

ヒービング発生メカニズム

川崎 栄久*, 塩井 幸武**, 熊谷 浩二***

Mechanism of heaving

Teruhisa KAWASAKI, Yukitake SHIOI and Kouji KUMAGAI

Abstract

At excavation in very soft ground, there occurs phenomena of heaving. This mechanism has explicated with a slip line method by rigid plastic body. No slip surface appears inside of soft ground at the ultimate situation. From a series of model tests proved that mechanism of heaving is plastic flow and groundwater level concerns occurrence of heaving. This paper reports results of model tests on mechanism of heaving.

Key words: plastic flow, groundwater level, ultimate condition, plastic body, model test

1. はじめに

非常に軟らかい飽和粘性土の地盤上で仮締切り壁を用いて開削工事を行う場合、背面側地盤から掘削側底面へ地盤が回りこむヒービング現象の危険性がある。これは掘削によって除去された掘削側の土塊と山留め壁背面側の土塊重量との間にアンバランスが生じた結果、地盤が円弧滑りを起こして発生するものとされている¹⁻³⁾。円弧滑り法では地盤材料は便宜的に剛塑性体として扱われ、ヒービング発生メカニズムは段階掘削により背面側の地盤重量が順次、増加する結果となって地盤内応力が塑性域へ進行し、最終的に塑性平衡状態が崩れて破壊状態となる(図-1)。仮締め切り工の崩壊現象は滑り線法による表現であり、地盤の安定性の評価には非排水強度から得られる剪断抵抗が用いられている。しかし、粘性土の力学的性質を考えると、粘性土の変形には掘削による偏載荷重の持

続時間も大きく関わり、その特性はクリープ的な変位が生じるものとなる。粘性土は弾塑性や粘弾性として、その力学的挙動が表現できることが報告されている^{3,4)}。地盤は水・空気・土粒子の3相で構成されているので、その土と水の連成が地盤の長期安定性を大きく左右するものである。本研究では非常に軟らかい飽和粘性土地盤の力学的挙動を粘弾性体として捉えて、実験によって塑性流動と地下水位によるヒービング現象への影響を調べた。

2. ヒービングに関する既存の検討と研究

ヒービングに対する地盤の安定性を評価する方法には次のようなものがある。まずは、Peckによる安定数(スタビリティナンバー)の概念である。

$$N_b = \frac{\gamma_t \cdot H}{S_u} \quad (1)$$

ここで、

N_b : Peckの安定数

γ_t : 地盤の湿潤密度 (kN/m³)

H : 背面側地盤の地表面から掘削底面までの深さ (m)

平成13年11月20日受理

* 大学院工学研究科土木工学専攻博士後期課程・2年

** 構造工学研究所・教授

*** 環境建設工学科・教授

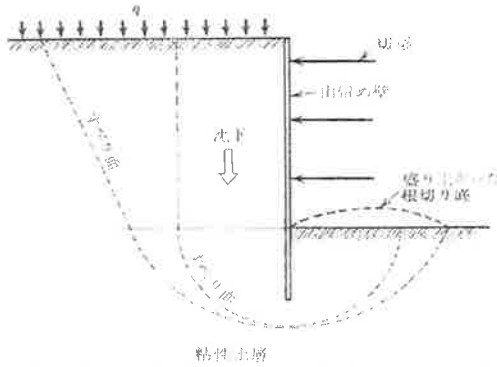


図-1 地盤の回り込みによって発生するヒービング現象¹⁾

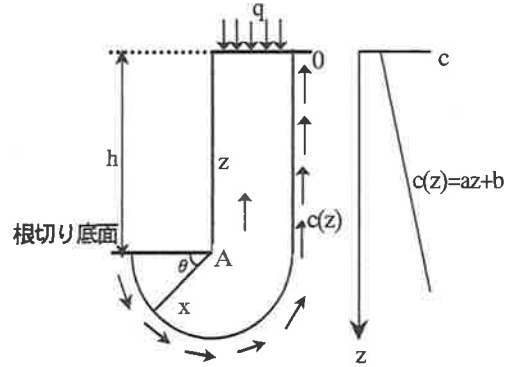


図-3 日本道路協会の方法

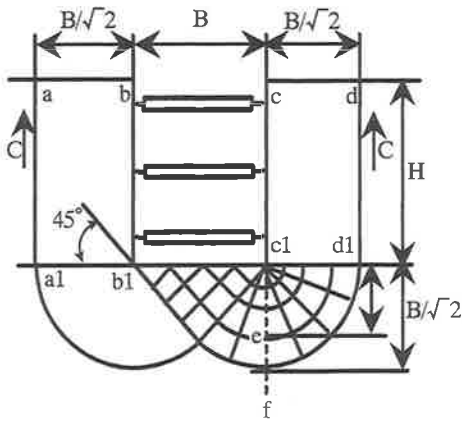


図-2 Terzaghi & Peck の方法

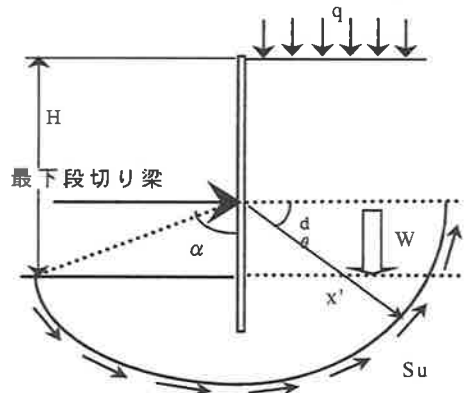


図-4 建築学会修正式

S_u : 非排水強度 (kPa)

これは地盤の非排水強度と背面側の土塊重量の比で掘削底面の安定性を評価するものである。

次に紹介するのは Terzaghi & Peck によるヒービングの検討方法で、ヒービングの検討モデルを図-2 に示す。これには、(2)式を用いる。

$$F = \frac{q_d}{q_v} = \frac{5.7c}{\gamma_t H - \frac{\sqrt{2}cH}{B}} \quad (2)$$

ここで、

F : 安全率

q_d : 背面側地盤表面から掘削底面までの土塊の重量 (kPa)

q_v : 掘削底面以下の地盤の強度 (kPa)

c : 地盤の粘着力 (kPa)

H : 地表面から掘削底面までの深さ (m)

B : 掘削幅 (m)

これは背面側の土塊重量と掘削底面以下の支持力との比で安定性を表現するものである。

さて、国内で多用されているのは日本道路協会の方法と日本建築学会修正式による方法である。日本道路協会の方法を図-3 に、日本建築学会修正式を図-4 に示す。

日本道路協会の方法は(3)式を用いる。

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{2}{\gamma \cdot H + q} \{ (a \cdot h + b) \pi + 2 \sqrt{a^2 \cdot h^2 + 2a \cdot b \cdot h} \} \quad (3)$$

ここで、

a : 深さ係数

b : 深さ係数

h : 深さ (m)

γ : 地盤の湿潤密度 (kN/m³)

q : 上載荷重 (kPa)

H : 地表面からの深さ (m)

日本建築学会修正式は (4) 式を用いる。

$$F = \frac{M_r}{M_d} = \frac{x' \int_0^{\frac{\pi}{2} + \alpha} S_u(x' d\theta)}{(w + qx') \frac{x'}{2}} \quad (4)$$

ここで、

F : 安全率

M_r : 作用力による回転モーメント (kN・m)

M_d : 抵抗モーメント (kN・m)

x' : 最下段切り梁を中心とした回転半径 (m)

S_u : 滑り面に沿った地盤の剪断強度 (kPa)

q : 地表面の上載荷重 (kN)

w : 掘削底面より上の背面側土塊の重量 (kN/m)

α : 最下段切り梁を中心とした掘削面までの回転角 (rad)

両者は背面側土塊重量による滑りモーメントと掘削底面下における地盤の抵抗モーメントの

比で表現している点では同じ考え方である。日本建築学会修正式では最下段切り梁を中心として円弧滑りが想定されていること、日本道路協会式では地盤の深さに応じた粘着力を考慮できることが特徴である。

その他、土圧による矢板の変形から地盤内応力を検討する方法には、矢板を単純梁に見立てた野尻の仮想支点法⁵⁾や山肩ら、中村らによる弾塑性法³⁾がある。弾塑性法のモデル図を図-5に示す。

これらは土圧と静水圧を仮締め切り壁に作用させた場合の応力と矢板の変形の計算方法である。すなわち、土圧による地盤の平衡問題と言い換えることができる。

一方、ヒービング現象に透水・排水性が関わる検討事例としては、杉本によって地盤内部で

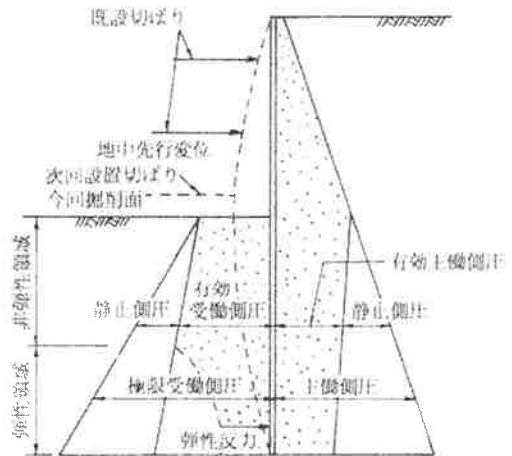


図-5 弾塑性法³⁾

表-1 塑性平衡理論に基づくヒービングの検討と研究例

塑性平衡理論に基づく過去のヒービングの検討と研究例			
1. 地盤の安定を示す指標	Peck の安定数		
2. 滑り線法に基づく方法	Terzaghi & Peck の方法	日本道路協会の方法	日本建築学会修正式
3. 土圧の平衡に基づく方法	弾塑性法（山肩ら，中村ら）	単純梁モデル仮想支点法（野尻）	
4. 透水・排水性から体積ひずみを測定	杉本による現場計測		

流線網によって体積ひずみが観測されたもの⁶⁾がある。塑性平衡理論に基づく過去のヒービング現象の検討と研究例を表-1 にまとめる。

実現現象のヒービング現象は掘削によって地盤全体が塑性流動を起こすものであるが、地下水位も塑性流動に関わる。これらを明らかにするために大型土槽と小型土槽による模型実験を行うとともに、室内要素試験から浸透水圧と時間の関係も測定した。

3. 実験概要

ケース 1: 大型土槽実験における塑性流動実験

ヒービング現象が塑性体として滑り破壊を示す現象ではなく、粘弾性体としての塑性流動であることを明らかにするために、土槽実験を行った。

実験で使用した土槽は縦 240 cm×横 120 cm×高さ 120 cm である。軟弱地盤のモデルとして砂混じりベントナイトを土槽内に敷き詰めた。土槽の模式図を図-6 に、砂混じりベントナイトの物性値を表-2 に示す。地盤の強度を 15 kPa 以下として練混ぜを行った。所定の強度になったことを確認してから剛体壁として直径 30 cm の塩ビパイプをモデル地盤に挿入した。塩ビパイプの管長が 40 cm で根入れがない条

件と管長が 45 cm で根入れ長が 5 cm の条件の 2 種類として、パイプごとに実験を合計 2 回行った。

土槽に設置したパイプ内のベントナイトを掘削して直ぐに掘削底面にカウンターウェイトを置いて掘削直後にヒービング現象が起きないようにした。また、上載荷重として湿潤密度が約 1.8 g/cm³ の川砂を地盤の地表面に 30 cm の厚さで載せた。塑性流動によるヒービング現象はカウンターウェイトを取り除いた直後から、掘削側地盤の時間と隆起量の関係で計測された。

地盤内の塑性流動を測定するために、ヒービング発生前に予めビニールホースをパイプ周りの地盤内に差し込んだ。実験開始と共に発生す

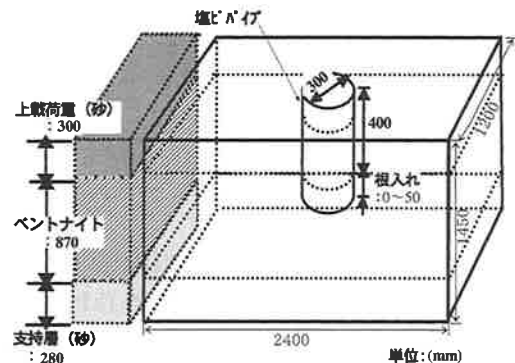


図-6 塑性流動実験の土槽

表-2 モデル地盤の物性値（大型土槽）

	ρ_s (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_t (g/cm ³)	ρ_{sat} (g/cm ³)	W (%)
砂混じり ベントナイト	2.766	0.440	1.230	1.281	179.4
		0.608	1.700	1.388	
	e (%)	n (%)	f (%)	S_r (%)	ρ_{sub} (g/cm ³)
	5.286	84.09	6.286	93.874	0.281
	3.549	78.02	4.549	139.82	0.388
	qu (kPa)	c (kPa)	W_p (%)	W_L (%)	I_p (%)
	1.99	0.995	17.4	227	209.6

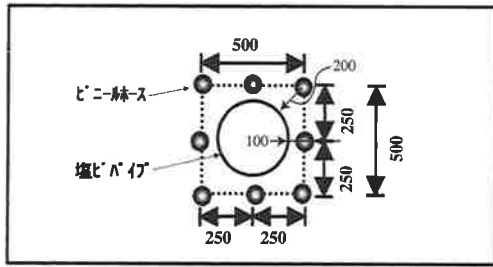


図-7 塩ビパイプ周りのビニールホースの配置

る地盤内の流動，すなわちヒービング現象にビニールホースを追従させるものである。実験終了後に変形したビニールホースに石膏を流し込んで，石膏が固化してからベントナイト層から掘り出して水平方向の変形を測定した。ビニールホースの配置図を図-7に示す。

以降，この実験をケース1と呼ぶこととする。

ケース2：大型土槽における地下水位による塑性流動の実験

土槽はケース1で使用したのと同じであるが，根入れの違いによるヒービング現象の差を観察するために，塩ビパイプ（径300mm）の管長が40cmで根入れがない条件と管長が45cmで根入れ長5cmの条件の2種類を並列で地盤内に差し込んだ（図-8）。地盤材料もケース1で使用したのと同じである（表-2）。

実験装置は，図-9に示すもので，ベントナイト層の底面で地下水位を調節した。地下水位は30cm，50cm，100cm，187cmの4段階として，地下水位ごとに4回の実験を行った。

2本の塩ビパイプ内のベントナイトを掘削した直後からヒービング現象が発生しないように，掘削底面にはカウンターウェイトを置いた。

地下水位と塑性流動によるヒービング現象の観測はカウンターウェイトを取り除いた直後から掘削側の隆起量と時間の関係を計測した。

以降，この実験をケース2と呼ぶ。

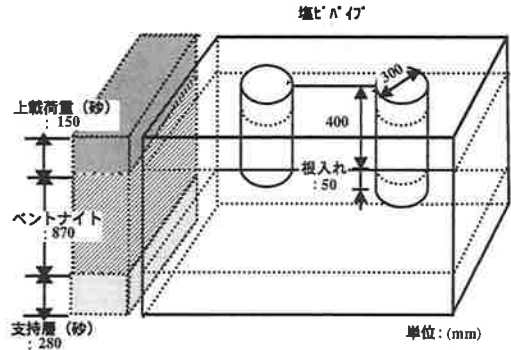


図-8 ケース2・実験槽

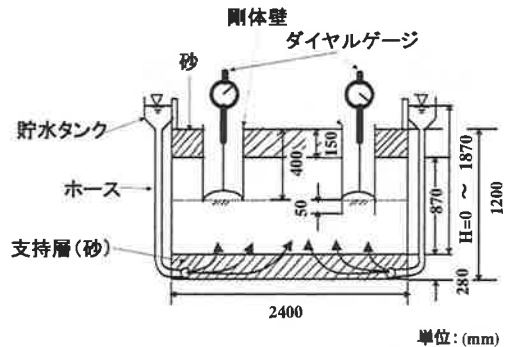


図-9 ケース2・実験槽

ケース3：小型土槽における地下水位による塑性流動の実験

大型土槽で得られた知見から，地下水位と塑性流動の関係を2次元で捉えるために小型土槽による塑性流動実験を行った。ここで使用した土槽を図-10に示す。縦30cm×横60cm×高さ36cmの水槽である。モデル地盤には青森県八戸市蟹沢より採取した天狗岱ロームを用いた。材料を均一にするために試料を乾燥させて2mmふるいでふるい分けを行い，含水比を85%に調整した。

物性値は表-3の通りである。まず，モデル地盤を12cmの高さまで敷き詰め，仮締め切り壁を取り付けた。仮締め切り壁は厚さ0.5cmの亚克力板で，土圧による変形を許容しない剛体

表-3 モデル地盤の物性値 (小型土槽)

	ρ_s (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_t (g/cm ³)	ρ_{sat} (g/cm ³)	W (%)
天狗岱ローム	2.612	0.873	1.498	1.518	71.6
		0.942	1.552	1.580	64.8
	e (%)	n (%)	f (%)	Sr (%)	ρ_{sub} (g/cm ³)
	2.103	67.8	3.103	89.1	0.520
	1.773	63.9	2.773	95.62	0.582
	qu (kPa)	c (kPa)	W_P (%)	W_L (%)	I_P (%)
	0.125	0.0625	42.9	59.1	15.9

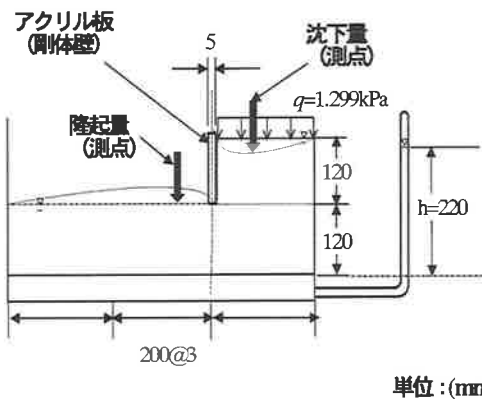


図-10 小型土槽模式図

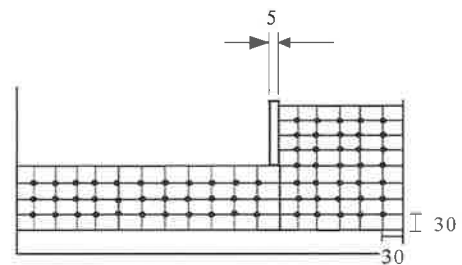


図-11 小型土槽内への標点棒の配置図

単位 : (mm)

単位 : (mm)

壁とした。アクリル板を設置した後、掘削側へはカウンターウェイトを置き、地盤の換算高さを合計 24 cm となるまで背面側にロームを充填して、さらにコンクリートブロックを載荷した。また、地盤内変形を観測するために、竹ひごとスポンジで作った標点棒も設置した。標点棒の配置を図-11 に示す。塑性流動と地下水位の関係を調べるために、粘性土底面へ被圧水頭を 22 cm の高さで作用させた。そしてカウンターウェイトを取り除き、ヒービング現象を発生させた。測定項目は背面側の沈下量と掘削側の隆起量の経時変化である。

以降、小型土槽実験をケース 3 と呼ぶ。

ケース 4：室内要素試験による浸透水圧と時間の関係の測定

この試験では浸透水圧と時間の関係を調べるために図-12 に示すように三軸試験機を応用した機具を用いた。この試験では浸透水による有効応力の変化を調べるために、供試体底面へ圧力水頭を作用させた実験である。供試体は小型土槽実験で用いられた試料と同じローム(表-3)で、供試体の寸法は直径 5 cm、高さは 10 cm である。試験体の qu は 0.125 kPa で、自立することが困難である。試験中の漏水を防ぐ必要性があったので供試体の作成方法を以下の通りとした。

まず、ゴムスリーブを三軸試験機の下部ペダスタルに被せて、その外側に砂用モールドを被せて真空圧をかける。そして、表-3 の試料を

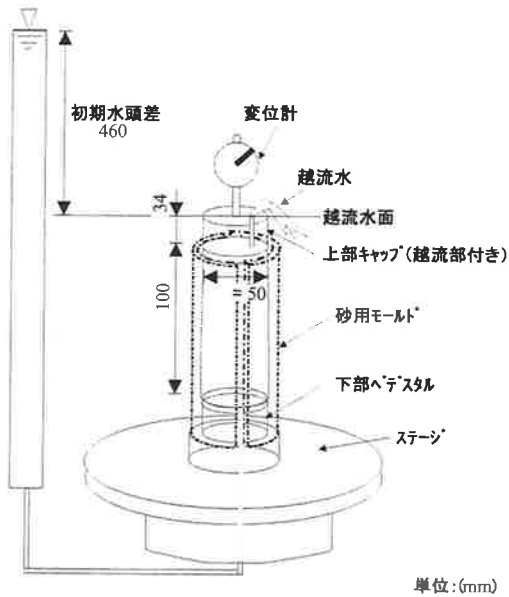


図-12 三軸試験機を応用した室内要素試験装置

モールドの中へ投入して、空隙をなくするためにガラス棒で突き固めた。その上で仕上がった供試体の上部に透水することが出来るキャップを載せた。ここまでは砂の供試体の作成方法と同じであるが、供試体の自立を助けるために砂用モールドは取り外さず、水平方向の変位は許さないものとした。

供試体上部には変位計を取り付けて鉛直方向の変位も計測した。

浸透水圧と時間の関係を測定するために供試体の底面とビューレットを接続し、その経路を脱気水で満たした。供試体の上部キャップの越流部からビューレットの水面までの初期水頭は46 cmである。越流部からビューレットまでの水位の経時変化を測定し、計算により浸透水圧を求めた。

以降、この実験をケース4と呼ぶ。

4. 試験結果

ケース1, ケース2:

ケース1における図-13, 14の図中に記した4つの水平方向の矢印は塩ビパイプの周りに対称

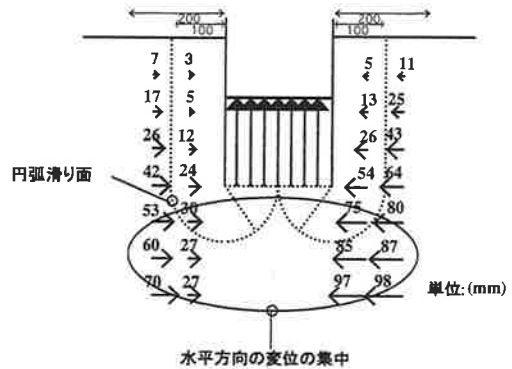


図-13 根入れがない条件での塑性流動

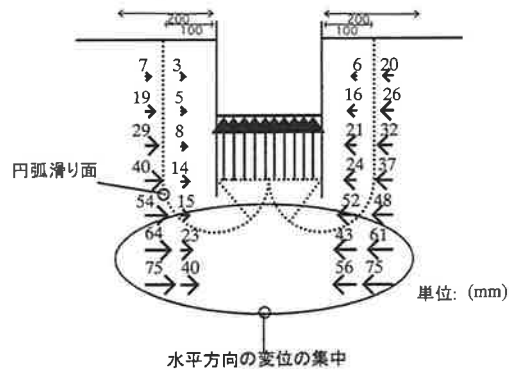


図-14 根入れがある条件での塑性流動

に配置されたビニールホースの変形図である。図-13, 14ではそれぞれ塩ビパイプから10 cm離れた位置にビニールホースが2本、20 cm離れた位置にホースが2本差し込まれている。これから根入れのある・なしに関わらず、背面側地盤において掘削底面より高い位置でも水平方向の変位が見られた。また、円弧滑り面よりも下方で最も大きい水平変位の集中が見られた。

図-15はケース2における地下水位と隆起量の関係を示す。ヒービング発生直後では直線関係にあった隆起量は、時間が経つに連れてクリープ状に変化している。地下水位が高くなるに従い、隆起量は大きくなった。また、ヒービング発生直後における直線の傾きも大きくなる傾向を示した。時間の経過で隆起量はクリープ

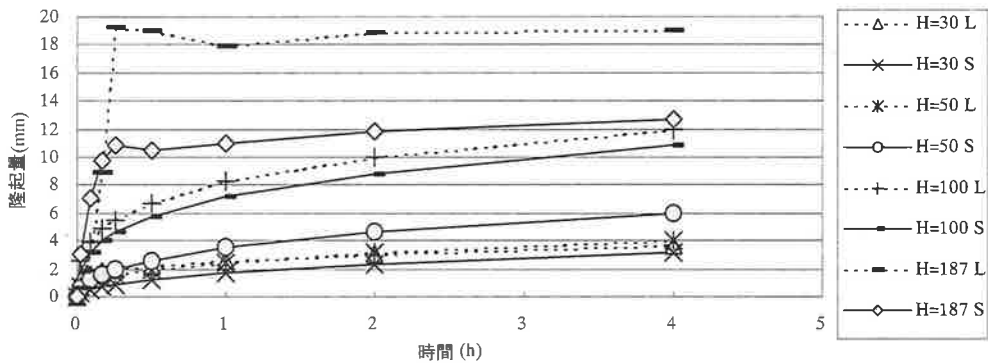


図-15 ケース2における地下水位と隆起量の関係 (3次元)

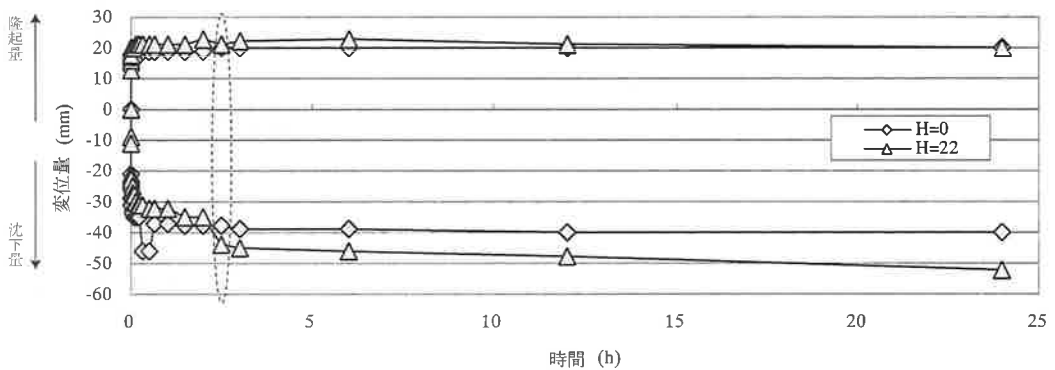


図-16 ケース3における地下水位と変位量の関係 (2次元)

状になるが、クリープ状曲線の変化点も地下水位が高くなるにつれて明瞭となった。

ケース3:

標点棒の移動で示される塑性流動を図-18に示す。ヒービング発生直後からアクリル板剛体壁の先端付近で大きな隆起を示した。図-16は地下水位がある場合とない場合の変位量である。変位量のプラス側は隆起量で、マイナス側は沈下量を示している。隆起量に対する地下水位の影響は当初には顕著であったが、沈下量ではヒービング発生直後には地下水位がない場合とほぼ同じ線形を示した。しかし、地下水位のある方では2時間後破線で囲った部分から背面側の沈下量が漸増している。

ケース4:

図-17より試験開始直後では直線的に浸透水圧の減少が見られた。時間が経つにつれて浸透水圧の減少は急激に低下し、約9N(水圧×面積)の有効力が残った。なお、試験終了後に供試体を観察したところ、上部キャップ付近に土粒子の凝集がみられ、泥水膜の役割を果たしていることが確認された。なお、上部キャップの変位は0.0~0.01mmと極僅かであった。

5. 考 察

図-15と図-16よりヒービング発生直後における変位と時間の関係は直線的である。背面側と掘削側の地盤重量の差が一定した値になると、直線的な変位はクリープ的な変位へと移り

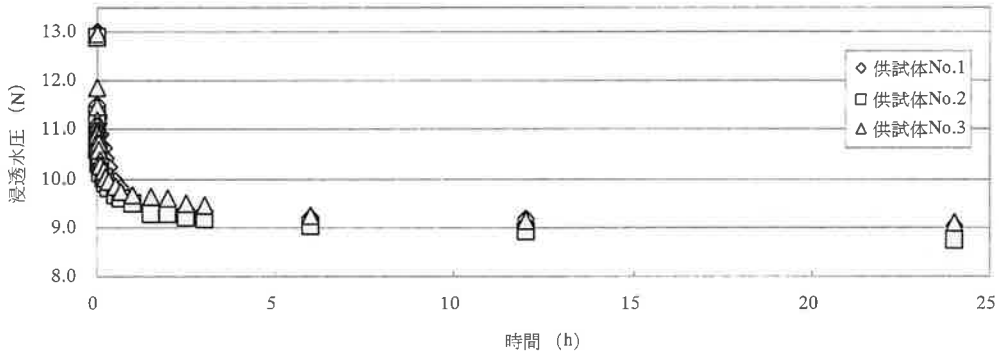


図-17 ケース 4 における浸透水圧と時間の関係

変わる。これからヒービング現象の一連の動きは 3 要素固体モデルで近似できる。3 要素個体モデルの模式図を図-19 に示す⁷⁾。3 要素固体モデルの構成式を以下に示す。掘削によって生じる地盤の変形 γ を (5) 式で、地盤内応力は (6)、(7) 式で表される。

$$\gamma = \gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3 \quad (5)$$

$$S = G_1 \gamma_1 \quad (6)$$

$$S = G_2 \gamma_2 + \eta_2 \frac{d\gamma_2}{dt} \quad (7)$$

ここで、

γ : 地盤の変形率 (%)

γ_1 : 地盤の弾性成分が受け持つ変形率 (%)

γ_2 : 地盤の粘性性と弾性成分が受け持つ変形率 (%)

S : 地盤内応力 (kPa)

G_1 : 地盤の弾性係数 (kPa)

G_2 : 地盤の弾性係数 (kPa)

η_2 : 地盤の粘性係数 (kPa)

t : 载荷時間 (sec)

これらの連立方程式を解くと $t=0$ (sec) において変形 γ の合計は (8) 式で表すことが出来る。

$$\gamma(0) = \frac{S}{G_1} \quad (8)$$

$t=\infty$ (sec) においては (9) 式となる。

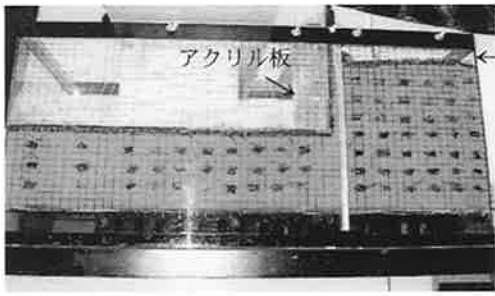
$$\gamma(t) = S \left\{ \frac{1}{G_1} + \frac{1}{G_2} \left(1 - e^{-\frac{t}{\lambda_2}} \right) \right\} \quad (9)$$

ここで、

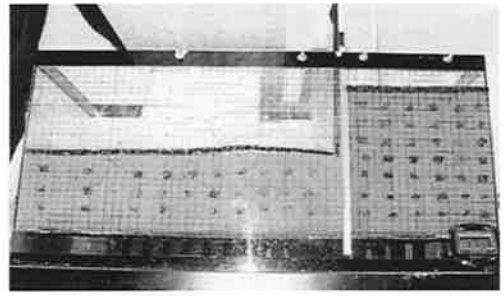
λ_1 : 遅延時間 $= \eta / G$ (sec)

地下水位を増加させた場合の隆起量と時間の関係は水位に関係なく同様な傾向を示した (図-15)。また、図-16 の $H=0$ と $H=22$ を比較すると、 $H=0$ ではヒービング現象が発生してから沈下量の変化は次第に減少しているが、 $H=22$ では沈下が継続している。すなわち、地下水位の増加は地盤を不安定にする一因となっている。これらの結果は地下水位に対して何らかの対策を取ることがヒービング対策として有効であることを示す。例えば、ウエルポイント工法やディープウェル工法などによる地下水位の低下などである。

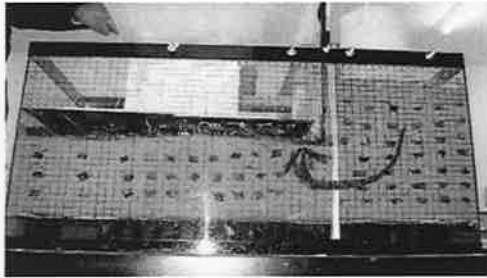
図-18 の標点棒の移動から塑性流動を観測することができた。図-18 における背面側の地盤では、土槽壁面とアクリル板の表面では地盤が付着して動かないが、土槽壁面とアクリル板から離れた位置で沈下が生じている。この地盤の動きは剛塑性モデルで近似された滑り破壊ではなく、粘性体としての動きであった。それは無限平板上の粘性流れで表すことができる。無限平板上の粘性流れを模式化すると図-20 のようになる。ここで、 $U(u, v, w)$ は速度を表している。図において $t=0$ から流体が x 方向に流れ



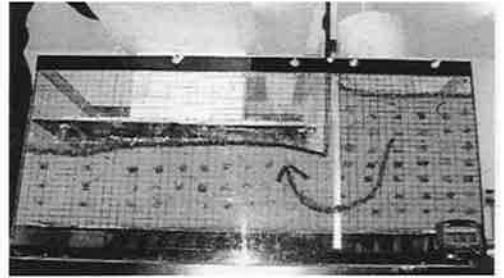
0 (sec)



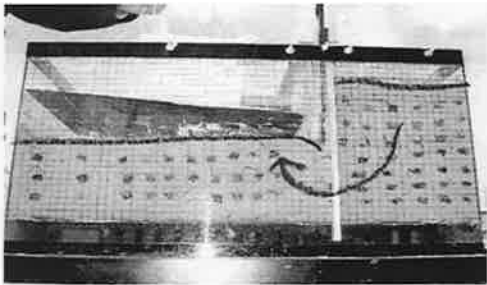
0 (sec)



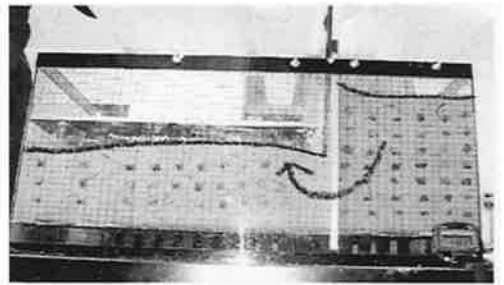
18 (sec)



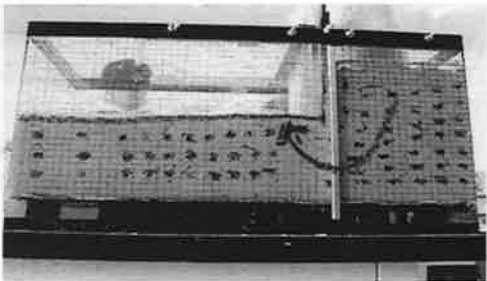
18 (sec)



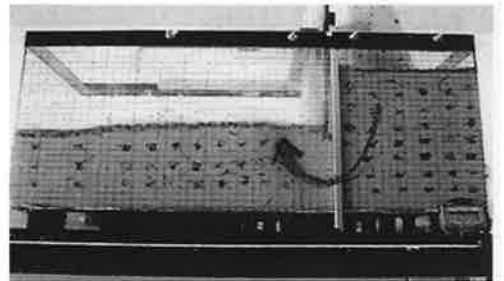
36 (sec)



36 (sec)



5 (min)



5 (min)

(a) 地下水位がない場合 ($H=0$ cm)

(b) 地下水位がある場合 ($H=22$ cm)

図-18 小型水槽内の塑性流動

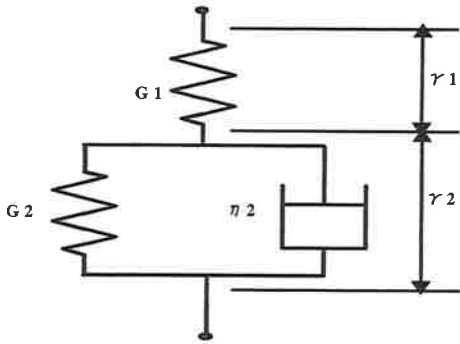


図-19 3要素固体モデル

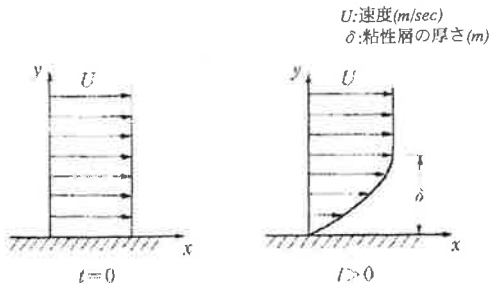


図-20 無限平板上の粘性流れ⁹⁾

たとき、すなわちヒービング現象が発生した場合の Navier-Stoke's の運動方程式は次式で表される⁹⁾。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \nu \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \quad (10)$$

ここで、

ν : 動粘性係数 $= \mu / \rho$ (m^2/s)

(10) 式の境界条件は $y=0$ で $u=0$, $y=\infty$ で $u=U$ と与えられる。ここで、時間と速度の関係を力と粘性の関係に変換するために変数変換を行う。変数変換を (11) 式と (12) を用いて (10) 式を解くと (13) 式となる。

$$\eta = y / 2\sqrt{\nu t} \quad (11)$$

$$u = Uf(\eta) \quad (12)$$

$$\frac{d^2 f}{d\eta^2} + 2\eta \frac{df}{d\eta} = 0 \quad (13)$$

ここで、

η : 粘性係数 ($\text{Pa}\cdot\text{s}$)

f : 粘性流体による力 (kN)

これより、 $\eta=0$ で $f=0$, $\eta=\infty$ で $f=1$ となり、ヒービング現象における境界条件を表すことができる。

地下水位が作用した場合の沈下量の増大は、粘性層に更に圧力が作用したことによるものである。

図-17 より、浸透水圧の即時的な減少はパスカルの原理が粘性土の中でも有効に働いていたためと考えられる。時間の経過と共に浸透水圧による力の減少は非線形的な動きとなるが、これは泥水膜の形成で不透水膜による有効応力が生じたことによると考えられる。

以上より掘削工事における被圧地下水の存在も地下水位と捉えることができる。地下水位の存在は盤ぶくれの検討と、塑性流動に対する検討の必要性を示唆するものである。

6. ま と め

1. ヒービング現象は塑性流動である。また、仮締め切り工におけるヒービング現象の境界条件は無限平板上の粘性流れで表現できる。
2. 一連のヒービング現象は3要素個体モデルで表現することが可能である。
3. 粘性土に存在する地下水位は塑性流動に大きく関与する。そのため、地下水位に対する評価方法の考案が急がれる。
4. 掘削工事における被圧地下水の存在は地下水位と捉えるべきである。
5. ヒービング現象を抑止するためには塑性流動を抑えることと、地下水位を低下させることが有効である。

参考文献

- 1) 日本建築学会：山留め設計施工指針，pp. 37-43，第2版第4刷，1992.8.5
- 2) 社団法人日本道路協会：道路土工 仮設構造物工指針，pp. 83-84，改訂版，1999.3.10

- 3) 社団法人地盤工学会：地盤工学ハンドブック
初版第1刷，1999.3.20
- 4) 川崎栄久，塩井幸武：ヒーピングのメカニズム
に関するレオロジー的な一考察，平成12年度
東北支部技術研究発表会講演概要，pp. 286-
287, 2001
- 5) 野尻明美：山止め応力・変形の発生機構に関す
る研究－仮想支点法の提案－，日本建築学会論
文報告集第234号，1975.8
- 6) 杉本隆男：羽田沖合展開部における深い掘削
時のヒーピング計測例と地盤改良評価による
山止め掘削時の変形挙動と地盤評価に関する
講習会（原稿），1992.5.26
- 7) 村上謙吉：レオロジー基礎論，産業図書株式会
社，初版第5刷，pp. 90-92, 1999.12.20
- 8) 谷田好道：流体の力学，pp. 79-85，株式会社朝
倉書店，初版第8刷，p. 79, 1999.9.10
(2001年11月20日受付)