

鋼杭の横抵抗を利用した鋼矢板護岸の設計について

正員 酒井 賢 一*

正員 ○湯 浅 健 二**

1. ま え が き

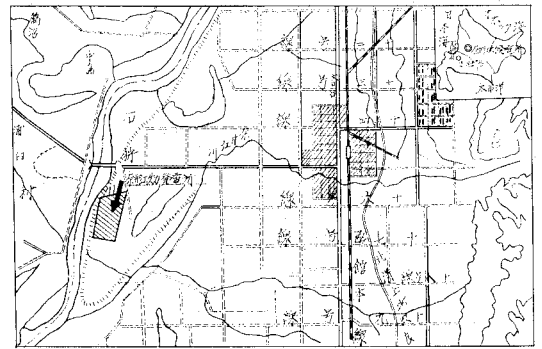
北海道電力(株)では、奈井江発電所取水口護岸の設計に垂直鋼杭の水平抵抗を利用した鋼矢板工法を採用し施工した。矢板護岸には従来から自立式、控壁式、斜め控杭式、棚式などの実施例は多いが、この工法は鋼杭の横抵抗により矢板を定着させようとするもので、施工した結果は良好で他の工法に比べ施工の容易性、工事費の節減、工期の短縮などの利点も多いため、設計の概要ならびに試験工事の結果を取りまとめ報告する。

2. 立地および土質の概要

奈井江発電所は、1期(175,000kW)の運用を昭和43年6月に予定している石炭専焼火力発電所で、石狩川沿いの奈井江大橋下流1kmの左岸地区に設けられた。この地点は産炭地に近く運炭に便利で、冷却用水の取水や、灰捨て

の確保などの有利性を備えている。

取水口の護岸は、冷却用水を取り入れる取水口につながる導流壁で、河床からの高さ4.3m延長160mの設備である。したがって、工法によっては石狩川本流の洪水回避の



図—1 位 置 図

表—1 各 種 工 法 の 比 較

工 法	概算工事費 (千円)	優	劣
鉄筋コンクリート工法	90,000	1. 護岸強度が大で安定したものとなる。	1. 地下水位以下の掘削を伴い、仮締切水替費が増嵩する。 2. 河川水位の関係から冬期間施工となる。
自立鋼矢板工法	60,000	1. 施工が簡単で工期が短い。	1. 矢板型式が大きくなり、根入長が大となる。 2. 頭部変形が大となる。
斜め控杭式 鋼矢板工法	58,000	1. H杭利用により杭の方向性を勘案した経済的なものと出来る。	1. 引抜抵抗により定着するため斜め控杭長が長くなる。 2. 斜杭施工の機器送行路に問題がある。 3. 鋼矢板と斜杭に作用する土圧解析の不明瞭性。 4. 鋼矢板と斜杭の結合方法の問題。
控壁式 鋼矢板工法	56,000	1. 実施例多く安定した工法で信頼性が高い。	1. 鋼矢板と控矢板間の距離が大となり、地形上土工費が増嵩する。
垂直控杭式 鋼矢板工法	42,000	1. 矢板と控杭間の距離を短縮出来地形上土工費が少く済む。 2. 施工については控壁式と同様単純打込み作業だけで十分である。	1. 施工実績が極めて少ない。 2. 杭に常時横力のみ作用させる。 3. 鋼矢板背面主働崩壊面が、杭の横抵抗力に及ぼす影響。

* 北海道電力株式会社土木部工事課設計係長

** 北海道電力株式会社奈井江発電所建設所土建課

措置が必要になる外、図-3に示すようにこの地点付近は石狩川の蛇行推積のため形成された経年の極く新しい礫交り砂層台地で透水係数も $8 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ と大きく、石狩川に涵養し水位変動の迫征を受けるため水替設備も相当のものとなる。護岸法線の土質断面、粒度分析の一例を図-4,5に示す。一部にシルト質粘土が混入しているが、略有効径 0.4 mm 均等係数 10~20 最大粒径 30 mm 程度の砂礫層である。N 値はバラッキがあるが、護岸の主働土圧領域内の平

均値 15、相対密度は中位と考えられる。また N 値から内部摩擦角を推定すると約 32° 程度である。

成層台地の礫分は約 45~60% であるが、層中に細砂層が介入し切等係数も小さいため地下水位以下の掘削にあたりクイックサンドやボイリングの発生が予測される土質である。プレシオメーター試験による K 値は $2.88 \sim 14.90 \text{ kg/cm}^3$ の範囲にあり、Rosenqvist の方法による腐蝕度は、復極率 60~70% 比抵抗 $6 \sim 7 \Omega \text{ m}$ 年間腐蝕率は 0.02 mm と得

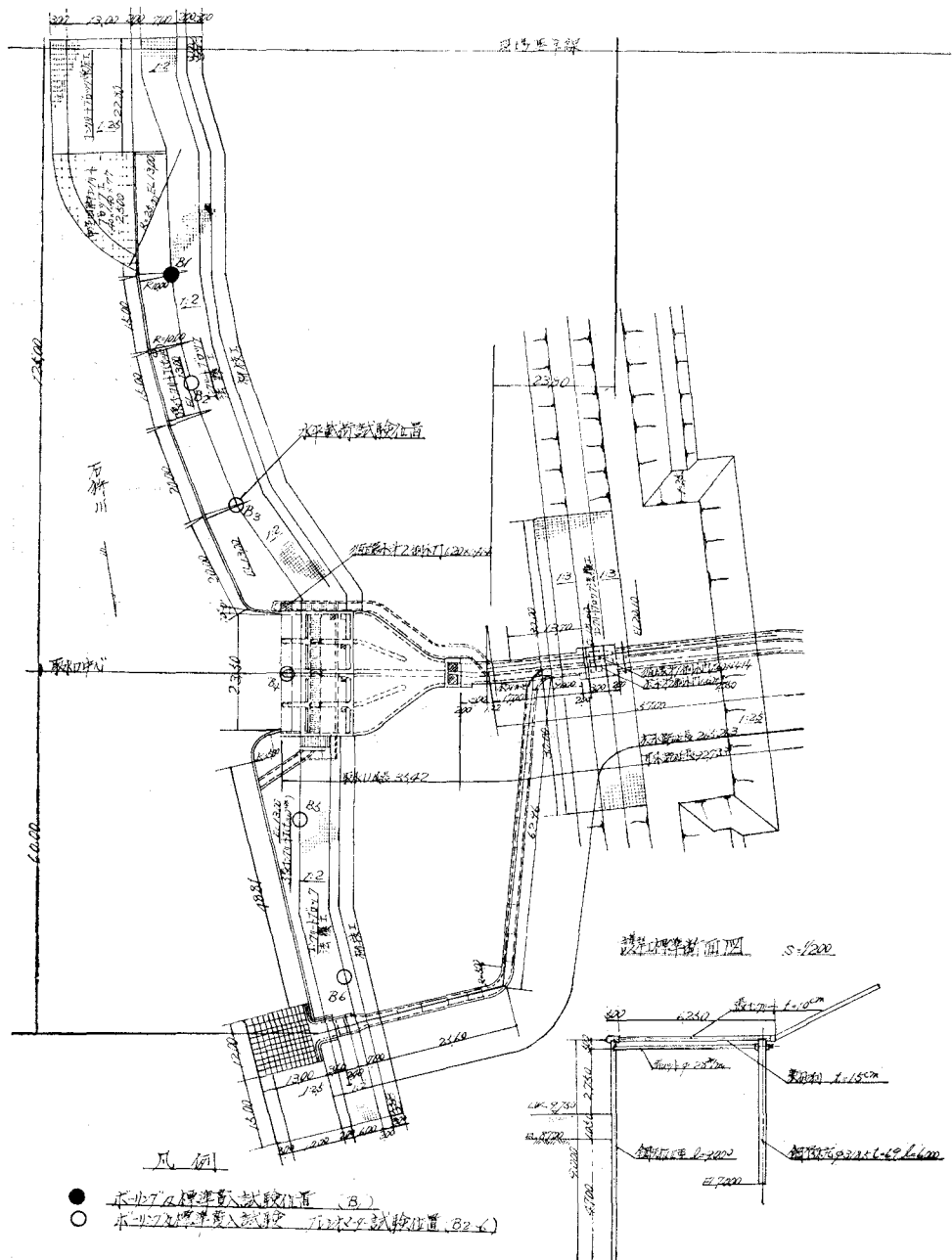
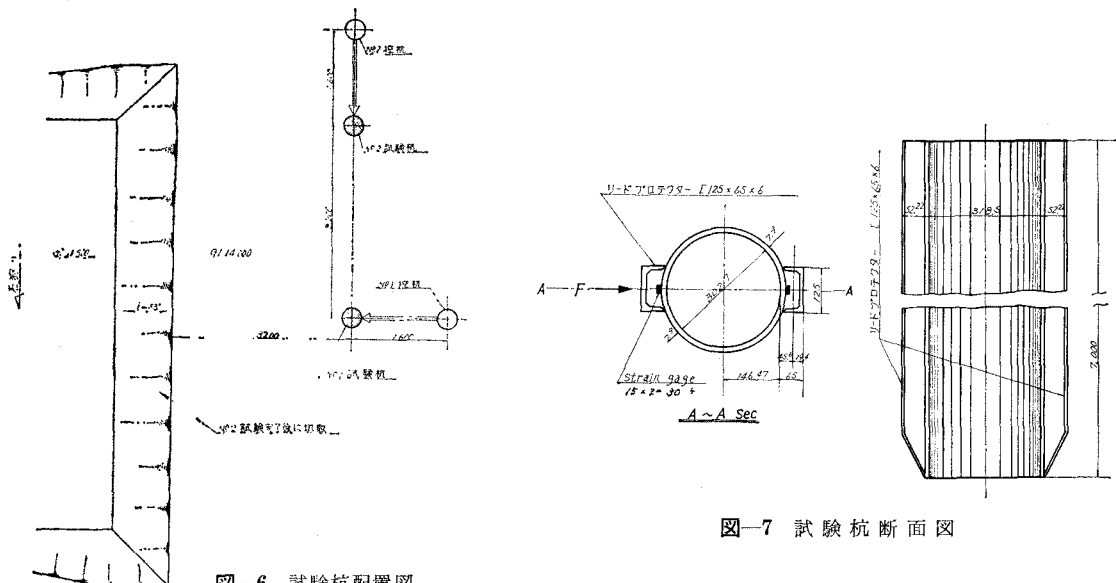
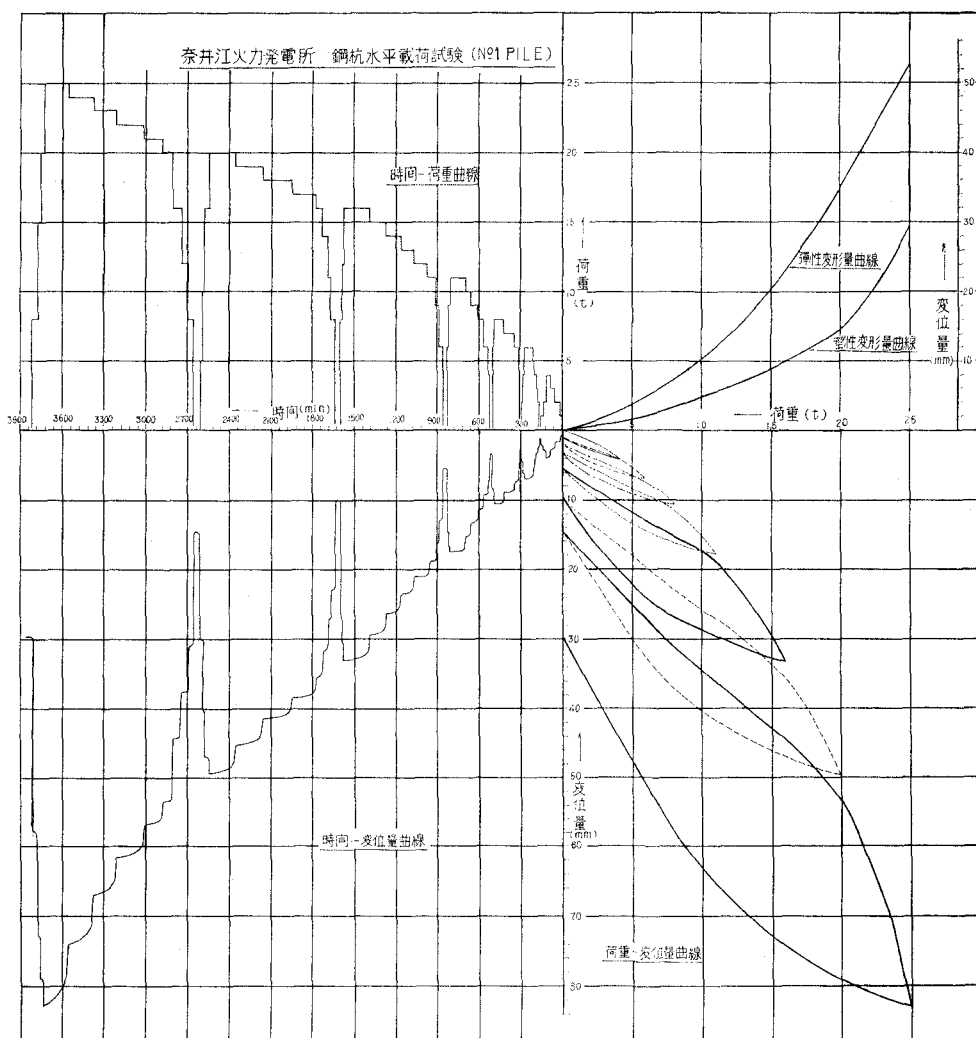


図-2 護岸設計図



図—6 試験杭配置図



図—8 鋼管杭の水平載荷試験 (No. 1 杭)

られている。

3. 垂直控杭式鋼矢板工法採用までの経過

上記のような条件から護岸型式の選定に当っては工事の経済性、施工の安全性の面から検討を重ねてきたので、その経過を略述する。

護岸の型式にはこの外に棚式矢板工法もあるが、構造が複雑で工期も長くなることから除外した。

4. 横方向載荷試験について

4-1 概 要

今回の試験の目的は次のとおりである。

1) 一般に用いられている Y. L. Chang の解法の当地盤における適合性。

2) 矢板背面に主働崩壊領域が発生した場合、または杭側方支持面の地形が傾斜している場合の横抵抗力の取り扱い。

試験位置は、土質のパラッキを考え安全側に相対密度の

低い図-2のB~No. 3孔を選定した。試験は写真-1のような装置で図-6のように地形を変えた (No. 1 杭は杭の前面に仮想主働崩壊面を設立, No. 2 杭は地表面水平) 2本の杭に、緩速一方向繰返し荷重法を採用して、最大荷重 25 ton を7サイクルに、分け水平変位と地中部の曲げ歪度を測定した。

水平変位の測定には、ストローク 50 mm 精度 1/100 mm のダイヤルゲージ5個を、歪の測定には図-7のように抵抗線型歪計 30 個を使用した。

試験結果は、荷重~杭頭変位を図-8, 9に、地中部の曲げ歪度の分布を図-10, 11に示す。測定結果の検討事項を以下に述べる。

4-2 荷重と杭頭変位

図-8, 9によると、各杭とも荷重の増加につれて地盤が塑性変形し、荷重と杭頭変位の関係が滑かな曲線となり、地盤がゴム弾性的性質を持っていることを示している。従ってはっきりした降伏点は得られないが、 $y \sim \log t$ の関係および鋼管の応力度などからはば 20 ton と考えられる。

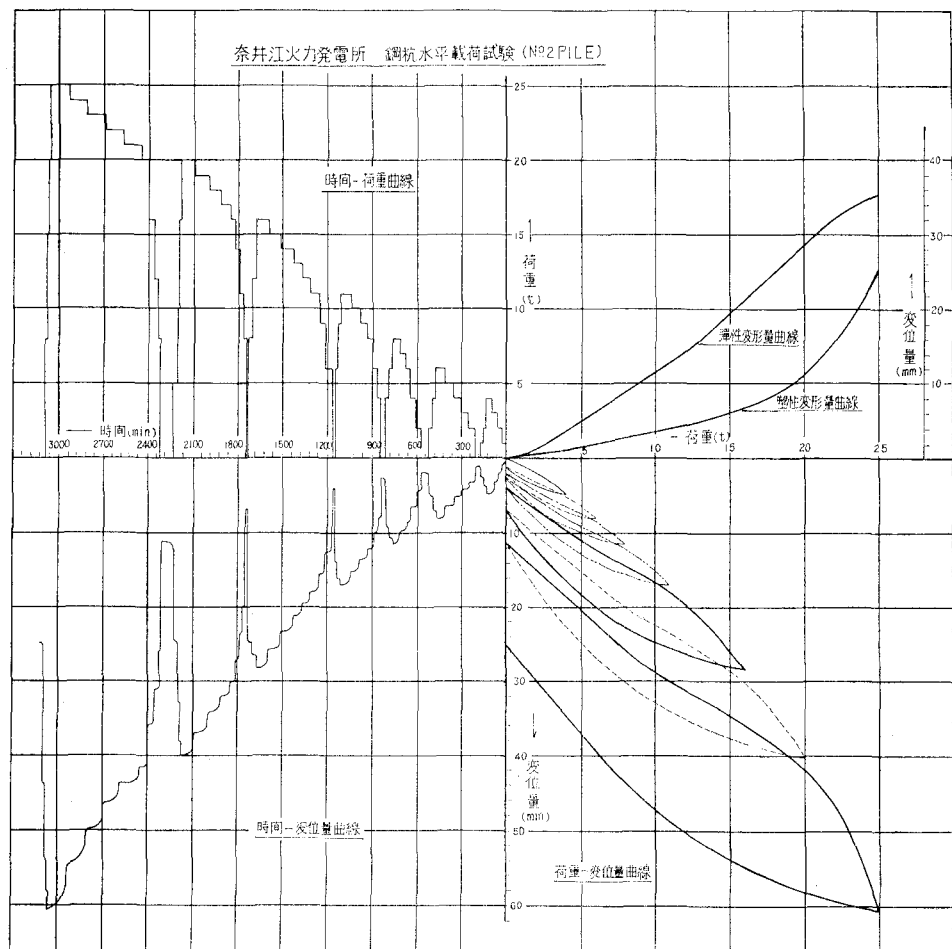
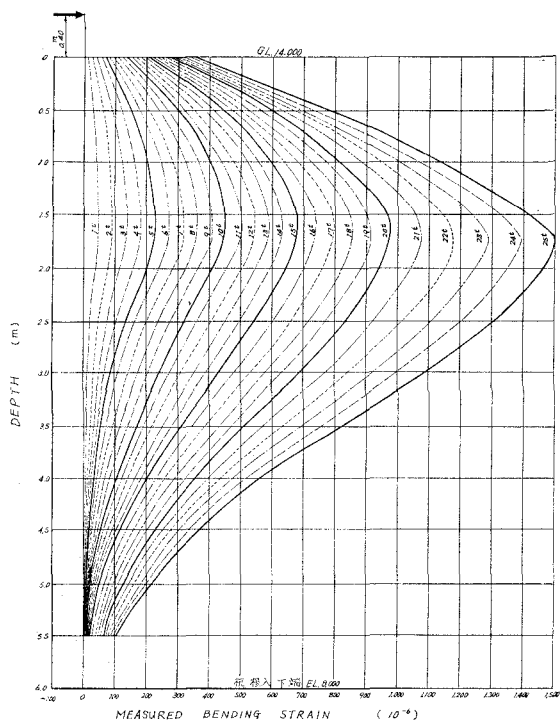
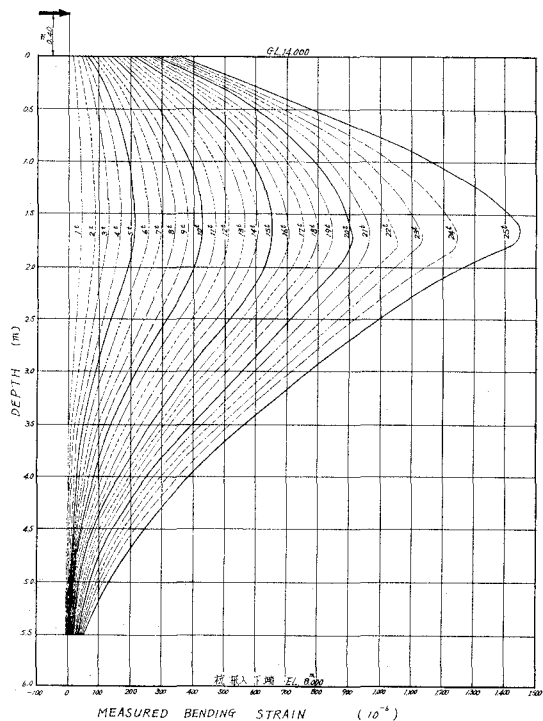


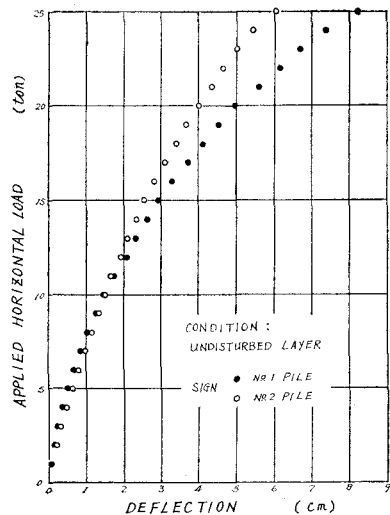
図-9 鋼管杭の水平載荷試験 (No. 2 杭)



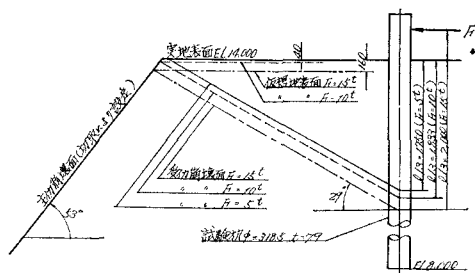
図—10 曲げ歪測定記録 (No. 1 PILE)



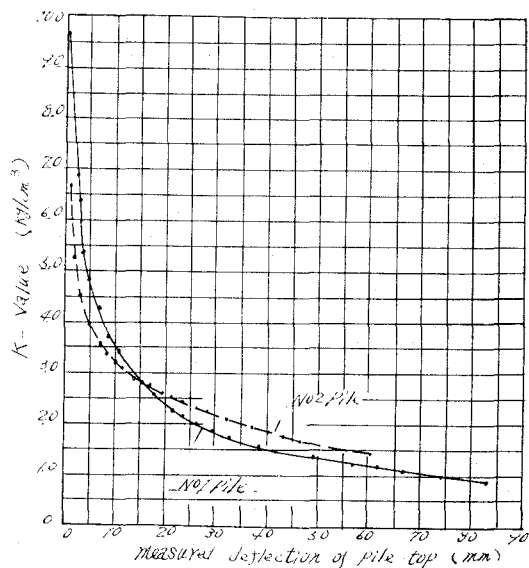
図—11 曲げ歪測定記録 (No. 2 PILE)



図—12 荷重～杭頭変位 (荷重増加時)



図—13 仮想地表面 (No. 1 PILE)



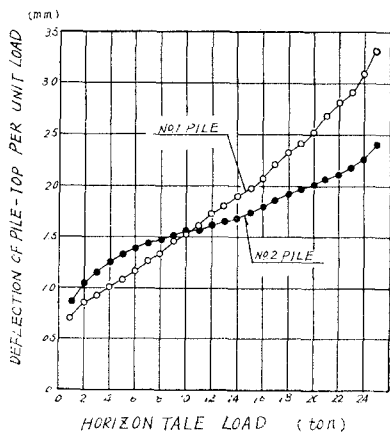
図—14 杭頭変位より算定したK値

4-3 主働崩壊面を有する杭の横抵抗力

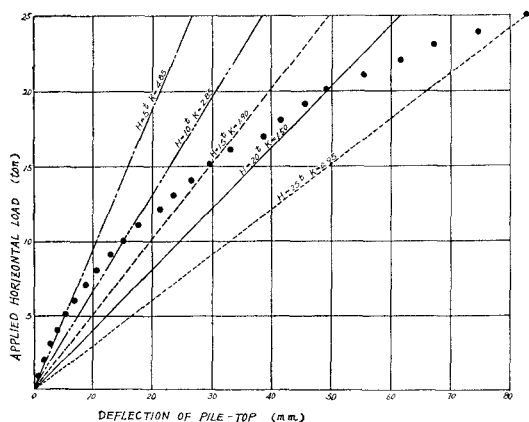
図-12 に No. 1 杭と No. 2 杭の杭頭変位の関係を示す。図-12 によると荷重 10 ton を境に変位量が逆転し、次第に No. 1 杭の変位が大きくなっている。これは地盤の相対密度の変化にもよるが、No. 1 杭に設けた仮想主働崩壊面と杭前面に生ずる受働崩壊面が漸次拡大する際の重合が主因と考えられる。この点について久保は模型実験の結果から、“杭前面に第 1 不動点の深さ l の $1/3$ の深さからの受働崩壊面を考え、これと斜面との交点を通る仮想地表面を想定して杭の挙動を解析する”方法を提案している。図-13 に仮想地表面を示すが、10 ton 付近までは実際の地表面にほぼ一致しそれ以上の荷重では提案のように仮想地表面が次第に低下する傾向を示している。

4-4 杭頭変位と K 値の関係

杭の横抵抗に関する解法は数多く発表されているが、Y. L. Chang の方法により試験結果を整理し K 値を求めると図-14 のとおりである。図-15 は単位荷重当りの杭頭変位を示すが荷重段階の上昇につれ単位荷重当りの変位も増加し、 K 値の変化に対応している。図-16 は No. 1 杭の荷



図—15 荷重 1 ton 当りの杭頭変位



圖—16 荷重~杭頭變位圖 (No. 1 PILE)

重～枕頭変位の関係を示すが、各荷重段階における K 値との関係から当地点のように砂質地盤では地盤反力系を線型仮定することが困難で Y. L. Chang の式を用いて解析することにかかなりの無理のあることが判る。

今回の実測 K 値と事前調査から推定した K 値の関係を図-17 に示す。図によると降伏点荷重 20 ton における実測 K 値とテルツァギー、福岡の方法による推定値とはほぼ合うといえよう。

4-5 荷重～最大歪度の関係

各杭とも荷重と歪度は略々比例しているが、荷重 20 ton 付近から歪の増加が大となり、降伏点の様相を示している。降伏点までの杭頭変位は土の塑性変形に支配された滑かな曲線を呈しているが、鋼杭の歪度は鋼材の弾性に支配され明瞭な直線関係を示している。

4-6 最大歪度および第1不動点の位置

最大歪度は各杭共地表から 1.7~1.8 m の深さに生じ、荷重の増加につれ多少深くなる様相が見受けられる。

第1不動点は荷重の増加に伴い次第に下部へ移り、荷重～第1不動点の関係はかなり顕著であると言えよう。

荷重 17 ton 付近までは第 1 不動点を杭長内に見出すことができるが、更に大きな荷重では短杭的な挙動を示し、杭下端が回転している様相が見受けられる。

4-7 実測曲げモーメントと杭頭変位から求めた K 値による曲げモーメントの関係

4-7-1 一般的な傾向

一般に歪度と曲げモーメントの関係は、 $M = \epsilon \cdot E \cdot Z$ で表

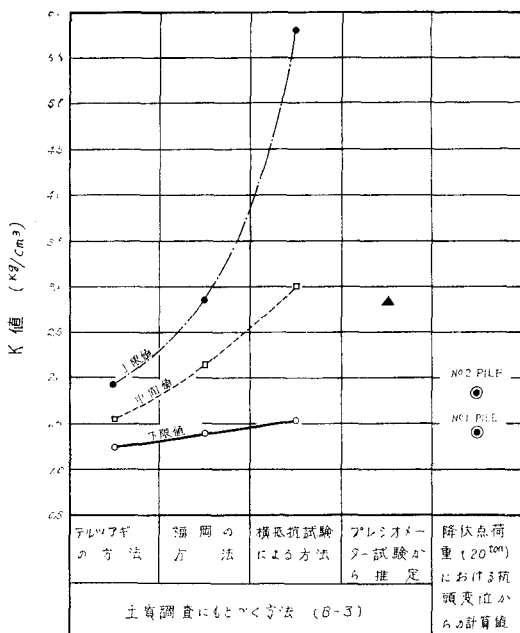


図-17 降伏点荷重(20 t)に対する実測 K 値と土質調査にもとづく推定 K 値との関係

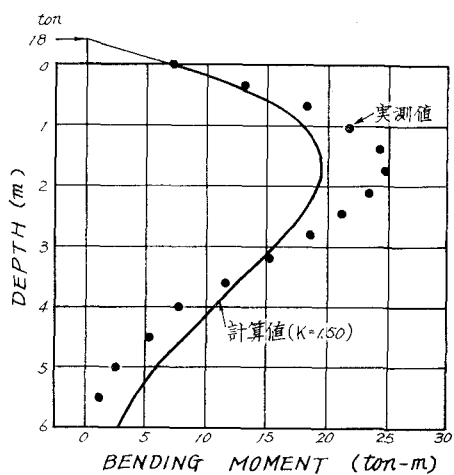
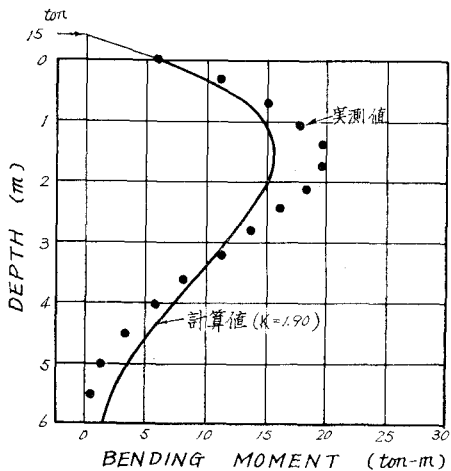
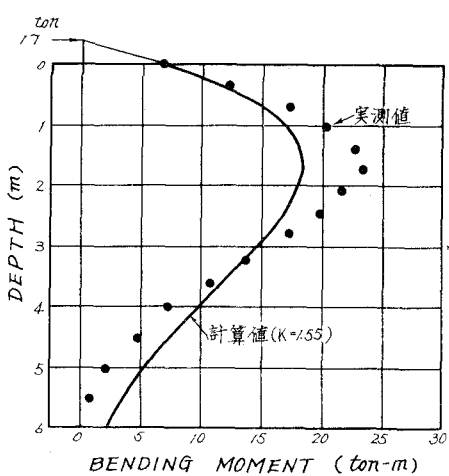
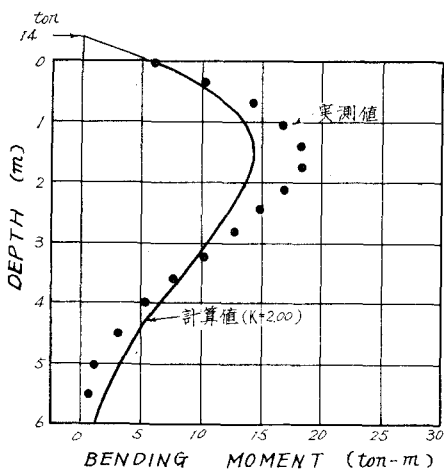
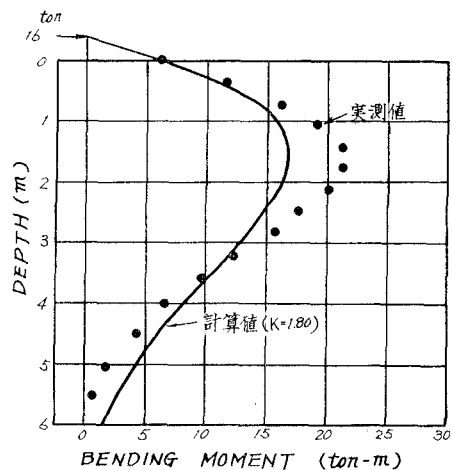
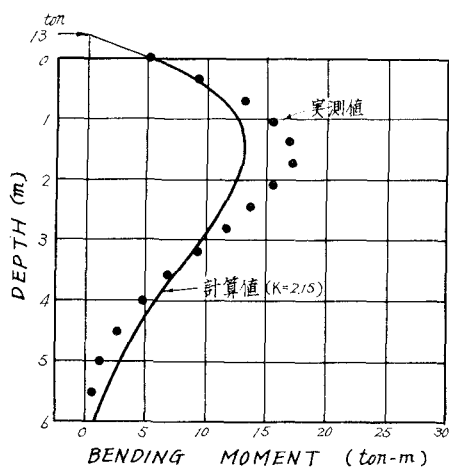
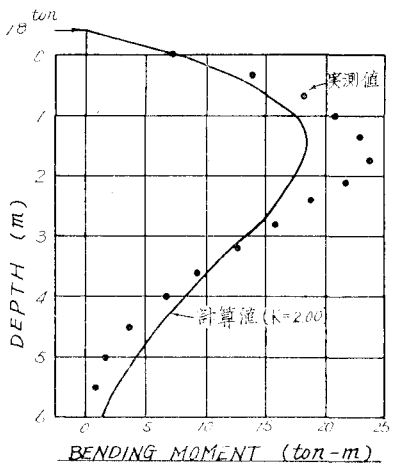
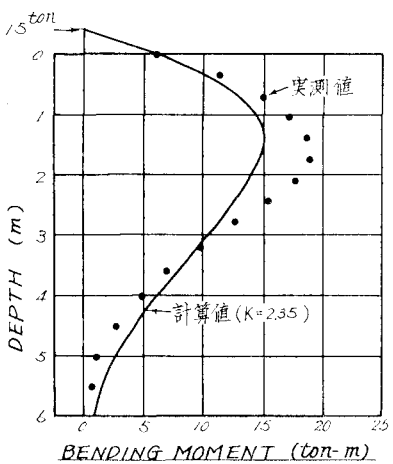
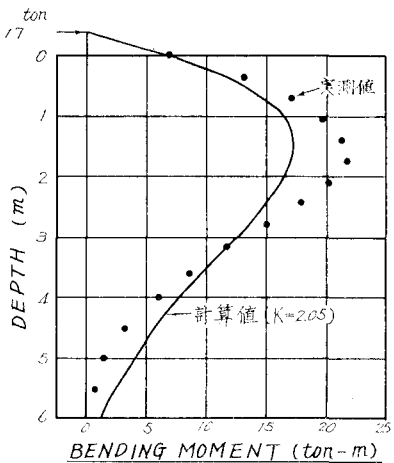
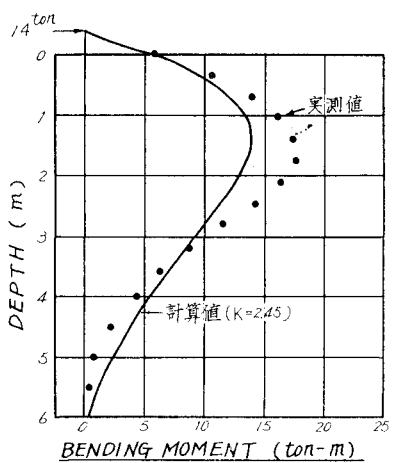
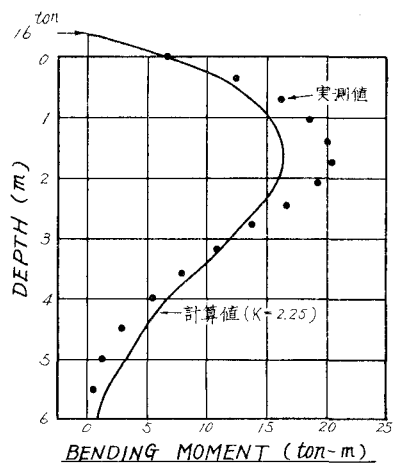
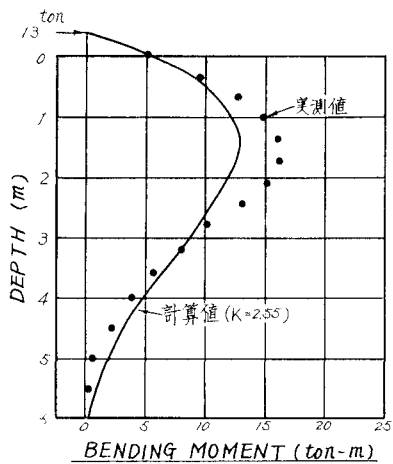


図-18 荷重～曲げモーメントの関係 (No. 1 PILE)



図—19 荷重～曲げモーメントの関係 (No. 2 PILE)

わされる。実測の歪度はゲージ位置のため縁歪への換算には係数 (=1.328) 処理が必要になり、下式から求められる。

$$M = 1.328 \varepsilon \cdot E \cdot Z = 1.328 \times \varepsilon \times 2.1 \times 10^6 \times 1.043 \times 10^3 \approx 2.91 \varepsilon \times 10^9 \text{ kg-cm} \quad (1)$$

杭頭変位から求めた任意荷重の K 値は図-14 のとおりであるが、この値と地中任意深さにおける曲げモーメントの関係は Chang の式によると (2) 式のとおりである。

$$M = \frac{F}{\beta} e^{-\beta x} \left\{ \beta h \cos \beta x + (1 + \beta h) \sin \beta x \right\} \quad (2)$$

(1), (2) 式から算出した各荷重段階における曲げモーメント

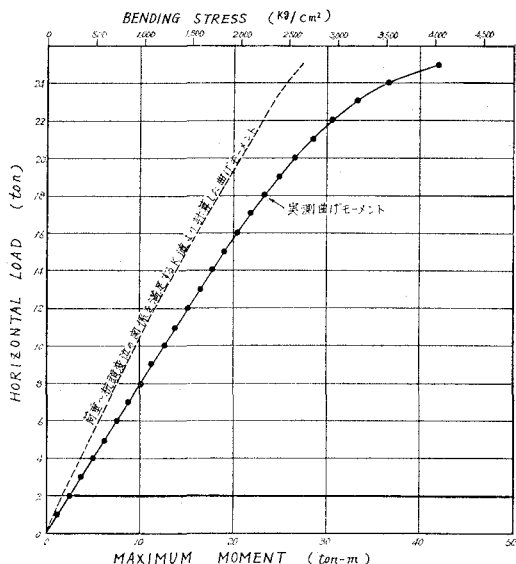


図-20 荷重～最大曲げモーメントの関係 (No. 1 PILE)

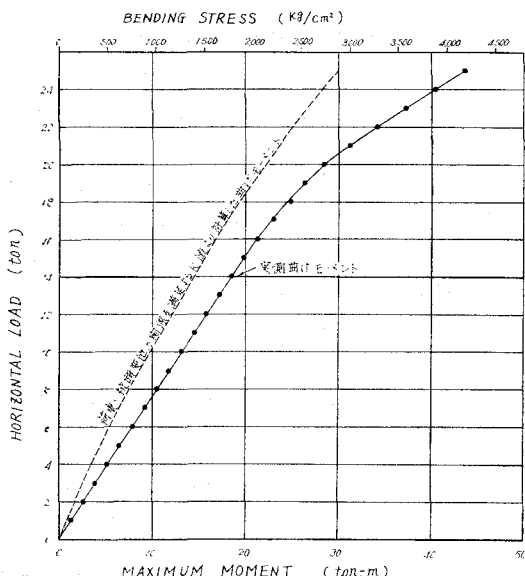


図-21 荷重～最大曲げモーメントの関係 (No. 2 PILE)

トの一例を図-18, 19 に示す。図によると深さ 3.5 mm 付近までは、計算値より実測値の方が大きな値を示しているが、3.5 m より深くなると逆の関係になり実測値の方が小さくなっている。また載荷点から地表下 70 cm 付近までの実測値の分布はほぼ直線関係にあり土の塑性化によるものでないかと考えられる。

このように Y. L. Chang の式により地中部の曲げモーメントの分布を計算するためには、 K 値を荷重により変えるばかりでなく深さ方向にも変える必要がある。

4-7-2 荷重～最大曲げモーメントの関係

杭の横抵抗の設計には、一般に杭の最大応力度で規制される場合が多いので、図-20, 21 に荷重と最大曲げモーメントの関係をまとめてみた。両者の間の相関性から適当な K 値を与えるならば Y. L. Chang の式により求めることを示している。図-20, 21 には杭頭変位から求めた K 値による最大曲げモーメントを併記したが、実測値の方が約 25% 大で設計上十分な配慮が必要である。

4-8 試験結果からみた横抵抗の取扱い方

従来からの数多くの試験で見られるとおり、今回の試験でも Y. L. Chang の解法では土質常数 K 値の取扱い方が問題になる。これは地盤反力系を線型としたためのもので、この不合理性を補うための提案も種々見受けられ、その一例として篠原・久保らは試験結果から非線型地盤反力系を取り入れ、砂質土の場合ごくゆるいものを除き $P = E_s \cdot xy^{1/2}$ の成り立つことを確めこれにもとづく設計用図表を發表しているが、この方法によっても杭頭変位と曲げモーメントの分布を同時に満足させることはできない。今回の試験結果から地表面付近の破壊領域を導入した計算方法について検討中であり、更に計算法の改善が望まれる。

以上のように主として Y. L. Chang の解法上の問題点を示したが、この方法は数学的手法が簡単であり、施工および土質のパラッキなどを考えれば複雑な設計法により計算精度を高めても実用的価値には疑問があろう。この様な判断から当護岸の設計条件は次のように定めた。

- 設計々算は Y. L. Chang の方法による。
- 横方向反力系数は、最少値を示す No. 1 杭の降伏点荷重に対応する 1.5 kg/cm^3 を用いる。
- 前記 K 値を用いて算出した曲げモーメントは 25% 程度小さく算定されているものと考え、許容応力度を低減して部材断面を決定する。
- 主働崩壊領域による影響は、No. 1 杭の結果から久保の提案の妥当性が確認されたので、この提案による。

5. 垂直控杭式鋼矢板護岸の設計

5-1 概要と設計条件

この型式の護岸は、図-22 のように杭には横力による水平変位が生ずるので、鋼矢板はタイロッド取付点でバネ支

承となる。すなわち、土圧、残留水圧などの外力を控杭と鋼矢板の変位が等しくなるよう配分する。この場合鋼矢板と控杭は、夫々独立の杭と考え、Y. L. Chang の理論によるが、荷重配分の手法は管野・福家の提唱する方法に類似のものである。

護岸の設計諸値は図-22、および次のとおりで地震時に

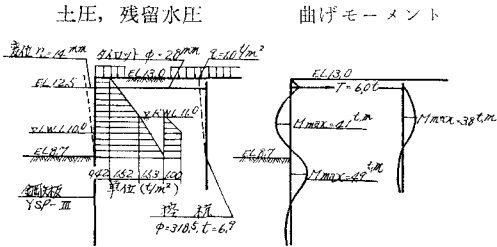


図-22 設計概要図

表-2 断面性能表

区 分	仮 定 断 面	単 位	I (cm ⁴)	Z (cm ³)	A (cm ²)
鋼 矢 板	YSP III 型	1 m 当り	16,400	1,310	191
控 杭	$\phi=318.5$ mm $t=6.9$ mm	1 本 当り	8,200	515	67.6
	ピッチ 1.6 m	1 m 当り	5,125	322	42.2
タイ ロ ッ ト	$\phi 28$ mm ピッチ 1.6 m	1 本 当り	—	—	6.2

5-3 矢板～控杭間の距離及び必要根入長

鋼矢板～控杭間の距離は、久保の方法から仮想地表面を求め、控杭の自由長が零になるように決定する。

また、Y. L. Chang 解法は無限長の杭に対するものであるが、横山幸満の提案により必要根入長 L を、 $\frac{2}{\beta} \leq L \leq \frac{\pi}{\beta}$ の範囲に入るように定める。

○ 特性値: β

鋼矢板 $\beta_1 = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4 \cdot E \cdot I_1}} = \sqrt[4]{\frac{1.5 \times 100}{4 \times 2.1 \times 10^6 \times 16,400}} = 0.574 \text{ m}^{-1}$

控 杭 $\beta_2 = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4 \cdot E \cdot I_2}} = \sqrt[4]{\frac{1.5 \times 31.85}{4 \times 2.1 \times 10^6 \times 8,200}} = 0.514 \text{ m}^{-1}$

○ 第1不動点の位置: l_m

控 杭 $l_m = \frac{\pi}{2\beta_2} = \frac{\pi}{2 \times 0.514} = 3.05 \text{ m}$

○ 鋼矢板～控杭間の必要距離: B

$$B = h_1 \cdot \cot \varphi_a + \frac{l_m}{3} \cdot \cot \varphi_p$$
$$\cong 3.80 \times \cot 50^\circ + \frac{3.05}{3} \cot 19^\circ \cong 6.0 \text{ m} \quad (3)$$

よって鋼矢板～控杭間の距離は6 mに決定する。

○ 鋼矢板及び控杭の必要根入長: L

鋼矢板及び控杭の根入長を、各々4.7 m及び5.5 mに仮定すると、

ついて計算した。

天 端 高: +13.00 m 横方向反力係数: $K=1.5 \text{ kg/cm}^3$
H.W.L : +19.96 m 単位体積重量: $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$
L.W.L : +10.00 m " (水中): $\gamma'=1.0 \text{ t/m}^3$
R.W.L : +11.00 m 上載荷重: $q=1.0 \text{ t/m}^2$
河 床 面: +8.70 m 設計震度: $K=0.2$
内部摩擦角: $\phi=32^\circ$ 地表面傾斜角: $\alpha=0^\circ$
壁面摩擦角: $\delta=15^\circ$ タイロッド位置: 標高 12.50 m

5-2 設計断面の仮定

この護岸を控壁式とした場合の地震時最大曲げモーメントは約5 t-mであり、鋼矢板はII型で十分であるが、打込時の座屈または離脱を防止するためIII型を、また控杭は $\phi=318.5$ mm, $t=6.9$ mmを1.6 m間隔に用いる。

なおタイロッドは、張力が未知であるが一応 $\phi 28$ mmと仮定する。各断面性能は表-2のとおりである。

鋼矢板 $\frac{2}{\beta_1} \cong 3.5 \text{ m} < L = 4.7 \text{ m} < \frac{\pi}{\beta_1} \cong 5.5 \text{ m}$

控 杭 $\frac{2}{\beta_2} \cong 3.9 \text{ m} < L = 5.5 \text{ m} < \frac{\pi}{\beta_1} \cong 5.8 \text{ m}$

になり、横山の提案する範囲にある。

5-4 外力の計算

土圧係数は岡部・物部の式により求めると次のとおり。

地震時空気中主働土圧係数: $K_a=0.422$

地震時水中主働土圧係数: $K'_a=0.663$

以上の諸条件による土圧、残留水圧は図-22のようになる。

5-5 タイロッド取付点の反力

土圧、残留水圧が、鋼矢板と控杭に作用した場合、取付点における変位量が等しいことから次式が成り立つ

$$\eta = y + w \quad (4)$$

上式中各記号は、 η : 鋼矢板A点の変位

y : 控杭の変位

w : タイロッドの伸び

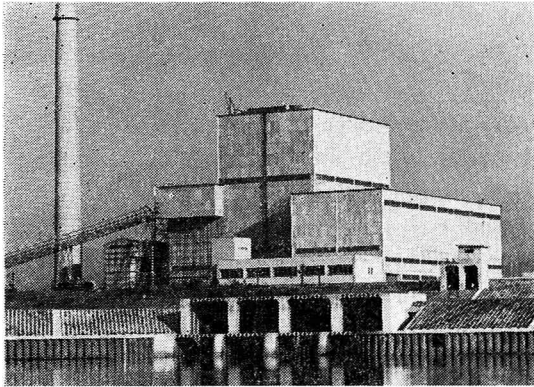
Y. L. Chang の理論および前記諸条件から、(4)式は次のような形で表わされる。

$$-\frac{58}{E \cdot I_1} R_A + \frac{263}{E \cdot I_1} = \frac{3}{E \cdot I_2} R_A + \frac{2 \times 10^4}{E} R_A \quad (5)$$

上式から求めたタイロッド取付点の反力 R_A 、変位量 η ならびにタイロッド張力 T は、 $R_A=3.7 \text{ t/m}$, $\eta=14 \text{ mm}$, $T=6 \text{ t/本}$ である。

表—3 護 岸 設 計 諸 元 表 (地震時)

部 材	最 大 曲 げ モーメント又は 最 大 張 力	最大応力度 (kg/cm ²)	最 大 曲 げ モー メント の 位 置 (m)	第 1 不 動 点 の 位 置 (m)
鋼 矢 板 (YSP-III)	河 床 面 上	4.1 t-m	313	タイロットより -2.06 m
	河 床 面 下	4.9 t-m	374	河床面より -1.18 m
控 杭 ($\phi=318.5$ mm $t=6.9$ mm)		3.8 t-m	738	タイロットより -1.53 m
腹 起 (2-I 125×65×6)		1.2 t-m	882	—
タイロット ($\phi=28$ mm ctc 1.6 m)		6.0 t/本	968	—



写真—2 取水口護岸全景

5-6 最大曲げモーメントその他

鋼矢板、控杭の最大曲げモーメント、応力度、その諸数値を表-3および図-22に示す。

表-3によれば各部材の応力度には、相当大きな余裕があり、鋼材の腐蝕度や、杭としての最大曲げモーメントに

25%程度の増加を見込んでも十分安全である。なお鋼矢板応力度が、著しく小さいのは打込時の条件に支配されたためである。

6. む す び

当地点は前述のように特殊な立地条件にあることから、発電所建設に伴う各種土木工事は、多額の工事費を必要とする状況にあたった。このため当護岸の設計もその経済性を主眼に種々検討を重ねたうえ、前述のような工法が採用された訳である。

この結果、施工上の問題点もなく、41年10月末から同年12月末までの2カ月間で、主要工種の施工完了、42年9月建設省による竣工検査に合格しており、当初の目的は達成されたものと考えられる。

なお本工法の設計は、主として杭の横抵抗理論によるためその取り扱い上に種々の問題点が見受けられるので、より完全なる設計法の確立のために、諸賢の御批判を戴ければ幸いである。