

18 外海における灯標の建設について

海上保安庁灯台部 藤野義男

緒言

灯標は海上の暗礁又は洲に孤立する航路標識である。航路標識は土木、建築、電気、機械、航海等各部門の知識を統合して建設される構造物であるが、灯標はこれら各部門のうち土木工学上の問題を最も多く含んでいる。

現在わが国沿岸に125基の灯標があるが、その大部分は内海、湾内、港内に建てられている。従来より外海における施工基礎の低い暗礁に灯標を建設することは不可能とされ、かゝる地質には灯船を繫留標示する方法がとられた。しかし近年海岸工学の発達と共に灯船にかわり海上に大型灯標が建設される傾向にある。わが国においても今般静岡県御前崎沖の御前岩に外海における最初の本格的灯標が建設せられ、略々完成の域に達した。この機会に当り海岸工学の一分科として外海における灯標の建設について紹介報告を試みた。

I. 御前岩灯標について

御前岩は静岡県御前崎東方3料の海上にあり、その大いさは東西150m、南北1100mの大暗礁である。この附近は名古屋、清水、横浜を結ぶ重要航路の変針点に当り、且つ航路の北端に接しているため、航行船舶はこれに接触する危険がある。昭和25年灯浮標を設置したが波浪が激しいためこれが維持は極めて困難であった。海上保安庁では昭和31、32兩年度工事を以つてこゝに灯標を建設することとした。

御前岩は陸岸より数料の太平洋上の一島で何等の遮蔽物を有しない。又暗礁には僅かに数箇所の干出岩があるが、この海面の風波とうねりにより常に露頭を洗われ構造物の基礎とは成り難い。わが国では未だかゝる地質に構造物が築造された例は少ない。外洋に面する灯標は終始大洋の強烈な波浪と厳しい氣象変化に耐える構造物であることを要し、従来の灯標の概念では律し得られぬ点がある。又工事に適する静穏日が少いことは施工上の強い制約となり、設計上にも海上作業量を最少にするような制約を課する。

II. 御前岩における風と波

§1. 台風の記事

御前崎測候所創立以来の顕著な台風について御前崎の風を調べると、最大風速は南寄りの風に多い。この風は台風中心が御前崎の西方を通り北又は北東に抜ける場合に限りみられる。御前崎附近を通過した台風の経路につき昭和29年以前の67年間における583個の台風を調査した。中心が御前崎に最も接近した距離を測り、又この位置を御前崎を中心とし東一西、南一北の2線を以つて4象限に分ち北東区より順に時計方向に第1～第4象限として概位を示し距離別、象限別に出現頻度を求め第1表に示した。この表から次のことがいえる。

- (1) 出現率が最大なのは第2象限である。又全台風の $\frac{1}{4}$ は御前崎から200Km以内を通る。

(ii) 全体の約 $\frac{1}{3}$ は第4象限を占める。又全体の $\frac{1}{4}$ は200km以内に接近している。

(iii) 第1,第3象限は極めて少ない。

前述の如く最も危険なものは中心までの最短距離が第4象限に現われるものであるから、これらのうち明治24年以降において特に御前崎に接近した18個の顕著台風を調べ最大風速、最深気圧を求め比較すれば昭和28年13号台風

(Tess 台風)以上の風速を有するもの10個で風速、中心示度共に Tess 台風程度或はそれ以上のもの5個である。即ち Tess が今までの台風中最強でないかも知れぬが、この程度のもは67年間に5個あり未襲率は台風総数の1%,出現率は14年間に1回となる。

§2. 波浪観測による台風の調査

昭和26年8月から28年9月までの間御前崎測候所が御前崎海岸で実施した波浪観測がある。この計測値から沖波の波高を推定するため屈折図を作つて検討した。

計測値の最大は Tess 台風の際で周期は12秒である。この期間の顕著な台風は Marge, Ruth, Dinah, Jean, Nina である。

§3. 台風による沖波の追算

Tess 台風他5つの顕著な台風について Sverdrup-Munk の方法で波高、周期を追算して第2表の値を得た。又 Tess 台風について Bretschneider の方法及び Piersen-Meumau-James の方法を適用すれば第3表の値を得る。

第3表において周期は三者に相当の差異があるが Bretschneider の方法が適当であり計算値は実測値の12.3秒とよく一致している。

§4. 御前岩前面の波

台風による波を周期12秒とすればこの波が碎ける状況を Iversen¹⁾の指標圖より海底勾配は $\frac{1}{50}$ を用い求めると第4表の結果を得る。即ちこの碎け波は崩れ波型で御前岩の周辺水深10米以上の地畠で碎けこの波高は8.0m~8.7m位となる。前記屈折図から検討すると周期の長い波は御前岩の水深10m以上の場所で既に相隣れる波峰直交線は切り合うので三角波乃至複雑な干渉波となり岩礁区域内では寧ろ水深によつて制限を受ける性質の波となる。

第1表 御前岩から台風中心までの距離別、象限別出現頻度 (%)

距離 (km)	0~100	100~200	200~400	400~600	600~800	800~1000	計
第1象限	1.7	0.7	1.0	0.7	—	—	4.1
第2象限	12.7	10.7	14.1	6.2	2.2	—	45.9
第3象限	1.9	1.9	4.6	4.5	1.4	0.3	14.6
第4象限	7.9	7.7	11.3	7.4	1.2	—	35.5

第2表 御前岩における最大波浪の追算結果

1. 昭和年 2. 台風名	9月 室戸	24月 Patricia	26月 Ruth	28月 Tess	29月 Lorna
3. 最深中心示度 (mb)	912	940	925	915	950
4. 中心御前岩の最短距離 (哩)	130	130	170	50	10
5. 御前崎の最大風風向	SSW	NNE	SW	SSW	ESE
6. 御前崎の最大風速 (kt)	27.9	18.0	23.5	31.6	22.0
7. 最大風速 (kt)	25	20	20	23	18
8. 吹送距離 (哩)	450	640	120	230	250
9. 連吹時間 (時間)	17	48	10	14	30
10. 減衰距離 (哩)	130	620	0	0	50
11. 最大有義波高 (m)	8.9	5.7	6.0	9.0	6.0
12. 最大有義波周期 (sec)	9.9	14.5	6.6	8.0	9.0
13. 波到着日時	21.18	28.18	15.15	25.21	19.07

のと考えられ、或る一定値以上の沖波では岩礁内に起る波は水深のみからその高さを求め得る。即 Iversen の指標図から水深 9 m の場合を trial に求めると第 5 表の結果を得る。

§5. 写真による御前岩々礁内の波浪状況の調査

御前岩のごとく地形の一樣でない海面の波の状態はこれを解析することが困難である。故に、台風による波が南方より御前岩に襲来した日時を選んで航空写真及び御前崎灯台からの望遠写真を撮影岩礁附近の波浪の定性的な性質を求めた。

(a) 航空写真による調査 (昭和 31 年 8 月 18 日 13 時)

当時台風 5609 号は、沖縄から九州北部をかすめて日本海に出て中心が青森県西海岸附近にあった。当日は快晴で 13 時頃は WSW 方向から 15.0 %sec 位の風が吹いていた。御前岩附近の地形は第 1 図に示す如くで波浪の状況は写真-1 に示す。このうねりは洋上を伝播して御前崎に達し、御前崎灯台と御前岩を結ぶ線で方向を変えて駿河湾に浸入する。南方洋上ではうねりの方向は南西であるが、徐々に N 水道 (第 1 図に示す) を通って北上している。御前岩の南側ではうねりの方向は東西であるので御前岩附近のうねりは南から来たものと考えられる。うねりが鮮明な個所につき波長を求めてその個所の水深を調べると周期による沖波が算出される。これを第 6 表に示す。

御前岩南方 25 km ではうねりの方向は南から北に向い、先づ V 礁に到達する。ここで東西に二分されて北上すると共に礁上で干渉し合う。東側の波は M 水道を抜けるが、西端は御前岩及び V 礁に進行を阻まれて遅く

なり、水道の最深部の波が早いので御前岩西部で孤状となつて北上するにつれ次第に南西に方向を変え、北端では西に向っている。御前岩で進行を阻まれた波は速度を減じて捲波となり遂に碎波する。一方 M 水道を通った波は御前岩東側を廻った波と岩の北方で干渉し合う。

碎波による飛沫状況は S 礁附近が最大で 100 m 余りの範囲に広がっている。撮影当時の

第 3 表 Tess 台風の最大波浪追算の方法別比較

基準の理論		Sverdrup Munk	Bretschneider	Pierson-Neumann James
有義波	波高(m)	9.0	9.2	8.4
	周期(s)	8.0	12.0	4.5~12.7

第 4 表 沖波が砕ける水深と碎波波高

沖波波高 H_0 (m)	9	9	9	9	9
沖波周期 T (s)	8	10	12	14	16
碎波波高 H_b (m)	8.0	7.9	8.3	8.7	8.7
碎波水深 h_b (m)	13.1	10.3	10.0	10.0	10.8

第 5 表 水深 9 m の地突に起り得る最大波浪

水深 h_b (m)	9	9	9	9	9
周期 T (s)	8	10	12	14	16
沖波波高 H_0 (m)	7.1	7.8	8.0	7.7	7.2
碎波波高 H_b (m)	6.2	7.2	7.8	8.0	7.8

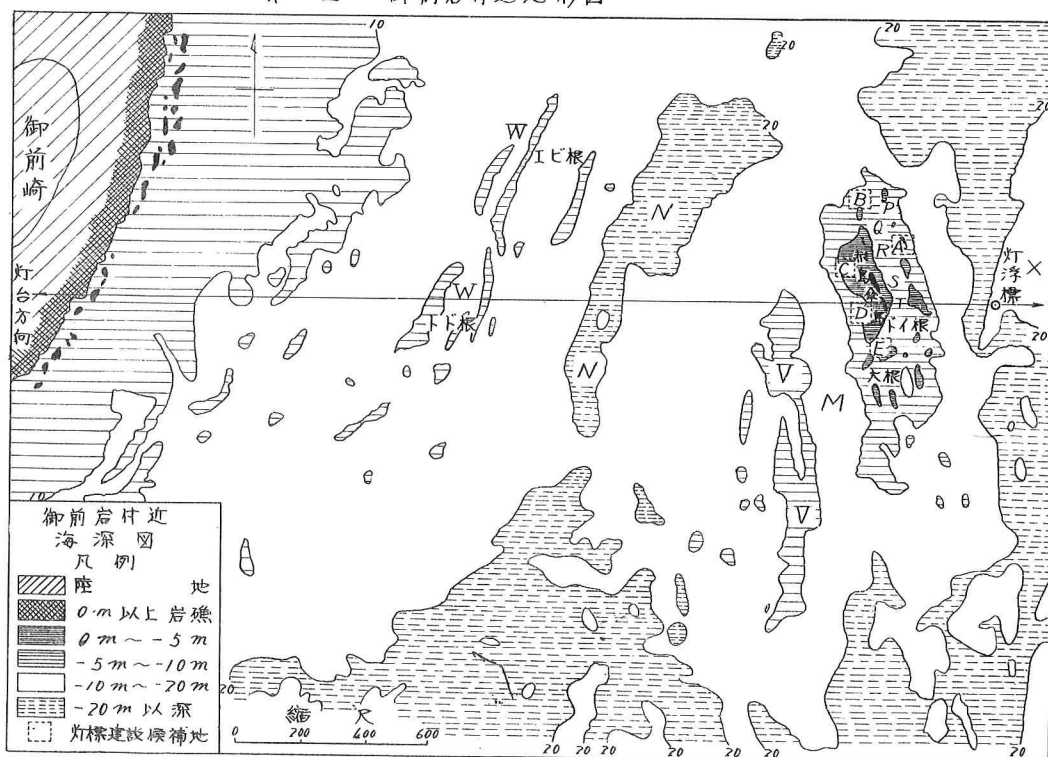
第 6 表 航空写真よりの波長の読取と
深さによる沖波波長 (L_0)^m の算出

波長 (L) ^m	深さ (d) ^m	周 期 (sec)				
		8	10	12	14	16
150	40		161	175	187	211
150	20	170	192	220	250	283
100	18	125	133	154	175	200
90	13	135	147	170	192	222

写真-1 台風通過直後の御前岩附近航空写真(アジア航空測量K.K.撮影)



第1図 御前岩付近地形図



潮位は+1.0mと推定される。波高については余り明瞭ではないが、太陽光線の影から推定すると、南程高く北上するにつれて低くなっている。

(b) 望遠写真による調査(昭和31年9月27日)

当日は台風5615号が通過直後で、撮影時台風中心は東京附近にあり御前崎ではW方向18%secの風が吹いていた。第1図A、C地奥の波浪の進行状況を知るため、御前崎灯台上より3秒間隔の連続写真を撮影した。この結果より御前岩の砕波の高くなった位置を求め撮影時間々隔から計算すると波の進行速度は略々5.6%secとなり、 $C=\sqrt{gd}$ より $d=3.2\text{m}$ を得る。又二つの波の速度から周期を求めると15秒となる。これは台風によるうねりの周期としては適当なものである。

(c) 以上の結果から次のことがいえる。

- 1) 南方からの波は御前岩到達以前に干渉し合い、御前岩北端附近では沖波の形を保っていない。但し沖波の周期は維持される。
- 2) 御前岩附近の波、殊にうねりは南側に行く程高い。礁附近の波は大根礁南方から捲波となって碎ける。この捲波も大根で最大で北上するに従い低くなる。
- 3) 砕波による水しぶきは水深の浅い所程高くS礁附近で最大となる。
- 4) 御前岩北端附近では波浪の干渉があり、建設地奥(C奥)附近では三角波が起る可能性が高い。

以上の波浪に関する考察より、成るべく浪浪の力の少くなる暗礁の北部に施工適地C奥を選定して建設地奥と決定した。

Ⅲ. 設計波高

前記のごとく建設地奥を礁の北方に選べばその地奥に生ずる最大波浪は水深から決めるのが妥当であるとすれば、建設地奥の水深は-6.0mであるのでこれに潮位差及び異常潮位を加算したものが台風時に生ずる波高を求めるための水深となる。この附近の潮位差は最大2.0mであり、異常潮は気圧降下量を100mb程度とすれば1.0mを考えれば十分である。故に台風時に建設地奥の水深は最大9mに達するものと考えねばならない。

§1. 進行波に対する設計波高

一般に構造物は30~50年に1回の生起率を有する外力を設計の基準とする。前記のTess台風の波浪(第3表)は、14年に1回の生起率であるので従来報告された世界的な大波浪、或は南方定奥で観測された大波浪の報告をみると、二の例外を除き周期はいずれも10~12秒である。波高についてはⅡに述べた如く灯標建設地奥においては水深によつて制限された高さを考えるのが妥当であるので、この際敢てこの理論に従いIversenの指標図を用い水深9mの地奥に生ずべき周期12秒の波浪を求めると第5表の如くで最大波高 $H_b=7.8\text{m}$ を進行波に対する設計波高とする。

§2. 三角波に対する設計波高

灯標建設地奥(C奥)附近は干渉波を生ずる可能性が大きい。然しその性質については未解明に残されているので、こゝでは進行波による設計波高の2倍15.6mを三角波に対する設計波高とする。但し進行性は失はれたものとする。

IV. 施工と氣象一作業可能日数の推定

海上作業の可否の基準は工事の種類、性質については設計によつて大きく異なるが米国における例として Glenn の研究がある。²⁾ 灯標工事はこの研究にあてはめると波高 $2\text{ft} \approx 0.6\text{m}$ が一般的な作業可能の限度であろう。今これを風速波高の關係式に入れて風速を求めると $V = 33 \text{ m/sec}$ 、風力階級で示すと 2 である。以下御前岩灯標工事に際して行われた作業可能日数の推定について説明する。

§1. 弱い風の連吹時間からみた作業日数

海上作業に適する静穏日を規定するのは風速と波高である。しかし御前岩の波高の資料は得られないので弱い風 (33 m/sec 以下) の連吹時間を求めて静穏日を調べ第 7 表の結果を得た。これから 7~8 月頃が最も良好であるが 2 晝夜以上に亘る長時間の静穏を期待することは極めて難かしいことかわかる。

第 7 表 風力 2 (3.3 m/sec) 以下の連吹時間

時 月	0~5	6~10	11~15	16~20	21~25	26~30	31~35	36~40	41~45	46~
1	24.8	5.9	1.5	1.0	0.3	0.1	0.3	0.1	—	—
2	32.6	4.3	1.5	0.5	0.3	0.2	—	0.1	—	—
3	34.4	6.8	2.1	0.9	0.1	0.1	—	—	—	—
4	35.9	6.8	3.8	1.8	0.1	0.2	—	0.3	—	—
5	32.4	7.8	4.4	3.3	0.8	0.2	0.1	0.2	0.1	0.1
6	30.7	7.7	3.7	1.8	0.5	0.3	0.1	—	0.1	0.1
7	30.7	7.3	4.3	4.5	0.8	0.3	0.2	0.1	—	—
8	36.0	6.2	6.3	4.7	0.7	—	0.2	0.1	0.1	—
9	37.4	6.7	5.5	2.5	0.7	—	0.1	0.1	—	—
10	37.2	8.4	3.3	0.8	0.5	0.2	—	—	0.1	—
11	35.8	6.5	2.5	1.1	0.2	0.2	—	0.1	—	—
12	23.9	4.2	2.0	0.6	0.2	0.1	0.1	—	—	—

§2. 波高と風速からみた作業日数
風速に波高を加味した海上静穏日数を求めるため氣象観測を行う全国 24 箇所の灯台における 4 個年の統計資料より海區別、季節別に風波、うねり、風速共に 2 以下の日数を調査し、太平洋岸においては波高と風速を規定条件とする静穏日数は、風速のみから規定される静穏日数の 70% 程度であることがわかった。これと第 7 表を用いれば御前岩沖の作業日数を推定出来る。一方御前崎港内の波浪観測で

記録された波高 0.5m を静穏の限界と仮定するとこの場合の最大風速は 7.9 m/sec となり少々大きい波高、風速がこれ以下を条件とする静穏日は第 8 表の如くで静穏日は 7 月が最高 10 日で次いで 5, 6, 9, 4 月の順となる。このうち 8 月は台風のため年によって非常な差異がある。

第 8 表 海上静穏日数 (最大風速 7.9 m/sec ; 最大波浪 0.5 m)

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
昭和 26 年	—	—	—	—	—	—	—	3	5	1	1	4
27 年	1	0	1	3	5	4	9	11	8	0	0	1
28 年	0	3	2	9	9	10	9	0	6	—	—	—
平均	0.5	1.5	1.5	6.0	7.0	7.0	9.0	3.6	6.3	0.5	0.5	2.5

§3. 天氣図による作業可能日の予測

前述の風速、波高の条件を満たす日が 2 日以上続いたものを選び作業可能日の天氣図の型を調査した結果次の如くなった。

- 海上作業は 4~9 月の期間に限られる。このうち 7 月が最も良い。
- 予測の目安としては移動性高氣圧に覆われたとき、又は北太平洋高氣圧に覆われた

とぎに限られる。

(iii) 東西に延びた定常前線のような弱いものは差支えないが南北に延びた寒冷前線のような強力なもの及び移動速度の速かなものは注意せねばならぬ。

(iv) 台風は遠方からもうねりを伝達するから注意を要すること。特に熱帯性低気圧でも本邦に近づけば意外に発達することがあるから警戒を要する。

Ⅶ. 御前岩灯標基礎工法の選定

§1. 灯標の受ける波の特性

基礎工法の選定に当つては、構造上と施工上の観点から審議された。灯標の建設には施工上、構造上特殊な波浪を受けるので、工法を述べるに先立ち灯標の受ける波について要約してみよう。

灯標は地理的、立地的條件から沿岸又は岩礁の碎波帯内に建設されるから、必ず碎波に襲われると考えるべきである。しかも灯標の位置する海面の水位は朝夕又は暴風雨時の異常潮位の発生により、比較的大幅に変動するから灯標完成後の灯標全体に対する最悪條件の碎波も或はまた施工中基礎工事作業に与える悪條件の碎波も共に発生しうると考えなければならぬ。

碎波の波形、波速等に関する一般理論には多くの研究報告があるがえは割愛し、灯標建設上特に関係深いと思われる次の研究は灯標に関する従来のわれわれの経験を一般化し、法則化したものとして重要視したい。

1. P. A. Hederの捨石堤に関する研究³⁾

2. Osvald Sibul の岩礁における碎波の越流量の研究⁴⁾

3. Sweden の Öland Södra Grund灯標の模型及び実測試験⁵⁾

これらの研究から灯標の受ける碎波の特性として次の諸点を強調することが出来る。これは灯標施工上考慮に入れなければならない問題が多い。

(i) 灯標の建設される岩礁には最悪條件の碎波が起り得る。沖波が岩礁の下端で碎けるとき、碎波の越流量は最大となり波の駆け上り高さも最高となる。

(ii) 越流量は岩礁天端高が低い場合に大きく天端高 h 、沖波波高を H とすれば $H/h = 0.2$ のときに最大となる。又沖波のsteepnessの小さいもの、岩礁の勾配が比較的緩かなもの、又天端巾が広いものほど夫々越流量は大きい。

(iii) 越流は岩礁上の捨石、方塊に適用される法則と同一現象を灯標工事の工事材料、施工機械にも及ぼし施工上不安定な要素となる。

(iv) 越流の揚圧力は非常に大きく、岩礁上の石に例をとればその重量の25~40%にも達する。

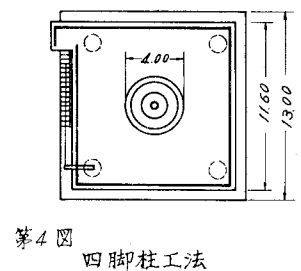
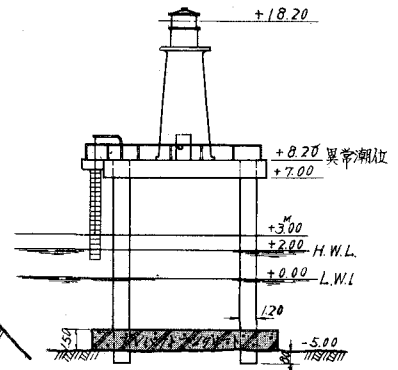
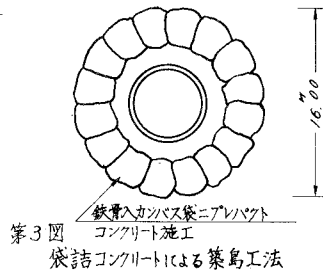
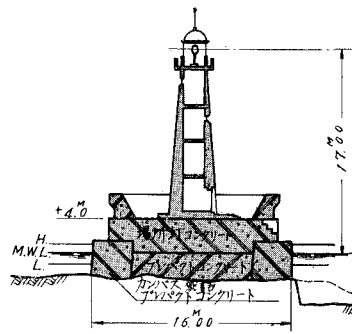
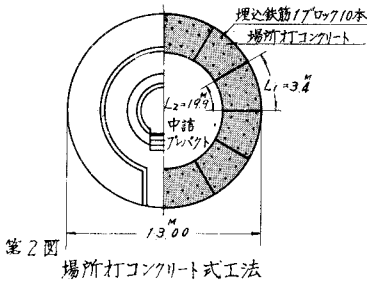
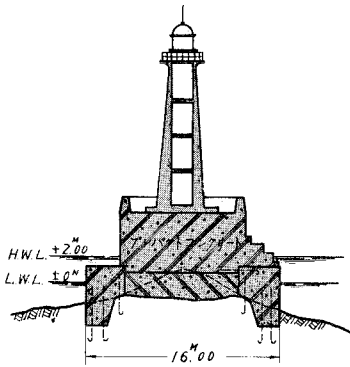
(v) 岩礁上に置かれた構造物には平均して波高の半分に相当する静水圧の大きさの揚圧力が全底面に働く。

§2. 場所打コンクリート工法

岩礁中干出の最も大きい大根礁の岩盤に鉄筋を埋込みの上直接現場打コンクリートを施して基礎を作りその上に灯塔を建設するものである。本工法は従来も多くの成功例があり、

且つ工費も低廉であるが岩盤の掘削、コンクリート作業等に相当長期の現場作業を伴うこと及び大根は干出0.9mであり2mの潮差と風波、うねりのため常時潮に洗われる越流量が最も多い高さで干潮時でも露頭工の作業は困難である。

本工法は湾内或は干出高3m以上の岩礁に用いるべきもので、外洋の灯標には適しない。



§3. 袋詰コンクリートによる築島工法

建設地点を水深1~2mの浅所を選び、プレパクトコンクリート詰の鉄骨入りカラス袋約20個で直径10~15mの円環形築島を作る。内部の平均水面下はプレパクトコンクリートを施し、上部は場所打コンクリートで固める工法である。

本案も場所打工法と同様の欠点をもつ。即ち円環形の築島は恰も大根の露頭と同じ形になるからである。又後日測量の結果1~2mの適地が発見出来ず採用されなかった。

§4. 鋼製ケーソン工法

工事時の越流波を避けるため及び作業船の吃水を考へて、建設地点を-4~-6mの箇所に求めて海底に袋詰コンクリートを行いこの上に直径15mの円筒形鋼製ケーソンを据付け、同時にケーソン内にプレパクトコンクリートを打込み、次にケーソン内側に水中コンクリートを施し上部は場所打コンクリートとする。

本工法では越流波は防げるが、鋼製ケーソンは剛性に乏しく波浪の大きい海面では成功し難い。本工法は耐波性は大きい、海上作業日数が長くなりその一作業単位は非耐波性のものである。連続作業可能な静穏日が得られないので採用されなかった。

§5. 捨石基礎工法

この工法では捨石或はテトラポットの重量の極めて大きなものを必要とするので作業日の静穏度も高く、長日時を必要とする上完成後の保守上も困難が多い。

§6. 四脚柱棧橋工法

工事箇所の施工環境及び安定上から次の前提に立たねばならないことがわかった。

- (i) 強力な波に耐える構造とする。
- (ii) 基地準備作業に重負をおき、海上作業は極めて簡単なものとする。
- (iii) 現場作業は短期間に完了できること。
- (iv) 現場の各作業単位は1回の連続静穏日数で完了すること。その作業成果は次回作業日までの荒天に耐え得るものとする。

以上の観点から米国のTexas Tower^{b)}工法を参考にして、下記四脚柱棧橋工法が考えられた。辺長約12mの四角形鋼製ポンツーン^{a)}の四隅に鋼製脚を立て海底に下しポンツーンを海面上に吊り上げ仮固定の上一脚免ハンマーにて岩盤に打込み、後ポンツーンと脚は溶接固定する。その後四脚柱は海底部をプレキャストコンクリートで固定させる。(※4図)

この工法は(i)~(iv)の条件を満す新工法であるが、大重量の脚柱の岩盤打込みの可能性に疑問があること、ポンツーン吊り上げに際し構造物は極度に不安定なこと、吊り上げ中にポンツーンが傾斜した場合は復元が困難であること、脚柱端を固定すべきプレキャストコンクリートが波のため十分な固定をなし得ない恐れがあること等のため更に検討を加えることとなった。

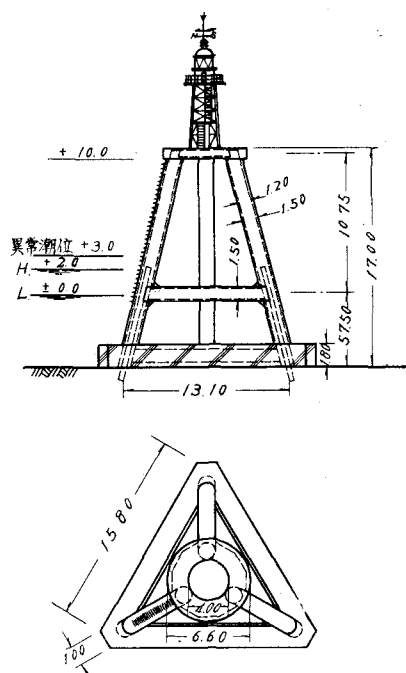
§7. 三脚柱棧橋工法

四脚柱工法の欠点を改良して提案された三脚柱棧橋工法は、プラットホーム(ポンツーン)の引上げの不安を除いて鉄骨コンクリートBraced Cylinder Typeを採用した第5図の如き形状を有する。三脚柱の鉄骨部はそれ自体浮揚出来る構造とし水深6mの岩盤上に曳航据付ける、この直後1m程度のうねりに充分安定を保つものとする、脚柱内よりI型鋼を岩盤に打込めるようにする、プラットホームの下面高さは海面上10mとして波による上向き荷重に備えるようにする等配慮された。結局この工法が前記四条件を満し四脚柱式の欠点を補うものとして採用された。

VI. 基礎工の安定について

§1. 灯標に作用する波圧理論

海中の構造物が受ける波圧の理論は、大別して直立壁体の波圧理論と円形柱体の波圧理論とがある。防波堤の受ける波圧に関する各種の理論は前者に属するが未だ完全なもので



第5図 御前岩灯標構造図

はない。広井公式は波圧公式として最も有名なものであり、灯標の設計においても他に頼るべき波圧理論がないところから習慣的に利用されてきた。その他 Sainflou, Lira, Lamb の各公式或は Bagnald, Minikin の公式もあるが、何れも灯標に適用するには本質的な欠陥がある以外に計算に当つても灯標の表面を縦に細分し、各区分を鉛直壁と見做して求めた各区分波圧を全表面に積算する方法をとらざるを得ないので甚だ不自然である。

これに対し円形柱体波圧理論は、灯標を一体としてとらえ灯標全体の受ける波圧を論ずるものである。

以下円形柱体波圧理論の内容を検討してみよう

(a) 円形柱体の波圧理論と模型実験⁷⁾

海中にある円形柱体に働く波の力については、近年その理論の展開と共に各種の実験が行われている。一般に、流体中にある円形柱体の一小部分 dz には摩擦抵抗 F_1 と慣性抵抗 F_2 とが働く。この両者を F とすれば、

$$F = F_1 + F_2 = \frac{1}{2} \rho C_D D u^2 dz + C_M \rho \frac{\pi D^2}{4} \frac{\partial u}{\partial t} dz \quad \text{----- (1)}$$

C_D : 抵抗係数

u : 水分子の水平速度

C_M : 質量係数

ρ : 水の質量

D : 柱体の直径

上式中 F_1 は表面剪断力による形状抵抗であり、 F_2 は円柱の見掛けの質量効果を含めた流体容積に働く力である。

係数 C_D, C_M は円柱に対する水の運動の状態によつて異なるから、円柱の各部については一定の係数と考えられている。

力の組合せによる最大のモーメントは、波の峰に生ずるのではなくて峰からある角変位 θ に当る處に生ずる。その値は、

$$\theta = \sin^{-1} \left\{ \frac{\pi C_M D}{8 C_D H} \frac{\{K_1 - (d+z)K_4\}}{\{K_2 - (d+z)K_3\}} \right\} \quad \text{----- (2)}$$

こゝに K_1, K_2, K_3, K_4 は z のみの函数である。

水深 d が波長 L に比して小さいとき、円柱の直径 D が波高 H に比して小さいときは、 θ の値は零に近づく。これに反して d/L が大きいとき、 D/H が大きいときはその値は 90° に接近する。 C_D, C_M の値は波形曲線とモーメント時間曲線によつてきまる。

θ が零に近づけば、 C_M は殆ど零となることは重要な事である。波長に比し水深が大きく、波高が小さい場合を仮定したこの理論は非常に浅い海で波形勾配の大きい波に適用することは出来ない。又碎波にあてはめることも理論的に無理である。

(b) J. R. Morison の現場実験⁸⁾

この実験は、円形柱体を砂地質の海底にヒンゲで取付けたものにつぎ碎波を中心に碎波直前の沖波、初期碎波直後の波、碎波直後の波、碎波について行われた。 θ は求めることが出来なかつた。モーメントの値は円柱の頭部に記録された波力と柱の長の積で求められた。

この実験では D/H が小さく、 d/L も小さいので $\theta \approx 0$ と推定され、従つて $C_M \approx 0$ となり

モーメント算式より、

$$C_D = \frac{32}{3} \frac{M C^2 d}{\rho D H^2 Y_b} \quad \text{----- (3)}$$

Y_b : 波の峰より海底までの距離

この場合 C_D は、波の運動の円柱に対する障害状態を示す係数であるといえる。浅海では波速の垂直分布は波長、周期に無関係で H/d の函数であると考えらるべきである。(第6圖)

従つて C_D は H/d の函数と考えられる。又(3)式には C^2 , H^2 が含まれるので C_D はこの影響を大きく受ける。従つて、

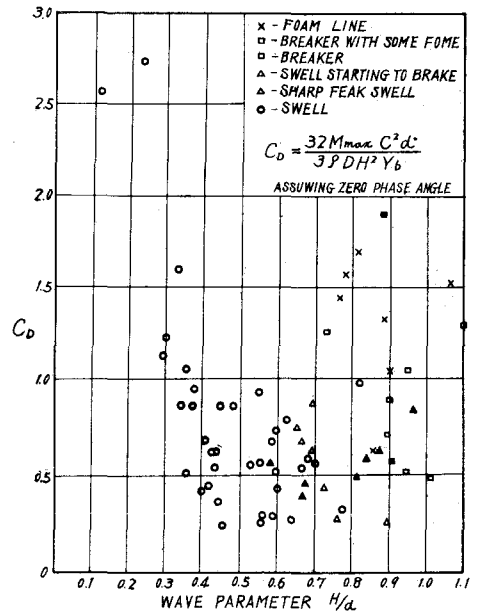
- 1) C_D の値は碎波の場合沖波より大きい。
- 2) $H/d > 0.4$ の範囲では C_D の各種の波に対する平均は0.5で、碎波に対する平均は1.0に近い。
- 3) $H/d < 0.4$ では C_D は0.5より大きくなつてゐる。

この実験を灯標に適用する立場から批判するならば、

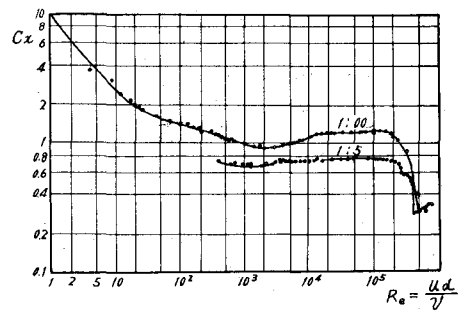
- 1) 浅海波の理論に基いたこの実験は碎波には適用し難いもので、その結果は円形柱体理論から離れたものといえる。しかし実際の碎波について一般灯標の遭遇する条件を最もよく描いている。
- 2) 本実験では $D=0.3\text{ft}$, $d=3\sim 5\text{ft}$, $H=8\sim 13\text{ft}$, $T=8\sim 12$ 秒の条件により行われているから $C_M \approx 0$, $\beta \approx 0$ となる。 β を検出出来なかつたのは当然である。
- 3) 求められた C_D は、抵抗係数のほかに若干の C_M による抵抗及び造波抵抗など不明の要素を総て含んだ値である。即ち波の運動の障害状態を示す係数であるといえる。

- 4) 一般に、定常流中の円形柱体の抵抗係数 C_x は第7圖の如く Reynolds 数 Re によつて変化する。⁹⁾ C_D と C_x は同一の傾向を辿ると考えられる。第7圖では C_x

は $Re=3\sim 5 \times 10^5$ の處で急激に低下し、不安定な臨界状態に達する。本実験は、 Re の臨界状態において行われたため C_D のばらつきが大きくなったものと思われる。



第6圖 C_D と H/d との関係



第7圖 定常流中の円柱の抵抗係数

5) 普通灯標の場合 Re は $10^6 \sim 10^7$ でこのとき C_D は第7図の $C_x - Re$ 曲線上では一旦急低下して安定域内に入るであろう。本実験の結果を直ちに灯標に適用するについては更に検討を加える必要がある。

(c) 水底フロックに作用する水平波力

浅海や碎波地帯にあるフロックに作用する波力の問題について浜田氏の実験がある。¹⁰⁾ Morisonの現場実験では質量係数を検出出来なかつたが、この実験では沖波の場合は質量係数はかなり大で碎波の場合も抵抗係数の20~40%に達し無視出来ないと報告している。また実験では $B/H = 0.5 \sim 1.0$ であるが、灯標の場合一般に $B/H = 0.1 \sim 0.2$ であるから灯標について同様な実験を行えば質量係数は無視し得る程小さくなるであろう。

(d) 栈橋杭に対する波力の試算

Munk は Scripps Institut の沖合にある円形栈橋柱について波力を計算した。¹¹⁾ 最悪条件の波を仮定し、碎波については孤立波理論を用い波圧を算定した。この場合 $C_D = 0.93$ としている。この試算については次の諸点に問題がある。

- 1) $C_D = 0.93$ としているがこの場合 $Re = 7 \times 10^6$ で $C_D = 0.3 \sim 0.4$ となるが、碎波した波浪は定常流と異なるので $Re > 5 \times 10^5$ の場合にも $C_D = 0.93$ よりかなり大きくなるものと考えられる。
- 2) 波の峰で $C_D = 0.93$ が妥当としても、分子速度が鉛直方向で変化するから C_D を一定とすることに疑問がある。
- 3) 水粒子水平速度を孤立波理論で解明出来ることを証明していない。
- 4) Sweden の灯標の実験で明らかなように、碎波と否とに拘らず前面に起る波高の異常な高まりが考えられていない。

(e) R. Curtis Crooke の理論¹²⁾

Crooke は Iversen の結果を利用して C_D , C_M は波ごとにその値を異にし、波の位相によつても常に変化することを明らかにした上、兩者を同時に考えた抵抗係数 C を提唱した。 C は流体の速度、加速度、柱体直径から足まる Iversen Modulus と Reynolds 数により足まることを証明した。しかし碎波を孤立波理論で解けば水粒子速度最大、加速度零となるから Iversen Modulus も零となり抵抗係数 C は Reynolds 数のみの函数となる。

§2. 灯標の波圧理論の要約

灯標の波圧論のいくつかを取り上げたが灯標設計上から次の如く要約出来よう。

- (i) 鉛直壁波圧公式のうち適当なものを選び適用範囲を定めて用いるのは最も堅実な方法である。しかし円形柱体の場合計算に当り表面を細分化することは不自然であり碎波の波圧を明らかにするものとは考えられない。
- (ii) 円形柱体の波圧論は完成されたものではない。しかし灯標の実情を近似的に説明できるので、こゝでは敢えてこの理論に根拠を求めることとした。
- (iii) 碎波を受ける灯標の抵抗については加速度項は無視できるといえる。一方碎波時の波の速度分布は孤立波理論の碎波限界におけるものを用いることが出来る。¹³⁾ かくすれば灯標に作用する波圧 F は

$$F = \frac{1}{2} \rho C_D \int D u^2 dz \text{----- (4)}$$

で表わせる。但し C_D は波が通過するときの障害の程度を示す係数とみるべきである。

(iv) 碎波を受ける灯標では $Re = 10^6 \sim 10^7$ である。これは従来の実験の行われた範囲外にある。第7図における C_x は $Re = 5 \times 10^5$ を限界に稍々安定しているが C_D に C_x を適用することの是非は明らかでない。

(v) 灯標では碎波前後に振動波をうけて海水は攪乱されている。碎波の水粒子速度は鉛直方向の速度差が大きい。峰と底での Re は差も大きく限界 Reynolds 数の上下に分れることであろう。又定常流中では造波現象が起らないが碎波による灯標前面の跳波は C_D に影響するであろう。

(vi) Morison の実測における C_D は他の未知現象によるものを含み灯標の条件に最も近いといえる。故にこの実測値より碎波の C_D の平均値を求め、これを灯標の碎波に対する C_D として次の如く定めた。

$$C_D = 1.0$$

§3. 碎波の水粒子速度分布

円形柱体波圧論の問題点の一つは柱に加わる水粒子の垂直方向速度分布である。これについて運輸技術研究所にて実験を行った。¹⁴⁾ 使用水路は長 2.2m, 巾 0.6m, 一様部水深 0.35m で一端に $1/5$ 勾配の斜面を附した。但し灯標自体は碎波の水流に影響を与えないものとし水平速度の分布を測定した。粒子速度時間曲線を描き各波毎に水深別の最大粒子速度分布を求めた。これを無次元化し y/h , $y/\sqrt{g\lambda}$ を縦横の座標として最大速度をプロットすると第8図の如くなる。图中的破線は Munk の孤立波理論における速度分布曲線を示す。碎波域以外で測定した(1)の分布を除けば全般的に孤立波理論の分布と同一傾向を示していることがわかる。

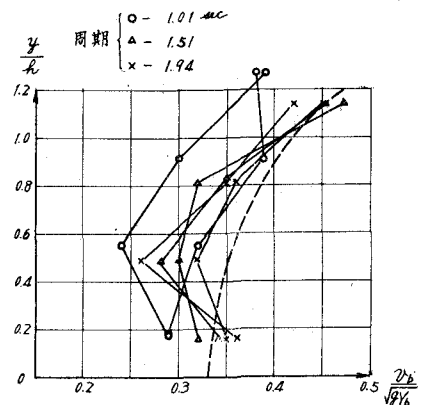
Munk は孤立波が碎波の性質をよく表しているを見出し孤立波理論を展開した。R.L.Wiegel は実際に碎波の水分子速度分布を比較した。¹³⁾

その結果峰において粒子速度は孤立波理論で求められる速度の平均 81% で、又速度分布も近似していることを立証したが、われわれも上記の実験でこれを確認した。故に灯標の設計に際し碎波の水粒子速度分布として孤立波理論による分布を用いることは安全且妥当なものといえよう。

VII. 基礎工の設計要旨

§1. 基礎工の安定計算

(a) 基礎工にかゝる波浪の諸元



第8図 最大粒子速度分布曲線

設計水深 $d_b=9.0\text{m}$ ，設計波高 $H_b=7.80\text{m}$ ，周期 $T=12\text{秒}$ が決定したのでこれから Iversen の指標図を用いて設計波高の峰高 $\gamma_b=15.70\text{m}$ ，静水面上の波高 $\gamma_b-d_b=6.70\text{m}$ を求め，孤立波理論の水粒子速度分布を求めると第9図の如くなる。又構造物に対する波の方向は基礎コンクリートの三角形の一頂点から底辺に向う方向とする。

(b) 脚柱の受ける波力

Ⅵ. §2. の結論に従い脚柱の単位長に加わる波力 p は $p=\frac{1}{2}\rho C_D D \Sigma u^2 z$ において， $C_D=1.0$ ，脚柱径 $D=1.5\text{m}$ ，これから脚柱（中央梁接続部を除く）

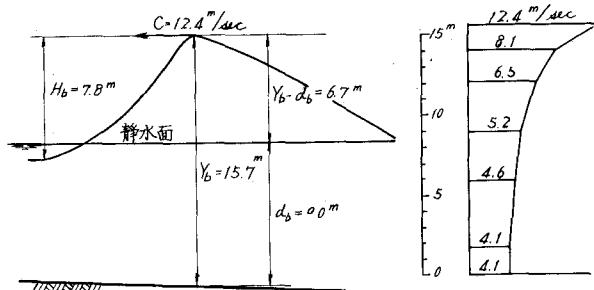
3本の受ける水平力

$$R=3p=119.4\text{t}$$

を得る。

(c) 中央水平梁の受ける波力

脚柱と同様の考え方で求めるが C_D の値は Morison, O'Brien の実験を考慮して $C_D=2.0$ とする。然らば3本の水平梁への全水平力 $R_3=67.6\text{t}$



第9図 a 周期12秒の最大波波形 b 水分子水平速度分布

(d) 根固コンクリートの受ける波力

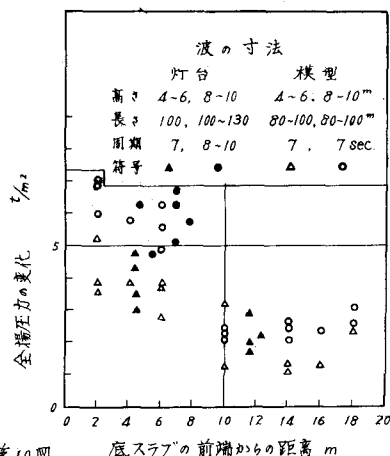
三角形断面の短柱と考えて $C_D=2.0$ とし前と同様の計算にて全水平力 $R_2=52.0\text{t}$ を得る。

(e) 根固コンクリートに働く揚圧力

P.A.Heder の実験において，越波の揚圧力 R の値は捨石の重量の25~40%にも達し勾配が大きい程大きい。浜田博士の実験¹⁰⁾では，かなり大きな揚圧力が報告されている。

Sweden の実験⁵⁾においては，一般的に揚圧力は静水圧を中心に上下に等量の変動を示し，その周期は波の周期に一致すると報告している。この実験と完成後の実測による揚圧力分布を比較したものを第10図に示す。揚圧力分布は碎波も沖波も同一の傾向を示している。

われわれの灯標の場合揚圧力の作用は，ブロッツ等の如く海底に置かれたものより少いが施工上の問題もあり基礎コンクリートと岩盤が完全に密着しないこと，岩盤の割れ目，空隙が存在すること等を考慮して通常全底面積の $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}$ が受圧面積となるものとする。又前端にかかる揚圧力の $\frac{1}{2}$ を圧力強度の平均値としてこれが受圧面に作用するものとする。



第10図 灯標の底スラブへ働く(上向き)圧力(波長から波高)の全変化の比較

御前岩灯標の場合根固は下面より揚圧力、上面より波圧を受ける。揚圧力は施工条件を勘案して受圧面積を全底面積の $\frac{1}{3}$ とし、下面に波高の等しい水頭の揚圧力 $H_b \text{ t/m}^2$ が作用する。又上面からの波圧はLambに従つて、

$$p_0 = \rho H_b \frac{\cosh \frac{2\pi Y}{L} (1 - \frac{d}{Y})}{\cosh \frac{2\pi Y}{L}} \dots\dots\dots (5)$$

が仮くものとするば、実際に仮く揚圧力 $P_0 = \frac{1}{3}(H_b - p_0)A = 139.3 \text{ t}$ を得る。

(f) 風圧力

風圧力 $P_w = 74 \text{ t}$ となる。

(g) 灯標の自重

浮力を差引いた自重は $W = 540.5 \text{ t}$ である。

(h) 転倒安全率

岩盤上の灯標は、岩盤と基礎を密着せしめるのを通例とする。しかし計算では重力式構造として転倒安定を検討し、コンクリートの岩盤に対する引張力は算入しない。外力の合力が基礎面内に入ることを安定の条件とする。

灯標に対する全水平力 $H = 246.4 \text{ t}$ 、全鉛直力 $V = 401.2 \text{ t}$ で転倒安全率 γ_1 は $\gamma_1 = 1.1$ で外力の合力は基礎面内に入り安定である。

(i) 滑出安定

岩盤上の灯標の場合は、国際大ダム会議国内委員会のダム設計基準¹⁵⁾と略同様の考え方に基き、岩盤の状況と施工の条件を考慮して次式で剪断摩擦安全率を求める。

$$n = \frac{fV + \sum A'}{H} \geq 10 \dots\dots\dots (6)$$

H ：全水平力

V ：全鉛直力

A' ：有効灯標基礎面積（通常全底面積の $\frac{1}{2} \sim \frac{2}{3}$ をとるが御前岩においては $\frac{2}{3}$ ）

f ：摩擦係数0.65とする

$\sum$ ：剪断抵抗強度 150 t/m^2 とする

御前岩灯標について計算すれば $n = 55.7 > 10$ となり安定である。

(j) 三角波の上向波力に対する安定

灯標附近に発生する三角波によつて灯標プラットホーム下面に仮く上向き波力は H_b に対するMinikinの式で求め、水平力は考えない。基礎工全体が浮力を受けるものとし、又揚圧力 p は進行波に対するものと同じに考えると全上向力は、

$$p = \frac{\pi d H_b \rho}{L} (1 + \frac{d}{Y}) \times (\text{上部工の鉛直投射面積}) = 318.8 \text{ t}$$

で自重より小となり安定である。

参 考 文 献

- 1) H. W. Iversen : Laboratory Study of Breakers, Gravity Waves. 1952.

- 2) A.H. Glenn : Progress Report on Solution of Wave, Tide, Current, and Hurricane Problems in Coastal Operations. 1950.
- 3) P.A. Heder : 第18回国際航路会議資料
- 4) O. Sibul : Flow Over Reefs and Structures by Wave Action. 1955.
- 5) B. Hellström and L. Rundgren : Model Tests on Ölands Södra Grund Lighthouse. 1954.
- 6) G. Fletcher : Heavy Construction Goes to Sea. 1956.
- 7) M. O'Brien and J. Morison : The Force Exerted by Surface Waves on Piles. 1950.
- 8) J. Morison, J. Johnson and M. O'Brien : Experimental Studies of Forces on Piles. 1954.
- 9) 藤本武助 : 応用流体力学 P.481 .1941.
- 10) 浜田徳一 : 構造物に作用する波力に関する実験 1956.
- 11) W.H. Munk : Wave Action on Structures. 1947
- 12) R. C. Crooke : Reanalises of Existing Wave Force Data on Model Pile.
- 13) H. W. Iversen and Ballent : A Correlating Modulus for Fluid Resistance in Accelerated Flow.
R.L. Weegel and K.E. Beebe : The Design Wave in Shallow Water.
W.H. Munk : The Solitary Wave Theory and its Application to Surf Problems. 1949.
- 14) 藤野義男 : 航路標識技術資料 XI標の建設に関する研究 P.91 1957.
- 15) 畑野 正 : コンクリートダムの滑動安定について