

## 大水深防波堤の安定性について

三村 衛・柴田 徹・盧 尚鉉・大槇 正紀

### DEFORMATION ANALYSIS OF BREAKWATER FOUNDATION

By Mamoru MIMURA, Toru SHIBATA, San-Hyon No  
and Seiki OMAKI

#### Synopsis

The South Breakwater of the New Nagasaki Fishing Port, damaged due to typhoon in 1987, has been restored during fiscal 1988. This composite breakwater has been constructed with instruments installed to monitor settlements and lateral displacements of the breakwater foundation.

This paper is concerned with the coupled stress-flow analysis for this site using the elasto-viscoplastic finite element method. The finite element analysis is performed with the emphasis on the actual process of construction, such as rubble mound formation, setting the caisson wall and so forth. As the foundation just beneath the caisson wall are treated with densely compacted sand (SCP), both the settlement and lateral displacement are controlled during the breakwater construction. Calculated performance can qualitatively describe the settlement and the lateral displacement monitored, and also ascertain the stability of the restored breakwater. The simplified simulation for caisson wall sliding and failure subjected to wave impact is performed, assuming the distributed wave stress applied in front of the caisson wall.

#### 1. はじめに

防波堤は、外海からの波のエネルギーを消散、反射して港内の静穏を維持し、船舶の停泊、荷役作業などの安全と港湾の稼働率向上を図るうえで不可欠の施設である。小規模の港にあっては、地形を利用して長さ数百メートルの防波堤で港内の静穏を確保することも可能である。しかし大型船舶を対象とする規模の大きな港では、総延長数千メートルに達する防波堤を建設しなければならない場合もある。このような防波堤の崩壊が社会生活に及ぼす影響は極めて深刻であり、防波堤ならびに基礎地盤の安定性の確保は非常に重要な問題である。

防波堤が大きな被害を受けた例として、国内においては1976年に高波を受けてケーソンが滑動、破損した新潟港のケーソン式混成堤<sup>1)2)3)</sup>が、また海外においては、1978年2月に台風と地震による高波によって大規模な被災を受けた、ポルトガルのSines港の捨石式傾斜堤<sup>4)</sup>が挙げられる。ここに挙げた両防波堤の崩壊は主として台風や地震に伴う高波に起因するものであるが、捨石、ケーソン、消波工の建設によって大きな荷重をうける海底地盤が非常に軟弱な粘土地盤であったことも大きな原因となっている。このように防波堤の安定を考える時、上部工建設による基礎地盤の変形や破壊と、波力による防波堤の滑動、転倒の両面からの検討が必要となってくる。

そこで、本研究では、1987年8月の台風12号のために被災した新長崎漁港南防波堤を取り上げ、その

修復工事に伴う海底地盤の変形を二次元弾・粘塑性有限要素法によって詳細に解析し、防波堤基礎地盤の変形状と安定性について考察する。また工事に並行して計測された実測値と解析結果の比較検討を行なう。最後に、実際に被災時に受けたと予想される最大波力を用いて波力によるケーソンの滑動現象の解明を試みる。

## 2. 新長崎漁港南防波堤の概要

### 2.1 新長崎漁港南防波堤の位置

新長崎漁港南防波堤は五島灘に面した西彼杵半島の南に位置する長崎市三重地区にあり、東は時津町、北東は琴海町そして北西は外海町と接している。新長崎漁港及び南防波堤の平面図を Fig. 1 に示す。

### 2.2 新長崎漁港南防波堤の被災について

新長崎漁港南防波堤は総延長 1090 m の全国最大級の防波堤である。1987 年 8 月 31 日付の朝日新聞によれば、同防波堤の崩壊は、同年 8 月の台風 12 号の来襲時に設計時の予想を越える高波が長時間、繰り返し打ち寄せて、総重量 9100 ton の砂を詰めたケーソンを滑動させ、押し倒したことによるものであると報告されている。また地形的には、新長崎漁港の港口が五島灘に直接向いていることと周辺に外洋波をさえぎる島や半島がないために、台風に伴う外洋からの高波が直接南防波堤を襲うことになり、被害が大きくなったものと考えられる。

初期設計では当海域の設計波高を 4.1 m ~ 5.5 m と考えており、南防波堤はこの設計波高に基づいて港湾施設設計の常識とされる安全率 1.2 を確保するように設計された。ところが 1987 年の 12 号台風の場合、東シナ海にある長崎海洋気象台の気象ブイは最高 7.5 m の波高を記録しており、五島灘の波高もこの程度はあったと推定される。

Fig. 2 は 1987 年 8 月の台風 12 号によって被災を受けた新長崎漁港南防波堤の被災状況を端的に示すものである。同図より消波ブロックの設置されていない B 工区の防波堤のほとんどが倒れているのに対し、港外側に消波ブロックが設置されている B 工区のケーソン No. 31, 32, 33, 34 と C 工区のケーソン No. 1, 2, 3, 4, 16, 17, 18 はほとんど倒壊していない。この部分に限って消波ブロックが設置されていたのは防波堤前面の水深が局部的に浅く、ケーソン直前で碎波することによる波力の増大の危険があったためという経緯はあるのだが、消波ブロックのない箇所では防波堤が全壊しているのとは対照的である。

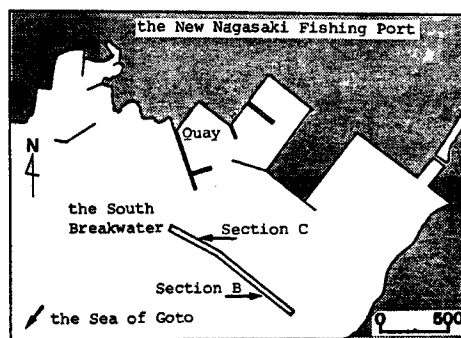


Fig. 1. Layout of the South Breakwater at New Nagasaki Fishing Port.

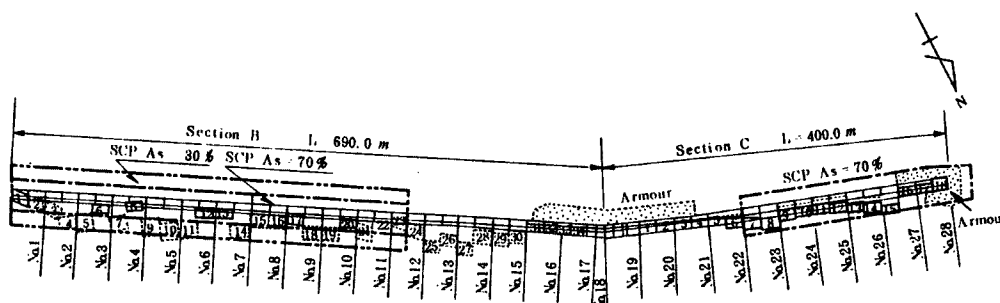


Fig. 2. Affected position of caisson after 1987 typhoon.

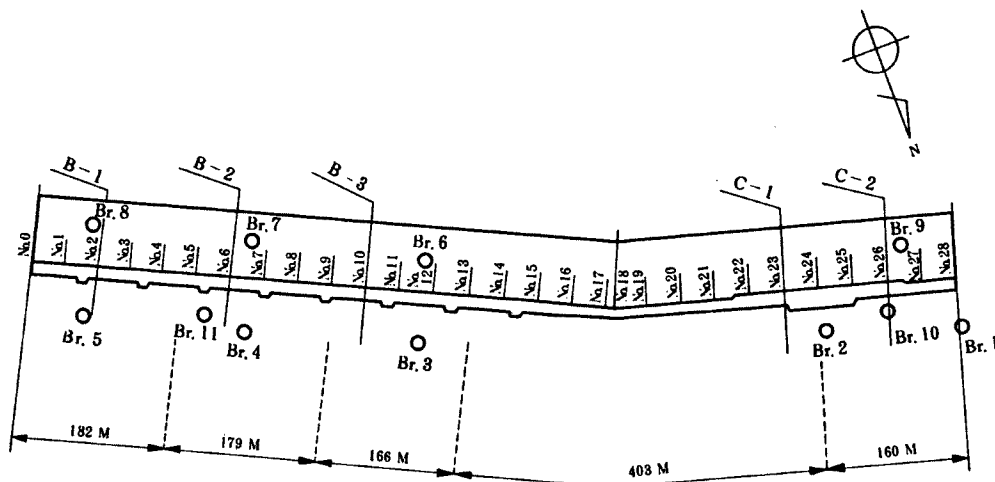


Fig. 3. Plan of restoration of she affected area as well as the FEM profiles and boreholes.

このことより、消波ブロックの設置によって防波堤断面が大きくなることと、防波堤に作用する波エネルギーが軽減される効果により防波堤倒壊の危険性が小さくなることがわかる。

### 2.3 防波堤基礎地盤について

本防波堤建設地点では、Fig. 3の南防波堤平面図に示すように被災後の昭和62年度にB工区の7箇所（ボーリングNo.3, 4, 5, 6, 7, 8, 11）と、C工区の4箇所（ボーリングNo.1, 2, 9, 10）で地盤調査が実施され、同時に不攪乱試料の採取が行われた。また本研究では、同図中に示す南防波堤B工区のB-2断面（調査No.6）とC工区のC-2断面（調査No.26）を取り上げて解析を行っている。Fig. 4に実施された調査結果のうち本研究で取り上げた2断面における土質柱状図（ボーリングNo.7, ボーリングNo.9）を示す。同図より両工区ともに地盤は全体として軟弱なシルト質土を主体としており、表層にはゆるい砂層が堆積している。また標高-32 mから-34 m付近にも沖積砂層が分布している。一方、洪積粘土層は雲母片岩を主体とした基盤層が浅い部分に存在するためほとんど分布していない。

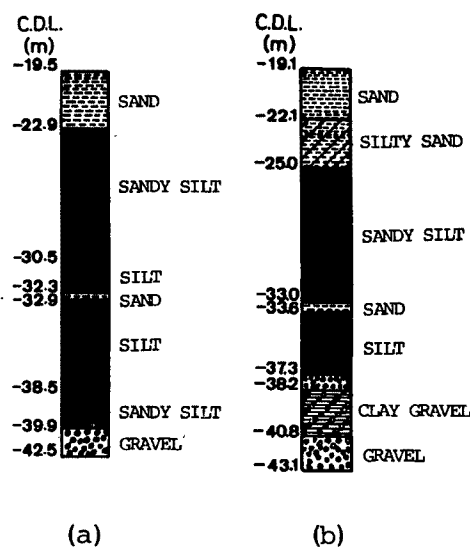


Fig. 4. Soil boring logs :  
 (a) Boring No. 7 at Section B,  
 (b) Boring No. 9 at Section C.

### 2.4 防波堤修復の設計、施工方針

新長崎漁港南防波堤の被災復旧工事は当初の工事計画に比較して短時間に施工しかつ波力に十分対抗させるため、復旧施工断面が崩壊前の断面に比べてかなり大きくなったという特徴がある。このため未改良地盤に大量の捨石や消波ブロックを載荷せざるを得なくなり、施工中の基礎地盤のすべり破壊に対して十分な配慮が必要となる。このため復旧工事にあたっては、防波堤建設に伴う地盤の変形を計測しながら施工を行なった。計測は防波堤及び捨石、被覆ブロック設置箇所に地表面沈下板、傾斜計を設置することにより行なわれ、海底地盤の沈下、側方変位が刻々計測された。

### 3. 挙動観測方法

#### 3.1 基礎地盤の沈下量計測

地盤の沈下量は所定の位置に沈下板を設置し、この沈下板の変位量を水中スタッフ方式と水圧センサー方式の両方式により求めるものである<sup>5)</sup>。道路盛土等の陸上施工においては各種計測装置の設置も比較的容易であるため実績も多いが、海上工事については装置の設置、観測の困難さに加えて作業船航行等の妨げとなることもあり、防波堤施工工事の初期段階から基礎地盤の変形計測が実施された例はほとんどない。こうした点からも今回の計測結果は注目すべきものである。

##### (1) 水中スタッフ方式

水中スタッフ方式は沈下板の上端に水中スタッフを載せ、これをレベルにより視準するものである。水中スタッフの沈下板への取り付けは陸上部の2台のトランシットの誘導により行ない、クレーン付台船で水中スタッフを沈下板直上に吊り込み、さらに潜水士の補助により沈下板に直接自立させる。

##### (2) 水圧センサー方式

水圧センサー(2組併用)方式は高精度の水圧センサーと傾斜センサーを内蔵した多点式沈下計測器を2組使用し、固定点と沈下板の2点で同時計測を行ない、それぞれの地点の平均水深を求めることによって波浪、潮位の影響を相殺し相対的な沈下量を求めるシステムである。なお固定点は水深約15mの海底岩盤上に設置し、あらかじめ水準測量を実施しておく。

水圧センサーの設置、回収は潜水士2組によって行ない、回収した計測記録は海水密度を補正した後2点の測定値の差より沈下板の高さを求めて沈下量を測定する。

#### 3.2 基礎地盤の側方変位量の計測

基礎地盤の側方変位量の計測は、地盤中に埋め込まれた角型たわみ性パイプの傾斜角をローラー式傾斜計により連続的(1m毎)に測定するもので、測定管は水中にあるため潜水士により測定器を測定管内に挿入し船上で読み取る。

## 4. 二次元弾・粘塑性有限要素解析

本論文において解析に使用された構成モデルは、関口によって提案された弾・粘塑性モデル<sup>6)</sup>を平面ひずみバージョンへ拡張したモデル<sup>7)</sup>であり、粘性土の弾塑性的な性質とクリープなどの時間依存性を同時に説明し得るものである。

有限要素方程式の解法はバンド法を用いた Gauss の消去法を用い、間隙水の流れに対してはダルシー則を仮定している。

#### 4.1 新長崎漁港南防波堤基礎地盤のモデル化

本研究では新長崎漁港南防波堤のB工区のB-2断面とC工区のC-2断面の二つの断面を取り上げ、二次元弾・粘塑性有限要素法を用いて変形解析を行なった。本解析では解析領域として、B工区については防波堤法線を中心に幅300m、深度は雲母片岩を主体とした基盤層の現われる標高-43mまでの領域を設定し、C工区については防波堤法線を中心に幅370m、深度はB工区と同様、標高-43mまでの領域を設定した。海底地盤部は15層、36列、計540個の長方形要素に分割し、捨石、ケーソン、消波ブロック、上部工については適宜対応する完全排水弾性体の有限要素を発生させた。

その結果、完成断面における総要素数はB工区が679個、C工区が759個、総節点数はB工区が745個、C工区が826個となった。

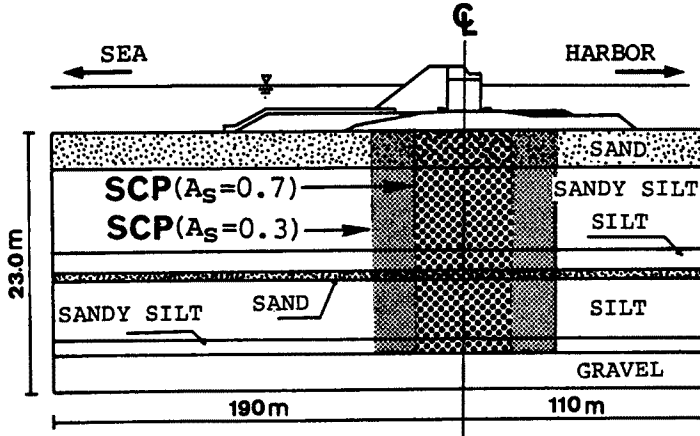


Fig. 5. Cross-section of the foundation at Section B.

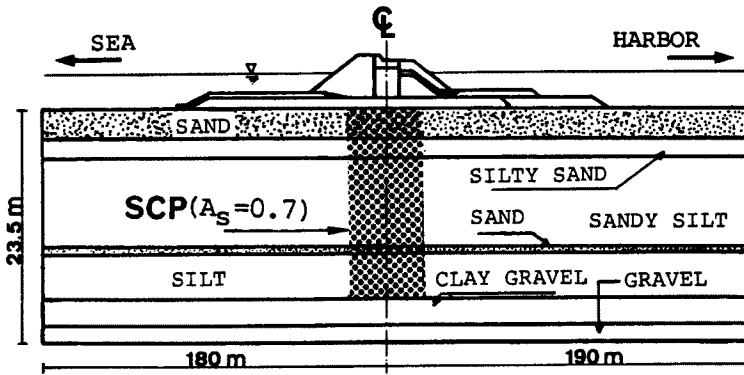


Fig. 6. Cross-section of the foundation at Section C.

本解析における解析断面の土層区分は Fig. 4 に示したボーリング柱状図に基づいて行なわれた。本解析では、B 工区、C 工区に対して最終的に Fig. 5, Fig. 6 のような地盤モデルを設定した。排水層としては沖積層内の砂層を採用した。砂層は完全排水弾性体で、過剰間隙水圧  $p_w$  の値は常にゼロとなるものと仮定している。土質パラメータの具体的な決定法については文献 (8) を参照されたい。

本解析では、SCP 打設部に対しても上述の弾・粘塑性モデルを適用している。ただし、砂杭の設置による包括的な意味での圧縮性低減を表わすパラメータ  $\beta^9$  を導入し、自然状態の沖積粘土の圧縮指数  $\lambda$ 、膨潤指数  $\kappa$  および二次圧縮指数  $\alpha$  の値を次のように低減している。

$$\lambda \rightarrow \beta \cdot \lambda$$

$$\kappa \rightarrow \beta \cdot \kappa$$

$$\alpha \rightarrow \beta \cdot \alpha$$

ここで、沈下低減係数  $\beta$  は置換率  $a_s$  の関数であるとして、次の経験式よりその値を定めた。

$$\beta = 1 - a_s$$

ここに B 工区においてはケーソン直下は置換率  $a_s = 70\%$  の高置換領域であり、周辺部は置換率  $a_s = 30\%$  の低置換領域となっている。一方 C 工区についてはケーソン直下部のみ置換率  $a_s = 70\%$  で SCP 改良がなされている。

砂杭打設部の包括的な意味のポアソン比の値については簡単のために、砂杭打設前と同一の値を設定している。

なお沖積粘土層に設置されている SCP 工法による砂杭打設部の集排水効果については、マクロ・エレメント法<sup>10)</sup>によって忠実に評価している。

本解析で用いた海底地盤部に対する土質パラメータ値を、B 工区については Table. 1 に、C 工区については Table. 2 に示す。

#### 4.2 载荷工程と標準断面

本解析では、実際の施工手順をできるだけ忠実にシミュレートするために、有限要素解析にあたり B 工区、C 工区に対し、Fig. 7, Fig. 8 に示すような载荷過程を採用した。各々の防波堤の標準断面を B 工区については Fig. 9 に、C 工区については Fig. 10 に示す。

Table 1. Values of the principal soil parameters adopted for the ground under the original seabed (Section B)

MTYP	$\lambda$	$\kappa$	M	$\alpha$	$\dot{v}_0$ (day <sup>-1</sup> )	$\nu'$	$G_0$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{v_0'}$ (tf/m <sup>2</sup> )	$K_0(nc)$	$e_0$	$k_0$ (m/day)	$\lambda_s$
15	—	—	—	—	—	0.33	158	0.60	0.47	1.00	0.86	0.012
14	0.012	0.006	1.3	$2.7 \times 10^{-3}$	$1.8 \times 10^{-5}$	0.33	158	1.35	0.47	1.00	0.86	0.012
13	0.189	0.019	1.3	$2.7 \times 10^{-3}$	$2.1 \times 10^{-6}$	0.36	136	3.10	0.56	1.68	$1.3 \times 10^{-3}$	0.120
12	0.189	0.019	1.3	$2.7 \times 10^{-3}$	$2.1 \times 10^{-6}$	0.36	189	4.31	0.56	1.68	$1.3 \times 10^{-3}$	0.120
11	0.189	0.019	1.3	$2.7 \times 10^{-3}$	$2.1 \times 10^{-6}$	0.36	242	5.52	0.5	1.68	$1.3 \times 10^{-3}$	0.120
10	0.189	0.019	1.3	$2.7 \times 10^{-3}$	$2.1 \times 10^{-6}$	0.36	294	6.72	0.5	1.68	$1.3 \times 10^{-3}$	0.120
9	0.240	0.024	1.3	$2.7 \times 10^{-3}$	$2.1 \times 10^{-6}$	0.36	173	7.93	0.5	1.68	$1.3 \times 10^{-3}$	0.270
8	0.240	0.024	1.3	$2.7 \times 10^{-3}$	$2.1 \times 10^{-6}$	0.36	199	9.10	0.56	1.68	$1.3 \times 10^{-3}$	0.270
7	—	—	—	—	—	0.33	316	10.0	0.50	1.00	0.86	0.032
6	0.280	0.028	1.3	$3.2 \times 10^{-3}$	$3.2 \times 10^{-6}$	0.36	204	10.9	0.56	1.64	$4.9 \times 10^{-4}$	0.310
5	0.280	0.028	1.3	$3.2 \times 10^{-3}$	$3.2 \times 10^{-6}$	0.36	227	12.1	0.56	1.64	$4.9 \times 10^{-4}$	0.310
4	0.280	0.028	1.3	$3.2 \times 10^{-3}$	$3.2 \times 10^{-6}$	0.36	249	13.3	0.56	1.64	$4.9 \times 10^{-4}$	0.300
3	0.280	0.028	1.3	$3.2 \times 10^{-3}$	$3.2 \times 10^{-6}$	0.36	272	14.5	0.5	1.64	$4.9 \times 10^{-4}$	0.300
2	—	—	—	—	—	0.33	824	15.9	0.50	1.00	0.86	—
1	—	—	—	—	—	0.33	824	17.3	0.50	1.00	0.86	—

Table 2. Values of the principal soil parameters adopted for the ground under the original seabed (Section C)

MTYP	$\lambda$	$\kappa$	M	$\alpha$	$\dot{v}_0$ (day <sup>-1</sup> )	$\nu'$	$G_0$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{v_0'}$ (tf/m <sup>2</sup> )	$K_0(nc)$	$e_0$	$k_0$ (m/day)	$\lambda_s$
15	—	—	—	—	—	0.33	182	0.75	0.47	1.00	0.86	0.012
14	0.012	0.006	1.3	$1.8 \times 10^{-4}$	$1.8 \times 10^{-5}$	0.33	182	2.80	0.47	1.00	0.86	0.012
13	0.217	0.022	1.3	$2.3 \times 10^{-3}$	$2.3 \times 10^{-6}$	0.36	220	4.72	0.56	1.56	$1.3 \times 10^{-3}$	0.120
12	0.217	0.022	1.3	$2.8 \times 10^{-3}$	$2.3 \times 10^{-6}$	0.36	266	5.71	0.56	1.56	$1.3 \times 10^{-3}$	0.120
11	0.240	0.024	1.3	$2.8 \times 10^{-3}$	$2.8 \times 10^{-6}$	0.36	155	6.65	0.56	1.56	$3.0 \times 10^{-4}$	0.240
10	0.240	0.024	1.3	$2.8 \times 10^{-3}$	$2.8 \times 10^{-6}$	0.36	186	7.96	0.56	1.56	$3.0 \times 10^{-4}$	0.240
9	0.240	0.024	1.3	$2.8 \times 10^{-3}$	$2.8 \times 10^{-6}$	0.36	217	9.30	0.56	1.56	$3.3 \times 10^{-4}$	0.230
8	0.240	0.024	1.3	$2.8 \times 10^{-3}$	$2.8 \times 10^{-6}$	0.36	264	11.2	0.56	1.56	$3.3 \times 10^{-4}$	0.230
7	—	—	—	—	—	0.33	316	12.6	0.50	1.00	0.86	0.032
6	0.250	0.025	1.3	$3.2 \times 10^{-3}$	$3.0 \times 10^{-6}$	0.36	296	13.4	0.56	1.52	$8.2 \times 10^{-4}$	0.180
5	0.250	0.025	1.3	$3.2 \times 10^{-3}$	$3.0 \times 10^{-6}$	0.36	326	14.8	0.56	1.52	$8.2 \times 10^{-4}$	0.180
4	0.280	0.028	1.3	$3.2 \times 10^{-3}$	$3.3 \times 10^{-6}$	0.36	319	16.2	0.56	1.52	$3.5 \times 10^{-4}$	0.180
3	0.280	0.028	1.3	$3.2 \times 10^{-3}$	$3.3 \times 10^{-6}$	0.36	349	17.7	0.56	1.52	$3.5 \times 10^{-4}$	0.180
2	—	—	—	—	—	0.33	824	19.2	0.50	1.00	0.86	—
1	—	—	—	—	—	0.33	824	20.2	0.50	1.00	0.86	—

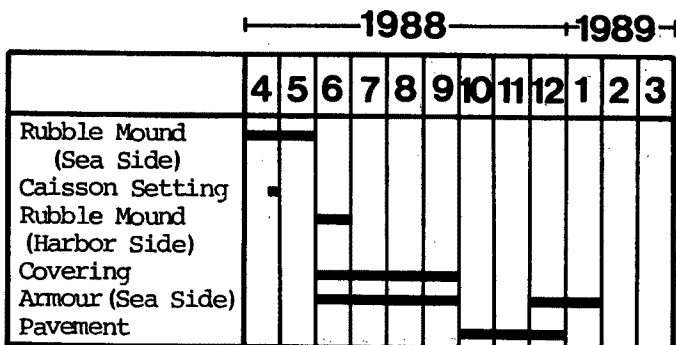


Fig. 7. Sequence of breakwater construction at Section B.

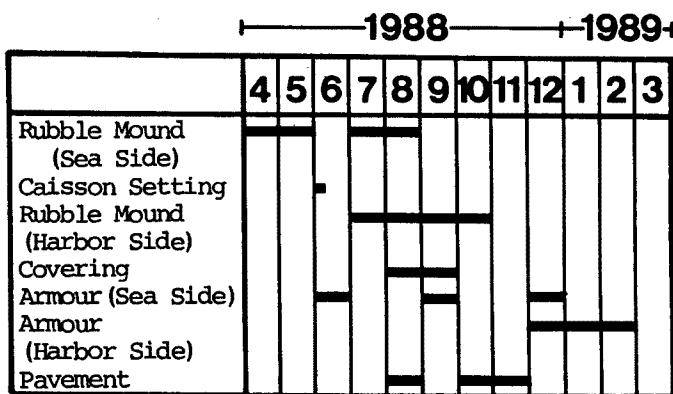


Fig. 8. Sequence of breakwater construction at Section C.

### 5. 結果と考察

#### 5.1 海底面の沈下プロフィール

南防波堤工事に伴う海底地盤の沈下プロフィール解析結果を、B工区B-2断面についてはFig. 11に、C工区C-2断面についてはFig. 12に示す。

先ずB工区について考察する。Fig. 11において実線は12年前に設置された捨石マウンドによる海底地盤の沈下の結果であり、今回の防波堤修復工事開始時の海底面の形状を示している。この時点から施工が開始され、破線は港外側の消波工打設直前、すなわち上部工設置終了時点の、一点鎖線は消波工打設により防波堤が完成した時点（現時点）の、そして二点鎖線は防波堤完成後一年放置時点の沈下プロフィールを表わしている。前節でも述べたように、B工区ではケーソン直下部分は70%、その両側は30%の改良率でSCPによる地盤改良が行なわれている。この改良効果によりケーソン、

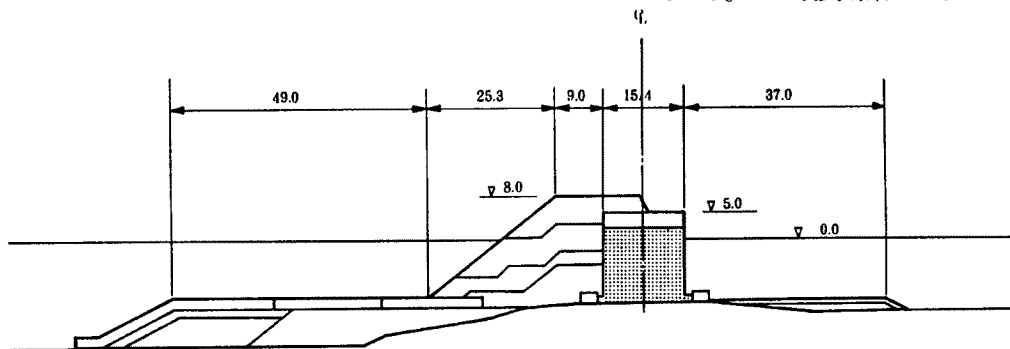


Fig. 9. Cross-section of the breakwater. (Section B)

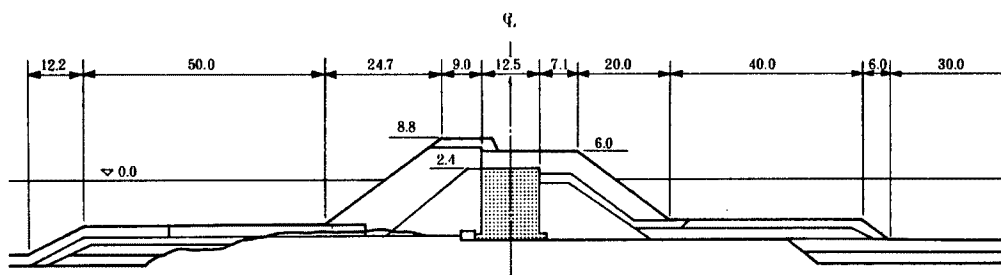


Fig. 10. Cross-section of the breakwater. (Section C)

消波工直下の沈下は抑えられており、低置換改良部と無処理部分の境界付近の沈下が大きくなる傾向がみられる。解析による防波堤完成後一年放置時点における最大沈下量は 155 cm となる。

次に C 工区の沈下プロフィール (Fig. 11) において、実線は B 工区の場合と同様、12 年前に設置された捨石マウンドによる沈下の結果を表わしている。ここから修復工事が開始され、破線は港外側被覆工終

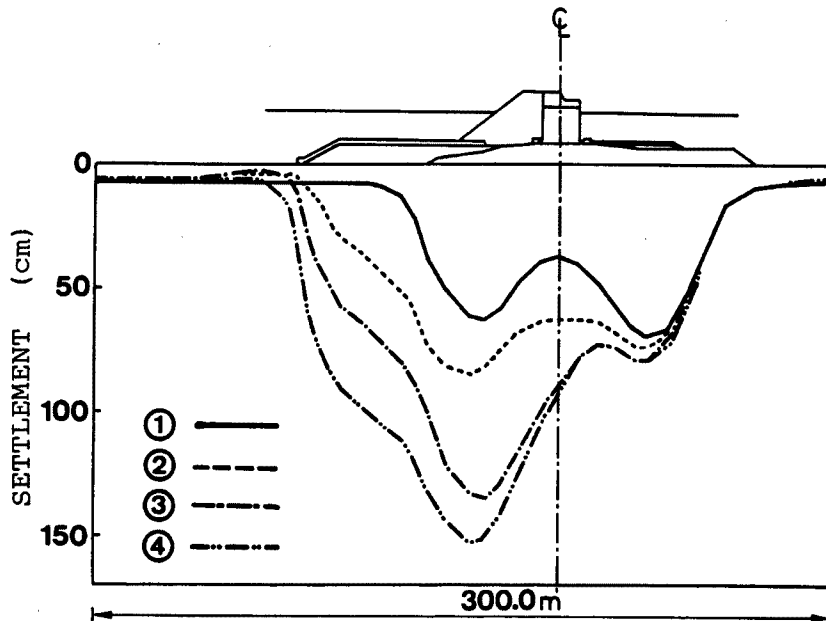


Fig. 11. Calculated settlement profiles of the seabed. (Section B)  
 ①: existing rubble mound  
 ②: pavement  
 ③: completion of construction  
 ④: 1-year after completion of construction

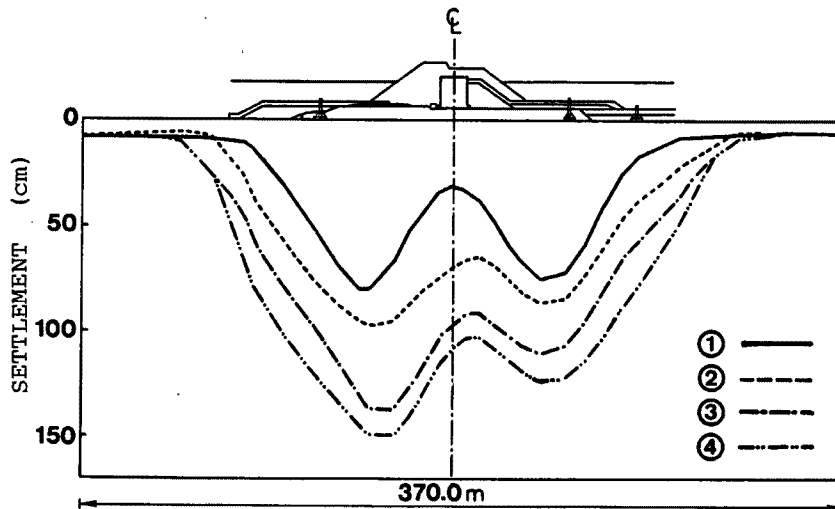


Fig. 12. Calculated settlement profiles of the seabed. (Section C)  
 ①: existing rubble mound  
 ②: covering in the sea side  
 ③: completion of construction  
 ④: 1-year after completion of construction



了時点の、一点鎖線は消波工打設により防波堤が完成した時点（現時点）の、そして二点鎖線は防波堤完成後一年放置時点の沈下プロフィールを表わしている。B工区と異なりC工区は、ケーソン直下部分のみ改良率70%でSCPによる地盤改良が行なわれており、港内側にも消波工を打設しているため、沈下プロフィールもこれを反映した形状となっている。すなわち大きな上載荷重のかかる地盤改良部では改良効果によって沈下が抑えられるものの、その両側に隣接する無処理部分で大きな沈下を引き起こしている。特に消波工重量の大きい港外側での沈下が顕著である。防波堤完成一年後の最大沈下はこの港外側消波工直下で発生し、その絶対量は154 cmとなっている。

## 5.2 ケーソン直下海底面の沈下量～時間関係

ケーソン直下における海底面の沈下～時間（経過日数）関係をB工区についてはFig. 13(a)に、C工区についてはFig. 13(b)に示す。両工区ともケーソン設置に伴う沈下を引き起こした後、沈下はおさまる傾向が見られる。B工区では修復工事開始から128日時点で、C工区では140日時点で上部工及び港外側消波工が施工される。両工区とも消波工打設によって再び沈下を始める。B工区についてはケーソン近傍の施工として200日時点で港外側消波工のかさあげがあり、この時一時的に沈下が大きく進むものの、その後の放置期間における沈下の進行はゆるやかになり、防波堤完成時点における解析による沈下量は56.4 cmとなる。一方C工区については、防波堤完成時点における沈下量は65.6 cmとなる。

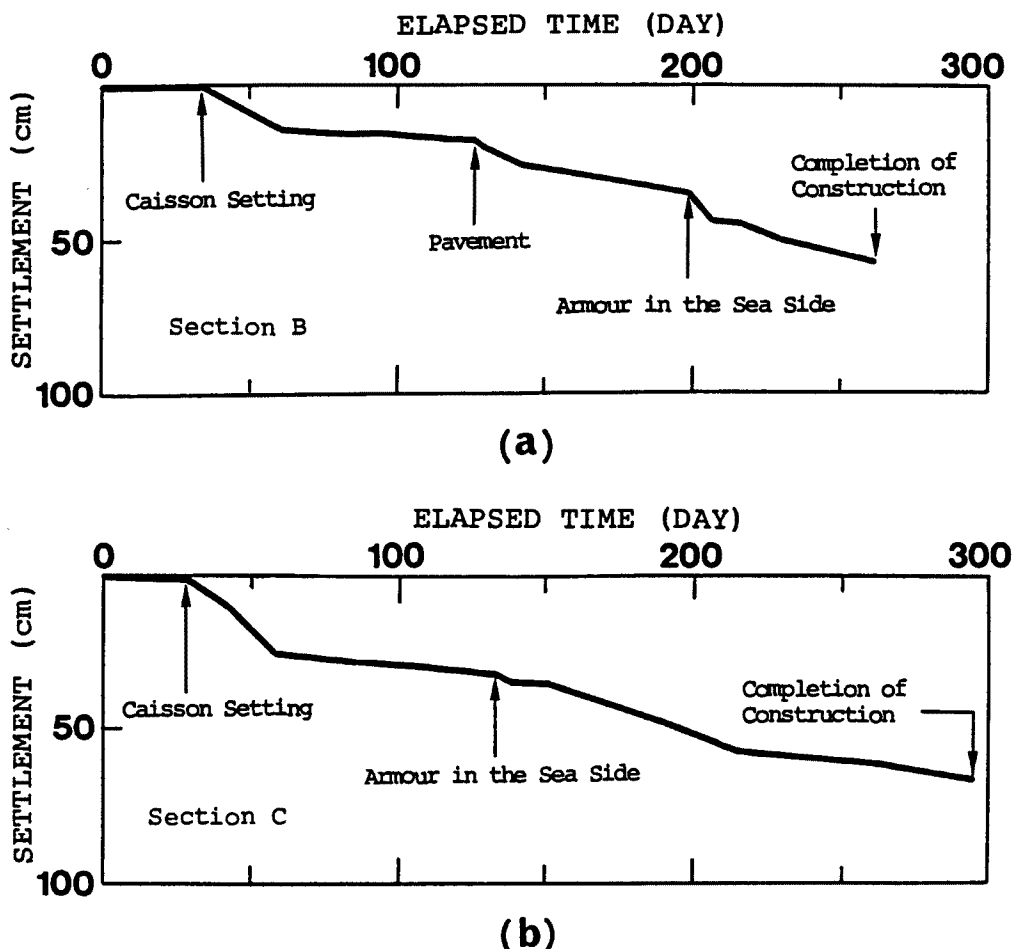


Fig. 13. Calculated time-settlement performance of the seabed beneath the caisson wall: (a) Section B, (b) Section C.

つぎに防波堤完成時点と完成後一年放置時点における過剰間隙水圧の分布を、B工区についてはFig. 14(a)にC工区についてはFig. 14(b)に示す。着目した地点はいずれも無処理地盤の部分であり、B工区については防波堤法線から港外側へ70 m、C工区については防波堤法線から港外側へ50 mのところである。本来ならば上載荷重の大きい消波工、ケーソン直下を対象とすべきであるが、この部分はSCPによる集排水効果が卓越し水圧残留も小さいため、長期にわたる変形の進行はさほど顕著ではない。したがってここでは過剰間隙水圧の発生が大きく消散の遅れる無処理部分の長期沈下について考察する。両工区ともに消波工打設によって防波堤が完成するのだが、これによって発生する過剰間隙水圧はB工区では最大5.1 tf/m<sup>2</sup>、C工区では最大3.9 tf/m<sup>2</sup>である。しかしながら、両工区とも一年後にはこの大部分が消散していることがわかる。解析結果によれば、この間の水圧消散に伴って一年の間にB工区では5.5 cm、C工区では9.1 cmの沈下を生じることになる。防波堤完成後一年放置時点の水圧分布の結果より、この時点でケーソン直下部分の地盤の一次圧密はほとんど終了していると考えられる。また当新長崎漁港付近の地盤はシルト質土が厚く分布しているのが特徴である。シルトは通常の沖積粘土に比較して透水性も大きく二次圧密による沈下への寄与が小さい材料であり、将来発生する二次圧密の量もさほど大きなものとは考えられない。以上より、防波堤建設による地盤の変形は完成後一年経過した時点で概ね完了し、大きな長期沈下は発生しないと思われる。

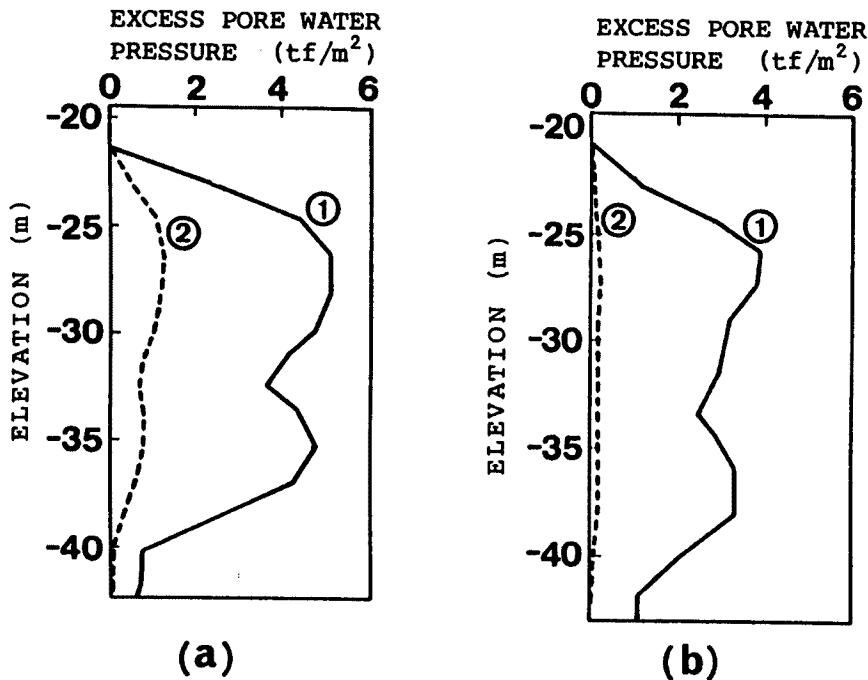


Fig. 14. Calculated excess pore water pressure dissipation beneath the rubble mound: (a) Section B, (b) Section C (1: at the completion of construction, 2: 1-year after completion of construction).

### 5.3 側方変位プロフィール

本節では、側方変位プロフィールについての検討を行なうが、これに先立って着目するポイントを工区ごとに示す。B工区についてはFig. 15に示すPおよび地点Qにおける側方変位プロフィールについて考察する。またC工区についてはFig. 16に示す地点X、地点Y、および地点Zにおける側方変位プロフィールについて考察する。

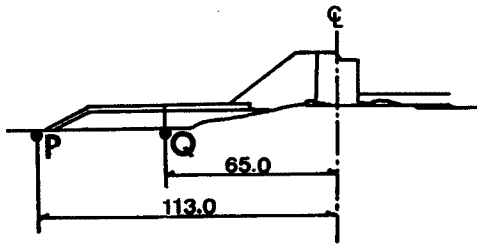


Fig. 15. Lateral displacement calculation at region P and Q. (Section B)

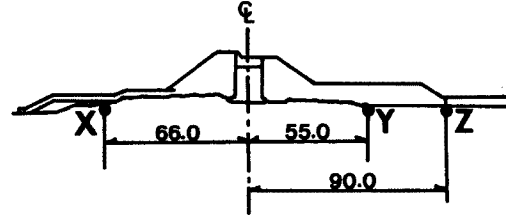


Fig. 16. Lateral displacement calculation at region X, Y and Z. (Section C)

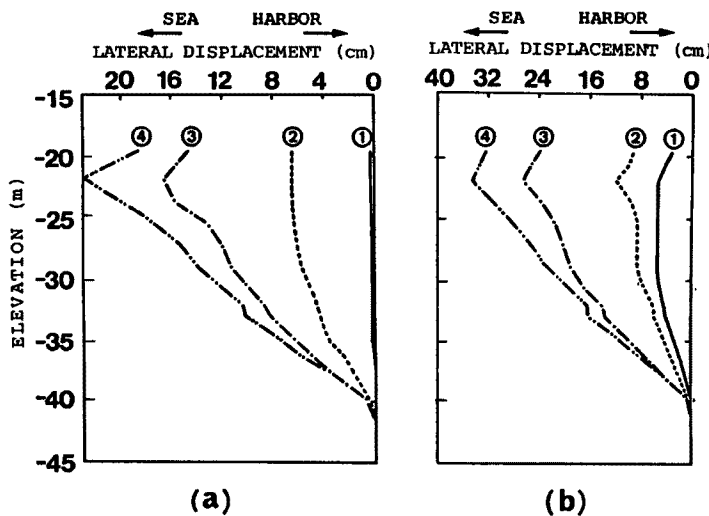


Fig. 17. Calculated profiles of lateral displacement (Section B) : (a) at the toe of the covering, (b) beneath the rubble mound. (1 : existing rubble mound, 2 : pavement, 3 : completion of construction, 4 : 1-year after completion of construction)

まずB工区について考察する。Fig. 17において、実線は12年前に施工された捨石マウンドによる側方変位の分布を表わす。これは今回の修復工事開始時の状態にあたる。破線は上部工施工時の、一点鎖線は防波堤完成時の、二点鎖線は完成後一年放置時点の側方変位を示している。防波堤の法線から113 m港外側の被覆工先(P)における側方変位プロフィールをFig. 17(a)に示す。ケーソン、および消波工の設置に伴って港外側への側方変位が発生している。また海底砂層と沖積粘土層の境界部分で側方変位量のピークを示し、海底砂層内ではやや抑えられた形となっている。これは砂層の剛性が下位の粘土層に比べて大きくなっていることによる拘束効果と考

えられる。また防波堤完成後一年放置時点における最大側方変位量は19.5 cmとなっている。

防波堤法線から65 m港外側の捨石部分直下(Q)における側方変位プロフィールをFig. 17(b)に示す。消波工設置により防波堤が完成した時点で港外側への大きな変位が発生している。これは同地点においては港内側がSCP改良域で地盤剛性が大きく、加えて港内側から消波工の大きな荷重を受けるために、必然的に港外側への変位が卓越した結果である。プロフィールのパターンは経時的に変化せず、最大側方変位は地点Pの場合と同様海底砂層と沖積粘土層の境界部分で生じ、防波堤完成後一年放置時点で34 cmとなる。

次にC工区について説明する。Fig. 18において実線はB工区の場合と同様、12年前に設置された捨石マウンドによる側方変位を示している。破線は港外側被覆工施工時の、一点鎖線は消波工設置により防波堤が完成した時点の、二点鎖線は防波堤完成後一年放置時点の側方変位を表わしている。

Fig. 18(a)に示す港外側捨石部分直下(X)では、港外側消波工の大きな荷重を受けるため、B工区の場合と全く同じプロフィールを示している。海底砂層と沖積粘土層の境界で生じる最大側方変位量は防波堤完成後一年放置時点で31 cmとなる。

Fig. 18(b), (c)に示す港内側のポイント(Y), (Z)における分布パターンは極めて類似しており、海底

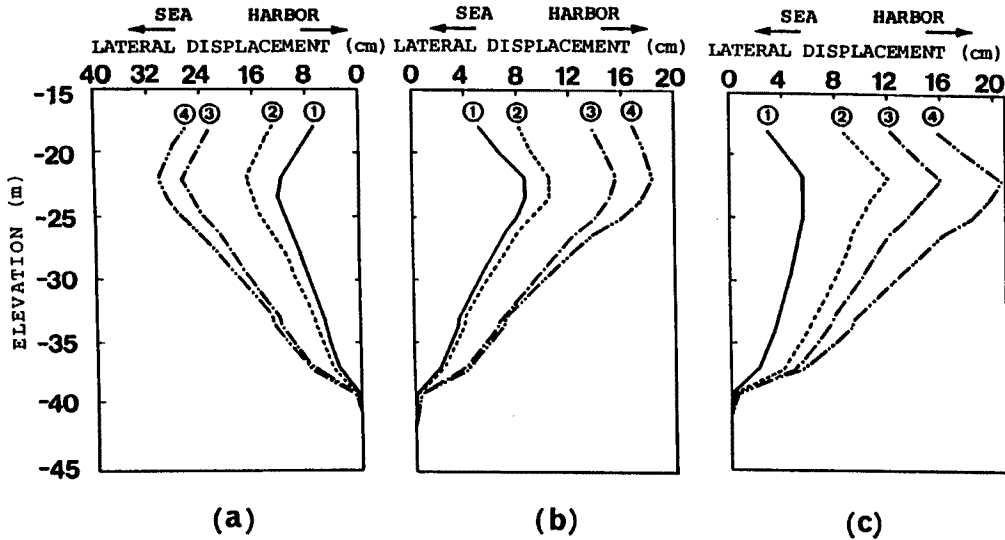


Fig. 18. Calculated profiles of lateral displacement (Section C): (a) beneath the rubble mound in the sea side, (b) beneath the rubble mound in the harbor-side, (c) beneath the rubble mound in the harbor side (1: existing rubble-mound, 2: covering in the sea side, 3: completion of construction, 4: 1-year after completion of construction).

砂層と沖積粘土層の境界にピークを有する港内側への側方変位プロフィールとなっている。防波堤完成後一年放置時点における最大側方変位量は両者とも 20 cm前後となっている。

#### 5.4 沖積シルト層の有効応力径路

本節では、防波堤建設過程における地盤の応力状態の推移を沖積シルト層の有効応力径路を用いて考察する。両工区とも排水距離が最も長くなるシルト層のほぼ中央に位置する要素を選んで考察する。

B工区については、深度 -25.4 m ~ -27.1 m のシルト層に着目する。防波堤法線から港外側に 70.0 m の地点 (港外側捨石部分の直下)、防波堤法線から港内側に 36.0 m の地点 (港内側捨石部分の直下)、SCP により地盤改良されているケーソン直下の要素の有効応力径路を Fig. 19 (a), (b), (c) に示す。

Fig. 19 (a)において、大量の捨石の投入 (図中①で示す) により有効応力径路が一時破壊線に近づいている。これは急速施工に伴う非排水的な挙動であり、時として破壊につながるので注意を要する。しかしながらその後の圧密の進行により再び安定した状態へと回復しており、地盤の破壊にはいたっていない。これに引き続いて行なわれる被覆工施工 (④) によって再び一時的に有効応力の減少がみられるが、全体として  $K_{0(m)}$  線に沿った径路をたどっており応力状態は安定している。

また Fig. 19 (b) に示すように、港内側の要素はケーソン掘付・中詰 (②) による側方応力の増大があるが、応力状態に目立った動きはみられない。

ところが、Fig. 19 (c) に示す要素は上記の箇所とは異なり、SCP 打設による地盤改良が実施されている部分で、ケーソンの直下に位置するものである。先ず改良による剛性の増大に伴う応力集中のため偏差応力、平均有効応力ともかなり大きくなっていることがわかる。消波工設置 (③) によって偏差応力がやや上昇するが、破壊に近づくことなく防波堤完成 (⑤) に至っている。

C工区については深度 -25.0 m ~ -26.5 m のシルト層に着目する。防波堤法線から港外側に 50.0 m の地点 (港外側捨石部分の直下)、防波堤法線から港内側に 60.0 m の地点 (港内側捨石部分の直下)、SCP によって地盤改良されているケーソン直下における要素の有効応力径路を、それぞれ Fig. 20 (a), (b), (c) に示す。

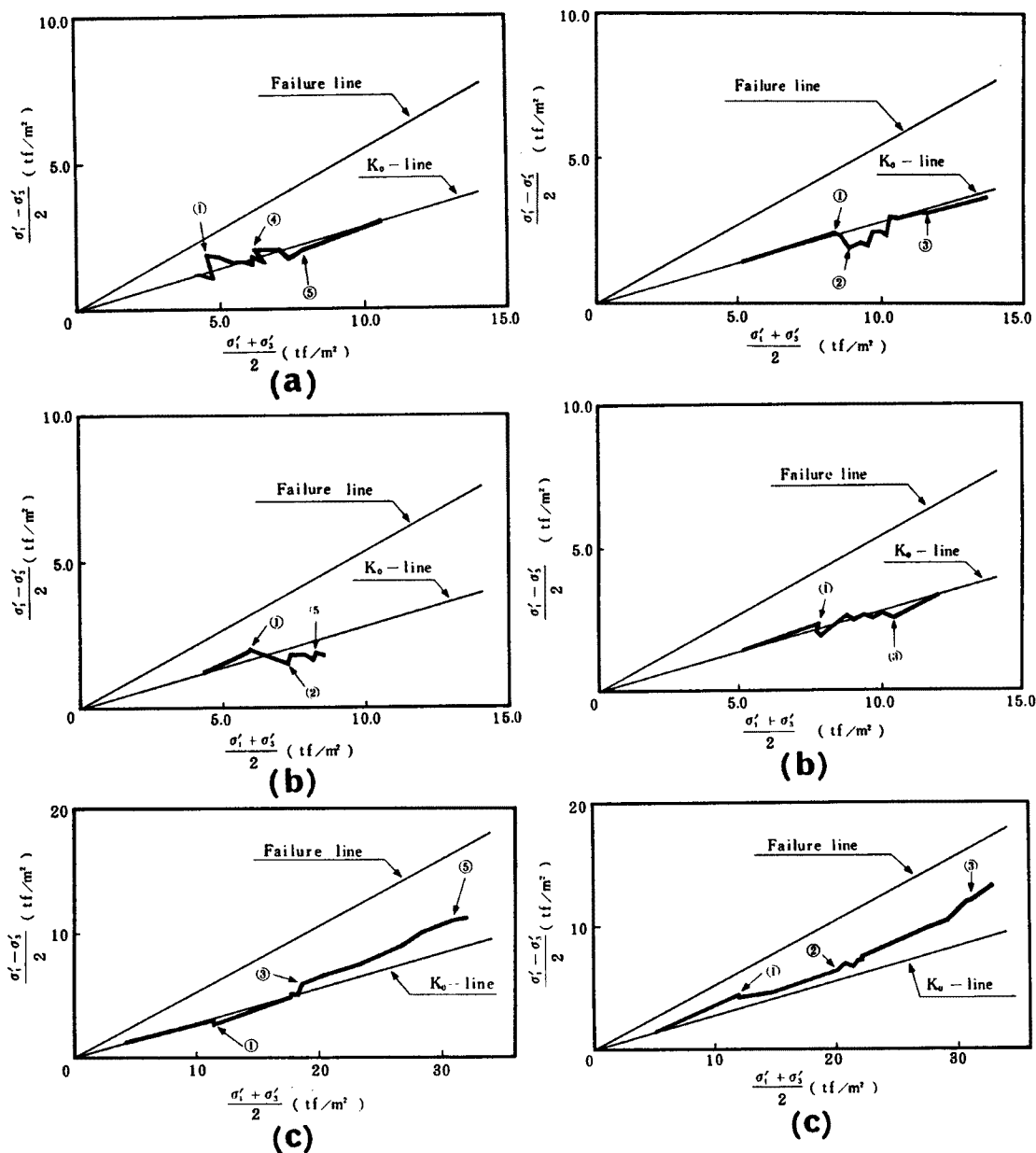


Fig. 19. Effective stress paths for silt layer :  
 (a) beneath the rubble mound in the sea side,  
 (b) beneath the rubble mound in the harbor side,  
 (c) beneath the caisson wall.  
 (1 : existing rubble mound  
 2 : caisson setting  
 3 : armour construction  
 4 : covering  
 5 : completion of construction)

Fig. 20. Effective stress paths for silt layer :  
 (a) beneath the rubble mound in the sea side,  
 (b) beneath the rubble mound in the harbor side,  
 (c) beneath the caisson wall.  
 (1 : existing rubble mound  
 2 : caisson setting  
 3 : completion of construction)

Fig. 20 (a)において、港外側捨石直下ではケーソン据付・中詰 (②) による側方応力の増大があるものの、応力状態は安定していることがわかる。また港内側については、Fig. 20 (b)からも明らかなように応力状態は非常に安定している。

最後に SCP 打設地点については Fig. 20 (c)に示すように、12年前の捨石マウンド建設時 (①) に B 工区と比べて大きな偏差応力が発生している。これは C 工区ではケーソン直下のみ 70% 改良となっているため、周辺に低置換のいわゆる緩衝領域をもっている B 工区に比べて応力集中の度合いがより厳しくなるためと考えられる。しかしながら、その後の施工による応力状態はさほど危険なものとはならず、防波堤完成 (③で示す) に至っている。以上のことにより、B 工区、C 工区ともに防波堤建設は安定した応力状態を保ちながら進められたと考えられる。

### 5.5 解析結果と実測結果との比較

新長崎漁港南防波堤においては、修復工事の開始された昭和 63 年 3 月末より地表面沈下計、傾斜計を設置し、防波堤建設に伴う海底地盤の沈下量と側方変位量の計測を行なっている。本節では、解析の対象とした B 工区の B-2 断面、C 工区の C-2 断面に沿って計測された実測データと有限要素法による計算結果を比較検討する。

海底地盤に計測器が設置され、計測は防波堤修復工事開始と同時にスタートし、昭和 63 年 4 月～平成元年 1 月にかけての結果が得られている。

計測が行なわれた地点を B 工区については Fig. 21 に、C 工区については Fig. 22 に示す。Fig. 21 より、B 工区では防波堤の法線から 113 m 港外側の被覆工法先に沈下板 No. 1、傾斜計 No. 1、防波堤法線から 65 m 港外側の捨石部分直下に沈下板 No. 2、傾斜計 No. 2、防波堤法線から 37 m 港内側の捨石部分直下に沈下板 No. 3 が設置されている。

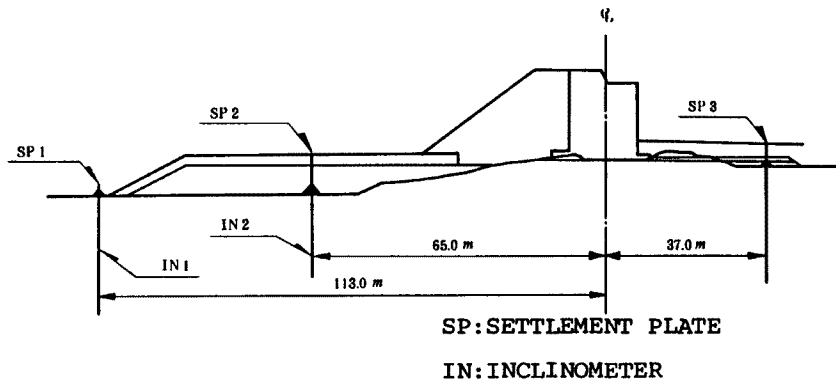


Fig. 21. Layout of instruments in Section B.

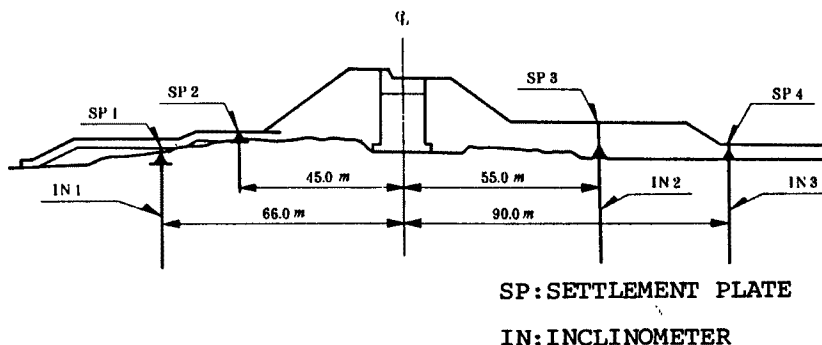


Fig. 22. Layout of instruments in Section C.

(1) 沈下～時間関係

まず地表面沈下量の時間的推移について、実測結果と解析結果の比較を行なう。B工区の沈下板 No. 1～No. 3における比較を Fig. 23 に、C工区の沈下板 No. 1～No. 4における比較を Fig. 24 にそれぞれ示す。沈下～時間関係の比較を示したすべての図において、有限要素解析結果は実線で、実測結果は(--●--)で表示している。

B工区港外側に設置された沈下板 No. 1, No. 2 における海底面の沈下～時間関係の比較をそれぞれ Fig. 23 (a), (b) に示す。沈下板 No. 1 については施工期間中この部分には荷重が全く載荷されないにもかかわらず、実測結果は初期に大きな沈下傾向を示しており、解析結果との相違が顕著である。また沈下板 No. 2 についても実測結果の方が非常に大きな沈下を示しており、解析結果とは全く整合していない。港外側捨石、被覆工設置といった大きな載荷に伴う地盤の即時沈下については、Fig. 23 (b) に示すように解析で

も表現し得ているものの、初期における非常に大きな沈下量を説明するにはいたっていない。また Fig. 23 (c) に示した港内側に設置された沈下板 No. 3 の地点における比較をみると、港内側にほとんど上部構造物がなく、解析結果、実測値ともほとんど沈下が発生していないが、解析結果と実測値とは非常によく一致している。

次にC工区について検討する。Fig. 24 (a), (b) に示した港外側沈下板 (No. 1 および No. 2) の解析結果をみると、沈下板上に直接荷重を受ける消波工と被覆工の施工時に沈下が増大することがわかる。実測結果は荷重レベルの低い消波工施工以前でやや解析結果と異なったパターンを示すものの、その後についてはほぼ一致していることがわかる。一方港内側沈下板 (No. 3 および No. 4) の結果はいずれも実測結果が解析結果に比べて過大な沈下量を示している。特に Fig. 24 (c) に示した No. 3 沈下板における両者の

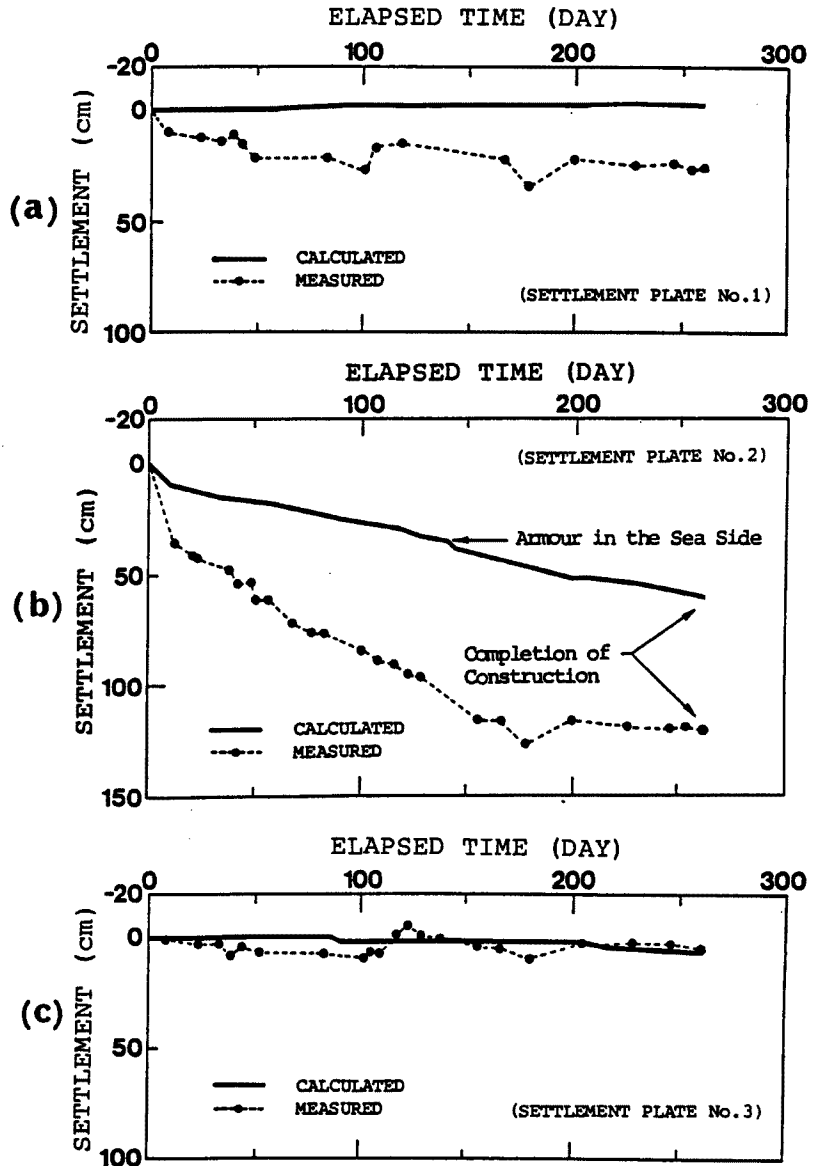


Fig. 23. Time-settlement performance (Section B):  
 (a) Settlement Plate No. 1, (b) Settlement Plate No. 2,  
 (c) Settlement Plate No. 3.

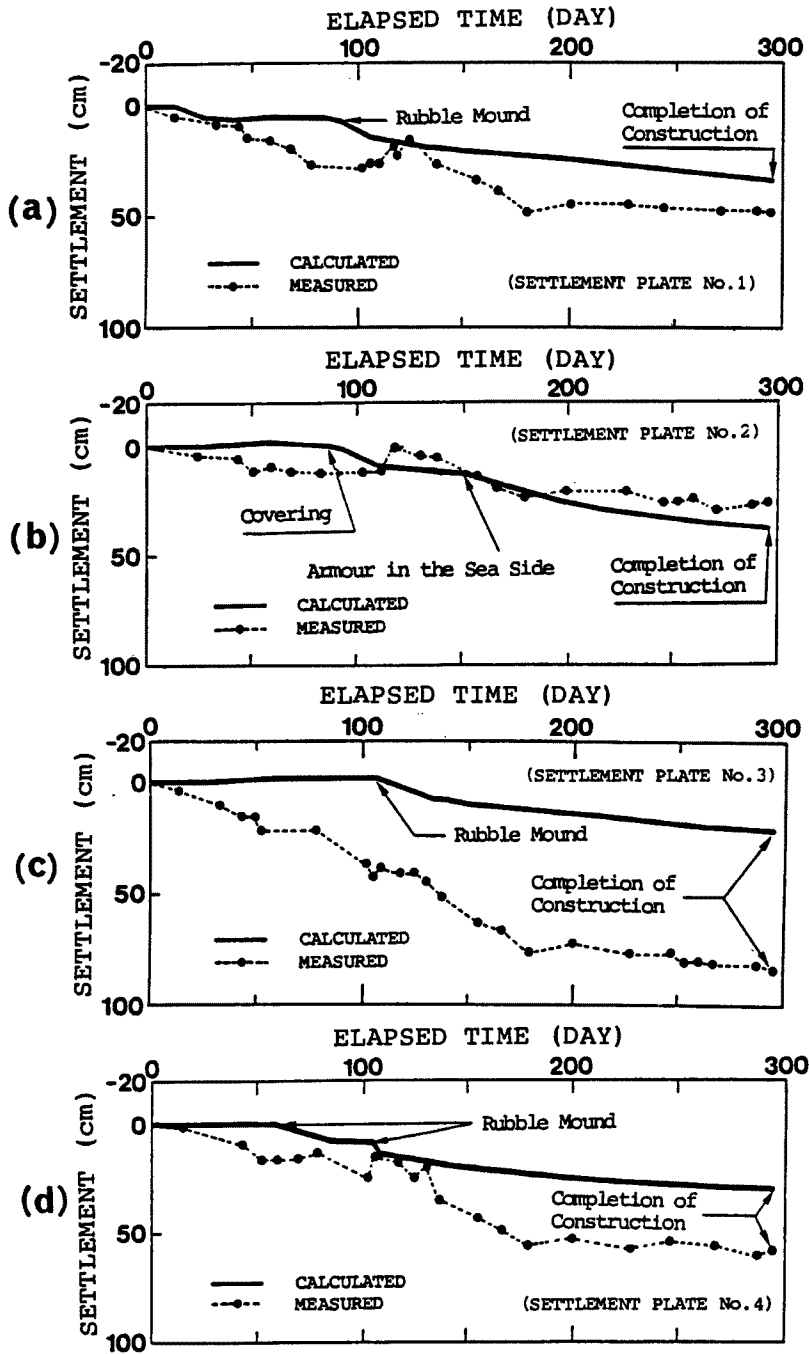


Fig. 24. Time-settlement performance (Section C):  
 (a) Settlement Plate No. 1, (b) Settlement Plate No. 2,  
 (c) Settlement Plate No. 3, (d) Settlement Plate No. 4.

ずれは大きい。B工区 No. 2 沈下板についても同様の傾向が認められたが、この原因として沈下板を海底に設置する時、潮流、波浪によって有害な影響を受けないように沈下板周辺を捨石によって固定する作業を行なうが、この時発生する即時沈下や海底地盤の乱れが、初期の沈下実測値に及ぼす影響が考えられる。実際、防波堤竣工後に行なった現場技術者との議論のなかで、場所によって沈下板の設置時に掘削・埋め



戻しを行なった箇所や設置後捨石を新しく載せた箇所があることが明らかになった経緯がある<sup>11)</sup>。こうした施工上の問題に留意しつつ比較結果を検討すると、今回の解析結果は防波堤建設に伴う実際の地盤の挙動をある程度評価し得ているものと結論づけられる。

(2) 側方変位プロフィール

次に防波堤の代表的な地点における側方変位深度方向分布の実測値と解析結果との比較を、B工区についてはFig. 25に、C工区についてはFig. 26に示す。まずB工区について説明する。Fig. 25において、①は被覆工（港外側）施工時における側方変位の実測値と解析結果を、②は防波堤が完成した時点における側方変位の実測値と解析結果を示す。Fig. 25 (a)は防波堤法線から港外側133 mの地点に設置されている傾斜計No. 1の実測値と解析結果との比較を示している。港外側被覆工施工時点（①）では解析結果は実測値をよく予測し得ている。一方防波堤完成時点（②）では、実測値のピークが現われる深度-27.3 m以下の部分については解析結果と実測値は

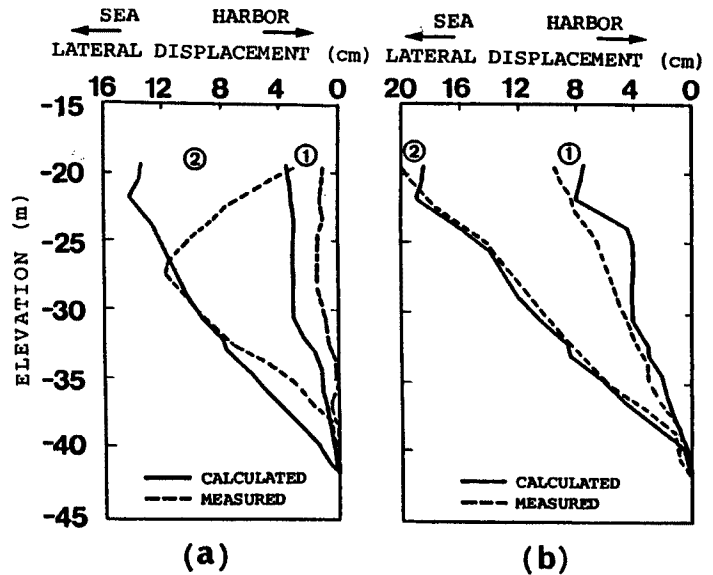


Fig. 25. Profiles of lateral displacement (Section B): (a) Inclinator No. 1, (b) Inclinator No. 2. (1: covering, 2: completion of construction)

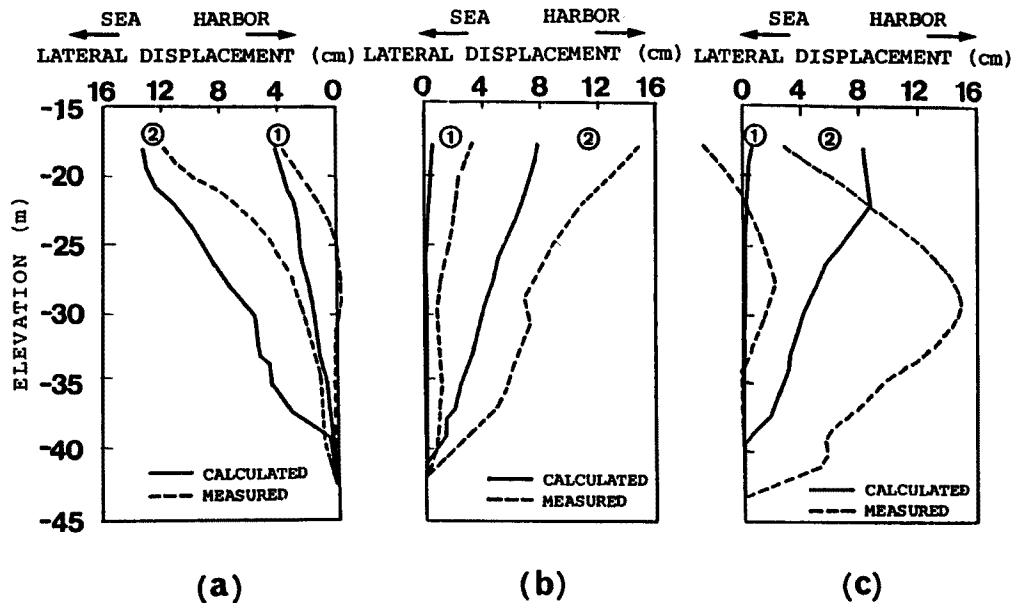


Fig. 26. Profiles of lateral displacement (Section C): (a) Inclinator No. 1, (b) Inclinator No. 2, (c) Inclinator No. 3. (1: rubble mound formation in the harbor side, 2: completion of construction)

比較的良好一致しているが、 $-27.3$  m以浅におけるプロフィールが全く異なっている。すなわち解析では海底砂層と沖積シルトの境界で、変位のピークを経て海底面まで大きく変位を生じる結果となっているのに対し、実測値は海底面付近の拘束が強く、変位がかなり抑えられている。この結果、沖積シルト層上部において側方変位プロフィールの相違が現われている。

一方、Fig. 25 (b)に示す傾斜計 No. 2 における比較では、港外側被覆工施工時、防波堤完成時ともに解析結果と実測値はよく一致している。

次にC工区について説明する。Fig. 26 における①は港内側捨石施工時点における実測値と解析結果を、②は防波堤が完成した時点における実測値と解析結果を示す。

Fig. 26 (a)より港外側の傾斜計 No. 1 の設置地点では、解析結果は実測値を定性的には表現し得ている。ただ全体的に港外側への過大な側方変位量を予測している。

港内側の傾斜計 No. 2 (Fig. 26 (b)) において両者は定性的な一致を示している。しかしながら、ここでは逆に各深度において実測値の方が港内側へ大きく変位していることがわかる。

最後に、Fig. 26 (c)に示した港内側傾斜計 No. 3 設置地点では、実測値が深度 $-27.5$  m付近でピークを示すようなプロフィールを呈するのに対し、解析結果は全く異なった分布形状となっている。特に海底面付近における捨石の変位拘束の評価が実際とかなり違っていることが考えられる。B工区 No. 1 傾斜計設置地点でも同様の傾向が現われており、この点は今後さらに検討すべき課題である。

### (3) 沈下～側方変位関係 (安定管理図)

最後に基礎地盤の最大沈下量 ( $S_{max}$ ) と、最大側方変位量 ( $\delta_{max}$ ) による地盤の安定性に関する考察を行なう。富永・橋本<sup>12)</sup>は各載荷段階における最大沈下量 ( $S_{max}$ ) と最大側方変位 ( $\delta_{max}$ ) を用いた地盤の安定管理手法を提案している。ここではこの方法を参考にして、B工区およびC工区で計測された  $S_{max}$ ,  $\delta_{max}$  の実測値と、解析結果より得られた  $S_{max}$ ～ $\delta_{max}$  関係を比較して当該地盤の安定性について考察する。

まずB工区について述べる。Fig. 27 は港外側の最大沈下量を示している沈下板 No. 2 の沈下量と最大側方変位量を示している傾斜計 No. 2 の側方変位を取り出して管理図上にプロットしたものである。同図には、解析によって求められた沈下板 No. 2 設置点の沈下量と傾斜計 No. 2 設置地点における最大側方変位量の関係を併せて示している。実測値に着目すると、最初沈下のみが進んだ後、側方変位が発生し始める。この時の勾配を基準に考えると、施工の進展に伴いこの勾配は沈下が卓越する方向に変化していることがわかる。これは地盤が安定に向かっていることを示しており、実測結果をみるかぎり基礎地盤の変形は非常に安定したものであると考えられる。

次に、解析結果と実測値を比較する。本研究で実施した有限要素解析結果によれば、修復工事に伴う防波堤基礎地盤の応力状態は極めて安定しており、破壊に至るような危険はないということは既に指摘した。

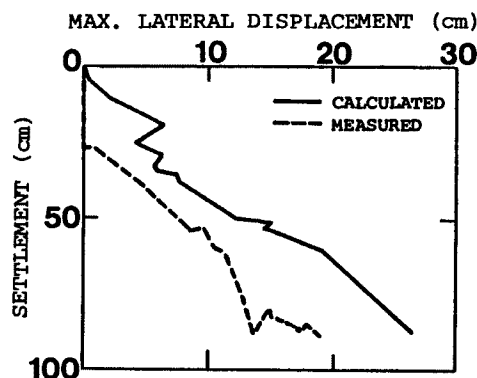


Fig. 27. Settlement-lateral displacement performance. (Section B)

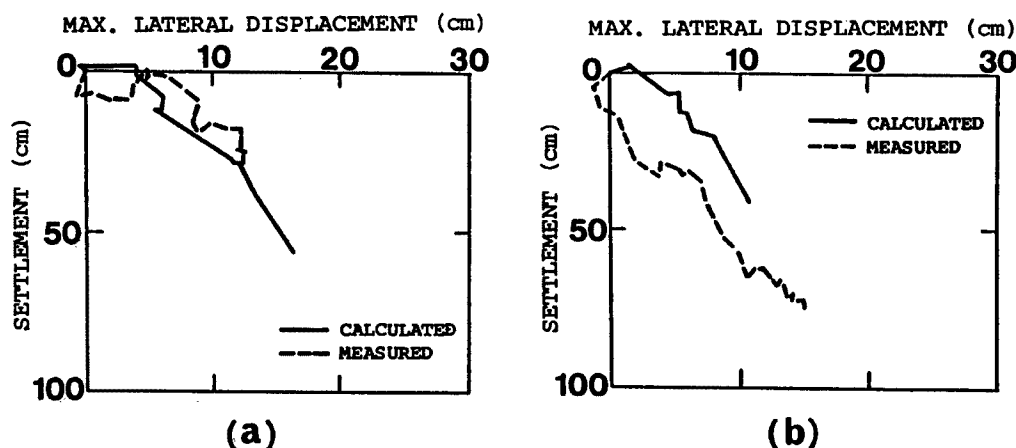


Fig. 28. Settlement-lateral displacement performance: (Section C):  
(a) sea side, (b) harbor side.

同図において、実測値は解析結果よりもさらに沈下卓越側（安全側）を推移している。このことより B 工区港外側の基礎地盤は非常に安定していることが確かめられる。なお B 工区港内側については、消波工などの重量構造物がなく変形量も極めて小さいためここでは省略する。C 工区については、港外側のデータに基づいた管理図を Fig. 28 (a)に、港内側のデータに基づいた管理図を Fig. 28 (b)にそれぞれ対応する解析結果とともに示す。Fig. 28 (a)については B 工区港外側と同様の挙動を示しており基礎地盤は安定している。また Fig. 28 (b)に示す港内側については初期において若干相違が見られるものの、施工の進展にしたがって実測値と解析結果は一致するようになる。また特に側方変位が急増することもなく、港内側の基礎地盤についても安定していると結論づけられる。

## 6. 波力によるケーソンの滑動に関する考察

### 6.1 直立壁に作用する波力の一般的性質

直立壁に作用する波力に影響を及ぼす因子としては、波の周期、波高、波向、水深、潮位、海底勾配、マウンド天端の水深および肩幅、マウンドののり勾配、直立壁の天端高および底面水深等が考えられる。また波力の種類は形態によって、重複波力、砕波力、砕波後の波による波力に分類されるが、その変化は連続的である。重複波力は水深に比較して小さい波高の波によって生じ、波圧の時間的変化は緩やかである。波高の増大とともに大きな波力が作用し、一般に直立壁のやや沖側で砕けた波が防波堤に衝突するとき最も大きい波力が生じる。したがってごく浅い海域を除いて、直立壁のかなり沖で砕ける大きな波高の砕波後の波による波力よりも、直立壁直前で砕ける砕波力の方が大きい。特に急勾配海底面上の直立壁や、緩勾配にあっても高いマウンドの上にある直立壁に砕波が作用する場合には、強大な衝撃砕波力が生ずることがあり注意が必要である。

### 6.2 直立壁に作用する波力の算定

本論文では、直立壁に作用する波力を合田<sup>13)</sup>によって提案された算定式によって求めている。この波力算定式は、合田が波圧実験結果および現地防波堤に対する適用成果に基づき、海中直立壁の壁面に波の峯がある時、重複波および砕波が Fig. 29 に示すような直線分布をなすものと仮定して提案されたものである。Fig. 29 において直立壁前面の波圧強度は、海面高さで最大波圧値  $p_1$  をとり、海面より  $\eta^*$  の高さで波圧値 0、海底面での波圧値  $p_2$  となる直線分布と仮定し、直立壁の底面から天端までに作用する波圧を

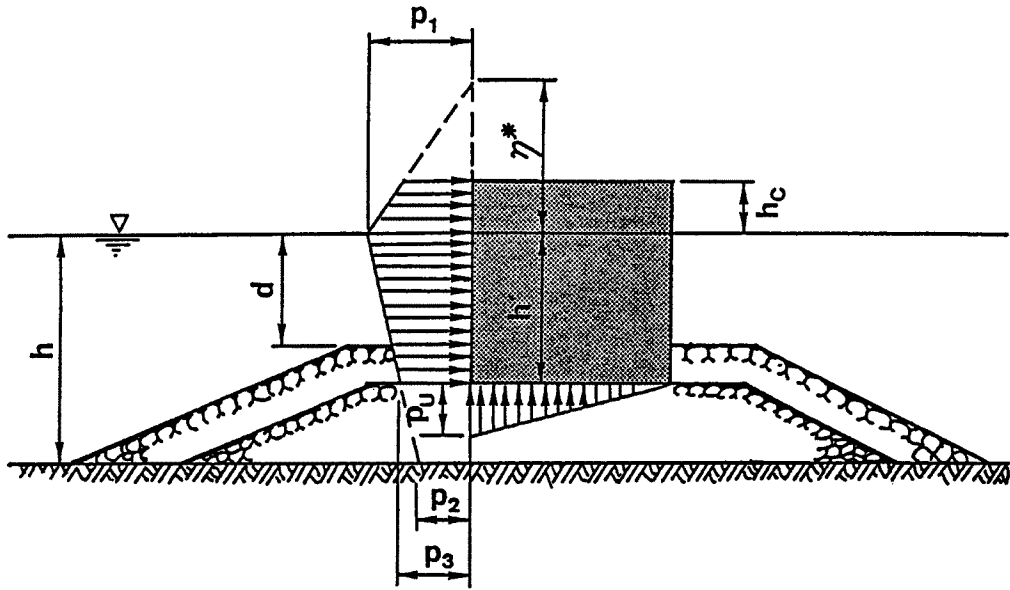


Fig. 29. Wave stress distribution along the front of caisson wall.

考えるものとする。直立壁下端における波圧を  $p_3$  とすると、 $\eta^*$ 、 $p_1$ 、 $p_2$ 、 $p_3$  および波による揚圧力強度  $p_u$  は以下のように表わすことができる。

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta)H \dots\dots\dots (1)$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos\beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2\beta) \cdot w_0 \cdot H \dots\dots\dots (2)$$

$$p_2 = p_1 / \cosh(2\pi h/L) \dots\dots\dots (3)$$

$$p_3 = \alpha_3 \cdot p_1 \dots\dots\dots (4)$$

$$p_u = 0.5(1 + \cos\beta)\alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot w_0 \cdot H \dots\dots\dots (5)$$

式 (1) ~ (5) において

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left\{ \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right\}^2 \dots\dots\dots (6)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{H}{d} \right)^2, \frac{2d}{H} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

- ここに  $\eta^*$  : 波圧強度が0となる高さ (m)
- $\beta$  : 直立壁の壁面に対する垂線と波の入射向とのなす角 (°)
- $H$  : 直立壁設置位置での進行波としての波高 (m)
- $p_1$  : 海面における波圧強度 (tf/m<sup>2</sup>),
- $p_2$  : 海底面における波圧強度 (tf/m<sup>2</sup>),
- $p_3$  : 直立壁下端における波圧強度 (tf/m<sup>2</sup>),
- $w_0$  : 水の単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)
- $h$  : 直立壁設置位置での水深 (m)
- $L$  : 水深  $h$  での波長 (m)
- $h_b$  : 直立壁のやや沖側での水深 (m)
- $d$  : マウンド被覆工天端上での水深 (m)
- $h'$  : 直立壁下端の水深 (m)

$p_u$  : 直立壁底面前端での揚圧力強度 (tf/m<sup>2</sup>)

$\min \{a, b\}$ :  $a$  または  $b$  のいずれか小の値

従来の方式が主として重複波に対するサンフルー式<sup>14)</sup>もしくはそれに部分碎波圧を考慮する式と、碎波に対する広井による式<sup>14)</sup>の使い分けであったのに対し、合田による経験式は重複波から碎波に至る波力を連続的に求めることができる。しかしながら急勾配海底面上の直立壁や高マウンド上の直立壁に対しては強大な衝撃碎波力が作用する条件下の波力を過小に評価することがあり、衝撃碎波力の発生の可能性に留意して適用することが必要である。

### 6.3 新長崎漁港南防波堤で算定された最大波力を用いたケーソン滑動の

#### 簡易シミュレーションと今後の課題

本節では、前節までに示した合田の算定式によって求めた波圧を静的にはあるが、ケーソン港外側に作用させることにより簡単な滑動シミュレーションを行なう。なお、断面としては、B工区を採用する。

まず本研究で実施した有限要素解析フローにしたがい、ケーソン据付・中詰までを計算した。この段階で、台風12号来襲時に発生した最大波圧を合田の経験式を用いて分布荷重に変換し、これを直接ケーソン前面に静的に1回作用させた。

据付・中詰完了時と波力を受けた後のケーソンの状態を併せて Fig. 30 に示す。ここで実線はケーソン

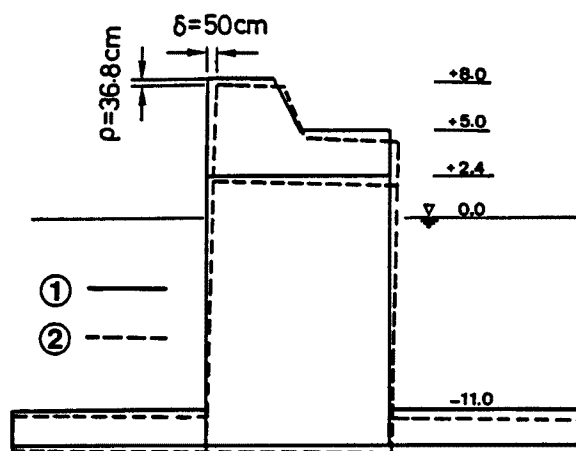


Fig. 30. Sliding of breakwater subjected to wave impact: (1: caisson setting, 2: wave stress applied).

据付・中詰完了時点を、破線は波圧による変状をきたした後のケーソンの状態を示している。解析結果によればこの時ケーソンは港内側に約 50 cm 水平移動し、同時に 36.8 cm 沈下する。変状後のケーソンは鉛直から港内側へ約 2° 傾斜することになる。被災資料によれば、実際に滑動・転倒した防波堤は 26° の傾斜角を示しており、今回のシミュレーションの結果に比べてはるかに大きい。これはここで行った解析が、波力を単発の分布荷重として静的に作用させていること、ケーソンと捨石境界の摩擦に関する詳細な検討を行っていないこと、波による繰り返し载荷のモデル化といった多くの課題を有しているためである。波力による防波堤の滑動・転倒現象を定量的に評価していくためには、こうした問題の解明が今後の課題となる。

## 7. 結 論

新長崎漁港南防波堤修復工事による海底地盤の変形挙動を、施工過程を忠実に取り込んだ二次元弾・粘塑性有限要素法により詳細に解析した。その結果、以下に示すような結論を得た。

- (1) 防波堤建設に伴う沈下量は両工区ともケーソン直下では SCP 改良効果によってかなり抑えられるが、改良域と未改良域との境界付近で大きくなる。
- (2) 防波堤建設によって発生する過剰間隙水圧は、当該地盤がシルト卓越地盤で透水性が高いこともあり、防波堤完成後一年経過時点でほとんど消散する。またシルトの二次圧密度が小さいことを考慮すれば、

防波堤基礎地盤の長期圧密沈下はさほど大きなものにはならない。

(3) 側方変位は主としてケーソン掘付・中詰、消波工の設置に伴って発生し、海底砂層と沖積シルト層境界でピークを有するプロフィールを示す。また防波堤完成後一年放置時点の最大変位量はB工区で34 cm, C工区で31 cmとなる。

(4) 沖積シルト層の有効応力径路を用いて地盤の応力状態を調べ基礎地盤の安定性について考察した。ケーソン掘付・中詰時や消波工設置時における過剰間隙水圧の発生に伴って一時的に有効応力の減少があるものの、全体として基礎地盤の応力、変形は安定的に推移する。

(5) 防波堤建設に並行して両工区で7箇所海底面沈下と5箇所の側方変位が計測された。沈下については初期に過大な沈下が認められる地点があり、沈下板の設置時の計器の捨石による固定方法に課題を残しているものの、建設開始時点から防波堤完成にいたる海底地盤の変形を忠実に計測し得た。また側方変位については、海底砂層の変位拘束がかなり大きく、その下位に堆積している沖積シルト層における変位量が突出するプロフィールとなる。

(6) 沈下および側方変位プロフィールの実測結果を有限要素解析結果とを比較検討した。沈下については全体的に解析結果は実測結果をやや過小に予測する傾向はあるものの、両者は定性的によく一致している。また側方変位についても、解析結果と実測値は、海底面の拘束効果を除いて概ね良好な一致を示している。

(7) 最大沈下量～最大側方変位量関係より、防波堤建設中、新長崎漁港南防波堤の基礎地盤は非常に安定した状態で推移することがわかった。

(8) 台風による被害を受けた時に発生したと考えられる波力を用いて行なったケーソンの簡易活動シミュレーション結果によれば、ケーソンは側方に50 cm, 鉛直に36.8 cm滑動する。

## 8. 謝 辞

本研究をおこなうにあたり、終始有意義な御助言をいただいた京都大学防災研究所、関口秀雄助教授に心から感謝の意を表わします。また工事期間中、大変貴重な現場計測データの集録に御協力していただいた五洋建設(株)浜田敏則所長、集録された結果のとりまとめ、ならびに詳細な施工工程のモデル化に際して御尽力いただいた日本海洋コンサルタント、池田正氏に深甚なる謝意を表わします。

## 参 考 文 献

- 1) 被災防波堤集覧, 港湾技研資料, No. 58, 1968.
- 2) 被災防波堤集覧, 港湾技研資料, No. 200, 1975.
- 3) 被災防波堤集覧, 港湾技研資料, No. 485, 1984.
- 4) Brunn, P. (ed.): Design and Construction of Mounds for Breakwater and Coastal Protection, Elsevier, New York, 1985, pp. 714-726.
- 5) 昭和62年新長崎漁港南防波堤災害復旧工事に伴う安定管理システム説明書: (財) 漁港漁村建設技術研究所, 1988.
- 6) Sekiguchi, H.: Rheological Characteristics of Clays, Proc. 9th. ICSMFE., Tokyo, Vol. 1, 1977, pp. 289-292.
- 7) 関口秀雄・西田義親・金井文男: 粘土の平面ひずみ粘塑性モデルについて, 第37回土木学会年次学術講演会概要集, 第3部, 1982, pp. 181-182.
- 8) 関口秀雄・柴田徹・三村衛・角倉克治: 大水深護岸の変形解析, 京大防災研究所年報 第31号, B-2, 1988, pp. 123-145.

- 9) 網千寿夫・中村龍二・奥村樹郎・曾我部隆久・一本英三郎：軟弱地盤におけるサンドコンパクション工法および深層混合工法の問題点，土木学会誌，第 67 巻増刊，1982，pp. 22 - 32.
- 10) 関口秀雄・柴田 徹・藤本 朗・山口博久：局部载荷を受けるバーチカル・ドレーン打設地盤の変形解析，第 31 回土質工学会シンポジウム発表論文集，1986，pp. 111 - 116.
- 11) 浜田敏則：私信，1989.
- 12) 富永真生・橋本正治：側方変位の現地計測による盛土の施工管理について，土と基礎，第 22 巻，第 11 号，1974，pp. 43 - 51.
- 13) 合田良実：防波堤の設計波圧に関する研究，港湾技術研究所報告，第 12 巻，第 3 号，1973，pp. 31 - 69.
- 14) 港湾の施設の技術上の基準・同解説，社団法人日本港湾協会.