

鋼矢板控え壁を有する自立式土留工の安定性 軟弱地盤を対象として

豊澤康男^{*}, 堀井宣幸^{**}, 藤田範夫^{***}, 佐藤光雄^{****},
宿利幸広^{****}, 衛藤 誠^{****}

Stability of Counterfort Sheet Pile Retaining Wall for Soft Ground

by Yasuo TOYOSAWA^{*}, Noriyuki HORII^{*}, Norio FUJITA^{**}, Mitsuo SATO^{***},
Yukihiro SHUKURI^{***} and Makoto ETO^{***}

Abstract: About 100 workers die in accidents during excavation at construction sites every year in Japan. There are many construction processes involved in the assembly of retaining walls such as installing wales, struts, braces, etc., as well as dismantling such materials. The complexity of these processes is one of the main causes of such accidents.

Cantilever sheet pile retaining method is the simplest method of earth support, as there is no need to install and dismantle earth supports inside the excavation site. Although this method is an effective way to avoid accidents, it can only be used for shallow excavation. Especially in soft ground, the penetration depth tends to be deeper and the costs higher when designed by some standard designs.

In order to overcome these problems, the counterfort sheet pile method (SCB method) was developed. This method uses counterfort retaining walls with some intervals along the conventional cantilever retaining wall. These counterfort retaining walls stabilize the retaining wall and allow deeper excavation. However, there have been few researches on the mechanisms of the deformation and collapse of retaining walls. The safety and risks of this method should be clarified and a reasonable design method developed. The effectiveness of counterfort retaining walls for sandy ground was proved in the previous study⁴⁾. In this study, centrifuge model tests in soft clay ground ($C_u = 17 \text{ kN/m}^2$) were carried out to clarify the mechanisms of deformation and collapse, and the following conclusions were drawn.

- 1) The counterfort retaining wall effectively reduces the inclination of the wall and bending moment generated due to excavation in soft clay ground as well as in sandy ground.
- 2) The results of the centrifuge tests showed that the counterfort retaining wall has greater stability and resistance to toppling failure of the retaining wall. Allowable excavation depth, which means the depth before large deformation occurred, for the counterfort retaining wall was two times deeper than for the conventional cantilever sheet pile wall. It is suggested that the penetration depth can be decreased by using the counterfort retaining wall.
- 3) The installation interval between counterfort retaining walls greatly affects the stability of the retaining wall.

* 建設安全研究グループ Construction Safety Research Group

** 研究企画調整部 Research Planning and doordingating Division

*** ヒロセ(株) Hirose Co., Ltd., *** (株) さとうベネック Sato Benec Co., Ltd.

- 4) To evaluate the effect of the counterfort retaining wall when designing a retaining wall, the value of active earth pressure should be reduced. It is not sufficient to increase the stiffness of the wall in order to reflect the effect of the counterfort retaining wall when designing such walls.

Keywords; Safety, sheet pile, retaining wall, centrifuge model test, collapse, clay, soft ground

1. はじめに

建設業における労働災害はここ数年減少傾向にあるものの、全産業に対して依然高い割合を占めている。このうち掘削関連工事においては、土砂崩壊災害、建設機械災害、墜落災害、飛来・落下災害が多く見られ、毎年100名程が死亡している状況である¹⁾²⁾。

掘削工事の土留め工に関しては、大きく分けて 鋼矢板工法、SMW (Soil Mixing Wall) 工法などの自立式土留め工法、自立式土留め工法以外の土留め工法として切りばり式やグラウンドアンカー式がある³⁾。

自立式土留め工法は、土留め壁の施工手順が簡素であり、かつ掘削内部に腹おこし・切りばり等を設置しないため、これらの部材の設置・解体作業が必要なく掘削空間が広く使えるという利点がある。また、この利点を生かす観点からみると、切りばりが使えない工事、例えば既存地下構造物の解体工事や地下掘削後に掘削内部に二次構造物を構築する場合などにおいて本工法は有用であると考えられる。

しかしながら、鋼矢板による自立式土留め工法は変位や応力が大きくなりやすいため、適用範囲が掘削深さのごく浅い場合に限られており⁴⁾、軟弱地盤においては根入れが長大になり費用が増大する傾向があった。

一方、掘削深さが自立式の適用範囲を超えている場合などでは、切りばり式やグラウンドアンカー式等の土留め工法が採用されるが、これらの工法では掘削作業と平行して切りばり・腹おこしの掛け払い作業が必要であるため、これらの作業に伴う墜落災害、飛来・落下災害、建設機械災害の危険があった。

これら従来工法の問題点を解決するために、通常の自立式土留め壁の背面に控え壁及び支圧壁を設置する控え壁式自立鋼矢板工法 (SCB工法 - Sheet pile counterforted-type bracing method) が開発された。Fig. 1 に本工法の概要図を示す。

本工法では、鋼矢板と同時に施工する控え壁と支圧壁用の鋼矢板の効果によって、従来は切りばりやアンカーなどが必要であった掘削深さまでより安全により深い掘削が行えると考えられる^{4), 5)}。

しかしながら、本工法における土留め壁の変形・崩壊メカニズムについては研究成果が少なく、その安全性に関して十分な知見がない状況である。本工法は今後普及していく可能性があり、あらかじめ本工法による危険性、安全な設計法等について検討を加える必要があると考えられる。

遠心力载荷試験装置を用いて行った遠心場における掘削過程を再現した砂質地盤の遠心模型実験では、控え壁及び支圧壁を設置したことにより、土留め壁に対する変位及びモーメントの抑制効果が十分に期待できることが確認された⁶⁾。

しかし、軟弱地盤においてもその効果が同じように発揮されるかは確認されていない。そこで本研究は、軟弱地盤において控え壁及び支圧壁の効果と崩壊に至る挙動等について検討するとともに、安全な仮設設計を行うための知見を得ることを目的とした。

なお、本研究は当研究所と当該工法を開発したSCB工法研究会 (ヒロセ(株), 朝日工業(株), (株)さとうベネック) との共同研究として行われたものである。

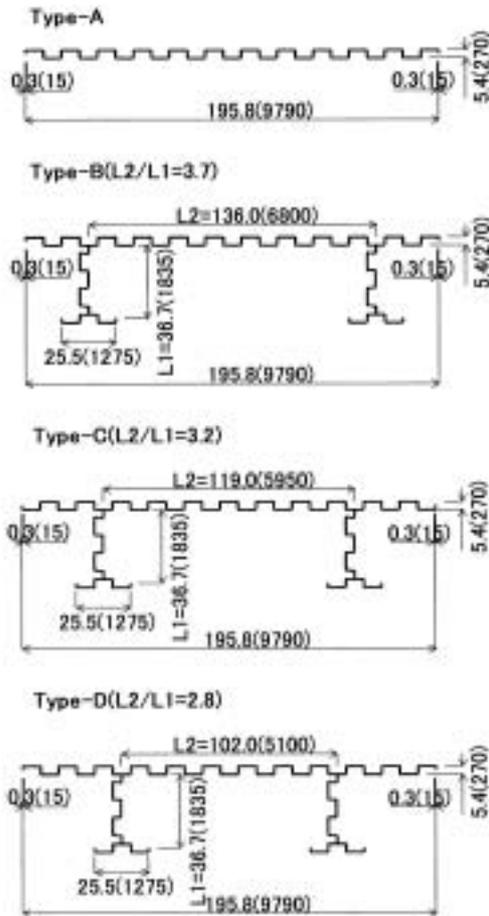
2. 遠心模型実験

遠心模型実験は実物と同じ自重応力状態を模型地盤内に再現し、模型に実物と同じ挙動を生じさせることで模型の挙動を調べるものである。本実験では1/50模型に50Gの加速度を作用させた遠心場において掘削を行い、土留め壁の変形・崩壊時の応力や変位などの測定を行った。本実験は、砂質地盤で実施した実験装置⁴⁾と同じく、有効半径2.32m、最大搭載荷重500kgf、最大加速度200Gの遠心力载荷試験装置を使用した。

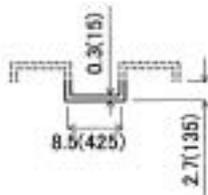


Fig. 1 Schematic diagram of sheet pile counterfort type bracing method (SCB Method)
控え壁式自立鋼矢板工法 (SCB工法)

実験模型平面図



模型断面図（鋼矢板 1 枚相当）



表示寸法は模型寸法であり、() 内は模型を50倍した実物に換算した寸法。単位：mm

Fig. 2 Models of sheet pile retaining wall.
鋼矢板土留め壁模型図

2.1 土留め壁模型

型鋼矢板の縮尺約1/50の土留め壁模型（幅195.8mm×高さ200mm）を相似則をほぼ満たすように厚さ0.3mmのアルミ板を用い、控え壁設置間隔のみを変化させた3タイプと、控え壁・支圧壁無し1タイプの計4タイプ作成した。Fig. 2に各タイプの土留め壁模型図を示す。

なお、矢板1枚相当の断面形状及び矢板長（土留め

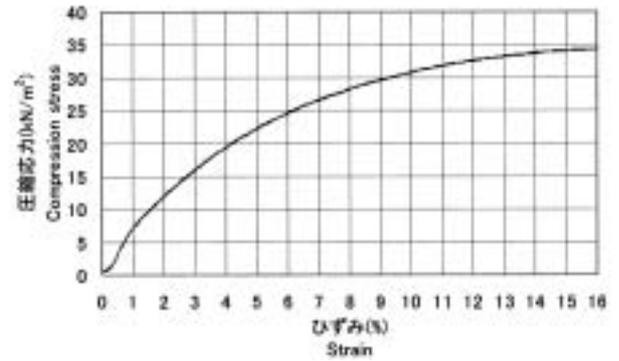


Fig. 3 Relation between compression stress and strain.
圧縮応力とひずみの関係

壁長), 控え壁長, 支圧壁長は不変とした。

2.2 模型地盤

模型地盤は次の手順により作成した。

- 1) カオリン粘土と水との重量比率を1:0.7とし、攪拌機の容器に投入し、容器をほぼ真空に保ちながら一時間攪拌脱気する。
- 2) 攪拌後の試料を試料容器（幅200mm×長さ500mm×高さ400mm）に移して1次圧密（両面排水）する。
- 3) 1次圧密を開始後約15時間で、一旦除圧したあと所定の位置に土留め壁模型を手で押し込み挿入する。
- 4) 0.10 bar (0.1kgf/cm²) から0.98bar (1.0kgf/cm²) まで10段階に分けて段階的に圧密する。
- 5) 圧密終了後（3日後）除圧し、地表面を2cm削った後、遠心実験を実施する。

なお、使用したカオリン粘土は、土粒子の密度 $\rho_s = 2.776\text{g/cm}^3$ 、液性限界 $w_L = 55.1\%$ 、塑性限界 $w_P = 30.6\%$ である。実験後に採取した試料について質量測定、一軸圧縮試験等を行った結果、含水比 $w = 44\%$ 程度、湿潤単位体積重量 $\gamma_t = 17.5\text{kN/m}^3$ 程度、一軸圧縮強さ $q_u = 34\text{kN/m}^2$ 程度を得た。Fig. 3に一軸圧縮試験結果（圧縮応力とひずみの関係）を示す。

模型地盤図（Fig. 4）に示すとおり、土留め壁模型は、頭部2cmが地表面から出ており、18cmが地盤に埋まった状態とした。

2.3 遠心模型実験方法

縮尺1/50模型地盤（Table 1に示す4タイプ）を用いて実験を行った。各タイプとも遠心加速度が50Gに達した後、試料容器上部に取り付けた掘削機械⁷⁾を用いて、最終的に100mm（実物寸法5.0m）まで掘削を行った。掘削は深さ40mm（同2.0m）までは20mm

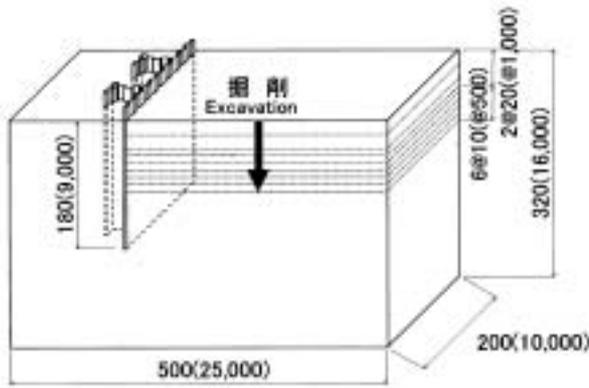


Fig. 4 Model ground for centrifuge tests. 模型地盤図

Table 1 Test conditions. 実験条件

Type	控え壁長 Length of counterfort retaining wall L1(mm)	控え間隔 Interval of counterfort retaining wall L2(mm)	L2/L1
A			
B	36.7	136	3.7
	1835	6800	
C	36.7	119	3.2
	1835	5950	
D	36.7	102	2.8
	1835	5100	

* 上段: 模型寸法、下段: 実物を想定した寸法(上段の50倍)

(同1.0m) ごと、それ以深については10mm (同0.5m) ごとに行った。ただし、Type-Aについては、掘削中に矢板頭部の変位量が20mm (同1.0m) を超えて変位が進行したため60mm (同3.0m) で掘削を終了した。

測定項目は土留め壁の曲げ応力(ひずみ)、土留め壁頭部の水平変位である。応力(ひずみ)は土留め壁模型の背面側中央にGL - (地表面から) 20mm からGL - 140mmまで20mmピッチで計7箇所貼り付けたひずみゲージで、土留めの頭部変位は土留め壁の中央部をレーザー変位計を用いて経時的に測定した。さらにCCDカメラ(41万画素)によるビデオ撮影も同時に行った。Table 1に実験条件を、Fig. 5に測定位置図をそれぞれ示す。

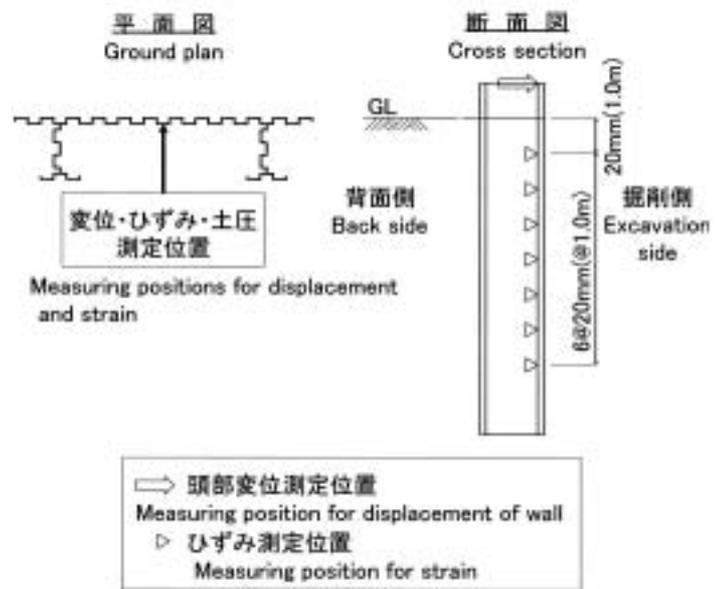


Fig. 5 Positions for measuring. 測定位置図

3. 実験結果及び考察

Photo. 1 ~ 2 及びPhoto. 3 ~ 4 は、それぞれType-A (自立式) 及びType-B ($L2/L1=3.7$) において掘削深さが実地盤換算で0.0m, 2.5mにおける模型地盤を撮影したものである。Photo. 5 はType-C ($L2/L1=3.2$) において掘削深さが実地盤換算で5.0mにおける模型地盤の様子である。以下、掘削深さなどの寸法値は実物に換算した値で示す。

Type-Aでは、深さ2.5mまで掘削を行った時点(Photo. 2)で、視覚的にも変形した様子が確認できるが、Type-Bについては、深さ2.5mまで掘削を行った後(Photo. 4)、深さ4.0mまで掘削しても視覚的に土留め壁が変形したことを確認することができなかった。また、Type-C, DについてもType-Bと同様であり、Type-Cの掘削深さ5.0m(Photo. 5)においても、土留めの中央部の頭部変位が発生しているが、「控え壁と支圧壁(以下、控え構造という。)」が安定しているため、視覚的にはType-Aの掘削深さ2.5mと同程度にしか見えない。模型地盤側面の映像から判断すると、控え構造は非常に安定しており、土留め壁に対する変位抑制効果に影響が大きいと推測できる。

3.1 掘削による土留め頭部の変位

Fig. 6は掘削深さと土留め頭部の変位量(模型寸法を50倍して実物に換算した寸法)の関係である。

控え構造のないType-Aは、深さ1.0mまで掘削した

Photo. 1 Sequence of excavation (Type-A 0.0m)
実験状況 (Type-A 0.0m)

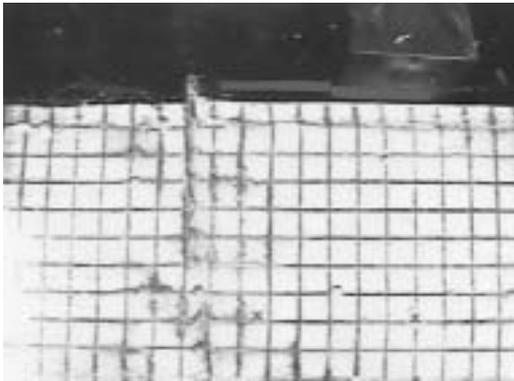
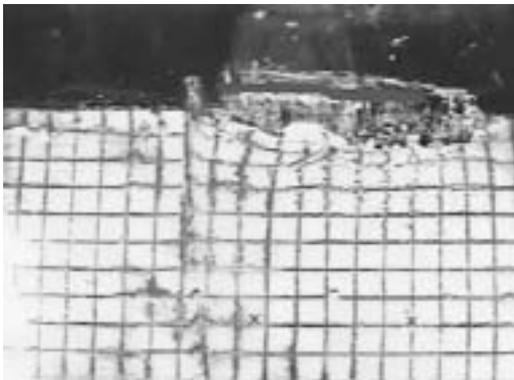


Photo. 2 Sequence of excavation (Type-A 2.5m)
実験状況 (Type-A 2.5m)



ときは変位量が0mmであったが、深さ2.0mまで掘削した時点で変位量は100mm程度に達し、深さ3.0mでは1000mm程度となり大きく傾斜した。それに対し、控え構造を設置した Type-B ~ Dにおける掘削による変位量は、深さ2.0mまで掘削した時点ではほとんどなく、深さ3.5mまで掘削すると100mm前後となり、Type-A (控え構造なし) の掘削深さ2.5mのものと同程度となった。しかし、深さ4.0mまで掘削した後は、Type-B ~ Dにも差が見られ、Type-B ($L2/L1=3.7$) では深さ4.0mまで掘削したときに変位量が400mmになり、深さ4.5mまで掘削した時点では変位量が変位計の測定範囲を超えた。また、Type-C ($L2/L1=3.2$) では深さ4.0mまで掘削しても変位量が200mm程度であったが、深さ4.5mまで掘削するとType-Bにおける掘削深さ4.0mの変位量と同程度となり、深さ5.0mまで掘削したときでは変位量が900 mm程度まで達した。

Type-D ($L2/L1=3.2$) では、深さ5.0mまで掘削した時点においてもType-Aで深さ2.5m、Type-Cで深さ4.5mまで掘削した時に生じた変位量と同程度であった。

本実験では、土留め壁模型の全長が一定 (9.0mを想定) であることから、掘削深さが深くなるにつれて根

Photo. 3 Sequence of excavation (Type-B 0.0m)
実験状況 (Type-B 0.0m)

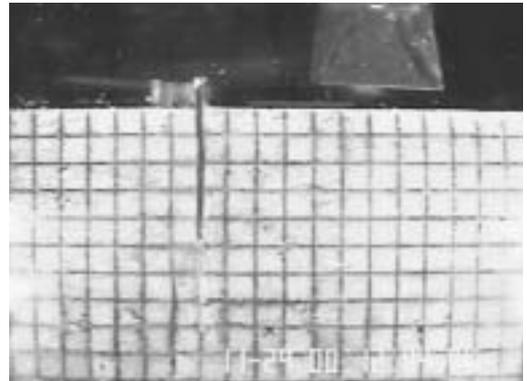


Photo. 4 Sequence of excavation (Type-B 2.5m)
実験状況 (Type-B 2.5m)

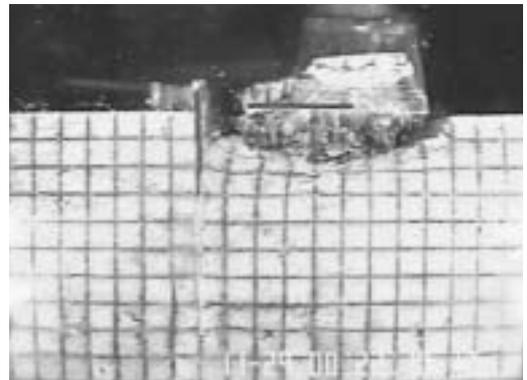
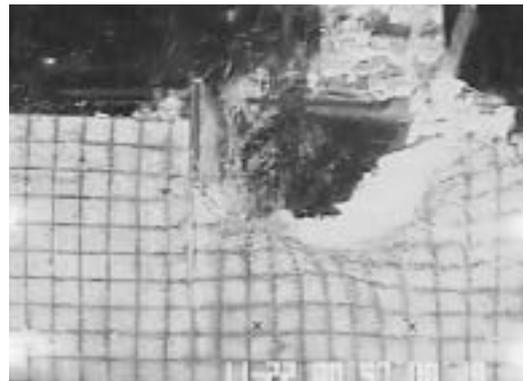


Photo. 5 Sequence of excavation (Type-C 5.0m)
実験状況 (Type-C 5.0m)



入れ長さが短くなり、さらに模型地盤が軟弱粘土であるため、ある深さになると急激に変位量が増大し崩壊に至る傾向が見られた。控え構造を有する効果は、それが無い場合と比較して非常に大きいことがわかる。また、その設置間隔が狭いほど自立できる掘削深さが深くなる傾向が見られた。

3.2 掘削によって生じる土留め壁の曲げモーメント

掘削深さ (模型寸法を50倍し実物に換算した寸法)

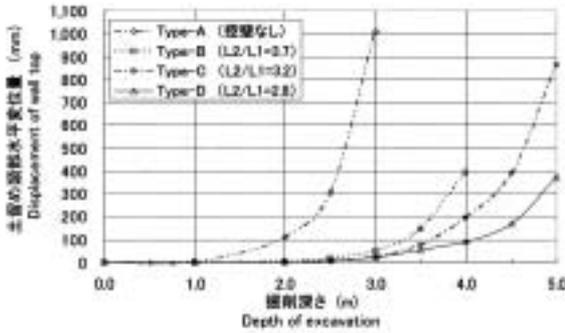


Fig. 6 Excavation depth and horizontal displacements of retaining wall. 掘削深さと土留め頭部の変位

と土留め壁に生じる最大曲げモーメントの関係をFig. 7に示す。ここで最大曲げモーメントは、各掘削深さにおいて土留め壁に生じる曲げモーメントの最大値である。なお、この最大曲げモーメントは土留め壁模型の弾性係数と鋼矢板1枚あたりの断面係数を考慮した補正係数をひずみ（絶対値）に乘じることにより求めた。

各Typeとも、掘削深さの増加に伴い最大曲げモーメントも増加していることがわかる。各Typeにおいて、最大掘削深さで最大曲げモーメントまたはその増加率が減少しているのは、変形量が大きくなったこと、および根入れ長さが短くなったことなどにより、掘削底面以深における地盤の拘束力が低下したことが考えら

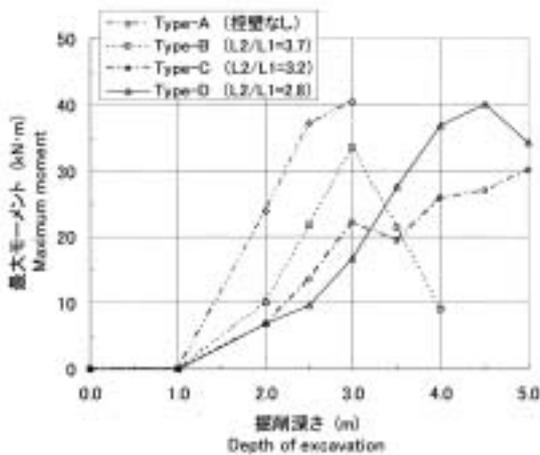


Fig. 7 Excavation depth and maximum moment of retaining wall. 掘削深さと土留め壁に生じる最大モーメントの関係

れる。

控え構造を有するType-B～Dは、控え構造のないType-Aと比較して、掘削深さが3.0mまでは最大曲げモーメントが小さく、その設置間隔が狭いほど（ $L2/L1$ が小さいほど）最大曲げモーメントが小さくなる傾向を示した。また、Type-Aにおいて最大曲げモーメントの増加率が低下しない範囲の掘削深さ2.5mの数値をみても、Type-BではType-Aの60%程度、Type-CとType-DについてはType-Aの30%程度にまで最大曲げモーメントが低下している。本実験のように地盤条件が悪い場合においても、土留め壁頭部の変位量だけでなく、最大曲げモーメントの抑制にも控え構造の効果を期待できることがわかった。

3.3 掘削によって土留め壁に生じる曲げ（ひずみ）

Fig. 8～11は、各Typeにおける各掘削深さにおける土留め壁に生じる曲げ（ひずみ）を表したものである。

控え構造がないType-Aでは、ひずみはプラス（引張り）の数値のみとなっているが、控え構造を有するType-B～Dでは浅い部分でプラス（引張り）、深い部分でマイナス（圧縮）の数値となり、控え壁設置間隔が狭いほどマイナスの数値の領域が大きい。このように、控え壁設置間隔が狭い場合にマイナスの領域が大きくなる理由は、控え壁がなければ土留め壁が全体的に掘削側に倒れようとする現象に対し、控え壁が持ちこたえようとする事により、地盤による拘束力が発揮されたためと考えられる。また、控え壁設置間隔が広いほどプラスの領域が大きくなるのは、控え構造の

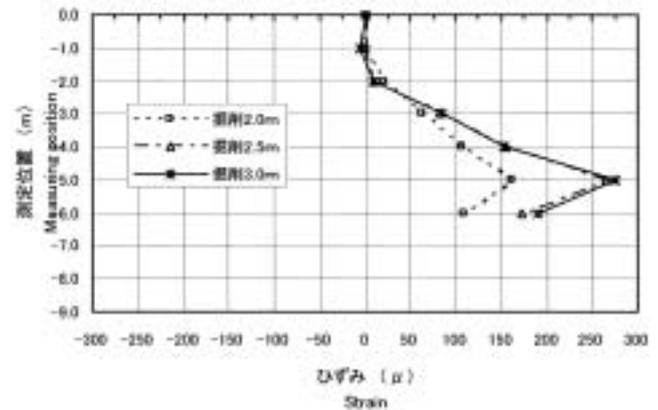


Fig. 8 Distributions of strain during excavation (Type-A). 掘削過程におけるひずみ分布の変化 (Type-A)

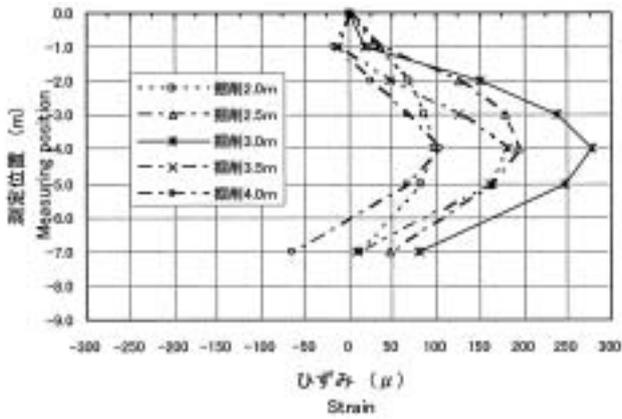


Fig. 9 Distributions of strain during excavation (Type-B) 掘削過程におけるひずみ分布の変化 (Type-B)

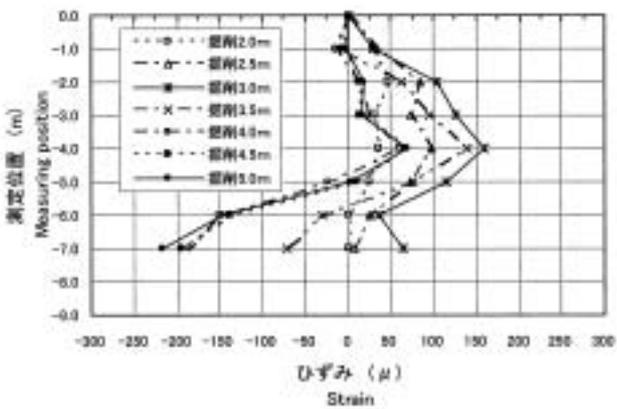


Fig. 10 Distributions of strain during excavation (Type-C) 掘削過程におけるひずみ分布の変化 (Type-C)

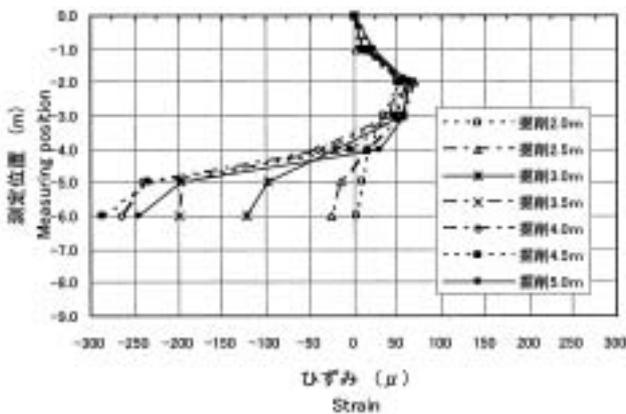


Fig. 11 Distributions of strain during excavation (Type-D) 掘削過程におけるひずみ分布の変化 (Type-D)

効果が小さくなるほど控え構造を有さないType-Aのひずみ分布に近付くと考えれば説明できる。ここで、Type-B～Dにおいて、掘削深さが最大になる前にひずみの最大値が発生しているのは、土圧の増加に対し土

留め壁の根入れ長さが不足したため、掘削底面以深の地盤の拘束力が不足し、土留め壁全体が掘削側に前傾したためと考えられる。

3.4 自立可能掘削深さの比較

これまで実施した実験結果では、軟弱地盤でも通常の自立式土留め工法に比べ、控え構造を設置したほうが変位量と最大曲げモーメントを抑制する効果があった。また、控え壁設置間隔がその効果に影響していることを確認できた。そこで、本実験の地盤で控え構造を設置した効果として、最大自立掘削深さと控え壁長に対する控え壁設置間隔の比 ($L2/L1$) との関連性についてFig. 12 に示す。

Fig. 12 は、Type-B～Dにおいて、変位量が400mm程度となる掘削深さでは変位量が大きいものの崩壊しているとはいえないことから、この変位量が生じている掘削深さを自立可能掘削深さとしたもので、 $L2/L1$ との関連性を表している。この結果では、自立可能掘削深さと $L2/L1$ の関係はほぼ線形になり、控え壁設置間隔を狭くすれば自立可能掘削深さが深くなるのがわかる。また、控え構造を有した場合、軟弱地盤における自立可能掘削深さは、通常の自立式土留め工法 (Type-A) の自立可能掘削深さと比較しても、非常に大きな効果があり、 $L2/L1$ と Ld/H_{max} (Ld : 根入れ長さ, H_{max} : 自立可能掘削深さ) の関係は、 $L2/L1=2.8$ で $Ld/H_{max}=4.0/5.0=0.8$, $L2/L1=3.2$ で $Ld/H_{max}=4.5/4.5=1.0$, $L2/L1=3.7$ で $Ld/H_{max}=5.0/4.0=1.3$, 通常の自立では $Ld/H_{max}=6.4/2.6=2.5$ となり、根入れ長さも短くなるのがわかる。

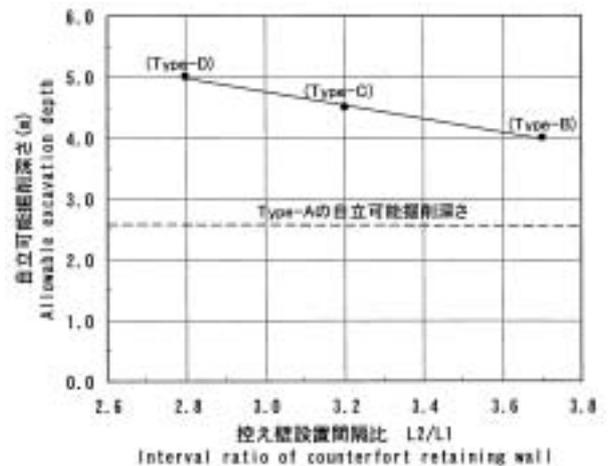


Fig. 12 Allowable excavation depth. 自立可能掘削深さ

Table 2 Input data for calculation.
入力データ

土質条件	湿潤単位体積重量	$\gamma_t = 17.5 \text{ kN/m}^3$	
	粘着力	$C = 17.0 \text{ kN/m}^2$	
	水平方向地盤反力係数	$k_H = 500 \text{ kN/m}^3$	
	内部摩擦角	$\phi = 0^\circ$	
土留め壁	断面二次モーメント	$I = 2.93 \times 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$	
	ヤング率	$E = 2.0 \times 10^8 \text{ m}^4/\text{m}$	
側圧係数	掘削 2.0m	$K = 0.30$	
	掘削 2.5m	$K = 0.34$	
側圧分布	地表面	$P_s = 0.0 \text{ kN/m}^2$	
	掘削底面	掘削 2.0m	$P_b = 10.5 \text{ kN/m}^2$
		掘削 2.5m	$P_b = 14.9 \text{ kN/m}^2$
	土留め壁下端	$P_s = 0.0 \text{ kN/m}^2$	

3.5 地盤定数および側圧の推定

自立タイプ (Type-A) の結果を踏まえ、弾塑性計算において側圧係数、水平方向地盤反力係数および掘削底面以深の主働土圧分布を変化させ、土留め壁頭部変位量とモーメントの分布をフィッティングすることにより、水平方向地盤反力係数と側圧を推定した。Table 2 に入力データを示す。

ここで、粘着力は $C = q_u / 2$ 、水平方向地盤反力係数は $k_H = k_{H0} / y$ (y : 変位量) とした変位量の増加による低減を考慮して弾塑性法により計算した。その結果を Table 3 および Fig. 13 に示す。

Table 3 Comparison of wall displacements.
土留め頭部変位量の実験値と計算値の比較

	変位量 (mm)	
	実験値	計算値
掘削 2.0m	106	110
掘削 2.5m	306	307

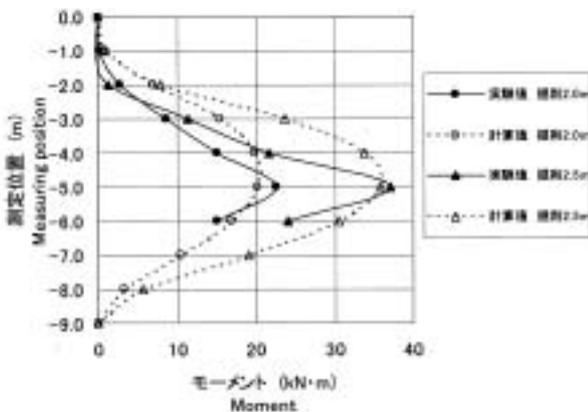


Fig. 13 Moment distributions of wall in excavation.
掘削過程におけるモーメント分布の変化

Table 3 は、土留め壁頭部の変位量について、実験値と計算値を比較したものである。掘削深さ2.0m、2.5mともほぼ再現できている。

Fig. 13 は、モーメントの分布について、実験値と計算値を比較している。計算値は実験値とほぼ同一には表現できていないものの、ある程度近似した分布を示していると考えられる。

水平方向地盤反力係数については、一軸圧縮試験から $E_{50} = 380 \text{ kN/m}^2$ を得ており、「道路土工 - 仮設構造物工指針」に示す計算式より $k_H = 365 \text{ kN/m}^3$ として求められる。また、「山留め設計施工指針」に示す推奨範囲では、粘着力を $C = q_u / 2 = 17.0 \text{ kN/m}^2$ として推定すると、 $k_H = 850 \sim 3400 \text{ kN/m}^3$ を得ることができる。本検証にて推定した水平方向地盤反力係数は $k_H = 500 \text{ kN/m}^3$ としているが、この値は、「山留め設計施工指針」に示される数値の下限値を下回るものの「道路土工 - 仮設構造物工指針」に示される値より大きく、ほぼ妥当な範囲にあることがわかる。

実績も多く解析上も明確な自立土留め (Type-A) について、遠心模型実験の結果が弾塑性法による解析結果とほぼ一致したことから遠心模型実験が妥当な結果となっていると考えられる。

4. 設計方法について

前報⁴⁾では、控え構造の影響について控え構造を設置しない場合と控え構造を設置した場合の実験結果に対し、変位量の比率を断面二次モーメントに乗じて自立式計算方法にあてはめた方法を提案した。しかしながら本実験のような軟弱な地盤では、控え構造を設置した効果が非常に大きく、従来の弾塑性法による計算では掘削深さ2.5mでTable 2 の条件で剛性を100倍としても土留め頭部水平変位は実験結果の2%の変化に留まっているなど、弾塑性法において断面二次モーメントを増加した程度では当効果を表現しきれないことがわかった。

一方、設計側圧 P に控え壁の効果を考慮すると側圧を低減できると考えられるため、設計段階において控え壁を考慮した側圧 $P_z = \alpha P$ を導くために側圧低減係数 α の導入を考える。

$$P_z = \alpha (K \cdot \gamma_t \cdot Z)$$

自立土留め (Type-A) の側圧係数0.4と比較するとはりバネモデルでの計算値と実験値とを合わせるためには側圧低減係数は4m掘削時でそれぞれType-Bで0.3、Type-Cで0.2、Type-Bで0.15となった。側圧低減係数を導入することで控え構造有した土留めの設計を行えると考えられる。しかし、本研究では $L2 / L1$ の

関係をパラメータとしているが、実験では、 $L2$ と $L1$ の組み合わせについて $L1$ を固定し、 $L2$ のみを変化させているので、 $L2/L1$ の関連性によるデータが不足している。控え構造による地盤の拘束力、せん断抵抗などについても定量的にさらに検討する必要があると考えられる。このようなことから、施工事例を増やし、それらの計測結果に基づいて設計計算方法を提案することが望まれる。

5. 施工事例の紹介

本研究の対象となる控え壁式自立鋼矢板工法の施工事例を紹介する。当現場は、排水処理施設を築造するための土留め工事において、3段の切りばり案を控え壁式自立鋼矢板工法に変更した事例である。主な変更理由は、水槽部の防水効果の向上のため中間杭を打設できないこと、地下構造物を築造するまでの総工事費と工事日数の削減、施工工程の削減（切りばりの設置・撤去を省略できるため、本体構造物のコンクリート打継ぎ回数が削減される。）により施工管理が簡易化され、その分について安全性が向上することである。

Fig. 14は土質柱状図であり、全体的に地盤が軟弱で、特に掘削底面以深の N 値は0～1程度しかないことがわかる。本現場では、三軸圧縮試験結果に基づいて粘着力と水平方向地盤反力係数を推定しており、掘削底面以深のシルト層では、粘着力 $C = 38\text{kN/m}^2$ 、水平方向地盤反力係数 $k_H = 1000\text{kN/m}^3$ としている。

Photo. 6は現場全景、**Fig. 15**～**Fig. 17**は切りばり案平面図、SCB工法案平面図、控え構造概要図を示す。切りばり案は、SCB工法案と比較するため参考として示した。

Fig. 17より、本現場における $L2/L1$ の関係は $L2/L1 = 6.4 / 1.725 = 3.7$ となる。本現場の条件を、今回の実験結果にあてはめると、掘削深さ4.0mで400mm程度の変位量となる。現場の変位量は、掘削深さ4.85mで180mm程度であった。このようなことから判断すると、遠心模型実験に用いた地盤はかなり軟弱なものであることがわかり、また、軟弱地盤でもある程度の抵抗力（粘着力および水平方向地盤反力係数）があれば、5m程度の自立深さは十分期待できると考えられる。

なお、本現場では軟弱地盤に対する掘削完了後の措置として、捨てコンクリートを早急に打設し、地盤のクリープ収縮による変位量の増加を回避している。実際の変位量も**Fig. 18**に示すように、ほぼ180mm以内に収まり、安全に施工を完了した。

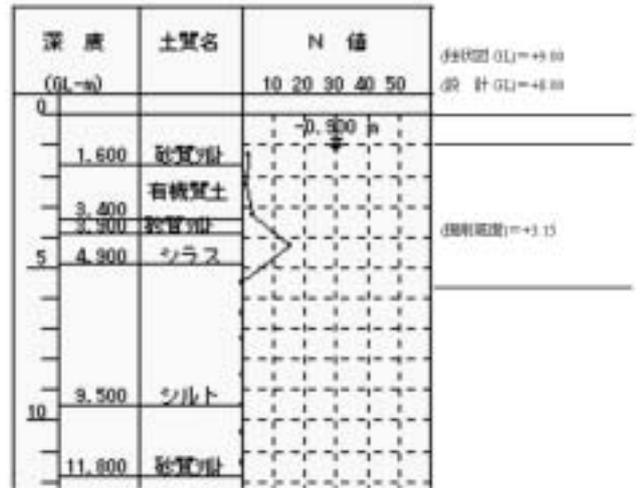


Fig. 14 Geological columnar section of the site. 土質柱状図



Photo. 6 View of the construction site. 現場全景

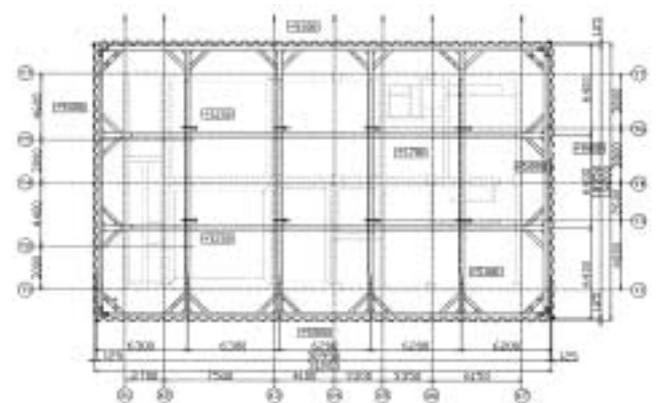


Fig. 15 Design Drawing for conventional bracing method. 従来型土留め（切りばり）の設計

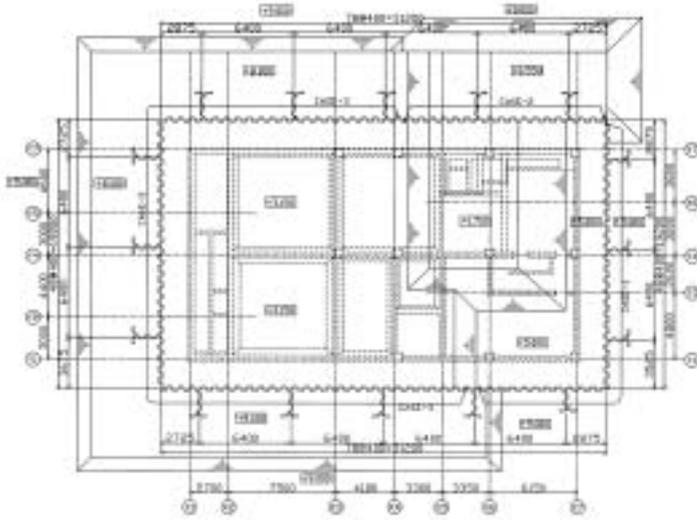


Fig. 16 Design Drawing for sheet pile counterfort type bracing method. SCB工法案の設計

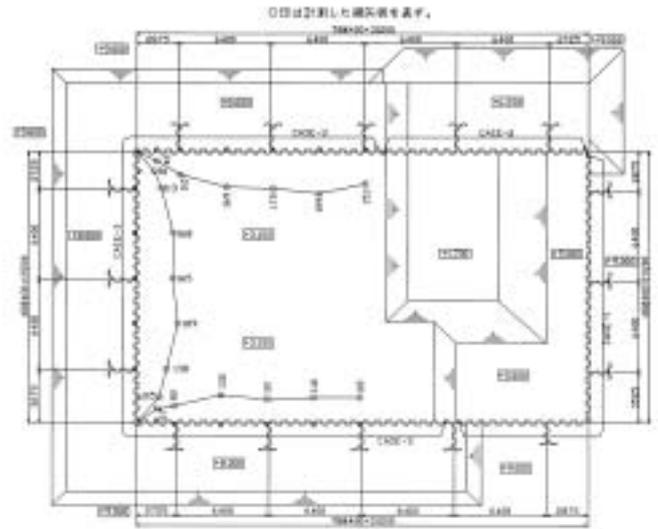
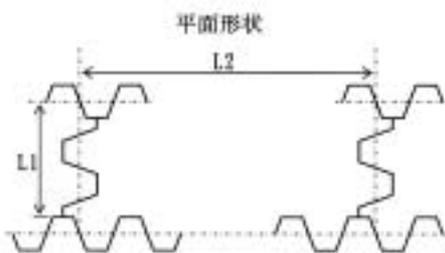
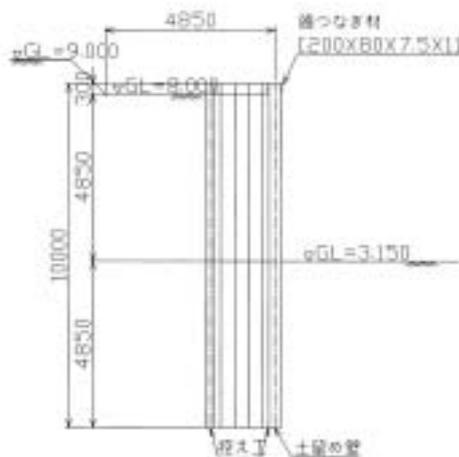


Fig. 18 Horizontal displacements of the retaining wall. 土留め壁頭部変位の分布図



控え壁長 $L1 = 1.725\text{m}$
 控え構造設置間隔 $L2 = 6.400\text{m}$



土留め壁 鋼矢板 型 $L = 10.000\text{m}$
 控え工 鋼矢板 型 $L = 10.000\text{m}$

Fig. 17 Schematic diagram of counterfort type retaining wall. 控え構造概要図

6. まとめ

従来の自立式土留め壁背面に控え壁及び支圧壁を設置する控え壁式自立鋼矢板工法（SCB工法）について、掘削に伴う土留めの変形や地盤の挙動、崩壊に至る現象などを把握するために、前報では砂地盤について実験を行った結果を報告したが、本報ではカオリン粘土で作成した軟弱粘性土地盤について掘削を再現する遠心模型実験を行い、実験結果について考察を加えた。それらをまとめると次のようになる。

- 1) 砂地盤と同様に、軟弱な粘土地盤においても、控え構造を設置した土留め壁を用いた地盤は、土留め壁頭部の変位量と土留め壁に生じる曲げ応力の両者が通常の自立式に比べて小さくなり安定性が向上する。
- 2) 控え壁設置間隔と土留めの安定性に関連性が認められた。すなわち、控え壁設置間隔が狭くなると土留め壁の変位及び土留め壁に生じる曲げ応力が抑制される。
- 3) 自立式土留め工法は、控え構造を設置することにより、軟弱な地盤でも顕著に自立可能掘削深さが向上し、土留め壁の根入れ長さも短くできる。本実験では、通常の自立式土留めに比べて、控え壁式自立鋼矢板の場合では大変形が生じる掘削深さが約2倍となった。
- 4) 本工法を用いた土留めの設計を合理的に行うためには、設計に用いる主働土圧を軽減することが必要である。従来の設計においては土留めの剛性を上げるだけでは、本工法の効果を十分反映できない

いことがわかった。

- 5) 遠心場における自立土留め矢板の掘削実験結果は弾塑性法による計算結果とほぼ一致した。

参考文献

- 1) 豊澤康男, 堀井宣幸, 玉手聡, 溝掘削工事における土砂崩壊による死亡災害の分析, 産業安全研究所特別研究報告NIIS-SRR-14, pp.7-18 (1995)
- 2) 豊澤康男, 矢板壁の施工と労働災害 基礎工VOL28, NO.7, pp.15-18 (2000)
- 3) 社団法人 日本道路協会, 道路土工 - 仮設構造物工指針, (1999.3)
- 4) 佐藤光雄, 宇留嶋貞二, 西山正成, 竹内啓介, 矢板壁の平面打込み形状と山留めの自立性について, 第36回地盤工学会発表会 平成13年度発表講演集 (2分冊の2), pp.1869-1870 (2001.6)
- 5) 首藤 剛, 児島義彦, 羽田野忠臣, 藤田範夫, 自立性の向上を目的とした土留めの施工例, 第36回地盤工学会発表会 平成13年度発表講演集 (2分冊の2) pp.1871-1872 (2001.6)
- 6) 豊澤康男, 堀井宣幸, 玉手 聡, 衛藤 誠, 佐藤光雄, 江口 充, 藤田範夫, 鋼矢板控え壁を有する自立式土留工の安定性 砂地盤を対象として, 産業安全研究所研究報告NIIS-RR-2002 (2003), pp.29-39 (2003)
- 7) 豊澤康男, 堀井宣幸, 玉手 聡, 遠心模型実験における一段式アンカー土止めの掘削に伴う変形・崩壊挙動, 産業安全研究所研究報告NIIS-RR-97, pp.35-46 (1998)
- 8) 社団法人日本建築学会, 山留め設計施工指針, (2002)

(平成15年12月24日受理)