

CALCULATION OF WAVE RUNUP

Wave runup is calculated by means of the following formula:

$$\frac{R}{H_0'} = \left(\sqrt{\frac{\pi}{2\theta}} + \left(\frac{\eta_s}{H_1} - 1 \right) \right) \cdot K_s$$

$$\frac{\eta_s}{H_1} = 1 + \pi \cdot \frac{H_1}{L_0} \coth kh \cdot \left(1 + \frac{3}{4 \sin^2 kh} - \frac{1}{4 \cos^2 kh} \right)$$

where,

- R : Wave runup (m)
- H₁ : Wave height (m)
- H₀ : Equivalent deep water height (m)
- θ : Slope angle (radian)
- η_s : Wave runup for vertical wall (m)
- h : Water depth (m)
- L₀ : Wave length (m) = 1.56 · T²; T: Period (sec)
- k = $\frac{2\pi h}{L_0}$

In this calculation, the following type of waves are taken into consideration, and the results are summarized in the succeeding pages.

(1) Shallow Water Wave

(i) Lagoon Side, Wind = N-direction

- breaking wave (return period = 50 years)

$$H_1 = 0.46 \text{ m}$$

$$T = 4.1 \text{ sec}$$

- non-breaking wave

$$H_1 = 0.52 \text{ m}$$

$$T = 4.1 \text{ sec}$$

(2) Deep Water Wave

(i) Ocean Side, Wind = SW-direction

- breaking wave (return period = 50 years)

$$H_1 = 0.70 \text{ m}$$

$$T = 9.3 \text{ sec}$$

- non-breaking wave

$$H_1 = 0.42 \text{ m}$$

$$T = 9.3 \text{ sec}$$

(ii) Lagoon Side, Wind = NW-direction

- breaking wave (return period = 50 years)

$$H_1 = 0.66 \text{ m}$$

$$T = 9.3 \text{ sec}$$

- non-breaking wave

$$H_1 = 0.49 \text{ m}$$

$$T = 9.3 \text{ sec}$$

TABLE-1 WAVE RUNUP FOR SHALLOW WATER WAVE
(Lagoon Side, N-direction)

DESCRIPTION	BREAKING	NON-BREAKING
H_1 (Return period = 50 years)	0.46 m	0.52 m
T (do.)	4.1 sec	4.1 sec
$Lo = 1.56 \cdot T^2$	26.224 m	26.224 m
Seabed elevation	DL + 0.500	DL + 0.500
Water level	DL + 1.880	DL + 1.800
h	1.380 m	1.300 m
h/Lo	0.053	0.0496
K_s (Wiegel's Table)	1.013	1.026
$\sin h kh$ (do.)	0.6499	0.6189
$\cos h kh$ (do.)	1.1926	1.1760
$\cot h kh$	1.835	1.900
η_s/H_1	1.263	1.328
Elevation of parapet top	DL + 3.800	DL + 3.800
RL + y	DL + 1.190	DL + 1.020
$d = 3.8 - y$	2.610 m	2.780 m
ℓ	3.165 m	3.420 m
$\theta = \tan^{-1} (d/\ell)$	39.5°	39.1°
Ho'	0.45 m	0.51 m
R/ Ho'	1.80	1.89
R	0.81 m	0.96 m
Elevation of runup (50 years)	DL + 2.69 m	DL + 2.76 m

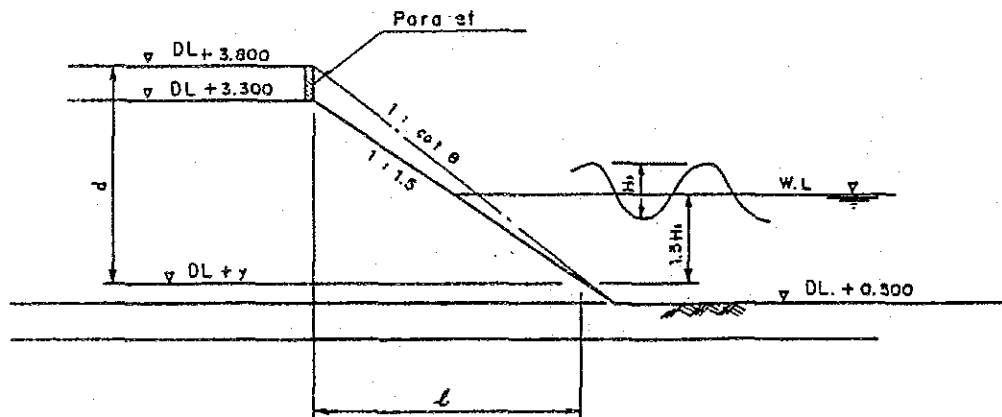


TABLE-2 WAVE RUNUP FOR DEEP WATER WAVE-1
(Ocean Side, SW-direction)

DESCRIPTION	BREAKING	NON-BREAKING
H_1 (Return period = 50 years)	0.70 m	0.42 m
T (do.)	9.3 sec	9.3 sec
$L_o = 1.56 \cdot T^2$	134.9 m	134.9 m
Seabed elevation	DL + 0.500	DL + 0.500
Water level	DL + 2.500	DL + 1.800
h	2.000 m	1.300 m
h/ L_o	0.015	0.0096
K_s (Weigel's Table)	1.3070	1.4480
$\sin h kh$ (do.)	0.3170	0.2507
$\cos h kh$ (do.)	1.049	1.0309
$\cot h kh$	3.309	4.112
η_s/H_1	1.449	1.510
Elevation of parapet top	DL + 3.800	DL + 3.800
RL + y	DL + 1.450	DL + 1.170
$d = 3.8 - y$	2.35 m	2.630 m
ℓ	2.775 m	2.745 m
$\theta = \tan^{-1} (d/\ell)$	40.3°	43.8°
H_o'	0.53 m	0.29 m
R/ H_o'	2.45	2.81
R	1.30 m	0.82 m
Elevation of runup (50 years)	DL + 3.80 m	DL + 2.62 m

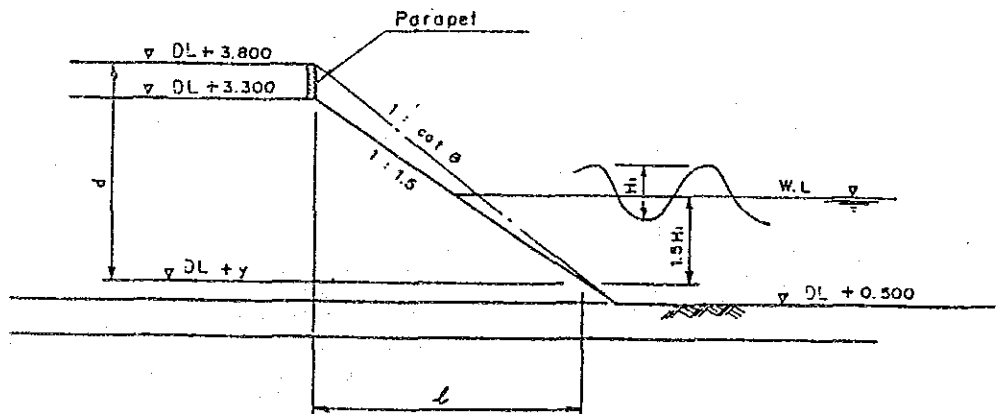
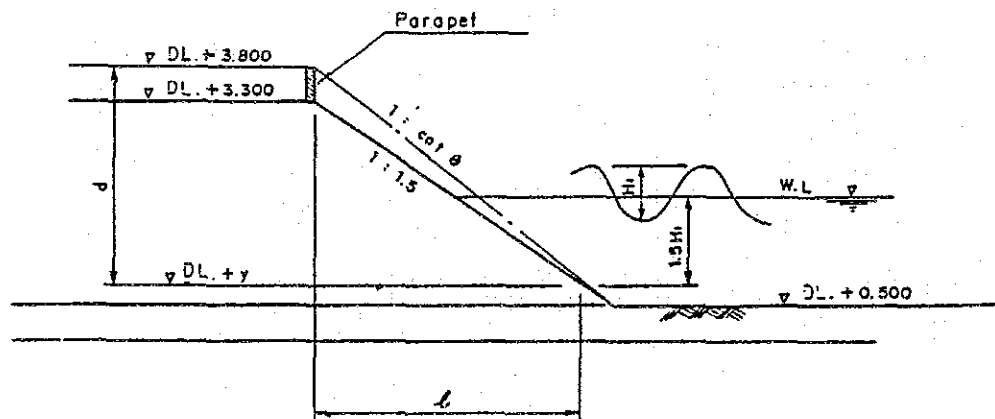


TABLE-3 WAVE RUNUP FOR DEEP WATER WAVE-2
(Lagoon Side, NW-direction)

DESCRIPTION	BREAKING	NON-BREAKING
H_1 (Return period = 50 years)	0.66 m	0.49 m
T (do.)	9.3 sec	9.3 sec
$L_0 = 1.56 \cdot T^2$	134.9 m	134.9 m
Seabed elevation	DL + 0.500	DL + 0.500
Water level	DL + 2.490	DL + 1.800
h	1.99 m	1.30 m
h/ L_0	0.015	0.0096
K_s (Wiegel's Table)	1.3070	1.4480
$\sin h kh$ (do.)	0.3170	0.2507
$\cos h kh$ (do.)	1.049	1.0309
$\cot h kh$	3.309	4.112
η_s/H_1	1.449	1.510
Elevation of parapet top	DL + 3.800	DL + 3.800
RL + y	DL + 1.500	DL + 1.065
$d = 3.8 - y$	2.30 m	2.735 m
ℓ	2.70 m	3.353 m
$\theta = \tan^{-1} (d/\ell)$	40.4°	39.2°
H_o'	0.50 m	0.34 m
R/ H_o'	2.44	2.93
R	1.22 m	1.00 m
Elevation of runup (50 years)	DL + 3.71 m	DL + 2.80 m



DESIGN OF FISHERIES CHANNEL

1. Design of Approach Section of the Fisheries Channel from the Ocean Side

1.1 Design Wave

According to the information obtained about ordinary operations of fishing boats, they have to suspend their operations several days a year due to bad weather in the sea area and the wave height seems to be about 1.8 metre in such bad weather.

As such, the design wave for the approach section shall be the maximum wave height normally encountered during the year.

In the case of a maximum wind speed of 9.0 metre/sec and wind duration of 40 hours in a year, the wave height will be 1.8 meters with a wave period of 6 second.

1.2 Design Conditions

The elevation of the sea bottom of the approach section of the channel is D L -3.00 metres as shown in Fig. 1.

Typical cross section of the approach and standard portions of the fisheries channel on the ocean side are shown in Fig. 2.

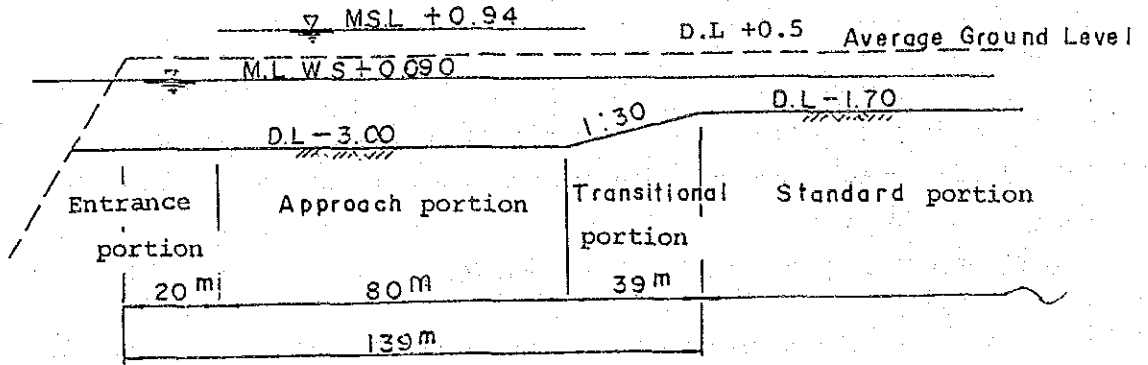
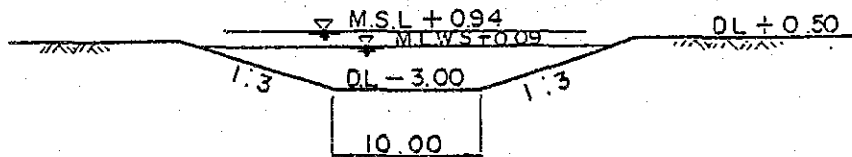
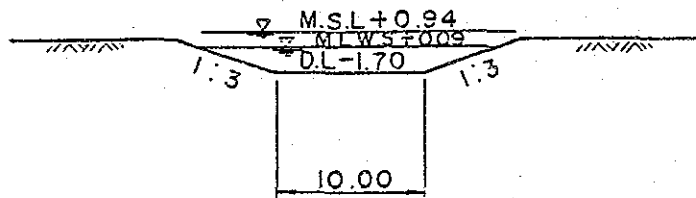


Fig. 1 Longitudinal section of the approach section of the channel on the Ocean side



Cross Section of Approach Portion



Cross Section of Standard Portion

Fig. 2 Profile and Cross Sections of Approach Portion of Fisheries Channel on Ocean Side

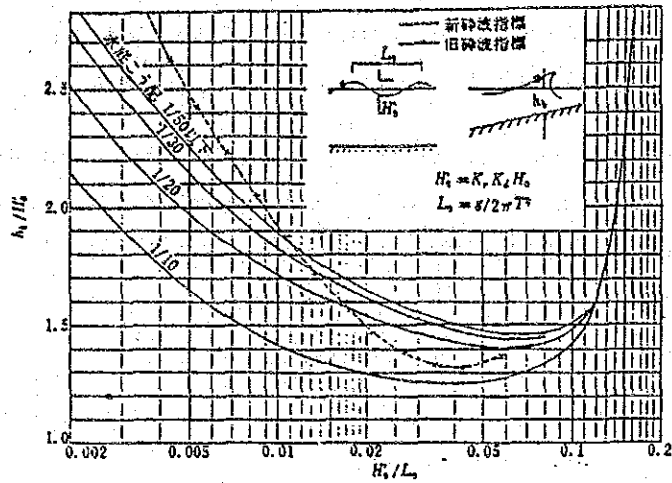


Fig 3 Relation between Depth of breaking and Equivalent deepwater wave height

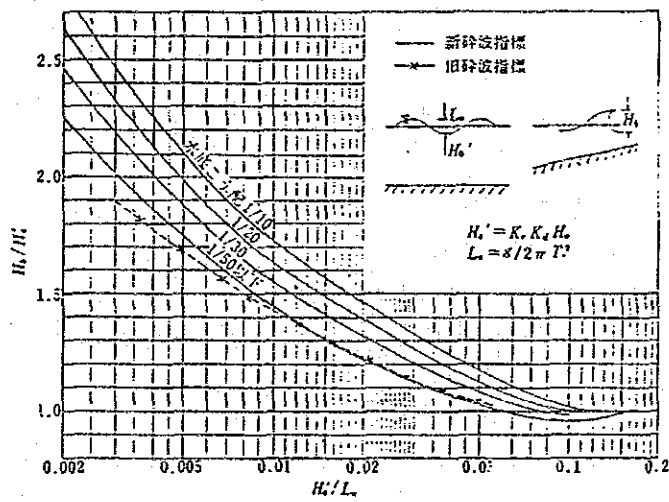


Fig 4 Relation between Breaking wave height and Equivalent deepwater wave height

1.3 Breaker depth of Wave

- 1) Relation between the depth of breaking and of the breaking wave height at the beginning point of the approach section.

The relation between depth of breaking and the equivalent deepwater wave height is shown in Fig. 3, while the relation between the breaking wave height and equivalent deepwater wave height is shown in Fig. 4.

The following assumptions are used for the design:

Deepwater wave height	$H_0 = 1.8 \text{ m}$
Wave period	$T = 6.0 \text{ sec}$
Wave length	$L_0 = 1.56 T^2$ $= 1.56 \times 6^2 = 56.16 \text{ m}$

In this case, the deepwater wave height (H_0) and equivalent deepwater wave height (H_0') are almost the same when the bottom slope is not steeper than 1/50.

i.e. $H_0 = H_0'$

then,
$$\frac{H_0'}{L_0} = \frac{1.8}{56.16} = 0.032$$

$$\frac{h_b}{L_0} = 1.53 \quad \text{is given in Fig. 3.}$$

$$\therefore h_b = 1.53 \times 1.8 = 2.75$$

On the other hand, if both sides of the channel are dried up, tidal currents will flow only within the fisheries channel during low water tide.

Therefore the tidal current speeds will increase and the deepwater wave height will increase simultaneously due to the abrupt reduction of the channel width.

The relation between the wave height at the beginning point of the approach section (H_0') and the wave height at the ending point of the approach section (H_2) was calculated as follows (See Fig. 5 below):

$$\left(\frac{H_2}{H_0'}\right)^2 = \left(\frac{B_0}{B_1}\right)$$

$$\therefore H_2 = H_0' \sqrt{\frac{B_0}{B_1}} = 1.8 \sqrt{\frac{68.54}{28.54}} = 2.79 \text{ m}$$

where: B_0 : Width at the beginning point of entrance portion

B_1 : Width at the ending point of entrance portion

The water depth which does not break the wave height at H_2 (2.79m) was changed from H_2 to H_2' and for bottom slopes is not steeper than 1/50.

The breaking depth of a wave was calculated as follows (refer to Fig. 3):

$$\frac{h_b}{H_2'} = 1.48 \text{ m} \quad \therefore h_b = 1.48 \times 2.79 = 4.13 \text{ m}$$

Accordingly, the sea bottom at the beginning point of the approach section was determined as shown below;

Tide	Tidal Elevation	Depth of Breaking wave	Required sea bottom elevation at Beginning point of the Approach Section
M L W S	DL + 0.09	4.13	-4.04
M S L	DL + 0.94	2.75	-1.81
M H W L	DL + 1.80	2.75	-0.95

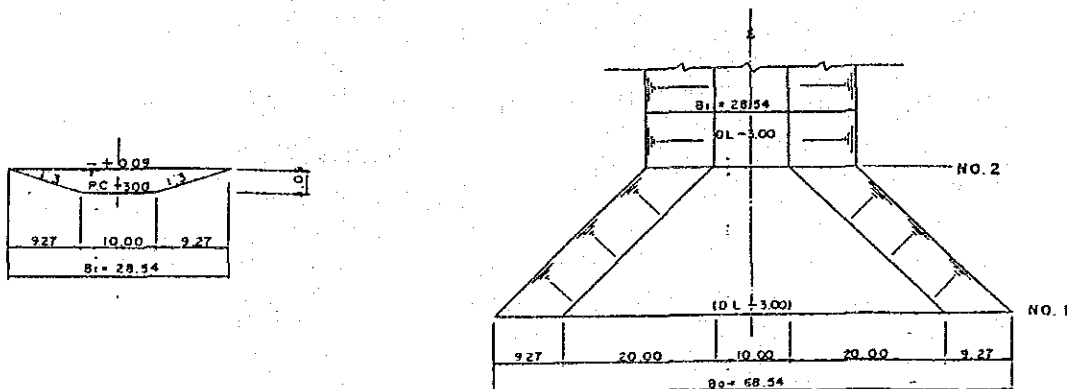


Fig.5 Beginning width and ending width at Approach of Channel

- 2) Deepwater wave height which does not break was calculated as follows, assuming that the tide at L.W.L. and the deepwater wave height are 0.80 m.

$$H_2 = H_1 \times \sqrt{\frac{B_0}{B_1}} = 0.8 \times \sqrt{\frac{68.54}{28.54}} = 1.24$$

As $H_2 = H_3'$

$$\frac{H_3'}{L_0} = \frac{1.24}{56.16} = 0.022$$

then by Fig. 3;

$$\frac{h_b}{H_3'} = 1.63 \quad \text{i.e.} \quad h_b = 1.63 \times 1.24 = 2.02 \text{ m}$$

Here, the wave height attenuation at the approach section of the fisheries channel was calculated by using the Bretschneider & Reid Formula, as follows:

$$K_f = \frac{H_2}{H_1} = \left[1 + \frac{64}{3} \frac{\pi^3}{g^2} \frac{f H_1 \Delta x}{d^2} \left(\frac{d}{T^2} \right)^2 \frac{K_s^2}{\sinh^3 \left(\frac{2\pi d}{L} \right)} \right]^{-1}$$

here, f : Coefficient of sea bottom friction

H_1 : Wave height

Δx : Distance of wave height attenuation

d : Water depth

T : Wave period

H_2 : Wave height after attenuation

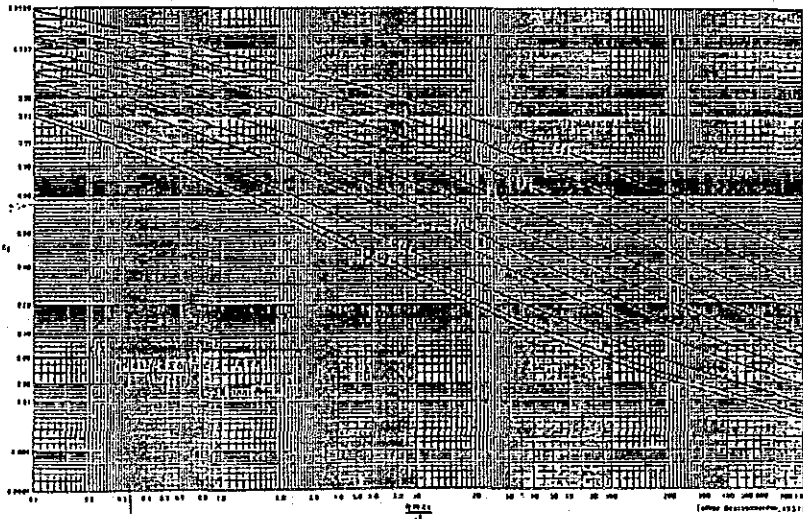


Fig. 6 Relationship for Friction Loss Over a Bottom of Constant Depth

$$\frac{f_f H_i \Delta x}{d^2} = \frac{0.03 \times 2.02 \times 139}{(3.09)^2} = 0.88$$

$$\frac{2\pi d}{gT^2} = \frac{2 \times 3.14 \times 3.09}{9.8 \times (6)^2} = 0.055$$

by Fig. 4,

$$K_f = 0.86 = \frac{H_2}{1.24} \quad \therefore H_2 = 0.86 \times 1.24 = 1.07 \text{ m}$$

$$\Delta H = 1.24 - 1.07 = 0.17 \text{ m}$$

- 3) The attenuation of the deepwater wave (H_0') of 1.8 m in height caused by passing through the approach section of 139 meters long was calculated as follows:

a) $d = 3.09 \text{ m}$ $l = 139 \text{ m}$ at M L W S

$$\frac{f_f H_i \Delta x}{d^2} = \frac{0.03 \times 2.79 \times 139}{(3.09)^2} = 1.218$$

$$\frac{2\pi d}{gT^2} = \frac{2 \times 3.14 \times 3.09}{9.8 \times (6)^2} = 0.055$$

then by Fig. 4:

$$K_f = 0.82 = \frac{H_2}{2.79} \quad \therefore H_2 = 0.82 \times 2.79 = 2.29 \text{ m}$$

$$\Delta H = 2.79 - 2.29 = 0.50 \text{ m}$$

b) $d = 3.94 \text{ m}$ $l = 139 \text{ m}$ in M S L

$$\frac{f_f H_i \Delta x}{d^2} = \frac{0.03 \times 1.80 \times 139}{(3.94)^2} = 0.484$$

$$\frac{2\pi d}{gT^2} = \frac{2 \times 3.14 \times 3.94}{9.8 \times (6)^2} = 0.070$$

then by Fig. 4:

$$K_f = 0.93 = \frac{H_2}{1.8} \quad \therefore H_2 = 0.93 \times 1.8 = 1.67 \text{ m}$$

$$\Delta H = 1.80 - 1.67 = 0.13 \text{ m}$$

c) $d = 4.80 \text{ m}$ $l = 139 \text{ m}$ in M.H.W.S.

$$\frac{f_f \cdot H_i \cdot \Delta x}{d^2} = \frac{0.03 \times 1.8 \times 139}{(4.80)^2} = 0.326$$

$$\frac{2\pi d}{gT^2} = \frac{2 \times 3.14 \times 4.80}{9.8 \times (6)^2} = 0.085$$

then by Fig. 4:

$$K_f = 0.97 = \frac{H_2}{1.8} \quad \therefore H_2 = 0.97 \times 1.8 = 1.75 \text{ m}$$

$$\Delta H = 1.8 - 1.75 = 0.05 \text{ m}$$

The results of these calculations are summarized in Table 1, below:

Table 1. Summary of Calculation Results

in Metre

Tide	Tidal level	Design wave height		Approach Portion		Standard Portion	
		*1 No.1	*2 No.2	Water depth	Attenuated wave height	Necessary water depth	Design water depth
M L W S	+0.09	1.80	2.79	3.09	0.50	2.29	1.79
M S L	+0.94	1.80	1.80	3.94	0.13	1.67	2.64
M H W S	+1.80	1.80	1.80	4.80	0.05	1.75	3.50

*1 At the beginning point of the approach section

*2 At the ending point of the approach section

4) Study result of design condition

The study result pertaining to the deepwater wave height in the approach section are summarized in Table 2 at M L W S, M S L and M H W S, respectively.

Table 2. Summary of Study Results of Design Conditions

(in Metres)

Tide	Tidal level	Design wave height		Approach Portion		Standard Portion		Remarks
		*1 No.1	*2 No.2	Depth of breaking wave	Design water depth	Depth of breaking wave	Design water depth	
M L W S	+0.09	1.80	2.79	4.13	3.09			Breaking wave
M L W S	+0.09	0.80	1.24	2.02	3.09	1.74	1.79	Non-breaking
M S L	+0.94	1.80	1.80	2.75	3.94	2.28	2.64	Non-breaking
M H W S	+1.80	1.80	1.80	2.75	4.80	1.67	3.50	Non-breaking

*1 At the beginning point of the approach section

*2 At the ending point of the approach section

Accordingly, the deepwater wave height (which is higher than 0.8 metre) will break within the fisheries channel at M L W S.

The required water depth of the approach section was calculated to be 4.13 metre in order to keep a wave of 1.8 m height (which was used in design) from breaking in the approach section, however, such a deep excavation does not seem economical. Therefore, it was assumed as a design condition that a deepwater wave of 1.8 metre in height will not break at M.S.L in the approach section.

2. Design of Approach Section of the Fisheries Channel from Lagoon Side

2.1 Design Wave

The longest fetch in Lagoon side is in the N direction.

The wave height and wave period were calculated by the using Bretschneider Formula as follows:

- Wave height at M H W S

Wind speed	:	8.50 m/s
Effective fetch	:	19.1 km
Average water depth	:	9.8 m (8 m + 1.8 m)
Tide level	:	+1.8 m

$$\frac{gh}{U^2} = \frac{9.8 \text{ m/sec}^2 \times 9.8 \text{ m}}{(8.5 \text{ m/s})^2} = 1.33$$

$$\frac{gF}{U^2} = \frac{9.8 \text{ m/sec}^2 \times 19,100 \text{ m}}{(8.5 \text{ m/s})^2} = 2,590.7$$

$$\frac{gH}{U^2} = \frac{9.8 \text{ m/sec}^2 \times H \text{ m}}{(8.5 \text{ m/s})^2} = 9.5 \times 10^{-2}$$

$$\therefore H = \frac{9.5 \times 10^{-2} \times 8.5^2}{9.8} = 0.70 \text{ m}$$

Wave period

$$T_{1/3} = 3.86 \sqrt{H^{1/3}} = 3.86 \sqrt{0.70} = 3.23 \approx 3 \text{ sec.}$$

- Wave height at M L W S

Wind speed	:	8.50 m/s
Effective fetch	:	12.70 km
Average wave depth	:	8.09 m
Tidal level	:	+0.09 m

$$\frac{gh}{U^2} = \frac{9.8 \text{ m/sec}^2 \times 8.09 \text{ m}}{(8.5 \text{ m/s})^2} = 1.10$$

$$\frac{gF}{U^2} = \frac{9.8 \text{ m/sec}^2 \times 12,700 \text{ m}}{(8.5 \text{ m/s})^2} = 1,722.6$$

$$\frac{gH}{U^2} = \frac{9.8 \text{ m/sec}^2 \times H \text{ m}}{(8.5 \text{ m/s})^2} = 8.0 \times 10^{-2}$$

$$\frac{gH}{U^2} = \frac{8 \times 10^{-2} \times 8.5^2}{9.8} = 0.59 \text{ m}$$

Wave speed

$$T_{1/3} = 3.86 \sqrt{H^{1/3}}$$

$$= 3.86 \sqrt{0.59} = 2.96 \approx 3.0 \text{ sec.}$$

The relation between the wave height at the beginning point (H_0') and wave height at the ending point (H_2) of the approach section was calculated as follows (refer to Fig. 7, below):

$$\left(\frac{H_2}{H_0'}\right) = \left(\frac{B_0}{B_1}\right)$$

$$H_2 = H_0' \sqrt{\frac{B_0}{B_1}} = 0.6 \times \sqrt{\frac{60.74}{20.74}} = 1.03 \text{ m}$$

$$L_0 = 1.56T^2 = 1.56 \times 3^2 = 14.04 \text{ m}$$

The water depth which does not break the wave height H_2 (2.79m) was calculated as follows, where the sea bottom slope is not steeper than 1/50:

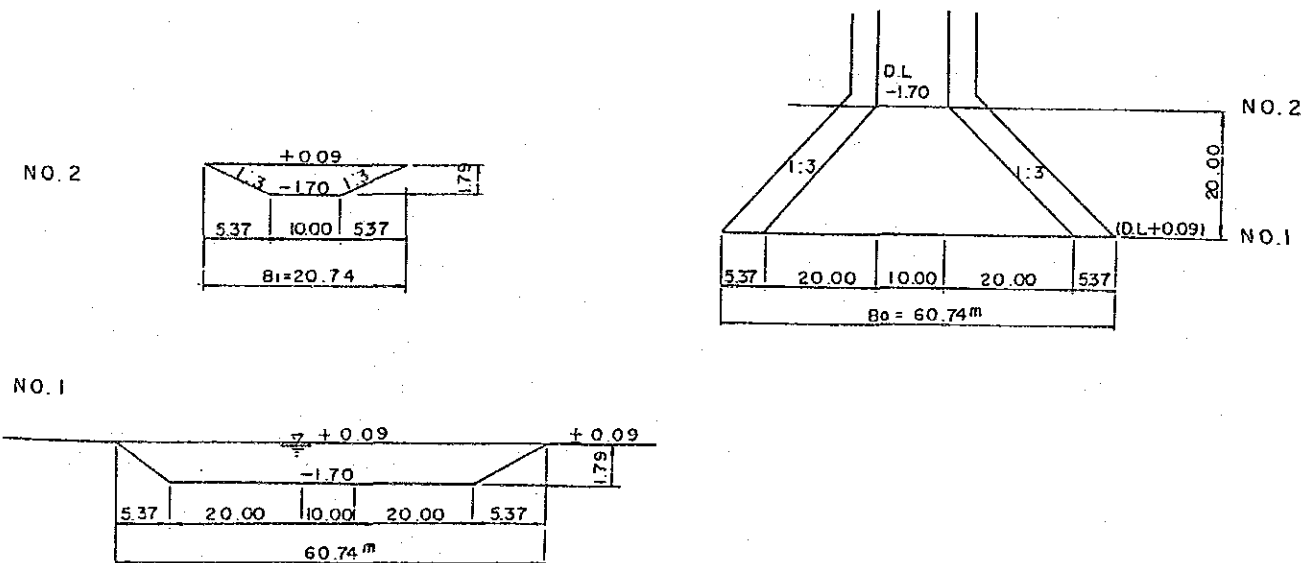


Fig.7 Beginning width and ending width at Approach of Channel

Received: 85, 4.12

From Mr. Manroop Kaica
(Manager: PVU)

PLANT AND VEHICLE UNIT

Appendix 4-10 (1)

<u>Vehicle/Plant</u>	<u>Reg. No.</u>	<u>Date In Service</u>	<u>Remaining Value</u>	<u>Condition</u>
Nissan Tipper	BTC 3184	Renewal 1983	34596.00	New-not yet put into service
" "	BTC 3024	14.9.82	12025	Good condition
" "	BTC 3025	20.9.82	12025	Good condition
" "	BTC 3026	29.9.82	12025	Good
" "	BTC 3022	14.9.82	16850	Good
930 Cat Loader	BTC 3063	1.11.82	57396	Good
" " "	BTC 2989	23.7.82	53405	Good Back-Up Machine
Dump Truck	BTC 3043	19.9.82	76503	Presently under repairs but good
Sykes 4" pump	No. 5	20.4.79	875	Good
Simplite 2" Pump	No. 6	5.2.81	1150	Good
" " "	No. 7	5.2.81	1150	Good
4" Johnson Pump	No. 2	3.3.75	Nil	Operational
4" " "	No. 3	3.3.75	Nil	Operational
Honda 2" Pump	No. 8	1.1.83	525	Good
Lister 15KVA	No. 2	2.1.67	137	Good
Powerlite 30KVA 3 Phase	No. 4	1.5.81	9000	Good
" "	No. 5	1.5.81	9000	Good
Meiko C/Mixer		Ex-Jap. Aid (Mautari Project)		Good
Winget 7/5	No. 6	74	Nil	Operating
" "	No. 12	74	Nil	Operating
Holman Compressor	No. 2	8.10.79	1250	Good
Comp. Air 160 CV	No. 4	1.5.81	6328	Good
" " " "	No. 5	1.3.82	8925	Good
Moore Phumatic Tyred Roller	BTC 2630	28.4.81	18000	Good
Steel Tyred Roller Aveling Barford	BTC 2808	28.4.81	27334	Good
Cat D6D	BTC 1575	Rebuilt Fiji Jan81	55250	Good
" "	BTC 2218	20.6.79	47925	Good
Cat 130G Grader	BTC 2105	1.1.79	27215	Good
" " "	BTC 2165	23.5.79	27215	Good
12G	BTC 3137	1.1.83	87360	Good
22RB	BAN 23	EX BPC 11.3.80	2500	Good
"	BAN 24	11.3.80	2500	Good
" Piling	BTC 1368	1.3.74	2500	Good
22RB	BTC 1520	5.7.76	4000	Good
"	BTC 2042	27.10.78	35325	Good

Appendix 4-10 (2)

Coles 911C 10ton	BTC 2105	4.7.81	72189	Good
York Container Trailer	BTC 2353	22.1.80	2125	Good
Tractor for Above Trailer	BTC 2353	22.1.80	4600	Good

SIMULATION OF TIDAL CURRENT IN THE LAGOON OF THE TARAWA ATOLL

1. Objective

This study aims to analyze a change of tidal flow in the lagoon of the Tarawa Atoll due to construction of the causeway between the island of Betio and the island of Bairiki.

2. Calculation Formula

(1) Basic Formula

i. Equation of Motion

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = 2\Omega v \sin\phi$$

$$-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + V_x \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + V_y \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + V_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \text{----- (1)}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = 2\Omega u \sin\phi$$

$$-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + V_x \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + V_y \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + V_z \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \quad \text{----- (2)}$$

$$0 = \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} - g \quad \text{----- (3)}$$

ii. Equation of Continuity

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad \text{----- (4)}$$

where:

x, y = horizontal axis of x, y.

z = vertical axis

u, v, w = velocities for respective direction of x, y, z.

Ω = angle speed of rotation of the earth

ϕ = latitude

ρ = density

p = pressure

V_x, V_y, V_z = coefficient of eddy viscosity for respective direction of x, y, z.

(2) Equation for Calculation

Basic equations (1) to (4) will be integrated as regarding z direction as follows:

$$\frac{\partial S_x}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(S_x \bar{u}) - \frac{\partial}{\partial y}(S_x \bar{v}) = 2 \Omega S_y \sin \phi$$

$$- g(\zeta - H) \frac{\partial \zeta}{\partial x} - r_b^2 \bar{u} \sqrt{u^2 + v^2} + v_x \frac{\partial^2 S_x}{\partial x^2} + v_y \frac{\partial^2 S_x}{\partial y^2} \quad \text{----- (5)}$$

$$\frac{\partial S_y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y}(S_y \bar{u}) - \frac{\partial}{\partial x}(S_y \bar{v}) = 2 \Omega S_x \sin \phi$$

$$- g(\zeta - H) \frac{\partial \zeta}{\partial y} - r_b^2 \bar{v} \sqrt{u^2 + v^2} + v_x \frac{\partial^2 S_y}{\partial x^2} + v_y \frac{\partial^2 S_y}{\partial y^2} \quad \text{----- (6)}$$

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = \frac{\partial S_x}{\partial x} - \frac{\partial S_y}{\partial y} \quad \text{----- (7)}$$

where:

$$S_x = \int_{-H}^{\zeta} u dz = (\zeta - H) \bar{u} \quad S_y = \int_{-H}^{\zeta} v dz = (\zeta - H) \bar{v}$$

ζ = water level above MSL

r_b^2 = coefficient of sea bed friction

Equations (5) to (7) will be calculated numerically.

3. Conditions of Calculation

Simulation of tidal flow will be made in the following 4 cases:

Case	Betio - Bairiki Entrance	Tide Flow	Tide Level CDL	
1	Closure	Spring tide	+0.09 - +1.80	MHWS
2	Closure	Neap tide	+0.67 - +1.22	MHWN
3	Open	Spring tide	+0.09 - +1.80	MLWS
4	Open	Neap tide	+0.67 - +1.22	MLWN

Conditions of calculations are as follows:

Topography :	Ocean sea bed	-20.0 CDL
	: Lagoon west entrance	-2.4 CDL
	: Betio - Bairiki entrance	+1.19 CDL*
	: Lagoon sea bed	-8.0 CDL

Mesh size : 1,000 m both directions of x, y.

Time step : 20 sec.

Calculation time : 3 tidal

Coriolis' coefficient : $2w \sin \phi = 2 \times (360/3,600 \times 24) \times \sin 15^\circ$

Coefficient of viscosity : $10^6 \text{ cm}^2/\text{sec}$

Coefficient of sea bed friction : 0.0026

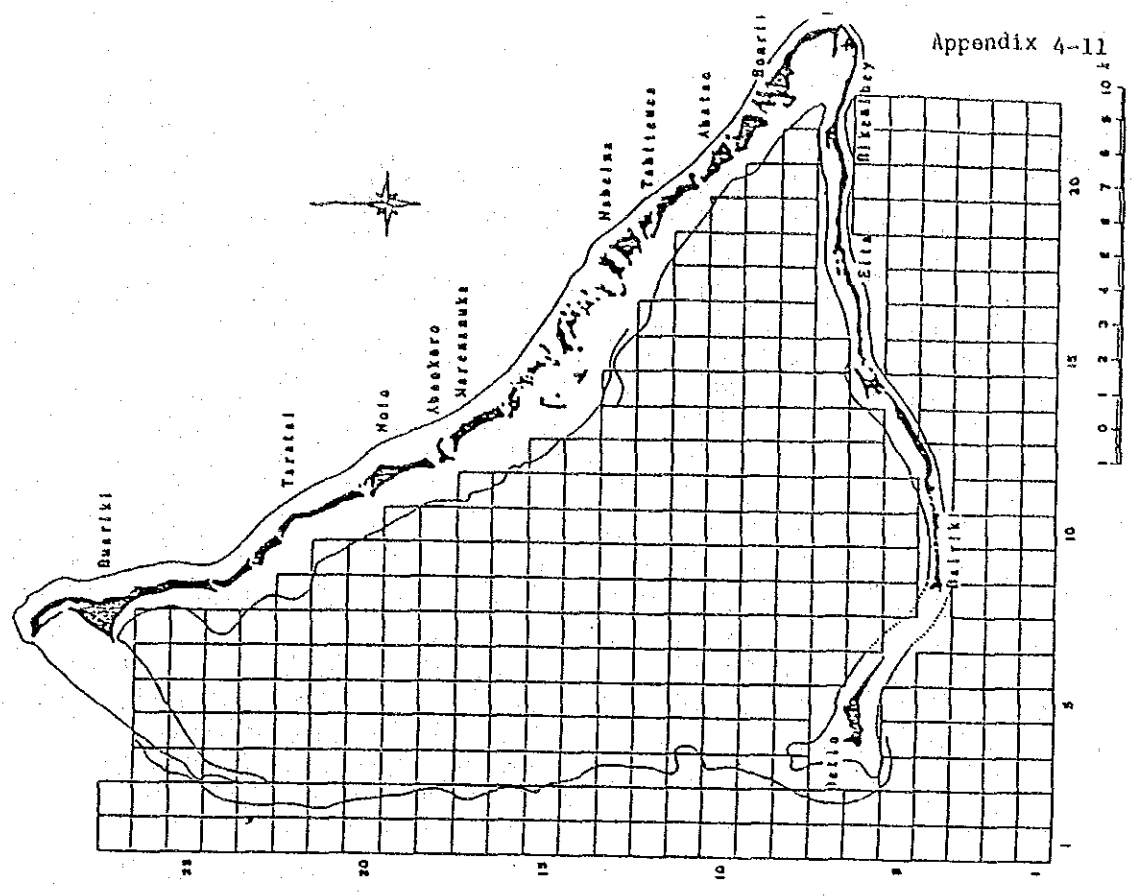
Boundary condition :

Spring Tide	: Amplitude of spring tide at boundary	85.5 cm
	: Phase lag of east and west	4.2°
	: Water level of east boundary	2 cm
Neap Tide	: Amplitude of neap tide at boundary	27.5 cm
	: Phase lag of east and west	4.2°
	: Water level of east boundary	2 cm

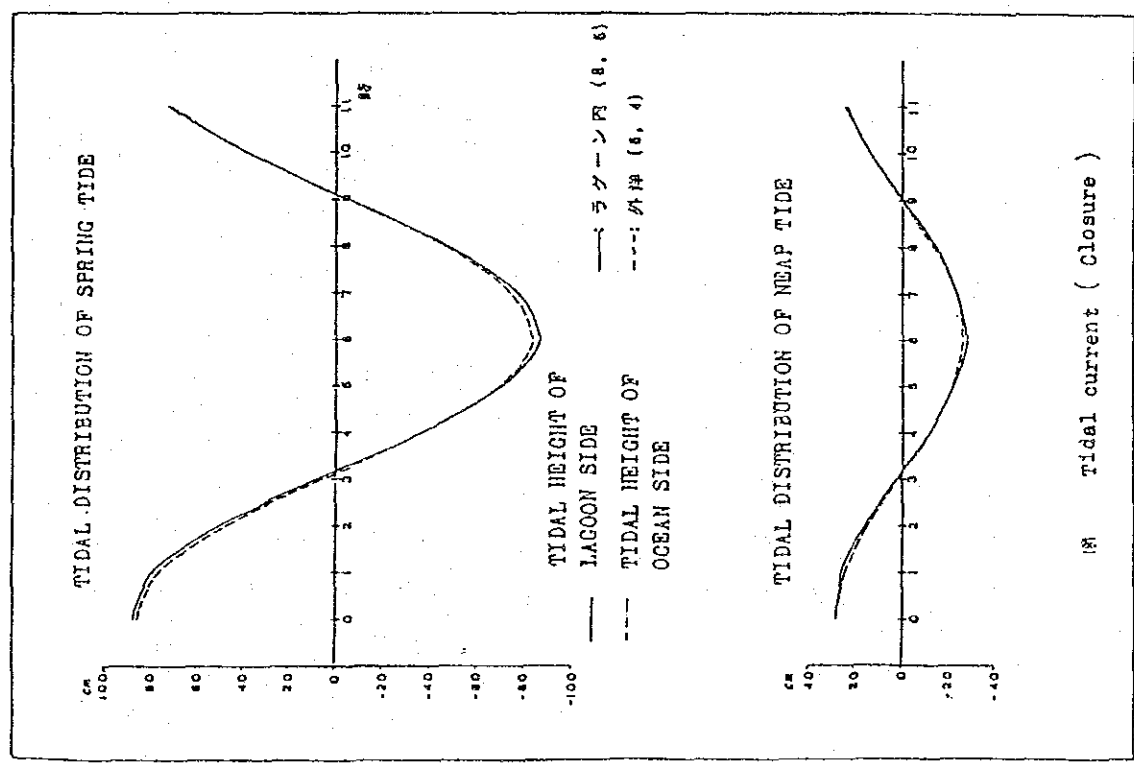
4. Results

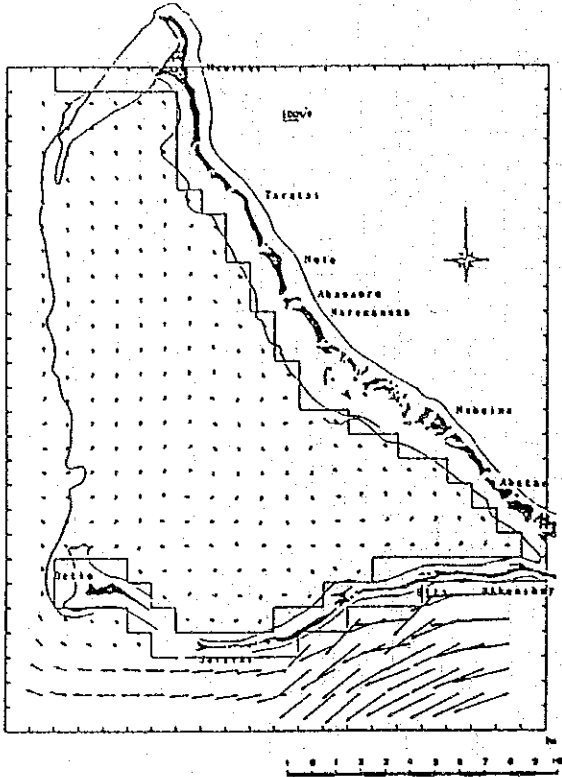
Tidal flow before construction of the causeway is shown in Appendix 4-11 (4) to 4-11 (10) and after in Appendix 4-11 (11) to 4-11 (17). As shown in the results, the change of tidal flow is none in the neap tide, while a little in the spring tide. The change is a little occurred in the flow direction near the opening of Betio - Bairiki and none in the flow velocity.

* Average depth of the highest portion of the reef along the causeway. Existing two channels with elevation of +0.1 m to 0.5 m and width of 20 m to 30 m are not considered for calculation.

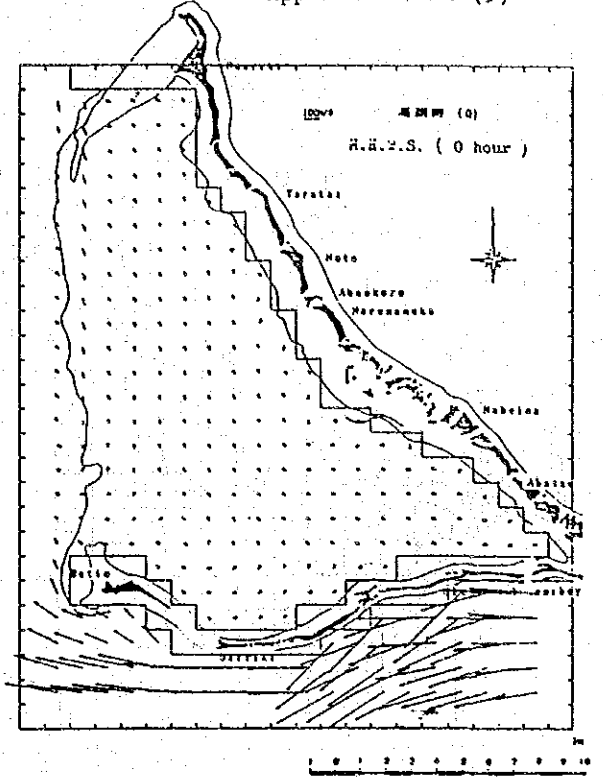


Grid for the simulation of tidal current
(Closure)

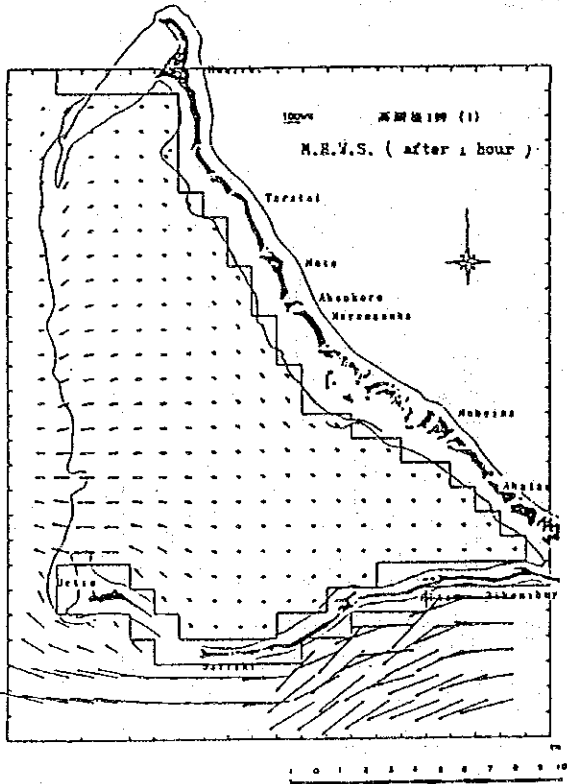




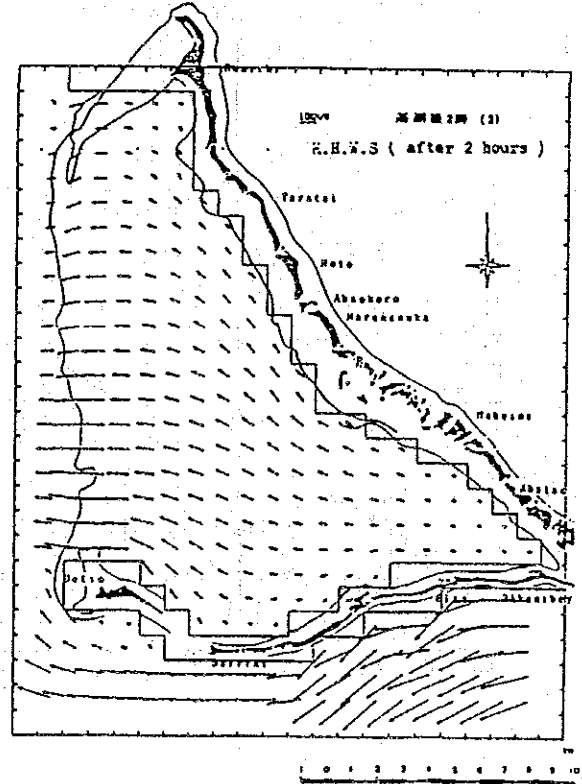
Permanent current (Closure)



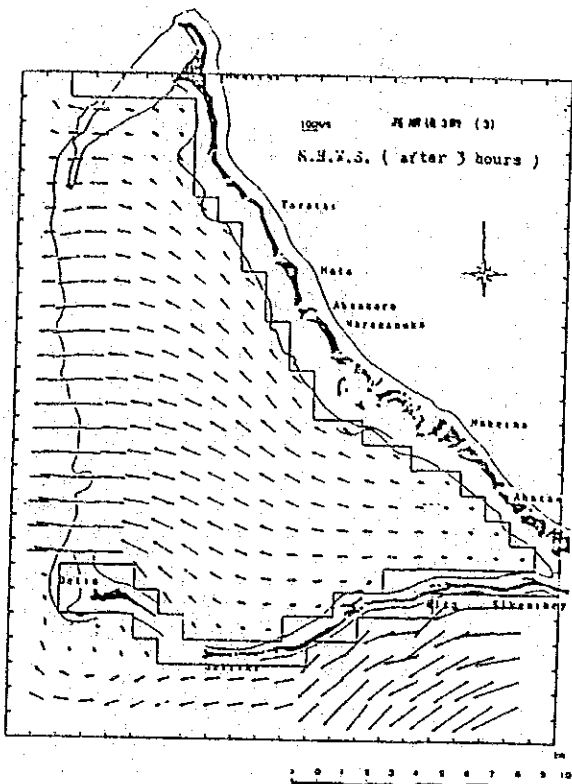
Tidal current in Spring tide (Closure)



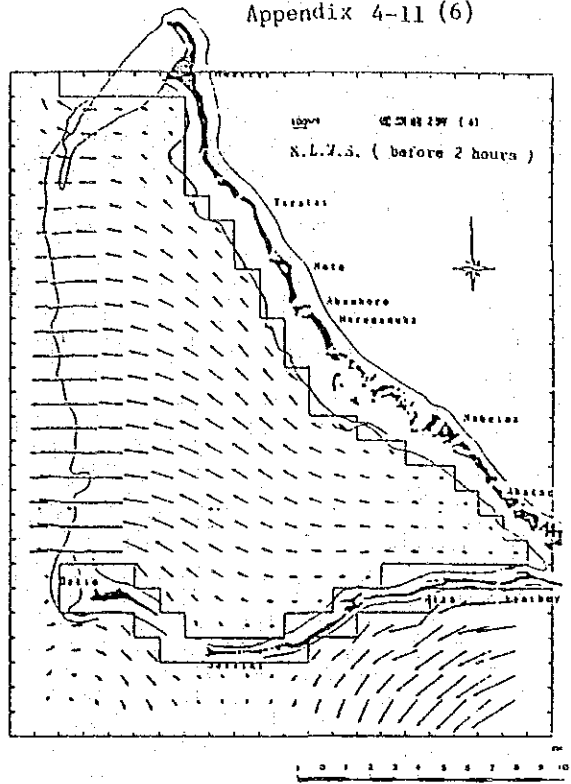
Tidal current in Spring tide (Closure)



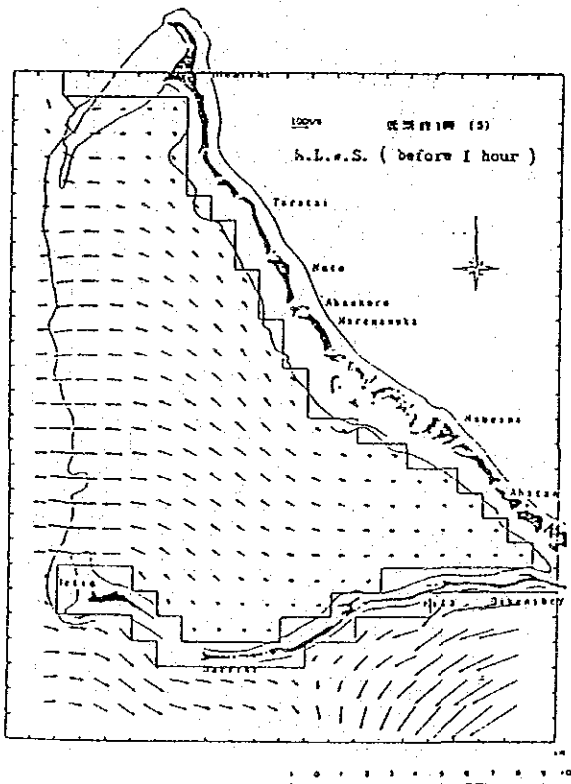
Tidal current in Spring tide (Closure)



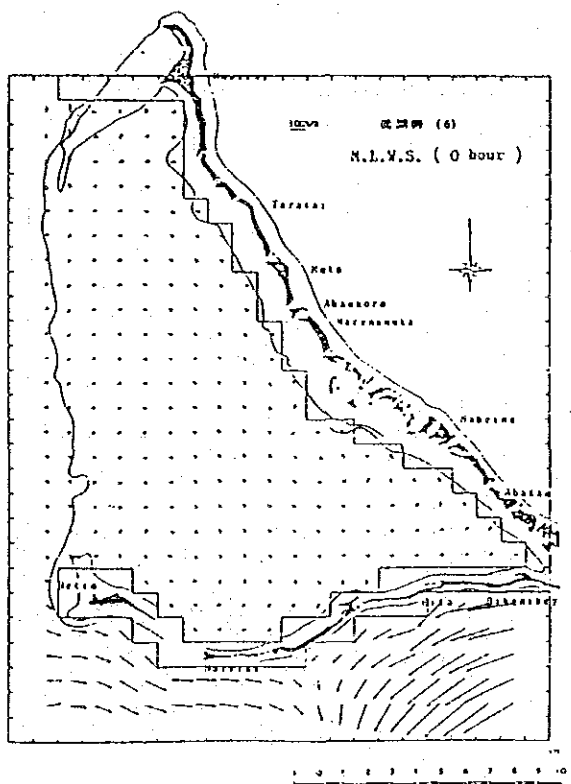
Tidal current in Spring tide (Closure)



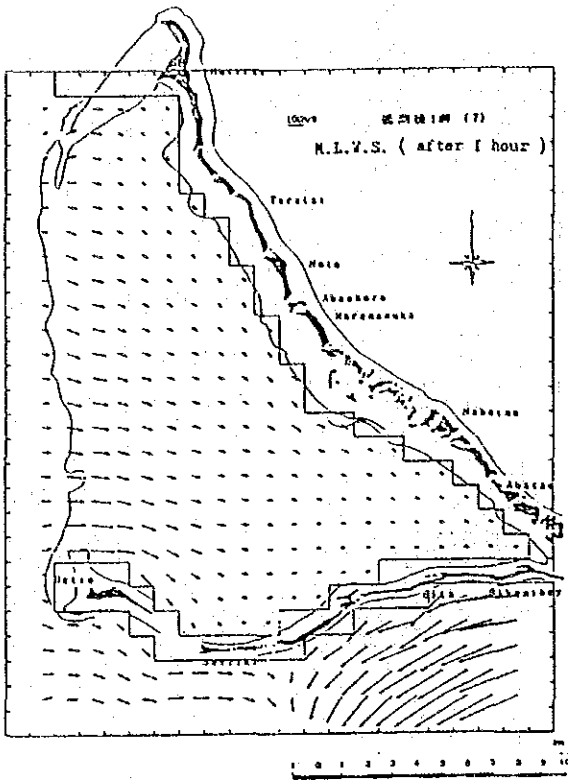
Tidal current in Spring tide (Closure)



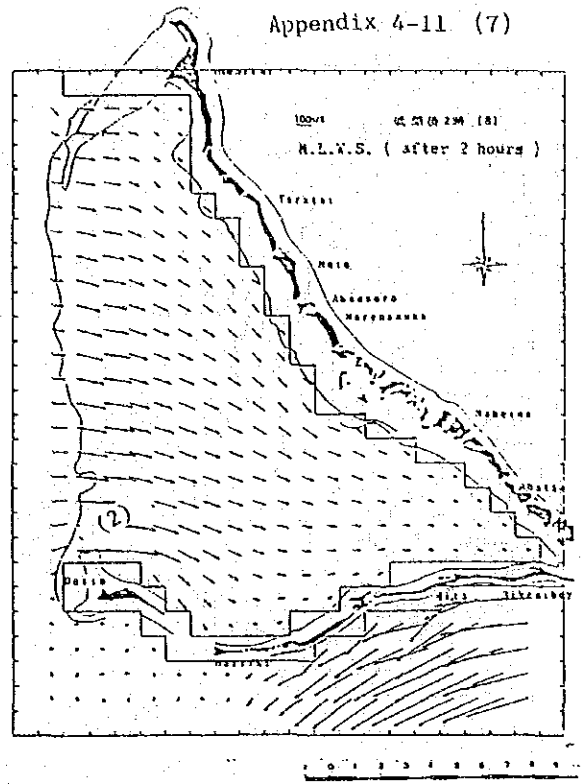
Tidal current in Spring tide (Closure)



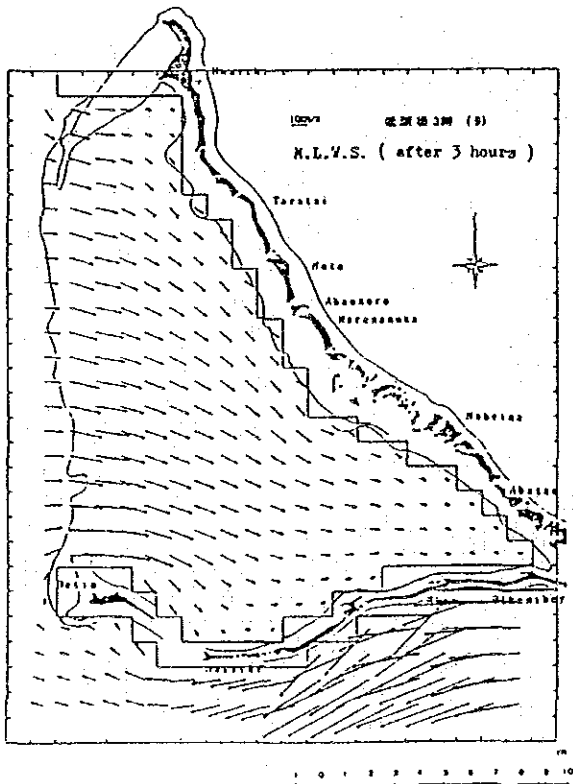
Tidal current in Spring tide (Closure)



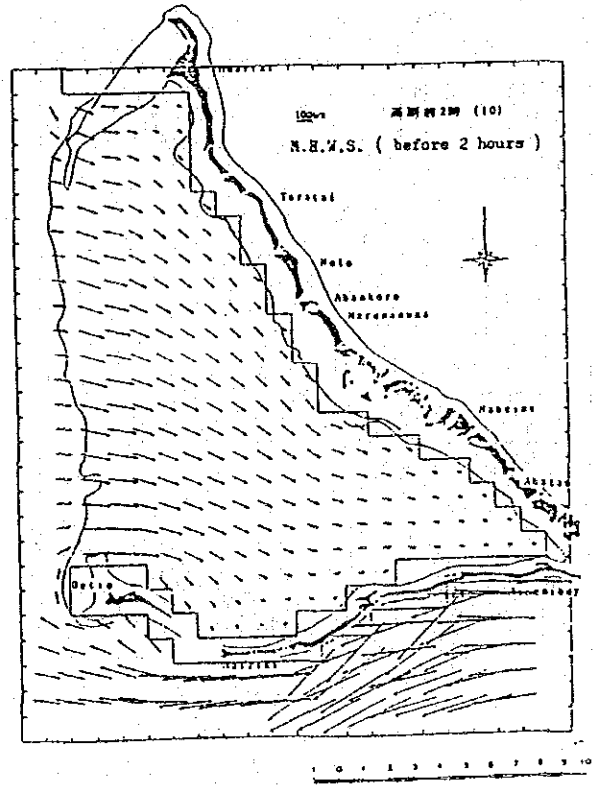
Tidal current in Spring tide (Closure)



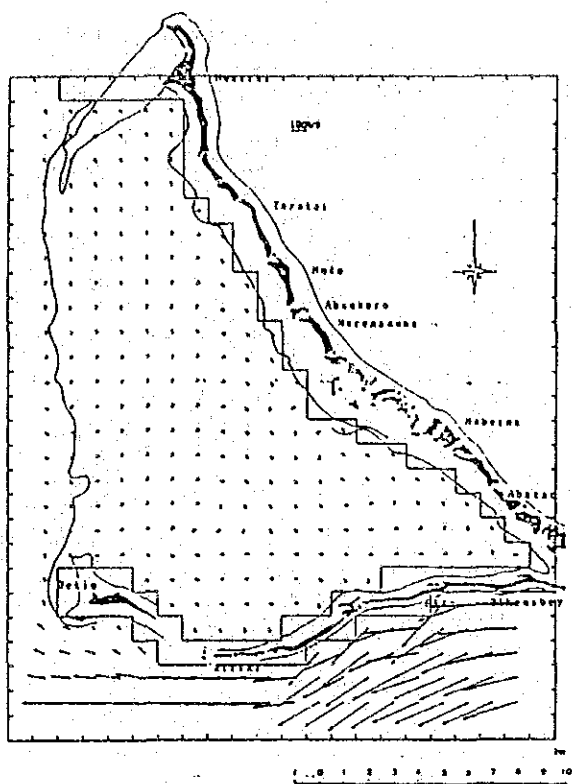
Tidal current in Spring tide (Closure)



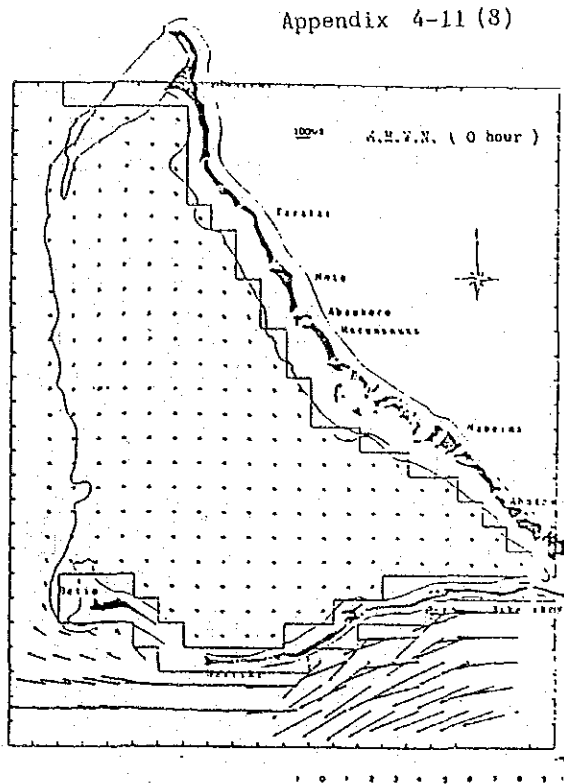
Tidal current in Spring tide (Closure)



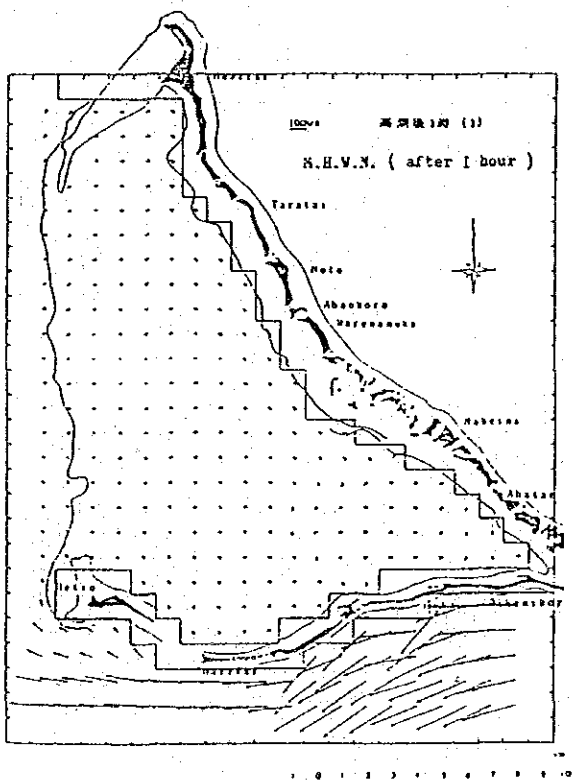
tidal current in Spring tide (Closure)



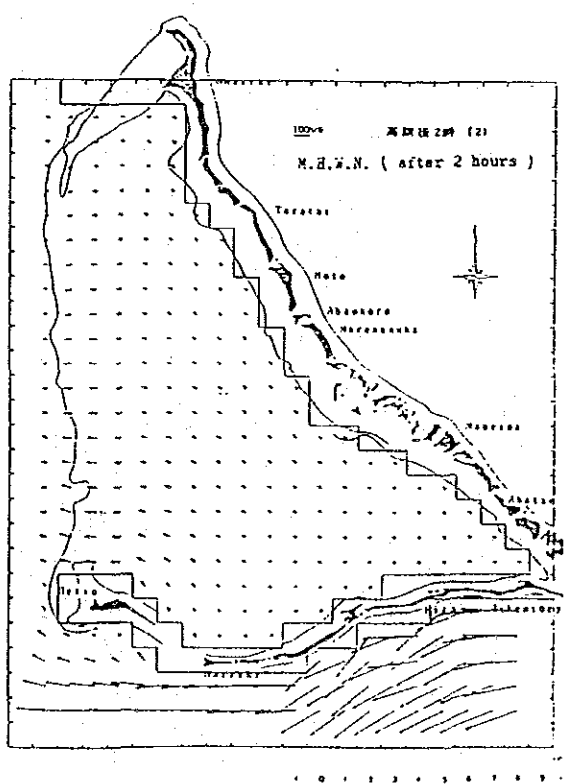
Permanent Current (Closure)



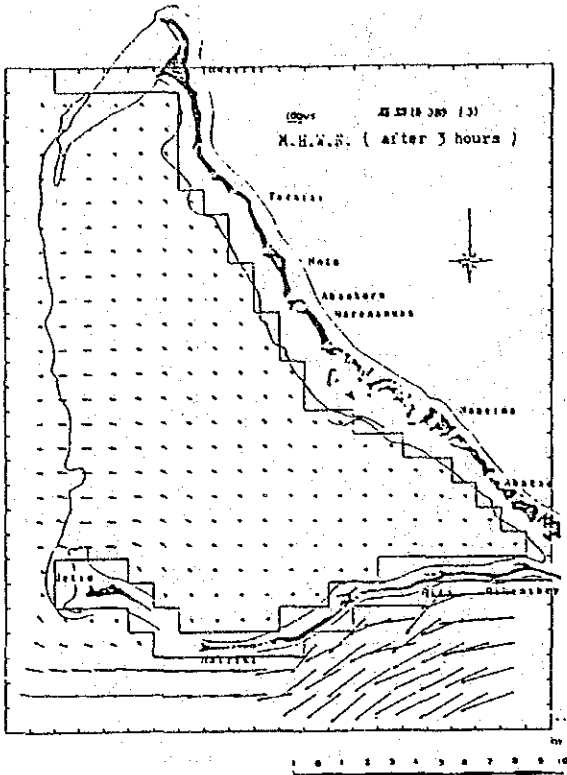
Tidal current in neap tide (Closure)



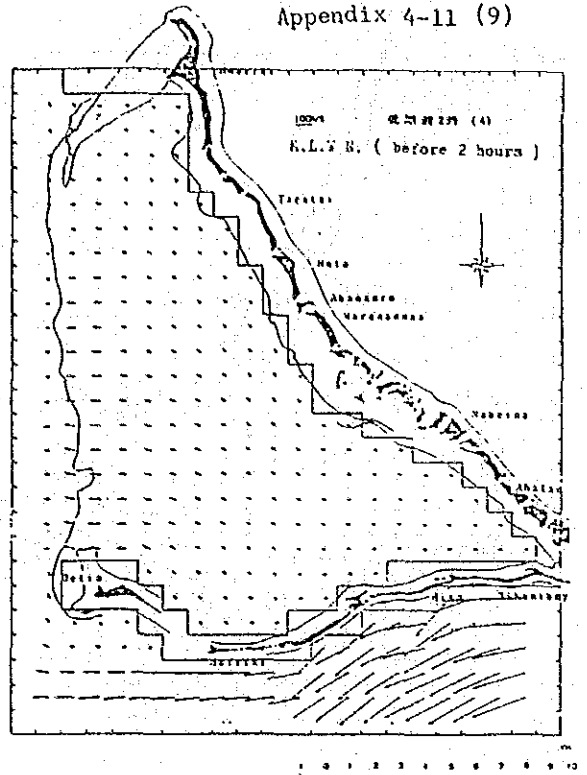
Tidal current in Neap tide (Closure)



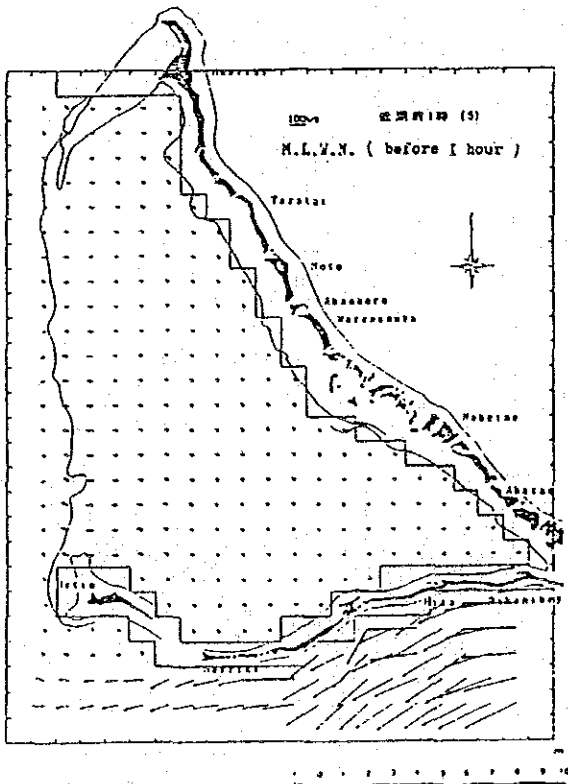
Tidal current in Neap tide (Closure)



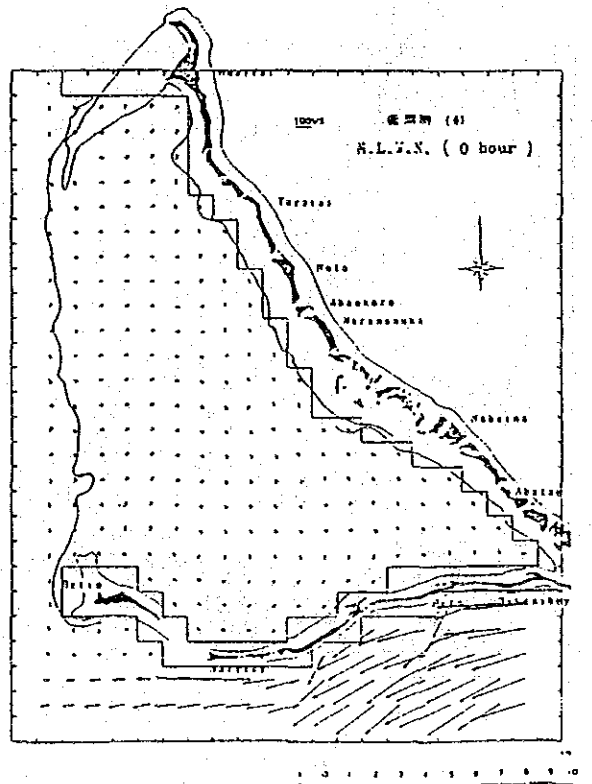
Tidal current in Heap tide (Closure)



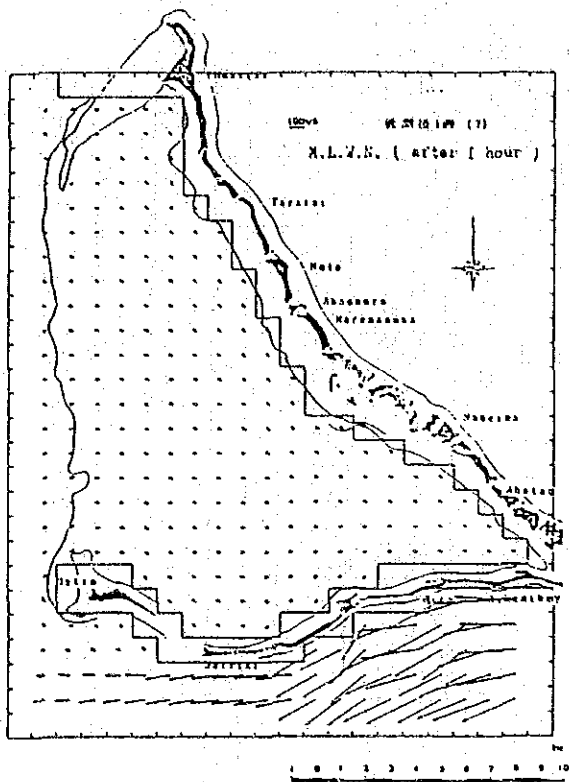
Tidal current in Heap tide (Closure)



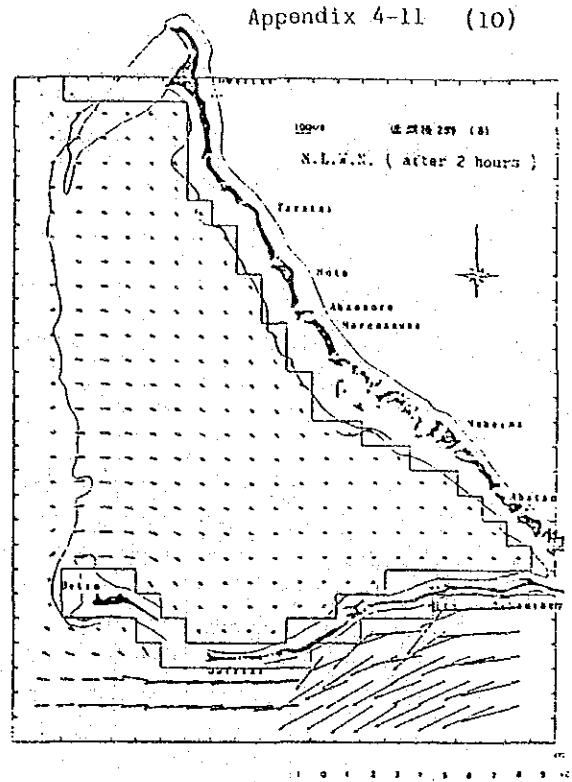
Tidal current in Heap tide (Closure)



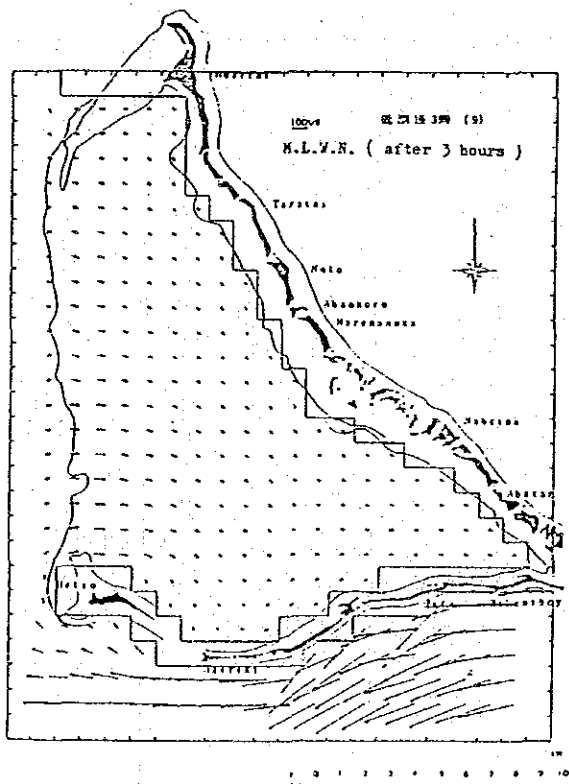
Tidal current in Heap tide (Closure)



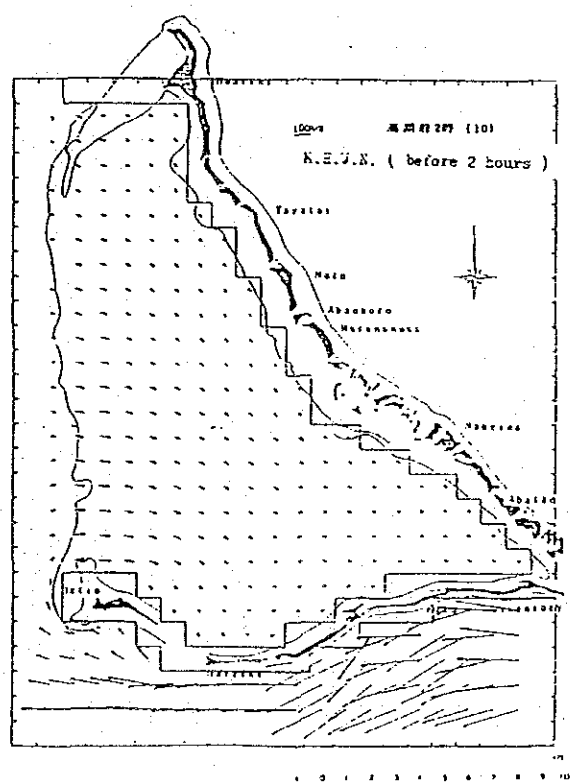
Tidal current in neap tide (Closure)



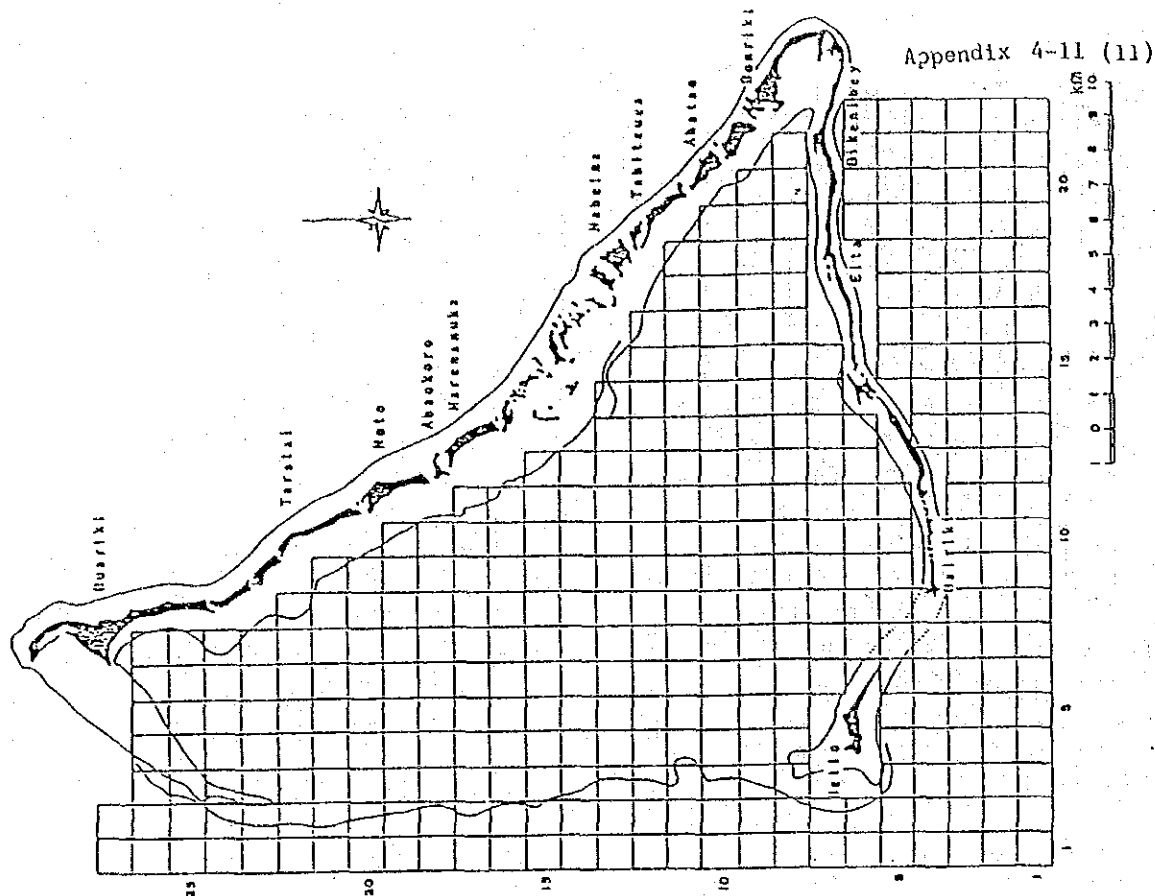
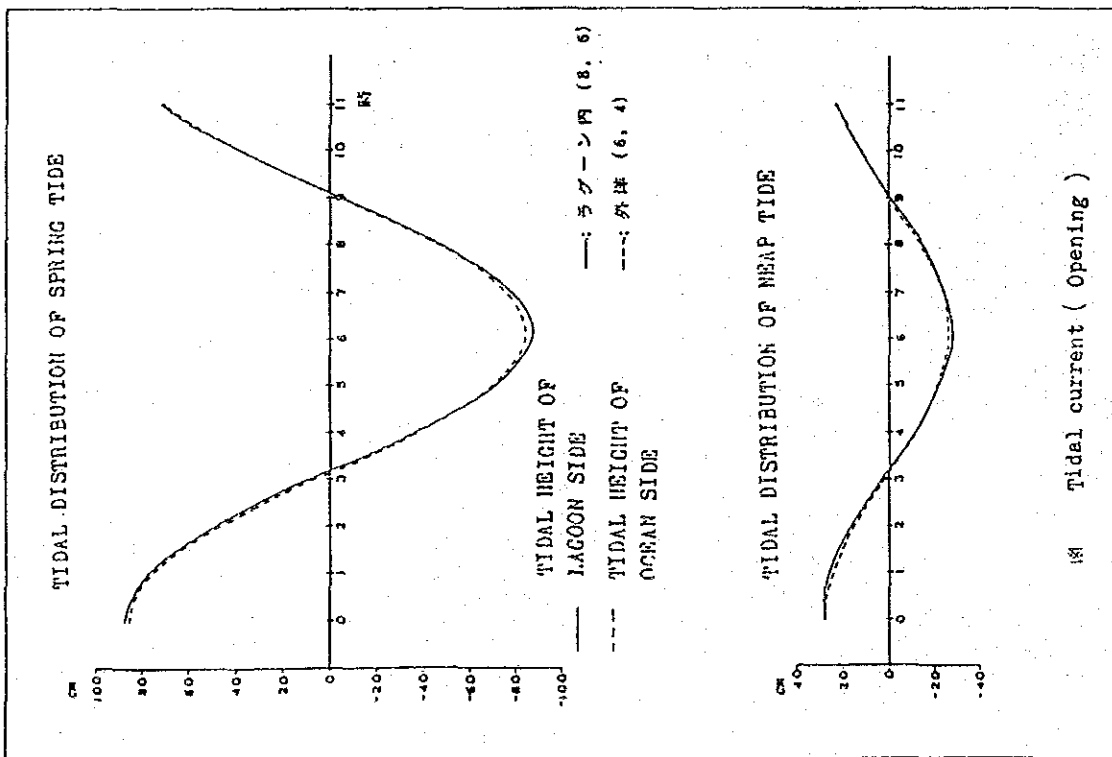
tidal current in neap tide (Closure)



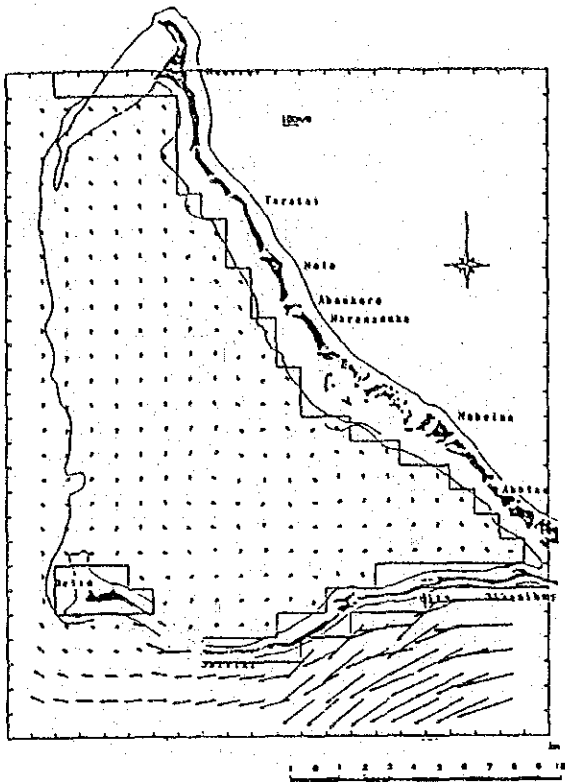
tidal current in neap tide (Closure)



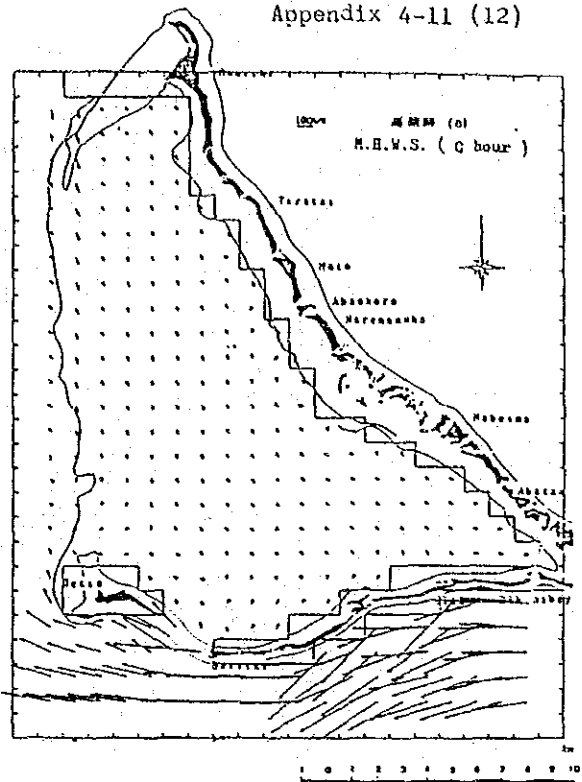
Tidal current in neap tide (Closure)



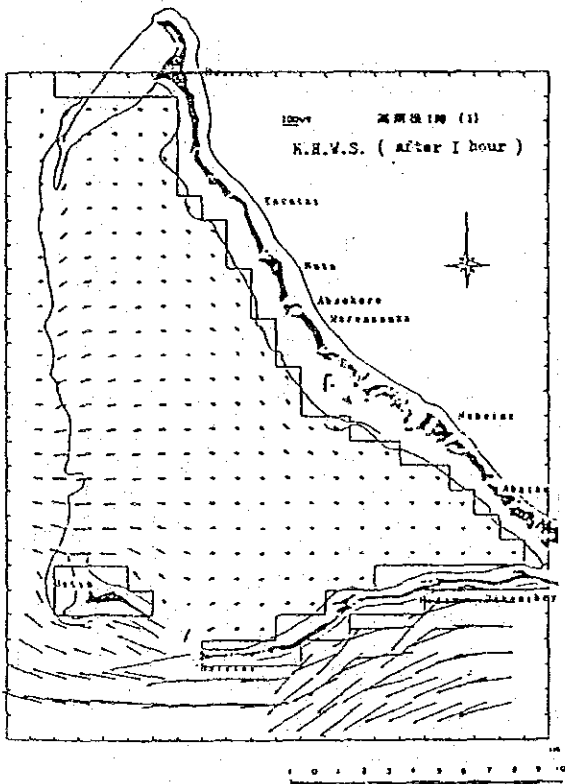
Grid for the simulation of tidal current
(Opening)



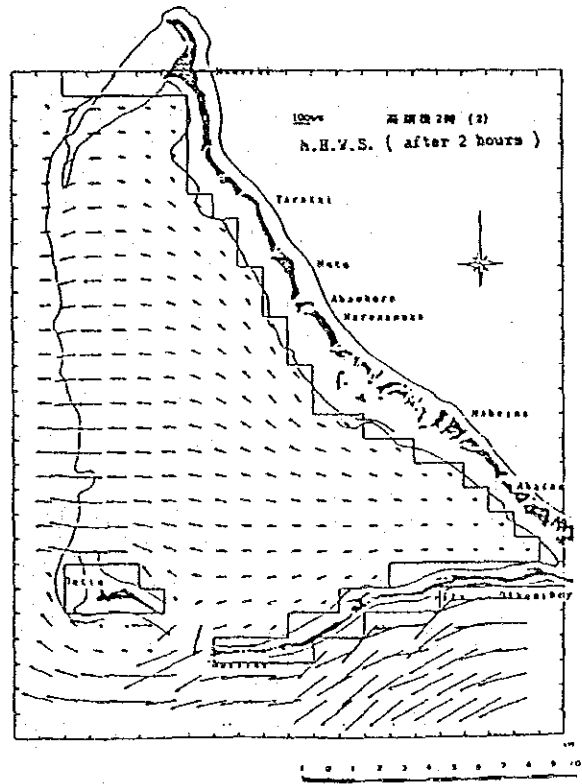
Tidal current in Spring tide (Opening)



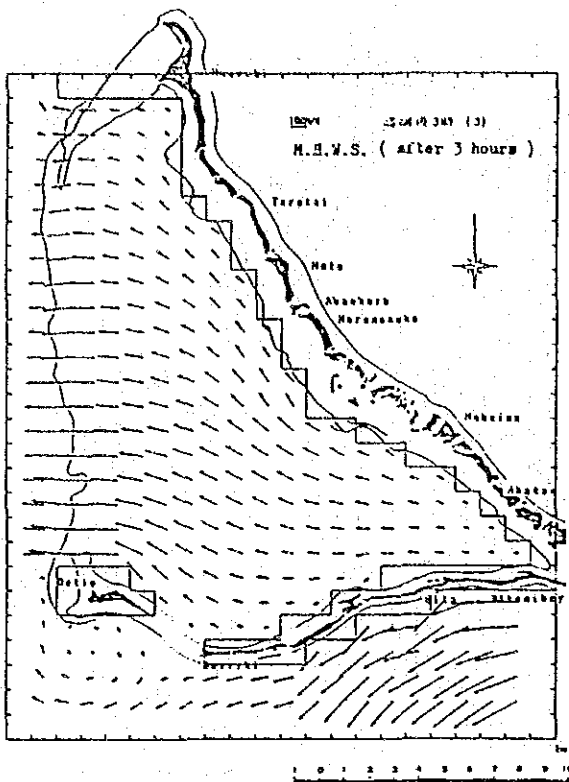
Tidal current in Spring tide (Opening)



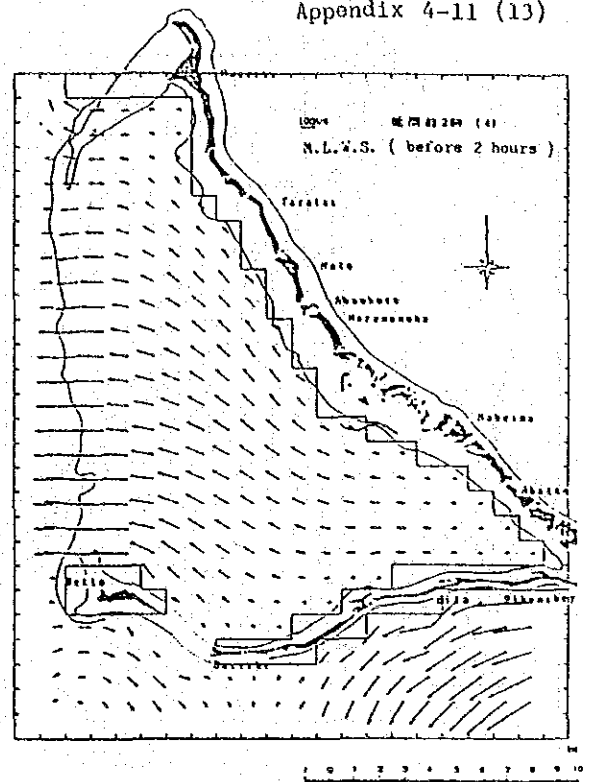
Tidal current in Spring tide (Opening)



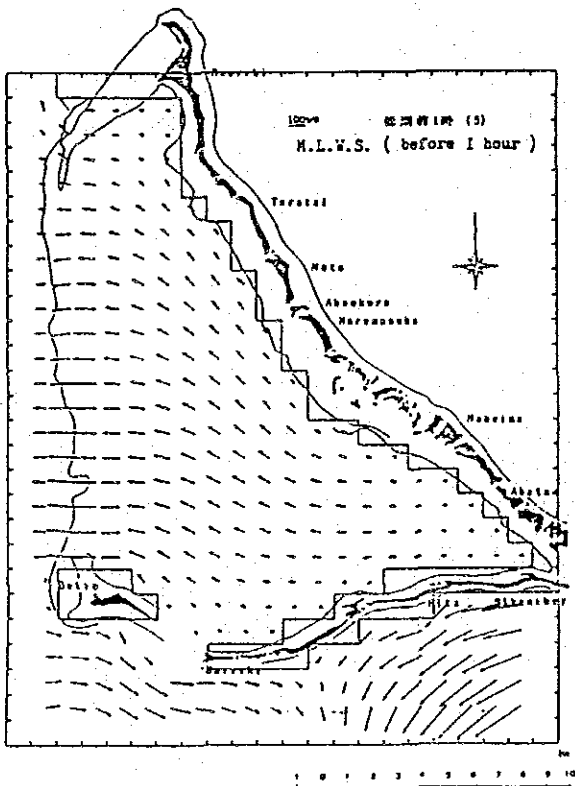
Tidal current in Spring tide (Opening)



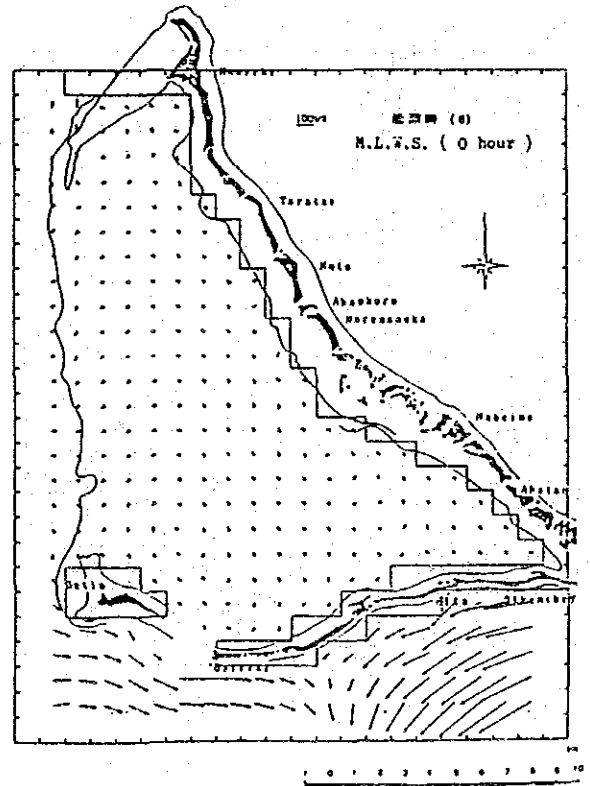
Tidal current in Spring tide (Opening)



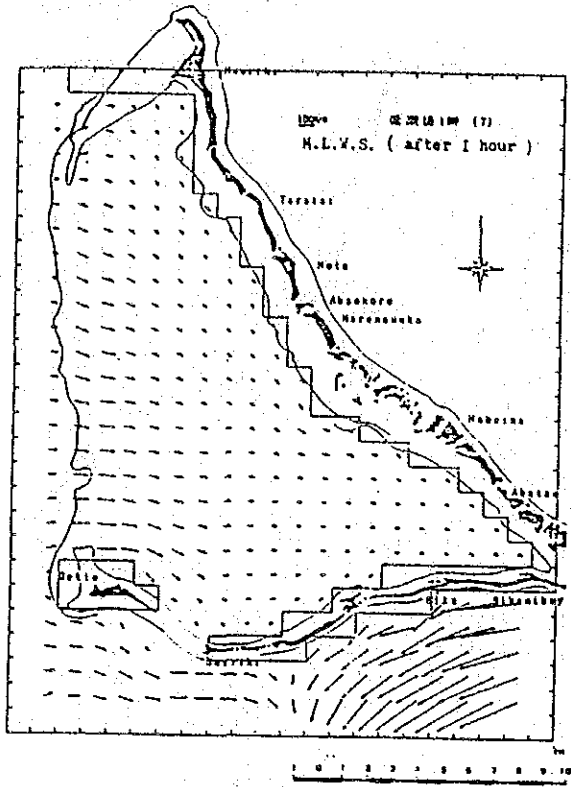
Tidal current in Spring tide (Opening)



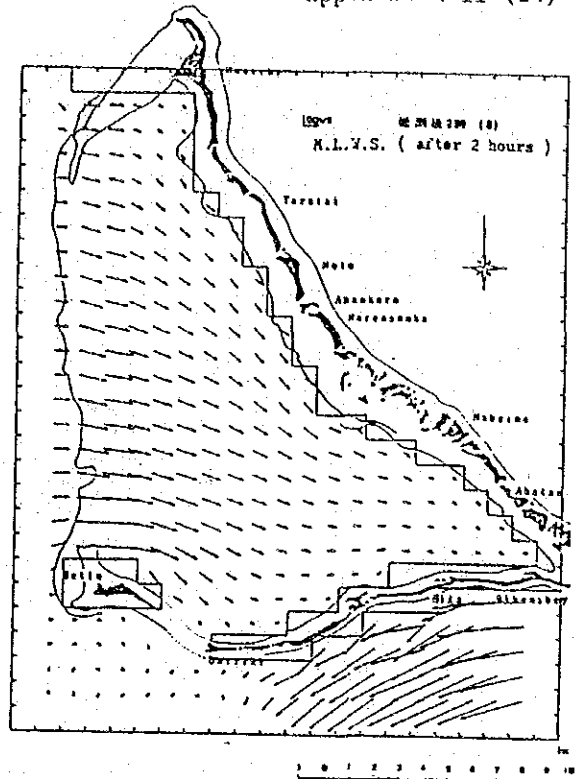
Tidal current in Spring tide (Opening)



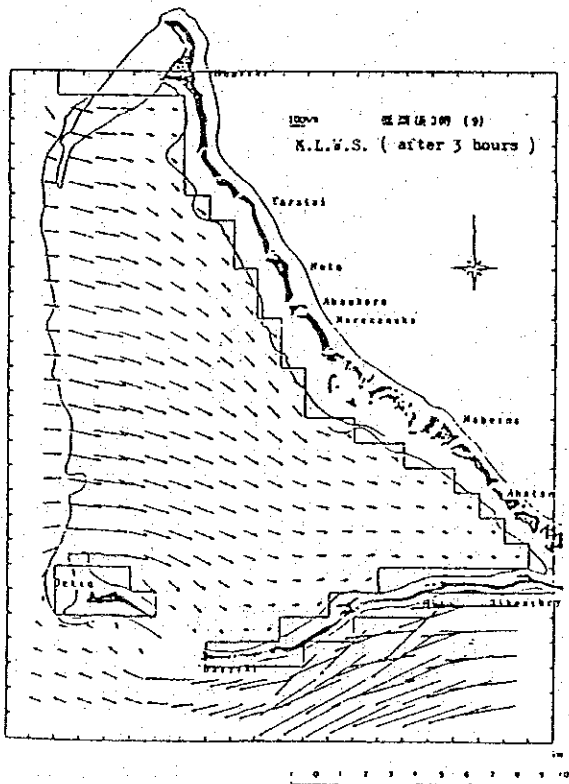
Tidal current in Spring tide (Opening)



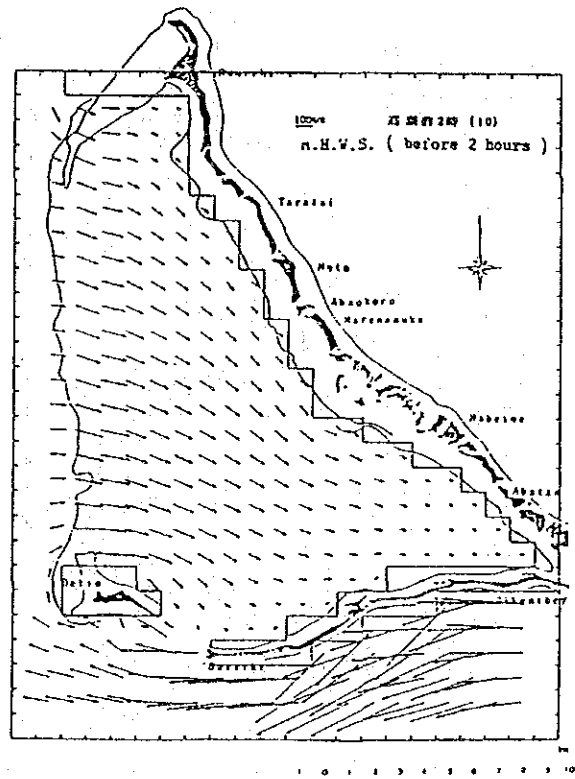
Tidal current in Spring tide (Opening)



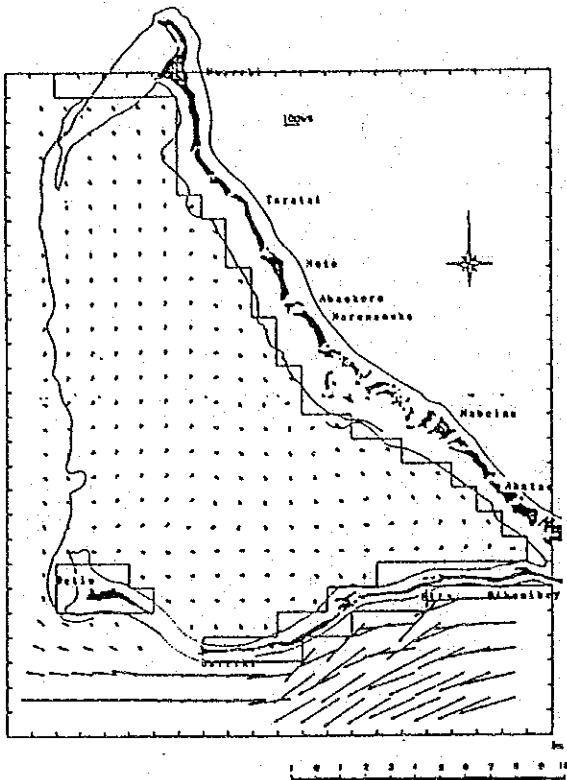
Tidal current in Spring tide (Opening)



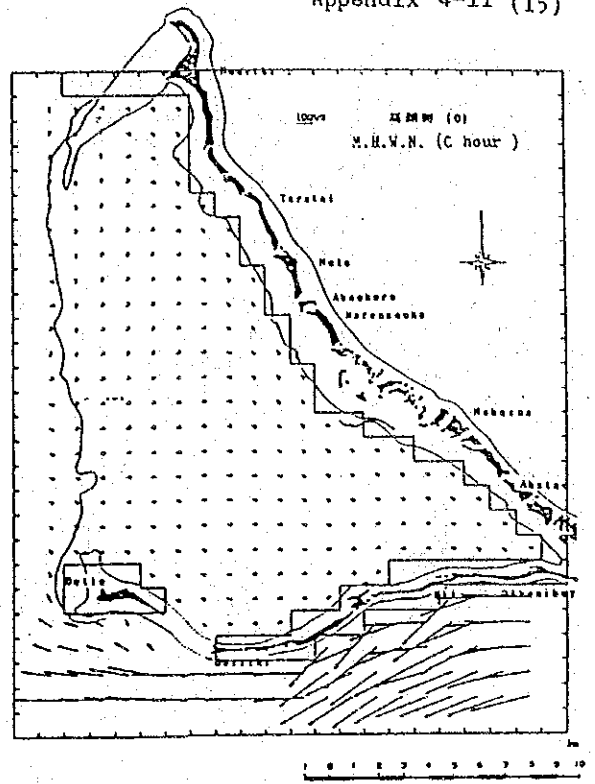
Tidal current in Spring tide (Opening)



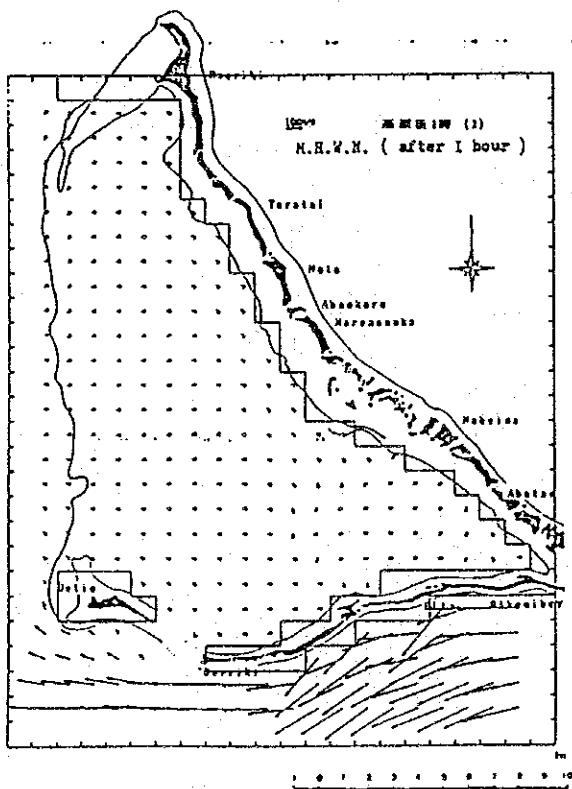
Tidal current in Spring tide (Opening)



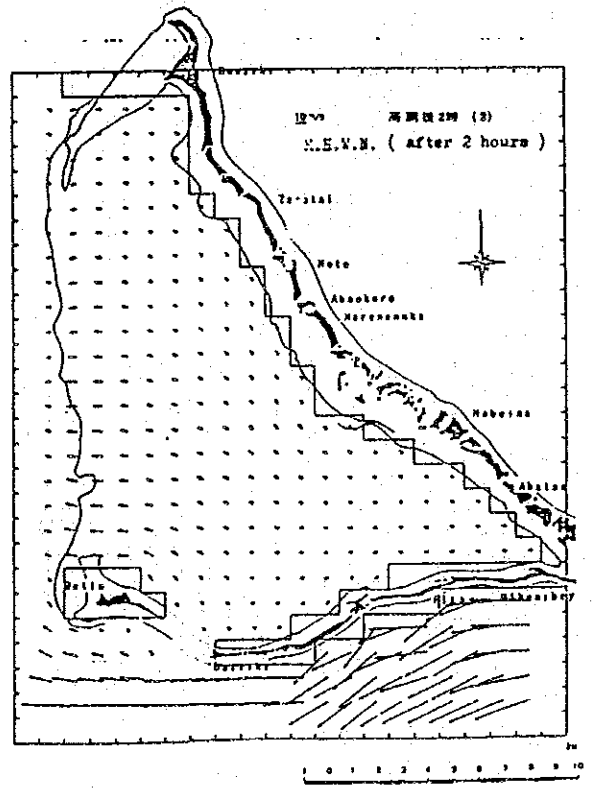
Tidal current in Neap tide (Opening)



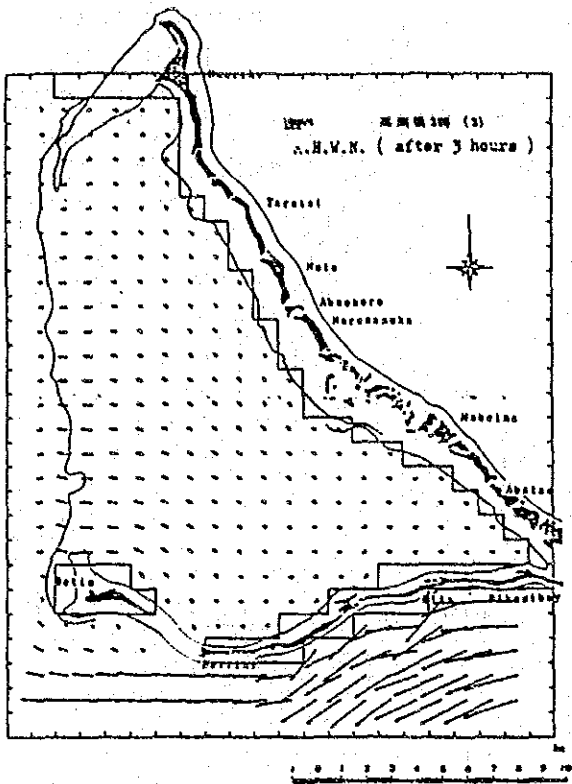
Tidal current in Neap tide (Opening)



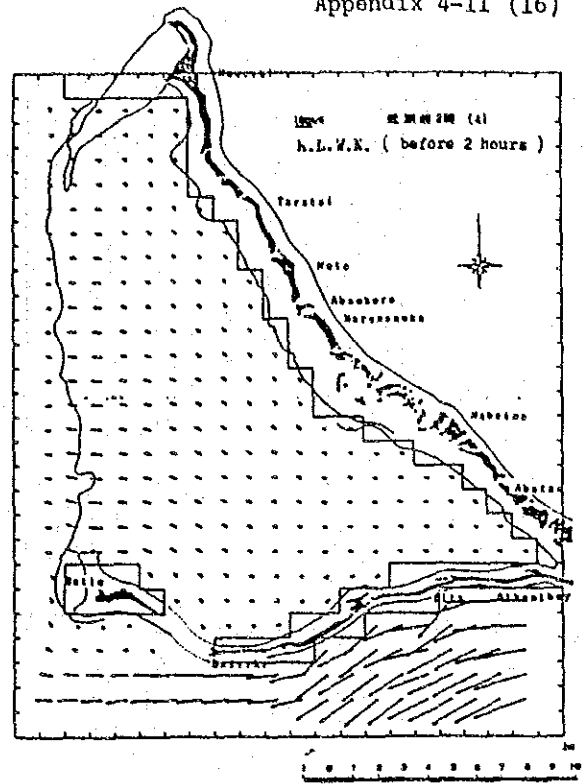
Tidal current in Neap tide (Opening)



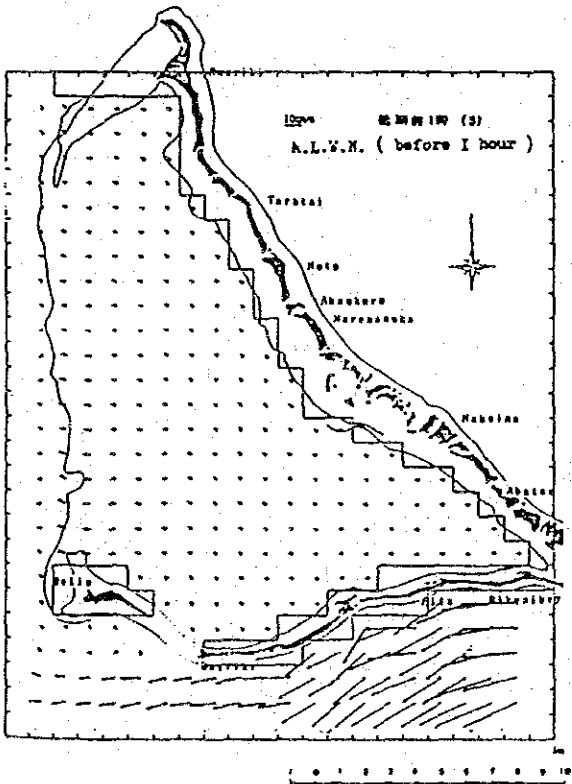
Tidal current in Neap tide (Opening)



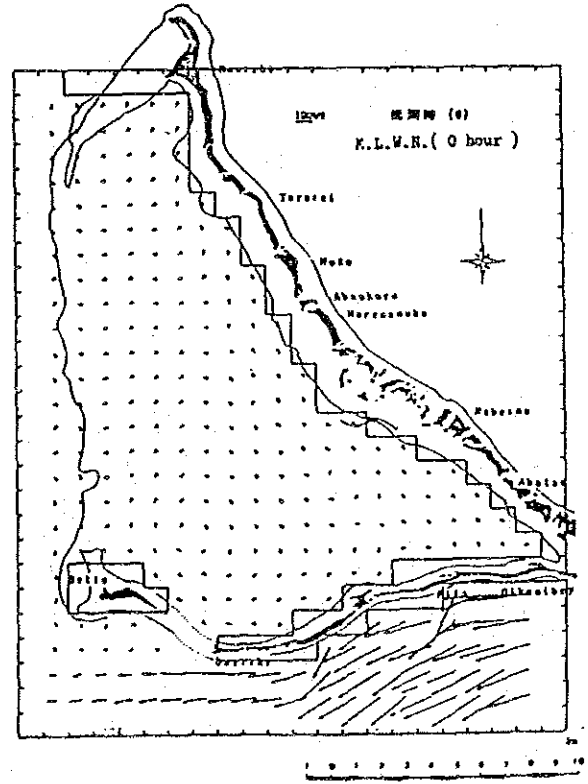
Tidal current in Neap tide (Opening)



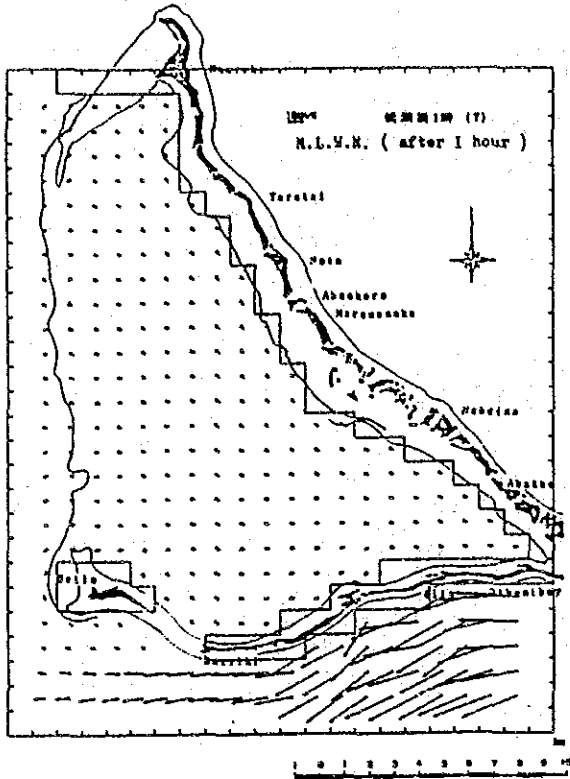
Tidal current in Neap tide (Opening)



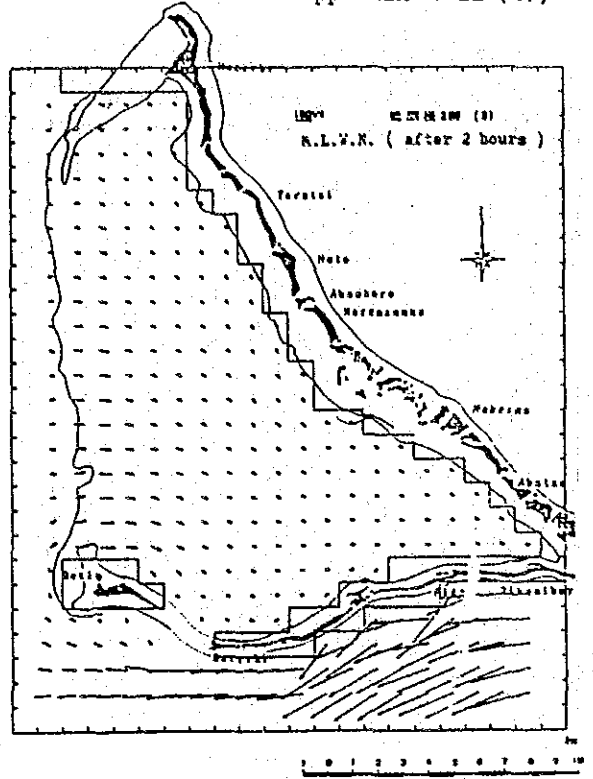
Tidal current in Neap tide (Opening)



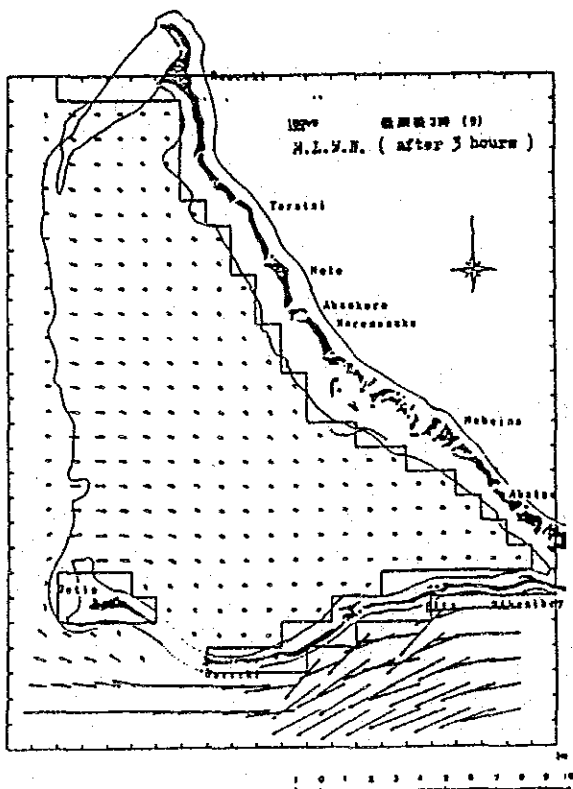
Tidal current in Neap tide (Opening)



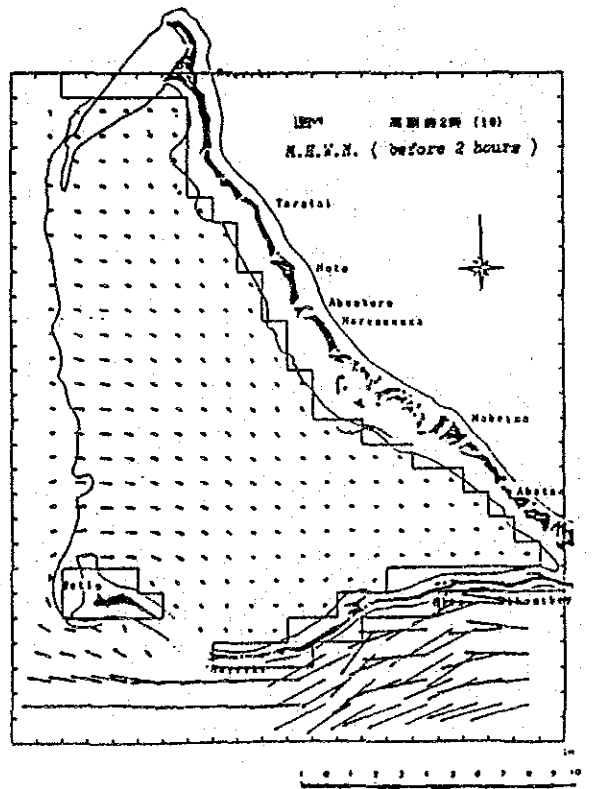
Tidal current in Neap tide (Opening)



Tidal current in Neap tide (Opening)



Tidal current in Neap tide (Opening)



Tidal current in Neap tide (Opening)

WAVE OBSERVATION DATA IN BETIO

DATE	WIND		OCEAN REEF WAVES			LAGOON WAVES		
	SPEED (knots)	DIREC-	PERIOD (sec.)	HEIGHT (ft.)	DIREC-	PERIOD (sec.)	HEIGHT (ft)	DIREC-
		TION			TION			TION
30/11/76	7	SE	5	0.3	SW	2	1.0	E
1/12/76	11	E	2	0.3	S	5	0.9	E
1	CALM		6	0.2	S	3	0.7	NE
2	4	E	13	0.3	SW	3	0.5	E
3	2	-	4	0.5	S	3	0.5	N
4	6	NE	12	0.4	S	5	1.9	NE
5	6	N	6	0.6	S	4	1.5	NE
6	2	-	14	0.5	S	2	1.0	NE
7	10	NE	3	0.5	S	3	1.5	NE
8	6	NE	17	1.0	S	-	-	-
9	16	N	12	0.5	S	4	2.5	N
10	5	N	6	0.7	SW	6	1.5	N
11	5	NE	5	0.5	SW	6	1.0	N
12	6	NE	7	0.5	S	5	1.0	NE
13	10	N	5	0.5	SW	2	0.9	NE
14	3	-	5	0.4	SW	3	1.0	NE
15	3	-	4	0.2	SW	3	1.0	N
16	12	S	3	0.2	S	3	0.5	E
17	19	W	3	0.5	SW	2	0.7	W
18	CALM		8	0.7	S	-	-	-
19	3	-	3	1.0	S	4	0.5	N
20	8	SE	3	1.5	S	3	0.7	E
21	11	E	8	0.5	S	3	1.0	E
22	CALM		4	0.5	SW	3	1.0	NE
23	8	N	7	0.3	SW	3	0.5	N
24	6	E	9	1.0	S	4	2.0	NE
25	9	E	6	0.5	S	3	1.0	NE
26	3	-	5	0.2	S	4	0.7	E
27	7	NW	12	0.3	W	4	0.7	N
28	CALM		14	0.5	S	5	0.6	NE
29	4	SE	1	0.3	S	2	0.5	E
30	7	NE	3	1.0	W	3	0.7	E
31/12/76	10	E	5	0.5	S	3	0.5	NE

Source: Design Report by Wilton and Bell. Feb. 1977

代替案の検討

法面の保護工、盛土高、パラペット高、及び施工時の盛土材流出防止工について代替案を作成、検討し、採用案を決定する。

(1) 法面保護工

現地調査の結果、既存のコースウェイの殆んどは、建設当初においてキャピオン工又は捨石工により、法面が保護されている。また、ベシオ港とバイリキにあるフェリー突堤の法面には、袋詰めコンクリートが施されている。

一方、法面に全く保護工を設けずに施工されたコースウェイとしては、本プロジェクトがADB援助で実施された時の事例がある。この場合、施工された部分の盛土は、波浪と風の影響により、全体がオーシャン側からラグーン側へとシフトしており、平面線形は大きくわん曲している。

本プロジェクトの地理的条件から、他の既存コースウェイは波浪の影響を多く受けるものと判断される。このことから、本プロジェクトに於いては、盛土体の安定確保のために、法面保護工を設けるものとする。

1) 法面保護工の代替案

現地における波浪の規模、施工性、材料調達の可否、等々の事情を考慮し、以下に示す。3形式の保護工を代替案として選定した。

(1) 第1案(コンクリート法面保護工)

布製型枠中に、コンクリートを充填し、法面を被覆する。法面勾配及びコンクリート被覆厚としては、日本におけるコンクリート法面保護工の海岸護岸への適用例の実績の多い次のものとする。

法面勾配 : 1 : 1.5

被覆厚 : 15cm

尚、法面勾配については、APPENDIX 4 - 8に示す式から判断される様に、勾配が急になる程並の打ち上げ高が抑えられ有利となる。日本でのコンクリート法面保護工の勾配は1 : 1.2 ~ 1 : 2.0 が一般的に使用されているが、盛土体自体の安定性

と波の打ち上げ高及び経済性を総合的に判断して1:1.5勾配を本プロジェクトに採用する。

基礎部分は、現地盤より50cm深度まで根入し、前面には捨石を施す。

概略図は、後掲の“法面保護工代替案比較図Appendix 4 - 13(8)”を参照のこと。

(ii) 第2案(ギャビオン工)

法面勾配を1:2とし、厚さ40cmのギャビオンで法面を被覆する。基礎部分は、現地盤より1mまで根入れする。

概略図は、後掲の“法面保護工代替案比較図”を参照のこと。

(iii) 第3案(捨石工)

法面勾配を1:3とし、1ヶ当り70kg以上の石による捨石工で法面を被覆する。基礎部分は、50cm余り掘削してそこに栗石を詰める。

概略図は、後掲の“法面保護工代替案比較図”を参照のこと。

尚、捨石の1ヶ当りの所要重量は、ハドソン公式により、以下の様に70kg以上必要とされる。

$$W \geq \frac{r_r \cdot H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha}$$

ここに、W : 捨石所要重量 (t)

r_r : 捨石の空中単位体積重量 = 2.1 t / m³

S_r : 捨石の海水に対する比重 = 2.04

$\cot \alpha$: 法面の角度 = 3.0

K_D : 3.2

$$W \geq \frac{2.1 \times 0.70^3}{3.2 \times (2.04 - 1)^3 \times 3.0} = 0.067 \text{ t}$$

よって、70kg以上の重量となる。

2) 比較検討

以上の3案について、道路1m当りの盛土・法面保護工に関する概算工事費、施工性、耐久性、技術移転の効果等の比較を次図に示す。この比較結果より、第1案を採用案とする。

(2) 盛土高及びパラペット高

50年確率の波が、コースウェイ法面を打ち上げる高さをAPPENDIX 4 - 8で計算した。
この結果を整理すると、次表の様になる。

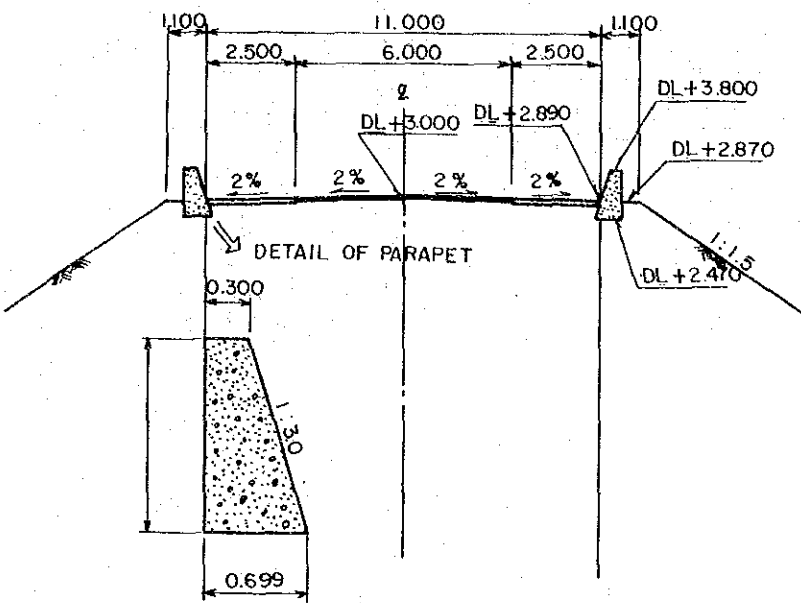
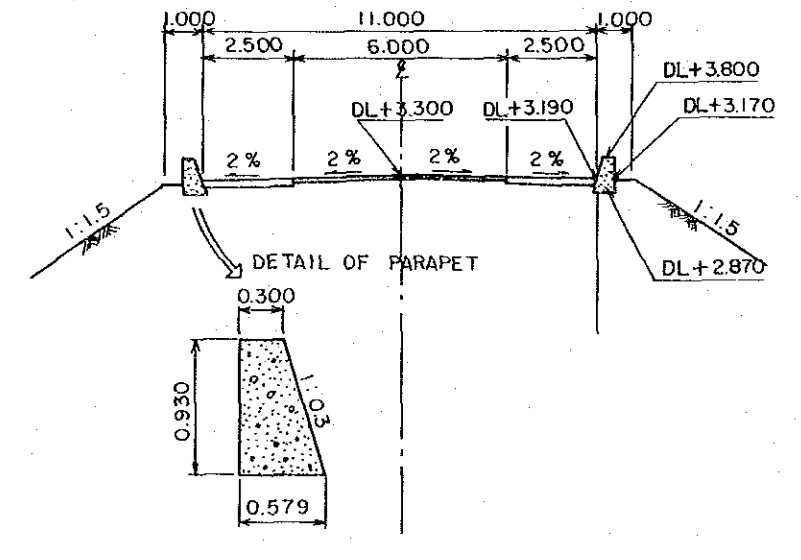
Table. 1

波の種別	オーシャン側	ラグーン側	
	深海波 (SW)	深海波 (NW)	浅海波 (N)
コースウェイ前面の波高: H_1 (m)	0.70	0.66	0.52
周期: T (sec)	9.3	9.3	4.1
波の打上げ高 (m)	1.30	1.22	0.96
波の高さ (RL + m)	DL + 3.800	DL + 3.71	DL + 2.760

この結果より、パラペットの高さは、オーシャン側及びラグーン側ともにDL + 3.800にし、計画路面をDL + 3.000とする a - 案と、計画路面をDL + 3.300とする b - 案の2案について経済比較を行ったものが、次図である。

この結果、パラペットの大きな a - 案よりも、路面を30cm高くする b - 案の方が、僅かではあるが、経済的に優位となること、及び b - 案の方が美観も優れていることから、b - 案を採用することとする。

Fig. 1 盛土高及びパラペット高の比較案

案	概略工事費 (m 当り)
<p>a 案</p> 	<p>主要項目概略数量</p> <ul style="list-style-type: none"> - 盛土 : 40.08m² - パラペット・コンクリート : 1.33m² (両側分) - コンクリート法面保 : 10.1m² 護工 (両側分) <p>概略工事費</p> <p>A \$ 1.117 / m</p>
<p>b 案</p> 	<p>主要項目概略数量</p> <ul style="list-style-type: none"> - 盛土 : 46.04m² - パラペット・コンクリート : 0.82m² (両側分) - コンクリート法面保 : 11.17m² 護工 (両側分) <p>概略工事費</p> <p>A \$ 1.106 / m</p> <p>(a 案の 99%)</p>

(3) 施工時の盛土材流出防止工

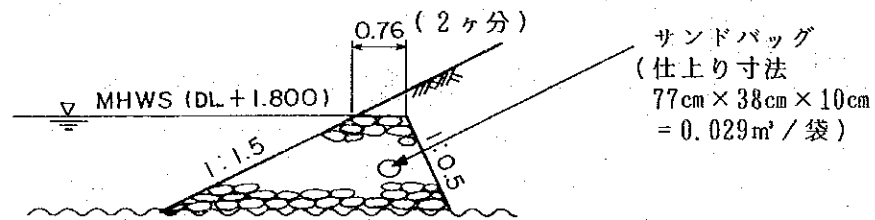
コースウェイ計画地点の潮流により、施工中に盛土材の流出が生じる。この盛土材の流出を防止する目的で、対策工を検討する。

1) 盛土材流出防止の代替案

経済性・施工性から考えられる案として以下に示す2案を立案した。尚、ここで対象とする法面勾配は、前述の法面保護工の検討の成果を踏まえ、1:1.5とする。

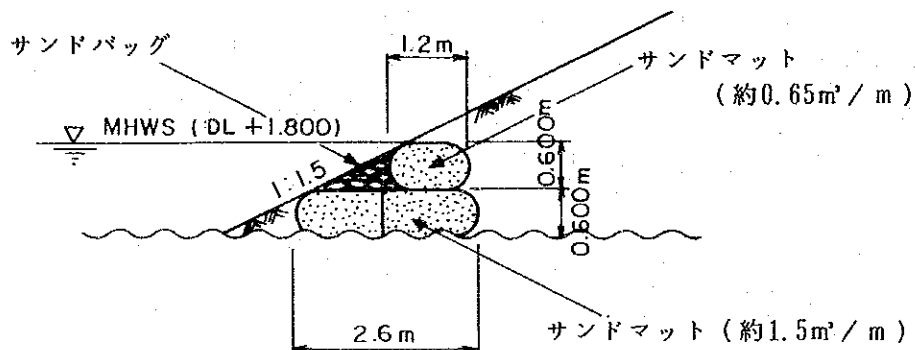
(i) A案 (サンドバッグ)

PP3号土のう(寸法87cm×48cm)に、現場の土取場で採れる砂を詰めてMHWS(DL+1.800)の高さまで積上げる。サンドバッグの最上段は、2個のサンドバッグ設置とする。



(ii) B案 (サンドマット)

化学合成繊維のサンドマット(筒状もの)にサンドポンプにより砂を充填する。これは、A案の袋の規模を大きくし、機械施工を可能にしたものである。サンドマットは2段積みとし、MHWS(DL+1.800)の高さまで積上げる。



2) 比較検討

次図に、A、B両案について、経済性、施工性に関する比較検討を行った結果を次図に示す。

A案のサンドバッグの方が費用の面で多少高くなるが、技術的な面で優れておりサンドバッグを使用する。技術的な面での利点は次の通りである。

- (i) 路体の施工をブルドーザで行う際、サンドバッグの一部が破損したとしてもサンドバッグ全体の機能が損われる事はない。サンドマットの場合は3つの大きな単体で構築される為、一部が破損すると全体の機能が損われてしまう可能性がある。
- (ii) サンドバッグの方が路体の一部としてなじみがよく、堤体の安定性の面で優れている。
- (iii) 現地盤の起状に対する調整が容易である。
- (iv) 法面保護工であるコンクリートマットとのなじみがよい。

Fig. 2 盛土材流出防止工の代替案比較

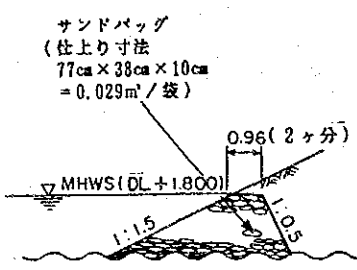
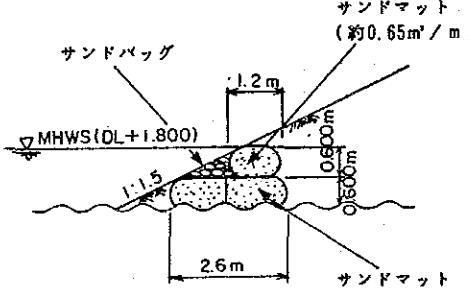
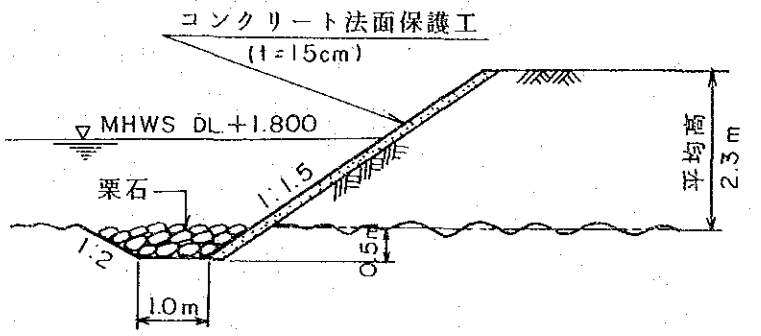
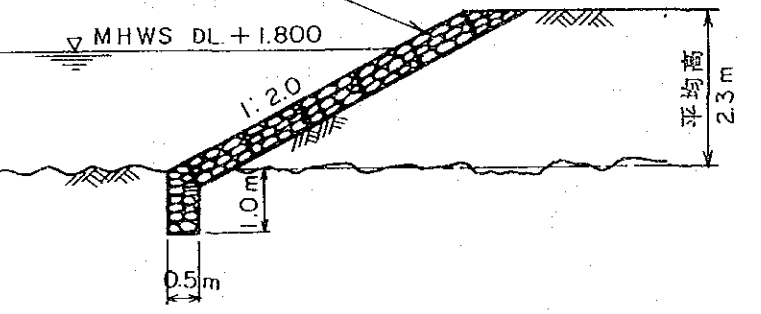
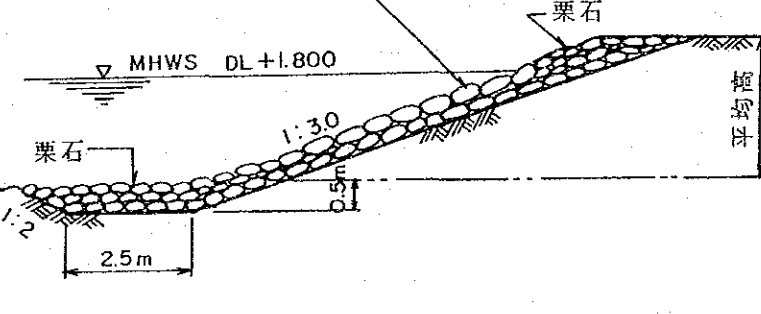
案	概略数量/工費 (1m当り)	施 工 性	評 価
<p>A案 (サンドバッグ)</p>  <p>サンドバッグ (仕上り寸法 77cm×38cm×10cm = 0.029m³/袋)</p> <p>0.96(2ヶ分)</p> <p>MHWS(DL+1.800)</p> <p>1:1.5</p> <p>1.05</p>	<p>概略数量</p> <p>盛土 : 40.68m³ カドバッグ : 5.36m³ (両側)</p> <hr/> <p>概略工事費</p> <p>盛土 : A \$ 354 カドバッグ : A \$ 130 (両側) A \$ 484</p>	<p>3.4kmのコースウェイのサンドバッグ設置のために約25,000人日の作業員が必要。</p> <p>サンドバッグのために、1日約150人が作業するとして、約7ヶ月かかる。</p>	<p>(i) 路体の機械施工による破損を受けてもサンドバッグ全体の機能は損われない。</p> <p>(ii) 路体とのなじみがよく、安定性の面で優れている。</p> <p>(iii) 現地盤の起状に対する調整が容易である。</p>
<p>B案 (サンドマット)</p>  <p>サンドバッグ</p> <p>サンドマット (約0.65m³/m)</p> <p>1.2m</p> <p>MHWS(DL+1.800)</p> <p>1:1.5</p> <p>0.900m</p> <p>0.160m</p> <p>2.6m</p> <p>サンドマット (約1.5m³/m)</p>	<p>概略数量</p> <p>盛土 : 41.47m³ カドマット : 4.30m³ (両側) カドバッグ : 0.27m³ (両側)</p> <hr/> <p>概略工事費</p> <p>盛土 : A \$ 361 カドマット : A \$ 93 (両側) カドバッグ : A \$ 7 (両側) A \$ 461</p>	<p>機械施工のため作業速度は速く、1日約100m³のサンドマットのアウト・プットが可能。</p> <p>サンドマットの工事は、6ヶ月以内に終了。</p>	

Fig.3 法面保護工代替案比較図

案・概略図	概略数量 / 工費 (単位m当り)	施工性	耐久性及びメンテナンス	技術移転の効果	その他の問題点	総合評価
<p>第1案</p>  <p>コンクリート法面保護工 (t=15cm)</p> <p>▽ MHWS DL+1.800</p> <p>栗石</p> <p>1:1.5</p> <p>1:2</p> <p>1.0m</p> <p>0.5m</p> <p>平均高 2.3m</p>	<p>主要項目概略数量</p> <p>盛土 : 384.84m³</p> <p>コンクリート : 10.10m³</p> <p>法面保護工 : 2.10m³</p> <p>基礎掘削 : 1.88m³</p> <p>捨石 : 1.88m³ (両側分)</p> <p>概略工事費</p> <p>A \$ 820 / m</p>	<p>コンクリート・ポンプによる機械施工であり施工速度は速い。</p> <p>又、コンクリート骨材は、サンドピットから容易に採れる。</p>	<p>無筋コンクリートであり、塩害による耐久性低下は殆ど無視できる。</p> <p>代替案3案中で最も耐久性に富み、将来のメンテナンス・コストは僅かである。</p>	<p>型枠費が他のコンクリート構造より安価であること、水中コンクリートに使用できること等より、キリバス国への技術移転の効果は大きい。</p>		<p>施工性、耐久性及び技術移転の観点から、推奨される最適案である。</p>
<p>第2案</p>  <p>ギャビオン工</p> <p>▽ MHWS DL+1.800</p> <p>栗石</p> <p>1:2.0</p> <p>1:2</p> <p>1.0m</p> <p>0.5m</p> <p>平均高 2.3m</p>	<p>主要項目概略数量</p> <p>盛土 : 35.88m³</p> <p>コンクリート : 5.12m³</p> <p>法面保護工 : 2.10m³</p> <p>基礎掘削 : 1.00m³</p> <p>捨石 : 1.00m³ (両側分)</p> <p>概略工事費</p> <p>A \$ 954 / m (第1案の94.8%)</p>	<p>土取場で採れる石をスクリーニングすることで材料調達は可能。</p>	<p>ギャビオンの金網の腐蝕は避けられない。</p> <p>金網の腐蝕後は、中詰石の流出があり、この修復のための費用が多額であり、キリバス政府の負担増となる。</p>	<p>タワラ島での実施例があり、技術移転の効果は少ない。</p>		
<p>第3案 (捨石)</p>  <p>捨石 (70kg / 個以上)</p> <p>栗石</p> <p>▽ MHWS DL+1.800</p> <p>栗石</p> <p>1:3.0</p> <p>1:2</p> <p>2.5m</p> <p>0.5m</p> <p>平均高 2.3m</p>	<p>主要項目概略数量</p> <p>盛土 : 41.47m³</p> <p>コンクリート : 7.02m³</p> <p>法面保護工 : 4.68m³</p> <p>基礎掘削 : 14.55m³</p> <p>捨石 : 14.55m³ (両側分)</p> <p>概略工事費</p> <p>A \$ 943 / m (第1案の100.5%)</p>	<p>70kg以上の石を約50万個必要とするが、この調達が困難である。</p> <p>注) 法勾配を、1:2にした場合は、石の重量103kg以上のものが必要となる。</p>	<p>将来のメンテナンス・コストは少ない。</p>	<p>タワラ島での実施例があり、技術移転の効果は少ない。</p>	<p>ボンリキから石材を調達するとして、概略工事費を計上した。この場合、石材運搬用のダンプ走行過多により既存道路の舗装の損傷の問題が予想される。</p>	

日当り作業可能時間

コーズウェイの建設現場の地盤高は+0.5 ~ +0.6 mで潮汐の影響を受けるリーフである。満潮時はリーフはほとんど水面下に没するが干潮時には干出するので陸上機械は稼働できる。

陸上機械の稼働時間帯を推定するために1985年の4月、6月、8月の潮汐表を利用して潮位+0.8M及び1.2M以下の時間を下記の表の通りに算定した。これによれば潮位+0.8M以下の時間は4.5~5.1時間であり平均時間は4.8時間である。

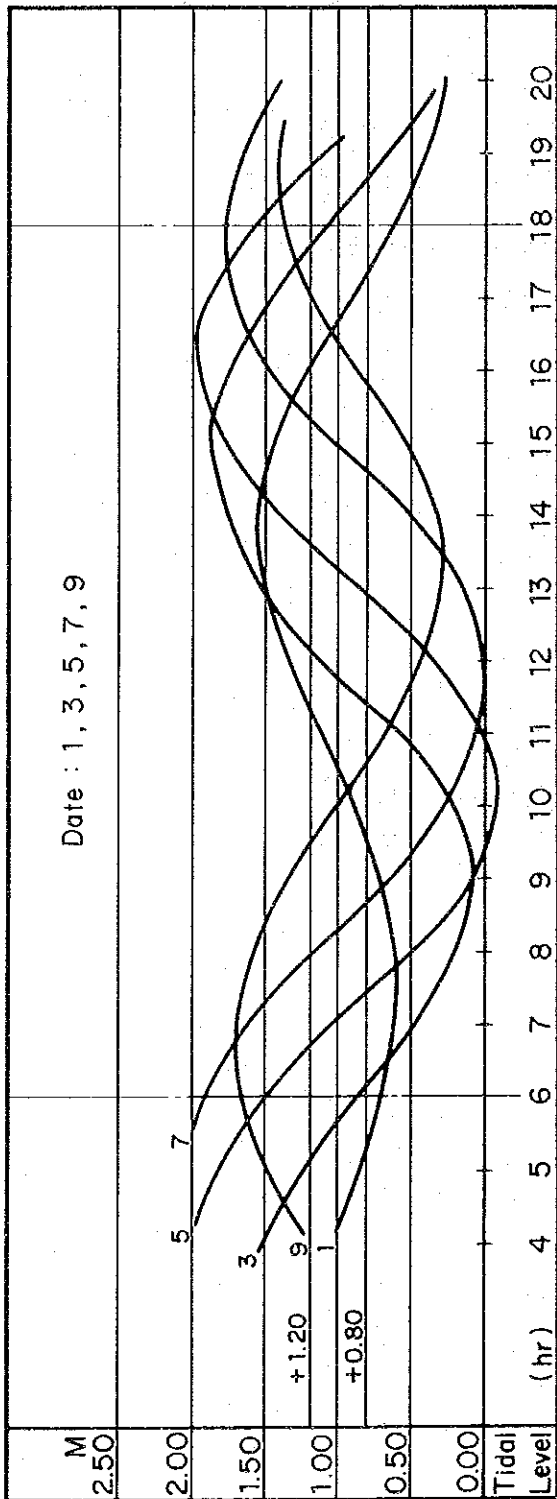
一方、潮位+1.2M以下の時間は7.8~9.0時間であり平均時間は8.3時間である。

Table. 1 作業可能時間

(6:00~18:00)

Date	APRIL (hr)		JUNE (hr)		AUG (hr)		TOTAL	
	+0.80 above C. D. L	+1.20 above C. D. L	+0.80 above C. D. L	+1.20 above C. D. L	+0.80 above C. D. L	+1.20 above C. D. L	+0.80	+1.20
1	4.2	7.3	5.4	6.7	5.5	7.4		
3	5.2	6.4	5.7	7.3	5.4	7.8		
5	5.5	7.0	6.3	8.4	5.2	8.3		
7	5.8	7.5	5.0	7.5	3.2	8.3		
9	5.0	7.5	4.1	8.3	1.8	12.0		
11	4.1	8.0	3.7	9.0	3.3	12.0		
13	1.2	8.7	4.5	8.8	5.5	9.3		
15	4.3	7.7	5.1	8.3	5.5	7.7		
17	5.5	6.8	5.5	8.1	5.5	7.2		
19	5.3	7.3	5.3	8.2	6.7	9.3		
21	5.2	7.8	5.9	8.8	5.3	7.8		
23	5.2	8.5	5.0	8.0	3.4	12.0		
25	4.2	8.8	4.5	6.7	4.4	12.0		
27	3.7	9.0	4.6	8.0	5.6	8.0		
29	3.3	8.0	5.4	7.9	5.4	7.1		
31	—	—	—	—	5.2	7.0		
(hr) Total	67.7	116.3	76.0	120.0	76.9	143.2		
(hr) Average	4.5	7.8	5.1	8.0	4.8	9.0	4.8	8.3

APRIL, 1985



APRIL, 1985

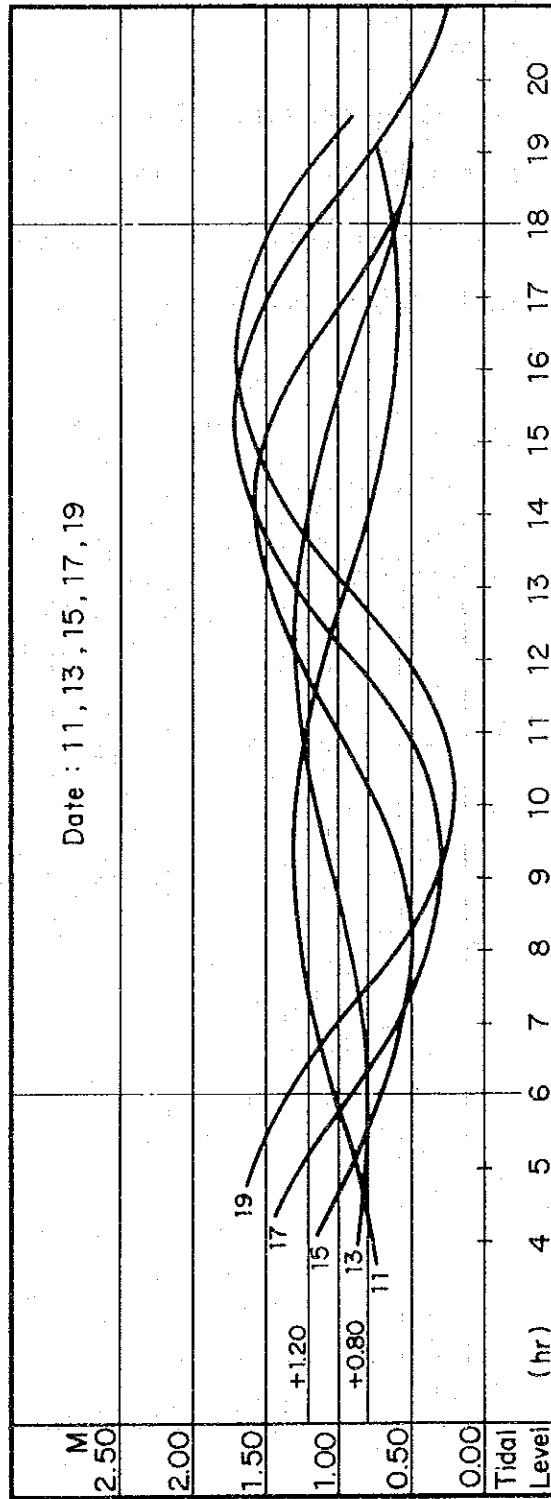


Fig.1 Tidal Level in TARAWA

APRIL, 1985

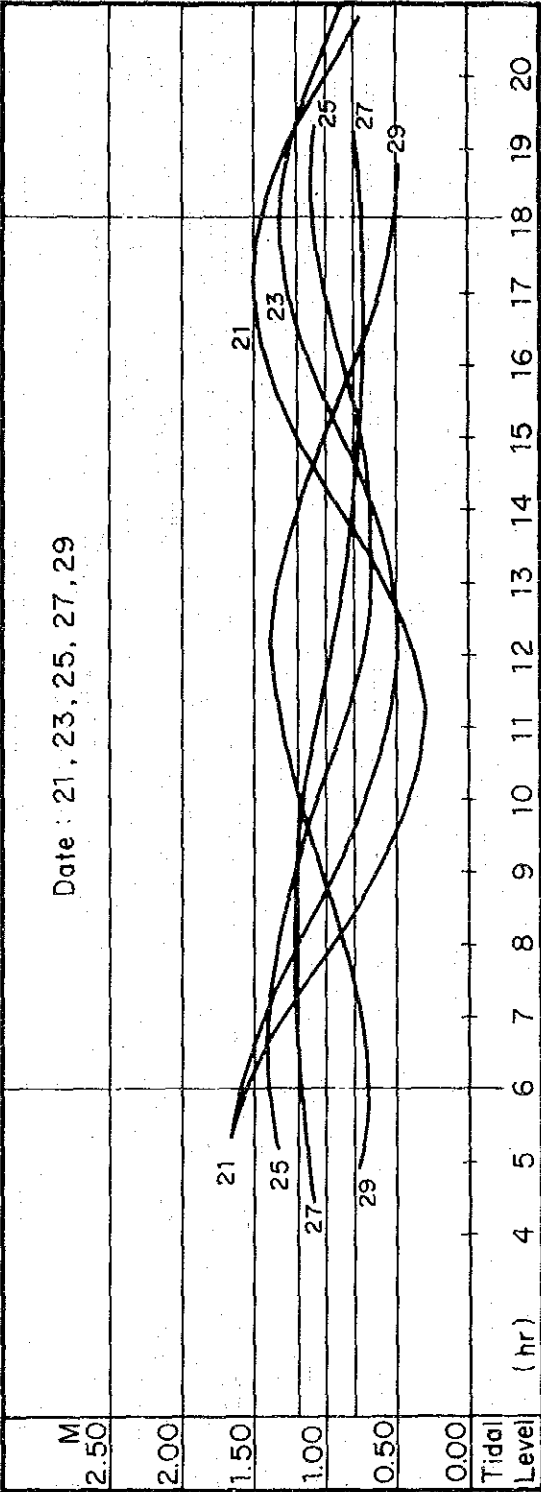
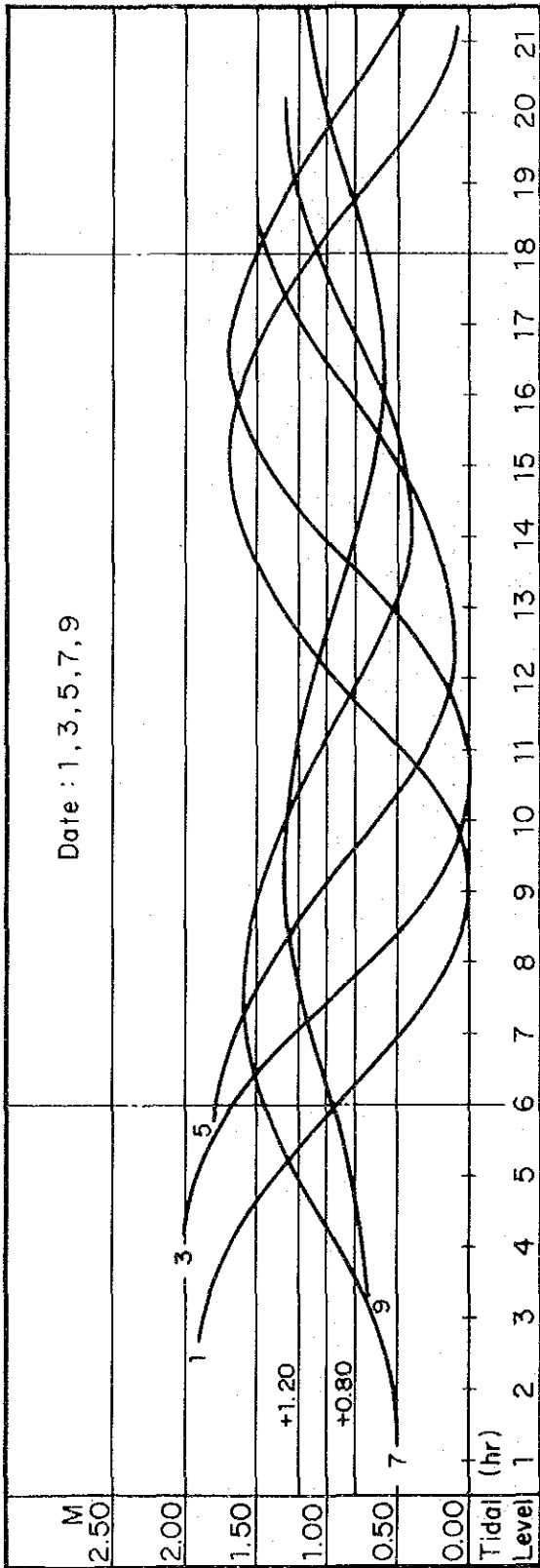


Fig.2 Tidal Level in TARAWA

JUNE, 1985



JUNE, 1985

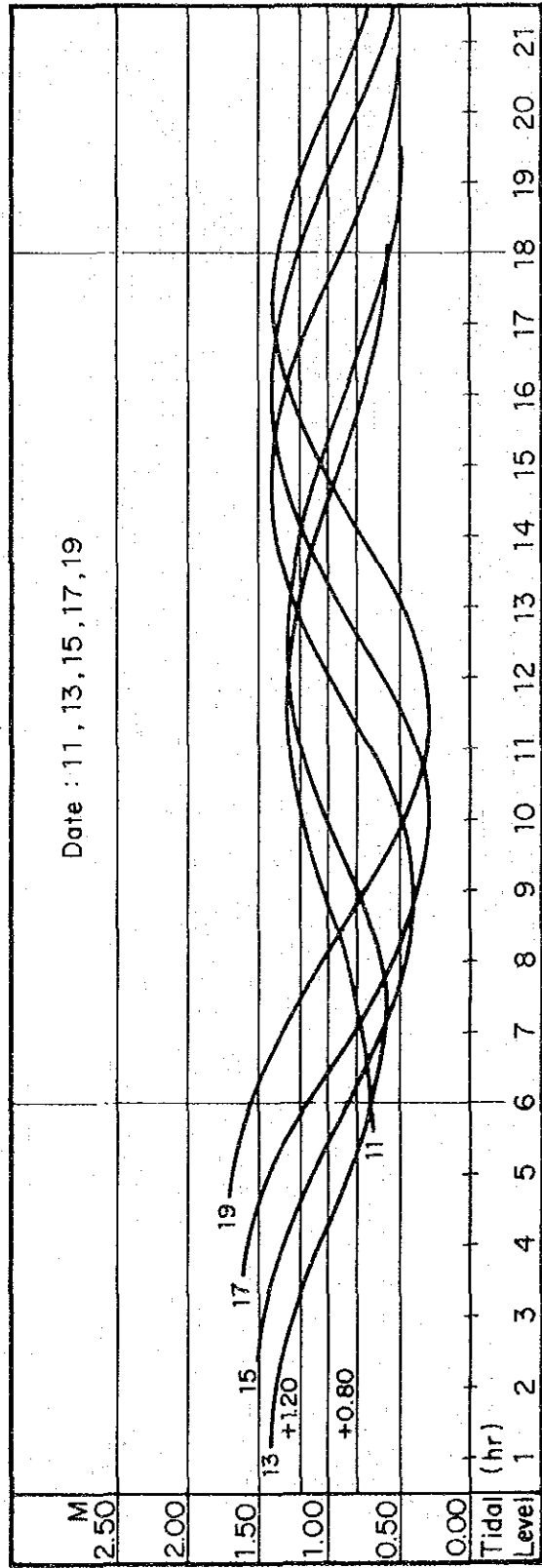
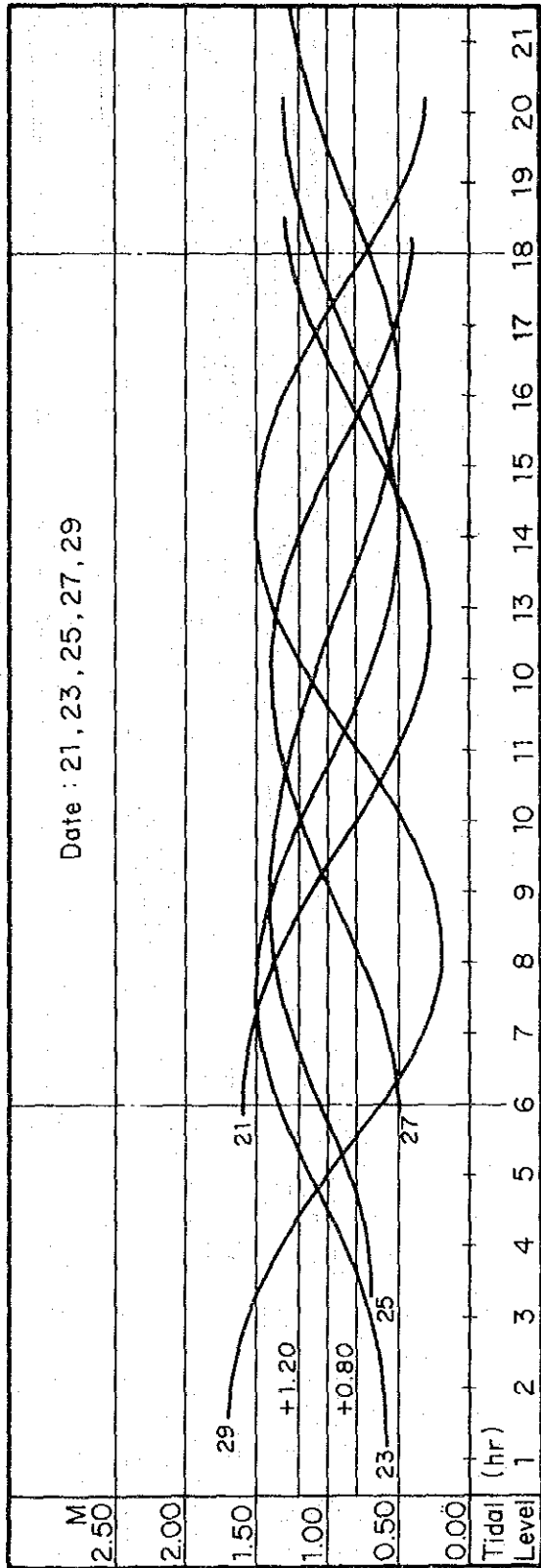


Fig. 3 Tidal Level in TARAWA

JUNE, 1985



AUGUST, 1985

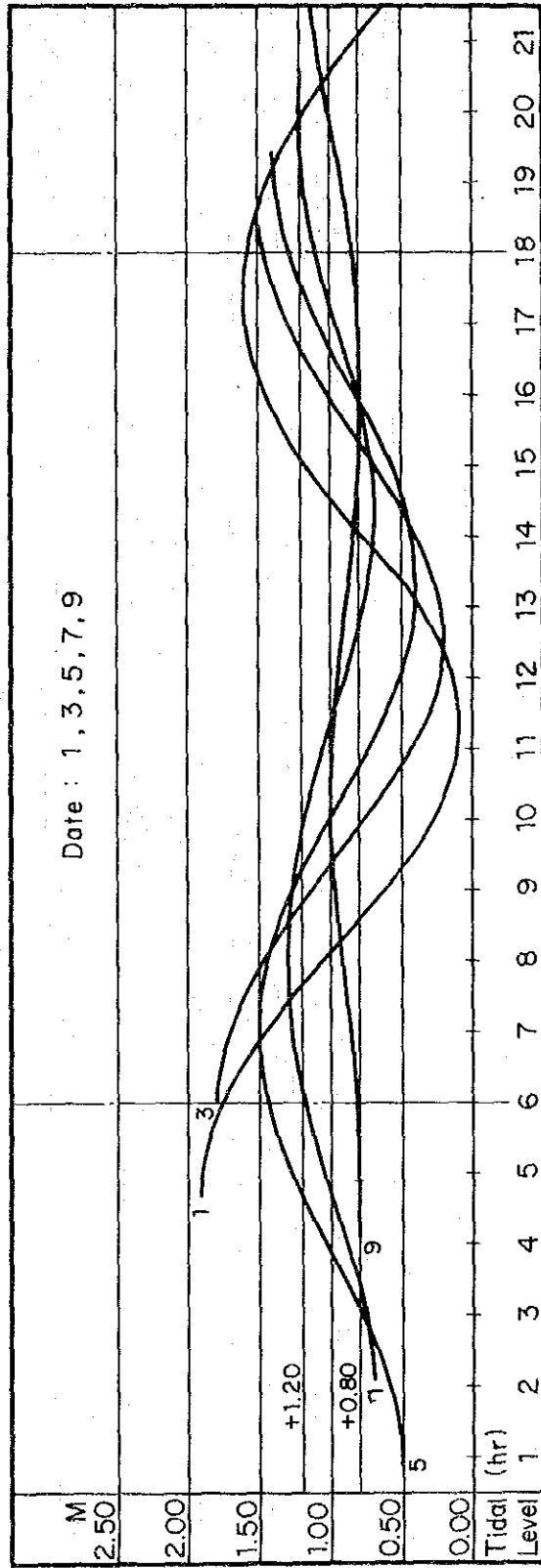
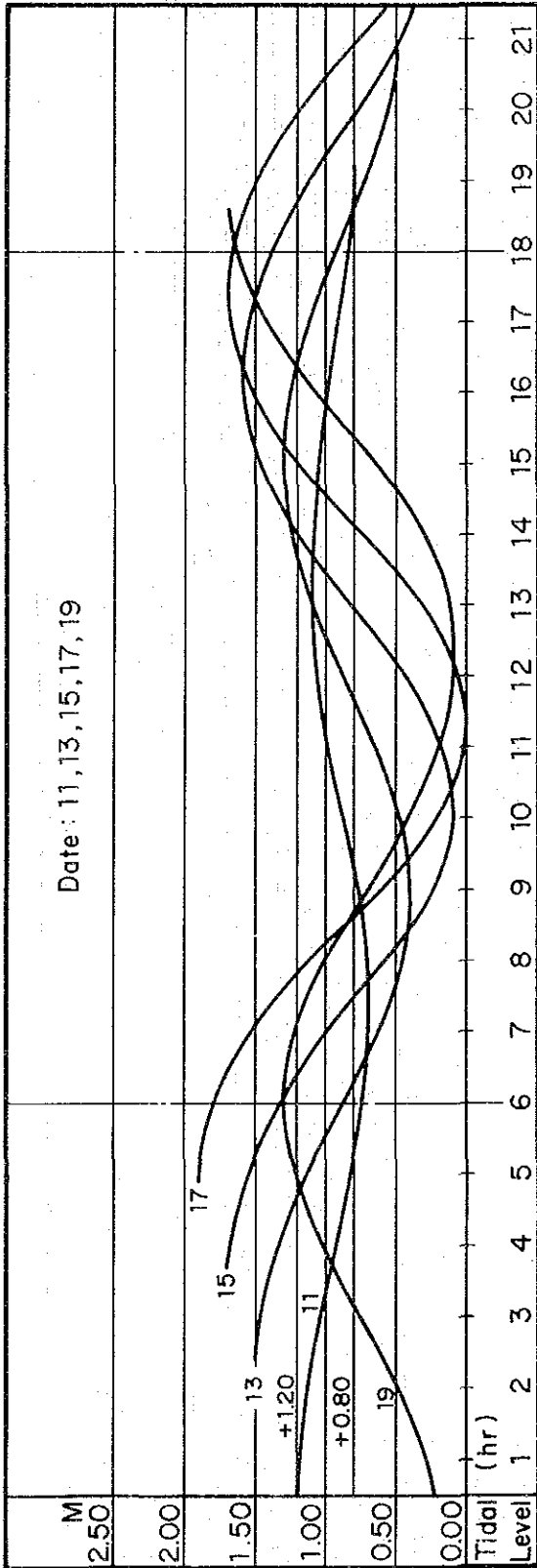


Fig.4 Tidal Level in TARAWA

AUGUST, 1985



AUGUST, 1985

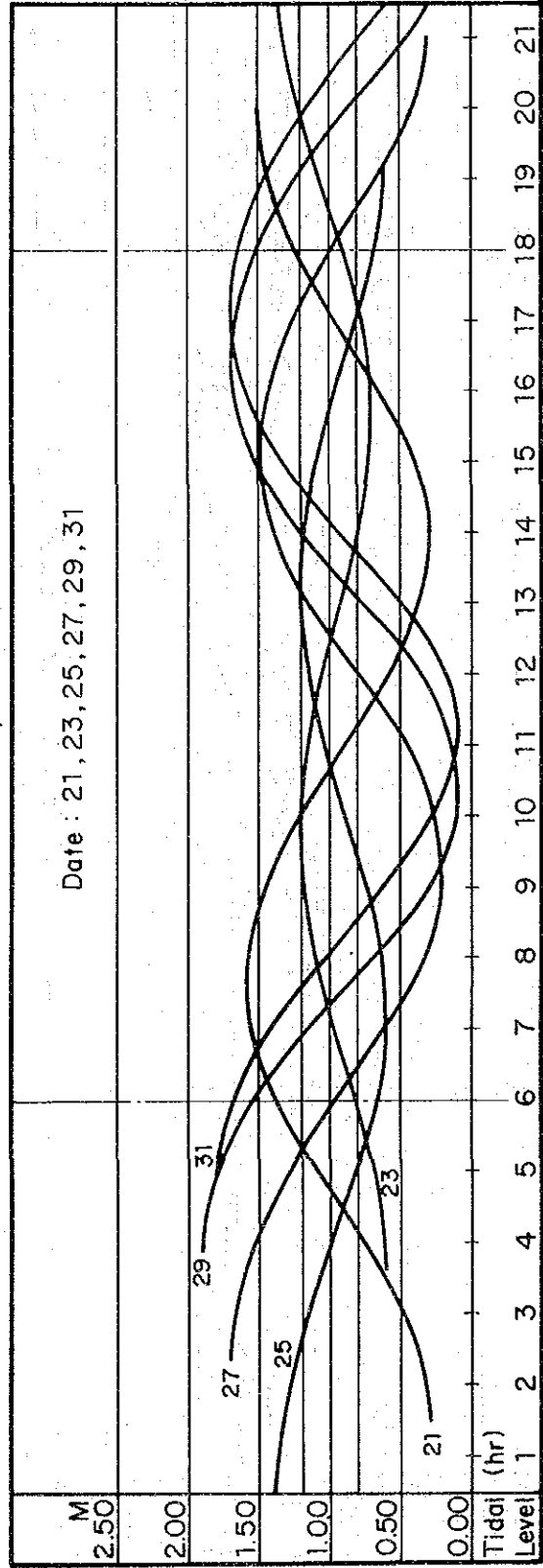


Fig.5 Tidal Level in TARAWA

不発弾調査

(1) 目的

ベシオーバイリキコースウェイ建設の計画地域は、第二次世界大戦中の激戦地であった。そのため建設用の土取場の地区やコースウェイ路線上に不発弾が埋没している可能性があり、不発弾の有無を確認し、その安全対策を策定するために磁器探査機による調査を実施した。

(2) 調査方法

(i) 磁器探査機

- 4016形磁器探査機は次の4ユニットから構成されている。

- ① 探査プローブ
- ② コントロールボックス
- ③ 記録機
- ④ 音声増幅機

- 探査可能深度及び範囲

埋没している砲弾及び機雷の大きさ及び態位に応じてこれから3～6mの距離に於いて確実に探査することが出来、本磁器探査機では通常、下記の範囲で探知する事が出来る。(但し、距離は探査プローブ先端からの距離を表わす)

対象物	探知可能距離
① 80mmφ 砲弾級	1.5m～2.0m
② 50kg 爆弾級	2.0m～3.0m
③ 100kg “	2.5m～3.5m

(ii) 探査方法

探査地域に探査線を設定し、この探査線に沿って探査員が探査プローブを垂直に支持して歩行して探査する。今回は不発弾の有無に関する概略調査であるため、探査線の設定幅は10m毎に設定した。

(3) 調査の実施

場 所：A. バイリキ側のリーフ上，計画コースウェイ付近 図. 2 参照

B. ベシオ側のリーフ上，土取場予定地点 図. 3 参照

日時：A. 昭和60年4月14日（日）8：30～10：30

B. 昭和60年4月14日（日）15：15～16：00

不発弾探査区域を土取場候補地の中から選定した。

磁器探査による調査は4月14日の午前と午後の2回に分けて行なった。この時間帯に於いてリーフ上は潮汐の影響を受け冠水しているため、水夫2人が各々探査プローブ（No.1）、コントロールボックス（No.2）を携帯し、水中探査を行いボート上には記録機（No.3）、音声増幅機（No.4）を設置したものである。図. 1 参照

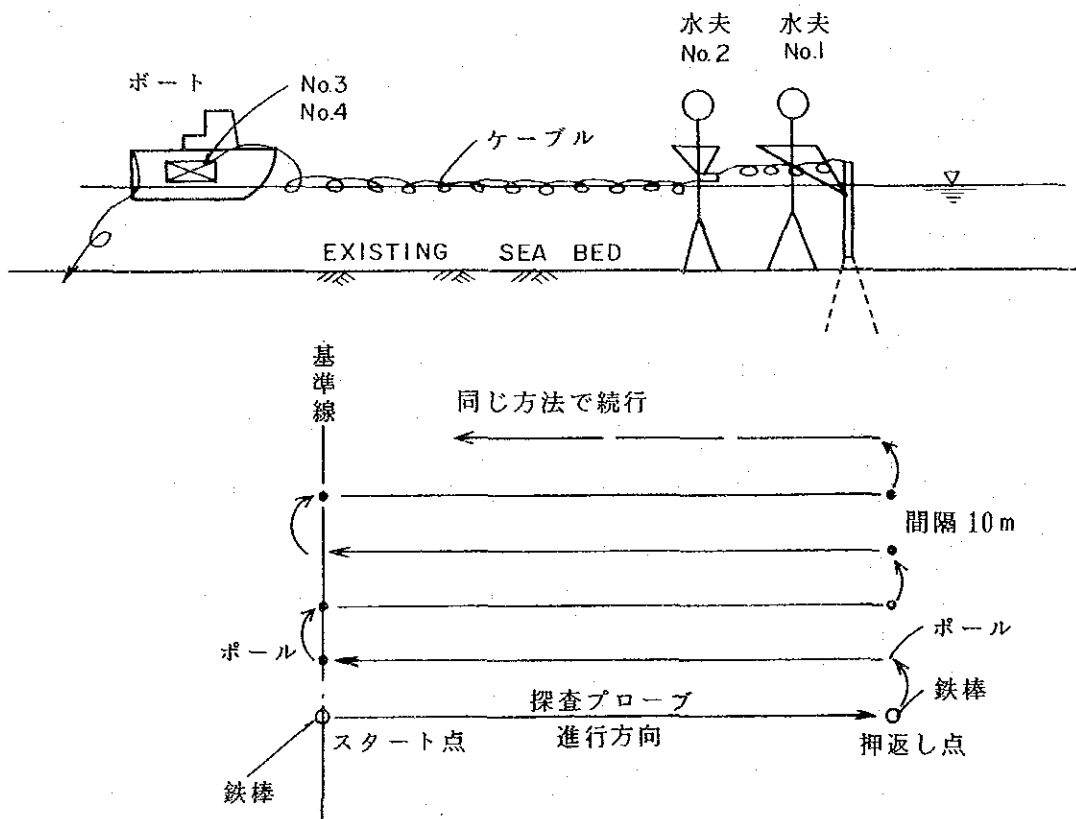


図. 1 探査方法とその手順

(4) 調査結果

B地区：本地区は図. 2 に示したようにバイリキ側のコースウェイに隣接する区域で探査記録によれば、海底に埋没されている電話ケーブル、海底電力線の外装金属が反応を示しただけで不発弾と考えられる未確認物体は発見できなかった。

C地区：本地区は図. 3 に示したようにベシオ側のリーフ上に位置する土取場候補地である。探査記録によれば探査線上、1ヶ所を除き小さな反応が大部分であった。しかしながら、水中であるため地中に埋没している物体をその時点では確認することはできなかった。干潮時に目視した結果、それ等の多くは地表面にあるドラム缶の鉄片、ワイヤの切はし、空き缶等であったが地中に埋没している物体は確認出来なかった。

(5) 今後の課題

B地区は戦場の中心であったベシオ島から、3 km程度離れており今回の調査で異常な物体の発見はなかった。

C地区は激戦地域で記録によれば大規模な艦砲射撃を受けた所である。今回の調査ではかなり大きな金属の埋没物と推定される反応があるので今後工事着手する迄に建設予定地及び土取場に於いて磁気探査を詳細に行い未確認金属の確認が必要である。

工事にあたっては、これら確認された物体が不発弾の場合すみやかに埋戻し、土取場としては避けなければならない。

Appendix 4-15 (4)

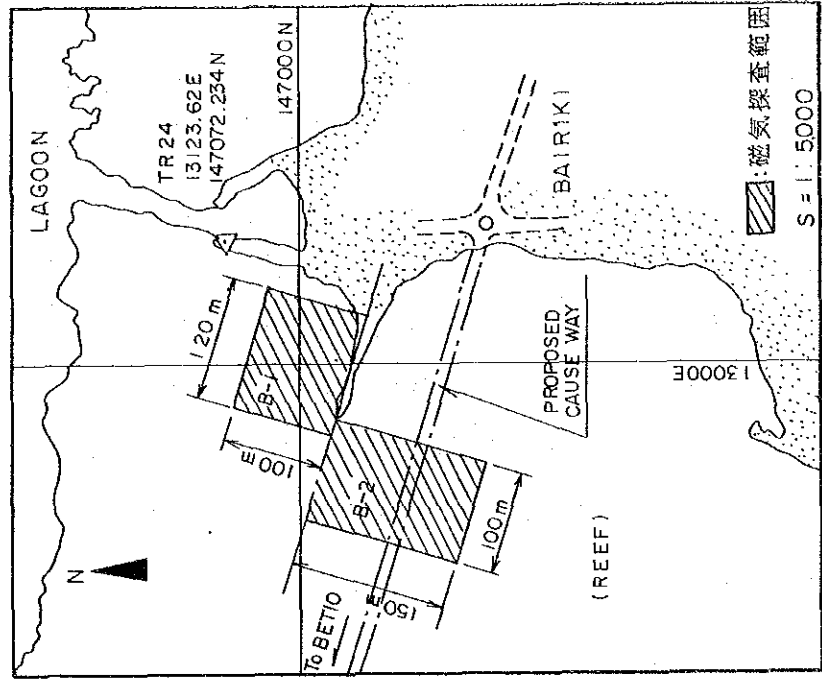


图 2 B 调查区域

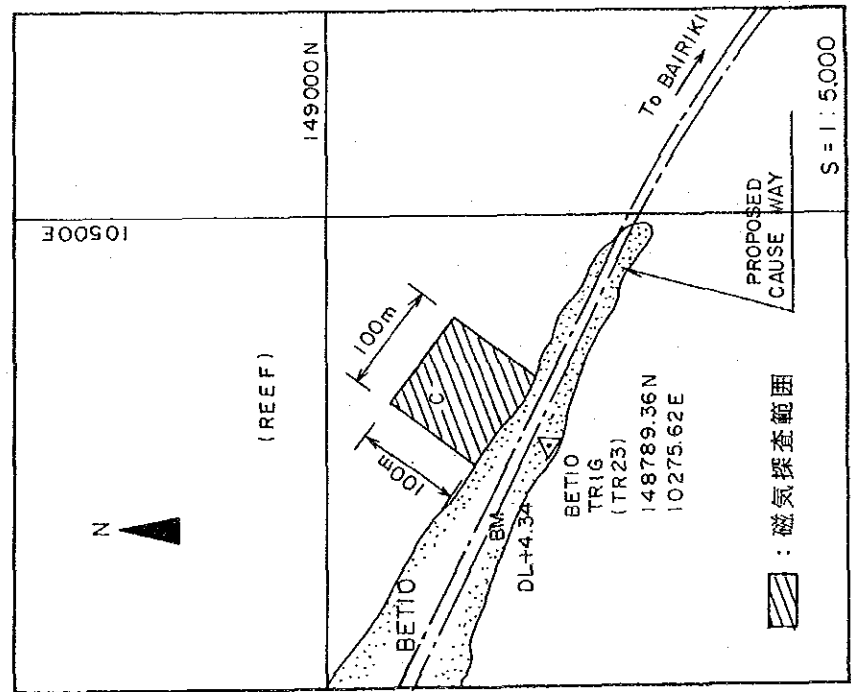
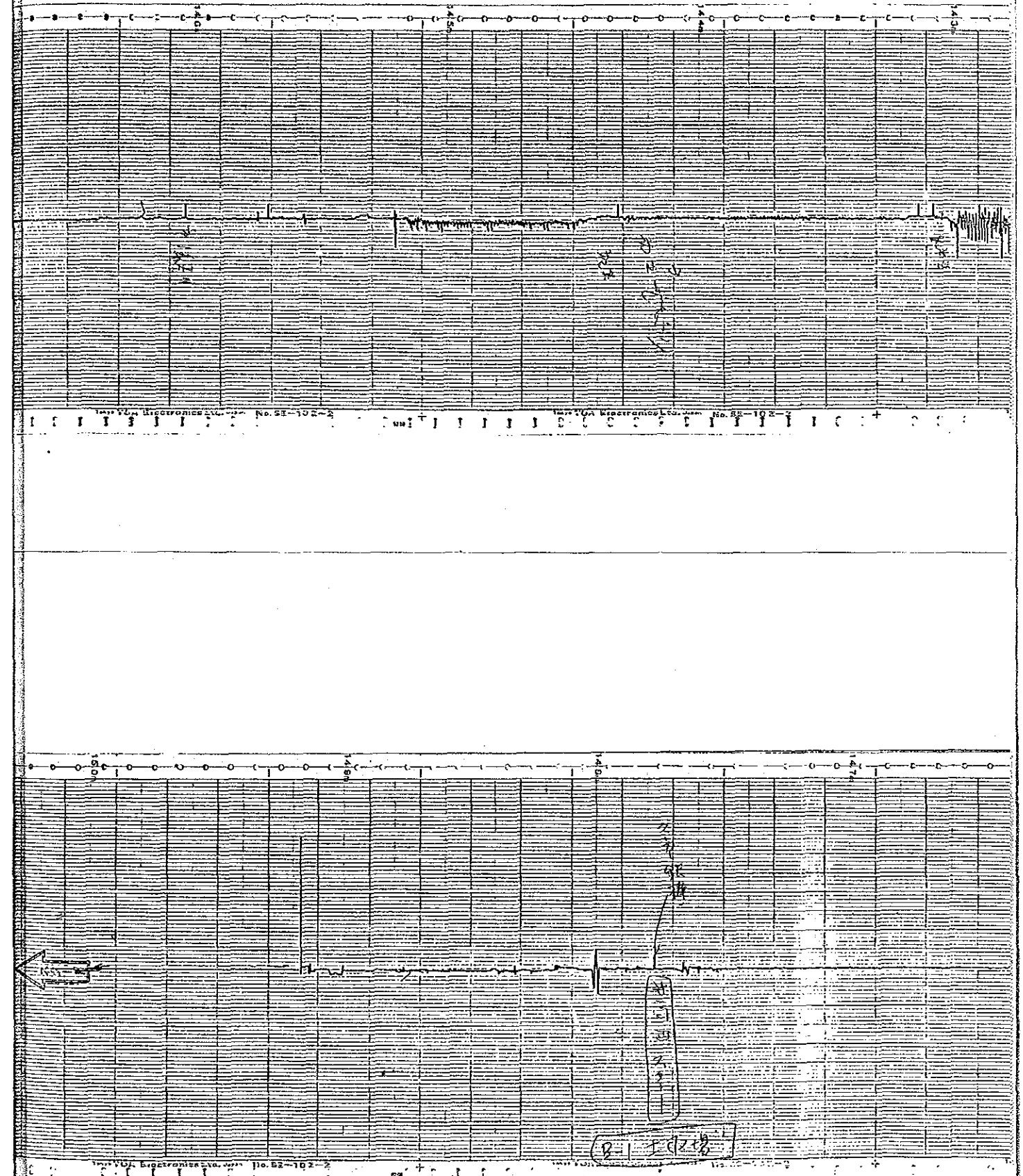
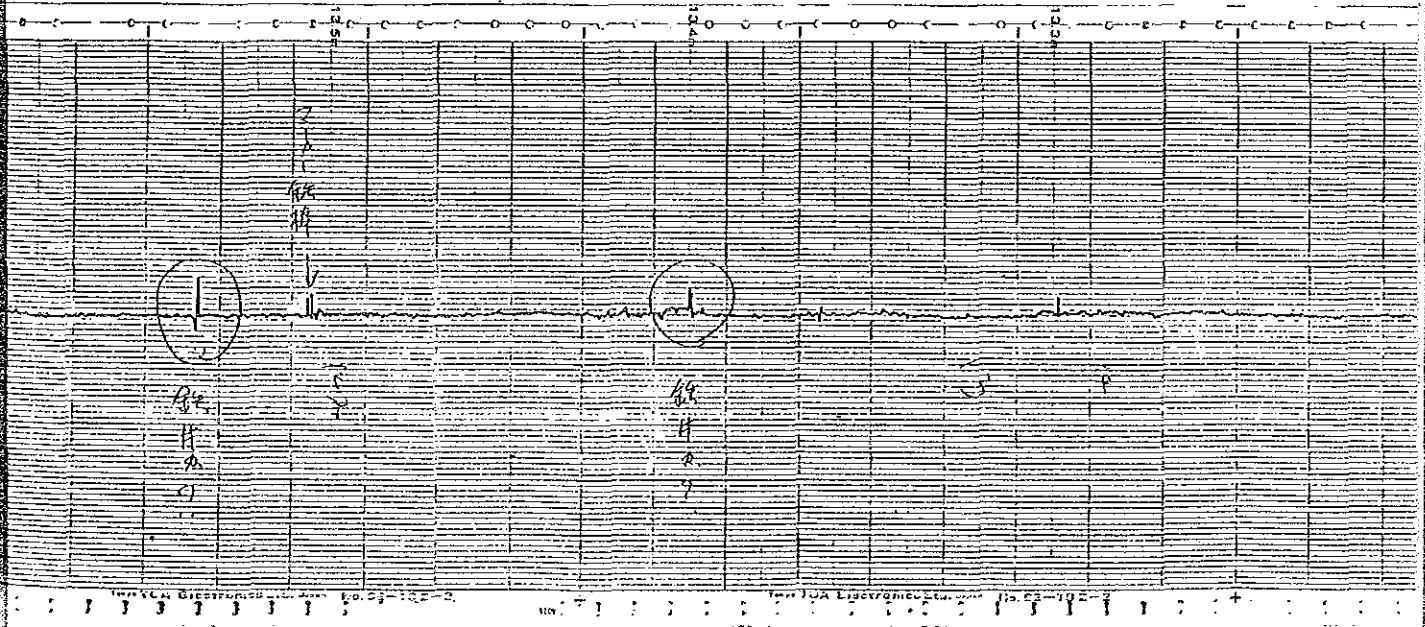
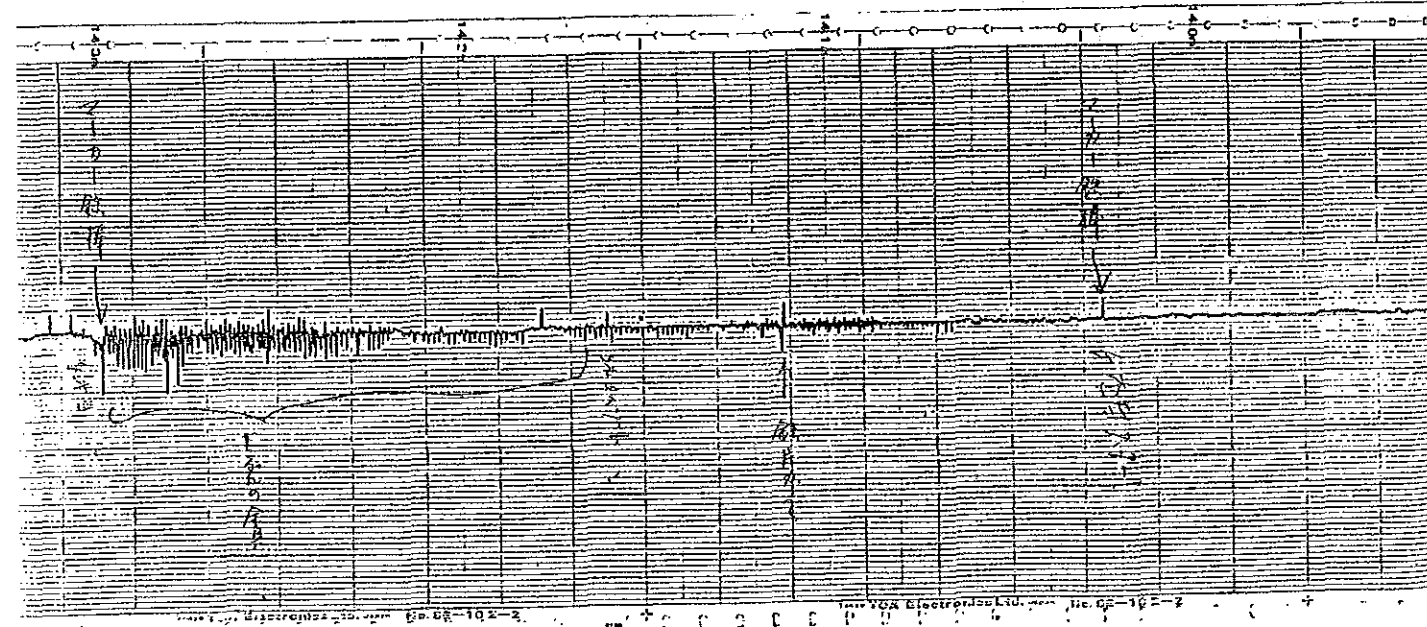
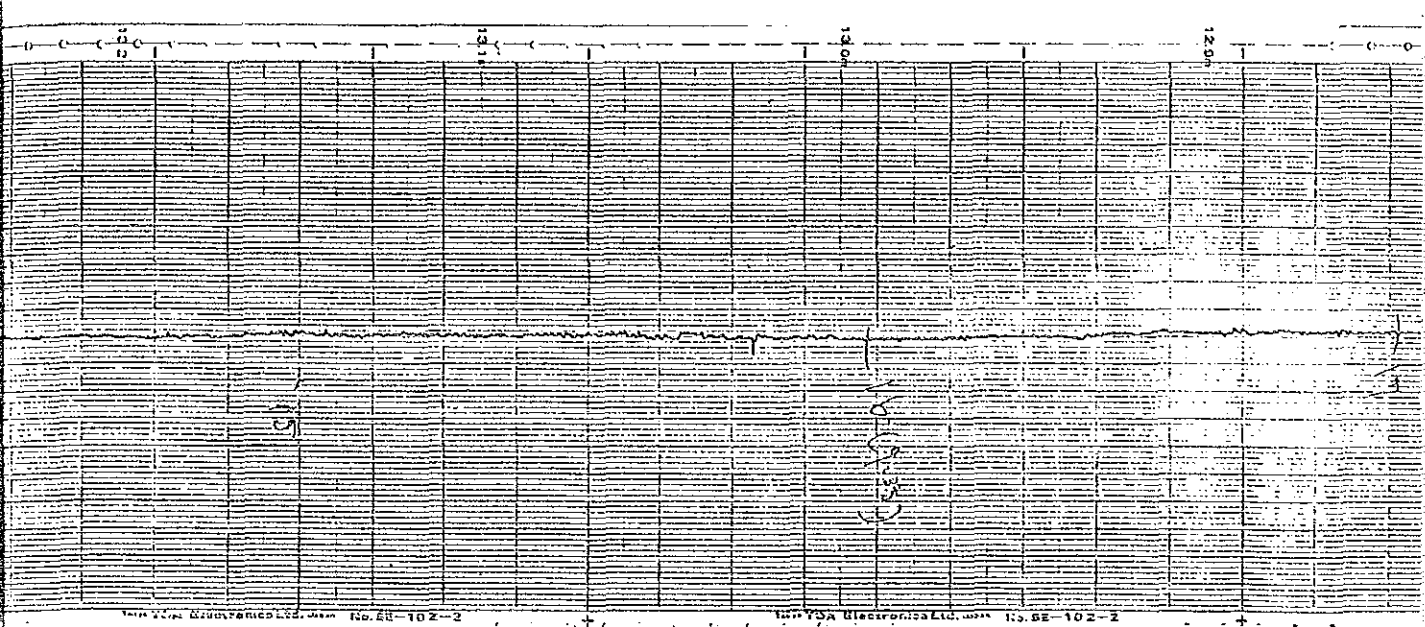
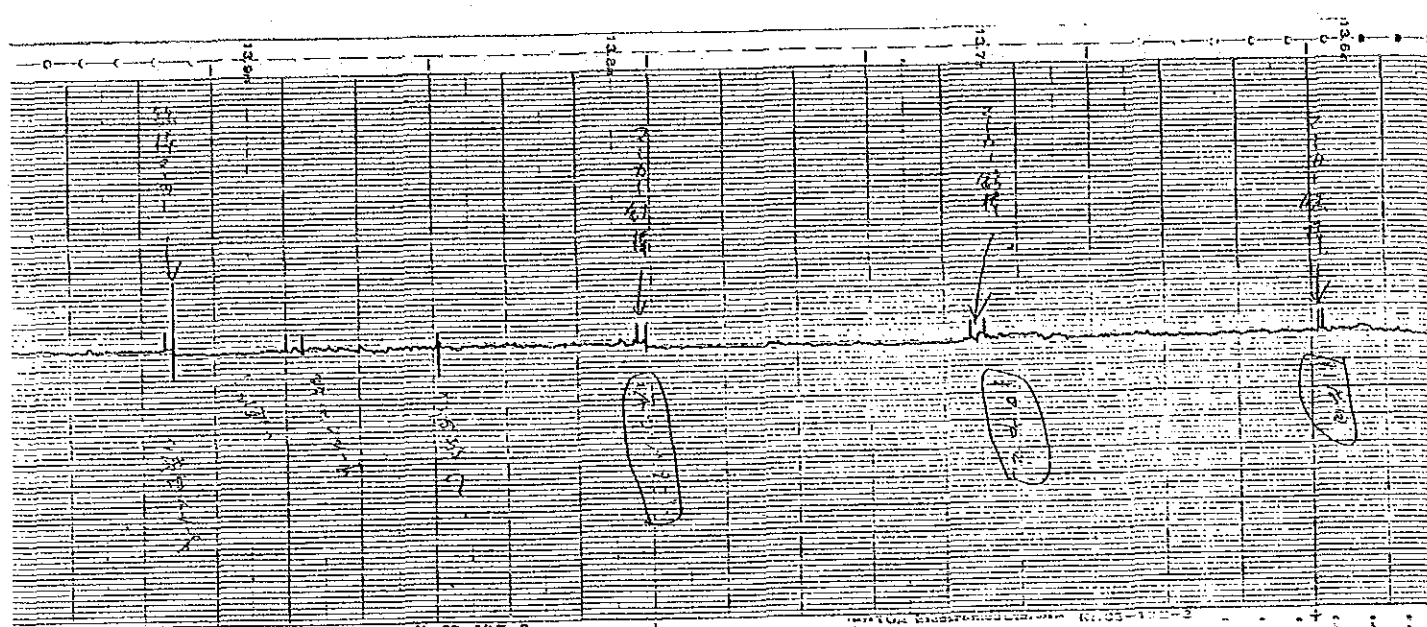
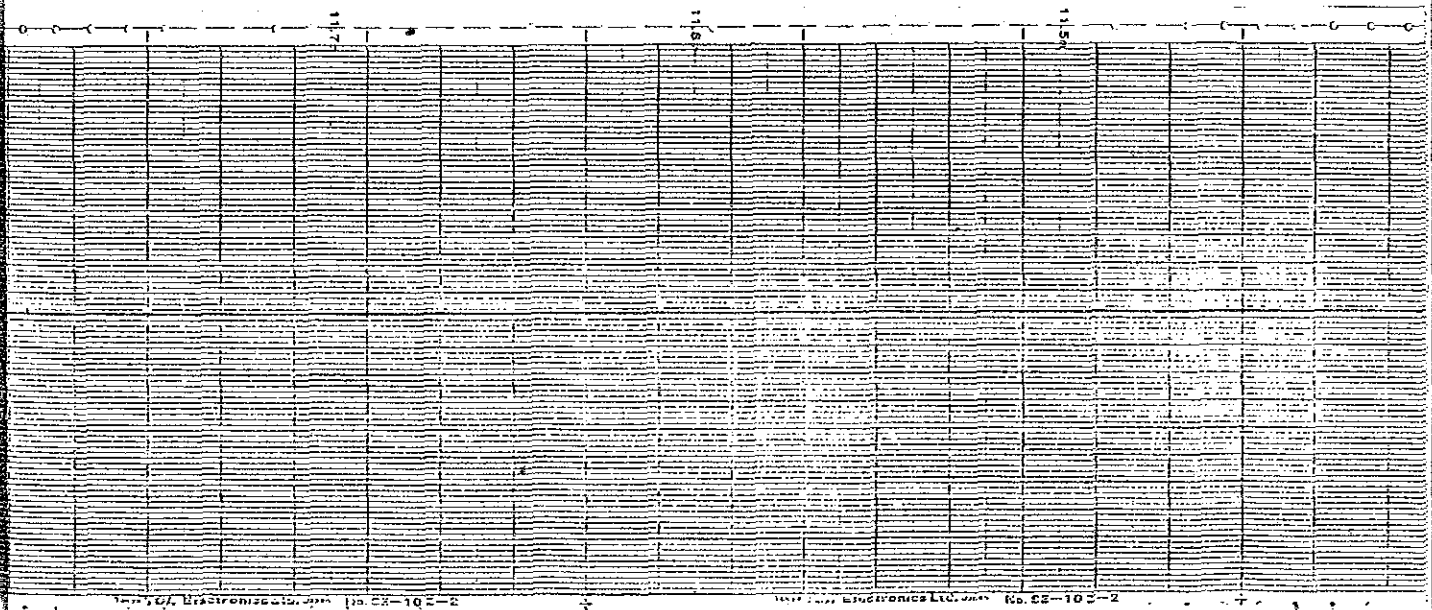
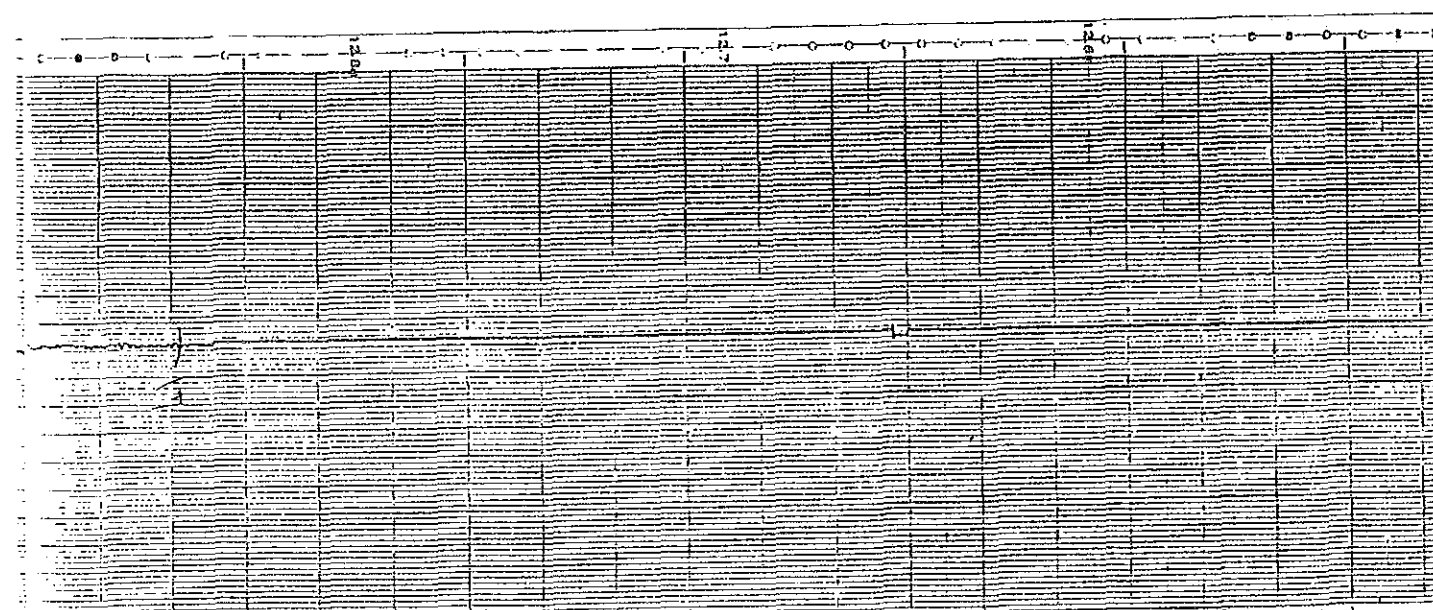
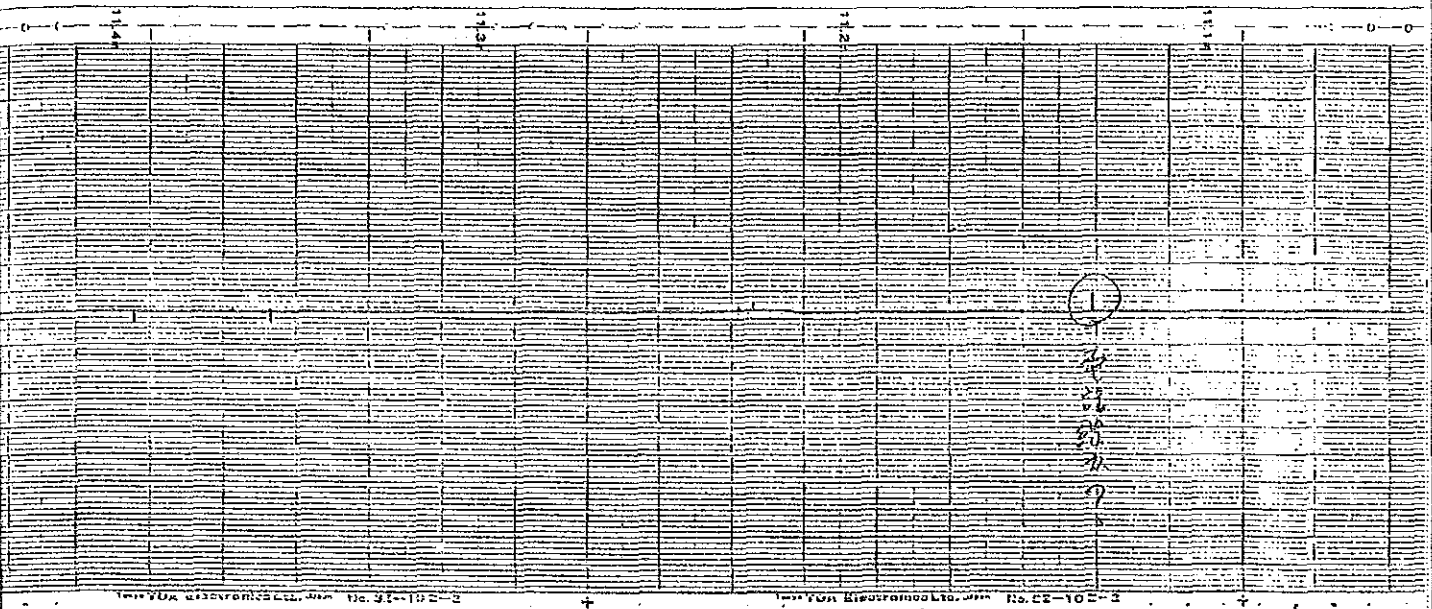
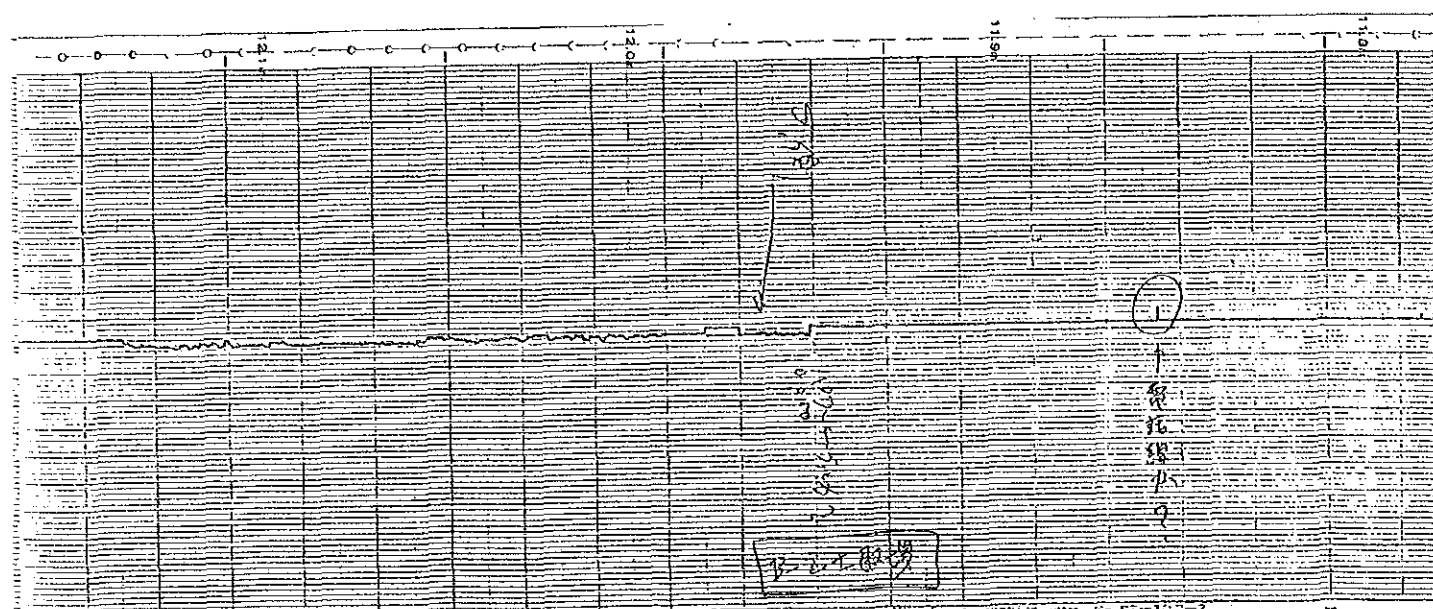
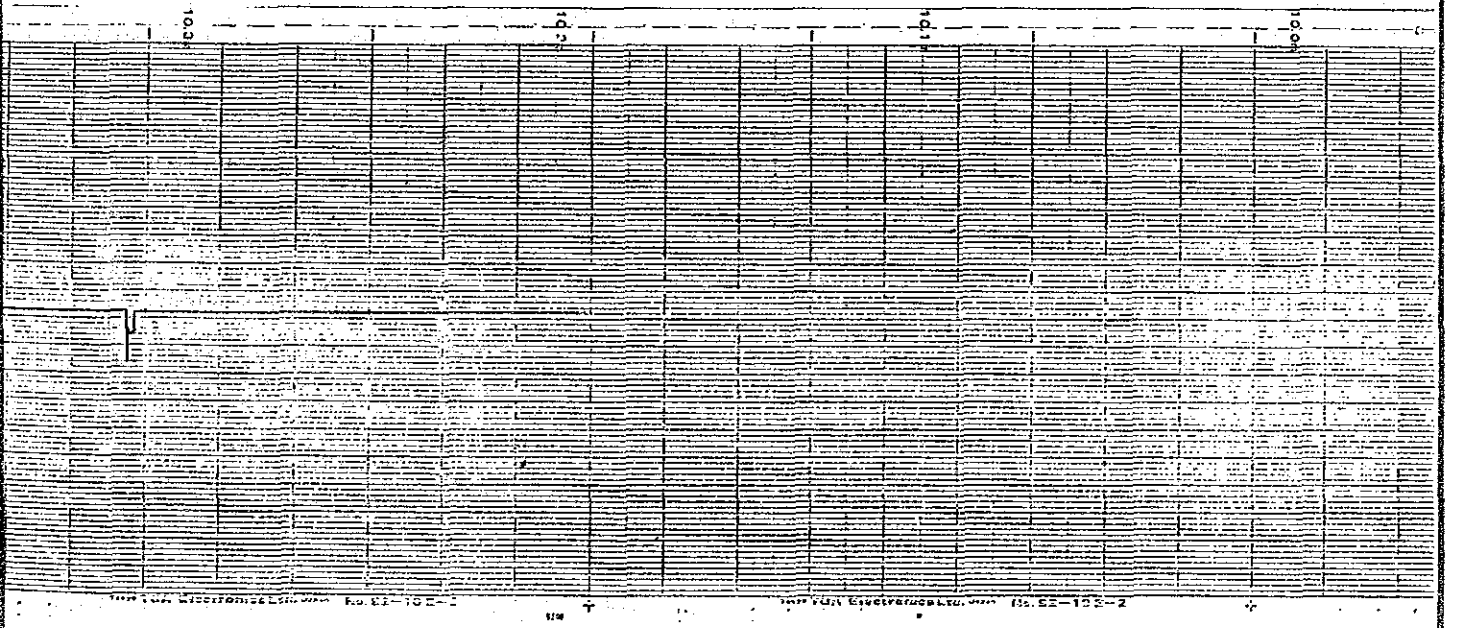
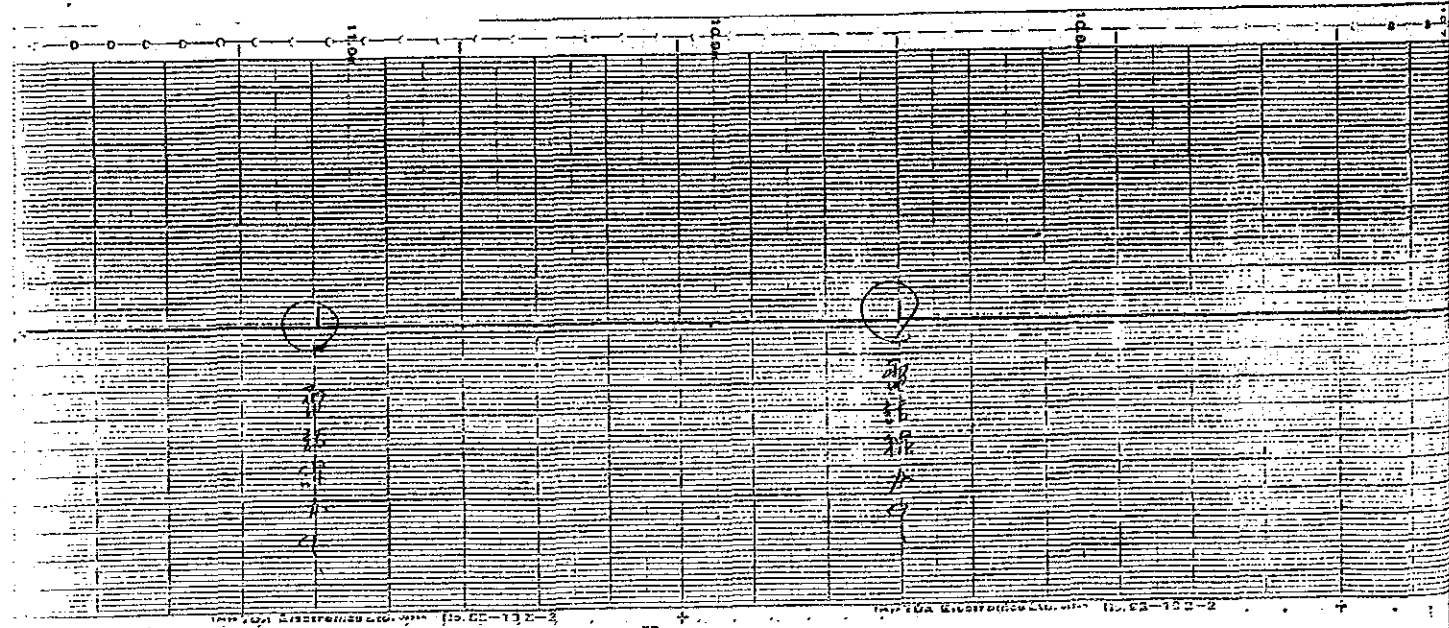
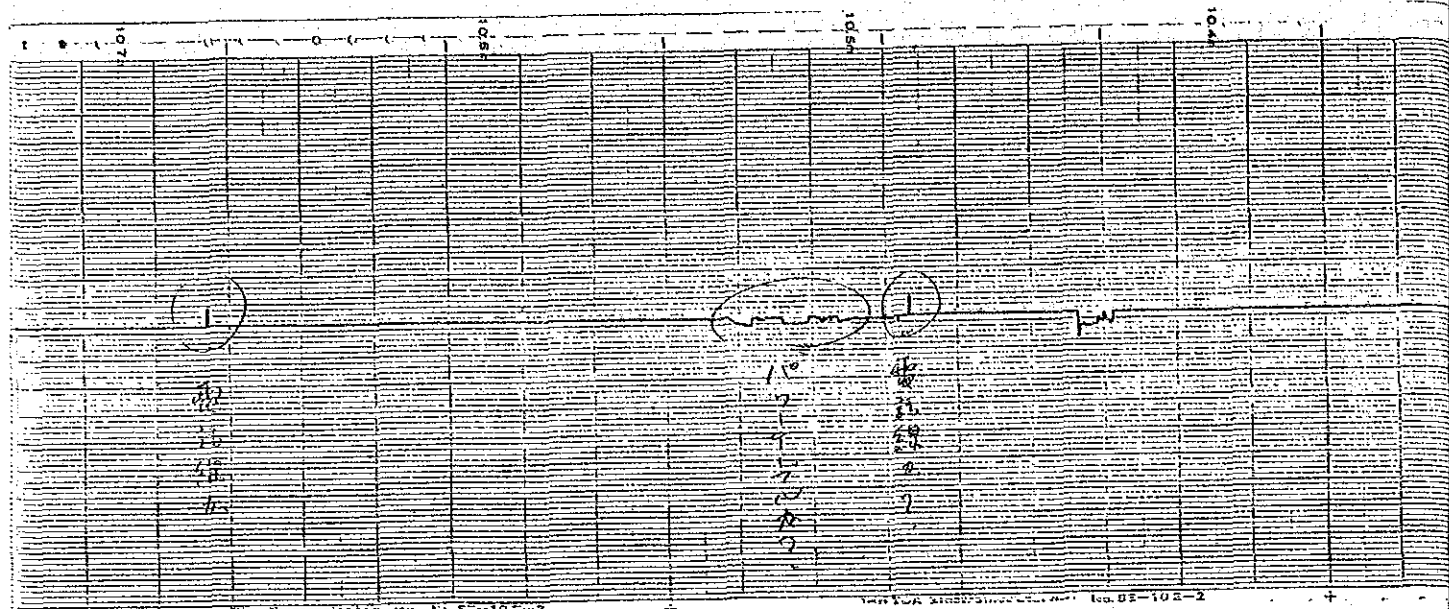


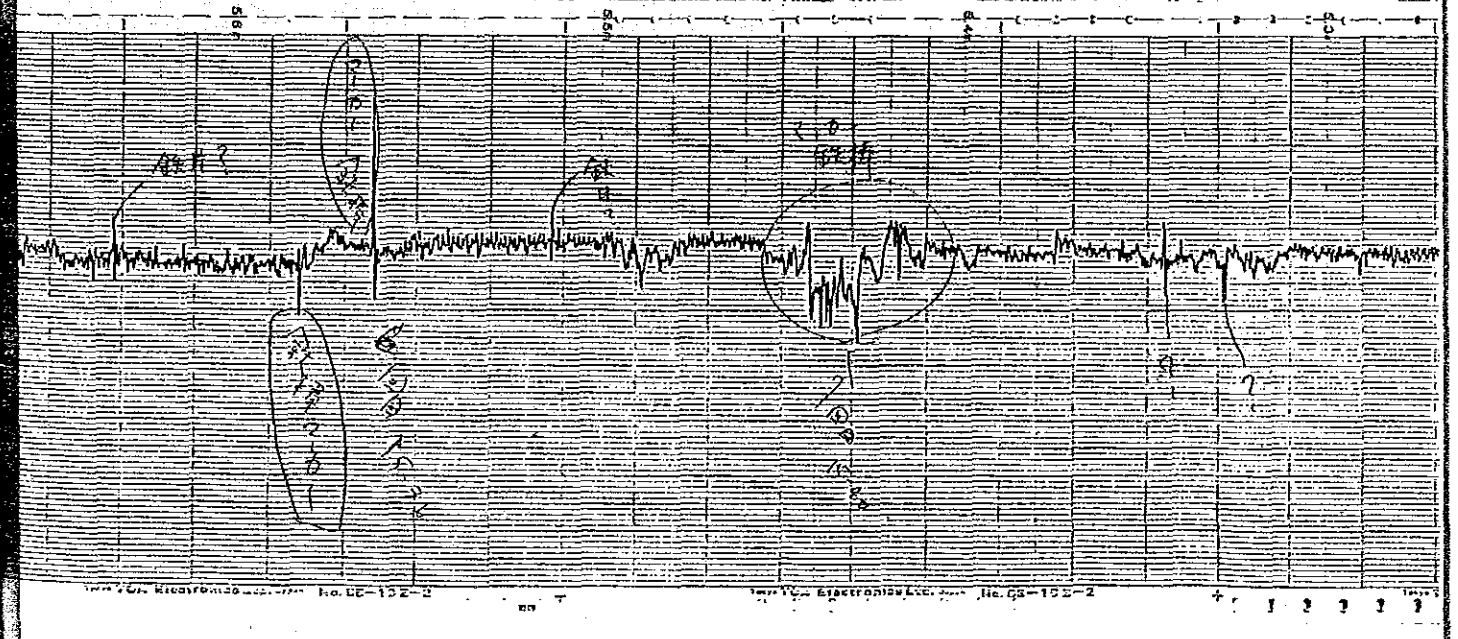
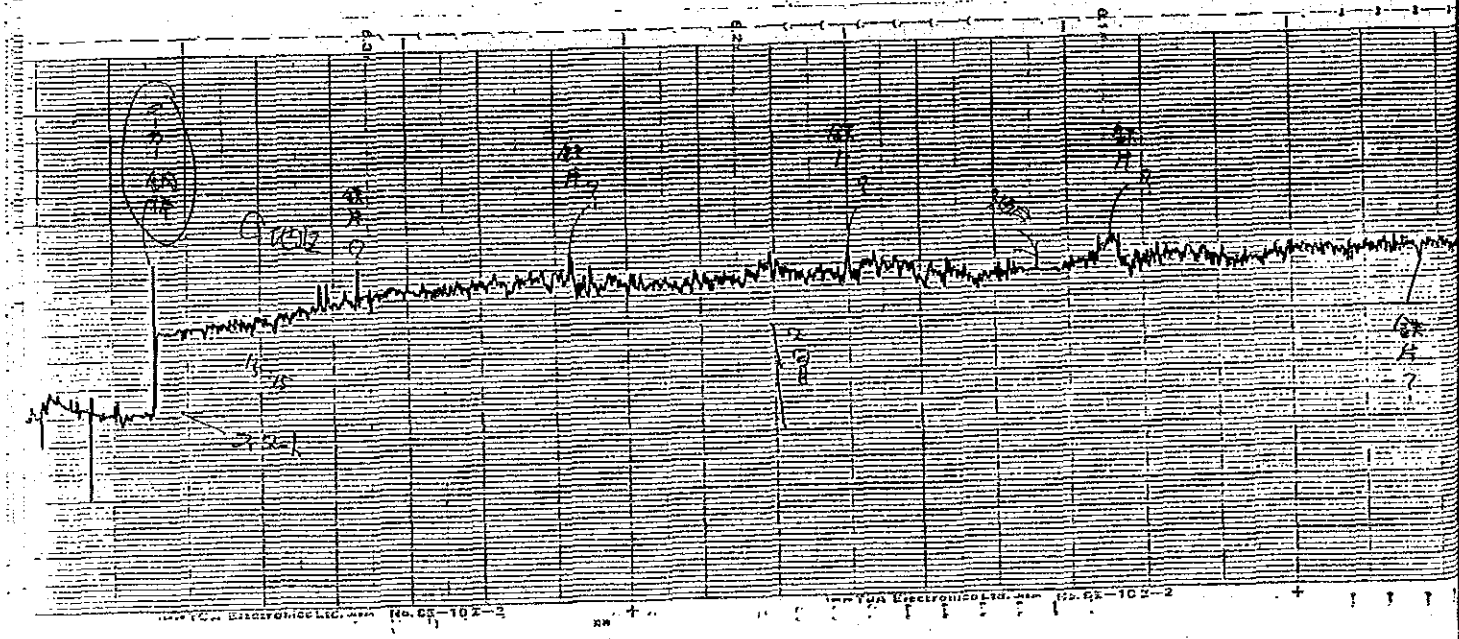
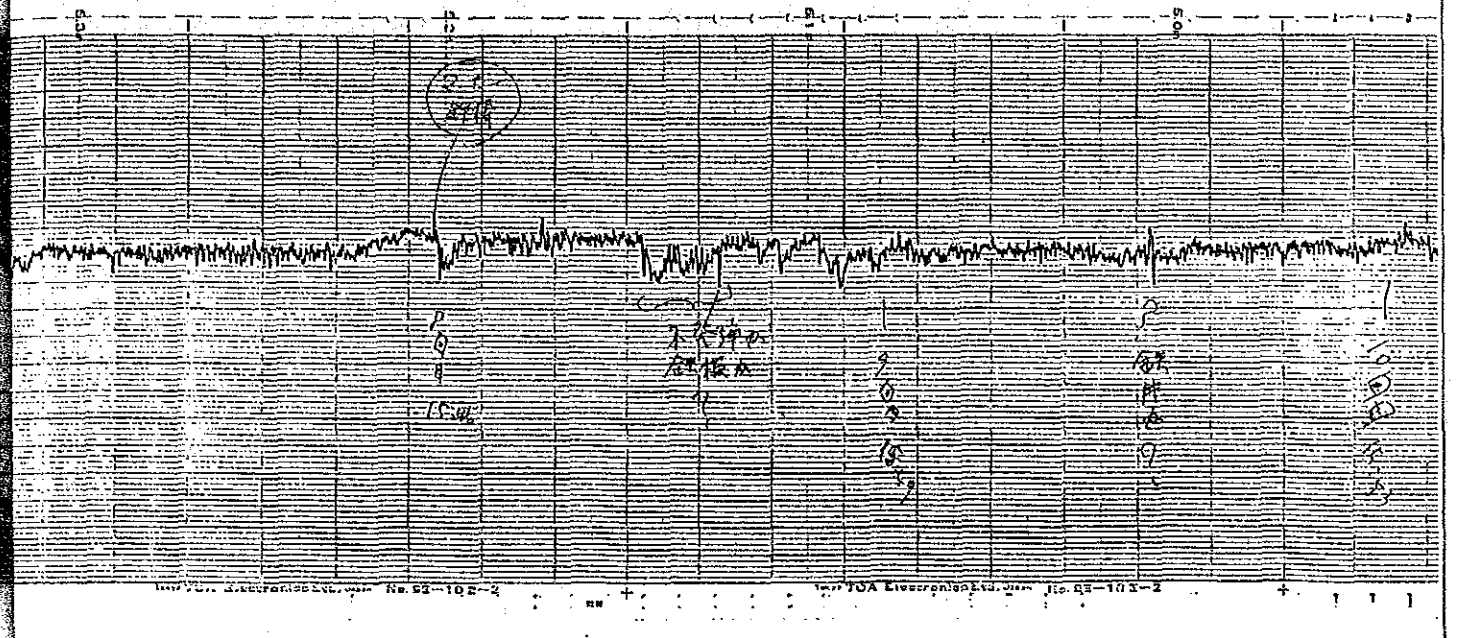
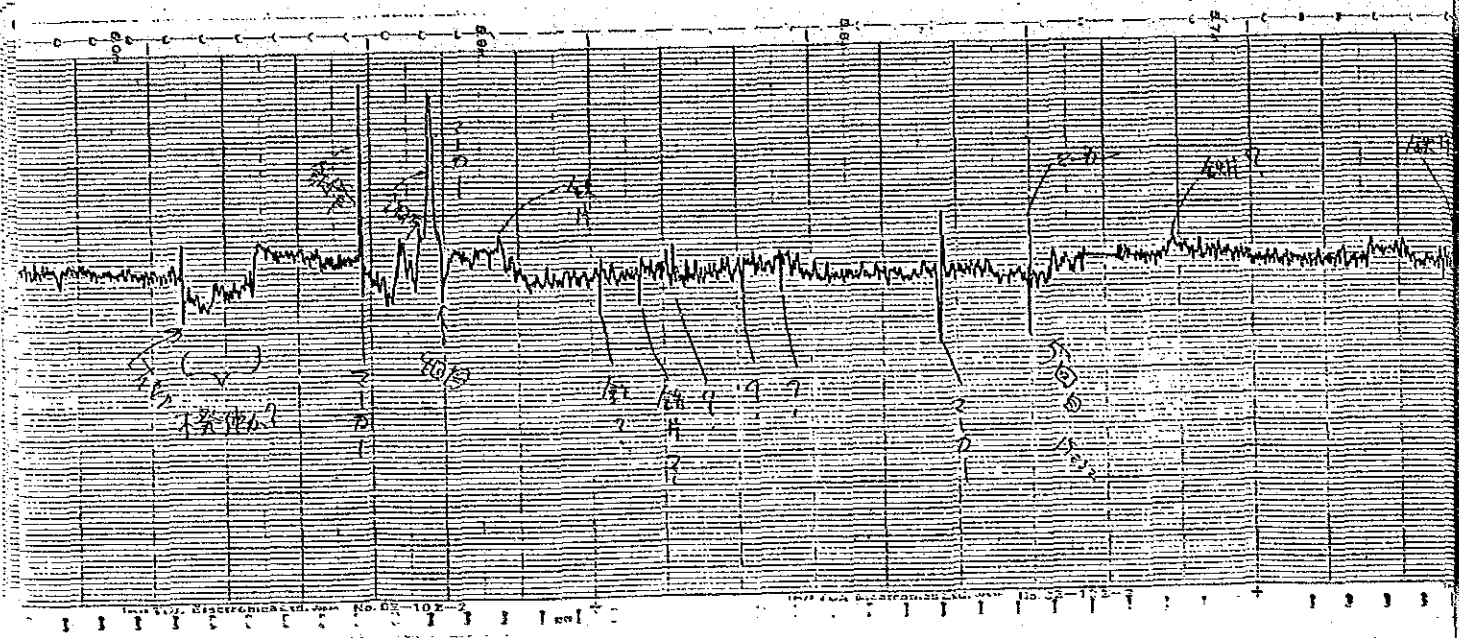
图 3 C 调查区域











フェリー及びはしけ輸送費用内訳

1. フェリーの輸送

1-1 フェリーの運行費用

フェリーの運行費用は、現行と変わらないものとし、1984年の実績値を基にして算出する。人件費維持管理費についてはShadow Rate (0.87)を適用する。

	人件費	維持管理費	燃料費
1984年実績	107,443	42,716	75,750
Shadow Rate	0.87	0.87	—
修正値	93,475	37,163	75,750

1-2 フェリー新船購入費用

現行のフェリー3隻のうち2隻は1987年、1隻は1988年と耐用年数がかかるので新たに買替えるものとする。

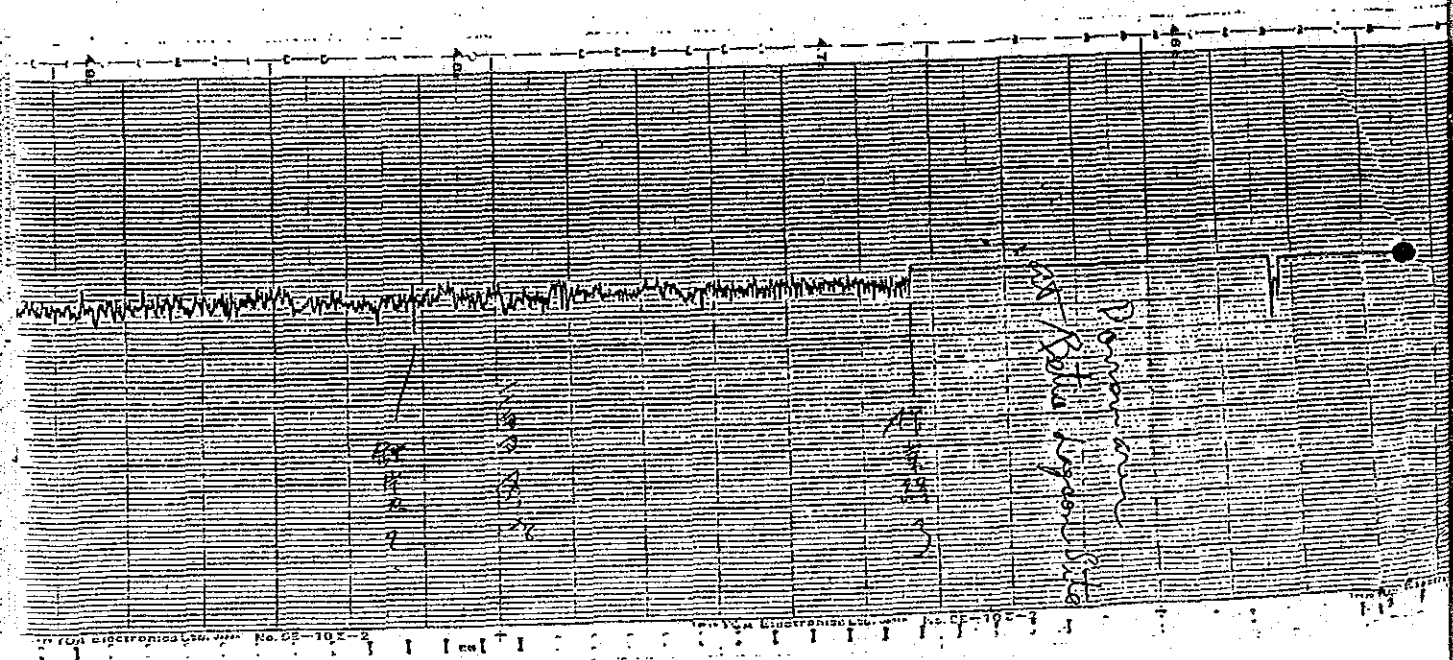
新船の容量は、購入後の輸送量の伸びに対応できるものでなくてはならない。従って1987年及び1988年購入予定の新船の容量は現行フェリーの4割増しとする。購入費用はA \$ 650,000であるが廃船時の残存価値(購入費の10%)を考慮し、A \$ 585,000とする。2002年及び2003年時に購入予定の新船は2割増のA \$ 702,000とする。

1987年	2隻	A \$ 585,000 × 2 = A \$ 1,170,000
1988年	1隻	A \$ 585,000
2003年	2隻	A \$ 702,000 × 2 = A \$ 1,404,000
2004年	1隻	A \$ 702,000

1-3 タコロンガ新ターミナル建設

ベシオ島のフェリーターミナルはベシオ港内にあるが、ベシオ港の棧橋拡張計画に伴いフェリー施設はベシオ島の東端タコロンガに移設される事になる。その為の建設費はMinistry of Communicationの報告書(1983年作成)によるとA \$ 605,000と見積られている。

コーズウェイが建設されれば、フェリー輸送施設は廃止される事になるのでこのタコロンガの新ターミナルも建設不要となる。従ってこの新ターミナル建設予



定費用 (A \$ 605,000) はコーズウェイ建設による節約便益と考えてよい。但し、節約便益としては建設費用の87% (Shadow Rate) として A \$ 526,000 とする。

1 - 4 新ターミナル維持管理費用

新ターミナルの年間の維持管理費用は建設費の 0.2% とする。

$$A \$ 526,000 \times 0.002 = A \$ 1,052 \approx A \$ 1,000$$

2. はしけの費用

はしけの輸送費用は、荷役費用のみとした。荷役費用は1981年JICAキリバス国ベシオ漁港整備計画基本設計調査報告書により、A \$ 2.60/トンとし5%のインフレ率を見込み1985年価格でA \$ 3.3/トンとした。

時間価値

潜在賃金率

熟練労働者の潜在賃金は、国内市場価格が機会費用をあらわしているものと見なした。
国内市場価格の国境価格への標準変換率は次の式によって算定した。

$$S C F = \frac{I + E}{(I + T I) + (E - T E)}$$

S C F : 標準変換率

I : 輸入総額	(1981年	19,558千ドル)
E : 輸出総額	("	3,377千ドル)
T I : 輸入関税総額	("	3,328千ドル)
T E : 輸出関税総額	("	15千ドル)

1981年の貿易統計により S C F = 0.87を得た、これより熟練労働者の潜在賃率は S C F と等しく 0.87とした。

時間価値

時間価値は、現地の就業者の平均的時間当り賃金に潜在賃率 (0.87) を乗じて求めた。
南タラワ地域の就業者の約 4 割が公務員である。ここでは公務員の賃金水準レベルの 1 から 19 までのうち、構成比の高いレベル 11 から 16 を選びそれらの年収の平均値 A \$ 3,050 を南タラワ地域の賃金の代表値とした。

1985年のキリバス国の G D P の推計値は A \$ 37,000,000 であり、人口は 7 万人である。
1985年の 1 人当り G D P は約 A \$ 530 と推計され、又南タラワの世帯構成員人数の平均値は 7.2 人である事から、一世帯当りの所得は約 A \$ 3,800 と推計される。

従って、ここで設定した賃金の平均値 A \$ 3,050 は過大な評価値とはなっていない。

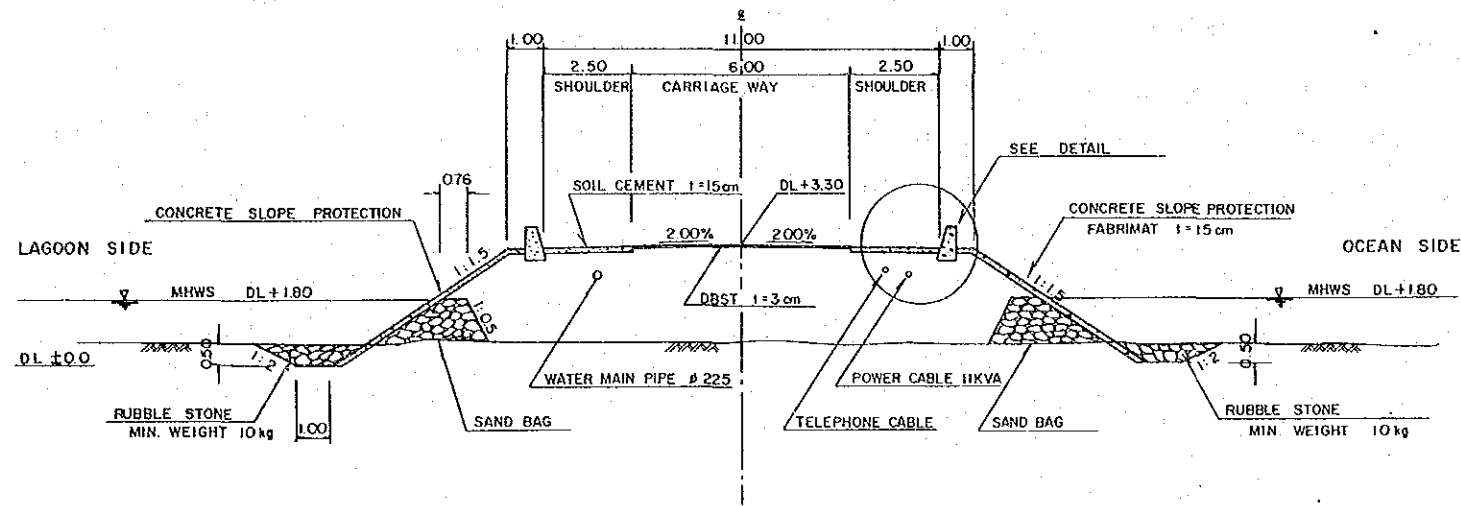
時間当り賃金は次のようになる。

$$A \$ 3,050 \text{年} \div 12 \text{ヶ月} / \text{年} \div 23 \text{日} / \text{月} \div 8 \text{時間} / \text{日} = A \$ 1.38 / \text{時間}$$

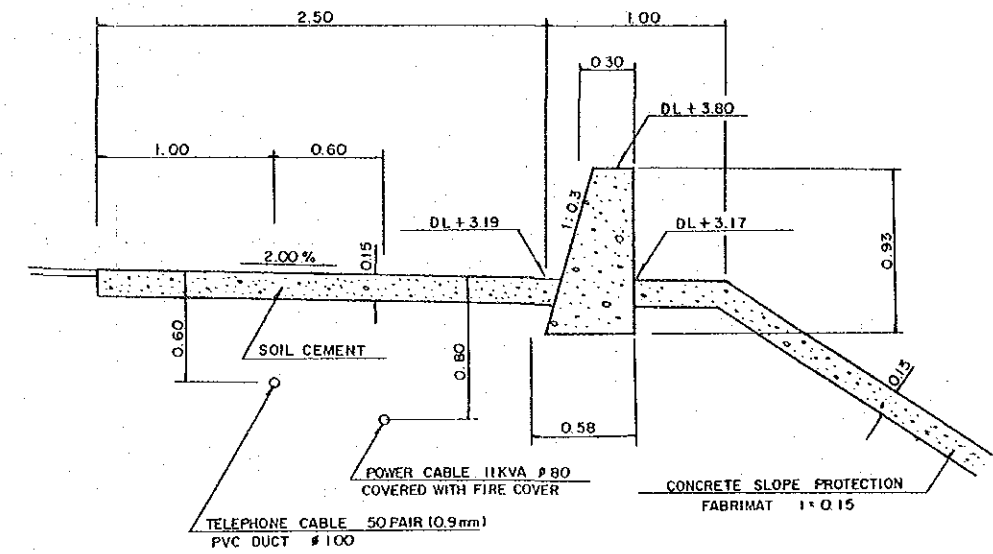
従って時間価値は、上記賃金に潜在賃金率 0.87 を乗じたものとする。

$$\begin{aligned} \text{時間価値} &= A \$ 1.38 / \text{時間} \times 0.87 \\ &= A \$ 1.20 / \text{時間} \end{aligned}$$

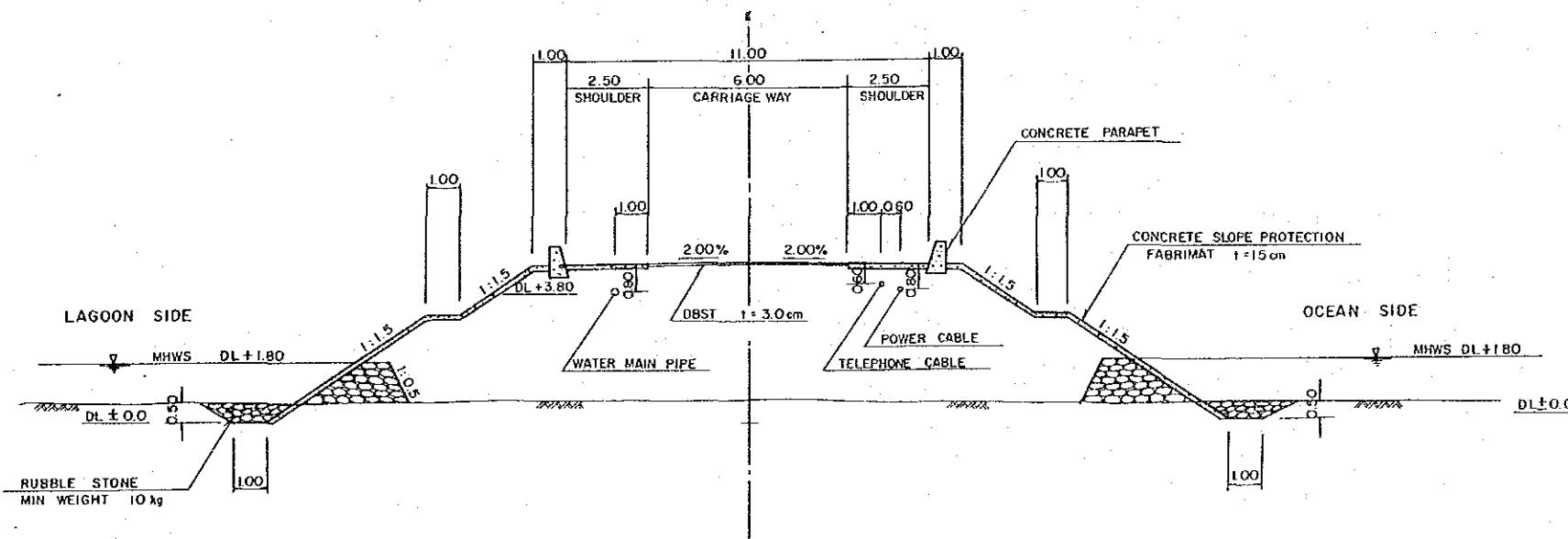
添附図面



TYPICAL CROSS SECTION (I)
 STA. 20 + 00
 S = 1/200

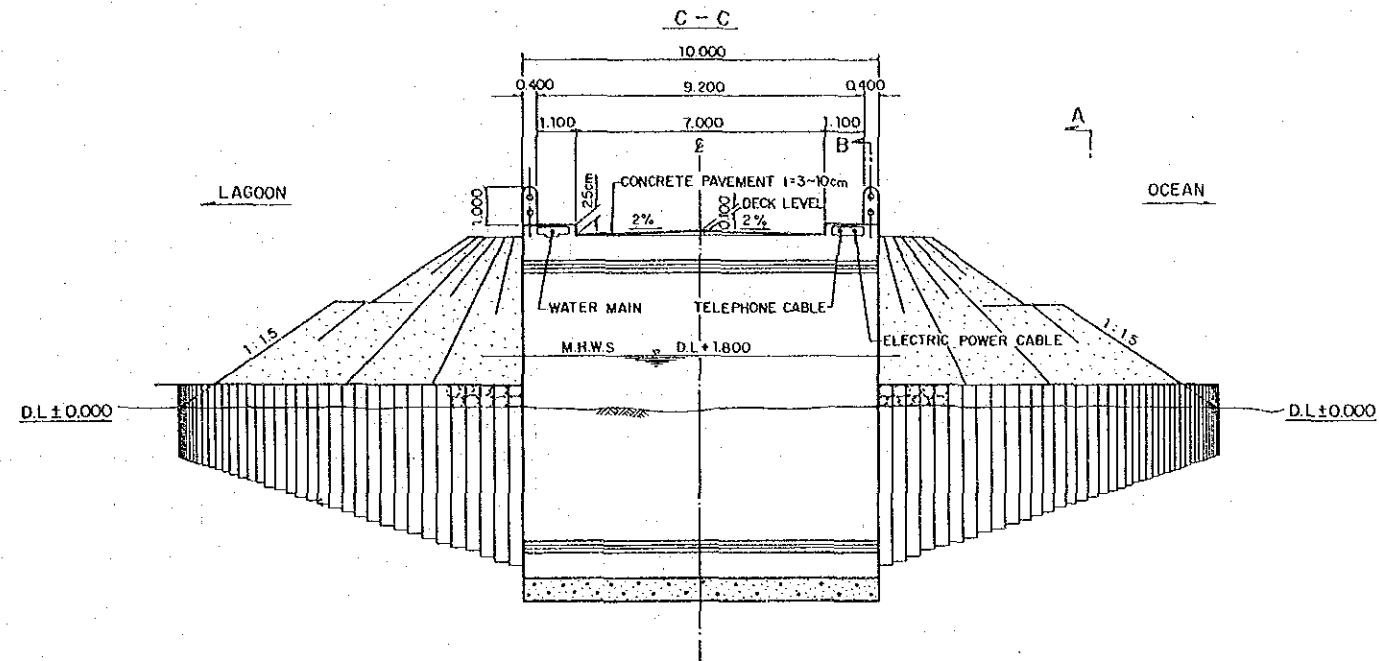
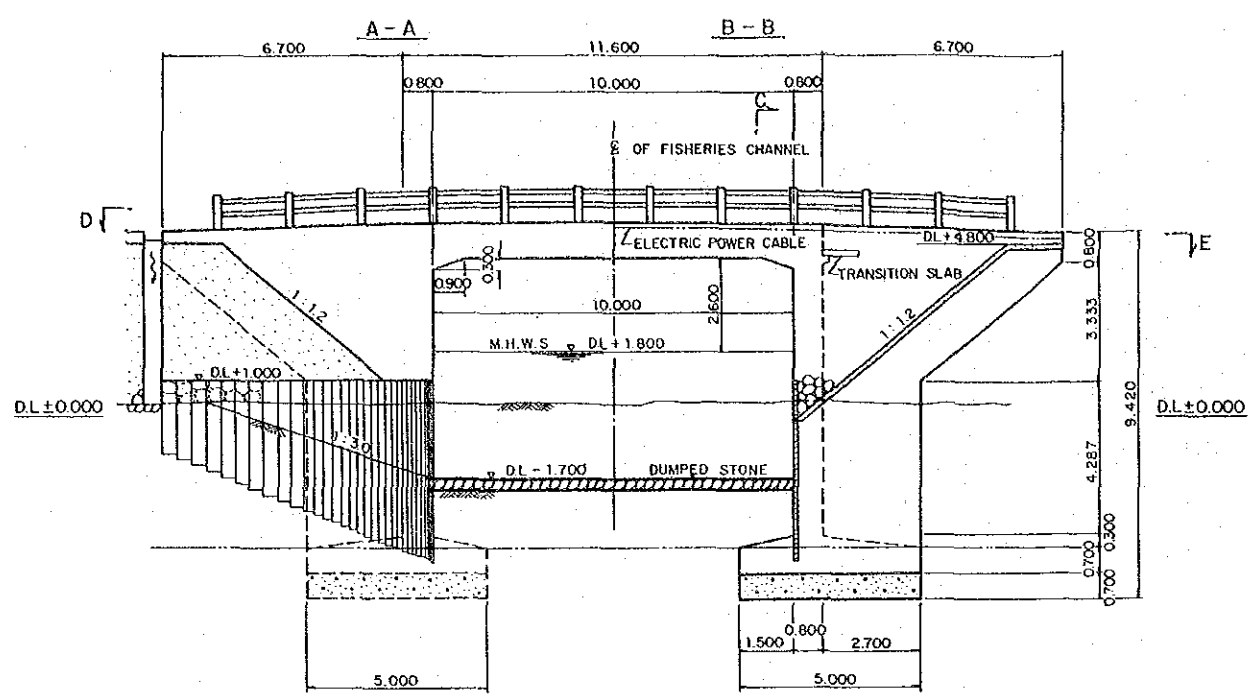


DETAIL
 S = 1/100

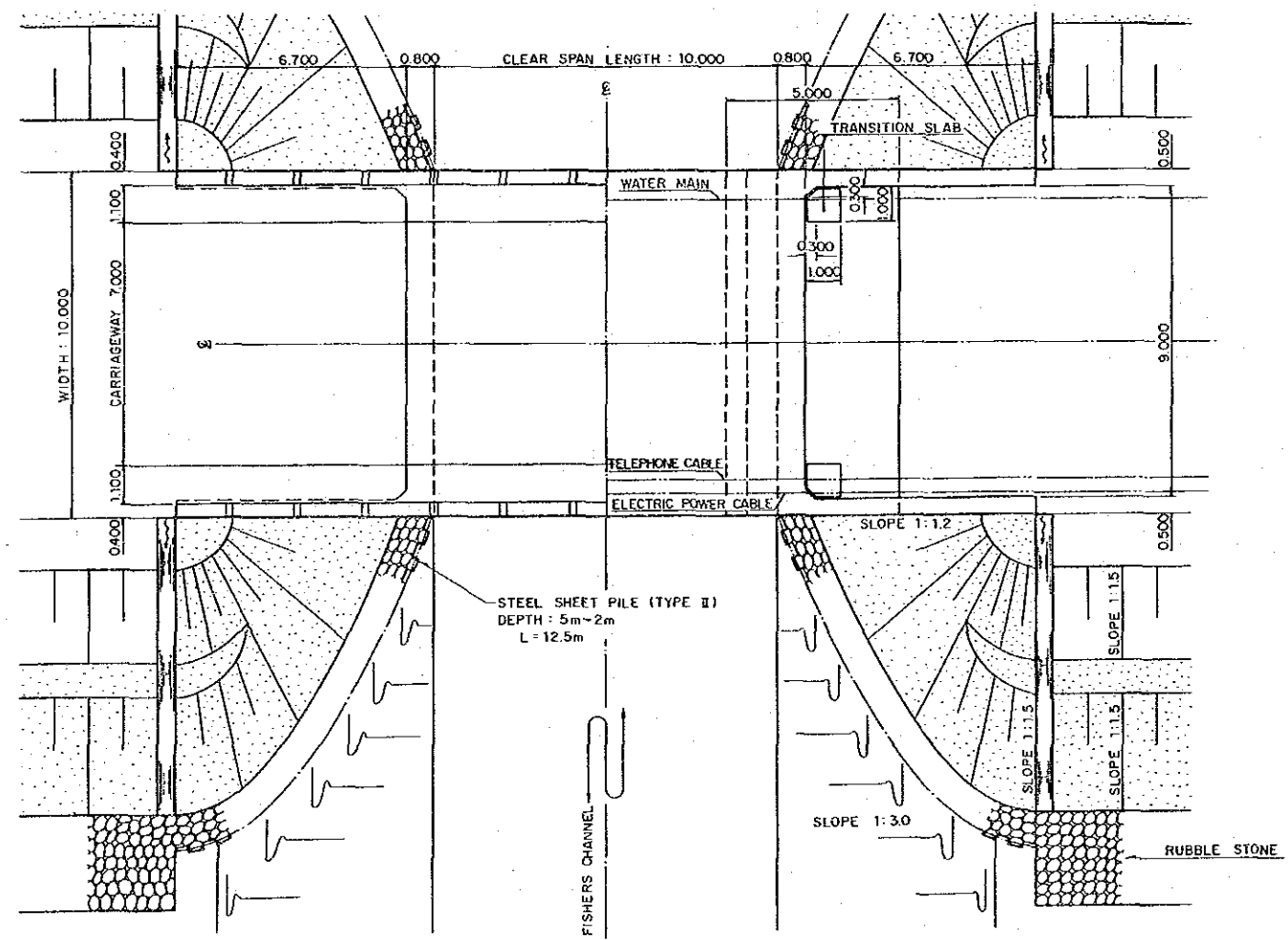


TYPICAL CROSS SECTION (II)
 STA. 15 + 00
 S = 1/200

THE GOVERNMENT OF KIRIBATI	
BETIO BAIRIKI CAUSEWAY AND FISHERIES CHANNEL PROJECT (BASIC DESIGN)	
TYPICAL CROSS SECTION	
SCALE : 1/100 ~ 1/200	DATE :
DRAWING NO. 2 / 5	

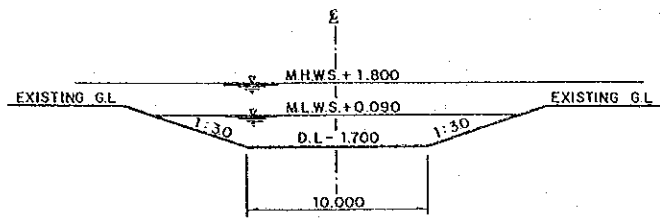


STATIONING	(A1)	(E)	(A2)
DECK LEVEL ON BRIDGE	STA15+40000 D.L. + 5.270	STA15+45000 D.L. + 5.280	STA15+50000 D.L. + 5.270
BOTTOM FACE OF FOUNDATION	D.L. - 5.000		D.L. - 5.000

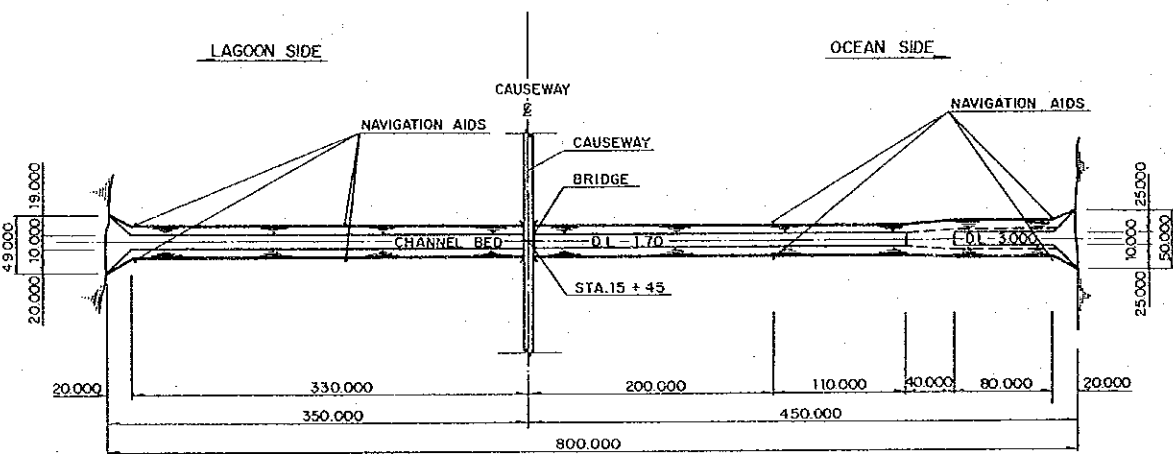


THE GOVERNMENT OF KIRIBATI	
BETIO BAIRIKI CAUSEWAY AND FISHERIES CHANNEL PROJECT (BASIC DESIGN)	
PLAN AND ELEVATION OF BRIDGE	
SCALE : 1/200	DATE :
DRAWING NO. 3 / 5	

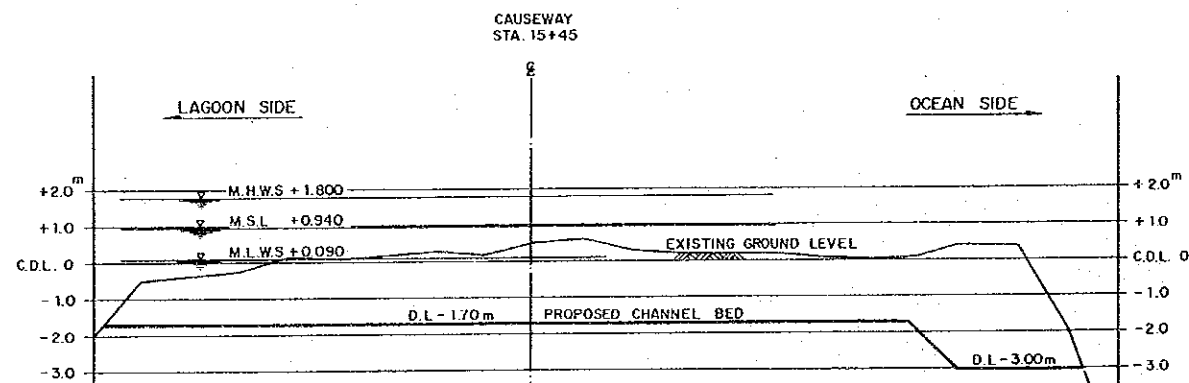
TYPICAL CROSS SECTION OF FISHERIES CHANNEL SCALE 1:400



LAYOUT OF FISHERIES CHANNEL SCALE 1:600

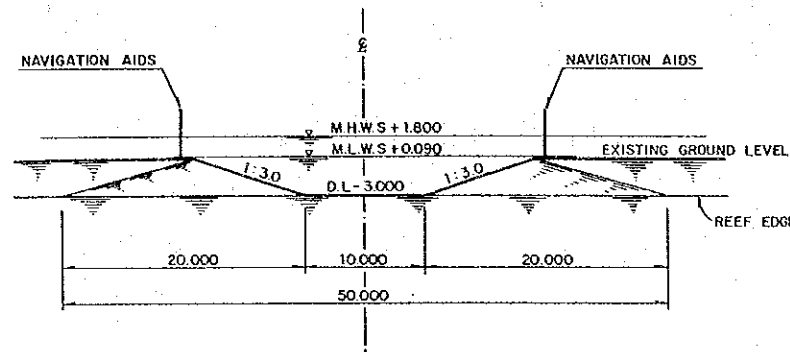


LONGITUDINAL SECTION OF FISHERIES CHANNEL SCALE H=1:6000 U=1:200

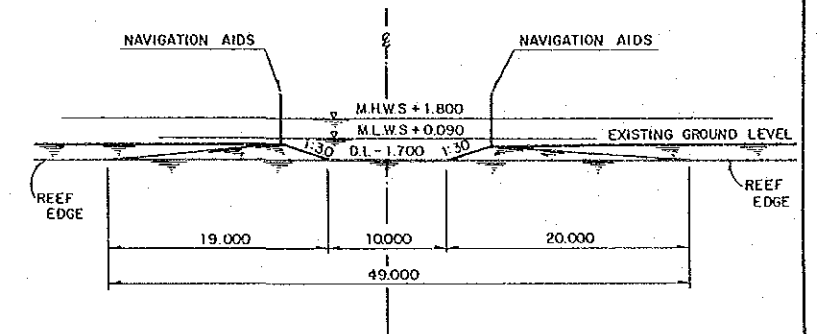


GROUND LEVEL (m) (D.L.)	-1.70	-0.50	-0.40	-0.25	0.10	0.01	0.14	0.25	0.14	0.46	0.60	0.24	0.14	0.16	0.18	0.04	0.00	0.09	0.38	0.33	-2.00	-3.00	
GRADE	1:30	LEVEL Z=350										1:30	LEVEL Z=310		1:30	LEVEL Z=100		3:1	LEVEL Z=100		3:1	3:1	3:1
ELEVATION	-1.70	-1.70	-1.70	-1.70	-1.70	-1.70	-1.70	-1.70	-1.70	-1.70	-1.70	-1.70	-1.70	-1.70	-1.70	-1.70	-1.70	-1.70	-1.70	-1.70	-1.70	-1.70	-1.70
ACCUMULATED DISTANCE	0	350	320	280	240	200	160	120	80	40	0	40	80	120	160	200	240	280	320	350	390	430	470
STATION NO.	0+00	0+350	0+320	0+280	0+240	0+200	0+160	0+120	0+80	0+40	0+00	0+40	0+80	0+120	0+160	0+200	0+240	0+280	0+320	0+350	0+390	0+430	0+470

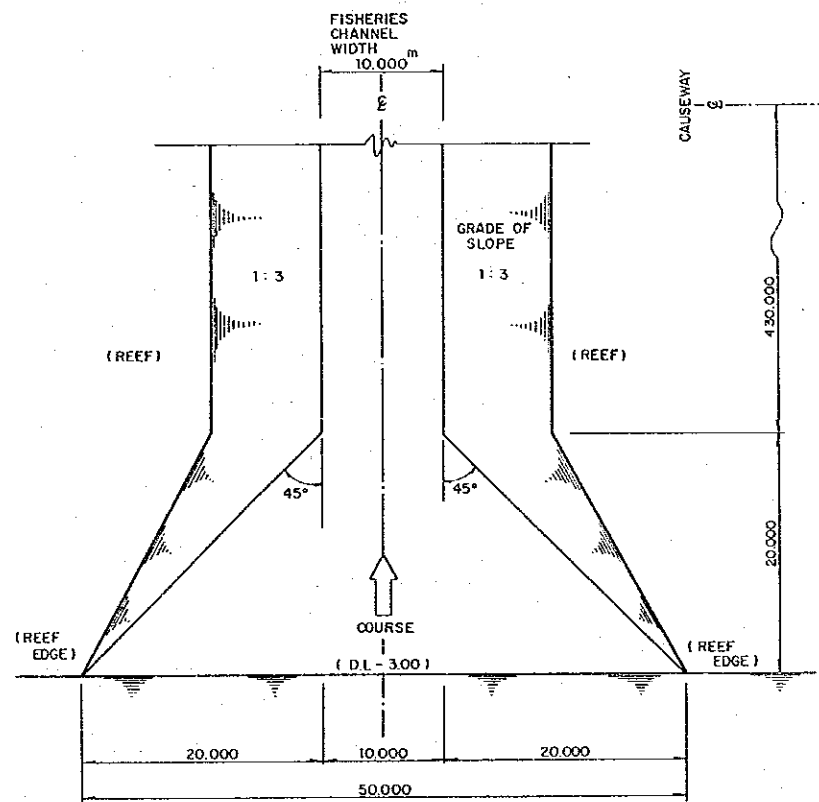
FRONT VIEW OF APPROACH CHANNEL AT OCEAN SIDE SCALE 1:600



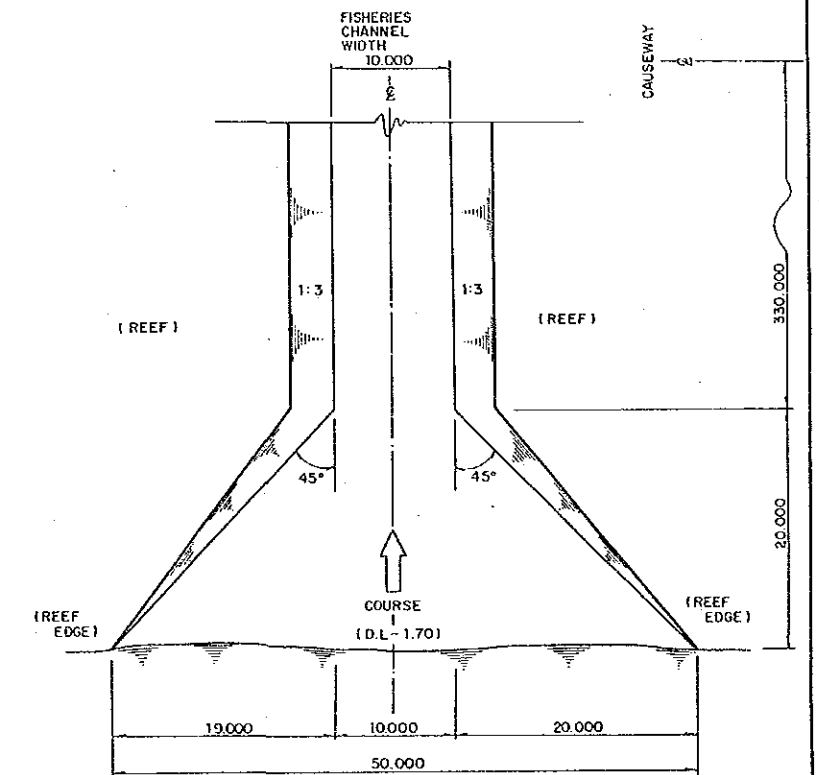
FRONT VIEW OF APPROACH CHANNEL AT LAGOON SIDE SCALE 1:600



PLAN OF APPROACH CHANNEL AT OCEAN SIDE SCALE 1:600



PLAN OF APPROACH CHANNEL AT LAGOON SIDE SCALE 1:600



THE GOVERNMENT OF KIRIBATI

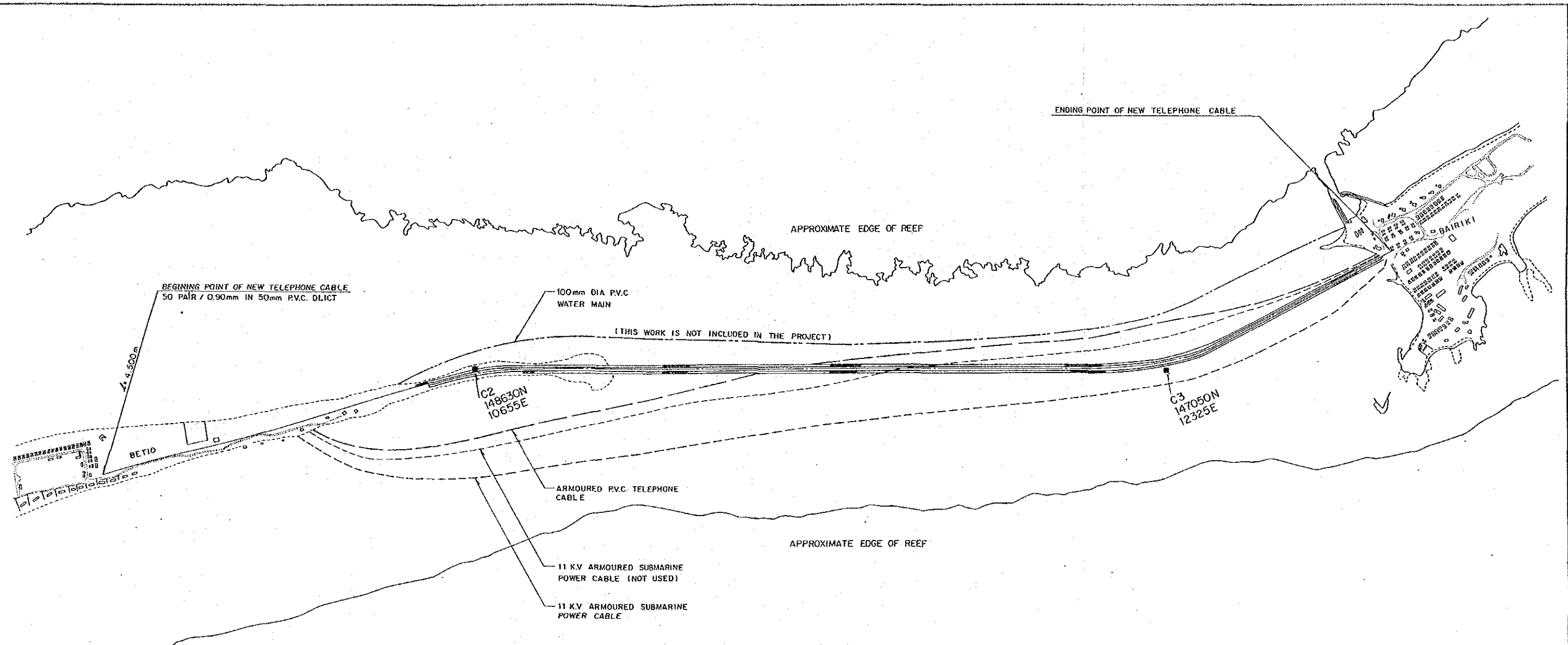
BETIO BAIRIKI CAUSEWAY AND FISHERIES CHANNEL PROJECT (BASIC DESIGN)

FISHERIES CHANNEL

SCALE : 1/6000 ~ 1/200

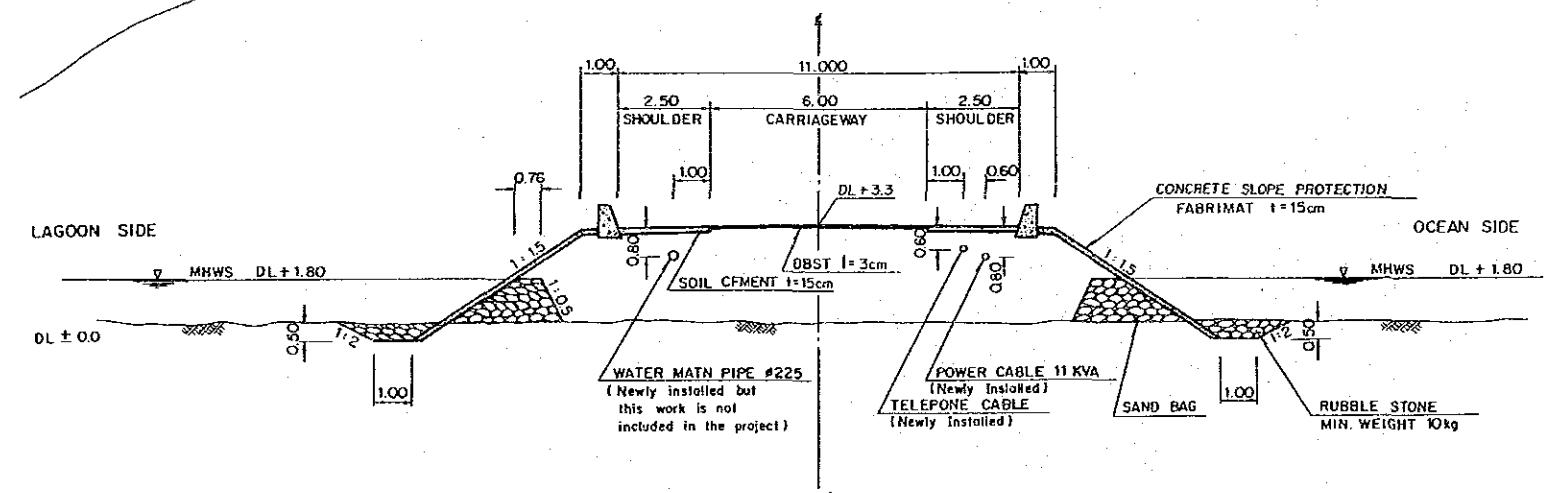
DATE : July, 1985

DRAWING NO. 4/5



QUANTITIES OF THE SERVICES TO BE RELOCATED

DESCRIPTION	QUANTITY
New TELEPHONE CABLE (Supply and placing)	50 pair / 0.9mm 4,300m
New POWER CABLE (Installation only)	11 KVA 3,400 m



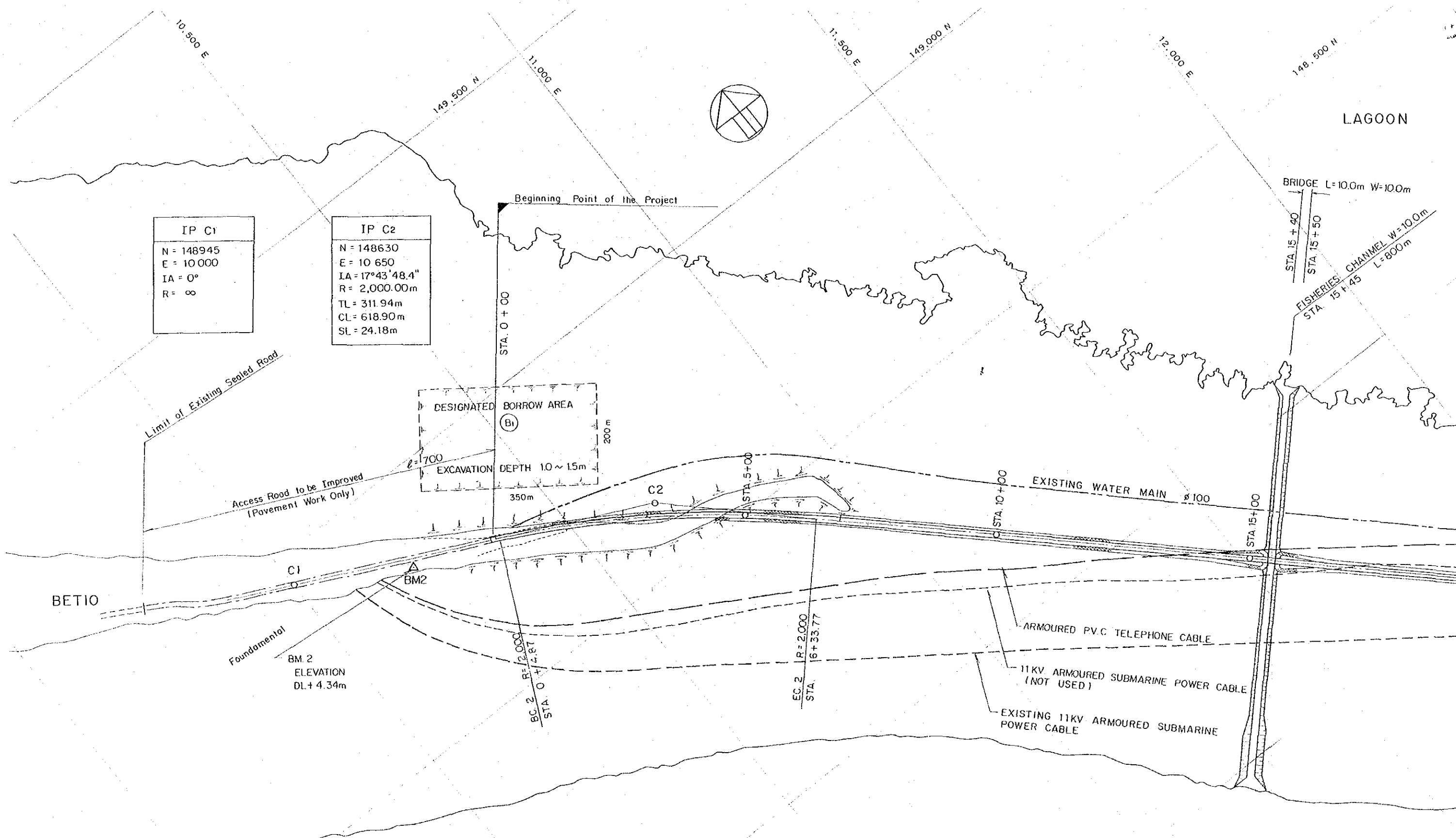
TYPICAL CROSS SECTION
S=1/200

THE GOVERNMENT OF KIRIBATI

BETIO BAIRIKI CAUSEWAY AND FISHRIES CHANNEL PROJECT (BASIC DESIGN)

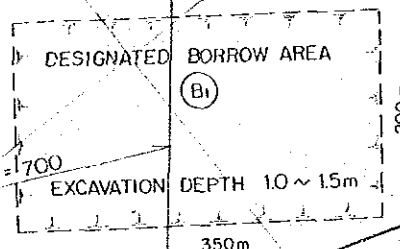
RELOCATION PLAN OF EXISTING SERVICES

SCALE : 1/200, 1/10,000	DATE :
DRAWING NO. 5/5	



IP C1	
N = 148945	
E = 10000	
IA = 0°	
R = ∞	

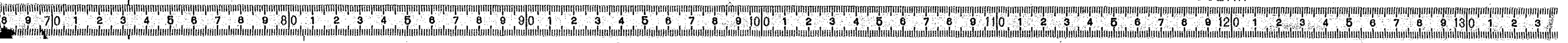
IP C2	
N = 148630	
E = 10650	
IA = 17°43'48.4"	
R = 2,000.00m	
TL = 311.94m	
CL = 618.90m	
SL = 24.18m	

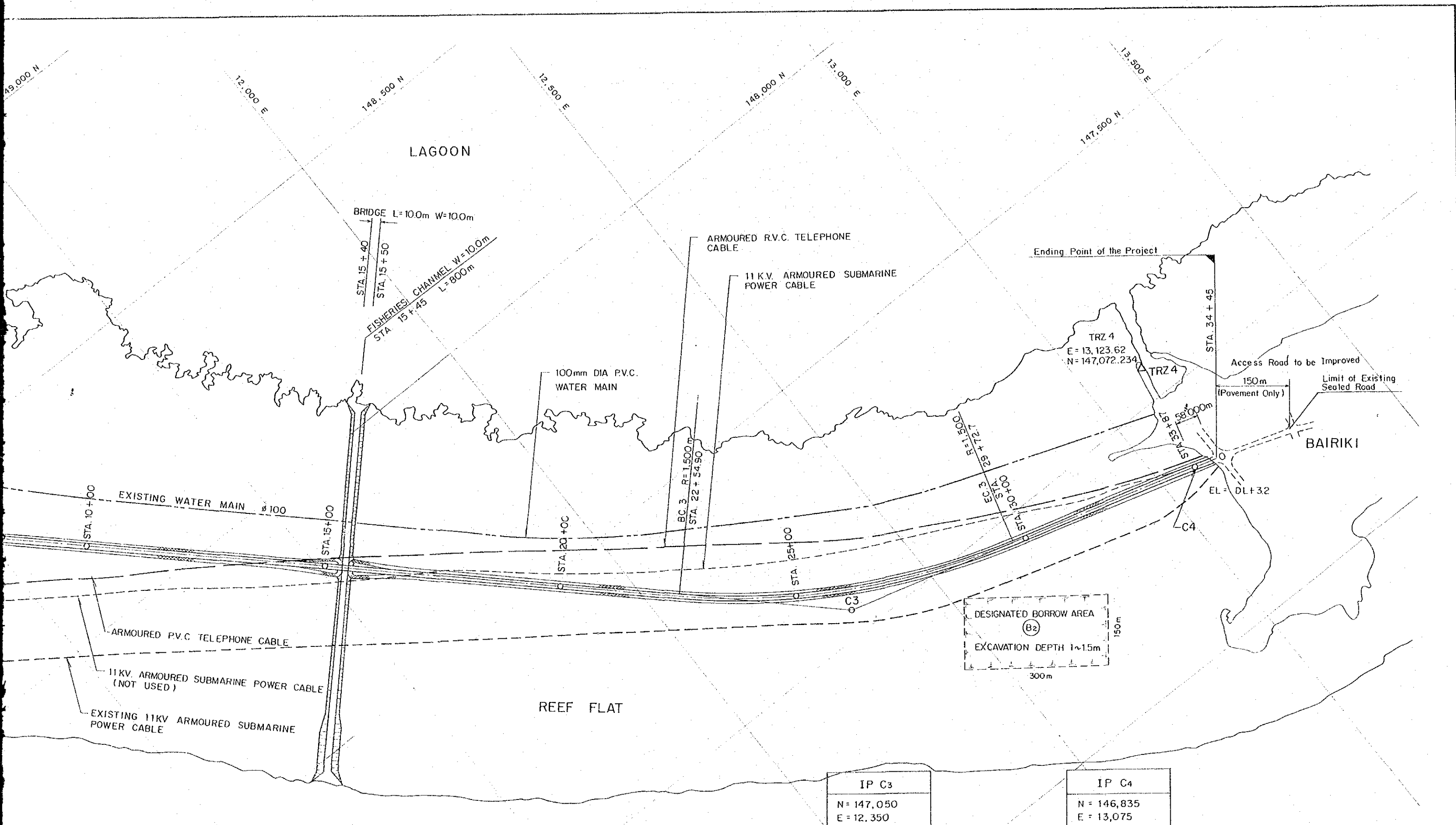


BM 2
ELEVATION
DL + 4.34m

PLAN SCALE 1:5,000

OCEAN

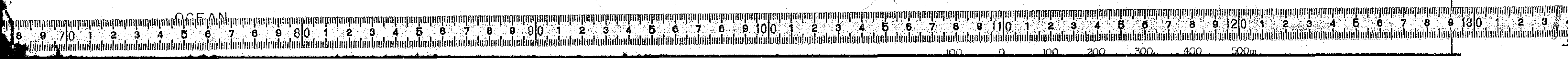




PLAN SCALE 1:5,000

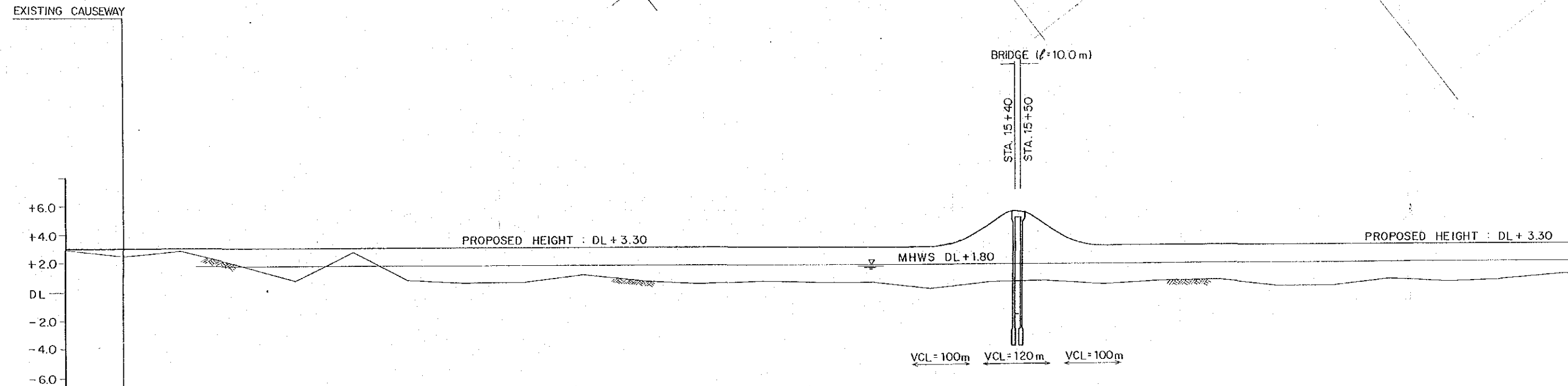
IP C3
N = 147,050
E = 12,350
IA = 27°25'45"
R = 1,500m
TL = 365.91m
CL = 717.80m
SL = 43.98m

IP C4
N = 146,835
E = 13,075
IA = 0°
R = ∞



PLAN SCALE 1:5,000

OCEAN



PROFILE H = 1/100
V = 1/1,000

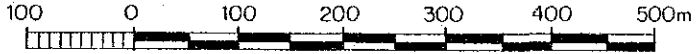
GRADIENT	LEVEL																				LEVEL										
	3.30															3.30	$i=2.0\%$ $l=130m$	3.30	$i=2.0\%$ $l=130m$	3.30											
PROPOSED HEIGHT	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.42	3.55	4.74	5.30	4.70	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	
GROUND LEVEL	2.52	2.82	1.86	0.78	2.71	0.70	0.88	0.62	1.15	0.65	0.46	0.61	0.51	0.48	0.04	0.46	0.58	0.37	0.60	0.64	0.18	0.10	0.61	0.39	0.58	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	
EMBANKMENT HEIGHT	0.78	0.48	1.44	2.52	0.59	2.60	2.72	2.68	2.15	2.65	2.84	2.69	2.79	2.82	3.26	4.27	3.89	2.93	2.70	2.66	3.12	3.20	2.69	2.91	2.72	2.43	2.43	2.43	2.43	2.43	
CUMULATED DISTANCE	0	14.87	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500	2600	2700		
DISTANCE	0	14.87	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
STATION NO.	0+00	14.87	1+00	2+00	3+00	4+00	5+00	6+00	7+00	8+00	9+00	10+00	11+00	12+00	13+00	14+00	14+15	15+00	15+45	16+00	16+75	17+00	18+00	19+00	20+00	21+00	22+00	23+00	24+00	25+00	
SUPER ELEVATION																															
CURVE BAND	IP.C2 $IA=17^{\circ}43'48.4''$ R=2.000 TL=311.94 CL=618.90 SL=24.18																		$IA=27^{\circ}25'45''$ R=1.500 TL=365.94 IPC3												

PLAN SCALE 1:5,000

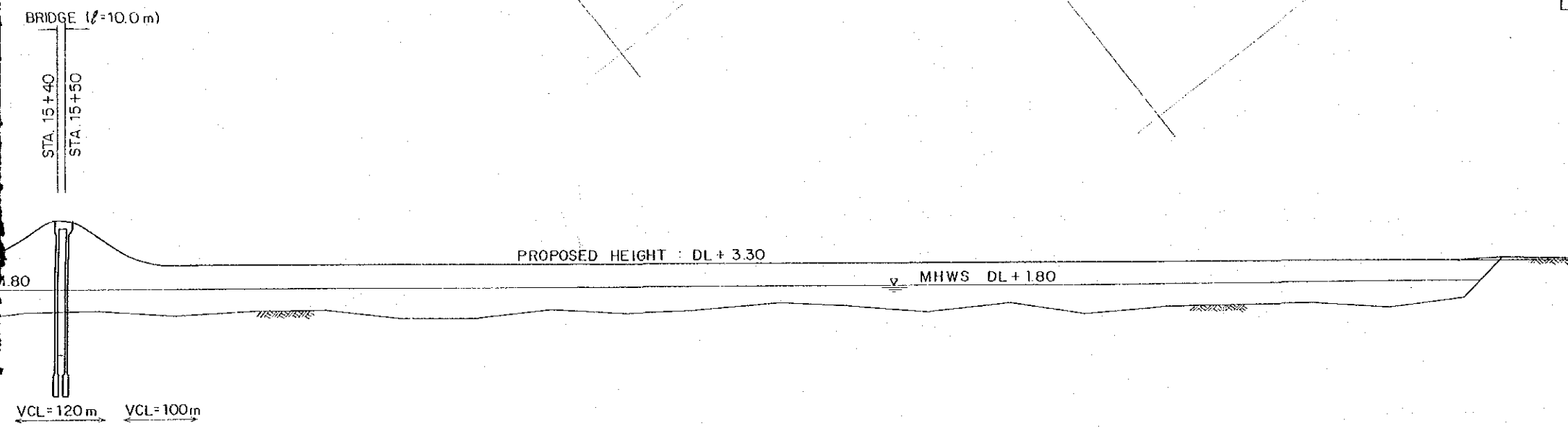
OCEAN

IP C3
 N = 147,050
 E = 12,350
 IA = 27°25'45"
 R = 1,500m
 TL = 365.91m
 CL = 717.80m
 SL = 43.98m

IP C4
 N = 146,835
 E = 13,075
 IA = 0°
 R = ∞



SCALE 1:5,000



PROFILE H = 1/100
 V = 1/1,000

GENERAL NOTES

- 1 ALL DIMENSIONS IN METRES
- 2 GRID "TARAWA LOCAL GRID"
- 3 DATUM LEVELS (DL) REFER TO ADMIRALTY CHART DATUM.
- 4 LOCATION OF EXISTING SERVICES AS SHOWN

STATION	LEVEL	LEVEL
-15+00	4.74	3.30
-15+45	5.30	3.30
-16+00	4.70	3.30
-16+75	3.363	3.30
-17+00	0.37	3.30
-18+00	0.60	3.30
-19+00	0.64	3.30
-20+00	0.18	3.30
-21+00	0.10	3.30
-22+00	0.61	3.30
-23+00	0.39	3.30
-24+00	0.58	3.30
-25+00	0.87	3.30
-26+00	0.73	3.30
-27+00	0.37	3.30
-28+00	0.84	3.30
-29+00	0.26	3.30
-30+00	0.58	3.30
-31+00	0.69	3.30
-32+00	0.65	3.30
-33+00	0.49	3.30
-34+00	0.98	3.30
-34+45	3.20	3.20
-35+00	3.20	3.20

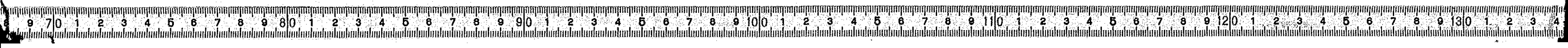
IA = 27°25'45" R = 1,500 TL = 365.91 CL = 717.80 SL = 43.98
 I.P.C. 3

THE GOVERNMENT OF KIRIBATI

BETIO BAIRIKI CAUSEWAY AND
 FISHERIES CHANNEL PROJECT
 (BASIC DESIGN)

PLAN AND PROFILE

SCALE 1 / 5,000	DATE :
DRAWING NO. 1 / 5	



REVISIONS

2/2/00

JICA