

波浪による海岸堤防周辺地盤の間隙水圧変動

加藤 史訓*・佐藤 慎司**・田中 茂信***

1. はじめに

直立形式の海岸堤防・護岸において、堤体材料が何らかの要因で吸い出され、堤体内部に空洞が生じることが各地で見られる。その原因の一つとして、波浪による堤防周辺地盤の液状化に起因する裏込材料の吸い出しが考えられている(例えば、前野, 1993)。空洞化防止策としては根固工の設置が既に提案されているが、それが堤防前面地盤の液状化を防止する効果については、定量的な評価がなされていない。また、名合ら(1983)は、鉛直一次元砂層モデルを用いて、砂層上部を透水係数の大きな砂層に置換することが液状化を防ぐことを明らかにしているが、海岸堤防周辺について考察したものではない。本研究では、波浪による堤防周辺地盤の液状化現象を予測する数値モデルを作成し、岩崎ら(1995)の大型模型実験で得られたデータによりこれを検証するとともに、空洞化防止策として透水性矢板と堤防前面地盤の置き換えの有効性について検討した。

2. 大型模型実験の概要

岩崎ら(1995)の実験は、図-1のような水路で行われた。堤防模型の表のり下端部には基礎工を設け、止水工には厚さ5 cm、鉛直方向長さ40 cmの木製矢板を用いた。図-2に堤防周辺の間隙水圧計やマーカーの配置状況を、表-1に実験で使用した砂の諸元を示す。

実験は、不透水性矢板を用いたケース1と、透水性矢板を用いたケース2の2ケースについて行われた。

実験結果を整理すれば、つぎのようである。

(1) 堤防前面の波高は、堤防前面地盤の洗掘につれ増加する傾向にあった。また、ケース2の方がケース1より堤防前面の有義波高が大きいことが多かった。たとえば、造波開始直後の有義波高は、ケース1で92.1 cm、ケース2で115.8 cmであった。

(2) 矢板背後地盤のマーカーは、ケース2の方が鉛直下方寄りに移動しており、その移動速度も大きかった。

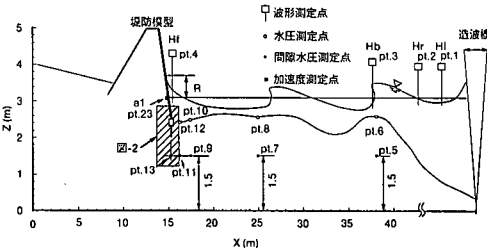


図-1 実験水路と堤防模型

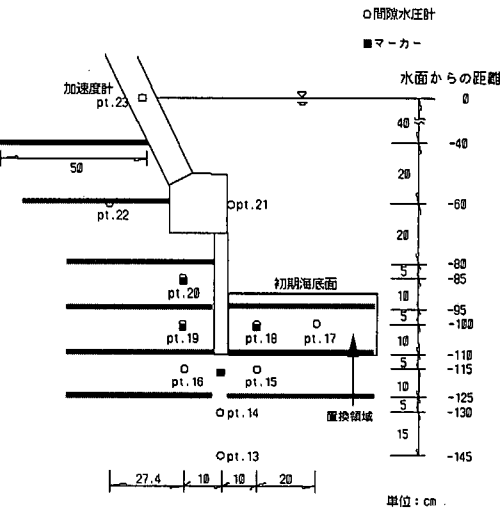


図-2 堤防周辺の計測機・マーカーの配置

表-1 土質諸元

比重	中央粒径 (mm)	均等係数	透水係数 (cm/s)	間隙率
2.77	0.21	1.98	7.42×10^{-3}	0.39~0.49

透水性矢板により矢板背後に変動水圧が伝播しやすくなり、締め固めが進んだためと考えられる。

(3) 堤防前面地盤の洗掘はケース2の方が早く進んだ。その結果、ケース2では矢板下端部で大規模な堤体材料の吸い出しが生じた。

* 正会員 工修 建設省土木研究所海岸研究室研究員
** 正会員 工博 建設省土木研究所海岸研究室主任研究員
*** 正会員 工修 建設省土木研究所海岸研究室室長

(4) 変動水圧に対する矢板背後の間隙水圧の位相は、透水性矢板により変動水圧が伝わりやすくなったにも関わらず、ケース2の方が遅れていた。

以上のように、大型模型実験では透水性矢板の空洞化防止効果を確認できなかった。そこで、模型実験の結果を用いて数値モデルを作成し、数値解析を行った。

3. 数値解析

(1) 基礎方程式と境界条件

海底面に作用する水圧の変動は、振幅の減衰と位相遅れを伴って海底地盤中を伝達する。その伝達特性を調べるため、堤防周辺地盤内の間隙水圧変動に関する数値モデルを開発した。

波浪により海底地盤中に発生する過剰間隙水圧を、善(1993)は次式で与えている。

$$\frac{k}{\gamma_w c_b} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) = \alpha \frac{\partial u}{\partial t} + (\alpha - 1) \frac{\partial p_b}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\alpha = 1 + n \frac{c_w}{c_b} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 k は透水係数、 γ_w は水の単位体積重量、 c_b は土の骨格の圧縮率、 u は過剰間隙水圧、 p_b は底面水圧変動、 u_g はせん断応力による過剰間隙水圧、 n は間隙率、 c_w は水・気泡混合体の圧縮率、 x は水平座標、 z は鉛直座標である。また、善ら(1987)は α を伝達係数と呼んでいる。

善(1993)は、せん断応力による過剰間隙水圧の項を無視し、土の骨格の圧縮率が体積圧縮係数に等しいと仮定して、一次元条件下で地盤中の変動水圧の基礎方程式を導いている。さらに、二次元条件下で透水係数の異方性を考慮すれば、地盤中の変動水圧の基礎方程式は次式となる。

$$\frac{k_x}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{k_z}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = \alpha \frac{\partial p}{\partial t} - \frac{\partial p_b}{\partial t} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 k_x は x 方向の透水係数、 k_z は z 方向の透水係数、 p は地盤中の変動水圧である。

さらに、圧密係数を用いれば次式のように表せる。

$$c_{vx} \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + c_{vz} \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = \alpha \frac{\partial p}{\partial t} - \frac{\partial p_b}{\partial t} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 c_{vx} は x 方向の圧密係数、 c_{vz} は z 方向の圧密係数である。

善ら(1987)は海底地盤中の有効鉛直応力を次式で与えている。

$$\sigma_v = \sigma_{v0} + (p_b - p_m) \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 σ_v は有効鉛直応力、 σ_{v0} は初期有効鉛直応力である。そして、有効鉛直応力が0以下の時液状化しているとしている。本研究もこの方法で液状化の判定を行う。

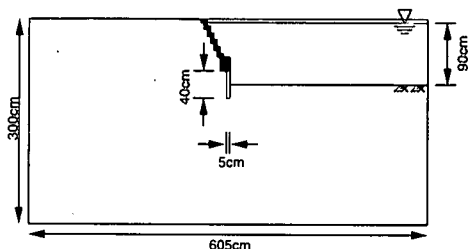


図-3 計算領域

計算領域は、図-3のように鉛直方向については水路下端から上方300 cmまで、水平方向については矢板の前後それぞれ300 cmとした。

初期における底面水圧変動、および各測定点での間隙水圧変動は0とした。なお、堤防前面のpt. 21で測定された水圧変動を底面における水圧変動としている。

計算領域の右側境界では、水平方向に間隙水圧変動が変化しないと仮定して、 $\partial p / \partial x = 0$ とした。また、計算領域の下端と被覆工より左側の上端では鉛直方向の圧密係数を0、計算領域の左側境界では水平方向の圧密係数を0とした。

不透水性矢板および堤防に対応するメッシュでは、透水係数を0、すなわち圧密係数を0として計算を行った。一方、透水性矢板に対応するメッシュでは、矢板背後への間隙水圧の伝達状況を試算した結果を踏まえ、透水係数として周辺地盤の20倍の値を与えた。

(2) 圧密係数と伝達係数

善ら(1987)は間隙水の圧縮率と飽和度の関係から式(2)を変形し、次式を求めている。

$$\alpha = 1 + \frac{n}{m_v} \left(m_{w0} S_r + \frac{1 - S_r}{p_{mg}} \right) \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここで、 m_{w0} は飽和水の圧縮率、 S_r は地盤の飽和度、 p_{mg} は絶対圧力で表した間隙水圧である。

岩崎ら(1995)の実験で圧密試験から得られた体積圧縮係数は、載荷過程において $3.82 \times 10^{-3} (\text{cm}^2/\text{kgf})$ 、除荷過程において $1.12 \times 10^{-3} (\text{cm}^2/\text{kgf})$ であった。善ら(1987)は載荷と除荷を数回繰り返す圧密試験を行った結果より、最初の載荷段階における体積圧縮係数が2回目以降の載荷段階における体積圧縮係数よりかなり大きくなることを指摘している。また、土の弾性的特性を表す膨張時の値を評価するため、除荷段階における体積圧縮係数を代表値として採用している。以上のことを踏まえ、本解析では試行錯誤により体積圧縮係数を $1.50 \times 10^{-3} (\text{cm}^2/\text{kgf})$ とした。透水性の等方性を仮定したので、圧密係数は x 方向、 z 方向とも $4.95 \times 10^3 (\text{cm}^2/\text{s})$ となった。

計測した地盤の空気含有率から飽和度を算出し、善ら

(1987)に従って飽和水の圧縮率を0とみなして式(6)を計算した結果、伝達係数はケース1で14.4、ケース2で7.7となった。善ら(1987)は伝達係数の値として1.7~2.3を求めているが、酒井ら(1993)は実験結果との比較から6~52の値を求めるとともに、周期が短いほどその値が大きくなることを指摘している。今回求めた伝達係数は、酒井ら(1993)の求めた値の範囲に含まれている。ただし、透水係数や体積圧縮係数、飽和度の値は空間的にばらついており、それらの平均値から求めた圧密係数や伝達係数はあくまで空間的に平均化されたものであることに注意する必要がある。また、本研究で求めた圧密係数や伝達係数は実験前後の静水状態での値であるが、泉宮ら(1993)は圧密係数や伝達係数が水圧変動に応じて変化していることを指摘している。

4. 数値モデルの妥当性

不透水性矢板を用いた実験(ケース1)と透水性矢板を用いた実験(ケース2)について、数値モデルによる計算結果と実験結果との比較を行い、数値モデルの妥当

性を評価した。

図-4, 5は、不透水性矢板を用いたケースにおいて、それぞれ実験および計算により得られた間隙水圧から矢板周辺地盤での有効鉛直応力を求めたものである。両図ともに、pt. 18とpt. 15で有効鉛直応力が負になる位相が見られる。両図の比較から、計算結果はおおむね実験を再現していると考えられる。

図-6, 7は、透水性矢板を用いたケースにおいて、それぞれ実験および計算により得られた間隙水圧から矢板周辺地盤での有効鉛直応力を求めたものである。ケース1ではpt. 18とpt. 15で有効鉛直応力が負になる位相、すなわち液化化している位相が見られたが、ケース2ではpt. 18のみでそのような位相が見られる。両図を比較することにより、矢板の透水性を考慮した場合でも、数値計算結果が実験時の有効鉛直応力変動をおおむね再現していることがわかる。

以上のことから、実験時の矢板周辺地盤の間隙水圧変動を数値モデルがおおむね再現していることが確認された。

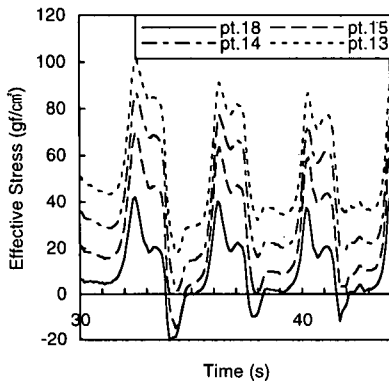


図-4 矢板周辺の有効鉛直応力(ケース1, 実験)

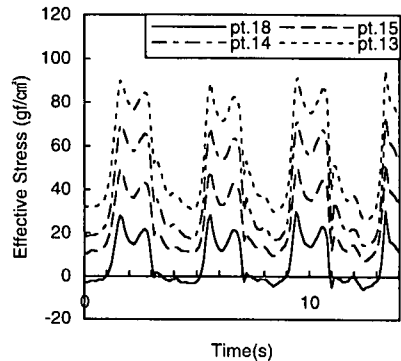


図-6 矢板周辺の有効鉛直応力(ケース2, 実験)

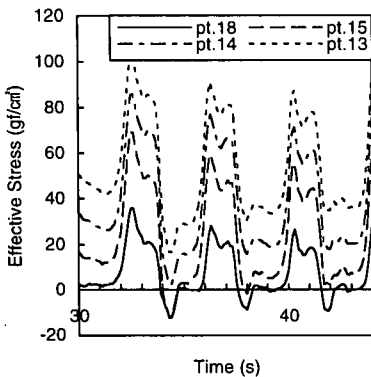


図-5 矢板周辺の有効鉛直応力(ケース1, 計算)

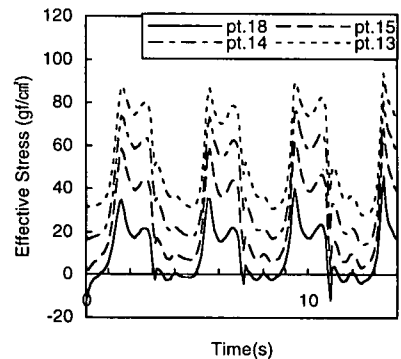


図-7 矢板周辺の有効鉛直応力(ケース2, 計算)

5. 透水性矢板の効果

岩崎ら (1995) の模型実験は、透水性矢板を使うケースと使わないケースで地盤条件や波浪条件が異なっていたので、その結果のみから透水性矢板の効果を評価することができない。また、矢板に透水性がある場合の方が、矢板を介して変動水圧が伝わりやすくなったにも関わらず、矢板背後の間隙水圧変動の位相が遅れていた。そこで、同じ地盤条件、波浪条件のもとで、矢板の透水性の有無が矢板前面地盤の有効鉛直応力や間隙水圧の位相にどのような影響を与えるかを数値解析により検討した。

図-8 は、地盤条件、および波浪条件として大型模型実験のケース 1 のものを用いて、矢板が透水性を持つ場合と持たない場合の pt. 18 における有効鉛直応力を計算した結果である。図中の実線は不透水性矢板を用いたときの有効鉛直応力、破線は透水性矢板を用いた場合の有効鉛直応力を表している。この図から、矢板に透水性がある方が有効鉛直応力の振幅が若干大きくなっていることがわかる。有効鉛直応力が負となる位相においてもその傾向が現れているので、透水性矢板を使う方がむしろ液状化しやすいと考えられる。また、地盤定数を圧密係数 $c_v=1600\sim50000$ 、伝達係数 $\alpha=1.7\sim52$ の範囲で変化させ、矢板の透水性も周辺地盤の 0.1 倍から 1000 倍の間で変化させても、透水性矢板の方が液状化しやすいという特性は変わらなかった。

図-9 は、矢板の前後 10 cm、海底面下 25 cm までの 16 点 (図中の×印) について、ピーク周波数 (0.25 Hz) における海底面水圧変動に対する間隙水圧変動の位相を求めた結果である。この図において、 θ が大きいほど位相が遅れていることを示している。両ケースの比較から、透水性矢板を用いた方が、矢板背後で位相が遅れ、矢板下部で大幅に、矢板前面でも若干早まることわかる。ま

た、ケース 1 では矢板前方 10 cm、海底面下 25 cm の点まで海底面から離れるにつれて位相が遅れ、その先では位相遅れがだんだん小さくなっているのに対し、ケース 2 では矢板前方 10 cm、海底面下 20 cm の点だけでなく、矢板後方 10 cm、海底面下 15 cm の点で位相遅れが極大になっている。このことから、変動水圧の作用面から離れるにつれて位相遅れが大きくなるものの、極大点を境に位相遅れが小さくなっていくことがわかる。

以上のことから、岩崎ら (1995) の実験条件の範囲では、透水性矢板は堤防前面地盤の液状化防止に効果がないことが確認された。

6. 堤防前面地盤の置換の効果

圧密係数は透水係数に比例する。式 (1) から考えると、堤防前面地盤を透水性の高い材料に置き換えると、変動過剰間隙水圧 (地盤内の間隙水圧変動と海底面の水圧変動との差) が小さくなり、液状化しにくくなることになる。そこで、堤防前面地盤の透水性の高い材料への置換が液状化に及ぼす影響を定量的に検討するため、海底面下 20 cm まで透水性の高い材料に置き換えた場合の矢板周辺地盤での有効鉛直応力を計算した。置換材料

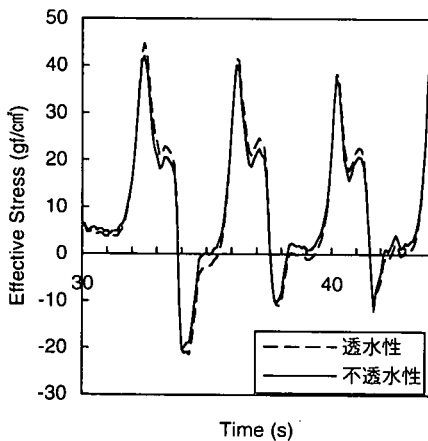


図-8 有効鉛直応力 (pt. 18)

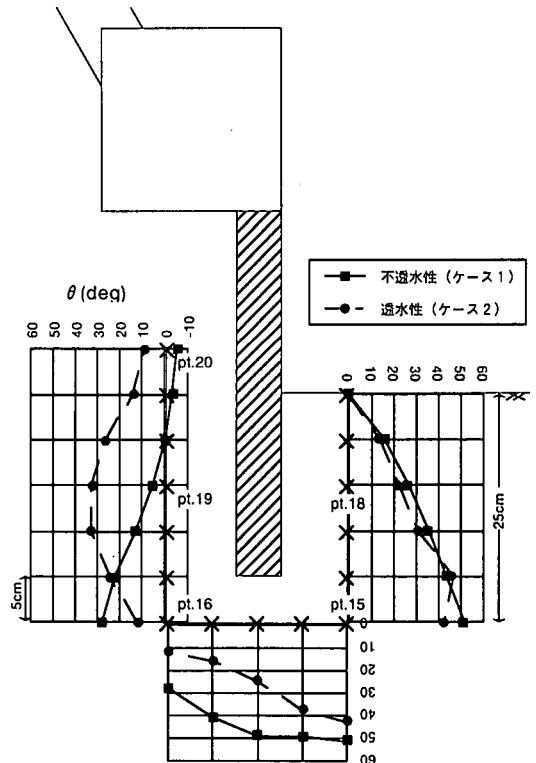


図-9 矢板周辺の間隙水圧の前面水圧変動に対する位相遅れ

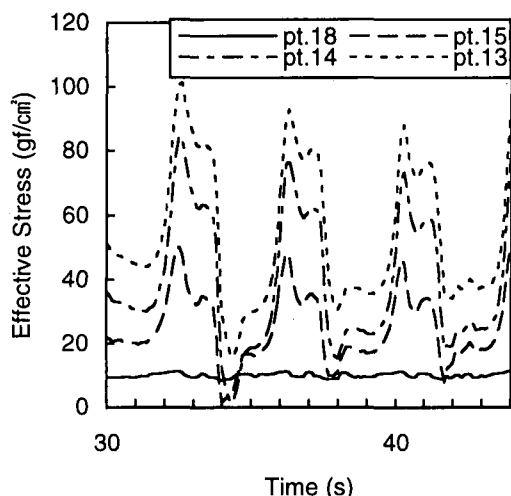


図-10 地盤置換後の有効鉛直応力

は透水係数 1.0 (cm/s) の礫とし、矢板は非透水性とした。

図-10 は置き換え後の矢板周辺地盤での有効鉛直応力を表している。地盤を置き換え前の有効応力を示した図-5 と比べると、置き換え前に液状化していた pt. 18 と pt. 15 において、置き換え後は液状化が生じていないことがわかる。このことから、堤防前面地盤の置き換えの効果が表れていると考えられる。

以上のことから、堤防前面地盤を透水性の高い地盤で置き換えることにより、堤防前面地盤の液状化を防ぐことができると考えられる。今後は具体的な置換工法と置換後の前面地盤の洗掘防止対策について検討する必要がある。

7. 結 論

波浪による海岸堤防周辺地盤内の間隙水圧変動に関して、断面 2 次元の圧密方程式に基づく数値モデルを構築し、大型模型実験の結果との比較からその適用性を確認した。また、構築した数値モデルを用いて地盤の有効応力を計算した結果、堤防前面地盤の液状化防止に関して、従来提案されていた透水性矢板の効果は認められなかったが、前面地盤材料の透水性の高い地盤への置換の効果を確認した。

参 考 文 献

- 泉宮尊司・石橋邦彦・田辺 剛・奥山和之 (1993): 変動水圧任意波形型液状化試験装置の開発と海底地盤の液状化特性, 海岸工学論文集, 第 40 巻, pp. 581-585.
- 泉宮尊司・田辺 剛・石橋邦彦・山田貴之 (1994): 現地規模の圧力変動による海底地盤の応答とその地盤特性の同定法, 海岸工学論文集, 第 41 巻, pp. 606-610.
- 岩崎福久・田中茂信・佐藤慎司・名合宏之・前野詩朗・小谷祐司 (1995): 海岸堤防の空洞化発生機構に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第 42 巻, pp. 1026-1030.
- 酒井哲郎・間瀬 隆・山本哲也 (1993): 水圧変動による地盤表面付近の間隙水圧変動, 海岸工学論文集, 第 40 巻, pp. 586-590.
- 善 功企 (1993): 海底地盤の波浪による液状化に関する研究, 港湾技研資料, No. 755, 112 p.
- 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, 運輸省港湾技術研究所報告, 第 26 巻, 第 4 号, pp. 125-180.
- 名合宏之・前野詩朗・安倉俊雄 (1983): 変動水圧作用下における砂層液状化に及ぼす置換法の効果, 第 27 回水理講演会論文集, pp. 621-626.
- 前野詩朗 (1993): 変動水圧による高飽和砂層の動的挙動と構造物災害防止に関する研究, 岡山大学博士論文, 143 p.