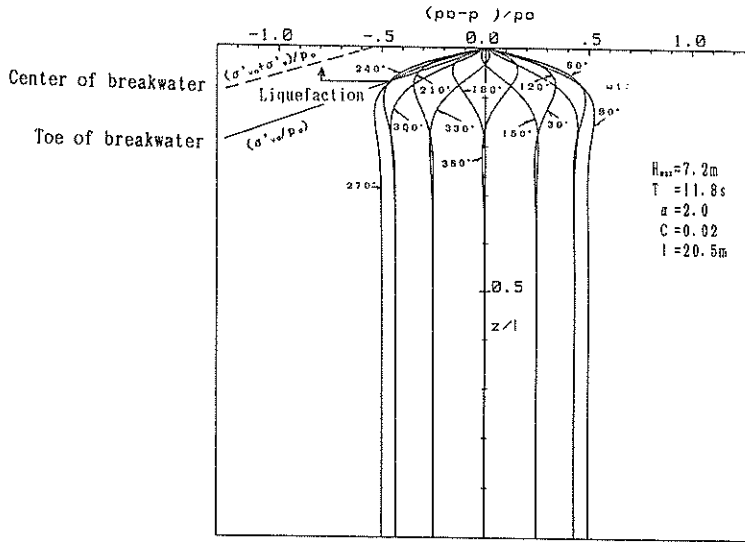


図-7.20 応力変動と液状化

$-p)$ を、海底面に作用する変動水圧振幅 p_0 で無次元化した値 $(p_0 - p) / p_0$ の深度分布の一例を図-7.20 に示す。提案した液状化規準によると、このような有効土被り圧の変動量が、静穏時の海底地盤中の有効土被り圧を越えたところで液状化が発生することになる。したがって、法先部地盤のように上載荷重がない場合には、1.24m以浅で液状化が発生すると考えられる。ただし、図-7.20の破線で示すように、捨石や異形ブロックなどの上載荷重による抑え効果が十分期待される場合には、静穏時の有効土被り圧が大きくなるから、地盤の液状化は発生しなくなる。

(2) 液状化深さ

各波群に対して図-7.20のような図を作成し液状化深さ d_l を求め、波高 H に対してプロットしたものが図-7.21である。図-7.21によると波形勾配の影響はそれほど大きくは現れていない。また、波高が4m程度以下の波に対しては海底地盤は液状化しないことが明らかであ

る。図-7.21には、波高が10.3mまでの結果が示されているが、潜堤前面水深8.5mの地点の最大波高は、規則波の碎波限界波高から推定すると6.5m(波形勾配が0.018のとき)となるから、最大液状化深さは、このときの波に対して1.0m程度となる。

図-7.22は、A-2モデルにおける液状化深さを示している。この場合も、図-7.21と同様な結果が得られているが、液状化深さは1.3m程度となる。したがって、4m程度以上の波が来た場合には、法先地盤が液状化して捨石が地盤中に沈み込み潜堤が変状する可能性がある。捨石が地盤中に広がると地盤を押える捨石の効果がなくなり、潜堤の変状は、長期的に徐々に堤中央部分に波及していくと考えられる。

(3) 液状化範囲および潜堤の安定性

図-7.23は、図-7.20のケースについて、1波長分の波に対する地盤の液状化範囲を示したものである。図-7.23では、波の谷が法先部の位置にあるときの結果を示

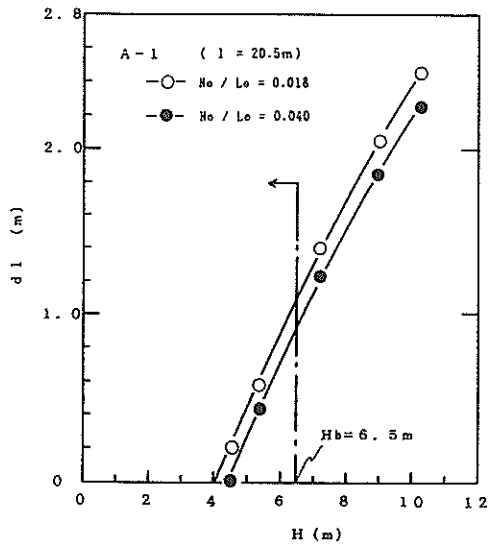


図-7.21 液状化深さ (A-1モデル)

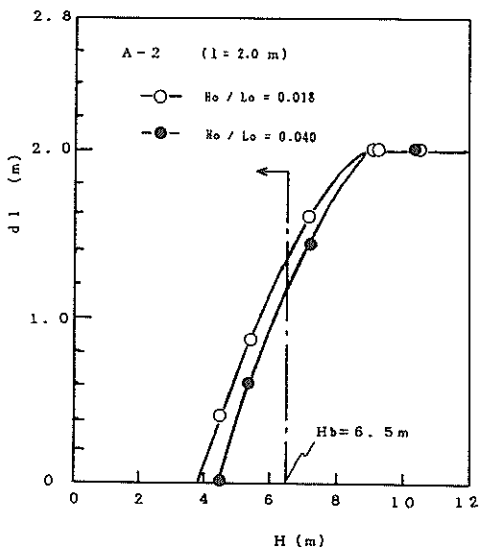


図-7.22 液状化深さ (A-2モデル)

している。捨石下部地盤の有効土被り圧は、捨石による上載荷重を考慮しているが、水圧の伝播は捨石による影響を無視し、捨石がないものとして解析している。図-7.23より明らかなように、潜堤法先地盤のかかなりの範囲で液状化が生じる結果が得られる。

海底地盤が液状化すると、液状化した地盤の強度は0となることから、付近の捨石等は液状化地盤の方へ向って沈み込むことが考えられる。そこで、液状化領域のせん断強度を0として、捨石部の円形すべり計算を行った結果が図-7.24である。図-7.24によると、円形すべり

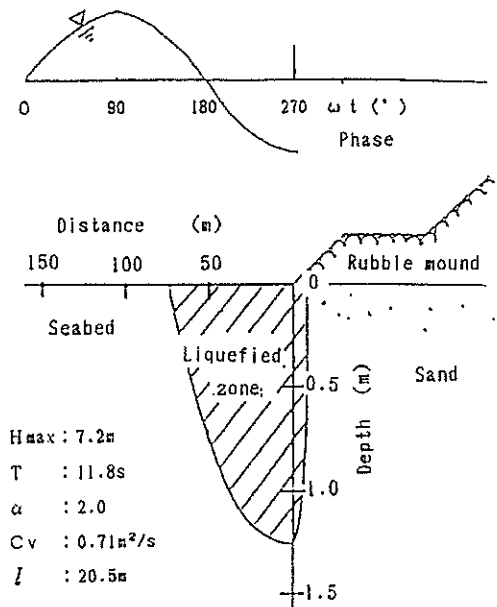


図-7.23 液状化領域

に対する安全率は0.9となっており、明らかに捨石法部で破壊が生じることがわかる。ただし、安全率が低下するのは正の過剰間隙水圧が発生する波の谷あたりであり、波の峰付近では逆に負の過剰間隙水圧が発生するから安全率は大きくなる。捨石はこのような地盤特性の変動によって徐々に沈み込んでいくいわば進行性破壊(変状)のパターンをとると考えられる。この液状化にともなう変状パターンを描くと図-7.25のようになる。海底地盤の液状化は有効土被り圧に大きく依存するから、上載荷重の大きな潜堤本体下の地盤の液状化抵抗力は大きい(ブロックなどの自重が十分地盤に伝わる場合)と考えてよい。したがって、土質工学的にみた潜堤の弱点は法先部にあると考えられ、図-7.25のように、法先部の液状化の影響が堤本体部分に波及することによって、捨石、ブロック等が沈下・分散し機能を維持できなくなることが想定される。また、沈下・分散によりブロック等が個々に地盤中に埋没すると、抑え効果がなくなり、さらに沈下が進行することになる。

以上、波浪による海底地盤の液状化深さについて、潜堤法先部地盤をモデルとして解析を行ったが、堤前面で6.5mが来襲した場合、法先部では1.1m~1.6m以浅の海底地盤において液状化現象が発生する結果となった。上記の事例解析では、波数が1波のときのみを取り扱っているが、液状化した砂がすべて流出すると仮定して限界の液状化深さを求めると数mのオーダーになる。このこ

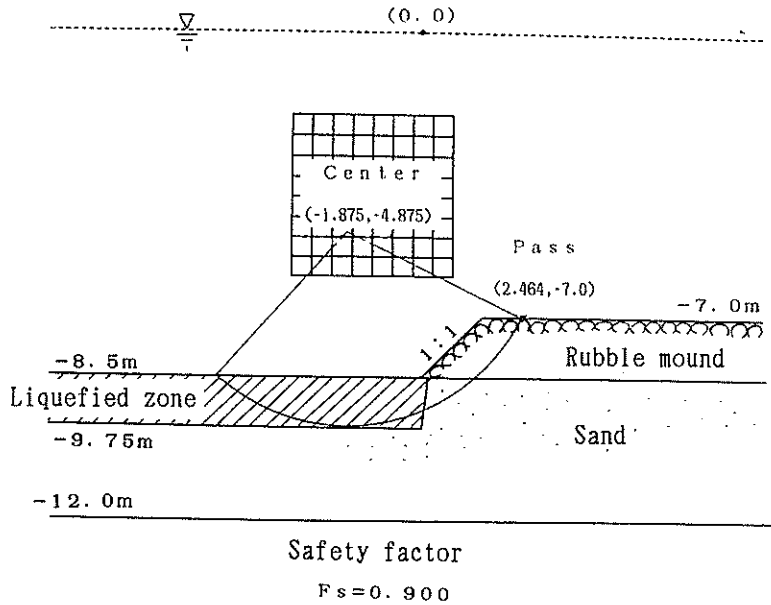


図-7.24 液状化を考慮した円形すべり計算

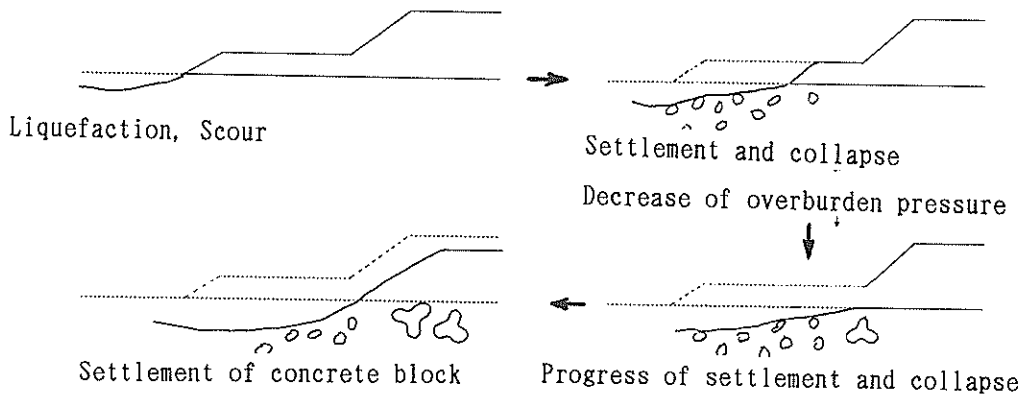


図-7.25 潜堤の変状パターン

とは海底地盤面がそれだけ低下することであり洗掘を意味する。当然のことながら、洗掘は砂の流出量と流入量の差によって決めるものであるから、液状化領域と洗掘の範囲とは同じではない。しかし、液状化領域は洗掘範囲を判断する一つの重要な指標となる可能性がある。

7.6 本章の結論

本章では、変動過剰間隙水圧に起因する液状化に及ぼす影響要因を整理し、特に、液状化に支配的な要因を選びだしてその予測法を提案した。提案方法を用いて、潜堤先地盤の液状化解析を行った。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 海底地盤中の変動水圧は、周期および海底面上の変動水圧により影響を受けるが、波数による影響は無視しうるほど小さい。
- (2) 微小振幅波を仮定すると、海底面の変動水圧振幅で地盤中の変動水圧を無次元化した値は、新たに定義した地盤の排水係数と伝達係数のみにより支配される。
- (3) 排水係数および伝達係数の決定方法について示したが、排水係数の決定にあたっては、海底地盤の透水層厚を適切に評価することが重要である。また、伝達係数は飽和度の影響を極めて敏感に受けることから、原位置試料を用いて室内実験により伝達係数を

測定する場合には、飽和度が変化しないように実験室まで輸送することが重要である。

- (4) 液状化の予測は、海底面の変動水圧、地盤中の変動水圧、海底地盤の有効土被り圧を用いて行われるが、これらを用いた液状化の予測手順を示した。
 - (5) 提案した液状化予測法は、水平方向の流れを無視した簡便な非連成二次元解析法であるが、得られた液状化範囲は既往の連成二次元解析結果とよく一致した。
 - (6) 潜堤モデル法先部海底地盤の液状化事例解析では、波高が約4 mを越えると法先部地盤に液状化が発生し、潜堤の一部がすべり破壊を起こすことが示された。また、この破壊は進行性破壊のパターンをとることが予測される。
 - (7) 海底地盤の液状化領域と洗掘の領域とは同じではないが、液状化領域は洗掘範囲を判断する一つの重要な指標となる可能性がある。
- 9) 山崎浩之, 善 功企, 加賀谷宏基 (1989) : 波浪による防波堤基礎地盤の沈下に関する研究, 海洋開発論文集, Vol.5, 土木学会, pp.91-95.
 - 10) 善 功企, 山崎浩之 (1990) : 波浪による液状化にともなう離岸堤の変状に関する考察, 海洋開発論文集, 土木学会, Vol.6, pp.223-228.

参考文献

- 1) 西田仁志, 山口 豊, 近藤豊次, 清水謙吉 (1985) : 孔間弾性波法による離岸堤の埋没状況に関する考察, 第32回海岸工学講演会論文集, 土木学会, pp.365-369.
- 2) Madsen, O.S. (1978) : Wave-induced pore pressures and effective stresses in a porous bed, *Geotechnique*, Vol.28, No.4, pp.155-164.
- 3) 三浦均也, 林 正幸 (1991) : 海底地盤中の間隙水圧変動の解析—原位置観測との比較—, 第46回年次学術講演会講演集, 第3部, 土木学会, pp.244-245.
- 4) Nakata, H., Suzuki, M. and Kitayama, M. (1991) : Observation on fluctuations of pore water pressure under high wave conditions, *Proceedings of the International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development*, Vol.1, pp.615-620.
- 5) Okusa, S. (1985) : Wave-induced stresses in unsaturated submarine sediments, *Geotechnique*, Vol.35, No.4, pp.517-532.
- 6) 酒井哲郎, 畑中克也, 間瀬 肇 (1990) : 波浪による碎波帯海底面近くの地盤の挙動, 海岸工学論文集, 第37巻, 土木学会, pp.733-737.
- 7) 清水正喜, 河崎尚弘, 岩成敬介, 野田英明 (1986) : 海浜砂層内の間隙水圧の挙動, 鳥取大学工学部研究報告, 第17巻, 第1号, pp.111-119.
- 8) Yamamoto, T. (1977) : Wave-induced instability

in seabeds, *Proceedings of the ASCE Special Conference, Coastal Sediments*, pp.898-913.

8. 被災防波堤基礎地盤の液状化解析

8. 1 序説

残留過剰間隙水圧に起因する液状化について、北海のエコフィスクタンク基礎地盤を対象に、いくつかの研究が報告されている。Lee and Focht (1975) は、繰返し三軸試験装置を用いて実験的に液状化の可能性を調べた。また、Clausen ほか (1975)、Lee (1976) は、同タンク基礎地盤中の過剰間隙水圧を現地観測により測定した。同じく、Rahman ほか (1977) は、海底地盤の排水性を考慮して、有限要素法により液状化ポテンシャルを解析した。これらの研究では、エコフィスクタンク基礎地盤の波浪による液状化の可能性は小さいという結果が報告されている。この理由は、北海の海底地盤の相対密度が100%近くあり極めて密な地盤であること、また、排水性も良いことなどによると考えられる。

一方、緩く堆積した砂層が粘土層に挟まれているような場合には、液状化の可能性が否定できないことは、5. で述べた模型実験結果からも明らかである。そこで、本章では、冬季風浪によって被災した捨石式混成防波堤を対象に、防波堤基礎地盤中の残留過剰間隙水圧の解析を行い、液状化の可能性と被災原因についての考察を行う。

8. 2 防波堤の被災概況

1976年10月、日本海を通過した低気圧による異常波浪により、いくつかの港湾で防波堤などが被災した。新潟港においても建設中の第二西防波堤の一部に被害が発生した(森平ほか;1978)。写真-8.1は、堤体の傾斜および

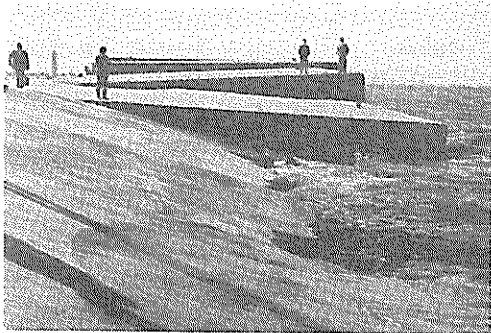


写真-8.1 堤体、上部工の被災状況 (右が港外側)

び上部工の破損状況を示す。図-8.1は被災後の防波堤断面のうち、被災程度が激しかったケーソンを中心に、隣り合う8個のケーソンの変状を重ねて示したものである。ケーソンは最大で4.5m陸側へ移動し、同時に、海側へ20°傾いている。しかし、港外側の捨石マウンド部

では、顕著な変状は見られていない。図-8.1に示すケーソンの移動状況からすると、ケーソンの滑動や転倒の可能性は小さく、被災原因は基礎地盤のすべり破壊に関連していると推定される。

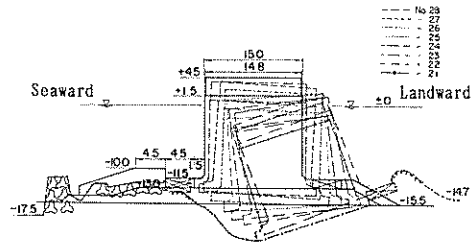


図-8.1 被災断面 (左が港外側)

8. 3 波浪および地盤状況

被災の直接の原因となった海象および気象状況を図-8.2に示す。気圧、風速、風向、潮位は、新潟港の入口の信濃川河口の観測所で記録されたもので、波浪状況は、被災防波堤から約2km沖合いの水深-23mの地点で観測されたものである。図-8.3に記録された波形の一部を示している。観測点における最大波高 H_{max} は10m、周期 T_{max} は13.5秒、有義波高 $H_{1/3}$ は6.72m、 $T_{1/3}$ は13.6秒で、10月29日の22時に最大波高が現れている。波高の浅水変形(浅水係数0.95)を考慮した換算沖波波高 H' は7.1mである。表-8.1は、設計時の波浪条件(50年確率波)と被災時に観測された波浪条件を比較した結果であるが、波向以外は両者ともほとんど同じ波浪条件となっている。

被災後の土質調査結果によると、この地点の海底地盤は、非常に複雑な地層構成になっており、図-8.4に示すように薄い砂層とサンドシームを挟むシルト層との互層となっている。図-8.4は、被害の激しかった箇所防波堤法線直角方向の土層断面であるが、上部砂層(A_{s1})のN値は、5~10、シルト・砂互層($A_{s.c.}$)のN値は、砂の部分が10~20、シルトの部分が0~5である。下部砂層(A_{s2})では、その上部のN値が平均で約18、下部で約25程度である。図-8.5は、捨石層下部および原地盤から採取された乱さない試料の一軸圧縮強度を示している。シルト分を含む試料もありデータのばらつきが大きい。圧密によってケーソンおよび捨石マウンド下部の強度が原地盤の強度よりも大きくなっている。圧密試験から得られた粘性土の透水係数は 10^{-7} cm/s $\sim 10^{-5}$ cm/sのオーダーである。乱さない新潟砂(図-5.1に実線で示した粒度分布を持つ)について、繰返し

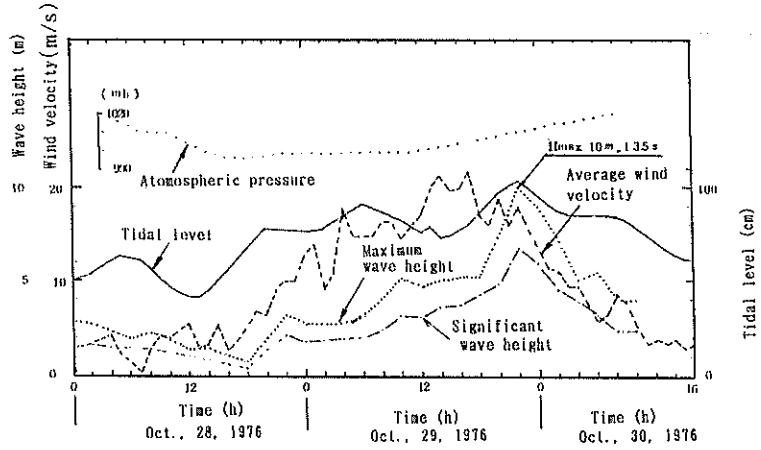


図-8.2 気象および波浪状況 (1976年10月28日~10月30日)

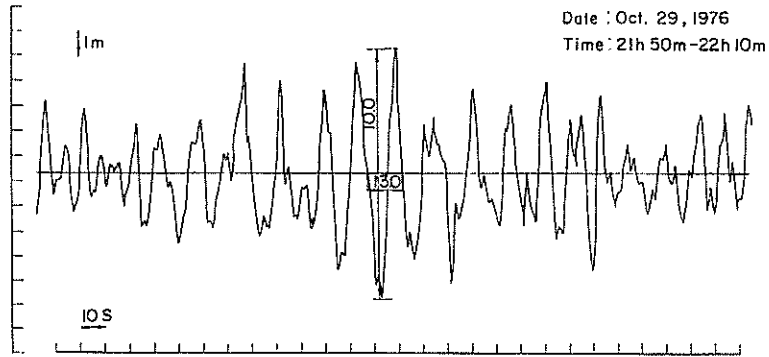


図-8.3 観測波形記録

表-8.1 設計時・被災時の波浪

	設計時	被災時
有義波高 (m)	7.1	7.1
有義波周期 (s)	13.0	13.0
波向	N40° W	N64° W
潮位		
H.W.L. (m)	+0.8	+0.7
L.W.L. (m)	0.0	0.0

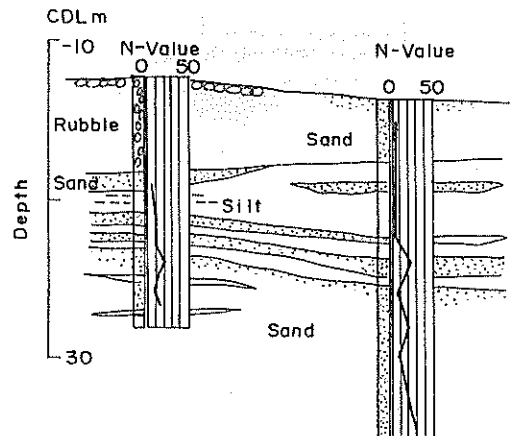


図-8.4 土層断面図

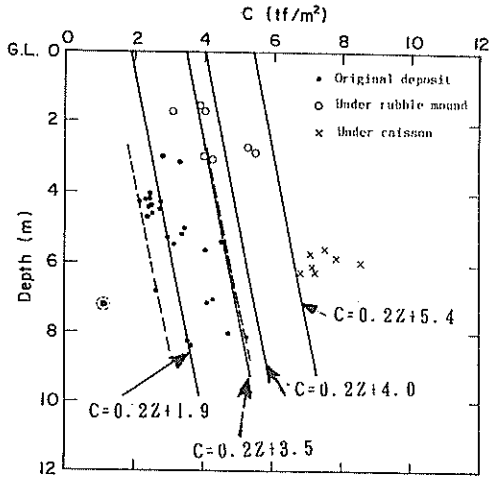


図-8.5 一軸圧縮強度

三軸試験を実施し液状化特性を調べたが、その結果については、3.5.3の図-3.9および図-3.10に示されている。

8.4 解析方法

8.4.1 解析フロー

解析フローを図-8.6に示す。解析に必要な入力条件は、フロー図の最初に示しているように、波浪特性、地盤特性および構造物の特性である。波浪特性は、捨石マウンド表面から伝達される波力によって発生する地盤中のせん断ひずみ振幅 γ を求めるために用いられる。地盤特性および構造物の特性は、地盤を有限要素にモデル化して静穏時の地盤中の平均有効主応力 σ'_{m0} を計算するために用いられる。各要素の γ および σ'_{m0} が得られれば、式(3.23)を用いて微小時間 Δt 間の発生過剰間隙水圧 u_a を求め、式(5.2)によりその増分 $(\partial u_g / \partial t)$

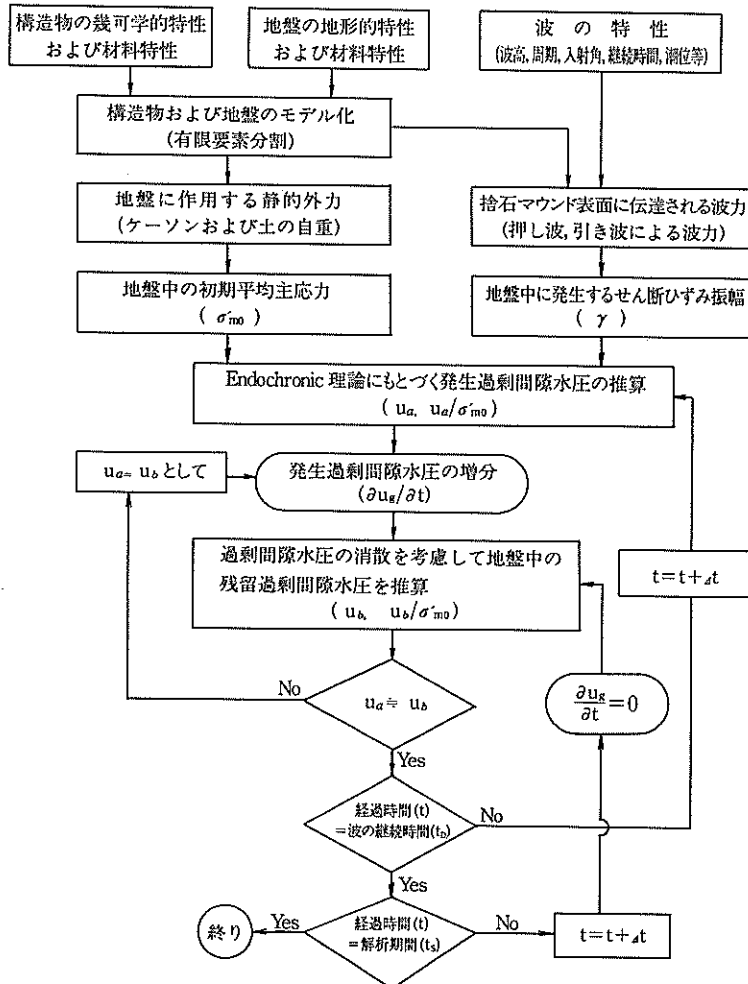


図-8.6 残留過剰間隙水圧による液状化解析フロー

を求める。次に、過剰間隙水圧の消散を考慮し式 (5.1) を用いて地盤中の残留過剰間隙水圧を解析する。解析結果として得られた残留過剰間隙水圧 u_b が許容誤差範囲内で u_a に等しければ次の時間ステップへ進む。 $u_b \neq u_a$ の場合には、 u_a の代りに u_b として $(\partial u_g / \partial t)$ を求め繰返し計算を継続する。波浪の継続時間を越えた場合には、 $(\partial u / \partial t) = 0$ として、残留過剰間隙水圧の消散のみを解析する。解析時間を越えたところで計算を終了する。

8. 4. 2 波力の評価

捨石式混成防波堤基礎地盤の挙動を解明するにあたっては、基礎地盤に伝達される荷重特性を把握する必要があるが、基礎地盤に伝達される荷重は、外力としての波が第一次的に作用するケーソンの底面を介して伝達されるものであるから、まずケーソンに作用する波力を求めることが必要である。ケーソンに作用する波力は、実際には周期的に変動するが、ここで対象とする波力は直立壁面に波の峰がある場合と、波の谷がある場合（それぞれ、押し波時、引き波時とよぶ）のみとし、解析では、このような外力が繰返しケーソンに作用するものとしている。押し波による波力の算定は、合田による式（合田；1985）によった。この式で得られる波力は、もともと不規則な波群中の最大波力を求めるために提案されたものである。引き波による波力は、合田・柿崎（1966）による式を用いている。図-8.7は、これらの式から得られる波圧分布を模式的に描いたものである。これらの式は、港湾施設の設計で広く用いられているが、ここでは、これらの式を準用して、不規則な波の1波ごとに対応する波力を算定している。

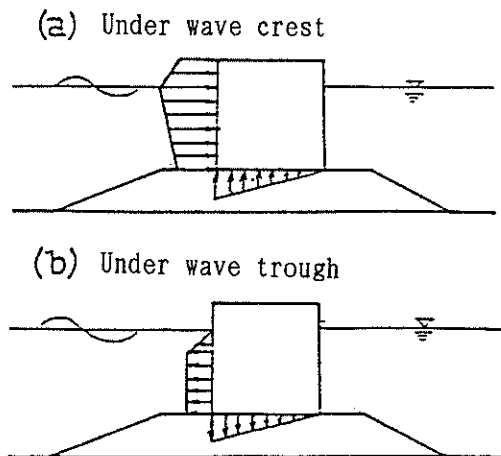


図-8.7 ケーソンに作用する波圧分布

8. 4. 3 繰返しせん断応力およびひずみ振幅

地盤中の繰返しせん断応力やひずみは、ケーソンに作用する波に回答して1波ごと周期的に変動する。さらに、図-8.3に示したように、波浪は1波長のなかでも複雑な変動を呈する。このような変動を解析に取り込むことは、実際の波浪を1波ごとに確定できない現状では不可能に近く実用的でない。そこで本解析では、それぞれ波の峰および谷の状態における波力のピーク値を用いて応力、ひずみ振幅を求める。また、地盤は弾性体と仮定し、防波堤幅に比較して延長方向の長さが十分大きいことから平面ひずみ条件を仮定する。

荒天時の波浪の振動数は $0.1H_z$ のオーダーであるから、波浪に対するケーソンの動的応答は無視し、疑似静的条件のもとで地盤に及ぼす繰返しの影響のみを考慮する。

ケーソンの接地圧分布は、ケーソンを完全剛体、捨石マウンドを弾性支承として、式 (2.6) ~ 式 (2.9) により求める。静穏時の地盤中の平均有効主応力 σ'_m および波浪によるせん断ひずみ振幅 γ は、それぞれ式 (5.20)、式 (5.21) により算定する。 γ については、押し波時に各要素で最大せん断ひずみの発生する面について考え、その面における振幅を求めるものとする。なお、ケーソンの滑動、転倒は考えず弾性的なロッキング運動のみを考慮する。

8. 4. 4 地盤の有限要素分割

解析の対象とした防波堤断面は、被災の最も激しかったケーソン (No. B-21) である。捨石マウンドの厚さは4.5m、設置水深は-18mで、ケーソンの寸法は、底面幅18.0m、高さ20mである。地盤の状況は図-8.4、図-8.5に示したとおりである。これらをモデル化し有限要素分割したものが図-8.8で、シルト層中のサンドシームは、シルト層に挟まれた厚さ2mの砂層としてモデル化した。解析に用いた各層の土質定数を表-8.2に示す。解析では、捨石マウンドおよびシルト層での過剰間隙水圧の発生は0と仮定した。

8. 5 波浪の不規則性についての考察

実際の波は不規則性をもつので、解析にあたっては不規則な波の特性を考慮すべきである。Lee and Focht (1975) は等価換算波数の概念を導入し、各波群の波の数 N_g の $(0.2 \sim 0.5) N$ を採用する方法を提案している。その後、Annaki and Lee (1977) は疲労曲線の概念にもとづいた等価換算波数のより精密な算定法を提案している。しかし、この算定法では周期の影響が考慮されていないので、地震時のように地盤を非排水とみなしうる場合は別として、過剰間隙水圧の消散を考える必要がある場合には適用できない。そこで、本解析では、以下の方

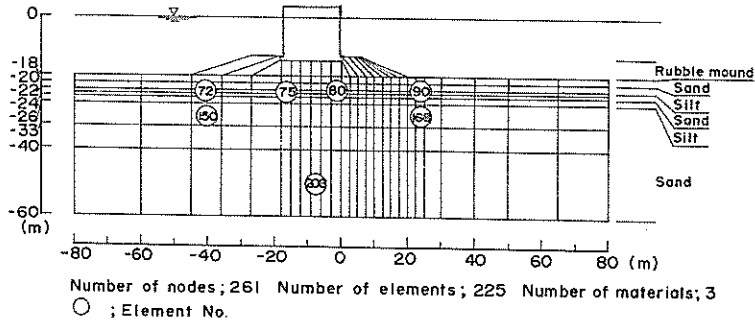


図-8.8 地盤の有限要素分割

表-8.2 土質定数一覧

材料	特性	透水係数 k (cm/s)	体積圧縮 係数 m_v (cm^2/kgf)	Endochronic定数			ヤング率 E (kgf/cm^2)	ポアソン比 ν	水中単位 体積重量 γ' (gf/cm^3)
				A'	B'	λ			
捨石マウンド		1.0	10^{-5}	—	—	—	10^4	0.45	1.0
砂層		0.3	2×10^{-2}	33.79	258.55	549	600	0.45	0.8
シルト層		3×10^{-5}	2×10^{-2}	—	—	—	100	0.45	0.8

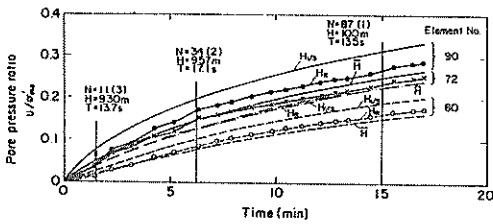


図-8.9 不規則波・有義波・平均波
に対する間隙水圧比

法によって波浪の不規則性の影響を検討した。

図-8.9は、図-8.3に示す最大波高の現れた10月29日22時の約17分間の観測データを選び、1波ごとの波に対する波力を求め地盤中の代表的な3点(図-8.8の要素番号;72, 80, 90)の間隙水圧比の上昇を計算した結果と、観測期間約17分における平均波に換算した波および有義波に換算した波に対する結果を示している。図-8.9中に、(1)(2)(3)で表しているのは観測期間中の最大から順に3波までを示したものである。また、 H_R 、 $H_{1/3}$ 、 \bar{H} は、それぞれ、不規則波、有義波、平均波に対する結果である。図-8.9によると、平均波を用いた場合には、3要素とも不規則波を用いた場合に比較して、残留過剰間隙水圧を過小評価している。一方、有義波を用いた場合には、不規則波の場合よりも大きくなる場合と小さく

なる場合がある。この相違をより明白にみるために、各波により求まる間隙水圧比の変化を不規則波による結果に対する比で表したものが図-8.10である。図-8.10によると、計算の初期、すなわち、波の作用開始付近では、各波に対する差異は大きい、時間の経過とともにその差は徐々に小さくなる傾向にある。また、平均波を用いた方が、最終的(17分後)には不規則波と同じ結果を与える傾向にはあるが、やはり過小評価となっている。有義波を用いた場合でも、不規則波の場合に比較して、小さい場合もあるが、17分後では1~1.2倍となっている。図-8.11は、有義波と不規則波を用いた場合の場所的分

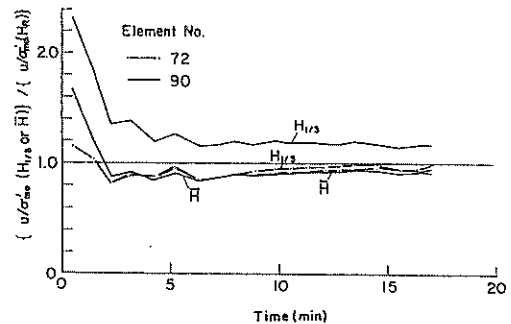


図-8.10 間隙水圧比の経時変化

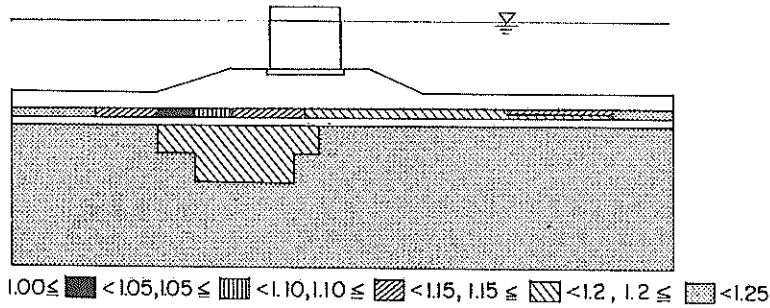


図-8.11 間隙水圧比の場所的分布

布の相違を17分後において比較したもので、場所によって差の程度が異なっている。図-8.11より明らかなように、ケーソン前し下部において有義波と不規則波の場合に対する残留過剰間隙水圧の計算結果はほぼ同じであるが、その他の点については、有義波を用いた方が残留過剰間隙水圧は大きくなるのがわかる。以上の結果は、不規則波を用いて計算した結果が、平均波を用いた場合よりも大きく、有義波を用いた場合よりも小さいことを表すものである。したがって、以後の解析では不規則波の代わりに、有義波を用いて解析することにする。これは、地盤中の位置によって最大2割程度過大な残留過剰間隙水圧を与える結果になるが、実用上安全側であることや、1波ごとの波の不規則性を予測することが不可能な現状、および場所によっては不規則波を用いた場合と同じになることなどを考慮すると、実用上許容されると考えられる。

8.6 残留過剰間隙水圧の解析と液状化

図-8.12は有義波を用いて求めた地盤中の代表点における過剰間隙水圧、せん断ひずみ振幅の経時変化を示している。解析にあたっては、図-8.2に示した波高のうち、有義波高が4 mを越えるものについて対象にし、それ以下の波による地盤への影響はないものと仮定している。図-8.12によると、波高が最大になる10月22日の22時から24時にかけて間隙水圧比のピークがみられ、また、捨石マウンド法先下部(要素番号90)において、その最大値0.6が現れている。繰返し三軸試験装置による砂の液状化試験では、間隙水圧比が1になったときに液状化が発生したとする場合の他に、軸ひずみが急増する場合を初期液状化と定義することもある。図-8.13は、後者の定義により整理した3種類の砂の初期液状化時の間隙水圧比を示したもので、図-8.13中の新潟砂は万代島地区から採取した乱した砂である。図-8.13によると、初期

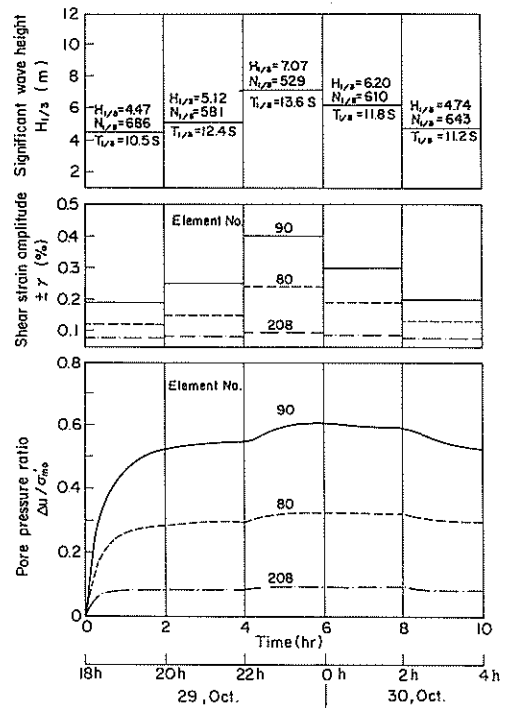


図-8.12 波高・ひずみ振幅・間隙水圧比

液状化における新潟砂の間隙水圧比は、相対密度によるがほぼ0.6以上となっている。また、図-8.14は、初期液状化時のせん断ひずみ振幅を示しているが、 $2 \times 10^{-3} \sim 8 \times 10^{-3}$ 程度の値となっている。これらのことを念頭において図-8.12をみると、要素番号90の点では、間隙水圧が0.6、せん断ひずみ振幅が、 4×10^{-3} と、室内試験における初期液状化の条件とも一致していることがわかる。乱さない新潟砂には、細粒分が10%前後含まれており、必ずしも万代島砂と同じ特性ではないが、要素番号90で表される捨石マウンド法先下部の砂層内にお

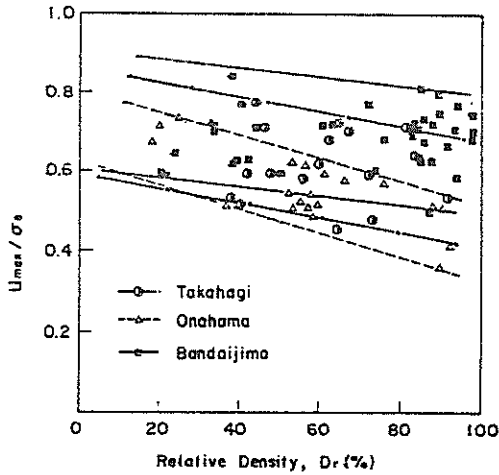


図-8.13 初期液状化時点の間隙水圧比

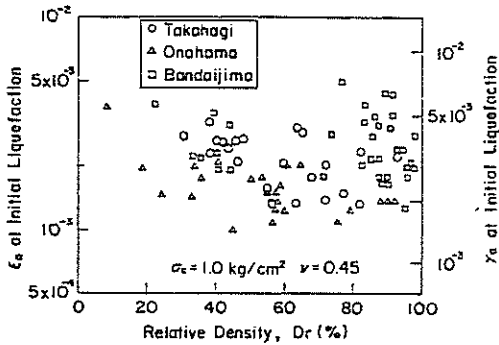


図-8.14 初期液状化時点のひずみ振幅

いて初期液状化が発生した可能性も十分考えられる。また、このことは、5. の模型実験で確認されたように、ケーソン直下よりもむしろ捨石マウンド端部の方が液状化に対して危険であるということも一致する。

一方、砂層内の他の点については、間隙水圧比は0.6 で与えられる。

よりも小さく必ずしも液状化といった現象がみられていないが、砂層内に過剰間隙水圧が残留していることは、その状態でのせん断強度が小さくなることを意味するから、この砂層の強度減少を考慮して防波堤全体の安定性を調べる必要がある。

8. 7 残留過剰間隙水圧を考慮した地盤の円形すべり

過剰間隙水圧が完全に0のときのせん断強度 τ_0 は、せん断抵抗角を ϕ' 、有効垂直応力を σ'_n とすると、

$$\tau_0 = \sigma'_n \tan \phi' \quad (8.1)$$

である。過剰間隙水圧 u が存在する場合には、 σ'_n が減少するから、このときのせん断強度 τ_d は、

$$\begin{aligned} \tau_d &= (\sigma'_n - u) \tan \phi' \\ &= \sigma'_n \left(1 - \frac{u}{\sigma'_n}\right) \tan \phi' \end{aligned} \quad (8.2)$$

で表される。ただし、せん断抵抗角 ϕ' は過剰間隙水圧によらず一定と仮定している。上式を式(8.1)と同様な形で表すと、

$$\tau_d = \sigma'_n \tan \phi' c_q \quad (8.3)$$

ここに、 $\phi' c_q$ は、過剰間隙水圧が存在するときに発揮されるせん断強度と等価なせん断強度を与えるせん断抵抗角で、

$$\tan \phi' c_q = \left(1 - \frac{u}{\sigma'_n}\right) \tan \phi' \quad (8.4)$$

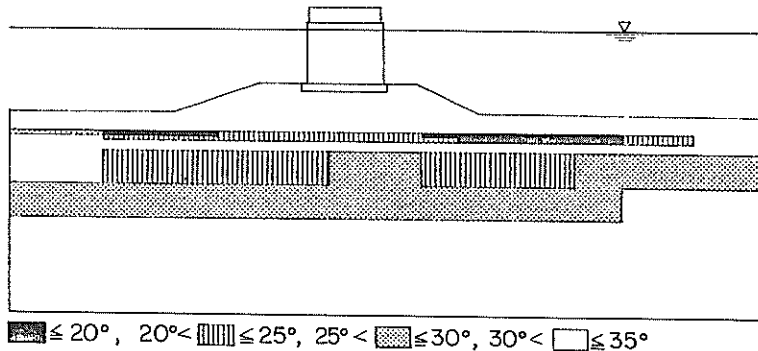


図-8.15(a) みかけのせん断抵抗角(10月29日22時)

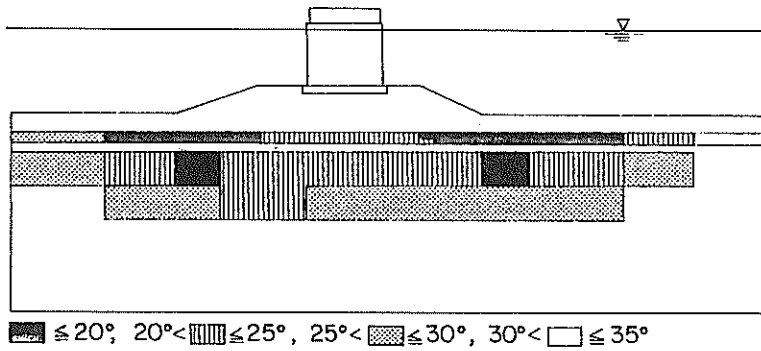
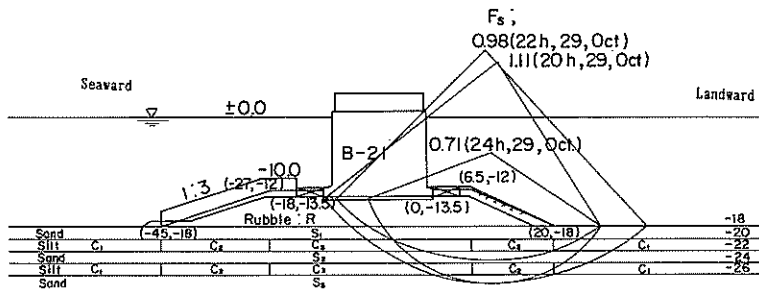


図-8.15(b) みかけのせん断抵抗角(10月29日24時)



Soil	Symbol	Unit weight γ' (tf/m ³)	Cohesion C		Friction angle(°)
			C_0 (tf/m ²)	C_z (tf/m ²)	
Rubble	R	1.0	0	0	45
Sand	S_1, S_2, S_3	0.8	0	0	35**
	C_1	0.7	1.9	0.2	0
	C_2	0.75	3.5	0.2	0
Silt	C_3	0.8	4.0	0.2	0

* $C=C_0+C_kZ$, Z: Depth from datum level (m)
 ** Equivalent friction angle $\phi_{eq}=15^\circ-35^\circ$

図-8.16 円形すべり計算結果

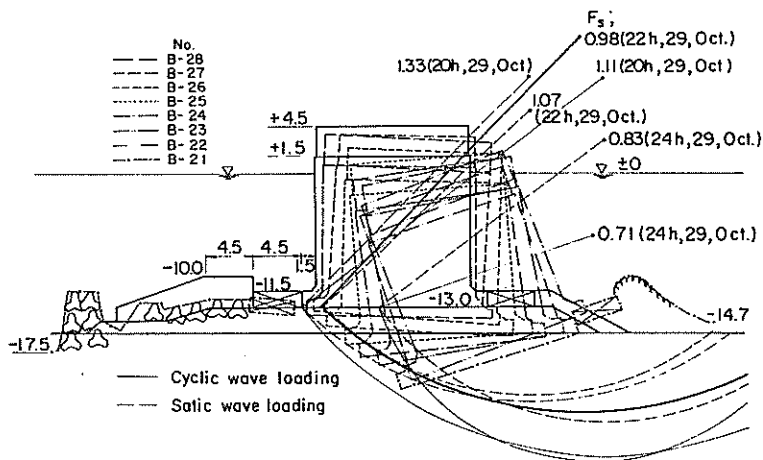


図-8.17 被災断面とすべり面

式(8.4)を用いて4時間後および6時間後における $\phi'_{c,q}$ を求めたものが図-8.15である。図-8.15によると、過剰間隙水圧の蓄積により $\phi'_{c,q}$ の減少域が時間の経過とともに拡大していくことがわかる。図-8.16は、図-8.15に示した $\phi'_{c,q}$ を用いて解析した円形すべり計算結果であるが、10月29日の20時に観測された波の終了時、すなわち、10月29日22時における安全率 F_s は0.98となる。波高の最大値が観測されたのは、10月29日22時であるから、防波堤の被災は波高の最大値前後において発生したと考えられる。図-8.17は、解析による円形すべり線と被災後のすべり形状を比較したものである。ケーソンの断面は必ずしも単一のケーソンの移動を示したのではなく連続した8個のケーソンの移動断面を一括して描いているが、円形すべりが岸沖側に発生していることから、地盤が破壊した形跡を良く表していると思なされる。この被災状況と解析結果を比較してみると、安全率が0.98となる円形すべり線と実際のすべり状況がほぼ同じ形状をなすことがわかる。図-8.18は、波浪の繰返しによる過剰間隙水圧を考慮した場合の安全率と考慮しない従来の静的的手法による安全率を比較したもので

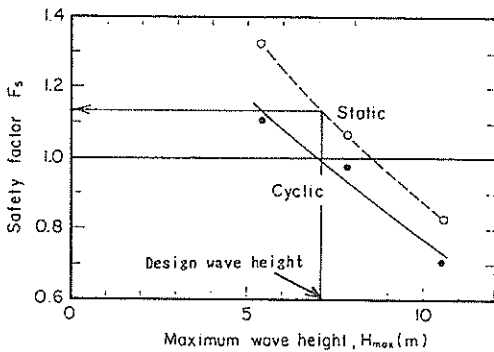


図-8.18 波高と安全率

ある。図-8.18から明らかなように、従来の手法では、安全率を過大に見積もることになり、危険側の設計となることが明らかである。図-8.18には、当初の設計波高に対する安全率が示されているが、静的設計法では安全率は1.1以上となっている。従来から、波力を考慮した円形すべりでは、波力作用時の安全率として1.0が採用されているから、既往設計法では十分安全であるといえる。しかし、これは砂地盤中に過剰間隙水圧が残留しない場合であり、ここで示したように、過剰間隙水圧が残留する場合には、安全率は0.98となり地盤のすべり破壊が発生することになる。

以上のように、過剰間隙水圧が十分排水されない地層

構成では、過剰間隙水圧を適切に考慮して安定計算を行うことが必要である。

8.8 被災地盤のN値

被災した防波堤は、Bブロックとよばれる部分の一部であり、その他の部分ではこのような被災は発生していない。その理由を明らかにするためには、被災箇所と同じ解析を行うのが望ましいが、試料採取ができなかったため、ここでは、既存の土質調査結果からN値を比較した(Zenほか;1986)。図-8.19は、被災地点と無被災地点のN値で、●が被災地点、○が無被災地点のN値である。シルト層および粘土層のN値を除外するために、粒度分析から得られる砂の含有率が60%以上の地点のN値だけをプロットしている。図-8.19から明らかなように、海底面からの深度が9m以浅において、2~3の点を除き、●と○の境界が明確に実線で区分される。図-8.16によると、円形すべりの影響範囲は9m以浅であり、また、波浪の入射角から推定して防波堤前面の波浪条件

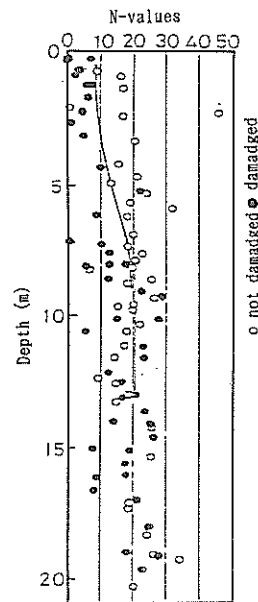
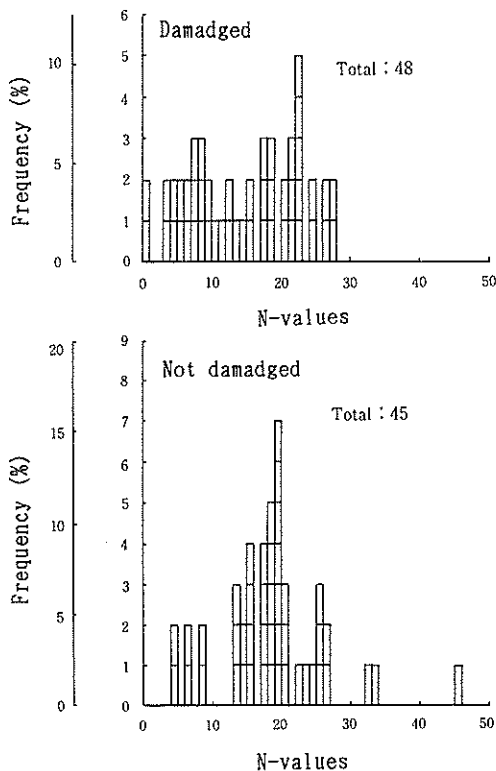


図-8.19 限界のN値

はほぼ同じと考えられるから、実線は被災発生の際のN値を表すと考えられる。図-8.20は、被災地点のN値の頻度分布を無被災地点の頻度分布と比較した結果である。図-8.20からも明らかなように、被災地点ではN値10以下が1/3程度あり強度がかなり小さかったと考えることができる。



図一 8.20 N 値の頻度分布の比較

8.9 変動過剰間隙水圧について

液状化を引き起こす過剰間隙水圧には、残留過剰間隙水圧と変動過剰間隙水圧があることは既に述べたが、本章では変動過剰間隙水圧を無視して解析を行ってきた。この理由は、7.5で示したように、海底地盤上に捨石マウンドやケーソンなどの構造物がある場合、その自重による地盤中の応力と比較すると、波浪による変動応力がかなり小さくなることによる。また、自重による抑え効果によって液状化も発生しにくくなる。特に、捨石マウンドがある場合には、法先部周辺の地盤を除けば、変動過剰間隙水圧がケーソン直下の地盤へ及ぼす影響は小さいと考えられる(善:1984)。ここで行った解析では、ケーソン直下および港内側地盤のすべりが対象となっており、その意味で変動過剰間隙水圧の影響はほとんどないとみなしてもよいと思われる。

8.10 本章の結論

本章では、被災防波堤の基礎地盤を対象として、液状化の可能性を調べ、被災原因について考察した。液状化の解析では、いくつかの大胆な仮定が設けられたが、解

析結果は基礎地盤の被災状況を良く説明した。得られた主要な結論は以下のとおりである。

- (1) 実測された不規則波の代りに有義波を用いて海底地盤中の残留過剰間隙水圧を解析した結果では、その違いは最大でも2割程度であった。不規則波の時系列的な変化を予測できない現状では、実用的に有義波を用いることも許容される。
- (2) 有義波を用いた解析結果によると、捨石マウンド法先部地盤において間隙水圧比の最大値が得られた。この結果は5.の室内模型実験結果と一致する。
- (3) 本解析の結果、間隙水圧比の最大値は0.6程度となり、必ずしも地盤が完全に液状化したという結果は得られなかった。しかし、間隙水圧比が0.6の状態は、いわゆる初期液状化の状態(軸ひずみ急増点)に近い状態であり、解析対象地盤のように排水性の低い海底地盤では、波浪による液状化の検討が必要である。
- (4) 残留過剰間隙水圧は砂地盤のせん断強度を低下させるから、波浪に対する防波堤の安定を検討する場合には、この影響を考慮して円形すべり解析を行う必要がある。本事例解析では、残留過剰間隙水圧を考慮しない従来の円形すべり解析法によると安全率を0.1程度過大評価することになる。
- (5) 残留過剰間隙水圧によるせん断強度の低下を考慮して円形すべり解析を行ったところ、被災時の波浪条件に対する安全率は1.0を下回った。防波堤の被災は、過剰間隙水圧の残留・蓄積によりもたらされた基礎地盤のせん断強度の低下にともなう円形すべりの可能性がある。
- (6) 被災地点の地盤のN値は表層部で10以下で、同じ防波堤で被災しなかった地点のN値10~20に比較して小さかった。シルト層の存在による過剰間隙水圧の消散が抑制されたことに加えて、原地盤の強度が小さかったことが被災の理由としてあげられる。

参考文献

- 1) Annaki, M. and Lee, K.L. (1977) : Equivalent uniform cycle concept for soil dynamics, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.103, No.GT 6, pp.549-564.
- 2) Clausen, C.J.E., DiBagio, E., Duncan, J.M. and Andersen, K.H. (1975) : Observed behavior of the Ekofisk Oil Storage Tank foundation, Proceedings of the 7th Annual Offshore Technology Conference,

Vol.3, pp.399-413.

- 3) 合田良実 (1973) : 防波堤の設計波圧に関する研究, 港研報告, 第12巻, 第3号, pp.31-70.
- 4) 合田良実, 柿崎秀作 (1966) : 有限振幅重複波ならびにその波圧に関する研究, 港研報告, 第5巻, 第10巻, pp.1-57.
- 5) Lee, K.L. and Focht, J.A. (1975) : Liquefaction potential at Ekofisk Tank in North Sea, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.101, No.GT1, pp.1-18.
- 6) Lee, K.L. (1976) : Predicted and measured pore pressures in the Ekofisk Tank Foundation, Proceedings of the 1st International Conference on the Behaviour of Offshore Gravity Structures, Vol. 2, pp.384-398.
- 7) 森平倫生, 神田勝己, 国田 治 (1978) : 沖合防波堤設計上の諸問題 (新潟港防波堤災害の考察), 第25回海岸工学講演会論文集, 土木学会, pp.581-584.
- 8) Rahman, M.S., Seed, H.B. and Booker, J.R. (1977) : Pore pressure development under offshore gravity structures, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.103, No.GT12, pp.1419-1436.
- 9) 善 功企 (1984) : 海洋開発における波と海底地盤の動的問題, 昭和59年度港研講演会講演集, 港湾技術研究所, pp.77-133.
- 10) Zen, K., Umehara, Y. and Finn, W.D.L. (1986) : A case study of the wave-induced liquefaction of sand layers under the damaged breakwater, Proceedings of the 3rd Canadian Conference on Marine Geotechnical Engineering, 1986, pp. 505-520.

9. 総 括

飽和砂地盤の液状化によって建築物や公共施設等が甚大な被害を受けることは、過去の地震災害の例からも広く認識されているが、最近、この液状化現象が、波浪の作用によって、海底地盤においても引き起こされることが指摘されている。液状化が発生すると海底地盤は懸濁状態になり強度を失うため、地盤のすべり破壊、海底パイプラインの浮上、異形ブロックの沈下、杭の支持力の減少などをもたらすと考えられる。また、洗掘、漂砂に関連して、海底地盤表層部の底質の移動を著しく容易にすることが予想される。しかしながら、これまで、波浪による液状化に関する研究成果の蓄積は少なく、液状化予測法については未だ十分確立されていない現状である。このような背景から、本論文は、波浪による液状化のメカニズムを理論的、実験的に解明するとともに、現地観測により液状化現象を確認し、これらの結果に基づき液状化予測法の提案を行ったものである。各章での研究の概要と得られた結論を要約すると以下のとおりである。

第1章では、研究の背景、目的、論文の構成と内容について述べた。

第2章では、既往の研究における波力の取り扱いについて、波力が直接海底地盤に作用する場合と、一旦構造物を介して間接的に地盤へ伝達される場合に分けて概説した。液状化に関するこれまでの研究の流れを総括し、既往の研究の問題点・未解明な点を整理した。特に、液状化の発生機構や発生条件等の解明にあたっては、液状化に支配的な要因である過剰間隙水圧に重点を置くことが重要であることを指摘した。また、液状化現象と洗掘、漂砂、異形ブロックの沈下、すべり破壊などとの関連性について述べ、液状化現象の工学的重要性について指摘した。最後に、本論文の課題として、(1)液状化メカニズムの理論的解明、(2)実験による液状化の検証、(3)液状化現象の現地観測による実証、(4)液状化予測手法の確立をあげた。

第3章では、波浪による海底地盤中の過剰間隙水圧の発生機構を理論的に考察した。波浪により発生する過剰間隙水圧には、海底地盤表面の土の骨格を介して伝達される表面力と海底地盤表面における変動水圧分布の相違による地盤内の物体力、すなわち浸透流に起因するものがあることを示した。また、過剰間隙水圧には、波浪に

弾性的に反応して静水圧を中心に周期的に変動する成分と、地震時と同様に波数に応じて徐々に残留・蓄積していく成分があることを明らかにし、前者を変動過剰間隙水圧、後者を残留過剰間隙水圧とよんだ。そして、これら発生メカニズムの異なる過剰間隙水圧を統一的に表す基礎方程式を誘導し、過剰間隙水圧に基づく液状化の発生規準を示した。

第4章では、変動過剰間隙水圧に起因する液状化現象を実験的に調べた。新たに作成した変動水圧型液状化試験装置内に砂地盤モデルを作成し、周期的な一次元水圧変動を加えて、間隙水圧および有効鉛直応力などの応答を測定した。地盤表面の変動水圧に対する間隙水圧の応答は、地盤中に存在する極めてわずかな気泡によって、位相と減衰をとまなうことを明らかにし、この応答特性が地盤内の有効鉛直応力の変動をもたらすことを実測により確かめた。また、周期的に増減する有効鉛直応力の変動量は、地盤表面の変動水圧量と対象深さの変動水圧量の差によって表されることを示した。そして、波浪による液状化は、過剰間隙水圧の変動によってもたらされる有効鉛直応力の変動量が、静穏時の地盤の有効土被り圧よりも大きくなったときに発生することを検証した。また、地盤の液状化によって、重量構造物は地盤中に沈下し、軽量構造物は地盤から浮上すること、水圧の一次的な変動による有効鉛直応力の増減によって地盤が高密度化すること、液状化は浸透流と密接な関連があることなどを明らかにした。最後に、地盤中の変動水圧に関する理論値と実測値の比較を行い提案した理論の妥当性を検証した。

第5章では、残留過剰間隙水圧に起因する液状化を実験的に調べた。二次元模型土槽内に、ある被災防波堤を対象として1/30縮尺の防波堤モデルおよびその基礎地盤モデルを作成した。波力に相当する繰返し水平力を載荷して、模型ケーソンの沈下、過剰間隙水圧などを計測した。残留過剰間隙水圧による液状化は、載荷周期と地盤の透水性に大きく依存することを明らかにし、砂層が透水性の低い層に挟まれているような場合には、特に液状化が発生しやすいことを示した。また、残留過剰間隙水圧の理論値と実測値の比較から提案した理論の妥当性を検証し、提案した方法で液状化の予測が可能であることを示した。

第6章では、茨城県鹿嶋郡波崎町にある運輸省港湾技術研究所の波崎海洋研究施設を活用して砕波帯における

現地観測を行った結果について述べた。観測は岸から約400m離れた観測棧橋先端部の水深約4mの地点で、2カ年にわたり行われた。観測項目は、波高、周期、流速、潮位、水圧、地中応力、海底面変化などである。観測結果では、2つのタイプの過剰間隙水圧のうち、第5章で述べた残留過剰間隙水圧はほとんど観測されず、第4章で述べた変動過剰間隙水圧のみが観測された。本観測地点のような透水性の良い地盤では、残留過剰間隙水圧よりも変動過剰間隙水圧が卓越することを明らかにした。また、地盤表層部では液状化が比較的容易に発生していることを実証し、海底面の砂粒子の舞い上がりが、地盤上向きの浸透流による液状化と密接な関連があることを示した。さらに、海底地盤中の変動過剰間隙水圧に関する理論値と実測値を比較して提案した液状化理論が不規則波に対しても妥当な結果を与えることを検証した。

第7章では、変動過剰間隙水圧に起因する液状化に及ぼす影響要因を明らかにした。まず、液状化に支配的な要因は、海底面の変動水圧、地盤中の変動水圧、静穏時の有効土被り圧の3つであることを示し、これらを考慮した液状化予測法を提案した。そして、これら要因のうち、海底地盤中の変動水圧は、波高、周期の影響を受けるが波数の影響は小さいことを実験により明らかにした。また、波浪が微小振幅波によって表される場合には、地盤中の変動水圧は、本論文で新たに定義した伝達係数と排水係数に支配されることを明らかにし、これら係数の実用的な決定法を示した。さらに、液状化の予測手法を提案し、提案予測法を用いて半無限地盤の液状化解析および潜堤法先地盤の液状化解析を行い、液状化深さや液状化範囲などの具体的な推定法を示した。

第8章では、被災防波堤の基礎地盤を対象に、残留過剰間隙水圧に起因する液状化に関する事例解析を行った。被災地点の波浪状況および土質特性を詳細に調べ、第5章で提示した残留過剰間隙水圧の予測手法を用いて解析を実施した。本事例では、間隙水圧比は最大で0.6程度で、完全液状化の状態は得られなかったが、解析対象地盤のように排水性の低い海底地盤では、波浪による液状化の検討が必要であることを指摘した。また、液状化に至らなくても、砂層内には過剰間隙水圧が残留・蓄積することから、残留過剰間隙水圧による地盤の強度低下を考慮したすべり解析を行う必要があることを指摘した。

以上、本論文では、主として、海底地盤の波浪による

液状化メカニズムと液状化によってもたらされるいくつかの現象について述べた。液状化のメカニズムが解明されれば、当然、次は液状化対策をどうするかといったことが課題となるわけであるが、本研究では、具体的な対策を提案するまでにはいたらなかった。しかしながら、本論文によって、液状化に対する支配的な要因が明らかにされており、これらの要因を個々に検討することによって、液状化を防止する何らかの方策を見出すことが可能ではないかと考えている。たとえば、変動過剰間隙水圧に起因する液状化に対しては、土被り圧を増加させることが有効であることから、海底地盤表面に捨石などを敷設するといった方法が考えられる。この方法は、既に経験的に昔から採用されている方法ではあるが、提案した理論を用いれば必要な捨石層の厚さを簡便に計算することができる。また、液状化のメカニズムが明らかになったことで、捨石に代る新たなブロックやマットの開発も期待される。さらには、沿岸域の開発にあたり、あらかじめ海底地盤の液状化分布図（液状化深さと範囲）を作成しておき、海洋構造物の配置等の決定過程において、液状化の影響の少ない地点を選定するといった方策をとることも可能であろう。

いずれにしても、具体的な対策工法については、経済性の面も含めて、今後、さらに研究を進めることが必要であると考えられるが、そのさい、本論文で述べた成果が活用されることを期待したい。

(1993年3月31日受付)

謝 辞

本論文は、運輸省港湾技術研究所土質部において、長年にわたり著者が実施してきた研究を取りまとめたものであるが、研究の遂行にあたっては、多くの方々のご協力をいただいた。

昭和51年(1976年)の防波堤の被災時には、運輸省第一港湾建設局新潟調査設計事務所をお願いして、被災地点から乱さない試料を採取していただいた。当時は、研究者の間でも、波浪によって海底地盤が液状化するといったことは、ほとんど話題にも上っていなかったこともあって、大分無理なことをお願いしてご迷惑をおかけした。

採取試料の試験にあたっては、当時土質部動土質研究室の濱田浩二氏(現運輸省第四港湾建設局)をお願いし、また、模型土槽を用いた室内実験は、研修生の小黒良則氏(現東光コンサルタント(株))が中心となって行った。この結果は、梅原靖文元動土質研究室長(現(財)沿岸開発技術研究センター)によりまとめて発表された。

残留過剰間隙水圧に関する理論解析の主要な部分は、昭和57年～昭和58年（1982年～1983年）にかけて、著者が留学先のカナダ国ブリティッシュコロンビア大学において行ったものである。留学にあたり土田 肇元構造部長（現(財)沿岸開発技術研究センター）には、色々とお世話をいただいた。また、W.D.L.Finn教授には、素晴らしい環境のなかで、自由な研究をさせていただいた。

変動水圧型液状化試験装置を用いた実験は試行錯誤的な面も多かったが、研修生の渡辺篤氏、引続き佐藤 泰氏（ともに、現日本国土開発(株)）により精力的に実施していただいた。また、実験データの解析は、山崎浩之元動土質研究室研究官（現土質部主任研究官）が中心となって行った。

現地観測では、茨城県鹿島郡波崎町の運輸省波崎海洋観測施設において2ヵ年にわたる観測を行った。波崎海洋観測施設の利用にあたっては、港湾技術研究所水工部漂砂研究室加藤一正室長はじめ同研究室の方々の協力をいただいた。波崎海洋観測施設を活用させていただくことによって、効率的、効果的な観測が可能となり貴重なデータの取得を行うことができた。また、観測データの解析では、共に観測を実施した山崎浩之氏、佐藤 泰氏の両氏に負うところが大きい。

研究の過程においては、多くの方々から有益な御指導と温かい激励をいただいた。特に、梅原靖文元土質部長および西村隆夫前土質部長（現新日本気象海洋(株)）には、本研究に関する貴重な助言をいただいた。また、久田安夫元港湾技術研究所長（現日本テトラポッド(株)）には、本研究に対する温かい激励とともに有益な情報を紹介いただいた。

本論文をまとめるにあたって、九州大学工学部、落合英俊教授には、論文の作成、内容等の全般にわたり、懇切なご指導をいただいた。また、九州大学工学部、堤一教授、入江 功教授、貴島 勝郎教授には、論文の内容についてご指導をいただくとともに不備な事項についても適切な助言をいただいた。

本論文は、上述した方々の温かいご指導と協力があってはじめて完成し得たものであり、ここに記して、心からの謝意を表する次第である。

記号表

A'	: 間隙水圧比に関する実験定数	N	: 繰返し波数
B	: 間隙水圧係数 (B 値)	N_1	: 液状化波数
B'	: 間隙水圧比に関する実験定数	n	: 間隙率
\bar{B}	: ケーソン底面幅	P_h	: 構造物に作用する水平合力
C	: 排水係数または圧縮率	P_v	: 構造物に作用する鉛直合力
C_a	: 気体の圧縮率	$\frac{P}{P_0}$: 水圧比 (= p/p_0)
C_b	: 土の骨格の圧縮率	p	: 変動水圧
C_s	: 土粒子の圧縮率	p_{a0}	: 初期の間隙空気圧
C_v	: 圧密係数	p_b	: 海底表面の変動水圧 (底面水圧変動)
C_w	: 水の圧縮率	p_m	: 部分排水条件下での変動水圧
C_w'	: 水と気泡の混合体	p_{mg}	: 絶対圧力で表した間隙水圧
D_r	: 相対密度	p_o	: 海底表面の変動水圧振幅
D_{r0}	: 初期相対密度	p'_o	: 初期 (大気圧下) の間隙圧 (絶対圧)
d	: 透水層厚	p_v	: 飽和水蒸気圧
d_1	: 液状化深さ	r	: 円筒座標中心からの距離
d_s	: 底質の粒径	r_o	: 初期の気泡半径
e	: 間隙比	r_u	: 間隙水圧比
e_c	: 偏心距離	S_r	: 飽和度
f_c	: 摩擦係数	S_{r0}	: 初期 (大気圧下) の飽和度
G	: 剛性率	S_{rs}	: 圧縮率の不連続が発生するときの飽和度
g	: 重力加速度	T	: 周期
H	: 波高	$T_{1/3}$: 有義波周期
$H_{1/3}$: 有義波高	$\frac{T}{T}$: 周期で無次元化した時間 (= t/T)
H_o	: 換算沖波波高	t	: 時間
\bar{H}	: 平均波高	t_D	: 等価換算波の継続時間
\dot{H}	: Henry の溶解率	U_a	: 境界層外縁流速の振幅
h	: 水深	U_o	: 海底地盤面における水圧変動振幅
h_o	: 粗度長さ	u	: 過剰間隙水圧
h'	: 過剰間隙水圧水頭	u_a	: 間隙空気圧
i	: 動水勾配	$u_{(body)}$: 物体力による過剰間隙水圧
j	: 浸透力	u_c	: 非排水条件下で圧縮応力により発生する過剰間隙水圧
j_z	: z 方向の浸透力	u_g	: 非排水条件下で繰返しせん断応力により発生する過剰間隙水圧
K_b	: 多孔質岩の体積弾性率	u_m	: 部分排水条件下で圧縮応力により発生する過剰間隙水圧
K_o	: 静止土圧係数	u_s	: 部分排水条件下で繰返しせん断応力により発生する過剰間隙水圧
K_w	: 水の体積弾性率	$u_{(surf)}$: 表面力による過剰間隙水圧
k	: 透水係数	u_w	: 間隙水圧
k_x	: x 方向の透水係数	$\frac{u}{u_c}$: 平均流速
k_z	: z 方向の透水係数	V	: 物質の体積
L	: 波長	V_s	: 間隙気体の体積
L_o	: 沖波波長	V_{s0}	: 初期の間隙気体の体積
ℓ	: 透水層の厚さ	V_v	: 間隙の体積
m_v	: 体積圧縮係数		
m_w	: 水の体積圧縮係数		

V_{v0}	: 初期の間隙の体積	$\bar{\tau}_{xz}$: せん断応力
V_w	: 間隙水の体積		
V_{w0}	: 初期の間隙水の体積		
v	: 浸透流速		
v_z	: z 方向の浸透流速		
x	: 水平方向の座標		
x_e	: 構造物後端から合力作用点までの距離		
\bar{z}	: 透水層厚で無次元化した深さ ($= z / \ell$)		
z	: 鉛直方向の座標 (海底地盤表面からの深さ)		
α	: 伝達係数		
β	: 水の圧縮率		
γ	: せん断ひずみ振幅		
γ_0	: せん断ひずみ振幅		
γ_w	: 水の単位体積重量		
γ'	: 土の水中単位体積重量		
ϵ_v	: 体積ひずみ		
η	: 海面の変動		
θ	: 位相角または実験定数		
κ	: ダメージパラメーター		
$\bar{\kappa}$: カルマン定数		
λ	: 変換係数		
λ_n	: 相似率		
ν	: ポアソン比		
ρ	: 海水の密度		
ρ_s	: 砂の密度		
$\bar{\rho}_s$: 砂のみかけの密度		
σ	: 等方周面応力		
σ'_m	: 平均有効主応力		
σ'_{m0}	: 初期平均有効主応力		
σ_t	: 気泡の表面張力		
σ'_v	: 有効鉛直応力または有効土被り圧		
σ'_{v0}	: 初期有効拘束圧または初期有効土被り圧		
σ'_x	: 波浪による x 方向の垂直応力変動成分		
σ'_{x0}	: 静穏時の x 方向の垂直応力		
$\bar{\sigma}_x$: x 方向の垂直応力 (全応力)		
$\bar{\sigma}'_x$: x 方向の垂直応力 (有効応力)		
σ'_z	: 波浪による z 方向の垂直応力変動成分		
σ'_{z0}	: 静穏時の z 方向の垂直応力		
$\bar{\sigma}_z$: z 方向の垂直応力 (全応力)		
$\bar{\sigma}'_z$: z 方向の垂直応力 (有効応力)		
$\Delta \sigma'_v$: 波浪による有効鉛直応力の変動成分		
τ_h	: 構造物底面のせん断応力		
τ_{om}	: 波および流れによる海底面の最大せん断応力		
τ_{xz}	: 波浪によるせん断応力変動成分		
τ_{xzo}	: 静穏時のせん断応力		

港湾技研資料 No. 755

1993・6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 横浜ハイテクプリンティング株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.

Copyright © (1993) by P.H.R.I

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

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。