

水位一定時の浸透力による砂地盤の進行性破壊の実験と解析

名古屋大学	正会員	野田利弘、中野正樹、浅岡顕
東京大学生産技術研究所	正会員	小高猛司
(株)浅沼組	正会員	高稲敏浩
東邦ガス(株)	正会員	中川雅之
不動建設(株)	正会員	古家幸司

1. はじめに

密な砂の境界吸排水条件下での典型的な3軸圧縮試験では図1のような関係が得られる。この曲線からは、地盤は局所的に破壊が発生すると、破壊域が荷重増加とともに、そして時間とともにに拡大して、やがて地盤全体の破壊に至ると想像される(進行性破壊)。ここで、「時間とともに」と述べたのは、たとえ外荷重が一定でも、時間の経過とともに間隙水が移動して、それが破壊域の進展をもたらすことが予想されるからである。そこで、本論文では題材として、主に密な状態に調整した、しかも境界条件が明確に整備された模型砂地盤の浸透破壊問題を取り上げ、ある水位まで急速に水を張った(荷重した)後に水位を一定にして、その後の模型砂地盤の挙動を、実験と水～土骨格連成計算を用いて調べた。その結果、ともに砂地盤の破壊は荷重荷重の後に遅れて生じた。

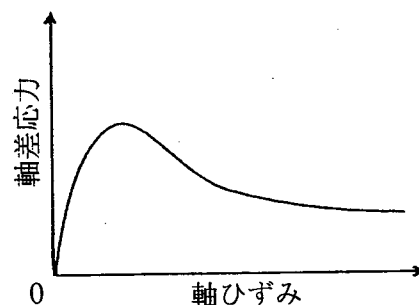


図1 密な砂の吸排水条件下での応答

2. 砂地盤の進行性破壊実験

2.1 豊浦砂を用いた水平堆積模型地盤の作成方法

図2に浸透破壊実験に用いた浸透水槽の全容を示す。水槽(厚さ1.0cmの透明アクリル製)は奥行きが15cmで、水平に保たれ、中央部の矢板(厚さ1.0cm)は水槽正面と背面に固定されている。この矢板から左側(単に「上流側」と呼ぶ)に脱気水をタンクから供給して、水位を定率で上昇させるが、水位上昇時の地盤の乱れを防ぐために上流側に越流口をもうけている。右側(単に「下流側」と呼ぶ)では水槽の右側面に穴が設けてあり、水を越流させ一定水位を保つようになっている。

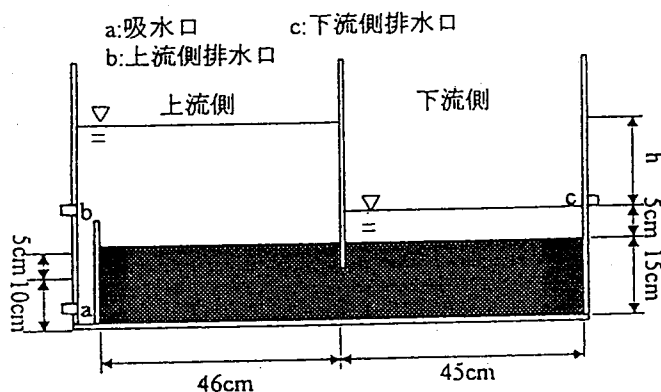


図2 浸透破壊実験水槽

完全飽和状態かつ均質な模型砂地盤を作製するために、試料(豊浦砂、表1)を中性洗剤(界面活性剤21%含有)洗浄により表面付着空気を極力除去させ、水中落下法で上・下流側で段差が生じぬよう堆積させた(間隙比 e は0.85以上)。その後、水槽背面を木槌で叩いて水槽に振動を与えることにより、試料を設定した高さ(15cm)になるまで水平にしかも密に締詰め模型砂地盤を作成した。矢板の根入れは5.0cmになる。また、初期水位を地表面より5.0cmの高さにした。本論文では、この方法により間隙比 e を0.70に調整した模型地盤の浸透破壊実験について報告する。

表1 豊浦砂の物性

比重 G_s	2.65
均等係数 U_c	1.5
曲率係数 U'_c	1.0
透水係数 k (cm/s)	4.09×10^{-2}
最大間隙比 e_{max}	0.977
最小間隙比 e_{min}	0.597
限界状態定数 M	1.24

Progressive failure of saturated sandy ground after seepage loading :

Noda, T., Nakano, M., Asaoka, A.(Nagoya Univ.), Kodaka, T.(Univ.of Tokyo), Takaine, T.(Asanuma Co.Ltd.), Nakagawa, M. (Toho gas Co.Ltd) and Furuya, K.(Fudo Co.Ltd.)

2. 2 定率水位一定載荷による浸透破壊実験

砂地盤において定率速度（載荷速度）で上流側の水位をあげてゆくと、下流側矢板地表面付近が隆起した後、上流側矢板付近が沈下しこの模型地盤がボイリングして破壊に至った。間隙比 0.70 に調整した密な地盤を用い、載荷速度 1.0cm/min として浸透破壊を行ったときの矢板付近の地表面変形スケッチを図 3 に示す。

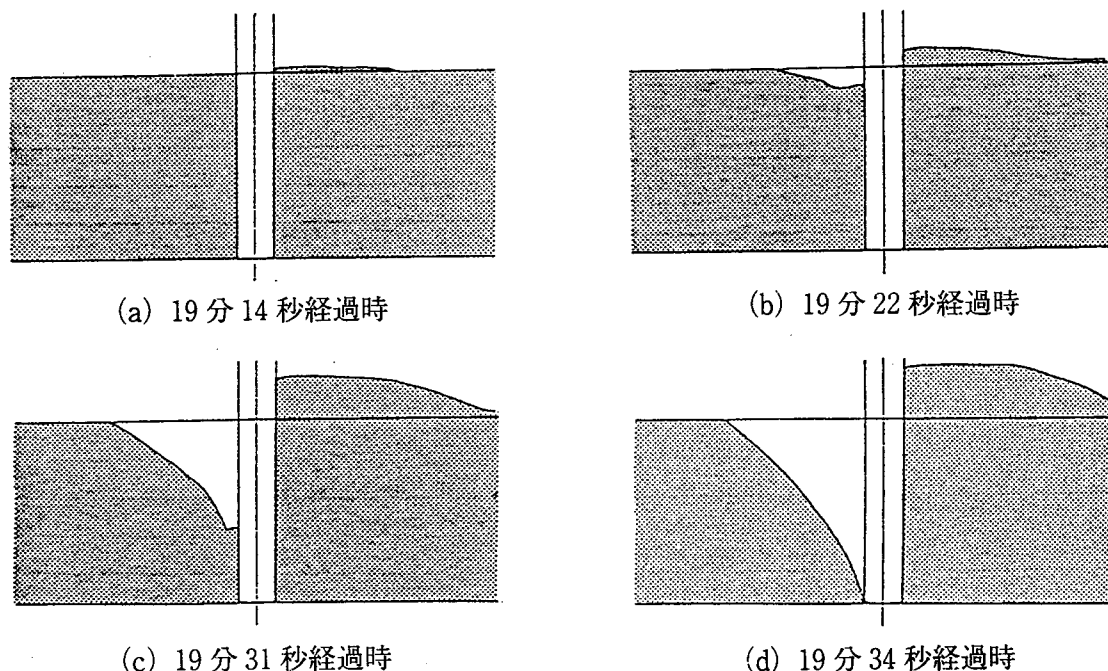


図3 矢板付近地表面の変形の実験開始からの経時変化

また限界水位 H_c は、水位上昇速度（載荷速度）が 1.0 と 4.0 cm/min の場合、それぞれ 19.0cm と 20.5cm であり、速い載荷の方が地盤は支持力が大きかった。なお、これらの値は各載荷速度における実験の限界水位の代表値で、そのばらつきは ± 0.5 cm 以内であり、実験に再現性があることを確かめている。

2. 3 非排水（急速）載荷後、水位一定実験

2. 2 の実験結果において、急速載荷の場合は、水の載荷速度に比べて間隙水の移動が小さくなり、より非排水条件に近い。このことは密な砂地盤での非排水的載荷が急激な水頭勾配を発生させるにもかかわらず、透水が遅れて生じ、破壊が遅れが生じることを想起させる。そこで、はじめに上流側の載荷速度を試験装置の最大水量能力に相当する約 8.0 cm/min で、緩速載荷時の限界水位よりも高い 19.5cm まで急速に（非排水）載荷した後、水位を一定に保った。すると、実験によってわずかに異なるが、水位一定後 5~10 秒の初期は地表面が変形せず、その後次第に下流側に隆起が見られ、約 25 秒ほどでボイリングに至った。

3. 砂地盤の浸透進行性破壊の水～土骨格連成有限変形計算

砂を過圧密土と見なして下負荷面¹⁾カムクレイモデル²⁾を用いた水～土骨格連成の有限変形計算²⁾により、2. の実験で観察されたような密な砂地盤の浸透力載荷での遅れ破壊について、シミュレーションを行った。密な砂に限って、砂とは思えぬほどの明確な時間遅れ破壊が観測（計算）された。

3. 1 地盤の作成方法

計算は平面ひずみ模型砂地盤で観測された事実を follow するために、地盤厚さ、根入れ等すべて室内模型実験の dimension とあわせた。なお、計算では上述と同じ実験装置を用いて、定率載荷時に豊浦砂より顕著に限界水位に及ぼす載荷速度依存性が確認されている³⁾（シルト質分を多く含んだ）野間砂を念頭に行った。

ところで、過圧密地盤の計算は「初期地盤状態の計算による再現」につきるところがある。それで少々詳しく述べる。計算に用いた地盤の材料定数は野間砂の標準圧密試験結果の値で、限界状態定数 M については 1 次元圧縮状態で K_0 値が 1 となるように決めた（表 2）。その水平堆積地盤（厚さ 15cm）は自重により、

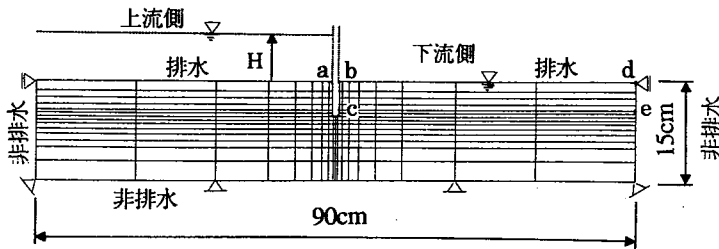


図4 有限要素メッシュ

表2 計算に用いた材料定数

	緩い砂	密な砂
圧縮係数 λ	0.101	0.101
膨潤指数 \bar{e}	0.0064	0.0064
ポアソン比 ν	0.3	0.3
限界状態定数 M	1.40	1.40
透水係数 k (cm/s)	1.32×10^{-3}	1.32×10^{-3}
下負荷係数 ¹⁾ $1/2$	10	10
初期比体積(地盤中央) v_0	2.40	2.10
過圧密比 O.C.R	1.5	36.0

深さ方向にはほぼ線形的に応力分布するが、本論文で密、ゆるいとそれぞれ呼ぶ場合は中央深さでの比体積が2.1（過圧密比36相当）、2.4（過圧密比1.5相当）とした場合に相当する。その後固定矢板相当部分の有限要素を除去し、有限要素メッシュ（図4）を作製した。矢板は板状でしかも矢板下部端の形状は円とし、矢板と接する土節点に対してはこの形状を満足するように土骨格の速度場に制約条件⁴⁾を与えて計算した。水の境界条件は矢板が地盤と接する面で非排水、地表で排水条件とした。

3. 2 砂地盤の浸透破壊における载荷速度依存性

図5にゆるい砂地盤と密な砂地盤において下流側の水位を一定に保ち、上流側の水位上昇時の速度（载荷速度）と限界水位 H_c の関係を示す。ここに限界水位 H_c とは、水载荷時に上流側のa点あるいは下流側のb点の沈下あるいは隆起速度の大きさが急激に変化したときの水位を限界水位 H_c としている。なお、一例として図6と図7にそれぞれ、载荷速度10cm/sで水位を増加させた場合の上・下流側表面の矢板に接した部分（図4の点a,b）の沈下量（隆起の場合は負）～水位関係ならびに沈下速度（隆起の場合は負）～载荷時間関係を示す。図5において载荷速度～限界水位 H_c 関係は、ゆるい砂、密な砂ともにS字型のカーブを描いて

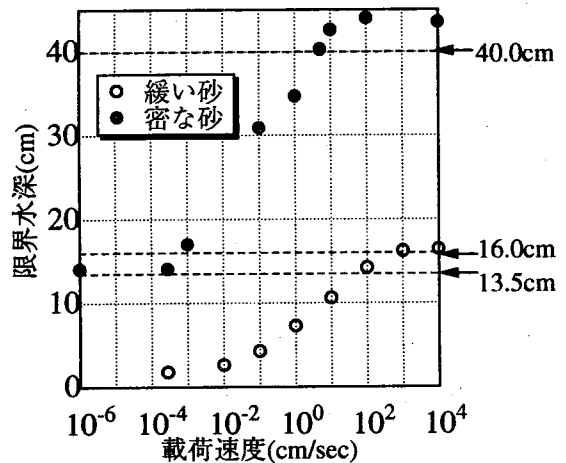


図5 限界水位～载荷速度関係

おり、排水（緩速）载荷よりも非排水（急速）载荷の方が限界水位が大きくなっている。また、図8の(b)に急速载荷の場合について(a)の①に位置する砂要素の、(c)に緩速载荷の場合について②に位置する砂要素の挙動を示す。水载荷が早いレンジでは地盤内部に間隙水が流入しにくいいため、各砂要素が(b)の典型例のように限界状態線に達し、図5のように限界水位に差が見られなくなる。一方、水载荷が非常に遅いレンジでは、下流側への水供給が十分に行われるため、下流矢板の地表面付近に(c)の典型例のような軟化挙動を伴って、せん断力 q も平均有効応力 p もゼロに近づき（「液状化」）、限界水位に差が見られなくなる。また、それらの中間のレンジでは(c)のような吸水軟化領域が下流側の矢板下端と地表面の間に発生する。

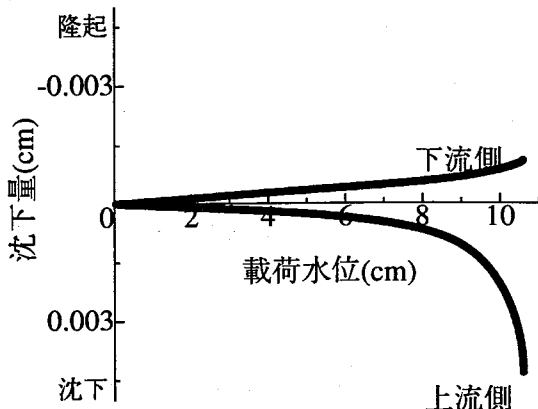


図6 沈下量～载荷水位関係

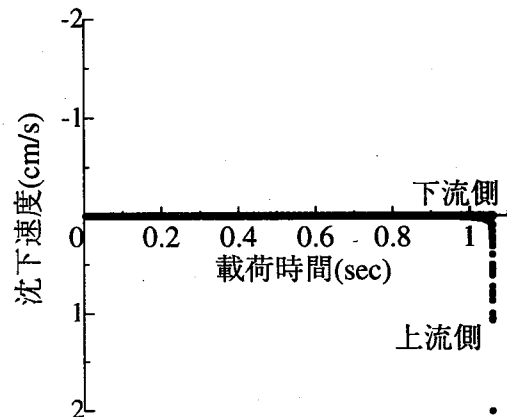
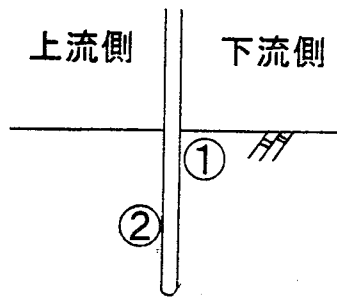
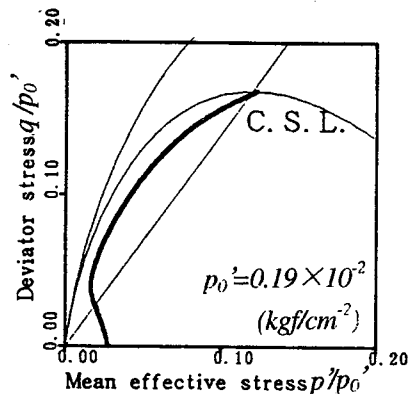


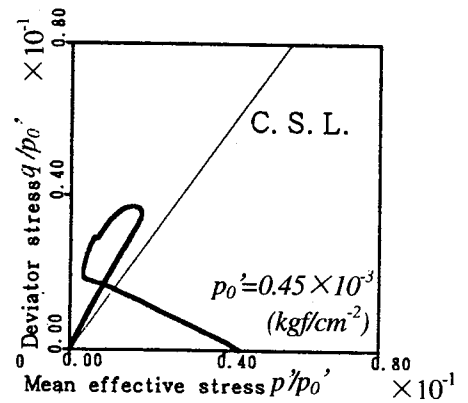
図7 沈下速度～载荷時間関係



(a) 矢板付近



(b) 急速荷時の①要素の挙動



(c) 緩速荷時の②要素の挙動

図8 典型的な砂要素の挙動

3. 3 非排水（急速）荷後水位一定条件下での浸透破壊

次に、図5における非排水、排水荷レンジに注目し、図中に示す13.5,16.0,40.0cmの水位まで急速荷（100cm/s）した後、水位を一定に保って地盤の挙動を調べた。

(a) ゆるい砂地盤

ゆるい砂地盤について、13.5cmで水位一定放置した場合の点a,bの沈下速度と放置時間関係を図9に示す。上流側で沈下が進み放置直後（0.026秒）に一気に破壊に至っている。

(b) 密な砂地盤

13.5,16.0,40.0cmの各水位で一定に放置した場合の点a,bの沈下速度と放置時間関係を図10～12に示す。13.5cmでは排水条件下での限界水位よりも小さいため放置後は全く変化がない。一方16.0cmのときは、上

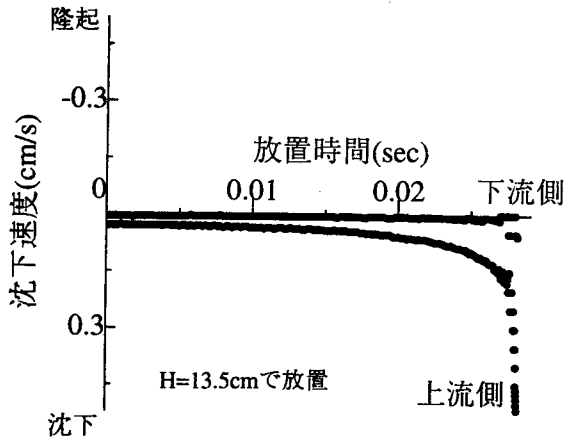


図9 沈下速度～放置時間関係

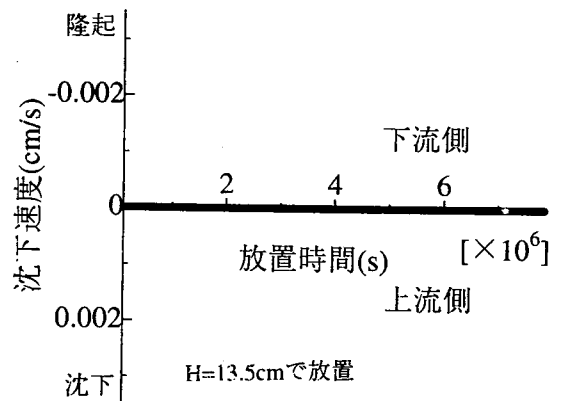


図10 沈下速度～放置時間関係

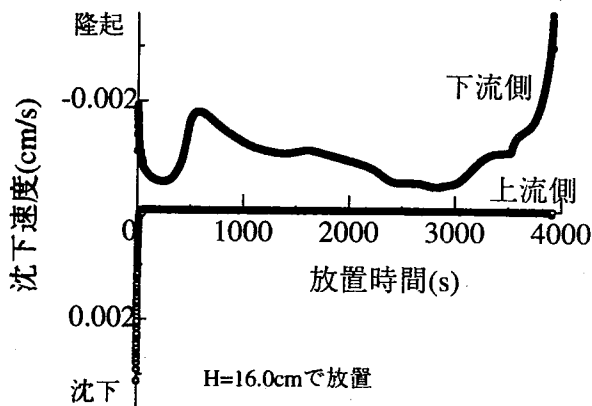


図11 沈下速度～放置時間関係

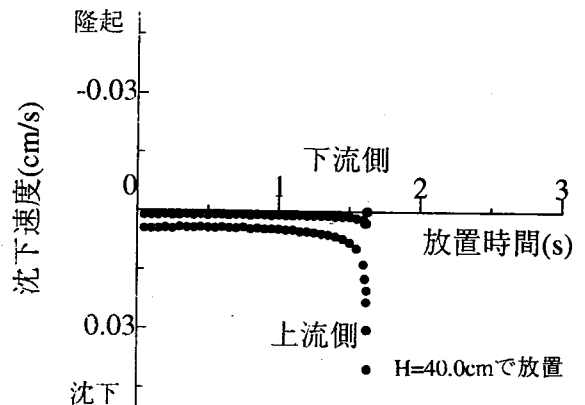


図12 沈下速度～放置時間関係

流側はほとんど変化せず、下流側で沈下速度を増減させながら大きく変形し約1時間後に破壊に至っている。また、40.0cmでは放置後わずか約1.5秒で上流側で破壊に至っている。

また、図13に1時間もの間、沈下速度を増減しながら破壊に至った水位16.0cmの場合について、全水頭の分布の推移を、図14に下流側の土要素(図8の(a)と同じ)の挙動を示す。載荷直後、上流側にだけ正の過剰水圧が発生し、その後時間とともに定常状態となるが、下流側の地表面付近の土要素(図14)は、載荷時に限界状態線を越え、放置時に吸水軟化して「液状化」し、破壊に至っている。図15と図16には、この破壊時の比体積変化分布ならびにせん断ひずみ分布を示しておく。

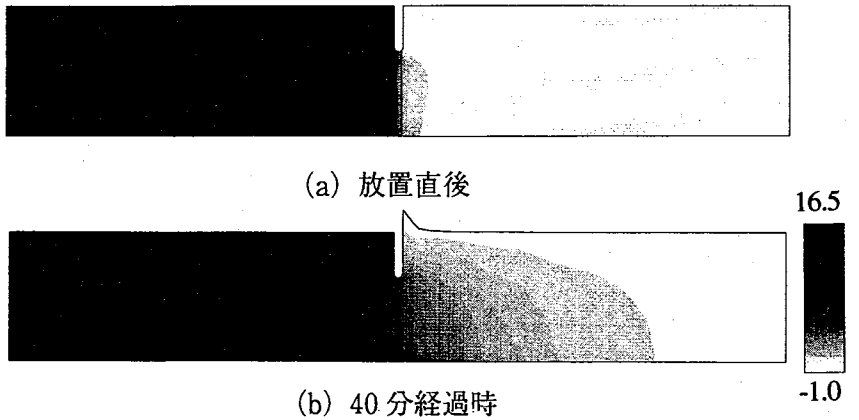


図13 全水頭分布の推移 (H=16.0cmの場合) (単位: cm)

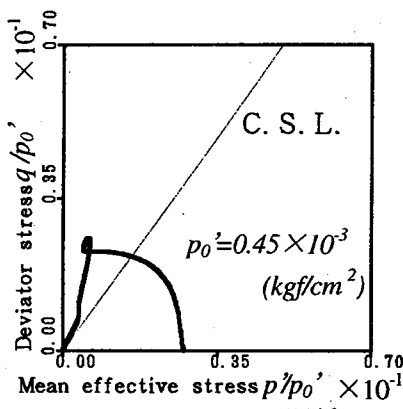


図14 砂要素の $p' \sim q$ 関係
 (「液状化」)

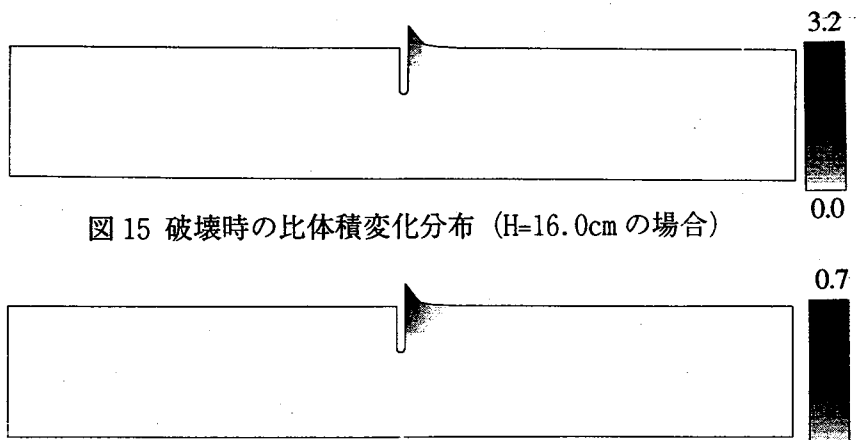


図15 破壊時の比体積変化分布 (H=16.0cmの場合)

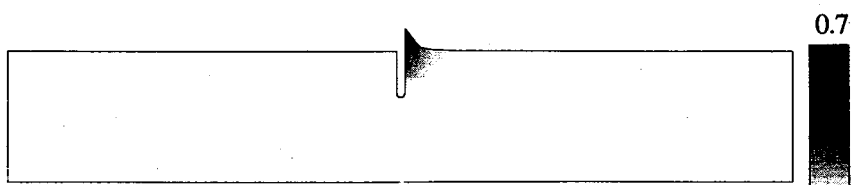


図16 破壊時のせん断ひずみ分布 (H=16.0cmの場合)

3. 4 段差を有する密な砂地盤の浸透力載荷・除荷後の進行性破壊

次に、砂地盤の上流側と下流側に3cmの段差を設け、急速に上流側の水位を上下させた。

(a) 段差を有する初期地盤作製の計算: 3. 2で説明した段差のない初期地盤より図4中b, c, d, eの矩形領域をさらに掘削除荷した。このとき掘削は水位一定のまま行い、掘削による「外力変化」がもたらす水～土連成挙動は、地盤内の水圧が定常になるまで計算した。

(b) 載荷条件: 上流側で載荷速度100cm/sで地表面からの水位が今度は40cmになるまで水を載荷後、ほぼ同じ速度で地表面の上側1.6cmまで除荷しこの水位を保った。下流側では終始水位を一定に保った。

計算結果: 図17と図18にそれぞれ、載荷開始からの経過時間と上流側地表面と矢板とが接する点の沈下量関係、ならびにその沈下速度との関係を示す。なお、下流側での隆起・沈下はほとんど生じなかった。急速な水位上昇に伴い沈下を生じ除荷時に僅かに隆起する。その後放置するとしばらくは沈下量に変化が見られないが22秒後に沈下速度が急激に上昇し破壊に至った。除荷直後と破壊時における地盤内の過剰水圧分布(載荷前の水位に対する静水圧分を水圧から差し引いている)の推移を図19に示す。除荷時に負圧が矢板底部で局所的に発生し、消散に伴い矢板付近で吸水域が広がる。

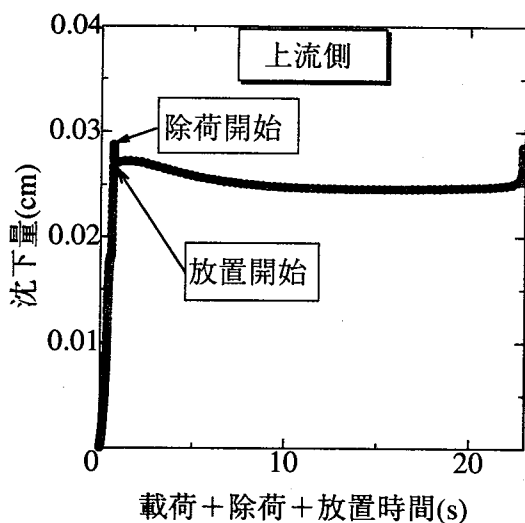


図 17 沈下量～載荷+除荷+放置時間

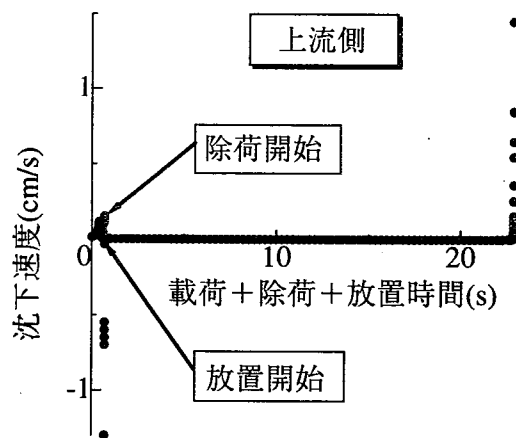


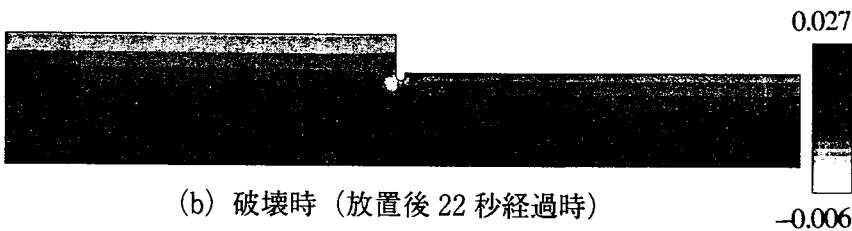
図 18 沈下時間～載荷+除荷+放置時間

4. おわりに

上流側の水位を急速に上(下)させたり、また段差を設けたりしたのは、砂地盤内に残留過剰水圧や残留せん断応力の不均一場を作るためである。理由を地震にまで話を膨らませて説明したい。地震の前に(せん断中に膨張すればいいだけの、「ゆるく」ても) 密な砂地盤が、護岸や建物基礎に取り囲まれて、多次元局部載荷の状態にあったとしよう。そしてこの地盤が、地震には負圧で耐えても、地震後に、あとから地盤内で水を流すには十分の水頭勾配を残存していたとしよう。そうすると上記の計算は、実際の密な砂地盤が、地震の終わったあとかなりの時間遅れでようやく破壊(もちろん液状化)し、破壊域の進展にも相当の時間を要した可能性があったことを示している⁵⁾。



(a) 除荷直後



(b) 破壊時(放置後 22 秒経過時)

図 19 過剰水圧分布の推移 (単位: kgf/cm²)

参考文献

- 1) Hashiguchi, K. (1989): Subloading surface model in unconventional plasticity, Int. J. Solids and Structures, Vol.25, pp.917-945.
- 2) Asaoka, A. Nakano, M. and Noda, T. (1997): Soil-water coupled behavior of heavily overconsolidated clay near/at critical state, Soils and Foundations, Vol.37, No.1, pp.13-28.
- 3) Asaoka, A. and Kodaka, T. (1992): Seepage failure experiments and their analyses of loose and medium dense sands, Soils and Foundations, Vol.32, No.3, pp.117-129.
- 4) 浅岡 顕、中野正樹、野田利弘、金田一広 (1996): 速度場に制約条件を与えて得られる荷重/変位境界条件とその応用、第 31 回地盤工学研究発表会、pp.795-796.
- 5) 浅岡顕(1995): 震災フォーラム、土木学会誌、Vol.80(12)