

OWS山留め壁にかかる側圧と変形（その2）

——軟弱粘性土地盤の場合——

金谷 祐二 宮崎 祐助
佐藤 寛 森脇 登美夫

Lateral Earth Pressure and Deflection of Slurry Concrete Wall (Part 2)

—Case of Soft Alluvial Clayey Deposits—

Yuji Kanatani Yusuke Miyazaki
Hiroshi Sato Tomio Moriwaki

Abstract

Numerous measurements with respect to lateral earth pressure, deflection and internal stress of slurry concrete walls built by the OWS-Soletanche Method have been made since several years ago in order to obtain basic data for designing safe slurry concrete walls.

This paper deals with a part of measurements carried out where the subsoil consisted of thick alluvial layers of very soft and compressible clayey deposits, and with comparisons made with values calculated by computer.

概 要

本文は、軟弱な沖積粘性土層が厚く堆積している地域で実測した OWS-SOLETANCHE 壁（以下 OWS 壁とよぶ）にかかる側圧、および OWS 壁の変形・内部応力に関するものである。測定地は東京下町低地に属する千代田区内幸町および大手町で3カ所、横浜市内で2カ所、計5カ所である。OWS 壁にかかる側圧に関しては、昭和40年以来、筆者らが継続して調査しており、技研所報の No. 2 (1968)および No. 9 (1974)に報告している。今回は、とくに軟弱な沖積粘性土が厚く堆積するような地域での測定例を集め、設計・施工上の基礎的な資料の一助として報告するものである。

1. 序

OWS 壁のように剛な山留め壁にかかる側圧は、建築基礎構造設計規準・同解説の「7章・根切り工事」の項に各地での実測結果が報告されているように、深さとともに増大する三角形分布をとるようである。今回報告する資料は、筆者らが現在までに16カ所、20数パネルで実施した側圧の測定結果のうちの一部で、極軟弱な粘性土が厚く堆積している地盤でのものを選定している。また、東京下町低地および横浜北幸町の2カ所の工事場では、OWS 壁にかかる側圧・水圧のほか、OWS 壁の変形・内部応力も測定しており、そ

の測定結果を計算値と比較・検討している。

なお、本文でいう側圧とは、土圧および水圧など山留め壁にかかる荷重を総称したもので、Lateral-Pressureの意味である。

2. 測定概要

図一1は、測定地のボーリング柱状図で、図中に切バリ架設位置および最終掘削深さを示しておいた。測定地(A)および(B)は千代田区内幸町、測定地(C)は千代田区大手町で、東京下町低地の典型的な地盤構成をなしており、地表面から深さ20m程度まで一般に有楽町層とよばれる軟弱な沖積粘性土が厚く堆積して

いる。測定地(D)および(E)は、それぞれ横浜市蒔田、横浜市北幸町地内に所在し、ここでは $N=0\sim 2$ の軟弱な粘性土が深さ18~25m程度まで堆積している。

表一は、各測定地における工事概要で、OWS山留め壁、最終掘削深さ、切バリ、および掘削平面等についてまとめている。

側圧の測定は、差動トランス型の土圧計を800×500×12mmの鉄板に装着し、鉄筋かごとともに掘削溝に入れ、コンクリート打設前にオイルジャッキによって計器の受圧面を掘削溝表面に押しつける方法を採用している。

壁体の変形測定は、山留め壁内に埋設したガイドレール付きの塩化ビニールパイプに差動トランス型の傾斜計をそう入し、これから各点(1mごと)の傾斜角を測定して変形量($\delta = \Delta l \cdot \sin \theta$)を求める方法を採用している。

測定に使用した計器の示様はつぎのとおりである。

・土圧計(差動トランス型)

受圧面の直径: 148mm

厚さ: 60mm

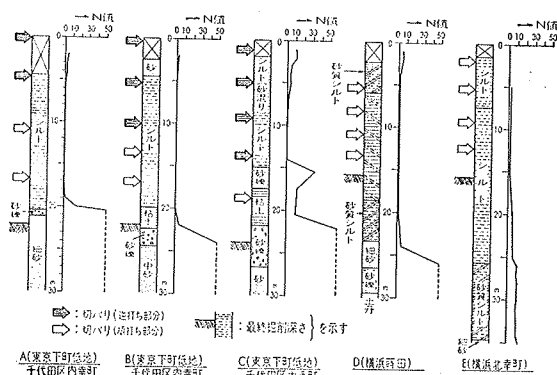
受圧面のひずみ: 0.2mm (受圧面直径の1/750)

精度: $\pm 0.5\%$

・傾斜計(差動トランス型)

測定範囲: 600分

精度: 5分以内



図一 測定地のボーリング柱状図

測定地	OWS壁		最終掘削深さ (GL-m)	切刃段数	掘削平面 (m×m)	備考
	施工深さ (GL-m)	壁厚 (cm)				
A(東京下町低地)	24.8	60	22.28	4	30.1×47.7	千代田区内幸町、B1F床まで掘削、以下掘削なし
B(東京下町低地)	24.0	60	22.0	5	77.5×131.5	千代田区内幸町、B2F床まで掘削、以下掘削なし
C(東京下町低地)	25.12	50	23.82	5	49.0×144.9	千代田区大塚町、高層部地下掘削、低層部地下掘削、2レベルで測定
D(横浜蒔田)	27.0	60	15.7	4	21.0×68.7	2レベル測定
E(横浜北幸町)	34.5	60	15.78	4	42.1×67.1	1,2,3段切バリRC製、4,5段切バリ鋼製

表一 工事概要

3. 測定結果およびその考察

3.1. 側圧

3.1.1. 掘削前および掘削終了時の側圧 計器の設置は、掘削工事の始まる約1カ月前に行なっているが、設置時のオイルジャッキによる加圧の影響は、だいたい1~2週間程度で消滅しており、それ以後、測定値は安定状態に入っている。本文では、掘削前の側圧として、この安定状態における値を採用している。

図一2は、掘削前および掘削工事が終了した時点での側圧分布を示したもので、両者を比較する意味から、土の湿潤単位体積重量(γ_t)を1.5t/m³、側圧係数(K)を0.5~1.0としたときの直線を記しておいた。これによると、掘削終了時の側圧は掘削前の側圧に比べて減少しているが、分布形状は、いずれも深さとともに増大する三角形分布を示している。また、掘削前の側圧分布は、 $K=0.7\sim 0.9$ としたときの直線内に、掘削終了時の側圧分布は、 $K=0.5\sim 0.7$ の直線内に含まれている。

以上のことから、軟弱な粘性土が厚く堆積している地盤における側圧として、次式に示されるような値を採用すればよいようである。

(掘削前) $P_z = (0.7\sim 0.9)\gamma_t \cdot Z$ (t/m²)

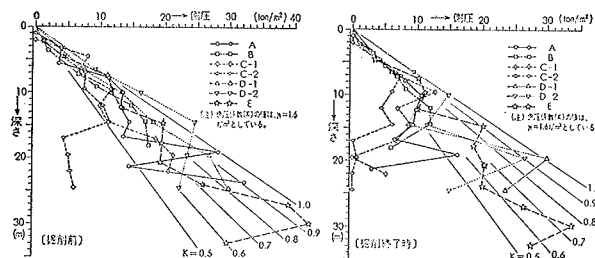
(掘削終了時) $P_z = (0.5\sim 0.7)\gamma_t \cdot Z$ (t/m²)

ここに、

P_z : 深さZにおける側圧 (t/m²)

γ_t : 土の湿潤単位体積重量 (t/m³)

Z: 地表面からの深さ (m)



図二 掘削前および掘削終了時の側圧分布

3.1.2. 掘削期間中の側圧 図一3は各測定地について側圧係数の変化をまとめたもので、図中の数字は掘削段階を示している。なお、側圧係数は、地表面から軟弱粘性土層までの区間について、実測の側圧を積分して求められる側圧量を、 $K=1$ に対する側圧量で除したものである。これによると、OWS壁にかかる側圧は、掘削の進行にともなって減少する傾向にあるが、その過程は複雑である。すなわち、掘削期間中における側圧の減少は、静水状態から動水状態へ移行す

ることによる水圧の減少と、山留め壁の変形にもなる土圧の減少とによるものと考えられる。図-4は、掘削の進行にもなる側圧の変化を調べるために、掘削係数（ n ：各工事段階における掘削深さを最終掘削深さで除したもので、 $0 \leq n \leq 1$ ）と側圧係数との関係を示したものである。これによると側圧係数は掘削工事の進行にもなるとして漸次減少する傾向を示しているが、小さい掘削係数、すなわち初期の掘削段階で側圧係数の減少の大半が終了し、それ以後の掘削段階では側圧係数の変動はわずかなものとなっている。ただし、測定地(C)の側圧係数は、掘削工事の後半に増加しているが、これは、軟弱粘性土層の深さ15mに対して最終掘削深さが24mと深く4次掘削以後になると、とくに地表面から深さ15mまでの区間でOWS壁が背面側に押しもどされて側圧が増加したためである。参考までに掘削前から掘削終了時まで減少する側圧係数の減少量のうち、その50%が減少するときの掘削係数を調べてみると、 $n=0.17 \sim 0.43$ であった。このように側圧係数は、各測定地とも掘削期間中にわたり一様に減少するというのではなく、むしろ比較的初期の段階でその減少率が大きいという傾向がみられる。

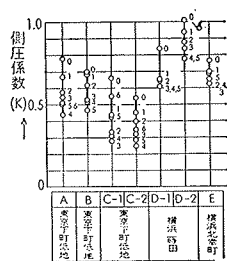


図-3 掘削期間中の側圧係数

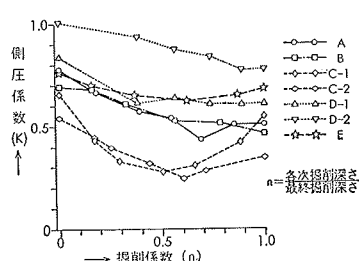


図-4 側圧係数と掘削係数との関係

3.1.3. 掘削側の側圧 図-5は、測定地(E)における掘削前から掘削終了時までの掘削側および背面側の側圧の測定結果を示したもので、図中の太線はラン

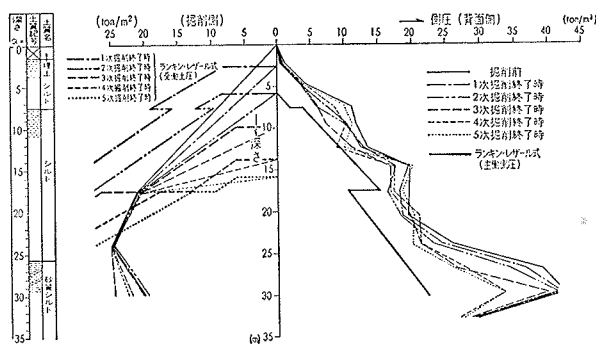


図-5 掘削期間中の掘削側および背面側の側圧分布〔測定地(E)〕

キン・レザール式による主動および受働側圧である。これによると、背面側のランキン・レザール式で求めた主動側圧は、地表面近くで粘着力の項の影響によって引張力が生ずるため実測側圧を下回る値となっているが側圧分布のこう配、すなわち側圧係数そのものはよく一致している。つぎに、掘削側の実測側圧はGL-29.8mで約 $5t/m^2$ 程度掘削期間中に変化しているが、他の深さでは顕著な変化をみせていない。また、掘削側の実測側圧とランキン・レザール式で求めた受働側圧とを地表面から深さ29.8mまでの側圧量で比較すると、実測側圧は1次掘削でランキン・レザール式による値の1/2.5から最終掘削での1/1.1まで徐々に増加しており掘削の進行にもなるとして、ランキン・レザール式の受働側圧に近づく傾向を示している。

3.2. 変形と内部応力

側圧の測定のほか、測定地(C)では山留め壁の変形、測定地(E)では、山留め壁の変形・内部応力、切バリ軸力および周辺地盤の沈下等総合的な調査をおこなっている。本節では、山留め壁の変形および内部応力の実測結果と計算結果を比較・検討している。

3.2.1. 山留め架構の応力・変形算定法 山留め壁背面の側圧分布が与えられている場合、山留め壁の応力・変形を算定する方法として、各段の切バリの架設位置をすべて不動の支点あるいはバネ支承と考え、これを連続バリとして解く方法と各支点間で単純バリとみなして解く方法があり、略算法として一般に用いられている。しかし、この略算法には次のような問題点が指摘される。

- 1) 根入れ部分の支持状態の仮定があいまいであり、とくに軟弱地盤の場合は土中に仮想支持点の位置を仮定している。
- 2) 深い掘削の場合には、各段の切バリを架設する以前に生ずる変形が残留しているため、応力状態が大きく変わってくる。これら施工過程に対する配慮がなされていない。

当社では、上記の略算法を若干改良し、施工過程をも考慮しうるような山留め設計用の電算プログラムを作成し、数年前から実施設計に使用している。

この電算プログラムの基本仮定および理論概要は次のとおりである。

〔基本仮定〕

- 1) 根入れ部の山留め壁に作用する横抵抗は、山留め壁の変位に比例するものとし、かつ受働土圧を越えない。
- 2) 各段の支保工を設置する以前の掘削段階で、その点に生ずる変位はそのまま残留するものとする。

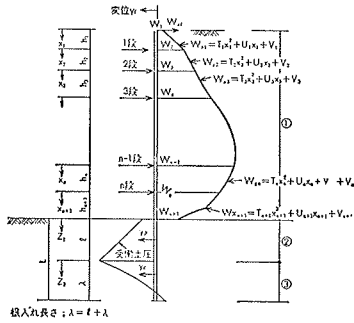


図-6 算定用架構図

〔理論概要〕

図-6に示すようなn段の支保工(n=0~8)で支持された山留め壁の応力(曲げモーメント,せん断力)および変位は次のような考えに基づいて算定する。

なお,側圧の分

布形は X_i 区間で,

$$W_{xi} = T_1 X_i^2 + U_i X_i + V_i \quad (V_i = W_i)$$

なる二次曲線で近似するものとする。

①区間:山留め壁は完全弾性体とし,図-6に示すような荷重を受けるものとする。 X_i 区間の弾性曲線の基本式は次式で与えられる。

$$EI \frac{d^4 y_i}{dX_i^4} = T_1 X_i^2 + U_i X_i + V_i \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$[X_i = 0 \sim h_i, \quad i = 1 \sim (n+1)]$$

②区間:土は塑性変形を起こすものと考え,土の抵抗は受働土圧とする。受働土圧係数が一定である弾性曲線は次式で与えられる。

$$EI \frac{d^4 y_p}{dZ_1^4} = -\alpha (Z_1 + S_0) \quad \dots\dots\dots(2)$$

ただし,

$$\alpha = K_p Y \gamma_t$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\alpha S_0 = 2YC \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$S_0 = 2C \left[\gamma_t \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right]$$

$$Z_1 = 0 \sim l \text{ (m)}; \text{根切り底からの深さ}$$

ここに,

γ_t :土の湿潤単位体積重量 (t/m³)

ϕ :土の内部摩擦角 (度)

C:土の粘着力 (ton/m²)

Y:土の抵抗幅 (m); RC山留め壁の場合は Y=1.0m

③区間:Y.L. Changの理論に基づき,土の抵抗は山留め壁の横変位に比例するものとし,その基本式は次式で与えられる。

$$EI \frac{d^4 y_c}{dZ_2^4} = -E_s y_c \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$(Z_2 = 0 \sim \lambda)$$

以上の(1)~(3)式をそれぞれ4回まで積分した各式に境界条件および連続条件を与えれば各種積分定数およびlを求めることができる。ただし,②区間は存在しない場合もある。

3.2.2 実測値と計算値との比較

(1) 変形について

図-7は,測定地(C)および(E)で掘削工事期間中に生じたOWS壁の変形を示したもので,OWS壁の変形は,はじめは片持バリのような変形形状から掘削工事の進行にともなって,弓形の変形に移行していくことがわかる。とくに本例のように軟弱層が厚く堆積している地域で深い掘削をする場合には,1次掘削において掘削深さの4~5倍程度の深さまでOWS壁が変形している。つぎに,切バリなどによって支持される2次掘削以後になると,山留め壁の変形形状は,その根切り底付近で変形量が最大となるような弓形変形を示しており,図-8にそのパターンを示しておいた。しかし,測定地(C)の測定結果によると,2次掘削以後の変形形状は測定地(E)と同様に弓形へと移行しているが,軟弱な沖積粘性土層の厚さがほぼ15mと最終掘削深さの約1/2であるため,壁体の変形量が最大となる位置は4次掘削(G.L.-15.7m)以後であり変化していない。また,両測定例とも最終掘削段階では地表面に近い部分での変位量が,1次掘削のときよりむしろ減少する傾向さえみせている。

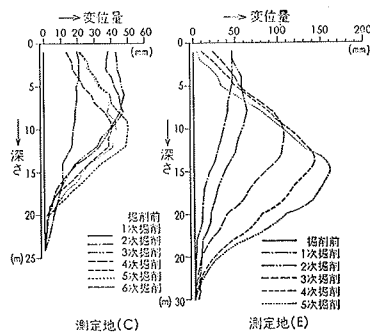


図-7 掘削期間中の壁体変位

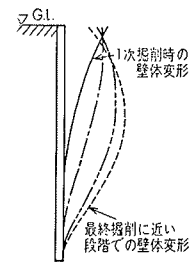


図-8 壁体の変形パターン

図-9は,前述した電算プログラムを利用して算定した測定地(C)および測定地(E)におけるOWS壁の変形と実測結果とを比較したものである。外力としては,各掘削段階における実測の側圧を採用している。なお,測定地(E)の計算値は,便宜的に,実際の掘削深さより2m深い位置を計算上の掘削深さとしている。これによると,実測結果と計算結果は,定量的にはかなりの差がみられるが,定性的には変形量が最大となる深さおよび変形形状が移行する過程など比較的一致

しているといえよう。壁体の変形測定は、前述したようにOWS壁内に埋設したパイプの傾斜角を1mごと測定し、その積分値を最深部から加算して求める方法をとっている。このため各測点での誤差が累積することになり、定量的な信頼性にはもう一つ問題がある。現状では、むしろ壁体の変形をより正確に求められるような測定法の開発が望まれるものである。

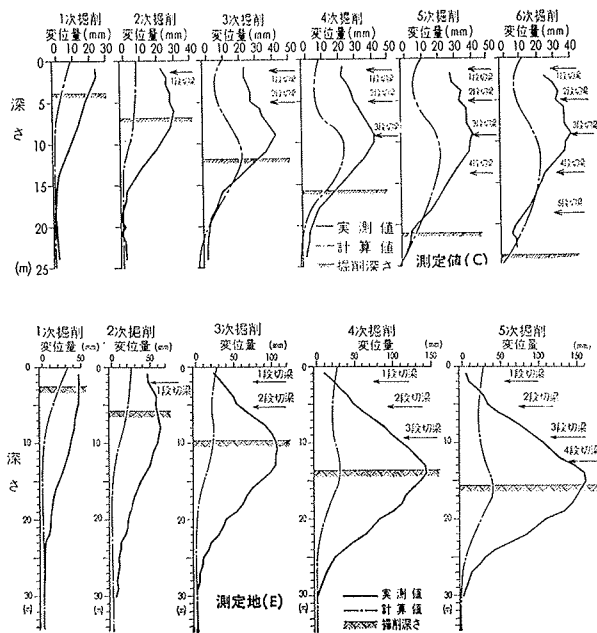


図-9 実測変位と計算変位の比較

(2) 内部応力について

測定地(E)での測定では、OWS壁の深さ方向に9断面、1断面あたり2コ、計18コの差動トランス型鉄筋計を取付け、掘削期間中の背面側および掘削側鉄筋のひずみを調査している。図-10は、そのひずみ分布を各掘削段階ごとにまとめたものである。これによると、どの掘削段階においても根切り底付近で掘削側鉄筋に引張りひずみが生じており、しかも最大値を示している。これは、さきに述べたように、山留め壁の変形がはじめ片持バリのような変形性状を示し、掘削工事の進行にともなって弓形の変形に移行していくためと考えられる。

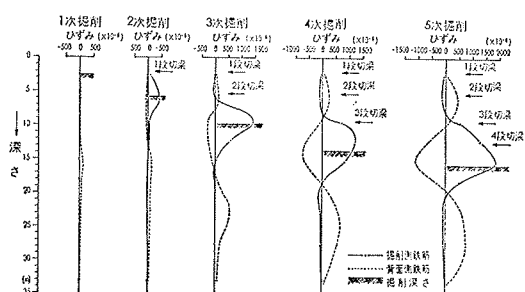


図-10 掘削期間中のひずみ分布

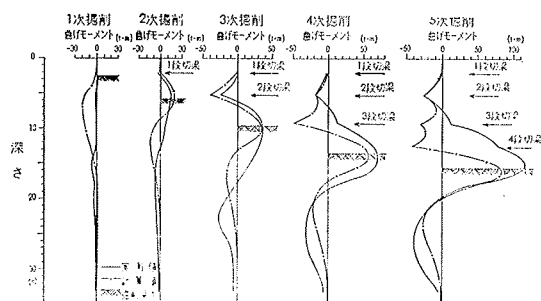


図-11 実測および計算曲げモーメント

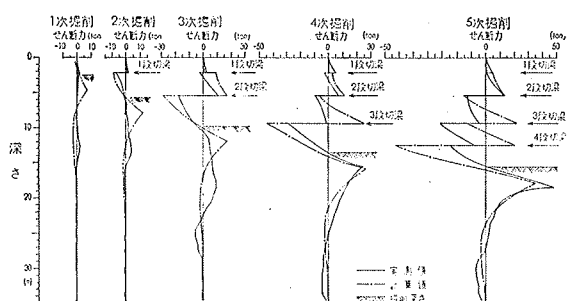


図-12 実測および計算せん断力

(a) 曲げモーメント 図-11は、OWS壁の掘削側および背面側鉄筋のひずみ分布をもとにして求めた曲げモーメント分布を示したものである。なお、曲げモーメント(M)は、各断面の中立軸に関する引張鉄筋、圧縮鉄筋およびコンクリートの圧縮応力のモーメントの合計として算定している。図-11によると、5次掘削を除いて、実測の曲げモーメントの分布形状は計算値と比較的よく一致している。また、最大曲げモーメントの発生位置は、実測値および計算値とも各掘削段階の根切り底付近となっている。

(b) せん断力 図-12は、図-11の曲げモーメント分布図を図上微分して求めたせん断力の分布図である。これによると、若干のパラツキはあるものの最下段切バリ位置のせん断力を除くと、他の切バリ架設位置でのせん断力は実測値と計算値とが比較的よく一致しているといえよう。したがって、測定地(E)のように鋭敏な粘性土が25mも堆積しているような地盤での掘削工事における山留め壁の応力・変形を3.2.1.の電算プログラムを使用して算定する場合には、本文のように、外力として入力する背面測の側圧を実際の深さより2~3m深い位置までとる方が適切であると考えられる。

謝辞

なお、本測定は工事関係各位の方々のご協力によって実施されたもので、ここに厚く感謝の意を表します。