

運輸省才五港湾建設局設計室 正会員 富田 勇

1. まえがき

控え工のない矢板壁は、矢板または鋼管をびようぶ状に打込んで背後の土砂を支えるカンチレバー構造の矢板壁である。このような矢板壁は最近になって前面水深の浅い物揚場や土留護岸などに用いられるようになってきたが、この設計法にはまだいくつかの問題点が残されているのが実状である。

本文はこれらの問題点に焦点を合わせて、この種の矢板壁の設計法について若干の考察を行なったものである。

2. 従来の控え工のない矢板壁の設計法とその問題点

(1) 最大曲げモーメントおよび設計外力について

矢板に生ずる最大曲げモーメントは杭に関する *Chang* の式または藤原・久保氏の式によって計算できる。従来の設計では海底面(計画水深)をそのまま地盤面とみなし、またこの地盤面より上のみの主動土圧、残留水圧などを外力としてこれらの杭の式を適用し最大曲げモーメントを求めている。しかし実際の矢板壁には海底面上の荷重だけでなく、根入部の矢板にも水平荷重が働いている。海底面附近の主動土圧は受働土圧より大きいので、海底面附近の矢板は後から押されている。この種の矢板壁の設計を杭の計算と同様な方法で行なうとすれば、設計海底面は実海底面(計画水深)とするのではなく実海底面よりもっと下にとらなければならないことは明らかである。

(2) 矢板壁の根入れ長さについて

矢板の根入れ長さは杭の必要根入れ長さと同じ考え方で計算できる。横山氏は2層系の地盤に *Chang* の式を適用し、杭の必要根入れ長さを第1項として算出している。一方久保氏は一連の実験から必要根入れ長さを $1.5 l_m$ とすることを提案している。ただし l_m は頭部自由杭における曲げモーメントがゼロの深さである。

(3) 壁頭部の変位量について

壁頭部の変位量は海底面における地中部の変位、海底面のたわみ角によって生ずる変位、地上部片持梁としての荷重による変位などの和である。なおこの計算においても壁高の原状のとり方、すなわち海底面のとり方には問題がある。

3. 提案の設計法

(1) 設計海底面と設計外力

図-1に示すように主動土圧強度(残留水圧も含む)から受働土圧強度を差引き、土圧強度差が零となる点、つまり土圧強度が等しくなる点を設計海底面にとる。また設計外力は図-1において設計

海底面より上の斜線部とする。

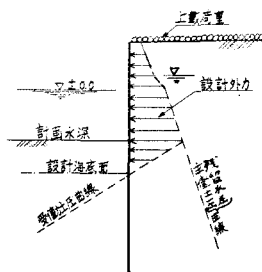
図-1 設計海底面と外力

(2) 矢板根入れ長さの決定

矢板根入れ長さは設計海底面以下の長さでなければならない。

矢板根入れ長さは矢板の剛度によって次ぎのように定める。

$$\left. \begin{array}{ll} EI < 10^{12} \text{ kg-cm}^2/\text{m} \text{ のとき} & l = \frac{3}{\beta} \\ EI \geq 10^{12} \text{ kg-cm}^2/\text{m} \text{ のとき} & l = \frac{2.5}{\beta} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (1)$$



4. 考察

(1) 設計海底面に関する考察その1

名古屋港永永乙埠頭において空え工のない鋼管矢板構造の-2.5 m物揚場を昭和40年1月から8月にかけて施工した。施工にあたりこの種の構造の実際の挙動を調べるために矢板の歪、矢板頭部の変位、壁体背後の残留水位などの現場測定を行なった。

a) -2.5 m 物揚場の設計条件

天端高; +4.30 m, 計画水深; -2.50 m, L.W.L.; ± 0.0 m, H.W.L.; +2.60 m

残留水位; +1.40 m 上載荷重; 0.5 t/m²

土質; +4.30 ~ ± 0.0 m 裏込め土砂 φ = 30° γ = 1.8 t/m³ γ' = 1.0 t/m³

± 0.0 ~ -4.0 m 砂質土 (N = 10) φ = 30° γ' = 1.0 t/m³

-4.0 ~ 砂質土 (N = 18) φ = 35° γ' = 1.0 t/m³

b) 設計計算値

上載荷重零、震度零の場合、鋼管矢板の最大曲げモーメント; 39.6 t-m/pile (28.3 t-m/pile), 矢板頭部変位量; 70 mm (46 mm), 設計海底面; -3.5 m (-2.5 m), ただし () は従来の設計法による場合の値である。

c) 測定結果

歪の測定は工事の実施期間中継続的に行なってきたが、この内工事終了後に行なった測定値を解析した結果、鋼管矢板の最大曲げモーメントは $M_{max} = 37.7 \text{ t-m/pile}$ を得た。またこの時の矢板頭部の水平変位量は 8.2 mm, 壁体背後の水位は +1.3 m であった。

d) 設計値と測定値との比較および設計海底面について

設計値と実測値を対比してみるとかなり設計値は実測値に近似していると思われる。したがって海底面を -3.5 m とする設計海底面の考え方の方が従来の方法によるよりも実際の値に近い様に考えられる。

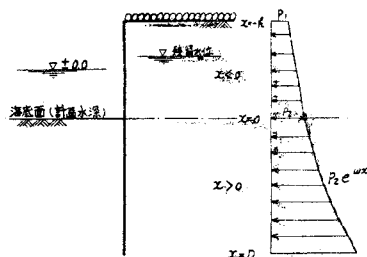
(2) 設計海底面に関する考察その2

a) 計算模型について

前面の土働抵抗の代わりに矢板壁のたわみに比例する地盤反力に置換えた計算模型と提案する設計値とを比較する。ここに矢板根入れ部前面に働く地盤反力に一律なバネを仮定し、根入れ部の背後には

主働土圧(残留水圧を含む)またはそれに類似のものを仮定する(図-2参照)。海底面上の主働土圧を矢板の天端で P_1 、海

図-2 模型荷重



底面で P_2 とすれば海底面上の矢板では、 $EI \frac{d^4 y}{dx^4} = P_2 + \frac{P_2 - P_1}{x} \cdot x$ 、
海底面下では、 $EI \frac{d^4 y}{dx^4} = P_2 e^{\omega x} = Es y$ となる。これの一級解は
 $x < 0 \quad y_1 = \frac{1}{EI} \left\{ \frac{P_2 - P_1}{x} \cdot \frac{x^3}{120} + P_2 \frac{x^5}{240} + C_1 \frac{x^3}{6} + C_2 \frac{x^2}{2} + C_3 x + C_4 \right\} \dots \dots (2)$
 $x \geq 0 \quad y_2 = e^{\beta x} (C_5 \cos \beta x + C_6 \sin \beta x) + e^{\omega x} (C_7 \cos \beta x + C_8 \sin \beta x)$
 $+ \frac{P_2}{EI} \cdot \frac{1}{\omega^4 + 4\beta^4} \cdot e^{\omega x} \dots \dots (3)$

(2) (3)式に片持梁としての境界条件を代入して積分定数 $C_1 \sim$

C_8 を決定し、さらにこれらを(2) (3)および(4) (5)式に代入すれば、それぞれに y の式が得られ、モーメントを計算することができる。

$$x > 0 \quad M_2 = \left\{ C_5 \beta^2 e^{\beta x} (2 \sin \beta x) + C_6 \beta^2 e^{\beta x} (2 \cos \beta x) + C_7 \beta^2 e^{-\beta x} (2 \sin \beta x) + C_8 \beta^2 e^{-\beta x} (-2 \cos \beta x) \right. \\ \left. + \frac{P_2}{EI} \cdot \frac{1}{\omega^4 + 4\beta^4} \cdot \omega^2 \cdot e^{\omega x} \right\} x EI \dots \dots (4)$$

$$x \leq 0 \quad M_1 = \left\{ \frac{P_2 - P_1}{x} \cdot \frac{x^3}{6} + P_2 \cdot \frac{x^2}{2} + C_1 \cdot x + C_2 \right\} \dots \dots (5)$$

b) 最大曲げモーメントについて模型計算値、従来の設計法による設計値、提案の設計法による設計値の比較

表-1

表-1に示す4 case について比較した結果を表-2に示す。

なお表-2に示した模型計算値は(4)で示した方法に若干の修正を行なって得た値である。表-2より明らかなように模型計算値はいずれの計算方法によっても値よりも大きい値を示している。しかし従来の設計法による設計値よりも提案の設計法による設計値の方がより模型計算値に近くその差も少ない。

Case	埋 込 深 度	土 質 係 数	土 質 係 数	土 質 係 数	土 質 係 数
	h (m)	K_h	q (t/m)	k (t/m ²)	ϕ (°)
1	7	0	3.15	2000	30
2	7	0	3.15	4000	35
3	9	0	1.80	2000	30
4	9	0	1.80	4000	35

表-2

Case	k	I	修正模型計算値	新設計値	従来の設計値
			M_{max}	M_{max}	M_{max}
1	2000	822×10^{-4}	75	70	59
2	4000	"	57	53	47
3	2000	"	126	108	92
4	4000	"	97	83	74

表-3

(3) 根入れ長さに関する考察

矢板の根入れ長さを決定するのに横山氏の提案と久保氏の提案のいずれをとるべきかについては結論が得られていない。そこで矢板型の剛度、地盤強度および水平荷重をいろいろ変化させて両者の値を比較した。この結果を表-3に示す。これから現在のところ設計では一応 $EI = 10^{12}$ (kg-cm²/m) を境として根入れ長さを定めるのも一方法ではないかと考える。

EI (kg-cm ² /m)		地 盤			
N 値	地 盤	10^{10}	10^{11}	10^{12}	10^{13}
		$1.5 \text{ t/m} > \frac{3}{\beta}$	$1.5 \text{ t/m} > \frac{3}{\beta}$	$1.5 \text{ t/m} > \frac{25}{\beta}$	$1.5 \text{ t/m} > \frac{25}{\beta}$
$N \geq 10$	G 型	$1.5 \text{ t/m} > \frac{3}{\beta}$	$1.5 \text{ t/m} > \frac{3}{\beta}$	$1.5 \text{ t/m} < \frac{3}{\beta}$	$1.5 \text{ t/m} < \frac{3}{\beta}$
	S 型	$1.5 \text{ t/m} > \frac{3}{\beta}$	$1.5 \text{ t/m} < \frac{3}{\beta}$	$1.5 \text{ t/m} < \frac{3}{\beta}$	$1.5 \text{ t/m} < \frac{3}{\beta}$

5 あとがき

本文の作成にあたり港湾技術研究所設計基準課長北島昭一氏の御指導を賜ったこと、また名古屋港における現場測定には川崎製鉄株式会社の御協力を得たことに對して感謝の意を表する。