

壁面摩擦力等を考慮した盤ぶくれ照査法に関する研究

工務部工務第一課 石崎 浩
神戸建設局山手工事事務所 藤井 康男
工務部設計課 足立 幸郎

要 旨

開削トンネルの遮水壁長は一般に盤ぶくれ対策によって決定される。盤ぶくれ現象は一般に剛体の力の釣合い問題として照査される。外力である揚圧力に対して、抵抗力としては掘削底面地盤の自重に加えて底面地盤と遮水壁の間の摩擦抵抗力および底面地盤のせん断抵抗力が考えられるが、摩擦力やせん断抵抗力については一般に断面が細長状の掘削時にしか考慮されない。そこで開削トンネルのような幅広掘削時において、盤ぶくれ現象の照査に摩擦力等の抵抗力の有効性を確認するために、遠心力模型実験および数値解析を行った。遠心力模型実験の結果、掘削幅が広がるほど浅い掘削深度で盤ぶくれし、掘削幅 B と底面地盤厚さ H の比 (B/H) が3程度よりも小さい場合は、その深度が、底面地盤の自重に摩擦力等の抵抗力を加えた力と揚圧力がバランスするという剛体の力の釣合いから算定される掘削限界深度にほぼ等しいという結果が得られた。また、数値解析の結果、不透水層と被圧層の境界の引張破壊と土留め壁近傍地盤のせん断変形により掘削底面地盤の鉛直方向の変位増加が進行するものの、最終的には底面地盤と遮水壁との全摩擦抵抗要素が降伏しかつ不透水層がせん断破壊したときに変位が急速に増加し盤ぶくれ破壊現象が生じることが明らかとなった。これらの結果をもとに、開削トンネルの一般的な施工範囲である $B/H < 3$ の範囲において、底面地盤と遮水壁の摩擦抵抗と底面地盤のせん断抵抗を考慮した新しい盤ぶくれ照査式を提案した。

キーワード：開削トンネル、盤ぶくれ、掘削底面地盤、遠心力模型実験、有限要素法

はじめに

盤ぶくれとは、図-1に示されるように、被圧された層の上部を掘削する際に、揚圧力によって掘削底面地盤が持ち上げられ破壊に至る現象をいう。

開削トンネルの工事費における仮設工事費の割合は比較的大きく、そのほとんどは土留め壁や遮水壁の構築費が占める。特に遮水壁長は一般に盤ぶくれの対策により決定される場合が多い。したがって、盤ぶくれ照査式を高度化し合理的に必要な遮水壁長を算定することは、遮水壁長の削減につ

ながり、さらには開削トンネル工事費の縮減につながると考えられる。したがって、本研究では盤ぶくれ照査式の高度化を目的とした研究を行った。

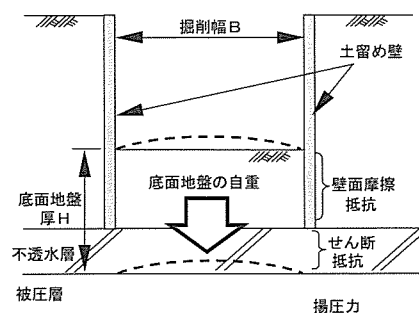


図-1 掘削時の底面地盤の盤ぶくれ

1. 研究の背景と目的

盤ぶくれ現象は、実務設計においては剛体の力の釣合い問題として解かれる。この場合、外力は不透水層下面に作用する揚圧力となる。それに対する抵抗力は、掘削底面地盤の自重に加えて底面地盤と遮水壁の摩擦抵抗力と不透水層地盤のせん断抵抗力がある。道路土工指針¹⁾では、盤ぶくれの照査は、揚圧力と掘削底面地盤の自重との釣合い、すなわち荷重バランス法によって照査するよう規定されている。一方、鉄道²⁾および電力³⁾の分野では、荷重バランス法に加えて、底面地盤と遮水壁の摩擦抵抗力と不透水層地盤のせん断抵抗力をも含めて照査するよう規定されている。この違いは、一般に鉄道や電力の掘削工事は掘削幅が狭く、掘削底面地盤の自重に比較して摩擦力等の付加的な抵抗力の割合が非常に大きく、摩擦力等の抵抗力を期待しない場合著しく設計が不合理となるためである。このことを考慮し、土木学会トンネル標準示方書開削工法編⁴⁾では、掘削幅(B)と底面地盤厚さ(H)の比(B/H)が1以上の場合は掘削底面地盤の自重のみを抵抗要素とし、1以下の場合は掘削底面地盤の自重に加えて遮水壁の壁面摩擦力や不透水層のせん断抵抗力も抵抗要素とできるとしている。

一般的に、壁面摩擦力等の盤ぶくれ抵抗への寄与度はB/Hに依存するものと考えられる。当公団における平均的なB/Hは1.5~2.0と比較的大きな値であるが、掘削底面地盤の自重と摩擦力等の抵抗力の比は摩擦力を50kN/m²程度とすると概ね20%程度と算定される。したがって、これら摩擦力等の抵抗力を考慮して盤ぶくれ照査法の高度化を図ることは、建設コストの縮減に多いに寄与するものと考えられた。

一方、荷重バランス法に加えて摩擦力等の抵抗力を考慮した照査法を提案している機関があることを上述したが、これらの照査法は数値計算に基づき検証されたものであり、現場計測や室内実験等の実証には基づいてはいない。これは、盤ぶくれを実際の現場で再現するには底面地盤の破壊と

いう大きな危険を伴い、また、室内での小さなスケールでの実験では、掘削底面地盤の自重や壁面摩擦抵抗が小さな値となり、壁面摩擦抵抗を有意な値として抽出しにくいためである。唯一の現場実験報告が松井ら⁵⁾によってなされているが、ここではB/Hが1.7程度の掘削条件で、摩擦力等の抵抗力が有効的に盤ぶくれに抵抗していることを示唆する実験結果が報告されている。

そこで、本研究においては、掘削幅と底面地盤厚さの比(B/H)が1以上と比較的幅広な掘削時における盤ぶくれ現象の解明と、摩擦力等の抵抗力を考慮した照査法の妥当性を検証するため、遠心力载荷実験を行った。またその実験結果をFEM解析によって検証し、これらの検討結果に基づき、摩擦力等の抵抗力を考慮した盤ぶくれ照査式を提案した。なお、照査式の提案にあたって、各抵抗要素に乗じる安全率については、各項のばらつきを考慮して各項の安全性が等しくなるような安全率を設定した。

2. 遠心力模型実験概要

2-1 遠心力模型実験装置

使用した遠心力模型実験装置を図-2に示す。掘削幅をパラメータとした実験を行うにあたって、载荷する遠心力とそれに対応して必要とされる実験土槽の大きさの関係から、比較的大規模な土槽を用いた実験が必要とされた。そこで、本実験装置のような大規模な装置を用いて実験を行った。なお、本遠心力模型実験装置の仕様を表-1に示す。

2-2 実験方法および実験ケース

本実験では、遠心力を载荷した状態で、掘削をどのようにモデル化し、盤ぶくれ現象を生じさせるかが問題となる。今回の実験では、盤ぶくれを生じさせることは、底面地盤の全応力を低下させることによって代用できると考えた。そこで、実験における掘削過程は、掘削面内の水を排出させることにより掘削に伴う応力の解放を模擬するこ

とを考えた。掘削過程の模擬手法の概要を図-3に示し、実験手順を以下に示す。

- ①被圧層である砂層を水中落下法で作成した後、不透水層となる粘性土層を300kPaで再圧密して作成する。
- ②遮水壁および支保工を設置した後、上部砂層を水中落下させあらかじめ掘削された模型地盤を作成する。
- ③遠心実験装置に搭載し所定の遠心加速度を与え、掘削面内に満たしてある水を電磁弁を用いて排出し、地盤を盤ぶくれ破壊させる。

本実験は、神戸山手線における掘削条件（掘削深度：約18m，掘削幅：約25m）を基本とした。また地盤条件は、不透水層（粘土層）とそれより上部の地盤（砂層）とに簡略化した。実験は掘削幅をパラメータとし、掘削幅が無限大の場合（CASE-1）に加えて、掘削幅と底面地盤厚さの比が3.0（CASE-2），1.78（CASE-3:対象地盤），および1.0（CASE-4）の4ケースについて実験を行った。実験ケースを図-4に示す。なお、どのケースにおいても遮水壁の先端は粘土層の上端に完全に接するように配置し、遮水壁先端からの漏水はないようにした。

実験は、深さ50cm，幅80cm，奥行き20cmの土槽を用い、70gの遠心加速度で行った。図-4中にはプロトタイプ換算の寸法を（ ）内に示してある。計測項目は、粘土層の鉛直変位，被圧層および掘削面内の間隙水圧，土留め壁およびアンカーのひずみなどである。計測器配置図を図-5に示す。また写真-1にバケット上に搭載した実験装置全体を示す。実験に用いた土槽は前面がアクリル板になっており、実験中の地盤の挙動をカメラで観測した。

2-3 実験地盤材料

実験に用いた砂および粘土の室内試験結果を表-2および表-3に示す。遠心力載荷実験に用いる砂は、粒径分布や透水性を考慮して岐阜砂を用いた。なお、70g場の実験で完全相似の実験を行うためには1/70の粒径の砂が必要となるが、現実

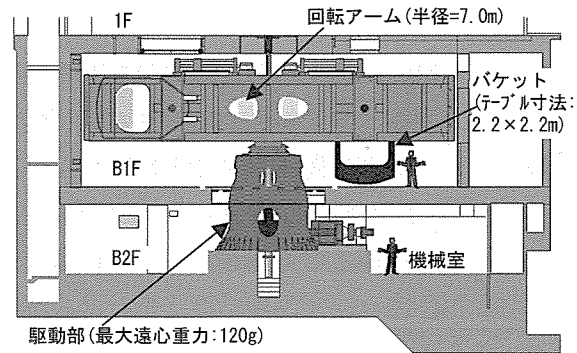


図-2 遠心力模型実験装置概要図

表-1 遠心力模型実験装置の仕様

項目	仕様
回転半径	7.01m
搭載容量	700t・g
搭載重量	7t
最大遠心重力	120g
バケット	振動台専用バケットと静的バケット
搭載面積	2.2m×2.2m

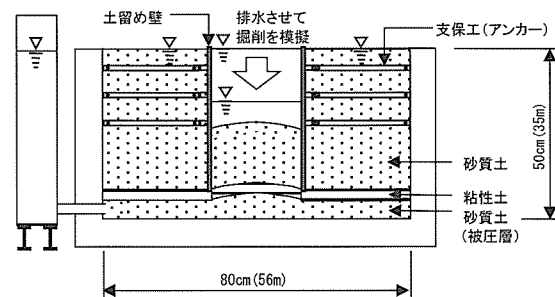


図-3 実験方法

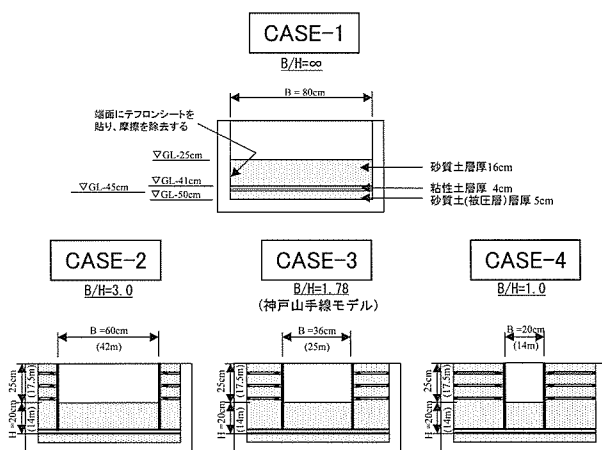


図-4 実験ケース

的に不可能であること、粒径の影響は支持力に対しては大きいが摩擦力に対しては比較的小さいことから、出来るだけ小さい粒径の材料を用いるこ

ととした。

不透水層に用いる粘土材料は、十分な遮水性を保持できると同時に強度特性や圧密せん断特性が実際の粘土と同様の挙動を示すことが望ましい。そこで実際の掘削現場から粘土を採取して用いた。採取粘土は沖積粘性土であるが、実験では過圧密比3までに再圧密させ、洪積粘性土としての挙動を再現できるようにした。

3. 実験結果

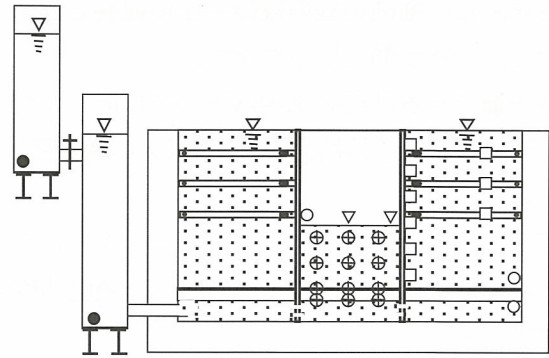
3-1 掘削深度～地盤変位

図-6にCASE-1～4の掘削面内水位と粘土層変位(数値はいずれも実物大換算値)の関係を示す。この実験では掘削面内水位を下げることによって掘削を模擬しているため、掘削面内水位を下げることは深く掘削していくことを示している。どのケースも掘削深度がある深度に達すると、粘土層の上方への変位量が急激に増えており、盤ぶくれが生じていることがわかる。ここでは、変位が急激に増加する点を限界掘削深度として定義し、図中矢印で示す。

遮水壁を設けたCASE-2,3,4は、遮水壁のないCASE-1よりも限界掘削深度は深く、B/Hが小さくなるほど限界掘削深度は深くなっている。これらのことから、摩擦力等が盤ぶくれに対する抵抗として有効に作用しているものと推察される。また、いずれのケースにおいても掘削底面地盤の中央位置の変位が一番大きく変位しており、B/Hが大きいほど中央部と端部との相対変位が大きく、中央部が膨らむ傾向にあることがわかる。

3-2 掘削限界深度の評価

今回の実験で得られた掘削深度と、荷重バランス法および摩擦力等の抵抗力を含めた評価法による掘削限界深度とを比較する。各方法による掘削限界深度の算定式を式(1)および(2)に示す。算定式のうち式(1)は、盤ぶくれに対する抵抗として、掘削面内の地盤の重量だけを見込むもの(荷重バランス法)であり、式(2)は、自重に加え底面地盤



- 間隙水圧計
- 水位計(土圧計)
- ひずみゲージ
- ▽ 非接触型変位計
- ⊕ 標点

図-5 計測機器配置状況

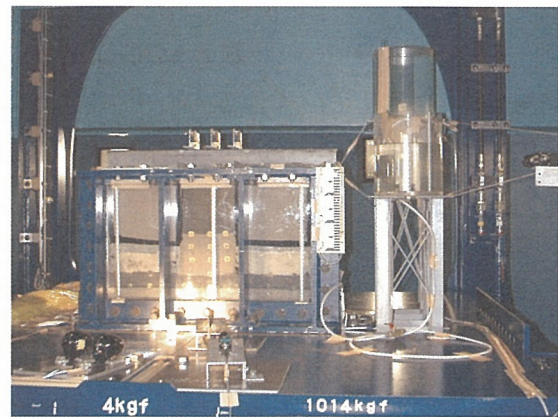


写真-1 実験状況

表-2 実験に用いた砂の諸定数

平均粒径 D_{50} (mm)	0.363	
均等係数 U_c	1.6	
最大間隙比 e_{max}	1.17	
最小間隙比 e_{min}	0.616	
真比重 G_s	2.649	
透水係数 k (cm/sec)	5.5×10^{-2}	
三軸圧縮試験 (CD)	C (kN/m ²)	10.0
	ϕ (°)	39.1

表-3 実験に用いた粘土の諸定数

液性限界 w_L (%)	87.7
塑性限界 w_P (%)	28.9
塑性指数 I_P	58.8
真比重 G_s	2.628
圧縮指数 C_c	0.530
一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	96.1 (300kN/m ² 圧密後)

と土留め壁の摩擦抵抗および底面地盤のせん断抵抗を見込むものである。

$$H = \frac{U}{\gamma} \quad (1)$$

$$H = \frac{UB - (2f_1L_1 + 2f_2L_2)}{\gamma \cdot B} \quad (2)$$

ここに、 H ：掘削限界深度、 U ：被圧層の水圧、 γ ：掘削面内地盤の単位体積質量、 f_1 ：土留め壁と地盤の摩擦抵抗、 L_1 ：掘削底面から土留め壁先端までの長さ、 f_2 ：不透水層地盤のせん断抵抗、 L_2 ：不透水層地盤の層厚、および B ：掘削幅である。

図-7に、実験で得られた掘削限界深度と、上記各評価式により算定された掘削限界深度とを比較して示す。なお掘削限界深度を算定するにあたっては、表-4に示す計算条件を用いた。これらは実験後のサンプリング試験から求めた。

式(1)から求まる限界深度は、荷重バランスのみで決まるため、 B/H には無関係となるが、式(2)では B/H が小さくなるほど、摩擦を表す項（分子の第2項、第3項）の寄与が大きくなるため、限界深度は深くなる。CASE-1の $B/H=\infty$ のケース（ $B/H=6$ にプロット）は、荷重バランスで表される式(1)に一致しており、これは今回の実験において、土槽と地盤の摩擦が無視できることを示している。その他のケースは、 B/H が小さくなると限界深度が深くなる式(2)にほぼ一致しており、壁面の摩擦抵抗および地盤のせん断抵抗が盤ぶくれに対する抵抗として寄与していることを検証できた。

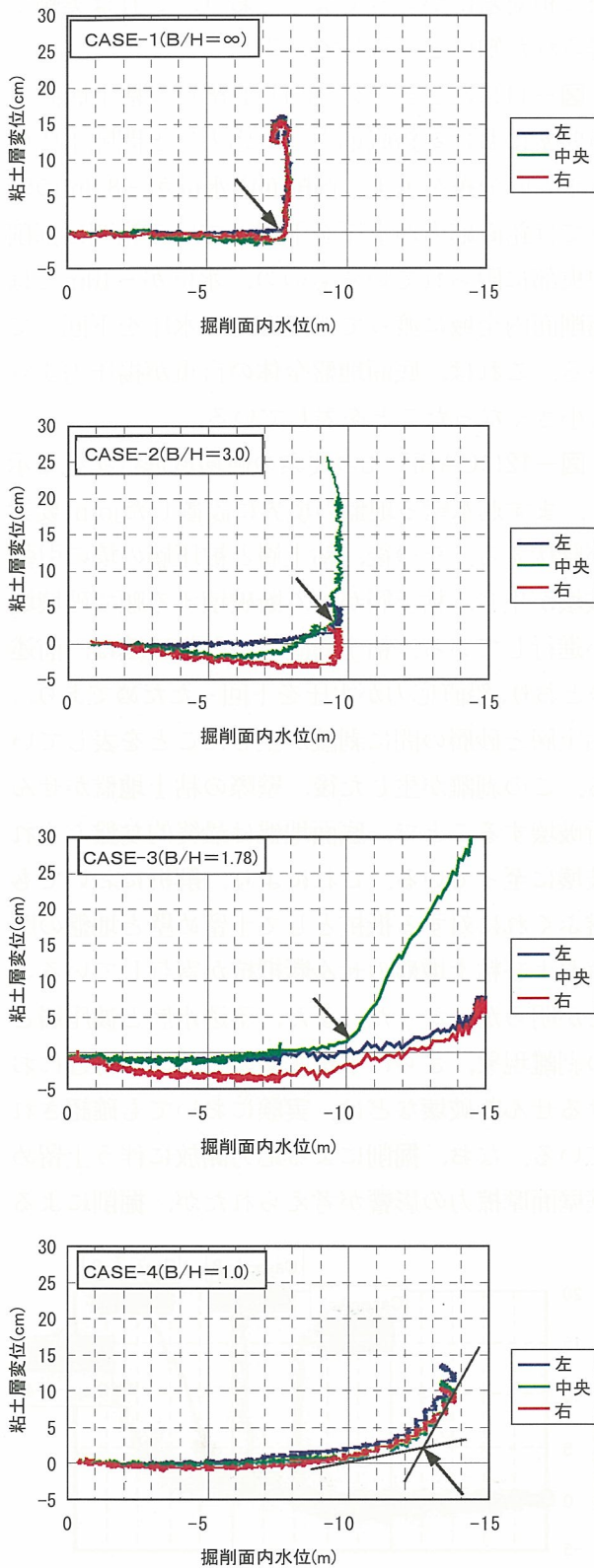


図-6 掘削面内水位-粘土層変位
(图中矢印：実験より求まる掘削限界深度)

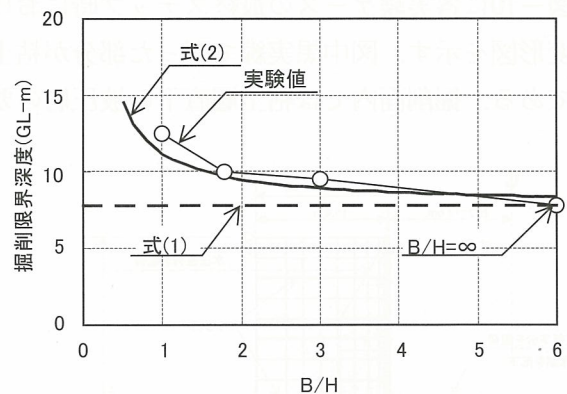


図-7 B/H と掘削限界深度との関係

表-4 計算に用いた条件

土層	層下端深度 (GL-m)	γ (t/m ³)	f (kN/m ²)
砂質土	-28.7	1.95	15.0
粘性土	-31.5	1.70	48.0

被圧水頭の高さ = GL+5.0m

4. 解析による実験結果の検証

盤ぶくれ破壊メカニズムの検証を目的に実験結果のシミュレーション解析を行った。用いた解析手法は土/水連成FEM弾塑性解析（解析コード：DACSAR⁶⁾）である。

図-8に解析メッシュを示す。解析範囲は実験土槽（実物大換算）とし、掘削解放応力は実験と同様掘削面内の水圧を低下させて模擬させた。土留め壁およびアンカーはbeam要素とし、土留め壁と掘削面内地盤との間にはjoint要素を設けてすべりが考慮できるようにしている。地盤モデルは、応力-ひずみ関係の非線形性およびノテンションが考慮できるように、砂層にはDrucker-Pragerモデル、粘土層には関口-太田モデル、joint要素にはバイリニアモデルを用いた。それぞれの入力定数は、土の室内試験（三軸圧縮試験、圧密試験、一面せん断試験）から求めた。

図-9に掘削面内水位-粘土層変位の解析値と実験値の比較を示す。各ケースとも実験結果との対応がよく、掘削面内水位の低下に伴い、粘土層が上方に持ち上がっており、掘削幅が狭くなるほど粘土層が膨れ上がり始める掘削限界深度が深くなっていることがFEM解析によっても表現できていることがわかる。

図-10に各実験ケースの最終ステップ時における変形図を示す。図中黒実線で囲った部分が粘土層である。掘削面内では粘土層直下の被圧層の要素が大きく膨れており、それにより粘土層が持ち上がり、壁際の粘土層には大きなせん断変形が生じている。また掘削幅が広くなるに従い中央部と壁際の相対変位が大きくなっており、これは実験で得られた知見と一致している。

図-11にCASE-3 (B/H=1.78) の粘土層直下の要素における鉛直応力（全応力）と間隙水圧の水平方向分布を示す。掘削面内水位が-8.0mの時点では鉛直応力が水圧を下回っている範囲は掘削中央部に限られているものの、水位が-10mでは掘削面内全域に渡って鉛直応力が水圧を下回っている。これは、底面地盤全体の自重が揚圧力よりも小さくなったことを表している。

図-12にCASE-3の要素の破壊域進行状況を示す。まず遮水壁と地盤の境界に設置したjoint要素が降伏する。その後、粘土層と被圧層の境の引張破壊が生じ、粘土層がせん断破壊する順で破壊域が進行している。粘土層直下の引張破壊は、前述のとおり、鉛直応力が水圧を下回ったためであり、粘土層と砂層の間に剥離が生じたことを表している。この剥離が生じた後、壁際の粘土地盤がせん断破壊することで、底面地盤は最終的な盤ぶくれ破壊に至っている。これにより、解析においても盤ぶくれに対する抵抗として土留め壁と地盤の摩擦および粘土地盤のせん断抵抗が寄与していることが明らかになった。また、不透水層と被圧層との剥離現象、さらに不透水層の土留め壁付近におけるせん断破壊などは、実験においても確認されている。なお、掘削による応力開放に伴う土留め壁壁面摩擦力の影響が考えられたが、掘削による

素が大きく膨れており、それにより粘土層が持ち上がり、壁際の粘土層には大きなせん断変形が生じている。また掘削幅が広くなるに従い中央部と壁際の相対変位が大きくなっており、これは実験で得られた知見と一致している。

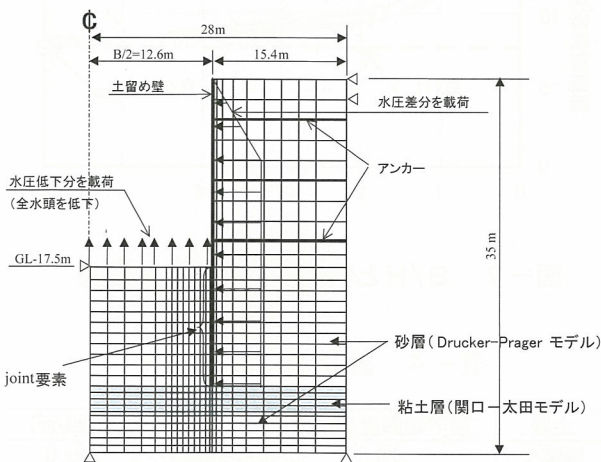


図-8 解析メッシュ図

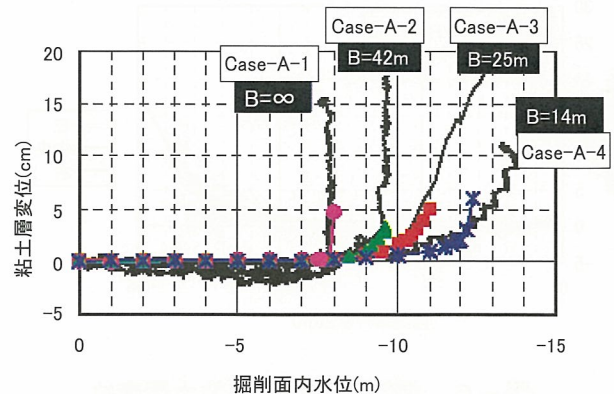


図-9 解析値と実験値の比較

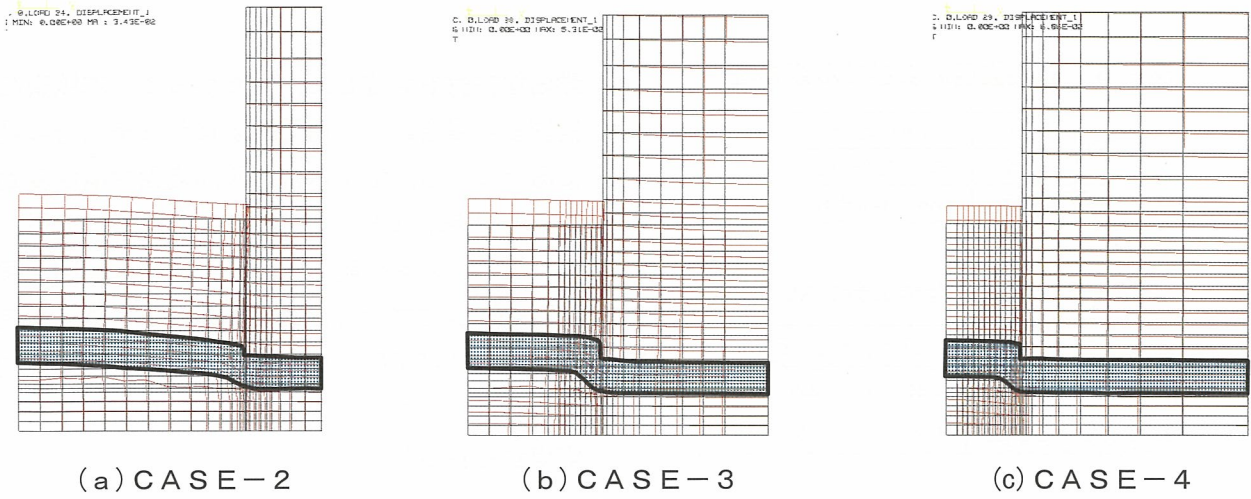


図-10 盤ぶくれ破壊時の掘削底面地盤の変形状況

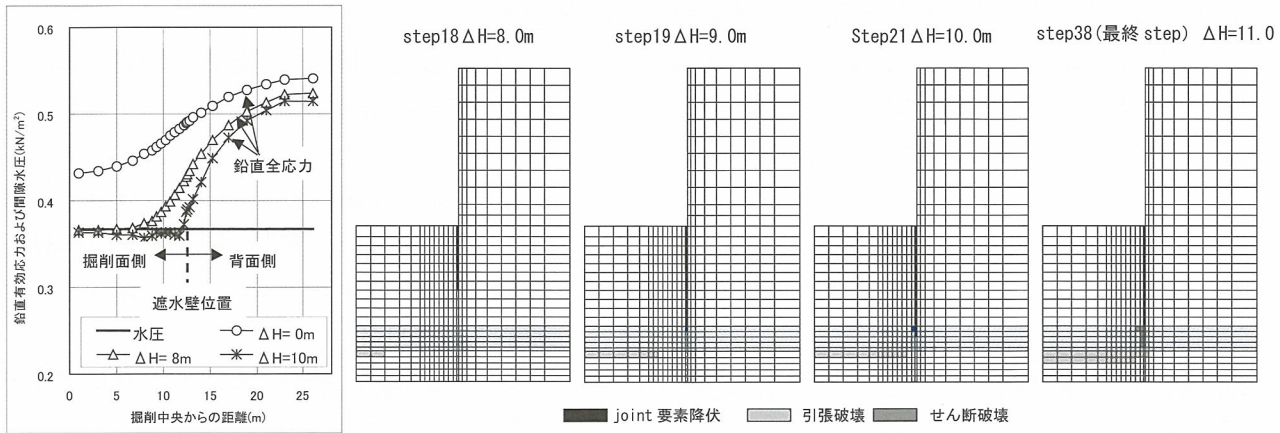


図-11 鉛直応力と間隙水圧の比較

図-12 破壊域の進展状況 (CASE-3)

応力開放の影響は背面土圧に及ぼす影響が大きく、そのため平均主応力としては掘削初期の状態に比較して逆に増加することが確認されている。

5. 設計式の提案

本研究により行われた実験および解析結果をもとに盤ぶくれの照査式を以下のように提案する。

$$\frac{W}{F_{s1}} + \frac{2f_1H_1}{F_{s2}} + \frac{2f_2H_2}{F_{s3}} \geq U \quad (3)$$

ここに、W: 奥行き当りの土の重量, B: 掘削幅, H₁: 土留め壁の根入れ長, H₂: 土留め壁先端から不透水層下面までの厚さ, f₁: H₁間の摩擦抵抗, f₂: H₂間の粘土層のせん断抵抗, U: 奥行き当りの揚圧力, F_{s1}, F_{s2}, F_{s3}: 安全率 (F_{s1}=1.1, F_{s2}=F_{s3}=3.0)

式(3)は、左辺第1項は底面地盤の重量, 第2項は底面地盤の壁面摩擦抵抗, 第3項は不透水層(粘

土層)のせん断抵抗であり、それぞれを安全率で除した合計が揚圧力以上になるよう規定している。

摩擦強度およびせん断強度の設定法を表-5に示す。このうち摩擦強度f₁は大阪神戸平野地域のうち湾岸地域の場所打ち杭の載荷試験結果⁷⁾から定め、せん断強度f₂は土木学会の基準⁴⁾に準ずることとした。

各項の安全率は、基本的に鉄道構造物あるいは建築学会などの既往基準が採用している部分安全係数を参考に定めた。定めた安全率を用いて、各項の諸量のばらつきを正規分布と仮定しその変動係数から安全性指標βを算出すると表-6のようになる。各項毎の安全性指標は2程度であり、超過確率は1.2~2.9%程度となる。すなわち、各項が各々の安全性を有しているのではなく、各項ともほぼ同等の安全性を有しているように配慮されているといえる。

粘土層のせん断抵抗に関わる第3項の安全率F_{s3}

表一5 摩擦強度およびせん断強度

f1	砂	0.3N (≤ 15)
	粘土	C or N (≤ 15)
f2	砂・粘土	$K\sigma'_{v'} \cdot \tan \phi + c'$

表一6 信頼性指標の分析結果

	物性値	変動係数	安全性指標 β
第1項	単位体積重量	0.04 ¹⁾	2.27
第2項	周面摩擦力度	0.35 ²⁾	1.90

は、土留め壁の施工による乱れの影響を受けないため F_{S_2} よりも小さくすることも考えられたが、現在のところ現位置における強度試験のデータがないこと、掘削による応力解放の影響が未解明であることなどから F_{S_2} と同じ安全率を採用することとした。

6. おわりに

遠心模型実験装置を用いた盤ぶくれ挙動の実験およびその数値解析により、開削トンネルにおける幅広掘削時においても、土留め壁の摩擦力および不透水層のせん断力は、盤ぶくれ現象に対して有効に抵抗力として作用していることが判明した。この結果により摩擦力等の抵抗力を考慮した新しい盤ぶくれ照査式を提案した。本照査法により土留め壁の根入れ長の削減が可能となり、開削工事のコストダウンに寄与すると考えている。

今回の検討では、盤ぶくれの抵抗要素に関して

詳細な検討を実施した。したがって、本照査法を実施する場合には、荷重側すなわち揚圧力の設定にあたっては、地下水位の季節変動や潮汐変動、周辺での揚水などに十分配慮した詳細な検討が必要であることを付記しておく。また、今回提案した照査法が成立するために必要とされる遮水層の条件等もまだ明確ではない。対象とする粘土層の遮水性についても十分検討を行いながら実設計に応用する必要がある。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路土工指針，平成11年3月。
- 2) 日本鉄道技術協会：深い掘削土留工設計法，平成5年9月。
- 3) 日本トンネル技術協会：地中送電用深部立坑，洞道の調査・設計・施工指針，昭和57年3月。
- 4) 土木学会：トンネル標準示方書開削工法編・同解説，平成9年。
- 5) 松井ら：軟弱粘土地盤のヒービングに関する現場実験と弾塑性解析，土と基礎37-5，pp29-34，1989.5。
- 6) A.Iizuka & H.Ohta：A determination procedure of input parameter in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp71-87, 1987.9。
- 7) 阪神高速道路公団：場所打ち杭の支持力設計要領，平成2年6月。

Development of new design method for heaving considering friction between earth retaining wall and ground

ISHIZAKI, Hiroshi, FUJII, Yasuo, and ADACHI, Yukio

In the case of cut and cover tunnel construction, waterproof retaining wall depth, in most cases, is determined by heaving effect. Heaving effect is usually checked by force equilibrium acting at the bottom ground of the excavation. However, friction force between the ground and retaining wall and shear resistance of the impermeable layer are considered to exert resistance against heaving uplift force. According to the centrifuge test and finite element analysis conducted in this study, these forces are effective against heaving uplift force. Based on the result of this study, a new design method for heaving is proposed.