

掘削山留めに用いられる二重矢板壁の解析手法の検討

ANALYSIS METHOD OF DOUBLE SHEET-PILE WALL STRUCTURES USED FOR RETAINING WALLS IN EXCAVATION WORK

水谷 太作*, 脇屋 泰士*, 烏野 清**, 北川 正一***

Taisaku MIZUTANI, Yasushi WAKIYA, Kiyoshi UNO and Syoichi KITAGAWA

*工修 川崎製鉄(株) 建材センター 鋼構造研究所 (〒263 千葉市稲毛区長沼町 351)

**工博 九州共立大学 工学部 (〒807 北九州市八幡西区自由ヶ丘 1-8)

***理修 九州国際大学 法経学部 (〒805 北九州市八幡東区枝光 5-9-1)

A numerical analysis method of the static deformation of double sheet-piles wall used for retaining wall and cofferdam is herein examined.

In the first part of this report, analytical treatments based on Sawaguchi's theory were shortly reviewed and the unconditional solution of the basic equation was also presented. That is more applicable to the general use such as the case that bending rigidity or embedment depth of one sheet-piles wall is different to another wall.

Secondly, the applicability of the analytical method to the double wall using for excavation works was examined through comparing to the model test results.

It was grasped that the method is useful for excavation problems and that the elastic modulus of filling sand and the coefficient of lateral reaction of rear wall must be evaluated properly.

Key Words: double sheet-pile wall, cofferdam, excavation, numerical analysis

1. 緒言

二重矢板壁は、二列に打設した鋼矢板あるいは鋼管矢板の間に土砂を中詰して構成される構造物である。優れた施工性、耐荷力、止水性などの特徴から、港湾や河川でのドライワークのための仮締切堤や、護岸、係船岸、防波堤などの永久構造物に利用されている。

二重矢板壁の設計法として慣用法は実績があるものの、力のつり合いに着目した手法であり、変形の照査までは行なわないことから、必ずしも挙動特性を反映したものとはなっていない。沢口は二重矢板壁の変形特性を評価できる解析法の研究を行い、矢板と中詰砂と地盤との複合構造物としてサンドイッチ梁と同様な変形解析を行うモデル(Fig. 1)を提案した。このモデルでは根入れ部は仮想固定点の概念を利用して、弾性体が中詰さ

れたラーメン状の構造と考えている (Fig. 2)。また大堀らは沢口法を拡張して根入れ部に Chang の式を適用した方法²⁾を提案している。(Fig. 3)

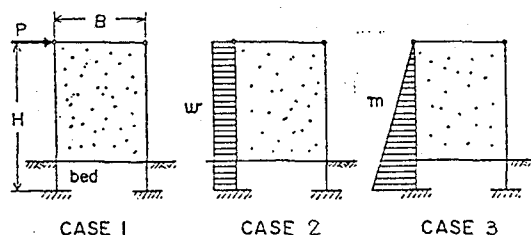


Fig. 2 沢口の仮想固定点モデル

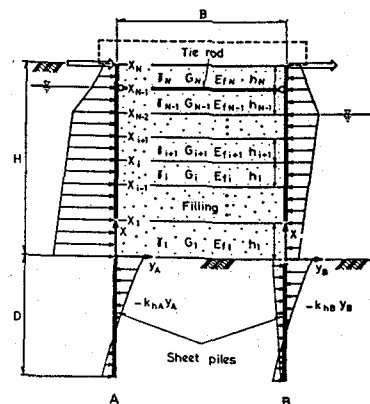


Fig. 3 大堀らの解析モデル

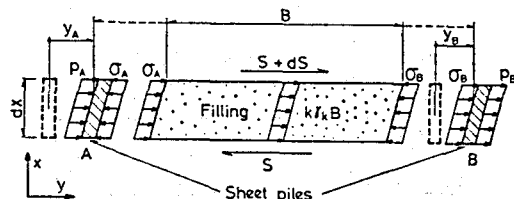


Fig. 1 沢口のせん断変形モデル (微小スライス)

しかし、これらの手法は2列の矢板の剛性や根入れ長が同じ場合にのみ解析解が得られており、止水性を確保するために片側の矢板の根入れを長くしたり、地盤の不陸や経済性を考慮して矢板の剛性を変えたりしている締切工事の実態に十分には対応できないものである。

こうした観点から、筆者らは矢板の剛性や根入れ長が異なる場合の解析が可能となるように、大堀らの解析法をさらに拡張した異剛性二重壁の解析手法の研究^{3)~5)}を進めてきている。

ところで、二重矢板壁は水域での仮締切工としての利用は多く、情報化施工の報告もかなり見られるようになってきてはいるが、二重壁の挙動特性の複雑さから、締切工事の情報化施工に対して上述のような解析法を適用した事例は少なく、設計手法の検討にフィードバックされるまでの成果は得られていないのが実情である。

そこで本報では、二重矢板壁の合理的な計測管理手法、設計手法の確立を目指して、提案法を掘削山留め問題へ適用し、模型実験による検証を行った。

2. 掘削山留めに二重矢板壁を用いる場合の課題

一重矢板壁による山留めや締切工では、小規模なもので経験に基づく慣用法が用いられていることを除くと、一般には弾塑性法（中村・中沢法）⁶⁾がよく用いられている。また、これを少し修正した大深度山留めの設計手法も提案されている⁷⁾。

基本的な考え方は、矢板の背後地盤は主働化し、前面地盤は弾塑性のパネ反力とするものである。掘削の進行に伴って、パネ反力を期待する前面地盤がなくなってゆき、背面側の主働化領域は深くなる。

一方、二重矢板壁の場合は、締切工としては護岸と同様の設計手法が用いられ、掘削を伴う山留め工としては通常切梁支保工が併用されることから、上述の一重切梁工法に準じた設計を行っている。

自立型二重壁を用いた山留め工の実施例はあるものの、掘削問題としての設計上の取り扱いが明確にはなっていない。

その要因として、矢板が2列になり、間に中詰土が存在することで、掘削時に生じる地盤の変形状態や各矢板に作用する外力・反力の発生状況が明確にならないことが多いものと思われる。

既に著者らは、簡単な模型実験によって切梁の有無による山留め型二重壁の挙動の相違について報告している⁸⁾。これらによると、切梁のない自立二重壁では全体系の曲げせん断変形が生じており、部分的には中詰部の応力の状態の評価が重要であることが明らかになっている。

今回、より現実 に即した異剛性二重壁を用いた山留め工の評価手法を検討するにあたり、その前段として上述のような掘削問題への適用性という観点を中心に評価を行った。

3. 模型実験の概要

3.1 模型実験の方法

今回の実験は、異剛性二重矢板壁の解析手法の検証のために行った一連の実験^{3),4)}の中で、1ケースのみ実施したもので、解析と比較することを念頭において、単純なモデルで行っている。

実験は Fig.4 に示すように、横 2.5m、奥行き 1.5m、深さ 1.2m の実験槽を用いて行った。地盤は Table 1 に示す物性の鹿島産 6 号珪砂を乾燥状態で用いている。

模型矢板は厚さ 3mm のアルミ板で、土槽側面の影響を緩和するために奥行き方向に 3 分割し、中央部を計測対象としている。

模型壁体は、2 列の矢板模型を所定間隔で土槽に仮固定し、土槽内に中詰部、前面、背面の順に投入量を管理しながら 10cm 厚さで砂を投入し、逐次下方から仮固定を外してゆく方法で構築した。

模型壁が完全に埋められた状態を計測の初期とし、二重壁前面を最大 70cm まで 10cm ずつ掘削してゆき、変形挙動を調査している。

模型地盤の物性は、前面、背面、中詰部あるいは深さ方向などの部位によって多少のばらつきは見られるも

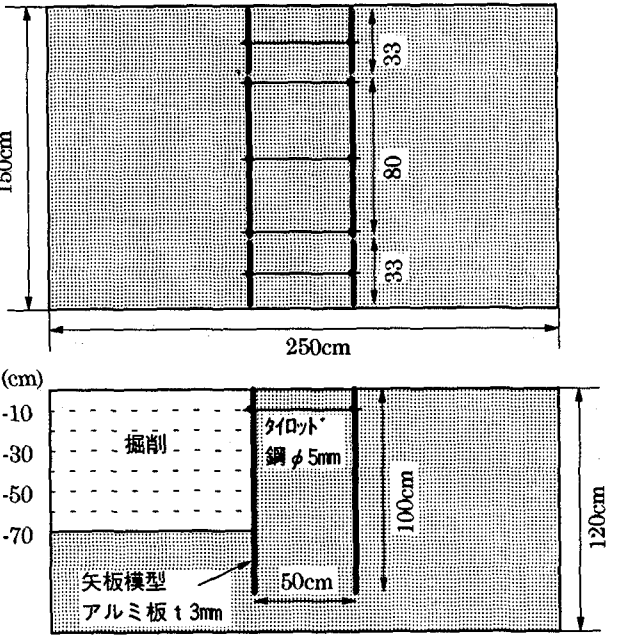


Fig. 4 模型実験の概要図

Table 1 鹿島 6 号珪砂の物理的性質	
均等係数 U_c	2.1
最大乾燥密度 ρ_{dmax}	1.704 g/cm ³
最少乾燥密度 ρ_{dmin}	1.394 g/cm ³
土粒子比重 G_s	2.729

EI_i : 矢板の曲げ剛性、 y_i : 矢板の水平変位
 B : 二重壁の堤体幅、 G : 中詰砂のせん断弾性係数
 E_s : 中詰砂の圧縮弾性係数、 p_i : 矢板への分布外力
 次の変数変換により Eq.(1),(2)は Eq.(5)となる。

$$u(x) = \begin{pmatrix} y_1' \\ y_2' \\ y_1 \\ y_2 \end{pmatrix}, \quad w(x) = u'(x) = \begin{pmatrix} y_1'' \\ y_2'' \\ y_1' \\ y_2' \end{pmatrix} \quad \text{Eq.(3)}$$

$$A_4 = \begin{pmatrix} a \begin{pmatrix} \alpha_1 & \alpha_1 \\ \alpha_2 & \alpha_2 \end{pmatrix} & b \begin{pmatrix} -\alpha_1 & \alpha_1 \\ \alpha_2 & -\alpha_2 \end{pmatrix} \\ E_2 & O \end{pmatrix}, \quad C(x) = \begin{pmatrix} \alpha_1 p_1(x) \\ \alpha_2 p_2(x) \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad \text{Eq.(4)}$$

$\alpha_i = 1/(EI)_i$, $a = BG/4$, $b = E_s/B$ ($i=1,2$)
 E_j : unit matrix of rank j

$$\begin{pmatrix} w(x) \\ u(x) \end{pmatrix}' = \begin{pmatrix} O & A_4 \\ E_4 & O \end{pmatrix} \begin{pmatrix} w(x) \\ u(x) \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} C(x) \\ O \end{pmatrix} \quad \text{Eq.(5)}$$

このマトリックス表示の基礎式の解は、次の固有値を介して、Eq.(9),(10)のように求まる。

$$T^{-1}A_4T = D_4 = \begin{pmatrix} \lambda_1 & & & \\ & \lambda_2 & & \\ & & \lambda_3 & \\ & & & \lambda_4 \end{pmatrix} \quad \text{Eq.(6)}$$

$$\phi(\lambda) = |A_4 - \lambda E_4| = \lambda(\lambda^3 - a(\alpha_1 + \alpha_2)\lambda^2 + b(\alpha_1 + \alpha_2)\lambda - 4ab\alpha_1\alpha_2) \quad \text{Eq.(7)}$$

$$D_4 = \begin{pmatrix} \lambda_1 & & & \\ & \lambda_2 & & \\ & & \lambda_3 & \\ & & & 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} D_3 & \\ & 0 \end{pmatrix} \quad \text{Eq.(8)}$$

$$u(x) = T \begin{pmatrix} \sqrt{D_3}^{-1} \sinh(x\sqrt{D_3}) & 0 \\ 0 & x \end{pmatrix} T^{-1} w(0) + T \begin{pmatrix} \cosh(x\sqrt{D_3}) & 0 \\ 0 & 1 \end{pmatrix} T^{-1} u(0) \\ + T \begin{pmatrix} D_3^{-1} (\cosh(x\sqrt{D_3}) - E_3) & 0 \\ 0 & x^2/2 \end{pmatrix} T^{-1} C_1 \\ + T \begin{pmatrix} \sqrt{D_3}^{-3} (\sinh(x\sqrt{D_3}) - x\sqrt{D_3}) & 0 \\ 0 & x^3/6 \end{pmatrix} T^{-1} C_2 \quad \text{Eq.(9)}$$

$$w(x) = u'(x) \quad \text{Eq.(10)}$$

また、根入れ部のように作用力が変位に比例する地盤反力の場合は、Eq.(11)の関係をを用いることになるが、Eq.(12),(13)に示すように、基礎式の基本構造は変わらず、解は Eq.(14)となる。なお、根入れ部で中詰部分のせん断、圧縮を見込まない場合は、 $a=b=0$ となる。

$$p_i = -k_h y_i \quad (i=1,2) \quad \text{Eq.(11)}$$

$$\begin{pmatrix} w(x) \\ u(x) \end{pmatrix} = \exp \left[x \begin{pmatrix} O & \tilde{A}_4 \\ E_4 & O \end{pmatrix} \right] \begin{pmatrix} w(0) \\ u(0) \end{pmatrix} \quad \text{Eq.(12)}$$

$$\tilde{A}_4 = \begin{pmatrix} a \begin{pmatrix} \alpha_1 & \alpha_1 \\ \alpha_2 & \alpha_2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} -\alpha_1(b+k_h) & \alpha_1 b \\ \alpha_2 b & -\alpha_2(b+k_h) \end{pmatrix} \\ E_2 & O \end{pmatrix} \quad \text{Eq.(13)}$$

$$u(x) = \tilde{T} \sqrt{D_4}^{-1} \sinh x \sqrt{D_4} \tilde{T}^{-1} w(0) + \tilde{T} \cosh x \sqrt{D_4} \tilde{T}^{-1} u(0) \quad \text{Eq.(14)}$$

$$w(x) = u'(x)$$

4.2 解析に用いる土質定数

解析には、横方向地盤反力係数 k_h と中詰部のせん断弾性係数 G 、圧縮弾性係数 E_s の3つの土質に関する定数を用いており、大堀らの研究では変形量に応じた非線形表現が提案されている。今回の解析では、各定数を以下のように考えている。

(1)横方向地盤反力係数 k_h

今回の前面掘削実験は、背面からの載荷実験を中心とした一連の実験13ケースの中の1つとして実施したものである。各ケースにおいて Fig. 5 に示した模型杭の簡易水平載荷試験を行って水平抵抗特性を評価した。

地盤を5層モデルにして、変位、曲げびずみから逆解析によって、各層の k_h 値を算出した。

また、非線形性は地表面変位量 y_g との関係で、

$$k_h = k_{h0} \cdot y_g^{-0.5} \quad k_{h0}: y_g=1\text{cm 時の } k_h \quad \text{Eq.(15)}$$

と表現でき、 k_{h0} の評価は Table 2 のとおりであった。

これより、今回の模型実験の評価は、地表面からの深さ $z(\text{cm})$ を用いて、次式で評価できる。

$$k_{h0} = 0.03 z \quad \text{Eq.(16)}$$

また、壁幅の影響を知るために、100cm 幅の壁模型の簡易載荷試験を実施し、パイロット杭と同様の逆解析評価を行い (Fig. 7 に例示)、次の結果を得た。

$$k_{h0\text{wall}} = 0.007 z \quad \text{Eq.(17)}$$

この結果では、杭幅 5cm のパイロット杭に比べて、0.23 倍に反力係数が低減している。道路橋示方書などでは、載荷幅比の $-3/4$ 乗の関係が定義されており、載荷幅比が $100/5=20$ であるので、反力係数比は 0.106 となるが、壁模型の実験では土槽側壁の影響を受けるため、若干高めの値となったものと思われる。二重壁の実験でも側壁の影響があるため、壁杭の結果をそのまま用いることが妥当と思われる。

以上の結果に基づき、解析では Eq.(15)、Eq.(17)を用いるものとした。

Table 2 模型杭試験からの k_h の逆解析結果

	地盤反力係数 k_{h0} (kgf/cm ³)			
	最小値	最大値	平均	標準偏差
1層目	0.229	0.375	0.299	0.032
2層目	0.432	0.842	0.601	0.084
3層目	0.637	1.132	0.919	0.162
4層目	1.257	1.497	1.388	0.070
5層目	0.961	1.716	1.580	0.187

の、投入砂量からの算定および地盤内に埋め込んだ計量升による測定からは、40～50%の相対密度を有する比較的緩い地盤であった。

また、この模型地盤の水平地盤反力特性を知るために背面地盤部に模型杭を設置して、簡単な水平載荷試験 (Fig.5)を併せて実施している。

3.2 模型実験結果の概要

(1)掘削実験の結果

解析との比較検証が主眼で、1つの実験のみから多くのことは述べられないが、模型実験結果について簡単に述べておく。

第3掘削ステップ (30cm掘削) までは変形が小さかったのでこれらを割愛して、40cmから70cm掘削時のたわみ分布 (ひずみゲージ値から求めたもの)、曲げモーメント分布を Fig. 6 に示す。

たわみ分布からは、明らかに中詰部は体積が増加し、応力的には初期の地盤内応力が緩和される方向であることがうかがえる。

また、実験の観察でも掘削の進行に伴って中詰部地表面が沈下する状況が見られた。せん断による負のダイレタンシーの要因もあろうが、基本的には相対変位による容積増加によるものと思われる。

変形状況から見ると、60cm、70cmの掘削で急激に変位、曲げモーメントとも増加しており、実構造物としての許容レベル以上と思われる過度な変形が生じている。前面の根入れが小さくなることで水平地盤反力が足りなくなり、背面側矢板の抵抗でなんとか自立している状況と考えられる。

こうした観点から結果を眺めると、掘削途中までは前面の矢板の抵抗が支配的で、前面の抵抗が不十分になった段階で背面矢板の抵抗が有効になっているように思われる。

4. 模型実験の解析

4.1 解析手法の概要

緒言に述べたように、大堀らの方法を拡張した解析法を用いて、前面掘削模型実験のシミュレーションを行った。同時に、土質定数のパラメトリック・スタディーにより、解析方法の妥当性の分析を行っている。

用いた解析手法の詳細は既報を参照いただくものとして、ここでは概要のみを紹介しておく。

力学モデルのイメージは前掲 Fig.3 のものと同じであるが、A,B 2列の矢板の根入れ長および曲げ剛性が異なる状態をも考慮している。変形を表現する基礎式、及びその一般解は次のとおりである。

$$(EI)_1 y_1''' = \frac{1}{2} \left(\frac{BG}{2} (y_1'' + y_2'') - \frac{2E_s}{B} (y_1 - y_2) \right) + p_1$$

$$(EI)_2 y_2''' = \frac{1}{2} \left(\frac{BG}{2} (y_1'' + y_2'') + \frac{2E_s}{B} (y_1 - y_2) \right) + p_2$$

Eq.(1),(2)

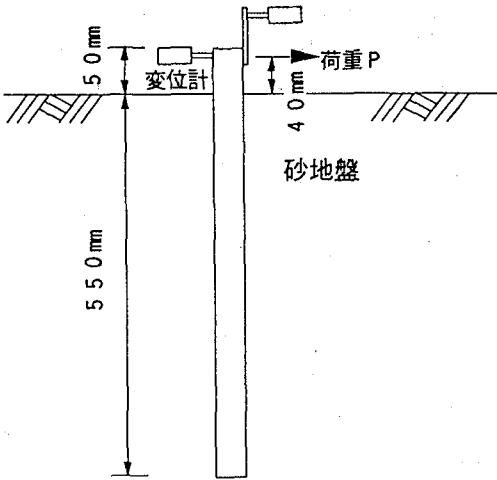


Fig. 5 模型杭の簡易水平載荷試験図

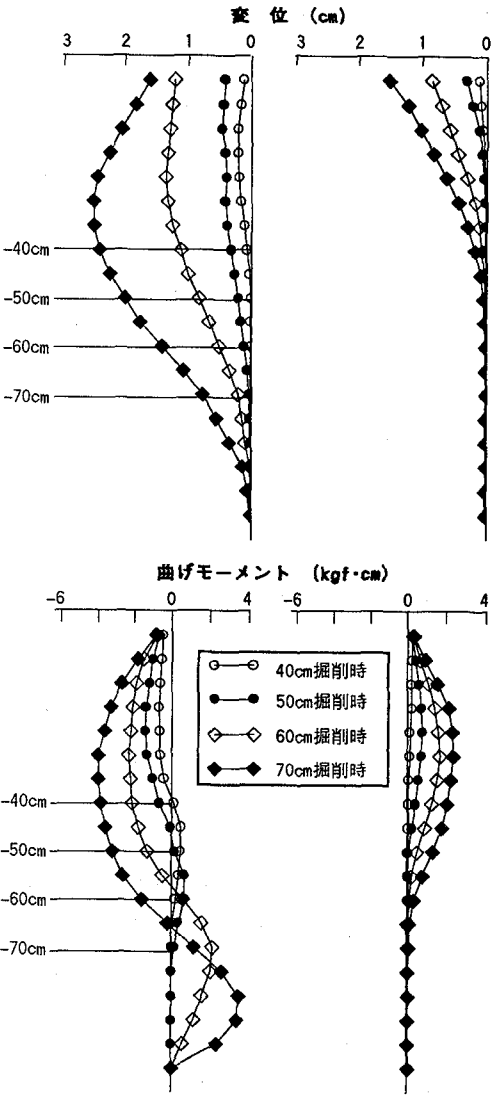


Fig. 6 前面掘削模型実験結果
 <変位分布 (上) と曲げモーメント分布 (下) >

(2)せん断弾性係数 G

大堀らの研究では、拘束圧を変えた単純せん断試験の結果から、せん断弾性係数 G を求めているが、今回は詳細な土質試験ができなかったため、次のように設定した。

二重矢板壁の背面からの水平載荷実験結果に対して、(1)で求めた k_h を用いた解析で最も挙動を良く表現する G の値を逆算評価した (Eq.(18))。

$$G = 0.1213 \times \theta^{-0.418} \quad \theta: \text{せん断ひずみ} \quad \text{Eq.(18)}$$

さらに、地盤面変位との関係で整理した結果が Fig. 8 であり、本解析ではこの関係から G を設定した。

また、圧縮弾性係数 E_s については、

$$E_s = 2(1+\nu) \cdot G \quad \text{Eq.(19)}$$

の関係から求め、この際 $\nu = 0.2$ とした。

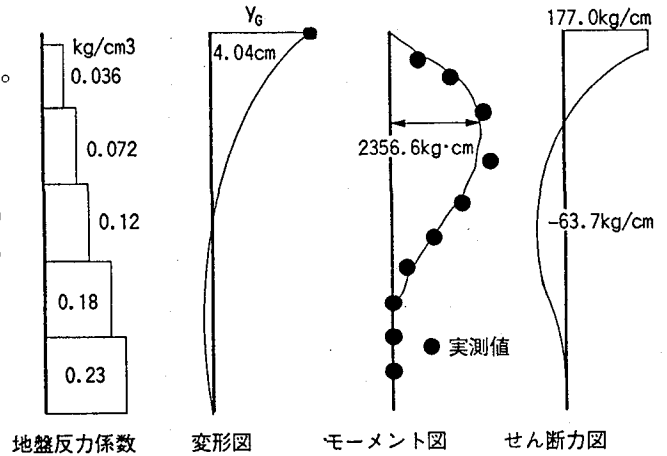


Fig. 7 地盤反力係数の逆算 (壁杭模型の例)

4.3 作用外力の考え方

解析は実験と同様に、模型二重矢板壁が完全に埋まった状態を初期として、掘削に伴う変形を求めるものである。この際、掘削による土圧バランスの崩れにより変形が引き起こされ、新たな釣合い状態へ移行するものと考えられる。しかし、掘削問題での壁面土圧自体が地盤の変形や矢板剛性との関係で必ずしも明確ではないうえに、二重矢板壁の場合には前面地盤、中詰部、背面地盤が存在し、状況はさらに複雑になっている。

ここでは、多少大胆な想定となるが、簡便さを考慮して、Fig. 9 の作用力モデルを用いるものとした。

なお、主動土圧、受働土圧は、次の式で算出した。

$$P_a = \gamma z(1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$$

$$P_p = \gamma z(1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$$

$$\gamma = 1.50 \text{ gf/cm}^3, \quad \phi = 38.3 \text{ 度}$$

なお、類似の実験などでも、二重壁背後の地盤も主動化により土圧が減少がすることが確認されているが、全体変形への影響は小さそうなので無視した。

また、中詰砂の応力変動は、解析手法の中で表現されている。

4.4 計算方法

実際の解析は地盤多層系のモデルとし、掘削底から上の部分を5層に、下の部分を10cm厚を基本に4~7層に分割して計算している。

また、先に述べた G 、 E_s 、 k_h の非線形性については、計算コードの中には直接取り込まず、実験結果の変形量を参考にして、変形後の値を直接設定する方法をとった。

4.5 解析結果

解析では、地盤定数 G 、 E_s 、 k_{ha} 、 k_{hb} の設定の仕方をを変えてパラメトリックな分析を行っている。なお、 k_{ha} は掘削側の矢板、 k_{hb} は背面矢板の k_h である。

(1)最適解

まず、実挙動を良く表現できた結果を Fig. 10 に示す。この解析ケースでは、先に述べた G 、 k_{ha} を用い、 E_s 及び k_{hb} を 0 とすることで、変位分布、モーメント分布とともに非常に良く一致する結果が得られた。

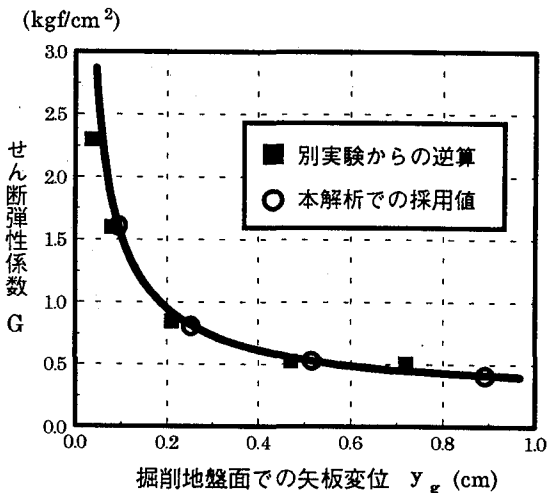
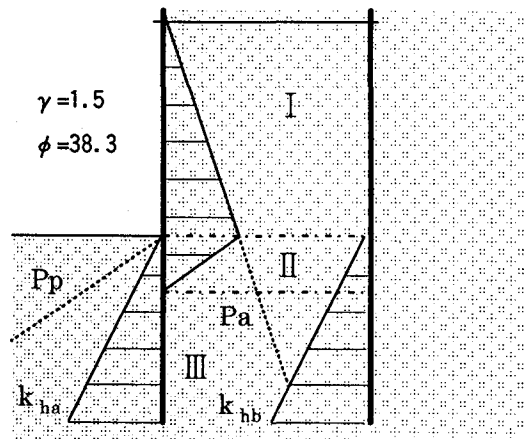
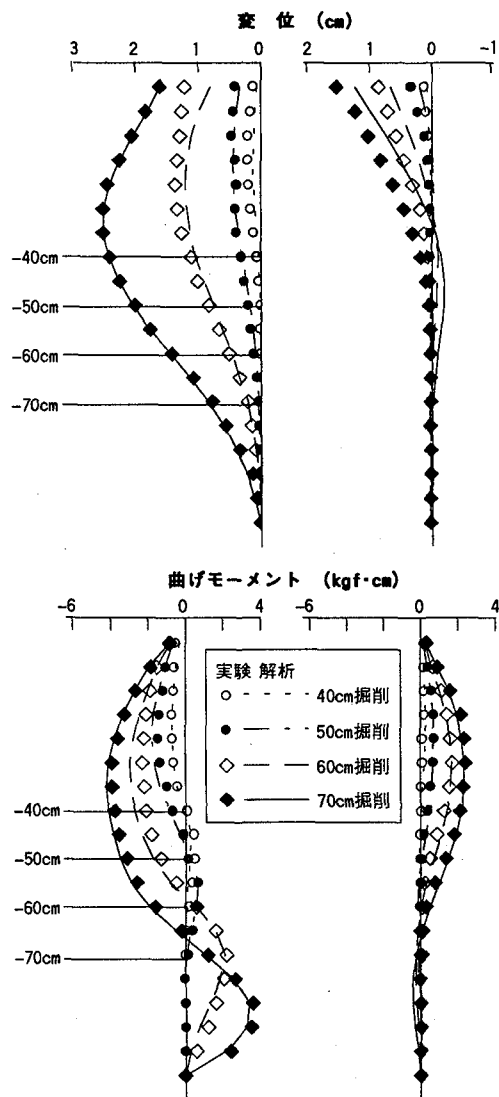


Fig. 8 二重壁模型載荷実験時のせん断弾性係数 G の逆解析結果



領域Ⅰ：せん断・圧縮を見込む
領域Ⅱ：せん断・圧縮+地盤反力
領域Ⅲ：地盤反力を見込む

Fig. 9 掘削挙動解析に用いた作用力モデル



掘削 (cm)	E_s (kgf/cm^2)	k_{hB} (kgf/cm^3)	G (kgf/cm^2)	前面表層 k_{hA} (kgf/cm^3)
40	0.001	0	1.553	0.212
50			0.941	0.169
60			0.547	0.099
70			0.400	0.083

Fig. 10 解析結果 (最適な条件設定の場合)

E_s については、中詰部が緩むような変形状を示していることから、土の引張剛性として0に近い値を用いることは妥当と考えられる。厳密には、中詰部の初期水平拘束圧に近い値までは、応力緩和として有効であるとも考えられるが、砂が緩詰めであり拘束圧が小さいこと、せん断に伴う負のダイラテンシーが生じること、などの要因より、 $E_s=0$ とみなしうるものとする。

一方、 k_{hB} については、中詰部のせん断剛性によって背面矢板の受けるタイロッドなどからの力を前面へ分散伝達し、背面矢板根入れ部に变形があまり生じないため、 $k_{hB} \approx 0$ で挙動がうまく表現できたものと思われる。

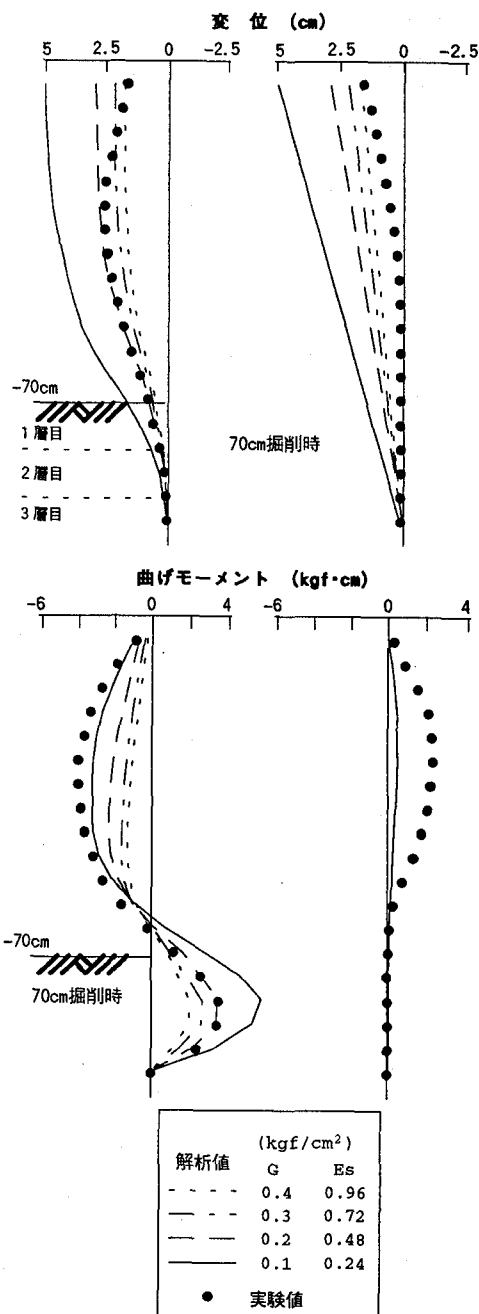


Fig. 11 E_s の影響評価

実際には、掘削側矢板が根入れ部も含めて前方へ変位し、中詰領域は地中部においても応力緩和が生じている可能性がある。今回の解析モデルではこの点を考慮していないことから、応力緩和分と地盤反力分がほぼ均衡するような形となり、上述のように $k_{hB} \approx 0$ で挙動が表現できているのかもしれない。現状では詳細な吟味ができない所であり、背面矢板の抵抗力を地盤反力係数のような形で独立して扱って良いものかどうかも含めて、今後の課題と考える。

(2) パラメトリック・スタディーの結果

各土質定数が解析結果に与える影響及び掘削問題での取り扱い方を吟味するために、パラメトリック・スタディーを実施した。その例を示す。

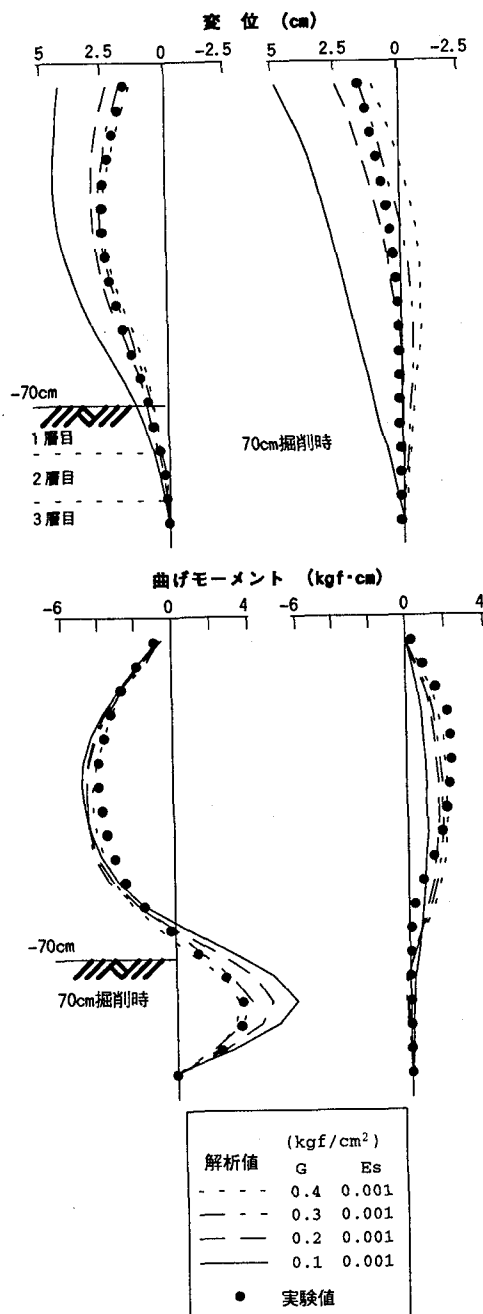


Fig. 12 Gの影響評価

G、 k_{hA} 、 k_{hB} は最適値のままにして、中詰砂の圧縮・引張剛性 $E_s \neq 0$ (Eq. 19で定義)とした場合の解析結果を Fig. 11 に示す。中詰部が膨張しようとするため、背面矢板を引っ張るような結果となっており、実験結果と合わない。

また、 E_s 、 k_{hA} 、 k_{hB} は最適値のままで、Gの影響を調べた結果を Fig. 12 に示す。Gの大きさは変位にかなり影響を与えることが分かる。

一方、掘削側矢板の地盤反力係数 k_{hA} 、のみを変化させた解析結果が Fig. 13 であり、掘削側矢板の変形に大きく影響することが分かる。

以上の結果から、中詰部の引張剛性を無視する解析が望ましいこと、最適解での設定がある程度妥当なものであること、が理解できる。

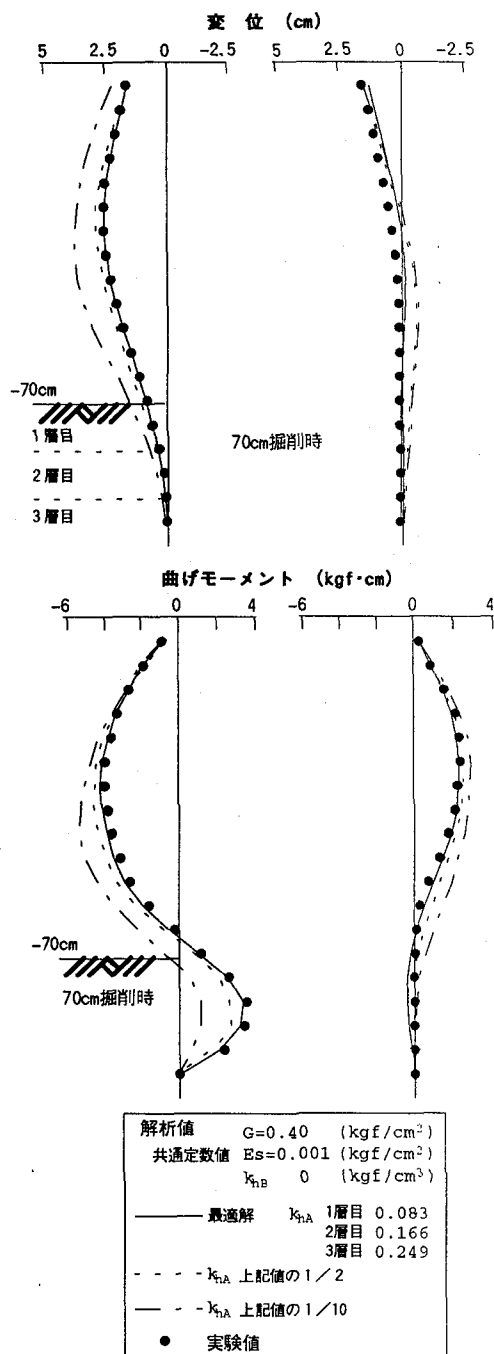


Fig. 13 k_h の影響評価

(3)異剛性二重壁の試算例

Fig. 5、Fig. 10 に示したように2列の矢板の剛性が等しい場合には、背面側に比べて、掘削側の矢板の曲げモーメント（等剛性の場合には曲げ応力と同義になる）がかなり大きくなっている。設計的に考えれば、前面側の変位量を許容値内に収め、かつ応力的には前面・背面矢板ともに許容応力に近い値となるように部材選定することが経済的である。前面掘削型の場合には、前面矢板の剛性が支配的となっているので、前面矢板の剛性を高くすることが合理的と思われる。

そこで、Fig. 10 の計算条件に基づき、前面矢板のみの剛性を変化させる異剛性二重壁の試算を行った。

Fig. 14 に示すように、前面矢板の剛性増加に伴い、前背面矢板ともに曲げ変形が低減し、曲げひずみ（応

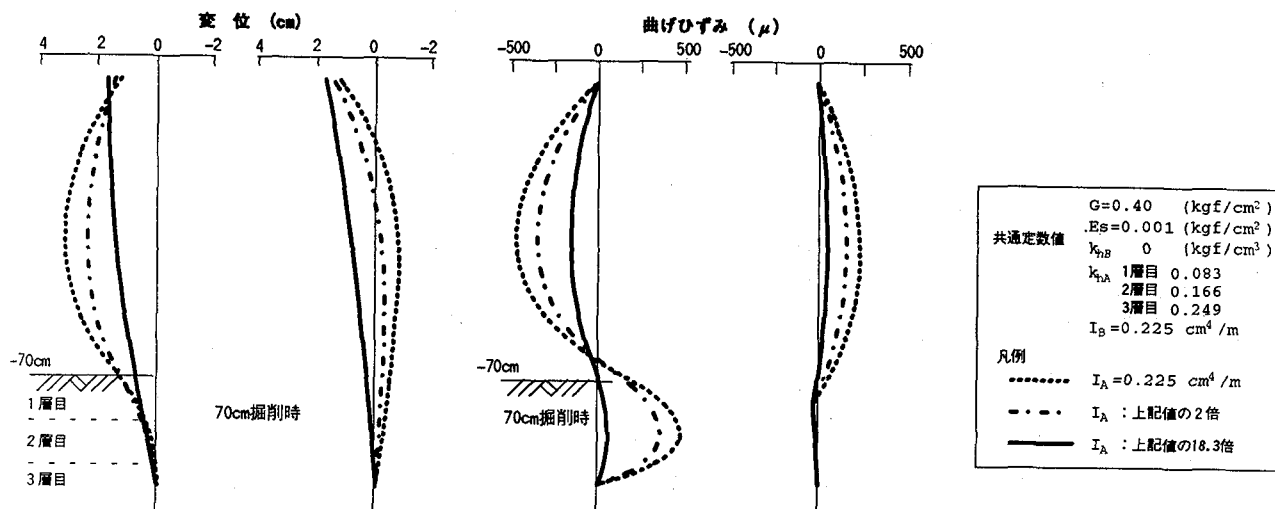


Fig.14 異剛性二重壁の計算例 (前面矢板の曲げ剛性のパラメトリック・スタディー)

力)も小さくなってゆく。曲げひずみの低下量は前面矢板の方が大きく、剛性増加の効果が明瞭である。逆にいえば、背面矢板の剛性を多少低下させても、前面矢板の変形は大きくは影響を受けないと考えられる。

2列の矢板の剛性に差を付けることによって、最適な設計が可能となり、本報告に用いた解析手法の有用性を示す例として紹介した。

5 結言

二重矢板壁の汎用的な解析手法の検討の一貫として、掘削山留めに利用する場合の解析手法の適用性について、解析的な検討を行った。

この結果、次の知見を得た。

- ① 著者らが提案している異剛性二重矢板壁の解析法は、掘削問題に対しても適用可能である。
- ② 前面掘削の場合、中詰部が応力緩和されることが多く、この場合、中詰の引張剛性を0とすることが必要であり、また、背面矢板の根入れ部地盤反力も有効に機能しない場合がある。

本報では、解析手法の適用性をパラメトリックな試算を中心に検討するに留まっているが、それも掘削問題ゆえの作用土圧、地盤反力などの設定の難しさに起因するところが大きい。今後は、FEM解析などを通じて、側圧やリバウンドに伴う地盤反力の低下や塑性化など、実現象の適切なモデル化について検討してゆきたい。また、実構造物の情報化施工データの分析についても別な機会に報告できればと考えている。

参考文献

- 1) M. Sawaguchi : Lateral Behavior of a Double Sheet Pile Wall Structure, Journal of the Japanese Society of Soil Mech. and Foundation Eng., Vol.14, No.1, pp.45-59, 1974.
- 2) 大堀晃一、莊司喜博、高橋邦夫、上田寛、原道彦、川井豊、塩田啓介：二重矢板式構造物の力学特性に関する研究、港湾技術研究所報告、第23巻、第1号、pp.103-151, 1984.
- 3) 水谷太作、脇屋泰士、烏野清、北川正一、浜野洋之：異剛性二重矢板壁の模型実験、第29回土質工学研究発表会
- 4) 烏野清、北川正一、浜野洋之、水谷太作、脇屋泰士：異剛性二重矢板壁の解析法の検証、第29回土質工学研究発表会
- 5) 水谷太作、脇屋泰士、烏野清、北川正一：異剛性二重矢板壁の解析、構造工学論文集、Vol.40A, pp.1473-1481, 1994.
- 6) 中村兵次、中沢章：掘削工事における土留め壁応力解析、土質工学会論文報告集、Vol.12, No.4, pp.95-103, 1972.
- 7) (財)先端建設技術センター編：大深度土留め設計・施工指針(案)、1994.
- 8) 塩見雅樹、佐々木義昭、押田和雄、水谷太作、脇屋泰士：二重矢板壁を用いた掘削山留め兼用締切工に関する模型実験、土木学会第49回年次学術講演会、pp.1066-1067, 1994.

(1996年9月6日受付)