



地盤の浸透破壊に対する事例解析と安定性評価に関する研究

永井, 茂

(Degree)

博士 (学術)

(Date of Degree)

2017-03-25

(Date of Publication)

2019-03-25

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

甲第6950号

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D1006950>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



博 士 論 文

地盤の浸透破壊に対する事例解析と
安定性評価に関する研究

平成 29 年 1 月

神戸大学大学院 農学研究科

永 井 茂

目 次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 本論文の構成	2
第 2 章 地盤の浸透破壊安定性に関する既往の研究と評価の方法	3
2.1 浸透破壊形態の分類	3
2.2 地盤の浸透破壊安定性に関する既往の研究	4
2.3 地盤浸透破壊に対する安定解析法	6
参考文献	13
第 3 章 浸透破壊に対する基準類・評価手法	17
3.1 種々の流れ条件	17
3.2 浸透破壊に対する安全率の考え方	19
3.3 基準類の収集と分類	20
3.4 各種流れ条件における基準類算定式による限界水頭差 (掘削なし地盤)	29
3.5 各種流れ条件における基準類算定式による限界水頭差 (掘削あり地盤)	34
3.6 各種流れ条件による限界水頭差の比較	37
3.7 まとめ	38
参考文献	39
第 4 章 浸透破壊トラブル等事例の集積と解析	43
4.1 浸透破壊トラブル等事例の集積	43
4.2 事例解析	45
4.2.1 I 川橋梁橋台構築時におけるパイピング発生事例	45
4.2.2 Ashley Dam の浸透破壊事例	48
4.2.3 Elwha River Dam の浸透破壊事例	51
4.2.4 Hauser Lake Dam の浸透破壊事例	54
4.2.5 管理設のための開削地盤における浸透破壊事例	57
4.2.6 構造物基礎の掘削におけるパイピング発生事例	61
4.2.7 Braced Cofferdam におけるパイピング発生事例	65
4.2.8 第一新川橋基礎工におけるボーリング発生事例	69
4.2.9 吉野川農業用幹線水路工事におけるボーリング発生事例	72

4.2.10 K 線高架橋下部工の深礎掘削に伴うボーリングの発生事例	76
4.2.11 鋼矢板土留め壁掘削地盤における浸透破壊事例	80
4.3 トラブル要因の分類と留意事項	83
4.3.1 事例解析に基づく要因分類と留意事項	83
4.3.2 収集事例の要因分類	89
4.4 まとめ	92
参考文献	93

第 5 章 浸透破壊実験による浸透破壊現象の解明・・・・・・・・・・ 99

5.1 二次元地盤の浸透破壊実験	99
5.2 実験地盤の把握	103
5.3 水頭差の変化に伴う流量・地盤の変化	107
5.4 変形開始時水頭差と破壊時水頭差	113
5.5 浸透破壊問題における無次元化式とその妥当性 (実験による Scale 効果の検証)	114
5.6 まとめ	117
参考文献	118

第 6 章 浸透破壊問題への対応・・・・・・・・・・ 121

6.1 浸透破壊安定性へ影響を及ぼす因子	122
6.2 浸透破壊安全率	126
6.3 浸透破壊対策工法	129
6.4 浸透破壊トラブルへの対応	134
6.5 まとめ	137
参考文献	139

第 7 章 結論・・・・・・・・・・ 141

謝辞	145
----	-----

第 1 章 序論

1.1 研究の背景と目的

近年、我が国では、河川工事や地下工事などで、数多くの土木構造物が建設されており、これらの建設に際して地盤の地下掘削や仮締切り掘削工事が行われている。これら工事の設計、施工に関しては、その力学的・水理学的安定性が十分考慮されなければならない、水理学的安定性に関していえば、土構造物や基礎地盤中の浸透流は、地下水位の高い地点などにおいては検討すべき重要な問題となる。さらに、最近では掘削技術の向上に伴い大規模な掘削工事が実施されるようになってきている。また、都市部においては地下空間を有効に利用するため、大深度の掘削工事が実施されるようになってきており、このような大規模・大深度の工事においては、浸透流について特に留意が必要である。

これまでの研究により、浸透流及び浸透破壊に関する知見は明らかにされてきているところであるが、実際には十分に検討されて設計が行われた構造物が浸透破壊を起こし、経済的にも甚大な被害を及ぼすことがある。

それではなぜ最近でも浸透破壊が問題となるのか？これには大きく 2 つの要因があると考えられる。1 つは、破壊事例の報告が少ないことが考えられる。浸透破壊は、地層の状況などを詳細に調べたうえで、詳しい解析を行うことで要因が明らかになることが多い。しかし、破壊が起こると担当者は現場対応に追われる等により詳細なデータが報告されず、貴重な破壊事例が後々に生かされないケースが多い。もう 1 つは、設計安全率の低下によることが考えられる。これは、浸透破壊に関する知見が明らかになっていくに伴い基準類が改定されることによるもの、公共事業等で行われる建設工事に対する経済性がこれまで以上に求められるようになったことに起因しているものなどが考えられる。このようななかで、種々の前提条件のうえに成り立っている浸透破壊理論に対し、想定外の事象が起こることもある。例えば、広範囲あるいは長い延長の大規模掘削工事において掘削範囲内で地層の変化が起こったり、浸透流が想定以上に三次元的に集中したりするような場合、掘削背後の地盤中の地下水位が調査時点から変化し高くなる場合、地盤の解析モデルにおいて影響範囲を小さく見積もってしまう場合などである。このように、実際の現場条件が浸透破壊に対して危険側となる場合、低い安全率の設定であれば実質の安全率が 1.0 を下回ることになる。

このように浸透破壊に関してはいまだ未解明な部分も多く、その機構を明らかにしていく必要がある。本研究では、これらの問題点に対して、理論的・実験的・解析的な観点から、地盤内の浸透流特性及び地盤の浸透破壊特性を明らかにすることを目的とする。本研究で得られた知見をもとに、設計施工時等における実務への活用がなされることにより、浸透破壊による社会損失の低減に寄与するものである。

1.2 本論文の構成

本論文では、浸透破壊問題について、現場における調査・設計から施工に至るまで、理論的・実験的・解析的な考察を行い、実務に活用できるよう Fig. 1.1 に示すよう総合的な観点から浸透破壊に対する安定性について、考察を行うものである。本論文の構成は次のとおりである。

第1章は序論である。

第2章では、地盤の浸透破壊安定性に関する既往の研究と評価の方法について述べる。ここでは、まず、浸透破壊形態について述べ、次に、浸透破壊安定性に関する既往の研究について述べる。さらに、設計時などにおいて広く用いられている浸透破壊に対する安定性の評価方法について述べる。

第3章では、計画設計段階において、浸透破壊に対する安定性を判定する際に用いられる浸透破壊に関する基準類について、評価手法の考察を行う。ここではまず、各種流れの条件及び安全率の考え方について述べる。そして、第2章で述べた地盤の浸透破壊に対する安定性の評価方法に基づいて基準類を分類し、その特性と最近の動向について考えるとともに、浸透破壊安全率の算定式を示す。また、典型的な掘削なし及びあり地盤について、各分類法に従い限界水頭差を求め、その関係について考察を行う。

第4章では、実際の現場において生じた浸透破壊のトラブル事例の集積と解析を行う。ここではまず、浸透破壊トラブル事例について、幅広く事例の収集を行い、詳細なデータ等が入手可能なものについては、浸透流解析及び浸透破壊に対する安定解析を、それ以外でトラブル要因の把握が可能なものについては、文献事例の詳細分析を行い、浸透破壊安定性へ影響を及ぼす要因を明らかにする。そして、要因毎に設計・施工時に留意すべき内容についてとりまとめるとともに、その要因が浸透破壊安定性にどのくらい影響を及ぼしているのかについても、解析考察を行う。

第5章では、浸透破壊現象の把握を行うため、浸透破壊実験による浸透破壊現象の解明を行う。ここでは、大型二次元地盤及びその1/2モデルである小型二次元浸透破壊実験装置を試作し、実際に実験を行い、考察を行う。まず、地盤の性状変化の把握と各種限界水頭差の解析を行う。次に、水頭差と流量の関係の無次元化表示と実験の再現性の検討、及び、限界水頭差に関する無次元化の可能性(Scale 効果の有無)について解明を行う。

第6章では、浸透破壊問題への対応について、現場が進む過程における各段階、つまり設計段階、施工段階、及びトラブル発生段階に分けて述べる。設計段階に関しては、浸透破壊安定性へ影響を及ぼす因子について、第3章から第5章までの解析結果に加え、さらに浸透流・安定解析を行い、その影響の大きさについても明らかにするとともに、経済性・危険性の観点から、現場で課題となる設計安全率の設定方法について提案を行う。次に、施工段階に関しては、浸透破壊トラブルを未然に防ぐために講じられる対策方法について取り上げ、その中でも事前対策として実際に多く用いられている2工法について解析を加え、その効果について明らかにするとともに、有効な施工方法について考察を行う。また、トラブル発生段階に関しては、トラブル事例より、前兆現象から復旧までの対応方法について考察を加える。

第7章では、各章で得られた結果を総合し、本論文の結論を述べる。

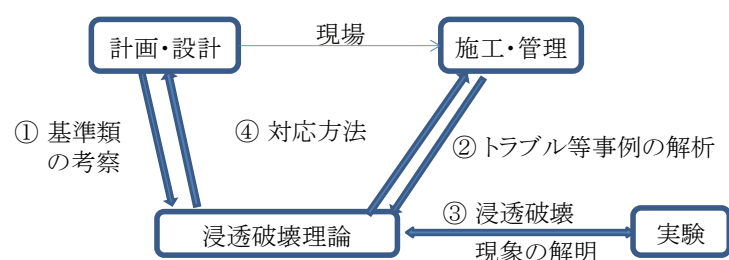


Fig.1.1 本論文の構成

第2章 地盤の浸透破壊安定性に関する既往の研究と評価の方法

ここでは、まず、浸透破壊形態について述べ、次に、浸透破壊安定性に関する既往の研究について述べる。さらに、設計時などにおいて広く用いられている浸透破壊に対する安定性の評価方法について述べる(永井ら, 2017)。

2.1 浸透破壊形態の分類

矢板等を用いた締切りによって地盤の掘削工事を行う際に水替えにより締切り前後に水頭差が生じるとき、または被圧地下水による水圧が作用するときには、掘削地盤に浸透水流が生じ、土粒子に浸透力が作用する。浸透力が、対抗する地盤の自重などに比べて大きくなると、掘削底面の地盤は不安定となり、ついには破壊を起こすことになる。浸透破壊現象は、このような矢板等による締切り地盤の掘削において、浸透力によって土粒子が移動したり、力学的な力のつり合いが損なわれたりすることにより、破壊に至る現象をいう。

浸透破壊の形態は、大きく分類すると次の2つになる(Terzaghi, 1943)。

- (1) 地下侵食による破壊
- (2) 全体的な(膨れ上がりによる)破壊

(1)は、土粒子の移動による進行性破壊で、地盤内の弱点に沿って浸透水が集中的に流れ、洗掘作用を起こし、ついにはパイプ状の水孔を形成し破壊する現象をいう(Tanaka et al., 2014)。(2)は、全体的な破壊で、例えば浸透力によって下流側の地盤が急激に持ち上がるような現象をいう(Tanaka et al., 2009)。実際の現象はこれら2つの破壊形態が入り混じっており、さらに複雑な様相を呈している。掘削底面の破壊現象は、一般的に、ボイリング、パイピング、盤ぶくれ、ヒービングなどと呼ばれている(地盤工学会, 2006)。

このうち、ヒービングは主に軟弱地盤においてすべり破壊によって生じる現象として浸透破壊の定義から除外し、盤ぶくれは被圧帯水層の水圧による膨れ上がり現象として浸透破壊現象の一つとした。したがって本論文では、ボイリング、パイピング、盤ぶくれを考察の対象とするものとする。

2.2 地盤の浸透破壊安定性に関する既往の研究 –State of the art–

取水堰下流側の浸透水の出口部分では、出口動水勾配 i_e が問題となる。Harza は i_e が限界動水勾配 i_c より大きくなると、表層ボイリングが起こると考えた(Harza, 1935)。下向きに土粒子に正味作用する物体力 γ_{net} を考え、 γ_{net} が負となる領域が地表面まで達したときに破壊が起こるとする Kochina の方法(Kochina, 1962)は、本質的にこの考え方に基づくものである。一次元浸透破壊理論はこの流れをくむものである。一次元地盤が層状になっている場合、または、透水係数が深さ方向に変化する場合に適用したのが Kälín である。Kälín(1977)は minimum criterion の概念を提案し、地盤の各点における uplift に対する安全率が最小になる地点で限界になると考えた。Cistin (1966), Garai (2016)はこの流れをくむ考え方であり、カナダの基準(Canadian Geotechnical Society ed., 1992)は、この考え方に基づいている。また、河野・久保田(松尾ら, 1971) は $\gamma_{net} < 0$ の領域を考え、この領域を含む形での破壊土塊を考えた。これは、Kochina と後述の Terzaghi の考え方を融合した考え方となっている。

取水堰の下方に沿ったパイピング(ルーフィング)に対する安定性に関しては、Bligh と Lane の方法がある。Bligh(1910), 及び、Lane(1935)は、構造物と基礎地盤の接触面(基礎面)に沿う浸透が最も危険であると考えた。そして、パイピングの防止のため、堰基礎面や取付け擁壁の背面に沿う浸透路の長さ(クリープ長(Creep length))を確保する必要があると考えた。Bligh 及び Lane は、破壊した構造物、破壊していない構造物について統計的に整理し、次のような結果を得た。Bligh は水平方向と鉛直方向に差異のないクリープ長(Plain creep length), Lane は重み付きクリープ長(Weighted creep length)を考えて、パイピングの発生を判定するものである。いわゆる最短の浸透路長を考える方法であり、日本の基準類にも反映されてきた。

一方、Terzaghi(1943)は、取水堰の下流側に止水壁が打ち込まれた場合や、締切り矢板の下流側地盤では、表層ボイリングが起こるよりも早く、深さ D (矢板の根入れ深さ)× 幅 $D/2$ の土塊が上昇破壊することを実験的に明らかにした。Terzaghi の考え方は、実験的にもよく合うことが示されている(田中, 1996)。この考え方は、実験的事実から導かれたものであるが、その後、下流側地盤において任意の大きさのプリズムを考えて浸透破壊安定性を計算する方法が、田中ら(田中(1996), Tanaka et al.(1996), Tanaka and Verruijt (1999)) によって提案された。Terzaghi の考え方は、日本における基準類にも取り入れられている。また、その一方で、それら基準類算定式は簡易化されていることにより、条件によっては危険もしくは不経済なケースもあるため、近年、中野ら(1996), 貝瀬ら(2000)により、改良型の基準類算定式の研究も進められている。

数値計算法は、電子計算機の進歩により、1970 年代以降飛躍的に発展が進んでおり、現在主流となっている方法である。浸透流解析に関して、5つの方法が有力なものとして研究が進められている。まず差分法は、古くからある方法で微分方程式を近似的に解く方法である。後に述べる有限要素法と比較して比較的簡易な数値解析法である(M. G. ANGELI et al., 1989)。西垣ら(1986)による積分差分法を用いた浸透流解析もなされている。境界要素法による浸透流解析が、田口ら(1982), 近藤・河端(1983), 吉松(1990)によって行われているが、境界のとり方が複雑なことなどからその後の研究はあまり進んでいない。有限要素法は、構造解析の分野で Zienkiewicz ら(Zienkiewicz et al., 1965)により発展してきた解法である。これを、堤体などの浸透解析に適用するようになり、多くの研究成果が報告されている(Finn et al., 1967; 河野, 1973)。締切り矢板地盤に対する浸透流・浸透破壊安定解析として適用したものとしては、赤井ら(1977)をはじめとして数多くの研究が進められ、近年においても、小高ら(1998), 安藤ら(2014)による剛塑性解析、田中

ら(2003), 譽田ら(2009), 岡島ら(2011), 小林ら(2013) による弾塑性解析, 岡ら(2009)による弾粘塑性解析など発展的に多くの研究がなされている。他に, 個別要素法を浸透破壊問題に適用しようとする研究(廣瀬ら, 2009)や, メッシュフリー解析法の一つである粒子法を用いる SPH 法(前田・坂井, 2004)を適用した浸透破壊解析の研究も進められている。

このように, 理論解法については, 種々の研究が進められており, さらなる浸透破壊現象の解明が進んでいくと考えられる。大規模で複雑な形状の構造物の構築時には, 大変有用な手法といえる。一方, 多くの小規模な構造物の構築時には, 費用面・期間面での負担が過大となるため, 簡易で実用的な方法が求められている。

さて, 浸透破壊に対する実験的研究については, 「浸透水の出口部分の上向き出口動水勾配が限界動水勾配に等しくなる条件」, 「地盤にかかる水頭差が Terzaghi の矢板締切り地盤の限界水頭差に等しくなる条件」を基礎においたものが古くから多く実施されてきた。西垣ら(1989)は, これらが, 条件によっては室内実験結果と一致しない研究成果も多いことを指摘している。そのため, 近年においても様々な観点から実験的研究が行われている。小高・浅岡(1994), 溝口ら(2004), 坂井・前田(2009) は地盤内への気泡混入の影響について, 小松ら(2004), 岡島ら(2009b)は非固定矢板のケースについて, 名倉ら(2003), 鈴木ら(2007), 岡島ら(2009a)は地盤の間隙や密度変化による影響について, 関ら(1990), 藤倉・國生(2001), 岡島ら(2012)は粒子形状や粒度分布の影響について, 森・新井(2007), 森(2011), 梅村(2009) は遠心模型や流量制御型装置等を変化させたケースについて, 名倉ら(2004), 藤澤ら(2012) は浸透破壊の進行過程や破壊後の土粒子の移動について, Tanaka et al.(2014) は堤体内で発生するパイピングについて, Yousefi et al.(2016) は矢板を斜めに打ち込んだ場合について, それぞれ研究を進めている。このような実験的研究は, 浸透破壊現象を把握するために引き続き実施される必要がある。今後, 実験的事実からさらに浸透破壊現象の解明が進んでいくものと考えられる。

実際に起こった浸透破壊事例に関する研究も進められている。斜面や堤体に関する事例紹介・解析例は大変多い。締切り地盤に関しては, 近年, 浸透破壊についても事例報告が増えてきたものの, 日本ではまだ限られているといえる(例えば, 地盤工学会(1995))。トラブルに至った既往の解析例として, 三浦らのグループの研究(今福ら(1990), 三浦ら(1992a, 1992b, 1992c), 三浦ら(1999))がある。今後, 実際に起こったトラブル事例の詳細な報告やその解析と原因の究明に関する研究が進められる必要があると考えられる。

2.3 地盤浸透破壊に対する安定解析法 一慣用的な方法一

地盤の浸透破壊に対する安定性の評価方法について、各種基準類の分類と考察を行うにあたり、広く用いられている慣用的な浸透破壊に対する安定解析法について考える。浸透破壊の安定解析に関する慣用的な方法には種々のものがあるが、ここではその中でも代表的な方法：

- (1) Harza の方法
- (2) Terzaghi の方法
- (3) Prismatic failure の考え方
- (4) Bligh 及び Lane の方法

について述べる。なお、ここでは、**Fig. 2.1** に示すように、掘削のない締切り矢板前面の地盤の浸透破壊安定性について考える。

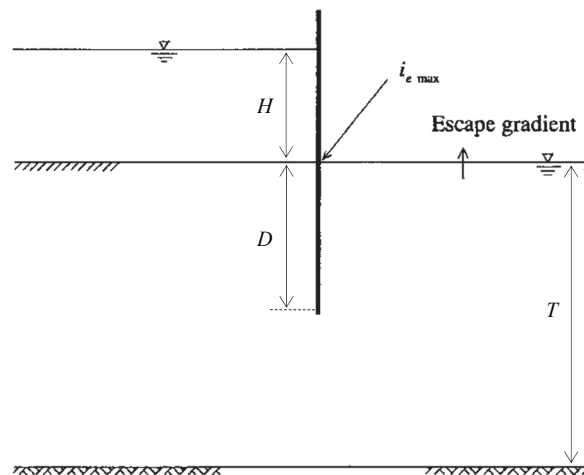


Fig. 2.1 出口動水勾配 (Harza の方法)

(1) Harza の方法(Harza,1935)

Fig. 2.1 のように、地盤に矢板が打込まれている場合を考える。Harza は、浸透水の出口部分の動水勾配、すなわち出口動水勾配 (Escape gradient) i_e について考えた。 i_e の最大値、すなわち最大出口動水勾配 $i_{e \max}$ が砂の限界動水勾配 i_{lim} と等しくなると考える。ボーリングの発生に対する安全

$$F_s = \frac{i_c}{i_{c, \max}} \quad (2.1)$$

となる。ここで、限界動水勾配 i_c は次のようにして求められる。地盤表層では、限界状態は「上向きの浸透力 $i_c \cdot \gamma_w$ 」が「下向きに働く重力すなわち地盤の水中単位体積重量 γ' 」と釣り合ったときに生じると考えることができる。ここに、浸透力 $i_c \cdot \gamma_w$ は、Terzaghi (1922) によって定義されている。したがって、限界状態のとき、

$$\begin{aligned} i_c \gamma_w &= \gamma' \\ \therefore i_c &= \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{G_s - 1}{1 + e} \end{aligned} \quad (2.2)$$

が成り立つ。ここに、

 G_s : 土粒子の比重

e : 間隙比

である。

複素関数論によると最大出口動水勾配 $i_{e \max}$ は、矢板の前面に接する地盤表面で生じ、

$$i_{e\max} = \frac{\pi H}{4TqK(a^2)} \quad (2.3)$$

と表される(Polubarinova-Kochina, 1962; Harr, 1962, Verruijt, 1982; Tanaka and Verruijt, 1999)。ここに、

$K(a^2)$: 第一種完全橢圓積分

$$a = \sin\left(\frac{\pi D}{2T}\right): \text{系数} \quad (2.4)$$

H : 矢板の前後にかかる水頭差

T : 地盤の全層厚

D : 矢板の根入れ深さ

である。(2.3) 式を用いると **Fig. 2.1** の場合について地盤の浸透破壊に対する安全率 F_s が求まり,

$$F_s = \frac{4TaK(a^2)}{\pi H} \frac{\gamma'}{\gamma_w} = 1.67 \frac{\gamma'}{\gamma_w} \frac{2D}{H} \quad (2.5)$$

となる。また, Harza による限界水頭差 H_H は $F_s=1.0$ に対応する水頭差の値として求まり,

$$H_H = 1.67 \frac{\gamma'}{\gamma_w} 2D \quad (\text{複素関数論による}) \quad (2.6)$$

となる。Harza の考え方は表層でボーリングが生じるときの条件を求める方法である。表層で上向きの動水勾配が限界動水勾配を越えたとき, 地盤は, 水平方向からの拘束がないと持ち上がり破壊する。さて, **Fig. 2.1** のような締切り矢板の場合には, 表層でボーリングが生じるときの水頭差よりも小さな水頭差で, 矢板に接する下流側の土塊が全体的な力の釣合いを失い上昇破壊することが知られている。このような場合について, 次に示すように, Terzaghi によって定式化されている。

(2) Terzaghi の方法(Terzaghi,1943; Terzaghi and Peck, 1948)

Terzaghi は, モデル実験などから, **Fig. 2.2** のように破壊は矢板壁に接した幅 $D/2$, 深さ D_0 ($0 \leq D_0 \leq D$) の角柱土塊が力の釣合いを失って持ち上がる時に破壊が起こると考えた。ここに, D は止水壁の根入れ深さである。この角柱土塊の持ち上がりに抵抗する力は, 角柱土塊の重量と鉛直な面に働くせん断抵抗力 (摩擦力と粘着力) である。しかし, 破壊の瞬間には角柱に水平方向に働く有効応力はほぼ 0 とみなすことができるので, 結局, この場合には, 角柱の底面に働く過剰間隙水圧が角柱の水中重量より大きくなったときに角柱土塊の上昇 (浸透破壊) が起こることになる。土塊の上昇に対する安全率 F_s は, 考える土塊の深さ D_0 によって変化するが, その最小値がその地盤の浸透破壊に対する安全率 $F_{s \min}$ となる(Terzaghi,1943)。

Fig. 2.2 に示すような均質な地盤の場合には, 浸透破壊に対する安全率はプリズムの下端が矢板の下端と一致したとき (**Fig. 2.3** 参照) に最小値となる(Terzaghi and Peck, 1948)。このとき, 浸透破壊に対する安全率 F_s は,

$$F_s = \frac{W'}{U_e} = \frac{\gamma' D}{h_a \gamma_w} \quad (2.7)$$

となる。ここに,

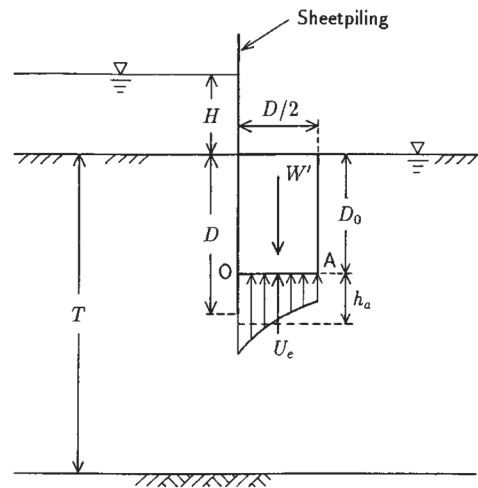


Fig.2.2 Terzaghi の方法

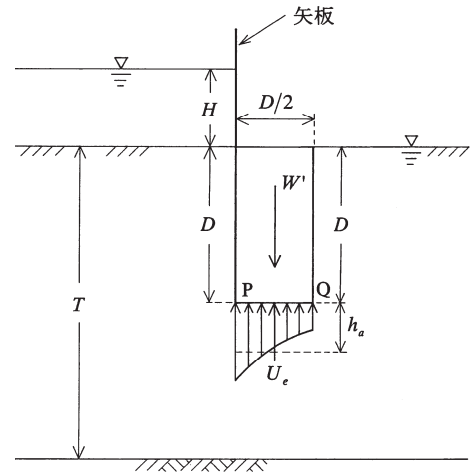


Fig. 2.3 Terzaghi の方法(矢板下端で限界となる場合)

$$W' = \frac{D}{2} D \gamma' : \text{角柱土塊の水中重量}$$

$$U_e = \frac{1}{2} \gamma_w D h_a : \text{角柱の底面 (幅 } D/2) \text{ に働く過剰間隙水圧の合力}$$

γ' : 土の水中単位体積重量

γ_w : 水の単位体積重量

h_a : 角柱の底面に働く平均過剰間隙水圧

となる。 h_a の値は、流線網を描いて求めたり、FEM 浸透流解析から求めたりすることができる。

矢板の下端を通る下面で限界となる場合について、 h_a の値を、アイソパラメトリック要素を用いた有限要素浸透流解析によって正確に求めると、

$$h_a = 0.3472H \quad (2.8)$$

となる(田中・細川, 1998)。このとき、浸透破壊に対する安全率 F_s は、

$$F_s = \frac{1}{0.6944} \frac{\gamma'}{\gamma_w} 2D = 1.440 \frac{\gamma'}{\gamma_w} \frac{2D}{H} \quad (2.9)$$

となる。また、Terzaghi による限界水頭差 H_T は、(2.9) 式において $F_s = 1.0$ としたときの H の値として与えられ、

$$H_T = 1.440 \frac{\gamma'}{\gamma_w} 2D \quad (9 \text{ 節点アイソパラメトリック要素を用いた FEM 解析による}) \quad (2.10)$$

となる。

さて、複素関数論によると、矢板下端の左右端 P, Q における過剰間隙水圧 h_P 及び h_Q は、 $h_P = H/2$ 及び $h_Q \doteq 0.57h_P$ となる(建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室, 1982) ので、過剰間隙水圧分布を直線と仮定すると、 h_a は、

$$h_a \approx \frac{h_P + h_Q}{2} = 0.785 \frac{H}{2} \quad (2.11)$$

と与えられる。このとき、浸透破壊に対する安全率 F_s は、

$$F_s = \frac{1}{h_P + h_Q} \frac{\gamma'}{\gamma_w} 2D = 1.27 \frac{\gamma'}{\gamma_w} \frac{2D}{H} \quad (2.12)$$

となる。複素関数論と線形近似による限界水頭差 H_c は、(2.12) 式において $F_s = 1.0$ としたときの H の値として与えられ、

$$H_c = 1.27 \frac{\gamma'}{\gamma_w} 2D \quad (\text{複素関数論と線形近似による}) \quad (2.13)$$

となる。1999 年改訂の道路協会の方法(日本道路協会, 1999) では、(2.13) 式が用いられている。

次に、Baumgart-Davidenkoff の方法(Davidenkoff, 1955; Kälin, 1977)では、安全側の考慮から、プリズムの幅 B が $B \rightarrow 0$ となるときを考える。このとき、 $h_a \rightarrow H/2$ であるので、(2.7) 式は次のようになる。

$$F_s = \frac{\gamma' D}{h_a \gamma_w} = \frac{\gamma' D}{(D/2) \gamma_w} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \cdot \frac{2D}{H} \quad (B \rightarrow 0 \text{ のとき}) \quad (2.14)$$

また、限界水頭差 H_B は、(2.14) 式において $F_s = 1.0$ とおくことによって得られ、

$$H_B = 1.0 \frac{\gamma'}{\gamma_w} 2D \quad (\text{Baumgart-Davidenkoff の方法による}) \quad (2.15)$$

となる。1977 年及び 1987 年版の道路協会の方法(日本道路協会, 1977; 日本道路協会, 1987)では、

(2.15)式が用いられている。

さて, Terzaghi の方法は, **Figs. 2.2, 2.3** のような均質等方な二次元地盤の場合に適用される方法である。地盤が異方透水性を有していたり, 下流側地盤表面に押えフィルターがあって破壊土塊が Terzaghi の破壊土塊と異なったりする場合には, 破壊プリズムが Terzaghi の想定したものと異なるため適用できない(田中, 1996; Tanaka et al., 1996; Tanaka and Verruijt, 2000)。また, 軸対称地盤の場合にも適用ができない。このような場合にも適用できる方法として, 田中らは **Prismatic failure** の考え方を提案した(田中, 1996; Tanaka et al., 1996; Tanaka and Verruijt, 1999)。

(3) Prismatic failure の考え方 (田中, 1996; Tanaka et al., 1996; Tanaka and Verruijt, 1999)

Prismatic failure の考え方は, Terzaghi の考え方を拡張したものである。**Prismatic failure** の考え方では, 矢板壁に接した任意の幅, 任意の深さのプリズムを考えそのプリズムの力の釣合いについて考える。**Fig. 2.4** に示すような均質地盤において, 例えば矢板に接したプリズム OABC を考える。このプリズムには **Fig. 2.5** に示すように水中重量 W' , プリズムの左右側面に摩擦力 F_L, F_R , 及び, 下端に過剰間隙水圧の合力 U_e が作用する。このとき, プリズムの上昇に対する安全率

F_s は,

$$F_s = \frac{W' + F_L + F_R}{U_e} \quad (2.16)$$

と定義することができる。

ここで, (2.16) 式右辺の諸量は,

$$W' = \gamma' bl \quad (2.17)$$

$$U_e = \int_{x_0}^{x_0+b} u_e \Big|_{z=z_0} dx \quad (2.18)$$

$$F_L = \int_{z_0}^{z_0+l} \sigma'_x \Big|_{x=x_0} \tan \delta_1 dz \quad (2.19)$$

$$F_R = \int_{z_0}^{z_0+l} \sigma'_x \Big|_{x=x_0+b} \tan \delta_2 dz \quad (2.20)$$

である。ここに,

γ' : 砂の水中単位体積重量

b : プリズムの幅

l : プリズムの長さ

x_0, z_0 : プリズムの左下点 O の座標 (**Fig. 2.4**)

u_e : z 地点における過剰間隙水圧

δ_1 : プリズム(砂)と左側面(矢板)の摩擦角

δ_2 : プリズム(砂)と右側面(砂)の摩擦角

である。

矢板の前後にかかる水頭差を徐々に増加させていったときに, すべてのプリズムについて上昇破壊に対する安全率 F_s を計算し, その最小値 F_{smin} がちょうど 1.0 になったときのプリズムを限界プリズムと呼ぶ。ここでは, 安全率

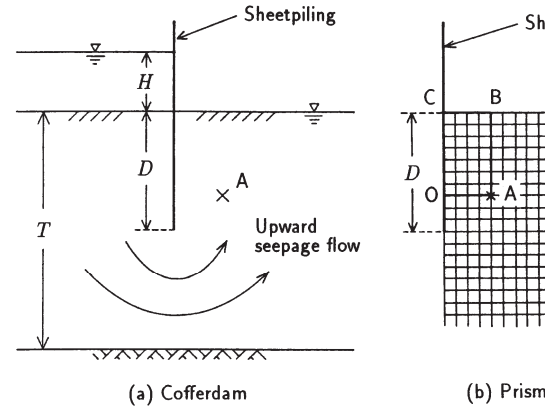


Fig. 2.4 Prismatic failure の考え方

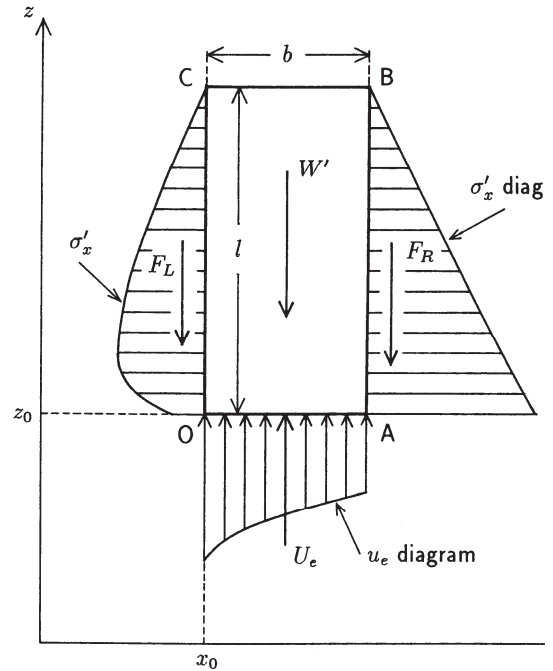


Fig. 2.5 プリズムに作用する力

の考え方について, Kälin (1977) による最小基準の原理(Minimum criterion)を用いている。そして, 水頭差が限界水頭差を越えて増加したとき限界プリズムがまず最初に上昇し地盤が破壊するものとする。側面の摩擦を考える場合と考える場合に分けられる。限界プリズムは, 摩擦を考慮しない場合矢板に接した幅のないプリズムとなるが, 摩擦を考慮した場合ある幅をもってくる。

Fig. 2.4(a) の場合について, アイソパラメトリック要素を用いた有限要素浸透流解析を行い, 過剰間隙水圧と摩擦抵抗を曲線分布と仮定して安定解析を行い, Prismatic failure の考え方による限界水頭差 H_{PF} を求めると,

$$H_{PF} = 1.448 \frac{\gamma'}{\gamma_w} 2D \quad (2.21)$$

となる(田中, 細川, 1998)。

Fig. 2.4(a) に示すような二次元均質地盤の場合には, Terzaghi の方法及び Prismatic failure の考え方が, 実験結果と良く合うといわれている(Tanaka et al., 1999)。したがって, このような問題の場合, Prismatic failure の考え方を基準にして考えると, (2.10), (2.13), (2.15), (2.21) 式から, 道路協会の方法による限界水頭差 H_{JARA} は, $H_{JARA} = 0.691H_{PF}$ (日本道路協会, 1977, 1987), $H_{JARA} = 0.877H_{PF}$ (日本道路協会, 1999) となり, 実際の限界水頭差に対して 45%程度 (日本道路協会, 1977, 1987), 14%程度 (日本道路協会, 1999) の余裕があることがわかる。

ここでは, 二次元版 pfc-2D について述べたが, 三次元版 pfc-3D (田中ら, 2012; Tanaka et al., 2013), 及び, 軸対称版 pfc-AXS (Tanaka et al., 2000) についても二次元版 pfc と同様, 矢板壁に接した任意のプリズムの力の釣合いに基づいて限界水頭差を求める方法である。

(4) Bligh 及び Lane の方法 (Bligh, 1910; Lane, 1935)

透水性地盤上に堰を設けると, 上下流の水頭差 H によって, 基礎地盤内に浸透流が生じる。この水流によって, 地盤を構成する細土粒子が浸透水の出口部分から移動, 流失し, 地盤内に水孔が生じることがある。水孔が基礎地盤上流側へ進行し空洞ができ, それが上流側の浸透水流入部分に達すると基礎は破壊に至る。このようにパイプ状の水みちができる現象をパイピング(貫孔作用)という。Bligh(1910), 及び, Lane(1935) は, 構造物と基礎地盤の接触面(基礎面)に沿う浸透が最も危険であると考えた。そして, パイピングの防止のためには, 堰基礎面(**Fig. 2.6**)に沿う浸透路長(クリープ長)を確保する必要があると考えた。

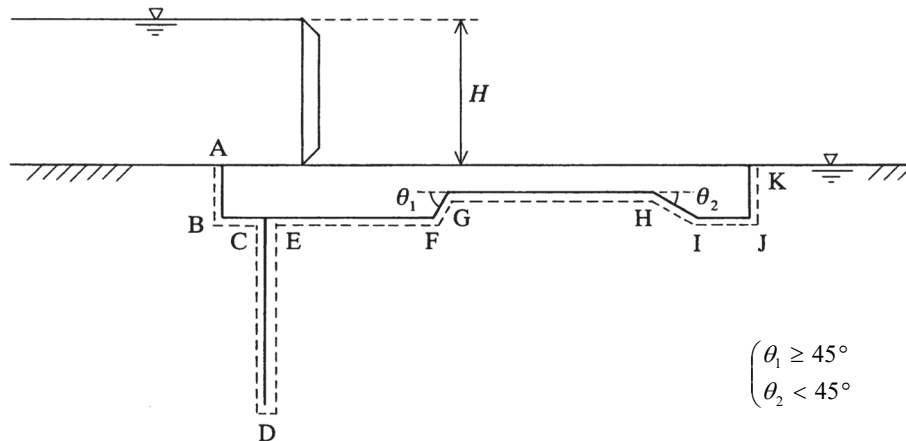


Fig. 2.6 Bligh 及び Lane の浸透路

Bligh 及び Lane は、破壊した構造物、破壊していない構造物について統計的に整理し、次のような結論を得た。

① Bligh の方法

クリープ比(Plain creep ratio) C_c を、

$$C_c = \frac{L}{H} \quad (2.22)$$

と定義する。ここに、

L : 堰の基礎面に沿って測った浸透路長(実際の浸透路とは異なる)

H : 上下流の最大水位差

である。パイピングを防ぐためには、クリープ比(Plain creep ratio) C_c が基礎地盤の土質に応じて定められた値 C (Table 2.1(農業土木学会, 1979)参照)以上であればよいとされる。

$$C_c \geq C \quad (2.23)$$

② Lane の方法

地盤の鉛直方向と水平方向の透水性を加味して、次のような重みつきクリープ比(Weighted creep ratio) C_w を考える。

$$C_w = \frac{L_w}{H} \quad (2.24)$$

ここに、

$$L_w = \frac{k_v}{k_h} L_h + L_v: \text{重みつきクリープ長(Weighted creep length)}$$

k_h : 水平方向の透水係数

k_v : 鉛直方向の透水係数

L_h : 水平、または、ゆるい傾斜 (45°以下)のクリープ長

L_v : 鉛直、または、きつい傾斜 (45°以上)のクリープ長

である。一般に、 $k_v/k_h=1/3$ が用いられる。パイピングを防ぐためには、①と同じように、重みつきクリープ比 C_w が基礎地盤の土質に応じて定められた値 C' (Table 2.1(農業土木学会, 1979)参照)以上であればよいとされる。

$$C_w \geq C' \quad (2.25)$$

確保すべき浸透路長は、(2.23), (2.25)式を満たすように決定するものとする。また、(2.23), (2.25)式にはすでに安全率が考慮されて入っているものとする。

Fig. 2.6 に示すような場合、浸透路長は次のように計算することができる。

Bligh : L (Plain creep length)

$$L = AB + BC + CD + DE + EF + FG + GH + HI + IJ + JK \quad (2.26)$$

Lane : L_w (Weighted creep length)

$$L_w = \frac{1}{3}(BC + EF + GH + HI + IJ) + (AB + CD + DE + FG + JK) \quad (2.27)$$

ここで、この考え方を鉛直方向のクリープ線が卓越する締切り矢板の問題に適用する。クリープ線の長さ(クリープ長または浸透路長)を L とし、構造物の上下流に作用する水頭差を H としたとき、クリープ比 C_c を $C_c=L/H$ と定義する(農業土木学会, 1979)。パイピングを防ぐには、クリー

プ比 C_c が地盤の土質に応じて定められた値 C_r 以上になればよいとする(農業土木学会, 1979)。ここで, C_r として 2.0, 浸透路長を $L = 2D+d$ 及び $L = 2D$ と考えると,

$$H_c = \frac{(2D+d)}{C_r} \quad (C_r \geq 2.0) \quad (2.28)$$

$$H_c = \frac{2D}{C_r} \quad (C_r \geq 2.0) \quad (2.29)$$

となる。2003 年改定版首都高速道路公団の仮設構造物設計要領などでは, (2.28), (2.29)式が用いられている。

Table 2.1 Bligh の C と Lane の重みつきクリープ比 C'

基礎地盤	Bligh の C	Lane の C'
微細砂または沈泥	18	8.5
細砂	15	7.0
中砂	—	6.0
粗砂	12	5.0
微粒礫	—	4.0
中粒礫	—	3.5
礫及び砂の混合	9	—
玉石を含んだ粗粒礫	—	3.0
玉石と礫を含んだ転石	—	2.5
転石, 礫と砂	4~6	—
軟粘土	—	3.0
中粘土	—	2.0
重粘土	—	1.8
硬粘土	—	1.6

沈泥, 微細砂, 細砂, 中砂, 粗砂の粒径は,
Table 2.2(農業土木学会, 1979) に示すとおりである。

Table 2.2 基礎地盤の材料と透水係数の関係(概略値)

基礎地盤 材料	平均粒径 d (mm)	透水係数 (cm/s)
粘土	0.00~0.01	0.000003
沈泥	0.01~0.05	0.00045
微細砂	0.05~0.10	0.0035
細砂	0.10~0.25	0.015
中砂	0.25~0.50	0.085
粗砂	0.50~1.00	0.35
小砂利	1.00~5.00	3.0

参考文献

- 赤井 浩一, 大西 有三, 西垣 誠 (1977) : 有限要素法による浸透流解析と現地への適用について, 京都大学防災研究所年報, 20B-2, pp.1-14.
- 安藤 悠, 仲山貴司, 小西真治, 赤木寛一 (2014): 浸透流解析と剛塑性有限要素法を組み合わせた地盤構造物の解析手法について, 土木学会第 69 回年次学術講演会, pp.547-548.
- ANGELI M. G. , NAKAMURA H. , TSUNAKI R. , NITTA K. , OKUDA K. (1989) : Analysis of the attitude of a geological setting in raising up critical stability conditions in slopes: a methodological approach., 地すべり 26(3), pp.1-9.
- Bligh, W.G. (1910) : Practical design of irrigation works, second edition, Constable, Edinburgh.
- Canadian Geotechnical Society ed. (1992) : Canadian Geotechnical Engineering Manual: Chapter 28 Control of Groundwater, Canadian Geotechnical Society, pp.421-427.
- Cistin, J. (1966) : A contribution to the problem of inner suffusion of non-cohesive layers (in Hungarian), Lecture in the Hungarian Hydrological Society, Budapest, (Manuscript).
- or György Kovács (translated English by Katalin Kovács) (1981) : Seepage Hydraulics, Developments in Water science 10, Elsevier, pp.351-379.
- Davidenkoff, R.N. (1955) : Zur Berechnung des hydraulischen Grundbruches, Wasserwirtschaft 46, pp.230-235.
- Finn, W.D. (1967): Finite Element Analysis of Seepage through dams, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1967, Vol. 93, Issue 6, pp.41-48.
- 藤倉裕介, 國生剛治 (2001) : 砂礫の浸透破壊と透水係数に及ぼす粒度の影響, 土木学会論文集, Vol. 2001, No. 687, pp.27-36.
- 藤澤和謙, 西村伸一, 中谷亜友美, 村上 章 (2012) : 上向き浸透流による浸透破壊時の砂粒子の移動速度, 農業農村工学会論文集, Vol. 80, No. 5, pp.409-416.
- Garai, J. (2016) : Hydraulic failure by heave and piping, Eighth International Conference on Scour and Erosion (ICSE-8), pp.427-431.
- Harr, M.E. (1962) : Groundwater and Seepage, McGraw-Hill, New York, pp.101-111.
- Harza, L.F. (1935) : Uplift and seepage under dams on sand, Trans. of ASCE, No.100, pp.1352-1406.
- 廣瀬哲夫, 田中 勉, 内田一徳, 河端俊典, 中瀬 仁 (2009) : 個別要素法を用いた一次元上昇浸透流による粒子間力の低減と粒子移動特性の把握, 神戸大学都市安全研究センター研究報告, 第十三号, pp.243-253.
- 今福 守, 池田憲二, 大友忠幸 (1990) : 橋梁基礎工の仮締切り内安全施工に関する提案, 第 34 回北海道開発局技術研究発表会, pp.175-180.
- 地盤工学会 (1995) : トラブルと対策シリーズ③根切り・山留めのトラブルとその対策, 267p.
- 地盤工学会 (2006) : 地盤工学用語辞典, 丸善.
- 貝瀬弘樹, 舘山 勝, 小島謙一 (2000) : 掘削によるボーリング検討式に関する研究, 鉄道総研報告, 14-8, pp.19-24.
- Kälin M. (1977) : Hydraulic piping –theoretical and experimental findings, Can. Geotech. J., Vol.14, No.1, pp.107-124.
- 建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室編 (1982) : 掘削土留め工設計指針(案), 土木研究所資料第 1816 号, pp.1-75.

- 小林俊一, 松本樹典, 西岡 勉, 篠原聖二, 譽田孝宏, 長屋淳一 (2013) : 地盤と構造物の相互作用を考慮した土留め挙動の解析手法, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), Vol. 69, No. 1, pp.39-53.
- Polubarinova-Kochina, P.Ya. (1962) : Theory of Groundwater Movement, Translated from the Russian by J.M.R. de Wiest Princeton University Press, Princeton, pp.85-88.
- 小高猛司, 浅岡 顕 (1994) : 砂質地盤の浸透過程での気泡の発生・発達現象, 土木学会論文集, Vol. 1994, No. 487, pp.129-138.
- 小高猛司, 高稲敏浩, 浅岡 顕 (1998) : 矢板に支持された飽和砂質地盤の浸透破壊および掘削安定解析, 土木学会論文集, Vol. 1998, No. 596, pp.143-152.
- 小松宜紘, 田中忠次, 張 善姫 (2004) : 砂地盤における止水矢板の浸透破壊に関する研究, 地盤工学研究発表会発表講演集 JGS39(0), pp.1669-1670.
- 譽田孝宏, Hossain M. Shahin, 中井照夫 (2009) : 土留め掘削に伴う地盤変形挙動の弾塑性有限要素解析, 土木学会論文集 C, Vol. 65 No. 1, pp.213-225.
- 近藤 武, 河端俊典 (1983) : 境界要素法によるフィルダム浸透流量に関する一考察, 農業土木学会論文集, Vol.1983, No.104, pp. 81-87.
- 河野 伊一郎 (1973) : 有限要素法による堤体浸透問題の解析(<小特集>土中の水-浸透流), 土と基礎 21(8), pp.13-19.
- Lane, E.W. (1935) : Security from under-seepage masonry dams on earth foundations, Trans. of ASCE, No.100, pp.1235-1351.
- 前田 健一, 坂井 守 (2004) : Smoothed Particle Hydrodynamics 法による粒状地盤の浸透破壊解析手法の開発, 応用力学論文集, Vol. 7, pp.775-786.
- 松尾新一郎, 河野伊一郎, 久保田英之 (1971) : 矢板等の下をまわる浸透流と地盤の安定に関する考察, 第 6 回土質工学研究発表会昭和 46 年度発表会講演集, pp.487-490.
- 三浦均也, 今福 守, 古川美典, 高治一彦 (1992a) : 橋梁下部仮締め切り工のボーリングに対する安定性解析, 第 27 回土質工学研究発表会講演論文集, pp.2005-2008.
- 三浦均也, 今福 守, 高治一彦, 古川美典 (1992b) : 橋梁下部仮締め切り工のボーリングによる破壊事例, 第 27 回土質工学研究発表会講演論文集, pp.2009-2012.
- 三浦均也, 今福 守, 高治一彦, 古川美典 (1992c) : 橋梁基礎工事に伴う仮設締め切り内における浸透力による地盤の破壊 一事例とその解析一, 土質工学会北海道支部技術報告集, 第 32 号, pp.73-82.
- 三浦均也, 今福 守, 古川美典, 長澤正明 (1999) : 仮締め切り内における浸透流による地盤のボーリング破壊, 土と基礎, Vol.47, No.4 (Ser.No.495), pp.7-10.
- 溝口洋一, 前田健一, 坂井 守 (2004) : 気泡の発生・発達に着目した矢板まわりの浸透破壊現象の観察, 地盤工学研究発表会発表講演集 JGS39(0), pp.1177-1178.
- 森 洋, 新井曜子 (2007) : 二次元浸透破壊の遠心模型実験(<小特集>地震災害と防災), 土と基礎 55(5), pp.33-35.
- 森 洋 (2011) : 水平地盤を対象とした遠心載荷装置による浸透破壊現象の実験的考察, 農業農村工学会論文集, Vol. 79, No. 1, pp.33-38.
- 中野正則, 石田雅博, 加藤秀章 (1996) : 掘削形状と二層地盤の影響を考慮したボーリング検討式の提案, 構造工学論文集 A, Vol.42-3, pp.1187-1194.
- 名倉 晋, 杉井俊夫, 山田公夫 (2003) : 間隙率の変化からみた浸透破壊発生, 地盤工学研究発表

- 会発表講演集 JGS38(0), pp.1247-1248.
- 名倉 晋, 杉井俊夫, 山田公夫 (2004) : 浸透破壊時の進行メカニズムに関する研究, 地盤工学研究発表会発表講演集, JGS39(0), pp.1267-1268.
- 日本道路協会編 (1977) : 道路土工 ―擁壁・カルバート・仮設構造物工指針, 日本道路協会, pp.205-207.
- 日本道路協会編 (1987) : 道路土工 ―擁壁・カルバート・仮設構造物工指針, 日本道路協会, pp.240-242.
- 日本道路協会編 (1999) : 道路土工 ―仮設構造物工指針, 日本道路協会, pp.76-87.
- 永井 茂, 田中 勉, 廣瀬哲夫 (2017) : 地盤の浸透破壊安定性に関する既往の研究と安定性評価の方法, 神戸大学都市安全研究センター研究報告, 第二十一号, 投稿中.
- 西垣 誠, 梅田美彦, 上山一彦 (1989) : 地盤掘削地におけるボーリング, パイピング現象の 2, 3 の考察, 土と基礎, 37-6, pp.69-74.
- 西垣 誠, 二見康夫, 河野伊一郎 (1986) : 積分差分法による異方性帯水層の浸透解析, 土質工学会論文報告集 26(3), pp.169-179.
- 農業土木学会編 (1979) : 土地改良設計基準 設計頭首工, 農林水産省構造改善局 pp.51-58.
- 岡二三生, 肥後陽介, 中野道夫, 向井寛行, 泉谷 透, 武田信一, 天野健次, 長屋淳一 (2009) : 弾粘塑性有限要素法による中之島粘土地盤掘削時の土留め変形解析, 土木学会論文集 C, Vol. 65, No. 2, pp.492-505.
- 岡島賢治, 東谷和輝, 石黒 寛 (2012) : 堰基礎地盤の浸透破壊における粒径の影響, 農業農村工学会論文集, Vol. 80, No. 5, pp.437-443.
- 岡島賢治, 田中忠次, 張 善姫, 小松宜紘 (2009a) : 砂地盤における固定矢板背面地盤の浸透破壊現象に関する模型実験と弾塑性有限要素解析, 農業農村工学会論文集, Vol. 77, No. 2, pp.107-112.
- 岡島賢治, 田中忠次, 小松宜紘, 飯田俊彰 (2009b) : 止水矢板の変位を考慮した浸透破壊模型実験と弾塑性有限要素解析, 農業農村工学会論文集, Vol. 77, No. 4, pp.395-401.
- 岡島賢治, 田中忠次, 小松宜紘, 飯田俊彰 (2011) : 堰基礎地盤浸透破壊問題での浸透路長の有効性の再検討と弾塑性有限要素解析の適用, 農業農村工学会論文集, Vol. 79, No. 2, pp.65-73.
- 坂井宏隆, 前田健一 (2009) : 浸透破壊現象における気泡のダイナミクスの影響, 地盤工学会誌 57(9), pp.30-33.
- 関 正敏, 本間重雄, 稲田倍穂 (1990) : 砂模型による地盤の浸透破壊に関する実験的研究, 東海大学紀要, 工学部 30(1), pp.91-101.
- 鈴木輝一, 元吉浩之, 小田匡寛 (2007) : 鉛直浸透破壊実験における局所的パイピングに関する考察, 土木学会論文集 C, Vol. 63 No. 2, pp.602-611.
- 首都高速道路公団編 (2003) : 仮設構造物設計要領, 首都高速道路公団, pp.1-2, 60-70.
- 田口史郎, 林 保志, 藤岡 徹 (1982) : 境界法の浸透流解析への応用, 電算機利用に関するシンポジウム講演概要, Vol. 7, pp.17-20.
- 田中忠次, 張 善姫, 小松宜紘 (2003) : 固定矢板の浸透破壊に関する実験と弾塑性有限要素解析, 農業土木学会全国大会講演要旨集, pp.524-525.
- 田中 勉 (1996) : 上昇浸透流を受ける矢板背後地盤の浸透破壊 ―Prismatic failure の概念と解析結果―, 農業土木学会論文集, 第 186 号(第 64 巻, 第 6 号), pp.969-979.

- Tsutomu TANAKA, Tomoya KUSAKA, Shigeru NAGAI, and Daisuke HIROSE (2009) : Characteristics of Seepage Failure of Soil under Various Flow Conditions, *Proceedings of the 19th International Offshore and Polar Engineering Conference & Exhibition 2009 (ISOPE-2009)*, pp.90-94.
- 田中 勉, 久住 慎也, 廣瀬大輔 (2012) : 三次元地盤の浸透破壊に対する安定解析－Prismatic failure concept 3D の開発と実験地盤の解析－, 神戸大学都市安全研究センター研究報告, 16, pp.285-299.
- Tanaka, T., Kusumi, S. and Inoue, K. (2013) : Effects of Plane Shapes of a Cofferdam on 3D Seepage Failure Stability and Axisymmetric Approximation, *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp.2103-2106.
- Tanaka, T., Hayashi, K. and Yamada, M. (2000) : Seepage failure of soil in an axisymmetric condition, *Proceedings of the Geotech-Year 2000, Developments in Geotechnical Engineering*, pp.665-674.
- Tsutomu Tanaka, Tetsuo Hirose, Shigeru Nagai and H. Doi (2014) : Experimental findings regarding piping failure of embankments, *Seventh International Conference on Scour and Erosion (ICSE-7)*, pp.87-93.
- 田中 勉, 細川直樹 (1998) : 矢板背後地盤の浸透破壊に対する安定解析－9 節点アイソパラメトリック要素を用いた詳細解析－, 神戸大学自然科学研究科紀要, 16-B, pp.21-34.
- Tanaka, T., E. Toyokuni and E. Ozaki (1996) : Prismatic failure –A new method of calculating stability against boiling of sand within a cofferdam, *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, pp.219-224.
- Tanaka, T. and A. Verruijt (1999) : Seepage failure of sand behind sheet piles –The mechanism and practical approach to analyze–, *Soils and Foundations "Underground Construction in Soft Ground"*, Vol.39, No.3, pp.27-35.
- Tanaka, T. and A. Verruijt (2000) : Design of a loaded filter on soil behind sheet piles in two dimensions, *Proceedings of the 3rd International Conference on Filters and Drainages in Geotechnical and Environmental Engineering*, pp.99-106.
- Terzaghi, K. (1922) : *Der Grundbruch an Stauwerken und Seine Verhütung*, *Wasserkraft* 17, pp.445-449.
- Terzaghi, K. (1943) : *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, New York, pp.130-133, 257-261.
- Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1948) : *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 1st ed., John Wiley and Sons, New York, pp.502-503, 510-512 (566p).
- 梅村 順 (2009) : 流速制御型浸透破壊実験装置の製作とそれを用いた限界流速・限界動水勾配の実験的検討(特集 浸透破壊現象), *地盤工学会誌* 57(9), pp.22-25.
- Verruijt, A.(1982) : *Groundwater Flow*, Macmillan, London, pp.50-52.
- 吉松弘行 (1990): 境界要素法による飽和・不飽和浸透流解析, *地すべり*, Vol.27, No.1, pp.11-18_1.
- Yousefi.M., Sedghi-Asl, M., and Parvizi, M. (2016) : Seepage and Boiling around a Sheet Pile under Different Experimental Configuration, *Journal of Hydrologic Engineering*, 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0001449, 0616015.
- Zienkiewicz, O.C. and Cheung, Y.K. (1965) : *Finite Element in the Solution of Field Problems*, *The Engineer*, pp.501-510.

第3章 浸透破壊に対する基準類・評価手法

地下水位の高い地点における地盤の締切り掘削では浸透破壊が問題となる。地盤の浸透破壊に対する安定性評価には各種基準類が用いられており、その各種基準類は第2章で述べた安定性の評価方法に基づいている。これまでに提案されている基準類を集積し、その考え方を分析するとともに、問題点を明らかにすることは、浸透破壊理論の進展に欠かせない。ここでは、まず、種々の流れ条件及び安全率の考え方について述べる。そして、第2章で述べた浸透破壊に対する安定性の評価方法に基づいて基準類を分類し、その特性と最近の動向について考えるとともに、浸透破壊安全率の算定式を示す。また、典型的な掘削なし及びあり地盤について、各分類法に従い限界水頭差を求め、その関係について考察を行う。

3.1 種々の流れ条件

浸透破壊に関する詳細な考察から、浸透破壊現象は流れの条件によって大きく影響されることがわかっている(Tanaka et al., 2009; 田中ら, 2015)。Fig. 3.1 に示すように単列矢板における地盤の場合、浸透流は二次元流(2D flow)となり、Fig. 3.2 に示すように複列矢板における地盤の場合、浸透流は両側から中央地盤底面に流れ込む状態となり、二次元集中流(2DC flow)となる。二次元集中

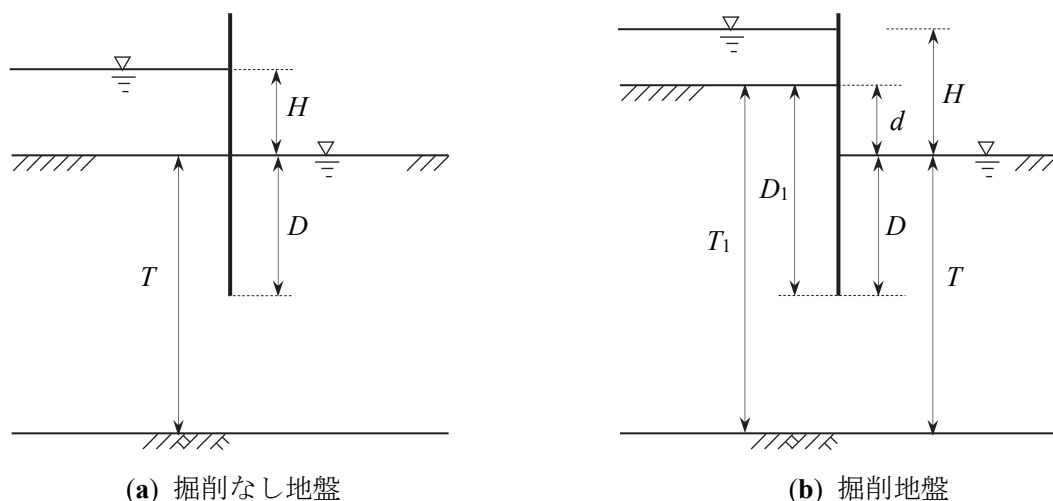


Fig. 3.1 2D Flow

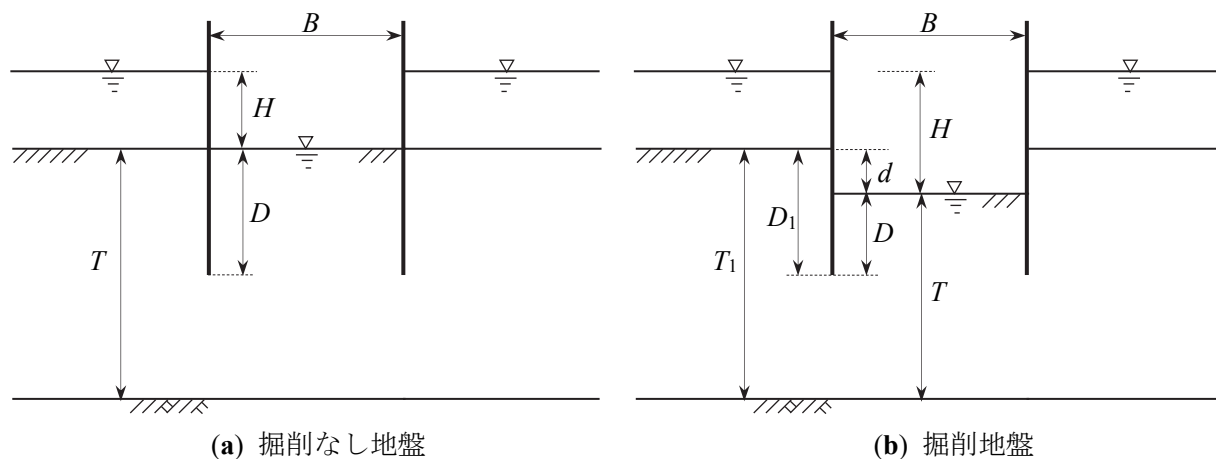


Fig. 3.2 2DC Flow

流の状態になると、地盤は二次元流の場合よりも浸透破壊に対する安定性が低下すると考えられる。さらに、二次元集中流で奥行き方向の長さが短くなると、**Fig. 3.3** に示すように三次元的な浸透流の集中(3D flow)が起こり、浸透破壊に対する安定性はさらに低下すると考えられる。三次元的な浸透流は **Fig. 3.4** に示すような軸対称流(AXS flow)に置き換えて考察される(三浦他, 1992; Miura et al., 2000)。また、地下水位の高い地点で、円筒形の立坑などを構築する場合には、まさに軸対称流の条件となる。**Figs. 3.3, 3.4** は、三次元・軸対称条件について、領域の 1/4 部を取り出した部分を示しており、それぞれ、上は平面図、下は正面図を表す。

各協会や学会などにおいては、地盤の浸透破壊に対する設計に必要な各種基準類や設計マニュアルが出されているところであるが、基準類では上述の流れの条件に分けて取り扱われるようになってきた。ここでは、まず浸透破壊に対する安全率の考え方について述べ、各種基準類算定式の収集と分類を行う。そして、各種流れ条件における基準類算定式による限界水頭差を、掘削なし及び掘削ありの地盤について考察する。

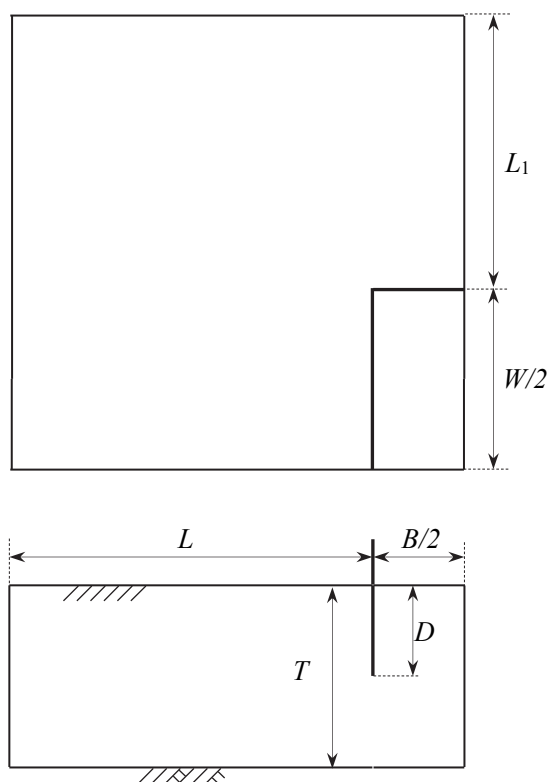


Fig. 3.3 3D Flow

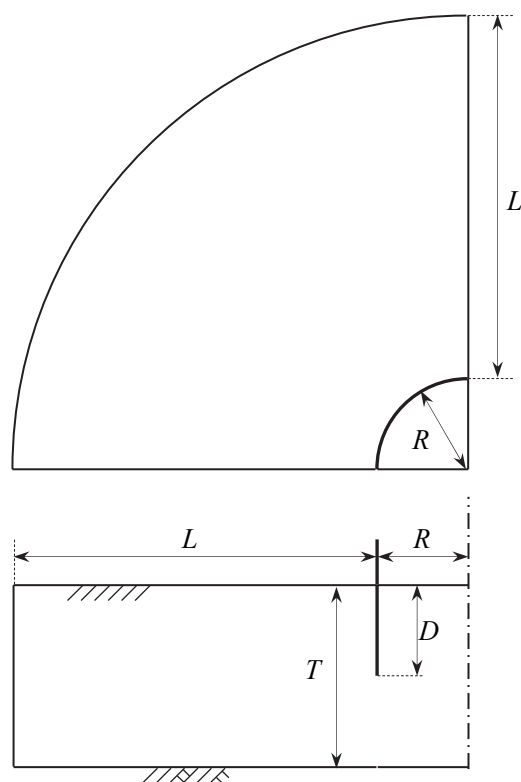


Fig. 3.4 AXS flow

3.2 浸透破壊に対する安全率の考え方

各種基準類算定式の特性を考察するうえで、どのように安全率を設定しているかを明らかにすることが重要である。ここでは、基準類算定式を用いる場合の実質的な安全率 $F_s(\text{True})$ について、基準類算定式に含まれる安全率 $F_s(\text{Formula})$ 、設計安全率 $F_s(\text{Design})$ に分けて考える。(田中ら, 2015)

① 基準類算定式に含まれる安全率 $F_s(\text{Formula})$

各種基準類における算定式は、式を簡易化するため安全側の考慮より、例えば、破壊土塊の下面に作用する過剰間隙水圧を実際よりも大きな値として算定式に組み込んだり、上流側地盤における掘削地盤表面より上方部分の水頭損失を考慮しなかったり、側面摩擦を考慮しなかったりして計算されている。このような種々の仮定によって生じる、基準類に含まれる安全率を $F_s(\text{Formula})$ と定義する。このような仮定においては、安全側の考慮がなされることから、一般的に、 $F_s(\text{Formula})$ の値は 1.0 より大きくなる。

② 設計安全率 $F_s(\text{Design})$

実際の施工は、地盤の不均質性や地下水位の変動などに配慮して、限界ぎりぎりの状態ではなく、安全に施工するために、設計安全率 $F_s(\text{Design})$ の設定の下に行われる。 $F_s(\text{Design})$ の値として、例えば、日本道路協会の基準(1987)や鉄道総合技術研究所の基準(2001)によると $F_s(\text{Design}) = 1.5$ 、日本道路協会の基準(1999)や日本建築学会の基準(2002)によると $F_s(\text{Design}) = 1.2$ である。

③ 実質的な安全率 $F_s(\text{True})$

掘削なし地盤の浸透破壊に対する「実質的な安全率 $F_s(\text{True})$ 」は、「基準類算定式に含まれる安全率 $F_s(\text{Formula})$ 」と「設計安全率 $F_s(\text{Design})$ 」を掛け合わせたものとなり、

$$F_s(\text{True}) = F_s(\text{Formula}) \times F_s(\text{Design}) \quad (3.1)$$

と表される。

ここで、一般的な掘削工事の状態である下流側において掘削を行う場合の地盤を考える。このような掘削あり地盤においては、下流側の掘削に伴い上流側に掘削残土が残る形となる。これを上流側掘削残土 d と呼ぶことにする。基準類では、Terzaghi and Peck (1948) による取扱いと同様に、 d の部分の水頭損失が無視されることが多く(例えば、日本建築学会, 2002)、この効果を表す安全率を「上流側掘削残土による安全率 $F_s(\text{Upstream residual soil } d)$ 」と定義する。上流側掘削残土による安全率 $F_s(\text{Upstream residual soil } d)$ は、本質的には基準類算定式に含まれる安全率 $F_s(\text{Formula})$ と考えることもできるが、ここでは区分して定義を行った。この場合掘削あり地盤における「実質的な安全率 $F_s(\text{True})$ 」は、

$$F_s(\text{True}) = F_s(\text{Formula}) \times F_s(\text{Design}) \times F_s(\text{Upstream residual soil } d) \quad (3.2)$$

となる。このようにして、掘削のある地盤では、 d の部分の効果がさらに加わることになる。

3.3 基準類の収集と分類

今回収集した基準類は、次に示す①～④③の 43 件である。基準類は現在使用されているものを中心に収集したが、過去のものについても、時代的な変遷を知るうえで重要であると考え収集した。⑮及び④②、④③は、それ自体が独自基準ではないが、基準類の考え方の分類において基礎となった文献である。

- ① 山留め設計施工指針(日本建築学会, 2002)
- ② 仮設構造物の計画と施工(土木学会, 2000)
- ③ トンネル標準示方書〔開削工法編〕・同解説(土木学会, 1996)
- ④ 道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針 1977 年版(日本道路協会, 1977)
- ⑤ 道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針 1987 年版(日本道路協会, 1987)
- ⑥ 道路土工－仮設構造物工指針 1999 年版(日本道路協会, 1999)
- ⑦ 共同溝設計指針(日本道路協会, 1986)
- ⑧ 仮設構造物設計要領(首都高速道路公団, 2003)
- ⑨ 鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル付属資料：掘削土留め工の設計(国土交通省鉄道局監修・鉄道総合技術研究所, 2001)
- ⑩ 大深度土留め設計・施工指針(案)(先端建設技術センター, 1994)
- ⑪ 土木工事仮設計画ガイドブック(I)－計画から積算条件整備まで－(建設大臣官房技術調査室監修・日本建設情報総合センター企画・全日本建設技術協会, 1997)
- ⑫ 設計要領第二集第 6 編Ⅲ仮設構造物(日本道路公団, 1990)
- ⑬ 土木工事仮設マニュアル(国土交通省北陸地方整備局, 1999)
- ⑭ 掘削土留め工設計指針(案)(建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室, 1982)
- ⑮ 根切り工事と地下水－調査・設計から施工まで－(地盤工学会, 1994)
- ⑯ Canadian Geotechnical Engineering Manual (Canadian Geotechnical Society ed., 1992)
- ⑰ 山留め設計施工指針(日本建築学会, 1988)
- ⑱ 開削トンネル指針【昭和 52 年制定】(土木学会, 1977)
- ⑲ トンネル標準示方書(開削編)・同解説(土木学会, 1986)
- ⑳ 仮設構造物設計規準(首都高速道路公団, 1972)
- ㉑ 首都高速道路 仮設構造物設計基準(首都高速道路厚生会, 1990)
- ㉒ 深い掘削土留工設計法(深い掘削土留工設計指針研究会編(日本鉄道技術協会), 1993)
- ㉓ 深い掘削土留工設計法(深い掘削土留工設計指針研究会編(日本鉄道技術協会), 2000)
- ㉔ 掘削土留工設計指針(鉄道総合技術研究所, 1987)
- ㉕ 仮設構造物設計指針(案)(地下鉄技術協議会, 1974)
- ㉖ 土木関係「仮設構造物設計要領その I (案)」(国鉄東京第一工事局, 1971)
- ㉗ 駐車場設計施工指針(日本道路協会, 1992)
- ㉘ LNG 地下式貯槽指針(日本ガス協会, 1981)
- ㉙ 地中送電用深部立坑・洞道の調査、設計、施工、計測指針(日本トンネル技術協会, 1982)
- ㉚ 土地改良事業計画設計基準 設計 水路工(農林水産省農村振興局監修(農業土木学会), 2001)
- ㉛ 仮設構造物の計画と施工(土木学会, 2010)
- ㉜ トンネル標準示方書〔開削工法〕・同解説, 2006 年制定(土木学会, 2006)
- ㉝ 仮設構造物設計要領(首都高速道路株式会社, 2007)

- ③④ 土木工事仮設計画ガイドブック(I)ー計画から積算条件整備までー(日本建設情報総合センター, 2011)
- ③⑤ 設計要領第二集 橋梁建設編(NEXCO 中央研究所, 2006)
- ③⑥ 設計要領第二集 橋梁建設編(東日本・中日本・西日本高速道路株式会社, NEXCO 総研, 高速道路総合技術研究所, 2013)
- ③⑦ LNG 地下式貯槽指針(日本ガス協会, 2012)
- ③⑧ 開削トンネル設計指針(阪神高速道路株式会社, 2008)
- ③⑨ 設計便覧(案) 第1編土木工事共通編(近畿地方整備局, 2012)
- ④⑩ 土木工事設計要領 第1編共通編(九州地方整備局, 2011)
- ④⑪ 土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「頭首工」基準, 基準の運用, 基準及び運用の解説, 技術書(農林水産省農村振興局監修(農業農村工学会), 2009)
- ④⑫ 大深度地下使用技術指針・同解説(国土交通省, 2001)
- ④⑬ 仮設構造物の設計と施工【土留め工】(全国土木施工管理技士会編, 2007)

ここでは、これら各種基準類における考え方を、6つのカテゴリーに分類する。○囲み数字は、基準類番号を示す。

(1) Terzaghi の方法に基づくもの

この方法では、2.3(2)で述べたように、下流側については矢板の根入れ深さ D を考え、上流側については下流側の矢板根入れ深さ D と同じ厚さの地盤を考え、それより上の土の部分 d における水頭損失を考えない。これは、Fig. 3.1(b)を Fig. 3.1(a)と同じ問題として取り扱うことを意味する。

(1)-1 法(⑥⑧⑨⑪⑬⑭⑳㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲)

前述した Terzaghi の方法において、複素関数論から破壊土塊下部の過剰間隙水圧分布を台形近似して、 $h_a = 1.57H/4$ と考える。このとき、安全率 F_s は次のように表される。

$$F_s = 1.27 \frac{\gamma'}{\gamma_w} 2D \frac{1}{H} \quad (3.3)$$

(1)-2 法(①②③⑤⑦⑧⑩⑫⑬⑭⑯⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲)

Terzaghi の方法において、安全側の考慮から、破壊土塊の幅を 0 と仮定して、 $h_a = H/2$ であると考え。このとき、安全率 F_s は次のように表される。

$$F_s = 1.0 \frac{\gamma'}{\gamma_w} 2D \frac{1}{H} \quad (3.4)$$

(2) 限界動水勾配によるもの

下流側地盤を一次元的に考え、動水勾配 i が限界動水勾配 $i_c = \gamma'/\gamma_w$ と等しくなったときを限界状態と考える。水頭差を H 、浸透路長を L としたとき、動水勾配 i として、 $i = H/L$ を考える。浸透破壊に対する安全率 F_s を $F_s = i_c/i$ と定義する。浸透路長 L の取り方には次に示すように2つの方法がある。

(2)-1 法(①②④⑩⑬⑰⑱㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲)

地下水面下において、土が矢板に接する上下流側の壁面をすべて有効な浸透路長と考え、 $L =$

$2D+d$ として次のように定式化する。

$$F_s = \frac{(2D+d)\gamma'}{\gamma_w} \frac{1}{H} \quad (3.5)$$

(2)-2 法(①⑩⑱②⑤②⑥③⑩)

下流側地盤における締切り矢板の根入れ深さ D 及びそれと等しい上流側地盤の厚さ $D (= D_1 - d)$ のみが浸透路長として有効であると考え、 $L = 2D$ として次のように定式化する。

$$F_s = \frac{2D\gamma'}{\gamma_w} \frac{1}{H} \quad (3.6)$$

この方法は、式の上では (1)-2 法と同一となる。

(3) クリープ比によるもの

この考え方は、通常、フローティングタイプの取水堰の基礎地盤のように水平方向のクリープ線が卓越する問題に適用されているが(農業土木学会, 1979), 鉛直方向のクリープ線が卓越する締切り矢板の問題に適用したものである。2.3(4)で述べたように、パイピングを防ぐには、クリープ比 C_c が地盤の土質に応じて定められた値 C_r 以上になればよいとする。基準では、 C_r として 2.0(3)-1 法)がとられている。すなわち、地盤にかかる平均動水勾配 i_{avg} を $i_{avg} = H/L$ として、パイピングに対する安定条件を $i_{avg} \leq 0.5$ としていることになる。 $\gamma'/\gamma_w = 1.0$ の地盤に対しては安全率 $F_s = 2.0$ をとったことと同等になる。

(3)-0a 法 (Bligh (1910)の方法)(④)

すべての浸透路長が水頭損失に対して同じ効果をもつと考える。そして、

$$C_c = L/H \geq C \quad (3.7)$$

とする。ここに、

L : 浸透路長(Plain creep length)

H : 取水堰の前後にかかる水頭差

C : 地盤の種類によって与えられる限界値 (Table 2.1 参照)

である。

(3)-0b 法 (Lane (1935)の方法)(④)

水平方向の浸透路長の方が鉛直方向のものより効果が小さいと考える。そして、

$$C_w = L_w/H \geq C' \quad (3.8)$$

とする。ここに、

$L_w = (k_v/k_h) L_h + L_v$: 重みつき浸透路長(通常 $k_v/k_h = 1/3$ が用いられる)

L_h : 水平方向の浸透路長

L_v : 鉛直方向の浸透路長

C' : 地盤の種類によって与えられる限界値 (Table 2.1 参照)

である。

(3)-1 法 上述の④以外の基準類では、次のように、(3)-1a 法, (3)-1b 法に分類することができる。

(3)-1a 法(③⑥⑧⑪⑫⑱⑲⑳㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲) この場合、浸透路長を $L = 2D+d$ と考える。

$$H_c = \frac{(2D+d)}{C_r} \quad (C_r \geq 2.0) \quad (3.9)$$

(3)-1b 法(⑧㉞) この場合、浸透路長を $L = 2D$ と考える。

$$H_c = \frac{2D}{C_r} \quad (C_r \geq 2.0) \quad (3.10)$$

(4) 土留め形状による補正

(4)-1 道路土工—仮設構造物工指針(案)(1999)

道路土工—仮設構造物工指針(案)(1999 年版)(日本道路協会, 1999), 仮設構造物設計要領(首都高速道路公団, 2003), 及び, 土木工事仮設計画ガイドブック(I)—計画から積算条件整備まで—(日本建設情報総合センター, 2007) において形状補正に関して同一の記述がある。土留め壁下端位置に発生する過剰間隙水圧は, 掘削幅, 土留め形状などの影響を強く受けることが知られている。Terzaghi の考え方を基本にして, 過剰間隙水圧の合力の算定式に土留め形状に関する補正係数を導入し, 次に示すように, 二次元単列矢板条件の場合(2D flow), 矩形形状土留めの場合(3D flow)及び円形形状土留めの場合(AXS flow)を考慮できるようにしている。

$$F_s = w/u \quad (3.11)$$

ここに,

$w = \gamma' D$: 土の有効重量

である。この方法では, (3.11)式において, 土留め壁下端位置に作用する平均過剰間隙水圧 u ($=h_a \gamma_w$) を,

$$u = h_a \gamma_w = \lambda \frac{1.57 \gamma_w H}{4} \quad (3.12)$$

とする。ここに,

λ : 土留め形状に関する補正係数

H : 水頭差 (m)

である。ここで, 道路土工—仮設構造物工指針(案)(1999 年版) (日本道路協会, 1999) によって, 土留め形状による補正を行う場合を(4)-1 法と表し, 考慮された流れの条件によって, a 二次元の場合, b 矩形形状の場合, c 円形形状の場合と細分類した。 λ の値は土留め形状に対応して, 次のように与えられている。

(4)-1a 法: 二次元の場合 この場合, 本質的に(1)-1 法と同じである。

$$\lambda = 1.0 \quad (3.13)$$

(4)-1b 法: 矩形形状の場合 この場合, λ の値は,

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \quad (3.14a)$$

$$\lambda_1 = 1.30 + 0.7(B/D)^{-0.45} \quad (\text{ただし, } \lambda_1 < 1.5 \text{ のときは } \lambda_1 = 1.5 \text{ とする。}) \quad (3.14b)$$

$$\lambda_2 = 0.95 + 0.09 \{(L/B) + 0.37\}^{-2} \quad (3.14c)$$

と与えられる。ここに,

λ_1 : 掘削幅に関する補正係数

λ_2 : 平面形状に関する補正係数

L/B : 土留めの平面形状を表す長辺(全幅 L)と短辺(全幅 B)の比

である。

(4)-1c 法: 円形形状の場合 この場合, λ の値は,

$$\lambda = -0.2 + 2.2(2R/D)^{-0.2} \quad (\text{ただし, } \lambda < 1.6 \text{ のときは } \lambda = 1.6 \text{ とする。}) \quad (3.15)$$

(5) Canadian Geotechnical Engineering Manual (Canadian Geotechnical Society, 1992)

地盤工学会発行の「根切り工事と地下水 ―調査・設計から施工まで―(地盤工学会編, 1994)」においてこの方法が紹介されている。出口動水勾配 i_e が、通常の場合 1.0, きれいな砂の場合 0.5～0.75 になると人が作業したり機械を操作したりするのに支障をきたすとし、十分な矢板の根入れが必要であるとしている。**Fig. 3.6(a)**に、本方法で考える地盤の条件を示す。ここに、

T_1, T_2 : 矢板背後及び前方における地盤の層厚

d_1, d_2 : 矢板背後及び前方における矢板の根入れ深さ

b : 複列矢板半幅

$B(=2b)$: 複列矢板全幅

である。最大出口動水勾配 $i_{e \max}$ を、

$$i_{e \max} = A \frac{H}{D} \frac{\varphi_2}{\varphi_1 + \varphi_2} \quad (3.20)$$

と表し、

A : 掘削形状による補正係数

φ_1, φ_2 : **Fig. 3.6(b)**から求められる係数

$D = d_2$

とする。ここで、Canadian Geotechnical Engineering Manual (1992)によって、土留め形状による補正を行う場合を(5)-1 法と表し、考慮された流れの条件によって、a 複列矢板の場合、b 円形形状の場合、c 正方形形状の場合と細分類した。 A の値は、土留めの形状に応じて、次のように与えられている。

(5)-1a 法: 複列矢板の場合

$$A=1.0 \quad (3.21)$$

(5)-1b 法: 円形形状の場合

$$A=1.3 \quad (3.22)$$

(5)-1c 法: 正方形形状の場合

$$A=1.3 \text{ (壁中央)} \quad (3.23a)$$

$$A=1.7 \text{ (隅角部)} \quad (3.23b)$$

ここで、限界動水勾配 i_c を、

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (3.24)$$

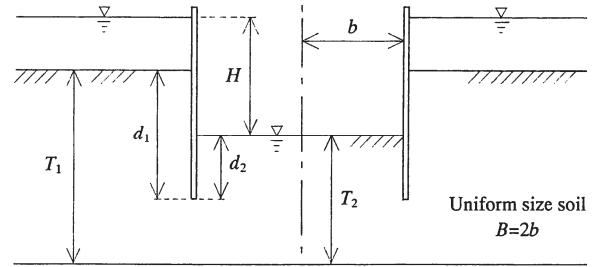
とすると、表層地盤のボーリングに対する安全率 F_s は、

$$F_s = \frac{i_c}{i_{e \max}} \quad (3.25)$$

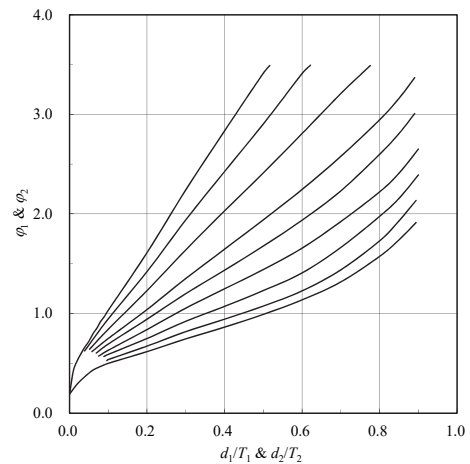
となる。Canadian Geotechnical Engineering Manual (1992)では、 $i_c < 0.5 \sim 0.75$ を推奨しているが、この条件は、 $\gamma'/\gamma_w = 0.8$ 及び $\gamma'/\gamma_w = 1.0$ に対して、

$\gamma'/\gamma_w = 0.8$ のとき、 $F_s > 1.07 \sim 1.60$

$\gamma'/\gamma_w = 1.0$ のとき、 $F_s > 1.33 \sim 2.00$



(a) Notation



(b) Relationships between d_1/T_1 & φ_1 and d_2/T_2 & φ_2

Fig. 3.6 φ_1, φ_2 の値 (Canadian Geotechnical Society, 1994)

を意味している。ここで、(5)-1a, b, c 法として⑩、(5)-1a 法として④がリストアップされる。

この方法は、本質的に、Harza(1935) または Kochina(1962) の方法と同一の考え方であり、掘削地盤における表層ボイリング発生に対する安定性を算定する方法となっている。Harza は、浸透水の出口部分の動水勾配、すなわち出口動水勾配(Escape gradient) i_e について考えた。2.3 節で述べたように、 i_e の最大値、すなわち最大出口動水勾配 $i_{e\max}$ が砂の限界動水勾配 i_c より大きくなると、地盤表層でボイリングが発生すると考える。表層ボイリングの発生に対する安全率 F_s は (3.25) 式となる。

(6) Prismatic failure concept (田中, 1996; Tanaka et al, 1996; Tanaka and Verruijt, 1999)

この方法では、2.3 節で述べたように、矢板壁に接した任意の幅、任意の深さのプリズムを考えそのプリズムの力の釣合いについて考える。矢板の前後にかかる水頭差を徐々に増加させていったときに、すべてのプリズムについて上昇破壊に対する安全率 F_s を計算し、その最小値 $F_{s\min}$ がちょうど 1.0 になったときのプリズムを限界プリズムと呼ぶ。そして、水頭差が限界水頭差を越えて増加したとき、限界プリズムがまず、最初に、上昇し地盤が破壊するものとする。

深さ方向及び左右方向に無限の広がりをもつ地盤、すなわち、半無限地盤に対して、次に示すように、限界水頭差の無次元量 $H_c\gamma_w/D\gamma'$ が与えられ、 F_s が限界水頭差と地盤にかかる水頭差 H の比 H_c/H として計算される。(田中ら, 2015)

(6)-1a 法: 二次元流(2D flow)の場合(半無限地盤)

$$H_c\gamma_w/D\gamma' = 2.846635 \quad (3.26)$$

$$F_s = 2.846635 D\gamma'/H\gamma_w \quad (3.27)$$

(6)-1b 法: 二次元集中流(2DC flow)の場合(半無限地盤)

$$H_c\gamma_w/D\gamma' = 0.4826\ln(b/D) + 1.9678 \quad (0.3 \leq b/D \leq 5.0) \quad (3.28)$$

$$F_s = \{0.4826\ln(b/D) + 1.9678\} D\gamma'/H\gamma_w \quad (0.3 \leq b/D \leq 5.0) \quad (3.29)$$

(6)-1c 法: 軸対称流(AXS flow)の場合(半無限地盤)

$$H_c\gamma_w/D\gamma' = 0.378\ln(R/D) + 1.5452 \quad (0.3 \leq R/D \leq 5.0) \quad (3.30)$$

$$F_s = \{0.378\ln(R/D) + 1.5452\} D\gamma'/H\gamma_w \quad (0.3 \leq R/D \leq 5.0) \quad (3.31)$$

ここで、(6)-1a, b, c 法として④がリストアップされる。

(7) まとめ

(1), (2), (4)-(6)法は掘削底面のボイリングに対する検討手法であり、(3)法は矢板壁に沿ったパイピングに対する検討手法である。基準類による F_s の算定式をまとめると、Table 3.1 となる。また、Fig. 3.7 には、基準類のなかでもよく使用される土木学会のトンネル標準示方書及び日本道路協会の仮設構造物工指針について、算定式、設計安全率、及び、適用深度の推移を示す。Fig. 3.7 によると、適用深度は時代の推移により大きくなる傾向であることがわかる。さらに、今回調査した基準類を安全率算定の考え方にしたがって分けると Table 3.2 となる。Fig. 3.7 及び Table 3.2 から、ボイリングに対して、(1)-2 法の適用が多いこと、近年、(4)-1 法が基準として採用されることが多くなってきたことが読み取れる。また、パイピングに対しては、クリープ比による(3)-1 法が多く採用されていることがわかる。Table 3.3 に各方法と安全率の関係をまとめている。Fig. 3.7 及び Table 3.3 から、一般的に、ボイリングに対する安全率は 1.2~1.5 が多くとられていること、パイピングに対する安全率は 2.0 が多くとられていることがわかる。また、水平方向の流れが卓

越した河川構造物などの特殊な場合には3～5がとられていることわかる。以前は、「最小でも5、一般的には8～12が勧められていた」(河上, 1956)ことから考えると、安全率として、近年次第に小さな値が設定されるようになってきたことがわかる。

Table 3.1 基準類による F_s の算定式

ボーリングの検討		
(1) Terzaghi の方法によるもの		
(1)-1 法(1999) $F_s=1.27\gamma'(2D)/\gamma_w H$	(1)-2 法(1987) $F_s=1.0\gamma'(2D)/\gamma_w H$	
(2) 限界動水勾配によるもの		
(2)-1 法(1977) $F_s=(2D+d)\gamma'/\gamma_w H$	(2)-2 法 $F_s=2D \gamma'/\gamma_w H$	
(4) Terzaghi の考え方に対して詳細解析等を加えたもの		
(4)-1 法 $F_s=(1/\lambda)1.27\gamma'(2D)/\gamma_w H$ (λ : 形状係数) (4)-1a 法 (二次元) [(1)-1 法と同じ] $\lambda=1.0$ (4)-1b 法 (矩形) $\lambda=\lambda_1\lambda_2$ λ_1 : 掘削幅に関する係数, $\lambda_1=1.30+0.7(B/D)^{-0.45}$ λ_2 : 平面形状に関する係数 $\lambda_2=0.95+0.09\{(L/B)+0.37\}^{-2}$ (ただし, $\lambda_1<1.5$ のときは $\lambda_1=1.5$) (4)-1c 法 (円形) $\lambda=-0.2+2.2(2R/D)^{-0.2}$ (ただし, $\lambda<1.6$ のときは $\lambda=1.6$)	(4)-2 法 $F_s=\gamma'D/\gamma_w h_a$ $h_a=\lambda a (B/D)^{-b} H$ $a=0.57-0.0026H$ $b=0.27+0.0029H$ λ : 三次元効果に対する補正係数 (4)-2a 法: 二次元複列矢板条件の場合 $\lambda=1$ (4)-2b 法: 三次元浸透流の場合 $\lambda=1.25$	
(5) Canadian Geotechnical Engineering Manual		
$F_s=i_c/i_{e \max}$ $i_c=r'/r_w$ $i_{e \max}=A(H/D) (\varphi_2/(\varphi_1+\varphi_2))$		
(5)-1a 法(複列矢板) $A=1.0$	(5)-1b 法(円形) $A=1.3$	(5)-1c 法(正方形) $A=1.3$ (壁中央) $A=1.7$ (隅角部)
(6) Prismatic failure concept		
$F_s=H_c/H$ (6)-1a 法 (2D flow (無限地盤)) $F_s=2.846635 D\gamma'/H\gamma_w$ (6)-1b 法 (2DC flow (無限地盤)) $F_s=(0.4826\ln(B/D)+1.9678) D\gamma'/H\gamma_w \quad (0.3\leq B/D\leq 5.0)$ (6)-1c 法 (AXS flow (無限地盤)) $F_s=(0.378\ln(R/D)+1.5452) D\gamma'/H\gamma_w \quad (0.3\leq R/D\leq 5.0)$		
パイピングの検討		
(3) クリープ比によるもの*		
(3)-0a 法(Bligh の方法) $C_c=L/H$ $C_c\geq C$	(3)-0b 法(Lane の方法) $C_w=\{(k_v/k_h)L_h+L_v\}/H$ $C_w\geq C'$	
(3)-1a 法 $L=2D+d$ $C_c=(2D+d)/H$	(3)-1b 法 $L=2D$ $C_c=2D/H$	

* 出口動水勾配を水頭差と浸透路長から平均的に求めたと考えると、 C , C' , C_c は表層ボーリングに対する安全率となる。

土木学会	分類	設計安全率	適用深度
開削トンネル指針 (1977) ※地下鉄技術協議会基準(1974)による安全率を引用したもの	(2)-1法	2.0※	20m
トンネル標準示方書(開削編)・同解説 (1986)	(1)-2法	1.2～1.5	30m
トンネル標準示方書[開削工法編]・同解説 (1996)	(1)-2法	1.2～1.5	40m
トンネル標準示方書[開削工法編]・同解説 (2006)	(4)-1法	1.2	40m
日本道路協会			
道路土工・擁壁・カルバート・仮設構造物工指針(1977)	(2)-1法	1.5	3～10m
道路土工・擁壁・カルバート・仮設構造物工指針(1987)	(1)-2法	1.5	10m
道路土工・仮設構造物工指針 (1999)	(4)-1法	1.2	30m

Fig. 3.7 基準類算定式の推移

Table 3.2 基準類に適用される安全率算定の考え方

考 え 方		基 準 の 分 類			
ボ イ リ ン グ	Terzaghi の考え方	(1)-1 法	⑥⑧⑨⑪⑬⑭⑯⑰⑱⑲⑳㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲㊳㊴㊵㊶㊷㊸㊹㊺㊻㊼㊽㊾㊿㏁㏂㏃㏄㏅㏆㏇㏈㏉㏊㏋㏌㏍㏎㏏㏐㏑㏒㏓㏔㏕㏖㏗㏘㏙㏚㏛㏜㏝㏞㏟㏠㏡㏢㏣㏤㏥㏦㏧㏨㏩㏪㏫㏬㏭㏮㏯㏰㏱㏲㏳㏴㏵㏶㏷㏸㏹㏺㏻㏼㏽㏾㏿	(1)-2 法	①②③⑤⑦⑧⑩⑫ ⑬⑭⑮⑯⑰⑱⑲⑳㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲㊳㊴㊵㊶㊷㊸㊹㊺㊻㊼㊽㊾㊿㏁㏂㏃㏄㏅㏆㏇㏈㏉㏊㏋㏌㏍㏎㏏㏐㏑㏒㏓㏔㏕㏖㏗㏘㏙㏚㏛㏜㏝㏞㏟㏠㏡㏢㏣㏤㏥㏦㏧㏨㏩㏪㏫㏬㏭㏮㏯㏰㏱㏲㏳㏴㏵㏶㏷㏸㏹㏺㏻㏼㏽㏾㏿
	限界動水勾配による方法	(2)-1 法	①②④⑩⑬⑰⑲⑲⑲㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲㊳㊴㊵㊶㊷㊸㊹㊺㊻㊼㊽㊾㊿㏁㏂㏃㏄㏅㏆㏇㏈㏉㏊㏋㏌㏍㏎㏏㏐㏑㏒㏓㏔㏕㏖㏗㏘㏙㏚㏛㏜㏝㏞㏟㏠㏡㏢㏣㏤㏥㏦㏧㏨㏩㏪㏫㏬㏭㏮㏯㏰㏱㏲㏳㏴㏵㏶㏷㏸㏹㏺㏻㏼㏽㏾㏿	(2)-2 法	①⑩⑬⑲⑲⑲㉑㉒㉓㉔㉕㉖㉗㉘㉙㉚㉛㉜㉝㉞㉟㊱㊲㊳㊴㊵㊶㊷㊸㊹㊺㊻㊼㊽㊾㊿㏁㏂㏃㏄㏅㏆㏇㏈㏉㏊㏋㏌㏍㏎㏏㏐㏑㏒㏓㏔㏕㏖㏗㏘㏙㏚㏛㏜㏝㏞㏟㏠㏡㏢㏣㏤㏥㏦㏧㏨㏩㏪㏫㏬㏭㏮㏯㏰㏱㏲㏳㏴㏵㏶㏷㏸㏹㏺㏻㏼㏽㏾㏿
	Terzaghi の考え方 (詳細解析)	(4)-1a,b,c 法	⑥⑧⑪⑫⑫		

3.4 各種流れ条件における基準類算定式による限界水頭差 (掘削なし地盤)

掘削なし地盤における基準類算定式による限界水頭差を考察するため、各種流れの条件(2D, 2DC, 3D, AXS)による矢板の根入れ比 D/T と限界水頭差 H_c の無次元量 $H_c\gamma_w/T\gamma'$ の関係を求めた。(田中ら, 2015)

(1) 二次元流地盤(2D)

Fig. 3.1 に示す二次元地盤の場合について、 H_c の無次元量 $H_c\gamma_w/T\gamma'$ と矢板の根入れ比 D/T の関係を、実験結果、Prismatic failure の考え方による理論、基準類による算定式(Method (1)-1 及び(1)-2) から得られる関係を示すと **Fig. 3.8** となる。この場合、Method (4)-1a は Method (1)-1 と同じ直線関係となり、Method (2)-1 及び(2)-2 は Method (1)-2 と同じ直線関係となる。また、実験結果による H_y の値は変形開始時水頭差を表す。**Fig. 3.8** から、実験結果は、Prismatic failure の考え方によって精度よく算定できることがわかる。したがって、ここでは、Prismatic failure の考え方による H_c を正解値と考えて考察を進める。**Fig. 3.8** において、基準類算定式による計算値 H_c と Prismatic failure の考え方による H_c の差は、相対的に算定式に含まれる安全率の大きさを表すことになる。二次元地盤の場合について、基準類算定式に含まれる安全率、設計安全率、及び、実質的な安全率の関係を Method (1)-1 及び(1)-2 ((2)-1 及び(2)-2) の場合に分けて示すと次のようになる。

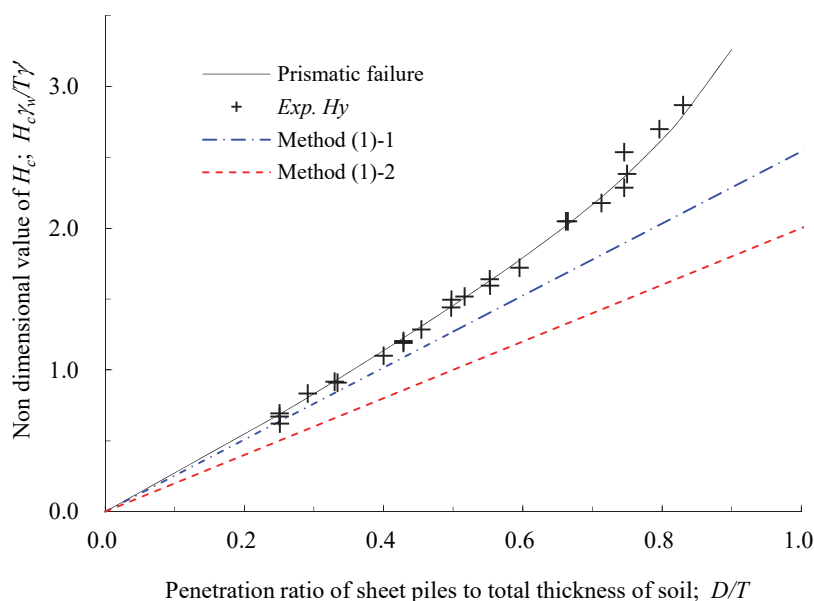


Fig. 3.8 H_c の無次元量 $H_c\gamma_w/T\gamma'$ と矢板の根入れ比 D/T の関係 (2Dflow) (実験, Prismatic failure, 基準類)

① Method (1)-1 ((4)-1a) の場合

浸透破壊に対して計算式に含まれる安全率 F_s (Formula) は 1.08～1.33 となり、設計安全率 F_s (Design) を 1.2 とすると、実質的安全率 F_s (True) は 1.30～1.59 となる。表記の値は $D/T = 0.25 \sim 0.83$ に対応する。

② Method (1)-2 ((2)-1 及び(2)-2) の場合

浸透破壊に対して計算式に含まれる安全率 F_s (Formula) は 1.37～1.68 となり、設計安全率 F_s (Design) を 1.2 とすると、実質的安全率 F_s (True) は 1.65～2.02 となる。表記の値は $D/T = 0.25 \sim 0.83$ に対応する。

道路協会の算定式では, Method (1)-1 は 1999 年版, Method (1)-2 は 1987 年版, Method (2)-1 は 1977 年版であり, 時代とともに基準類算定式による H_c の値が大きくなり(正解値により近くなり), 実質の安全率が小さくなっていることがわかる。二次元流状態の場合には, これまで実際の現場において, 安全に施工されてきたことを踏まえると, Method (1)-1 及び(1)-2 ((2)-1 及び(2)-2) は, 合理的な安定解析法として用いることができるといえる。しかしながら, Method (1)-1 を用いると, 透水係数の異方性や掘削地盤表面の乱れなど, 危険側の要因の発生が予想される場合には, 浸透破壊安定性に関してぎりぎりの状態または限界を超えた状態になる可能性がある。設計にあたっては実質の安全率について十分注意する必要がある。なお, D/T によって安全率の値は変化しており, 特に D/T が大きいときには安全率が大きくなることに留意すべきである。

(2) 二次元集中流地盤(2DC)

Fig. 3.2 に示す二次元集中流地盤の場合について, H_c の無次元量 $H_c\gamma_w/T\gamma'$ と矢板の根入れ比 D/T の関係を, 実験結果, Prismatic failure の考え方による理論, 基準類による算定式(Method (1)-1, (1)-2 及び(4)-1b)から得られる関係を示すと **Fig. 3.9** となる。この場合, Method (2)-1 及び (2)-2 は Method (1)-2 と同じ直線関係となる。また, 実験結果による H_y の値は変形開始時水頭差を表す。**Fig. 3.9** から, 実験結果は, Prismatic failure の考え方によって精度よく算定できることがわかる。したがって, ここでは, Prismatic failure の考え方による H_c を正解値と考えて考察を進める。**Fig. 3.9** において, 基準類算定式による計算値 H_c と Prismatic failure の考え方による H_c の差は, 相対的に算定式に含まれる安全率の大きさを表すことになる。二次元集中流地盤の場合について, 基準類算定式に含まれる安全率, 設計安全率, 及び, 実質的な安全率の関係を Method (1)-1, (1)-2 ((2)-1 及び(2)-2)の 2 つの場合に分けて示すと次のようになる。

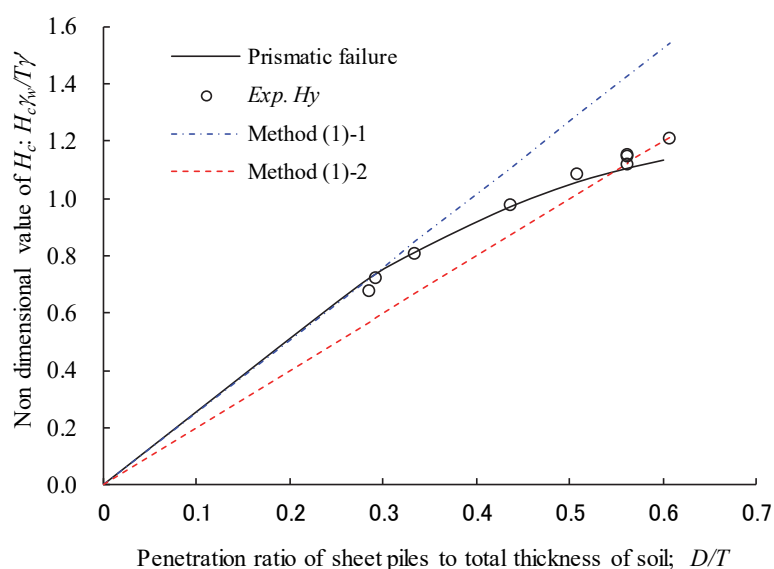


Fig. 3.9 H_c の無次元量 $H_c\gamma_w/T\gamma'$ と矢板の根入れ比 D/T の関係 (2DC) (実験, Prismatic failure, 基準類)

① Method (1)-1 の場合

浸透破壊に対して計算式に含まれる安全率 F_s (Formula) は 0.74~0.96 となり 1.0 を下回る。設計安全率 F_s (Design) を 1.2 とすると, 実質の安全率 F_s (True) は 0.89~1.15 となる。表記の値は $D/T = 0.61 \sim 0.28$ に対応する。

② Method (1)-2 ((2)-1 及び(2)-2)の場合

浸透破壊に対して計算式に含まれる安全率 F_s (Formula) は 0.94~1.22 となり 1.0 を一部下回る場合がある。設計安全率 F_s (Design) を 1.2 とすると、実質的安全率 F_s (True) は 1.12~1.46 となる。表記の値は $D/T = 0.61 \sim 0.28$ に対応する。

③ Method (4)-1 では二次元集中流の場合が示されていないので考察から省いている。仮に、二次元集中流を矩形領域の奥行きが無限大の場合(Method (4)-1b)と考える方法も想定できるが、提案されている式が角部における安定条件であるので、この場合算出される H_c は長手方向に無限な矩形の角部における 3D flow 条件下の浸透破壊に対するものとなる。この状態は、本質的に、二次元集中流条件とは異なる。

二次元集中流の場合には、Method (1)-1 及び D/T が大きい場合の Method (1)-2 ((2)-1 及び(2)-2) は、 H_c の値が実際よりも大きく計算され不合理な結果を与えるので、安定解析法として用いない方がよい。また、Method (4)-1b についても本質的には 2DC の条件とは異なる。

(3) 三次元流地盤(3D)

Fig. 3.3 に示す三次元流地盤の場合について、 H_c の無次元量 $H_c \gamma_w / T \gamma'$ と矢板の根入れ比 D/T の関係を、実験結果、Prismatic failure の考え方による理論、基準類による算定式(Method (1)-1, (1)-2 及び(4)-1b)から得られた関係を示すと **Fig. 3.10** となる。この場合、Method (2)-1 及び(2)-2 は Method (1)-2 と同じ直線関係となる。また、実験結果による H_y の値は変形開始時水頭差を表す。**Fig. 3.10** から、実験結果は、Prismatic failure の考え方によって精度よく算定できることがわかる。したがって、ここでは、Prismatic failure の考え方による H_c を正解値と考えて考察を進める。**Fig. 3.10** において、基準類算定式による計算値 H_c と Prismatic failure の考え方による H_c の差は、相対的に算定式に含まれる安全率の大きさを表すことになる。三次元流地盤の場合について、計算式に含まれる安全率、設計安全率、及び、実質的な安全率の関係を Method (1)-1, (1)-2 ((2)-1 及び(2)-2) 及び(4)-1b の場合に分けて示すと次のようになる。

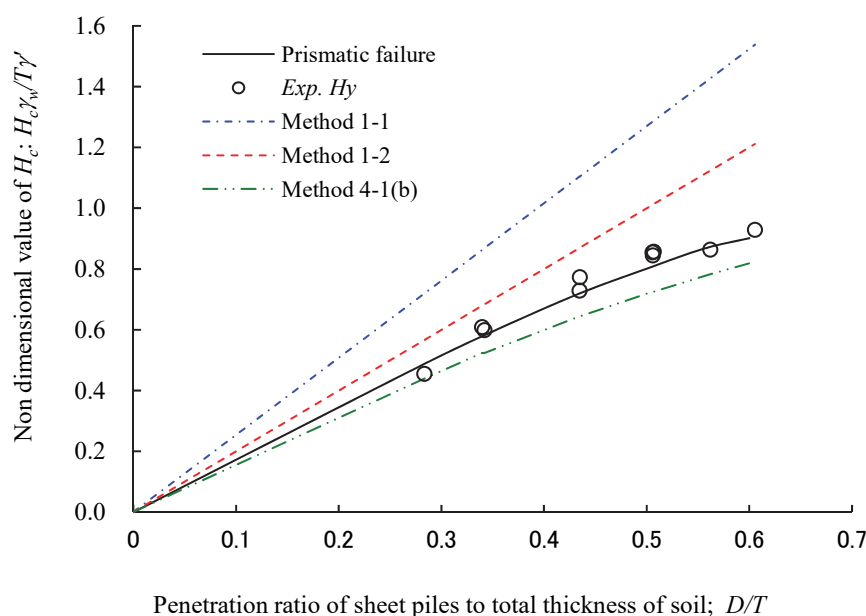


Fig. 3.10 H_c の無次元量 $H_c \gamma_w / T \gamma'$ と矢板の根入れ比 D/T の関係 (3D) (実験, Prismatic failure, 基準類)

① Method (1)-1 の場合

浸透破壊に対して計算式に含まれる安全率 F_s (Formula) は 0.59～0.65 となり 1.0 を下回っている。設計安全率 F_s (Design) を 1.2 とすると、実質の安全率 F_s (True) は 0.70～0.78 となる。表記の値は $D/T = 0.61 \sim 0.28$ に対応する。

② Method (1)-2 ((2)-1, (2)-2) の場合

浸透破壊に対して計算式に含まれる安全率 F_s (Formula) は 0.74～0.84 となり 1.0 を下回っている。設計安全率 F_s (Design) を 1.2 とすると、実質の安全率 F_s (True) は 0.89～0.99 となる。表記の値は $D/T = 0.61 \sim 0.28$ に対応する。

③ Method (4)-1b の場合

浸透破壊に対して計算式に含まれる安全率 F_s (Formula) は 1.07～1.11 となり、設計安全率 F_s (Design) を 1.2 とすると、実質の安全率 F_s (True) は 1.28～1.33 となる。表記の値は $D/T = 0.61 \sim 0.28$ に対応する。

三次元流の場合には、Method (1)-1 及び(1)-2 ((2)-1 及び(2)-2)は、 H_c の値が実際よりも大きく計算され不合理な結果を与えるので、安定解析法として用いない方がよい。また、Method (4)-1b は合理的で正確な値に近い H_c が与えられることがわかる。しかしながら、Method (4)-1b を用いて設計した場合には、特に設計安全率を小さくとると、透水係数の異方性や掘削地盤表面の乱れなど地盤条件や施工条件によっては、浸透破壊安定性に関してぎりぎりの状態または限界を超えた状態になる可能性がある。設計にあたっては実質の安全率について十分注意をする必要がある。

(4) 軸対称流地盤(AXS)

Fig. 3.4 に示す軸対称流地盤の場合について、 H_c の無次元量 $H_c \gamma_w / T \gamma'$ と矢板の根入れ比 D/T の関係を、実験結果、Prismatic failure の考え方による理論、基準類による算定式(Method (1)-1, (1)-2 及び(4)-1c)から得られた関係を示すと Fig. 3.11 となる。この場合、Method (2)-1 及び(2)-2 は Method (1)-2 と同じ直線関係となる。また、実験結果による H_y の値は変形開始時水頭差を表す。Fig. 3.11 から、実験結果は、Prismatic failure の考え方によって精度よく算定できることがわかる。したがって、ここでは、Prismatic failure の考え方による H_c を正解値と考えて考察を進める。Fig. 3.11 において、基準類算定式による計算値と Prismatic failure の考え方による H_c の差は、相対的に算定式に含まれる安全率の大きさを表すことになる。軸対称流地盤の場合について、基準類算定式に含まれる安全率、設計安全率、及び、実質的な安全率の関係を Method (1)-1, (1)-2 ((2)-1 及び(2)-2) 及び(4)-1c の場合に分けて示すと次のようになる。

① Method (1)-1 の場合

浸透破壊に対して計算式に含まれる安全率 F_s (Formula) は 0.54～0.73 となり 1.0 を下回っている。設計安全率 F_s (Design) を 1.2 とすると、実質の安全率 F_s (True) は 0.65～0.87 となる。表記の値は $D/T = 0.60 \sim 0.28$ に対応する。

② Method (1)-2 ((2)-1, (2)-2) の場合

浸透破壊に対して計算式に含まれる安全率 F_s (Formula) は 0.69～0.92 となり 1.0 を下回っている。設計安全率 F_s (Design) を 1.2 とすると、実質の安全率 F_s (True) は 0.83～1.11 となる。表記の値は $D/T = 0.60 \sim 0.28$ に対応する。

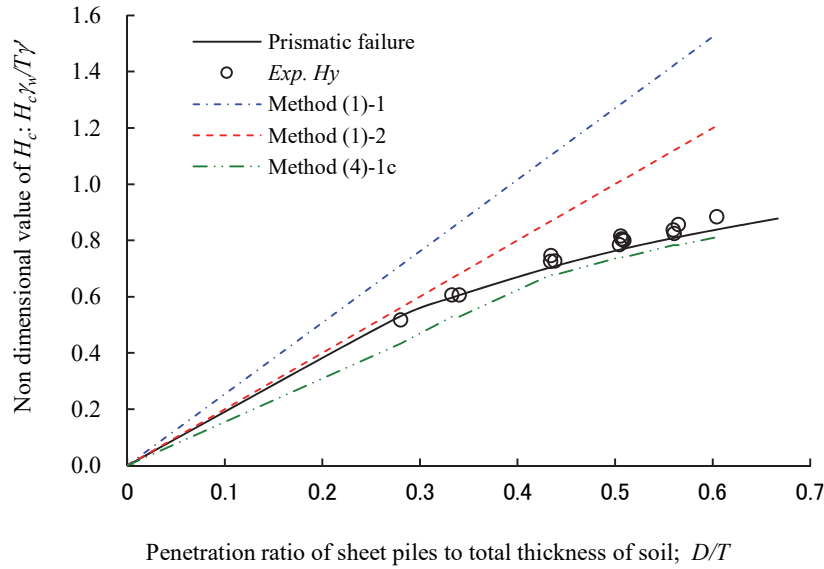


Fig. 3.11 H_c の無次元量 $H_c\gamma_w/T\gamma'$ と矢板の根入れ比 D/T の関係 (AXS) (実験, Prismatic failure, 基準類)

③ Method (4)-1c の場合

浸透破壊に対して算式に含まれる安全率 F_s (Formula) は 1.03～1.20 となり，設計安全率 F_s (Design) を 1.2 とすると，実質の安全率 F_s (True) は 1.24～1.44 となる。表記の値は $D/T = 0.60 \sim 0.28$ に対応する。

軸対称流の場合には，Method (1)-1 及び(1)-2 ((2)-1 及び(2)-2)は， H_c の値が実際よりも大きく計算され不合理な結果を与えるので，安定解析法として用いない方がよい。Method (4)-1c は合理的で正確な値に近い H_c が与えられることがわかる。しかしながら，Method (4)-1c を用いて設計した場合には，特に設計安全率を小さくとると，透水係数の異方性や掘削地盤表面の乱れなど地盤条件や施工条件によっては，浸透破壊安定性に関してぎりぎりの状態または限界を超えた状態になる可能性がある。設計にあたっては実質の安全率について十分注意をする必要がある。

3.5 各種流れ条件における基準類算定式による限界水頭差（掘削あり地盤）

上流側掘削残土の H_c に対する影響を考察するために、2D, 2DC, 3D, 及び, AXS flow の各種流れの条件におけるモデル地盤 ($D = 0.1 \text{ m}$, $T-D = 0.2 \text{ m}$, $d = 0.0 \sim 0.3 \text{ m}$, $B = 2R = 0.4 \text{ m}$, $W = 0.8 \text{ m}$) について、上流側掘削残土 d と限界水頭差 H_c の関係を求めた。(田中ら, 2015; 永井・田中, 2017)

(1) 二次元流地盤 (2D)

Fig. 3.1 に示す二次元地盤 (2D) の場合について、上流側掘削残土 d と pfc 及び基準類算定式で求めた限界水頭差 H_c との関係を **Fig. 3.12** に示す(永井ら, 2014; 田中ら, 2015)。なお, Method (4)-1a は Method (1)-1 と同一である。**Fig. 3.12** において、基準類算定式による限界水頭差と pfc による限界水頭差の差は、基準類算定式に含まれる安全率 F_s (Formula) $\times$ 上流側掘削残土による安全率 F_s (Upstream residual soil d) の大きさを相対的に表すことになる。前述のように pfc によって算出した H_c の値が、実験結果とよく整合し、実際の破壊現象を精度よく再現できるとすると、**Fig. 3.12** において、Method (2)-1 は、 d が 0.15 m より大きいとき、pfc より大きな値を示しており用いるのはよくないといえる。

次に、設計安全率を F_s (Design) = $1.2 \sim 1.5$ とした場合の、2D flow の条件における実質の安全率 : F_s (True) = F_s (Design) $\times F_s$ (Formula) $\times F_s$ (Upstream residual soil d) の値を **Table 3.4** に示す。**Table 3.4** から、二次元地盤について、掘削なし地盤 ($d = 0$) の場合には合理的な値が与えられることがわかる。また、掘削あり地盤の場合には Method (2)-1 を除いて合理的な値が与えられることがわかる。Method (2)-1 については d が大きくなるにつれて安全率が低下し、 d が 0.30 m のときには 1.0 を下回り不合理な結果が得られる。したがって、掘削あり地盤の場合にこの方法を用いるのは危険であるといえる。また、上流側掘削残土を考慮しない Method (1)-1, (1)-2 で設計されると、実質の安全率は $1.4 \sim 2.9$ 程度になることがわかる。

Table 3.4 基準類算定式による実質の安全率 (2D flow)

掘削	d (m)	Method		
		(1)-1	(1)-2	(2)-1
なし	0.00	1.35-1.68	1.71-2.14	1.71-2.14
	0.05	1.46-1.82	1.86-2.32	1.49-1.86
	0.10	1.55-1.94	1.98-2.47	1.32-1.65
あり	0.15	1.63-2.04	2.08-2.60	1.19-1.48
	0.20	1.70-2.13	2.17-2.71	1.08-1.36
	0.25	1.77-2.21	2.25-2.82	1.00-1.25
	0.30	1.83-2.29	2.33-2.92	0.93-1.17

* F_s (True)の値は、 F_s (Design)= $1.2 \sim 1.5$ の場合に対応している。

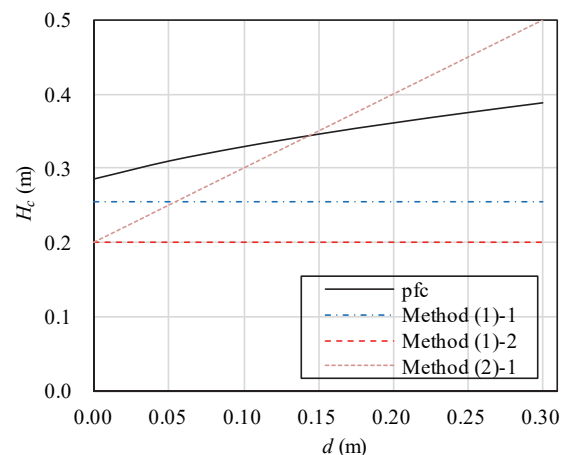


Fig. 3.12 d と H_c の関係 (2D flow)

(2) 二次元集中流地盤 (2DC)

Fig. 3.2 に示す二次元集中流地盤 (2DC) の場合について、上流側掘削残土 d と pfc 及び基準類算定式で求めた限界水頭差 H_c の関係を **Fig. 3.13** に示す。(1)と同様に、**Fig. 3.13** において、Method (2)-1 は、 d が 0.08 m より大きいとき、pfc より大きな値を示しており用いるのはよくないといえる。なお、Method (4)-1 では、2DC flow の条件に対応する式は示されていないので **Fig. 3.13** には示していない (次掲の **Table 3.5** でも同様である)。

Table 3.5 基準類算定式による実質の安全率
(2DC flow)

掘削	d (m)	Method		
		(1)-1	(1)-2	(2)-1
なし	0.00	1.19-1.49	1.52-1.90	1.52-1.90
	0.05	1.28-1.60	1.63-2.04	1.30-1.63
あり	0.10	1.35-1.69	1.72-2.15	1.15-1.43
	0.15	1.41-1.77	1.80-2.25	1.03-1.29
	0.20	1.47-1.84	1.87-2.34	0.94-1.17
	0.25	1.52-1.90	1.94-2.42	0.86-1.08
	0.30	1.57-1.96	2.00-2.50	0.80-1.00

* F_s (True)の値は, F_s (Design)=1.2-1.5 の場合に対応している。

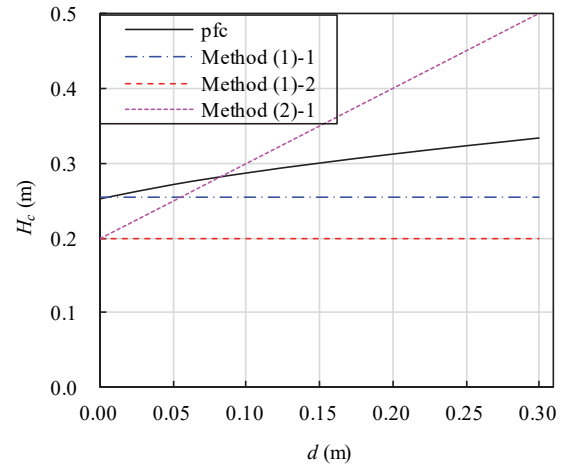


Fig. 3.13 d と H_c の関係 (2DC flow)

次に, 設計安全率を F_s (Design) = 1.2~1.5 とした場合の, 2DC flow の条件下における実質の安全率を **Table 3.5** に示す(永井ら, 2015)。**Table 3.5** から, 二次元集中流地盤について, 掘削なし地盤 ($d = 0$) の場合には合理的な値が与えられることがわかる。また, 掘削あり地盤の場合には Method (2)-1 を除いて合理的な値が与えられることがわかる。Method (2)-1 については d が大きくなるにつれて安全率が低下し, d が 0.20 m のときには 1.0 を下回り不合理な結果が得られる。したがって, 掘削あり地盤の場合にこの方法を用いるのはよくないといえる。また, 上流側掘削残土を考慮しない Method (1)-1, (1)-2 で設計されると, 実質の安全率は 1.2~2.5 程度になることがわかる。また, Method (1)-1 が $d = 0.0$ 付近で pfc とほぼ一致している。しかし, Method (1)-1 では, 二次元集中流の影響が考慮されていないので, この一致は偶然である。

(3) 三次元流地盤 (3D)

Fig. 3.3 に示す三次元流地盤 (3D) の場合について, 上流側掘削残土 d と pfc 及び基準類算定式で求めた限界水頭差 H_c の関係を **Fig. 3.14** に示す。前述と同様に, **Fig. 3.14** において, Method (1)-1, (1)-2, 及び, (2)-1 は, 全ての $d (\geq 0)$ において pfc より大きな値を示しており用いるのはよくないといえる。

次に, 設計安全率を F_s (Design) = 1.2~1.5 とした場合の, 3D flow の条件下における実質の安全率の値を **Table 3.6** に示す。上述のとおり, 三次元流地盤について, 掘削なし及びありにかかわらず, Method (1)-1, (1)-2, (2)-1 は, H_c を実際よりも大きく見積もることになり, 用いるのは危険であ

Table 3.6 基準類算定式による実質の安全率
(3D flow)

掘削	d (m)	Method			
		(1)-1	(1)-2	(2)-1	(4)-1b
なし	0.00	0.82-1.03	1.05-1.31	1.05-1.31	1.33-1.67
	0.05	0.86-1.07	1.09-1.37	0.87-1.09	1.39-1.74
あり	0.10	0.89-1.11	1.13-1.41	0.75-0.94	1.43-1.79
	0.15	0.91-1.13	1.16-1.44	0.66-0.83	1.47-1.84
	0.20	0.93-1.16	1.18-1.48	0.59-0.74	1.50-1.87
	0.25	0.94-1.18	1.20-1.50	0.53-0.67	1.53-1.91
	0.30	0.96-1.20	1.22-1.53	0.49-0.61	1.55-1.94

* F_s (True)の値は, F_s (Design)=1.2-1.5 の場合に対応している。

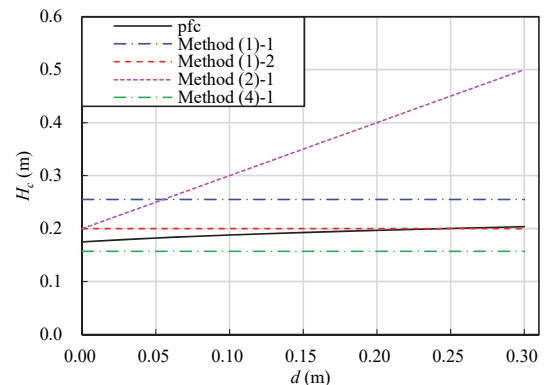


Fig. 3.14 d と H_c の関係 (3D flow)

ることがわかる。Method (4)-1b によると合理的であるが、正確な値に近い限界水頭差 H_c が与えられるので、設計にあたっては十分注意する必要がある。

(4) 軸対称流地盤 (AXS flow)

Fig. 3.4 に示す軸対称流地盤 (AXS) の場合について、上流側掘削残土 d と pfc 及び基準類算定式で求めた限界水頭差 H_c の関係を Fig. 3.15 に示す。前述と同様に、Fig. 3.15 において、Method (1)-1, (1)-2, 及び, (2)-1 は、全ての $d (\geq 0)$ において pfc より大きな値を示しており、用いるのはよくないといえる。

次に、設計安全率を $F_s (\text{Design}) = 1.2 \sim 1.5$ とした場合の、AXS flow の条件下における実質の安全率の値を Table 3.7 に示す。上述と同様に、軸対称流地盤について、掘削なし及びありにかかわらず、Method (1)-1, (1)-2, (2)-1 は、 H_c を実際よりも大きく見積もることになり、用いるのは危険であることがわかる。Method (4)-1b によると合理的であるが、正確な値に近い限界水頭差 H_c が与えられるので、設計にあたっては十分注意する必要がある。

Table 3.7 基準類算定式による実質の安全率
(AXS flow)

掘削	d (m)	Method			
		(1)-1	(1)-2	(2)-1	(4)-1b
なし	0.00	0.86-1.08	1.10-1.37	1.10-1.37	1.27-1.58
	0.05	0.89-1.11	1.13-1.42	0.91-1.13	1.31-1.63
あり	0.10	0.91-1.14	1.16-1.45	0.77-0.97	1.33-1.67
	0.15	0.93-1.16	1.18-1.47	0.67-0.84	1.36-1.70
	0.20	0.94-1.17	1.20-1.49	0.60-0.75	1.38-1.72
	0.25	0.95-1.19	1.21-1.51	0.54-0.67	1.39-1.74
	0.30	0.96-1.20	1.22-1.53	0.49-0.61	1.41-1.76

* $F_s (\text{True})$ の値は、 $F_s (\text{Design}) = 1.2 \sim 1.5$ の場合に対応している。

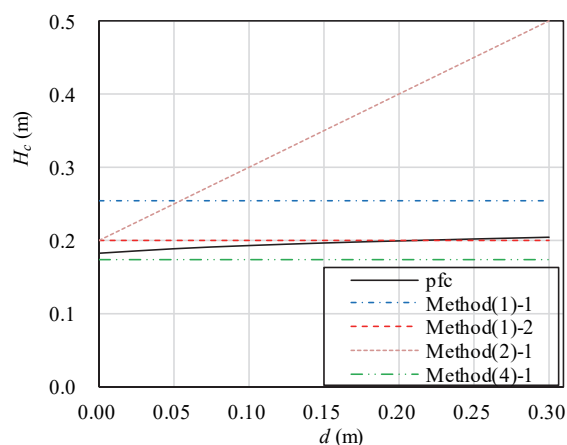


Fig. 3.15 d と H_c の関係 (AXS flow)

3.6 各種流れ条件による限界水頭差の比較

上流側掘削残土 d の限界水頭差 H_c に対する影響を考察するために、各種流れの条件(2D-, 2DC-, 3D-, AXS flow)について、 d と H_c の関係を同時に示すと **Fig. 3.16** のようになる(永井ら, 2015; 永井・田中, 2017)。

まず、**Fig. 3.16** から、 H_c の値は、 d の値にかかわらず、2D, 2DC, 3D (または AXS) の順に小さくなることがわかる。また、**Fig. 3.16** において、 d が変化するときの H_c の値と $d=0$ のときの H_c の値の比は、上流側掘削残土の水頭損失を考慮することによる安全率 F_s (Upstream residual soil d) を表すことになる。このようにして、上流側掘削残土による安全率 F_s (Upstream residual soil d) を求めると、 $d=0.00\sim0.30$ m に対して、2D flow では $1.0\sim1.36$, 2DC flow では $1.0\sim1.32$, 3D flow では $1.0\sim1.16$, AXS flow では $1.0\sim1.11$ となる。これら数値は、上流側掘削残土の H_c に関する影響の大きさを表すものである。したがって、流れの条件に対する上流側掘削残土 d の限界水頭差 H_c に対する効果は、2D が最も大きく、2DC, 3D, AXS と小さくなり、3D と AXS は概ね同等であるといえる。

これは、流れの条件が 2D, 2DC, 3D (または AXS) になるにしたがって浸透流が下流側へ集中し、下流側地盤での水頭損失が上流側地盤よりも大きくなり、上流側掘削残土の影響が小さくなるためであると考えられる。このように、上流側掘削残土の影響は比較的大きいことがわかる。各種流れの条件に応じて H_c を算出し、 d の効果を考慮することにより、より合理的かつ経済性に配慮した設計が可能になると考えられる。

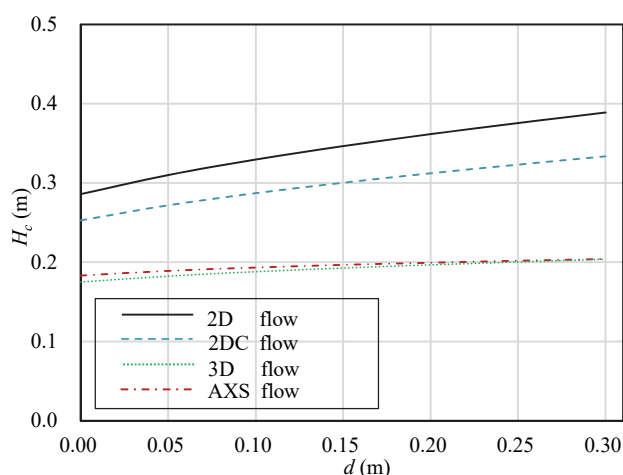


Fig. 3.16 各流れの条件による H_c と d の関係

3.7 まとめ

ここでは、浸透破壊に対する安定性評価手法として、43 件の基準類について文献を収集し、解析及び考察を行った結果、次の結論を得た。

- (1) 「実質的な安全率 $F_s(\text{True})$ 」は、掘削なし地盤の場合、「基準類算定式に含まれる安全率」と「設計安全率」を掛け合わせたものとなる。掘削あり地盤の場合、これに「上流側掘削残土による安全率」が掛け合わされ、 $F_s(\text{True}) = F_s(\text{Formula}) \times F_s(\text{Design}) \times F_s(\text{Upstream residual soil } d)$ となる。
- (2) 各種基準類算定式を、その基礎となる考え方に基づいて、次の 6 つのカテゴリーに分類し、その特性と最近の動向について明らかにした。

- (1)法 Terzaghi の方法に基づくもの((1)-1 法, (1)-2 法)
- (2)法 限界動水勾配によるもの((2)-1 法, (2)-2 法)
- (3)法 クリープ比によるもの((3)-1 法, (3)-2 法)
- (4)法 Terzaghi の方法と FEM 浸透流解析に基づくもの((4)-1 法, (4)-2 法)
- (5)法 Harza または Kochina の方法によるもの((5)-1 法)
- (6)法 Prismatic failure の考え方に基づくもの((6)-1 法)

ここで、(1), (2), (4)-(6)法はボーリングに関する安定解析法、(3)法はパイピングに関する安定解析法である。また、(1)-(3)法は 2D flow に対応するものであり、(4), (6)法は 2D, 2DC, 3D または AXS flow に対応しようとするものである。

- (3) 基準類算定式では、時代(改訂)とともに実質の安全率が小さくなっている。
- (4) 掘削なし地盤において各種基準類算定式は、概ね合理的な結果を与えるものの、流れの条件によって、浸透破壊安定性に関して危険もしくは不経済となる可能性がある。
 - ① Method (1)-1 及び(1)-2 ((2)-1 及び(2)-2)は、2D flow の場合は、合理的な結果を与える。
 - ② Method (1)-1 及び(1)-2 ((2)-1 及び(2)-2)は、2DC flow, 3D flow 及び AXS flow の場合には、不合理な結果を与えるので、安定解析法として用いない方がよい。
 - ③ Method (4)-1b は、3D flow 及び AXS flow の場合に、合理的な結果を与える。
- (5) 掘削あり地盤において各種基準類算定式は、概ね合理的な結果を与えるものの、上流側掘削残土の影響について無視されることが多く、流れの条件によって浸透破壊安定性に関して危険もしくは不経済となる可能性がある。
 - ① 2D flow については、掘削なし地盤ではいずれの方法を用いても合理的な結果を与えるが、掘削地盤では Method (2)-1 を用いない方がよい。
 - ② 2DC flow については、掘削地盤では Method (2)-1 を用いない方がよい。
 - ③ 3D flow 及び AXS flow については、Method (1),(2)を用いず、Method (4)-1 を用いるのがよい。
- (6) (4),(5)において、3D flow, AXS flow については、Method (4)-1 を用いるのがよいという結果になったが、これらの方法により設計した場合には、設計安全率を小さくとると、透水係数の異方性や掘削地盤表面の乱れなど現場の地盤条件や施工条件によっては、浸透破壊安定性に関してぎりぎりの状態または限界を超えた状態になる可能性がある。設計にあたっては実質の安全率について十分注意をする必要がある。
- (7) 「上流側掘削残土による安全率」の大きさについて明らかにし、上流側掘削残土の影響が比較的大きいことがわかった。また流れの条件に対する上流側掘削残土 d の限界水頭差 H_c に対する効果は、2D が最も大きく、2DC, 3D, AXS と小さくなり、3D と AXS は概ね同等である。

参考文献

- Bligh, W.G. (1910) : Practical design of irrigation works, second edition, Constable, Edinburgh.
- Canadian Geotechnical Society ed. (1992) : Canadian Geotechnical Engineering Manual: Chapter 28 Control of Groundwater, Canadian Geotechnical Society, pp.421-427.
- 深い掘削土留工設計指針研究会編 (1993) : 深い掘削土留工設計法, 日本鉄道技術協会.
- 深い掘削土留工設計指針研究会編 (2000) : 深い掘削土留工設計法, 第 4 版, 日本鉄道技術協会, pp.1-2, 70-75.
- 地下鉄技術協議会編 (1974) : 仮設構造物設計指針(案).
- 土木学会編 (1977) : 開削トンネル指針, 土木学会, pp.49-50, 88-89.
- 土木学会編 (1986) : トンネル標準示方書〔開削編〕・同解説 第 2 版, 土木学会, pp.57-58, 88-96.
- 土木学会編 (1996) : トンネル標準示方書(開削工法編) 平成 8 年版・同解説, 土木学会, p.1, pp.119-128.
- 土木学会編 (2006) : トンネル標準示方書〔開削工法〕・同解説, 土木学会, pp.145-150.
- 土木学会編 (2000) : 仮設構造物の計画と施工[平成 12 年版], 土木学会, pp.127-129.
- 土木学会編 (2010) : 仮設構造物の計画と施工 [2010 年改訂版], 土木学会, pp.130-137.
- Harza, L.F. (1935) : Uplift and seepage under dams on sand, Trans. of ASCE, No.100, pp.1352-1406.
- 阪神高速道路株式会社編 (2008) : 開削トンネル設計指針, 阪神高速道路株式会社, pp.3- 1-2, 3-64-78.
- 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社編 (2013) : 設計要領第二集 橋梁建設編, 第 8 版, 高速道路総合技術研究所, p.12-1, pp.12- 58-61.
- 地盤工学会編 (1994) : 根切り工事と地下水ー調査・設計から施工までー, 地盤工学会, pp.143-170.
- 河上房義 (1956) : 土質力学(初版), 森北出版, pp.168-170.
- 建設大臣官房技術調査室監修, 日本建設情報総合センター企画 (1997) : 土木工事仮設計画ガイドブック(I) ー計画から積算条件整備までー, 全日本建設技術協会, pp.78-81.
- 建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室編 (1982) : 掘削土留め工設計指針(案), 土木研究所資料第 1816 号, pp.1-75.
- 近畿地方整備局編 (2012) : 設計便覧(案) 第 1 編土木工事共通編, 近畿地方整備局, pp.2- 2-8, 2-40-45.
- Polubarinova-Kochina, P.Ya. (1962) : Theory of Groundwater Movement, Translated from the Russian by J.M.R. de Wiest Princeton University Press, Princeton, pp.85-88.
- 国土交通省 (2001) : 大深度地下使用技術指針・同解説, 国土交通省 都市・地域整備局企画課 大深度地下利用企画室, pp.12-16, 参考 3- 1-8.
- 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編 (2001) : 鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル 付属資料 : 掘削土留め工の設計, 付属資料 : 掘削土留め工の設計, 丸善, pp.143-144, 200-211, 369-375.
- 国土交通省北陸地方整備局編 (1999) : 土木工事仮設マニュアル, 国土交通省北陸地方整備局, pp.80-91.
- 国鉄東京第一工事局編 (1971) : 土木関係「仮設構造物設計要領その I (案)」, 国鉄東京第一工事局.

- 九州地方整備局編 (2011): 土木工事設計要領 第1編共通編, 九州地方整備局, pp.共 2- 52-55.
- Lane, E.W. (1935): Security from under-seepage masonry dams on earth foundations, Trans. of ASCE, No100, pp.1235-1351.
- 三浦均也, 今福 守, 高治一彦, 古川美典 (1992): 橋梁下部仮締め切り工のボーリングによる破壊事例, 第27回土質工学研究発表会講演論文集, pp.2009-2012.
- Miura, K., Supachawarote, C. & Ikeda, K. (2000): Estimation of three dimensional seepage force inside cofferdam regarding boiling type of failure, Proceedings of the Geotech –Year 2000, Developments in Geotechnical Engineering: pp.371-380.
- 永井 茂, 田中 勉 (2017): 矢板締め切り地盤における上流側掘削残土の浸透破壊安定性に対する効果, 地下水学会誌, 投稿中.
- 永井 茂, 田中 勉, 廣瀬哲夫 (2014): 二次元単列矢板地盤における各種基準類による浸透破壊安全率の算定, 平成 26 年度農業農村工学会 第 71 回京都支部講演会講演要旨集 5-03, pp.158-159.
- 永井 茂, 田中 勉, 舘村 立, 齋藤 寛 (2015): 矢板締め切り地盤における基準類算定式による浸透破壊安全率と上流側掘削残土の影響, 平成 27 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集, pp.826-827.
- NEXCO 中央研究所編 (2006): 設計要領第二集 橋梁建設編, NEXCO 中央研究所.
- 日本道路協会編 (1992): 駐車場設計・施工指針, 日本道路協会, pp.241-247.
- 日本道路協会編 (1977): 道路土工 一擁壁・カルバート・仮設構造物工指針 初版, 日本道路協会, pp.164-166, 199-210.
- 日本道路協会編 (1987): 道路土工 一擁壁・カルバート・仮設構造物工指針 改訂版, 日本道路協会, pp.198-200, 233-247.
- 日本道路協会編 (1999): 道路土工 一仮設構造物工指針, 日本道路協会, pp.1-2, 76-87.
- 日本道路協会編 (1986): 共同溝設計指針, 日本道路協会, pp.129-135.
- 日本道路公団編 (1990): 設計要領第二集 第6編 [III] 仮設構造物, 日本道路公団, pp.6- 200-201.
- 日本ガス協会編 (1981): LNG 地下式貯槽指針, 日本ガス協会, p.114.
- 日本ガス協会編 (2012): LNG 地下式貯槽指針 一次改訂版, 日本ガス協会, pp.138-139.
- 日本建設情報総合センター編 (2011): 土木工事仮設計画ガイドブック(I) 一計画から積算条件整備まで, 改訂第2版, 全日本建設技術協会, p.2, pp.87-92.
- 日本建築学会編 (1988): 山留め設計施工指針 第2版, 日本建築学会, pp.250-256.
- 日本建築学会編 (2002): 山留め設計施工指針 第3版, 日本建築学会, p.1, pp.196-210.
- 日本トンネル技術協会編 (1982): 地中送電用深部立坑・洞道の調査, 設計, 施工, 計測指針, 日本トンネル技術協会, pp.156-158.
- 農業土木学会編 (1979): 土地改良設計基準 設計頭首工, 農林水産省構造改善局, pp.51-58.
- 農林水産省農村振興局監修 (2001): 土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」基準書 技術書, 農業土木学会, pp.373-374.
- 農林水産省農村振興局監修 (2009): 土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「頭首工」基準, 基準の運用, 基準及び運用の解説, 技術書, 農業農村工学会, pp.209-227.
- 先端建設技術センター編 (1994): 大深度土留め設計・施工指針(案), 先端建設技術センター, pp.1-2, 60-71.

- 首都高速道路公団編 (1972)：仮設構造物設計規準，首都高速道路公団.
- 首都高速道路厚生会編 (1990)：首都高速道路 仮設構造物設計基準，首都高速道路厚生会.
- 首都高速道路公団編 (2003)：仮設構造物設計要領，首都高速道路公団, pp.1-2, 60-70.
- 首都高速道路株式会社編 (2007)：仮設構造物設計要領，首都高速道路株式会社, pp.1-2, 63-73.
- 田中 勉 (1996)：上昇浸透流を受ける矢板背後地盤の浸透破壊－Prismatic failure の概念と解析結果－，農業土木学会論文集，第 186 号, pp.969-979 (第 64 巻, 第 6 号, pp.77-87).
- Tanaka, T., Kusaka T., Nagai S., and Hirose D. (2009) : Characteristics of Seepage Failure of Soil under Various Flow Conditions Proceedings of the 19th International Offshore and Polar Engineering Conference & Exhibition 2009 (ISOPE-2009), pp.90-94.
- 田中 勉, 永井 茂, 廣瀬哲夫, 三木昂史 (2015)：各種基準類における地盤浸透破壊に対する安全率算定方法と考え方，神戸大学都市安全研究センター研究報告，第十九号, pp.284-307.
- Tanaka, T., Toyokuni, E. and Ozaki, E.(1996) : Prismatic failure –A new method of calculating stability against boiling of sand within a cofferdam, Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, pp.219-224.
- Tanaka, T. and A. Verruijt (1999) : Seepage failure of sand behind sheet piles –The mechanism and practical approach to analyze–, Soils and Foundations "Underground Construction in Soft Ground", Vol.39, No.3, pp.27-35.
- 田中 勉, 山本拓児, 永井 茂, 三木昂史, 参鍋漱祐, 笠松晃次, 井上一哉 (2015)：地盤の浸透破壊に対する安定性－地盤の諸条件が限界水頭差に及ぼす影響－,平成 27 年度農業土木学会大会講演会講演要旨集, pp.824-825.
- 鉄道総合技術研究所編 (1987)：掘削土留工設計指針，鉄道総合技術研究所.
- Terzaghi, K. and Peck, R.B.(1948) : Soil Mechanics in Engineering Practice, 1st ed., John Wiley and Sons, New York, pp.502-503, pp.510-512 (566p).
- 全国土木施工管理技士会連合会編 (2007)：仮設構造物の設計と施工【土留め工】，全国土木施工管理技士会連合会, pp.95-106.

第4章 浸透破壊トラブル等事例の集積と解析

地下水位の高い地点における締切り工事においては、種々の基準類によって、地盤の浸透破壊に対する安定性に対する設計を行ったうえで施工され、これまでほぼ良好な結果となっている。しかし、一方で基準類に基づいて綿密に設計された現場において、浸透破壊トラブル事例が発生している。トラブル事例の解析は、浸透破壊理論の進展に寄与するものと考えられるが、報告されているものは多いとは言えない。報告されているものについても、解析が可能となる情報が含まれているものは大変少ない。これは、破壊が起こると担当者は現場対応に追われること等により詳細なデータが報告されないためであると考えられ、貴重な破壊の前例が後々に生かされないケースが多い。

本章では、実際の現場において生じた浸透破壊トラブル事例の集積と解析を行う。ここではまず、浸透破壊トラブル事例について、幅広く事例の収集を行い、詳細なデータ等が入手可能なものについては、浸透流解析及び浸透破壊に対する安定解析を、それ以外でトラブル要因の把握が可能なものについては、文献の詳細分析を行い、浸透破壊安定性へ影響を及ぼす要因を明らかにする。そして、要因毎に設計・施工時に留意すべき内容についてとりまとめるとともに、その要因が浸透破壊安定性にどのくらい影響を及ぼしているのかについても、解析・考察を行う。

4.1 浸透破壊トラブル等事例の集積

(1) トラブル事例の収集

浸透破壊トラブル事例において、詳細な解析がなされたものは、報告数がたいへん少ない。その理由として、① 近年では事例研究の学術的重要性が徐々に認識されてきたものの、過去においては、その重要性の認識が不十分であったこと、② トラブルが発生した場合に、現場の技術者が対処に追われ、現場状況の記録が不十分であったり、記録をまとめる余裕がなかったりなどの理由で公表ができなかったこと、③ トラブル事例の公表が、施主もしくは施工業者などの意向で控えられたこと、などが考えられる。浸透破壊現象については、研究が進み、その機構の解明が進んできたが、それらの知見を踏まえて設計された場合においても、未だトラブルを生じるケースがあり、未解明な点があると考えられる。

ここでは、次の方法により事例収集を行う。まず、近年になってとりまとめが行われるようになったトラブル事例集がある。トラブル事例集においては、解析に有用である詳細な地盤工学的なデータが省略されているケースも多いが、トラブル要因が簡潔にまとめられているので活用が可能である。次に、学術雑誌や論文集がある。これらについては、詳細なデータが記載されているケースも多く、学術的な考察が加えられているものもある。しかし、公表数が少なく、キーワードも様々で検索も難しいため、収集はかなり困難である。次に、技術誌や技報がある。大きなトラブル事例の場合は、たいていこれらに記載されている。小さなトラブルについても、特集などでまとめられていることがある。ただし、事例によって、詳細データが記載され学術的な考察がなされているケースもあれば、現象の紹介のみで詳細データが記載されないケースもある。その他、地盤工学分野の書籍などにおいてケーススタディとして掲載されているものや、演習事例としてとりあげられているものがある。

ここでは、これらの文献を対象として、浸透破壊に関連するトラブル事例等について、主に1980年以降のもの300事例を収集した。この中から、2.1節で述べた浸透破壊形態に合致するも

ののうち、詳細な資料が得られた 11 事例について浸透流解析及び浸透破壊に対する安定解析を行った。その結果に別途解析が行われた 5 事例を加えた 16 事例について、浸透破壊に対する安定性へ影響を及ぼす要因やその影響の大きさなどを明らかにするとともに、比較的記述が明確でトラブル要因の把握(推定)が可能な 51 事例について、浸透破壊要因及び対策方法を明らかにする。

(2) トラブル形態

取り上げた 16+51=67 事例について、トラブルの形態及び進行過程について考える。まずトラブルの形態について考える。Table 4.1 に 67 事例の破壊形態を示す。Table 4.1 より、今回とりあげた事例ではパイピングが多いことがわかる。土質との関係でみると、ボイリングは、砂及び砂礫地盤などの透水性の地盤において多く発生している。また、盤ぶくれは、透水性地盤の上にあるシルトや粘土などの難透水性の地盤において多く発生している。パイピングは、透水性地盤で生じるケースが多いが、難透水性地盤で生じるケースもある。これは、ボイリングや盤ぶくれが、それぞれ主に透水性地盤や難透水性地盤で生じる全体的な現象であるのに対し、パイピングが、透水性や難透水性地盤における局所的な現象として発生するケースが多いためであると考えられる。さらに、パイピングからボイリングに至ったものや、パイピングから盤ぶくれに至ったものもあった。これは、局所的な現象であるパイピング現象が、全体的な破壊形態であるボイリングや盤ぶくれへ発展することを意味している。

Table 4.1 破壊形態 (67 事例)

	ボイリング	パイピング	盤ぶくれ
事例数	31	34	6
掘削地盤の種類	主に透水性地盤	透水性地盤 難透水性地盤	主に難透水性地盤

* 事例数計は、1 事例で複数の形態を示したものがあるため、表中の事例数の合計と一致しない。

次に、トラブルが進行する過程について考える(永井・田中, 2016; 永井ら, 2016a)。各トラブル事例によると、異常が発見されてから数時間で破壊した場合、一定期間 (数日～数週間以上) にわたって土粒子が移動し付近の構造物へ影響を及ぼした場合、1 年以上経過してから破壊に至った場合など、土粒子の移動が開始してから破壊に至るまでの時間は、比較的短いものから長いものまで幅広く存在する。その間、いずれの場合も土粒子の移動は継続しており、それが原因で浸透水の濁りや流量の増大、矢板の変位などにより各種計測値が異常値を示すといった前兆現象が起こる。このため、現場における状況の変化をよく観察し、状況に応じて即座かつ適切に対応することが肝要である。

4.2 事例解析

本節では、浸透流解析、浸透破壊に対する安定解析を行った 11 事例について、その概要と解析結果を述べる。

4.2.1 I 川橋梁橋台構築時におけるパイピング発生事例

本項の内容は、(田中・尾崎, 1991; 田中ら, 1992; 田中・尾崎, 1993; Tanaka et al., 1994; 田中ら, 2006a; Hirose et al., 2006; 永井ら, 2015; 永井ら, 2016b) に基づく。

(1) 事例の概要(田中・尾崎, 1991; 田中・尾崎, 1993)

本地点は、琵琶湖南部に広がる沖積平野の一面にあたる(**Fig. 4.1**)。 **Fig. 4.2** に示すように、本橋台は逆 T 式鉄筋コンクリート構造で左右岸にあり、幅員が長いため上下流 2 基に分割されている。設計前に行われたボーリング調査によると、橋台底版付近には砂礫層が現れるという予定であった。この場合、掘削地盤はほぼ砂礫の均一地盤となり、ボーリングに対する安定性はこの条件に対して設計された。橋台基礎地盤の掘削及び橋台の構築は、鋼矢板(Ⅲ型)を用いた自立式土留工による半川締切りにより左岸側から行われた。橋台底面付近において、上流側は設計前に行われたボーリング結果のとおりよく締まった砂礫が現れ問題なかった。一方、下流側は設計前に行われたボーリング結果と全く異なる砂質シルトが砂礫層の上に現れ、水替え掘削時にパイピングが生じ、橋台が沈下した。

橋台前面の護岸工事の途中であったが、水替えを止め、矢板囲い内の水位が自然水位に戻され、橋台の沈下は停止した。左岸下流側護岸工事の再開に先立ち基礎地盤の砂質シルト部分に薬液注入を行い、地盤を固結した。

次に、右岸側橋台の建設が行われたがボーリング結果のとおり砂礫が現れ問題がなかった。その後、水替えによって、左岸側橋梁部護岸工事及び左岸下流側取付け護岸工事が行われたが、橋台の沈下は発生していないことから、薬液注入の効果が発揮されたものと考えられる。このように現場付近は、5 m 程度離れただけで急激に地質が変化しており、本事例は地盤掘削時の地質調査の難しさを表す一例である。

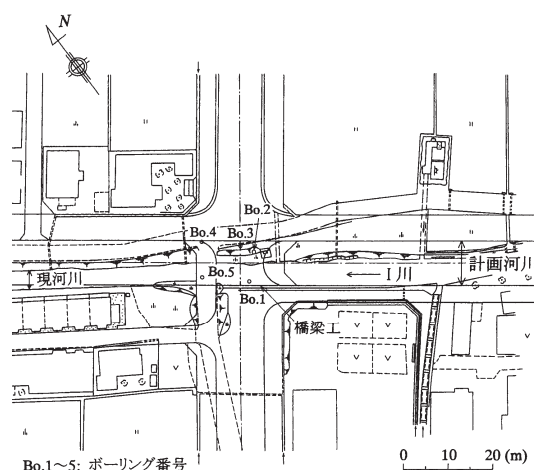


Fig. 4.1 橋梁工平面図 (田中・尾崎, 1993)

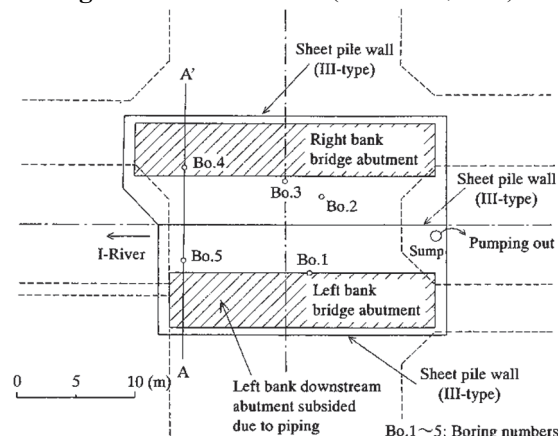


Fig. 4.2 仮設鋼矢板位置図 (田中・尾崎, 1993)

(2) 基準類算定式による安全率

本事例について基準類算定式を用いて安全率の算定を行う。算定にあたり地盤のモデル化が行われた(**Fig. 4.3**)。地層は傾斜していると考えられるが、締切り矢板外側地盤のボーリング調査が実施されていないので地層のつながりが明確ではない。したがって、ここでは地層は水平であると仮定した。地盤は層状堆積地盤からなっており、砂礫地盤の上部に透水係数の小さな砂質シルト層が載っている。地盤構成材料の物理的性質を **Table 4.2** に示す。地下水位に関しては、パイ

ピングを起こしたときの値は測定されておらず不明である。想定しうる地下水位の中で最も高い値である河川水位が、締切り矢板外側地盤内の地下水位と仮定された(Fig. 4.3)。

浸透破壊安全率の算定は、設計時に予想された地盤(砂礫層のみ)である場合と、砂質シルトと砂礫層の単位体積重量を Table 4.2 に示す値の平均値と設定し一層(均質)と仮定した場合について行った。その結果を Table 4.3 に示す。Table 4.3 によると、掘削形状を考慮した(4)-1 法の三次元及び軸対称条件における安全率が最も小さくなるが、基準類算定式で採用されている安全率の基準値 1.20~1.50 (田中ら, 2015) を大きく上回り、地盤は浸透破壊に対して十分安定であるという結果となる。本事例は、1987 年の施工であり、設計では(1)-2 法による値が用いられた。しかし、実際には砂礫層の上部に砂質シルト層が現れた。層状地盤の浸透破壊問題においては、特に上部に透水係数の小さな層があると、一層(均質)の仮定が危険となる場合があることが指摘されている(田中・長谷川, 1981)。上部に透水係数の小さな層があると、水頭損失が主に上層で起こり、上層の土粒子に上向きに働く浸透力が大きくなる。したがって、このような地盤を一層(均質)と仮定してボーリングに対して検討した場合、限界水頭差の点から見て危険となると考えられる。ここで、二層系地盤の安定性評価を行うことができる方法として建設省土木研究所(1982)の方法がある。この方法によると安全率は 2.60 となり(田中・尾崎, 1993)、一層系地盤と仮定した場合と比較して安全率は小さくなり、より実地的な値を示している。このように、基準類によると地盤は浸透破壊に対して十分安全であるという結果となる。しかし、実際には、橋台の構築により浸透破壊を起こしたことから原因を究明すべく詳しい考察が必要である。そこで、問題の地盤を二層系と考え浸透流解析及び浸透破壊に対する安定解析を行う。

(3) 浸透流解析

浸透流況を明らかにするため FEM 浸透流解析を行った。ここでは、長手方向に 1/2 の領域を考えた。左右側面境界は、解析領域が浸透流の解析結果へ影響を及ぼさないよう、井戸の影響圏半径の考え方(土質工学ハンドブック改訂編集委員会, 1982)に基づいて、掘削地盤の中心線から掘削幅の約 6 倍の位置にとった(永井・田中, 2016b)。下部不透水性境界の位置は報告されていない。不透水性境界の位置が明確でない場合、計算流量の精度の点から、現地盤表面から掘削幅と等しい値の深度に仮想不透水性境界を設けて考えればよいと報告されている(山村・鈴木, 1977)。この考え方に基づき、地下水位から掘削幅の 2 倍の深度に仮想不透水層を設けた。また、矢板囲い外側の左右地盤内の地下水位を固定とし、地盤の左右側面境界において全水頭を一定とした。

二次元複列矢板、三次元条件に関して、橋台構築前後の状態における浸透流解析を実施し、鉛

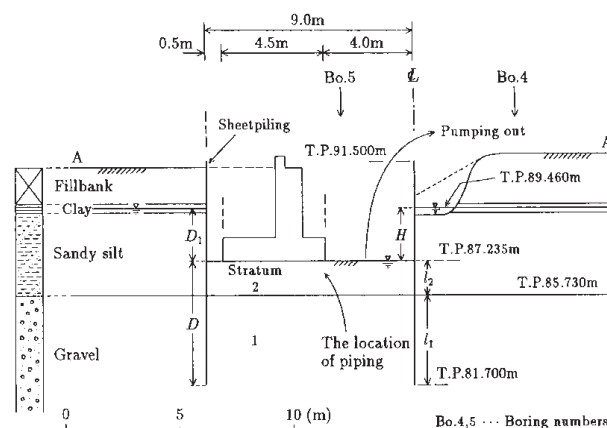


Fig. 4.3 地盤のモデル化(左岸側構築時)(田中・尾崎, 1993)

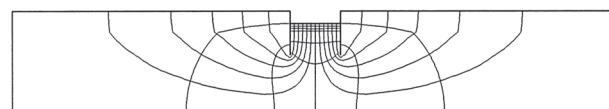
Table 4.2 地盤試料の物理的性質(田中・尾崎, 1993)

	砂質シルト	砂礫
比重	2.659	2.657
均等係数	7.02	21.8
平均粒径 (mm)	0.219	3.87
最大間隙比	1.09	—
最小間隙比	0.561	—
透水係数 (m/s)	0.463×10^{-4}	2.82×10^{-4}
土の水中単位体積重量 (kN/m ³)	9.16	11.5

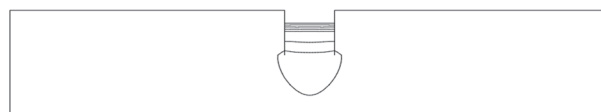
Table 4.3 基準類算定式による安全率(永井ら, 2016b)

方法	(1)-2	(2)-1	(4)-1 (2Dは(1)-1法と同じ)		
流れの条件	2D	2D	2D	3D	AXS
砂礫層	5.82	6.99	7.39	4.13	4.11
砂質シルトと砂礫層	5.50	6.61	6.99	3.91	3.89

直断面において得られた等ポテンシャル線分布をそれぞれ **Figs. 4.4, 4.5** に示す。ここでは、橋台底版の底面を不透水性境界面として取り扱った。**Fig. 4.4** から、二次元複列矢板及び三次元のどちらの条件でも、矢板内の上層砂質シルト層で等ポテンシャル線の間隔が狭くなっており、その間隔は三次元の方がより狭いこと、また、**Fig. 4.5** から、橋台構築後は構築前と比べて橋台つま先付近でその間隔がさらに狭くなり浸透流が集中していることがわかる。

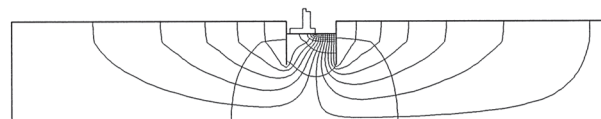


(a) 二次元複列矢板条件（流線網）

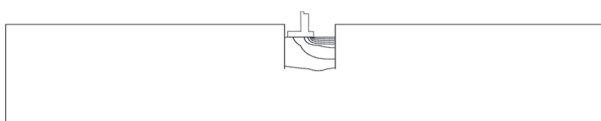


(b) 三次元条件（等ポテンシャル線分布）

Fig. 4.4 浸透流況（左岸側構築前）(永井ら, 2016b)



(a) 二次元複列矢板条件（流線網）



(b) 三次元条件（等ポテンシャル線分布）

Fig. 4.5 浸透流況（左岸側構築後）(永井ら, 2016b)

(4) 安定解析

pfc-2D (田中, 1996; Tanaka et al., 1996; Tanaka and Verruijt, 1999)及び pfc-3D (田中ら, 2012; Tanaka et al., 2013)を用いて、各種流れ条件における浸透破壊に対する安定解析を行った。得られた結果を **Table 4.4** に示す。**Table 4.4** から、橋台構築前の状態では、各条件ともに基準類算定式で採用されている

Table 4.4 浸透破壊に対する安全率(永井ら, 2016b)

流れの条件	橋台構築前	橋台構築後
二次元複列矢板条件	1.30	0.88
三次元条件	1.21	0.40

安全率の基準値 1.20~1.50 (田中ら, 2015) の下限値を超えているものの、浸透破壊に対して限界に近い状態にあり、安定性が十分に確保されているとはいえない。橋台構築後においては、各条件とも安全率が 1.00 よりもかなり小さくなる。先述したように仮締切り矢板の外側地盤の地下水位を最も危険側に見積もっているため、実際には安全率はもう少し大きい値になると想定されるが、橋台構築後には浸透破壊に対して限界を超えた状態になると考えられる。また、各種流れの条件について安全率の値を見ると、橋台構築前後とも、三次元の方が二次元複列矢板条件よりも大きく低下しており、橋台構築後においては 1/2 以下となっている。

このように、設計時に想定されていなかった上層砂質シルト地盤が、橋台底版の底面まで掘削した時点において、すでに三次元的な浸透流の集中の影響により浸透破壊に対して限界に近い状態にあったことがわかる。そこへ橋台を構築することにより浸透流に偏流が生じ、橋台つま先部分に浸透流がさらに集中し、浸透破壊が生じたと考えられる。

(5) まとめ

仮締切り矢板背後の掘削地盤上に橋台を構築したときにパイピングが発生した。本地盤に関して、有限要素法による浸透流解析及び浸透破壊に対する安定解析を行い、次のような結論を得た。

- ① 橋台を構築することに伴い地盤中の浸透流に流況の変化が生じ、浸透破壊に対して危険となる場合がある。このため、構造物を構築していない状態だけでなく構造物を構築した状態における安定性を検討する必要がある。
- ② 三次元的な浸透流の集中によって浸透破壊安定性が大きく低下することが明らかとなり、三次元解析により安定性を評価する必要があることがわかった。
- ③ 「想定外の地層の出現」「橋台構築による三次元的な浸透流の集中」が浸透破壊の直接の原因であると結論づけられる。

4.2.2 Ashley Dam の浸透破壊事例(田中・永井, 1997a)

(1) Ashley Dam の概要

Ashley Dam (Terzaghi and Peck, 1948; Terzaghi et al., 1996; Engineering News, 1909) は, Massachusetts 州 Pittsfield に位置するダムで, 概略図を Fig. 4.6 に示す。地盤は, 不透水性岩盤上に堆積した粘土を含む細砂 (均質な非粘着性の土) で構成されていた。この構造物は, スラブバットレス式ダムで, 深さ 2.74 m の上流側止水壁と, 深さ 2.13 m の下流側止水壁を有する鉄筋コンクリート底板の上に設けられていた。破壊は, 上流側水位が

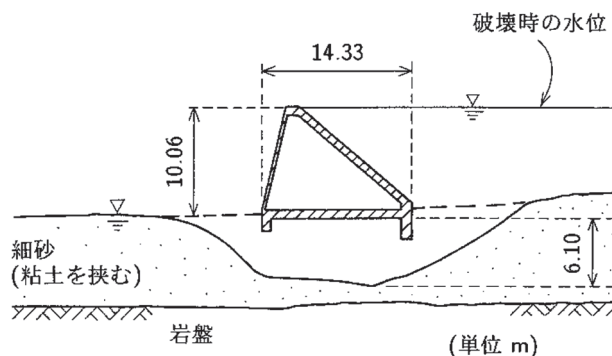


Fig. 4.6 Ashley Dam の概略図 (田中・永井, 1997a)

10.06 m になったときに, 突然水がダムの底をくぐって奔流して起こり, 破壊後は図のように地盤に長さ 15.85 m, 深さ 6.10 m (最深部) の空洞を生じ構造物はその上に架け渡された形になった。

本事例に関して, 破壊の原因を明らかにすべく, FEM 浸透流解析及び浸透破壊に対する安定解析を行い, 地盤中の浸透流況及び地盤の浸透破壊に対する安定性について考察を行う。

(2) 浸透流解析

浸透流況を明らかにするため FEM 浸透流解析を行った。

① 地盤のモデル化

FEM 浸透流解析を行うにあたり, 以下に述べるように地盤のモデル化を行った。地盤は, 均質な非粘着性細粒土からなっており, ダム堤体近傍では表面がほぼ水平である。しかし, 地盤構成細粒土の物理的性質は明らかにされていないので, ここでは地盤の透水係数 k を $1.00 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ として解析を行った。上流側の水位については破壊が起こったとされる水位 (地表面上 10.06 m) とし, 下流側水位については地盤表面高と同じ高さであるとした。

② 浸透流の解析領域

左右側面境界は, 実際には無限であると考えられるが, 有限要素解析を行うときには, 範囲を限定しなければならない。ここでは, 解析領域を構造物底辺長 (14.33 m) の約 2~6 倍に変化させて解析を行った結果(田中・永井, 1997a), 構造物の底辺長の約 4~5 倍以上とればよいと考えられた。以下ではさらに余裕をもって構造物の底辺長の約 6 倍の領域について解析を行った。

③ 浸透流の解析結果

Figs. 4.7, 4.8 に, このときの流線ベクトル図, 流線網を示す。Figs. 4.7, 4.8 からわかるように, 下流側地盤表面付近に大きな上昇浸透流が見られる。

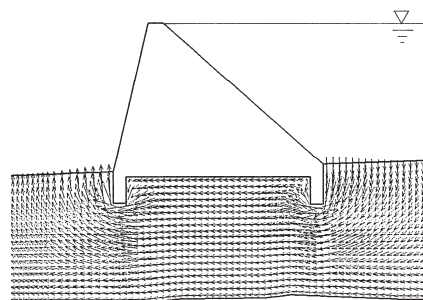


Fig. 4.7 流速ベクトル図 (田中・永井, 1997a)

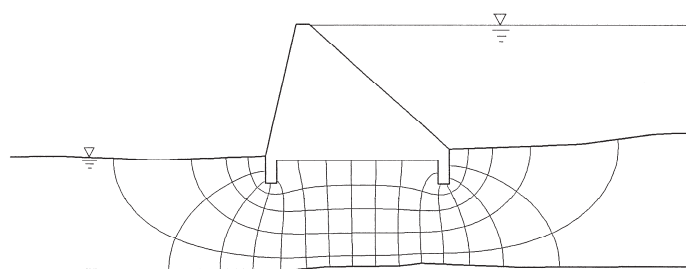


Fig. 4.8 流線網 (田中・永井, 1997a)

(3) 浸透破壊に対する安定解析

浸透破壊に対する安定解析法には種々の方法があるが、ここではその中の代表的なものである Harza(1935)の方法, Terzaghi(1943)の方法及び Prismatic Failure の考え方(田中, 1996; Tanaka et al., 1996; Tanaka and Verruijt, 1999) を用いて解析を行った。

i) Harza の方法による検討

Harza の方法では、浸透流の出口部分の最大出口動水勾配 $i_{e \max}$ と砂の限界動水勾配 i_c の値の大小で表層地盤のボーリングに対する安定性を判定する。FEM 浸透流解析によると、最大出口動水勾配 $i_{e \max}$ は下流側止水壁に接した表層地盤の要素で生じ、 $i_{e \max} = 0.521$ となる。土の水中単位体積重量 γ' は報告されていないのでわからないが、細砂の場合一般的に $\gamma' = 7.84 \sim 9.80$ kN/m³ ($= 0.8 \sim 1.0$ tf/m³)である。この場合、砂の限界動水勾配 $i_c (= \gamma' / \gamma_w)$ は、 $i_c = 0.8 \sim 1.0$ となり、表層地盤のボーリングに対する安全率 $F_s (= i_c / i_{e \max})$ は、 $F_s = 1.53 \sim 1.92$ となる。したがって、表層地盤がボーリングを起こした可能性は少ないと考えられる。ここに γ_w は水の単位体積重量である。

ii) Terzaghi の方法による検討

Table 4.5 N_0 と D_0 , F_s の関係 (田中・永井, 1997a)

Terzaghi の方法では、止水壁に接した幅 $D/2$ 、深さ D_0 ($0 \leq D_0 \leq D$) の角柱土塊が力の釣合いを失って持ち上がるときに破壊が起これと考える。土塊の上昇に対する安全率 F_s

N_0	D_0	F_s
1	0.533	1.52~1.90
2	1.067	1.50~1.87
3	1.600	1.44~1.80
4	2.134	1.35~1.69

は、考える土塊の深さ D_0 によって変化するが、その最小値がその地盤の浸透破壊に対する安全率 $F_{s \min}$ となる。ここでは、 D_0 を分割された有限要素の段ごとに变化させてそれぞれの土塊の安全率を求めた。Table 4.5 に、その要素の上からの段数 N_0 、土塊の地表面からの深さ D_0 、そのときの安全率 F_s の関係を示す。Table 4.5 において、 F_s の値は $\gamma' = 7.84 \sim 9.80$ kN/m³ の場合のものを示している。Table 4.5 から、安全率 F_s が最も小さくなるのは要素の段数 N_0 が 4 のとき、すなわち角柱土塊の底面が止水壁の下端と一致するときであり、その値は $F_{s \min} = 1.35 \sim 1.69$ となっている。

iii) Prismatic Failure の考え方による検討

Prismatic Failure の考え方では、止水壁に接した任意の幅、任意の深さのプリズムを考えそのプリズムの力の釣合いについて考える。側面の摩擦を考える場合と考えない場合に分けられる。限界プリズムは、摩擦を考慮しない場合矢板に接した幅のないプリズムとなるが、摩擦を考慮した場合ある幅をもってくる。Prismatic Failure (Friction) による等安全率線分布を止水壁背後の地盤について示すと Fig. 4.9 のようになる。Prismatic failure (No friction と Friction) の考え方による限界水頭差 H_c は、11.35~14.19 m (No friction) , 14.28~17.85 m (Friction) であるので、ダムが実際に破壊したときの水頭差 $H = 10.06$ m における地盤の浸透破壊安全率 F_s は、1.13~1.41 (No friction), 1.42~1.77 (Friction) となる。ここでの値は、 $\gamma' = 7.84 \sim 9.80$ の場合に対応している。実際には、地盤条件が No friction と Friction の間にあったものと考えられることから、止水壁背後の地盤は、浸透破壊に対して限界に近い状態にあったものと考えられる。限界に近い状態にあった下流側地盤の止水壁に接した土塊がなんらかの原因によって力の釣合いを失い上昇し、地盤の全体的な破壊につながったものと考えられる。その原因として考えられるものは、

- 1) 想定した値より大きな水位差 H がダムの上下流に作用した。(参考文献(Engineering News, 1909)によると $H = 11.89$ m 程度かかった可能性がある。)
- 2) 下流側地盤が施工の際に乱れてゆるくなりその部分に浸透流が集中した。(巨礫があった上

流側止水壁構築時のトレンチで埋め戻し土の処理が十分になされなかったという証言がある (Engineering News, 1909)。

3) 細粒土層の下部に存在する岩盤は場所によって深さが異なるが、ダム直下流部に浅い部分があって浸透流の集中が生じた。(地表面下 6.10～7.62 m に岩盤や巨礫の存在が認められている (Engineering News, 1909)。

4) 地盤の γ が 7.84 kN/m^3 ($= 0.8 \text{ tf/m}^3$) より小さかった。

ことなどが考えられる。

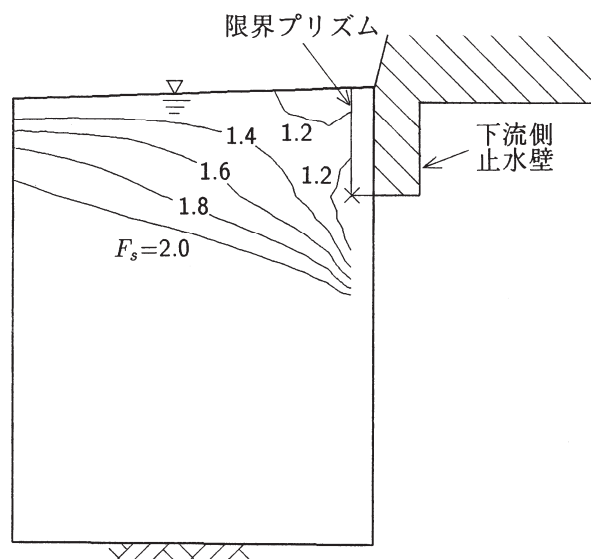


Fig. 4.9 下流側止水壁地盤の等安全率線分布
(田中・永井, 1997a)

(4) まとめ

不透水性岩盤上の砂礫地盤上に設

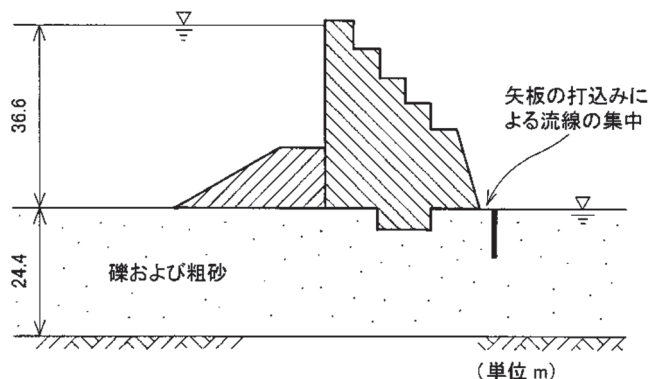
けられていた Ashley Dam において、ボーリングによる浸透破壊が生じた。本地盤に関して、有限要素法による浸透流解析及び浸透破壊に対する安定解析を行い、次のような結論を得た。

- ① Harza の方法によるとダム下流側表層地盤のボーリングに対する安全率 F_s は 1.53～1.92 となり、表層地盤がボーリングを起こした可能性は少ないと考えられる。
- ② Terzaghi の方法によると破壊安全率 F_s は 1.35～1.69 となり、Prismatic failure (No friction と Friction) の考え方によると破壊安全率 F_s は、1.13～1.41 (No friction), 1.42～1.77 (Friction) となる。これらのことから、ダム下流側止水壁背後の地盤は全体的な破壊に対して限界に近い状態にあったものと考えられる。
- ③ 限界に近い状態にあった下流側地盤の止水壁に接した土塊が水理的または地質的な何らかの原因によって力の釣合いを失い上昇し、地盤の全体的な破壊につながったものと考えられる。
- ④ 本ダムの破壊の主な原因として、「浸透路長が少し短いこと (設計ミス)」があげられる。

4.2.3 Elwha River Dam の浸透破壊事例 (田中・永井, 1996; 田中・永井, 1997b)

(1) Elwha River Dam の概要

Fig. 4.10 に、ワシントン州における Elwha River Dam の横断面図を示す。この構造物は不透水性岩盤上の礫及び粗砂からなる地盤上に設けられていた。湛水時に、下流側法先付近の基礎地盤中に大きな泉が発生した。流量を減らすため下流側法先から 2.4 m の位置に 9~12 m の深さに矢板を打ち込んでいったところ、これが障害



物となりかえって流線の集中が起こり、Fig. 4.10 Elwha River Dam の概略図 (田中・永井, 1997b) 地下侵食が生じたと報告されている(Terzaghi and Peck, 1948)。ダムは、矢板を打ち終わらないうちに破壊した。ダムを構築した時点で限界に近い状態にあった基礎地盤が、矢板を打ち込むことによりさらに浸透水の集中をまねき、それが浸透破壊を早めたものと考えられる。

(2) 解析方法

本事例に関して破壊の生じた原因を明らかにすべく、FEM 浸透流解析、及び地盤の浸透破壊に対する安定性について検討を行った。安定解析法として、ここでは、Harza(1935)の方法と Prismatic failure の考え方(田中, 1996; Tanaka et al., 1996; Tanaka and Verruijt, 1999)を用いた。

また、FEM 浸透流解析を行うにあたり、以下に述べるように地盤のモデル化を行った。

- 1) 地盤は、単一材料からなっており、ダム堤体近傍では表面が水平である。しかし、地盤構成材料の物理的性質については明らかにされていない。したがって、砂礫地盤の透水係数を $1.0 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ として解析を行った。また、矢板は不透水性であると考え厚さを 30 cm とした。
- 2) 下部不透水性境界は、参考文献(Terzaghi and Peck, 1948) に示されているように地盤表面下 24.4 m のところにあるものとした。地盤の左右境界については、無限と考えられるが、解析上境界を設けなければならない。境界を設けることによってその影響が出ないように、ダム堤体の左右端からそれぞれ底辺長の約 2.5 倍の長さのところに地盤の左右側面境界を設定した。
- 3) ダム堤体の左側 (上流側) については、破壊が起こったとされる水位 (地表面上 36.6 m) とした。一方、右側については、地盤表面高と同じ高さであるとした。

(3) 解析結果と考察

前述したように、破壊を早めた原因の一つに下流側法先から 2.4 m 離れた位置に矢板を打ち込んでいったことがあげられる。したがって、解析は、(a) 矢板を打ち込む前の状態、(b) 矢板をダム堤体の下流側法先から 2.4 m 離れた位置に打ち込んでいったときの状態 (実際)、(c) 矢板をダム堤体の下流側法先直下の位置に打ち込んでいったときの状態 (仮定) について行った。

(a), (b), (c)それぞれのケースにおける流線ベクトル図、流線網を Figs. 4.11~4.16 に示す。

(a) 矢板を打ち込む前の状態

Figs. 4.11, 4.12 からわかるように、極端な流線の集中は見られないものの、法先直下流部に浸透流が集まっている様子がうかがわれる。また、Harza の方法によると、最大出口動水勾配は、ダム堤体の下流側法先直下流部分の地盤表面の要素で生じ $i_{e \max} = 1.068$ となる。この値は、一

一般的な砂礫の限界動水勾配 $i_c (= \gamma' / \gamma_w) = 0.9 \sim 1.1$ 付近にあり，表層地盤は限界状態に近くなっていることがわかる。ここに， γ' は土の水中単位体積重量， γ_w は水の単位体積重量である。

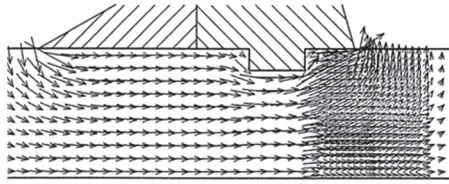


Fig. 4.11 流速ベクトル図
(Case40) (田中・永井, 1997b)

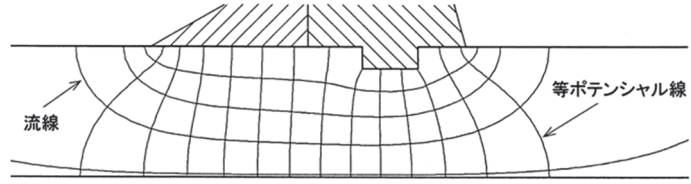


Fig. 4.12 流線網 (Case40) (田中・永井, 1997b)

(b) 矢板をダム堤体の下流側法先から 2.4 m 離れた位置に打ち込んでいったときの状態 (実際)

矢板の根入れ深さが 9.14 m のときの流線網(Fig. 4.14)と，矢板がないときの流線網 (Fig. 4.12) を比べると，矢板がある場合の方が，流線がダム堤体下流端部分に集中していることがわかる。また Fig. 4.13 からダム堤体と矢板の間の部分の流速が大きくなっており，この地点の地盤が危険な状態になっていることがわかる。また，Table 4.6 に矢板の根入れ深さとそのときの浸透流量及び最大出口動水勾配の関係を示す。Table 4.6 より，矢板の根入れ深さが増すにつれて最大出口動水勾配が増していくことがわかる。また，矢板の根入れ深さが 9.14 m (Case 4R:破壊時) のとき，最大出口動水勾配は砂のボーリングに対する限界動水勾配を明らかに超えていることがわかる。これらのことから，このダムの基礎地盤の破壊は矢板を打ち込んだことによってさらに早められたものと考えられる。一方，浸透流量は Table 4.6 に示すように矢板を打ち込むことによる多少の減少は見られるものの浸透破壊を阻止するには至らなかった。

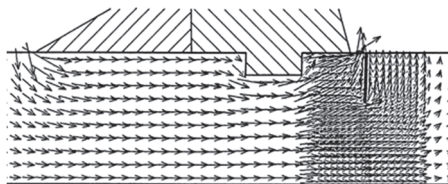


Fig. 4.13 流速ベクトル図
(Case4R) (田中・永井, 1997b)

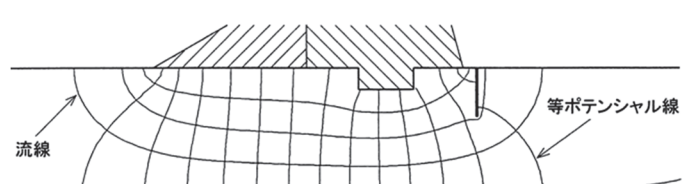


Fig. 4.14 流線網 (Case4R) (田中・永井, 1997b)

Table 4.6 根入れ深さと浸透流量，最大出口動水勾配の関係 (矢板をダム堤体の下流側法先から 2.4 m の位置に打ち込んでいったとき) (田中・永井, 1997b)

Case	根入れ深さ(m)	浸透流量 ($\times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s/m}$)	最大出口動水勾配 (要素)
40	0.00	1.068	1.068
41	1.22	1.068	1.088
42	2.44	1.067	1.113
43	3.66	1.066	1.156
44	4.88	1.065	1.205
45	6.10	1.063	1.256
46	7.32	1.060	1.306
47	8.53	1.057	1.355
48	9.75	1.053	1.404
49	10.97	1.049	1.452
4A	12.19	1.044	1.500
4R(破壊時)	9.14	1.056	1.378

(c) 矢板をダム堤体下流側法先直下に打ち込んだ場合

矢板の根入れ深さが 9.14 m (Case 5R) のときの流線網及び流速ベクトル図(Figs. 4.15, 4.16)より，Figs. 4.13, 4.14 に示すような構造物と矢板の間における流線 (浸透流) の集中がなくなる。

また、Table 4.7 に根入れ深さと浸透流量、最大出口動水勾配、Prismatic failure (Friction) による限界水頭差 H_c の関係を示す。Table 4.7 より、貯水した状態でダム堤体下流側法先直下に矢板を打ち込んでいった場合、根入れの浅いときには、Harza の方法によると一時的に安全率が小さくなり、かえって矢板の背後地盤に浸透流の集中が起こりボイリングの可能性が高くなることがわかる。これは、Harza の方法では、 i_z 成分が生じているためであると考えられる。根入れが深くなるにつれて矢板の止水効果が現れ表層地盤のボイリングに対する安定性が増大し、浸透破壊に対する全体的な地盤の安定性が増加してくることがわかる。例えば $\gamma'/\gamma_w=1.0$ としたとき、矢板の根入れ深さが 9.14 m において Harza の方法による安全率は 1.94 となり、Prismatic failure の考え方による安全率は 1.79 となる。一方、流量は、 $0.935 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ となり、この矢板によってかなり減少することがわかる。

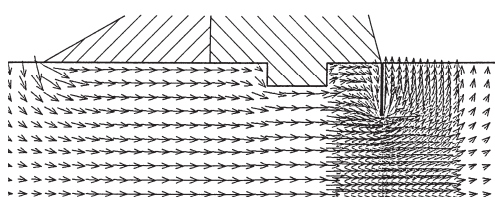


Fig. 4.15 流速ベクトル図
(Case5R) (田中・永井, 1997b)

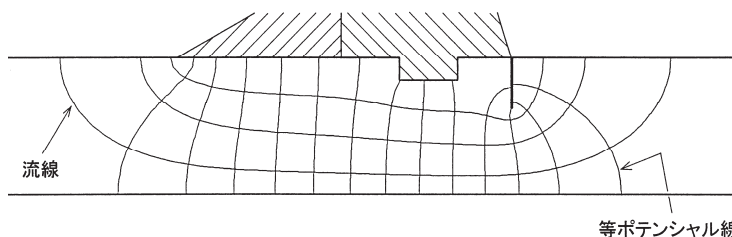


Fig. 4.16 流線網 (Case5R) (田中・永井, 1997b)

Table 4.7 矢板の根入れ深さと浸透流量、最大出口動水勾配、Prismatic failure (Friction) による限界水頭差 H_c の関係 (矢板をダム堤体下流側法先直下に打ち込んだ場合) (田中・永井, 1997b)

Case	根入れ深さ(m)	浸透流量 ($\times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$)	最大出口動水勾配 (要素)	H_c by Prismatic failure (Friction) (m)
50	0.00	1.068	1.068	—
51	1.22	1.048	1.527	18.9
52	2.44	1.033	1.054	31.8
53	3.66	1.018	0.853	40.3
54	4.88	1.001	0.732	46.3
55	6.10	0.984	0.648	52.1
56	7.32	0.965	0.585	57.6
57	8.53	0.945	0.535	62.8
58	9.75	0.924	0.494	68.0
59	10.97	0.902	0.459	72.8
5A	12.19	0.878	0.429	77.4
5R(破壊時)	9.14	0.935	0.514	65.4

(4) まとめ

不透水性岩盤上の砂礫地盤上に設けられていた Elwha River Dam において、地下浸食による浸透破壊が生じた。本地盤に関して、矢板を打ち込む以前の状態、矢板をダム下流側の法先から 2.4 m の位置に打ち込んでいったときの状態 (実際)、矢板をダム下流側法先直下の位置に打ち込んでいったときの状態 (仮定) について、有限要素法による浸透流解析を行った。そして、地盤の浸透破壊に対する安定性について検討を行い、次のような結論を得た。

- ① 構造物構築時点で限界に近い状態にあった地盤が、ダム堤体下流側法先から 2.4 m 離れた位置に矢板を打ち込むことによりさらに浸透水の集中をまねいたものと考えられる。
- ② 貯水した状態でダム堤体下流側法先直下に矢板を打ち込んでいった場合、根入れが浅いときにはかえって矢板の背後地盤に浸透流の集中が起こりボイリングの可能性が高くなる。矢板の根入れが深くなるにつれて地盤の安定性が高くなる。
- ③ 本ダム破壊の原因として、「浸透路長が短すぎる (設計ミス)」と「矢板を堤体下流側法先から少し離れた位置に打ち込んでいったこと (対応ミス)」があげられる。

4.2.4 Hauser Lake Dam の浸透破壊事例 (田中・永井, 1998a)

(1) Hauser Lake Dam の概要

Hauser Lake Dam(Terzaghi and Peck,1948) は、アメリカ Montana 州の Helena 市から 29.0 km 離れたミズリー川に建設されたダムである。このダムの横断面図を Fig. 4.17 に示す。ダムの基礎地盤は厚さ 20.1 m の砂礫層からなっている。大きなフーチング上に設けられた鉄骨構造で支えられた薄肉鋼板で水が貯留された。ダムは貯水を開始してから 1 年後の 1908 年に崩壊した(Sizer, 1908)。崩壊の原因は、フーチングがあるため、流線が図に示した部分に局部的に集中を起こしたためであると考えられた。また、崩壊が一時的に起こらなかった点からみて、その原因は「噴出口 (Spring) の発生とそれを起因とする地下侵食」にあったものと結論づけられている。

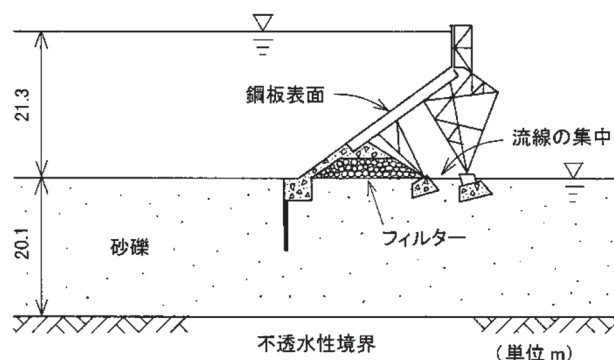


Fig. 4.17 Hauser Lake Dam の概要 (田中・永井, 1998a)

(2) 浸透流解析と安定解析の方法

本事例に関して破壊原因を明らかにすべく、まず FEM 浸透流解析を行い地盤中の浸透流況の把握を行った。次に、その結果を用いて地盤の浸透破壊に対する安定性について検討を行った。

① 解析方法

前述したように、ダムは貯水を開始してから 1 年後に崩壊している。貯水後直ちに崩壊していないことから、解析は、設計時に加え、フィルターが貯水後長い時間をかけて目詰まりを起こし、機能を損ねたと考えた状態(仮定)についても行った。

② 浸透流解析における地盤のモデル化

FEM 浸透流解析を行うにあたり、以下に述べるように地盤のモデル化を行った。

- 1) 地盤は厚さ 20.1 m の砂礫層からなっており、ダム堤体近傍では表面が水平である。しかし、地盤構成材料の物理的性質については明らかにされていない。したがって、ここでは砂礫地盤の透水係数 k を $1.0 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ とした。
- 2) 下部不透水性境界は、参考文献(Terzaghi and Peck, 1948) に示されているように地盤表面下 20.1 m のところにあるとした。地盤は半無限であると考えられるが、解析上ある位置に左右側面境界 (不透水性境界) を設けなければならない。境界を設けることによってその影響が計算流量や水頭値に出ないように配慮して、ダム堤体の左右端からそれぞれ構造物底辺長の約 2.5 倍の長さの所に地盤の左右側面境界 (不透水性境界) を設けた。
- 3) ダム堤体の左側 (上流側) については、破壊が起こったとされる水位 (地表面上 21.3 m) とした。一方、右側 (下流側) については、地盤表面高と同じ高さであるとした。
- 4) フーチングは独立基礎であると考えられるので、正確には問題の場合は三次元的に解析する必要があると考えられる。しかし、フーチングの詳細は報告されていないので詳しいことは不明である。したがって、ここでは、二次元的な状態 (連続基礎と考えた場合) について解析を行った。この状態は三次元的な状態よりも危険な状態を仮定するものであり、実際にはここで得られた結論よりももう少し安全側になるものと考えられる。

(3) 解析結果と考察

(a) 設計時の状態

流速ベクトル図, 流線網を **Figs. 4.18, 4.19** に示す。今回の解析によると, **Figs. 4.18, 4.19** からわかるように2つのフーチングに囲まれた部分においてそれほど極端な流線の集中は見られない。また, このときの単位奥行き当たりの浸透流量 Q は $9.81 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ であった。次に, 浸透破壊に対する安定性について考察する。

i) Harza の方法による検討

Harza の方法では, 浸透水の出口部分の最大出口動水勾配 $i_{e \max}$ と砂礫の限界動水勾配 i_c の値の大小で表層地盤のボイリングに対する安定性を判定する。ここではフィルターは十分機能を果たしていたと考えることとする。FEM 浸透流解析によると, 最大出口動水勾配 $i_{e \max}$ は下流側表層部分で生じ, 0.231 となる。土の水中単位体積重量 γ' は, 報告されていないのでわからないが, 砂礫地盤の場合一般的に $8.82 \sim 10.78 \text{ kN}/\text{m}^3$ ($= 0.9 \sim 1.1 \text{ tf}/\text{m}^3$) と考えられ, 表層地盤のボイリングに対する安全率 $F_s (= i_c / i_{e \max})$ は, $3.90 \sim 4.76$ となる。したがって, 2つのフーチングの間の表層地盤において, ボイリングが生じた可能性は少ないと考えられる。

ii) Prismatic Failure の考え方(田中, 1996; Tanaka et al., 1996; Tanaka and Verruijt, 1999)による検討

2つのフーチングに囲まれた部分の地盤について, Prismatic failure の考え方による検討を行った。Prismatic failure の考え方には摩擦を考慮しない場合と考慮する場合がある。解析結果によると安全率 F_s は, それぞれ, $3.26 \sim 3.98$ (No friction), 及び, $3.68 \sim 4.50$ (Friction) となる。ここで, 安全率の値は $\gamma' = 8.82 \sim 10.78 \text{ kN}/\text{m}^3$ の値に対応している。したがって, フーチングに囲まれた部分の地盤は, 全体的な破壊に対しても十分安全であることがわかる。

このように浸透破壊に対する安定解析によると, 地盤はボイリング及び全体的な破壊に対して安定であると判定される。しかしながら, 実際には地盤が破壊しており, 他に何らかの原因があると考えられる。ここでは, 破壊形態より構造物下部に設けられていたフィルターが十分でなく時間の経過とともに目詰まりを起こし, 機能を失ったものと考え, 解析を行った。

(b) フィルターが完全に目詰まりを起こしたと考えた場合

本ケースでは, フィルターが完全に目詰まりを起こしたものとしてその部分を不透水性境界に変えて解析を行った。この場合の流速ベクトル図, 流線網を示すと **Figs. 4.20, 4.21** のようになる。**Figs. 4.20, 4.21** から, パイピングが起こったとされる地点において大きな上昇浸透流が生

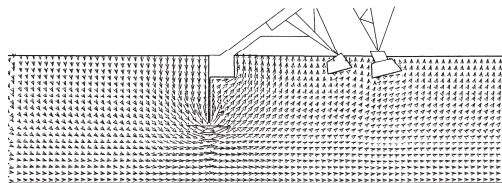


Fig. 4.18 流速ベクトル図
(設計時の状態) (田中・永井, 1998a)

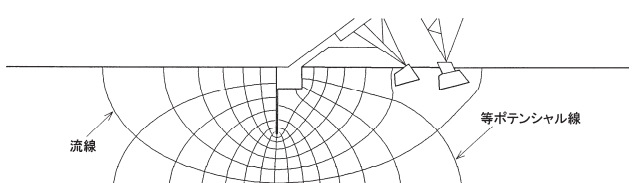


Fig. 4.19 流線網 (設計時の状態) (田中・永井, 1998a)

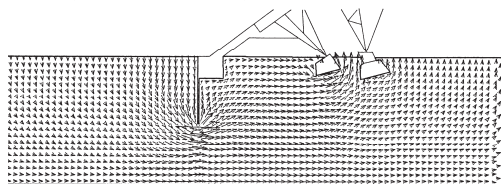


Fig. 4.20 流速ベクトル図 (フィルターが完全に目詰まりした状態) (田中・永井, 1998a)

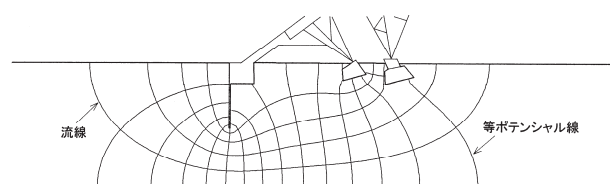


Fig. 4.21 流線網 (フィルターが完全に目詰まりした状態) (田中・永井, 1998a)

じており、その部分に流線が集中していることがわかる。また、このときの浸透流量 Q は $6.99 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ となっている。浸透路長が長くなったため、設計時の状態より浸透流量が減少しているものと考えられる。しかし、浸透流量が減少したからといって、浸透破壊に対する安全率が増すとは限らないことに注意すべきである。

i) Harza の方法による検討

FEM 浸透流解析によると、最大出口動水勾配 $i_{e \max}$ は下流側表層地盤で生じ、0.774 となる。砂礫地盤の水中単位体積重量 γ を $8.82 \sim 10.78 \text{ kN}/\text{m}^3$ とすると、表層地盤のボーリングに対する安全率 $F_s (=i_c / i_{e \max})$ は、1.16～1.42 となる。したがって、表層地盤はボーリングに対して限界に近い状態にあるものと考えられる。

ii) Prismatic Failure の考え方による検討

Prismatic failure の考え方による浸透破壊に対する安全率 F_s は、0.941～1.150 (No friction) , 1.081～1.321 (Friction) となる。したがって、地盤は全体的な破壊に対して限界状態もしくは限界に近い状態にあるものと考えられる。

これらのことから問題の場合は、長い時間をかけてフィルターが目詰まりを起こし、機能を損なったため、浸透水が下流側の 2 つのフーチングに囲まれた部分に集中し、その部分が全体的な破壊に対して限界状態もしくは限界に近い状態になったものと考えられる。地盤は、2 つのフーチングに囲まれた部分の小さな土塊が全体的な力の釣合いを失って上昇し、それに伴って下部の土粒子が移動し、さらに深部や上流部から土粒子の移動 (パイピング) を引き起こしたのと考えられる。フィルター機能が失われた原因として、ここではフィルターが目詰まりを起こしたのと考えた。このフィルターは下流側の水面と一致する地盤表面 (空気中) に設置されている。特に、基礎地盤とフィルターの接する部分では水と空気の入れ換えがある可能性がある。この部分では材料によっては乾湿劣化による土粒子の細粒化現象が起こる可能性があると考えられる。また植物 (藻類など) の繁茂が考えられる。これらの現象が起こった場合、フィルターが目詰まりを起こす可能性が高くなると考えられる。このようなフィルターの設置方法、すなわちフィルターが全体的に水中に常時没していないような設置方法をとる場合には、フィルターの目詰まりに注意をする必要があると考えられる。

(4) まとめ

砂礫地盤上に設けられていた Hauser Lake Dam は、貯水を開始してから 1 年経過後崩壊した。本事例に関して、有限要素法による浸透流解析を行い、地盤の浸透破壊に対する安定性について検討を行い、次のような結論を得た。

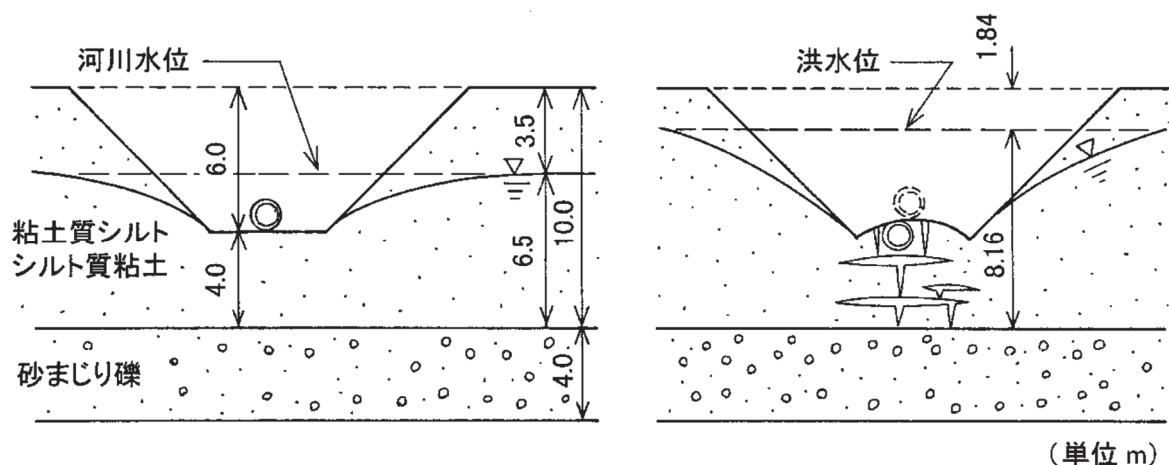
- ① フィルターが十分機能を果たしていた場合、フーチング部分には浸透流の集中は起こらなかったと考えられる。
- ② フィルターが貯水後長い時間をかけて目詰まりを起こし機能を損ねたと考えた場合、フーチング部分に浸透破壊を起こすだけの浸透流の集中が生じるものと考えられる。また、これが報告された破壊形態を最もうまく説明することのできる状態であると考えられる。

後者 ② の場合、2 つのフーチングに囲まれた部分は、Prismatic failure の考え方による土塊の全体的な破壊に対して、限界状態または限界に近い状態になることがわかる。少しの状態の変化 (水位の上昇) や地盤条件の変化 (地盤の不均質性) によって、問題の地点の地盤が全体的な破壊を起こした可能性が高いと考えられる。さらに、2 つのコンクリート・フーチングは構造物の自重や水圧による荷重を受けており、大きな上昇浸透流を受け支持力の低下した基礎地盤は、この荷重を支えきれなくなったものと考えられる。

4.2.5 管理設のための開削地盤における浸透破壊事例 (田中・永井, 1998b)

(1) 開削地盤の概要

河川堤防の取水口から 200 m 離れた貯水池まで送水するための地中管路を敷設するために地盤の開削がなされた。**Fig. 4.22** に開削断面及び地層の状態を示す。**Fig. 4.22** に示すように、土質は典型的な氾濫原に起因するものであり、上層の粘土質シルトとシルト質粘土の互層 10 m と、下層の砂まじり礫層 4 m からなっている。開削の斜面は 1:1 勾配であり、開削底面の標高は地表面下 6 m のシルト層内 (砂まじり礫層上わずか 4 m のところ) にあり、底面幅は 5 m であった。



(a) 平常水位の開削地盤

(b) 洪水水位の開削地盤 (崩壊)

Fig. 4.22 管理設のための開削地盤の概略図 (田中・永井, 1998b)

開削地盤が破壊に至るまでの経過及び状況は、次のように詳しく報告されている(Sowers, 1979)。「現場監督は、設計技術者の指示の下に作業しており、トレンチを掘り終えたところであった。河川につながった砂まじり礫層が近接していたにもかかわらず、不透水性のシルト質・粘土質沖積土が存在するため、開削地盤をドライに保つための排水には小さなポンプだけで十分であった。現場監督は開削を終え直径 1 m のコンクリート管を敷設しはじめた。このとき、上流側では豪雨が降っており河川水位が上がりつつあった。水位が洪水位に近づいたとき現場監督は懸念を示したが、設計技術者は、掘削地盤には少しの浸透水の浸出しか観測されていなかったうえ、工期を遅らせないためにそのまま工事を続けさせた。突然、開削底面が膨れ上がりコンクリート管を持ち上げた (**Fig. 4.22(b)**)。そしてさらに、その膨れ上がった面から水が上方に噴き上がり地盤が割れた。コンクリート管は水中に沈み、開削部分は水没してしまった。」

工事は、砂まじり礫層内に深井戸を設置し地下水位を下げたのち再掘削を行い、コンクリート管を再敷設することによって、数カ月後に完成した。

このボイリングの発生は、直接的には設計技術者の判断ミスによるものと結論づけられている(Sowers, 1979)。つまり、河川水位がかなり上昇したにもかかわらず、少しの浸透水の浸出しか観測されなかったことにまどわされて状況を見誤ったことが、直接の原因であるとされている。さらに、施工時の条件としてこのような洪水位を想定していなかったことも原因の一つであると考えられる。

(2) 開削地盤の浸透流解析と安定性の評価の方法

本事例に関して破壊の生じた原因を明らかにすべく、FEM 浸透流解析及び浸透破壊に対する

安定解析を行い、地盤中の浸透流況の把握及び地盤の浸透破壊に対する安定性について検討を行った。

①解析方法

前述したように、開削地盤は水位が上昇し、水位が洪水水位に近づいたときに崩壊したと報告されている。このため、ここでは、河川水位が平常時と洪水時の場合について浸透流解析及び地盤の浸透破壊に対する安定解析を行った。

②地盤のモデル化

浸透流解析を行うにあたり、以下に述べるように地盤のモデル化を行った。

- 1) 地盤は二層からなっており、下層 (砂まじり礫層) の透水係数 k_1 は 9.0×10^{-3} m/s、上層 (粘土・シルト層) の透水係数 k_2 は 7.0×10^{-8} m/s である。また、上層 (粘土・シルト層) の水中単位体積重量 γ' は $10.18 \text{ kN/m}^3 (= 1.039 \text{ tf/m}^3)$ である。
- 2) 下部不透水性境界は参考文献 (Sowers, 1979) に示されているように地盤表面下 14.0 m のところにあるとした。地盤の左右の境界は河川に直接接すると考え静水圧境界とし、開削底面の左右端からそれぞれ底面幅の約 10 倍 (約 50 m) の長さの所に設けた。
- 3) 河川水位は、下層の砂まじり礫層底面からの高さで表すと、平常時が 10.50 m、洪水時が 12.16 m であると報告されている。また、掘削地盤内には水が溜っていないものとする。

(3) 解析結果と考察

(a) 河川水位が平常時の場合

本事例では、地下水位を自由水面であると考え追跡計算を行って求めた。最終的な浸透領域に対する流速ベクトル図、流線網を **Figs. 4.23, 4.24** に示す。**Figs. 4.23, 4.24** からわかるように、掘削底面に多少流線の集中が見られる。

掘削地盤の安定性について考える。まず、Harza の方法によって表層ボイリングに対する検討を行う。ボイリングが起こったとされる浸透水の出口部分の掘削地盤表層の要素における最大出口動水勾配 $i_{e \max}$ (掘削地盤底面の左右端の要素で生じる) は 1.008 である。この地盤の限界動水勾配 $i_c (= \gamma' / \gamma_w)$ は 1.039 であるので、表層のボイリングに対する安全率 $F_s (= i_c / i_{e \max})$ は 1.03 となる。地盤はこのとき表層ボイリングに対して限界に近い状態にあったものと考えられる。

次に、Prismatic failure の考え方(田中, 1996; Tanaka et al., 1996; Tanaka and Verruijt, 1999) による検討を行う。最小安全率 $F_{s \min}$ は掘削底面の左端 (及び右端) の表層近くで得られ 0.907 となる。掘削地盤はこのときすでに浸透破壊に対して限界状態を超えていたことになる。

浸透破壊に対する安全率は、Harza の方法、Prismatic failure の考え方で得られたもののうち小さい方で規定されるので、地盤はこの時点ですでに破壊を起こしていたことになる。しかし、報告によると地盤は実際にはこの時点で破壊しておらず、限界に近い状態にあったものと考えられることができる。これに関しては(c)で行った検討結果から、実際の地盤の透水係数比の値 k_1/k_2 は 1.0×10^2 前後であったと仮定するのが妥当であると考えられる。なお、浸出流量 Q は $46.817 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ と大変小さな値となっている。

(b) 河川水位が洪水時の場合

自由水面追跡後の流速ベクトル図、流線網をそれぞれ **Figs. 4.25, 4.26** に示す。流速ベクトル図 (**Fig. 4.25**) をみるとボイリングが起こったとされる地点において大きな上昇浸透流が生じていることがわかる。

掘削地盤表面の安定性について考える。まず、Harza の方法によって表層ボイリングに対する

検討を行う。出口動水勾配の最大値は掘削地盤底面の左右端の要素で生じ $i_{e\max}=1.575$ である。これは地盤の限界動水勾配 $i_c = 1.039$ を大きく超えている。表層ボーリングに対する安全率 F_s は 0.66 となり地盤はすでにボーリングに対する限界状態を大きく超えていることになる。

次に, **Prismatic failure** の考え方による検討を行う。最小安全率 $F_{s\min}$ は掘削底面の左端 (及び右端) の表層近くで起こり 0.589 となり, この場合もすでに **Prismatic failure** の考え方による限界状態を大きく超えていることになる。

これらのことから水位が 12.16 m に達したとき, 地盤は限界状態を大きく超え破壊したものと考えられる。なお, この場合, 浸出流量 Q (地盤が破壊していないと仮定したときの値) は, $86.992 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ となっている。これは, たとえば奥行き 10 m の掘削に対して 0.52 l/min の排水量となり, 大変小さな値であるといえる。

また, 等ポテンシャル線分布, 流線, 流速ベクトル図の状態から破壊の直接的な原因は掘削断面への浸透流の集中であると考えられる。とくに, 掘削底面左右端付近への浸透水の集中が効いているように考えられる。流線は, 2つの流線間の流量が **Fig. 4.24** では $4.68 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, **Fig. 4.26** では $4.83 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ と, ほぼ等しくなるように描かれている。したがって, 正方形網が小さくなるほど浸透水が集中していることを表している。また, 掘削底面の左右端の要素における鉛直方向の動水勾配 $i_{e\max}$ は, 前述のように平常時で 1.008, 洪水時で 1.575 となっており, 洪水時に掘削底面左右端付近の浸透水の集中が大きいことがわかる。

前述のような解析結果をまとめると, 破壊の原因は次のように結論づけられる。この地盤は平常水位の状態でも浸透破壊に対して限界に近い状態にあった。そのうえ, 設計条件を超えるような思いもかけない河川水位の上昇 (洪水位) が起こったため, 掘削底面に流線の集中が起こり, 地盤がボーリングを起こし破壊したものと考えられる。ここで注意すべきことは, 流量が少なくても地盤が破壊する場合があることである。すなわち, 浸透破壊は流量 (流速) の大きさだけに関係するのではなく, 土粒子 (土塊) について力の釣合状態が失われたときにも起こりうるものであることに注意すべきである。

ここで行った解析では, 平常時において掘削地盤底面はすでに **Prismatic failure** の考え方による限界状態を超えていたという結論になった。地盤の層構成や境界条件が正しいとすると, 平常水位の時に地盤が安定していたということは, 報告されている二層の透水係数の値が実際とは異なっているのではないかとすることを意味する。

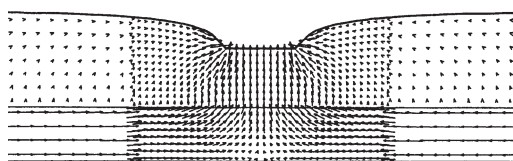


Fig. 4.23 流速ベクトル図 (平常時)
(田中・永井, 1998b)

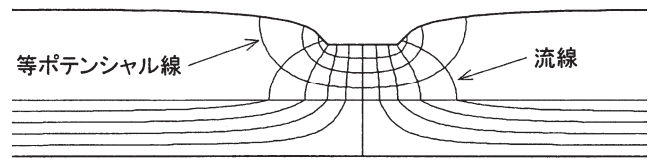


Fig. 4.24 流線網 (平常時) (田中・永井, 1998b)

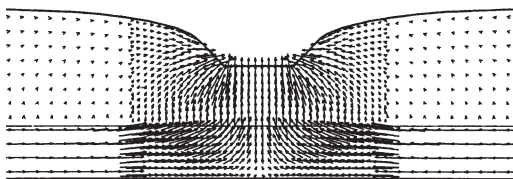


Fig. 4.25 流速ベクトル図 (洪水時)
(田中・永井, 1998b)

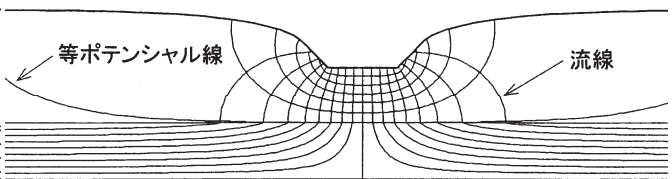


Fig. 4.26 流線網 (洪水時) (田中・永井, 1998b)

(c) パラメトリックスタディ

本例の場合、掘削地盤の浸透破壊に対する安全率の値は、二層の透水係数の比によって決まる。下層の透水係数 k_1 と上層の透水係数 k_2 の比 k_1/k_2 について考えると、報告されたものでは 1.3×10^5 と大変大きな値となっていることがわかる。ここでは k_1/k_2 を報告されたものと変えて解析を行ってみた。算定された浸透破壊に対する安全率を平常水位と洪水水位についてそれぞれ示すと **Tables 4.8, 4.9** となる。**Tables 4.8, 4.9** からわかるように、 k_1/k_2 の値が小さくなるにつれて掘削地盤の安定性は大きくなることがわかる。また、本例の場合、地盤の安定性は k_1/k_2 の値が 1.0×10^2 を境にして大きく変化することがわかる。報告されている実際の状況（すなわち平常水位の時に安定で洪水水位の時に破壊したという状況）をよく表しているのは、 k_1/k_2 の値が 1.0×10^2 前後のときである。解析結果から考えると、実際の地盤の透水係数比の値 k_1/k_2 は 1.0×10^2 前後であったと仮定するのが妥当であると考えられる。

Table 4.8 k_1/k_2 の値と安全率の関係
(平常水位) (田中・永井, 1998b)

k_1/k_2	F_s by Harza	F_s by Prismatic failure
1.3×10^5	1.031	0.907
1.0×10^4	1.033	0.909
1.0×10^3	1.045	0.919
5.0×10^2	1.059	0.931
1.0×10^2	1.167	1.379
5.0×10^1	1.297	1.563
1.0×10^1	2.133	2.721

Table 4.9 k_1/k_2 の値と安全率の関係
(洪水水位) (田中・永井, 1998b)

k_1/k_2	F_s by Harza	F_s by Prismatic failure
1.3×10^5	0.660	0.589
1.0×10^4	0.661	0.590
1.0×10^3	0.670	0.598
5.0×10^2	0.680	0.606
1.0×10^2	0.756	0.671
5.0×10^1	0.842	0.745
1.0×10^1	1.373	1.668

(4) まとめ

河川堤防の取水口から 200 m 離れた貯水池まで送水するための地中管路を敷設するために、地盤の開削を行っていたときにボーリングが発生し管路が破壊した。本事例に関して、有限要素法による浸透流解析を行い、地盤の浸透破壊に対する安定性について検討を行い、次のような結論を得た。

- ① 河川水位が平常水位の場合において、すでに開削地盤の底面はボーリングに対して限界に近い状態にあった。
- ② 設計条件にない異常水位（洪水水位）になったとき、掘削底面に流線の集中が起こり、地盤がボーリングを起こし破壊した。

本質的には破壊の原因は、「思いもかけない事象の発生」すなわち「上流側の豪雨による河川水位の異常な上昇」によるものであると結論づけられる。

また、地盤が二層からなっており特に上層に透水係数の小さな薄い層が存在する場合、このような地盤に上昇浸透流が生じると、上層での水頭損失が大きくなり上層がボーリングに対して限界状態を超える、もしくは、限界に近い状態となることが報告されている(Tanaka et al., 1994)。本例もその場合の一例であり注意すべき事例である。

一般的に、浸透破壊は浸透水量が急増するような前兆現象が生じた後に起こるものと信じられている。しかし、本例で示したように流量が大変小さくても何の前兆現象もなしに地盤が浸透破壊を起こす場合があることに注意すべきである。すなわち、浸透破壊は流量（流速）の大きさだけに関係するのではなく、土粒子（土塊）について力の釣合状態が失われたときにも起こりうるものであることに注意すべきである。

4.2.6 構造物基礎の掘削におけるパイピング発生事例 (田中ら,1999)

(1) 構造物基礎の掘削地盤の概要

構造物基礎の掘削地盤の概要を文献(山村・鈴木, 1977; 田中ら, 1999)に基づいて述べる。問題の場所は、幅約 5 m、深さ約 3 m、水深約 1 m の河川から約 15 m 離れた地点にある。Fig. 4.27 に示すように地盤は上から粘土層、シルト層、粗砂層からなっている。面積 1,080 m² (=36 m × 30 m)、深さ 10.5 m の掘削を鋼矢板Ⅲ型土留め壁工により実施したところ、掘削底面のシルト層にパイピングが発生し土留め工が倒壊した。破壊の要因は粘土・シルト層下部に堆積した粗砂層に存在する被圧地下水によるものと考えられた。

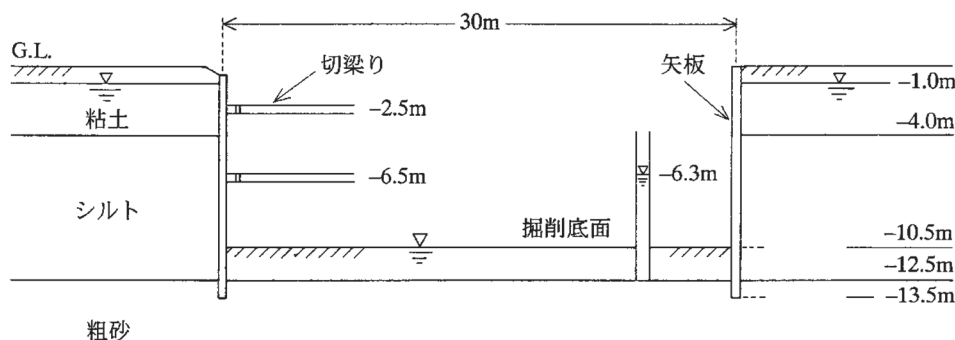


Fig. 4.27 構造物基礎の掘削断面図 (田中ら, 1999)

掘削地盤の土層構成及び掘削断面と土留め工の概要を Fig. 4.27 に示す。Fig. 4.27 から明らかなように、掘削床付面は被圧帯水状態にある粗砂層よりも 2 m 浅い位置でシルト層内であった。また土留め鋼矢板壁の下端は被圧帯水層の中に 1 m 貫入しただけであり、地下水流動の遮断はなされていなかった。

このような土留め構造によって掘削を行っていたところ、掘削深さが G.L. -10.0 m に達したとき、鋼矢板壁の根元に小規模なパイピングが全面的に 11 ケ所発生し(Fig. 4.28)、ついで掘削深さが所定の G.L. -10.5 m に達したとき掘削部中央付近に直径 1.5 m の大規模なボーリングがほとんど同時に 2 ケ所で発生し鋼矢板が倒壊した(Fig. 4.29)。掘削深さが G.L. -10.0 m のときに小規模なパイピングが掘削地盤全面に発生したこと、及び、報告されている破壊形態から、掘削地点付近の地盤は急激な地層の変化はなくほぼ安定した地層の層序からなっているものと考えられる。

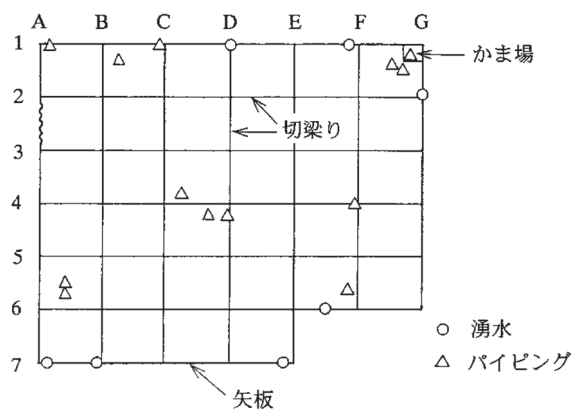


Fig. 4.28 掘削域の湧水箇所とパイピング発生位置 (田中ら, 1999)

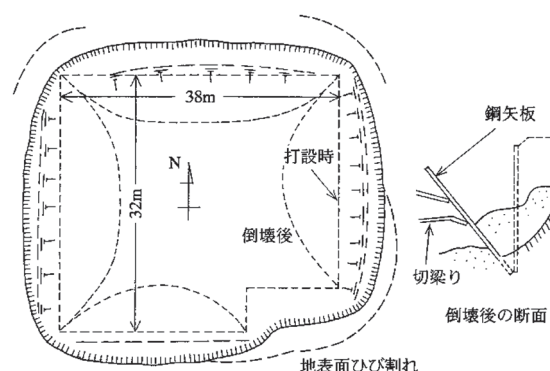


Fig. 4.29 鋼矢板倒壊状況 (田中ら, 1999)

なお、この被圧帯水層の間隙水圧が掘削工事に先だってスタンドパイプを用いて測定されているが、その水頭は G.L. -6.3 m であった。しかしながら、掘削中の排水は釜場排水法のみに頼っていた。ボーリングは、被圧地下水の処理が十分に行われなかったために発生したものと考えられた。この掘削工の修復は、鋼矢板工法を捨て、法切り工法とウェルポイント工法を併用した被圧水頭の低下によって完成された。このとき、法勾配は 1 割とし、犬走りを 2 段設け、ウェルポイントを 2 段設置した後、再掘削が行われた。

(2) 地盤のモデル化と浸透流解析

地盤各層の透水係数は報告されていない。浸透流況及び浸透破壊現象は各層の透水係数の比によって変化するので、透水係数の相対的な大きさが重要である。ここでは、地層の構成材料について一般に考えられている透水係数の値として、下層から、粗砂層の透水係数 k_1 を 1.0×10^{-5} m/s、シルト層の透水係数 k_2 を 5.0×10^{-7} m/s、粘土層の透水係数 k_3 を 5.0×10^{-10} m/s と考えた。

次に左右側面境界について考える。問題の場合から 15 m 離れた位置に河川があり、ここを側方境界にとることも考えられるが、河床は粘土層内にあることから河川による影響は少ないものと考えられる。ここでは、境界を設けることによってその影響がでないように掘削坑の中心線から両側へそれぞれ掘削幅の 5.5 倍の大きさのところに地盤の左右側面境界を設けた。この位置は掘削坑中心線から $r = 165$ m となる。ここでは、前述のように粗砂層として平均粒径 0.25 mm 程度の小さな砂粒子を考え、透水係数として $k_1 = 1.0 \times 10^{-5}$ m/s をとった。掘削坑を井戸と見なした場合、揚水井戸の影響圏半径 R は粗砂に対して 100~200 m がとられるが(土質工学ハンドブック改訂編集委員会, 1982), $r = 165$ m の値は影響圏半径の点から見ても妥当であると考えられる。

下部不透水性境界の位置は報告されていないのでわからないが、ここでは十分深いものと仮定した。この事例のように不透水層の位置が未確認の場合には計算流量の精度の点から「現地下水位から掘削幅と等しい値の深度に仮想不透水性境界を設けて考えればよい」とされている(山村・鈴木, 1977)。ここでは、この事柄を考慮した上で、より正確を期すため現地下水位から掘削幅の 1.5 倍に等しい値の深度に仮想不透水層を設けた。

左右地盤内の地下水位は G.L. -1.0 m とした。地盤にボーリングが発生し矢板壁が倒壊した時点における水頭差は、地下水位(G.L. -1.0 m) と掘削地盤表面 (G.L. -10.5 m) の差 9.5 m となる。

被圧帯水層の領域は、明確ではないので、粘土層以下のシルト・粗砂層に被圧帯水層が存在するものと考えた場合 (被圧帯水層の水頭は G.L. -6.3m) について解析を行った。

流速ベクトル図、流線網をそれぞれ Figs. 4.30, 4.31 に示す。Figs. 4.30, 4.31 からわかるようにシルト・粗砂層内を水平方向に移動してきた浸透水が掘削坑内へ流れ込み、矢板下端付近に集中した浸透流が見られる。また、掘削地盤は一次元上昇浸透流状態となっていることがわかる。ま

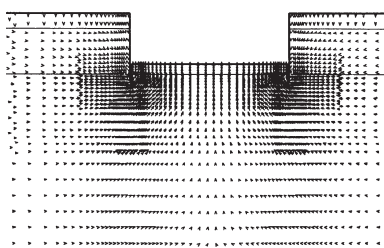


Fig. 4.30 流速ベクトル図 (田中ら, 1999)

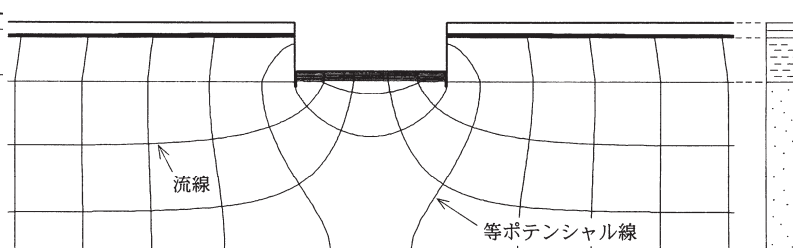


Fig. 4.31 流線網 (田中ら, 1999)

た、掘削地盤内部のシルト層で大きな水頭損失がみられる。ちなみに、矢板付近のシルト層下部で水頭値は G.L. -8.936 m となっている。これは、2 m 厚さのシルト層で 1.564 m という大きな水頭低下が生じていることを意味する。

(3) 浸透破壊に対する安定解析

浸透破壊に対する安定解析法には種々の方法があるが、ここではその中で代表的な Harza の方法、Terzaghi の方法及び Prismatic failure の考え方をを用いて解析を行った。

i) Harza の方法による検討

Harza(1933)の方法では、浸透水の出口部分の最大出口動水勾配 $i_{e \max}$ と砂の限界動水勾配 i_c の値の大小で表層地盤のボーリングに対する安定性を判定する。FEM 浸透流解析によると、最大出口動水勾配 $i_{e \max}$ は矢板壁に接した表層地盤の要素で生じ、0.783 となる。土の水中単位体積重量 γ' は報告されていないのでわからないが、粗砂の場合一般的に $7.84 \sim 9.8 \text{ kN/m}^3$ ($= 0.8 \sim 1.0 \text{ tf/m}^3$) である。このように考えた場合、限界動水勾配 $i_c (= \gamma' / \gamma_w)$ は $0.8 \sim 1.0$ となり、掘削地盤表層のシルト層のボーリングに対する安全率 $F_s (= i_c / i_{e \max})$ は $1.02 \sim 1.28$ となる。したがって、掘削地盤表層はボーリングに対して限界もしくは限界に近い状態にあったものと考えられる。

ii) Terzaghi の方法による検討

Terzaghi(1943)の方法では、矢板壁に接した幅 $D/2$ 、深さ D_0 ($0 \leq D_0 \leq D$) の角柱土塊が力の釣合いを失って持ち上がるときに破壊が起こると考える。土塊の上昇に対する安全率 F_s は、考える土塊の深さ D_0 によって変化するが、その最小値がその地盤の浸透破壊に対する安全率 $F_{s \min}$ となる。ここでは、 D_0 を分割された有限要素の段ごとに变化させてそれぞれの土塊の安全率を求めた。Table 4.10 に、その要素の上からの段数 N_0 、土塊の地表面からの深さ D_0 、そのときの安全率 F_s の関係を示す。Table 4.10 において F_s の値は $\gamma' = 7.84 \sim 9.80 \text{ kN/m}^3$ の場合のものを示している。Table 4.10 から、安全率が最も小さくなるのは要素の段数 N_0 が 4 のとき、すなわち角柱土塊の底面が矢板下端と一致するときであり、その値は $F_{s \min} = 1.02 \sim 1.27$ となっている。このように矢板壁背後の地盤は Terzaghi の方法によっても限界に近い状態にあったものと考えられる。

Table 4.10 N_0 と D_0, F_s の関係 (Terzaghi の方法)
(田中ら, 1999)

N_0	D_0 (m)	F_s
1	0.539	1.03~1.28
2	1.080	1.02~1.28
3	1.623	1.02~1.28
4	2.171	1.02~1.27
5	2.202	1.26~1.57
6	2.240	1.48~1.85

F_s は $\gamma' = 7.84 \sim 9.80 \text{ kN/m}^3$ の値に対応している。

iii) Prismatic failure の考え方による検討

Prismatic failure の考え方(田中, 1996; Tanaka et al., 1996; Tanaka and Verruijt, 1999)では、矢板壁に接した任意の幅、任意の深さのプリズムを考えそのプリズムの力の釣合いについて考える。側面の摩擦を考える場合と考える場合に分けられる。Prismatic failure (No friction 及び Friction) の考え方による限界水頭差 H_c は $9.617 \sim 12.021 \text{ m}$ (No friction), 及び、 $9.677 \sim 12.096 \text{ m}$ (Friction) となる。ここでの値は、 $\gamma' = 7.84 \sim 9.80 \text{ kN/m}^3$ の場合に対応している。地盤にボーリングが生じ矢板壁が倒壊した時点における水頭差 H は 9.5 m であるので、地盤の浸透破壊に対する安全率 $F_s (= H_c / H)$ は、 $1.01 \sim 1.27$ (No friction), 及び、 $1.02 \sim 1.27$ (Friction) となる。矢板背後の地盤は Prismatic failure の考え方によっても限界

に近い状態にあったものと考えられる。No friction と Friction の結果に差がないのは、地盤内の浸透流が一次元状態になっているため限界時において残留有効応力の値がほぼ 0 に等しくなり、摩擦抵抗力が発揮されていないためであると考えられる。

(4) 考察

上で求めた浸透破壊に対する安全率の値をまとめて Table 4.11 に示す。まず, Figs. 4.30, 4.31 から問題の掘削地盤内の浸透流は一次元上昇流の状態になっていることが指摘できる。次に, (2) で述べたように、掘削地盤内部の 2 m 厚さの上部シルト層で 1.564 m という大きな水頭低下が生じている。地盤が層状になっており、上方に透水係数の小さな層があると、上層における水頭損失が大きくなり、浸透破壊に対して危険となることが指摘されている(田中・尾崎, 1993)。ここで取り扱った事例はちょうどその場合にあたり、浸透破壊に対して注意を要する事例である。

上方に透水係数の小さな層があるとその層で水頭損失が卓越して起こり、また一次元上昇流の状態にあることから、シルト地盤は限界時付近になるとクイックサンド状態を呈し有効応力が 0 の状態となり摩擦抵抗力も 0 となる。このとき、上部シルト層全体が限界状態となり、Harza の方法, Terzaghi の方法, Prismatic failure (No friction 及び Friction) のすべてにおいて、浸透破壊に対する安全率が $\gamma = 7.84 \text{ kN/m}^3$ のとき $F_s = 1.01 \sim 1.02$, $\gamma = 9.80 \text{ kN/m}^3$ のとき $F_s = 1.27 \sim 1.28$ とほぼ等しくなるものと考えられる。

Table 4.11 各手法による浸透破壊安全率 F_s
(田中ら, 1999)

安定解析方法	二次元
Harza の方法	1.02～1.28
Terzaghi の方法	1.02～1.27
Prismatic failure (No friction)	1.01～1.27
Prismatic failure (Friction)	1.02～1.27

F_s は $\gamma = 7.84 \sim 9.80 \text{ kN/m}^3$ の値に対応している。

このように、問題の掘削地盤は、一次元上昇浸透流の状態にあり、かつ浸透破壊に対して限界または限界に近い状態にあったものと考えられる。掘削地盤は、まず矢板壁に接した土塊が力の釣合いを失い、続いてまわりの土塊も総体的に力の釣合いを失い、地盤の全体的な破壊につながったものと考えられる。

(5) まとめ

構造物基礎の掘削においてパイピングが発生した事例について考察を行った。問題の掘削地盤は粗砂層の上に透水係数の小さなシルト層が載っている。この事例に関して、FEM 浸透流解析、浸透破壊に対する安定性解析を行い、掘削地盤の浸透破壊に対する検討を行った。そして、次の結論を得た。

- ① 掘削地盤内の浸透流は一次元上昇流の状態になっている。
- ② 掘削地盤内部の 2 m 厚さの上部シルト層で 1.564 m という大きな水頭損失が生じている。
- ③ Harza の方法, Terzaghi の方法, Prismatic failure (No friction 及び Friction) の考え方のすべてにおいて、浸透破壊に対する安全率が $\gamma = 7.84 \text{ kN/m}^3 (= 0.8 \text{ tf/m}^3)$ のとき $F_s = 1.01 \sim 1.02$, $\gamma = 9.80 \text{ kN/m}^3 (= 1.0 \text{ tf/m}^3)$ のとき $F_s = 1.27 \sim 1.28$ とほぼ等しくなる。
- ④ 層状堆積地盤の浸透破壊問題においては、特に上部に透水係数の小さな層があると浸透破壊に対して危険となる場合がある。本事例はちょうどその場合に当たり、地盤の層構成 (各層の水中単位体積重量及び透水係数) を考慮に入れ、詳しく解析する必要がある。
- ⑤ 「矢板の根入れ深さが小さすぎたこと」が浸透破壊の直接の原因であると結論づけられる。

4.2.7 Braced Cofferdam におけるパイピング発生事例 (田中ら, 2000)

(1) Braced Cofferdam の概要 (Bauer, 1984; Bauer, 1994)

この事例は、下水施設拡張工事に関連して、仮締切り矢板と切梁を用いて平面形状 13 m × 21 m の掘削工事を行っていたときに浸透破壊が起こったものである。Fig. 4.32 にこの工事の断面図を示す。Fig. 4.32 からわかるように、この掘削面は短い方の断面幅が 13.0 m で、地下水位はスタンドパイプによる測定から地表面下 6.6 m のところにあった。掘削面は、工事中ポンプによる汲み上げでドライな状態に保たれていた。矢板には間隙水圧計が 3 カ所の異なる高さに取り付けられていた。いくつかの流線網が、観測された間隙水圧を用いて、種々の定常状態に対して描かれた。Fig. 4.32 に示されている流線網は、最も厳しい条件について描かれたもので、浸透流の方向と流量も見積もられていた。

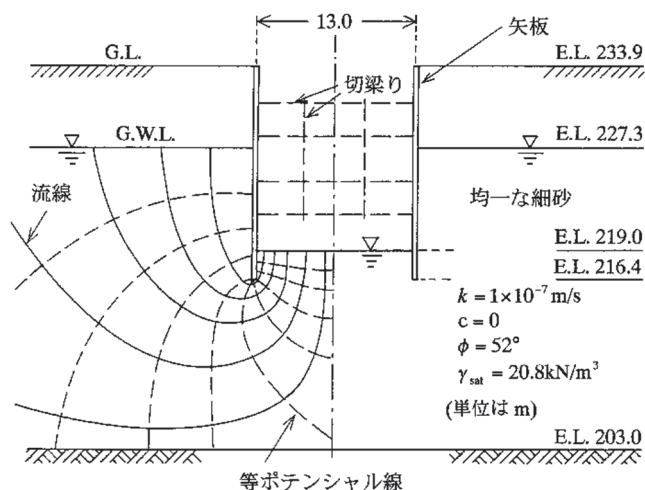


Fig. 4.32 Braced cofferdam の概要図 (田中ら, 2000)

掘削が最終段階に入る直前で、密に締まっていた地盤が底の方で局所的なクイックサンドを伴いながら柔らかくなった。ウェルポイントが設置されたが、フィルターが泥で目詰まりし、十分に地下水位を低下させることができなかった。そして、掘削面の一隅で、砂がクイックな状態になり、浸透水による侵食が急激に起こり、矢板背後に水みちが発生した。これによって、地盤の沈下が起こり、掘削地盤や隣接構造物にも被害が及んだ。ウェルポイントは、局所的なクイックサンドが起こったのち工事の途中から採用されたものであり、実質的にはフィルターの目詰まりによって効果がなかったものと考えられる。これは、地盤中の間隙水圧が低下しなかったことを意味し、浸透流に関する境界条件は釜場排水による水替えと同じ条件になっていたと考えられる。

その後、工事の修復には、粒径の大きなグレイデッドフィルターを用いたウェルポイントの設置が必要とされた。

(2) 地盤のモデル化及び解析方法

解析を行うにあたり地盤の透水係数 k として現場の実測値である $1.0 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ を考え、また地盤中の地下水面高は E.L.227.3 m とした。掘削底面標高は E.L.219.0 m であるので、破壊時における矢板前後の水位差 H は $227.3 - 219.0 = 8.3 \text{ m}$ である。また、左右両側端の境界はそれを設けることによって影響が出ないように、掘削中心線から両側にそれぞれ掘削幅の約 5.5 倍とした。

(3) 基準類算定式による安全率

本事例について基準類算定式により安全率の算定を行った。その結果を Table 4.12 に示す。また、 γ は細砂の水中単位体積重量であるが、文献では報告されていないので一般的な値 $7.84 \sim 9.80 \text{ kN/m}^3$ ($=0.80 \sim 1.00 \text{ tf/m}^3$) をとった。

本事例は当時の一般的
多く利用されていた基準
である(2)-1 法によって設
計されたものと考えられ、

Table 4.12 基準類算定式による安全率

方法	(1)-2	(2)-1	(4)-1 (2D は(1)-1 法と同じ)		
流れの条件	2D	2D	2D	3D	AXS
安全率	0.70	1.83	0.89	0.56	0.56

Table 4.12 より、(2)-1 法によると本地盤は浸透破壊に対して十分安全であると判定された。一方、それ以降に多く利用されるようになった(1)-2法、(4)-1 法では規定の安全率が満たされず、掘削底面のボーリングに対する安定性を向上するために矢板の根入れを深くしなければならない。このことから、基準類算定式は最新のものを使用すべきであるといえる。また、**Table 4.12** によると、1999 年改訂基準である平面形状を考慮した(4)-1 法による安全率は、三次元(3D)、軸対称(AXS)のいずれにおいてもさらに小さくなり、地盤は浸透破壊に対して限界を超えた状態となる。本例のような三次元的な浸透流の集中が生じる場合には、設計にあたり平面形状を考慮した基準類算定式を用いるべきである。

(4) 浸透流解析

FEM 浸透流解析により得られた流速ベクトル図、流線網を示すと **Figs. 4.33, 4.34** のようになる。流速ベクトル図、流線網からわかるように、掘削地盤付近に集中した上昇浸透流が見られる。

(5) 浸透破壊に対する安定解析

浸透破壊に対する安定解析法には種々の方法があるが、ここではその中で代表的な Harza の方法、Terzaghi の方法及び Prismatic failure の考え方を用いて解析を行った。

i) Harza の方法による検討

Harza(1935)の方法では、浸透流の出口部分最大出口動水勾配 $i_{e\max}$ と砂の限界動水勾配 i_c の値の大小で表層地盤のボーリングに対する安定性を判定する。FEM 浸透流解析によると、最大出口動水勾配 $i_{e\max}$ は下流側止水壁に接した表層地盤の要素で生じ、0.907 となる。土の飽和単位体積重量 γ_{sat} は 20.8 kN/m³(= 2.12 tf/m³) と報告されているので、土の水中単位体積重量 $\gamma' (= \gamma_{sat} - \gamma_w)$ は、11.0 kN/m³(= 1.12 tf/m³) となる。この場合、限界動水勾配 $i_c (= \gamma' / \gamma_w)$ は、1.12 となり、表層地盤のボーリングに対する安全率 $F_s (= i_c / i_{e\max})$ は、1.24 となる。したがって、掘削地盤は表層ボーリングに対しては、少し余裕があると考えられる。

ii) Terzaghi の 方法による検討

Terzaghi(1943)の方法では、止水壁に接した幅 $D/2$ 、深さ D_0 ($0 \leq D_0 \leq D$) の角柱土塊が力の釣合いを失って持ち上がるときに破壊が起こると考える。土塊の上昇に対する安全率 F_s は、考える土塊の深さ D_0 によって変化するが、その最小値がその地盤の浸透破壊に対する安全率 $F_{s\min}$ となる。ここでは、 D_0 を分割された有限要素の段ごとに变化させてそれぞれの土塊の安全率を

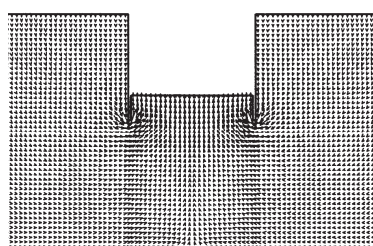


Fig. 4.33 流速ベクトル図
(田中ら, 2000)

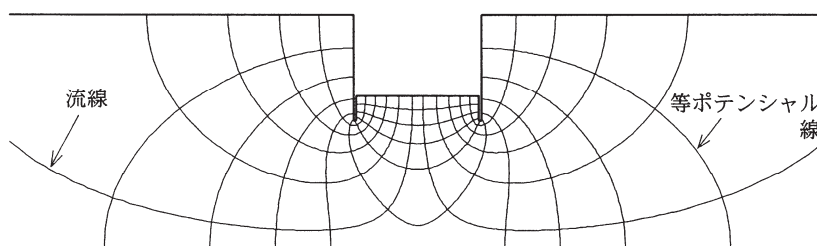


Fig. 4.34 流線網 (田中ら, 2000)

求めた。Table 4.13 に、その要素の上からの段数 N_0 、土塊の地表面からの深さ D_0 、そのときの安全率 F_s の関係を示す。Table 4.13 において F_s の値は $\gamma' = 11.0 \text{ kN/m}^3$ の場合のものを示している。Table 4.13 から、安全率が最も小さくなるのは要素の段数 N_0 が 5 のとき、すなわち角柱土塊の底面が止水壁の下端と一致するときであり、その値は、 $F_{s \min} = 1.09$ となっている。Terzaghi の方法によると底辺が止水壁の下端にあるプリズムが上昇破壊に対して限界に近い状態にあることがわかる。

Table 4.13 N_0 と D_0, F_s の関係
(Terzaghi の方法) (田中ら, 2000)

N_0	D_0	F_s
1	0.52	1.26
2	1.04	1.24
3	1.56	1.21
4	2.08	1.16
5	2.60	1.09

* F_s は $\gamma' = 11.0 \text{ kN/m}^3$ の場合に対応している。

iii) Prismatic failure の考え方による検討

Prismatic failure の考え方(田中, 1996; Tanaka et al., 1996; Tanaka and Verruijt, 1999)では、止水壁に接した任意の幅、任意の深さのプリズムを考えそのプリズムの力の釣合いについて考える。側面

の摩擦を考える場合と考えない場合に分けられる。砂地盤の内部摩擦角 ϕ' は 52° と報告されている。Prismatic failure (No friction と Friction) の考え方による限界水頭差 H_c は、7.814 m (No friction), 9.844 m (Friction) となる。ここでの値は、 $\gamma' = 11.0 \text{ kN/m}^3$ の場合に対応している。破壊が起こった時点において掘削地盤に水頭差 H が 8.3 m かかっていたので、实际的に地盤条件は、浸透破壊に対して $F_s = 0.94$ (No friction) と $F_s = 1.19$ (Friction) の間にあったと考えられる。したがって、矢板壁背後の地盤は、限界に近い状態にあったと考えられる。

Table 4.14 各解析方法による浸透破壊安全率 F_s (田中ら, 2000)

安全率の値をまとめて示すと Table 4.14 (左欄) となる。地盤は破壊前にかかなり緩んでいたと報告されている。地盤が緩むと水中単位体積重量 γ' が減少し内部摩擦角 ϕ' が低下するものと考え

安定解析方法	$\gamma' = 11.0 \text{ kN/m}^3$ (= 1.12 tf/m ³) $\phi = 52^\circ$	$\gamma' = 9.8 \text{ kN/m}^3$ (= 1.0 tf/m ³) $\phi = 30^\circ$
Harza の方法	1.24	1.10
Terzaghi の方法	1.09	0.97
Prismatic failure (No friction)	0.94	0.84
Prismatic failure (Friction)	1.19	1.04

えられる。ちなみに、掘削地盤が少し緩んだものと考え $\gamma' = 9.80 \text{ kN/m}^3 (= 1.0 \text{ tf/m}^3)$ 、 $\phi' = 30^\circ$ として安定計算を行うと、Table 4.14 (右欄) となり、浸透破壊に対する安全率は、Prismatic failure (Friction) を除いてほぼ 1.0 に等しくなる。ここで、 $\gamma' = 9.80 \text{ kN/m}^3$ 、 $\phi' = 30^\circ$ は、我が国において砂地盤の強度定数として予備設計などでよく用いられる値であり、中密の砂に関する一般的な値である。

Table 4.14 から、限界に近い状態にあった掘削坑内地盤の矢板壁に接したプリズムが掘削地盤の緩みなどによる何らかの要因で力の釣合いを失い上昇し、地盤の全体的な破壊につながったものと考えられる。「矢板の根入れ深さが小さすぎたこと」、「掘削地盤の緩み」、「三次元的な浸透流の集中」が浸透破壊の直接の原因であると結論づけられる。

(6) 現在日本でよく使用される方法に基づいて設計されたとした場合

次に、本事例が仮に現在日本でよく使用される方法に基づいて設計されたとした場合について考えてみる。ボーリングに対する安全率 F_s を二次元基準の最新版である(1)-2 法で 1.5 以上とするためには、矢板の根入れ深さ D を 5.55 m としなければならない。この場合について、FEM 浸透流解析を行い、浸透破壊に対する安全率を算定すると、Harza の方法 : $F_H = 2.03$, Terzaghi の方法 : $F_T = 1.89$, Prismatic failure (Friction) の考え方 : $F_{PF} = 1.97$ となり、どの方法によっても浸透

破壊に対して十分安定となる。各基準算定式を満足するように設計されたとするとボーリングは起こらなかったものと考えられる。

(7) まとめ

Braced Cofferdam におけるパイピング発生事例について考察を行った。ここでは、下水施設拡張工事に関連して、仮締切り矢板と切梁を用いて掘削工事を行っていたときに浸透破壊が起こった。この事例に関して、FEM 浸透流解析、浸透破壊に対する安定解析を行い、矢板背後地盤の浸透破壊に対する検討を行った。そして、次の結論を得た。

- ① 矢板締切り地盤の設計において、基準類算定式は、平面形状に比して掘削深さの大きい三次元流や軸対称流などを考慮したものが採用されるようになってきた。このような条件のとき、基準類算定式による安全率は二次元と仮定した場合と比べて小さく算定され、実際の現象をよく表す結果を与える。三次元的な浸透流の集中が生じる場合には、設計にあたり平面形状を考慮した基準類算定式を用いる必要がある。
- ② Harza の方法によると浸透破壊に対する安全率が $F_H = 1.24$ であることから、掘削地盤は表層ボーリングに対しては少し余裕があったように考えられる。
- ③ 浸透破壊に対する安全率は、Terzaghi の方法によると $F_T = 1.09$ であり、Prismatic failure (Friction) の考え方によると $F_{PF} = 1.19$ であることから、矢板壁背後の土塊は上昇破壊に対して限界に近い状態にあったと考えられる。限界に近い状態にあった掘削坑内地盤の矢板壁に接したプリズムが掘削地盤のゆるみなどによる何らかの要因で力の釣合いを失い上昇し、地盤の全体的な破壊につながったものと考えられる。
- ④ 現在よく使用される基準類算定式を満たすように設計された場合について詳しく解析を行うと、十分安全であるという結果となり、問題の掘削地盤は、現在の日本の基準に従って設計されたとするとボーリングは起こらなかったものと考えられる。
- ⑤ 「矢板の根入れ深さが小さすぎたこと」、「掘削地盤のゆるみ」、「三次元的な浸透流の集中」が浸透破壊の直接の原因であると結論づけられる。

4.2.8 第一新川橋基礎工におけるボイリング発生事例 (田中ら, 2001a; 永井ら, 2015; 永井ら, 2016b)

(1) 第一新川橋事例の概要

第一新川橋基礎工の概要を文献(今福ら, 1990; 三浦ら, 1992; 三浦ら, 1999)に基づいて述べる。第一新川橋は北海道小樽市の一般国道 337 号線の橋長 118.2 m の 3 径間連続鋼板桁橋で、すでに完成して供用している下流側 2 車線に平行して、旧橋を取り壊して建設したものである。

Fig. 4.35 に示す P1 橋脚で、施工中にボイリングが発生した。工事の概要は次のとおりである。

鋼矢板で仮締切り完成後、ドライな状態で旧橋の解体、旧基礎杭の切断、床付け面までの掘削を終了した。その後、杭打ち栈台用の H 鋼杭をバイブロハンマーで打設し、栈台を構築して本体基礎杭を打設する予定であった。しかしながら、実際には杭打ち栈台用の H 鋼杭を 6 本打設完了後、2 本の杭の周辺から若干の湧水と微量の砂の堆積が確認された。湧水は微量で、砂の移動も進行的ではなかったため、仮締切り坑内は一晩中ポンプアップされドライな状態が保たれた。栈台杭の打設から 18 時間後、1 本の杭周辺から約 1 m の直径で水が吹き出し、約 5 分で外水位と同水位まで仮締切り内部が水没した。また、「同時に仮締切り外側の河床付近から埋木が飛び出し、仮締切り内には締切り外側から鋼矢板下端を土砂とともに通過流入した魚が数匹泳いでいた」と報告されている。鋼矢板囲いは、浸透破壊(砂の移動)によっても破壊せず、骨組みを残していたということになる。

地盤を構成する細砂は、平均粒径 $D_{50} = 0.12 \sim 0.16 \text{ mm}$ 、均等係数 $U_c = 2$ 、細粒分含有率約 7～26%の均一な細砂であり、地盤の N 値は約 14 であった。ボイリングの発生状況及び事後調査結果から、ボイリング発生の直接的な原因として、仮締切り内をドライアップし水頭差を与えた状態でバイブロハンマーによる H 杭の打設を行ったため、杭周辺が緩むとともに液状化し徐々に破壊が進行したことが考えられる。

破壊後、P1 橋脚では薬液による地盤改良を行い、工事を続行し、P2 橋脚では矢板根入れ長の増大、鋼管杭の水中打設などの対策を行って施工し、現在ではすでに竣工して供用されている。

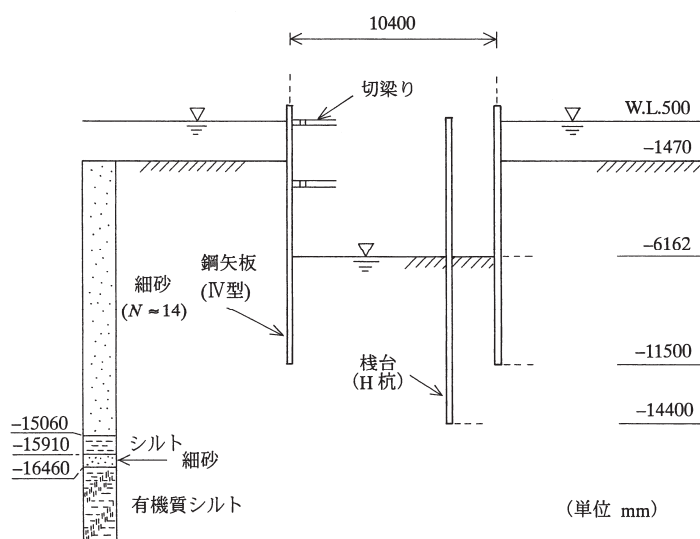


Fig. 4.35 第一新川橋基礎工の概要 (P1 橋脚) (田中ら, 2001a)

(2) 基準類算定式による安全率

本事例について基準類算定式により安全率の算定を行った。その結果を **Table 4.15** に示す。

本事例では当時の設計基準(日本道路協会(1977)の方法；(2)-1 法)に基づいて設計されたと報告されており、それによると $F_s = 1.85 \sim 2.31$ と与えられ、基準類算定式で採用されている安全率の基準値 1.20～1.50 (田中ら, 2015)を上回っており、地盤は浸透破壊に対して安定という結果となる。また、**Table 4.15** によると、平面形状を考慮した(4)-1

Table 4.15 基準類算定式による安全率 (永井ら, 2016b)

方法	(1)-2	(2)-1	(4)-1 (2D は(1)-1 法と同じ)		
流れ条件	2D	2D	2D	3D	AXS
安全率	1.28~1.60	1.85~2.31	1.63~2.04	0.90~1.12	0.94~1.18

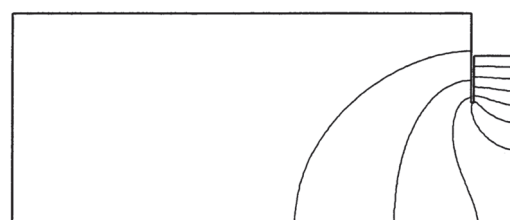
* 表中の安全率の値は、 $\gamma'/\gamma_w = 0.80 \sim 1.00$ に対応している

法による安全率は三次元(3D)、軸対称(AXS)のいずれにおいても小さくなり、安全率の基準値を下回り地盤は浸透破壊に対して限界もしくは限界を超えた状態となる。このことから、本例のような三次元的な浸透流の集中が生じる場合には、設計にあたり平面形状を考慮した基準類算定式を用いるべきである。ここに、 γ' は細砂の水中単位体積重量であるが、文献では報告されていないので一般的な値 $7.84 \sim 9.80 \text{ kN/m}^3 (= 0.80 \sim 1.00 \text{ tf/m}^3)$ をとった。

(3) 浸透流解析

地盤内の浸透流況を明らかにするため FEM 浸透流解析を行った。左右側面境界は、解析領域が浸透流解析結果へ影響を及ぼさないように、井戸の影響圏半径の考え方(土質工学ハンドブック改訂編集委員会, 1982)に基づいて、掘削中心線から両側へそれぞれ掘削幅の約 5.5 倍の位置に設定した(永井・田中, 2016b)。下部不透水性境界の位置は報告されていない。下部不透水性境界の位置が明確でない場合、計算流量の精度の点から、現地盤表面から掘削幅と等しい値の深度に仮想不透水性境界を設けて考えればよいと報告されている(山村・鈴木, 1977)。ここでは、この考え方にに基づき、さらに正確を期すため、現地盤表面から掘削幅の約 2.3 倍の深度に仮想不透水層を設けた。ここでは、二次元複列矢板、三次元、軸対称条件について解析を行った。軸対称条件では、締切り平面形状を掘削幅(短辺)に内接する円に近似した(三浦ら, 1999)。

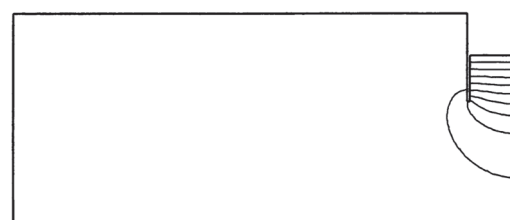
二次元複列矢板条件、三次元条件及び軸対称条件での鉛直断面において、上下流の水頭差を 10 等分した等ポテンシャル線分布を Fig. 4.36 に示す。Fig. 4.36 から、三次元及び軸対称条件は二次元複列矢板条件と比較すると、矢板内(下流側)地盤で等ポテンシャル線の間隔が狭くなっていることがわかる。すなわち、浸透流が下流側地盤に三次元的に集中し、その部分の動水勾配が増大して浸透破壊に対する安定性が低下し、ボイリングが発生したと考えられる。



(a) 二次元複列矢板条件



(b) 三次元条件



(c) 軸対称条件

(4) 安定解析

pfc-2D (田中, 1996; Tanaka et al., 1996; Tanaka and Verruijt, 1999), pfc-3D (田中, 2012; Tanaka et al., 2013), 及び pfc-AXS (Tanaka et al., 2000)を用いて、各流れ条件における浸透破壊に対する安定解析を行った。得られた結果を Table 4.16 に示す。Table 4.16 の値は γ'/γ_w = 0.80~1.00 の場合に対応している。Table

4.16 から、本事例の掘削地盤は、二次元複列矢板条件の場合では、基準類算定式で採用されている安全率の基準値 1.20~1.50 (田中ら, 2015)を上回っており浸透破壊に対して

Fig. 4.36 等ポテンシャル線分布 (永井ら, 2016b)

Table 4.16 浸透破壊に対する安全率 (永井ら, 2016b)

流れの条件	限界水頭差 (m)	安全率
二次元複列矢板条件	9.43~11.79	1.42~1.77
三次元条件	6.43~8.03	0.96~1.21
軸対称条件	6.46~8.11	0.97~1.22

* 表中の安全率の値は、 $\gamma'/\gamma_w = 0.80 \sim 1.00$ に対応している

安全であるものの、三次元条件及び軸対称条件を考えた場合では、安全率が 2/3 程度に低下して安全率の基準値を下回り、浸透破壊に対して限界もしくは限界を超えた状態であったことがわかる。したがって、三次元的な浸透流の集中が本事例における破壊の主な原因であると結論づけられる。したがって、本事例の場合、安定性の評価は三次元解析により行うべきであったといえる。また、Table 4.16 から、三次元浸透流とそれを軸対称流と仮定して求めた浸透破壊安全率が近い値を示すことがわかる。

(5) 異方透水性の影響 (田中ら, 2001a)

本橋梁建設地点近くの 2 地点で資料が採取され、鉛直方向と水平方向の透水係数が調べられている(古川ら, 1993)。報告された試験結果によると、鉛直及び水平方向の透水係数は、それぞれ $k_v = 2.84 \times 10^{-5}$ m/s 及び $k_h = 4.62 \times 10^{-5}$ m/s であるので、異方性の値 k_h / k_v は 1.63 となる。ここでは、浸透破壊に対する安定性における異方性の影響を調べるため、得られた異方性の値 $k_h / k_v = 1.63$ を用いて解析を行った。異方性を考慮した場合の、Prismatic failure (Friction) の考え方による浸透破壊に対する安全率の値は、二次元の場合 1.28~1.60、軸対称の場合 0.91~1.13 となり、異方性を考慮することにより浸透破壊安全率が、約 7~10%低下することがわかる。

(6) まとめ

第一新川橋基礎工におけるボイリング発生事例について、FEM 浸透流解析、浸透破壊に対する安定解析を行い、次の結論を得た。

- ① 矢板締切り地盤の設計において、基準類算定式は、平面形状に比して掘削深さの大きい三次元流や軸対称流などを考慮したものが採用されるようになってきた。このような条件のとき、基準類算定式による安全率は二次元と仮定した場合と比べて小さく算定され、実際の現象をよく表す結果を与える。三次元的な浸透流の集中が生じる場合には、設計にあたり最新の平面形状を考慮した基準類算定式を用いる必要がある。
- ② Harza の方法, Terzaghi の方法, Prismatic failure (No friction 及び Friction) の考え方のすべてにおいて、浸透破壊に対する安全率がほぼ等しくなっている。これは、掘削坑内の地盤が一次元上昇浸透流の状態になっていることを表している。
- ③ 軸対称状態 (または三次元状態) の掘削坑内地盤は、複列矢板背後の二次元集中流地盤よりも大きな浸透流の集中が起こり、浸透破壊に対する安全率が低下する。
- ④ 「三次元的な浸透流の集中」、「仮締切り内での既設杭の撤去や栈台杭の打設による掘削地盤の乱れ」、「地盤の異方性」が浸透破壊の直接の原因であると結論づけられる。特に、栈台杭下端が仮締切り矢板下端よりも深い位置に達しその部分に高い水圧が作用したこと、及び、バイブロハンマーが栈台杭周辺の細砂を緩めたことが破壊要因の一つとして考えられる。したがって、掘削坑内の地盤は、水替え工事中上昇浸透流によって大変不安定な状態となるので、なるべく乱さないように配慮する必要がある。

4.2.9 吉野川農業用幹線水路工事におけるボイリング発生事例

本項の内容は、(田中ら, 2001b; Tanaka et al., 2002; 田中・堀, 2003; 田中ら, 2004; 田中・堀, 2008)に基づく。

(1) 吉野川事例の概要

吉野川下流域農地防災事業 北部幹線水路工事 (大幸工区)(中国四国農政局吉野川下流域農地防災事業所, 1993; 中国四国農政局吉野川下流域農地防災事業所, 1995; 西岡・大石, 1996)において複列仮締切り矢板内の掘削地盤にボイリングが発生した(**Fig. 4.37**)。大幸地区周辺は全国でも有数のレンコン生産地帯であるが、レンコン田の水面は高く設定されているため、問題の地点の地下水位はかなり高い。また、本地点は層状堆積地盤からなっており、問題の地点では透水性の良好な砂層の上部に透水係数の小さなシルト質砂層が載っている。このため上部のシルト質砂層で大きな水頭損失が起これ、ボイリングが発生したものと考えられる。碎石の投入により対処しようとしたが、碎石を投入したあたりから湧水が発生し対処不能の状態となったため、矢板の囲い内に水をはり一時的にバランスがとられた。ボイリングにより生じた空隙は押え砂によって埋められた。シルト質砂層はボイリングによって大変緩んだ状態にあると考えられたので、その空隙を埋めることが必要であると考えられた。ここでは、超高压噴流液で地盤を切削し硬化材を地中の空隙に確実に注入する工法すなわち JSG 工法がとられ地盤が安定化された。

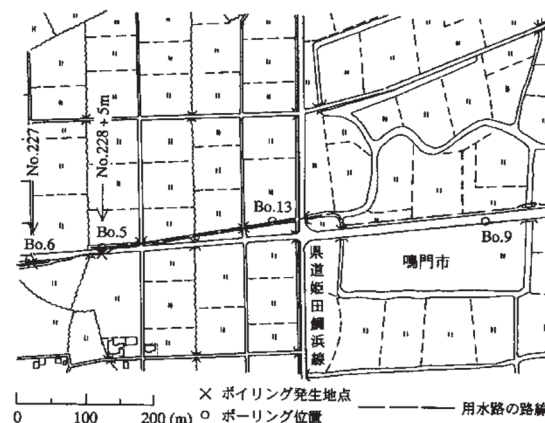


Fig. 4.37 大幸工区の平面図 (田中ら, 2001b)

(2) 破壊の状況

No.228+5 m, No.227 地点付近で発生したボイリング位置及び深さを **Fig. 4.38** に、掘削断面の

形状を **Figs. 4.39,**

4.40 に示す。

Fig. 4.39 に示すように

ボイリングは根

切り掘削が計画

床付面付近の

G.L.-4.90 m に達

した時点において

掘削底面の地

盤中央付近に発

生した。なお、ボ

イリングは掘削

底面の全体にわ

たって一様に発

生していたとさ

れている。このこ

とから、ボイリン

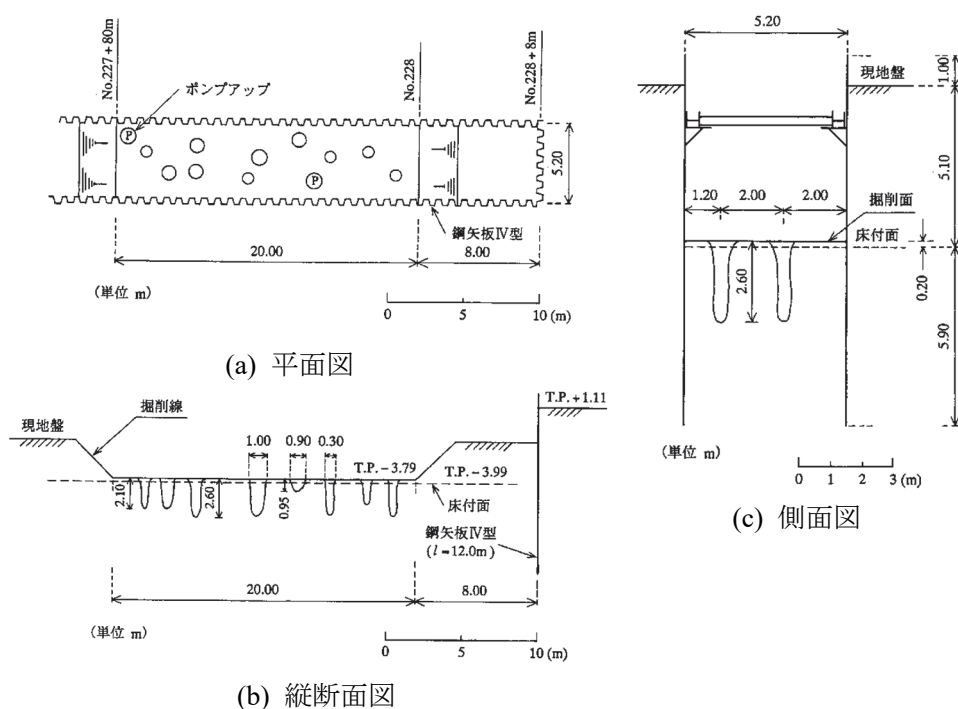


Fig. 4.38 ボイリング発生位置と深さ (田中ら, 2003)

グは地盤の不均質性が原因で生じたものではなく、掘削底面の地盤全体が限界状態に達したために生じたものと考えられる。

ボーリングの発生原因は、掘削底面の地盤がシルト質砂からなる半透水層（上部）と粒度分布の悪い細砂を主体とする透水層（下部）の二層系からなるために、下部透水層内の大きな被圧地下水頭が上部半透水層で大部分消費されることにより、上部半透水層で上向きの動水勾配が大きくなったことによると考えられた。また、Fig. 4.38 からわかるように矢板囲いの長手方向両側端に残土があり押え盛土の役割を果たしている。これにより掘削底面の角部における三次元的な集中流による浸透破壊の危険性が回避されているものと考えられる。問題の場合は、二次元集中流の状態になっているといえる。

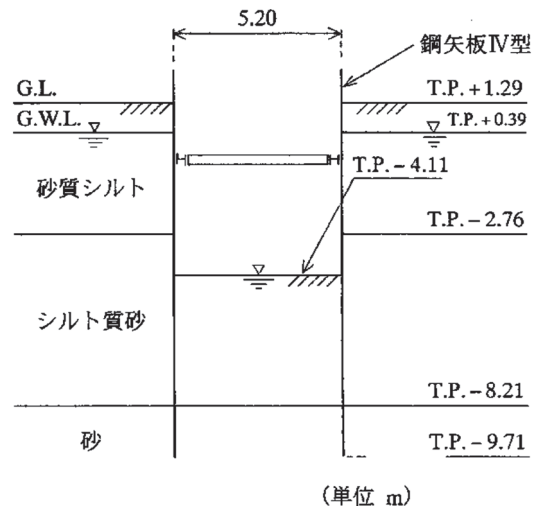
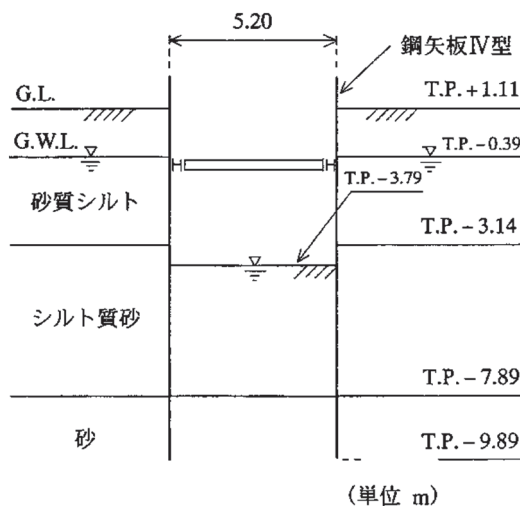


Fig. 4.39 掘削断面形状 (No.228+5 m) (田中ら, 2003) Fig. 4.40 掘削断面形状 (No.227) (田中ら, 2001b)

(3) 地盤のモデル化

地盤各層の透水係数は、近傍の地点で試料を採取し、物理的性質及び透水係数は実験で求められた。このようにして得られた地盤材料の物理的性質及び透水係数を Table 4.17

Table 4.17 地盤材料の物理的性質及び透水係数 (田中ら, 2001b)

	砂質シルト	シルト質砂	砂
比重 G_s	2.753	2.739	2.730
均等係数 U_e	49.825	2.771	1.887
50%粒径 D_{50} (mm)	0.037	0.122	0.197
最大間隙比 $e_{\max}$	—	1.438	1.252
最小間隙比 $e_{\min}$	—	0.775	0.706
透水係数 k_{15}^* (cm/s)	5.19×10^{-6}	1.58×10^{-3}	1.17×10^{-2}

* k_{15} は 15℃時の値に換算した透水係数

に示す。次に、地層の境界については、ボーリング柱状図などから、G.L.-4.25 m を砂質シルト層とシルト質砂層の境界、シルト質砂層と砂層の境界を G.L.-9.00 m と考えられた。

No.227 (ボーリング No.6 近傍) 地点は、No.228+5 m (ボーリング No.5 近傍) 地点と 105 m 程度しか離れておらず、各地層の透水係数及び境界位置はほぼ同じであると考えられた。また、地層の境界については、ボーリング柱状図などから、砂質シルト層とシルト質砂層の境界を G.L.-4.05 m、シルト質砂層と砂層の境界を G.L.-9.50 m とされた。

左右側面の境界は、それを設けることによって影響がでないように、掘削中心線から両側にそれぞれ掘削幅の約 11 倍とされた。さて、揚水井戸の影響圏半径 r は地盤構成材料の細砂 (0.1～0.25 mm) に対して $r = 50 \sim 100$ m がとられる(土質工学ハンドブック改訂編集委員会, 1982)。掘削坑を井戸とみなした場合、 $r = 57.75$ m は影響圏半径の点からみて妥当であると考えられる。左

右側面境界は外水位と等しい静水圧境界とした。下部不透水性境界の位置は報告されていないのでわからない。下部不透水性境界の位置が明確でない場合、計算流量の精度の点から、現地下水水位から掘削幅と等しい値の深度に仮想不透水性境界境界を設けて考えればよいとされている(山村・鈴木, 1977)。ここでは、これを考慮の上さらに正確を期すため、現地下水水面から掘削幅 ($B=5.2\text{ m}$) の約 5.1 倍に等しい値の深度 ($26.39\text{ m(T.P.-26.0 m)}$) に仮想不透水層が設けられた。

Table 4.18 基準類算定式による安全率

(4) 基準類算定式による安全率

本事例について基準類算定式を用いて安全率の算定を行った。浸透破壊安全率の算定は、No.228+5 m (ボーリング No.5 近

方法	(1)-1	(1)-2	(2)-1	土木研究所式	
流れの条件	2D	2D	2D	一層	二層
No.228+5m	3.65-4.56	2.87-3.56	3.67-4.59	4.02-5.03	2.57-3.22
No.227m	2.53-3.16	1.99-2.49	2.79-3.49	3.17-3.96	1.90-2.37

傍) 地点, No.227 (ボーリング No.6 近傍) 地点の条件について、実際の地盤を一層系と仮定した場合と実際の地盤条件である多層系地盤とした場合について行った。その結果を **Table 4.18** に示す。ここで、地盤材料の水中単位体積重量 γ' は、報告されていないのでわからないが、砂の場合一般的に $7.84\sim 9.80\text{ kN/m}^3 (= 0.8\sim 1.0\text{ tf/m}^3)$ である。

Table 4.18 によると、土研式(建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室, 1982)の二層法における安全率が最も小さくなるが、基準類算定式で採用されている安全率の基準値 1.20~1.50 (田中ほか, 2015) を大きく上回り、地盤は浸透破壊に対して十分安定であるという結果となる。しかし、実際にはボーリングが発生していることから、さらに詳しく解析する必要がある。

(5) 浸透流解析

No.228+5 m (ボーリング No.5 近傍) 地点の流線網を **Fig. 4.41(a)**に、No.227 (ボーリング No.6 近傍) 地点の流線網を **Fig. 4.41(b)**に示す。流速ベクトル図、流線網からわかるように、掘削地盤付近に集中した上昇浸透流が見られる。

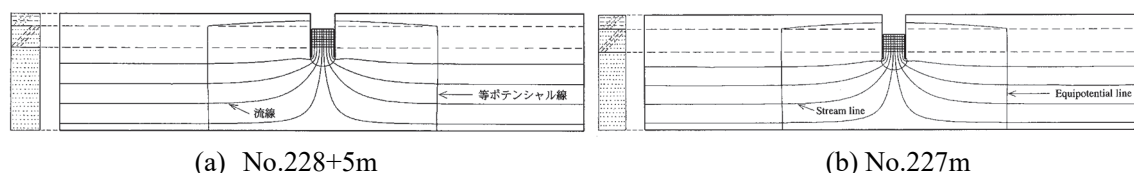


Fig. 4.41 流線網 (田中ら, 2002; 田中ら, 2003)

(6) 浸透破壊に対する安定解析

浸透破壊に対する安定解析法には種々の方法がある。ここではその中でも代表的な方法である Harza(1935)の方法, Terzaghi(1943)の方法及び Prismatic failure の考え方(田中, 1996; Tanaka et al., 1996; Tanaka and Verruijt, 1999)を用いて解析が行われた。その結果を **Table 4.19** に示す。Harza の方法, Terzaghi の方法, Prismatic failure (No friction 及び Friction) の考え方のすべてにおいて浸透破壊に対する安全率 F_s は、No.228+5 m の地点で 1.33~1.66 で安全であり、No.227 地点で 0.99~1.24 で限界状態または限界に近い状態にあると判定された。ここで、Prismatic failure の考え方において、No friction と Friction の結果に差がないのは、地盤内の浸透流が一次元状態になっているため限界時において残留有効応力の値がほぼ 0 に等しくなり、摩

Table 4.19 各解析方法による浸透破壊安全率 F_s (田中ら, 2003)

安定解析手法	No.228+5 m	No.227
Harza の方法	1.33~1.66	0.99~1.24
Terzaghi の方法	1.33~1.66	0.99~1.24
Prismatic failure (No friction)	1.33~1.66	0.99~1.24
Prismatic failure (Friction)	1.33~1.66	0.99~1.24

擦抵抗力が発揮されていないためであると考えられる。なお、上記解析は二次元複列矢板条件について行われたが、二次元単列矢板条件と仮定して行った場合と比較すると約 35%程度に低下していることが確認されており(田中・堀, 2008), 本事例では二次元的な浸透流の集中により大きく安全率が低下したことがわかる。

No.228+5 m (ボーリング No.5 近傍)地点は浸透破壊に対して安全であるという結果が得られた。しかし、実際には No.228+5 m 地点においてボーリングが発生しており、他に何らかの要因があったものと考えられる。ここでは、地下水位が、実際には条件に示されていた水位より高かった場合(No.227 の地点での水位と同じ高さであった場合)について検討された(田中・堀, 2003)。ここでは、Prismatic failure の考え方をを用いて浸透破壊に対する安定解析が行われた。その結果、地盤の浸透破壊に対する安全率 $F_s (=H_c/H)$ は、1.08~1.35 (No friction), 及び、1.08~1.35 (Friction) となり、地盤は浸透破壊に対して限界に近い状態にあったこととなる。No.228+5 m 地点において、浸透破壊に対する安全率を下げる要因としては前述のように幾つかのものが考えられるが、地下水面が実際にはもう少し高かったことが第一の要因であったのではないかと考えられる。

(7) まとめ

吉野川下流域農地防災事業北部幹線水路工事において発生した複列仮締切り矢板内の掘削地盤のボーリングについて、FEM 浸透流解析、浸透破壊に対する安定解析が行われ、次の結論が得られた。

- ① 透水係数の大きな砂層の上部に透水係数の小さなシルト質砂層がのっており、掘削の進行に伴い上部のシルト質砂層で大きな水頭損失が生じた。
- ② 矢板囲い内の長手方向両側端に残土があり押え盛土の役割を果たしている。これによって掘削底面の角部における三次元的な浸透流の集中による浸透破壊の危険性が回避された。
- ③ 矢板囲い内への浸透流は二次元的な集中 (二次元集中流) となり、浸透破壊に対する安全率が大きく低下した。本事例の場合、「単列矢板前面の二次元仮定地盤」に対して安全率が約 35% 程度に低下した。根入れ深さに対して掘削半幅が小さい場合には、地盤の浸透破壊に対する安全率が大きく低下し、掘削地盤中の上昇浸透流が一次元的になり、限界時に地盤全体が限界状態 (クイックな状態) となり地盤全体の支持力が著しく低下するので注意が必要である。
- ④ Prismatic failure の考え方によって求めた浸透破壊に対する理論限界水頭差について、No friction と Friction の場合の結果に差がない。これは、地盤内の浸透流が一次元状態になっているため、限界時において残留有効応力の値がほぼ 0 に等しくなり、摩擦抵抗力が発揮されていないためと考えられる。
- ⑤ No.228+5 m 地点の地下水位は、105 m ほど離れた No.227 地点のものと等しいと考えるのが妥当であり、地下水面が実際には高かったことも浸透破壊の要因であったと考えられる。

4.2.10 K 線高架橋下部工の深礎掘削に伴うボーリングの発生事例 (Tanaka et al., 2003; 永井ら, 2016c)

(1) K 線高架橋下部工の概要

Fig. 4.42 に北九州市の K 線高架橋下部工の位置図を示す。**Fig. 4.42** の P2, P3 橋脚において、裏込め注入工を行いながら深礎掘削を行ったときにボーリングが発生した。**Fig. 4.43(a)** の平面図に示すように、P₂ 橋脚基礎工は A～D の 4 つの深礎からなる。P₂ (C) 深礎でボーリングが発生したときの掘削断面図を **Fig. 4.43(b)** に示す。工事では、まず、長さ 11.0 m の鋼矢板Ⅲ型を用いて、平面形状(幅 10.8 m × 長さ 10.8 m)に囲い込み、構内を深さ 5 m 掘削し作業プラットフォームを構築する。地盤は風化ひん岩(事後の調査では風化花崗岩)であり、地下水位は地表面下 1.15 m であった。次に、4ヶ所で外径 2.5 m、内径 2.0 m、高さ 0.5 m のリング(ライナープレート)を深さ 13.5 m (27R)まで手堀りで打ち込んでいき深礎を構築する。最終的に 4 つの立坑に鉄筋を入れコンクリートを注入し鉄筋コンクリート杭とするものである。ここでは、ボーリング現象が激しかった P₂(C)深礎について考える。

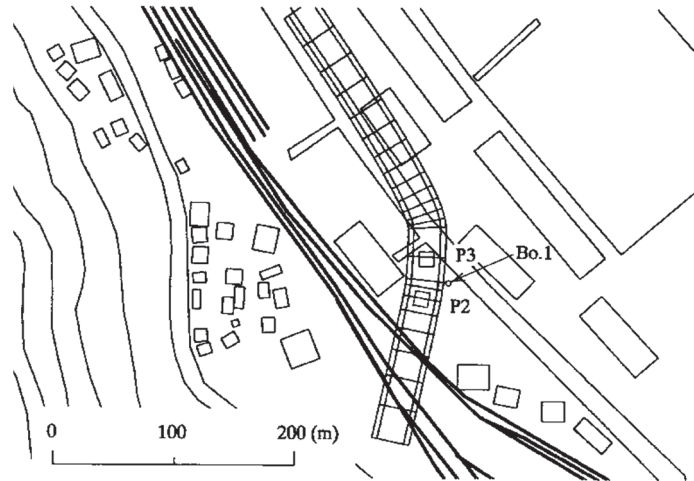


Fig. 4.42 K 線高架橋位置図 (永井ら, 2016c)

P₂(C)深礎について、作業プラットフォームから 8 リング(深さ 4 m)進んだところでは問題がなく、まわりの土はセメントグラウトで改良された。掘削が 9～12R に進んだところで、掘削底面の土粒子が吹き上がってきた。このときの掘削断面図を **Fig. 4.43(b)** に示す。

調査ボーリングが行われ、補助工法として薬液注入工法が施工された。さらに掘削を進めたところ 22R を越えたところで湧き水が急に多くなり、26R のライナープレートの取り付けが始められたが、地山の崩壊及び下からの盛り上がりが激しくなり作業ができなくなった。

対策会議がもたれ、コラムジェット工法を用いて底盤改良が行われた。このようにして、27R まで深礎の掘削が完了した。

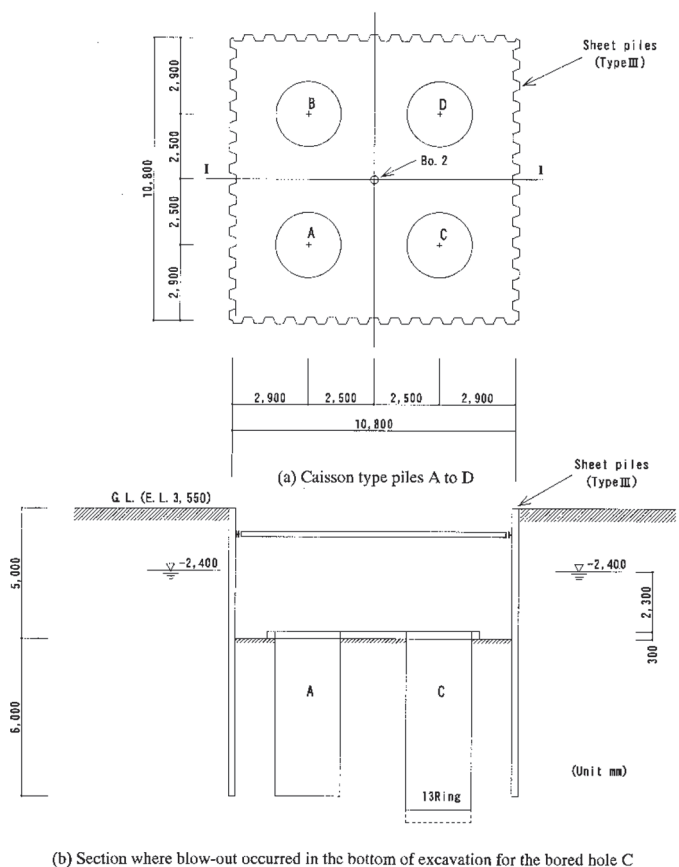


Fig. 4.43 K 線高架橋平面図及び掘削断面図 (P₂ 橋脚) (永井ら, 2016c)

(2) 解析方法

作業プラットフォーム構築時、及び、

深礎構築時における浸透流の状況と掘削底面の安定性について考察する。矢板囲い内地盤の地下水位について考える。ライナープレートの構築においては、鋼矢板とライナープレートの間の土は乱されて緩むと考えられる。また、同じ基礎地盤下部工の別の深礎 P2(A), (B), (D) が少し遅れて並行して掘られていることから、矢板囲い内地盤の自由地下水面は全体的に低下していたことが予想される。したがって、矢板囲い内地盤に自由地下水面が形成されるという仮定よりも、深礎掘削地盤表面と自由地下水面が同じ高さにあるとする方が妥当であると考えられる。ここでは、自由地下水面が深礎掘削地盤表面まで全体的に低下したと仮定した場合について解析を行った。また、問題の場合は実際には三次元的であるが、平面形状を正方形の矢板囲いに内接する円形と仮定し、地盤条件を軸対称と仮定した(三浦ほか, 1992)。そして、深礎は矢板囲い内の中心に掘っていくものとして浸透流解析及び浸透破壊に対する安定解析を行った。深礎が 6R に達したときの解析領域を Fig. 4.44 に示す。また、ボーリング調査結果より、矢板囲い外側の地盤中の地下水位を G.L.-2.4 m に、地盤の透水係数を 2.53×10^{-7} m/s とした。

(3) 浸透流解析

掘削底面と自由地下水面は同じ高さにあったとして、ライナープレートを 1R から順に 12R まで掘削したときの解析を行った。ここで、ライナープレート 12R 下端 (G.L.-11.0 m) は、作業プラットフォーム構築のための囲い矢板下端位置 (G.L.-11.0 m) と一致することに注意すべきである。作業プラットフォーム構築時、深礎を、それぞれ、3, 6, 9, 12 リングまで掘削した時点における等ポテンシャル線分布を Figs. 4.45(a), (b), (c), (d), (e) に示す。いずれも、深礎掘削底面を基準と

して水頭増分が 0.5 m 間隔として描かれている。したがって、隣り合う二つの等ポテンシャル線が近いほど動水勾配が大きく、流速が大きいことを意味する。Figs. 4.45(a), (b), (c), (d), (e) から、浸透流は、深礎の掘削深さが大きくなるほど掘削底面により集中していることがわかる。

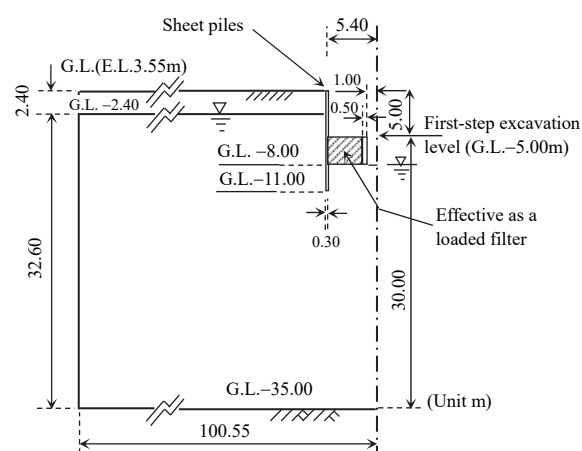


Fig. 4.44 解析領域 (深礎が 6R に達したとき)
(永井ら, 2016c)

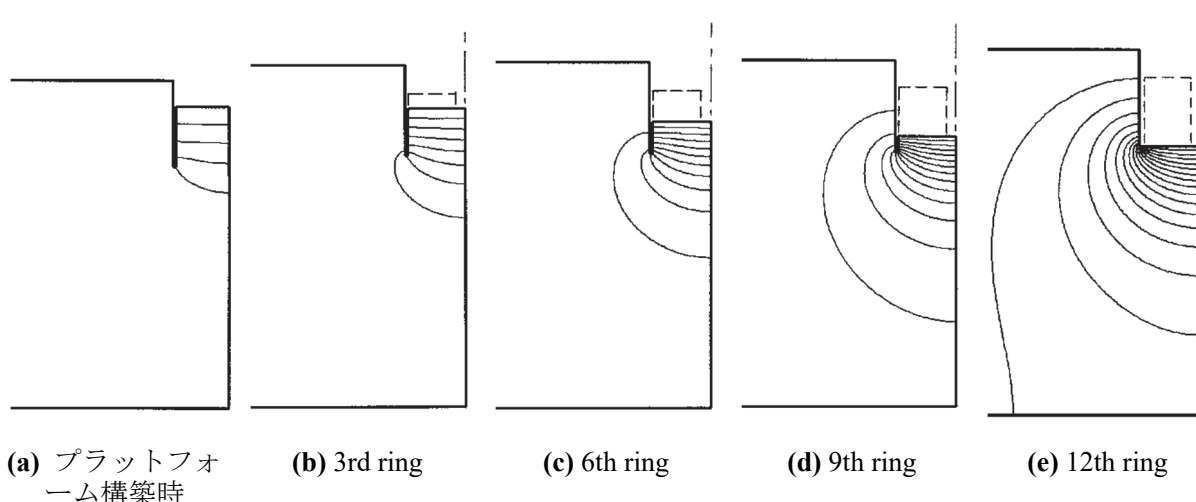


Fig. 4.45 深礎掘削に伴う等ポテンシャル線分布の変化 (永井ら, 2016c)
(等ポテンシャル線は、いずれも、深礎掘削底面を基準として水頭増分が 0.5 m 間隔として描かれている。)

(4) 掘削底面の浸透破壊に対する安定性

作業プラットフォーム構築(第一段階掘削), 及び, 深礎掘削(第二段階掘削)における, 掘削底面の浸透破壊安定性について解析を行った。矢板囲い内地盤は, 深礎掘削底面高さまで排水された状態を考えているので, 周囲の矢板と深礎のライナープレートに囲まれた部分(残土)は, 押えフィルターとして働くものと考えられる。したがって, 残土の下方部分の地盤は上昇浸透流に対して安定していると考えられる。深礎の掘削底面が浸透破壊に対して最も危険になると考えられる。ここでは, まず, 深礎掘削底面の浸透破壊安定性解析法として, Harza(1935)の方法 及び Prismatic failure-AXS の考え方(Tanaka et al., 2000) を用いた。

深礎を打ち込んでいったときの状態について解析した結果, 浸透破壊に対する安全率は, 摩擦を考慮しない場合 F_{PN} , 摩擦を考慮した場合 F_{PF} とすると, $F_{PN} \approx F_{PF}$ となることがわかった。これは, 矢板囲い内地盤における上昇浸透流が一次元状態になっており, 応力も一次元状態になっているためであると考えられる。一次元上昇流の状態になると限界時における残留応力がなくなり, 摩擦力がなくなるためであると考えられる。

Fig. 4.46 に, 深礎の掘削深さと浸透破壊安全率の関係を示す。Fig. 4.46 には, Prismatic failure の考え方から算出した安全率, 及び, 出口動水勾配(要素における)を用いて算出した Harza の方法による安全率を示している。Fig. 4.46 によると, 両者はほぼ同一の結果となる。これは, 上述のように, 地盤が一次元上昇浸透流の状態になっているとき, 及び, 破壊が表層で起こるときの特徴である。このように, Prismatic failure の考え方による解析から, 浸透破壊は, ライナープレートに接する掘削底面表層でおこるという結果が得られた。Prismatic failure の考え方, Harza の方法ともに, 8R のライナープレートを設置したときに, すなわち, 深礎掘削が作業プラットフォームから 3.5 m の深さになったときに, 安全率が 1 を切るという結果になった。この結果は, 実際の性状(底面土塊が 9~12R を掘削したときに吹き出しという報告)より少し早いことを表している。

このように, 深礎の掘削に伴い掘削地盤表面における動水勾配が大きくなり浸透流速が大きくなって, 7R から 8R のライナープレートを設置する間に, 土粒子の移動が生じたものと考えられる。深礎掘削がさらに深くなるにつれて, ライナープレートの設置速度より浸透破壊の速度の方が速くなり(施工速度より土粒子の移動速度の方が速くなり), 掘削作業が不可能になったものと考えられる。また, 問題の場は実際には三次元的であるが, 軸対称近似して解析を行うことにより現象を予測可能であるといえる。

また, ライナープレート 12R 下端が囲い矢板の下端と一致するという事実から考えると, 深礎掘削が作業プラットフォームの囲い矢板下端付近に達すると, 掘削底面は大変危険となるといえる。深礎掘削が深くなり, 底面がこのあたりに達すると外側の囲い矢板の締切り効果が小さくなると考えられる。

Fig. 4.46 を見ると, 掘削深度に対する安全率の低下が 12R (深さ 6 m) 付近で頭打ちとなっている。これは, 深礎掘削が締切り矢板下端深さまでのときにはその効果が発揮されており, 矢板囲い内掘削地盤の安定性

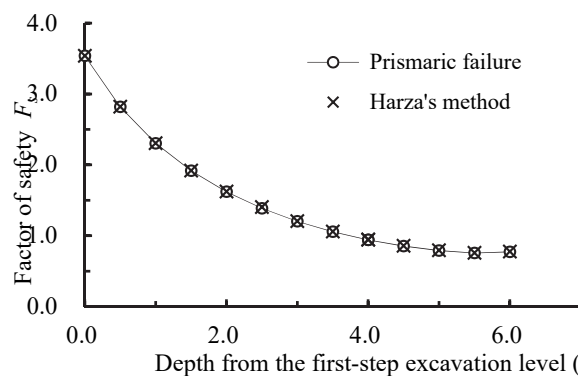


Fig. 4.46 深礎の掘削深さと浸透破壊安全率の関係 (永井ら, 2016c)

に近づいているものと考えられる。深礎掘削が矢板下端を超えると、もし仮に掘削底面が砂地盤であれば急激に安全率が低下し、本格的な地盤改良等の対策がなされなければ、工事自体が大変難しくなると考えられる。このように、12R 地点ですでに安全率が 1.0 を切っており、12R 以深になるとさらに急激に安全率の低下があると考えられ、安定解析自体に意味がなくなる。したがって、ここでは安定解析を 12R までとした。

(5) まとめ

北九州市の K 線道路橋 P2 下部工の深礎掘削に伴うボーリングの発生事例について、FEM 浸透流解析、浸透破壊に対する安定解析を行い、次の結論を得た。

作業プラットフォーム構築後、5 m 掘削した時点での掘削地盤の浸透破壊に対する安全率は 3.43 であり、掘削底面は浸透破壊に対して安全であった。深礎掘削に伴う浸透流解析と掘削底面の浸透破壊に対する解析から、深礎が矢板下端(G.L.-11.0 m)に近づき 8 リングに達したとき、浸透流が深礎掘削底面に集中し、ボーリングに対する安全率が 1.0 以下となり、土粒子の移動が生じたものと考えられる。深礎掘削がさらに深くなるにつれて砂粒子が噴き出し対応が不可能になったと考えられる。

このように、浸透流が深礎掘削地盤内に集中し浸透破壊に対する安定性が低下したものと考えられる。また、実際には報告されているよりも少し早い段階で深礎掘削地盤に土粒子の移動現象が生じていたのではないかと考えられる。深礎の掘削に伴いさらに掘削地盤表面における動水勾配が大きくなり浸透流速が大きくなって、ライナープレートの設置時間(速度)より浸透破壊の速度の方が速くなり掘削作業が不可能になったものと考えられる。また、問題の場は実際には三次元的であるが、軸対称近似して解析を行うことにより現象を予測可能であるといえる。

また、ライナープレート 12R 下端が囲い矢板の下端と一致するという事実から考えると、深礎掘削が作業プラットフォームの囲い矢板下端付近に達すると、掘削底面は大変危険となるといえる。深礎掘削が深くなり、底面がこのあたりに達すると矢板の締切り効果が小さくなると考えられる。

「三次元的な浸透流の集中」が浸透破壊の直接の原因であると結論づけられる。

4.2.11 鋼矢板土留め壁掘削地盤における浸透破壊事例 (廣瀬・田中, 2007; 永井ら, 2015; 永井ら, 2016b)

(1) 事例の概要

本事例は掘削面の短辺及び長辺に比べて掘削深さが大きな、いわゆる大深度掘削事例であり、三次元的な浸透流の集中と、それによる掘削底面の安定性の低下が問題となった事例である(日経 BP 社, 2001)。**Fig. 4.47** に本事例の概略図を示す。**Fig. 4.47** に示すように、掘削面の平面形状は、 $B \times L = 11.91 \text{ m} \times 21.21 \text{ m}$ の長方形である。ここに、 B は短辺、 L は長辺である。地表から掘削面までの地盤構成は、上から順に粘性土層、砂層、砂礫層である。

本事例では、鋼矢板を打設して敷地を囲い込み、内部の地盤を 16.3 m 掘り下げて地下構造物を構築する予定であった。しかしながら、掘削面が床付け標高付近に達したときにボイリングが発生した。このとき、外部の地下水位は床付け標高より 9.5 m 上方にあった(日経 BP 社, 2001)。したがって、ボイリングが発生したときの締切り矢板内外の水位差は 9.5 m である。ボイリングに対しては、急遽ディープウェル工法で土留め壁背後の地盤の地下水位を下げることで対処したと報告されている。

(2) 基準類算定式による安全率

安全率算定にあたり地盤のモデル化を行った。**Fig. 4.48** に地盤のモデルを示す。地表から掘削面までの地盤構成は、上から順に粘性土層、砂層、砂礫層であるが、地層のつながりが判然としない。現地盤は破壊が生じた箇所の主要地質である砂層の均質地盤からなると仮定し、透水係数を $1.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ と設定した。地下水位は下流側では掘削地盤表面と一致し、上流側では、前述のとおり、それより上方 9.5 m にあるとした。

本事例について基準類算定式 (1)-2 法、(2)-1 法、(4)-1 法により安全率の算定を行った。その結果を **Table 4.20** に示す。本事例は既存の設計基準に基づいて設計されたと報告されている。施工年次から類推すると (1)-2 法から $F_s = 1.55 \sim 1.94$ もしくは (2)-1 法から $F_s = 2.35 \sim 2.94$ が採用されたと考えられる。これらの値は基準類算定式で採用されている安全率の基準値 1.20~1.50 (田中ら, 2015) を大きく上回っており、地盤は浸透破壊に対して十分安定であるという結果となる。また、**Table 4.20** によると、平面形状を考慮した (4)-1 法の安全率が最も小さくなり、安全率の基準値付近となり地盤は浸透破壊に対して限界に近い状態という結果となる。このことから、本例のように浸透

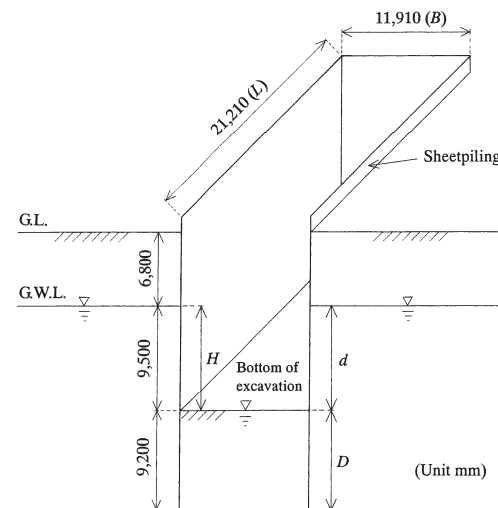


Fig. 4.47 鋼矢板土留め壁掘削地盤における浸透破壊事例の概略図 (廣瀬・田中, 2007)

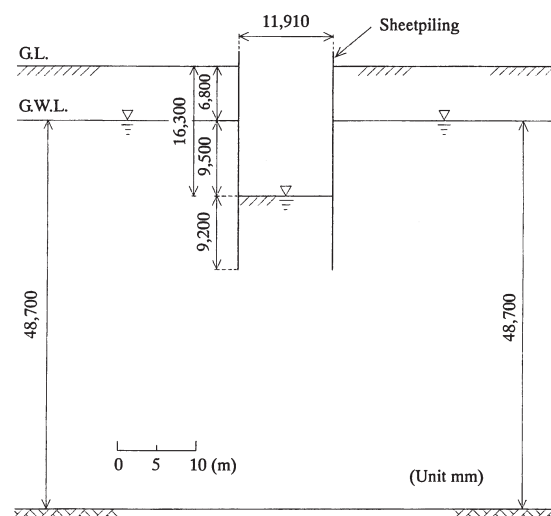


Fig. 4.48 地盤のモデル化 (廣瀬・田中, 2007)

流の三次元的な集中がある場合には、設計にあたり平面形状を考慮した基準類算定式を用いるべきである。ここに、 γ' は細砂の水中単位体積重量であるが、文献では報告されていないので一般的な値 $7.84 \sim 9.80 \text{ kN/m}^3 (= 0.80 \sim 1.00 \text{ tf/m}^3)$ をとった。

Table 4.20 基準類算定式による安全率 (永井ら, 2016b)

方法	(1)-2	(2)-1	(4)-1 (2D は(1)-1 法と同じ)		
流れ条件	2D	2D	2D	3D	AXS
安全率	1.55~1.94	2.35~2.94	1.97~2.46	1.06~1.32	1.04~1.30

* 表中の安全率の値は、 $\gamma'/\gamma_w = 0.80 \sim 1.00$ に対応している

(3) 浸透流解析

浸透流況を明らかにするため FEM 浸透流解析を実施した。左右側面境界は、解析領域が浸透流の解析結果へ影響を及ぼさないように、井戸の影響圏半径の考え方(土質工学ハンドブック改訂編集委員会, 1982)に基づいて、掘削中心線から左右水平方向にそれぞれ掘削面における掘削幅(短辺)の約 13.5 倍の位置にとった(永井・田中, 2016b)。下部不透水性境界の位置は報告されていない。下部不透水性境界の位置が明確でない場合、計算流量の精度の点から、現地盤表面から掘削幅と等しい値の深度に仮想不透水性境界を設けて考えればよいと報告されている(山村・鈴木, 1977)。ここでは、この考え方にに基づき、さらに正確を期すため、掘削地盤表面から掘削幅の約 4.1 倍の深度に仮想不透水層を設けた。また、二次元単列矢板条件、二次元複列矢板条件、三次元条件、軸対称条件(縮切りの平面形状を掘削幅(短辺)に内接する円に近似(三浦ら, 1999))の場合について解析を行った。

二次元単列矢板条件、二次元複列矢板条件、三次元条件、軸対称条件の鉛直断面において、上下流の水頭差を 8 等分した等ポテンシャル線分布を Fig. 4.49 に示す。Fig.

4.49 から、三次元条件及び軸対称条件は二次元複列矢板条件と比較すると、矢板内の下流側地盤で等ポテンシャル線の間隔が狭くなっていることがわかる。すなわち、下流側地盤に浸透流が集中し、その部分の動水勾配が増大し浸透破壊に対する安定性が低下し、ボーリングが発生したものと考えられる。

(4) 安定解析

pfc-2D (田中, 1996; Tanaka et al., 1996; Tanaka and Verruijt, 1999), pfc-3D (田中, 2012; Tanaka et al., 2013), 及び pfc-AXS (Tanaka et al., 2000)を用いて、各種流れ条件における浸透破壊に対する安定

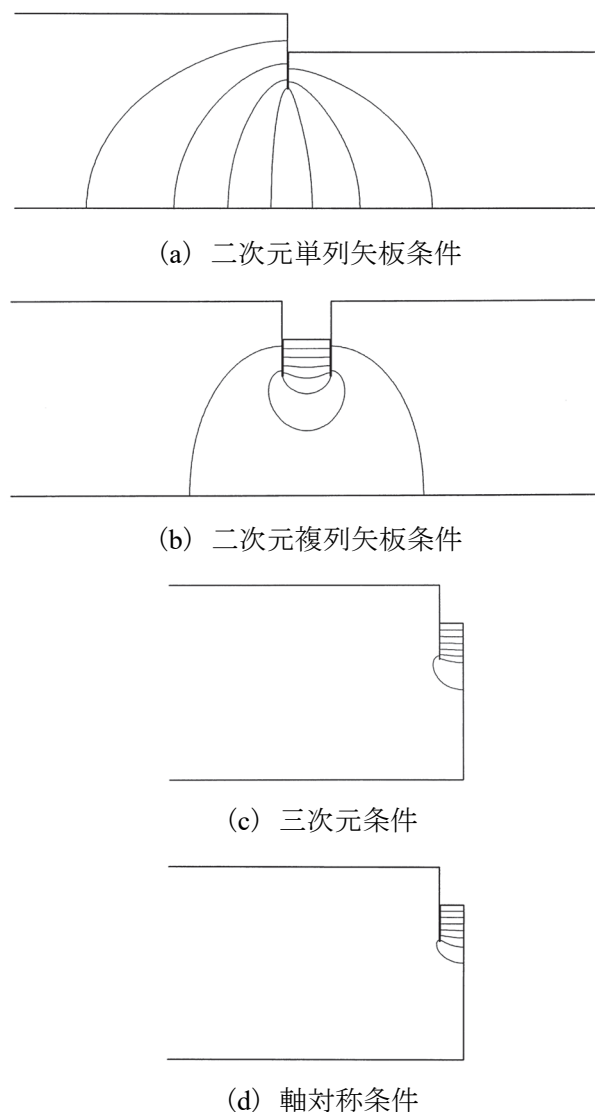


Fig. 4.49 等ポテンシャル線分布 (永井ら, 2016b)

解析を行った。得られた結果を **Table 4.21** に示す。本事例では、下流側地盤において考慮する摩擦について、静止土圧及び受働土圧の両方の場合を示した。また、**Table 4.21** の値は $\gamma/\gamma_w = 0.80 \sim 1.00$ の場合に対応している。**Table 4.21** から、本事例の掘削地盤は、二次元単列矢板条件及び二次

Table 4.21 浸透破壊に対する安全率 (永井ら, 2016b)			
流れの条件	土圧の状態	限界水頭差(m)	安全率
二次元単列矢板条件	静止土圧	23.13~28.92	2.44~3.04
	受働土圧	25.18~31.48	2.65~3.31
二次元複列矢板条件	静止土圧	13.73~17.17	1.45~1.81
	受働土圧	14.11~17.64	1.49~1.86
三次元条件	静止土圧	10.07~12.59	1.06~1.33
	受働土圧	10.09~12.61	1.06~1.33
軸対称条件	静止土圧	9.98~12.47	1.05~1.32
	受働土圧	10.12~12.65	1.07~1.34

* 表中の安全率の値は、 $\gamma/\gamma_w = 0.80 \sim 1.00$ に対応している。

元複列矢板条件の場合では、基準類算定式で採用されている安全率の基準値 1.20~1.50(田中ら, 2015)を上回っており、浸透破壊に対して安全であると判定されるが、三次元条件及び軸対称条件を考えた場合には安全率が大きく低下し、安全率の基準値付近となり、浸透破壊に対して限界に近い状態となることがわかる。このように、三次元的な浸透流の集中が本事例における破壊の主な原因であると結論づけられる。また、静止土圧、受働土圧に対して得られる安全率の値は、二次元条件では異なっているが、三次元条件及び軸対称条件ではおおよそ等しくなることがわかる。これは、三次元条件及び軸対称条件の場合、下流側地盤において一次元上昇浸透流に近い状態になっているためであると考えられる。また、**Table 4.21** から、三次元浸透流とそれを軸対称流と仮定して求めた浸透破壊安全率が近い値を示すことがわかる。

(5) まとめ

鋼矢板土留め壁掘削において発生したボーリングについて、FEM 浸透流解析、浸透破壊に対する安定解析を行い、次の結論を得た。

- ① 矢板締切り地盤の設計において、基準類算定式は、平面形状に比して掘削深さの大きい三次元流や軸対称流などを考慮したものが採用されるようになってきた。このような条件のとき、基準類算定式による安全率は二次元と仮定した場合と比べて小さく算定され、実際の現象をよく表す結果を与える。三次元的な浸透流の集中が生じる場合には、設計にあたり最新の平面形状を考慮した基準類算定式を用いる必要がある。
- ② 静止土圧、受働土圧に対して得られる安全率の値は、二次元条件では異なっているが、三次元条件及び軸対称条件ではおおよそ等しくなることがわかる。これは、三次元条件及び軸対称条件の場合、下流側地盤において一次元上昇浸透流に近い状態になっていることを表している。
- ③ 複列矢板内の二次元集中流地盤は、単列矢板背後の二次元地盤よりも大きな浸透流の集中が起こり、浸透破壊に対する安全率が低下する。軸対称状態 (または三次元状態) の掘削坑内地盤は、複列矢板背後の二次元集中流地盤よりもさらに大きな浸透流の集中が起こり、いっそう安全率の低下が引き起こされる。
- ④ 「三次元的な浸透流の集中」が浸透破壊の直接の原因であると結論づけられる。

4.3 トラブル要因の分類と留意事項

本節では、集積した事例に基づき、浸透破壊トラブルの要因の分類を行う。そして、要因毎に設計・施工時に留意すべき内容についてとりまとめるとともに、その要因が浸透破壊安定性にどれくらい影響を及ぼしているのかについても、解析・考察を行う。

4.3.1 事例解析に基づく要因分類と留意事項

ここでは、4.2 節で事例解析を行った 11 事例に別途解析を行っている 5 事例を加えた 16 事例について、トラブル要因の分類を行う。Table 4.22 に 16 事例の要因を示す。なお、表中に示す番号①～⑯は、以下の事例を示す。

[事例①～⑯]

- ① I 川橋梁橋台構築時におけるパイピング発生事例 (4.2.1) (永井ら, 2016b ほか)
- ② Ashley Dam の破壊事例 (4.2.2) (田中・永井, 1997a)
- ③ Elwha River Dam の浸透破壊事例 (4.2.3) (田中・永井, 1997a; 田中・永井, 1997b)
- ④ Hauser Lake Dam の浸透破壊事例 (4.2.4) (田中・永井, 1998a)
- ⑤ 管埋設のための開削地盤における浸透破壊事例 (4.2.5) (田中・永井, 1998b)
- ⑥ 構造物基礎の掘削におけるパイピング発生事例 (4.2.6) (田中ら, 1999)
- ⑦ Braced Cofferdam におけるパイピング発生事例 (4.2.7) (田中ら, 2000)
- ⑧ 第一新川橋基礎工におけるボーリング発生事例 (4.2.8) (永井ら, 2016b ほか)
- ⑨ 吉野川農業用幹線水路工事におけるボーリング発生事例 (4.2.9) (田中ら, 2001 ほか)
- ⑩ K 線高架橋下部工の深礎掘削に伴うボーリングの発生事例 (4.2.10) (永井ら, 2016c ほか)
- ⑪ 美園立坑工事における浸透破壊対策事例 (田中・坂井田, 2004)
- ⑫ ダニューブ川における河川堤防下層地盤の浸食事例 (田中・浦田, 2006)
- ⑬ 鋼矢板土留め壁掘削地盤における浸透破壊事例 (4.2.11) (永井ら, 2016b ほか)
- ⑭ 柵渠型排水路底面における浸透破壊事例 (田中ら, 2008; 田中ら, 2011ab; Tanaka et al., 2012)
- ⑮ 常願寺川横江頭首工の改修に伴うグラウト止水壁設置事例 (田中ら, 2006b; 田中ら, 2006c)
- ⑯ 橋脚掘削工事におけるメタンガスにおけるパイピング発生事例 (田中・Pham, 2013)

Table 4.22 トラブル要因(16 事例)

事例	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯
調査・設計・ 施工・対応ミス		◎ 設計 ミス	◎ 設計 対応ミス		○ 調査 ミス	◎ 設計 ミス	◎ 設計 施工ミス	◎ 施工 ミス	◎ 調査 ミス	○ 対応 ミス		○ 施工 ミス		○ 施工 ミス		
予想もしない 事態の発生	◎ 地層 急変				◎ 水位 上昇							○ 水位 上昇		◎ 水位 上昇	◎ 水位 上昇	◎ メタンガス 発生
地盤の不均質性	◎ 層状				◎ 層状	◎ 層状			◎ 層状					○ 層状		◎ 不均質
地盤の 異方透水性								◎ 異方性				○ 異方性				
浸透流の集中	◎ 三次元					○ 三次元	◎ 三次元	◎ 三次元	◎ 二次元	◎ 三次元	◎ 三次元		◎ 三次元	○ 二次元		
地盤条件の 経年変化				◎ フィルター 目詰り												○ ゲラット 劣化
その他	◎ 施工 段階						○ 旧基準	○ 旧基準	○ 旧基準				○ 旧基準			

Table 4.22 に示すとおり、各事例のトラブル要因を、次の 7 要因に分類した。

- (1) 調査・設計・施工・対応ミス
- (2) 予想もしない事態の発生

- (3) 地盤の不均質性 (層状地盤を含む)
- (4) 地盤の異方透水性
- (5) 浸透流の集中
- (6) 地盤条件等の経年変化
- (7) その他

以下に各項目の内容、浸透破壊に対する安定性へ及ぼす影響、及び対応・留意事項を記述する。

(1) 調査・設計・施工・対応ミス

主に人為的なエラーなどのミスによるもので、トラブル要因の中で最も多いと考えられる。発生段階(過程)により次の4つに分類される。

- 1) 調査ミス 設計に先立ち地盤の状況を把握するために実施される各種調査における、質的・量的不十分によるものである。具体的には、測定方法のミス、地下水位や土質物性値等の評価の誤り、調査箇所・深さ・期間の不足などがあげられる。
- 2) 設計ミス 調査結果を踏まえ、構造物 (仮設を含む) の設計を行う際における、計算の誤りや技術力不足によるものである。具体的には、浸透路長や矢板根入れ不足、対策として行われる水位低下不足などがあげられる。
- 3) 施工ミス 設計に基づき実際に施工を行う際における不十分な精度の施工によるものである。具体的には、矢板の打ち込み不足、止水壁などの施工不良、調査孔の未閉塞などがあげられる。
- 4) 対応ミス 施工中に浸透破壊の前兆現象が見られた際における、不十分な対応によるものである。具体的には、前兆現象の見逃しや放置、対策工法の選定ミスなどがあげられる。

次に、安定性へ及ぼす影響について、事例③⑧⑨について安全率を試算した結果を **Table 4.23** に示す。調査・設計・施工・対応ミスによる浸透破壊に対する安定性へ及ぼす影響は非常に大きく、事例③⑧⑨では13～51%程度も低下する。

Table 4.23 安定性(安全率)へ及ぼす影響 (調査・設計・施工・対応ミス)

事例	適切な設計施工	ミス時	影響の大きさ	備考
③	1.95	0.95 (設計ミス)	約 51%	0.94 (施工前)
⑧	1.19	1.04 (施工ミス)	約 13%	
⑨	1.33～1.66	1.08～1.35(調査ミス)	約 19%	

調査・設計・施工・対応ミスについて、対応・留意すべき事項は、次のとおりまとめられる。

- 1) 調査時においては、特に地盤構成、土の単位体積重量、粒度組成、地下水位が重要な項目であるため、これらが得られていることを確認する。掘削延長が長い場合は、延長方向での地層の変化が把握できるような、ボーリング等の調査が必要である。深度方向についても、掘削深度以下の不透水層までの調査が必要である。また、ボーリングにより地下水位調査を行う際において、ボーリング孔の掘削方法により、孔内水位が必ずしも地下水位と一致しないことがあるので、留意が必要である。
- 2) 設計時においては、設計手順を遵守するとともに、照査を徹底する。採用する工法の比較検討を念入りに行うことはもちろんのこと、浸透破壊対策についても効果的な工法選択を行う必要がある。また、計測誤差等を見込んだ設計を行うことが望ましい。
- 3) 施工時においては、情報化施工などにより、現場状況の詳細な監視を行い、工事に伴う変状

を把握する。また、矢板などに隙間があるなど締切りが不十分であったり、地下水位の低下を期待したウェルポイントが十分機能を発揮しなかったりするなど、現場と設計とが異なる状況となることがあるので、施工を確実に行う必要がある。特に、ボーリング調査孔や杭の引き抜き跡などは水みちになりやすいため、事前に処理を行っておく。地盤改良については、土質によって出来上がりにむらが生じることもあるため、効果が確実に得られるように改良範囲などを確実にラップさせるなどの措置を講じる必要がある。さらに、施工による地盤の緩みが生じることもあるため、施工に際しては細心の注意を図る必要がある。

- 4) 異常等が生じた際には、トラブルの前兆現象ではないかと考え、適切な計測を行うとともに、専門家の判断を求め、安易な対応を行わない。前兆現象としては、湧水の発生、周辺地盤でのクラック発生、各部材への異常応力の発生などがあるが、変状の初期段階ではこれらの変化は小さく、異常と気付かないことも多いため注意が必要である。流量に関しては、少ない場合でも浸透破壊の危険性が高い場合もあり留意が必要である。対応が必要な場合は、初期段階で即座に措置を施すことで、大きなトラブルへ至ることを防ぐことができる。
- 5) 各時点において、担当技術者の知識・経験の向上や複数チェックを行うなどミスの低減に努める必要がある。経済性を優先しすぎるあまり、安全が損なわれるような事態にならないようにすべきである。

(2) 予想もしない事態の発生

想定外及び想定以上の事態の発生によるものである。具体的には、河川水位の上昇や降雨の連続等に伴う地下水位の急激な上昇、地層構成の急変などがあげられる。

次に、安定性へ及ぼす影響について、事例⑤⑭について安全率を試算した結果を **Table 4.24** に示す。予想もしない事態の発生による浸透破壊に対する安定性へ及ぼす影響は非常に大きく、事例⑤⑭では 35～49%程度も低下する。

Table 4.24 安定性(安全率)へ及ぼす影響 (予想もしない事態の発生)

事例	平常時	事態発生時	影響の大きさ
⑤	0.907 (平常時)	0.589 (洪水時)	約 35%
⑭	1.706(平常時)	0.864 (代かき時)	約 49%

予想もしない事態の発生について、対応・留意すべき事項は、次のとおりまとめられる。

- 1) 適正な施工を行っていても、施工時の振動などにより上昇浸透流のある地盤が緩むなど思わぬ事態に陥ることも考えられるため、施工中における掘削底面の状態の変化や部材の変形・応力変化を確認し、トラブルの前兆現象の把握を行う。
- 2) 地下水位は、状況により変化することもあるため、気象状況(大雨の発生など)に注意するとともに、近隣の河川水位や地下水位の変化の把握を行う必要がある。また、地下水位などの調査は、季節・年間変動を考慮することも必要となる。
- 3) 矢板が地中障害物などにより設計通り根入れできないことや、想定外の新井戸などの存在が、構造上の大きな弱点になることもあるため、地中障害物・新井戸などの支障物については念入りに調査し、施工前に支障物の撤去を行う必要がある。

(3) 地盤の不均質性

調査では十分に把握することが難しい地盤の特性によるものである。不均質地盤には、二層系など層状地盤が含まれる。また、岩盤の風化によるもの、地中に含まれる気体の影響(メタンガス

の発生)によるもの、施工による地盤の乱れ・緩みによるものも含まれる。

次に、安定性へ及ぼす影響について、事例⑤、⑩について安全率を試算した結果を **Table 4.25** に示す。不均質性が浸透破壊に対する安定性へ及ぼす影響は非常に大きく、事例⑤、⑩では 40～67%も低下する。

Table 4.25 安定性(安全率)へ及ぼす影響 (地盤の不均質性)

事例	均質	不均質	影響の大きさ
⑤[層状地盤]	2.721 (均質)	0.907 (層状($k_1/k_2=1.3\times 10^5$))	約 67%
⑩[ガス発生]	1.710 (均質(空隙なし))	1.026 (不均質(空隙あり))	約 40%

地盤の不均質性について、対応・留意すべき事項は、次のとおりまとめられる。

- 1) 掘削底面付近が不透水性地盤で下層に高い被圧地下水層がある場合、局所的に層厚が変化していたり、被圧水頭が高くなったりなどにより、盤ぶくれが懸念される。施工前のみならず施工中においても、計測を強化するなどして対処することが必要である。
- 2) 沖積層などの堆積性の地盤では、複雑な地層構成となったり、地層が急変したりすることがあるため、地盤調査を念入りに行い、物性値の把握を行う必要がある。
- 3) 層状地盤の場合、各層の透水係数が地盤の安定性に影響するため、透水係数を正確に把握する必要がある。
- 4) 詳細な物性値の把握が難しい場合は、危険側の想定を行うか、設計安全率を大きく設定するなどの対応をすることが望ましい。
- 5) 施工前や施工中に、メタンガスなどの発生が見られたら、地盤の不均質性によることも考えられるため、安易に判断せず、専門技術者などの判断により適切に対応を行う。

(4) 地盤の異方透水性

水平方向と鉛直方向における透水性の違い、すなわち、異方透水性によるものである。地盤により異方透水性の値は大きく異なり、値が大きくなると浸透破壊安定性への影響が大きいため注意が必要である。

次に、安定性へ及ぼす影響について、事例⑧、⑫について安全率を試算した結果を **Table 4.26** に示す。異方透水性が浸透破壊に対する安定性へ及ぼす影響は非常に大きく、事例⑧、⑫では 7～22%も低下する。

Table 4.26 安定性(安全率)へ及ぼす影響 (地盤の異方透水性)

事例	等方	異方	影響の大きさ
⑧	0.97～1.22	0.91～1.13 ($k_h/k_v\approx 1.63$)	約 7%
⑫改修前	1.171～1.301	0.911～1.012 ($k_h/k_v\approx 10$)	約 22%
⑫改修後	1.183～1.314	0.943～1.048 ($k_h/k_v\approx 10$)	約 20%

地盤の異方透水性について、対応・留意すべき事項は、次のとおりまとめられる。

- 1) 堆積性の地盤においては、異方透水性が大きいこともあり、浸透破壊に対する安定性へ大きな影響を及ぼすことがあるため、異方透水係数の調査を行い、その大きさを正確に把握する必要がある。

- 2) 異方透水性が大きい場合には、それを考慮した設計を実施する必要がある。
- 3) 詳細な異方透水性の値の把握が難しい場合は、危険側の想定を行うか設計安全率を大きく設定するなどの対応をすることが望ましい。

(5) 浸透流の集中

設計時に適切に考慮されなかった浸透流特性によるものである。具体的には、二次元集中流(二次元複列矢板条件)、三次元集中流、軸対称集中流があり、複雑な境界条件による偏流もある。

次に、安定性へ及ぼす影響について、事例⑧、⑪、⑬について安全率を試算した結果を **Table 4.27** に示す。流れの条件が浸透破壊に対する安定性へ及ぼす影響は非常に大きく、2D、2DC、3D($\cong$ AXS)の順により安全率が低下し、事例⑧、⑪、⑬では19～60%程度も低下する。なお、三次元流とそれを軸対称流と仮定して求めた浸透破壊安全率が近い値を示す。(三次元問題の軸対称近似の可能性)

Table 4.27 安定性(安全率)へ及ぼす影響 (浸透流の集中)

事例⑧	2DC		3D		AXS		影響の大きさ			
	1.42～1.77		0.96～1.21		0.97～1.22		約 32%(3D/2DC), 約 32%(AXS/2DC)			
事例⑪	2DC				AXS			影響の大きさ		
	1.05				0.85			約 19%(AXS/2DC)		
事例⑬	2D		2DC		3D		AXS		影響の大きさ	
	2.65～3.31		1.49～1.86		1.06～1.33		1.07～1.34		約 44%(2DC/2D), 約 60%(3D/2D)	

浸透流の集中について、対応・留意すべき事項は、次のとおりまとめられる。

- 1) 浸透流の集中に関しては、設計時における詳細な解析を通じてその影響の大きさを求めることにより、リスクを減ずることが可能である。
- 2) 三次元的な浸透流の集中は、締切りの隅角部に生じることが多いため、この部分において事前に地盤改良や、残土を残した掘削を行うなどの対策をとることが望ましい。
- 3) 非対称もしくは不整形な形状での締切りに関しては、思わぬ箇所に浸透流が集中することがあるため、設計にあたっては詳細な解析などを行うことが望ましい。
- 4) 近年では、締切りの平面形状の影響を考慮した基準類算定式が提案されており、これを用いた設計を行うことができる。

(6) 地盤条件等の経年変化

永久構造物において経年劣化等により、地盤条件等の諸条件が変化したものである。具体的には、時間の経過に伴うフィルターが目詰まり、地盤改良効果の低減などがあげられる。

次に、安定性へ及ぼす影響について、事例④に基づき安全率を試算した結果を **Table 4.28** に示す。地盤条件等の経年変化が浸透破壊に対する安定性へ及ぼす影響は非常に大きく、事例④では71%程度も低下する。

Table 4.28 安定性(安全率)へ及ぼす影響 (地盤条件等の経年変化)

事例④	設計時	フィルター目詰まり時	影響の大きさ
	3.68～4.50	1.08～1.32	約 71%

経年変化について、対応・留意すべき事項は、次のとおりまとめられる。

- 1) フィルター設置時については、定期的に効果の持続性などを確認し、機能低下がないよう配慮する必要がある。
- 2) 仮設構造物と永久構造物など、その重要度が異なる場合には、目的に応じて、安全率の大きさを適宜変えることも考慮する。
- 3) 必要に応じ、短期的な影響のみならず、長期的な影響予測を行う。

(7) その他

上記の7項目に属さないものである。これには、施工段階における条件の変化（掘削時のみならず施工中の諸段階における安定性の変化）によるものや、設計時点で使用された基準類が未整備もしくは不十分であったものなどがあげられる。後者の場合、旧基準では安全であると判定されたものが、新（または改訂）基準では危険であると判定されるものがある。

次に、安定性へ及ぼす影響について、事例①、③に基づき安全率を試算した結果を **Tables 4.29, 4.30** に示す。施工段階における条件の変化による安定性へ及ぼす影響は非常に大きく、事例①では32～67%程度も低下する。また、使用した基準の違いにより安全率は大きく変化し、平面形状を考慮した(4)-1法がより実地的な値を示す傾向にある。

Table 4.29 安定性(安全率)へ及ぼす影響 (施工段階における条件の変化)

事例①	橋台構築前	橋台構築後	影響の大きさ
2DC	1.30	0.88	約 32%
3D	1.21	0.40	約 67%

Table 4.30 安定性(安全率)へ及ぼす影響 (旧基準の使用)

事例③	基準類(発行年*)	安全率	解析結果との差	影響の大きさ
基準類 算定式	(2)-1 法 (1977)	2.35～2.94	約 2.22 倍	約 55%
	(1)-2 法 (1987)	1.55～1.94	約 1.46 倍	約 32%
	(4)-1b 法 (1999)	1.06～1.32	約 1.00 倍	ほぼ無し
安定解析結果 (3D)		1.06～1.33	-	-

* 発行年は日本道路協会基準を示す

その他の事項について、対応・留意すべき事項は、次のとおりまとめられる。

- 1) 施工段階における条件の変化が大きな場合には、完成時点のみならず施工各段階における安全性の確認を行う必要がある。
- 2) 研究の進展などにより基準類等は見直されていることから、これら最新の知見を用いた設計を行う必要がある。また、同一の検討項目でも算定式が異なる場合もあるため、これらの比較検討を行うことが望ましい。

4.3.2 収集事例の要因分類

次に、解析等を行った 16 事例以外の 51 事例について、上記と同様に要因分類を行った(永井・田中, 2016; 永井ら, 2016a)。分類にあたっては、出典元の記述を尊重することを基本とした。そのうえで、添付されている図面や土質データ等から、明らかにトラブル要因であると考えられるものについても、要因として加えた。また、要因については、トラブルを生じたと考えられる主要因と、それだけではトラブルに至らなかったが、トラブルに影響を及ぼしたと考えられる副要因とに区分した。そして、各要因についてグルーピングを行った。

各事例について、要因分類を行った結果を **Table 4.31** に示す。**Table 4.31** では、4.3.1 項で述べたトラブル要因別に区分している。また、表中に示す番号⑰～⑶は、以下の事例を示す。**Table 4.31** より、要因別には設計・施工ミスによるものが最も多くなっている。これは、主に人為的なエラーなどのミスに起因していることから、チェック体制の強化など必要な措置を講じればトラブルの低減につながることを期待できる。次に、浸透流の集中が多くなっているが、これについては、設計時に用いられる基準類において、近年、算定式の中で考慮されることが多くなっており、これを用いることでトラブルへのリスクは低減されるものと考えられる。一方、事例毎に見ると複数の要因が重なってトラブルに至った例が多い。これは、理論や技術が未成熟だった頃とは異なり、近年においては浸透破壊に関する知見も深まってきたことにより、単一の要因によるトラブルが減少し、複数の要因が重なってトラブルに至るケースが多いためであると考えられる。

[事例⑰～⑶]

- ⑰ 洞道設置工事におけるボーリング対策 (高野ら, 1983)
- ⑱ 橋梁基礎掘削におけるボーリング発生例 (宮川, 1971; 鈴木, 1990)
- ⑲ 鋼管矢板土留におけるボーリング発生例 (山村・鈴木, 1977; 富永ら, 1980; 鈴木, 1990)
- ⑳ 橋脚基礎工事におけるボーリング発生例 (鈴木, 1990)
- ㉑ ボーリング事故の発生事例 (高坂ら, 1990)
- ㉒ 互層地盤におけるボーリング (高坂ら, 1990; 土質工学会, 1981)
- ㉓ 山留めの根入れ不足によるボーリング (土質工学会, 1981; 高坂ら, 1990)
- ㉔ 細砂層における盤ぶくれ状の破壊事例 (高坂ら, 1990)
- ㉕ 高被圧下の立坑掘削における地盤改良不良箇所からの出水 (内田, 1994)
- ㉖ パイピングによる異常出水した一強制排水せずに対応 (山留め研究会, 1996a)
- ㉗ 鋼矢板土留めによる立坑工事におけるトラブル事例 1 (山留め研究会, 1996b)
- ㉘ 鋼矢板土留めによる立坑工事におけるトラブル事例 2 (山留め研究会, 1996b)
- ㉙ 掘削工事中の湧水対策の事例 (山留め研究会, 1996c)
- ㉚ 止水性土留め立坑への地下水流出と対策例 (山留め研究会, 1996d)
- ㉛ 掘削地盤よりの被圧水噴出とその対策 (基礎工学編集委員会, 1999a)
- ㉜ 杭周囲と杭孔部からの被圧水の噴出 (基礎工学編集委員会, 1999b)
- ㉝ 盤ぶくれ事例 ポンプ室躯体が沈下 (田中, 2006)
- ㉞ 欠陥部からパイピングが生じた事例 (田中, 2006)
- ㉟ 盤膨れによる中間杭の浮き上がり (地盤工学会, 1995)
- ㊱ 集中豪雨による地下水の回り込み (地盤工学会, 1995)
- ㊲ パイピングによる根切り底面の破壊 (地盤工学会, 1995)
- ㊳ 山留め壁の根入れ不足によるボーリング (地盤工学会, 1995)
- ㊴ 試験工事におけるボーリングの予測 (地盤工学会, 1995)
- ㊵ 中間杭周辺からの湧水 (田中, 2006; 知っておきたい根切り山留め基本編集委員会, 2004)
- ㊶ 矢板壁周辺からの地下水の噴出 (地盤工学会, 1995)
- ㊷ 地層不連続による排水設備不足 (地盤工学会, 1995)
- ㊸ 透水係数の評価による排水設備不足 (地盤工学会, 1995)
- ㊹ 古井戸のため根切り中断 (地盤工学会, 1995)
- ㊺ ボーリング孔からの被圧地下水の噴出 (地盤工学会, 1995)
- ㊻ 旧建屋の PC 杭内部からの地下水自噴 (地盤工学会, 1995)
- ㊼ Kesznyeten(ハンガリー)の水力発電所 (宮川, 1971)

- ④⑧ ハンガリーのタピオ川にかかる鉄筋コンクリート道路橋崩壊 (宮川, 1971)
- ④⑨ Karapancsa 近くの排水ポンプ (宮川, 1971)
- ⑤⑩ ハンガリーTiszapolar の橋梁 (宮川, 1971)
- ⑤⑪ エジプト Nag-Hammadi ダムの締切り (宮川, 1971)
- ⑤⑫ 被圧帯水層からのゆう水による失敗例(その1) 溶鉱炉基礎 (山村・鈴木, 1977; 富永ら, 1980)
- ⑤⑬ 立坑掘削時のボーリング (丹内, 2000)
- ⑤⑭ 掘削底面の盤ぶくれ 盤ぶくれとボーリング孔からのパイピング (丹内, 2000)
- ⑤⑮ 敦賀平野での山留工事 (地盤工学会, 1991)
- ⑤⑯ 山留め壁の根入れ不足によるボーリング (知っておきたい根切り山留め基本編集委員会, 2004)
- ⑤⑰ ボーリング孔跡からの被圧地下水の噴出 (知っておきたい根切り山留め基本編集委員会, 2004)
- ⑤⑱ パイピングを生じた仮締切り内の掘削の例 (土と基礎講座委員会, 1968)
- ⑤⑲ 土留め矢板内の深い掘削例 (富永ら, 1980)
- ⑥⑩ 梅田が沈む・ビル工事 (柴田, 1988; 橋本・譽田, 2012; 長山ら, 2014)
- ⑥⑪ 山留め・掘削工事に伴う周辺地盤の変形 掘削底の膨れ上がり現象の1計算例 (杉本, 1989)
- ⑥⑫ 地下鉄駅舎建設時の改良不良箇所からの出水事例 (橋本・譽田, 2012)
- ⑥⑬ オランダ デン・ハーグ市の出水陥没事例 (橋本・譽田, 2012; 譽田・橋本, 2014)
- ⑥⑭ 片福連絡線福島地区での異常出水 (長山ら, 2014)
- ⑥⑮ 高圧噴射攪拌工法におけるトラブルの事例1 (橋本・譽田, 2012; 長山ら, 2014)
- ⑥⑯ 高圧噴射攪拌工法におけるトラブルの事例2 (長山ら, 2014)
- ⑥⑰ 高圧噴射攪拌工法におけるトラブルの事例3 (長山ら, 2014)

Table 4.31 要因分類結果(51 事例)

No.	トラブル 形態	設計・施工ミス	予想もしない 事態の発生	不均質地盤 異方透水性	浸透流 の集中	経年変化	その他	備考
①⑦	ボーリング		○高水位 (河川近傍)		○二次元			細粒分が 少ない沖 積砂層
①⑧	ボーリング	◎設計ミス(根入れ不足)			○三次元			
①⑨	ボーリング	◎設計ミス(ディープウェルの構 造・本数に問題,根入れ不足) ◎施工ミス(止水壁の隙間) ◎対応ミス(異常を放置)				◎ディ ープウェル 目詰まり		
②⑩	ボーリング		◎メタンガス 噴出	◎メタンガ ス含有地盤	○三次元			
②⑪	ボーリング	◎設計ミス(排水工法未採用,矢板 打設工法選定ミス) ◎施工ミス(根入れ短い)			○二次元 or 三次元			
②⑫	ボーリング	◎調査ミス(土層の見逃し)		◎不均質地 盤(沖積層)				
②⑬	ボーリング	◎施工ミス(玉石による根入れ不 足)	○前日の大雨		○二次元			河川改修 工事
②⑭	盤ぶくれ	◎施工ミス(ディープウェル効果 不十分)	◎透水性が予 想以上に小					
②⑮	パイピング	◎施工ミス(改良不十分)						
②⑯	パイピング	◎設計ミス(盤ぶくれ未検討)		◎施工乱れ [オーガー併 用圧入工法]	○三次元			海に近接
②⑰	ボーリング			◎層状地盤	◎三次元	○砂礫層 の境界で の目詰り	○技術力 未成熟	緩く透水 性が大き い砂礫層
②⑱	ボーリング			◎施工乱れ [ジェット併 用パイプ工 法]	○二次元 or 三次元		○技術力 未成熟	
③⑩	パイピング	◎施工ミス(改良体不良,ラップ不 足)			○三次元			
③⑪	パイピング	◎施工ミス(土留め欠損)	○障害物によ る土留め施工 ずれ		○三次元			
③⑫	パイピング	◎施工ミス(調査坑未閉塞)						
③⑬	パイピング		◎速い被圧地 下水流による セメント流出	◎施工乱れ [PHC 杭]				
③⑭	盤ぶくれ パイピング	◎施工ミス(ボーリング孔の処理 不足)						
③⑮	パイピング	◎施工ミス(欠陥部の存在)						均等係数 の小さな 細砂

③5	盤ぶくれ パイピング	○調査ミ(周辺事例調査不足) ○設計ミ(根入れ不足)						
③6	ボーリング		◎地下水位急 激上昇(集中豪 雨)	◎施工乱れ(オ ーガー掘削)	○二次元 or 三次元			
③7	パイピング		◎長雨による 地下水位上昇	◎施工乱れ(オ ーガー削孔)	○三次元			
③8	ボーリング	◎調査ミ(地下水位相違)	◎河川水位の 影響(干満及び 降雨増水)	◎施工乱れ(ウ ォーターゼット)				河川が近 距離
③9	ボーリング	◎施工ミ(掘削側水位低下不足)			◎三次元			河口が近 い
④0	パイピング	◎設計ミ(土質定数評価相違)		◎施工乱れ (中間杭) ◎複雑な地 盤構成	○三次元			
④1	パイピング			◎施工乱れ (矢板打設)	○三次元			
④2	パイピング	◎設計ミ(地下水位低下不足)	◎地層不連続 (遮断層)	◎地層不連続	○二次元 or 三次元			
④3	パイピング	◎設計ミ(地下水位低下不足)			○三次元			
④4	パイピング	◎施工ミ(古井戸処理誤り)						
④5	パイピング*	◎施工ミ(ボーリング孔処理怠り)	◎長雨による 水位上昇					
④6	パイピング	◎調査ミ(透水係数誤り) ◎施工ミ(山留め止水性不十分)	◎土留止水性 ◎存置物(PC 杭)の存在					
④7	ボーリング	◎調査ミ(地下水調査不足) ◎設計ミ(根入れ不足)					○土質設 計未成熟	
④8	ボーリング	◎設計ミ(根入れ不足) ◎施工ミ(矢板のすき間) ◎対応ミ(余分な杭の使用)	◎施工乱れ (杭打ち)		○二次元 or 三次元		○土質設 計未成熟	
④9	ボーリング	◎設計ミ(配置ミ) ◎対応ミ(短い矢板の追加施工)	◎水位上昇(工 期延期による)				○土質設 計未成熟	
⑤0	ボーリング	◎設計ミ(土質の過大評価) ◎施工ミ(工法変更)						
⑤1	ボーリング		◎締切外側水 位上昇					
⑤2	ボーリング	◎設計ミ(ディープウェルの構 造・本数に問題) ◎調査ミ(被圧水頭測定不十分)						
⑤3	パイピング*			◎鋼矢板打 設における 地盤の乱れ	○三次元			
⑤4	盤ぶくれ パイピング	◎調査ミ(被圧水調査不足) ◎設計ミ(被圧抵抗地盤厚不足) ◎施工ミ(ボーリング孔処理不十分)						
⑤5	盤ぶくれ	◎調査ミ(土層構造の相違)	◎被圧地下水 の変動による 増水					
⑤6	ボーリング	◎設計ミ(地下水位の設定)	◎地下水位の 変動					河川近傍
⑤7	パイピング	◎施工ミ(ボーリング孔未閉塞)						
⑤8	ボーリング パイピング	◎設計ミ(根入れ不足)			○三次元		○土質設 計未成熟	河川工事
⑤9	パイピング	◎施工ミ(被圧水頭の低下不足)	◎過去のボー リング孔					埋立地
⑥0	パイピング	◎施工ミ(連壁継手の漏水)						
⑥1	盤ぶくれ		◎高い地下水 位		◎二次元			軟弱な粘 性土地盤
⑥2	パイピング	◎施工ミ(未地盤改良部分あり)			○二次元			
⑥3	パイピング	◎施工ミ(地盤改良接合部不良)			○二次元 or 三次元			均等な細 砂
⑥4	パイピング	◎施工ミ(土留め壁・ジョイント不良)		◎複雑な堆 積環境から なる地層				均質で流 動化しや すい砂質 土層
⑥5	パイピング	◎施工ミ(改良体の造成径が不 十分)	◎狭存砂層	◎狭存砂層	○二次元			
⑥6	パイピング	◎施工ミ(改良体の形成が不 十分)			○二次元 or 三次元			
⑥7	パイピング	◎施工ミ(矢板・接合部の不具 合)						

◎ 主要因, ○ 副要因

*トラブル形態について、文献にはボーリングと記載されているが、筆者らの形態の定義によりパイピングに変更した。

4.4 まとめ

浸透破壊に関連するトラブル事例等について、幅広く事例の収集を行い、300 事例をとりあげた。その中から、詳細なデータ等が入手可能なものについては、浸透流解析及び浸透破壊に対する安定解析を行い、各事例について浸透破壊トラブルが生じた状況を把握し、その発生原因、対応方法などについて明らかにした。さらに、その他の事例についても事例内容の詳細分析を行い、考察及びトラブル要因の分類を行った。得られた結論を示すと次のようになる。

- (1) 今回取り上げた事例における破壊形態は、パイピングが多かった。また、ボイリングや盤ぶくれは、それぞれ透水性地盤や難透水性地盤で多く発生しているが、パイピングはどちらの地盤でも発生している。これは、パイピングが、それぞれの地盤で局所的な現象として発生するケースが多いためであると考えられる。
- (2) 土粒子の移動が開始してから破壊に至るまでの時間は、比較的短いものから長いものまで幅広く存在する。また、パイピングからボイリングや盤ぶくれへと発展する事例も見られる。また、ごく小規模なパイピングがトラブルに至る過程の中で前兆現象として起こるケースが多い。このため、現場における状況の変化をよく観察し、即座かつ適切に対応することが肝要である。
- (3) 浸透破壊問題においては、浸透水の出口部分における浸透流況を詳細に把握し、安定性を正確に計算しなければならない。そのためには、浸透流解析として計算精度の高い FEM を用い、その結果を用いて安定性解析を行うことがより優れていると考えられる。安定性解析としては、破壊が地盤表面から始まる表層ボイリングに対しては Harza の方法が適しており、破壊が地盤の中央から全体的に始まるボイリングに対してはより一般性のある Prismatic failure の方法が適していると考えられる。このようにして、実際に破壊を起こした地盤に対して浸透流解析及び浸透破壊に対する安定解析を行うことにより、地盤の状態を把握し破壊の原因を究明できることがわかった。
- (4) 一般的に、浸透破壊は浸透水量が急増するような前兆現象が生じた後に起こるものと信じられている。しかし、流量が大変小さくても何の前兆現象もなしに地盤が浸透破壊を起こす場合があることに注意すべきである。すなわち、浸透破壊は流量（流速）の大きさだけに関係するのではなく、土粒子（土塊）について力の釣合状態が失われたときにも起こりうるものであることに注意すべきである。
- (5) トラブル要因を、調査・設計・施工・対応ミス、予想もしない事態の発生、地盤の不均質性、地盤の異方透水性、浸透流の集中、地盤条件の経年変化、その他の 7 つに分類した。そして、トラブル要因毎に、その影響の大きさについて明らかにした。ケースにより影響の大きさは変化するが、安全率が半分以下になることもあり注意が必要である。さらに、トラブル要因に対し、設計・施工時に留意すべき事項について取りまとめた。
- (6) 今回取り上げた 67 事例においては、調査・設計・施工・対応ミスが最も多く、予想もしない事態の発生や浸透流の集中によるものも多かった。また、トラブルは、実際には複数の原因が重なり合っていることが多い。

参考文献

- Bauer, G.E. (1984) : Dewatering, hydraulic failure and subsequent analysis of a sheeted excavation, *Procs. of Intl. Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, pp.1415-1421.
- Bauer, G.E. (1994) : The performance of hydraulic structures predicted from model tests; *Prediction versus Performance in Geotechnical Engineering*, Balasubramanian et al.(eds), Balkema, Rotterdam, pp. 249-256.
- 中国四国農政局 吉野川下流域農地防災事業所編 (1993) : 平成 4 年度 吉野川下流域農地防災事業 北部幹線水路(大幸工区その2)工事, ボイリングに関する地質調査報告書, 平成 5 年 1 月, 66p.
- 中国四国農政局 吉野川下流域農地防災事業所編 (1995) : 平成 7 年度 吉野川下流域農地防災事業 補助工法検討業務報告書, 372p.
- 土質工学会編 (1981) : 根切り・山留め・仮締切り入門, 土質工学会, pp.211-248.
- 土質工学ハンドブック改訂編集委員会編 (1982) : 土質工学ハンドブック(1982 年版), 土質工学会, pp.69-70, pp.89-90.
- Engineering News (1909) : The undermining of a reinforced-concrete dam at Pittsfield, Mass., Vol.61, No.13, pp.345-347.
- 古川美典, 井戸一友, 三浦均也, 今福 守 (1993) : 砂質地盤の透水性の異方性についての室内実験, 第 28 回土質工学研究発表会講演論文集, pp.2225-2228.
- 地盤工学会編 (1991) : 根切り工事と地下水, pp.160-170.
- 地盤工学会編 (1995) : トラブルと対策シリーズ③根切り・山留めのトラブルとその対策.
- 地盤工学会知っておきたい根切り山留めの基本編集委員会編 (2004) : 知っておきたい根切り山留めの基本, 地盤工学会, 丸善, pp.149-170.
- 橋本 正, 譽田孝宏 (2012) : 地下建設工事のトラブル(技術の伝承-現場の教訓から学ぶ-, 初級講座), 地盤工学会誌, 60(2), pp.63-70.
- Harza, L.F. (1935) : Uplift and seepage under dams on sand, *Trans. of ASCE*, No.100, pp.1352-1406.
- 廣瀬哲夫, 田中 勉 (2007) : 鋼矢板土留め壁掘削地盤の浸透破壊に関する事例解析, 農業土木学会論文集, 第 75 巻, 第 2 号, pp.145-156.
- Tetsuo Hirose, Tsutomu Tanaka, Takashi Sakaida and Kazuya Inoue (2006) : Decrease in the safety factor for seepage failure of subsoil due to bridge abutment construction within a cofferdam, *Proceedings of the 16th International Offshore and Polar Engineering Conference & Exhibition 2006 (ISOPE-2006)*, pp.441-448.
- 今福 守, 池田憲二, 大友忠幸 (1990) : 橋梁基礎工の仮締切り内安全施工に関する提案, 第 34 回北海道開発局技術研究発表会, pp.175-180.
- 建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室編 (1982) : 掘削土留め工設計指針(案), 土木研究所資料第 1816 号, pp.1-75.
- 基礎工編集委員会編 (1999a) : 掘削地盤よりの被圧水噴出とその対策, 基礎工, Vol.27, No.9(314), pp.38-41.
- 基礎工編集委員会編 (1999b) : 河川近傍における被圧水によるトラブルと対策, 基礎工, Vol.27, No.9(314), pp.68-70.
- 譽田孝宏, 橋本 正 (2014) : 6. 海外工事におけるトラブル事例とその対応 (地下建設工事においてトラブルが発生しやすい地盤の特性と対応技術), 地盤工学会誌, 62(7), pp.45-48.
- 高坂信章, 三宅紀治, 吉田洋二郎 (1990) : 地下水にかかわる掘削底面の破壊現象とその対策—ボイリング・盤ぶくれ・パイピングについて—, 基礎工 Vol.18, No.8(205), pp.33-41.

- 三浦均也, 今福 守, 古川美典, 長澤正明 (1999) : 仮締切り内における浸透流による地盤のボーリング破壊, 土と基礎, Vol.47, No.4 (Ser.No.495), pp.7-10.
- 三浦均也, 今福 守, 高治一彦, 古川美典 (1992) : 橋梁基礎工事に伴う仮設締め切り内における浸透力による地盤の破壊 —事例とその解析—, 土質工学会 北海道支部技術報告集, 第 32 号, pp.73-82.
- 宮川房夫訳 (1971) : 構造物基礎の失敗例—その原因と対策—, 鹿島研究出版会, pp.10-124.
- 永井 茂, 田中 勉 (2016) : 浸透破壊トラブル事例の集積とその要因の分析, 神戸大学都市安全研究センター研究報告, 第二十号, pp.262-271.
- 永井 茂, 田中 勉, 笠松晃次 (2016a) : 浸透破壊トラブル事例の集積とその要因の分析, 平成 27 年度農業土木学会大会講演会講演要旨集, 8-24.
- 永井 茂, 田中 勉, 久住慎也 (2015) : 三次元矢板締め切り地盤の浸透破壊に関する事例解析, 第 72 回農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集, pp.136-137.
- 永井 茂, 田中 勉, 久住慎也 (2016b) : 三次元締め切り地盤の浸透破壊に関する事例解析, 農業農村工学会論文集, Vol. 84(2016) No. 2, pp.19-30.
- 永井 茂, 田中 勉, 松浦良治 (2016c) : K 線高架橋下部工の深礎掘削に伴うボーリングの発生事例, 地下水学会誌, Vol.58, No.2, pp.195-203.
- 長山喜則, 水嶋浩治, 高橋祐史 (2014) : 4. 開削工事におけるトラブル事例とその対応 (地下建設工事においてトラブルが発生しやすい地盤の特性と対応技術), 地盤工学会誌, 62(6), pp.37-44.
- 日経 BP 社 (2001) : 土留め壁鋼矢板の根入れが不足, 日経コンストラクション, pp.37-38.
- 日本道路協会編 (1977) : 道路土工 —擁壁・カルバート・仮設構造物工指針, 日本道路協会, pp.205-207.
- 日本道路協会編 (1987) : 道路土工 —擁壁・カルバート・仮設構造物工指針, 日本道路協会, pp.240-242.
- 日本道路協会編 (1999) : 道路土工 —仮設構造物工指針, 日本道路協会, pp.76-87.
- 西岡正幸, 大石哲也 (1996) : 幹線水路工事におけるボーリング対策補助工法, 第 50 回農業土木学会中国四国支部講演会要旨集, pp.224-226.
- 柴田 徹 (1988) : 関西における地盤問題の中から, 土と基礎, 36(11), pp.3-8.
- Sizer, F.L. (1908) : The break in the Hauser Lake Dam, Montana, Engineering News, Vol.59, No.18, pp.491-492.
- Sowers, G.F. (1979) : Introductory Soil Mechanics & Foundations: Geotechnical Engineering, 4th ed., Macmillan, pp.92-93, pp.114-117.
- 杉本隆男 (1989) : 山留め・掘削工事に伴う周辺地盤の変形(<小特集>山留め・掘削技術), 土と基礎, 37(5), pp.5-10.
- 鈴木音彦 (1990) : 地下水による基礎工のトラブルと対策, 基礎工, Vol.18, No.8(205), pp.2-10.
- 高野 孝, 大坂ひろし, 清水 信 (1983) : ボーリングを起こしやすい地盤における土留め工の地下水対策例, 基礎工, Vol.11, No.14, pp.61-67.
- 田中幹彦 (2006) : 被圧水対策, 基礎工, Vol.34, No.3(392), pp.39-42.
- 田中 勉 (1996) : 上昇浸透流を受ける矢板背後地盤の浸透破壊 —Prismatic failure の概念と解析結果—, 農業土木学会論文集, 第 186 号(第 64 巻, 第 6 号), pp.969-979.
- 田中 勉, 長谷川高士 (1981) : 二,三層系砂柱を一層(均質)と仮定することの合・不合理性 —一次元上昇浸透流による砂柱の破壊に関する理論的研究(4)—, 農業土木学会論文集, 第 95 号,

pp.72-78.

Tanaka, T., Hayashi, K. and Yamada, M. (2000) : Seepage failure of soil in an axisymmetric condition, *Proceedings of the Geotech-Year 2000, Developments in Geotechnical Engineering*, pp.665-674.

田中 勉, 廣瀬哲夫, 坂井田貴士 (2006a) : I 川橋梁橋台構築時における基礎地盤の浸透破壊に対する安定性 —構造物構築による浸透破壊安全率の低下—, 神戸大学自然科学研究科紀要, 24-B, pp.31-39.

田中 勉, 堀 宏昌 (2003) : 農業用幹線水路工事におけるボイリング発生事例と解析, 神戸大学都市安全研究センター研究報告, 第七号, pp.181-193.

田中 勉, 堀 宏昌 (2008) : 複列締切り矢板内掘削地盤の浸透破壊に対する安定解析, 土と基礎, Vol.56, No.4 (Ser.No.603), pp.26-29.

Tsutomu Tanaka, Hiroaki Hori and Kohji Inoue (2002) : Boiling occurred within a braced cofferdam due to two-dimensionally concentrated seepage flow, *Proceedings of the 4th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground (IS-Toulouse 2002)*, pp.459-464.

田中 勉, 堀 宏昌, 井上耕治, 木下幸弘 (2001b) : 吉野川下流域農地防災事業北部幹線水路工事におけるボイリング発生事例, 軟弱地盤における地下建設技術に関する国内シンポジウム発表論文集, pp.108-113.

田中 勉, 堀 宏昌, 井上耕治, 木下幸弘 (2004) : 複列締切り矢板内掘削地盤の浸透破壊事例, 土と基礎, vol.52, No.11(Ser. No.562), pp.32-34.

田中 勉, 久住慎也, 廣瀬大輔 (2012) : 三次元地盤の浸透破壊に対する安定解析—Prismatic failure concept 3D の開発と実験地盤の解析—, 神戸大学都市安全研究センター研究報告, 16, pp.285-299.

Tanaka, T., Kusumi, S. and Inoue, K. (2013) : Effects of Plane Shapes of a Cofferdam on 3D Seepage Failure Stability and Axisymmetric Approximation, *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp.2103-2106.

Tsutomu Tanaka, Shigetomo Minami and Ryoji Matsuura (2003) : Blow-out of soil particles during construction of a caisson type pile, *Proceedings of the International Symposium on Groundwater Problems related to Geo-Environment*, pp.139-144.

田中 勉, 永井 茂 (1997a) : 浸透破壊事例の解析 —Ashley Dam の破壊事例—, 神戸大学大学院自然科学研究科紀要 15-B, pp.67-72.

田中 勉, 永井 茂 (1997b) : 浸透破壊事例の解析 —Elwha River Dam の破壊事例—, 土と基礎, Vol.45, No.8 (Ser. No.475), pp.5-8.

田中 勉, 永井 茂 (1996) : 浸透破壊事例の解析 —Elwha River Dam の破壊事例—, 第 53 回農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集, pp.100-101.

田中 勉, 永井 茂 (1998a) : Hauser Lake Dam の浸透破壊事例の解析, 地下水学会誌, Vol.40, No.1, pp.33-42.

田中 勉, 永井 茂 (1998b) : 管埋設のための開削地盤における浸透破壊事例の解析, 農業土木学会誌, Vol.66, No.3, pp.65-70.

田中 勉, 永井 茂, 廣瀬哲夫, 三木昂史 (2015) : 各種基準類における地盤浸透破壊に対する安全率算定方法と考え方, 神戸大学都市安全研究センター研究報告, 19, pp.284-307.

田中 勉, 永井 茂, 堀 宏昌 (1999) : 構造物基礎の掘削におけるパイピング発生事例の解析, 地下水技術, pp.12-17.

田中 勉, 永井 茂, 堀 宏昌 (2000) : Braced Cofferdam におけるパイピング発生事例の解析, 土と

- 基礎, Vol.48, No.11 (Ser. No.514), pp.9-12.
- 田中 勉, 永井 茂, 堀 宏昌 (2001a) : 第一新川橋基礎工におけるボイリング発生事例の解析, 農業土木学会誌, 第 69 巻, 第 6 号, pp.63-68.
- 田中 勉, 尾崎叡司 (1991) : 水替え掘削時における橋台基礎地盤のパイピング発生事例, 土と基礎, Vol.39, No.12 (Ser.No.407), pp.23-28.
- 田中 勉, 尾崎叡司 (1993) : 水替え掘削時に発生した橋台基礎地盤のパイピングに関する解析, 土と基礎, Vol.41, No.6 (Ser.No.425), pp.33-39.
- 田中 勉, ファン ティ ハン チャン (2013) : 橋脚掘削工事におけるメタンガスによるパイピング発生事例と解析, 神戸大学都市安全研究センター研究報告, 第十七号, pp.285-295.
- 田中 勉, 坂井田貴士 (2004) : 美園立坑工事における掘削地盤の浸透破壊に対する安定性, 神戸大学都市安全研究センター研究報告, 第八号, pp.355-361.
- 田中 勉, 高嶋 互, ファン ティ ハン チャン, 坂井田貴士, 浦田 憲, 井上一哉 (2008) : 柵渠型排水路底面における浸透破壊 ―事例報告と現地調査―, 神戸大学都市安全研究センター研究報告, 第十二号, pp.231-244.
- 田中 勉, 高嶋 互, ファン ティ ハン チャン, 浦田 憲, 上村宣博 (2011a) : 柵渠型排水路底面における浸透破壊 ―事例解析と防止対策工法―, 神戸大学都市安全研究センター研究報告, 第十五号, pp.243-255.
- 田中 勉, 高嶋 互, ファン ティ ハン チャン, 浦田 憲, 上村宣博 (2011b) : 柵渠型排水路底面における浸透破壊 ―ボイリング未発生地点における水路底面の粘質土地盤の安定性―, 神戸大学都市安全研究センター研究報告, 第十五号, pp.257-264.
- Tsutomu Tanaka, Wataru Takashima, Pham Thi Hanh Tran, Ken Urata and Nobuhiro Uemura (2012) : A Case Study on Seepage Failure of Bottom Soil within Double-Sheet-Pile Wall-Type Ditch, Sixth International Conference on Scour and Erosion (ICSE-6), pp.1543-1550.
- 田中 勉, 豊國永次, 尾崎叡司 (1992) : 仮締切り矢板背後の掘削地盤上に橋台を構築したときに発生したパイピング事例と解析結果, 山留めとシールド工事における土圧・水圧と地盤の挙動に関するシンポジウム発表論文集, pp.211-218.
- Tanaka, T., E. Toyokuni and E. Ozaki (1994) : A case study on piping during excavation for bridge abutments, Proceedings of International Symposium on Underground Construction in Soft Ground, pp.159-162.
- Tanaka, T., E. Toyokuni and E. Ozaki (1996) : Prismatic failure –A new method of calculating stability against boiling of sand within a cofferdam, Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, pp.219-224.
- 田中 勉, 浦田 憲 (2006) : ダニューブ川における河川堤防下層地盤の侵食と対策工法の効果, 神戸大学都市安全研究センター研究報告, 第十号, pp.225-234.
- Tanaka, T. and Verruijt, A. (1999) : Seepage failure of sand behind sheet piles -The mechanism and practical approach to analyze- Soils and Foundations, Vol.39, No.3, pp.27-35.
- 田中 勉, 横山豊彰, 井上一哉 (2006b) : 常願寺川横江頭首工の改修における基礎地盤の浸透流特性と浸透破壊安定性(その 1)―仮設グラウト止水壁の効果―, 平成 18 年度農業土木学会大会講演会講演要旨集, pp.846-847.
- 田中 勉, 横山豊彰, 井上一哉 (2006c) : 常願寺川横江頭首工の改修における基礎地盤の浸透流特性と浸透破壊安定性(その 2)―本設グラウト止水壁及び副堤一体化の効果―, 平成 18 年度農業土木学会大会講演会講演要旨集, pp.848-849.

- 丹内正利 (2000) : 開削工事, pp.86-102.
- Terzaghi, K. (1943) : Theoretical Soil Mechanics, Wiley, New York, pp.130-133, 257-261.
- Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1948) : Soil Mechanics in Engineering Practice, 1st ed., John Wiley and Sons, New York, pp.502-503, pp.510-512 (566p).
- Terzaghi, K., R.B. Peck and G. Mesri (1996) : Soil Mechanics in Engineering Practice, 3rd ed., Wiley, p.475.
- 富永真生, 塩井幸武, 草間 一 (1980) : 施工と水 5.掘削と水(2), 土と基礎, 28(1), pp.79-86.
- 「土と基礎」講座委員会編 (1968) : 現場技術者のための土質工学 掘削のポイント(33) 16. 総合問題(その 4), 土と基礎, 16(8), pp.67-71.
- 内田喜恵 (1994) : 高被圧下の立坑掘削における出水とその対策, 基礎工, Vol.22, No.2(247), pp.98-102.
- 山留め研究会 (1996a) : 盤ぶくれを中心としたトラブルと対策の事例 パイピングでの異常出水ー強制排水せず対応, 基礎工, Vol.24, No.4(273), pp.85-87.
- 山留め研究会 (1996b) : ボイリングを中心としたトラブルと対策の事例 前兆を早く察知, 薬注などで噴砂を防止, 基礎工, Vol.24, No.4(273), pp.91-93.
- 山留め研究会 (1996c) : 地下水を中心としたトラブルと対策の事例 掘削工事中に湧水ー高圧噴射攪拌工法で対応, 基礎工, Vol.24, No.4(273), pp.97-99.
- 山留め研究会 (1996d) : 地下水を中心としたトラブルと対策の事例 止水性土留め立坑への地下水流出と対策例, 基礎工, Vol.24, No.4(273), pp.100-102.
- 山村和也, 鈴木音彦 (1977) : 現場監督者のための土木施工 5 「土と水の諸問題」, 鹿島出版会, pp.3-5, 101-116.

第5章 浸透破壊実験による浸透破壊現象の解明

地下水位の高い地点における締切り工事では地盤の浸透破壊が問題となる。対応を誤ると地盤が浸透破壊を起こすこともあり、浸透破壊現象には、いまだ未解明な点が数多く残されている。ここでは、浸透破壊特性を明らかにするため、大型二次元地盤(original 2D soil)(田中ら, 1993; 田中ら, 1994b; 田中ら, 1995a; 田中ら, 2001)及びその 1/2 モデルである小型二次元浸透破壊実験装置(H2D test apparatus)を試作し、実際に実験を行い、解析及び考察を行う。ここでは、浸透破壊実験の方法について述べたあと、実験地盤の状況の把握を行い、地盤の性状変化と各種限界水頭差の解析・考察を行う。そして、水頭差と流量の関係の無次元化表示と実験の再現性の検討、及び、限界水頭差 H_c に関する無次元化の可能性(Scale 効果の有無)について解明を行う。

5.1 二次元地盤の浸透破壊実験

(1) 実験装置

矢板背後地盤の二次元浸透破壊実験装置は、①実験水槽、②定水頭装置、③間隙水圧測定装置の3つの部分からなる。以下、それぞれについて説明する。

①実験水槽

実験水槽は、水槽本体と補助水槽からなる。大型二次元地盤及び小型二次元地盤の浸透破壊実験装置の概略図を **Figs. 5.1(a),(b)** に示す。

水槽本体は、大型二次元装置の場合、幅 160 cm, 高さ 130 cm, 奥行き 40 cm のステンレス製の水槽である。水槽前面は、実験時における地盤内の変化を観察できるようにガラス張りになっており、水槽背面には、間隙水圧を測定するためのピエゾメータ孔が 338 個設けられている。小型二次元装置の場合は、幅 80 cm, 高さ 80 cm, 奥行き 20 cm のステンレス製の水槽である。水槽前面は、実験時における地盤内の変化を観察できるようにアクリル製になっており、水槽背面には、間隙水圧を測定するためのピエゾメータ孔が 322 個設けられている。また、水槽の左右側面には、塩ビ製隔壁板(小型の場合には鉄板)を取り付けられるようになっており、右側の隔壁の位置で下流側水面を一定に保つことができる。この隔壁は、取り外し可能で、種々の隔壁を用いることによりモデル地盤の層厚に対応することができる。

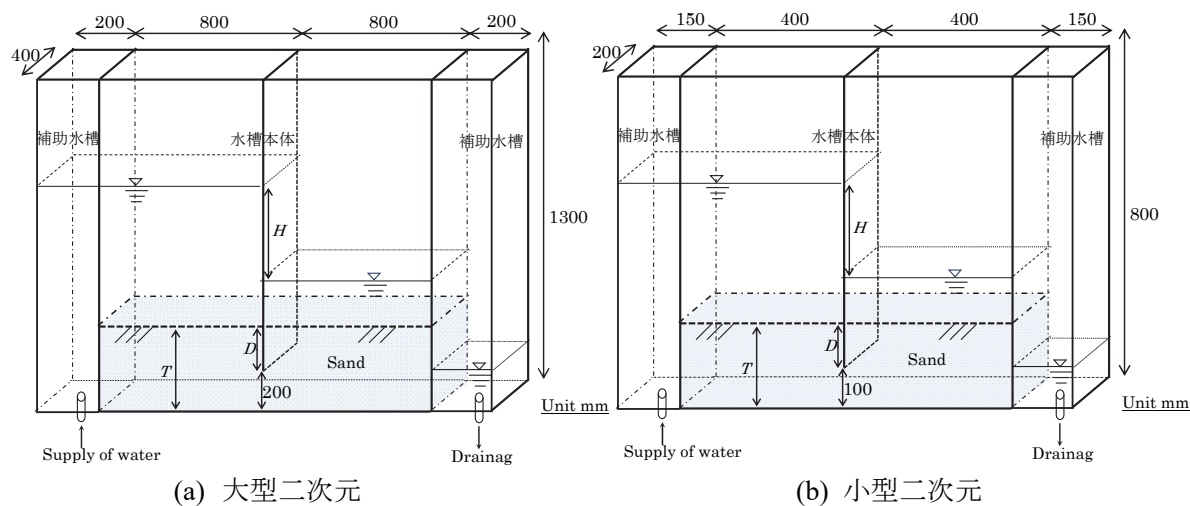


Fig. 5.1 二次元浸透破壊実験装置

補助水槽は、大型二次元装置の場合、幅 20 cm、高さ 130 cm、奥行き 40 cm、小型二次元装置の場合、幅 15 cm、高さ 80 cm、奥行き 20 cm のステンレス製の水槽で、水槽本体の両側に設ける。左側の水槽は、地盤を乱さずに上流側水面を一定に保ちながら水を供給するためのもので、右側の水槽は、地盤中を浸透し、隔壁を越流する水を貯留し、排出するためのものである。また、上流側補助水槽上部には上位上昇枠を取り付けられるようになっており、地盤に大きな水頭差をかけることができるようになっている。矢板は、中央にあり厚さ $t=3\text{ mm}$ である。図において、 T は地盤層厚、 D は矢板の上下流根入れ深さ、 d は掘削深さを表す。

②定水頭装置

定水頭装置は、越流円筒と水面安定円筒の2つのアクリル製の円筒からなる。越流円筒は、内径 150 mm、長さ 300 mm で、上流側水面を一定に保ちながら余水を越流排水させるための可動円筒である。水面安定円筒は、内径 150 mm、長さ 1000 mm で、上流側水面を安定させるための固定円筒である。つまり、越流水槽を上げることによって、試料に段階的に水頭差をかけることができ、水面安定円筒によって上流側水面を安定して一定に保つことができる。

③間隙水圧測定装置

間隙水圧測定装置には、内径 7 mm、外径 12 mm、長さ 1500 mm のアクリル製のオープンピエゾメーターを用いる。これは水槽本体の背面に鉛直に設置されており、ピエゾメータ孔につながれている。試料内の間隙水圧は、ピエゾメータ内の水面位置を読むことにより測定される。

(2) 実験の手順

ここでは、各実験装置の組立、地盤の作製から装置解体に至るまでの手順について述べる。大型二次元実験及び小型二次元実験で、手順が少し異なるところもあるが、実質的には同様である。そのため、ここでは大型二次元実験方法の手順について述べる。

- ① 実験に使用する砂試料の乾燥質量を測定する。
- ② 試料砂を飽和させる。地盤を作製する水槽本体とは別の容器に砂試料を入れて水を張り、数回(4~6回)試料をかき混ぜることにより、試料中の気泡を追い出す。このとき同時に砂粒子破砕により生じた細粒子を取り除くため、かき混ぜた後の濁水をきれいな水と入れ換える。また、試料容器に水を入れた日から数えて約 1 週間以上水浸させる。
- ③ 水槽本体のピエゾメータ口に、ビニールホースへ試料が流れ込むのを防ぐため、フィルターの網(74 mm)をはる。
- ④ 矢板及び水槽本体の左右側面に隔壁が未設置の場合、各々を取り付け、位置を固定するとともに水密性を確保する。また、矢板下端と水槽本体底面の距離を測定する。
- ⑤ 水槽に水を張り、水漏れがないか確認する。このとき、実験水槽の側面に付着した気泡を取り除いておく。
- ⑥ 水槽本体裏側のマノメータ取り付け口と、マノメータのスタンドパイプをビニールチューブでつなぐ。
- ⑦ スタンドパイプとビニールチューブ内の水を排出し、管内を清掃する。また、各々を取り付けるためのコック中の気泡を抜く。
- ⑧ 地盤を作製する。まず②において飽和させた試料を水槽本体の左右両側から少しずつ流し込んでいく。このとき試料は、所定の層数に分けていれ、各層において突き固め棒(直径 7 mm、全長 1000 mm、重量 100.9 gf、アルミニウム製)を、約 7~10 cm の高さから所定の回数

(10～20 回)落下させ、種々の密度に突き固める。

- ⑨ 水槽内上澄み液を清水と入れ替える。入れ替えのために排水を行う際、地盤表面を水平にならす。
- ⑩ 水槽本体の左右両側に、定水位を設定するための補助水槽を設置し、排水装置、水温計を設置する。
- ⑪ 上流側水位が水槽天端を越えると予想される場合、水位調整枠を設置する。
- ⑫ DATUM LINE をセットし、一級水準器(PL1)を用いてピエゾメータの読みから DATUM LINE を基準とした全水頭値を計算するための補正值(DATUMH)を求める。
- ⑬ PL1 を用いてマノメータ台の高さをチェックし、調整を行う。
- ⑭ 浸透破壊実験を行う。
- ⑮ 破壊後の地盤形状を測定する。
- ⑯ 水槽内の水を排出する。
- ⑰ 水槽背面に取り付けられたビニールチューブを取り外す。
- ⑱ 補助水槽を取り外し、水槽内の試料砂を排出する。
- ⑲ 実験水槽、試料容器、及び各部品を清掃する。
- ⑳ 試料砂を乾燥する。

(3) 浸透破壊実験の方法

前述のようにして作製された地盤に、定水頭装置を用いて上下流に水頭差を段階的にかけていき、地盤を破壊させる。水頭差のかけ方としては、最初は限界水頭差 H_c の 20% 程度の増分で水頭をかけていき段階ごとにその水頭の増分を減らしていき、限界水頭付近になると H_c の 1% ずつ水頭を増していくこととする。そして、各水頭差段階において次の操作を行う。

- ① 実験水槽正面に設置したカメラにより地盤の様子を撮影する。
- ② 1～4 分間に流れ出る浸透水の質量を測定する。上流側と下流側の水温を測定し、平均した値を浸透水の水温とする。これらの値より、流量を求め、水温 15℃ 時の流量 Q_{15} に換算する。
- ③ 間隙水圧測定装置で、矢板前後及び地盤内のいくつかの点における間隙水圧を測定し、矢板前後の水頭差、地盤内の等ポテンシャル線分布を求める。
- ④ 地盤表面の変形を読み取る。地盤変形は、光波測定器または超音波測定器(精度 0.5 mm) によって測定する。

(4) 浸透破壊実験で用いた試料

大型二次元実験及び小型二次元実験では試料として、それぞれ主に琵琶湖砂 2 及び琵琶湖砂 3 を用いた。試料の物理的性質を Table 5.1 に、粒径加積曲線を Fig. 5.2 に示す。Table 5.1, Fig. 5.2 から、試料は均一な細砂であるといえる。

Table 5.1 試料の物理的性質

物理的性質	琵琶湖砂2	琵琶湖砂3
比重 G_s	2.677	2.668
均等係数 U_c	1.304	1.404
平均粒径 D_{50} (mm)	0.296	0.283
最大間隙比 $e_{\max}$	1.118	1.115
最小間隙比 $e_{\min}$	0.759	0.761

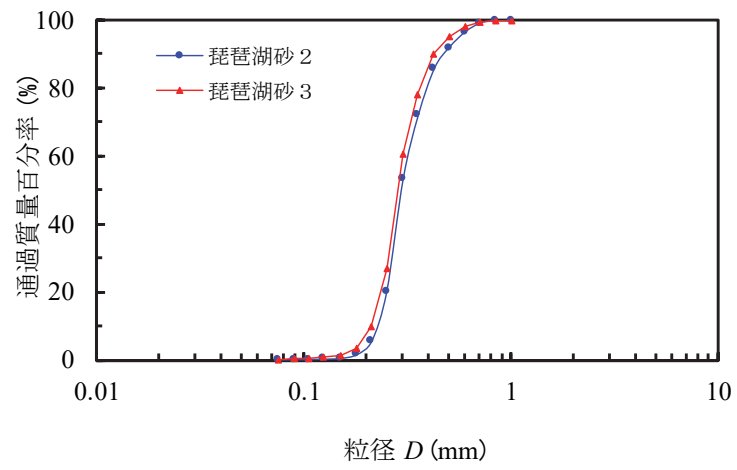


Fig. 5.2 試料の粒径加積曲線

5.2 実験地盤の把握

浸透破壊実験は、47 個の大型二次元浸透破壊実験 E0001～E0047、及び、33 個の小型二次元浸透破壊実験 E0401～E0433 を行った(**Table 5.2**)。また、実験と同じ条件について有限要素法を用いて解析を行った。ここでは、実験結果と FEM 解析結果を比較検討することにより、実験地盤に関して地盤の均質性、地盤の異方透水性、表面に堆積した細粒土層の影響について明らかにし、実験地盤の把握を行う。

Table 5.2 実験ケース

(a) 大型二次元						(b) 小型二次元						
実験番号	Dr (%)	D (m)	T (m)	D/T	試料	実験番号	Dr (%)	D (m)	T (m)	D/T	d (m)	試料
E0001	43.16	0.140	0.454	0.308	標準砂2	E0401	49.76	0.050	0.150	0.335	0.000	琵琶湖砂3
E0002	56.31	0.129	0.443	0.291	標準砂2	E0402	50.69	0.100	0.200	0.501	0.000	琵琶湖砂3
E0003	54.51	0.129	0.444	0.291	琵琶湖砂2	E0403	48.59	0.126	0.225	0.558	0.000	琵琶湖砂3
E0004	40.76	0.200	0.515	0.389	琵琶湖砂2	E0404	49.22	0.100	0.200	0.501	0.026	琵琶湖砂3
E0005	35.03	0.109	0.409	0.267	琵琶湖砂2	E0405	49.71	0.076	0.175	0.431	0.049	琵琶湖砂3
E0006	46.55	0.151	0.451	0.335	琵琶湖砂2	E0406	50.44	0.050	0.149	0.333	0.075	琵琶湖砂3
E0007	41.32	0.103	0.303	0.338	琵琶湖砂2	E0407	49.53	0.075	0.175	0.431	0.025	琵琶湖砂3
E0008	45.43	0.150	0.351	0.429	琵琶湖砂2	E0408	51.03	0.150	0.249	0.601	0.000	琵琶湖砂3
E0009	49.05	0.198	0.399	0.497	琵琶湖砂2	E0409	40.40	0.105	0.204	0.512	0.000	抑えフィルター
E0010	49.24	0.248	0.449	0.553	琵琶湖砂2	E0410	-	0.100	0.200	0.501	0.000	56号と5号の11層
E0011	48.22	0.299	0.500	0.599	琵琶湖砂2	E0411	50.18	0.175	0.275	0.637	0.000	琵琶湖砂3
E0012w	41.06	0.204	0.405	0.504	琵琶湖砂2	E0412	50.37	0.100	0.200	0.500	0.026	琵琶湖砂3
E0013	47.96	0.214	0.415	0.516	琵琶湖砂2	E0413	53.64	0.049	0.149	0.331	0.000	琵琶湖砂3
E0014	30.17	0.197	0.398	0.496	琵琶湖砂2	E0414	48.71	0.101	0.200	0.503	0.000	琵琶湖砂3
E0015	15.05	0.202	0.402	0.501	琵琶湖砂2	E0415	43.04	0.104	0.203	0.510	0.000	硅砂 5 6 号
E0016	63.86	0.202	0.403	0.502	琵琶湖砂2	E0416	52.90	0.100	0.200	0.501	0.000	硅砂 4 L 号
E0017	67.94	0.215	0.416	0.517	琵琶湖砂2	E0417	47.83	0.051	0.150	0.338	0.050	琵琶湖砂3
E0018	86.88	0.200	0.401	0.499	琵琶湖砂2	E0418	50.80	0.075	0.174	0.428	0.026	琵琶湖砂3
E0019	20.78	0.198	0.399	0.497	琵琶湖砂2	E0419	49.78	0.075	0.175	0.430	0.000	琵琶湖砂3
E0020	31.31	0.106	0.207	0.511	琵琶湖砂2	E0420	50.42	0.100	0.199	0.500	0.025	琵琶湖砂3
E0021	46.60	0.200	0.301	0.665	琵琶湖砂2	E0421	49.42	0.050	0.150	0.335	0.075	琵琶湖砂3
E0022	45.94	0.251	0.352	0.713	琵琶湖砂2	E0422	49.67	0.050	0.150	0.335	0.050	琵琶湖砂3
E0023	45.99	0.302	0.403	0.749	琵琶湖砂2	E0423	49.85	0.075	0.175	0.430	0.000	琵琶湖砂3
E0024	49.74	0.149	0.250	0.595	琵琶湖砂2	E0424	51.65	0.049	0.148	0.329	0.052	琵琶湖砂3
E0025	43.39	0.050	0.151	0.333	琵琶湖砂2	E0425	49.54	0.100	0.200	0.502	0.000	琵琶湖砂3
E0026	42.44	0.101	0.202	0.501	琵琶湖砂2	E0426	49.94	0.075	0.175	0.430	0.050	琵琶湖砂3
E0027	46.78	0.100	0.201	0.497	琵琶湖砂2	E0427	62.99	0.103	0.202	0.508	0.000	琵琶湖砂3
E0028	48.10	0.149	0.200	0.745	琵琶湖砂2	E0428	30.87	0.100	0.200	0.501	0.000	琵琶湖砂3
E0029	46.99	0.150	0.201	0.746	琵琶湖砂2	E0429	47.66	0.076	0.175	0.432	0.049	琵琶湖砂3
E0030	47.74	0.200	0.251	0.796	琵琶湖砂2	E0430	84.41	0.102	0.202	0.507	0.000	琵琶湖砂3
E0031	45.19	0.100	0.151	0.662	琵琶湖砂2	E0431	13.28	0.103	0.202	0.507	0.000	琵琶湖砂3
E0032	46.10	0.250	0.301	0.830	琵琶湖砂2	E0432	49.10	0.101	0.201	0.503	0.000	硅砂 4 L 号
E0033	45.75	0.150	0.201	0.745	琵琶湖砂2	E0433	-	0.100	0.200	0.501	0.000	56号と5号の23層
E0034	47.50	0.200	0.500	0.400	琵琶湖砂2							
E0035	46.56	0.100	0.400	0.251	琵琶湖砂2							
E0036	48.68	0.250	0.550	0.454	琵琶湖砂2							
E0037	47.44	0.101	0.401	0.251	琵琶湖砂2							
E0038	47.76	0.150	0.450	0.334	琵琶湖砂2							
E0039	48.53	0.250	0.550	0.454	琵琶湖砂2							
E0040	48.23	0.100	0.401	0.250	琵琶湖砂2							
E0041	47.51	0.150	0.201	0.750	琵琶湖砂2							
E0042	47.72	0.150	0.351	0.429	琵琶湖砂2							
E0043	48.29	0.249	0.451	0.553	琵琶湖砂2							
E0044	44.86	0.099	0.301	0.330	琵琶湖砂2							
E0045	77.29	0.208	0.409	0.508	琵琶湖砂2							
E0046	59.08	0.198	0.400	0.496	琵琶湖砂2							
E0047	30.16	0.198	0.399	0.497	琵琶湖砂2							

(1) 地盤の均質性

ここでは、等ポテンシャル線分布の形状から実験地盤が均質に作製されているかどうかを判断する。**Figs. 5.3(a), (b)**に、実験 E0009 の低水頭差段階における実験より得られた等ポテンシャル線分布と、同じ水頭差で FEM 解析によって得られた流線網を示す。**Figs. 5.3(a), (b)**からわかるように、等ポテンシャル線分布は左右対称になっている。また、均質等方として解析された FEM 解析による流線網と形状がよく一致しており、実験地盤はほぼ均質に作製されたものと考えられる。

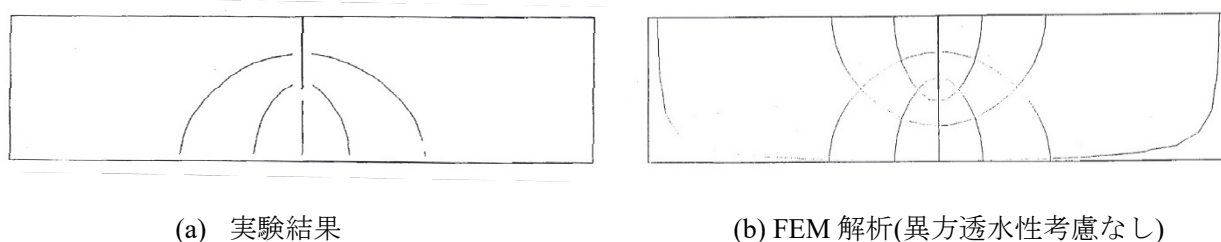


Fig. 5.3 等ポテンシャル線分布 (E0009)

(2) 地盤の異方透水性

(1)で述べたように、実験結果による等ポテンシャル線分布と FEM 解析による流線網の形状はよく一致している。しかし、詳細に見てみると実験結果による等ポテンシャル線分布の方が FEM 解析によるものよりも少し外側に広がっていることがわかる。また、**Fig. 5.4** に同じ実験 E0009 に関する水位差 H ～浸透流量 Q_{15} 曲線を示す。**Fig. 5.4** から、実験による H ～ Q_{15} 曲線は FEM 解析によるものよりも少し上方に来ることがわかる。これらのことは、実験地盤の異方透水性に原因があると考えられる。ここでは、異方透水性の値について求めた結果について述べた後、相対密度の異方透水性への効果について述べる。

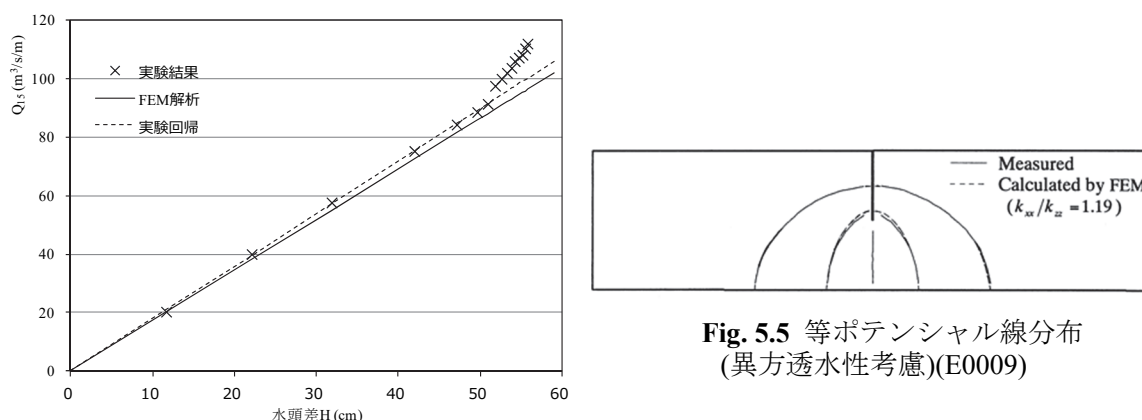


Fig. 5.4 水位差 H ～浸透流量 Q_{15} 曲線(E0009)

等ポテンシャル線分布より、透水係数は鉛直方向と水平方向が主方向である、すなわち、 $k_{xz}=0$ であると考えられた。したがって、ここでは次のようにして実験地盤の異方透水性を求めた(田中ら, 1994a; 田中ら, 1995c; 田中ら, 1995d)。まず、鉛直方向の透水係数 k_z を固定($k_z=1$)して、水平方向の透水係数 k_x を順次変化させていったときの FEM 解析を行い、等ポテンシャル線分布が変化していく様子を見ていく。そして、FEM 解析による等ポテンシャル線分布と実験による等ポテ

ンシヤル線分布とを比較検討し、両者が一致する場合の k_x と k_z の比をその地盤の異方透水性の値とする。このようにして、異方透水性を求める方法を目視法と呼ぶ。ここで、実験による等ポテンシヤル線分布は地盤が比較的安定した水頭差(破壊時水頭差の 50～60%の水頭差)の時点のものを用いた。**Fig. 5.5** に地盤の相対密度 D_r と異方透水性の値 k_x/k_z の関係を示す。**Fig. 5.5** からわかるように、 $D_r \approx 50\%$ の場合、地盤の異方透水性の値は、 $k_x/k_z = 1.20$ 程度となる。また、データはばらついてはいるものの、相対密度が大きくなるにつれて異方透水性の値が小さくなる傾向がうかがわれる。

その後、実験地盤の異方透水性の大きさ k_x/k_z について、FEM 浸透流逆解析によっても求められた(田中ら,1995d; 田中ら, 1996; 田中ら,2016b)。**Fig. 5.6** に D_r と k_x/k_z の関係を示す。**Fig. 5.6** から、異方透水性の大きさは、 D_r が大きくなるにつれて減少する傾向にあり、おおよそ $D_r = 30\%$ のとき 1.25, $D_r = 50\%$ のとき 1.18, $D_r = 70\%$ のとき 1.10 となり、目視法によるものと概ね一致する結果となった。

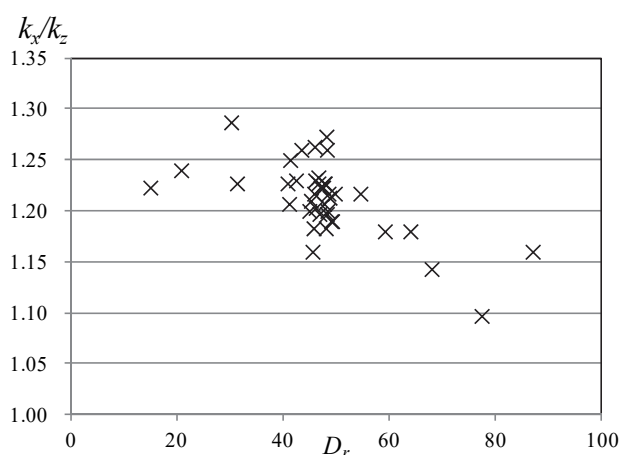


Fig. 5.5 D_r と k_x/k_z の関係(目視法による)

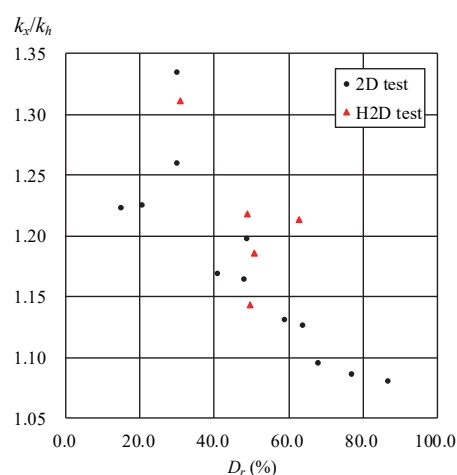


Fig. 5.6 D_r と k_x/k_z の関係(逆解析による)

これらの結果は、地盤の作製方法、すなわち試料を実験水槽内に 10～20 層に分けて注入し締固め棒で突き固めて作製する方法と関係すると考えられる。水中落下し自然に堆積した砂粒子はある程度配向を示し、もともとある程度異方透水性を有している。これを締固め棒で突き固めることによって配向が崩れ、突固め回数が多くなるにつれて(地盤が密になるにつれて)砂粒子の配向がよりランダムになると考えられる。それにつれて透水係数の異方透水性は小さくなると考えられる。

(3) 地盤表面に形成された細粒土層の影響

実験 E0005, E0006 においては、地盤の表面に細粒土層が形成され、特に上流側地盤表面に堆積したものは実験結果に大きな影響を及ぼした(田中ら, 1994b; 田中ら, 1995c)。一例として **Fig. 5.7** に、実験 E0006 の低水頭差段階における実験及び FEM 解析より得られた等ポテンシヤル線分布を示す。これらを比較するとわかるように、実験によるものは上流側地盤表面付近で水頭低下が大きくなっている。これは、上流側砂地盤の上部にたまった数 mm 程度の細粒土層が原因であると考えられた。そこで、この細粒土層を考慮して FEM 解析を行い、細粒土層の透水係数の推定を行ったところ、細粒土層の透水係数は地盤本体の約 1/150 となった。

以上のようにして得られた等ポテンシャル線分布を、実験 E0006 について示すと **Fig. 5.8** のようになる。これと、**Fig. 5.7** に示す実験により得られた等ポテンシャル線分布を比較すると、形状は大変よく似ており、ここで考えた細粒土層の存在が正しいものと考えられる。しかし、詳しくみると位置が少しずれている。これは、砂地盤と細粒土層の透水係数の値、細粒土層の層厚について、簡易的に推定を行ったため、厳密に算定されていないためであると考えられる。

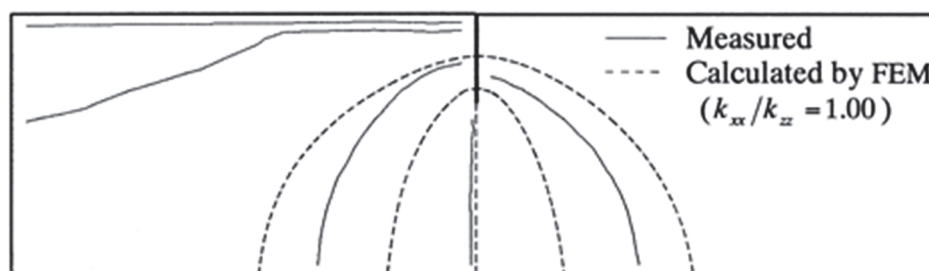


Fig. 5.7 等ポテンシャル線分布(E0006)

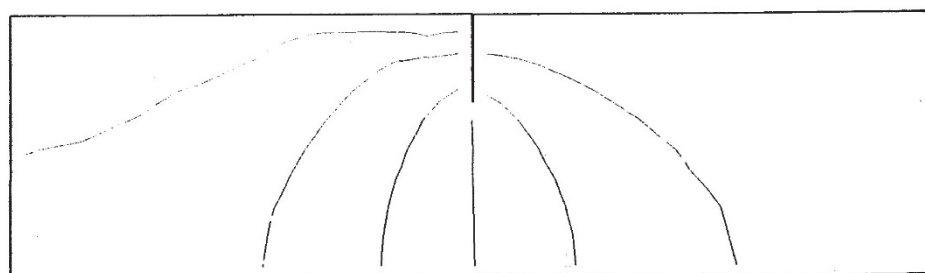


Fig. 5.8 等ポテンシャル線分布(細粒土層考慮)(E0006)

このように、実験 E0005, E0006 おいて地盤の表面に形成された細粒土層について、FEM 解析により影響を確認したところ、実験地盤上部に形成される細粒土層は数 mm 程度の薄いものであっても、その透水係数が砂地盤に比べてたいへん小さいものであるならば、実験結果に大きな影響を及ぼすことがわかった。このため、これらの実験以降、すべての浸透破壊実験において、実験試料の洗浄と濁水の排水を行い、細粒土層の形成が起こらないように配慮した（これ以降、同じ問題は起こっていない）。

5.3 水頭差の変化に伴う流量・地盤の変化

ここでは、地盤が破壊に至るまでの地盤の挙動について、水頭差 H ～流量 Q 関係、実験及び解析による等ポテンシャル線分布を求めるとともに、地盤形状変化より考察を行う。

(1) 水頭差の変化に伴う流量の変化

Fig. 5.9 に E0402, E0427, E0428 の水頭差 H ～15℃時の値に換算した流量 Q_{15} 曲線を示す。この図は相対密度 D_r が変化することによる H ～ Q_{15} 曲線の変化を表している。また、この図は実験地盤が層厚 $T=40$ cm, 根入れ深さ $D=20$ cm, 根入れ比 $D/T \approx 0.5$ の場合で、それぞれの D_r は 50.7%, 63.0%, 30.9% である。また、この図に示された直線は、 H ～ Q_{15} 曲線の直線部分を $Q_{15} = aH + b$ 型の関数(但し、 $b=0$)で回帰分析して求めたものである。**Fig. 5.9** を見ると、まず、 $D_r \approx 50\%$ の場合では、破壊時の水頭差の約 90% 付近まではほぼ直線関係にあり、実験流量と FEM 解析による流量はほぼ一致している。しかし、破壊時の水頭差の 90% を越えるあたりから実験流量は、直線関係からはずれていく。この直線関係からはずれていくときの水頭差を流量急増時水頭差 H_d とする。さらに、水頭差を増やしていくと地盤は破壊に至るが、このときの水頭差を破壊時水頭差 H_f とする。

次に、 $D_r < 50\%$ のとき、流量急増時水頭差 H_d は、破壊時水頭差 H_f の 90% より小さくなり、 $D_r \approx 50\%$ の場合より早い段階で直線関係からはずれて徐々に流量が増大する。また、 $D_r > 50\%$ のとき、 H_d は H_f の 90% より大きくなり、 $D_r \approx 50\%$ の場合より遅い段階で直線関係からはずれて急激に流量が増大する。

このように、流量急増時水頭差 H_d で流量が直線関係からはずれて増大する現象は、ちょうどこのあたりから、上流側矢板付近の地盤が沈下し、下流側矢板付近の地盤が隆起し始める現象と対応している。地盤の変形に伴って、地盤が緩くなって間隙が大きくなり、透水係数が増大し流量が増加したためであると考えられる。また、地盤形状の変化も流量急増の一因となっていると考えられる。

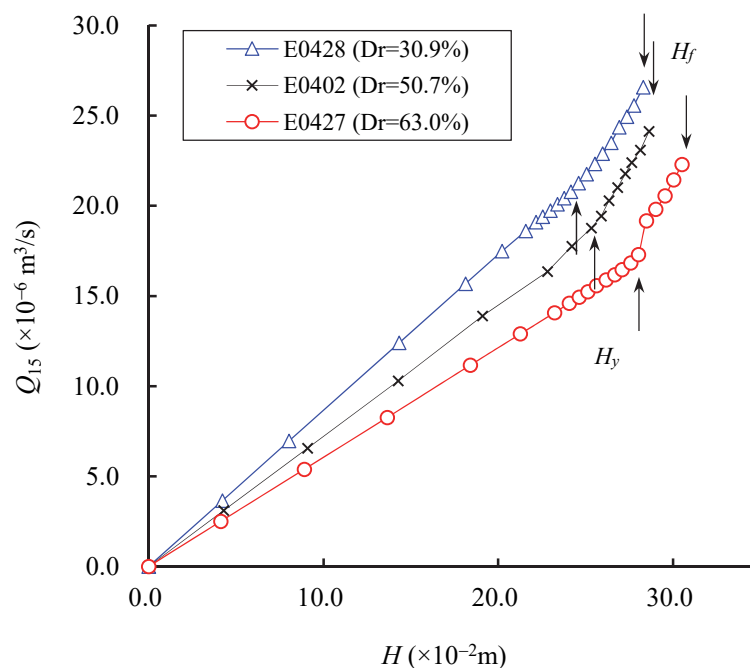
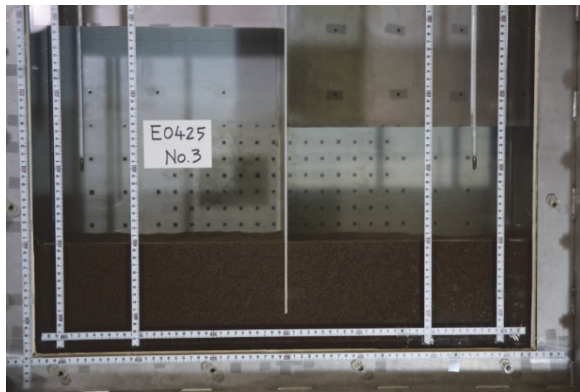


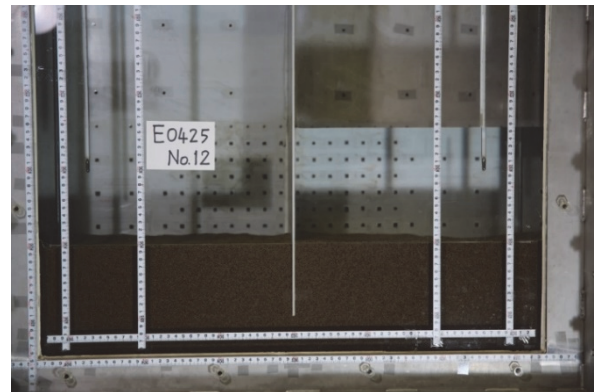
Fig. 5.9 H と Q_{15} の関係

(2) 水頭差の変化に伴う地盤形状の変化

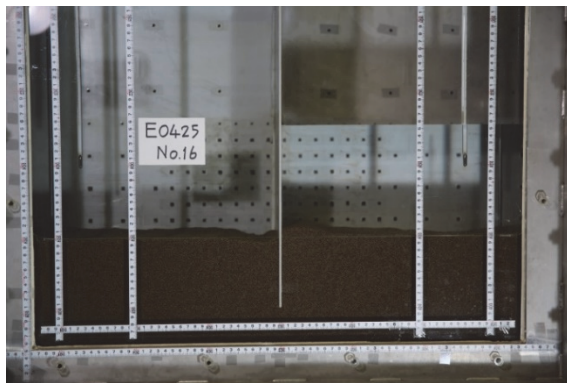
Figs. 5.10 (a)～(f)に, E0425 ($D_r = 49.54\%$) における水頭差 H が 0 から破壊時水頭差 H_f に至るまでの地盤の挙動, 及び破壊形態の写真を示す。



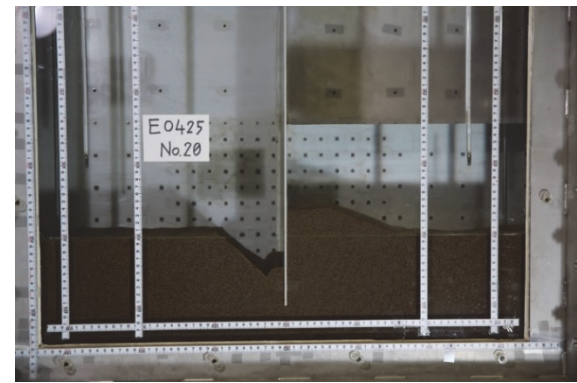
(a) 低水頭差段階 $H = 13.43$ cm (E0425)



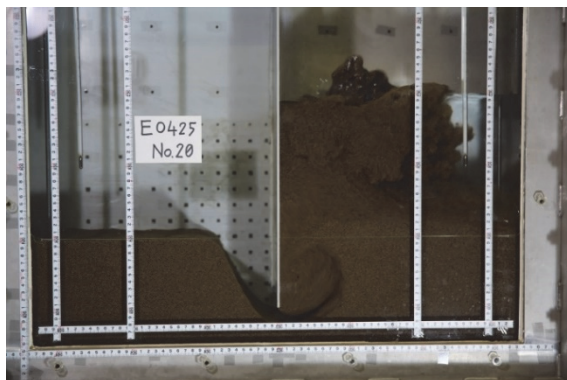
(b) 変形直後 $H = 26.91$ cm (E0425)



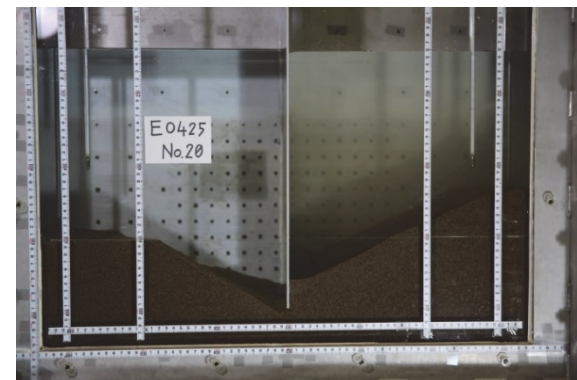
(c) 変形後 $H = 28.79$ cm (E0425)



(d) 崩壊直前 $H = 30.19$ cm (E0425)



(e) 崩壊中 (E0425)



(f) 崩壊後 (E0425)

Fig. 5.10 水頭差の変化に伴う地盤の変化

Fig. 5.10 に基づき, $D_r \approx 50\%$ の場合における, 水頭差の変化に伴う地盤の変化について述べる (田中ら, 1995a)。水頭差をかけていくと, はじめは地盤に何の変化も見られない (**Fig. 5.10(a)**)。そして, 水頭差がある水頭差 H_f になると, 矢板付近の地盤が上流側でわずかに沈下し, 下流側で隆起し始める(**Fig. 5.10(b)**)。さらに水頭差を増すと, 矢板付近の上流側地盤の沈下, 下流側地盤の隆起がさらに進行する(**Fig. 5.10(c)**)。上流側の沈下は, 矢板から上流方向に約 $D/2$ の位置か

ら始まり、矢板に近づくにつれて深くなるようなくさび形状になっている。また、下流側の隆起は矢板から下流方向に約 $D/2$ の範囲の地盤で全体的に生じており、それに伴ってそれより下流の部分も下流方向に矢板から約 D の範囲で持ち上がっている(**Fig. 5.10(d)**)。さらにこのとき、矢板先端付近で矢板の下を回るような砂粒子の移動が見られ始める。さらに水頭差を増してゆき破壊時水頭差 H_f 付近に達すると、上流側の沈下は完全にくさび型の形状を示し、砂粒子が斜面をポロポロと滑落していく様子が観察される。下流側の隆起部分では、表面の至る所で細かい砂粒子の転動現象(ボイリング)が見られ、水が濁り始める。

そして破壊時水頭差に達すると、砂が全体的にゆっくりと上流側から下流側へ移動を始め、その数秒後に大きな音を発しながら下流側の砂粒子が一気に吹き上がり、上流側もそれにつられて一気に矢板の下を回って砂粒子が移動する(**Fig. 5.10(e)**)。このときの破壊形状は写真で見られるとおり放物線状であり、その規模は上流側より下流側の方が大きい。

Fig. 5.11 に、水頭差 H と地盤表面高 Y の関係を示す。 Y は矢板の上下流壁地点における地盤高さを表している。 H が増加していくとき、地盤表面高は最初変化しないが、ある値 H_y を越えると上流側で沈下、下流側で隆起する。 H_y は上下流で求まるが小さい方の値を用いる。また、 $H_y = H_d$ の関係があり、地盤形状変化と流量急増の現象は連動していると考えられる。

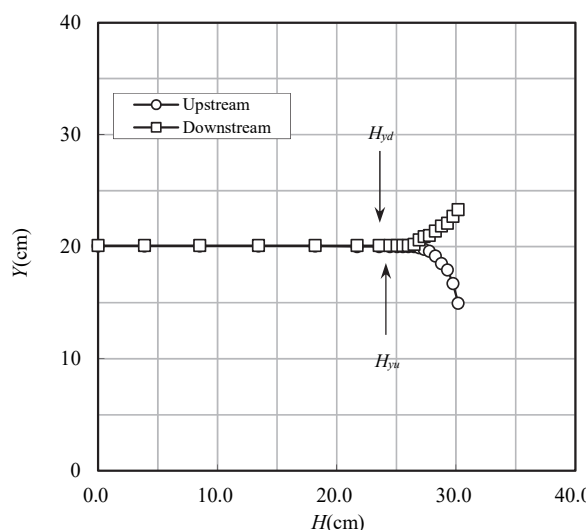


Fig. 5.11 $H \sim Y$ の関係

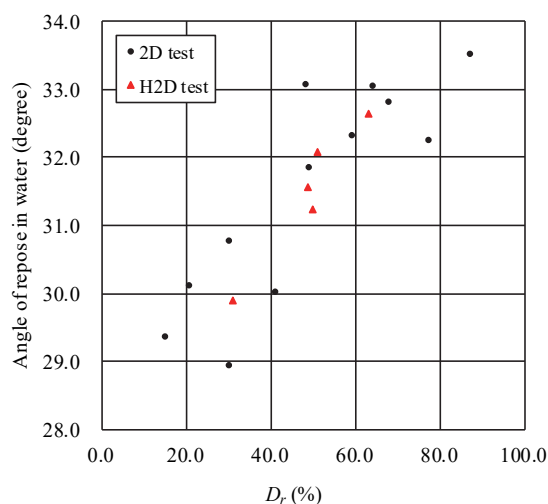


Fig. 5.12 D_r と水中安息角の関係 (上流側地盤)

以上は、 $D_r \approx 50\%$ の場合の説明であるが、 $D_r < 50\%$ の場合、 H_y は H_c よりわずかに小さいこと、上流側のくさび型の幅が $D/2$ より大きいこと、地盤の変化割合が小さいことを除いてほとんど $D_r \approx 50\%$ の場合と同じである。また、 $D_r > 50\%$ の場合は、 H_y は H_c に比べかなり大きくなること、地盤の変形は H_y において急激に発生することを除き、ほとんど $D_r \approx 50\%$ の場合と同じである。特に D_r が 86.876% (E0018) の場合には、地盤が変化を始めるとほぼ同時に地盤の破壊が発生した。すなわち H_y と H_f はほぼ等しくなった。

破壊後、地盤は上下流ともある一定の角度をもって安定する(**Fig. 5.10(f)**)。とくに上流側地盤のものは破壊様式から見て作製地盤の水中安息角を表すと考えられる。**Fig. 5.12** に D_r と水中安息角との関係を示す。**Fig. 5.12** からわかるように、水中安息角はおおよそ 31° 付近となる。また、 D_r が大きくなるほど、水中安息角の大きさは大きくなることがわかる。

(3) 水頭差の変化に伴う等ポテンシャル線分布の変化

Figs. 5.13(a)～(d)に E0009 の水頭差が増加していくときの各水頭差段階における実験による等ポテンシャル線分布の変化を示す(田中ら, 1995b)。

Fig. 5.13(a)に示すように、低水頭差段階では、地盤は均質に作製されていたものと考えられるので、等ポテンシャル線分布は左右対称になっており、またそれぞれの図に変化は見られない。しかし、**Fig. 5.13(b)**に示すように水頭差が大きくなってくると、等ポテンシャル線分布が、上流側が下がり、下流側が上がる様子、つまり全体的に下流側にゆがんでくることがわかる。ここで等ポテンシャル線分布が変化し始める水頭差を H_p とする。さらに水位が上がっていく (**Fig. 5.13(c)**)と、さらに下流側にゆがんでいく様子が見られる。そして、地盤の破壊直前には大きくゆがんでいる(**Fig. 5.13(d)**) 様子が見られる。**Figs. 5.13(a)～(d)** には、地盤の変形を考慮した FEM 解析による等ポテンシャル線分布を併せて示している。FEM 解析による等ポテンシャル線図を見ると地盤の変形に伴い、等ポテンシャル線が下流側に移動していくのがわかる。これは、実験結果にも見られた現象と一致しており、地盤の変形が等ポテンシャル線分布に大きく影響を及ぼしていたことがわかる。

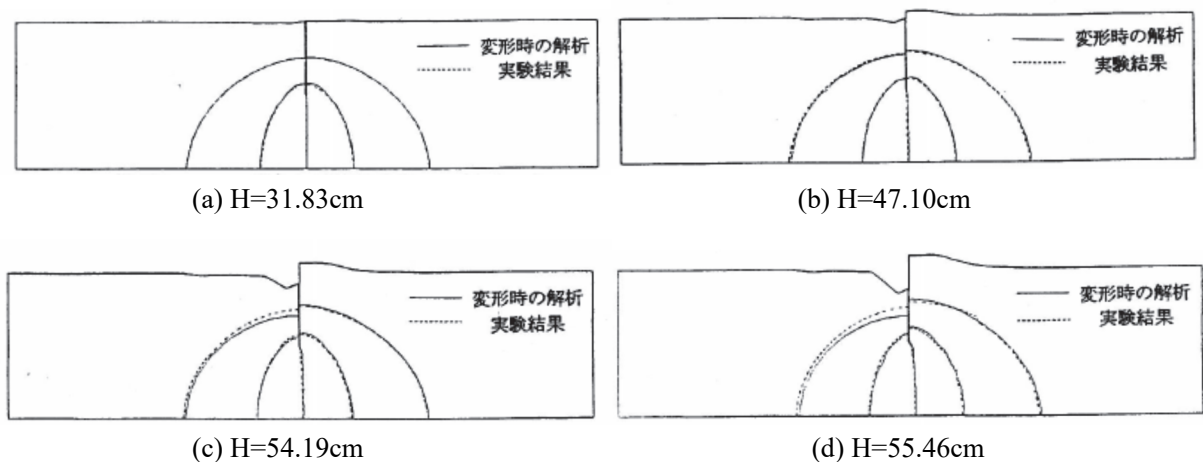


Fig. 5.13 等ポテンシャル線分布(E0009)

さらに、実験結果と FEM 解析による等ポテンシャル線分布を詳細に見比べると、地盤の変形がまだ始まっていない **Fig. 5.13(a)**では、両者はほぼ一致していることがわかる。しかし、地盤が変形してくると、同じように下流側にゆがんでいきほぼ一致しているが、矢板付近で多少の相違が見られる(**Figs. 5.13(b)～(d)**)。これは、矢板付近の地盤が、砂粒子の移動に伴い均質でなくなったためであると考えられる。つまり、解析は均質地盤として全地盤に同じ透水係数を与えて計算しているが、実際は矢板付近の透水係数が変化しているため、等ポテンシャル線分布が矢板付近で完全に一致しなかったものと考えられる。しかしながら、両者はほぼ一致しており、等ポテンシャル線分布の変化は地盤の変形の影響が大きいことがわかる。

(4) PIV 解析 (参鍋ら, 2015; 田中ら 2016c; Tanaka et al., 2016)

PIV とは、粒子イメージ流速計測法という画像解析手法である。粒子によって可視化された流れ場のイメージについて、時間的に連続する 2 つの画像内の一部(格子状に配置した点を中心とした小領域)の類似性を求め、粒子パターンの変位を計算し撮影時刻や画像取り込みの時間間隔

から流速が求まる。今回の解析では、前後する2つの水頭差段階における粒子パターンの変位を表すことになる。ここでは、類似性の指標としては小領域内の輝度差累積値を用い、解析の高度化のため逐次棄却を行った。ここで用いたPIV解析では、地盤に色素や標的を注入することなく、砂粒子の配置パターンの変化から、その挙動を把握するものである。地盤内への異物の混入が無いので、実際の地盤状態を把握できるという特徴がある。

ここでは、実験E0425の結果について考察する。実験E0425は、掘削なしを模擬した地盤であり、 $T_1 = 19.90$ cm, $D_1 = 9.93$ cm, $T = 20.08$ cm, $D = 10.12$ cm, $d = 0.00$ cm, $D_r = 49.5\%$ である。PIV解析を行うと、はじめは砂粒子の移動はないが、 H が H_y ($\approx H_d$) よりも小さな値 $H = 24.742$ cmのときに、**Fig. 5.14**に示すように、矢板下端下流側付近において、砂粒子の移動が観察されることがわかった。砂粒子の変位量は約0.013~0.021 cmである。地盤表面における上流側沈下や下流側隆起はこの時点では観測されない。矢板下端下流側付近における砂粒子の移動領域は、Kochina(1962)や河野・久保田(松尾ら, 1971)が定義した γ_{net} が負になる領域(**Fig. 5.15** 参照)とよく一致していることから、この現象は $\gamma_{net} < 0$ 領域の発生と関係があると考えられる。 γ_{net} は単位体積の土粒子に作用する鉛直下向き方向の正味の力を表す。矢板下流側壁近傍の土粒子は、個々にみればより早くから動きを生じていると予想されるが、上述のように塊として動き出す時点が存在すると考えられる。

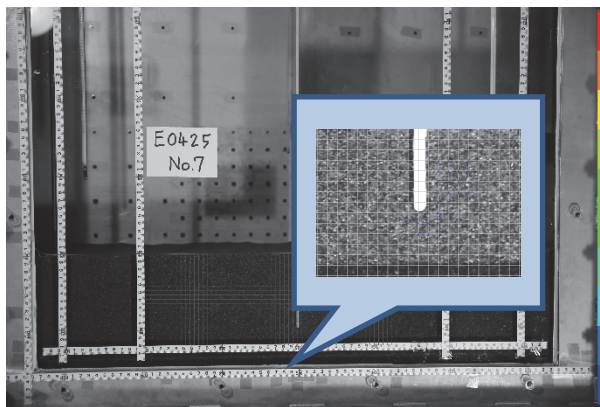


Fig. 5.14 PIV 解析結果 ($H_{piv} = 24.742$ cm; E0425)

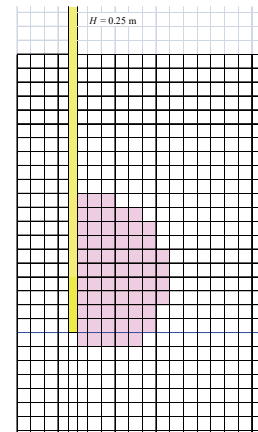


Fig. 5.15 γ_{net} が負になる領域

矢板下端下流側付近において砂粒子の塊としての移動が起こり始めるときの水頭差を H_{piv} とすると、実験E0425の場合、 $H_{piv} = 24.742$ cmとなる。 $H_d = 26.727$ cm, $H_y = 26.382$ cm, $H_f = 30.417$ cmであることから、 $H_{piv} = 0.94 H_y$ となる。このように、下流側地盤表面に変形が現れるより前に、矢板下端下流側付近で土粒子の移動現象が生じることがわかる。実験E0401~E0425について、 $H_{piv} = \alpha H_y$ として α の値を求めると、 $\alpha = 0.73 \sim 0.99$ となる。実験ケースによってばらつきはあるものの、今回の中密度の細砂を用いた実験では、水頭差が H_y よりも小さな値のときに、矢板下端下流側付近で土粒子の移動が生じることがわかる。(参鍋ら, 2015; 田中ら 2016c; Tanaka et al., 2016)

矢板下端付近の土粒子の塊としての移動を防ぐためには、施工時における水頭差の限界値(施工限界水頭差)(田中・廣瀬, 2005; 田中ら, 2005)を H_y よりも小さな値に設定しなければならないことがわかる。そして、矢板下端付近の地盤を締め固める(または、矢板下端付近の地盤の透水係数を小さくする)ことによって、締切り矢板地盤の浸透破壊に対する安定性を高められる可能性があることが予測される。

次に、 H が H_y を超えて地盤が形状変化を起こしたあとの、PIV解析結果について考える。**Figs.**

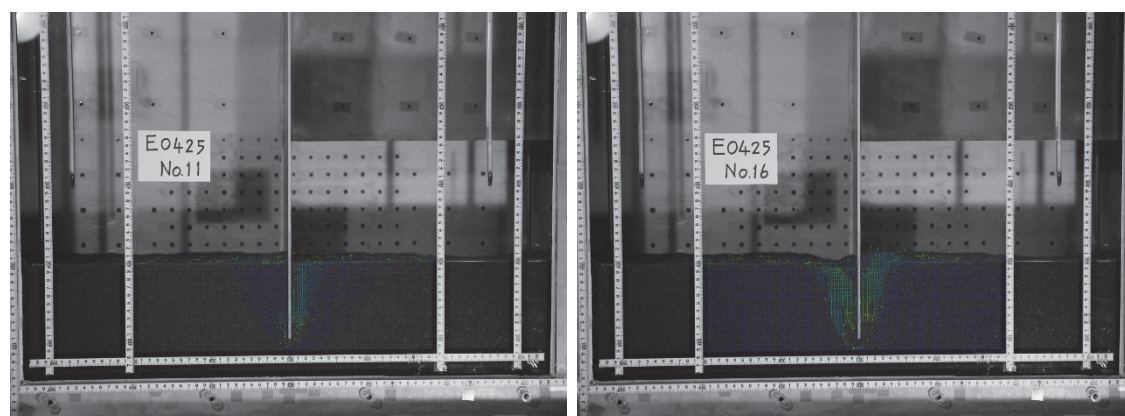
5.16(a), (b), (c)に、水頭差が $H = 26.727$ cm (変形開始時水頭差), 29.047 cm (地盤変形がある程度進んだ状態), 29.994 cm (破壊の2段階前) のときの PIV 解析結果を示す。

Fig. 5.16(a)に示すように、変形開始によって下流側地盤 (幅約 2.8 cm) が持ち上がる。下流側表面近傍における砂粒子はほぼ上向きの変位を生じ、その大きさは $0.23 \sim 0.25$ cm である。砂粒子の移動は下流側で顕著であり、矢板下端より上方へ 5 cm 地点(矢板の根入れ深さの中央部分)で幅約 2.8 cm である。下流側で持ち上がる地盤の幅約 2.8 cm は, Terzaghi (1943) が定義した破壊土塊の幅 $D/2 = 5.0$ cm より少し小さい。砂粒子の変位量は矢板下端より上方へ 5 cm 地点で約 $0.22 \sim 0.30$ cm (下流側)である。

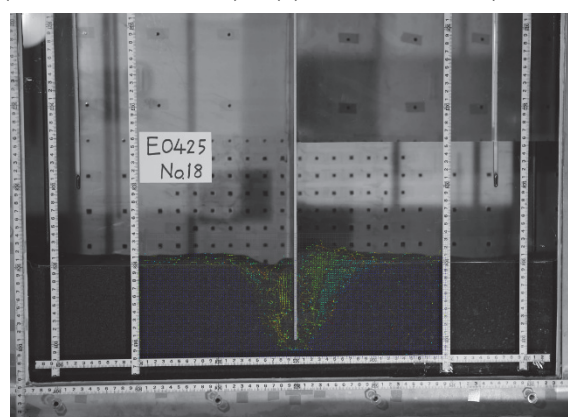
水頭差 H が H_y を越えて大きくなっていくと、地盤形状の変化(上流側沈下及び下流側隆起)が進行していく。地盤変形が進むと、Fig. 5.16(b)に示すように、砂粒子の移動領域は下流側よりも上流側の方が大きく、矢板下端より上方へ 5 cm 地点で幅約 3.8 cm(上流側), 約 2.9 cm(下流側)の範囲の砂が下降及び上昇移動を起こしていることがわかる。砂粒子の変位量は矢板下端より上方へ 5 cm 地点で約 $0.34 \sim 0.53$ cm である。

そして、Fig. 5.16(c)に示すように、破壊近くになると、砂粒子の移動領域は上下流でほぼ同じ大きさとなり、矢板下端より上方へ 5 cm 地点で幅約 4.9 cm の範囲となっている。また、砂粒子の変位量は矢板下端より上方へ 5 cm 地点で約 $0.31 \sim 0.80$ cm である。

このように、砂の移動範囲は、変形開始時には $D/2$ より少し小さいが、地盤変形の進行とともに大きくなり、また上方へ行くにしたがって広がっていくことがわかる。



(a) $H = 26.727$ cm (変形開始時水頭差) (b) $H = 29.047$ cm (地盤変形がある程度進んだ状態)



(c) $H = 29.994$ cm (破壊の2段階前)

Fig. 5.16 地盤変形後のPIV解析結果 (E0425)

5.4 変形開始時水頭差と破壊時水頭差

ここではまず、地盤が変形する時の水頭差について考える。5.3 節で述べたように、地盤変形時に関係する水頭差、すなわち、 $H \sim Q_{15}$ 曲線の直線関係からはずれる水頭差 H_d 、等ポテンシャル線分布が下流側にゆがみ始める水頭差 H_p 、地盤が変形を始める水頭差 H_y は概ね一致する。これは、流量の変化や等ポテンシャル線分布の変化が地盤の変形に対応していることを示している。このように、地盤が変形を始める水頭差 H_y は、 H_d 、 H_p とほぼ一致していることがわかった。

次に、地盤が破壊する時の水頭差 H_f を考えると、地盤の変形から破壊に至るまでには余裕($H_f - H_y$) があり、掘削なし地盤について、平均して $(H_f - H_y)/H_y = 0.12$ となる(参鍋ら, 2015)。このように、変形から破壊に至るまでに、水頭差にして 12%の余裕があり、もし仮に、実際の掘削地盤に変形が生じたとしても、すぐに対処がなされれば破壊を回避することができる。しかし、掘削地盤の変形は、不可逆的なダメージであり、絶対に避けなければならない。したがって、浸透破壊に対する設計においては、変形開始時水頭差が大変重要な値となる。

Fig. 5.18 に、 D_r と、変形開始時水頭差 H_y 及び破壊時水頭差 H_f の関係を示す(田中ら, 2016b)。図には、大型二次元(2D)、小型二次元(H2D) の実験結果を示している。ここでは、根入れ比 D/T による微妙な影響を取り除くため、Prismatic failure の考え方(田中, 1996; Tanaka et al., 1996; Tanaka and Verruijt, 1999)による理論限界水頭差 H_c で無次元化した値、 H_y/H_c 、 H_f/H_c について考察を行った。破壊時水頭差の無次元化量 H_f/H_c は D_r の増加に対してほぼ一定でありおおよそ 1.10~1.16 の間にある。変形開始時水頭差の無次元化量 H_y/H_c は、 $D_r \approx 50\%$ のときほぼ 0.98~1.06 であるが、 D_r が大きくなるにつれて増加する傾向がある。とくに $D_r > 50\%$ のとき、変形開始時水頭差 H_y は D_r の増加につれてほぼ直線的に増加し、最終的に破壊時水頭差と一致する。 $D_r < 50\%$ のとき、 D_r の減少とともに減少する傾向にあるがデータにばらつきがあるので断言はできない。

D_r が小さいとき、地盤は実験開始とともに収縮したり、または水頭差の増加とともに徐々に変形が進んだりするので $H \sim Q_{15}$ 曲線から変形開始時水頭差 H_y を特定するのが困難となり、その値もばらつきが大きいと考えられる。一方、 D_r が大きいとき、地盤は変形が起こりにくくなり、それにつれて変形開始時水頭差と破壊時水頭差が近い値となると考えられる。このように D_r が小さいときには実験初期から変形が進んでいくような進行的な破壊、 D_r が大きいときには変形と破壊が同時に起こるような突発的な破壊となる。

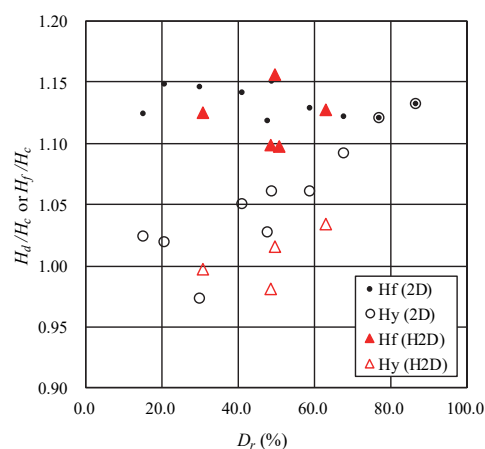


Fig. 5.18 変形時水頭差と破壊時水頭差

5.5 浸透破壊問題における無次元化式とその妥当性 (実験による Scale 効果の検証)

ここでは、大型二次元地盤(2D soil)と小型二次元地盤(H2D soil)の浸透破壊実験結果を用いて、 $H \sim Q_{15}$ 関係の無次元化表示の提案と実験の再現性、及び、矢板の根入れ比 D/T と H_c の無次元量 $H_c \gamma_w / T \gamma'$ の関係について考察し、これらの関係の無次元化表示が適切かどうか (Scale 効果の有無) について実験的に検証する。

(1) 矢板厚の影響 (田中ら, 2016a)

小型二次元実験装置は、矢板の厚さ t の大きさを除いて、大型二次元実験装置 (田中ら, 1993; 田中ら, 1994b; 田中ら, 1995a) の 1/2 の大きさとなっている。小型二次元実験装置において、矢板の厚さを $t = 1.5 \text{ mm}$ とすべきところを、実験における矢板の剛性(強度)の点から大型二次元の場合と同じ値 $t = 3.0 \text{ mm}$ とした。 D/T と Q の関係、 D/T と $H_c \gamma_w / T \gamma'$ の関係を、小型二次元 $t = 1.5 \text{ mm}$ 及び $d = 3.0 \text{ mm}$ について示すと **Figs. 5.19, 5.20** となる。**Figs. 5.19, 5.20** に示すように、 $t = 1.5 \text{ mm}$ とすべきところを 3.0 mm としたことによる影響は、 $D/T = 0.273 \sim 0.667$ に対して、 Q に関して $-2.0 \sim -1.0\%$ 、 H_c に関して $4.0 \sim 1.1\%$ となっており、微小であり無視できると考えた。

なお、小型二次元 ($t = 1.5 \text{ mm}$) と大型二次元 ($t = 3.0 \text{ mm}$) について、理論解析による D/T と $Q/(kWH)$ の関係、及び、 D/T と $H_c \gamma_w / T \gamma'$ の関係はそれぞれ同一となる。ここに、 k は地盤の透水係数、 W は実験装置の奥行き長さ、 H は水頭差である。

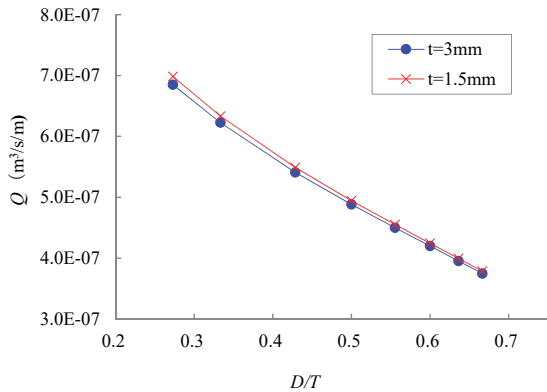


Fig. 5.19 D/T と Q の関係 (小型二次元)

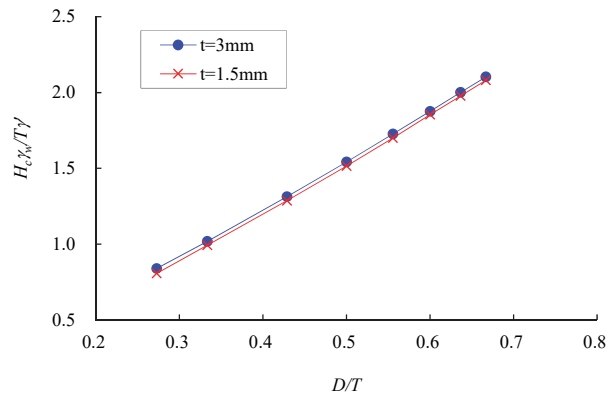


Fig. 5.20 D/T と $H_c \gamma_w / T \gamma'$ の関係 (小型二次元)

(2) 水頭差及び流量の無次元化表示 (三木ら, 2015; 田中ら, 2015; Tanaka and Miki, 2016; Nagai et al., 2017)

まず、水頭差及び流量の無次元化表示について考える。ここでは、大型二次元地盤を original (org), 小型二次元地盤を model (mod) と表す。ある代表的な長さ L , 動水勾配 i , 水頭差 H について、original と model には次の関係がある。

$$L_{\text{mod}} = l_r L_{\text{org}} \quad (5.1)$$

$$i_{\text{mod}} = \frac{\Delta h_{\text{mod}}}{\Delta l_{\text{mod}}} = \frac{l_r \Delta h_{\text{org}}}{l_r \Delta l_{\text{org}}} = \frac{\Delta h_{\text{org}}}{\Delta l_{\text{org}}} = i_{\text{org}} \quad (5.2)$$

$$H_{\text{mod}} = l_r H_{\text{org}} \quad (5.3)$$

ここに、 l_r , k_r は、original と model における長さの比(縮尺)、透水係数比である。また、 Δh は、距離が Δl の 2 点間における水頭差である。流量 Q は、透水係数 k , 動水勾配 i , 及び、ある代表的な面積 A と直線的な関係があるので、(5.1), (5.2), (5.3) 式を用いて、次の関係が成り立つ。ここで、 $A_{\text{mod}} =$

$l_r^2 A_{\text{org}}$ の関係を用いている。

$$Q_{\text{mod}} \propto v_{\text{mod}} A_{\text{mod}} = k_{\text{mod}} i_{\text{mod}} A_{\text{mod}} = k_r k_{\text{org}} i_{\text{org}} l_r^2 A_{\text{org}} = k_r l_r^2 i_{\text{org}} k_{\text{org}} A_{\text{org}} = k_r l_r^2 Q_{\text{org}} \quad (5.4)$$

(a) 限界水頭差 H_c の無次元化表示

二次元地盤の浸透破壊に対して、限界水頭差 H_c に関する無次元化式について、Terzaghi(1943) の考え方をを用いて、理論的な観点から、

$$\frac{H_c \gamma_w}{D \gamma'} = \frac{1}{C_0} = \text{const.} \quad (\text{深さ方向に無限地盤の場合}) \quad (5.5)$$

$$\frac{H_c \gamma_w}{T \gamma'} = \frac{1}{C_0} \cdot \frac{D}{T} \quad (\text{深さ方向に有限地盤の場合}) \quad (5.6)$$

が得られることを示した。実験では深さ方向に有限な場合を考えるので、 H_c の無次元化表示については無次元化式(5.6)の左辺の値 $H_c \gamma_w / T \gamma'$ を考える。

(b) $H \sim Q$ 関係の無次元化表示

ここでは、浸透破壊問題における $H \sim Q$ 曲線を取り扱うので、また、実験では深さ方向に有限な地盤を考えるので、 H に関しては、(5.6)式の左辺と同様に、次のように無次元化した(田中ら, 2016a)。

$$\frac{H_{\text{mod}} \gamma_w}{T_{\text{mod}} \gamma'_{\text{mod}}} = \frac{l_r \gamma_r' H_{\text{org}} \gamma_w}{l_r T_{\text{org}} \gamma_r' \gamma'_{\text{org}}} = \frac{H_{\text{org}} \gamma_w}{T_{\text{org}} \gamma'_{\text{org}}} \quad (5.7)$$

ここで、水中単位体積重量の比 γ_r' を用いて $\gamma'_{\text{mod}} = \gamma_r' \gamma'_{\text{org}}$ としている。

また、 Q に関しては、代表的な面積として、矢板下端から実験装置底面の間の透水部の面積 $(T-D) \times W$ をとり、(5.4)式を用いて、次のように無次元化した。

$$\frac{Q_{\text{mod}}}{k_{\text{mod}} W_{\text{mod}} (T-D)_{\text{mod}}} = \frac{k_r l_r^2 Q_{\text{org}}}{k_r k_{\text{org}} l_r W_{\text{org}} l_r (T-D)_{\text{org}}} = \frac{Q_{\text{org}}}{k_{\text{org}} W_{\text{org}} (T-D)_{\text{org}}} \quad (5.8)$$

(2) $H \sim Q_{15}$ 関係の無次元化表示と実験の再現性

ここでは、Table 5.3 に示すような条件における、大型二次元地盤に関する実験 E0009 と小型二次元地盤に関する実験 E0402 について考える。Table 5.3 において、透水係数 k の値は、実験地盤の平均的な間隙比に対して、別途一次元透水試験から求めた間隙比 e と透水係数 k の関係式 (Kozeny-Carman 式)を用いて算出したものである。E0009 及び E0402 の実験試料は、琵琶湖砂 2 及び 3 であり、粒度が少し異なっている。Table 5.3 からわかるように、前者は後者よりやや粗粒となっている。実験 E0009 及び E0402 について、 $H \gamma_w / T \gamma'$ と $Q_{15} / \{k W (T-D)\}$ の関係を示すと Fig. 5.21 となる。Fig. 5.21 より、両者はほぼ一致しており、大型二次元地盤と小型二次元地盤で実験の再現性があることが確かめられる。

Table 5.3 実験 E0009 及び E0402 の地盤条件

Test No.	T (m)	D (m)	e	γ' / γ_w	$k (\times 10^{-4} \text{ m/s})$	実験試料
E0009 (2D soil)	0.39908	0.19848	0.94170	0.86348	8.5295	琵琶湖砂 2
E0402 (H2D soil)	0.19960	0.09997	0.93554	0.86185	7.2161	琵琶湖砂 3

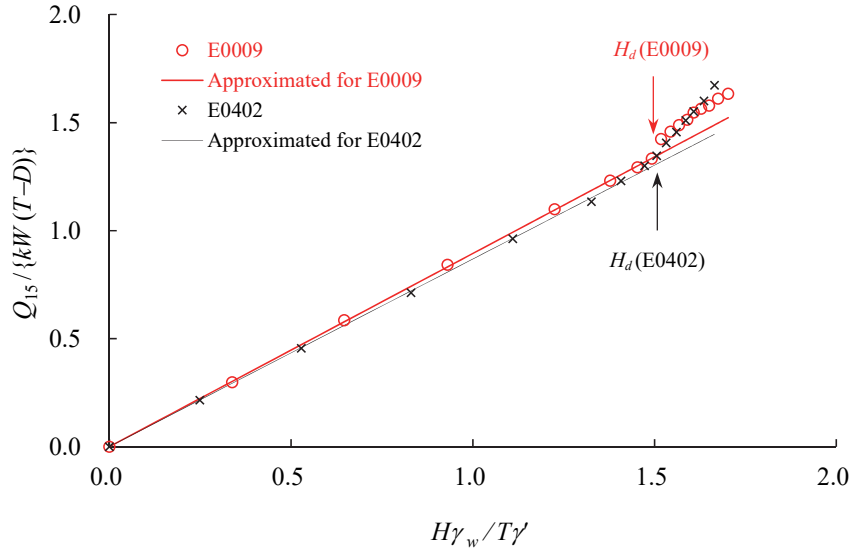


Fig. 5.21 $H\gamma_w/T\gamma'$ と $Q_{15}/\{kW(T-D)\}$ の関係 (E0009 及び E0402)

(3) D/T と $H_c\gamma_w/T\gamma'$ の関係

次に、 D/T と $H_c\gamma_w/T\gamma'$ の無次元化関係式が、実験結果についても成立するかどうかについて検討する。 D/T と $H_c\gamma_w/T\gamma'$ の関係を、prismatic failure の考え方をを用いて求めた理論曲線、大型二次元及び小型二次元による変形開始時水頭差について示すと **Fig. 5.22** となる。ここで、理論曲線 $D/T \sim H_c\gamma_w/T\gamma'$ は、大型二次元地盤に関して、 $k_x/k_z = 1.2$, $\phi = 30^\circ$ の場合について計算したものである。**Fig. 5.22** から、大型二次元及び小型二次元における、 D/T と変形開始時水頭差 H_y の無次元量 $H_c\gamma_w/T\gamma'$ の関係は、理論曲線とほぼ同じとなる。無次元化式は、実験結果からも妥当であるといえる。すなわち、幾何学的に相似であれば、小型二次元地盤及び大型二次元地盤、さらに言えば、実地盤に関する変形開始時水頭差 $H_y (= H_d)$ の値は、理論曲線と同一の $D/T \sim H_c\gamma_w/T\gamma'$ 関係上にプロットされることになる。

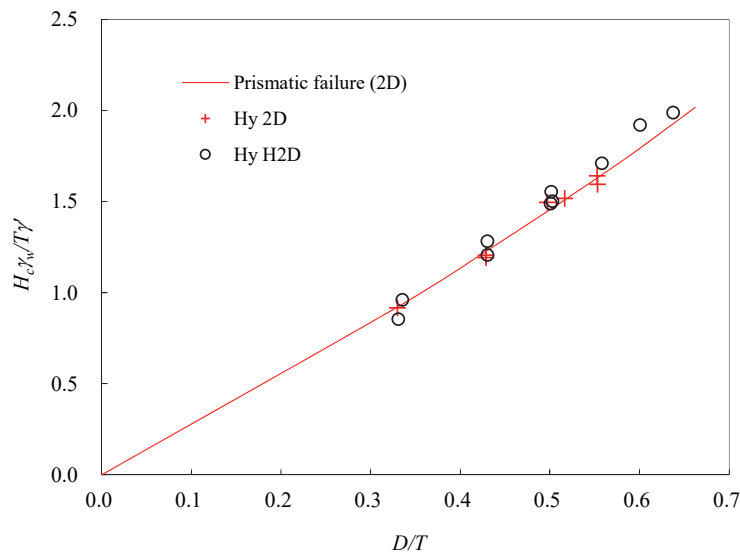


Fig. 5.22 D/T と $H_c\gamma_w/T\gamma'$ の無次元化関係式 (2D and H2D)

5.6 まとめ

大型二次元地盤及びその 1/2 モデルである小型二次元浸透破壊実験装置を試作し、実際に実験を行い、解析及び考察を行った結果、次の結論を得た。

- (1) 実験地盤は、ほぼ均質に作製されている。また、異方透水性については、解析により求めることができ、相対密度 $D_r \approx 50\%$ の場合、地盤の異方透水性の値は $k_x/k_z = 1.20$ 程度である。また、相対密度が大きくなるにつれて異方透水性の値が小さくなる。
- (2) 実験地盤上部に形成される細粒土層は、数 mm 程度の薄いものであっても、その透水係数が砂地盤に比べ、たいへん小さいものであるならば、実験結果に大きな影響を及ぼす。
- (3) 矢板前後の水頭差が増加していくと、ある水頭差 H_y までは実験地盤はほとんど変化しないが、その水頭差を超えると上流側の矢板付近が沈下し、下流側は隆起していく。この時の下流側の砂の移動範囲は、変形開始時には $D/2$ より少し小さいが、地盤変形の進行とともに大きくなり、また上方へ行くにしたがって広がっていく。流量についても、線形的に増加していたものが、ある水頭差 H_d から線形関係からはずれ急増する。また、等ポテンシャル線分布についても、ある水頭差 H_p から下流側に歪んでいく。これらの水頭差(H_d, H_y, H_p)及び Prismatic failure の考え方による理論限界水頭差 H_c は、概ね一致する。
- (4) PIV 解析結果によると、水頭差が H_y ($\approx H_d, H_p$) よりも小さな値($H_{piv} = (0.73 \sim 0.99) H_y$)のときに、矢板下端下流側付近において、砂粒子の移動が観察される。この時点では、地盤表面における上流側沈下や下流側隆起が観測されない。この矢板下端下流側付近における砂粒子の移動領域は、Kochina や河野・久保田が定義した γ_{net} が負になる領域とよく一致していることから、この現象は $\gamma_{net} < 0$ 領域の発生と関係があると考えられる。このため、矢板下端付近の土粒子の移動を起こさないためには、施工時における水頭差の限界値(施工限界水頭差)を H_y よりも小さな値に設定しなければならない。
- (5) 矢板前後の水頭差を H_y よりさらに大きくし、破壊時水頭差 H_f に達すると、砂が全体的にゆっくりと上流側から下流側へ移動を始め、その数秒後に下流側の砂粒子が一気に吹き上がり、上流側もそれにつられて一気に矢板の下を回って砂粒子が移動する。地盤の変形から破壊に至るまでに、掘削なし地盤については 12% ($(H_f - H_y)/H_y = 0.12$) の余裕がある。また、 D_r が小さいときには実験初期から変形が進んでいくような進行的な破壊、 D_r が大きいときには変形と破壊が同時に起こるような突発的な破壊となる。
- (6) 大型と小型二次元浸透破壊実験結果について、 $H\gamma_w/T\gamma'$ と $Q_{15}/\{k W(T-D)\}$ の関係がほぼ一致し、実験の再現性があることが確かめられた。両者の結果にはスケールの影響がない、すなわち、無次元化が可能であることがわかる。
- (7) 限界水頭差 H_c に関する無次元化式、すなわち、 D/T と $H_c\gamma_w/T\gamma'$ の関係式は、実験結果から妥当であるといえる。また、幾何学的に相似であれば、小型二次元地盤、大型二次元地盤及び実地盤に関する変形開始時水頭差 H_y ($= H_d$) の値は、同一の $D/T \sim H_c\gamma_w/T\gamma'$ 関係上にプロットされる。

参考文献

- 地盤工学会編 (1995) : トラブルと対策シリーズ③根切り・山留めのトラブルとその対策, 267p.
- 松尾新一郎, 河野伊一郎, 久保田英之 (1971) : 矢板等の下をまわる浸透流と地盤の安定に関する考察, 第6回土質工学研究発表会昭和46年度発表会講演集, pp.487-490.
- 三木昂史, 田中 勉, 永井 茂, 参鍋漱祐, 井上一哉 (2015) : 二次元地盤浸透破壊に対する限界水頭差の無次元化に関する研究, 平成 27 年度農業土木学会大会講演会講演要旨集, pp.829-830.
- Shigeru NAGAI, Tsutomu TANAKA, Takashi MIKI, Kohji KASAMATSU, Kazuya INOUE (2017) : Half 2D model tests on seepage failure of soil in front of sheet piles and non-dimensional formulization of the critical hydraulic head difference H, The International Society of Offshore and Polar Engineers (ISOPE-2017), 投稿中.
- Polubarinova-Kochina, P.Ya. (1962) : Theory of Groundwater Movement, Translated from the Russian by J.M.R. de Wiest Princeton University Press, Princeton, pp.85-88.
- 参鍋漱祐, 田中 勉, 永井 茂, 井上一哉 (2015) : PIV 解析を用いた小型二次元実験地盤における土粒子挙動の把握, 第 72 回農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集, pp.130-131.
- Terzaghi, K. (1943) : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, New York, pp.257-261.
- 田中 勉 (1996) : 上昇浸透流を受ける矢板背後地盤の浸透破壊 —Prismatic failure の概念と解析結果—, 農業土木学会論文集, 第 186 号, pp.969-979.
- 田中 勉, 畑 武志, 永井 茂, 新田周作 (1994a) : 矢板背後地盤の浸透破壊実験 —実験地盤の異方性—, 第 51 回農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集, pp.184-185.
- Tsutomu Tanaka and Takashi Miki (2016) : Non-dimensional formulization of the critical hydraulic head difference for seepage failure of soil in front of sheet piles, Eighth International Conference on Scour and Erosion (ICSE-8).
- 田中 勉, 村上文明, 永井 茂, 坂根健一 (2001) : 地盤の浸透破壊における Self stabilizing effects, 神戸大学都市安全研究センター研究報告, 第五号, pp.359-377.
- 田中 勉, 景山敏一, 永井 茂 (1995a) : 仮締切り矢板背後地盤の浸透破壊実験 —実験装置の試作と地盤内浸透流特性の把握—, 第 40 回地盤工学シンポジウム —新しい課題と新しい技術— 発表論文集, pp.323-330.
- 田中 勉, 井上一哉, 廣瀬哲夫, 永井 茂 (2005) : 締切り矢板内掘削地盤の浸透破壊に対する安全設計の考え方, 第 40 回地盤工学研究発表会平成 17 年度発表講演集, pp.1317-1318.
- 田中 勉・廣瀬哲夫 (2005) : 我が国における地盤の浸透破壊に対する基準と検討手法—安全施工限界水頭差の提案—, 神戸大学自然科学研究科紀要, 23-B, pp.41-50.
- 田中 勉, 永井 茂, 井上一哉, 笠松晃次, 前田直人 (2016a) : 小型二次元地盤の浸透破壊実験と限界水頭差の無次元化式の妥当性, 第 51 回地盤工学研究発表会プログラム, pp.943-944.
- 田中 勉, 永井 茂, 笠松晃次, 阪本達彦, 前田直人, 井上一哉 (2016b) : 小型二次元矢板締切り地盤の浸透流特性—相対密度 D_r の効果—, 第 73 回農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集, pp.66-67.
- 田中 勉, 永井 茂, 三木昂史 (2015) : 浸透破壊問題における限界水頭差の無次元化に関する考え方 神戸大学都市安全研究センター研究報告, 第十九号, pp.266-276.
- 田中 勉, 永井 茂, 山田雅敏 (1995b) : 矢板背後地盤の浸透破壊実験 —地盤の変形と等ポテンシャル線分布の変化—, 平成 7 年度農業土木学会講演会講演概要集, pp.114-115.

- 田中 勉, 尾崎叡司, 辻本信治, 永井 茂 (1993) : 矢板背後地盤の浸透流実験装置の試作, 第 50 回 農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集, pp.210-221.
- 田中 勉, 尾崎叡司, 永井 茂, 辻本信治 (1994b) : 仮締切り矢板背後地盤の浸透破壊実験 – 実験装置の試作と地盤内浸透流特性 –, 第 29 回土質工学研究発表会平成 6 年度発表講演集, pp.1907-1910.
- 田中 勉, 参鍋漱祐, 永井 茂, 笠松晃次, 井上一哉 (2016c) : 二次元矢板締切り地盤の浸透破壊における PIV 解析と地盤形状の変化, 土と基礎, Vol.64, No.2, pp.18-21.
- T. Tanaka, S. Sannabe, S. Nagai, K. Kasamatsu & K. Inoue (2016) : Experimental findings of soil particle movement in 2D seepage failure of soil using Particle Image Velocimetry, Eighth International Conference on Scour and Erosion (ICSE-8), pp.507-514.
- Tanaka, T., E. Toyokuni and E. Ozaki (1996) : Prismatic failure –A new method of calculating stability against boiling of sand within a cofferdam, Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, pp.219-224.
- Tsutomu Tanaka and Arnold Verruijt (1999) : Seepage failure of sand behind sheet piles –The mechanism and practical approach to analyze–, Soils and Foundations "Underground Construction in Soft Ground", Vol.39, No.3, pp.27-35.
- 田中 勉, 山田雅敏, 永井 茂 (1995c) : 浸透破壊実験における地盤の作製状態の把握, 第 52 回農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集, pp.178-179.
- 田中 勉, 山浦清孝, 永井 茂 (1995d) : 仮締切り矢板背後地盤の浸透破壊実験 – 作製地盤の異方性の把握 –, 第 30 回土質工学研究発表会平成 7 年度発表講演集, pp.1881-1884.
- 田中 勉, 山浦清孝, 南 浩平, 山田雅敏, 永井 茂, 廣田茂樹 (1996) : 二次元浸透破壊実験における作製地盤の異方性, 平成 8 年度農業土木学会大会講演会講演要旨集, pp.624-625.

第6章 浸透破壊問題への対応

ここでは、浸透破壊問題への対応について、現場が進む過程における各段階、つまり設計段階、施工段階、及びトラブルの発生段階に分けて考える。設計段階に関しては、浸透破壊安定性へ影響を及ぼす因子について、第3章から第5章までの解析結果に加え、さらに浸透流解析及び浸透破壊に対する安定解析を行って考察する。そして、その影響の大きさについても明らかにするとともに、経済性・危険性の観点から、現場で課題となる設計安全率の設定方法について提案を行う。次に、施工段階に関しては、浸透破壊トラブルを未然に防ぐために講じられる対策方法について取り上げる。その中でも事前対応として実際に多く用いられている2工法について解析を行い、その効果について明らかにするとともに、有効な施工方法について考察を行う。また、トラブル発生段階に関しては、トラブル事例において、前兆現象から実際にとられた対応方法について考察を行う。

Fig. 6.1 に浸透破壊問題への対応に関して、現場が進む過程とそれへの対応についてまとめたものを示す。図中かっこ書きの数字は本論文において取り上げた節を示す。ここでは、6.1 節でトラブル影響因子を、6.2 節で安全率の設定を、6.3 節で対策工法を、6.4 節でトラブル発生前後の対応について述べる。

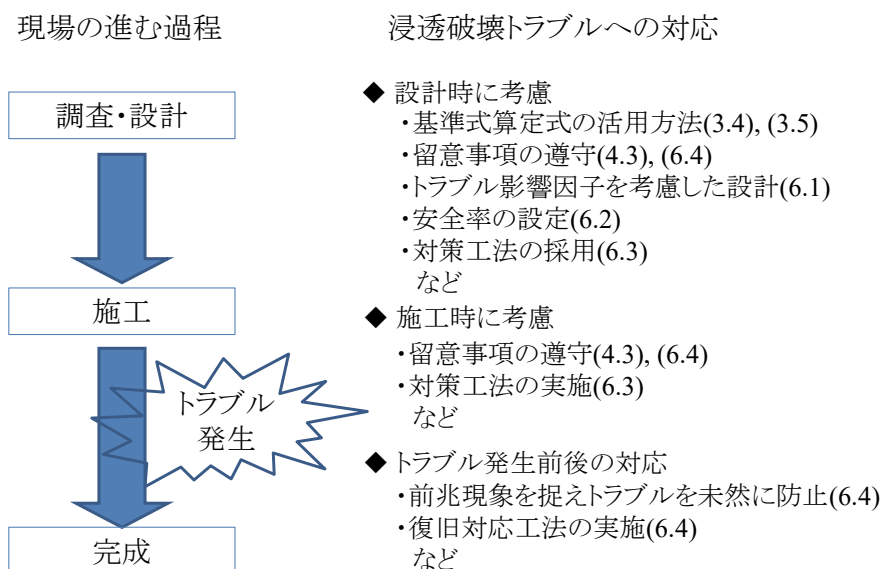


Fig. 6.1 浸透破壊トラブルへの対応

6.1 浸透破壊安定性へ影響を及ぼす因子

浸透破壊による社会損失の低減のためには、設計時及び施工時における適切なアプローチが必要となる。これまで、地盤の浸透破壊問題について、第3章から第5章において、設計時に使用される基準類算定式、実際のトラブル事例、実験による詳細な浸透破壊状況の把握を行い、それぞれに対して考察を加えてきた。その結果、浸透破壊安定性へ影響を及ぼす様々な因子について把握するとともに、その影響の大きさについても明らかにした。ここでは、前章までに取り上げた以外の浸透破壊安定性へ影響を及ぼす因子について、安定解析結果を用いて考察を行う。

(1) 下層(不透水性)境界の影響

深さ方向に有限な地盤を考える。下層に不透水性(難透水性)層がある場合、浸透流はその影響を受ける。したがって、下部不透水性境界の位置が明確でない場合、計算流量の精度の点より、現地下水位から掘削幅と等しい値の深度に仮想不透水性境界を設けて考えればよいとされている(山村・鈴木, 1977)。第4章で行った事例解析では、それより十分深い位置に境界を設定して解析を行った。また、第5章で行ったモデル実験でも、その影響が現れないよう装置を作成している。

ここでは、下層境界の影響を考察するため、根入れ深さ $D = 10 \text{ m}$ の地盤において、矢板下端から下層境界までの長さ(空き) $T-D$ の変化につれて、限界水頭差 H_c がどのように変化するかについて解析を行った。**Fig. 6.2** に、その結果を示す。**Fig. 6.2** によると、 $(T-D)/D$ が小さくなるにつれて限界水頭差が大きくなる傾向となっており、 $(T-D)/D$ が2程度より小さくなると、 $(T-D)/D = 9$ のときの限界水頭差 H_{c0} からの増加量 ΔH_c の割合 $\Delta H_c/H_{c0}$ が1%以上となり、影響が現れてくることがわかる。さらに、 $(T-D)/D$ が小さくなると急激に限界水頭差は大きくなり、安全側になることがわかる($(T-D)/D = 9 \sim 1$ に対し、 $H_c/H_{c0} = 1.0 \sim 1.09$)。 $T-D$ が小さいときには H_c へ及ぼす影響が大きくなることに注意する必要がある。

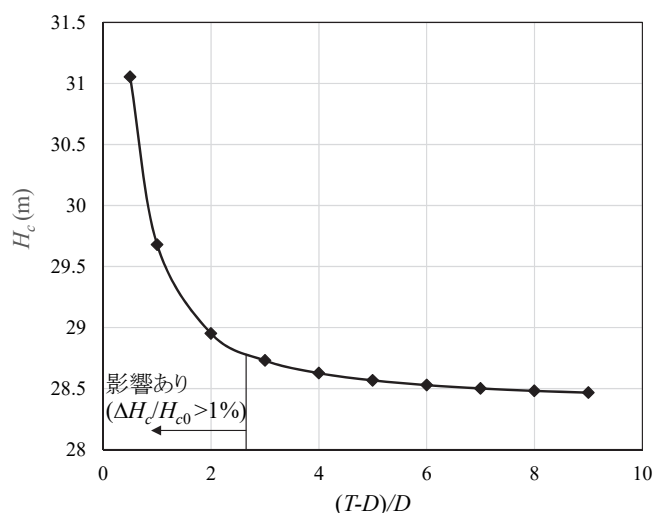


Fig. 6.2 下層境界の影響

(2) 上下流境界の影響

水平方向に有限な地盤を考える。上下流に不透水性(難透水性)層がある場合、浸透流はその影響を受ける。第4章で行った事例解析では、解析領域が浸透流の解析結果へ影響を及ぼさないよ

う、井戸の影響圏半径の考え方(土質工学ハンドブック改訂編集委員会, 1982)を参考に、上下流の不透水性境界までの幅を十分大きい値に設定して解析を行った。また、第5章で行ったモデル実験でも、その影響が現れないよう装置を作成している。

ここでは、上下流境界の影響を考察するため、根入れ深さ $D = 0.1$ m, 層厚 $T = 0.3$ m の地盤において、上下流境界までの幅を変化させ、限界水頭差 H_c がどのように変化するかについて解析を行った。**Fig. 6.3** に、その結果を示す。**Fig. 6.3** によると、上下流両側境界幅 L を変化させた場合、 L/D が小さくなるにつれて限界水頭差 H_c が小さくなる傾向となっており、 L/D が 3 より小さくなると、 $L/D = 8$ の時の限界水頭差 H_{c0} からの減少量 ΔH_c の割合 $\Delta H_c/H_{c0}$ が 1% 以上となり、影響が現れてくることがわかる。さらに、 L/D が小さくなると限界水頭差の減少量の割合は大きくなり、危険側になることがわかる($L/D = 8 \sim 2 \sim 0.5$ に対し、 $H_c/H_{c0} = 1.0 \sim 0.96 \sim 0.82$)。下流側境界幅のみを変化させた場合、その減少量の割合は両側境界幅を変化させた場合より大きくなり、 $L/D = 8 \sim 2 \sim 0.5$ に対し、 $H_c/H_{c0} = 1.0 \sim 0.88 \sim 0.50$ となる。なお、この場合は 2 次元集中流と同一の条件となる。一方、上流側境界幅のみを変化させた場合は、 L/D が小さくなるにつれて限界水頭差が大きくなる傾向となっており、 $L/D = 8 \sim 2 \sim 0.5$ に対し、 $H_c/H_{c0} = 1.0 \sim 1.10 \sim 1.85$ となる。このように上流側境界幅に比べ下流側境界幅の影響の方が大きくなるため、留意が必要である。また、境界幅が小さいときには H_c へ及ぼす影響が大きくなるため、領域の取り方に注意する必要がある。

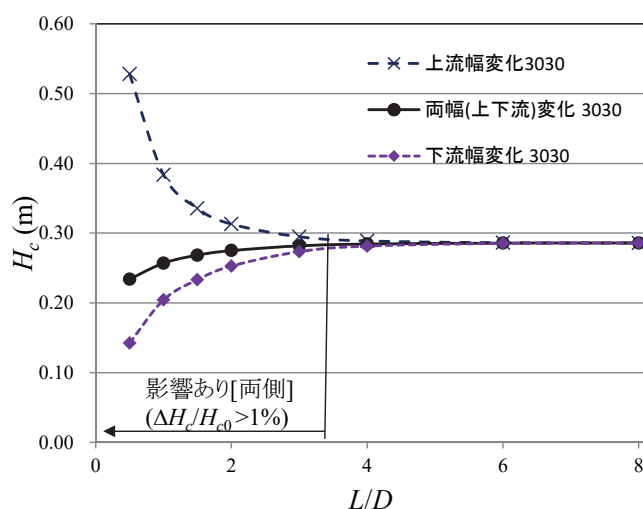


Fig. 6.3 上下流境界の影響

(3) 締切り矢板の厚さの影響

基準類算定式を用いて設計を行う場合、締切り矢板の厚さは考慮しないことが多い。しかし、根入れ深さに対して締切り矢板の厚さが厚いときには、浸透路長が大きくなることから影響があるものと考えられる。ここでは、締切り矢板の厚さの影響を考察するため、根入れ深さ $D = 20$ m, 層厚 $T = 40$ m の地盤において、締切り矢板の厚さの変化につれて、限界水頭差 H_c がどのように変化するかについて解析を行った。**Fig. 6.4**, **Table 6.1** に、その結果を示す。**Fig. 6.4** によると、締切り厚さを $t = 0 \sim 0.6$ m と変化させた場合、厚さが大きくなるにつれて限界水頭差 H_c は大きく(安全側)なり、 $t = 0$ としたときの限界水頭差 H_{c0} からの限界水頭差の増加量 ΔH_c の割合 $\Delta H_c/H_{c0}$ は、 $0 \sim 0.041$ となる。影響は数%程度であるが、限界水頭差の増加量の割合 $\Delta H_c/H_{c0}$ は、浸透路長の増加割合($0 \sim 0.015$)より大きくなる(**Table 6.1**)。

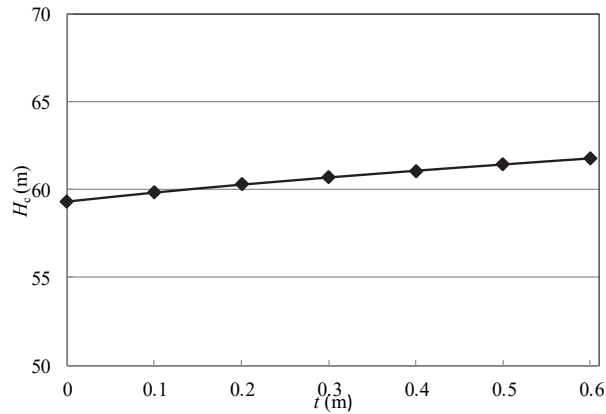


Fig. 6.4 締切り矢板の厚さの影響

Table 6.1 締切り矢板の厚さの影響と浸透路長の増加割合

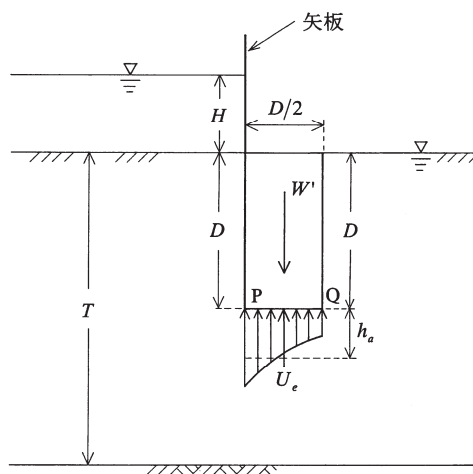
締切り矢板厚さ t (m)	0.20	0.40	0.60
$\Delta H_c / H_c$	0.016	0.029	0.041
浸透路長の増加割合	0.005	0.010	0.015

(4) 破壊土塊底面に働く過剰間隙水圧

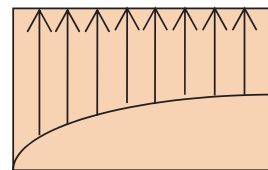
第3章で述べたように、各種基準類における算定式は、式を簡易化するため安全側の考慮がなされることが多い。そのなかで、破壊土塊の下面に作用する過剰間隙水圧について考える。

Terzaghi の考え方に基づく(1)法では、角柱の底面(幅)に働く過剰間隙水圧分布について、Fig. 6.5 に示すように長方形((1)-2 法)、もしくは台形近似((1)-1 法)を行っている。

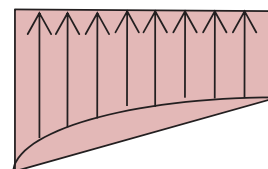
ここでは、破壊土塊底面に働く過剰間隙水圧を近似することによる影響を考察するため、根入れ深さ $D = 0.1$ m、層厚 $T = 0.3$ m の地盤について考える。破壊土塊の下面に作用する過剰間隙水圧分布について、長方形近似、及び台形近似を行った場合、基準類算定式に含まれる安全率がどの程度あるかについて解析を行った。その結果、長方形近似の場合 F_s (Formula)=1.23~1.39、台形近似の場合は F_s (Formula)=1.05~1.09 となる。特に長方形近似の場合は、限界水頭差 H_c へ及ぼす影響が大きくなるため考慮する必要がある。



(a) 概念図



(b) 長方形近似



(c) 台形近似

Fig. 6.5 破壊土塊底面に働く過剰間隙水圧

(5) まとめ

本節では、前章までに取り上げた以外の浸透破壊安定性へ影響を及ぼす因子について、安定解析結果を用いて考察を行った。**Table 6.2** に、他の章で明らかにされたものを含め、影響因子をまとめて示す。**Table 6.2** より、様々な影響因子があることがわかる。本論文においては、21 因子を明らかにすることができた。第 3 章で述べたように、基準類算定式においては、これらを全て考慮したものはない。精度の高い設計を行う必要がある場合には、これらすべてを考慮する必要がある。

Table 6.2 浸透破壊安定性へ影響を及ぼす因子

章	影響因子	
3 章	上下流の水頭差	複列矢板(下流側短辺(矩形形状土留))全幅
	矢板の根入れ深さ	下流側長辺全幅(矩形形状土留)
	水の単位体積重量	円筒壁半径(円形形状土留)
	地盤の水中単位体積重量	上流側掘削残土
4 章	調査ミス・設計ミス・施工ミス・対応ミス	予想もしない事態の発生
	地盤の不均質性	地盤の異方透水性
	浸透流の集中	経年変化
	施工段階における条件の変化	旧基準の利用
5 章	地盤の相対密度	
6 章	下層境界の位置	上下流境界の位置
	締切り矢板の厚さ	破壊土塊底面に働く 過剰間隙水圧分布の形状

*各章で重複する項目は、いずれかの章で記載している。

6.2 浸透破壊安全率

浸透破壊に対する安定性を考えるうえで、精度の高い設計を行う必要がある場合には、前節であげた浸透破壊安定性へ影響を及ぼす因子について明らかにし、設計を行う必要がある。しかし、全てのケースにおいて、これらの影響因子を明らかにすることは、土の性質から考えると現実的に難しく、また費用や時間面から考えると効率的ではない。したがって、実際には、安全率を設定したうえで、実用的な基準類算定式などが用いられる。3.2 節で述べたように、掘削あり地盤に関する基準類においては、算定式に含まれる安全率、上流側掘削残土による安全率、及び、設計安全率が含まれる。また、第4章で行った事例解析などの結果を踏まえると、さらに、未考慮の要素が加わり、これらが合わさって実質的安全率となる。また、実際には、これに想定外の事象が加わることになる。これらの関係を Fig. 6.6 に示す。Fig. 6.6 に示すように、これらの浸透破壊安定性へ影響を及ぼす因子には、安全率に余裕があり経済性の余地があるものと、安全率を低下させ危険性が高まるものがあることがわかる。

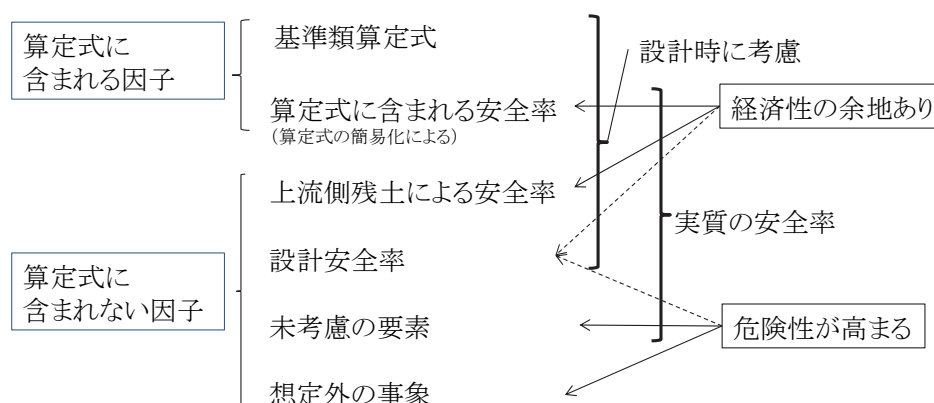


Fig. 6.6 浸透破壊安定性へ影響を及ぼす因子と安全率の関係

(1) 浸透破壊安定性へ影響を及ぼす因子(安全率に余裕があり経済性の余地があるもの)

ここではまず、浸透破壊安定性へ影響を及ぼす因子のうち、安全率に余裕があり経済性の余地があるものを考える。Table 6.3 に、これらの影響因子と限界水頭差へ及ぼす効果及び本研究で試算を行った影響の程度を示す。Table 6.3 より次のことがわかる。

- 1) 破壊土塊底面にかかる過剰間隙水圧分布の形状(最新の基準で使用されている台形近似の場合)及び締切り矢板の厚さについては、恒常的な因子であるが影響は限定的(数%程度)である。
- 2) 下層境界及び上下流境界の位置については、影響はあまり大きくない(10%程度以内)。ただし、これらの境界の位置が矢板と極端に近い場合については、その影響を考慮すべきである。
- 3) 上流側掘削残土を無視することにより、安全率に余裕ができ、経済性の余地が大きくなるため、下流側で深い掘削を行う場合は、その影響を考慮すべきである。

このように、浸透破壊安定性へ影響を及ぼすもののうち経済性の余地があるものについては、限界水頭差に対して影響は限定的なものもあるが、影響の大きなものもあることがわかった。また、上流側掘削残土の影響については大きいいため、考慮が必要である。

Table 6.3 浸透破壊安定性へ影響を及ぼす因子(経済性の余地があるもの)

項目	影響因子	H_c への効果	影響の程度	F_s への影響* (本研究での試算値)
算定式に含まれる安全率	破壊土塊底面にかかる過剰間隙水圧分布の形状	厳密化, $H_c \rightarrow$ 大	$\Delta \sim \bigcirc$	1.05~1.09(台形近似) 1.23~1.39(長方形近似)
	下層境界の位置(下空き $T-D$)	$T-D \rightarrow$ 小, $H_c \rightarrow$ 大	$\Delta \sim \bigcirc$	(1.00~)1.09
	上流側側面境界幅 L	$L \rightarrow$ 大, $H_c \rightarrow$ 大	$\Delta \sim \bigcirc(\odot)$	(1.00~)1.10(~1.85)
	矢板厚 t	$t \rightarrow$ 大, $H_c \rightarrow$ 大	Δ	(1.02~)1.04
上流側掘削残土による安全率	上流側掘削残土 d	$d \rightarrow$ 大, $H_c \rightarrow$ 大	$\Delta \sim \bigcirc$	(1.00~)1.36

* F_s への影響は、影響因子がないときの F_s を 1.00 とした場合に対する、各因子の影響による F_s の変化の割合を示している。

(2) 浸透破壊安定性へ影響を及ぼす因子(危険性を高めるもの)

次に、浸透破壊安定性へ影響を及ぼす因子のうち、危険性を高めるものを考える。ここでは、設計安全率に含まれていると考えられる項目についても、場合によっては危険性を高める要因になる可能性もあるため、合わせて考える。Table 6.4 に、これらの影響因子と限界水頭差へ及ぼす効果及び本研究で試算を行った影響の程度を示す。Table 6.4 より次のことがわかる。

- 1) 設計安全率に含まれていると考えられる相対密度、異方透水性については、影響があるものの、近年よく使用される設計安全率 1.2~1.5 の範囲内程度である。しかし、不均質性については、影響が大きいので、設計安全率の割り増しを考慮することが望ましい。
- 2) 浸透流の集中については、影響が大きいので、その影響を考慮した基準類算定式等を用いることが必要である。
- 3) 施工段階における条件の変化については、ケースによっては危険性をかなり高めるため、その影響を考慮すべきである。
- 4) 想定外の事象は、設計時にその内容を設計条件として設定することは難しいが、事象が発生すると、影響が大きい場合もある。したがって、施設の重要度等に応じ、設計安全率の割り増しを行うことが望ましい。

Table 6.4 浸透破壊安定性へ影響を及ぼす因子(危険性を高めるもの)

項目	影響因子	H_c への効果	影響の程度	F_s への影響* (本研究での試算値)
設計安全率	不均質性	不均質, $H_c \rightarrow$ 小	$\odot \sim \Delta$	0.33(~1.0)
	異方透水性	$k_x/k_z \rightarrow$ 大, $H_c \rightarrow$ 小	$\bigcirc \sim \Delta$	0.78(~1.0)
	相対密度 D_r	$D_r \rightarrow$ 大, $H_c \rightarrow$ 小	$\bigcirc \sim \Delta$	0.84(~1.0)
未考慮の要素	浸透流の集中*	浸透流の集中, $H_c \rightarrow$ 小	$\odot \sim \Delta$	0.40(~0.81)
	施工段階における条件の変化	集中化, $H_c \rightarrow$ 小	$\odot \sim \Delta$	0.33, 0.68(~1.0)
想定外の事象	調査ミス・設計ミス・施工ミス・対応ミス	事象の発生, $H_c \rightarrow$ 小	$\odot \sim \Delta$	0.49(~1.0)
	予想もしない事態の発生			0.51(~1.0)
	経年変化			0.29(~1.0)
	旧基準の利用			0.45(~1.0)

* F_s への影響は、影響因子がないときの F_s を 1.00 とした場合に対する、各因子の影響による F_s の変化の割合を示している。

* 未考慮の事象のうち浸透流の集中は、基準類算定式で考慮していない場合を考えている。

このように、浸透破壊安定性へ影響を及ぼす因子のうち危険性を高めるものについては、限界水頭差に対して、大きな影響を及ぼすものが多くあることがわかった。そのため、基準類算定式を用いる場合を含む設計時においては、未考慮の要素に該当する項目は、その影響を必ず考慮することが必要である。また、想定外の事象に対しても、施設の重要度等に応じ、設計安全率などの割り増しなどが必要である。

(3) 実質の安全率の提案 (一私案)

第3章で算出した各基準類算定式による実質の安全率の値をみると、条件によりばらつきはあるが、近年よく採用される (1)-1 法(2D), (4)-1 法(3D, AXS) において 2.0 前後の値となっている。これには、算定式に含まれる安全率・上流側掘削残土による安全率・設計安全率・未考慮の要素のうち浸透流の集中が含まれている。

実際の掘削工事の施工にあたっては、未考慮の要素のうち施工段階における条件の変化として、掘削地盤における構造物構築時の一時的に安全率が低下することがある(田中ら, 2006)。さらに、地下水位の変動があったり (田中・永井, 1998), 施工による掘削地盤の緩みや乱れが生じたり (田中ら, 2000 ; 田中ら, 2001)といった想定外の事象の発生の可能性もある。これらの可能性を考慮すると、浸透破壊に対して十分な安定性を確保するためには、実質的な安全率として、一私案として $F_s (\text{True}) = (1.2 \sim 1.5) \times 2 = 2.4 \sim 3.0$ 以上にとることが必要であると考えられる。この値は、施工段階における条件の変化として、締切り内に構造物が一時的に構築されることによる浸透水の浸出面積の減少を 1/2 程度とし、それに伴う浸透破壊に対する安全率の減少を見込んだ値である(Table 6.4)。

6.3 浸透破壊対策工法

浸透破壊によるトラブルは、一旦発生すると経済的に甚大な被害を及ぼすこともあり、トラブルを未然に防止するため、事前に対策が施されることがある。ここでは、このような対策のうち、地盤改良工法を取りあげ、FEM 浸透流解析及び浸透破壊に対する安定解析から、矢板根入れ深さを延伸した場合と比較することにより、その効果について考察を行う。

(1) 浸透破壊対策工法について

主に砂地盤で行われる締切り工事における浸透破壊に対する対策について考える。**Fig. 6.7** に示すような締切り地盤において、下流側の土塊には、土塊底面に締切り前後に生じる水頭差により上向きに過剰間隙水圧がかかることになる。それに対し、土塊自体の自重及び土塊側面に働く摩擦力が下向きに抵抗力として働くことになる。この上向きの過剰間隙水圧が下向きの抵抗力より小さいとき、土塊つまり地盤は安定となる。したがって、浸透破壊対策工法には様々なものがあるが、下流側の土塊に対し上向きに働く過剰間隙水圧を低減する方法、下向きに働く抵抗力を増大する方法に大別されることになる。

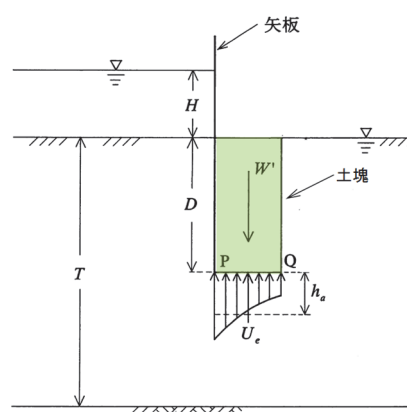


Fig. 6.7 浸透破壊対策の考え方

Table 6.5 に主な浸透破壊対策工法を示す。このなかでも、各種文献 (例えば地盤工学会(1995)) や浸透破壊トラブル事例等の調査結果 (永井・田中, 2016) から、地下水位低下工法、地盤改良工法、矢板根入れ深さの増加工法が多く用いられていることがわかった。このうち、地下水位低下工法は、上流側水位もしくは下流側土塊の底面にかかる過剰間隙水圧を低減する方法であり、工法実施による効果は、地下水位に直接反映されるため、解析を行うまでもなく、明確である。このため、ここでは、地盤改良工法、矢板根入れ深さの増加工法について、FEM 浸透流解析及び *Prismatic failure* の考え方(田中, 1996; Tanaka et al., 1996; Tanaka and Verruijt, 1999)を用いて浸透破壊に対する安定解析を行い、その効果に関する考察を行う(永井ら, 2016; 永井ら, 2017)。

Table 6.5 浸透破壊対策工法

対策の考え方	対策工法	備考
過剰間隙水圧の低減	矢板根入れ深さの増加	
	地盤改良(主に上流側)	固化工法(混合処理工法), 薬液注入工法など
	地下水位低下工法	ディープウェル工法, ウェルポイント工法など
	その他	水中施工など
抵抗力の増大	地盤改良(主に下流側)	固化工法(混合処理工法), 薬液注入工法など
	フィルター設置	
	その他	コンクリート打設など
その他	水みちの遮断	薬液注入工法, 調査坑閉塞など

(2) 矢板根入れ深さの延伸による効果

まず、矢板根入れ深さを延伸させていったときの効果について考える。**Fig. 6.8**に示すように、締切り矢板延伸工法を行うことにより、浸透路長が増大する。これにより、下流側土塊底面にかかる過剰間隙水圧が低減するほか、土塊重量が増すことにより抵抗力も増大することになる。さらに、根入れ深さを増加させていき、不透水層に根入れすることになると、地下水流の遮断を行うことになる。このように締切り矢板延伸工法は、浸透破壊に対する安定性を高めるには非常に効果がある工法となる。

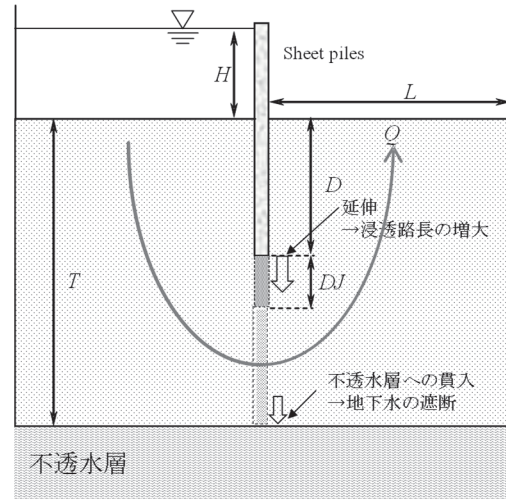


Fig. 6.8 締切り矢板延伸工法

ここでは、**Fig. 6.8**に示す層厚 $T = 40$ m、左右側面境界長 $L = 100$ m、矢板の根入れ深さ $D = 20$ mの二次元モデル地盤について考える。矢板を延伸した場合の効果について、矢板根入れ深さ D から延伸長 DJ を順次増加させていった場合の効果を考える。ここで、地盤の透水係数 $k = 1.00 \times 10^{-5}$ m/s、土の水中単位体積重量 $\gamma' = 9.80$ kN/m³、水の単位体積重量 $\gamma_w = 9.80$ kN/m³ の場合を考える。（以下の解析でも同条件とする。）

Figs. 6.9, 6.10に矢板根入れ深さ D からの延伸長 DJ と流量 Q 及び限界水頭差 H_c との関係を示す。**Figs. 6.9, 6.10**によると、矢板の根入れ深さが増加すると流量は減少する。その変化率は DJ が大きくなる（根入れ深さ $D+DJ$ が層厚 T に近づく）ほど大きくなる。一方、限界水頭差は、矢板の根入れ深さの増加に伴い増加し、その変化率は DJ が増加するほど大きくなる。すなわち、地盤の安定性が高まる。これは、前述したように、根入れ深さの増加により浸透路長が大きくなり、地盤の安定性が高まるとともに、矢板から不透水層までの距離が小さくなると、その部分で浸透水量が抑えられることによりさらに安定性が高まるためであると考えられる。このように、矢板の根入れ深さが増加することにより流量の減少及び限界水頭差の増加があり、矢板が地層下端に近づくほどその効果が大きくなるのがわかる。

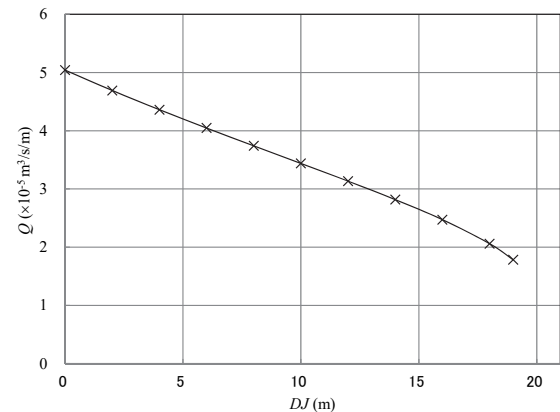


Fig. 6.9 根入れ深さ延伸による Q への効果

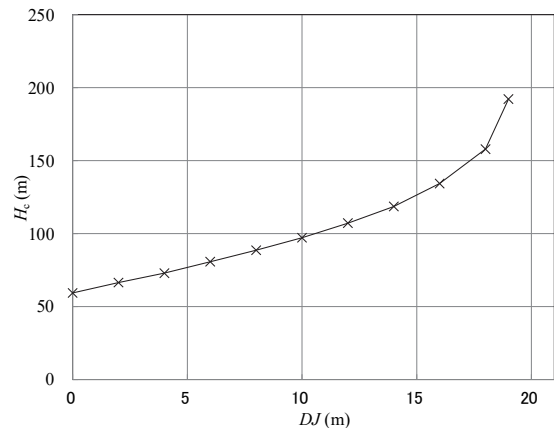


Fig. 6.10 根入れ深さ延伸による H_c への効果

(3) 上流側矢板近傍への地盤改良効果

次に、地盤改良を行ったときの効果について考える。**Fig. 6.11**に示すように、矢板下端上流部に鉛直方向へ地盤改良工法を行うと、その部分の透水係数が低下することにより、浸透水はその部分を迂回し、地盤改良を行っていない箇所に回ることになる。これらにより下流側土塊底

面にかかる過剰間隙水圧が低減することになる。さらに、鉛直方向に地盤改良深さを増加させていき、下部不透水層に達すると、地下水流の遮断を行うことになる。このように地盤改良工法は、浸透破壊に対する安定性を高める効果がある工法となる。なお、矢板周辺に地盤改良を行うと、パイピング破壊の要因となる水みちをふさぐことになる。

ここでは、上流側矢板近傍への地盤改良効果を考察するため、**Fig. 6.11** の二次元モデル地盤について考える。地盤改良幅 BJ 及び改良深さ DJ 、改良地盤の透水係数 k_f を変化した条件について流量 Q 及び限界水頭差 H_c を算出した。なお、解析において鉛直方向の地盤改良は、実際の施工で行われるように、施工不良などによる矢板との隙間を防ぐため、矢板下端から上方 $OJ = 2$ m の部分から下方に行うものとする。改良深さは矢板根入れ深さの延伸と比較を行うため矢板下端からの距離 DJ で表す。

Figs. 6.12, 6.13 に改良地盤の透水係数 k_f と原地盤の透水係数 k の比 k_f/k を、 $1/10$ 、 $1/50$ 、 $1/100$ 、 $1/1000$ 、 $1/10000$ と変化させた場合における地盤改良深さ DJ と流量 Q 及び限界水頭差 H_c の関係をそれぞれ示す。**Figs. 6.12, 6.13** によると、地盤改良深さ DJ が増加すると流量は減少する。その変化率は、地盤改良深さ DJ が増加するほど大きくなる。一方、限界水頭差は、地盤改良深さ DJ が増加するに伴い、増加する傾向があることがわかる。さらにその効果は、改良地盤の透水係数と原地盤の透水係数比 k_f/k が $1/100$ より小さいときにより大きくなり、 $1/1000$ では矢板根入れ深さの増加とほぼ同等であり、 $1/1000$ より小さくなくても $1/1000$ とほぼ変わらない。これは、透水係数比が小さくなると、その中を浸透する水量がほとんどなくなり、締切り矢板延伸工法と同様の効果となるためであると考えられる。すなわち、地盤改良を行う場合、改良地盤の透水係数と原地盤の透水係数比が $1/100 \sim 1/1000$ で効果が発揮されることを示している。

Figs. 6.14, 6.15 に改良幅 BJ を $1, 2, 3$ m に変化させた場合における地盤改良深さ DJ と流量 Q 及び限界水頭差 H_c との関係をそれぞれ示す。**Figs. 6.14, 6.15** によると、地盤改良幅 BJ が 2 m であると、透水係数比が $1/100$ のときでも、流量 Q と限界水頭差 H_c に関して矢板の根入れ深さ延伸と

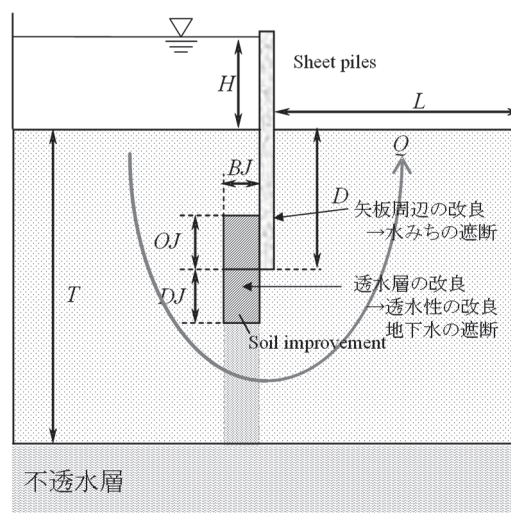


Fig. 6.11 上流側矢板近傍への地盤改良工法

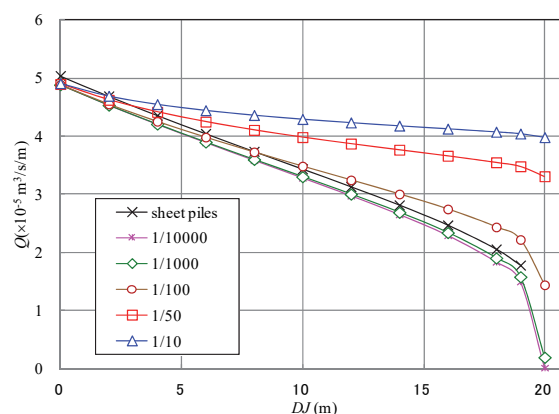


Fig. 6.12 改良地盤と原地盤の透水係数比による Q への効果

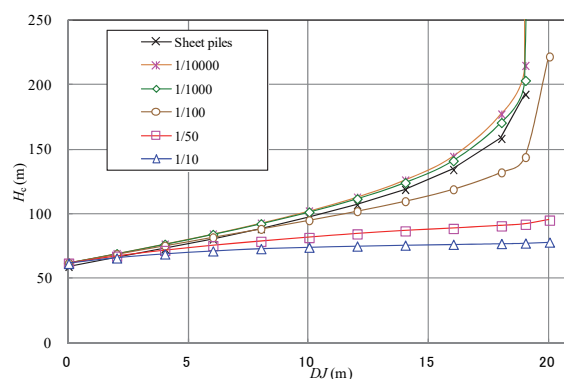


Fig. 6.13 改良地盤と原地盤の透水係数比による H_c への効果

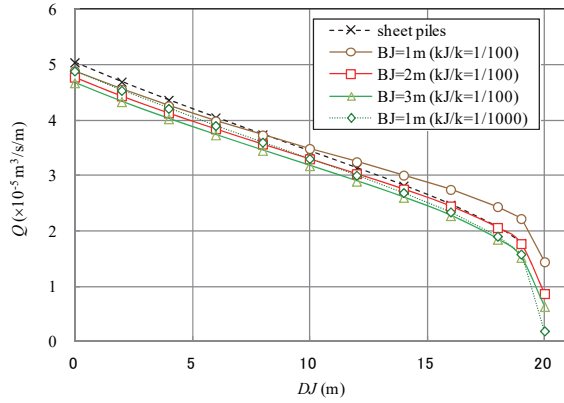


Fig. 6.14 地盤改良幅の Q への効果

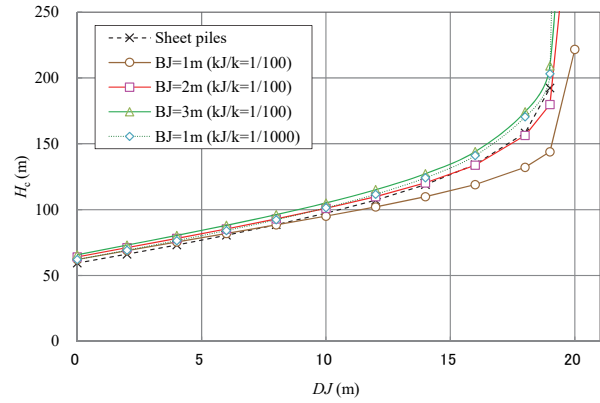


Fig. 6.15 地盤改良幅の H_c への効果

同等の効果 (すなわち, 透水係数比 $k_f/k = 1/1000$, 地盤改良幅 $BJ = 1$ m の場合とほぼ同等の効果) がある。現場で適用する場合には, 地盤の状況により, 経済性を考慮したうえで, 透水係数の低下もしくは地盤改良幅の増加の組み合わせを選択する必要がある。

(4) 下流側矢板近傍への地盤改良効果

ここでは, 下流側矢板近傍への地盤改良効果を考察するため, Fig. 6.16 の二次元モデル地盤において, 地盤改良幅 BJ 及び改良深さ DJ , 改良地盤の透水係数 k_f を変化させた条件について流量 Q 及び限界水頭差 H_c を算出した。Figs. 6.17, 6.18 に, 下流側に地盤改良を行った場合における改良深さと流量 Q 及び限界水頭差 H_c との関係を, 上流側に地盤改良を行った場合と同時に示す。Figs. 6.17, 6.18 によると, 上流側と下流側の結果はほぼ同様の結果となる。下流側は改良の際地盤が乱される可能性があるため, 上流側の改良が推奨される。

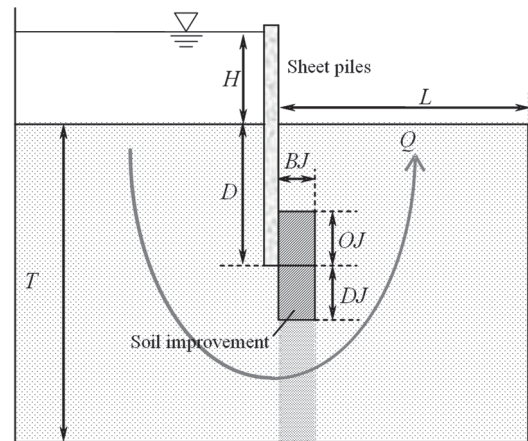


Fig. 6.16 下流側矢板近傍への地盤改良工法

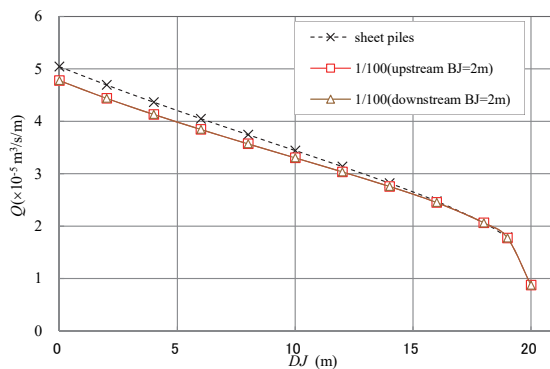


Fig. 6.17 上下流における地盤改良の Q への効果

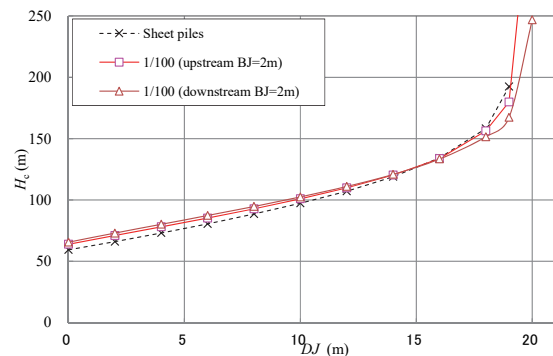


Fig. 6.18 上下流における地盤改良の H_c への効果

(5) 水平方向に行う地盤改良効果

次に、Fig. 6.19 に示すように地盤改良を水平方向に行った場合を考える。Figs. 6.20, 6.21 には地盤改良厚 $OJ = 2\text{ m}$ の地盤改良を下流水平方向に行った場合における水平方向の地盤改良幅 BJ_d と流量 Q 及び限界水頭差 H_c との関係を、上流側鉛直方向の地盤改良の場合（地盤改良長 DJ と流量 Q 及び限界水頭差 H_c との関係）と同時に示す。Figs. 6.20, 6.21 によると、改良幅 BJ_d の増加に伴い流量 Q は若干減少するが、限界水頭差 H_c にはほとんど変化がないことがわかる。すなわち地盤改良を水平方向に行っても、地盤浸透破壊に対する安定性を高める効果はほとんどないことがわかる。地盤改良は水平方向より鉛直方向に行うことが効果的である。

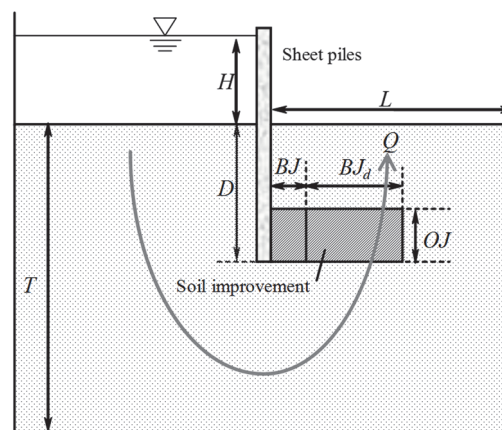


Fig. 6.19 水平方向に行う地盤改良工法

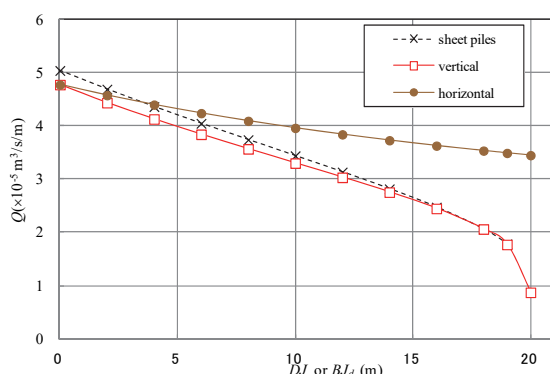


Fig. 6.20 水平と鉛直方向の地盤改良による Q への効果

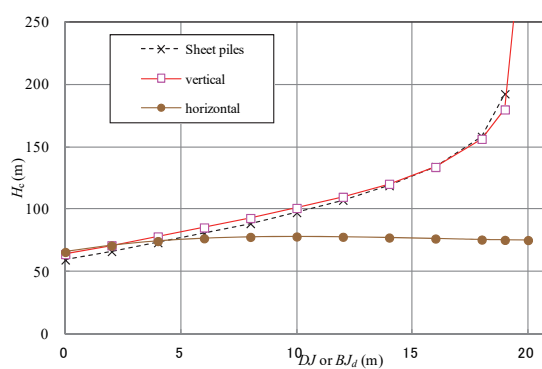


Fig. 6.21 水平と鉛直方向の地盤改良による H_c への効果

(6) まとめ

矢板締切り地盤においてよく用いられる地盤改良工法について、流量と浸透破壊安定性の観点より考察を行い、次の結論を得た。

- (1) 締切り矢板延伸工法では、根入れ深さの増加により流量は減少し、限界水頭差は増加する。その効果は、矢板が地層下端に近づくほど大きくなる。
- (2) 地盤改良工法では、地盤改良深さの増加により流量は減少し、限界水頭差は増加する。その効果は、地盤改良深さが地層下端に近づくほど大きくなる。
- (3) 地盤改良効果は、改良地盤の透水係数と原地盤の透水係数比が $1/100$ より小さくなるとより大きくなり、 $1/1000$ では矢板の根入れ深さを延伸した場合とほぼ同等となる。なお、透水係数比が $1/1000$ より小さくなくても $1/1000$ とほぼ変わらない。
- (4) 地盤改良幅を大きくすると効果が大きくなる。地盤改良幅が 2 m であると、透水係数比 k_d/k が $1/100$ のときでも、流量と限界水頭差に関して締切り矢板の延伸とほぼ同等の効果がある。
- (5) 地盤改良は、水平方向より鉛直方向に行うことが効果的である。

このように、地盤改良工法については、その手法により効果が異なるため、経済性を考慮したうえで、現場条件にあった手法を選択することにより、効果的、効率的な施工が可能となることがわかった。

6.4 浸透破壊トラブルへの対応

浸透破壊は、一度発生するとその影響が大きいので、発生を防ぐことが肝要であるが、様々な要因によりトラブルが発生する。

Fig. 6.22 に事前から事後にかかる各時点におけるトラブルへの対応の考え方を示す。

Fig. 6.22 によると、4.3 節で述べた事前対応を含めると、トラブルへの対応は 4 つの段階があることがわかる。ここでは、各段階における対応方法について述べる。

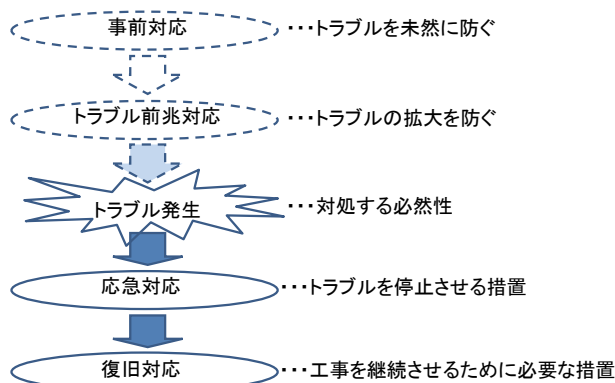


Fig. 6.22 トラブルへの対応

(1) 事前対応

トラブルが発生した後の事後対応では、費用及び工期がかかる追加施工が必要となるため、これらの費用等の縮小には、トラブルの発生を未然に防止する事前対応が重要となる。ここでは、前述の事例解析の結果より、トラブル要因ごとに考えられる事前対応について述べる。

4.3 節で分類を行ったトラブル要因毎に、トラブル要因の主な内容例、及び、それに対して講じることができる事項について、一般的に行われている対応をまとめると Table 6.6 となる。Table 6.6 より、要因毎に効果的な事前対応内容は異なる。これは、調査・設計段階において考えられるトラブル要因について入念に検討を加え、懸念されるトラブル要因に応じた事前対応を講じる必要があることを示している。

Table 6.6 トラブル要因とその内容及び事前対応例(67 事例)

トラブル要因	事例数	主な内容例	主な事前対応例
調査・設計・施工・対応ミス	49	調査設計ミス(土質物性値の評価誤り, 調査不足, 地下水位相違, 浸透路長不足) 施工対応ミス(根入れ不足, 施工不良, 深堀り, 調査坑未閉塞, 前兆への不適切対応)	・ミスの低減(適正な調査, 計測誤差等を見込んだ設計, 知識経験の向上, 細心の注意を払う, 複数チェック) ・確実な施工及び確認 ・変状の把握 ・適正な対応(安易な対応を行わない)
予想もしない事態の発生	27	地下水位の変動, 地層構成の急変, 気象条件の変化, 地中障害物・古井戸の発生, 地下水流の影響	・調査の強化, 予兆現象の把握 ・情報化施工 ・対策工法の実施(地盤改良, 硬質地盤への根入れ, 浸透路長の増加等) ・設計安全率の設定
地盤の不均質性	19	不均質地盤, メタンガスの噴出, 施工による地盤の乱れ	・詳細な調査 ・設計時における詳細な解析
地盤の異方透水性	2	異方透水性地盤	・施工時における柔軟な対応 ・設計安全率の設定
浸透流の集中	34	二次元・三次元・軸対称集中, 複雑な地盤形状による偏流	・設計時における詳細な解析 ・締切りの平面形状の影響を考慮した設計の実施(基準類算定式の活用)
経年変化	4	目詰まり, 構造物の劣化	・仮設構造物と永久構造物で設計方法(安全率)を変化させる ・長期的な影響予測
その他	11	施工段階による条件変化, 設計基準の未整備(技術力の未成熟)	・施工各段階における安全性の確認 ・最新の知見を用いた設計

* 事例総数は、1 事例で複数の対応を併用したものや記述が明確でないものがあるため、事例数の合計と一致しない。

(2) 前兆現象への対応

浸透破壊トラブルが発生する前には、その前兆現象が見られることが多い。これは、第5章で行った浸透破壊実験においても、実際に地盤の変形が発生する前に、地中の土粒子が動くことからわかる。**Table 6.7**に、第4章で取り上げたトラブル事例(67事例)について、報告されている前兆現象をまとめたものを示す。**Table 6.7**より、前兆現象として湧水の発生・増加が多いことがわかる。湧水は、掘削中継続して発生することが多く、別途地下水位低下工法などを採用している場合などを除けば、上下流地盤の水位差が大きくなると流量は増加していく。施工中は、作業性の確保の観点から排水対応に迫られることになるが、流量の急増や、排水中に土砂などが混じるといった変化を敏感にとらえ、対応することが必要となる。次に多いのが水位低下不足となっている。これも流量の変化に基づくものであり、基本的には湧水への対応と同様である。その他、掘削面、矢板及び周辺地盤の変状は、実際に土粒子が動くことにより発生する現象であるため、大きなトラブルへ至る直前の現象として、即座な対応が肝要となる。また、**Table 6.7**では、事例数に対し、前兆現象の報告数が少なくなっている。これは、前兆現象がなかったか、前兆現象とほぼ同時にトラブル等が発生したことも考えられるが、前兆現象が確実にとらえられなかったことも考えられる。施工中においては、常に細心の注意を払う必要があるため、場合によっては、情報化施工等により、様々な前兆現象を把握するような手段を講じることも必要と考えられる。

Table 6.7 前兆現象への対応 (67事例)

対応	事例数	備考
湧水の発生・増加	32	砂混じりのものを含む
水位低下不足	7	水位低下工法使用時
掘削面の盛り上がり	3	
矢板等の変形	3	
周辺地盤の異状	2	
その他	3	間隙水圧の異状、構造物からの漏水、ガスの発生

* 事例総数は、1事例で複数の対応を併用したものや記述が明確でないものがあるため、事例数の合計と一致しない。

(3) 応急対応

トラブルが発生すると、必然的に対処する必要性が生じる。トラブルの大きさによって対処の規模は変化するが、大きく応急対応（トラブルを停止させる措置）と復旧対応（工事を継続させるために必要な措置）に分類できる。

応急対応としては、対応に要する資機材が限られるなか、これ以上トラブルを拡大させない措置を行うため、簡易的な対応が基本となる。**Table 6.8**に、第4章で取り上げたトラブル事例(67事例)について、報告されている応急対応をまとめたものを示す。**Table 6.8**より、報告事例は少ないものの、掘削側(下流側)地盤への水の注水(水替えを停止し水位の自然回復を行う場合を含む)、及び、掘削側地盤への負荷増大(土嚢などの投入や土砂の埋め戻しなど)が基本となっていることがわかる。これらは、6.3(1)で述べた下流側土塊にかかる過剰間隙水圧の低減、及び、抵抗力の増大に直接的に寄与するものである。応急対応を行うことによってトラブルの拡大が阻止されると、一旦施工を中断し復旧対応を検討することになる。

Table 6.8 トラブル応急対応 (67 事例)

対応	事例数	備考
掘削地盤の水位回復	17	上下流の水位差を小さくする
埋戻し	8	土砂埋戻し, 土嚢投入
コンクリート打設	4	セメント投入含む
その他	3	矢板打ち増し, 薬液注入, 水位低下工法の機能増強

* 事例総数は, 1 事例で複数の対応を併用したものや記述が明確でないものがあるため, 事例数の合計と一致しない。

(4) 復旧対応

Table 6.9 に, 第4章で取り上げたトラブル事例(67 事例)について, 報告されているトラブル復旧対応を示す。事例総数と表中の事例数の合計が一致しないのは, 複数の対応を併用するケースがあること, 及び事例によっては明確な記述がないものがあるためである。**Table 6.9** によると, 地下水位低下工法及び地盤改良が多いことがわかる。一旦, トラブルが発生すると工期や費用がかさむため, 抜本的な対応を行うことは難しい。そのため, 施工が比較的容易で, 対応による効果が確認しやすい工法が選定されたものと考えられる。

Table 6.9 トラブル復旧対応 (67 事例)

対応	事例数	備考
地下水位低下工法	22	ディープウェル工法, ウェルポイント工法など
地盤改良	18	薬液注入工法, グラウト注入工法など
コンクリート打設・打増	8	掘削底面へのコンクリート打ち増しなど
調査坑閉塞	5	注入工法などによる
水中施工	4	水中掘削, 水中コンクリート施工
矢板の増設・補強	3	矢板打ち増し, 根入れ深さ増加
その他	4	掘削深さ変更, 施工方法変更など

* 事例総数は, 1 事例で複数の対応を併用したものや記述が明確でないものがあるため, 事例数の合計と一致しない。

6.5 まとめ

ここでは、浸透破壊トラブルに対する対応として、現場が進む過程における各段階に分けて考えた。まず、浸透破壊安定性へ影響を及ぼす因子及び設計安全率の設定方法について、前章までの解析結果などを踏まえ、解析・考察を行った。また、浸透破壊トラブルを未然に防ぐために講じられる対策方法について取り上げ、その中でも事前対応として実際に多く用いられている 2 工法について、解析・考察を行った。さらに、トラブル発生時の対応について、トラブル事例より、前兆現象から実際の対応方法について考察を加えた。これらにより次の結論を得た。

- (1) 浸透破壊安定性へ影響を及ぼす因子について、解析を加え、その影響の大きさを明らかにした。その結果、本論文でとりあげた影響因子については 21 項目となった。設計においてよく用いられる基準類算定式においては、これらを全て考慮したものはない。精度の高い設計を行う必要がある場合には、これらすべてを考慮する必要がある。
- (2) 浸透破壊安定性へ影響を及ぼす因子について、経済性の余地があるもの及び危険性を高めるものに分けて、安全率の設定方法の提案を行った。
 - 1) 浸透破壊安定性へ影響を及ぼすもののうち経済性の余地があるものについて、限界水頭差に対する影響は限定的なものもあるが、大きなものもあることがわかった。また、上流側掘削残土の影響は大きいので、考慮が必要である。
 - 2) 浸透破壊安定性へ影響を及ぼすもののうち危険性を高めるものについては、限界水頭差に対して大きな影響を及ぼすものが多くあることがわかった。そのため、基準類算定式を用いる場合を含む設計時において、未考慮の要素に該当する項目は、必ず考慮することが必要である。また、想定外の事象に対しても、施設の重要度等に応じ、設計安全率などの割り増しなどが必要である。
 - 3) 浸透破壊に対して十分な安定性を確保するためには、実質的な安全率を、一私案として $F_s(\text{True}) = (1.2 \sim 1.5) \times 2 = 2.4 \sim 3.0$ 以上にとることが必要であると考えられる。
- (3) 対策工法として利用頻度の高い地盤改良工法について、矢板根入れ深さを延伸した場合と比較することにより、浸透破壊安定性へ及ぼす効果について明らかにした。
 - 1) 地盤改良工法では、地盤改良深さの増加により流量は減少、限界水頭差は増加し、矢板が地層下端に近づくほどその効果が大きくなる。
 - 2) 地盤改良効果は、改良地盤の透水係数と原地盤の透水係数比が 1/100 より小さくなるとより大きくなり、1/1000 以下では矢板の根入れ深さを延伸した場合とほぼ同等となる。また、地盤改良幅を大きくすると効果が大きい。
 - 3) 地盤改良は、水平方向より鉛直方向に行うことが効果的である。
 - 4) 地盤改良工法については、その手法により効果が異なるため、経済性を考慮したうえで、現場条件にあった手法を選択することにより、効果的、効率的な施工が可能となることがわかった。
- (4) トラブル発生後の対応について、事例に基づき、その基本的な考え方を示した。浸透破壊トラブルへの対応としては、事前から事後にわたる各段階(事前対応、前兆現象への対応、応急対応、復旧対応)の 4 段階となる。それぞれの対応の考え方については、次のとおりである。
 - 1) 事前対応は、トラブルを未然に防ぐ措置である。トラブル要因ごとに効果的な対応内容が異なるため、調査・設計段階において入念に検討を加え、各要因に応じて事前対応を講じる必要がある。

- 2) 前兆現象への対応は、トラブルの拡大を防ぐ措置である。湧水の発生・増加に対する対応が多くなっている。このため、現場における状況の変化をよく観察し、即座かつ適切に対応することが肝要である。また、施工中においては、常に細心の注意を払い、場合によっては、情報化施工等により、様々な前兆現象を把握するような手段を講じる必要がある。
- 3) 応急対応は、これ以上トラブルを拡大させない措置を行うものであり、即座に対応が可能な掘削側地盤への注水及び埋め戻しといった簡易的な対応が基本となる。
- 4) 復旧対応は、工事を継続させるために必要な措置であり、地下水位低下工法及び地盤改良が多い。一旦、トラブルが発生すると工期や費用がかさみ、抜本的な対応を行うことは難しいため、施工が容易で、対応による効果が確認しやすい工法が選定される。

参考文献

- 土質工学ハンドブック改訂編集委員会編 (1982) : 土質工学ハンドブック(1982 年版), 土質工学会, pp.69-70, 89-90.
- 地盤工学会(1995) : 根切り山留めのトラブルとその対策, pp.123-126.
- 永井 茂, 田中 勉 (2016) : 浸透破壊トラブル事例の集積とその要因の分析, 神戸大学都市安全研究センター研究報告, 第二十号, pp.262-271.
- 永井 茂, 田中 勉, 笠松晃次, 前田直人 (2016) : 矢板締切り地盤における地盤改良工法による地盤浸透破壊安定性に及ぼす効果, 第 73 回農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集, pp.64-65.
- 永井 茂, 田中 勉, 笠松晃次, 前田直人 (2017) : 矢板締切り地盤における地盤改良工法による地盤浸透破壊安定性に及ぼす効果, 地下水学会誌, 投稿中.
- 田中 勉 (1996) : 上昇浸透流を受ける矢板背後地盤の浸透破壊 –Prismatic failure の概念と解析結果–, 農業土木学会論文集, 第 186 号(第 64 巻, 第 6 号), pp.969-979.
- 田中 勉, 廣瀬哲夫, 坂井田貴士 (2006) : I 川橋梁橋台構築時における基礎地盤の浸透破壊に対する安定性 –構造物構築による浸透破壊安全率の低下–, 神戸大学自然科学研究科紀要, 24-B, pp.31-39.
- 田中 勉, 永井 茂 (1998) : 管理設のための開削地盤における浸透破壊事例の解析, 農業土木学会誌, Vol.66, No.3, pp.65-70.
- 田中 勉, 永井 茂, 堀 宏昌 (2000) : Braced Cofferdam におけるパイピング発生事例の解析, 土と基礎, Vol.48, No.11 (Ser. No.514), pp.9-12.
- 田中 勉, 永井 茂, 堀 宏昌 (2001) : 第一新川橋基礎工におけるボーリング発生事例の解析, 農業土木学会誌, 第 69 巻, 第 6 号, pp.63-68.
- Tanaka, T., E. Toyokuni and E. Ozaki (1996) : Prismatic failure –A new method of calculating stability against boiling of sand within a cofferdam, Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, pp.219-224.
- Tanaka, T. and A. Verruijt (1999) : Seepage failure of sand behind sheet piles –The mechanism and practical approach to analyze–, Soils and Foundations "Underground Construction in Soft Ground", Vol.39, No.3, pp.27-35.
- 山村和也, 鈴木音彦 (1977) : 現場監督者のための土木施工 5「土と水の諸問題」, 鹿島出版会, pp.3-5, 109-116.

第 7 章 結論

近年、我が国では、河川工事や地下工事などで、数多くの土木構造物が建設されており、これらの建設に際して地盤の地下掘削や仮締切り掘削工事が行われている。これら工事の設計、施工に関しては、その力学的・水理学的安定性が十分考慮されなければならない。水理学的安定性に関しても、土構造物や基礎地盤中の浸透流は、地下水位の高い地点などにおいて検討すべき重要な問題である。これまでの研究により、浸透流及び浸透破壊に関する知見は明らかにされてきているところであるが、実際には、十分に検討されて設計が行われた構造物が浸透破壊を起こし、経済的にも甚大な被害を及ぼすことがある。このように、浸透破壊に関しては、いまだ未解明な部分も多く、その機構を明らかにしていく必要がある。

本研究では、これらの浸透破壊問題に対して、現場における調査・設計から施工に至る実務に活用できるように、実際の事例も取り入れながら、総合的な観点から理論的・実験的・解析的に考察を行った。本研究により、得られた成果は次のとおりである。

第 2 章では、地盤の浸透破壊安定性に関する既往の研究と評価の方法について述べた。ここでは、まず、浸透破壊形態を分類し、大きく地下浸食による破壊と全体的な破壊に分けられることを示した。また、浸透破壊安定性に関する既往の研究について述べ、近年の研究動向を明らかにするとともに、設計時などにおいて広く用いられている浸透破壊に対する安定性の評価方法について述べた。

第 3 章では、計画設計段階において浸透破壊に対する安定性を判定する際に用いられる、浸透破壊に関する基準類について、評価手法の考察を行った。ここでは、まず、浸透流を二次元流(2D)、二次元集中流(2DC)、三次元流(3D)、軸対称流(AXS)の 4 つの流れの条件に分類した。次に、基準類算定式を用いる場合の実質的な安全率について、掘削なし地盤の場合は、「基準類算定式に含まれる安全率」×「設計安全率」となり、掘削あり地盤の場合は、「基準類算定式に含まれる安全率」×「設計安全率」×「上流側掘削残土による安全率」となることを示した。そして、第 2 章で述べた地盤の浸透破壊に対する安定性の評価方法に基づいて、基準類算定式を次の 6 つのカテゴリーに分類し、その特性と最近の動向について明らかにした。

- (1) Terzaghi の方法に基づくもの((1)-1 法, (1)-2 法)
- (2) 限界動水勾配によるもの((2)-1 法, (2)-2 法)
- (3) クリープ比によるもの((3)-1 法, (3)-2 法)
- (4) Terzaghi の方法と FEM 浸透流解析に基づくもの((4)-1 法, (4)-2 法)
- (5) Harza または Kochina の方法によるもの((5)-1 法)
- (6) Prismatic failure の考え方にに基づくもの((6)-1 法)

また、典型的な掘削なし及び掘削あり地盤について、各分類法に従い限界水頭差を算出し、実験結果と比較を行ったところ、各種基準類算定式は、概ね合理的な結果を与えるものの、流れの条件によっては、浸透破壊安定性に関して危険もしくは不経済となる可能性があることを示した。さらに、「上流側掘削残土による安全率」の大きさについて算出し、上流側掘削残土の影響が比較的大きいことを明らかにした。なお、流れの条件における「上流側掘削残土の限界水頭差に対する効果」は、2D が最も大きく、2DC, 3D, AXS と小さくなり、3D と AXS は概ね同等という結果となった。

第4章では、実際の現場において生じた浸透破壊トラブル事例の集積と解析を行った。ここではまず、浸透破壊トラブル事例について、幅広く事例の収集を行い、300 事例を取りあげた。このうち、詳細なデータ等が入手可能なものについては、浸透流解析及び浸透破壊に対する安定解析を行い、各事例について浸透破壊トラブルが生じた状況を把握し、その発生原因、対応方法などについて明らかにした。さらに、その他の文献事例についても詳細分析を行い、浸透破壊安定性へ影響を及ぼす要因を次の7つに分類した。

- (1) 調査・設計・施工・対応ミス
- (2) 予想もしない事態の発生
- (3) 地盤の不均質性
- (4) 地盤の異方透水性
- (5) 浸透流の集中
- (6) 地盤条件の経年変化
- (7) その他

そして、要因毎に設計・施工時に留意すべき内容についてとりまとめるとともに、解析的考察を加え、その要因が浸透破壊安定性にどのくらい影響を及ぼしているのかについて明らかにした。

第5章では、実験による浸透破壊現象の解明を行った。ここでは、大型二次元地盤及びその 1/2 モデルである小型二次元地盤の浸透破壊実験を行い、解析及び考察を行った。

まず、実験地盤の考察においては、FEM 解析を行うことにより、地盤の均質性や異方透水性などといった実験地盤の作成状況を把握することができること、及び、一部実験で形成された細粒土層は、数 mm 程度の薄いものであっても、その透水係数が砂地盤に比べたいへん小さいものなら、実験結果に大きな影響を及ぼすこと明らかにした。

大型二次元浸透破壊実験から、相対密度 $D_r \approx 50\%$ の地盤について、流量急増時水頭差 H_d 、変形開始時水頭差 H_y 、破壊時水頭差 H_f が定義できることを明らかにした。そして、 $H_d \approx H_y \approx H_c$ であることを明らかにした。ここに、 H_c は Prismatic failure concept (pfc) による理論限界水頭差である。設計においては、限界水頭差 $H_y (\approx H_d)$ を算出することが重要であるが、実験結果から、この値は pfc によって精度よく求められることがわかった。これが、事例解析(第4章)において、 $H_c (\approx H_y \approx H_d)$ の算出のために pfc を用いた根拠となっている。また、小型二次元浸透破壊実験における PIV 解析から、水頭差が $H_y (\approx H_d)$ よりも小さな値 H_{piv} のときに、すなわち、 $H_{piv} = (0.73 \sim 0.99) H_y$ のときに、すでに矢板下端下流側付近において、砂粒子の移動が生じていることがわかった。さらに、相対密度 D_r が地盤の破壊形態などへ影響を及ぼしていることもわかった。

水頭差と流量の関係について、無次元化表示と実験の再現性の検討、及び、限界水頭差に関する無次元化の可能性(Scale 効果の有無)について考察を行った。そして、大型と小型二次元浸透破壊実験結果について、 $H_{yw}/T\gamma'$ と $Q_{15}/\{k W (T-D)\}$ の関係、及び、 D/T と $H_c\gamma_w/T\gamma'$ の関係がほぼ一致し、実験の再現性があることが確かめられた。すなわち、両者の結果にはスケールの影響がないこと、さらに一般的に述べると、無次元化が可能であることがわかった。

第6章では、浸透破壊問題への対応について、現場が進む過程における各段階に分けて考えた。ここではまず、浸透破壊安定性へ影響を及ぼす因子について、前章までの解析結果を踏まえ、21 項目を抽出した。設計においてよく用いられる基準類算定式には、これらを全て考慮したものがない。精度の高い設計を行う必要がある場合には、これらの因子について考慮する必要があることを指摘した。そして、浸透破壊安定性へ影響を及ぼす因子について、安全率に余裕があり経済性の

可能性があるもの、及び、安全率を低下させ危険性を高めるものに分けて、それぞれ影響の大きさを明らかにし、特に考慮すべき項目を示した。浸透破壊に対して十分な安定性を確保するためには、実質的な安全率を、一私案として $F_s(\text{True}) = 2.4 \sim 3.0$ 以上にとることが必要であるという提案を行った。

また、浸透破壊トラブルを未然に防ぐために講じられる対策方法について考察した。ここでは、事前対策として実際に多く用いられている、矢板根入れ深さの延伸及び地盤改良工法の 2 工法について、解析と考察を行った。その結果、根入れ深さ、地盤改良長、地盤改良幅を大きくする、または、改良地盤の透水係数を小さくすると、浸透破壊に対する安定性が高くなること及びその効果の大きさを示した。そして、地盤改良は、水平方向より鉛直方向に行うことが効果的であることを示した。また、地盤改良工法の適用については、その手法により効果が異なるため、経済性を考慮したうえで、現場条件にあった手法を選択する必要があることを示した。

トラブル発生後の対応について、事例に基づき、その基本的な考え方を示した。浸透破壊トラブルへの対応としては、

- (1) 事前対応
- (2) 前兆現象への対応
- (3) 応急対応
- (4) 復旧対応

の 4 段階があり、それぞれの考え方について明らかにした。

このように本研究では、浸透破壊に対する地盤の安定性に関して総合的に取り組み、事例解析をはじめ現場に即した形で、地盤内の浸透流特性及び地盤の浸透破壊特性を明らかにした。本研究で得られた成果が、設計施工時における実務に活用されることにより、浸透破壊による社会損失が低減されることを期待するものである。

謝辞

最後に、本論文をまとめるにあたり、御多忙の折、直接献身的にご指導、ご鞭撻を賜りました神戸大学大学院農学研究科 田中勉教授に深く感謝の意を表します。また、研究過程において貴重なご助言を賜りました神戸大学大学院農学研究科 河端俊典教授 ならびに 井上一哉准教授に心より御礼申し上げます。

著者が四年生、修士課程のときに行った二次元浸透破壊実験では、村上文明氏、辻本信治氏、笠松祐二氏、榛葉良平氏、新田周作氏、山浦清孝氏、岡本(大野)晶子氏、細川直樹氏、南浩平氏、山田雅敏氏に大変お世話になりました。博士課程後期課程のときに行った小型二次元浸透破壊実験では、舘村立氏、三木昂史氏、参鍋漱祐氏、本田康輝氏、山本拓児氏、笠松晃次氏、齋藤寛氏、阪本達彦氏、前田直人氏に大変お世話になりました。また、廣瀬哲夫氏、景山敏一氏、松浦良治氏、久住慎也氏には、理論解析、事例解析等において大変お世話になりました。これらの方々のご協力がなければ、学位論文の完成はなかったものと考えます。ここに深甚の謝意を表する次第です。

さらに、多岐にわたってお世話になりました生産環境工学講座(旧農業工学科)の諸先生方をはじめ、著者が、本研究と一緒に携わった施設環境学研究室(旧水利用工学研究室)の学生の皆様、様々な形で本研究を助けていただいたご卒業生の皆様、その他関係各位に厚く御礼を申し上げます。