

U形鋼矢板壁の継手せん断抵抗と断面性能に 関する解析的研究*

THEORETICAL ANALYSIS OF U-TYPE SHEET PILE WALL
ON SHEARING RESISTANCE FORCE OF INTERLOCKING
JOINTS AND SECTIONAL PROPERTIES

白 石 基 雄**
By Motowu SHIRAISSI

The sectional properties of U-type steel sheet piles as wall are 1.1~4.0 times greater than that of unit sheet pile, therefore it makes possible an economical design of sheet pile structures, in case the shearing resistance force of interlocking joints is fully expected. In order to clarify the correlation between the shearing resistance force and the sectional properties, theoretical analyses have been conducted using parameter τ_x .

As results, it is summarized that the section modulus as wall is applicable to U-type steel sheet piles, in case piles are driven into medium sand, however it should be reduced to 90% in the case of loose sand even if coping concrete is placed on top of sheet piles.

Keyword : U-type sheet pile

1. まえがき

本研究は、U形鋼矢板壁が土圧等の横荷重を支えるため曲げ応力を受ける場合について、壁体中立軸部に位置する継手に発生するはり軸方向のせん断力とこれに対抗する継手のせん断抵抗との関係に着目して、両者の大小がU形鋼矢板壁の断面性能に及ぼす効果と挙動特性を究明するものである。

U形鋼矢板には、単体としての力学性能を表わす断面係数および断面2次モーメントとならんで、一体となって壁体を形成する場合のそれぞれの値とがある。後者はU形鋼矢板が図-1のように向かい合わせに継手をかみ合わされて壁体を形成する場合に、継手部に作用する軸方向せん断力に対して、継手部が発揮するせん断抵抗が十分で一体化された重ねばりとして挙動する状態を想定した値とされてある。

U形鋼矢板においては、上述の重ねばり一体化の仮定が成立する場合には、鋼矢板の型別によって断面係数は1.1~2.6倍、断面2次モーメントは2.8~4.0倍と

断面性能が著しく向上することが大きな特長とされており、岸壁や護岸のような永久構造物の設計にあたっては、多くの場合この大きい方の値が採用されている。このため継手せん断特性が経済性に与える影響はきわめて大きいものとなっている。

しかしながら、継手部のせん断抵抗力については永年にわたり実験的な研究や解析的な研究^{1)~4)}も多く試みられているが、鋼矢板壁の挙動が構造力学的な因子のみならず土質力学的因子を含み非常に複雑であるため、実際の地盤に打ち込まれた継手のせん断特性についての解明はいまだ明快にはなされていない。たとえば、青木¹⁾、石黒³⁾らの研究は、壁体に組み合わせた鋼矢板を水平架台上で荷重載荷し、実測たわみ量および応力度から断面性能を評価するものであり、土中に打ち込まれた鋼矢板壁の挙動解明には至っていない。また、渡辺⁴⁾の理論的

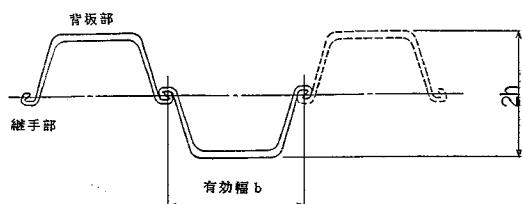


図-1 U形鋼矢板壁

* 本論文は土木構造・材料論文集第1号（九州橋梁・構造工学研究会／土木学会西部支部、1986年1月）に発表したものをおもに追加・修正したものである。

** 正会員 新日本製鐵（株）建材開発技術部
(〒181 三鷹市大沢 5-2-7)

考察は、継手部のせん断抵抗力が鋼矢板壁の軸方向全長にわたり一様であるとして鋼矢板の型別に断面性能の評価を行ったものであり、軸方向各点においてせん断力および継手せん断抵抗の変動することが考慮に入れられていない。

本論文では、鋼矢板壁軸方向各点の継手に発生するせん断力とこれに対抗する継手せん断抵抗との過不足を表わすパラメーターとして、継手せん断抵抗率 τ_x を導入して新しい解析方法を提案するとともに、具体的なモデル解析を行い、併せて実物大試験の実測値と対比してその有用性を検証するものである。

2. U形鋼矢板壁の応力の解式

U形鋼矢板壁が曲げ作用を受けるときの応力状態は、重ねばり構造としてその検討がなされるが、このとき継手部に作用する軸方向せん断力 t_x と継手部が発揮するせん断抵抗 t_{0x} との大小関係は、この重ねばりの力学特性を支配する重要なファクターとなるので、両者の比 $\tau_x = t_{0x}/t_x$ を継手せん断抵抗率として取り上げ、U形鋼矢板壁の挙動を以下の3モードに区分して取り扱うこととする。

モード①：継手のせん断抵抗 t_{0x} が軸方向せん断力 t_x よりも大きく、重ねばりが一体化された壁体として働く場合 ($\tau_x \geq 1.0$)

モード②：継手のせん断抵抗 t_{0x} が全くなく、おのが单体の鋼矢板として働く場合 ($\tau_x = 0$)

モード③：上の二者の中間の状態で、継手のせん断抵抗 t_{0x} がいくらかあるが、軸方向せん断力 t_x よりも小さい場合 ($0 < \tau_x < 1.0$)

(1) モード① ($\tau_x \geq 1.0$) の応力式

モード①においては、鋼矢板の縁応力度 σ_x ははりの曲げ理論によって

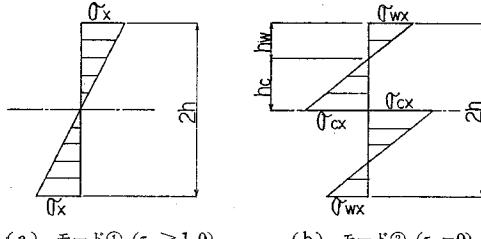
$$\sigma_x = M_x / (I/h) = M_x / Z \quad \dots \dots \dots (1)$$

と表わされ、このときの曲げ応力度分布は図-2(a)に示されるようになる。ここに、

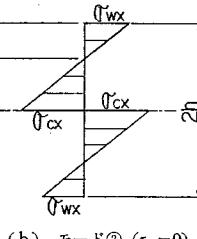
M_x : x 点に働く壁体単位幅当たりの曲げモーメント

$Z = I/h$: 一体化された壁体の単位幅当たりの断面係数

I : 同 単位幅当たりの断面二次モーメント



(a) モード① ($\tau_x \geq 1.0$)



(b) モード② ($\tau_x = 0$)

h : 同 はりの高さの 1/2

(2) モード② ($\tau_x = 0$) の応力式

モード②においては、各鋼矢板の縁応力度は式(2)で計算され、その応力度分布は図-2(b) のようになる。

$$\sigma_{wx} = bM_x/Z_w, \sigma_{cx} = bM_x/Z_c \dots \dots \dots (2)$$

ここに、

σ_{wx} : 単体鋼矢板の背板部に発生する曲げ応力度

σ_{cx} : 単体鋼矢板の継手部に発生する曲げ応力度

$Z_w = I_0/h_w$: 単体鋼矢板の背板部側の断面係数

$Z_c = I_0/h_c$: 単体鋼矢板の継手部側の断面係数

I_0 : 単体鋼矢板の断面二次モーメント

h_w : 単体鋼矢板の重心から背板部までの距離

h_c : 単体鋼矢板の重心から継手部までの距離

b : 単体鋼矢板の有効幅

(3) モード③ ($0 < \tau_x < 1.0$) の応力式

モード③において、継手のせん断抵抗 t_{0x} より大きい軸方向せん断力 t_x が作用して継手にずれを生じるととき t_{0x} が破壊されて $t_{0x}=0$ になるケースでは、前節のモード②と同様、縁応力度は式(2)で計算され、その応力度分布は図-2 (b) に示されるようになる。

したがって本節では、鋼矢板が土中に打ち込まれて継手の中に土砂が詰まり、これによる摩擦抵抗が継手せん断滑動中もそのまま保持されるケースを取り扱うこととする。このような状態においては、継手せん断抵抗値 t_{0x} いっぱいまでのせん断力に対して鋼矢板壁は一体化された壁体として働き、 t_{0x} を超す分の外力 モーメントに対しては一枚ずつの鋼矢板の剛性によって抵抗するものと考えられる。このとき各鋼矢板の縁応力度は式(3)で計算され、その応力度分布は図-2 (c) に示されるようになる。

$$\sigma_{wx} = \tau_x M_x / Z + \bar{\tau}_x b M_x / Z_w \quad] \dots \dots \dots (3)$$

$$\sigma_{cx} = \bar{\tau}_x b M_x / Z_c \quad]$$

ここに、 $\bar{\tau}_x = 1 - \tau_x$ である。

3. 継手部に働く軸方向せん断力の解式

U形鋼矢板が継手部において一体化された壁体として挙動する場合の断面応力度の分布が、微小長区間 dx の両側において図-3 のように表わされる。

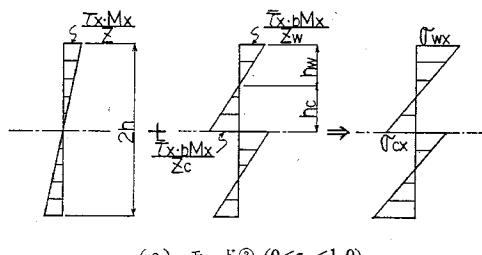
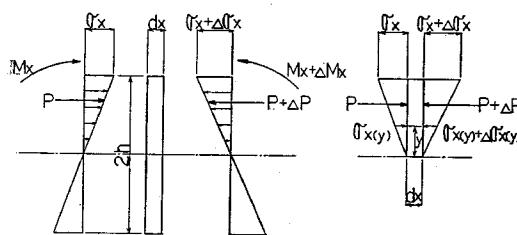


図-2 U形鋼矢板壁の曲げ応力度分布

図-3 dx 区間の断面応力度分布

継手部から距離 y だけ離れた点の、片側の鋼矢板の dx 区間の左右の断面応力度が σ_{xy} , $\sigma_{xy} + d\sigma_{xy}$ とおかれ、単体鋼矢板の断面積が A_0 とされると

$$P = \int A_0 \sigma_{xy} dA$$

$$P + dP = \int A_0 (\sigma_{xy} + d\sigma_{xy}) dA$$

となるから、 $dP = \int A_0 d\sigma_{xy} dA$ を得る。一方、 x 軸方向の力のつり合い平衡条件から、継手部にはこの dP と反対方向に $dt_x = t_x dx$ の軸方向せん断力が働くものとされなければならない。一枚の鋼矢板には 2 か所の継手があるので $dP = 2 dt_x = \int A_0 d\sigma_{xy} dA$ から

$$t_x = 1/2 \cdot \int A_0 (d\sigma_{xy}/dx) dA \quad \dots \dots \dots (4)$$

を得る。一方、式(1)より $\sigma_{xy} = \sigma_{xy}/h = M_{xy}/I$ と表わされるので、両辺が x で微分されて

$$d\sigma_{xy}/dx = (dM_x/dx) (y/I)$$

となる。 dM_x/dx は dx 区間に働く壁体単位幅当たりのせん断力 S_x であり、また $\int A_0 y dA$ は継手かん合中心軸に関する単体鋼矢板の断面一次モーメント G_0 を表わすので、これらが式(4)に代入されて

$$t_x = bS_x G_0 / 2 \quad bI = bS_x J / 2 \quad \dots \dots \dots (5)$$

が誘導される。

式(5)が、U形鋼矢板壁の継手部に働く軸方向せん断応力度を表わす式であり、式中の $G_0/bI = J$ は、継手軸方向せん断力の発生状態を支配する係数となるので、ここでは継手せん断力係数と称する。

4. U形鋼矢板壁の断面性能

(1) U形鋼矢板の断面性能理論値

わが国で市販されているU形鋼矢板の一例としてFSPシリーズについて断面性能諸値を比較表示すると表-1(a) のようになる。これに基づいて継手せん断力係数

表-1(b) 断面性能の変化率

型名	断面2次モーメント I (cm^4/m)	断面係数 Z (cm^3/m)	継手せん断力係数 J (cm^{-1})	断面2次モーメント変化率 bI/I_0	応力度増加率	
					$u_w = bZ/Z_w$	$u_c = bZ/Z_c$
FSP-I A	4 500	529	0.127	3.01	1.22	1.79
FSP-II	8 740	874	0.104	2.82	1.14	1.68
FSP-III	16 800	1 340	0.086	3.03	1.18	1.84
FSP-IV	38 600	2 270	0.066	3.31	1.25	2.05
FSP-V L	63 000	3 150	0.055	3.96	1.37	2.59
FSP-VI L	86 000	3 820	0.051	3.77	1.36	2.41

J 、および単体と一体化された壁体の断面性能の変化率を求めたものが表-1(b)である。

表-1(b)に示すように、断面2次モーメント変化率は $bI/I_0 = 2.82 \sim 3.96$ となる。また断面係数変化率は背板部側で $u_w = bZ/Z_w = 1.14 \sim 1.37$ 、継手部側で $u_c = bZ/Z_c = 1.68 \sim 2.59$ となり、U形鋼矢板壁では一体化が達成された壁体とみなされる場合に断面性能は著しく向上することが知られる。ここに、断面係数の変化率を表わす u_w , u_c は

$$\begin{aligned} u_w &= (bM_x/Z_w)(Z/M_x) = \sigma_{wx}/\sigma_x \\ u_c &= (bM_x/Z_c)(Z/M_x) = \sigma_{cx}/\sigma_x \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (6)$$

と誘導されることから明らかのように、U形鋼矢板が並列された単体として曲げ荷重に抵抗する場合の背板部および継手部の応力度の増加度合が、一体化された壁体の背板部の応力度との比をもって表わされているので、ここでは単体鋼矢板の応力度増加率と称する。

(2) U形鋼矢板壁の応力変動係数

単体鋼矢板の応力度増加率 u_w , u_c を用いると、先のモード②の応力式(2)は次式のように誘導される。

$$\sigma_{wx} = u_w \sigma_x, \quad \sigma_{cx} = u_c \sigma_x \quad \dots \dots \dots (7)$$

また、モード③の応力式(3)は

$$\begin{aligned} \sigma_{wx} &= (\tau_x + \bar{\tau}_x u_w) \sigma_x \\ \sigma_{cx} &= \bar{\tau}_x u_c \sigma_x \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (8)$$

と誘導される。式(8)において

$$m_w = \tau_x + \bar{\tau}_x u_w, \quad m_c = \bar{\tau}_x u_c \quad \dots \dots \dots (9)$$

とされると

$$\sigma_{wx} = m_w \sigma_x, \quad \sigma_{cx} = m_c \sigma_x \quad \dots \dots \dots (10)$$

が誘導される。式(9)の m_w , m_c は、 τ_x または $\bar{\tau}_x$ に対応した背板部および継手部の応力度の変化状態を表わすパラメーターとして導かれたので、ここではU形鋼矢板壁の応力変動係数と称する。

表-1(a) U形鋼矢板の断面性能値

型名	有効幅 b (cm)	有効高 h (cm)	重心高		断面積 A_0 ($\text{cm}^2/\text{枚}$)	断面2次モーメント I ($\text{cm}^4/\text{枚}$)	断面1次モーメント G_0 ($\text{cm}^3/\text{枚}$)	断面係数		表面積 U : 片面 ($\text{cm}/\text{枚}$)	閉鎖周長 ψ ($\text{cm}/\text{枚}$)
			h_w (cm)	h_c (cm)				Z_w ($\text{cm}^3/\text{枚}$)	Z_c ($\text{cm}^3/\text{枚}$)		
FSP-I A	40	8.5	3.45	5.05	45.21	598	228	173	118	61	101
FSP-II	40	10.0	4.04	5.96	61.18	1 240	365	307	208	67	107
FSP-III	40	12.5	4.90	7.60	76.42	2 220	581	453	292	72	112
FSP-IV	40	17.0	6.45	10.55	96.99	4 670	1 023	724	443	81	121
FSP-V L	50	20.0	6.94	13.06	133.8	7 960	1 747	1 147	609	88	138
FSP-VI L	50	22.5	8.09	14.41	153.0	11 400	2 205	1 409	791	92	142

図-4 は、 m_w , m_c を鋼矢板の型別に求めて図示したものである。継手せん断抵抗率 $\tau_x = 1.0$ のときは $m_w = 1.0$, $m_c = 0$ すなわち $\sigma_{wx} = \sigma_x$, $\sigma_{cx} = 0$ となり各鋼矢板ともモード①の一体化された壁体の応力度分布(図-2(a))となる。 τ_x が 1.0 から減少するに従い m_w , m_c は増加していくが、 m_w が緩やかな増加を示すのに対し、 m_c は急勾配の増加となる。 m_w , m_c の値が 1.0 を超えることは、鋼矢板壁の背板部および継手部に発生する曲げ応力度 σ_{wx} , σ_{cx} が一体化壁の背板部の応力度 σ_x を上まわることを意味する。すなわち、U形鋼矢板壁においては、 τ_x または $\bar{\tau}_x$ の値に応じて背板部にも継手部にも一体化壁としての設計応力度以上の応力の作用する領域のあることが知られる。

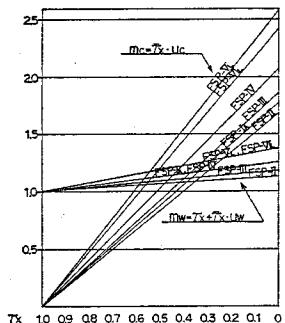


図-4 U形鋼矢板壁の応力変動係数

5. 継手せん断抵抗の発生機構とその分類

本章においては、実際の地盤に打ち込まれる鋼矢板の継手せん断抵抗 t_{0x} が、以下の発生機構から成るものとして分類考察される。

(1) 砂質土の壁面摩擦力によるすべり抵抗 t_{01x}

鋼矢板が砂質地盤に打ち込まれるときは、鋼矢板壁面と砂質土との間に壁面摩擦力が作用し、これが鋼矢板はり軸方向のせん断力に抵抗すると考えられる。いま、鋼矢板壁と土との壁面摩擦角が δ とされると、 t_{01x} は深さ x の点の継手の単位長区間に對して次式で表わされる。

$$t_{01x} = UK(q + \sum rx) \tan \delta \quad (11)$$

ここに、 U ：鋼矢板の表面積、 K ：主働または受働土圧係数、 q ：上載荷重、 r ：土の単位体積重量である。

(2) 継手の土砂詰まりによる摩擦抵抗 t_{02x}

鋼矢板が継手をかみ合わされてディーゼルパイルハンマーにより土中に打ち込まれるときの打込抵抗力 R は、Meyerhof の静力学的支持力公式を準用すると次式のように表わされる。

$$R = (n + \alpha) \omega (40 NA + 1/5 \cdot \bar{N} L \psi) \quad (12)$$

ここに、

n ：打ち込まれる鋼矢板の枚数

α ：継手の摩擦力による打込抵抗の増加を示す係数

$\alpha = 1.5$ (単独打ちの場合)～2.0 (屏風打ちの場合)⁵⁾

ω ：動力学的打込抵抗の静力学的支持力に対する比

$\omega = 1^5)$

N ：鋼矢板先端部の地盤の N 値

A ：同 閉鎖面積、 \bar{N} ：地盤の平均 N 値

L ：鋼矢板の土中への打設長、 ψ ：同 閉鎖周長である。式(12)において、継手部の打込抵抗力 R_c は

$$R_c = \alpha (40 NA + 1/5 \cdot \bar{N} L \psi) \quad (13)$$

と近似的におかれる。

式(13)の第1項 $\alpha 40 NA$ は打込み時の鋼矢板先端部の貫入抵抗とみなされるので、打込み完了後の静的せん断荷重に対しては、第2項の $\alpha 1/5 \bar{N} L \psi$ のみが有効に働くものとされると、 t_{02x} は

$$t_{02x} = \alpha \cdot 1/5 \cdot N_x \psi \quad (14)$$

と表わされる。ここに、 N_x ：深さ x の点の N 値である。

(3) 粘土の壁面付着力によるすべり抵抗 t_{03x}

鋼矢板が粘土地盤に打ち込まれる場合は、鋼矢板壁面に粘土の粘着力が作用し、これがはり軸方向のせん断力に抵抗すると考えられる。いま、粘土の壁面付着力が c_x 、鋼矢板の表面積が U とされ、長期にわたる微小変位に対し粘土がクリープ変形しないものとされると、 t_{03x} は次式のように表わされる。

$$t_{03x} = c_x \cdot U \quad (15)$$

6. 頂部コンクリートによる頭部拘束力とその解式

永久構造物として構築される鋼矢板壁には、通常、頂部コンクリートが打設されるが、それが土圧等の横荷重を受ける前に十分な大きさと強度を有して施工される場合は、鋼矢板との間に付着せん断力が生じ継手部に作用する軸方向せん断力に對抗する継手せん断抵抗として働くと考えられる。本章では、この頭部拘束効果が働く場合の応力度が各モードごとに求められる。なお、モード①では、鋼矢板壁が一体化された重ねばりとして働くため、本章の検討からは除かれる。

(1) モード②の端部のずれとずれ拘束力

a) 継手端部のずれ量

モード②においては、図-5 に示されるように、一方の側の鋼矢板の継手には曲げ応力で引張ひずみが生じるのでに対し、他方の側の継手には圧縮ひずみが生じる。このため、それぞれの側のひずみ量の差により継手部にはずれが生じる。この継手のずれは鋼矢板壁の曲げモーメント M_x が最大となる点、すなわち、せん断力 S_x が 0 となる点を中心として鋼矢板の上下端に向かって累加

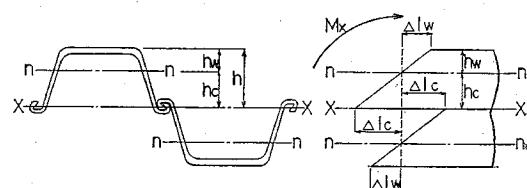


図-5 モード② ($\tau_x=0$) の端部のずれ

され、両端部では累積ひずみの差によってずれが生じる。この継手端面のずれ量を求める方法として、以下の計算法が提案される。

鋼矢板の継手部に生じるひずみ量 $\epsilon_x = \sigma_{cx}/E$ は、先の式(2)から $\epsilon_x = bM_x/EZ_c$ となり、 dx 区間の伸びまたは縮み量は $\epsilon_x dx$ となる。したがって、最大曲げモーメントを生じる点 x_m から鋼矢板壁の上端または下端までの伸びまたは縮み量の合計は、 x_m 点から下側の曲げ応力を受ける区間の下端点を x_b とすると

$$\begin{aligned} \Delta l_{c1} &= \int_0^{x_m} \epsilon_x dx = (1/EZ_c) \int_0^{x_m} bM_x dx \\ \Delta l_{c2} &= \int_{x_m}^{x_b} \epsilon_x dx = (1/EZ_c) \int_{x_m}^{x_b} bM_x dx \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (16)$$

と誘導され、鋼矢板壁上部端面に発生する継手のずれ量は $2\Delta l_{c1}$ となる。

b) 継手端部のずれ拘束力

前項において誘導された $2\Delta l_{c1}$ の端部のずれを生じようとする鋼矢板壁が頂部コンクリートに埋込み拘束されると、付着せん断力によって図-6(a)に示されるずれ拘束モーメント M_E および軸方向ずれ拘束力 P_E が生じる。このため、図-6(b)に実線で示されるモード①と同様の端部伸縮状態となるが、これをモード②における端部のずれ、および M_E と P_E が働くときの伸縮量と比較して示すのが同図の点線である。

図-6(b)において、鋼矢板壁端部の伸縮量が背板部で Δl 、継手部で 0 となるためには

$$\begin{aligned} \Delta l_w - \Delta l_{Mw} + \Delta l_p &= \Delta l \\ \Delta l_c - \Delta l_{Mc} - \Delta l_p &= 0 \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (17)$$

でなければならない。式(17)の各項は

$$\Delta l_{w(c)} = 1/EZ_{w(c)} \cdot \int_0^{x_m} bM_x dx = Q_b/EZ_{w(c)} \quad \dots \dots \dots (18)$$

$$\Delta l_{Mw(c)} = x_m M_E / EZ_{w(c)} \quad \dots \dots \dots (19)$$

$$\Delta l_p = x_m P_E / EA_0 \quad \dots \dots \dots (20)$$

$$\Delta l = 1/EZb \cdot \int_0^{x_m} bM_x dx = Q_b/EbZ \quad \dots \dots \dots (21)$$

と誘導され、さらに 4. で導入した単体鋼矢板の応力度増加率 u_w 、 u_c を用いてこれらが整理されて

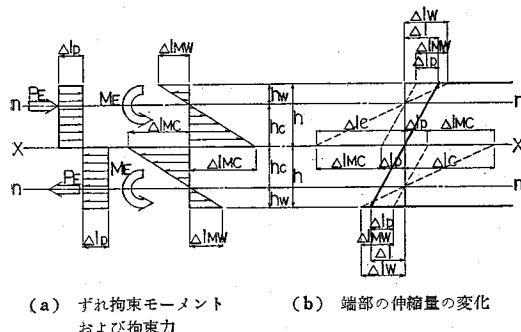


図-6 頂部コンクリートによるずれ拘束効果

$$\begin{aligned} M_E &= (Q_b/x_m)(u_w+u_c-1)/(u_w+u_c) \\ P_E &= (Q_b/x_m)(A_0/bZ) \cdot u_c/(u_w+u_c) \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (22)$$

が誘導される。

式(18)、(21)における $\int_0^{x_m} bM_x dx = Q_b$ は、継手のずれを生じさせる原因となる外力モーメントを鋼矢板の幅 b について積分した量を表わすので、ここでは、ずれ発生モーメント量と称する。

c) ずれ拘束力による応力度の低減

前項で求められた M_E 、 P_E が頭部端面に作用することにより、鋼矢板壁各点の背板部および継手部には次式で表わされる応力度が鋼矢板壁の上端から最大曲げモーメント発生点までの区間に付加される。

$$\begin{aligned} \sigma_{wx}' &= M_E/Z_w - P_E/A_0 \\ &= (Q_b/x_m) \cdot (u_w-1)/bZ \\ \sigma_{cx}' &= M_E/Z_c + P_E/A_0 \\ &= (Q_b/x_m) \cdot u_c/bZ \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (23)$$

頭部ずれ拘束モーメント M_E は、図-6 に示されるように土圧等の横荷重による外力モーメント M_x とは作用方向が逆向きとなるため、外力モーメントによる断面応力度 σ_{wx} 、 σ_{cx} を低減させる効果をもつ、すなわち、鋼矢板壁頭部が埋込み拘束されることにより、 σ_{wx}' 、 σ_{cx}' 分だけ断面応力度が式(2)または式(7)から低減される。

(2) モード③の端部のずれとずれ拘束力

モード③においては、継手せん断抵抗値 t_{ox} を越す分の外力モーメントに対しては一枚ずつの鋼矢板の剛性で抵抗するものと考えられるが、その大きさは $b\bar{\tau}_x M_x$ と表わされる。この超過曲げモーメント $b\bar{\tau}_x M_x$ による鋼矢板壁継手端部のずれ量は、先の式(16)と同様に

$$\Delta l_c = (1/EZ_c) \int_0^{x_m} b\bar{\tau}_x M_x dx = \bar{Q}_b/EZ_c \quad \dots \dots \dots (24)$$

と表わされる。式(24)における $\int_0^{x_m} b\bar{\tau}_x M_x dx = \bar{Q}_b$ をここでは、ずれ発生超過モーメント量と称する。 $2\Delta l_c$ の端部のずれを生じようとする鋼矢板壁の頭部を埋込み拘束し、モード①と同様の伸縮状態とするために必要なずれ拘束モーメント \bar{M}_E および軸方向ずれ拘束力 \bar{P}_E は、前節と同様の解析から求められ次式が誘導される。

$$\begin{aligned} \bar{M}_E &= (\bar{Q}_b/x_m)(u_w+u_c-1)/(u_w+u_c) \\ \bar{P}_E &= (\bar{Q}_b/x_m)(A_0/bZ) \cdot u_c/(u_w+u_c) \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (25)$$

\bar{M}_E 、 \bar{P}_E が鋼矢板壁頭部端面に作用することにより式(26)で表わされる応力度が付加されるが、先述されたように、この応力度分だけ式(3)または式(10)から断面応力度が低減される。

$$\begin{aligned} \sigma_{wx}' &= (\bar{Q}_b/x_m) \cdot (u_w-1)/bZ \\ \sigma_{cx}' &= (\bar{Q}_b/x_m) \cdot u_c/bZ \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (26)$$

7. 継手せん断抵抗率理論による自立式U形鋼矢板壁の応力解析

4.において、U形鋼矢板壁は継手せん断抵抗率 τ_x の値に応じて、背板部にも継手部にも一体化壁としての設計応力度を上まわる応力の作用する領域のあることが知られたが、実際の地盤に打ち込まれる鋼矢板壁には5.で分類考察された継手せん断抵抗の働くことが期待される。また、鋼矢板壁頭部が頂部コンクリートに埋め込まれるものとすると、前章の頭部埋込み拘束効果がさらに付加される。

本章では、これらの補強効果を考慮に入れた自立式U形鋼矢板壁の力学的挙動が、中位の密度の砂地盤（ケース①）と緩い密度の砂地盤（ケース②）に永久構造物として構築される場合と、緩い密度の砂地盤に仮設土留工（ケース③）として使用される場合について、解析モデルを用いて究明される。

(1) 曲げ応力度モデル解析例（ケース①）

自立式鋼矢板壁の安定解析には、主働土圧と受働土圧を荷重と反力とするはりの極限つり合い平衡に立脚した解法（図-7(a)）が古くから用いられているが、これに対して鋼矢板壁を弾性材料から成る鉛直方向の弾性ばかりとし、地盤も弾性反力を生じるとする弾性床上のはりの理論に基づく解析法も近年用いられるようになった（図-7(b)）。Terzaghi や Rowe が提唱している横方向地盤反力係数 n_h の概念を導入すれば鋼矢板壁の根入れ部に関しては

$$p_a - p_b = p_0 - n_h xy/D = EI(d^4y/dx^4) \quad \dots\dots\dots (27)$$

なる弾性曲線方程式が得られる。ここに、 p_0 ：根入れ地盤面（ $x=0$ ）における荷重強度、 D ：根入れ部の反力土圧第一零点の深さである。式(27)で表わされる微分方程式に対してはその一般解が求められていないため、級数展開によりこれを求める方法が Rowe⁶⁾ や石黒博士ら⁷⁾により提唱されており、ここでは、以下の解析がこの弾性ばかり解法によって進められる。なお、地盤の N 値に対応する横方向地盤反力係数 n_h の値には Terzaghi の提案値^{6), 8)}が準用されている。

a) モード① ($\tau_x \geq 1.0$) の解析結果

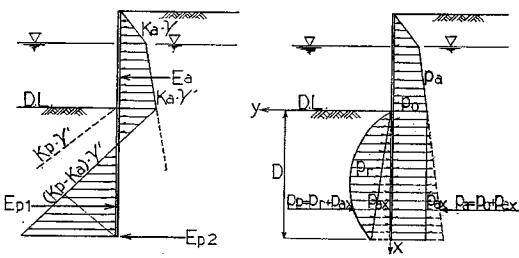


図-7 自立式鋼矢板壁の安定解析

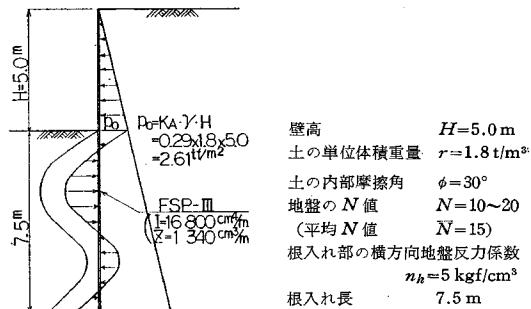


図-8 解析用モデル（弾性ばかり解法）

図-8 に示される解析モデルを用いた一体化壁としての解析結果が次頁の図-9 に示される。図-9(c) に示されるように、本解析例の最大曲げモーメントは $M_{\max} = 15.45 \text{ tfm}/\text{m}$ であるので、鋼矢板壁の最大応力度は $\sigma_{\max} = M_{\max}/Z = 1545000/1340 = 1153 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ となる。

b) モード② ($\tau_x = 0$) の応力度

継手のせん断抵抗が全くない場合は、表-1 (b) より FSP-III 型は $u_w = 1.18$, $u_c = 1.84$ であるので、式(7)から明らかなように、背板部および継手部の応力度は一体化壁の設計応力度の 1.18 倍、1.84 倍となる。

c) モード③ ($0 < \tau_x < 1.0$) の応力度

本解析モデルは、鋼矢板が砂質地盤に打ち込まれるケースが想定されているので、砂質土の壁面摩擦力によるすべり抵抗 t_{01x} と継手の土砂詰まりによる摩擦抵抗 t_{02x} の効果が期待される。

〔砂質土の壁面摩擦力によるすべり抵抗 t_{01x} の効果〕

t_{01x} は、式(11)において、 $U=0.72 \text{ m}$ (表-1 (a)), $q=0$, $K\sum rx$: 図-9 (b) に示される値, $\delta=15^\circ$ とおいて求められ、 $t_{01x}=1.93 K\sum rx \text{ kgf}/\text{cm}$ を得る。

一方、軸方向せん断力 τ_x は式(5)において、 $b=0.4 \text{ m}$, S_x : 図-9 (d) に示される値, $J=0.086 \text{ cm}^{-1}$ (表-1 (b)) とおいて求められ $\tau_x=17.2 S_x \text{ kgf}/\text{cm}$ を得る。

鋼矢板壁各点の継手せん断抵抗率 τ_x は、 $\tau_x=t_{01x}/\tau_x$ から求められ、U形鋼矢板壁の応力変動係数 m_w, m_c は式(9)から計算されるので、 t_{01x} が働くときの各点の曲げ応力度 σ_{wx}, σ_{cx} が式(10)より逐次求められて図-10 (a) に示される。継手のせん断抵抗が全くないモード②の応力度増加率は、一体化壁の応力度の背板部側で 1.18 倍、継手部側で 1.84 倍であったが、 t_{01x} が働くときは $\sigma_{wx}/\sigma_{\max}=1.05$, $\sigma_{cx}/\sigma_{\max}=1.24$ にそれぞれ低減される。しかし、 σ_{wx}, σ_{cx} とも一体化壁の背板部の最大応力度を上まわる領域のあることが知られる。

〔継手の土砂詰まりによる摩擦抵抗 t_{02x} の効果〕

t_{02x} は、式(14)において $\alpha=1.5$ (単独打ち), $N_x=\bar{N}=15$, $\psi=1.12 \text{ m}$ (表-1 (a)) とおいて求められ、 $t_{02x}=50.4 \text{ kgf}/\text{cm}$ を得る。なお、本ケースの場合、鋼

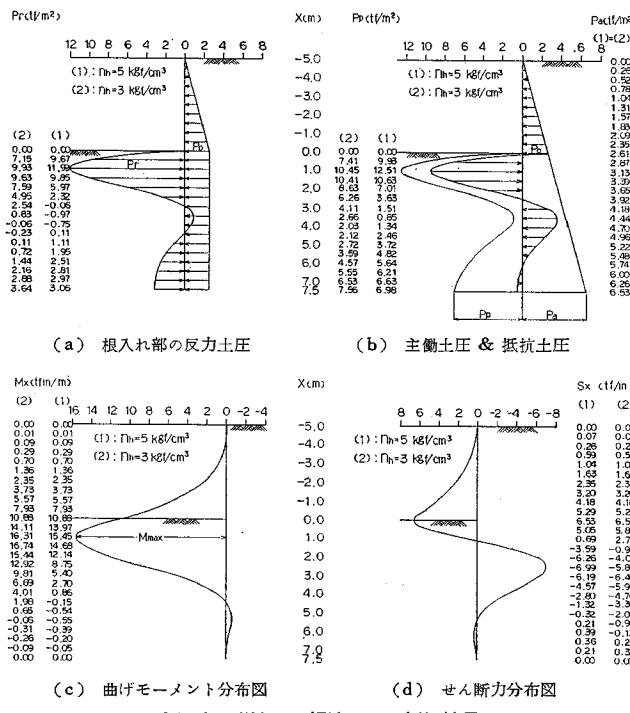
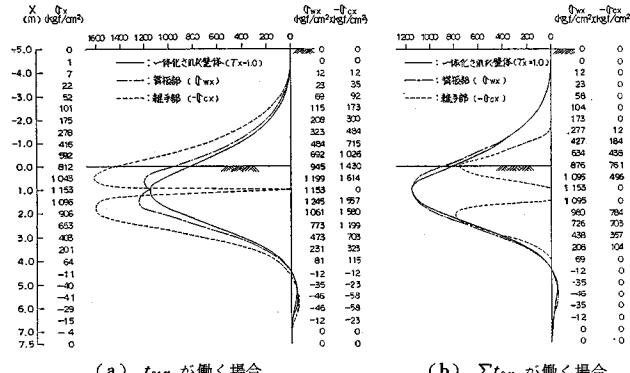


図-9 弾性ばり解法による解析結果

図-10 背板部および継手部の曲げ応力度
(ケース①, $n_h=5 \text{ kgf/cm}^3$)

矢板が打ち込まれた後に前面掘削がなされるものとし、 t_{02x} は鋼矢板の全長にわたって有効であるとする。

継手せん断抵抗率 τ_x は $\tau_x = (t_{01x} + t_{02x})/t_x$ から求められるので、 t_{01x} と同様の解析手順を経て σ_{wx} 、 σ_{cx} が逐次求められ图-10 (b) に示される。同図に示されるように、 $\sum t_{0x}$ が働くときの各点の曲げ応力度は一体化の達成された壁体の設計応力度を上まわる部分もあるが、全体としては一体化壁の最大応力度を上まわることはない。

実際の設計にさいしては、背板部の最大応力度が鋼矢板の許容応力度以内となるように断面が選定されるが、鋼矢板は工場圧延製品であり全長にわたって断面が一定

であるので、最大曲げモーメントに対して選定された断面がそれ以外の箇所で断面不足をきたすことではない。すなわち、中位の密度の砂地盤に打ち込まれるU形鋼矢板壁においては、 $\sum t_{0x}$ の効果によって鋼矢板壁断面に過大応力度の生じる可能性はほとんどないといえよう。

(2) 曲げ応力度モデル解析例(ケース②)

本節では、根入れ部が緩い密度の砂地盤の場合について継手せん断抵抗の効果が検討される。このため、图-8の解析用モデルにおいて、根入れ地盤の N 値が $N=5$ とされ横方向地盤反力係数が $n_h=3 \text{ kgf/cm}^3$ と仮定される。なお、前節の解析例との比較の便宜上、主働土圧側は変わらないものとする。

a) モード①の解析結果

弾性ばり解法による一体化壁としての解析結果が、图-9 (a)～(d) に併記される。本解析例の最大曲げモーメントは $M_{\max}=16.74 \text{ tfm}/\text{m}$ であるので、鋼矢板壁の最大応力度は $\sigma_{\max}=1674000/1340=1249 \text{ kgf/cm}^2$ となる。

b) モード②の応力度

先の解析例と同様、背板部および継手部の応力度は一体化壁の設計応力度のそれぞれ 1.18 倍、1.84 倍となる。

c) モード③の応力度

〔砂質土の壁面摩擦力によるすべり抵抗 t_{01x} の効果〕

前節と同様の解析手順を経て t_{01x} が働くときの各点の曲げ応力度が逐次求められ、图-11 (a) に示される。本ケースでは $\sigma_{wx}/\sigma_{\max}=1.10$ 、 $\sigma_{cx}/\sigma_{\max}=1.45$ にそれぞれ低減されるが、 σ_{wx} 、 σ_{cx} とも一体化壁の背板部の最大応力度を上まわる領域のあることが知られる。

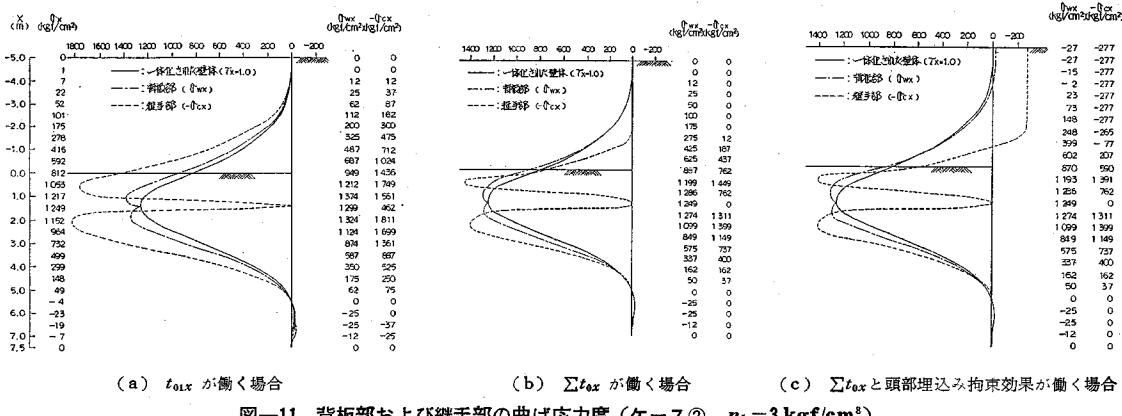
〔継手の土砂詰まりによる摩擦抵抗 t_{02x} の効果〕

t_{02x} は、式 (14) において、 $-5 \leq x \leq 0 \text{ m}$ 区間では $N_x=15$ 、 $0 < x \leq 7.5 \text{ m}$ 区間では $N_x=5$ とおいて求められる。图-11 (b) に示されるように、緩い密度の砂地盤に根入れされる場合は、 $\sum t_{0x}$ が働く場合でも背板部および継手部の応力度は一体化壁の最大応力度を 3～16% 上まわる領域が存在する。

〔頭部コンクリートによる頭部埋込み拘束効果〕

本項では、 $\sum t_{0x}$ に加えて頭部コンクリートによる頭部埋込み拘束効果がさらに付加される場合について検討される。

ずれ発生超過モーメント量 $\bar{Q}_b=\int_0^{x_m} b\bar{\tau}_x M_x dx$ がまず求められて、鋼矢板壁各点の背板部および継手部の応

図-11 背板部および継手部の曲げ応力度 (ケース②, $n_h=3 \text{ kgf/cm}^3$)

力度低減値 $\sigma_{wx'}$, $\sigma_{cx'}$ が式 (26) から計算される。この応力度低減値が図-11 (b) の σ_{wx} , σ_{cx} の値から差し引かれて、同図 (c) に示される各点の応力度が逐次求められる。式 (26) から明らかなように、背板部の応力度からは $u_w-1=0.18$ を $(\bar{Q}_b/x_m)(1/bZ)$ に乗じた値が差し引かれるのに対し、継手部の応力度からは $u_c=1.84$ を乗じた値が差し引かれるため、頂部コンクリートによる頭部埋込み拘束効果は継手部の応力度に対する方が顕著である。この結果、継手部の最大応力度は 4% 程度低減されるが、頭部埋込み拘束効果を考慮しても、背板部および継手部とも一体化壁の最大応力度を 3~12% 上まわる領域のあることが知られる。

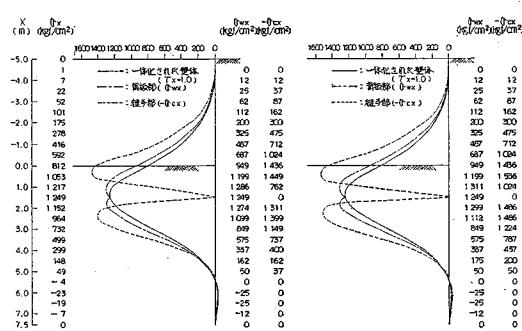
(3) 曲げ応力度モデル解析例 (ケース③)

本節では、緩い密度の砂地盤に自立式U形鋼矢板壁が仮設土留工として使用されるケースについて、継手せん断抵抗の効果が検討される。このため、前節と同じ図-9 (a)~(d) に併記される解析結果を用いて検討が進められるが、本ケースでは鋼矢板が打ち込まれた後に背面の盛土がなされる場合を想定し、 t_{0zx} は根入れ部のみ有効に働くものとする。また、継手の摩擦力による打込抵抗の増加を示す係数 α は通常 $\alpha=1.5^{\circ}$ とされるが、 $\alpha=1.0$ とする報告例¹⁰⁾もあり、ここでは両者について解析を試みることとする。なお、仮設工であるため頂部コンクリートは打設されず、頭部埋込み拘束効果は働くかないものとした。

前節で解析されたように、継手のせん断抵抗が全くない場合 (モード②) は一体化壁の設計応力度の背板部側で 1.18 倍、継手部側で 1.84 倍となる。これに対し、 t_{0zx} のみが働くモード③においては、背板部側で 1.10 倍、継手部側で 1.45 倍に応力度がそれぞれ低減されるが、一体化壁の背板部の最大応力度を上まわる領域が存在する。

〔継手の土砂詰まりによる摩擦抵抗 t_{0zx} の効果〕

t_{0zx} は、式 (14) において $-5 \text{ m} \leq x \leq 0 \text{ m}$ 区間では

図-12 背板部および継手部の曲げ応力度 (ケース③, Σt_{0zx} が働く場合)

$0,0 \text{ m} < x \leq 7.5 \text{ m}$ 区間では $N_x=5$, $\alpha=1.5$ および $\alpha=1.0$ とおいて求められる。 Σt_{0zx} が働くときの曲げ応力度が図-12 に示されるように、 $\alpha=1.5$ の場合は、背板部および継手部の応力度は一体化壁の最大応力度を 3~16% 上まわる領域が存在し、 $\alpha=1.0$ の場合は、一体化壁の最大応力度を 5~23% 上まわる領域のあることが知られる。

8. 実物大試験による解析的研究の検証

本章では、前章までに示された解析方法に基づいて実物大試験の応力解析が行われ、これが実測値と対比されて継手せん断抵抗率 τ_x をパラメーターとする解析的研究の有用性が検証される。

(1) 四社共同試験との対比

実物大試験として、図-13 に示される鋼矢板メーカー四社の共同試験¹¹⁾が例にとられる。

本試験では、一枚ずつ嵌合して打設されたU形鋼矢板壁の断面係数および断面 2 次モーメントの値と一体化された壁体 (継手部全長溶接) の値との比を継手効率と称し、これを解明するため平均 N 値=10 の中位の密度の砂地盤に FSP-III 型鋼矢板, $L=9 \text{ m}$ ものが 4 枚ずつ

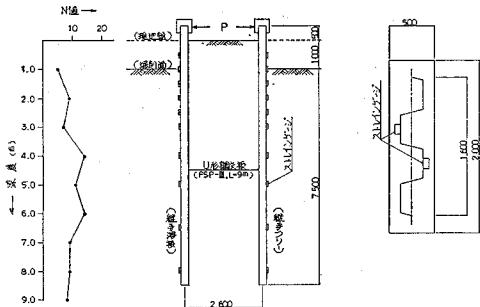


図-13 四社共同試験

列に打ち込まれて水平載荷がなされた。載荷は 3t, 6t, 9t の 3 段階で行われたが、ここでは 9t 載荷時について考察が進められる。

a) 実物大試験の計算解析値

弾性ばり解法による一体化壁としての解析結果が図-14 に実線: σ_x で示される。これに対し、砂質土の壁面摩擦力によるすべり抵抗 t_{01x} と継手の土砂詰まりによる摩擦抵抗 t_{02x} が働くときの背板部の応力度が、同図に点線: σ_{wx} で示される。

b) 実物大試験の応力度実測値

9t 載荷時のひずみ量から求めた実測応力度が図-14 に併記される。本試験では継手部のひずみ計測がなされていないため背板部のひずみ計測のみを対象としているが、計算解析値と対比して得られた諸点は以下のとおりである。

① 継手溶接側鋼矢板の実測値と一体化された壁体の計算解析値 σ_x とは、応力度にややずれがあるものの良く似た応力度分布を示している。

② 継手嵌合側鋼矢板の実測値と本稿の解析手法に基づく計算解析値 σ_{wx} とは、根入れ部において応力度にやや大きな乖離がみられる。これは、長さ 9m の実物大鋼矢板が $N=10 \sim 15$ の中間層を貫通して打ち込まれるときに生じた継手嵌合側鋼矢板の土中での回転、蛇行に起因するものであろう。

(2) 現場実測値との対比

軟弱地盤に打設されたU形鋼矢板壁の現場実測値として鴻池¹²⁾の実験的研究（以下、現場実測値という）が例にとられ、これが前章の解析結果（ケース③）と対比される。

現場実測値では、鋼矢板Ⅲ型の現場載荷試験および現場計測値から、背板部の断面係数は応力度が増加してもほぼ一定の 0.90 度程の低減率であるのに対し、継手部側は応力度の増加とともに減少し、200 kgf/cm² 付近では 0.85 度程の低減率が、800～1 000 kgf/cm² 付近では 0.68～0.61 度程になることが報告されている。

一方、ケース③のモデル解析では、根入れ部の N 値=5 度程の緩い密度の砂地盤に FSP-Ⅲ 型鋼矢板が仮設

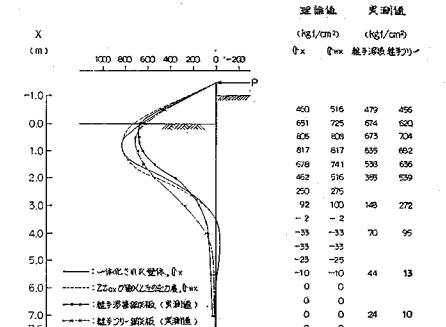


図-14 四社共同試験の曲げ応力度

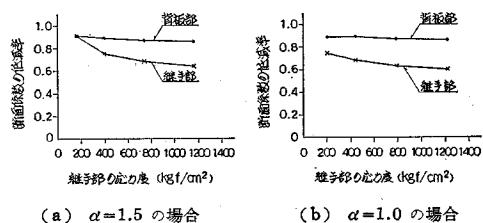


図-15 断面係数の低減率

土留工として使用される場合が想定されており、その解析結果が先の図-12 に示される。同図の根入れ部の背板部および継手部の曲げ応力度から断面係数の低減率が求められて図-15 に表わされるが、現場実測値と比較して得られた諸点は次のとおりである。

① 現場実測値とモデル解析値は断面係数の低減率に関して非常に良く似た挙動を示しており、本解析手法の有用性が認められる。すなわち、図-15 に示されるように、背板部側は応力度の増加にかかわらずほぼ一定の 0.87 度程の低減率であるのに対し、継手部側は応力度の増加とともに減少し、800～1 000 kgf/cm² 付近では、継手の摩擦力による打込抵抗の増加を示す係数 $\alpha=1.5$ の場合 0.67～0.65, $\alpha=1.0$ の場合 0.62～0.61 度程の低減率となっている。

② 現場実測値と図-15 (a) の挙動がほぼ同一であることから、現場実測値は本稿の提案式において $\alpha=1.5$ とする場合に相当するようである。

9. 結語

本論文は、実際の地盤に打ち込まれるU形鋼矢板壁が土圧等の横荷重を支えるため曲げ応力を受ける場合に、継手部に作用するはり軸方向のせん断力とこれに対抗する継手せん断抵抗の過不足がU形鋼矢板壁の断面性能に及ぼす効果と挙動特性を解明したものである。このため、新しい解析手法を提案して具体的なモデル解析を行い、併せて実物大試験の実測値と対比してその有用性の検証も行った。今回設定したモデルから得られた結果は以下のように要約することができる。

(1) 中位の密度の砂地盤に打ち込まれる自立式U形鋼矢板壁は、砂質土の壁面摩擦力によるすべり抵抗と継手の土砂詰まりによる摩擦抵抗の効果により、一体化の達成された壁体の断面性能値(断面係数)が適用できる。

(2) 緩い密度の砂地盤に打ち込まれるU形鋼矢板壁は、断面に過大応力度の発生する領域があるので、頂部コンクリートによる頭部埋込み拘束効果が期待される場合でも、一体化壁の断面係数の約90%程度に低減して用いるのが良いようである。

(3) 継手せん断抵抗率 τ_x をパラメーターとする本稿の解析手法を用いると、四社共同試験と鴻池の実験的研究の結果が比較的良くシミュレートできるようである。

最後に、本研究をまとめるにあたり終始技術的指導を賜った日本テトラポット(株)石黒 健顧間に深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 青木楠男：鋼矢板に関する二、三の実験、講演、応用力

- 学連合大会, pp. 47~56, 1931.
- 2) 宮本武之輔：鋼矢板工法, 岩波全書, pp. 35~48, 1935.
- 3) 石黒 健・小野沢達也：鋼矢板試験, 富士製鐵技報, 第11卷, 第4号, pp. 450~465, 1962.
- 4) 渡部弥作：鋼矢板壁の断面決定に関する私見, 「港湾」, 5月号, pp. 27~34, 1963.
- 5) 日本港湾協会：鋼矢板施工指針, p. 169, 1969.
- 6) Rowe, P.W. : A Theoretical and Experimental Analysis of Sheet-Pile Walls, Proc. Inst Civ. Engrs, Pt1, Vol. 4, 1955.
- 7) 石黒 健・白石基雄・海輪博之：鋼矢板工法, 山海堂, pp. 95~141, 1982.
- 8) Terzaghi, K. : Large Retaining-Wall Tests, Eng. News Rec., pp. 112~136, 1934.
- 9) Terzaghi, K. : Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction, Proc. CEI, pp. 297~326, 1953.
- 10) 石黒 健・波多野康男：鋼矢板の打込み可能長さについて, 富士製鐵技報, 第15卷, 第1号, p. 53, 1966.
- 11) 鋼矢板技術研究委員会：U形鋼矢板の継手効率に関する試験報告書, 昭和55年3月.
- 12) 鴻池一季：鋼矢板壁体の断面剛性に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第373号/VI-5, pp. 78~82, 1986年9月.

(1986.11.13・受付)