

鋼矢板壁体の断面剛性に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON SECTION RIGIDITY
OF STEEL SHEET-PILE WALL

鴻 池 一 季*

By Kazusue KONOIKE

The rigidity of steel sheet-pile wall depends mainly upon the degree of connection between each pile and surrounding soil conditions. In order to obtain the section rigidity as a wall, loading tests on jointed steel sheet-piles were carried out. From the tests, following results were obtained :

- (1) The force mobilized at each joint can be considered to consist of cohesive force due to connection of each pile and friction type of force.
- (2) Section modulus of the wall in soft ground decreases with increase of the stress level.
- (3) Both moment of inertia and section modulus of the wall obtained were nearly 30% larger than those of the unit steel sheet-pile.

1. ま え が き

鋼矢板を土留め壁体として用いる仮設土留め工は、親杭横矢板方式とともに地盤開削のための一般的手法として採用されている。その設計にあたっては、従来掘削深さが比較的浅いことや計算手法が簡便法によっていたことなどから、鋼矢板自身の剛性評価にはそれほど留意されていなかった。

しかし、深い掘削が多くなったこと、周辺地盤の沈下が問題となることが多くなりこれが土留め壁体の変形に関連していること、計算法の開発によって掘削に伴う土留め構造物の挙動が数値的にシミュレートできるようになったことなどから、入力情報としての壁体の剛性評価が重要視されるに至っている。

U型鋼矢板壁体の剛性評価については、これまで2つの考え方がみられる。

1つには、打ち込まれたU型鋼矢板間の継手部は剛結としその剛性を評価しようとする考えで、次のような点を根拠としている。

- ① 打ち込みの際して継手間に入り込む土砂によって

摩擦が増加する。

- ② 継手における鋼材表面の粗雑性、およびさびによって摩擦が増加する。
- ③ 矢板壁の両面に働く土圧または水圧によって壁は一体として働く。
- ④ 笠石等によって個々の矢板継手間に起こるせん断力に十分備え得る。

もう1つの考えには、たとえば軟弱地盤などに打ち込まれた鋼矢板では継手部の摩擦は十分期待できず、かみ合せ部にずれが生じ矢板壁の中立軸をおのおの単体の矢板の中立軸として壁体の剛性を採用する方法である。

これらの考え方に関して設計上前者は危険側、後者は安全側になりすぎる傾向がある。他方、首都高速道路公団「仮設構造物設計規準」¹⁾によると、壁体の剛性として継手部剛結と自由の場合の中間的な値を採用している。すなわち鋼矢板の応力度とたわみの計算に用いる断面剛性は矢板継手が完全剛結の場合の60%を原則としており、矢板天端付近でツメ部分を溶接したり、コンクリートで頭部を連結して固定したものや根入れが十分あり、土砂の拘束が期待できるときは80%程度まで上げてもよいとしている。

このように、鋼矢板壁体の剛性は周囲の土質条件や頭部の拘束条件も含めた継手部の抵抗力に依存していると

* 正会員 工修 (株) 鴻池組 代表取締役社長
(〒541 大阪市東区北久宝寺町4-27)

考えられる。

鋼矢板壁体の剛性評価、いいかえれば継手部のかみ合わせ効果の評価については古くは青木³⁾によって研究されている。これは屋内において鋼矢板を組み合わせた状態で載荷試験し、その実測たわみ量から断面剛性を逆算、評価している。結論として継手の構造によって中立軸の位置が変化するので、鋼矢板の型式ごとに断面剛性の低減を考えるべきであると指摘している。同様の載荷試験を実施したものに安森³⁾、玉置⁴⁾の研究もある。他方、特にU型鋼矢板壁体に関して現場計測に基づいたものに古藤⁵⁾、安森⁶⁾、楠本⁷⁾、白川⁸⁾の研究などがある。これらはいずれも変形量を算定する場合の断面二次モーメントに関する検討で、継手部が完全剛結の場合の断面二次モーメントの0.4~0.45になるとしている。楠本⁷⁾は鋼矢板壁体の中立軸の位置に関して検討し、設計には単体鋼矢板の中立軸をとることが、軟弱地盤においては安全側であると述べている。

他に類似の土木構造物用鋼材の継手部に関する研究は、たとえば鋼管矢板に関しての山川⁹⁾、後藤¹⁰⁾の研究、直線型鋼矢板の継手に関してのBower¹¹⁾、Kay¹²⁾、Maitland¹³⁾の研究もみられる。前者は継手部のかみ合わせ効果の積極的評価についてのものであり、後者は継手部の構造的強化についてのものである。

本報告は以上の背景を踏まえて、U型鋼矢板の断面剛性を評価するために実施した載荷試験と現場計測結果に関するものである。これらは、① 屋内において組み合わせた鋼矢板の載荷試験、② 地盤に打ち込まれた鋼矢板壁体の水平載荷試験、③ 掘削に伴う鋼矢板土留め壁体の挙動計測から成っている。

2. 鋼矢板壁体の断面剛性

図-1 に示すように2つのはりAとBが重ね合わされ上部に載荷された場合を考えると、接合面が剛結されおればはりAとはりBのひずみ分布は図-1(a)のように通常の一体となったはりのひずみ分布となる。接合面

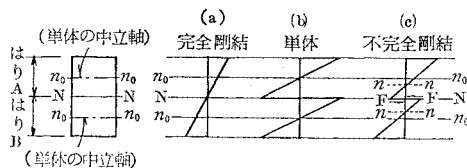


図-1 重ねばりのひずみ分布

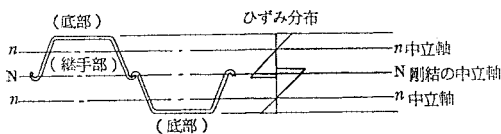


図-2 かみ合わせた鋼矢板のひずみ分布と中立軸

が自由（フリー）であれば図-1(b)のように独立した2つのはりとしてのひずみ分布となる。接合面にいくらかの抵抗力 F が働く（接合面でせん断応力の伝達がある）ならば、中立軸がおのおのずれて図-1(c)のようなひずみ分布となる。

継手部で組み合わせられたU型鋼矢板壁体も接合の程度によって図-1と同様なひずみ分布を呈するものと考えられる。従来の諸研究^{3)~8)}によればU型鋼矢板壁体のひずみ分布は図-2のような分布となり、中立軸は $N-N$ とはならずおのおの $n-n$ の位置となることが指摘されている。その結果組み合わせた鋼矢板壁体の剛性は、継手部が剛結された場合の剛性に比べて低下することとなる。つまり、

$$I = \alpha \cdot I_W \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 I : 鋼矢板壁体の断面二次モーメント ($n-n$ 軸に関するもの)

I_W : 継手部が完全剛結の場合の鋼矢板壁体の断面二次モーメント ($N-N$ 軸に関するもの)

α : 断面二次モーメントの低減係数

となる。

一方、鋼矢板壁体の底部断面係数 W_1 および継手部断面係数 W_2 は、

$$\left. \begin{aligned} W_1 &= \beta_1 \cdot W \\ W_2 &= \beta_2 \cdot W \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 W : 継手部が完全剛結の場合の鋼矢板壁体の底部断面係数

β_1, β_2 : 鋼矢板の底部および継手部の断面係数の低減係数

となる。

これらの係数 α, β_1, β_2 は、鋼矢板の載荷試験等による鋼矢板土留めのたわみ量やひずみ分布の実測値より算出できる。

(1) たわみ量による断面剛性の算出

鋼矢板壁体が完全剛結の場合の断面二次モーメントを I_W 、この場合の載荷荷重による計算たわみ量を δ_W 、また、実測たわみ量を δ とすると、

$$I = \frac{\delta_W}{\delta} \cdot I_W \dots\dots\dots (3)$$

として求められる。この場合の低減係数は $\alpha = \delta_W / \delta$ である。

なお、地中の鋼矢板土留め壁の計算たわみ量 δ_W の算出には地盤条件が必要となるため、たわみ量から逆算された鋼矢板土留め壁の剛性を採用する場合には、地盤定数のが的確に評価されていなければならない。

(2) ひずみ分布による断面剛性の算出

組み合わせ鋼矢板に外力が作用すると鋼矢板は重ねばり的な挙動となり、そのひずみ分布は 図-3 (a) に示したようにほぼ直線と仮定できる。前述したように、継手部に抵抗力がない場合は独立した2つのはりの挙動となり、ひずみ分布は 図-3 (b) に示したようにそれぞれの矢板単体の中立軸 n_0-n_0 を中立軸とした分布となる。図-3 (a) に示したように中立軸の位置が n_0-n_0 からずれて $n-n$ の位置となるのは、図-3 (c) に示したように鋼矢板継手部の抵抗力 F によるひずみのためである。

なお、図-3 (c) に示した抵抗力によるひずみは、図-3 (d) に示した軸方向のひずみと 図-3 (e) に示した曲げひずみに分離できる。したがって、着目点位置に作用している鋼矢板1枚当たりの抵抗力 F は、ひずみ分布 (c) を鋼矢板の全断面積 A_S について積分して得られるが、これは結局軸方向のひずみ分布 (d) を同様に A_S について積分して得られる。すなわち、

$$F = E_S \cdot \Delta \epsilon \cdot A_S \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 E_S ：鋼矢板の弾性係数

$\Delta \epsilon$ ：抵抗力 F による軸方向のひずみ (図-3 (d) 参照)

と表現できる。

鋼矢板のひずみ、たとえば底部および継手部のひずみを測定し、ひずみ分布の直線性を仮定して中立軸の位置 $n-n$ が求められると、鋼矢板壁体の断面二次モーメント I は、単体の断面二次モーメント I_0 と偏心距離 e および単体の中立軸から完全剛結の中立軸までの距離 g (図-3 (a) 参照) と鋼矢板の断面積 A_S とから次式で表現できる (式 (11) 参照)。

$$I = I_0 + e \cdot g \cdot A_S \dots\dots\dots (5)$$

また、鋼矢板壁体の底部および継手部の断面係数 W_1 、 W_2 は、鋼矢板の底部および継手部で測定されたひずみ ϵ_1 、 ϵ_2 とひずみ測定断面に作用している曲げモーメント M の関係から以下のようにして求められる。すなわち、図-3 (a) の底部のひずみ ϵ_1 は 図-3 (b) および (c) の底部のひずみ ϵ_b と ϵ_c とからなるものであり、また ϵ_c は 図-3 (d) および (e) の底部のひずみ $\Delta \epsilon$ と ϵ_e と

からなることより、

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_1 &= \epsilon_b - \epsilon_c \\ &= \epsilon_b + \Delta \epsilon - \epsilon_e \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

となる。ここで、 ϵ_b は曲げモーメント M が作用し継手部に抵抗力がない場合の底部のひずみ量であり、単体の断面二次モーメント I_0 および単体の中立軸位置の底部からの距離 y_0 とから次式により求められる。

$$\epsilon_b = \frac{1}{E_S} \cdot \frac{M}{I_0} \cdot y_0 \dots\dots\dots (7)$$

また、 $\Delta \epsilon$ は 図-3 (a) の単体の中立軸位置におけるひずみ量であり、 ϵ_1 を用いて

$$\Delta \epsilon = \frac{e}{y} \cdot \epsilon_1 \dots\dots\dots (8)$$

と表現できる。

また、 ϵ_e は継手部に作用している抵抗力 F による底部の曲げひずみ量であり、式 (7) と同様にして

$$\epsilon_e = \frac{1}{E_S} \cdot \frac{F \cdot g}{I_0} \cdot y_0 \dots\dots\dots (9)$$

として求められ、式 (9) に式 (4)、(8) を代入して整理することにより次式が得られる。

$$\epsilon_e = \frac{g \cdot y_0 \cdot A_S}{I_0} \cdot \frac{e}{y} \cdot \epsilon_1 \dots\dots\dots (10)$$

そこで式 (7)、(8)、(10) を式 (6) に代入して作用曲げモーメント M と鋼矢板底部で測定されたひずみ ϵ_1 との関係の求めると次式のようになる。

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{(I_0 + e \cdot g \cdot A_S)}{y} \cdot E_S \cdot \epsilon_1 \\ &= \frac{I}{y} \cdot E_S \cdot \epsilon_1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11)$$

同様に M と ϵ_2 との関係は、鋼矢板の高さを h とすると次式により求められる。

$$M = \frac{I}{(h-y)} \cdot E_S \cdot \epsilon_2 \dots\dots\dots (12)$$

したがって、鋼矢板壁体の底部および継手部の断面係数 W_1 および W_2 は式 (11)、(12) より

$$W_1 = \frac{I}{y}, \quad W_2 = \frac{I}{(h-y)} \dots\dots\dots (13)$$

となる。なお、継手部が完全剛結の場合の鋼矢板壁体の底部断面係数は、

$$W = \frac{I_W}{(y_0 + g)} \dots\dots\dots (14)$$

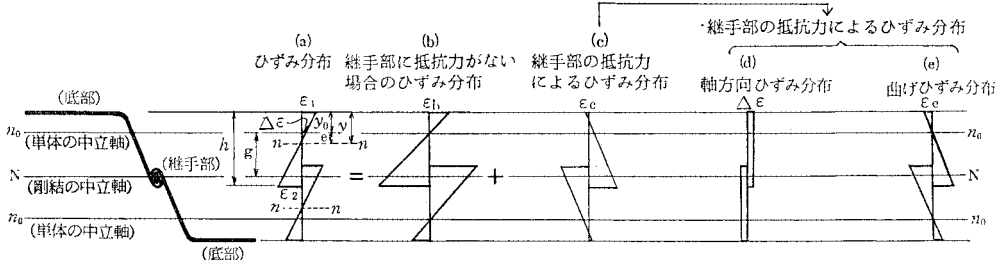


図-3 鋼矢板のひずみ分布

である。式(5)および(13)を用いてⅢ型鋼矢板について実施した理論計算によると、底部断面係数は継手部が自由のときに $0.85W$ 、完全剛結のときに $1.0W$ でこの間を変動する。一方、継手部断面係数は継手部が自由の場合には $0.42W$ であるが、継手部が剛結になるに従って大きな値に発散する。しかしながら、比較的軟弱地盤における実測データによると、ほとんどの場合 $W_2 < W_1$ となっており、したがって応力の検討に関しては継手部断面係数 W_2 が重要である。

3. 載荷試験¹⁴⁾

(1) 組み合わせ鋼矢板の載荷試験(試験A)

長さ 12 m のⅢ型鋼矢板を 5 枚組み合わせ、図-4 に示すように単純ばりの 2 点載荷による曲げ試験を実施した。表-1 はⅢ型鋼矢板の断面性能を示したものであり、写真-1 および 2 は試験状況を示したものである。

たわみおよびひずみの両面から断面剛性の低減係数を求められるように、ひずみはワイヤストレインゲージ、

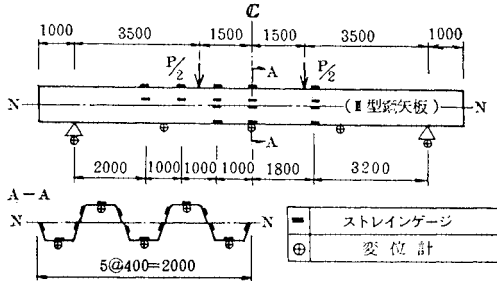
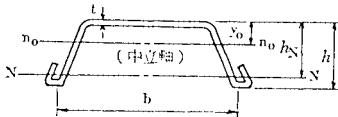


図-4 組み合わせ鋼矢板の載荷試験(単位: mm)

表-1 使用鋼矢板の断面性能



	寸法	断面積 (cm ²)	断面二次 モーメント (cm ⁴)	断面係数 (cm)
Ⅲ 型 鋼 矢 板	b = 40.0cm	76.42	2220	453(底辺) 223(継手部)
	h = 14.9cm			
	X ₀ = 4.9cm	[191.0]	[16800]	[1340]
	h _N = 12.5cm	[cm ² /m]	[cm ⁴ /m]	[cm ³ /m]
	t = 1.3cm			

(G) []内は矢板を接合した場合の中立軸(N-N)に別する厚さ1m当りの値を示す。

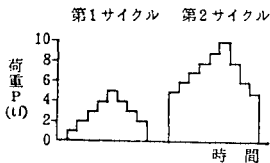


図-5 組み合わせ鋼矢板載荷試験の荷重サイクル

たわみは変位計によって測定した。荷重は、図-5 に示すように第1サイクルは 1tf きざみで最高 5tf、第2サイクルは同様に 5tf から最高 10tf まで載荷した。

なお、長さ 12 m のⅢ型鋼矢板を 7 枚組み合わせると同様の載荷試験を実施した。

図-6 および 図-7 は、5 枚および 7 枚の組み合わせ鋼矢板の載荷試験より得られた断面剛性の低減係数 α 、 β_1 、 β_2 である。断面二次モーメントの低減係数 α に関しては、ひずみおよびたわみの両面から得られたものをプロットした。また、図中の継手部応力は、測定ひずみから得られた継手部ひずみ ϵ_2 を用いて算出したものであり、第1サイクルおよび第2サイクルの継手部の最大応力はそれぞれ 790 kgf/cm^2 および 1410 kgf/cm^2 であった。ただし、図中の α_0 は $\alpha_0 = I_0/I_W$ で継手部が自由の場合の断面二次モーメントの継手部が剛結のものに対する比率であり、 β_{10} および β_{20} は継手部が自由の場合の底部および継手部断面係数の継手部が剛結の底部断面係数に対する比率である。

なお、これらの α 、 β_1 、 β_2 は、図-8 に示したように、スパン中央における断面でたわみが一樣区間のたわみおよびひずみのそれぞれの平均値を用いて求めたものである。

これらの結果から、地上における組み合わせ鋼矢板の

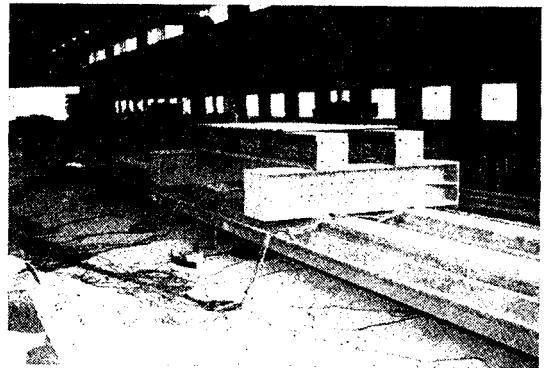


写真-1 試験Aの載荷荷

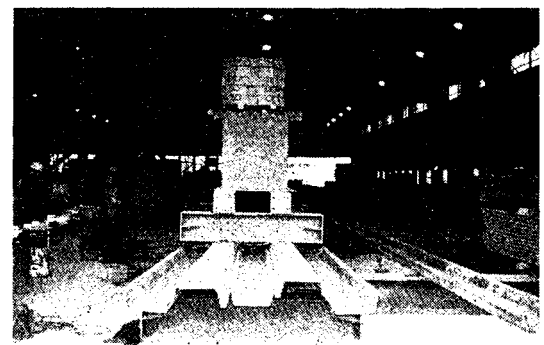


写真-2 試験Aの載荷状況

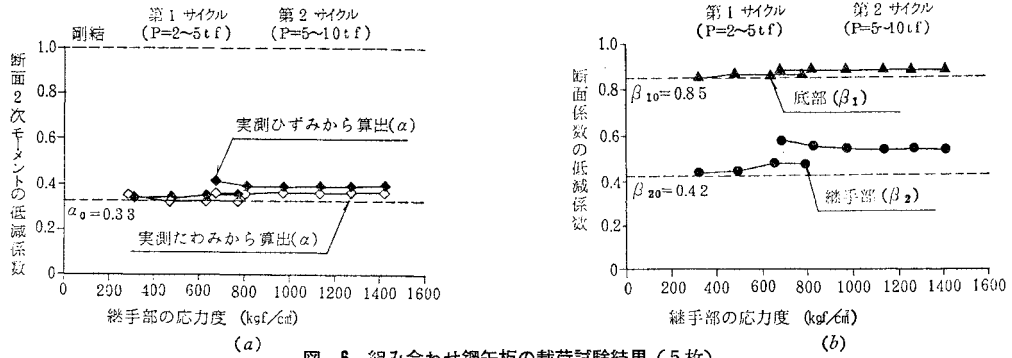


図-6 組み合わせ鋼矢板の荷重試験結果 (5枚)

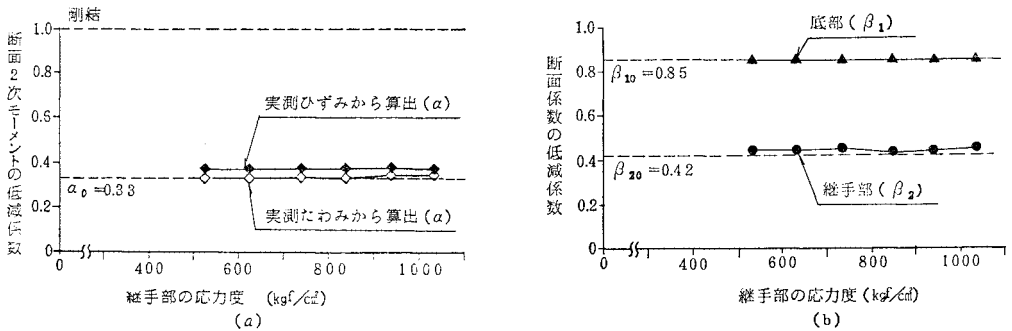


図-7 組み合わせ鋼矢板の荷重試験結果 (7枚)

断面剛性の低減に関して次の諸点が得られた。

① 鋼矢板の壁としての断面二次モーメントは、継手の効果はほとんどなく、継手部を剛結とした場合のほぼ1/3程度であった。この値は、単一鋼矢板の断面二次モーメントとほぼ等しい。

なお、当然ながら、たわみおよびひずみの両方から同程度の低減係数が得られた。

また、青木²⁾、安藤ら³⁾および玉置ら⁴⁾は、断面二次モーメントに関してのみであるが、地上荷重ではほぼ同様の傾向を得ている。

② 断面係数は、作用荷重の増大につれてやや増加する傾向があるが、やはり単一鋼矢板の断面係数と同程度の値となった。

③ 鋼矢板の応力算定に用いる断面係数は、底部と継手部でかなりの差があり、設計上は継手部のものをを用いるべきであることが確認された。

(2) 打ち込み鋼矢板壁の水平荷重試験 (試験B)

試験Aで用いたものと同等の長さ12mのH型鋼矢板をそれぞれ6.8mの深さまで7m離れて打ち込み、図-9に示したような2重締切り用の鋼矢板土留め壁を施工した。地盤は同図に示したごとく、いわゆる軟弱地盤である。

荷重はGL+1.0mの位置にH-300の腹起しを取り付け、これと1.6mごとのH-300の切ばりの間にジャ

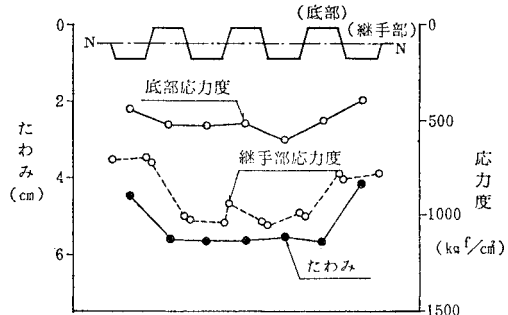


図-8 スパン中央における応力度およびたわみ分布 (7枚組み合わせ, P=10tf)

ッキを据え付け、これによって実施した。一様な荷重状態を得るため、ジャッキは3か所に配置し、測定は鋼矢板のひずみを中心に実施した。荷重段階は図-10に示したように、ジャッキ1台当たり5tfピッチで最高15tfまで荷重した。写真-3, 4は、これらの試験状況を示したものである。

なお、荷重試験は鋼矢板頭部の継手部を深さ50cm溶接して結合した場合と、そうでない場合の2ケースについて実施した。

図-11は、断面剛性の低下を示したものである。図中の継手部応力は試験Aと同様にして求められたものであり、最大荷重15tfのときの継手部応力は750kgf/cm²であった。

試験Bから鋼矢板土留め壁の剛性に関して次のような

点が得られた。

① 軟弱地盤中の鋼矢板土留め壁の断面剛性は、作用荷重とともに減少する傾向がある。

② 壁の断面二次モーメントの低減係数 α は、応力レベル 750 kgf/cm² 程度では周囲の土の拘束や継手間の摩擦の効果のため、地上の試験よりもやや大きく、0.46 が得られている。しかし上記したように、この値はさらに応力レベルが高くなれば減少するものと推定される。

③ 底部断面係数は、荷重が増加してもほとんど一定で、その低減係数として $\beta_1=0.90$ 程度が得られた。

④ 継手部断面係数は、荷重の増加とともに減少する傾向があり、今回の試験荷重の範囲では $\beta_2=0.68$ が得られているが、継手部応力が許容応力度付近にまで達すると β_2 はさらに小さくなると推察される。

⑤ 溶接による鋼矢板頭部の結合の効果として、今回の試験荷重の範囲における β_2 の値は 0.76 と頭部結合のない場合の約1割増しの結果が得られた。

⑥ 図-11 (b) や 図-13 の試験結果によると $\beta_2 < \beta_1$ となるため、設計上は低減された継手部の断面係数を用いるべきであることが確認された。

(3) 矢板継手間の抵抗力

組み合わせ鋼矢板の地上における載荷試験(試験A)と、軟弱地盤ではあるが打ち込まれた鋼矢板土留め壁の

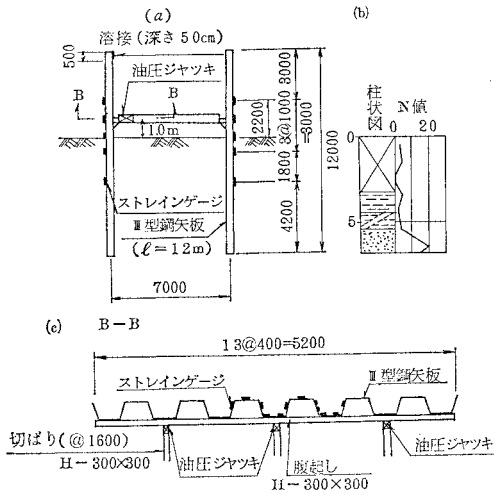


図-9 打ち込み鋼矢板壁の水平載荷試験 (単位: mm)

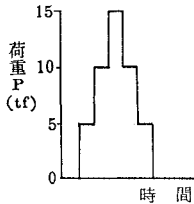


図-10 水平載荷試験の荷重サイクル

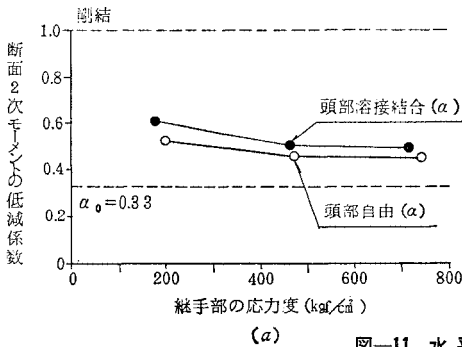


図-11 水平載荷試験結果

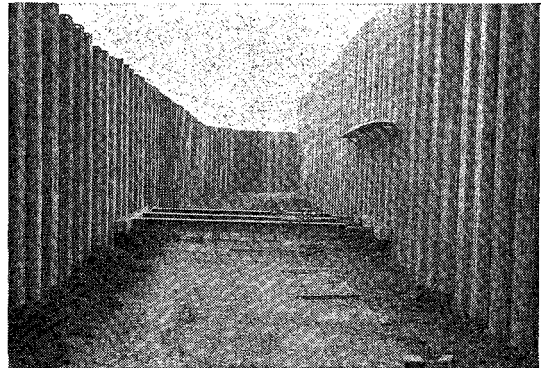


写真-3 試験Bの全景

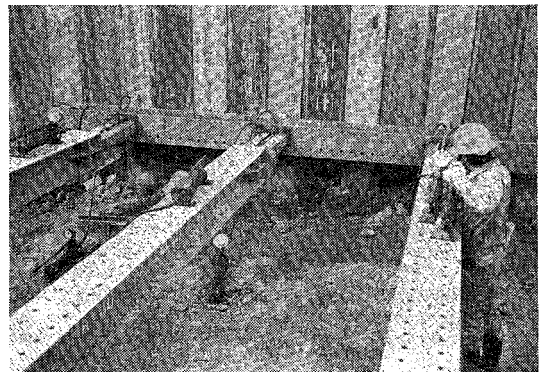
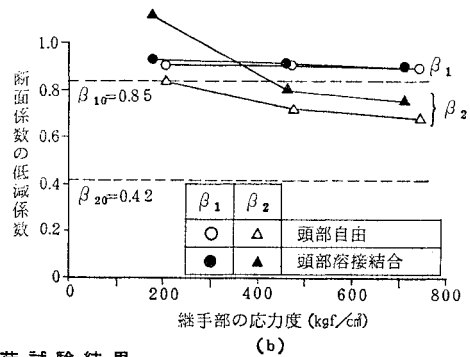


写真-4 試験Bの載荷状況



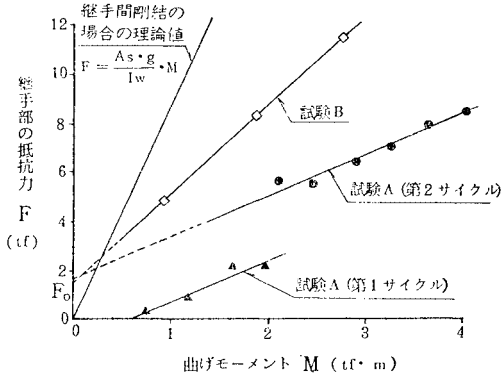


図-12 継手部の抵抗力と曲げモーメント

載荷試験（試験 B）の結果から、鋼矢板の継手間の抵抗力に関して次のように推察される。

図-12は鋼矢板の実測ひずみ ϵ_1, ϵ_2 と式 (4) から得られた鋼矢板継手部の抵抗力 F と式 (11) または式 (12) から得られた作用曲げモーメント M の関係を示したものである。また、図-12には参考のため継手間が剛結の場合の F と M の理論的關係も付記した。

これらの試験 A（第 2 サイクル）や試験 B の結果によると、ある断面の継手部抵抗力 F は粘着力に相当する F_0 とその断面に作用する曲げモーメントに比例する力から構成されていると言える。前者は矢板のかみ合わせによる力と推定され、後者は継手間のずれに伴ういわゆる摩擦抵抗としてとらえることができる。

今回の試験では試験 A, B とほぼ同程度の F_0 が得られたが、摩擦力は試験 A に比べ試験 B の方が大きい値が得られた。これは、試験 A は地上載荷であるのに対し、試験 B は地中に打設された矢板壁であり、このため継手間に混入した土砂や周辺地盤の拘束が摩擦抵抗を高めるためと推定される。

なお、試験 A の第 1 サイクルで、粘着力に相当すべきものが実測されなかったのは処女の低荷重下ではまだ継手部のかみ合わせが十分でなかったためであろうと思われる。

(4) 軟弱地盤で採用すべき剛性

図-13 は、Ⅲ型鋼矢板に関して継手部の不完全剛結に伴う中立軸のずれと断面剛性の低下の計算結果を示したものである。なお、図中には試験 A および B で得られた結果をその変動を含めてプロットした。これらの計算および試験結果から軟弱地盤におけるⅢ型鋼矢板土留め壁の剛性に関して次の提案がなし得る。

① 断面二次モーメントは、応力レベル 750 kgf/cm² 程度では単一鋼矢板の 1.4 倍程度の値が得られているが、さらに高い応力レベルではこの値をやや低減させる必要がある。

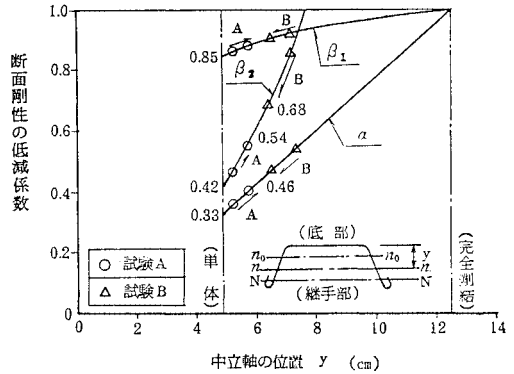


図-13 断面剛性の低減係数

② 矢板底部の応力度算定には、 $\beta_1=0.9$ 程度の値を採用しておけば問題はない。

③ 最大応力が発生する継手部の応力度の算定に必要な β_2 の値は変動が大きいため、十分な検討が必要である。今回の試験 A（第 2 サイクル）の結果から推察すれば、軟弱地盤において $\beta_2=0.55$ 程度は確保できているようである。なお、この値により低減された鋼矢板壁の継手部断面係数は、単一鋼矢板壁の断面係数の約 1.3 倍である。

4. 現場における鋼矢板土留め壁の計測例

前述の試験 A および B によって得られた断面剛性の低減に関する知見が、実際の現場で測定された結果とどの程度整合性があるかについて検証した。検証の対象として今回は表-2 および図-14~16 に示す 3 現場を採用した。

図-17~19 は、それぞれの現場計測結果から得られた断面剛性の低減係数 α および β_2 を継手部の応力度と

表-2 計測土留めの概要

現場	現場 A	現場 B	現場 C (15, 16)
鋼矢板型式	I 型	V _L 型	V _L 型
目的	仮設土留め	仮設土留め	2 重締切り
鋼矢板長さ	1.8m	2.3.5m	外側：2.8.5m 内側：3.1.0m
掘削深	Gf.-8.15m	GL.-15.4m	
根入長	9.8.5m	8.1m	外側：1.8.8m 内側：2.1.8m
地盤	N<3を主とする軟弱地盤	N=5~30のやや硬質地盤	N<3を主とする軟弱地盤
頭部の状況	H=400×400@2000 [-380×100]×10.5 [-150×90]×12×12 鋼矢板	H=584×302@2000 [-300×30×10] 鋼矢板	2[-250×90×11] 2.0m 1.5m タイラップ 鋼矢板 外側鋼矢板 内側鋼矢板
矢板のひずみ計測位置	図-14	図-15	図-16

の関係で示したものである。これらの図中における α_0 , β_{20} の値は、現場AはⅢ型、現場BおよびCは V_L 型鋼矢板に対するものである。

断面剛性に関してこれらの現場計測結果から得られた諸点は次のとおりである。

① いずれの現場においても、 α および β_2 が継手部応力度の増加に伴って減少することが観察された。

② 継手部の応力レベル 1000 kgf/cm² 程度における単一鋼矢板に対する鋼矢板土留め壁の断面二次モーメントは、現場Aで 1.3 倍 ($\alpha=0.43$)、現場Bで 1.5 倍 ($\alpha=0.38$)、現場Cで 1.4 倍 ($\alpha=0.35$) 程度の値が得られ

た。しかし、現場Cでみられるように応力レベルが 1400 kgf/cm² 程度に上がると、上記の倍率は 1.4 から 1.3 倍程度に低下している点に留意すべきである。

③ 継手部の断面係数の低減係数 β_2 は応力度によってかなりの差はあるが、応力度 1000 kgf/cm² 程度においては現場Aで $\beta_2=0.61$ 、現場Bで $\beta_2=0.58$ 、現場Cで $\beta_2=0.55\sim 0.65$ とほぼ同程度の値となっていた。しかしながら、現場Cでみられるようにさらに応力度が増加して 1400 kgf/cm² 程度となると、 $\beta_2=0.45$ とかなり低い値に低下している点に留意すべきである。

なお、 $\beta_2=0.45$ によって低減された V_L 型による鋼矢板の継手部断面係数は単一鋼矢板の約 1.36 倍の値である。

5. 結 語

鋼矢板壁体の断面剛性を把握すべく、組み合わせ鋼矢板の地上における載荷試験、軟弱地盤中に打ち込まれた組み合わせ鋼矢板への水平載荷試験および実際の鋼矢板土留め壁における計測を実施した。載荷試験で用いた矢板はⅢ型のみであり、対象地盤も比較的軟弱なものに限定され、得られたデータに必ずしも一般性があるとはいえないが、今回の研究範囲に限定すれば鋼矢板壁体の断面剛性に関して次の諸点が得られた。

(1) 鋼矢板壁体の断面剛性を支配する要因は周辺の土をも含めた矢板継手部における抵抗力であり、これは矢板のかみ合わせによる粘着力のな力と摩擦力によって構成される。

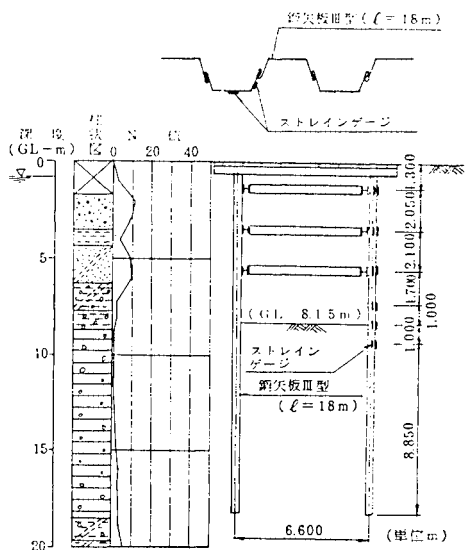


図-14 現場Aの土留め架構

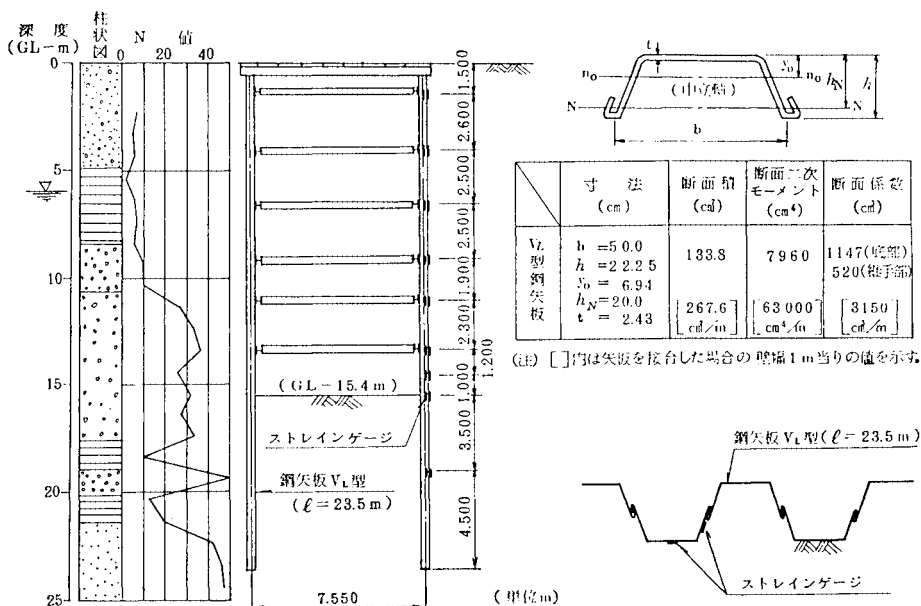
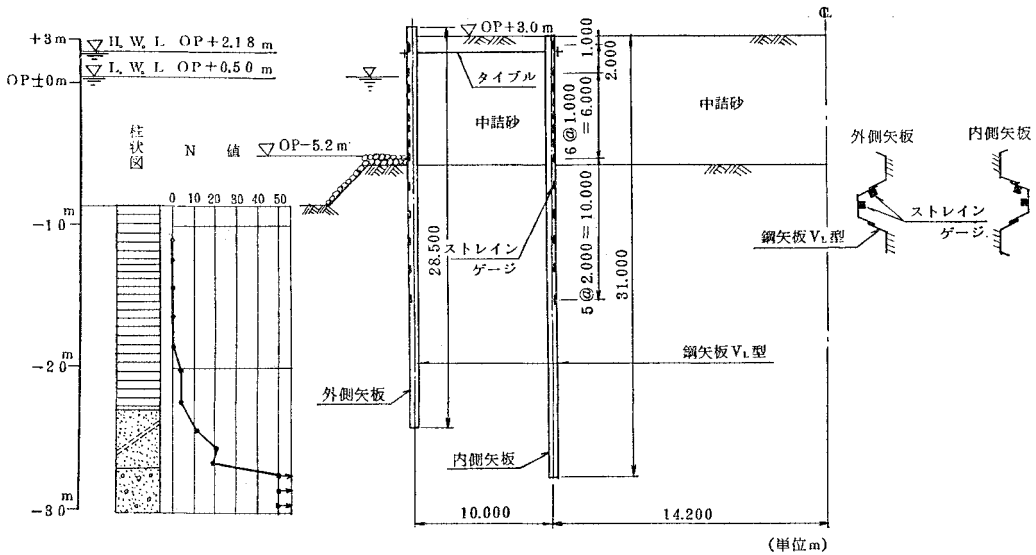
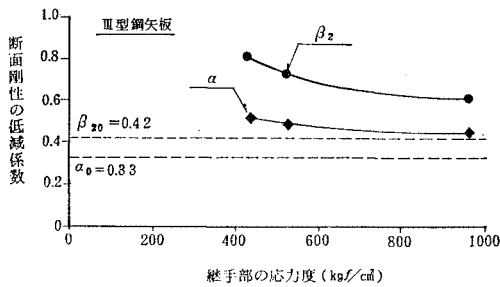


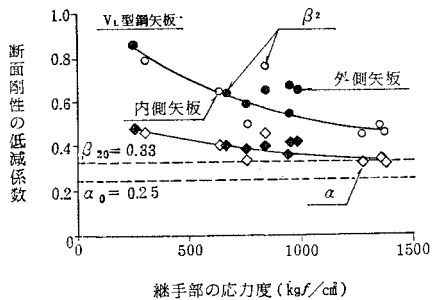
図-15 現場Bの土留め架構



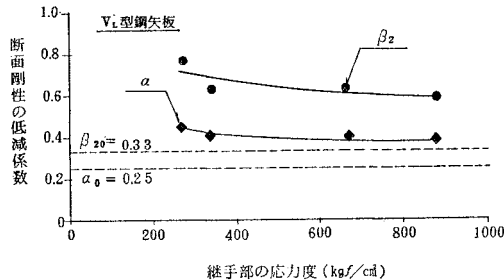
図—16 現場 C の 2 重締切り



図—17 断面剛性の低減係数と継手部の応力度との関係 (現場A)



図—18 断面剛性の低減係数と継手部の応力度との関係 (現場C)



図—19 断面剛性の低減係数と継手部の応力度との関係 (現場B)

(2) 鋼矢板壁体の設計上必要な断面係数は継手部断面係数であり、これは作用応力の増加とともに減少する。

(3) 軟弱地盤中の鋼矢板壁体の継手部断面係数は単一鋼矢板の継手部断面係数の約 1.3 倍程度確保できているようである。

(4) 鋼矢板壁体の変形計算に用いる断面二次モーメントも、ほぼ単一鋼矢板の 1.3 倍程度の値を用いても実用上差し支えないと思われる。

(5) 鋼矢板壁体の断面係数は作用応力レベル、周辺

地盤条件、土留め架構の構造体等によって異なると考えられるため、現場計測によって安全性を確認しながら施工することが望ましいと考えられる。

謝 辞：本研究をまとめるにあたり、種々助言いただいた神戸大学工学部 谷本喜一教授をはじめ、載荷試験や現場計測にご協力いただいた関係者各位に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 首都高速道路公団：仮設構造物設計規準，p. 55, 1972 年 9 月。
- 2) 青木楠男：鋼矢板に関する二・三の実験，土木学会誌，Vol. 18, 別冊，pp. 47~56, 1932 年 6 月。
- 3) 安蒜忠夫・伊藤光康・富坂俊機：噴合わせた U 型シートパイルの剛性に関する実験，日本建築学会論文報告集，号外，p. 264, 1967 年 10 月。
- 4) 玉置 脩：現場技術者のための土留・締切計画・設計の最新手法と実例，近代図書，pp. 151~153, 1980 年 6 月。
- 5) 古藤田喜久雄・松浦良治：切梁解体時の矢板の撓み，日本建築学会論文報告集，号外，p. 353, 1965 年 9 月。
- 6) 安蒜忠夫・伊藤光康・富坂俊機：現場に於けるシートパイルの曲げ剛性に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国)，pp. 643~644, 1968 年 10 月。
- 7) 楠本千賀志：鋼矢板土留壁の変形と土圧，土と基礎，

- Vol. 21, No. 11, pp. 35~40, 1973 年 11 月.
- 8) 白川礼治・長谷川昌弘・村上清基：鋼矢板の曲げ剛性の測定，土木学会第 34 回年次学術講演会講演概要集，第 3 部，pp. 423~424, 1979 年 10 月.
 - 9) 山川純雄・後藤芳顕：水平鋼管矢板の継手による荷重分配作用の解析，土木学会論文報告集，第 301 号，pp. 1~12, 1980 年 9 月.
 - 10) 後藤芳顕・山下彰章・飯田 毅：水平鋼管矢板構造の継手による荷重分配性状，土木学会論文集，第 344 号/I-1, pp. 243~252, 1984 年 4 月.
 - 11) Bower, J.E. : Predicted Pull out Strength of Sheet-Piling Interlocks, Proc. of ASCE, Vol. 99, No. SM 10, pp. 765~781, Oct., 1973.
 - 12) Kay, J.N. : Sheet Pile Interlock Tension--Probabilistic Design, Proc. of ASCE, Vol. 102, No. GT 5, pp. 411~423, May, 1976.
 - 13) Maitland, J.K. and Schroeder, W.L. : Model Study of Circular Sheet Pile Cells, Proc. of ASCE, Vol. 105, No. GT 7, pp. 805~821, July, 1979.
 - 14) 鴻池一季・小野紘一・浜野隆司：鋼矢板の継手効率に関する実験的考察，第 20 回土質工学研究発表会，昭和 60 年度発表講演集，pp. 1197~1200, 1985 年 6 月.
 - 15) 竹居重男・村松敬一郎・鴻池一季・小野紘一・中條明美：鋼矢板大型二重締切りの施工と計測管理，第 19 回土質工学研究発表会，昭和 59 年度発表講演集，pp. 1135~1136, 1984 年 6 月.
 - 16) 芦原栄治・竹居重男・鴻池一季・松浦良和・浜野隆司：鋼矢板大型二重締切りの挙動，第 19 回土質工学研究発表会，昭和 59 年度発表講演集，pp. 1137~1139, 1984 年 6 月.
- (1986.1.20・受付)

計 測

試 験

計 算

計画・調査・設計・施工管理

.....土木構造物の埋設計器による測定

.....模型試験・室内試験・現場試験

.....プログラムの作製・計算の実施

.....各種

- 計測は計器納入、据付、測定、解析を一環して行ないます。
- 水理模型試験、構造模型試験、土質試験、コンクリート試験
岩盤試験、地耐力試験その他多年の経験を持っています。
- (株)開発計算センターと特約、最新鋭の大型コンピュータを
使用いたします。
- その他一般土木技術に関する御相談をお待ちしています。

株式会社

八重洲土木技術センター

代表取締役 中村龍雄
取締役 榎本嘉信

東京都中央区日本橋茅場町1-6-12 共同ビル内 電話 東京(03)666局5503(代表)