

水中コンクリート底版による揚圧力対策工法の開発

田中浩一 伊藤政人 杉江茂彦
 崎本純治 上野孝之
 (土木技術本部技術第一部)

New Method of Preventing Heaving due to Uplift Pressure with Concrete Slab

Koichi Tanaka Masato Ito Shigehiko Sugie
 Junji Sakimoto Takayuki Ueno

Abstract

Heaving due to uplift pressure is usually checked by the counterpoise of the bottom ground weight at excavation. There are already some solutions where it is impossible to prevent uplift by soil weight. i.e., 1) extension of retaining wall length to the impermeable layer, 2) reduction in uplift pressure by deep-well method, and 3) shutting ground water out by soil improvement. However, these solutions have the following problems. 1) increment of retaining wall cost in the absence of an impermeable layer, 2) soil subsidence, 3) adverse influence on groundwater environment, and 4) increment of cost and uncertainty of soil improvement.

With this background, a structural prevention method has been proposed that uses the concrete slab on the bottom ground. The concrete slab is supported by the retaining wall with a shear key or anchored to the bottom ground.

This paper considers the shear strength and the arrangement of shear keys by an experimental and numerical study.

概要

土留め掘削に伴う盤ぶくれでは、一般に被圧層の揚圧力に対し底面地盤土塊重量が抵抗するよう設計される。土塊重量のみで抵抗できない場合の既存対策技術には、1) 不透水層まで土留め壁を根入れする、2) ディープウェルにより地下水を下げる、3) 地盤改良により止水する、などがある。これらはそれぞれ、不透水層がない場合の土留め壁コスト増加、地下水環境への影響、コストアップや信頼性に不安がある、など課題がある。

このような背景の下、新しい盤ぶくれ対策技術として揚圧力に対し構造的に抵抗する工法を提案した。この工法は、水中掘削の後、掘削底面に水中コンクリートを打設して底版を構築し、その底版をせん断継手により土留め壁に、あるいは杭により被圧層以深の地盤に固定させ、揚圧力に抵抗するものである。

本報告書では本工法を適用する際に必要なせん断継手部の強度評価式の提案と最適配置方法の検討結果を報告する。

1. はじめに

近年、建設工事にはコスト削減および環境影響の配慮への要求が高まっており、掘削工事に伴う盤ぶくれ対策においてもコストの削減に加え地下水環境への影響を最小限とすることが必要となっている。

既存の盤ぶくれ対策には様々なものがある。不透水層まで土留め壁を根入れして土塊重量で抵抗するという方法が一般的であるが、適切な不透水層が存在しない場合には適用ができない。ディープウェルにより地下水位を下げて揚圧力を減らし、土塊重量で抵抗するという方法では地下水位低下に限界がある場合があり、加えて地下水位低下や地盤沈下等周辺への環境影響も課題となっている。掘削底面下の地盤改良により揚圧力作用位置を下げ抵抗重量を増す方法では、コストが高く信頼性に不安

があるだけでなく、地下水汚染の問題もある。

このような背景から、新しい盤ぶくれ対策技術として Fig. 1 に示すような工法を提案した。本工法は土留め壁にコンクリート底版を構造的に結合する方法（以下、せん断継手工法）と、コンクリート底版を被圧層以深の地盤に根入れした杭に固定して揚圧力に抵抗する方法（以下、アンカー杭工法）の2種類である。

そこで本報告では、主にせん断継手工法を適用する際に設計に必要なせん断継手部の強度評価と最適配置方法、およびコンクリート底版の設計に必要な軸力評価方法について検証し、各々の評価式の提案を行う。

2. 工法の概要

2.1 工法の種類

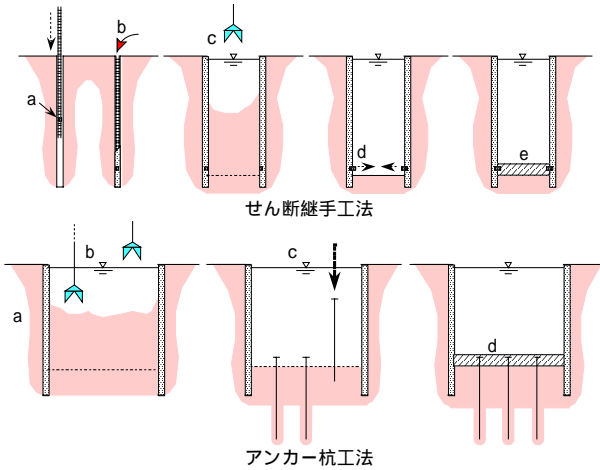


Fig.1 本工法の概要
Outline of New Method
(Upper:Shear Conectin Method)
(Lower:Anchoring Slab Method)

本工法の施工順序をFig.1は示している。せん断継手工法、アンカー杭工法の施工手順は、以下の通り。

せん断継手工法：

- a) 土留め壁の鉄筋籠にせん断継手をセットする。
- b) 土留め壁を構築する。
- c) 内部地盤を水中掘削する。
- d) せん断継手を油圧で張り出す。
- e) コンクリート底版を水中打設する。
- f) 内部をドライにする（完了）

アンカー杭工法：

- a) 土留め壁を構築する。
- b) 水中掘削する。
- c) アンカー杭を設置する。
- d) コンクリート底版を水中打設する。
- e) 内部をドライにする（完了）

本工法はどちらも水中掘削を行っており、内部をドライにした時の揚圧力にはコンクリート底版で構造的に抵抗する方法を取っている。コンクリート底版は無筋コンクリートとしている。その理由はコンクリート底版厚が厚いため最小鉄筋量だけでも過大となり、仮設としてふさわしくない事、また鉄筋組立や設置工など工種が増えるより厚みを増した方が省力化・低コスト化できると考えたためである。

2.2 工法の選定

上記2種類の工法の選定は、掘削幅（B）と掘削深さ（h）により決定される。その理由は、せん断継手工法では掘削幅が大きくなるほどコンクリート底版が厚くなり、土留め長さや掘削土量も増し不経済なためである。これを定量的に把握するため、下記条件でせん断継手工法におけるコンクリート底版単位面積当たりのコストをアンカー杭工法のそれで除したものがFig.2である。

（2工法コスト比較条件）

- a) 掘削深さ：30m, 50mの2ケース
- b) せん断継手：40万円/個

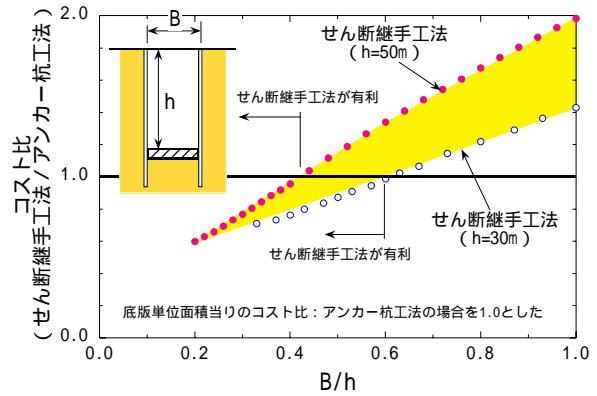


Fig.2 工法のコスト比較
Cost Comparison Between Each Method

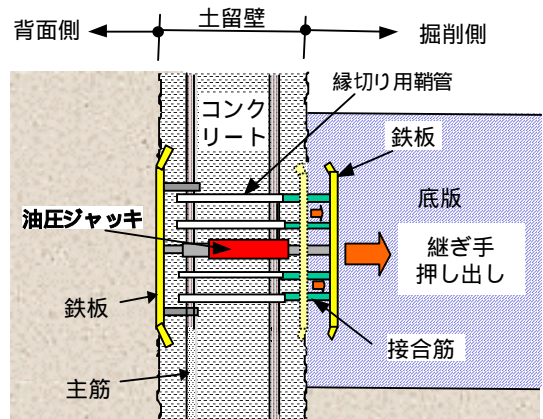


Fig.3 せん断継手の構造
Detail of Shear Conection

- c) 水中コンクリート：3万円/m³
- d) アンカー杭（30m）：150万円/本
- e) アンカー杭（50m）：200万円/本
- f) 土留め壁構築コスト：含まない

比較した結果、掘削深さが30m～50mの範囲ではB/hが0.6～0.4以下でせん断継手工法の方が経済的に有利であることが明らかとなった。

2.3 設計の留意点と課題

2.3.1 せん断継手 せん断継手はFig.3に示すように鉄板、接合筋（せん断キー）、縁切り用鞘管（鋼管）からなる。せん断抵抗する接合筋はジャッキにより土留め壁から押し出される。したがって接合筋は壁に定着されていない。このような接合構造は例がなく^{1), 2)}、強度評価方法を提案する必要がある。また適切、かつ経済的なせん断継手の配置方法も検討する必要がある。

2.3.2 アンカー杭の定着 アンカー杭工法が成立するためには、アンカー杭と底版との定着が確実であるという事が前提条件である。すなわち、定着構造や底版の押抜きせん断に対する安全性評価が必要である。

2.3.3 底版の断面力評価 せん断継手工法、アンカー杭工法いずれの場合も、コンクリート底版に作用する断面力（曲げモーメント、せん断力、軸力）の評価方法を整備する必要がある。特に軸力評価は、無筋コンクリー

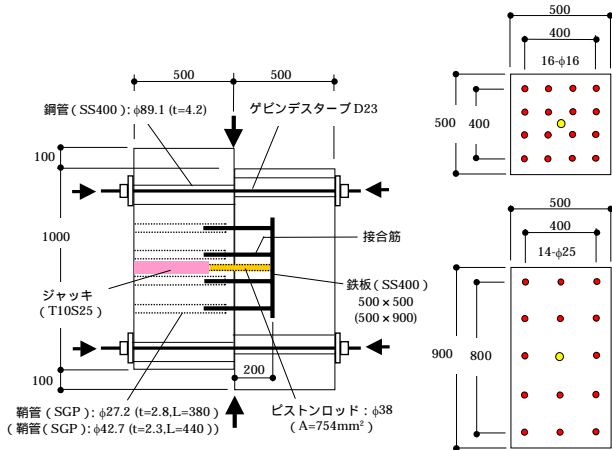


Fig.4 試験体形状と接合筋の配置

Details of Specimen and Shear Splice Reinforcement

Table.1 試験体パラメータ
Parameters

試験体	接触面積 (m ²)	接合筋	接合筋面積 (mm ²)	拘束圧 (N/mm ²)
D00-SV	1.0	なし	0	0.39 0.20
D32-SC	1.0	16×16本	3,216	0.39
D69-SC	1.0	25×14本	6,874	0.39

トの曲げ耐力に寄与するので適切に評価することで経済的な設計が可能となる。

3. せん断継手のすべりせん断試験

3.1 目的

せん断継手のすべりせん断耐力の構成要素として、摩擦力、接合筋のほぞ作用（ダウエルアクション）、付着力が考えられる。これら各々を評価することですべりせん断耐力式が提案できる。

そこでせん断継手界面における拘束圧、ならびに接合筋の断面積をパラメータとしたせん断試験を行った。

3.2 試験概要

試験体形状寸法をFig.4に示す。2つのブロック（B×L×H=1000×1100×500）を貫通PC鋼棒（ゲビンデスターブ：D23）で固定し、100mmのギャップを設けている。鋼棒に張力を与えることで拘束圧を作用させた。拘束圧は掘削深さ30m、底版厚さ5mで静止土圧が作用するモデルを想定している。PC鋼棒張力は荷重計でモニターするのみであり、すべり変形に伴うPC鋼棒張力変動に対し、張力の制御は行っていない。

内蔵されたジャッキで先打ちコンクリートブロック面より鉄板を200mm張り出して後打ちコンクリートブロックを打設した。実際の土留め壁表面は凹凸が大きいですが、本試験体ではコンクリート界面での噛み合わせ効果を安全側に評価するため、先打ちコンクリートの打継ぎ面には凹凸を付けず、型枠面を用いて製作している。接触面積はいずれの試験体も1m²とした。なお、用いたコンクリートの設計基準強度は30N/mm²である。

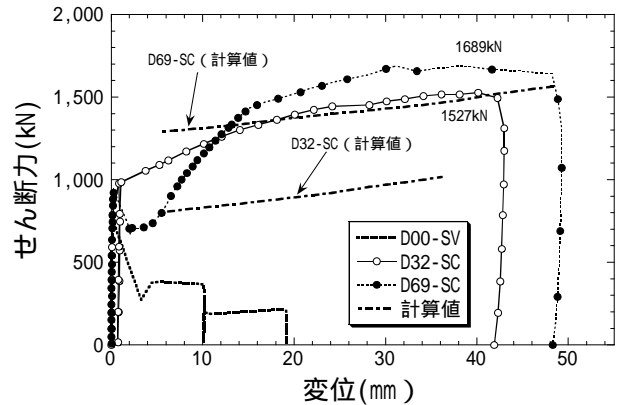


Fig.5 せん断力 - 変位関係
Relationship between Shear Force and Displacement

鉄板形状と接合筋の配置も同図に示す。接合筋はそれぞれ一般構造用丸鋼（SS400）を使用した。実際の継手と同様に、鉄板 - 鞘鋼管間の接合筋にはコンクリートの付着が生じないよう縁切り処理を施し、またジャッキを配置している。ピストンロッド（f38，t=8.0mm）はクロームモリブデン鋼（SCM435）である。

試験体のパラメータをTable.1に示す。

3.3 試験結果

3.3.1 荷重-変位関係 得られた荷重 - 変位曲線をFig.5に示す。いずれの試験体も荷重が800～1000kN近傍において、付着切れに伴ない変位が急増している。

接合筋を有する場合、変位の増大とともに荷重が増加する。一方、接合筋がない場合には、すべり開始後一定荷重を保持している。この保持された荷重は摩擦力のみである。

3.3.2 摩擦係数 すべり荷重（P）と拘束応力（ σ ）との関係は、一般に次式で表される。

$$P = \tau_{bond} \cdot A + \mu \cdot A \cdot \sigma \quad \text{----- (1)}$$

ここに、

P: 荷重 (kN)

τ_{bond} : 付着強度 (N/mm²)

A: 接触面積 (=1000mm×1000mm)

μ : 摩擦係数

σ : 拘束応力 (N/mm²)

接合筋がない試験体D00-SVにおいて、滑り始めた後は付着力はないと考えて良い。したがって（1）式における付着力の項（第1項）をゼロとすれば、すべり開始後の荷重から摩擦係数を求めることが出来る。計測されたPC鋼棒反力の和でせん断力を除いた値を摩擦係数と考えて、これと変位との関係をFig.6に示す。摩擦係数は0.7～0.8の間にあり、平均値は0.753である。したがって摩擦係数は0.75と考えて良い。

3.3.3 付着強度 接合筋のほぞ作用は変形することで発揮する。滑り出し開始前の界面におけるせん断変形はほぼゼロである。このことから、各試験体のすべり開始荷重の内訳は、付着力と摩擦力の和であると考えて良

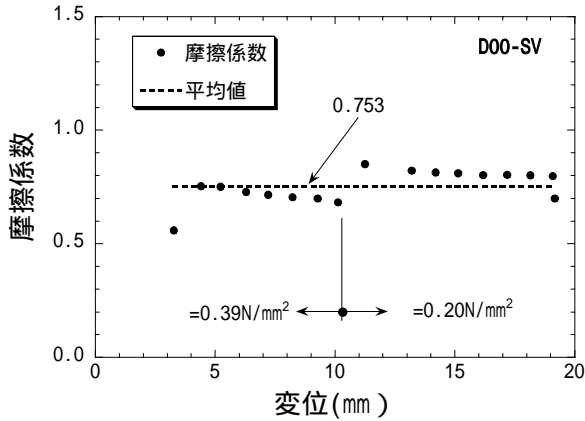


Fig.6 摩擦係数と変位の関係
Relationship between Friction Factor and Displacement

Table.2 すべり開始荷重と付着強度
Bond Strength based on the Slip Load

試験体	D00-SV	D32-SC	D69-SC
滑り出し開始荷重: P (kN)	785	979	943
圧縮応力: (kN/m ²)	392	392	392
摩擦係数: μ	0.75	0.75	0.75
付着強度: C (kN/m ²)	490	685	649

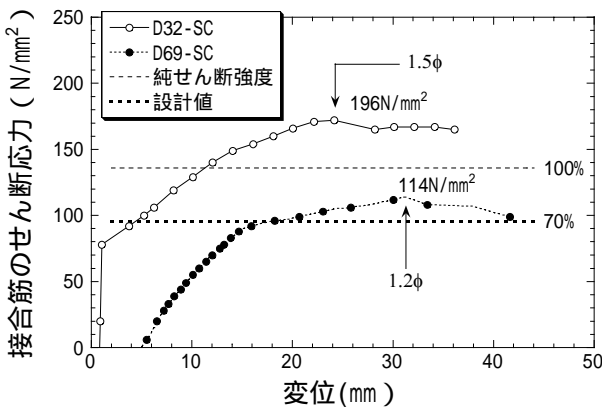


Fig.7 接合筋の負担せん断応力
Shear Stress of Shear splice Bar

い。(1)式で摩擦係数を0.75として各試験体の付着強度を算出するとTable.2に示すように490~685kN/m²と多少ばらつくが、後述するように評価式には影響しない。

3.3.4 接合筋のせん断負担 接合筋を有する試験体では、すべり開始後の抵抗力は主に摩擦力ならびに接合筋とピストンロッドのほぞ作用の和である。摩擦係数を0.75とし、またピストンロッドが純せん断強度を發揮したと仮定すれば、摩擦力とピストンロッドのせん断負担が算定できる。これらをせん断力から差し引いた値を接合筋断面積で除して接合筋の負担せん断応力とし、これと変位との関係をFig.7に示す。いずれも最大応力時の変位は接合筋直径の1.2~1.5倍もある。このことからコンクリートは圧壊し、接合筋は大きく変形したことが予想できる。接合筋径が小さいD32-SC試験体ではvon - Misesの降伏条件から定まる純せん断強度を約40%も上回っている。これはFig.8に示すように接合筋径が小さ

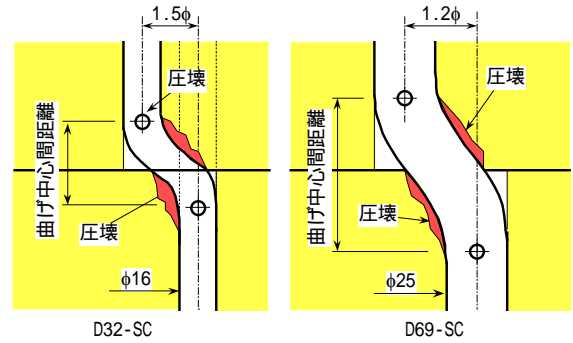


Fig.8 接合筋の曲げ変形
Deformation of shear splice bar

い方が曲げ中心間距離が短く、純せん断強度を發揮し易かったことと、過度の曲率によりひずみ硬化領域に入ったためなどが考えらる。

いずれの試験体もvon - Misesの降伏条件から定まる純せん断強度の70%以上を發揮していた。したがって、摩擦係数を0.75とした時、接合筋負担応力は純せん断強度の70%以上と考えられる。

3.4 せん断継手の強度評価

3.4.1 せん断継手強度式 以上の試験結果から、せん断継手の強度評価式として次式を提案する。この式は、第1項の摩擦力と第2項の接合筋ほぞ作用をそれぞれ累加したものである。付着力を無視した理由は滑り出した後に寄与しないためである。なお、ジャッキの負担分は安全代と考えて無視している。

$$\Sigma(V_s) = U \cdot \mu \cdot Q_0 + 0.7 \times n \times (\Sigma A_s) \cdot \left(\frac{\sigma_{sy}}{\sqrt{3}} \right) \quad (2)$$

ここに、

(V_s) : せん断継手の強度

U : コンクリート底版周長

μ : 摩擦係数 (0.75)

Q₀ : 単位周長当りの底版軸力

n : せん断継手個数

A_s : せん断継手1ヶ所当りの接合筋断面積の総和

σ_{sy} : 接合筋降伏強度

D32-SC, D69-SC試験体のせん断耐力を(2)式で算定した計算値はFig.5中に示してある。なお軸力(U・Q₀)には実測値を用いている。いずれの試験体でもこの評価式はせん断耐力を十分安全側に評価している。

3.4.2 ドライワークによる軸力 例えば、円形底版の場合、ドライワークによって生じるコンクリート底版・土留め壁間の半径方向軸力は、次式で表せる³⁾。

$$Q_0 = \frac{\gamma \cdot h}{k_1} \cdot \frac{3}{A_2} + \frac{\gamma}{2} \cdot (2 \cdot h + t_2) \cdot t_2 \quad (3)$$

$$k_1 = \sqrt[3]{3(1-\nu^2)} / \sqrt{r \cdot t_1} \quad (4)$$

$$A_2 = 6 + \frac{k_1^3 \cdot r \cdot t_1^2}{1+\nu} \cdot \frac{t_1}{t_2} \quad (5)$$

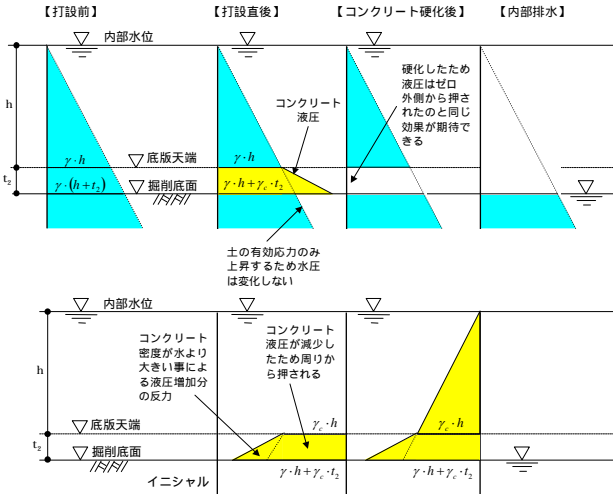


Fig.9 底板に作用する水圧分布
The Idea of Water Pressure Distribution

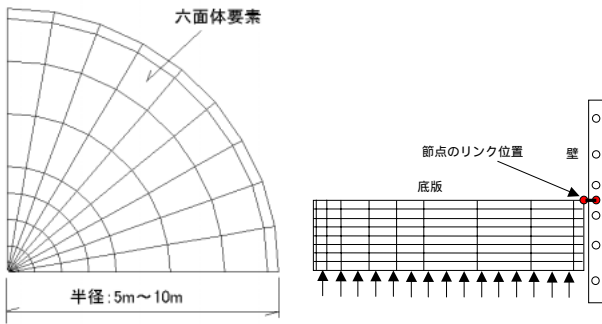


Fig.10 解析モデル
The Model of 3D-FE Analysis

Table.3 解析パラメータ
The Parameter of 3D-FE Analysis

底板直径: (m)	壁厚さ:W (m)	底板厚さ:T (m)
10	0.8	1.0 ~ 5.0
	1.0	1.0 ~ 5.0
	1.5	1.0 ~ 5.0
	2.0	1.0 ~ 5.0

ここに,

Q_0 : 単位周長当りの底板半径方向軸力

k_1 : 係数

A_2 : 係数

: 水の密度

h : 水位高さ

: コンクリートのポアソン比 (0.2)

t_1 : 地下連続壁の厚さ

t_2 : 底板の厚さ

r : 底板の半径

底板直径ピン結合の方が剛結とした場合よりも軸力を控えめに評価する³⁾。せん断継手部は支圧接合であり引張力を負担しない。また底板の弾性変形を考慮しても、軸力評価に影響しない³⁾。したがって、(3)式は底板を剛体、土留め壁と底板とをピン結合として定めた。

底板に作用する水圧の分布をFig.9に示す。(3)式

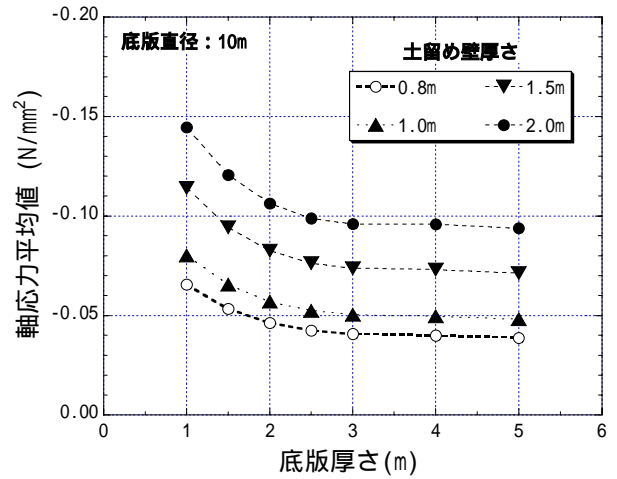


Fig.11 平均軸応力と底板厚さとの関係
Relationship between Average Axial Stress and the Thickness of Slab

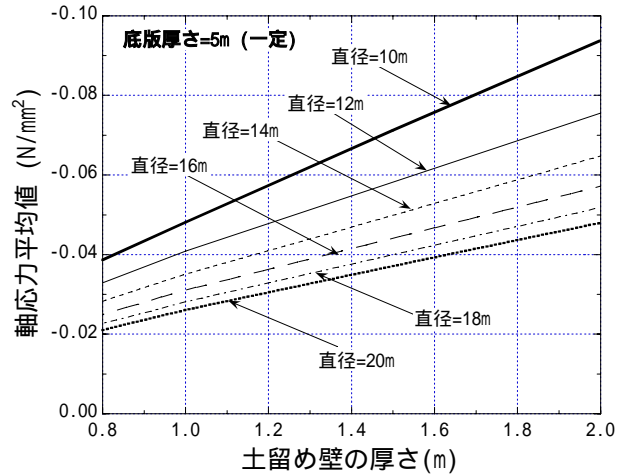


Fig.12 平均軸応力と土留め壁の厚さとの関係
Relationship between Average Axial Stress and the Thickness of Retaining Wall

の第1項は底板より上方の水圧分、第2項は底板天端 - 掘削底面間の水圧を表している。コンクリートが硬化した後、コンクリートの液圧はゼロとなる。これは掘削側の圧力が低下したと見なせるので考慮した。なお、この土圧分布の考え方は矩形掘削断面にも適用できる。

3.4.3 底板 - 土留め壁接合部の回転拘束に伴う軸力

両端が水平方向に拘束された厚みのある梁が曲げを受けた場合、両端の水平拘束剛性のレベルに応じて梁に軸力が入る。この値は底板の断面高さ、たわみ量、水平方向拘束剛性（土留め壁の水平拘束剛性）、などが関係する。この値を評価するため、3D-弾性FEM解析を行った。

解析モデルをFig.10に示す。土留め壁は四辺形積層シェル要素、コンクリート底板は六面体要素とした。コンクリートの弾性係数は $2.74 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ である。解析パラメータをTable.3に示す。なお、この解析では土留め壁の長さを有限(4m)とした。これは事前の解析で壁の長さがそれほど大きく影響しないことを確かめている。

まず上記解析モデルで底板下端に分布荷重 300kN/m^2 を作用させる。同一断面内で底板平均応力をもとめ、それ

Table.4 解析パラメータ
The Parameter of 3D-FE Analysis

せん断継手 間隔角度	90	45	30	20	すべて (10)
継手位置					

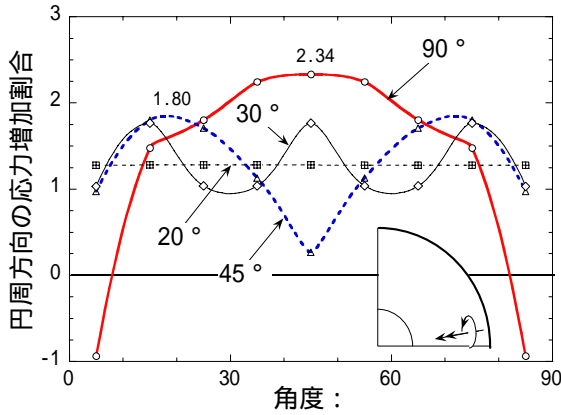


Fig.13 円周方向の応力増加割合
The Increment Ratio of Fiber Stress in Circumferential Direction

を引張縁の応力がコンクリート引張強度に達した時相当に変換している。これは引張強度以上には変形できないためである。なお、コンクリート引張強度は一律 2N/mm^2 とした。底板厚さをパラメータとした解析結果をFig.11に示す。土留め壁の曲げ剛性が大きいほど軸応力は大きい。また底板厚さが3m以上となると収束する。

そこで底板厚さを5mとし、底板直径と土留め壁厚さの影響をパラメトリックスタディした。解析結果をFig.12に示す。軸応力は土留め壁の厚さと線形関係にある。これらの直線から回転拘束に伴う軸力が評価できる。

4. せん断継手個数の合理化

4.1 目的

せん断継手を底板外周すべてに設置するよりも、ある間隔を設けて配置する方が経済的である。

ここでは円形底板を対象に、全周端部ピン支持の条件を満足するようなせん断継手配置を検討する。

4.2 曲げモーメント増の許容値

せん断継手の個数が少なくなると底板端部の円周方向曲げモーメント ($M_{r(r=a)}$) が増加する。一方、底板厚さは底板中心部の半径方向曲げモーメント ($M_{r(r=0)}$) で決定される。これらのモーメント比を次式³⁾に示す。

$$\frac{M_{r(r=0)}}{M_{\theta(r=a)}} = \frac{(3+\nu) \cdot p_o \cdot a^2}{16} \cdot \frac{1}{\frac{p_o \cdot a^2}{16} \cdot [(3+\nu) - (1+3 \cdot \nu)]} = \frac{3+\nu}{2 \cdot (1-\nu)} = \frac{3+0.2}{2 \cdot (1-0.2)} = 2.0$$

----- (6)

ここに、

p_o : 揚圧力

a : 底板の半径

: コンクリートのポアソン比 (一般に0.2)

したがって、せん断継手個数の減少に伴う円周方向の端部曲げモーメントの増加分は約2倍まで許容される。

4.3 最適なせん断継手間隔

前述の許容値を満足する継手最小個数を把握するため、せん断継手個数が底板端部の円周方向曲げモーメントに与える影響を3D-弾性FEM解析で検証した。解析モデルはFig.9と同様であり、底板厚さ、土留め壁厚さをそれぞれ1.0mとした。解析パラメータはTable.4に示す。

Fig.13には円周方向の応力増加割合を示す。応力増加割合とは、底板外周すべてをピン結合した場合に対する底板上面における円周方向の引張応力増加割合を表す。合理的なせん断継手個数は、この応力増加割合が2を下回り、かつ継手個数が最小の場合である。それを満足するのは45°の間隔でせん断継手を配置する時である。

5. まとめ

盤ぶくれに対し構造的に抵抗する本工法を提案し、その設計法の整備に向けて、様々な実験や解析を行った。

その結果、次の結論を得た。

- 1) 本工法のオリジナリティであるせん断継手のせん断強度評価式を提案した。
- 2) せん断継手個数が底板曲げモーメントに与える影響を評価し、合理的なせん断継手個数を提案した。

6. 今後の課題

- 1) コストの観点からジャッキのピストンロッドのせん断負担分を累加できるよう、実験検証が必要である。
- 2) 底板に作用する軸力を平板理論のみで評価した。今後、実験的検証が必要である。
- 3) 本工法に用いるせん断継手を用いた場合の押抜きせん断破壊メカニズムや寸法効果などについて、実験的検証を行う必要がある。
- 4) アンカー杭体の設計や底板への定着構造の提案、ならびに押抜きせん断メカニズムの解明が必要である。

参考文献

- 1) Alan H. Mattock, Neil M. Hawkins : Shear Transfer in Reinforced Concrete-Recent Research, PCI journal/ March-April, (1972.3.)
- 2) 武田寿一, 小島克朗 : 地下連続壁の地下本体構造としての利用, コンクリート工学 Vol.13, No.2, (1975.2.)
- 3) (社)土木学会 : 構造力学公式集 (第2版・第3刷), (1991.1.)