

運輸省才四港灣建設局

正會員

尾崎 重雄

4

11

原田 修

4

○ 杉野原大輔

1 まえがき

控へ工と有する通常の矢板岸壁の設計法は「港湾構造物設計基準」により、一応確立されてゐる。矢板壁は残留水圧および土圧などの外力に対して、壁体の曲げ剛性とアンカーおよび根入部の地盤反力とで抵抗している構造である。土の力学的性質と極めて密接な關係を有する。しかし、現行設計法では砂質土盤または硬い粘性土地盤中に打ち込まれた矢板壁を対象としてゐるのみで、土の力学的性質を十分に反映してゐるとは云えない。

昭和44年度から門司港田野浦地区において設計水深10mの大型矢板岸壁を施工してきた(図-1参照)。大型であり根入部で変断面の特殊構造であることなどによって、従来の設計法ではかなりの内張突を念じている。よって施工管理および設計の資料を得る為、現場施工に合せた応力測定なども続けた。また、

くくでは測定結果と若干の考察を報告する。

2 測定方法

矢板部の静的挙動解析に主眼をおいて
主に次の項目を測定した。

(1) 矢板部の応力

図一の如く矢板に直接ストレング
ージを張り付け、歪を測定すること
によつて求めたA、B、C矢板の計量と実につ

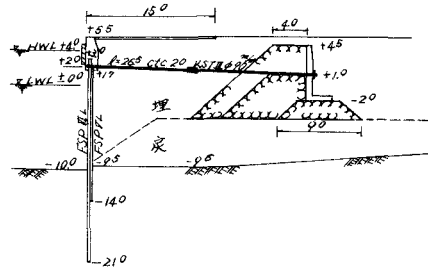
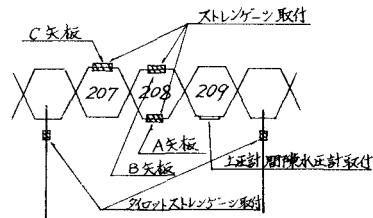


圖-1 標準断面図



No 208矢板 No 207矢板 No 209矢板
B矢板 A矢板 C矢板 土圧間隙水圧計

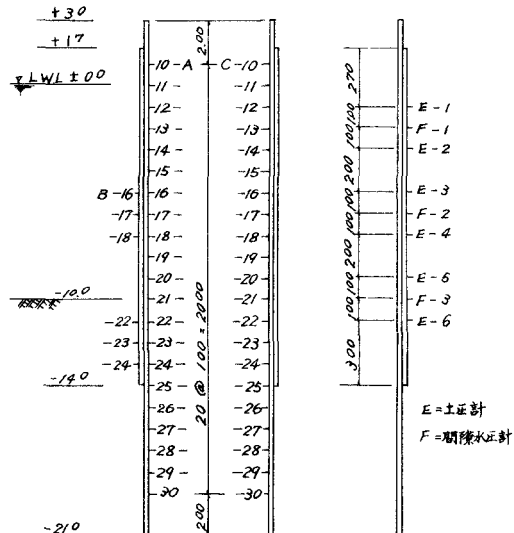


圖-2 測定器取付位置圖

いて測定している。長期にわたると、海水中で
あることおよび打込み前に取付けをしはすればな
らぬこと等によって、ゲージプロテクターには
特に注意を払った。昭和44年12月で測定を完了し
たが、44年のうち30日欠が生じてあり、生存率は79%
である。

(イ) 矢板背面の上圧、間隙水圧

上圧計6隻、間隙水圧計5隻で測定した。矢板
にガイドを溶接し、矢板打込み後、土圧計、間隙
水圧計を取付け、矢板をガイドに沿って挿入した。

(ロ) タイロッド張力

タイロッド5本について矢板側と控え工側に10ヶ所
ストレンゲージを張って測定した。プロテクターが十分に効かず、デー
タは不良であった。

(ハ) 残留水位

岸壁法線前面および背後2m, 6m, 14m, の4ヶ所について測定した。

3. 実験結果と若干の考察

50回程の測定のうち主な4段階について、略落着いた日を選んで考
える。初期値として44年9月29日の地上試験値を使うべきであったが、広
畑からの運搬、田野南での野積み、打込み等の経過後使用出来なくなっ
ていた。よって打込み後の10月29日、4月1日、15日、の3回の測定値の
平均値を初期値とした。4ケースは次のようである。

ケース I 裏埋とタイロッド取付面より施工後 1月31日

ケース II 裏埋と(ハ)5m面まで施工後 4月28日

ケース III 前面水深11.2mまで浚渫後 5月17日

ケース IV 土砂と(ハ)5m面まで上載後 7月10日

以下ケースI, II, III, IV, と呼ぶことにする。

残留水位 矢板法線背面2m, 6m, 14m, の水位は略同じ
動きをしており、背後水面は一般的な水平であると思われる。前
面潮流と背面水準面は図-3のようになる。

：図-4 (ハ) 5m背後埋立土および根入地盤の柱状図および
地下水位線を示す。に、裏埋めはポンプ船による浚渫砂であ
る。

曲ゲージメントおよび土圧、図-6, アバウトレンゲージの
測定値より求めた曲ゲージメントおよびカールソン型土圧計による

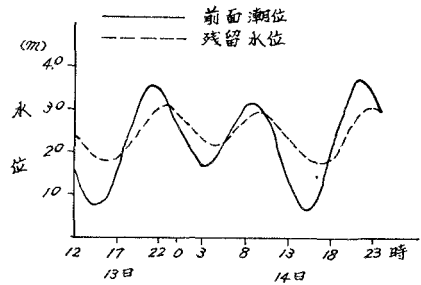


図-3 残留水位

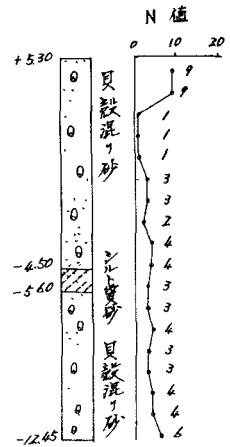


図-4 背面土

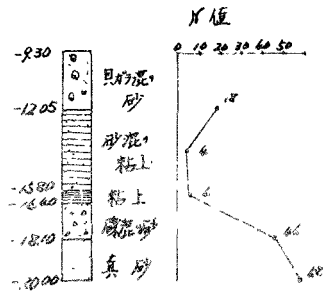


図-5 根入地盤

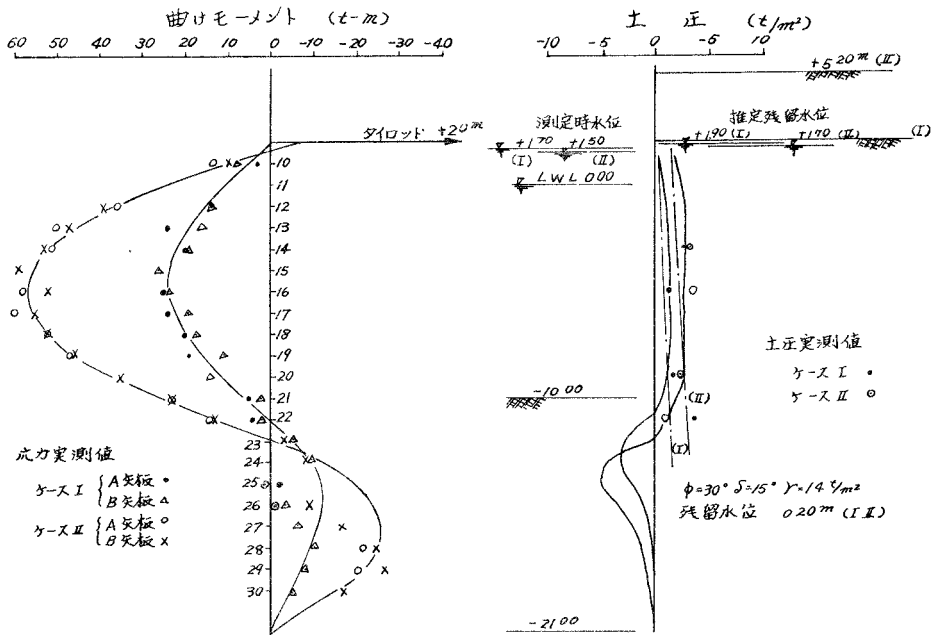


図-6 ケースI、ケースIIの曲げモーメント、土圧

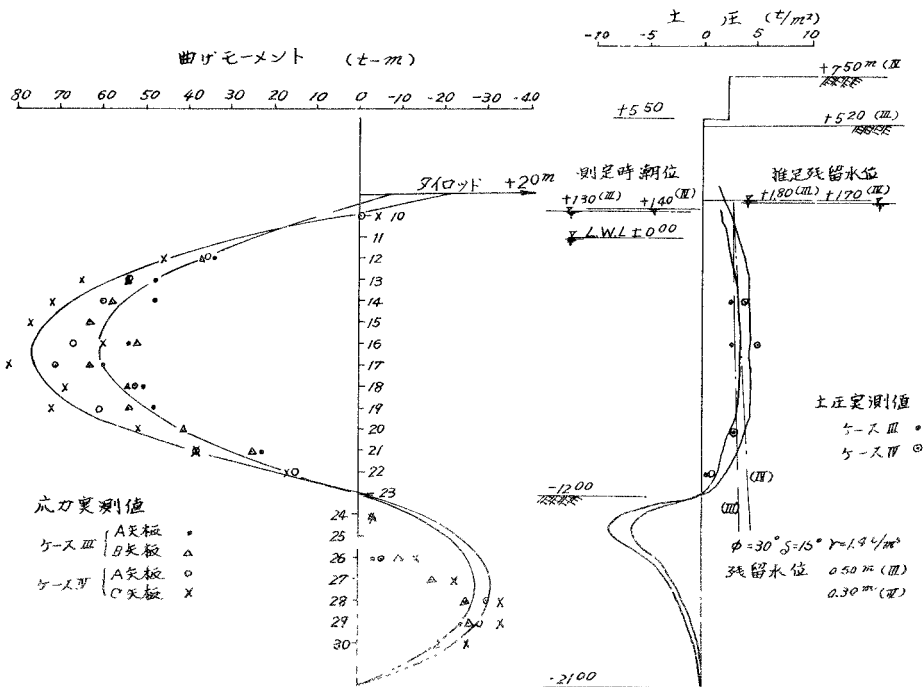


図-7 ケースIII、ケースIVの曲げモーメント、土圧

る実測値をプロットした。歪みより応力を求めこれを縁応力とし、断面係数を組合せ部で7700 cm^3 、(1)14m以下で3800 cm^3 として曲げモーメントを求めた。曲げモーメント分布と図の実線のように近似し、因式的に回積分して土圧分布を求めた。根入部(1)14m附近のデータは打込時にかなり乱れており、十分な精度がないものとして無視した。

矢板根入部の変位と地盤反力係数 曲げモーメント分布の近似曲線の根入部について回積分して変位を求めたものを図-8に示す。これと先に求めた受効土圧より地盤反力係数(土圧/変位)を求めたものが右表のようになる。ケースIでは大ま目に与えているが、初期であったからではないかと思われる。ケースII, III, IV, (1)14m以深は略同じで0.20~0.24 kg/cm^2 である。

地盤反力係数を (kg/cm^2)

	I	II	III	IV
13 cm	0.21	0.17	0.21	0.22
14	0.38	0.24	0.22	0.25
15	0.40	0.21	0.21	0.22
16	0.43	0.20	0.20	0.21

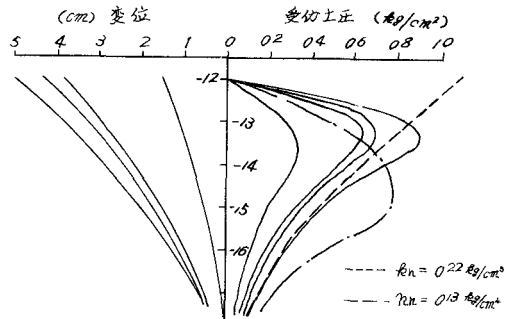


図-8 受効土圧と変位

ここで地盤反力が変位に比例して増加するものとして、まず深さ方向に反力係数が増加しないものとするれば、地盤反力は $P = k_h \cdot \delta$ で与えられる。これより $k_h = 0.02 \text{ kg/cm}^2$ として P を求めたものを図-8に実線と示した。次に反力係数が深さ方向に比例して増加するものとするれば、地盤反力は $P = k_h \cdot \delta$ で与えられる。これより $k_h = 0.13 \text{ kg/cm}^2$ として P を求めたものを図-8に一実線と示した。これらは Chang の方法と Rowe の方法の比較を表わすものであるが、Chang の方法では地表面近くで過大評価となるが、深い所(今の場合4m以深)で良く一致しており、Rowe の方法では地表面近くは小さく、深い所で過大評価されている。この中間的なものが実際に近いと思われる。

4 まとめ

- (1) 残留水位は潮差の $1/3$ 程度である。
- (2) 背面主効土圧はオーグ的に略設計値と同じであるが、フーロンの理論から求める三角形分布に比べ、上方が大きく下方で小さくなり、台形分布に近くなる。海底面附近では土の剪断抵抗によって、土圧が小さくなると思われる。
- (3) 前面受効土圧は極限状態を想定したフーロンの理論の分布には一致しない。これは設計荷重に近い土圧が作用していない為、根入長が十分すぎる筈もあるが、一般に受効崩壊が起きるまでは変位に関係した反力が効くものと思われる。Chang の方法では地表面附近、Rowe の方法では深部で大きく現われ、実際はこの中間的なものだろう。