

波浪による防波堤基礎地盤の沈下に関する研究

運輸省港湾技術研究所 正会員 山崎 浩之
正会員 善 功企
加賀谷宏基

1. まえがき

従来より、防波堤基礎地盤の設計は、波浪による荷重を静的な荷重として取り扱った設計法により行われている。静的な設計では、設計波高による波力が防波堤に一波だけ一方向から載荷された場合の地盤の安定性を検討している。ところが、実際の防波堤は、不規則な繰り返し外力を長期間にわたって受け、それらは繰り返し荷重として地盤に伝わる。したがって、地盤を構成する土の動的特性によっては、静的な設計法では考慮できない現象を示すことがある。その一つとして考えられるのが、波の作用による防波堤のゆり込み沈下現象である。本研究では、実際に防波堤のゆり込み沈下が観測された地点の波浪統計資料を用いて、防波堤に載荷された波力および波数を推算し、現地の土の動的応力～ひずみ特性を求め、防波堤の沈下量を推定し実測値と比較検討した結果について報告する。

2. 検討方法の概要

波浪の繰り返しによる砂地盤の沈下現象を調べるためには、まず現地の波浪特性を知らなければならない。したがって現地の波浪統計資料より防波堤前面における波高、波数を推定し、波圧を求め、防波堤から地盤に伝達される応力を有限要素法により解析する。各波高に対応する地盤中の応力を求め、その応力状態を室内で近似し、要素試験を実施して沈下特性を把握する。室内試験結果を現地に適用して沈下量を求め、動態観測の結果と比較検討する。最後に同様な手法で防波堤の長期沈下量を推定する。以上の検討方法をフローチャートに示すと図-1のようになる。

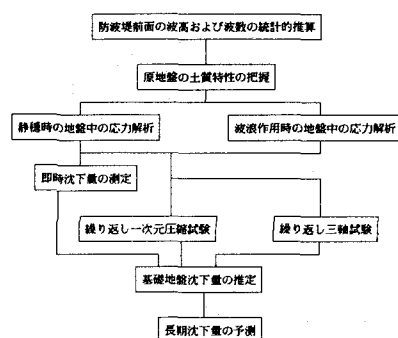


図-1. 検討方法のフローチャート

3. 防波堤前面での波高（波力）および波数²⁾

波高および波数の推算を図-2のフローチャートに従って説明する。

①表-1は約5年間の現地観測記録で、2時間毎に20分の記録から求められた沖波の有義波高 $(H_{1/3})_0$ と有義波周期 $(T_{1/3})_0$ の個数を示している。（以後 $(H_{1/3})_0$ は H_0 、 $(T_{1/3})_0$ は T_0 で表す）。表-1の観測記録より、ある有義波 (H_0, T_0) の個数 N' (H_0, T_0) を得る。観測はこの場合、2時間毎に20分行われていることから、この有義波が2時間継続すると仮定して、2時間（7200秒）の波数 $N(H_0, T_0)$ を求めると次式になる。

$$N(H_0, T_0) = 7200 / T \cdot N'(H_0, T_0) \cdot \alpha \quad (1)$$

$$T = (T_{1/3}) / 1.1 = T_0 / 1.1 \quad (2)$$

ここで、 α は推算期間／観測期間であるが、今回は推算期間と観測期間はほぼ等しく、 $\alpha = 1$ である。

②沖波波高 H_0 を換算沖波波高 H_0' に次式より換算する。

$$H_0' = K_r \cdot H_0 \quad (3)$$

ここで K_r は屈折係数で今回の場合0.76である。

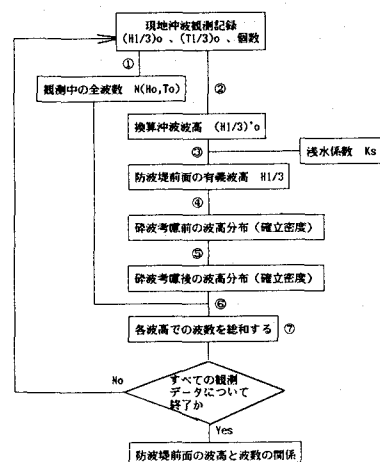


図-2. 波浪推算のフローチャート

③防波堤前面の有義波高 $H_{(1/3)}$: $H_{(1/3)}$ は、換算沖波
波高 H_0' から浅水係数 K_s により次式で求められる。

$$H_{(1/3)} = K_s \cdot H_0' \quad (4)$$

式(4)中の K_s は以下のように与えられる。

$$K_s = K_{s1} : h_{30} < h \quad (5)$$

$$K_s = (K_{s1})_{30} \cdot (h_{30}/h)^2 \cdot (2/7) : h_{50} < h < h_{30} \quad (6)$$

$$K_s = (K_s - B) - C : h < h_{50} \quad (7)$$

ここで上式の波長 L は、水深 H での波長である。また、
 h_{30} 、 $(K_{s1})_{30}$ は、式(8)を h_{50} は式(9)をそれ
ぞれ満足する水深および浅水係数であり、 B 、 C は式
(10) で与えられる。

$$(h_{30}/L_0)^2 = 2 \cdot \pi / 30 \cdot h_0' / L_0 \cdot (K_{s1})_{30} \quad (8)$$

$$(h_{50}/L_0)^2 = 2 \cdot \pi / 50 \cdot h_0' / L_0 \cdot (K_{s1})_{50} \quad (9)$$

$$B = 2 \cdot (3)^{(1/2)} / (2 \cdot \pi \cdot H_0' / L_0)^{(1/2)} \cdot (h/L_0)$$

$$C = C_{50} / 2 \cdot \pi \cdot H_0' / L_0)^{(1/2)} \cdot (L_0/H)^{(3/2)} \cdot (2 \cdot \pi \cdot H_0' / L_0 \cdot (K_s)_{50})^{(1/2)} - 2 \cdot (3)^{(1/2)} \cdot h_{50}/L_0 \quad (10)$$

以上の式(5)～式(10)を用いて K_s を算出し、式(4)を用いて防
波堤前面の有義波高を求めた。

④防波堤前面の波高分布(確率密度): 波高分布はレーリー分布に従うこと
から、次式より得られる。

$$p(H/H_{av}) \cdot d(H/H_{av}) = \pi / 2 \cdot (H/H_{av}) \cdot \exp(-\pi / 4 (H/H_{av})) \cdot d(H/H_{av}) \quad (11)$$

ここで、 H_{av} は、平均波高で、 $H_{av} = H_{(1/3)} / 1.6$ で与えられる。 $p(H/H_{av})$ は、
波高 H の確率密度である。

⑤砕波によるレーリー分布の補正: 砕波限界は次式で与えられる。

$$H_b/L_b = A \cdot (1 - \exp(-1.5 \cdot \pi \cdot h/L_0 \cdot (1 + 15 \cdot (\tan \theta)^{(4/3)}))) \quad (12)$$

ここで式(12)は、 A が 0.18 のとき砕波の波高 H_b の上限の波高を与え、 A が、0.12 のとき砕波の下限値を与
える。砕波の下限値から上限値まで、砕波の確率が直線的に変化するととして、④で求めた確率分布を補正し砕波
の影響を考慮した。

⑥各波高毎の波数: ⑤で求めた波高分布(確率密度)と①で求めた波数 $N(H_0, T_0)$ より、各波高に対する波数を
求める。⑤で求めた確率密度を適当な波高間隔(ここでは、たとえば 1.5m ~ 2.5m という具合に 1m 間隔)で積分し、
得られた積分値に推算期間の波数 $N(H_0, T_0)$ を乗じて波高と波数の関係を得る。

⑦各波高の波数の総和: 表-1のすべての観測値に
ついて、①～⑦まで繰り返し計算を行う。

上記の方法により得られた防波堤前面の波高および
波数を表-2に示す。

4. 原地盤の土質特性

原地盤は図-3に示すように、海底面から工事基
準面で約 20m までが砂層(A_{s1})、約 20m 地点に薄い
レキ層、

-20m ~ -30m が砂層(A_{s2})、-30m ~ -35m が粘土層(A_{c1})、
-35m ~ -40m が砂層(A_{s3})となっている。ここで
 A_{s2} 層は N 値が 50、また A_{s3} 層は深い位置にあるの

表-1. 現地波浪観測記録

H	T	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13
0.25-0.50		889	1879	1322	406	67	5	3	0	0	0
0.50-0.75		320	965	1096	588	219	61	6	0	0	0
0.75-1.00		67	540	840	719	253	99	14	0	0	0
1.00-1.25		5	288	576	529	391	88	23	2	0	0
1.25-1.50		1	97	390	482	422	101	28	3	0	0
1.50-1.75		0	35	298	419	354	149	27	10	1	0
1.75-2.00		0	7	174	371	287	156	34	8	1	0
2.00-2.50		0	0	101	558	460	268	89	22	13	0
2.50-3.00		0	0	3	250	383	202	64	38	8	3
3.00-3.50		0	0	0	36	221	164	48	18	6	2
3.50-4.00		0	1	0	2	66	99	52	12	2	0
4.00-4.50		0	0	0	0	10	45	38	13	3	0
4.50-5.00		0	0	0	0	0	7	8	8	1	0
5.00-5.50		0	0	0	0	0	2	7	1	0	0
5.50-6.00		0	0	0	0	0	0	2	1	1	0
6.00-6.50		0	0	0	0	0	0	2	1	0	0
6.50-7.00		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7.00-8.00		0	0	0	0	0	0	0	0	1	0

表-2. 波浪推算結果

H (m)	N (個)	1- P(H/H13)
0.0- 0.5	23680100	0.73591
0.5- 1.5	7491150	0.96872
1.5- 2.5	868135	0.99570
2.5- 3.5	119249	0.99940
3.5- 4.5	16384	0.99991
4.5- 5.5	2313	0.99999
5.5- 6.5	377	1.00000
6.5- 7.5	70	1.00000
7.5- 8.5	13	1.00000
8.5- 9.5	2	1.00000

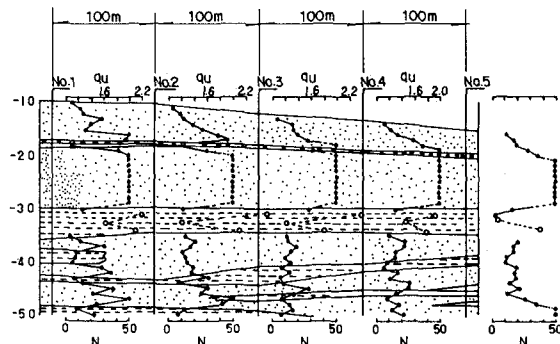


図-3. 原地盤の地盤図

で防波堤の沈下には影響しないと考えられ、沈下に影響を及ぼすのは、 A_{S1} 層、 A_{C1} 層の二層と考えられる。ここでは、 A_{S1} 層のN値30以下の層を検討の対象とする。 A_{S1} 層のN値と深度の関係は、防波堤建設前の土質調査より次式のように得られ、深さ5.3mまでを解析の対象とした。

$$N=5.63 \cdot Z \quad , \quad Z(m) \quad (13)$$

5. 波力作用時の防波堤基礎地盤の応力分布

表-2の各波高に対する波圧を押し波時は合田式、引き波時は港湾の施設の技術上の基準・同解説に示されている壁面に波の谷があるときの式より算出する。それぞれの波圧に対する地盤中の応力状態を求めるため、弾性FEMにより解析する。ここで、解析に必要な地盤のパラメータであるポアソン比は0.333を仮定し、弾性定数Eは次式より得た。

$$E=39+4.5 \cdot N \quad (14)$$

各波高に対して港内側端し下の地盤内の繰り返し応力比を図-4(a)、(b)に示す。ここで、図-4(a)の $\Delta\sigma_z'/\sigma_z'$ は、地盤内の波力作用時の鉛直応力の変化と静穏時の鉛直応力の比：繰り返し鉛直応力比、図-4(b)の $\Delta\tau_c/\sigma_z'$ は地盤内の波力作用時のせん断応力の変化と静穏時の鉛直応力の比：繰り返しせん断応力比である。ここで、地盤内の応力変化を繰り返し鉛直応力比と繰り返しせん断応力比の二つについて求めているのは、砂地盤の繰り返し載荷による沈下のメカニズムが、いわゆる締め固めのような一次元圧縮による体積ひずみとせん断応力の繰り返しによる体積ひずみの二つに起因すると考えたからである。

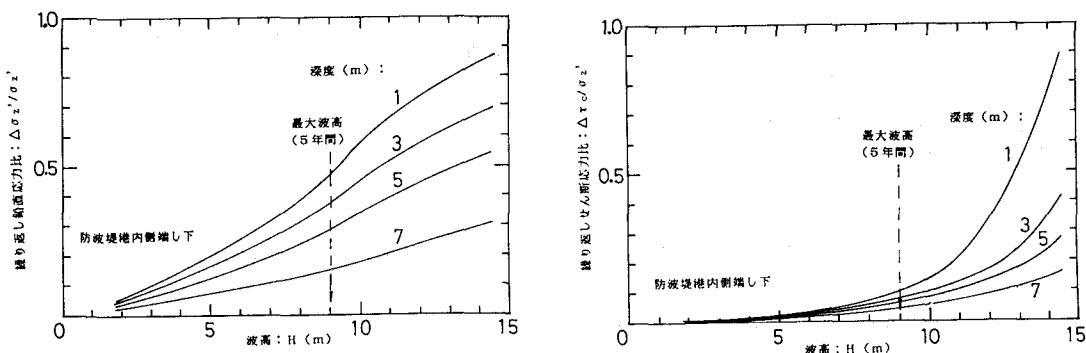


図-4 (a) 繰り返し鉛直応力比と波高の関係 (b) 繰り返しせん断応力比と波高の関係

6. 原地盤の土の静的特性と動的特性

砂地盤の沈下は、防波堤を据え付けた時に生じる①即時沈下（静的特性）とその後の波力の作用により生じる②鉛直応力の繰り返しによる沈下（動的特性）および③せん断応力の繰り返しによる沈下（動的特性）の三つによるものと考えられる。

①即時沈下特性：防波堤据え付けによる地盤の即時沈下を求めるため、鉛直応力とひずみの関係を一次元圧縮試験により求める。図-5は一次元圧縮試験結果で ε_s は一次元圧縮によるひずみ、 σ_z' は鉛直応力である。図-5より次のような関係が得られる。

$$\varepsilon_s = a_s \cdot (\sigma_z')^{b_s} \quad (15)$$

ここで、 $a_s=0.66$ 、 $b_s=0.91$ である。

②鉛直応力の繰り返しによる沈下特性：鉛直応力の繰り返しによる沈下を求めるため、5.で得られた解析結果を参考に港内側端し直下の地盤の数点の深さの応力状態に対応する条件で繰り返し一次元圧縮試験を行い、体積ひずみ、繰り返し鉛直応力比および繰り返し波数の関係を求める。繰り返し一次元圧縮による体積ひずみの推定方法は、八木の方法³⁾に準じ次式によった。

$$\varepsilon_{C1} = N / (a_1 + b_1 \cdot N) \quad (\varepsilon_{C1} : \%) \quad (16)$$

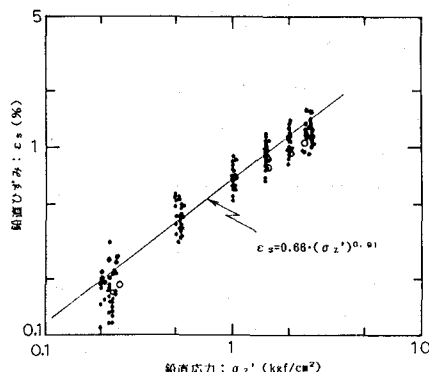


図-5. 鉛直ひずみと鉛直応力の関係

ここで、 ε_{c1} は繰り返し一次元圧縮による残留ひずみ、 N は繰り返し波数、 a_1 、 b_1 は実験定数である。

図-6 (a)、(b)は、実験結果より得た実験定数 a_1 、 b_1 と繰り返し鉛直応力比 $\Delta\sigma_z'/\sigma_z'$ の相関を調べたもので、 a_1 および b_1 は繰り返し鉛直応力比に依存することがわかる。図-6より実験定数 a_1 および b_1 を次式のように得る。

$$a_1 = 5.70 \cdot (\Delta\sigma_z'/\sigma_z')^{-1.332} \quad (17)$$

$$b_1 = 1.61 \cdot (\Delta\sigma_z'/\sigma_z')^{-0.813} \quad (18)$$

以上より、現地の防波堤基礎地盤内に発生する繰り返し鉛直応力比およびその波数を得れば、式(16)～(18)から沈下量を推定することができる。

③せん断応力の繰り返しによる沈下特性：せん断応力の繰り返しによる沈下を求めるため、排水条件で繰り返し三軸試験を行い、体積ひずみ、繰り返しせん断応力比および繰り返し波数の関係を求める。繰り返しせん断による体積ひずみの推定方法は、②の繰り返し一次元圧縮の場合と同じように八木の方法に準じ次式によった。

$$\varepsilon_{c2} = N / (a_2 + b_2 \cdot N) \quad (\varepsilon_{c2} : \%) \quad (19)$$

ここで、 ε_{c2} は繰り返しせん断による体積ひずみ、 N は繰り返し波数、 a_2 、 b_2 は実験定数である。

一次元圧縮の場合と同様に実験定数 a_2 および b_2 と繰り返しせん断応力比の関係を求めると次式を得る。

$$a_2 = 0.341 \cdot (\Delta\tau_c/\sigma_c')^{-3.120} \quad (20)$$

$$b_2 = 0.0312 \cdot (\Delta\tau_c/\sigma_c')^{-2.415} \quad (21)$$

したがって、この場合にも現地の防波堤基礎地盤内に発生する繰り返しせん断応力比およびその波数を得れば、式(19)～(21)から繰り返しせん断による沈下量を推定することができる。

7. 現地の基礎地盤の沈下量の算出

①地盤の即時沈下量：

図-7のAで示した実線は、5.の解析結果および式(16)より得られた防波堤港内側端下の鉛直ひずみ量で、捨石層完成時の地盤内の鉛直ひずみをゼロとして、防波堤完成時の各深度における鉛直ひずみの分布を示している。この結果を深さ5.3mまで積分すると、即時沈下量は、3.7cmとなる。同様な方法で、防波堤中央下での沈下量は6.1cmとなる。

②地盤の鉛直応力の繰り返しによる沈下量：

一次元圧縮の繰り返しによる地盤の沈下量は、波浪による地盤中の応力比およびその波数から式(16)～(18)を用いてひずみを求め、深さで積分することにより得ることができる。

(a)最終沈下量：波数が無限大のときのひずみは、式(17)の b_1 の逆数($1/b_1$)として与えられる。図-7のBで示した実線が、波高が9mの場合の防波堤港内側端下の繰り返し鉛直応力比に対する最終ひずみ ε_{c1f} である。これらのひずみを深さ5.3mまで積分すると最終沈下量は、1.6cmの値が得られる。同様な方法により、中央下では0.4cmの値が得られた。しかし9mの波高というのは、3.の推定結果では2波しかなく、実際の

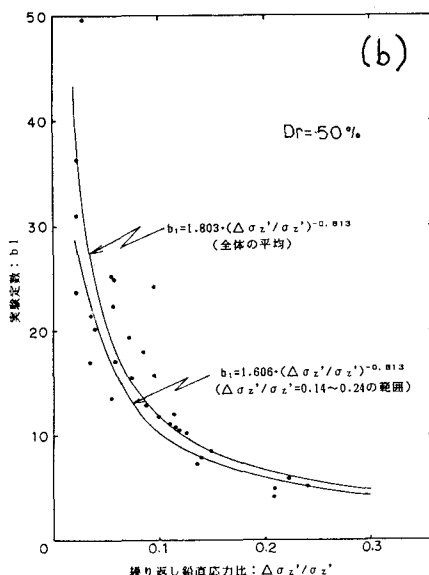
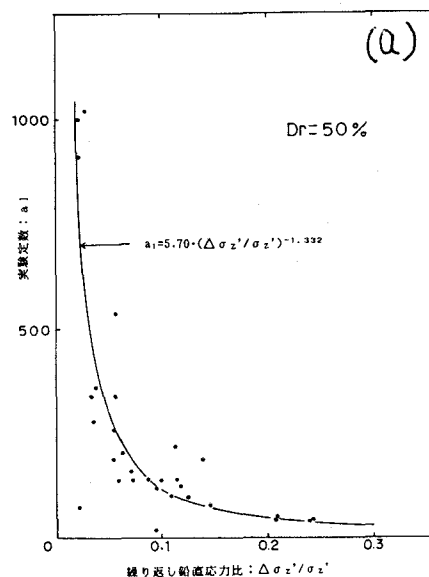


図-6. 実験定数と繰り返し鉛直応力比の関係

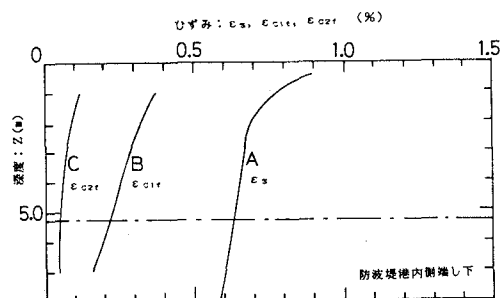


図-7. ひずみと深度の関係

沈下量はこの値よりも小さくなる。

(b) 3. で推定した波浪に対する沈下量：図-8は式(16)～(18)を用いて各応力比に対しひずみと波数の関係を求めたものである。ここで、 ε_{c1} が波高の順序に影響されないとして、3. で推定した波浪に対する砂層1mでのひずみを求めたのが図-8中の太実線である。このような波群に対するひずみ量は0.23%となり(a)の最終ひずみの60%程度となっている。

③地盤のせん断応力の繰返しによる沈下量：

(a) 最終沈下量：②と同様に最終ひずみを求めると防波堤港内側端し下で図-7のCの実線で示すように、ひずみ量は0.1%となり、沈下量は約0.5cmとなる。また中央下ではひずみが約0.01%、沈下量は0.05cmという値が得られた。

(b) 3. で推定した波浪に対する沈下量：図-9は、図-8と同様にして得た防波堤港内側端し下1mにおけるひずみ量で、0.013%となり(a)で得た最終沈下量の約13%程度の値となっている。

④砂層の全沈下量：①～③までの沈下量をたし合せたものとして、ここでは最終沈下量について考える。最終沈下量は図-10に示すように防波堤港内側端し下では約5.8cmとなり、また中央下で約6.6cmとなった。

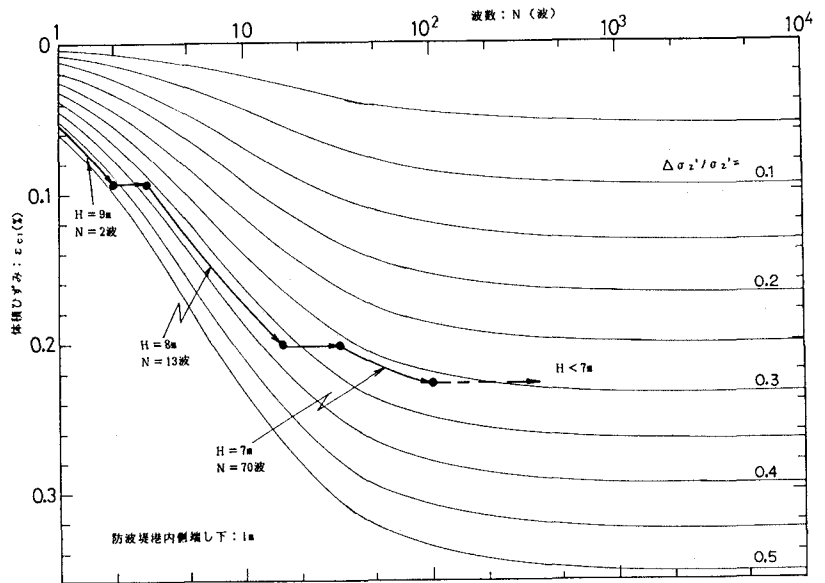


図-8. 体積ひずみと波数の関係

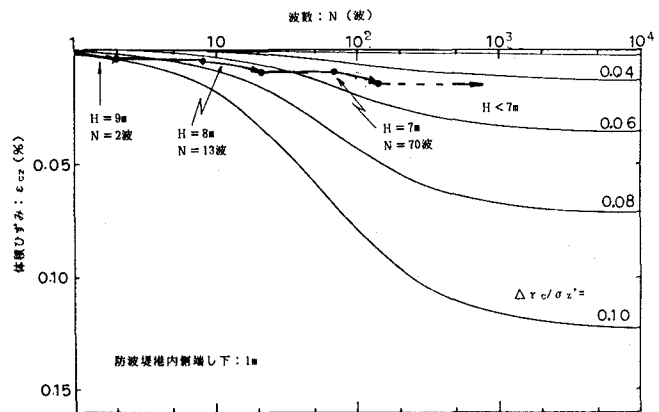


図-9. 体積ひずみと波数の関係

8. 実測データとの比較

防波堤の沈下量の実測値と7. で得られた砂層全沈下量を比較すると、実測値が約36cm、推定した砂層の全沈下量が約6cmとなり推定値はかなり小さくなる。これは、他のA_{c1}層あるいは捨石層の沈下を考慮していないことによるものと思われるが、別途行われた試験⁴⁾によるとA_{c1}層の沈下量は14.0cm～19.6cmである。これらの沈下量を含めても実測値よりも10cm程度小さく、この部分は捨石層の沈下によるものと推定される。

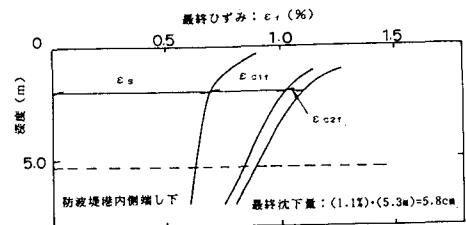


図-10. 最終ひずみと深度の関係

9. あとがき

今回行った防波堤の長期にわたる沈下の解析は、砂層のみを対象とし、ここで述べた解析手法でオーダー的どの程度の沈下量が得られるかを調べたものである。今後は捨石層についても同様な検討を行う必要がある。

参考文献

- 1) 善功企他：波の繰返し载荷を受ける砂地盤の安定性に関する模型実験，港研資料，No.578，1987
- 2) 合田良実：港湾構造物の耐波設計，鹿島出版会，1982
- 3) 八木則夫：繰返しせん断による砂の体積変化と過剰間隙水圧，土木学会論文報告集，Vol.275，1978
- 4) 先代地区防波堤①動態調査報告書，運輸省第三港湾建設局内部資料，昭和61年10月