

軟弱粘性土地盤における矢板壁の引き抜きに伴う地盤変形に関する研究

森 麟*・杉本隆男**・田代郁夫***・
田中 禎***

矢板壁の引き抜きに伴う地表面沈下の発生機構を確かめ、最大沈下量と沈下範囲の推定法を提案する目的で、軟らかい粘性土地盤を想定した模型実験を行った。矢板壁の長さ、厚さ、設置位置、枚数を変えて引き抜き試験を行い、ゼロ伸びひずみ曲線によるすべり面の検討から、空隙の閉塞機構を検討した。そして、問題の多い沖積粘性土地盤での小規模掘削の場合、地表面の最大沈下量と沈下範囲は、空隙の閉塞率、初期空隙厚さ、安定数から推定できることを示した。

Keywords: settlement, model test, sheet pile, clay, strain, FEM

1. ま え が き

埋設管や人孔設置後の土留め鋼矢板引き抜きに伴い、埋設管や人孔の沈下、埋設管と人孔との取付け部の破損、地表面の沈下等が生ずる場合がある。鋼矢板引き抜き時に地表部の状況を観察すると、軟弱粘性土地盤では、U形鋼矢板のフランジ間に粘性土が挟まった状態で大量の土が鋼矢板と一緒に抜け上がり、かなりの空隙の発生とそれに伴う地表面沈下が生じ、トラブルが発生する場合が少なくない。また、砂質土地盤でも、軟弱粘性土地盤の場合程多くないが、鋼矢板の引き抜きとともに土と一緒に抜け上がる場合がある^{1)~3)}。

このような鋼矢板引き抜きに伴う沈下対策として、引き抜き直後に地表部から砂を落とし込んで水締めするのが一般的である。しかしながら、鋼矢板引き抜きに伴う地表面沈下が大きい場合には、引き抜きと同時に、鋼矢板根入れ先端部から薬液やセメントミルクを同時注入して、空隙を充填する対策を施している^{4)~6)}。

鋼矢板引き抜きに伴う埋設構造物や地表面の沈下は、引き抜きに伴い地盤中に空隙が生じ、周辺地盤がそこに押し出して空隙が減少することにより、地表面沈下が誘発されるものと考えられる。

この問題に関連した研究例として、砂質土を使った模型実験で、鋼矢板引き抜きに伴い埋設管に作用する土圧の増加を検討した例がある^{7)~8)}。

本研究の目的は、軟弱な粘性土地盤での矢板壁引き抜きに伴い、周辺地盤が応力解放によって発生した空隙に向かって押し出すように変形することによって生ずる地表面沈下量の推定方法と、2枚の矢板壁で挟まれた地盤

の場合について、矢板壁引き抜きによる地表面沈下の状況を明らかにすることである。本研究は、室内模型実験を行い、その測定結果を基に検討している。なお、実験は繰り返した軟らかい粘土を詰めた実験土槽で行っている。乱れによる圧密沈下の分は含まないものと考えている。

2. 室内模型実験の方法と試料

(1) 実験土槽と引き抜き装置

実験土槽の概要を図-1に示す。土槽の内のり寸法は高さ800 mm、幅600 mm、奥行き300 mmである。底板と側壁は厚さ25 mmのアルミ製で、正面は透明アクリル板(厚さ25 mm)となっている。

この土槽の特徴は、アクリル板に接する土の面に直接タテ、ヨコ20 mm角でメッシュが描けるようにしてあり、各交点の変位から矢板壁引き抜きに伴う地盤断面の動きが測定できるようになっている。

また、矢板壁の引き抜き装置は、図-2に示すように電動スクリー式の引き上げ軸の先端に矢板壁取付治具を装着したものである。

(2) 模型地盤の作成と矢板壁の設置方法

実験土槽の透明アクリル板を取り外し、その面を上向きに寝かせて、所定の強度に調合した練り返し白色粘土を詰める。土の表面(あとで透明アクリル板面に接する)を修正したあと、その表面から垂直に板状矢板壁(奥行き300 mm)を圧入する。その後、土の表面にタテ、ヨコ20 mm間隔の黒色直線を引き、地中変位測定メッシュを構成させる。

透明アクリル板を取り付けて土槽を起こし、模型地盤の地表面となる側の蓋状板を取り外し、模型地盤を完成させる。このままで、模型地盤は5時間程度は自重による圧密変形が生じないことを確認している。なお、透明アクリル板面を含めた土槽全面と矢板壁には、流動パラ

* 正会員 工博 早稲田大学教授 土木工学科
(〒169 新宿区大久保 3-4-1)

** 正会員 工博 東京都土木技術研究所主任研究員

*** 正会員 東海興業(株)技術研究所

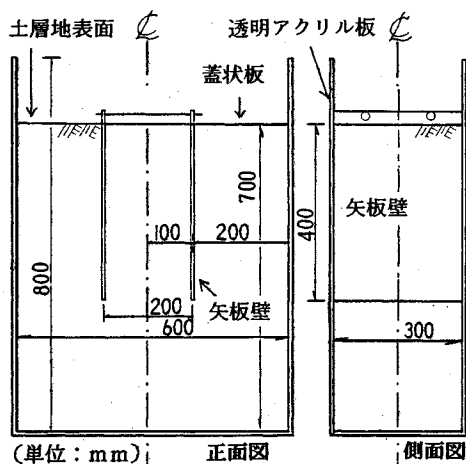


図-1 実験土槽

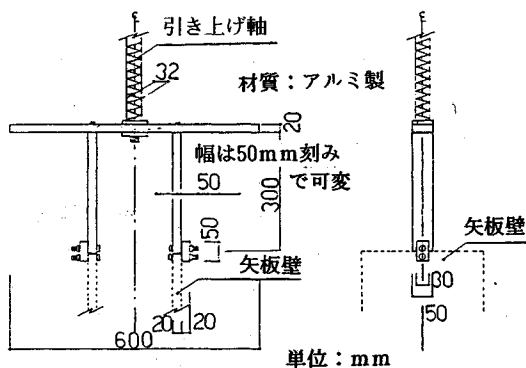


図-2 引き抜き装置

フィンを塗布し、模型地盤との摩擦の低減を図った。

矢板壁の設置位置は3種あり、一つは1枚の矢板壁を中央部でなく、土槽の右側側壁から200mm離れた位置に設置して左側の地盤部分を広くとり、土槽側壁の影響が小さくなるようにした。また、一つは1枚の矢板壁を土槽の中央に設置した。もう一つは、2枚の平行矢板壁を同時に引き抜いた場合の矢板壁で挟まれていた地盤中の変形を調べる目的で、2枚の矢板壁をそれぞれ左右の土槽側壁から200mm離れた位置に設置した。

また、模型実験では、矢板壁引き抜き時に生じる空隙内の圧力が負圧となると、土が非常に軟らかいため空隙まわりの地盤変形が大きく出るので、矢板壁には空気抜きパイプ（口径2mm）をつけた。現場では、隣接矢板を引き抜いたときの空隙部がある程度残存しているので負圧の発生はないと考えられる。

(3) 地表面沈下量の測定方法

図-3に示すように、模型地盤の地表面には、沈下量測定用の鋺を設置した。地表面沈下量は、矢板壁引き抜き前後のレベル測量結果の差から算定した。また、地表

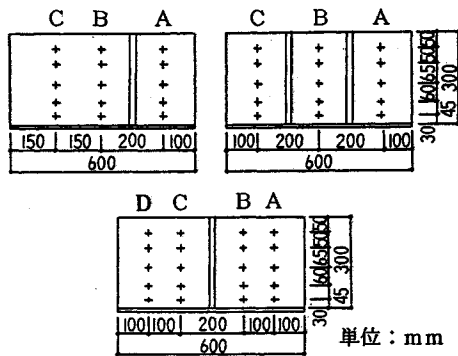


図-3 地表面沈下量の測定位置

面沈下の分布形状は、地表面での黒色メッシュ交点が不鮮明となるため、地表面から20mm下の地中変位測定値およびレベル測量結果をもとに求めた。

(4) 地中変位の測定方法

透明アクリル板方向から矢板壁引き抜き前後で写真撮影し、正方形メッシュ交点座標をデジタイザー（分解能0.1mm）で読み取り、引き抜き前後の座標値の差から変位量を求めた。地中変位の大部分は、矢板壁引き抜きが終わるまでの間に生じ、その後の変形は僅かである。

なお、引き抜き後の写真撮影は、矢板壁を引き抜いてから1時間経過した時点で行った。矢板壁の引き抜き速度は、10mm/minである。

(5) 測定した地中変位の補正

透明アクリル板面で測定した地中変位の方向が土層内部でも変わらないものと仮定し、土層奥行き方向の矢板壁中央部断面での地表面最大沈下量 δz_{max} と透明アクリル板面で測った最大沈下量 δz_{acl} との比を補正係数とし、透明アクリル板面の測定値に、上述の補正係数を乗じて地中変位とした。補正係数の値は表-2のように各実験ごとに異なり、1.1~1.7とかなりバラつくが、土槽周辺摩擦の影響が実験ごとに異なるため、この種の実験では、ある程度の差が生じるのは避けられない。

(6) 引き抜き中の空隙閉塞過程の観察

矢板壁引き抜き中の空隙の発生とその閉塞過程は、ビデオによる撮影と目視による観察で行った。

また、矢板壁を引き抜いたあと1時間経過した時点の空隙の閉塞状態は、空隙側壁部の黒色メッシュ交点是不鮮明となるため、それより20mm離れた鮮明な地中変位測定点の変位量を空隙側壁の変位量に置き換えて求めた。

(7) 試料

本実験に適する土試料の非排水せん断強さ S_u は、以下に示す Peck (1969)⁹⁾ が提案した安定数 (Stability Number) N_s を基に決定した。

$$N_s = \gamma \cdot h / S_u \dots \dots \dots (2.1)$$

表-1 土試料の配合比

材 料	ベントナイト	カオリン	水	含水比の範囲%
重量比	1. 0	2. 3	4. 5	130~136

表-2 実験の種類

実験番号	矢板壁の種類			模 型 地 盤			地中変位の係数
	深さH	厚さt	枚数	土の強さ S_u	土の重量 γ_s	安定数 N_s	
	mm	mm	枚	tf/m ²	tf/m ³	—	
1	400	20	1	0.08	1.35	6.8	1.1
2	400	10	1	0.08	1.34	6.7	1.4
3	400	10	2	0.08	1.35	6.8	1.2
4	200	20	1	0.09	1.34	3.0	1.7
5	200	10	1	0.07	1.33	3.8	1.5
6	200	10	2	0.09	1.34	3.0	1.3
7	200	10	中1	0.05	1.35	4.0	1.6

注) 中1は、矢板壁の設置位置を土槽の中心位置とした場合。
注) SI単位換算: 1 tf/m² = 9.8kPa 1 tf/m³ = 9.8kN/m³

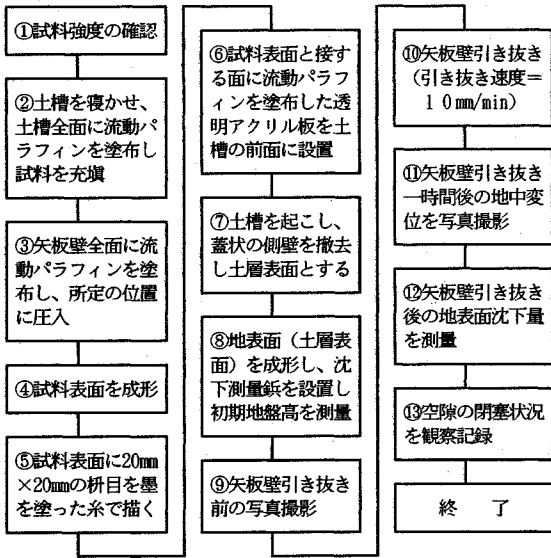


図-4 実験のフロー

ここで、 γ_s は、土の湿潤単位体積重量 (tf/m³)
 h は、掘削深さ (m)

S_u は、地表面から掘削底面に至るまでの全般破壊に関連する範囲の地盤の土の非排水せん断強さ (tf/m²)

ちなみに、Peckによれば、 $N_s=6\sim7$ になると塑性域が掘削底面に達して塑性平衡状態となり、地表面の沈下量が大きくなるとしている。東京の沖積粘性土地盤での小規模な開削工事を想定し、 $\gamma_s=1.60$ tf/m³、 $h=4.00$ m、 $S_u=1.30$ tf/m²とすれば $N_s=4.92$ となる。

掘削深さを模型地盤中に設置した矢板壁深さ H に置き換え、 $H=0.4$ m、 $\gamma_s=1.35$ tf/m³ とすれば、 $N_s=4.92$ に相当する S_u は 0.11 tf/m² となる。実験に用いた土は、白色のベントナイトとカオリン粘土を混合し、水を加えて練り返し、 $\gamma_s=1.35$ tf/m³、 $S_u=0.11$ tf/m² 程度を目標値とした。土試料の配合比は表-1 のようなものである。また、実験で使用した N_s は $3.0\sim6.8$ の範囲である。

(8) 実験の種類

以上述べた実験のフローは、図-4 のとおりである。

実験は、矢板壁の深さ H 、厚さ t 、枚数、設置位置を変えて表-2 に示すように7種類の実験を行った。また、同一条件の実験を3回行った。誤差は、測定値の平均値に対して30%程度であったが、定性的には3回ともすべて同じ変形状況である。表-2 に示した模型地盤の非排水せん断強さ S_u と湿潤単位体積重量 γ_s は、実験土槽

に詰めた練り返し土のペーンせん断試験と単位体積重量試験により求めた平均値である。これらの値と掘削深さ h の代わりに矢板壁の引き抜き深さ H を式 (2.1) に代入し、安定数 N_s を計算した。

3. 矢板壁の引き抜きに伴う周辺地盤の変形

(1) 地中変位

矢板壁引き抜きに伴う周辺地盤の地中変位の測定例を、図-5~8 に示す。

a) 矢板壁が1枚の場合

① 矢板壁深さが400 mm、厚さ20 mm の場合
深さが400 mm、厚さ20 mm の矢板壁を引き抜いた場合(実験番号1)を図-5に示す。

引き抜き位置の左側地盤では、矢板壁から土槽側壁までの距離が矢板壁深さ相当であり、円弧状のすべり面が想定される地中変位となっている。

右側地盤の地中変位は、土槽側壁部で境界の影響を受け、右側地盤全体として、鉛直変位が卓越している。これは、土槽側壁に流動パラフィンを塗布し地盤との摩擦を低減した影響によるためである。水平変位が卓越するのは、いちばん深い空隙部周辺であった。

② 矢板壁深さが200 mm、厚さ10 mm の場合
深さ200 mm、厚さ10 mm の矢板壁を引き抜いた場合(実験番号5)を、図-6に示す。

空隙の左側地盤では、引き抜き位置を円弧の中心とし、矢板壁深さの約2/3の深さまでの長さを半径とする円弧で囲まれた領域の地中変位が大きい。この領域外の地中変位は小さく、引き抜き先端付近では水平変位が卓越した変位ベクトルとなっている。

一方、空隙の右側地盤では、空隙周辺の地中変位は空隙深さの1/2の深さまではほぼ鉛直方向変位が卓越している。それ以深では、深くなるに従って徐々に水平変位が大きくなって、空隙方向に向かう地中変位となっているが、変位の大きさは小さい。また、土槽側壁近傍の地中変位は、ほとんど認められない。

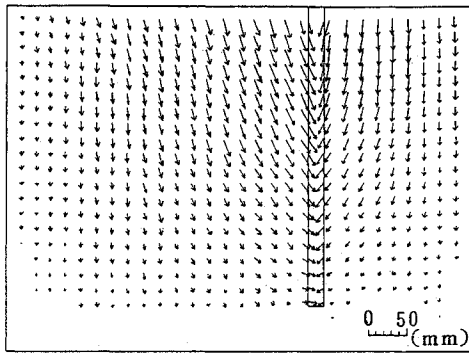


図-5 地中変位 (実験番号 1)

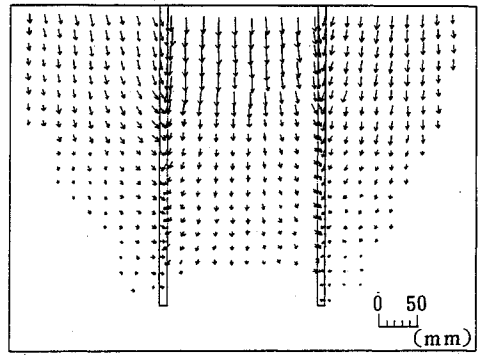


図-7 地中変位 (実験番号 3)

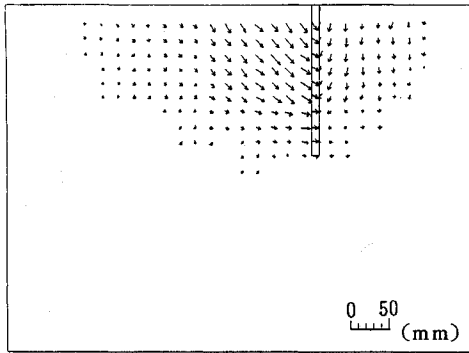


図-6 地中変位 (実験番号 5)

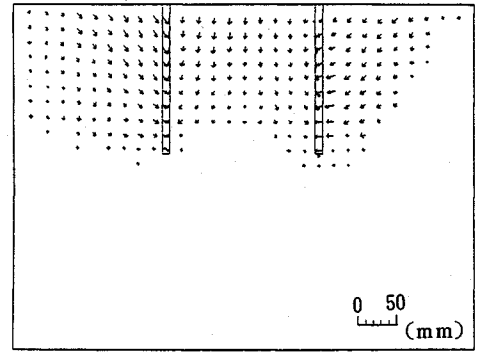


図-8 地中変位 (実験番号 6)

b) 矢板壁が平行 2 枚の場合

矢板壁を 2 枚同時に引き抜いた場合 (実験番号 3 と 6) の地中変位ベクトルを、図-7、図-8 に示す。矢板壁の厚さ t はともに 10 mm である。ここでは、2 枚の矢板壁に挟まれた地盤中の変位のみ注目する。

① 矢板壁深さが 400 mm の場合

図-7 に示すように、2 つの空隙で挟まれた領域の地中変位は、地表に近い領域ではほぼ鉛直に一樣に沈下している。

空隙深さの約 1/3 の深さより深い地盤では、柱が座屈したような変形状態となっており、左右の空隙へ向かって広がる変形形状となっている。

② 矢板壁深さが 200 mm の場合

図-8 に示すように、矢板壁深さが 400 mm の場合と比べ変位量は小さいが、変形状態はほぼ同様であった。

(2) 空隙の閉塞状況

矢板壁と地盤との境界から 20 mm 離れた地中変位測定点で求めた水平変位分布 (以下、側壁分布という)、および閉塞状況のスケッチを図-9 に示す。

a) 矢板壁深さの差による空隙閉塞状況の比較

① 矢板壁深さ 400 mm の場合

深さ 400 mm の矢板壁を 1 枚引き抜いた場合の空隙側壁分布を、図-9 (1)、(2) に示す。

引き抜きと同時に、最深部では空隙が閉塞する。そし

て、引き抜きに伴い矢板壁の先端直下に 10 mm 程度の空隙が発生するが、短い時間で空隙に向かって周辺地盤が変形する。

また、矢板壁には流動パラフィンを塗布し地盤との摩擦の低減を図ってあったが、引き抜き開始時に矢板壁に接する周辺地盤の土がわずかに上向きに引きずられた。しかし、矢板壁先端下の空隙発生とその周辺地盤の沈下移動による閉塞とともに、矢板壁周辺地盤の上向きの変形は認められない。

このような空隙発生とその閉塞過程が、矢板壁先端下の地盤で引き抜きとともに逐次生じ、最終的には閉塞後のスケッチに示すように、地表面に近い部分には V 形の空隙が残る。矢板壁を挟んだ左右の地盤からの移動量を比較すると左側地盤からの移動量が多い。

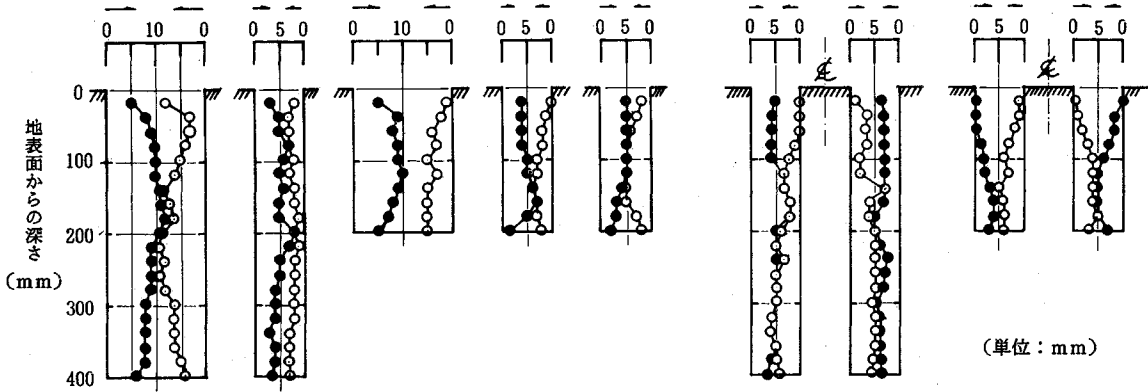
② 矢板壁深さ 200 mm の場合

深さ 200 mm の矢板壁を 1 枚引き抜いた場合の空隙側壁分布を、図-9 (3)、(4) に示す。

引き抜き開始時に、矢板壁先端の直下 20 mm の地中で上向きに変形し膨れ上がる。そして、引き抜きと同時に発生した空隙に向かって周辺の土が変形する。

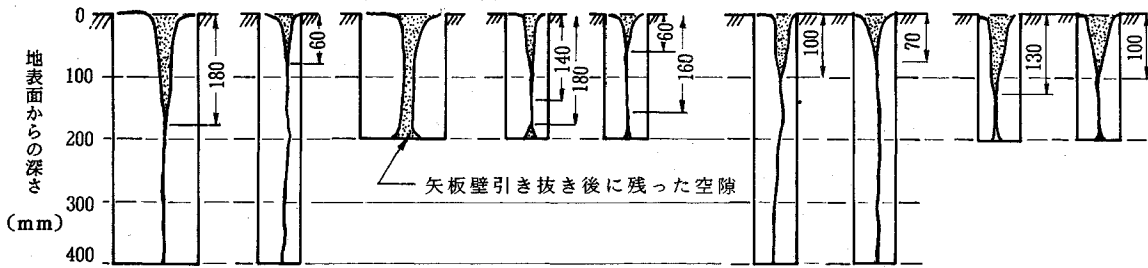
矢板壁引き抜き後に残った空隙の形状は、空隙深さの中央部以深がくびれた鼓形である。実験番号 4 の厚さ 20 mm の場合は閉塞しないが、実験番号 5 の厚さ 10 mm の場合は空隙のくびれた部分が一部閉塞する。

空隙側壁近傍の水平変位分布



(単位: mm)

閉塞状況のスケッチ



- (1) 実験番号1 $t=20$ $H=400$ (2) 実験番号2 $t=10$ $H=400$ (3) 実験番号4 $t=20$ $H=200$ (4) 実験番号5 $t=10$ $H=200$ (5) 実験番号7 $t=10$, 中央 $H=200$ (6) 実験番号3 $t=10$, 2枚 $H=400$ (7) 実験番号6 $t=10$, 2枚 $H=200$

図-9 空隙側壁近傍の水平変位分布と閉塞状況のスケッチ

矢板壁を挟んだ左右の地盤からの移動量を比較すると厚さ 20 mm の場合には左側地盤からの移動量が大きく、右側地盤からの移動量の約 2 倍である。

これは、矢板壁と土槽側壁までの距離、言い替えれば空隙発生に伴う応力変化の影響を受ける地盤範囲が広いほど、空隙に向かう変位が大きくなるためである。

また、最大側方変位の発生深さは、実験番号 1, 2 の場合 ($H=400$ mm) で深さ 180 mm と 200 mm、実験番号 4, 5 の場合 ($H=200$ mm) で深さ 120 mm と 160 mm である。

このように、矢板壁深さが深い場合 (安定数 $N_s=6.7 \sim 6.8$) には深い部分で閉塞し、浅い部分に V 形の空隙が残る閉塞状態となる。矢板壁深さが浅い場合 ($N_s=3.0 \sim 3.8$) は空隙の閉塞状況は不完全で、深さ 120 ~ 170 mm の側方変位が大きく鼓形の空隙状況となっている。

b) 矢板壁の厚さの差による空隙閉塞状況の比較

空隙閉塞が顕著であった矢板壁深さが 400 mm の場合 (実験番号 1, 2, 矢板壁枚数 1 枚) について空隙厚さ t の差による閉塞状況を比較する (図-9 (1), (2))。

スケッチに示すように、厚さ t が 10 mm の場合 (実験番号 2)、地表面からの深さが 60 mm という浅い深さ

以深が閉塞しているのに対して、厚さ t が 20 mm の場合は地表面から 180 mm の深さで深で閉塞している。

前者の矢板壁厚さ t の薄い場合には、空隙の左右の側壁変位の和が空隙厚さ以上に变形しうるため、左右の側壁が閉塞していき、残った空隙深さが浅くなったものと考えられる。一方、矢板壁厚さが厚い場合は、浅い部分では空隙側壁の変位量以上に初期空隙厚さがあり、深さ 200 mm、厚さ 20 mm の場合のような変形が起って深い空隙が残る、深い部分では側方変形が大きく、閉塞したものと考えられる。

c) 矢板壁の設置位置による空隙閉塞状況の比較

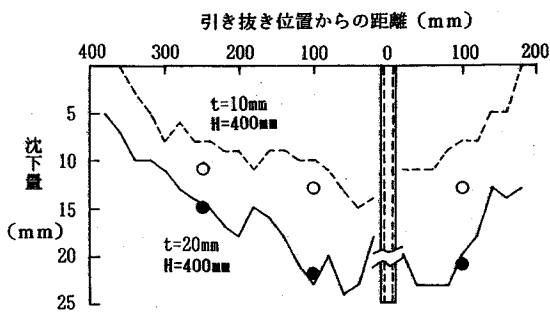
中央に設置した場合 (実験番号 7) には左右地盤からの沈下と移動が対称的で、最大側方変位は深さ 80 ~ 120 mm で発生し、深さ 60 ~ 160 mm 区間のくびれた部分が閉塞した鼓形の空隙状況となっている (図-9 (5))。

土槽の右側に寄せて設置した場合 (実験番号 5) には左側地盤からの変位がやや大きく、深さ 140 ~ 180 mm 区間で閉塞した鼓形の空隙状況である (図-9 (4))。

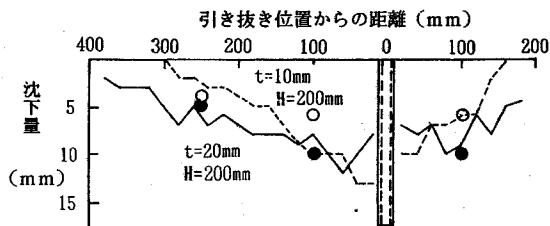
d) 2 枚の平行矢板壁の空隙閉塞状況

矢板壁が 2 枚の場合 (実験番号 3, 6) の空隙側方変位分布を、図-9 (6) と図-9 (7) に示す。

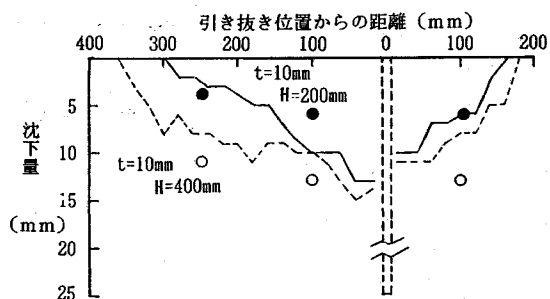
2 枚の平行矢板壁で挟まれていた領域に注目すると、



(1) 実験番号 1, 2 (矢板壁右側 L=400mm の場合)



(2) 実験番号 4, 5 (矢板壁右側 L=200mm の場合)



(3) 実験番号 2, 5 (矢板壁深さの違いの比較)

図—10 地表面沈下量の分布

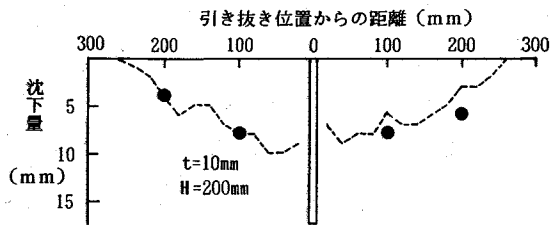
矢板壁深さ H が 400 mm の場合、左側の空隙の右側側壁分布は深さが深くなるほど大きくなり、右側の空隙の左側側壁分布も同様で、深さ 140 mm で最大 7 mm の側方変位となる。スケッチに示すように、空隙は地表面からの深さが 70~100 mm 以深で閉塞している。

また、矢板壁深さ H が 200 mm の場合も 2 枚の平行矢板壁で挟まれていた地盤では、深くなるほど外側への側方変位が大きくなり、深さ 100~130 mm 以深で閉塞する。

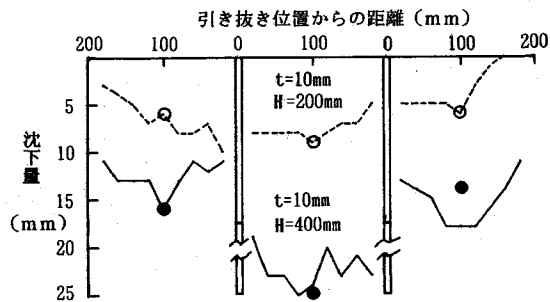
このように、いずれの場合も矢板壁で挟まれていた領域の外側方向へ向かう変位が、矢板壁外側地盤からの変位より大きい。

(3) 地表面沈下量

地表面沈下量の分布を図—10と図—11に示す。折線は地表面下 20 mm の地中変位測定点による沈下量で、プロットは沈下測量点の沈下量である。



(1) 実験番号 7 (矢板壁中央 1 枚の場合)



(2) 実験番号 3, 6 (2 枚の平行矢板壁の場合)

図—11 地表面沈下量の分布

a) 矢板壁の深さが 400 mm の場合の厚さの違いによる沈下量の比較

図—10 (1) に示すように、厚さ 20 mm の実験番号 1 では、引き抜き位置の左側地盤の地表面沈下分布は、引き抜き位置から離れるにしたがい沈下量が漸減する分布形状となっている。右側地盤の地表面沈下分布は、右側土槽側壁まで沈下した分布形状となっている。

一方、厚さ 10 mm の実験番号 2 では、厚さ 20 mm の場合の約 1/2 の沈下量となっており、沈下分布形状は厚さ 20 mm の場合とほぼ同じである。

また、矢板壁引き抜き付近で引き抜き時に矢板壁との摩擦の影響を受けるため、最大沈下量の発生位置は矢板壁から少し離れた位置で生じるが、分布形状は概ね三角形分布と見せる。

b) 矢板壁の深さが 200 mm の場合の厚さの違いによる沈下量の比較

図—10 (2) に示すように、空隙の左側地盤の地表面沈下範囲は、厚さ 10 mm の場合、矢板壁深さの約 1.5 倍に相当する位置まで及び、沈下範囲の途中 (引き抜き位置から 170 mm 離れた地点) で沈下形状の折れ曲がり点が認められるが、概ね三角形分布と見せる。

厚さ 20 mm の場合では、土槽側壁付近まで沈下範囲が広がっており、沈下形状は引き抜き位置から離れるにしたがい沈下量が漸減する形で、三角形分布に近い。また、最大沈下量の大きさは、厚さ 10 mm の場合と差がない。

c) 矢板壁の深さの違いによる沈下量の比較

矢板壁の深さの違いによる沈下量の比較を図-10(3)に示す。厚さはともに10mmである。

矢板壁深さが400mmの場合の最大沈下量と沈下範囲は、200mmの場合より少し大きい。また、深さ400mmの方が沈下断面積が大きく、大きな沈下が生ずる範囲が矢板壁より遠くまで及んでいる。

厚さ20mmの場合は、図-10(1),(2)の実線で示した折れ線で比較すると、最大沈下量は矢板壁深さが400mmの場合が200mmの場合の約2倍で、沈下断面積は相似した三角形となっている。

d) 矢板壁の設置位置が中央の場合

矢板壁の設置位置が土槽の中央の場合の地表面沈下量分布を、図-11(1)に示す。

引き抜き位置を境に左右対称的な地表面沈下分布を示し、沈下量の最大値は図-10(2)の場合と同程度となっている。

e) 矢板壁が平行2枚の場合

矢板壁が平行2枚の場合の地表面沈下量分布を、図-11(2)に示す。

矢板壁深さが400mmの場合に空隙の外側の地表面沈下量分布は、土槽側壁部まで及んでいる。沈下量の大きさは、矢板壁深さが400mmの場合が200mmの場合の2倍近いことが分かる。

2枚の矢板壁で挟まれていた地盤の地表面沈下量は、一様な沈下量となっており、400mmの場合は25mmであり、200mmの場合(8mm)の約3倍である。

この領域の地表面沈下量が一様で大きくなったのは、矢板壁引き抜き後、左右の矢板壁の拘束が除かれ自立状態となるため、地表面から矢板壁先端深さまでの地盤で、上層部地盤の自重がその領域の下層部に荷重として作用し、下層部では支持力不足となって沈下が大きくなり、外側地盤より大きな沈下量になったものと考えられる。

自立状態となった地盤の土被り圧が土の非排水せん断強さ S_u から計算される一軸圧縮強さ $q_u = 2 S_u$ を越える深さ h_c を表-2の値から計算すると、 $2 S_u / \gamma_t = 119 \text{ mm}$ となる。この深さは、図-9(6)のスケッチに示した空隙が塞がった深さにほぼ相当している。

このことにより、2枚の平行矢板壁で挟まれた領域の地盤では、その下層部が外側へ向かって変形し、地表面沈下が大きくなったと考えられる。

4. 空隙閉塞周辺地盤のすべり面の推定

図-9に示したように、矢板壁の引き抜きによる空隙側壁分布から、その最大値は矢板壁の先端より浅い深さで生ずる場合が多い。このことは、矢板壁背面地盤中に生じた潜在的なすべりの結果と考えられる。

また、矢板壁が平行2枚の場合の矢板壁で挟まれた地盤の地表面沈下量が外側より大きくなったが、それは矢

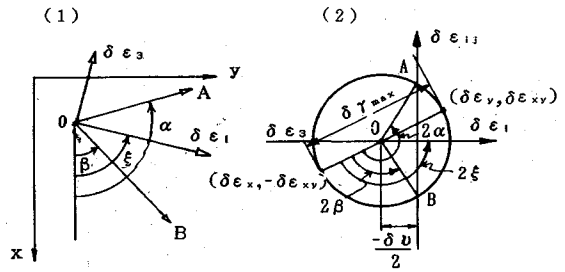


図-12 ひずみ増分概念図とモール円

板壁で挟まれた地盤の下層部で支持力不足になるためと考えられた。

そこで、解析的にすべり面を推定し、これらを検討することとした。

(1) 模型実験でのひずみ解析による推定

James & Bransby (1970)¹⁰⁾は、密詰め砂とゆる詰め砂の土槽実験を行って受働土圧状態にある土中ひずみを分析し、後述するゼロ伸びひずみ軌跡 α, β 曲線が砂層中のすべり面形状と密接に関係することを見いだした。

そこで、模型実験で得られた節点変位データを使って、空隙閉塞後の周辺地盤のひずみを分析し、ゼロ伸びひずみ軌跡 α, β 曲線を求めることにした。

各要素の節点変位から算定したひずみ増分をそれぞれ $\delta \epsilon_x, \delta \epsilon_y, \delta \epsilon_{xy}$ とすると、最大せん断ひずみ増分 $\delta \gamma_{max}$ と体積ひずみ増分 δv は次式で計算される。

$$\delta \gamma_{max} = \pm \{ (\delta \epsilon_x + \delta \epsilon_y)^2 + 4 \delta \epsilon_{xy}^2 \}^{1/2} = |\delta \epsilon_1 - \delta \epsilon_3| \dots \dots \dots (4.1)$$

$$\delta v = \delta \epsilon_x + \delta \epsilon_y \dots \dots \dots (4.2)$$

主圧縮ひずみ増分の x 軸に対する傾き ξ は、次式で計算される。

$$\xi = 1/2 \cdot \tan^{-1} \{ 2 \delta \epsilon_{xy} / (\delta \epsilon_x - \delta \epsilon_y) \} \dots \dots \dots (4.3)$$

図-12(1),(2)は、ゼロ伸びひずみの方向 α, β および主圧縮ひずみ増分の方向 ξ の概念図と関連するひずみ増分のモール円を示す。

図-12(1)のOAとOBに示す2つの方向傾角面上では、線ひずみ増分 $\delta \epsilon_{ii}$ が0であり、これらの方向傾角をゼロ伸びひずみ方向 α, β と呼び、ダイレイタンシー角 ν_d を使って次のように表わせる。

$$\alpha = \xi + (\pi/4 - \nu_d/2) \beta = \xi - (\pi/4 - \nu_d/2) \dots \dots \dots (4.4)$$

ここで、

$$\nu_d = \sin^{-1} (-\delta v / \delta \gamma_{max}) \dots \dots \dots (4.5)$$

ν_d は、土が膨張する場合にプラスである。本実験は非排水条件で行っており、 $\delta v = 0$ ゆえ $\nu_d = 0$ となる。

なお、ゼロ伸びひずみ軌跡 α, β 曲線の描き方は、分割した各要素の α, β を式(4.4)で計算し、その計算値を基にコンターラインを引いて求める。

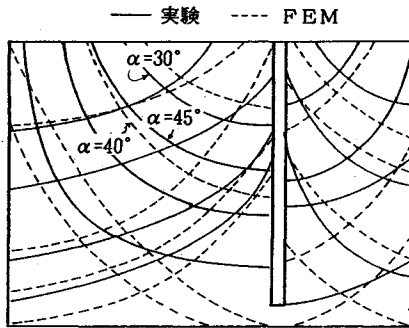


図-13 ゼロ伸びひずみ軌跡網 (実験番号 1)

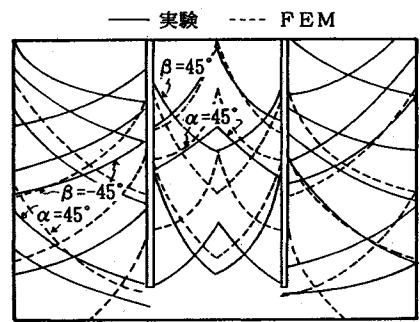


図-15 ゼロ伸びひずみ軌跡網 (実験番号 3)

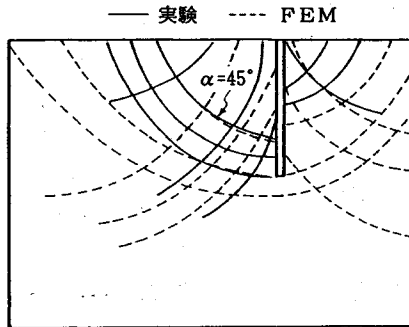


図-14 ゼロ伸びひずみ軌跡網 (実験番号 5)

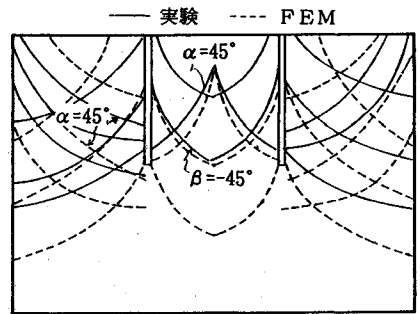


図-16 ゼロ伸びひずみ軌跡網 (実験番号 6)

(2) 有限要素法による推定

実験で得られた空隙側壁と先端部の変位を強制変位として与え、周辺地盤のひずみを計算し、ゼロ伸びひずみ軌跡網を求めた。ここでは、地盤を弾性体と仮定した。

解析上の諸入力値は、逆解析手法により、模型実験結果の地表面沈下量に近似する条件を求め、これを入力値とした。一連の実験に対する入力値は、以下のとおりである。

- 1) 地盤の変形係数 $E_s = 16.8 \text{ tf/m}^2$
- 2) 〳 ポアソン比 $\nu = 0.49$
- 3) 〳 非排水せん断強さ $S_u = 0.09 \text{ tf/m}^2$
- 4) 湿潤単位体積重量 $\gamma_t = 1.35 \text{ tf/m}^3$

(3) ゼロ伸びひずみ軌跡曲線網

本実験は非排水条件で行っているのので、式(4.4)から、ゼロ伸びひずみ方向角 α, β は最大主ひずみ方向 ξ に対して $\pm 45^\circ$ の傾きを持ち、飽和粘性土の非排水三軸圧縮試験時の崩壊角が、最大主ひずみ方向に対して 45° となることと一致する。

a) 矢板壁 1 枚の場合

実験番号 1 と 5 についてのゼロ伸びひずみ軌跡曲線網を図-13 と図-14 に示す。図中の実線が模型実験によるもので、点線が FEM 解析によるものである。

実験番号 1 では、模型実験結果が FEM 解析によるものに比べ狭い領域で軌跡曲線網が形成され、これらのうち $\alpha = 45^\circ$ のゼロ伸びひずみ軌跡曲線は、図-5 に示

した地中変位ベクトル、および図-9 (1) に示した閉塞状況から推定されたすべり面形状に近い。実験番号 5 の場合も、模型実験結果が FEM 解析によるものに比べ狭い領域で軌跡網が形成され、 $\alpha = 45^\circ$ のゼロ伸びひずみ軌跡曲線は、図-6 に示した地中変位ベクトル、および図-9 (4) のスケッチに示した鼓形の空隙閉塞状況から推定した円弧状のすべり面形状に近い。

このことから、矢板壁引き抜きに伴って発生した空隙に向かって、周辺地盤は円弧状のすべり面網を形成し、空隙側壁が図-9 のように空隙深さの中央部がくびれた分布に変形して、地表面沈下を誘発したことが分かる。

b) 矢板壁が平行 2 枚の場合

矢板壁が平行 2 枚の場合のゼロ伸びひずみ軌跡曲線網を、図-15、図-16 に示す。

矢板壁で挟まれた領域のゼロ伸びひずみ軌跡 α, β 曲線形状は、支持力機構のクサビ状領域とその外側に生ずる放射遷移領域のすべり線網に近い。しかし、遷移領域外側の受働領域が空隙の発生で期待できない。

この領域の α, β 曲線網のうち、 $\alpha = 45^\circ$ の軌跡曲線が空隙部と交わる深さは、図-7、図-8 に示した地中変位ベクトルと図-9 (6), (7) に示した空隙の閉塞状況が示すように、空隙側壁変位が外側に向かって大きくなる深さにほぼ相当し、それ以深で空隙が閉塞している。したがって、3. (3) 地表面沈下量の e) 矢板壁が平行 2 枚の場合の項で述べたように、2 枚の平行矢板壁で挟

まれた領域の地表面沈下量が大きくなったのは、空隙発生に伴う支持力不足によることが分かる。

5. 矢板壁引き抜きによる地表面沈下量の推定

(1) 空隙閉塞体積と地表面沈下体積の関係

模型実験の全結果を用いて、空隙の閉塞体積 V_d と地表面沈下体積 V_g の関係を求めると、図-17 のようになる。ここで、空隙閉塞体積 V_d は、図-9 に示した空隙の左右側壁の水平変位をもとに算出したもので、矢板壁自身の引き抜き体積 V_0 に対する比 $n = V_d/V_0$ を空隙の閉塞率 n と呼ぶことにする。また、地表面沈下体積 V_g は、図-3 に示した地表面沈下測量位置での沈下量をもとに、沈下土積量として計算したものである。

実験では、矢板壁の深さ、厚さ、枚数、設置位置、及び空隙閉塞率にも係わらず、図-17 に示したように空隙閉塞体積 V_d と地表面沈下体積 V_g とはかなり等しい関係がある。しかし、図中で V_g の方が V_d よりやや大きいものが多いが、これは平面矢板に附着して抜け上がる土量に相当する。この土量分は、空隙閉塞体積に加算されるべきものであるので、このように V_d を補正すれば $V_g = V_d$ の関係が成立する。一方、メカニズム上では、本研究対象と同一と考えられる軟弱粘性土地盤における山留め壁の変形体積 V_w と地表面沈下体積 V_g の関係も $V_w = V_g$ であることが多くの実測例¹¹⁾ から明らかである。従って、図-17 は第3章の土槽側壁の影響を受けたデータに基づいているが、土槽側壁の影響がなくとも $V_g = V_d$ の関係は成立すると考えられる。

(2) 地表面沈下量と沈下範囲の推定

空隙の閉塞状況、それに伴う潜在的円弧すべり面の発生などから、地表面の最大沈下量 δz_{max} に及ぼす影響因子として、空隙の閉塞率 n 、安定数 N_s 、初期空隙厚さ t が考えられる。なお、安定数 $N_s (= \gamma_t \cdot h / S_u)$ は掘削深さ h の代わりに矢板壁深さ H を代入して求める。

空隙の閉塞率 n は、安定数 N_s と密接に関係するように考えられたので、両者の関係を実験結果で調べた。その結果、閉塞率 n は、図-18 のように安定数 N_s が 3.0 ~ 6.8 の範囲で N_s の増加に従って、比例して増加する。

このことから、閉塞率 n と安定数 N_s は地表面の最大沈下量 δz_{max} の影響因子と考えてよいであろう。また、初期空隙厚さ t は、3.(2) 閉塞状況、及び 3.(3) 地表面沈下量で述べたように、重要な影響因子の一つである。

そこで、閉塞率 n と安定数 N_s を乗じた値 $n \cdot N_s$ を横軸にとり、最大沈下量 δz_{max} を初期空隙厚さ t で除した無次元化量 $\delta z_{max}/t$ との関係を実験についてプロットすると、図-19 のように直線関係となり、次式が得られた。なお、矢板壁が平行2枚の場合の t は、矢板壁1枚の厚さの2倍の値とした。

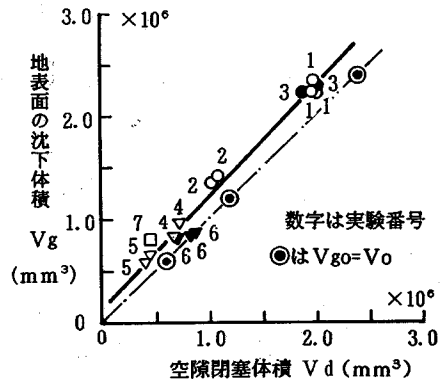


図-17 地中壁引き抜き後の空隙閉塞体積 V_d と地表面沈下体積 V_g の関係

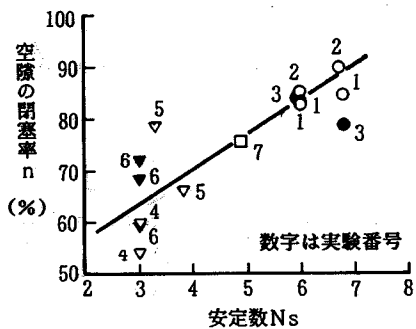


図-18 安定数 N_s と空隙閉塞率 n の関係

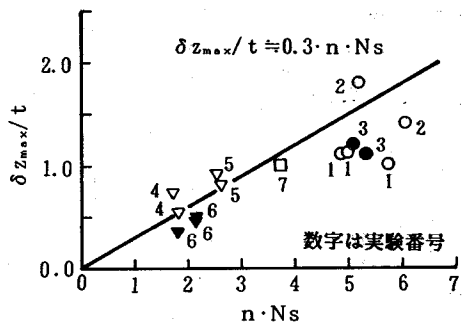


図-19 $n \cdot N_s$ と $\delta z_{max}/t$ の関係

$$\delta z_{max}/t = 0.3 n N_s \dots \dots \dots (5.1)$$

また、図-10 から、沈下量分布は三角形分布とみなせることから、矢板壁を挟む両側地盤からの地盤変形量が同じだと仮定し、片側地盤の地表面沈下範囲を L 、矢板壁の奥行きを b とした場合、地表面沈下体積 V_g は、

$$V_g = 2 \delta z_{max} \cdot L \cdot b / 2 \dots \dots \dots (5.2)$$

が成立する。したがって、 L は次式のようになる。

$$L = V_g / \delta z_{max} / b \dots \dots \dots (5.3)$$

図-17 から $V_g = V_d = n V_0 = n \cdot H \cdot t \cdot b$ ゆえ、

$$L = n \cdot H \cdot t / \delta z_{max} \dots \dots \dots (5.4)$$

しかし、現場の鋼矢板は平板ではなくU字形である。

本田ら⁵⁾の現場計測結果によれば、鋼矢板フランジ間の凹部面積全面に土が挟まった状態を100%とすると、粘性土の場合はその70~100%相当の断面に土が挟まった状態で抜け上がる。そこで、この現場計測結果を参考とすれば、式(5.1)と(5.4)を実際の工事に適用する場合の t のとり方は、以下ようになる。

$$t = \alpha A / b_i \dots \dots \dots (5.5)$$

ここで、 A は鋼矢板フランジ間の凹部面積、 b_i は凹部の平均幅、 α は0.7~1.0である。また、式(5.1)及び(5.4)の閉塞率 n は図-18により求められる。

以上のことから、軟弱粘性土層の安定数 N_s の範囲が3.0~6.8の場合、その現場の N_s を求めれば矢板壁引き抜きに伴う最大沈下量と地表面沈下範囲は、式(5.1)、式(5.4)、式(5.5)を用いて求めることができる。

4. ま と め

矢板壁引き抜きに伴う地盤変形とその発生機構を模型実験で検討した結果、次のような事項が明らかになった。

1) 矢板壁深さが深い場合には($N_s=6.1\sim 6.8$)、深い部分で閉塞し、浅い部分にV形の空隙を残す。浅い場合($N_s=3.0\sim 3.8$)は、鼓形の空隙が残る。このような空隙形状は、潜在的に円弧状のすべり面が発生するため、矢板壁深さの途中の側方変位が大きくなる。

2) 2枚の平行矢板壁で挟まれた地盤は、矢板壁引き抜き後、外側より大きな地表面沈下となる。

これは、ゼロ伸びびずみ軌跡 α, β 曲線網の形から、挟まれた地盤の深い部分でクサビ状領域と放射遷移すべり領域が生ずるが、空隙発生により遷移領域の外側の受働領域の支持力が期待できなくなり、支持力不足となるため、沈下量の大半が地表面から矢板壁先端までの深さで生じている。

3) 最大沈下量 δz_{max} と沈下範囲 L は、主に数個の因子で支配され、次式で表わされる。

$$\delta z_{max} = 0.3 \cdot n \cdot N_s \cdot t \dots \dots \dots (5.1)$$

$$L = n \cdot H \cdot t / \delta z_{max} \dots \dots \dots (5.4)$$

n は空隙の閉塞率で図-18から、 t は初期空隙厚さで式(5.5)から求める。 H は矢板壁深さである。

なお、実際の工事では地下水位低下や鋼矢板引き抜き時の地盤の乱れによる圧密変形等が加わるので、ここで求めた沈下量より大きくなると考えられる。

本研究結果から、人孔部底面の沈下状況を考えると、人孔部の土留め壁深さは管路部より深いので、矢板壁引き抜きによる沈下量が大きくなり、管路部の沈下量との差が生じて、人孔と管路の取付け部付近では不同沈下が起こりやすいと考えられる。

参 考 文 献

- 1) 安井和夫・田中孝二：矢板引き抜き時の立孔部における現場計測，第20回土質工学研究発表会講演集，pp.1543~1544，1985。
- 2) 吉田保・大槻康雄・山本英二：開削工事に伴う周辺地盤挙動の解析結果，第23回土質工学研究発表会講演集，pp.1613~1614，1988。
- 3) 田代郁夫・田中慎：山留め壁の引き抜きに伴う周辺地盤の変形，現場計測例，第26回土質工学研究発表会講演集，pp.1561~1562，1991。
- 4) 三代隆義・岩崎明夫：鋼矢板の抜跡注入について，下水道研究発表会講演集，Vol.19，pp.140~142，1982。
- 5) 本田健一・山本博・阿江治：土留め杭引き抜きに伴う地盤沈下予測方法に関する一考察，土木学会年次学術講演会概要集，Ⅲ，pp.397~398，1984。
- 6) 伊藤雅夫・滝口健一・勝又正二・野田和正：シートパイル引き抜き時の土砂埋戻し方法について，第25回土質工学研究発表会講演集，pp.1613~1614，1988。
- 7) 加藤矯：遠心力鉄筋コンクリート管に作用する矢板引き抜き時の付加土圧，下水道協会誌，pp.40~51，1982。
- 8) 東田淳・三笠正人：開削工法で埋設された剛性管に働く土圧—矢板引き抜き時の土圧集中—，土と基礎，Vol.32，No.12，pp.15~22，1984。
- 9) Peck, R.B. : Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground, Proc. 7th ICSMFE, State of the Art Volume, pp.225~290, 1969.
- 10) James, R.G. & Bransby, P.L. : Experimental and Theoretical Investigations of A Passive Pressure Problem, Geotechnique, Vol.20, No.1, pp.17~37, 1970.
- 11) 松尾 稔・川村国夫：掘削現場周辺地盤の沈下予測，第26回土質工学シンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.61~68，1981。

(1991.12.6 受付)

EXPERIMENTAL STUDIES ON GROUND DISPLACEMENTS CAUSED BY PULLING OUT THE SHEET PILE WALLS IN SOFT CLAY

Akira MORI, Takao SUGIMOTO, Ikuo TASIRO and Tadasi TANAKA

Proposed is methods of estimating the maximum surface settlement and the distance of surface settlement from wall caused by pulling out the sheet pile walls in soft clay ground. Experimental studies were performed on sheet pile walls buried in the model ground, which dimensions are 700 mm height, 600 mm width and 300 mm depth. Measured displacements in the ground, shapes of the residual caves and surface settlements. And consideration was given to the slip planes adjacent to the caves, based on the strain analysis of experimental results and finite element methods. So, it is provided that the maximum settlement etc., are estimated from the fill-up rate of the cave (n), the thickness of initial cave (t) and the stability number of initial cave (N_s).