

浸透破壊に関する考え方と破壊発生 の条件

— 諸文献における記述と用例 —

長瀬迪夫

The Concept of Seepage Failure, and Causative Conditions

— Description and Usage in Literature —

Michio NAGASE

Abstract

Since the beginning of this century, the term "piping" has been used by dam engineers to describe heavy leakage in masonry dams that were built in large numbers and often suffered from leakage.

Terzaghi used the term "piping" as an inclusive concept having two classifications; "piping" in narrow sense of recessional cavitation, and "heave" which results in boiling or liquefaction of soil.

He also proposed critical hydraulic gradient, i_c , which is the minimum gradient sufficient to destabilize soil mass or its skeleton. However, concerning recessional piping he merely commented on the difficulty of theoretical analysis.

Justin used a rather theoretical concept of critical velocity, v_c , which is the minimum velocity sufficient to move or lift a single soil particle upwards.

Critical gradient and critical velocity are still regarded as the key criteria determining failure.

For the last few decades, civil engineers have been requesting specific design standards for prevention of seepage failure along structures. Researchers have conducted experimental investigations under various conditions in order to verify if proposed criteria are adequate.

Soil is not by nature thoroughly homogeneous, and water is a microscopically continuous fluid that always follows the shortest path of least resistance throughout seepage media.

Therefore, critical hydraulic gradient for homogeneous material is not easily produced in a given vessel, nor can seepage flow concentration in a soil specimen be measured with accuracy, or estimated theoretically.

When it comes to conducting experiment designed to produce phenomena regarded as critical to the failure process, there is a great deal of uncertainty among researchers on how to interpret the result of the experiment. Similarly, there is often disagreement on how to distinguish each successive stage of seepage failure.

It is fundamentally important to overcome such difficulties, to observe and describe the details of successive stages of seepage. Hence, investigation objectives must be distinguished from one another. These should include: the velocity to move or lift a single particle; local conditions under flow concentration; averaged gradient throughout an area and a height of specimen; and "creep ratio" where a leakage channel is completed under the structure.

1 まえがき

パイピングという概念は、古くからアースダム・堤防・堰などにおける漏水現象の形態または機構の代表的な概念であり、今日においても浸透破壊に関する最も代表的な概念とされている。

近年起こったティートンダムの決壊原因が、堤体基礎付近でのハイドロリックフラクチュアリングないしパイピングによるものと判定されて以来、浸透破壊の実験・研究が種々の目的で数多く行われてきた。

しかしながら、それらの報告資料を見ると、パイピングという用語がどのような現象を指しているのか不明であったり、発生条件としての限界動水勾配あるいは限界流速をどのような現象の認定のもとで求めているのか明らかでないものが見られる。さらに、パイピングに近縁の語としてのボイリング、チャンネルングおよびクイックサンドについても同様である。これらは実験過程で生ずる種々の現象の具体的観察および記載が不十分であることに起因するものであり、実験者相互の間における現象の同定における混乱、用語・呼称の不統一を助長する結果にもなっている。

本報文は、既往の文献における浸透破壊の概念、発生条件および実験の方法を整理したもので、特に、河川堤

防における地盤漏水発生時の砂層の浸透破壊および土粒子の流失機構の検討を目的としたものである。

2 文献調査方法

本報文は、1922～1986年間の浸透破壊に関する内外の文献資料のうちの代表的なものについて、浸透破壊あるいはパイピングの概念の記述、限界動水勾配あるいは限界流速の物理的意味および実験におけるそれらの実際の求め方などに関する記述の主要部分を抽出して示したものである。文中の記載文は、原文献あるいはその邦訳文からの引用である。そして、上記の目的および着目点にできるだけ直接的に言及していると思われる箇所を、筆者の判断で選んだものである。また、前後の関係から補足や簡潔な要約をもって紹介することが適当と思われる部分は、括弧〔 〕で区別して記述した。

さらに、各文献の引用・抄録の末尾には、本報文の目的および全体の視野から見て必要と思われる点について〔筆者註記〕を付した。

また、本報文中に採用した式や図表の番号は、原論文との対照上の便宜のために、原論文の番号をそのまま使用することにした。

ここに採用した文献は下記の通りである。

番号	年	著者・論者	所属	論文各・標題名	雑誌名・書名
# 1	1922	K. Terzaghi	Beratender Ing. Konstantinopel	Der Grundbruch an Stauwerken und seine Verhütung	From theory to Practice in Soil Mechanics
# 2	1923	J. D. Justin	The Power Corp. of New York	The Design of Earth Dams	A. S. C. E. 1923
# 3	1927	W. G. Bligh		The Practical Design of Irrigation Works	Constable & Company Ltd.
# 4	1935	E. W. Lane	Prof. State Univ of Iowa	Security from Under-Seepage Masonry Dam on Earth (Discuss. on above paper)	Proc. A. S. C. E. Vol. 61
# 5	1948	D. W. Taylor	M. I. T.	Foundation of Soil Mechanics	John Wiley and Sons, Inc.
# 6	1948	K. Terzaghi and R. B. Peck	Harvard Univ. Univ. Illinois	Soil Mechanics in Engineering Practice(also in Jap.)	John Wiley and Sons, Inc.
# 7	1953	G. P. Tschebotarioff	Princeton Univ.	Soil Mechanics, Foundation and Structures(also in Jap.)	McGraw Hill Book Comp.
# 8	1953	木村春彦	京都学芸大学	堆積機構の基礎的研究(その1)	地質学雑誌59-699

番号	年	著者・論者	所属	論文名・標題名	雑誌名・書名
# 9	1955	久保田敬一	神戸大学	河川堤防ほどの程度締固められているか	土と基礎 3-11
	1956	久保田敬一	神戸大学	Effect of Force of Seepage Water on Stability of Soil	Memoirs of Faculty of Eng. Kobe Univ. No. 3
	1966	久保田敬一, 田中 茂	京都大, 神戸大	土質工学ハンドブック・第4章 土の中の水の動き	
#10	1957	J. Talobre (quoter of Koslova, Sichart)	Ing. civil E. N. P. C. Ing. chef El. Fr	La Méchanique des Roches (Koslova's, Sichart's Formulae queted)	DUNOD Paris
#11	1957	Creager. Justin and Hinds		Engineering for Dam vol. I-chap. 3, vol. III-chap. 17	John Wiley and Sons, Inc.
#12	1958	栗津清蔵	日本大学工学部	洗掘機構についての基礎研究	土木学会論文集 第52号
#13	1963	J. L. Sherard. R. J. Woodward et al.	Woodward- Clyde-Sherard and Ass. Con. s Engrs	Earth and Earth-Rock Dams (Engineering Problem of Design and Construction)	John Wiley and Sons, Inc.
#14	1965	中島保治	農業土木試験場	干拓堤防のパイピングについて	土と基礎 13-2
#15	1965	Dan Zaslavsky. Gabriel Kassiff	Israel Inst. of Technology	Theoretical Formulation of Piping Mechanism in Cohesive Soils	Geotechnique vol. 15
#16	1966	岩垣雄一, 松尾新一郎	京都大学	土質工学ハンドブック 第12章 侵食	
#17	1966	高瀬国雄	農林水産省	土質工学ハンドブック 第29章 フィルダム	
#18	1970	朝倉喜美男 長谷川英明	中部電力(株) 総合技術研究所	土質材料のパイピングに対する 抵抗について	第5回 土質工学研究発表
#19	1971	山村和也	建設省 土木研究所	河川堤防の土質工学的研究	土木研究所報告 S46
#20	1971	志村孝吉	電力中央研究所	粗粒土における限界動水勾配について	電力中研 研究報告 71001
#21	1972	(社)発電水力協会		最新フィルダム工学 3. ダムの基礎	(社)発電水力協会
#22	1973	山口柏樹 大根義男	東京工業大学 愛知工業大学	フィルダムの設計及び施工 第2章, 第5章	技報堂
#23	1973	斎藤孝夫 三木五三郎	東京大学 生産技術研究所	鉛直上昇流による砂の浸透破壊	第28回 土木学会学術講演
#24	1973	H. Cedergren	Cons. Engineer California	Seepage Control in Earth Dams Embankment-Dam Engineering —Casagrande volume—	John Wiley and Sons, Inc.
#25	1976	吉越盛次	鹿島建設(株)	アメリカ合衆国Tetonダムの決壊に思う	土木学会誌1976-8
#26	1977	村山朔郎 本田修一 岩崎好規, 平山英喜 田居 優	摂南大学工学部 福岡市高速鉄道 建設局 大阪土質試験所 "	砂の掘削に伴うボイリングに関する実験	第12回 土質工学研究発表

番号	年	著者・論者	所属	論文名・標題名	雑誌名・書名
#27	1978	林 正夫	電力中央研究所	フィルダム着岩部の安定性向上に関する考察	大ダム 1978-3
#28	1979	稲田倍穂, 太田正彦 本間重雄, 稲場弘之	東海大学工学部	浸透流による砂質土の破壊に関する基礎実験	第14回 土質工学研究発表
#29	1980	河野伊一郎	岡山大学工学部	土質基礎工学ライブラリー「建設工事と地下水」 第3章 土の中の水の動き	土質工学会
#30	1980	稲田倍穂, 太田正彦 本間重雄, 稲場弘之	東海大学工学部	浸透破壊現象に関する基礎的実験	第15回 土質工学研究発表
#31	1980	大西有三, 大津宏康 山花 豊	京都大学工学部 銚子高組	ポイリング現象に関する一次元モデル実験について	第15回 土質工学研究発表
#32	1981	武居有恒	京都大学農学部	地下侵食“技術手帳”	土と基礎 29-3
#33	1981	大野睦雄, 山崎 弥 フィオアン	間組技術研究所	砂のパイピング特性に関する実験的研究 ——琉球砂層の場合——	間組研究年報 1981
#34	1981	J. B. Sellmeijer	Delft Soil Mech. Lab.	Piping Due to Flow towards Ditches and Holes	Proc. Euromech. 1981
#35	1981	J. W. de Wit J. B. Sellmeijer A. Penning	Delft Soil Mech. Lab. etc.	Laboratory Testing on Piping	Proc. 10th I. C. S. M. F. E.
#36	1981	D. van Zyl M. E. Hall	Robertson and Kirston Purdue Univ.	Seepage Erosion Analysis of Structure	Proc. 10th I. C. S. M. F. E.
#37	1981	山下亮, 内田一郎 村田重之	九州大学工学部	一次元浸透実験における問題点とその浸透過程について	第16回 土質工学研究発表
#38	1981	Sommer		Ground Water and Seepage Problems (Written discussion)	Proc. 10th I. C. S. M. F. E.
#39	1982	仲野良紀 北条紘次 松井家孝 渡辺啓行	岐阜大学 北海道開発庁 電力中央研究所 埼玉大学工学部	土質工学ハンドブック1982 第27章 フィルダム	
#40	1982	P. Peter	Dept. CESlov. Tech. Univ.	Canal and River Levee	Elsevier Scientific Publ.
#41	1983	河野伊一郎 木暮敬二 宇野尚雄 高橋 保	岡山大学工学部 防衛大学校 岐阜大学 京都大学	土質工学用語辞典	土質工学会
#42	1983	小林 晃, 北村孝海 田代千鶴, 向上拡美	間組技術研究所	砂質土の浸透破壊過程に関する研究 (第1報)	間組研究年報 1983
#43	1984	林重 徳, 山内豊聡	九州大学工学部	しらすの限界流速と地山の 浸透破壊問題への適用	応用地質学会 講演集

番号	年	著者・論者	所属	論文名・標題名	雑誌名・書名
#44	1934	田中 勉, 吉良八郎 長谷川高士	神戸大学農学部 京都大学農学部	一層系(押えフィルタなし) の浸透破壊実験	農業土木学会 論文集 111
#45	1934	田中 勉	神戸大学農学部	一層系(押えフィルタあり) の浸透破壊実験	農業土木学会 論文集 111
#46	1934	吉岡 淳, 久楽勝行 佐藤正博	建設省 土木研究所	水平方向の浸透流による パイピング現象について	第39回 土木学会講演
#47	1935	河野伊一郎, 西垣 誠 早瀬宏文	岡山大学工学部 大成建設(株)	浸透水による地盤の 進行性破壊に関する実験	第20回 土質工学研究発表
#48	1935	中島秀雄, 松原幹夫 飯島 豊	応用地質(株)	X線写真を利用した パイピング現象の観察(第一報)	第20回 土質工学研究発表
#49	1936	中島秀雄, 長瀬迪夫 飯島 豊	応用地質(株)	X線写真を利用した パイピング現象の観察(第二報)	第21回 土質工学研究発表

3 浸透破壊文献抄録

#1(1922) K. Terzaghi; Der Grundbruch an Stauwerken und seine Verhütung (From Theory to Practice in Soil Mechanics) Selections from the writings of KARL TERZAGHI (pp. 446)……それゆえに、水中にある砂の浮力を受けた時の単位重量 γ は

$$\gamma = (1-n)(\gamma_1 - 1) \tag{3}$$

となる。〔ここで、 γ_1 は土粒子の単位体積重量〕

γ の値は、地盤の成層状態や鉱物組成によって 0.8~1.5 の範囲にあり、平均 1.0 となる。地下水の上昇速度が 0 から徐々に増加していくとすれば、式(2)に示す浸透圧 (Strömungsdruck) も同じように増加して、

$$i_1 = p = \gamma \tag{4}$$

となるような、水中の砂の重量に等しいある勾配にまで達する。

$$\left[\text{式(2)} \quad p = \frac{dp}{dF} \cdot dl = \frac{I}{K} \cdot \frac{dQ}{dF} = i \right]$$

土粒子は、その重量が浸透圧によって相殺されているにもかかわらず、浮上することができない。なぜならば、 $i_1 = \gamma = 1$ の動水勾配に相当する流速があまりにも小さいからである。ストークスの式によるならば、このような現象が起こるためには、およそ 500 倍もの流速が必要であることになる。

このようなことから、浸透力の影響の下にある重さのなくなった砂の塊が動くのは、地下水の上昇流に最小限

可能な (kleinst-möglichen) 抵抗が動き、その際に透水係数は、当然、最初の値 K から透水性地盤材料の透水性の最大値 K_1 まで跳ね上がるからであると予想される。

動水勾配が大幅に上昇しても、土粒子を水で運び去るほどまでに動水勾配が達しない限り、砂の塊にはなんらの変化も起きない。

この結論には、例外がないことが実験によって証明された。

砂の透水係数は流速が増大しても、限界動水勾配 (式(4)) に達する瞬間までは一定である。

土粒子の移動は、砂塊全体の中で突然同時に起こるが、その際細粒子が上方に運ばれ、砂の表面に推積する。

〔土粒子の〕移動は、砂全体の緩みがあるにもかかわらず、常に部分的な砂の噴出を伴って起こる。

土粒子移動を生じた砂塊の透水係数 K_1 は、当初の砂層に比べ 1.5~2.0 K となり、大幅な動水勾配の上昇に対して、そのままかなりの間一定の値を保つ。つぎに限界値 $i_1 = \gamma$ の状態の動水勾配が減少すると、透水係数は K_1 の値をほんのわずかだけ下回る。このときから砂の緩みの状態は持続的なものとなる。振動を加えても限界動水勾配に目立った影響を与えない。 $i < \gamma$ の状態の動水勾配で透水係数の一定性が見られるのは、浸透力が重力を相殺する瞬間までは、土粒子間の有効な摩擦が、砂のわずかな構造変化をも妨げるのに充分だからである。

したがって、もし砂柱の表面に粗な鉛の散弾のように著しく透水性の高いもので載荷 P を置いた (aufbringt) とするならば、限界動水勾配を i_1 (式(4)) から i_2 へ高めることになるはずである。

動水勾配 i_2 は次の関係式から求められる。

$$F \cdot l \cdot i_2 = F \cdot l \cdot \gamma + P$$

あるいは

$$i_2 = \gamma + \frac{P}{F \cdot l} \quad (5)$$

式(5)を式(4)と比べると、載荷 P は、それを体積 $F \cdot l$ に等しく割り当てたと考えて、砂の単位重量が大きくなったとする場合と同じ影響を限界動水勾配に与えていることがわかる。この体積 $F \cdot l$ が大きいほど、 P が限界動水勾配に及ぼす影響は小さくなる。

前述した式(4)を検証するために行った実験から、円筒容器の壁面間の砂に掛かる緊張力〔アーチ作用に相当〕に関する興味ある結果が得られた。

砂に掛かる緊張力は、砂の層厚が容器の直径の1/3ですでに完全に作用しており、容器壁面にショックをあたえてもはずれない。

式(4)で表現される事実は、式(5)と結合することによって、次の結論に導かれる。

一様な透水性の砂塊を鉛直上方に流通する水の上層を同じ単位体積重量の粗い材料で置き替えると、通過流量は確かに増えるが、それでも限界動水勾配は i_1 変化しない。よく似た簡単な関係は、砂粒子が種々の透水性を持つ水平な層から成っているという状況を示すものである。これらの関係は、沖積～洪積層が成層しているという点で実用的な面で重要性がある。

流れの方向が重力の方向とある角度をなす場合には、水の通過できる固体骨格部分に作用している物体力は、重力方向から大きさも方向も変わってしまう。

〔筆者註記〕本文献では、今日の浸透破壊に関する基礎的な概念と条件について、解明あるいは言及している。すなわち、「限界動水勾配の概念」、限界動水勾配の状態に至っても「土粒子が上昇するにはさらに大幅な流

速の増加が必要である」ことの示唆、試料の厚さが実験内器の直径の1/3の時には、砂に掛かる緊張力（アーチ作用）がすでに発生していること、流れの方向が重力方向と異なる場合は土の骨格が受ける力は異なることなどを述べている。

#2(1923) J. D. Justin; The Design of Earth Dams
A. S. C. E. Trans. No. 1531, 1923
(pp. 49~51) 一般にパイピングと呼ばれる現象はブローアウトを引き起こしやすい。

種々の粒径の粒子を動かすのに必要な水の流れ速度：ダムや地盤を通して流れる水の洗掘流速は、種々の粒径の粒子の有効重量を越える jet action による圧力の計算によって求められる。jet による圧力は

$$P = \frac{2FC^2}{2g} \cdot Y \quad (2)$$

で与えられる。ここで、 P は水圧、 C は流速、 F は粒子断面積(平方feet)、 g は重力係数、 Y は1立方feetの水の重量である。ダム下の地盤表面の粒子の平衡状態では

$$W_1 = P = 2F \frac{C^2}{64.4} \times 62.4 \quad (22)$$

したがって、

$$C = \sqrt{\frac{W_1}{2F}} \quad (\text{近似的に}) \quad (23)$$

ここで、 C は地盤から流出する水の流れ速度、 W_1 は媒質粒子の有効重量、 F は jet に曝される粒子の断面積である。

表-3の適用と許容流速：表-3を用いるときは高い安全率を与えなければならない。なぜならば、この理論はパイピングとして知られる現象に対して厳密に適用できるものではないからである。また、どのような面をと

表-3 Jet action により種々の径の粒子が動く理論的流速(Justin, 1923)

Table 3 Theoretical velocity required to move particles of various sizes by jet action (Justin, 1923)

粒子径(mm)	流速(ft/min)	粒子径(mm)	流速(ft/min)
5.0	43.4	0.1	6.0
3.0	33.7	0.08	5.5
1.0	19.7	0.05	4.3
0.8	17.4	0.03	3.4
0.5	13.8	0.01	1.91
0.3	9.6		

ってみても、粒子の実際の有効径は着目した径とは大きく変わり得るからである。粗い砂れきが若干の細粒子を含む場合でも、流速が大きくなって細粒子を動かすと、次々とより大きな粒子を動かすまで流速は増大する。許容流速としてシルト粒子でも動かないような小さな流速を採るべきである。

〔筆者註記〕安全率4を採ることを勧めている。あるいは、 $V_c=0.5\text{ft}/\text{min}(0.25\text{cm}/\text{sec})$ 以下とすれば、シルトも動かない一般的許容流速になるといっている。

#3(1927) W. G. Bligh; Theoretical Design of Irrigation Works
(Third Edition Revised and Brought Up to Date by F. W. WOODS, O. I. E., 1927)

(pp. 146~147) 水頭が安全な限界を越えて上昇すると、“パイピング”と名づけられる現象が起こり、ダムの下を貫通するまで継続する。砂地盤の安定性に決定的に重要な要因は、ダムの上載荷重ではなく、実浸透流路長あるいは実際に影響する地下浸透流のいわゆるクリープであるといえよう。

(pp. 148) 構造物が安定であるためには、次の点が必要である。(1)堰の壁は水平の水圧により転倒しないように設計すること。(2)エプロンと底盤は静水圧で噴き上げられたり、割れたりしない充分な重量とすること。(3)底面長あるいは実浸透長が $C \times H$ を下回らないこと。

〔筆者註記〕1907年の初版では、堰の安定性は、水頭に対する浸透距離ではなく、構造物の重量によるとしていたが、これを改めたものである。

#4(1935) E. W. Lane; Security from Under-seepage Masonry Dams on Earth
Proc. A. S. C. E., 1935

(pp. 1235) ダム堤体下を浸透して下流側に漏出する水の流速が十分に早くなると、地盤材料の粒子が運び出され、地盤の浸透抵抗が減少し、より大きな流速になる浸食が起こる。究極的には、ダムの下に空洞やパイプを形成し、急速に拡大して構造物の破壊を引き起こす。

〔筆者註記〕上記の論文において、Laneの解説するところによれば(pp. 1243~1243)、クリープ比に関して、Griffith(1913~14)はBlighの値よりも小さな値で充分であると述べており、また、Blighの遺稿を第3版にまとめたWoods(1927)も、普通の砂に対してはBlighの提案値の15ではなく、11にすべきであったと強調している。そして、Laneは、実際のダムの事例の分析から、水平クリープの1/3の重みを採用すべきである

という結論に到達した(pp. 1255~1256)。

この考え方は、今日、Laneの加重クリープ比 C_w として土木設計上採用されているものである。すなわち、

$$C_w = \left(\frac{k_v}{k_H} \cdot l_H + l_v \right) / H_{cr}$$

ここに、 C_w ; 加重クリープ比
 k_v ; 地盤の垂直方向透水係数
 k_H ; 地盤の水平方向透水係数
 l_H ; 水平方向クリープ長
 l_v ; 垂直方向クリープ長
 H_{cr} ; パイピングを生じない最大水位差であり、Laneは $k_v/k_H=1/3$ としたことになる。

#5(1948) D. W. Taylor;
Foundation of Soil Mechanics
(pp. 132~133) 7. 6 浸透力

浸透力はクィックサンドの原因であり、クィックな条件がないところでの多くの工学的問題に重要な影響を持つ。例えば、浸透を受けている粘土には、浸透力が存在しているが、粘土には粘着力として知られる内部強度があるので、ポイリングの発生は妨げられる。また、上向きの動水勾配がクィック状態を引き起こすほど大きくなるときでも、浸透力は存在している。前節で考察した上向きの流れに分解することは、浸透力の定義とその大きさの表現を得るために用いられる。

図-7.3の水頭 h は水を間隙の通路を通させるために使い果たされる。この水頭は粘性摩擦に消費される。エ

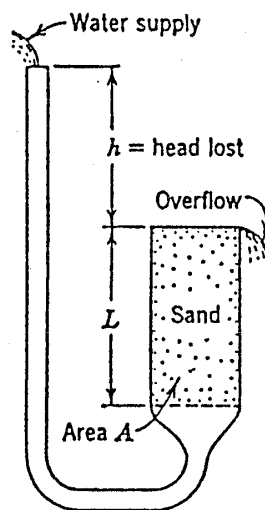


図-7.3 クィックサンドを起こす上昇流(Taylor, 1948)
Fig.7.3 Upward flow with the possibility of quicksand (Taylor, 1948)

エネルギーが摩擦で消費されるときは、常に力すなわち掃引力は動きの方角に加わる。このケースでは、掃引力は間隙通路の壁を作っている土粒子に加わる。7.5節の分析は、土と水の塊全体を下から上向きに押す力全体を扱っている。対照的に、今度は個々の土粒子の骨格のみを検討する。水没した土塊の有効重量は、水中重量

$$\frac{G-1}{1+e} \gamma_w LA$$

である。

消費される水頭は h で、したがって、上向きの力 $h\gamma_w L$ が消費され、あるいは粘性摩擦により粒子にかかる上向き摩擦掃引力に変わる。砂質土でクィックな状態が始まる時、これらの力は等しく

$$h\gamma_w A = \frac{G-1}{1+e} \gamma_w LA \quad (7, 8)$$

となる。

この浸透の上向きの力は、クィック状態を引き起こすのに充分であってもなくても、また、それが作用している物質が砂質土の中でも粘土質の土の中でも、式7.8の左辺のように $h\gamma_w A$ と書くことができる。一様な流れでは、それは体積の土を通じて一様に分布する。したがって、単位体積 LA あたりの力は $h\gamma_w A/LA$ であり、 $i\gamma_w$ に等しい。この重要な関係は次のように言い表すことができる。

等方質の土での浸透力は流れの方向に働き、単位体積当り $i\gamma_w$ の大きさを持つ。

浸透力は、ちょうど重量と同じように、力として定義される。事実、浸透力と重力は同じような性質を持ち、浸透が発生する力の解析の最初の段階は、しばしばそのベクトルの合計を算定することであり、合成物体力と呼ばれる。

重力と浸透力のこの組み合わせは、1つないし2つの方法で完成される。これの展開および前節の2つのアプローチの図解である。全重量と境界中立力の組み合わせは第1のアプローチであり、前節で用いたものである。水中重量と浸透力の組み合わせは2番目のアプローチで、この節で用いている。組み合わせることによって力がゼロになるとき、クィックな状態が存在する。どんな場合でも、2つのアプローチは同じ結果をもたらす。最初のアプローチに浸透力が見えないからといって、浸透の影響が考慮されていないわけではない。

上の分析は、等方質の土に鉛直上向きの流れがあるときの浸透力を考慮した2つのアプローチの同一性を証明するものである。成層土中をある方向に向かう流れにつ

いての相似関係の厳密な証明は、9.18節まで保留する。なぜならば、このあと展開される概念は全般的証明に必要なからである。

(pp. 545~546) 18.6 ルーフィングとパイピング

石積みダムが土の上に置かれるとき、土の性質の局部的変化は避けられないので、基礎地盤上の接地圧には常に不規則性が存在する。小さなある区域では、その付近の平均値より圧力は大きかったり、小さかったりすることがあり、また、あるところでは、実際に石積みと土層との間に小さな隙間ができていこともあろう。これらの隙間や圧力の低いポイントは、それ自体は何も問題はないが、そこに水が浸透してくるとそれらは流れの水みち(チャンネル)を作り始める点となり、そのチャンネルは後退性浸食によって、やがて相当な長さへ発達するだろう。石積みへ接した浸透経路沿いの浸透に対する抵抗は、他の経路に沿う抵抗よりずっと小さいと思われる。この現象をルーフィングと呼んでいる。

同様の条件は石積みダムのアバット部にもあるであろう。鉛直の石積み壁と土が接しているところでの水みち形成を防ぐためには、土をよく締め固め、石積みとすべの点で密着させなければならない。浸透経路長を長くし、チャンネルの危険を減ずるためにカットオフがよく用いられる。付近の土が壁に対して相対的に沈下するならば、壁体の後への勾配があったほうがよい。壁体が近隣の土に対して相対的に沈下しているならば、接地圧を減少させることになるので、後方勾配は望ましくない。

土と石積みの接触部で浸透が起るケースでは、常に付随して多くの困難や危険は、土質地盤のサイトのアースダムのためにいつも論じられるところである。

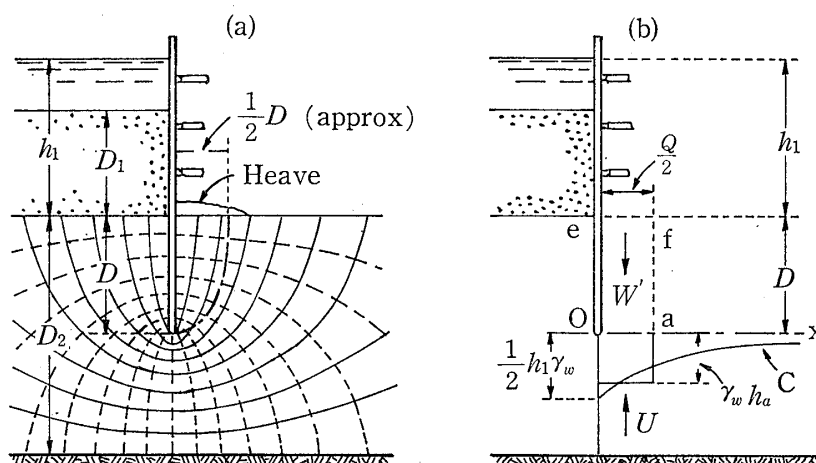
ダムの下や周囲を通る流線の出口点まで浸食が始まると、ルーフィングの結果できた水みちの存在に助けられて、浸食は後ろ方向へ発達していくであろう、その結果の状態をパイピングという。パイピングの最も困った特性は、大きなダムの安全性を脅かすのには、たった1つの局部的なチャンネルができさえすればよいという点である。

#6(1948,1967) K. Terzaghi and R.B. Peck;

Soil Mechanics in Engineering Practice (1st and 2nd version)

(新版 テルツァギ・ペック「土質力学」基礎編・応用編 星埜・加藤・三木・榎並共訳による)

(新版 pp.148) パイピングの定義：土基礎上のダムは、土と基礎の間にパイプ型をした流出水路すなわちトンネルが外見上突然でき、破壊することが多い。貯水が



図—24.1 砂中のシートパイル列のパイピングに対する安全率を求めるための流線網の使い方
 (a)流線網 (b)膨れ上がるようとする帯内の砂に作用する諸力(Terzaghi, 他, 1948)
 Fig.24.1 Use of flow net to determine factor of safety of row of sheet piles in sand with respect to piping. (a) Flow net; (b) forces acting on sand within zone of potential heave(Terzaghi, et al., 1948)

貯水池から漏水通路に激しく流れるとき、この通路の幅と深さが急激に増して、ついにこの構造物はその基礎を奪われ、崩壊し、こなごなになり、その激流に運び去られてしまう。この型の事故はパイピングによる破壊といわれている。

パイピングによる破壊は、2つの異なった過程の下で起こる。この破壊は、下流側の斜面先近くの源から始まって、構造物の底面あるいはある層面に沿って上流に進む洗掘、または地下浸食によることがある。浸食された孔の上流端あるいは取水口端が、貯水池の底面に近づくと破壊が起こる。この型のパイピングの機構の理論的取り扱いは無理である。しかし、パイピングによる破壊には、構造物の下流側の斜面先に接した大量の土体が急に持ち上がって起こる場合もある。その斜面先の下を土を通して上方に浸透する水の浸透圧が、その土の有効重量より大きくなる場合にのみ、この種の破壊が起こる。

第一の部類に属する破壊は、地下浸食による破壊といわれ、2番目の破壊はふくれ上がりによる破壊といわれる。下記ではおもにふくれ上がりによる破壊を取り扱う。

ふくれ上がりによるパイピングの機構：(図24.1のように) 締め切り側の水位をポンプで下げると、水はシートパイルの左側の砂を通して下の方へと流れ、右側の砂を通して上の方へと流れ始める。OX上のような水平断面上の過剰水圧は、その断面の有効圧を減少させる。シートパイルの近くのOX上とその上方部の平均有効圧が0に等しくなると、その砂を通して流れる水は少しも抵抗を受けることなく、流水路を直線的にし、かつ幅を広げる。この過程によって、シートパイルに接した砂の透

水係数は非常に増し、この部分に向かってさらに余分の浸透を呼ぶ。そこで砂の表面は持ち上がる。終わりに、砂はボイリングを起こし、シートパイルの上流側からシートパイルの下端の下側のすき間を通り、ボイリングを起こした個所に向かって水と砂の混合物が奔流する。

モデル実験(Terzaghi, 1922)によると、砂の持ち上がりはシートパイルから約D/2の距離以内の所で起きることがわかっている。したがって、破壊は深さがDで幅がD/2なる砂柱の中で始まる。破壊の瞬間においては、この角柱のいずれの水平断面に加わる有効鉛直圧力も近似的に0に等しい。同時に、この角柱の側面に加わる有効側圧もまた近似的に0である。したがって、この角柱の底面に加わる過剰水圧がその上の砂の有効重量に等しくなると、ただちにパイピングが起こる。

シートパイルからD/2の距離内では、この角柱の底面上の平均過剰水圧は $U = (1/2)D\gamma_w ha$ である。Uが砂の有効重量に等しくなると、すなわち、水中重量 $W = (1/2) \cdot D^2\gamma'$ に等しくなると、パイピング破壊が起る。したがってパイピングに対する安全率は、次のように計算することができる。

$$F = \frac{W'}{U} = \frac{D\gamma'}{ha\gamma_w} \quad (24.1)$$

- ここに、F：パイピングに対する安全率
- W'：水中重量
- U：角柱底面上の全過剰間隙水圧
- D：シートパイルの根入れ深さ

γ_w : 水の単位体積重量

γ' : 土の水中単位体積重量

ha : シートパイル直下から $D/2$ 側方までの平均過剰水圧水頭

(新版 pp. 539) パイピングの防止方法: 理論と経験に照らして次のように結論される。事実上, すべて記録に残されたパイピング破壊は, すべて泉によって材料が少しずつ流失するものを含めて, 地下浸食により引き起こされたものである。このことからみて, 押し上げによるパイピングの理論は妥当性を欠くものである。地下浸食によるパイピングに関する安全率は, 実行可能な方法で推定することはできない。しかしながら, 地下の材料が流失するのを確実に防止できるならば, 理論の妥当性に対する条件は満たされ, 限界水頭は計算できる。さらに, それは地下浸食に対する限界水頭よりもはるかに大きい。

[筆者註記] Terzaghi においては, パイピングという語は, 今日の浸透破壊という概念に近い意味で用いられているが, 地下浸食による破壊とふくれ上がりによる破壊という2つの破壊機構を包含している。後者の発生条件としての限界動水勾配は与えられているが, 前者の機構の理論的扱いは無理であるとして, 限界流速という観点からの言及はしていない。しかし, 地下材料の「流失」に対する限界水頭は, 地下浸食(ここでは土の構造崩壊の現象に対応する意味であろう)に対するそれよりはるかに大きいと示唆している。

#7(1951) G. P. Tschebotarioff; Soil Mechanics, Foundation and Structures

[チェボタリオフの「土質工学」(上・下巻) 石井靖丸訳(1957)による]

(pp. 92~97) クイックサンドと砂のパイピング: 水頭損失は, 水が流れるとき, 土と水との摩擦によって流線に沿っておこる。土の骨格にはこの摩擦力が働く。いわゆる透水圧力(seepage force)とは, 流れの方向に沿う土に働く水頭の差すなわちポテンシャルの差である。断面 A の土に対し, 長さ L の区間に働く透水圧力 J は, その区間の水頭損失を Δh とすると

$$J = \Delta h A \gamma_f \quad (5.17)$$

となる。 γ_f は液体の単位容積重量である。水が単位容積の土に及ぼす透水圧力 J は ($A = 1.0$ であるから),

$$J = \frac{\Delta h}{L} \times 1.0 \times 1.0 = S \quad (5.18)$$

となり, $S = \Delta h/L$ はその時の水頭勾配を表す。英国式

度量衡を用いれば,

$$J = 62.4 \quad (5.19)$$

となる。

………締切り工内部の水をポンプで排出すると, 内側で掘削底面から水が垂直に湧き出すことがある。この場合には, 透水圧力 j も上向きになり, 浮力を受けた砂の重量が比重 γ_m' をもってそれに対抗している。極限の状態においては,

$$j = S_{cr} \times 62.4 = \frac{G-1}{1+e} \times 62.4 \quad (5.20)$$

となり, したがって, 極限平衡に対する水頭勾配は

$$S_{cr} = \frac{G-1}{1+e} \quad (5.21)$$

となる。

………水流の速度を増し, …………最後に極限状態に達し, クイックサンドの状態になって砂全体が沸騰し始め, 砂粒子は上向きの流水中に浮遊する状態になる。

——クイックサンドが局部的に起る特殊な現象に, “パイピング” といわれているものがある。これは固い砂の中から, 砂と水の混合液が, パイプから吹き出すように噴出する現象である。

[筆者註記] Tschebotarioff は, パイピング現象を矢板の小孔から裏込め砂が逃げるとき起ると表現し, 浸透破壊の代表的な現象に対する用語としてではなく, 特殊ケースの土砂流出現象としている。

#8(1953) 木村春彦: 推積機構の基礎的研究(その1) 地質学雑誌, 第59巻, 第699号

[この論文は, 粒度分布型に対する堆積機構の理論的根拠の研究を目的としたもので, 床面上の水平水流による土粒子の転動流速の関係を扱っている。]

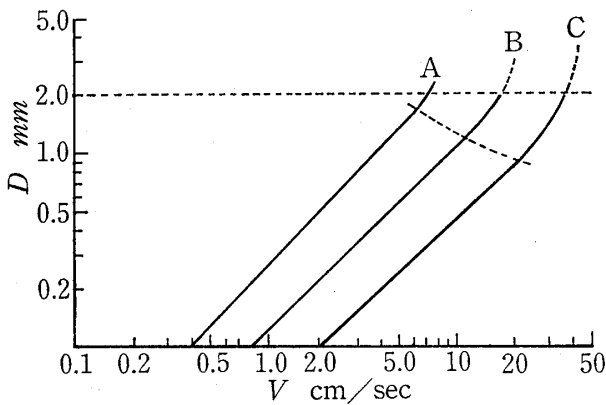
(pp. 534) いかなる粒度の粒子が, いかなる流速によって運動(転動)を開始するという問題を………以下, この流速を限界流速という。

(pp. 536) 今, 粒子が転動を開始する時, 底面よりその粒子の上端までの部分の平均流速を個有限界流速(あるいは絶対限界流速) V_p , 個有限界流速を与える任意の部分の流速を相対限界流速 V_r と定義する。………底面付近においては速度勾配がほとんど一定であるから, 粒子の直径を d とすると, $d/2$ の部分の流速を d に対する平均流速とみなすことができる。

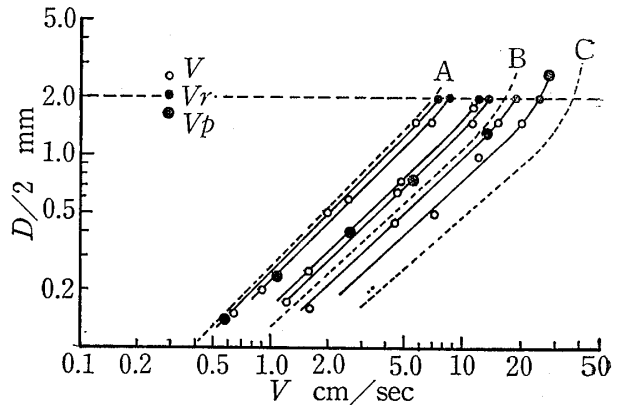
[ここでは, 内径1.196cmの水平のガラス管内の境界

第5表 限界流速分布 (II:多粒子の場合) (木村, 1953)
 Table 5 Distribution of critical velocity (multi-grains) (Kimura, 1953)

#	T	D/2	S	V	#	T	D/2	S	V
7	10.2	0.18	6.4	3.1	48	10.4	0.17	15.4	1.3
		0.40	2.9	7.0			0.60	4.2	4.8
		1.1	1.0	21.0			1.8	1.5	13.5
16	10.4	0.15	11.8	1.7	80	10.0	0.20	20.0	1.0
		0.35	4.7	4.3			0.50	8.7	2.3
		0.75	2.4	8.4			1.0	4.6	4.4
30		0.19	12.5	1.6	150	9.8	0.20	22.3	0.9
		0.60	3.0	6.6			0.50	9.5	2.1
		1.1	1.7	11.8			1.5	3.7	5.4



第6図 流速分布断面標準図 (木村, 1953)
 Fig. 6 Standards of velocity distributions above bottom of flow (Kimura, 1953)



第7図 限界流速における流速分布 [I:単粒子の場合] (木村, 1953)
 Fig. 7 Distribution of critical velocity [I: single grain] (Kimura, 1953)

層における流速を詳細に測るため、種々の径の細かい気泡を流して、ガラス面からの高さとの流速の分布を求めている。

(pp. 539~542) 4.0 転動限界流速 [層流, 乱流, 伴流の各々の流れにおけるガラス面からの標準流速分布を描く (第6図)。]

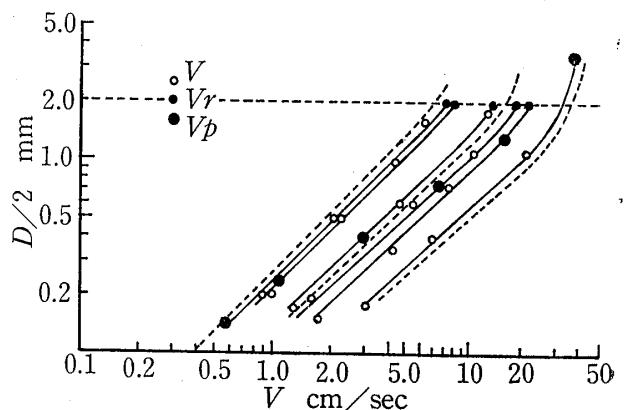
4.1 単粒子の場合の限界流速分布

同一 mesh の試料から数個の粒子をランダムサンプリングして……過半数の粒子が転動を開始したときの S (気泡の通過時間)を測定した。……これをグラフに書き入れると第7図のようになる。

4.2 多粒子の場合の限界流速分布

同じ粒度の粒子が多数存在する場合について実験を行った。

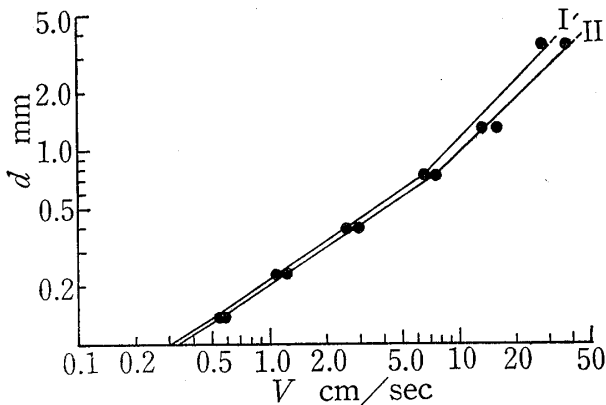
第5表は同一粒度の粒子を薄く管底に敷きつめたときの測定値で、これをグラフに書き入れると第8図のようになる。



第8図 限界流速における流速分布 [II:集合粒子の場合] (木村, 1953)
 Fig. 8 Distribution of critical velocity [II: multiple grains] (Kimura, 1953)

4.3 限界流速と粒度および粒子量との関係

V_p および V_r の関係を対数グラフに表したものが第9



第9図 粒度と個有限界流速の関係 [I:単粒子, II:多粒子] (木村, 1953)

Fig. 9 Relation between grain size and proper critical velocity [I: single grain, II: multiple grains] (Kimura, 1953)

図である。この場合の実験式は $V_p = kd^n$ の形で与えられ、

$$d < 0.75\text{mmのときは } V_p \div k_1 d^{1.5}$$

$$d > 0.75\text{mmのときは } V_p \div k_2 d^{1.0}$$

となる。(ただし、 k_1 および k_2 は温度や粒子量によって異なる定数である。) この実験式からわかるように、 V_p の値は、 d が大きいほど大きくなり、その割合は d の1.5~1.0乗に比例する。この場合、多粒子の V_p の方が大きく、しかも、その差は d が大きいほど大きくなる。(多粒子の場合は、粒子相互の摩擦抵抗が働くので、当然予期されるところである。)

(pp. 542) 摘要

(1) 堆積粒子の運動と流速の関係においては、粒子に直接作用する部分の底流速すなわち個有限界流速のみが問題であり、それより上方の流速分布は直接にはそれに無関係である。

(2) 個有限界流速は粒度が大きくなるほど大きくなり、その割合は、粒径約0.1mm以上0.75mm以下では、

粒度の約1.5乗に、粒径0.75mm以上3.5mm以下では、粒度の約1.0乗に比例する。

(3) 個有限界流速は粒子数密度が大きいほど大きくなり、その程度は粒度が大きいくほど大きくなる。

#9(1955) 久保田敬一: 河川堤防ほどの程度に締固められているか

土と基礎, Vol. 3, No. 11, 1955

(pp. 29) 土粒子の大きさとそれに対する限界流速を測定した結果は、表-2に示す通りである。この実験においては、均等性の高い材料についてその適確な値を求めることは困難であり、その中でも特に、平均粒径の小さい材料については、その実測はほとんど不可能に近いと思われる。それは試料全体が一塊となって浮き上がり、しかもその現象の現れるのは限界動水勾配をはるかに越えた点であるからである。したがって、筆者は一様性のきめて高い材料について実測した。

[筆者註記] 最終ページに数行の記載があり、実験装置の写真、実験で求めた限界流速(No. 1~No. 9の粒径)が示してあるが、実験の方法、限界流速の確認の仕方は示されていない。

(1946) 久保田敬一 Effect of Force of Seepage Water on Stability of Soil

Offprint from Memoirs of the Faculty of Engineering, Kobe University, No. 3, March, 1956

(pp. 16) In a permeability test the ratio of flow may be measured, and the critical seepage velocity at which the soil grains begin to move in the direction of the flow may be also determined. The writer has derived the following results from his experiments, as shown in Table 2. [久保田(1955)の表-12に同じ]

[筆者註記] 報文の大部分は、いくつかの粒度分布の

表-12 土粒子の大きさとそれに対する限界流速 (久保田, 1955)
Table 12 Grain sizes and critical velocity (Kubota, 1955)

砂材料 No	粒 径 (mm)	限界流速 (cm/sec)	砂材料 No	粒 径 (mm)	限界流速 (cm/sec)
1	4.0~4.8	0.200	6	0.25 ~0.5	0.042
2	2.8~3.4	0.170	7	0.11 ~0.25	0.035
3	1.0~1.2	0.100	8	0.075~0.11	0.025
4	0.7~0.87	0.085	9	0.044~0.075	0.020
5	0.4~0.5	0.070			

良い砂における限界動水勾配の実験結果の説明であり、報文末尾に突然、透水試験において限界流速を求めることができるとして、きわめて狭い粒径範囲の土粒子についての限界流速値が表示されている。実験方法、計算方法は示されていない。

(1966) 久保田敬一, 田中 茂

土質工学ハンドブック

第4章 土の中の水の動き

(pp. 93) パイピング現象：……動水傾度が大きくなり、ある限度を越えると、土はボイリングを起こす。この現象は、粒子の細かい砂質土によく見られる……土は一般に粒度分布が一様でないから、ある動水傾度に対して、軽い小さい土粒子は押し動かされるとしても、大きい重い土粒子は押し動かされることなく、かえって沈降し、これらの土粒子が入れ替わるような、かく乱運動が表面近くで見られる。なお、引き続いて動水傾度を大きくしていくと、このボイリングが一層激しくなり、ついに容器の底から表面に向かって容器壁に沿った一脈の水の流れが見られるようになる。これをパイピング現象またはチャンネルング現象といい、水は土粒子を伴って

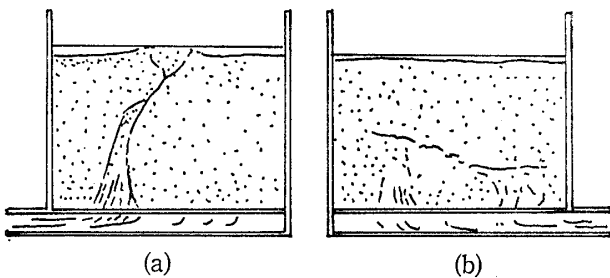


図-4.45 浸透水によるパイピング現象と基盤崩壊 (久保田, 他, 1966)

Fig. 4.45 Piping and failure of sand caused by seepage flow (Kubota, et al., 1966)

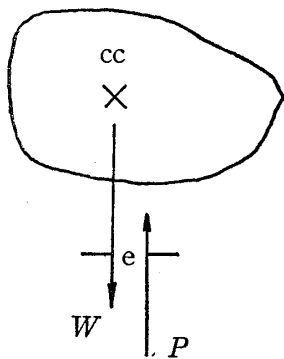


図-4.46 非対称粒子のころがり (久保田, 他, 1966)
Fig. 4.46 Rolling of asymmetrical soil grain (Kubota, et al., 1966)

抵抗の小さい部分を、集中して流れる。また、このように上向きの強い浸透水圧が働くと、図-4.45に示すような空気を含んだ裂け目ができることがある。このようにパイピング現象が起きるのは、大きい浸透水圧によって、土粒子や土の固まりがころがり、運動を起こして、もとの土の組織がくずれて粗になるからである。土粒子のころがり運動は、図-4.46に示すように、土粒子に働く浸透水圧Pと土粒子Wとが同一作用線上に作用しないで、回転モーメントを生じるためであり、組織が密でころがり運動を起こさないのは、土粒子間の摩擦力がこの回転モーメントより大きいためである。

土粒子の大きさと、それが押し流される限界流速は、適当な実験装置によって求めることができる。粒度分布の良い材料についてこの実験を行うことは、一般には困難であるが、粒度分布の悪い一様性の高い材料については、比較的容易である。筆者が行った実験の結果は、表-4.3 [久保田 (1955) の表-12に同じ] に示すようである。

【筆者註記】 3つの文献はいずれも実験で求めた限界流速値を掲げているが、実験の内容は充分明らかでない。すなわち、どのような現象が起こった時点をつ捉えたのか不明であり、実験容器の形状と試料厚さの関係、限界流速値の計算方法なども不明である。

#10(1957) Koslova [Talobre (1957) によって、かれの著書“La Mécanique des Roches”に引用されているが、出典の紹介はない。わが国では、林(1978)がTalobreから引用し、後に仲野等が「土質工学ハンドブック」に林から引用・加筆して記載している。]

(Talobre pp. 296~297) Koslova によれば、平均粒径Dの材料の中にある直径dの土粒子が浸透流速によって動き出すとき、

$$V > 2.6d^2 \left(1 + 1000 \frac{d^2}{D^2}\right) \text{mm/s}$$

である。たとえば、

$$d = 15\text{mm}, D = 0.75\text{mm}$$

とすると、

$$V = 2.4\text{mm/s}$$

となる。この式はフィルター基準の効果を表わしているとはいえない。これによれば、直径がdから5dの範囲でしか変化しない土の(分割した)中央部分は浸食されない。[文意が正確に読み取れない]

【筆者註記】 Talobre がどこから引用したか不明であ

る。実験内容として、どのような容器や測定方法を用い、どのような現象を認定して限界流速を求めたのか明らかでない。このため、他の実験者の結果とそのまま比較できない。

#11(1957) W. P. Creager, J. D. Justin and J. Hinds;
Engineering for Dams

(pp. 61~66) パイピングというのは、ダムの下を通り浸透する水の流速による地盤からの材料の動きをいうものと定義されよう。種々の粒径が上昇するに必要な流速を定義した式も提示されている。

しかしながら、フローネットの等ポテンシャル線で示す地盤中のどの位置においても浸透水圧が、それより上方の飽和した重量より大きくなるときに、パイピングが始まる。このような条件下では、土は過飽和状態でクイック状態となり、荷重を支えることができず、パイピングの現実が切迫していることになる。

……… [Lane の加重クリープの引用・解説をした後に] 2つの止水壁の下端同士の間隔が、それらの間の加重クリープ長の半分以下である場合は、それらの間の実際のクリープ線長の代わりに、それらの間の距離の2倍を用いるべきである。

[筆者註記] 構造物壁面に沿うクリープ線概念と止水壁下端間の土中を通る浸透距離の関係が、本質的な問題としてではなく、実用的な扱いとして提案されている。

また、パイピングの発生は動水勾配によって判断され、ここでは限界流速の概念は問題としていない。

#12(1958) 栗津清蔵; 洗掘機構についての基礎的研究
土木学会論文集第52号

[洗掘現象を、移動床表面の限界底流速による水平の掃流現象、砂粒に働く浸透力によるクイックサンド、パイピングなどの垂直の現象およびそれらが同時に起る場合、噴流などによる洗掘の3つに分けている。著者は従来のクリープ理論を批判して、これを補正する考えを提案している。]

(pp. 5~7) 堤体と基盤との接触面が浸透流によって洗掘される現象をパイピング現象と称している。

[Bligh や Lane の水平な底板の場合と、Terzaghi の鉛直な矢板の室内実験の場合とでは、接触面沿いの浸透長は同じであっても] 違った水頭差でパイピングが生じている。

[矢板根入れ長の2倍が底面長と等しく]、浸透層の土性、水頭差がおのおの同一であるならば、同一流線長を与える下流端の座標は相当の差があるから、浸透層下流

表面において、同一流線長を与える流線と接触面流線との間の平均流速がおのおの差があることが容易に知られる。

このように矢板ならびに堤体付近の流況が違うことが明確になった。したがって、パイピングの発生の現象的相違は、構造物付近の浸透流況の相違に起因するものであることが推定された。

浸透流況を考えの中に入れて、パイピング現象の発生する部分にある流管を考える。すなわち、その流管の一部は現象的にパイピングは接触面に沿って起こるから接触面に取り、流管の下流移動床面の平均流速が一定以上になるとパイピング現象が発生するものと推定され、一方パイピング現象前には Darcy の法則が適用できないが、適用できると仮定するならば、平均流速は動水勾配に比例するから、ある流管の平均動水勾配が一定値以上になるとパイピング現象が発生するものと推定される。

[筆者註記] ここではパイピング、クイックサンド現象およびクリープ線により評価する現象が区別されていない。鉛直矢板の下を回る流れと水平底板下を通る流れではパイピング発生時の水頭が異なるが、矢板および堤体付近の流況の相違に起因するとしている。

#13(1963) J. L. Sherard, R. J. Woodward et al. ;
Earth and Earth-Rock Dams
(Engineering Problems of
Design and Construction)

(pp. 115, 124) ……役立てようとするパイピング破壊の経験談は、ほとんどが古いダム、施工の良くない小さなダムのものである。さらに、破堤災害は、しばしば、パイピングが起こった場所の堤体も地盤も消し去ってしまうので、設計、施工記録に依ることになり、何もない場合には、破壊の原因・機構を再現してみるためには、目撃者の証言によらざるをえない。結論として、破壊の記録の信頼性というものに対しては、しばしば十分な読みが必要である。

パイピングの機構：………締固められた盛土や基礎地盤の自然の土を通して水が浸透するとき、土の微細な空隙を通り抜ける流れに抵抗する粘性抗力に打ち勝つため、圧力水頭は消散する。逆に言えば、浸透水は、ダムの内部や下を通る径路に土粒子を引き込もうとする浸食力を生じていることになる。浸食に対する抵抗力が、それらより小さいと土粒子は洗い去られ、パイピングが始まる。抵抗力というのは、粘着力、粒子の噛み合い、土粒子の重量、また、いくらかは、下流側のフィルター作用などによるものである。

盛土や基礎が完全に均質であれば、浸食力も均等に分布するであろう。しかし実際には、盛土も基礎地盤も均一な透水媒体ではなく流れも一様ではない。全体浸透は僅かであっても、浸透流量と流速の集中が起こるのは避けられず、流れの集中が現れてくるダムの下流部では土粒子に対する浸食力が最大になる。盛土や地盤の小さな部分が、どんなところであっても、浸食作用により分離すると、引き続きその浸透と浸食力の集中が強まる。

パイピングによる深刻な問題のほとんどは、ダムの堤体や基礎を通る集中的漏水の進行性後退浸食から起きている。浸食は浸透水の流出点で始まり、貯水池に向かって徐々に水みち(seepage channel)を拡大してゆき、ついには完全な破壊が起こるまで進む。

理論的には、パイピングは、ゾーンタイプダムの内部の浸透水がコアの細粒材から流出し、隣接する粗粒の透水性ゾーンに流入するところで始まり得る。実際には、土粒子の細粒土ゾーンから粗粒土ゾーン(砂あるいは砂礫)への移動によって引き起こされた破壊についての有効な文書記録は、これまでに存在していない。このタイプの内部パイピング破壊の記録としては、細粒土ゾーンが直接大径の碎石ゾーンに接している古いダム群のものがあるだけである(Schofield Damの記述を見よ)。

パイピングに至る漏水：後にパイピング破壊に至った漏水は、初めに見たときには、その規模はかなりいろいろであり、発達速度も幅広く、異なっている。いくつかのダムでは、漏水は最初の貯水の後に見られ、他のダムでは何年も漏水なしに運用した後に現れている。いくつかの場合には、初めは小さな浸み出しで現れ、肉眼には何年間も澄んだ流れに見え、やがて徐々に増大し、急速な破壊に至っている。また他のケースでは、大規模な泥水の漏水が、完全な破壊に僅か数日あるいは数時間先行して生じたものがある。

……パイピング破壊に至った漏水の原因にはいろいろのものがあつたであろう。おそらく堤体漏水に関して、おおよそ共通する原因は、不十分な施工管理であろう。すなわち、盛土の中の締固め不足や透水層の存在、コンクリート放水管や他の構造物との接触部の盛土の締固め不良、盛土と基礎地盤やアバット部との締固め不足などである。不同沈下によるクラックを通る堤体漏水も主要な原因である。

……ダムの下の自然地盤の土を通る漏水は、堤体漏水よりもさらに生じやすい。なぜならば、自然の土の方が盛土よりもきまぐれで密度も低いことが多いからである。ダムの下流の地盤に泉のように自由に噴出する浸透は潜在的に危険である。これは注意深く観察し、必要に

応じてフィルターで調節しなければならない*。

自然地盤表層が砂質で、上昇浸透水流が充分強く、砂粒子が運ばれるところでは、一般に、砂は地表に現れた湧水の回りに輪のように堆積する。観察もされず、気付かれずにいると、サンドボイル(噴砂)は、パイピングによる完全な破壊に至る。噴砂の規模と間隔は地盤材料と水圧によって変わる。個々の噴出は、調査ボーリングの位置に起こることが多い。あるダムでは、直径数フィートの独立した噴出を生じている。他の場所では、ダム下流の地盤一帯に直径僅か数インチの噴出が、2~3フィートの間隔で無数に発生している。文献464**には、大規模な地下浸透と噴出を生じたミシシッピ河堤防に沿う地盤間隙水圧の測定結果が要約してある。これらから、ボイルを生じる条件は、場所によりかなり異なるが、細粒の非粘着性の土では、上向き浸透流の動水勾配が0.5~0.8を越えると、どこでもボイルが発生することを示している。

〔筆者註記〕土の不均一性に起因する流れの集中により、進行性後退浸食を起こし、細粒の非粘着性の土では、0.5~0.8の動水勾配で、どこでもボイルが発生すると、野外での観察から現象を区別している。

#14(1955) 中島保治；干拓堤防のパイピングについて 土と基礎 vol. 13, no. 2

(pp. 83) パイピングについては従来二つの型に分類されている。すなわち、Subsurface erosion (地下浸食)とHeave (ふくれ上がり)である。しかし、干拓堤防の内部浸透によって起こるパイピングは、この二つの型のいずれにも属さない。そこで、著者はこのようなパ

* パイピングに追記すれば、地下浸透流は、時には、下流のり尻近くの地盤の間隙水圧が高くなるために、下流斜面のせん断すべりに対する安定性を低下させることがある。いくつかの大きなダムで、下流のり尻で予期しない高い水圧が間隙水圧計で観測されたので、最大貯水量を制限したのは当を得た策であった。

また、地盤表層が比較的難透水性であって、間隙水圧が上載荷重を上回る場合は、理論的に表層が持ち上がることがありうる。著者は、下流地盤が広範囲に持ち上がるほど水圧が高くなったことが知られている実際の例については知らない。

**W. J. Turnbull, and C. I. Mansur; Investigation of Underseepage—Mississippi River Levees,” Transactions, American Society of Civil Engineers, vol. 126(1961), part I, p. 1486.

イピングを, Internal erosion (内部浸食)の型としてこれに加え, 干拓堤防の腹付け盛土に起こるパイピングに関して実物について実験を行った。

パイピングによる破壊は, 土木工学上最も重要な事象の一つに数えられており, これが生ずる条件とその危険を予防する特別な注意が19世紀以来行われてきている。すなわち, ……多くの学者によって室内実験や実物実験が研究されてきたが, 實際上応用しうる実用式は確立されておらず, 土質工学上非常に立ち遅れているのが現状である。

現段階においては, Subsurface erosion に対するブライレーンの実際に実物で行った実験係数を使用した実用式が代表的なものとしてされているにすぎない。

ひるがえってわが国においては, この種の研究に関係あるものを求めると, 1954年沢田氏が「浸透水の流動に関する研究」において粘土質について, 土質の種類および同一土質においても, 締固めの程度によって限界傾度の異なることを示し, 土粒子間の摩擦力および粘着力を無視して誘導させられたテルツェギの理論式は, 実際は砂土の浸出面についてのみ適用可能であることを述べている。……また, 田町氏は, 高田, 田中, 渡辺各氏との共同研究「干拓堤防の保全と漏水について」において, 干拓堤防の漏水現象を, (i)浸透漏水, (ii)貫孔漏水, (iii)間隙漏水, (iv)空洞現象に四分類し, (ii)貫孔漏水の項においても, もし空隙が細小であれば, ポイセリー (Poiseuille) の法則が適用され, 厳密に言えば, ハーゼン(Hagen)が指摘しているように, 運動のエネルギーを与えるための活力の補正項としても, v_2 (速度の2乗) に比例する項目を付加する必要があるかも知れないと予言している。さらに空隙が大きくなれば, 通常の管路としての公式適

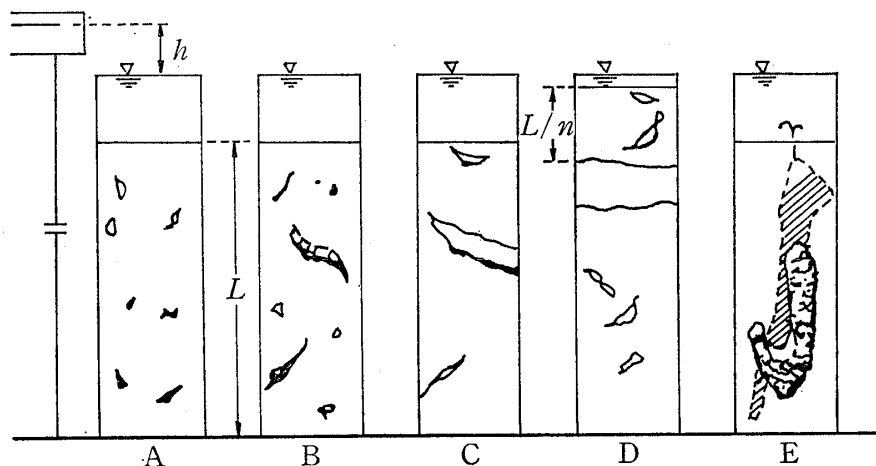
用されるとも述べている。また, 赤井氏は, 盛土材料の内材部摩擦角と浸出面付近の斜面傾度を考慮に入れた実用式を発表している。

(pp. 84~85) 砂を詰めた円錐形ガラス容器に定水頭で浸透流を起こし, コックから空気をソウ入すると, 容器底部の気泡は, 浸透流より早い速度で水面上に脱出する。

図一3のA, B, C, D, Eは, 水が空気との混合状態で浸透する時の間ゲキの発達過程を示す。D図においては, 間ゲキが横に大きく生じ, この間に間ゲキ圧層を生じて砂を上下に分離した形を示す。E図は, 間ゲキが逐次発達した大間ゲキ内では, 土粒子が単独に浸透圧の影響により回転運動を起こし, このような間ゲキがつながって, パイピングを起こす状態を示す。また, 表層は気泡の脱出過程においてボイルを起こし, クイックサンドの状態を呈する。

……… [砂を詰めた水平および垂直のパイプに同一の動水傾度を与えるサージレリアブスキー (Serge Lelievsky) の実験と同様の結論を得た。]

- (i) 垂直パイプは水平パイプよりも砂を吹き出すのにより高い速度を一般に必要とした。
- (ii) 垂直パイプでは, 係数Cの限界値は, 安全であると仮定されたブライのものよりはるかに小さかった。
- (iii) 水平パイプの実験結果では, Cの値は近似的な結論といえども得ることはできなかった。
- (iv) Cの値は浸透の破壊作用に抵抗する土の性質が唯一の要素ではないと疑うようになった。水平パイプに関する実験結果の差を調べてみると, 土の性質によるだけでなく, 主として実験器具および方法によ



図一3 水が空気との混合状態で浸透する時の間隙の発達過程 (中島, 1965)

Fig. 3 Crack(space) progression when water and air filtrates in mixture (Nakajima, 1965)

って異なることを知った。

〔筆者註記〕 著者は、パイピングの中に3つの型があるといいいながら、続く討論の中で、網干氏の問題に答えて、ポイリングとは浸出面のふくれ上りを、ヒーブとは透水層の上に粘土層がある場合などの全体的ふくれ上りをいい、ここでパイピングと称して扱っているのは、正確には、Internal erosion (内部浸食) であるといっている。しかし、干拓堤防のパイピングが、流出口から後退発達するいわゆる地下浸食でないこと、なぜ違うものであるのかということについての説明がない。また、干拓堤防のどのような土質の構造部分に生じるのかという機構モデルとしての説明がない。

限界動水傾度を求める実験、パイピング現象を観察する実験を行っているが、実験装置、容器の寸法などの記載がない。

#15(1965) D. Zaslavsky and G. Kassiff;
Theoretical Formulation of Piping
Mechanism in Cohesive Soils
Geotechnique, Vol. 15

(pp. 305~316) 梗概

粘性土のパイピング機構に対する1つの理論がある。この理論は非粘性土にも適用できる。ここでは土粒子に働く種々の力すなわち水流による掃引力(drag force)、水中重量および土の引っ張り強度が考慮されている。この理論は、粘性土にパイピングが生ずるためには、大きな抵抗が働くことを示す。

粘性土におけるパイピングに対する安全率は、洗出される粒子集合体の径に逆比例することがわかった。

この集合の粒径の予測は、理論の展開によって可能である。ここに実験結果も示し、理論と比較してある。

序論

一般には、粘性のない土におけるパイピング現象を支配する法則は、粘性土には適用できないとの認識がある。パイピングに対する基礎的理論においても経験則においても、粘着力による土粒子分離に対する抵抗を考慮していない。そのために、粘性土のパイピング機構を支配する要素を考慮する理論式が欠けている。

堤防、堰、運河などのいろいろな構造物は、粘性土中に作られ、水流にさらされているので、浸透防止のきびしい問題やパイピングの危険にさらされている。

この問題は、粘性土に対して、適当なフィルター材料の選定との関係において特に重要である(Zweck and Davidenkoff, 1957)。すなわち、パイピングによる細粒子の洗い出しの危険は、フィルターを目詰まりさせ、

水圧上昇を引き起こす(Aisenstein, 他, 1961)。

しかしながら、技術文献において、この件についての理論的扱いは極めて稀である。これは間接的であるが、Davidenkoff が1955年に、アースダムの不透水性コアに接するフィルターの組成との関係で研究している。

かれの重要な貢献としては、試料全厚の平均動水勾配と土と接するフィルター材料の粒径に粘着力を関係付けて、粘性土のパイピングに対する安全率の近似式を導いたことである。しかし、かれは流出口の動水勾配と粘着力についてあまりに簡略化したモデルを用いており、かれの浸透実験の中では、実際の破壊条件による理論の確認は行わなかった。

本項の目的は、粘性土のパイピングによる破壊の機構を説明する関係諸要素を考慮した量的評価法を紹介することである。この理論は非粘性土にも応用できる。

膨張性の高い粘土のパイピング実験結果でも、この理論を背景としている。フィルター設計に関係する実用的考察は、別のところで提示されている(Kassiff, 他, 1965)。

理論的考察

(a) 基本モデルと機構；基本モデルは水流にさらされ、別の材料の上の細粒の粘性土層からなる。その別の材料を通して、細粒土粒子は2つの材料の接触面から流出することがある。支持している材料は粘性土よりずっと粗粒で、そのためずっと透水性が大きい。ここでは、粘性土の表面の土の一部(要素)の安全性を考えている。それは1個の粒子のこともあれば、粒子の集合体のこともある。この集合体の大きさは、細部の応力条件で大きく左右される。この部分に作用する力は次のようである。

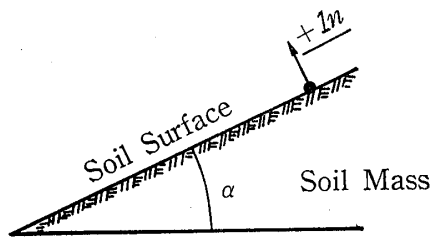
F_g : 土粒子の有効重量から生ずる重力

F_d : 動水勾配により粒子に働く浸透あるいは掃引力

F_c : 粘着力による合力

3つの力の合力が表面に垂直で、粘性土層から外に向かう分力を持つならば、土の1要素部分は土の表面から離脱するであろう。動かす力は F_g と F_d であり、ベクトルとして合計される。安定状態においては、抵抗力 F_c は、動かそうとする力のベクトルの合計と大きさが等しく、向きが逆である。動かす力がそれまでの粘着力の最大値を上回ると、土の要素部分は表面から離れ、パイピングと呼ばれている過程が始まる。そして、パイピングに対する安全率 F_s は、次のように表すことができる。

$$F_s = \frac{F_c}{F_g + F_d} \quad (1)$$



図一1 土の表面に働く諸力の解析に用いる方式
(Zaslavsky, 他, 1965)

Fig.1 The system used for analysis of forces acting on the soil surface
(Zaslavsky, et al., 1965)

(b) 重力の算定；土の表面に垂直方向の重力の分力 F_g は、土の水中重量から次のように求められる。

$$F_g = -V(G-1)(1-n)\gamma_w \cos\alpha \quad (2)$$

ここで、 V ：調べている土要素あるいは集合体の体積

G ：固体の比重

n ：空隙率

γ_w ：水の単位体積重量

α ：土の表面と水平面のなす角度で、土の表面を上にして反時計回りに計る (図一1)

負号は力が下向きに働き、安定させる影響をもつことを示している。 F_g の正の値は、垂直力が粘性土に向かっていることを意味している。

(c) 掃引力 F_d の評価；水の動力勾配と比流束は、巨視的にのみ測定することができ、また定義することができる。すなわち、非常に多数の土粒子について平均化されるのである (Zaslavsky, 1964)。しかしながら、今の問題に関して言えば、1個の粒子あるいは数個の粒子からなる1つの集合に対して働く掃引力を評価する必要がある。個別の粒子に働く掃引力は、巨視的に働いている掃引力に比例しているが、形状係数 a_1 で補正されると仮

定できるであろう。

ここで、土の表面に垂直な掃引力の分力 F は次のように表されるであろう。

$$Fd = -a_1 V \gamma_w \text{grad}\phi \cdot 1n = -a_1 V \gamma_w j \quad (3)$$

ここで、 ϕ ：水頭

j ：動水勾配の $1n$ に平行な分力

V ：(2)式の粒子の体積

$1n$ ：土の表面に垂直な外向きの単位ベクトル
等方質の土について、Darcy 則と結びつけると、式(3)は次のようになる。

$$Fd = \frac{a_1 V \gamma_w q}{K} \cdot 1n \quad (4)$$

ここで、 q ：土を通る比流束

K ：土の流出部分における透水係数

このケースは、2種の材料の界面における比流束の方向が、土や表面に垂直になる箇所について、特に調べたものである。

(d) 抵抗力の評価；抵抗力 F_c は単位面積あたりの引張り応力の合力であり、動かす $F_g + F_d$ の反対方向に働く (図一2)。動かす方に平行方向および反対方向の抵抗力の分力は、次のように表される。

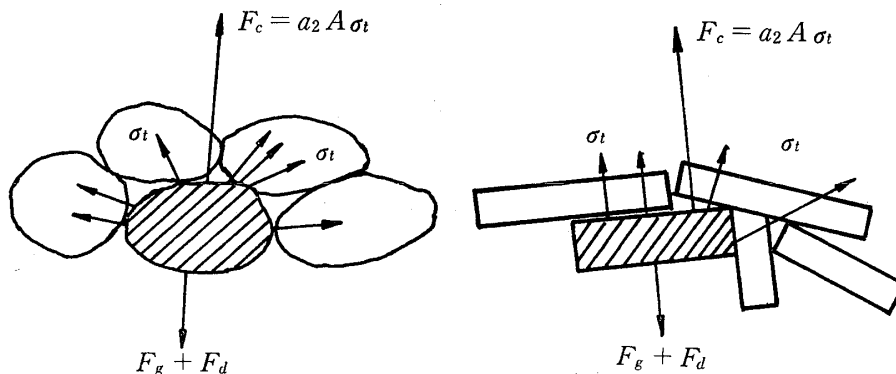
$$F_c = a_2 A \sigma_t \quad (5)$$

ここで、 a_2 ：幾何学係数

A ：掃引力の方向に垂直な平面に投影される粒子の面積

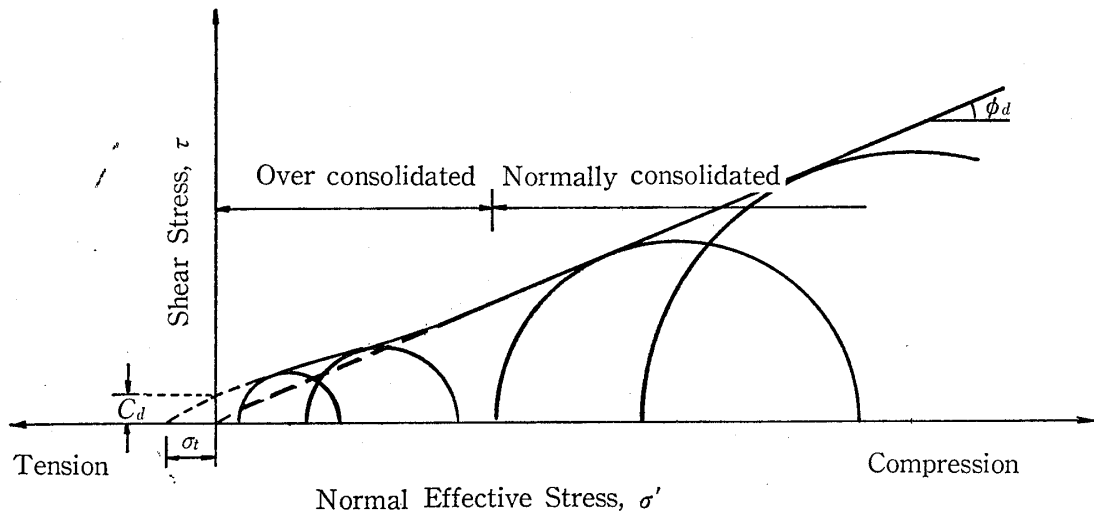
σ_t ：土の引張り強度

今日の知識段階では、引張り強度 σ_t の測定法も厳密な性質もわかっていない。しかし、おそらく、粘性土の引張り強度はその粘着力と関係があるだろう。図一3に



図一2 引張り強度で結合している粒子 (Zaslavsky, 他, 1965)

Fig. 2 Particles held together by tensile strength (Zaslavsky, et al., 1965)



図一三 正規圧密および過圧密粘土の排水試験のモール図解 (Zaslavsky, 他, 1965)

Fig. 3 Schematic Mohr diagram for drained test on normally and overconsolidated clay (Zaslavsky, et al., 1965)

は、飽和粘性土の排水試験に関する有効圧に基づくモール図が模式的に示してある。先行圧密を受けた土については、モールの包絡線をτ軸まで延ばし、その切片を“粘着力” C_d と読むのが慣例となっている。

同様に、包絡線を垂直応力軸上まで外挿して、その切片を“引張り強度” σ_t と呼ぶこともできるであろう (Haefeli, 1953; Schaerer 他, 1953; Turnbull, 1953)。ここで最大引張り強度は、粘着力より大きいのか、同じ程度の大きさであるといえるであろう。漏水のある貯水池のブランケットに使用されている締固められた粘土が、水流にさらされ、低い土被り圧の下で膨張しているとき、先行圧密粘土と同じような挙動をし、パイピングに対する高い抵抗を示す (Aisenstein 他, 1961)。

しかし、軟弱な正規圧密粘土は、ずっと小さい抵抗を示す。堆積したばかりのスラリーや軟かい湖底粘土の表層は粘着力が低く、粘着力のない土のように、動水勾配がおよそ1程度でも簡単にパイピングを生じる (Aisenstein, 他, 1964)。

(e) 安全率の定式化; 式(2), (3)および(5)に示す力を式(1)に導入し、動水勾配が土の表面に垂直であると仮定するならば、パイピングに対する安全率は、次のように表される。

$$F_s = \frac{A}{V} \cdot \frac{a_2 \sigma_t}{-\gamma_w [(G-1)(1-n)\cos\alpha + a_1 j]} \quad (6)$$

球状粒子の比投影面積は

$$A/V = a_3/\bar{d} \quad (7)$$

ここで、 a_3 は形状(寸法)係数(幾何学的形状を定義した井戸については1~2近い値をとる)である。球状粒子では $a_3=1.5$ 、立方体粒子では $a_3=1$ である。土の表面に平行な板状粒子では \bar{d} は単純にその厚さ、 $a_3=1$ である。組合わせた係数 $a=a_2=a_3$ を導入し、式(6)を書き直すと、次の式が得られる。

$$F_s = \frac{a\sigma_t}{\bar{d}\gamma_w [a_1 j - (G-1)(1-n)\cos\alpha]} \quad (8)$$

ここで、 j は比流束 q の方向に働き、土から外に向くとき(土の表面に垂直と考える)符号は正である。

式(8)から、次の結論が導かれる。

1 安全率は粒子の平均粒径 \bar{d} に反比例する。

この前提と粘着力の差異のため、1箇所ずつ独立した粒子は、多数の粒子からなる集合体全体よりも掃引力に対する抵抗力が大きい。このことは、粘性土のパイピング実験の途中で、個別の粒子よりもむしろ、目に見える集合体が分離するという意義ある実験観測を説明するものである。

2 粘着力のない土では、式(8)は破壊($F_s=1.0$)において次の関係になる。

$$(G-1)(1-n)\cos\alpha = a_1 j \quad (9)$$

この式は、この種の土のパイピングに関しては、一般的な a_1 を残した表現である。実験的な証拠から、砂では a_1 はおよそ1であるといえる。粘性土についても、 $a_1=1$ と仮定することは妥当であるといえたそうである。

3 水流が土の外に向かう場合($j > 0$), 分母と F_s は正か負のいずれかになる。次のような場合は常に不安定である。

$$0 < F_s < 1 \tag{10}$$

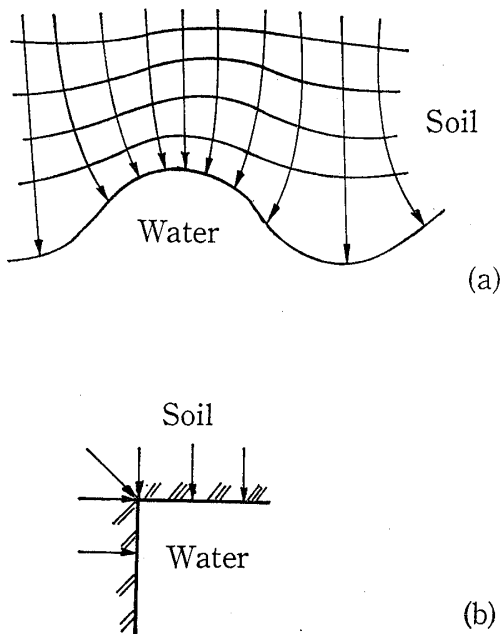
土の表面が $90^\circ < \alpha < 270^\circ$ のとき, $\cos \alpha$ は負であり, 式(8)の分母の第2項は正である。もしも, このケースで j も正, すなわち流れが土の外に向かっているとすれば, 分母は正の最大値をとる。これは実際に最も危険なケースである。

過圧密粘土の場合, (σ_t) は水中単位重量に比べて大変大きい。したがって, 式(8)に近似的につぎのようになる。

$$F_s = \frac{a}{a_1} \cdot \frac{\sigma_t}{\bar{d}r_w j} = \frac{b}{\bar{d}r_w j} \sigma_t \tag{11}$$

ここで, $b = a/a_1$ である。

(f) 考えられる破壊の機構と形; 式(11)の j を評価することができるのは, 破壊の幾何学的形が分かっているときだけである。以下の議論は, 実験的に観察された粘土のパイピング機構の説明である。最終的形は確認が得られているが, 初期の発展経過の研究はさらに必要である。

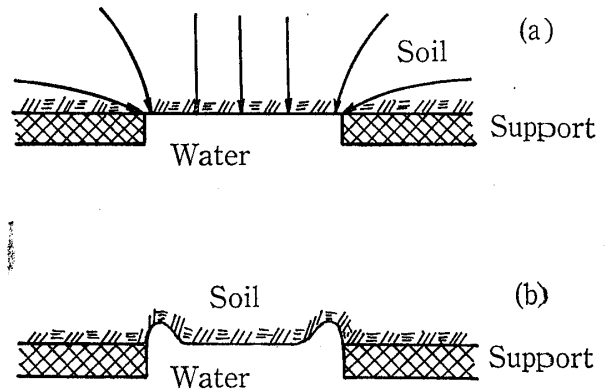


図一4 (a)曲面を通る流れ, 凹面の頂点で動水勾配が最大のゾーンがある; (b)角を通る流れ (Zaslavsky, 他, 1965)

Fig.4 (a) Flow through curved surface. Note the zone of maximum gradient at the apex of the concaved surface; (b) Flow through a corner (Zaslavsky, et al., 1965)

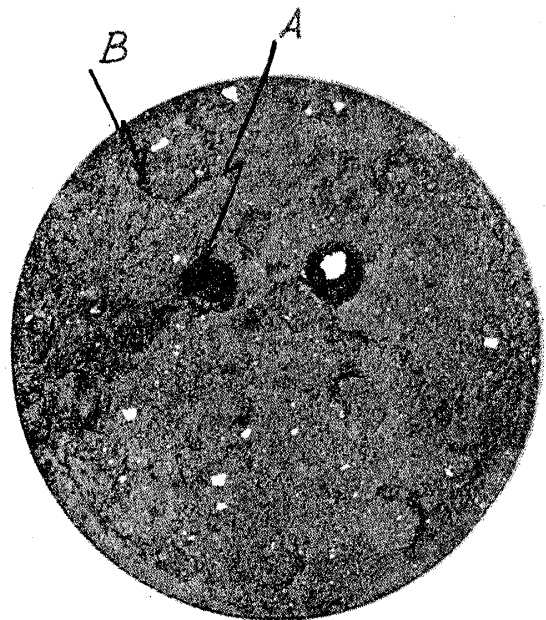
土の表面がカーブしているときは, 土がよりへこみになっている方に, 相対的により高い動水勾配が発達する(図一4(a))。このように急カーブする表面や鋭角部では, 最初に不安定な水理的条件になる(図一4(b))。

この報文における解析では, 丸い穴の開いた板からな



図一5 (a)円孔の開いた板にのっている粘土を通る流れ (b)穴の周囲に沿ってできるへこみ (Zaslavsky, 他, 1965)

Fig. 5 (a) Flow through a soil supported by a plate with a circular hole; (b) Cavities formed around the perimeter of the holes (Zaslavsky, et al., 1965)



図一5 (c)高塑性粘土のパイピングによる完全な壊れの写真, 最初は穴(B)の, 次にドーム状の空洞(A)のへりに沿って粒子の塊が分離していく傾向が見られる (Zaslavsky, 他, 1965)

Fig.5 (c) A photo showing a complete failure by piping of a fat clay. Note the tendency of aggregates to be separated first around the edges of the holes(B) and the dome-like shape of a cavitation(A) (Zaslavsky, et al., 1965)

る支持材料と独立した穴の近傍の土について検討する(図-5(a))。一般的なケースというわけではないが、実験的に解くことができる1つのケースを代表するものである。

前述の点を考慮するなら、穴の縁では無限に大きな動水勾配が生ずるといえる。パイピング(現象)は、このように穴の周りで、このゾーンに空洞を伴いながら始まる(図-5(b))。穴の上方の動水勾配は一様化しようとし、また、穴の中央の土は支えを失うので、空洞はドーム上を呈しながら中心に向かって発達する。

この観察については、Davidenkoff(1955)の実験結果が支持しており、また、本研究においても見出されている(図-5(c))。

空洞の最終的な形状は、動水勾配が全表面上で均等に分布するような半球形になろうとする。この最終段階で、なお、掃引力が抵抗力より大きい場合は、パイピング作用は半球の頂点付近でさらに空洞化を引き起こす。そして、土の表面の曲率が増すと、それは交互に水理的不安定をさらに増加させる。実際の完全な土層の破壊は、穴のサイズに基づく先細りの穴の形になる(図5(c))。

(g) 限界動水勾配と流束;破壊前の限界状態では、支持板の穴の上方に半球状の形を呈していると仮定できる。板のn個の穴からの合計流量を Q_t とすると、半径

rの穴の出口の動水勾配は次のようになる。

$$j = \frac{\partial \phi}{\partial r} = -\frac{Q_t}{n} \cdot \frac{1}{2\pi r^2 K} = -\frac{Q}{2\pi r^2 K} \quad (12)$$

ここで、 $Q=Q_t/n$ は1つの穴を通る流量で、Kは考えている出口ポイント付近の土の透水係数である。

半球の頂点での掃引力は全表面に対して垂直であり、式(12)を式(1)に導くことにより、次のように表すことができる。

$$F_d = Q \frac{a_1 \gamma_w V}{2\pi r^2 K} \quad (13)$$

穴の近くの透水係数Kとjは、土層全体の巨視的・平均的値に比べて大きい場合も小さい場合もあり、多種多様であることに注意すべきである。水理定数の差異は、幾何学的境界条件によることもあるし、膨張、圧密、一様でない締め固めからくる土自体の不均一性によることもある。これは、運河や貯水池において、荷重の加えられていない張り付けられている粘土では、極く普通のことである。

円形の穴のある板で支えられている締め固められた粘土や過圧密粘土では、jは式(12)において、式(12)のように $Q/2\pi Kr^2$ で置き換えられ、安全率は次のようになる。

表-1* パイピング破壊直前のパラメーターの状態での浸透測定結果の要約 (Zaslavsky, 他, 1965)

Table 1* Summary of measurements in the parameters close to failure by piping (Zaslavsky, et al., 1965)

試験番号	孔の直径 D	D ²	孔の数 n	破壊前に測定された全流量	限界流量 $Q_{cr} = Q_t/n$	平均限界動水勾配 (測定値)	限界動水勾配 j (計算値)
	cm	cm ²		cm ³ /sec	cm ³ /sec		
(a) 押さえ荷重 = 0.0 kg/cm ² K = 10⁻⁶ cm/sec							
1	0.2	0.04	259	無破壊	約	100	—
2	0.5	0.25	100	1.03 × 10 ⁻²	0.103 × 10 ⁻³	60	262
3	1.5	2.25	14	1.30 × 10 ⁻²	0.930 × 10 ⁻³	20	222
4	3.0	9.00	4	1.42 × 10 ⁻²	3.56 × 10 ⁻³	10	252
(b) 押さえ荷重 = 0.1 kg/cm ² K = 5 × 10⁻⁷ cm/sec							
5	0.2	0.04	250	無破壊	約	1000	—
6	0.5	0.25	100	3.0 × 10 ⁻²	0.30 × 10 ⁻³	935	1530
7	1.5	2.25	14	3.3 × 10 ⁻²	2.36 × 10 ⁻³	686	1340
8	3.0	9.00	4	4.1 × 10 ⁻²	10.25 × 10 ⁻³	555	1456

*Kassiff et al., 1965による

$$F_s = \frac{b\sigma_t}{\bar{d}\gamma_w(Q/2\pi Kr^2)} \quad (14)$$

破壊条件として、 $F_s=1.0$ とするとき、流束は臨界（限界）と呼ばれ、 $Q_{cr}=Q_t/n$ となる。 $D=2r$ と定義すれば、式(14)は次のようになる。

$$Q_{cr} = \frac{\pi b\sigma_t}{2\bar{d}\gamma_w} \cdot KD^2 = UKD^2 \quad (15)$$

ここで、 U は土と液体の性質の関数であって、次のように与えられる。

$$U = \frac{\pi b\sigma_t}{2\bar{d}\gamma_w} \quad (16)$$

実験結果

実験装置および実験手順の詳細は別に報告されている (Kassiff, Zaslavsky, and Zeitlen, 1965)。表-1 は、締め固めた高塑性粘土（液性限界=75%、塑性指数=50、収縮限界=9）に関するパイピング実験結果を示す。粘土は一定サイズの穴の開いた板に載せられている。それぞれの板は異なる径の穴が開いている。粘土は、流動してしまう前は、押さえ荷重が 0kg/cm^2 および 0.1kg/cm^2 のもとで膨張できるようにしてある。

図6は、飽和後自由膨張と呼ばれている載荷のない透水試験機中で起こると同じ条件における、間隙水圧測定を含む粘土の三軸せん断試験の結果を表す。

粘土は最初ゴムスリーブの中で、拘束なしで飽和させ、それから種々の圧力のもとで圧密し、次いでせん断した。パイピングによってできた穴の近くの粘土層につ

いての室内ペーン強度試験で、 $0.05\sim 0.08\text{kg/cm}^2$ の範囲のせん断強度が得られた。図-6に見られるように、引張り強度は、およそ 0.12kg/cm^2 である。 0.1kg/cm^2 の押さえでの粘土の同様な試験では、 0.93kg/cm^2 の引張り強度を示した。

理論と実験結果の比較

本実験の結果は、式(15)に過圧密粘土について定式化している理論と比較された。図-7は、破壊近くで測った穴の直径の二乗に対してプロットされた限界流量を Q_{cr} 示すダイアグラムで、原点を通り直線に近似した線にのっている。これは同じ土について同じ条件で実験すれば、

$$j_{cr} \sim \frac{Q_{cr}}{D^2} = UK = C = \text{const.} \quad (17)$$

ことを示している。

理論から求められた限界水動勾配は、同一試料については底盤の穴の径が異なるにもかかわらず、一定であることを意味している。したがって、 U は無次元数で次のように表される。

$$U = C/K \quad (18)$$

この K は破壊間近の穴の近くでの土の透水係数である。

これに関連して注意すべきことは、膨張粘土では、深さにより、押さえ荷重の違いにより、脚張りに変化が可能なため、 K が層の厚さ全体にわたって、表面での最大値から、層底面での最小値まで相当変化することである。 K の慣例的な測定値は平均値であって、本理論には適用できない。

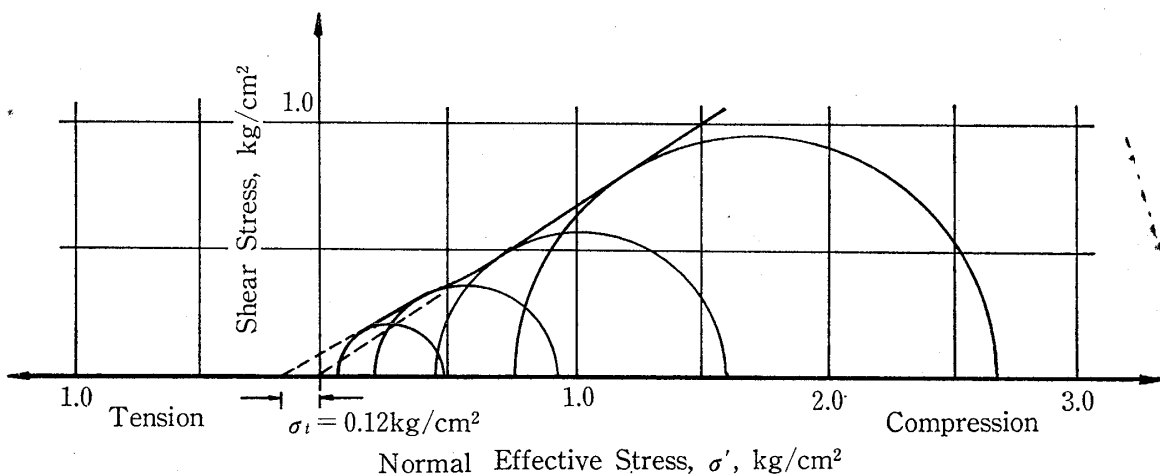
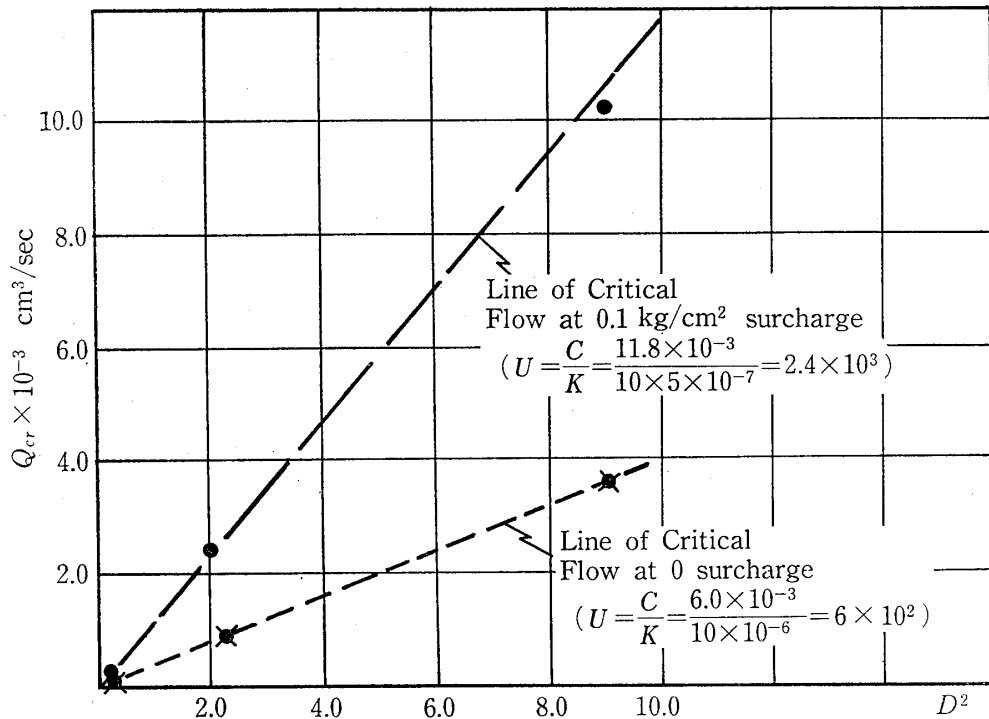


図-6 押さえ荷重なしで膨張を許した粘土のモール図 (Zaslavsky, 他, 1965)

Fig. 6 A Mohr diagram for the clay allowed to swell under zero surcharge (Zaslavsky, et al., 1965)



図一七 穴の径の二乗 D^2 に対するパイピング直前の限界流量 Q_{cr} (Zaslavsky, 他, 1965)
 Fig. 7 Critical flow, Q_{cr} , close to failure by piping vs. square of sizes of holes, D^2 (Zaslavsky, et al., 1965)

表一 式16による定数 b (無次元数) が取り得る値の計算 (Zaslavsky, 他, 1965)
 Table 2 Calculation of possible values of the coefficient b (dimensionless) from eq. (16) (Zaslavsky, et al., 1965)

押さえ荷重	観測値 $\frac{d}{d}$	推定値 σ_t	K	U	$(\frac{b}{a_1 \approx 1})$
kg/cm ²	cm	g/cm ²	cm/sec	—	—
0.0	0.20	120	10^{-6}	4×10^2	0.4
0.1	0.50	930	5×10^{-7}	2.4×10^3	0.7

式(1)の係数 b の大きさの評価は表一に掲げてある。評価は穴から流れ出されてくる粒子集合のサイズの観察に基づいている。流れ出される粒子集合は目で見えるので、押さえ荷重のない場合に対して0.20cm, 0.1kg/cm²の押さえ荷重に対して0.5cmのオーダーと見積もることができた。破壊箇所の近くの試料を切り出して透水性の試験を行ない、両方の押さえ荷重に対し表一の結果を得た。

これらの試料の b の値は0.4~0.7の範囲にある。この範囲は、球体における $a=1.5$ あるいは立方体における $a=1$ の、いずれも $a_1=1$ である形状係数に比べると、妥当であると考えられる。

結論

追加実験の結果は、提唱理論の妥当性を証明しなければならない。しかしながら、有効な実験結果に基づいて、次のような観点から、粘性土のパイピング理論の一般的表現としての定式化を検討することができた。

(a)与えられたモデルの限界動水勾配の値を決定する提示の方法は、視覚的に証明されている。また、限界動水勾配は支持板の穴のサイズには無関係で、おそらく、土の性質のみに依存していることが計算からも示されている。これはもちろん、洗い出される自然の粒子集合体より穴のほうが大きければ、そのように言えるのである。

(b)土の表面積に比例する引張り抵抗の概念を導入し、

土によっては、パイピングに対する抵抗力が高いことの説明した。

(c)実験の結果は、安全率の表現法についてのさまざまな理論的提案が、妥当であったことを示している。

〔筆者註記〕パイピング発生に対する安全率を、土の単一粒子あるいは粒子集合体に対する「重力作用」、流れによる「浸透力あるいは掃引力」および粘着力などの「土の抵抗力」のバランスとして表している。

引張り強度を0、砂についての形状係数を1とし、さらに、土の表面が水平で、流れの方向がこれに垂直であるとすれば、一般的な限界動水勾配の式になる。

理論計算による限界動水勾配は、穴の径にかかわらず、ほぼ一定値で、押さえ荷重に依存しているが、実験値では、穴の径に対する依存性も認められ、また、計算値との差もやや大きい。

図-5の「水」としている部分は、論文中の基本モデルおよび Kassiff 他 (1965) のフィルターの実験では、「粗粒の土(碎石)」であり、これが試料の粘土と接しているので、粘土塊の変位を拘束している。一方、多円孔板の実験では、粘土全体としては下流側で拘束を受けるが、着目する孔部分では、アーチ作用のみで土塊としての破壊に対抗している。

このことが、表-1の計算値と実験値の傾向の違いとなつていて考えられる。また、実験では孔のみから流出を許しているが、「局所的な動水勾配」は孔近傍の微細条件や土の不均一性に依存しやすく、流れの集中による粒子レベルの破壊発端条件を平均動水勾配で測るとすると、過小の値を示すことになる。

土塊あるいは土の構造の破壊を伴わず、土粒子のみが動き抜け出すことをパイピング発生と呼ぶならば、1つの粒子が抜け出したときに、試料の均一条件は失われたことになる。

粒子の動きを問題にするパイピング発生条件は、極めて局所的な動水勾配あるいは限界流速として捉えるべきではないか。

さらに、Kassiff, 他 (1965) の論文でも、2週間～8ヶ月の時間経過の後、“パイピングが生じていた”，あるいは“粘土粒子は洗い出されていない”という表現だけで、観察された試料の破壊の状態や機構が記述されていない。

厚さ2.5cmあるいは3.0cmの粘土試料に10～1500もの動水勾配をかけて、水を強制浸透させるということは、今日ハイドロリックフラクチュアリングと呼ぶ破壊機構との関係も吟味する必要があるのではないか。

#16(1966) 岩垣雄一, 松尾新一郎;

土質工学ハンドブック (第12章浸食)

(pp. 319～320) 地下浸食の分類; 地下浸食の概念を地下における土粒子の移動, 損失ということに限れば, 破壊の仕方によって, 次の2つの場合に分けることができる。その1つは浸透水圧によって下流側の地盤が持ち上がって破壊するものと, 他の1つは, 地中の弱点に沿って水が集中的に流れ, 洗掘作用を起し, ついに構造物の下にトンネル状のパイプを形成するようになるものである。この両者は, いずれも広義のパイピングに入るものであるが, 破壊の仕方がやや異なる。

……地下浸食の根本的原因; (a)揚圧力によるクイックサンド現象——地下浸食の初期の段階は局所的な土砂の移動に始まると考えられる。その移動が起こる機構を説明すると, $[h/L > (G-1)/(1+e)]$ の時, h/L は動水勾配であり, 両辺が等しい h/L は限界動水勾配である。 h/L が限界動水勾配を上回る, クイックサンド現象が生ずるとしている。これは試料全体についての水圧との関係であるが, 土粒子個々の動きは次のように考える。]水頭 h は, 長さ L の粒子間隙を水が通過するために使用される。この力は摩擦のため消費され, この場合上向きに作用して, 間隙の壁である土粒子を上方に引っ張る作用をする。そこで水で飽和したり土粒子の有効重量は $[(G-1)/(1+e)]\gamma_w \cdot L \cdot A$ となり, 消費される水頭は h だから, 上向きの力 $h \cdot \gamma_w \cdot A$ が消費される。したがって, この場合の土粒子が浮上する条件は,

$$h \cdot \gamma_w \cdot A = \frac{G-1}{1+e} \gamma_w \cdot L \cdot A \quad (12-18)$$

$$i \cdot \gamma_w = \frac{G-1}{1+e} \gamma_w \quad (12-19)$$

ここで, h : 水頭損失

γ_w : 水の単位体積重量

A : 試料の断面積

G : 土粒子の比重

e : 間隙比

L : 浸透路長

である。均質な流れのもとでは $h \cdot \gamma_w \cdot A$ は体積 LA 中に均等に分布しているもので, 単位体積については $h \cdot \gamma_w \cdot A/LA = i \cdot \gamma_w$ に等しい。これを浸透圧と呼んでいる。

(b)パイピング現象; [前項]で述べたような条件でクイックサンド現象が起こると, 土粒子が吹き出し, 噴泥などの現象をひき起こす。そこで, ダムの基礎, 矢板による囲ゼキの下部などにおいて, これらの現象が起これば, 下流ノリ尻近くに泉ができ, そこから内部に土が洗

掘されてパイプ状の穴があいていくと、その穴に沿って流れが激しくなり、通路を浸食して、ますます孔を大きくしていく。これをパイピング作用と呼んでいる。そして、このパイプが上流側まで達すると構造物は破壊される。また、下流側の土が急に持ち上がってくる。これは、下流ノリ尻の下を流れる水の浸透圧が、土の有効重量より大となった場合に生じる現象で、破壊が土塊としての単位で生ずる場合である。前者のいわゆるパイピングは、個々の土粒子が移動する場合であるが、いずれも広義のパイピングにほかならない。

〔筆者註記〕 この後、各種構造物における地下浸食とその対策として、矢板における Terzaghi のボーリング（ポンピングあるいはパイピングといっているが）の検討法、ダム基礎のクリープ比、限界流速の考えを紹介している。いわゆるパイピングと広義のパイピングといった表現をしている。

17(1); 6) 高瀬国雄；土質工学ハンドブック

(第29章 フィルダム)

(pp. 984) フィルター；(a)必要性………粒度の非常に異なる二つの材料を相隣らせておいた場合、ここに水が流れれば必ず細かいほうの粒子が、粗いほうの粒子の中へ流亡してパイピング現象を起こす。その両者の境界に、一定の粒度条件を満足するような材料をおくと、水だけが透過されて、パイピングを防ぐ事ができる。

(b)フィルターの法則……… Terzaghi が1922年に研究を始めてから、Casagrande, Bertram を経て、アメリカ開拓局、陸軍土木部に引き継がれる間、多少議論の別れている点も残っているが、下記については意見がほぼ一致している。

- ① $F_{15}/B_{15} > 5$ (F はフィルター、 B はベース)。
- ② $F_{15}/B_{85} < 5$ 。
- ③ F と B の粒度曲線の形は、ほぼ平行でなければならない。
- ④ B にれきを含む時はその内 25mm 以下の細粒子についてのみ考えればよい。
- ⑤ F には 5% 以上の No. 200 粒子を含んでいてはいけない。

〔筆者註記〕 ここでのパイピング現象とはインターナルエロージョン（内部浸食）のことである。フィルターの基準は内部浸食であるパイピングの発生を、事実上防止する実用上の基準条件である。

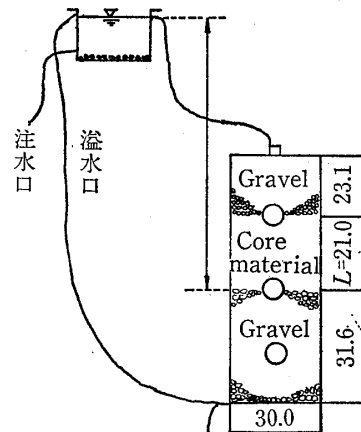
#18(1970) 朝倉喜美男、長谷川 英明；土質材料のパイピングに対する抵抗性について

第 5 回土質工学研究発表会

(pp. 373~376) 〔フィルダムなどにおいて土質材料にパイピング現象が見られるのは、浸透水圧に対して土粒子の抵抗力が小さいために、土粒子の組織が崩れて分離流失し、砂利質の水みちができるためであるとしている。〕

透水量変化によりパイピング発生を判定し、その時の動水勾配を限界動水勾配として求める実験を行っている。#200以下が39%の試料で間隙比を変えて実験を行っている。

〔筆者註記〕 「透水量の変化」で試料内に何が起きているのか、現象の観察記録が全くない。



図一 2 試験方法 (朝倉, 他, 1970)
Fig. 2 Sketch of testing system
(Asakura, al., 1970)

また、図一 2 によれば、実験容器は直径 30 (cm²)、試料長 21 (cm²)、となっているが、その上に 23.1、下に 31.6 (cm²) の砂利があり、試料を挟んでいる。ここでのパイピングはフィルダムにおける内部浸食を指すものと考えられる。しかし、実験結果に見られるように、動水勾配が数 10 から 100 を上回るようになると、容器・試料のひずみによる水みち形成が起こり、パイピングというよりは、ハイドロリックフラクチュアリングによる破壊を生じていると見るべきではないか。

一方、実験結果の図 (図一 3) では、パイピング発生を判定したとする透水量の急増加がほとんど読み取れないが、どのような物理的意味を表すのであろうか。

#19(1971) 山村和也；河川堤防の土質工学的研究

土木研究所報告

(p. p. 130~132) 地盤漏水の現象；地盤漏水は河川水位が上昇すると、地表面近くに存在する透水層を通して堤内側へ水が流れ出す現象で、漏水が激しくなると、水

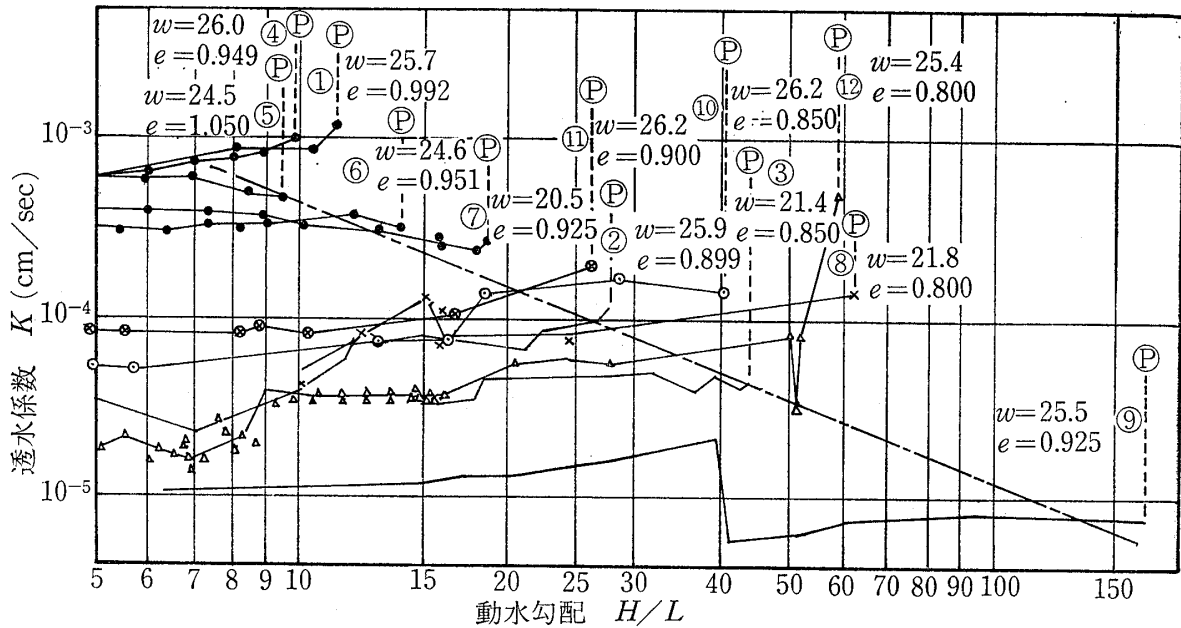


図-3 動水勾配 i と透水係数 k との関係 (朝倉喜美男, 他, 1970)

Fig.3 Relation between hydraulic gradient i and permeability k (Asakura, et al., 1970)

の流出に伴って地盤内に土砂を噴き出し、地盤上に築造されている堤防の安全性をおびやかす。一般に堤防地盤漏水に限らず堤体の漏水は、漏水量が多量〔少量?〕であるため堤内地をたん水させ、被害を起こさせる事例はまれである。問題は、浸透水が土の強度を弱め土中の細粒分を外部に洗い流し、土の安定性を損ね、またクイックサンド、パイピングなどをおこさせ土構造物を破壊に至らしめる要因になることである。

実際の河川堤防の地盤に起こる漏水の形態は、地盤内の砂粒子を含んだ水の噴き上げが最も一般的であり、堤防裏のり尻、あるいは堤内地側の標高の低い低湿地帯などに集中して発生することが多い。……地表面に不透水性の表層が存在し、透水層がその下に広がっている場合、河川水位の上昇によってもたらされた透水層内の水圧と、表層重量とのバランスが崩れると、表層は上方に持ち上げられることになり、漏水が大きくなる。……初めは小さな湧水であっても、表層の一部が破れると、その出口から徐々に土の細粒分を洗い流し、流出口を拡大していく。すると、ますます浸透流がこの部分に集中し、洗掘を助長するという経過をたどり、ついには、堤体の一部を破壊させることになる。

……このような砂の噴き上げを伴う漏水は、全国の河川の各所で起こっているが、古くからその対策に苦心している河川に、矢作川、長良川、吉野川などがある。

(p. p. 132~134) 概略の浸透の計算; ……まず、浸透流量の大体の見当をつける時は、定常流と考えれば安

全側の答えが期待できるので、定常流として扱う。

……次に浸透流に基づく piping, quick sand の危険性を概略検討するために creep 比というものを用いられているが、土砂堤の地盤漏水の判定には安全すぎる結果を与えることが多い。これには Bligh および Lane によって提唱されたものがあり、Bligh による creep 比を $C=L/H$ と表わし、また Lane によると weighted creep 比と名付け、 $C_w=[(1/3)L+V]/H$ で与えている。この creep 比は、土の上に直接作られたコンクリートダムでの浸透状況を調査し、パイピング、クイックサンドを起こす危険な限界を浸透経路長と水頭差の比で表したものである。

……堤防の下に存在する透水層を通して川側から堤内地へのパイピングのほか、堤防地盤の透水層が不透水性ないし半不透水性の表土で覆われているときに生じる漏水がある。これは川側から透水層を通して伝わってきた浸透水が、堤防の堤内側のり尻付近の表層を突き破って、土砂を洗い出す現象である。このようなときには、表層の一番弱いヶ所に浸透水が集中し、激しく砂を噴き出し、地盤に大きな穴をあけることがあって、堤体の安定性をいちじるしく低下させる。

……圧力の釣り合いを考え、限界動水勾配を求めると、

$$\frac{h}{x} = (G_s - 1) / (1 + e) \quad (5.3)$$

で与えられる。ここに、 x は浸透経路長、 h は水頭差で

ある。普通の土では $e=0.43\sim 0.67$ であり、 $G_s=2.6\sim 2.7$ であるから、限界動水勾配 h/z は $1.17\sim 1.01$ すなわちだいたい1に等しい。

しかし、実際の漏水はこれよりかなり小さい動水勾配で起こっている。たとえば、Mississippi 河の調査によると、動水勾配が $0.2\sim 0.6$ でかなりの漏水が生じ、 $0.4\sim 0.7$ になると激しい漏水が生じ、砂の噴き上げは $0.5\sim 0.8$ で起こっている。わが国の矢作川、阿武隈川、長良川の例でも、 $0.2\sim 0.6$ 程度でかなりの漏水が観測されており、理論的に求められる限界動水勾配により小さい値で、漏水が激しく起こっていることは確実である。この理由は、昔から度々の漏水ですでに表層に弱点が形成されているため、透水層内の水頭のわずかな上昇によって、砂の噴き上げが生じるものと考えられる。

〔筆者註記〕パイピングおよびクイックサンド現象が併記して用いられている。漏水と浸透破壊の発生および発達機構は論じられていない。

表層内の上昇浸透流の動水勾配が限界動水勾配よりも小さい $0.2\sim 0.6$ のときに、かなりの漏水を生じているのは、漏水径路がすでにできているためと述べているが、その外に、表層土が比較的薄い場合は、人為的および動植物による土構造の破壊、水みちの形成の影響も大きい。

難透水層の場合は、層内の浸透流による土構造の崩壊ではなく、土塊の持ち上がりが起こるが、有限範囲の持ち上がりと漏水孔の形成に至るまでには、重量のバランス以上に大きな圧力が作用する必要がある。層厚が大きくなると、強度の要因を含めなければ、漏水発生条件が成立しない。

このために、被圧した地盤からの漏水の発生条件としての動水勾配は、表層が薄いときは限界動水勾配より小さく、表層が厚いときは限界動水勾配より大きくなる傾向がある。

#20(1971) 志村孝吉；粗粒土における限界動水勾配について

電力中央研究所報告71001

(pp. 3) まえがき；……ダム基礎や斜面の安全を損なうものとしては諸種の要因があるが、特に地盤中の浸透流によるパイピングあるいはボイリングなどの浸透破壊現象は、一つの重要な因子と考えられる。パイピング現象については、重要な現象としてその発生条件につき、理論ならびに実験的研究が従前から行われている。その代表的なものは、Terzaghi による限界動水勾配の式、Justinの土粒子粒径による制限流速の考え方などであるが、一方では、フィルダムのコアのパイピング防止

の立場からの研究がすすめられている。その例として、米国などで行われているフィルダムのフィルターの法則に関する諸種の研究、Zaslavsky and Kasiff らによる粘性土のパイピング現象についての研究などがある。しかし、自然状態にある土壌のパイピング現象は、地盤の不均一性をはじめとして、多くの要因に支配されるため、その発生機構は複雑で数量的表現は容易ではなく、現在でも未知の部分の多い事項となっている。……

粗粒土におけるパイピング現象；パイピング現象は、ボイリング、パイピング、ポンピングなどのように、種々の形で存在する浸透流による地中浸食の一形態であり、これらの現象は、その原因、発生、過程において互いに関連しあっており、その区別は必ずしも明瞭ではない。

特に粗粒土の場合は、クイックサンドと呼ばれるボイリングの発生が普通に見られる形態である。本実験は、ボイリングをパイピングの一つの形態とみて、土が諸種の条件のもとに、ボイリングにいたる限界動水勾配を求めたものである。

浸透流による土の限界動水勾配については、Terzaghi によるつぎの理論式がある。

$$i_c = (1-n)(G-1) \quad (1)$$

ただし、 i_c は土の限界動水勾配、 n は間隙率、 G は土粒子比重である。

……上記の関係は、土粒子相互の摩擦力および粘着力などを考慮していないため、砂質土において、しかも水の浸出面においてのみ適用されるべきだという議論もある。実際には、どのような土においても粒子間摩擦力が存在し、これが間隙率や粒度分布で影響されることを考慮すると、〔前述の〕式の関係は、なお検討の余地があるものと考え、以下のような実験的検討を試みた。

(pp. 5) 〔取扱上、ボイリング発生を、浸透水圧によって粒子の運動が始まり、試料長が変化し始めるときを第1段階とし、土砂が噴流となって噴出し、完全なボイリングが発生するときを第2段階と区別している。〕

(pp. 12) ……混合土のような土の浸透浸食について、構成する土の細粒子が、ある限界流速で流出するというJustinの考え方があるが、この関係の適用には、種々の問題点もあるほか、少なくとも、この実験で行っている範囲の粗粒土において、ボイリングの発生を考える場合は、粒子を浮き上がらせる流速がボイリング発生時の浸透流速よりも数10倍も大きいいため、ボイリング現象を浸透流による土粒子の流出として考えることは適切とはいえない。

(pp. 21) 〔……均一土では、限界動水勾配はTerza-

ghi の式により与えられる関係とはやや異なり、間隙率、粒径、粒子形状に依存する。実用上は Terzaghi の結果に (0.8~1.0) 程度の係数 α を乗じて評価すべきとしている。混合土では、その充填の状態と不均一性などから一般に低い動水勾配で土の浸食が始まり、動水勾配の増加に伴い徐々に進行する。これは第1段階から第2段階に至る動水勾配の増加幅が広いことを意味する。混合土は均一土に比べて間隙率の影響が強いとしている。

また、実験結果から、土の限界動水勾配に対する容器の寸法効果の存在が認められ、容器の小さい方が、ボーリングに対する抵抗性が大きくなるとし、その効果は、自然の地層の場合にも存在すると考えている。]

#21(1972) (独発電水力協会；最新フィルダム工学

3. ダムの基礎

(pp.70) 浸透流による基礎の破壊は、破壊の状況により、次の二つの場合に分類することができる。

- 1) 浸透圧によりダム下流端の地盤が持ち上がり破壊するもの。
- 2) 地盤内の弱線に沿って水が集中的に流れ、洗掘作用を起こし、ついには構造物下にパイプ状の流路を形成、破壊するもの。

これらは両者とも、浸透圧が原因で、広義のパイピング現象に入るものであるが、……前者は、破壊が急激に起こり、地盤の持ち上がりを伴うのに対し、後者は、破壊が時間とともに進行し、クイックサンド現象、流動化現象、ボーリング現象を伴ってくる。また、前者は地質状態、透水性の分布さえ十分知ることができれば、浸透圧、流線網の解析により、水理的、力学的に解析することが可能である。一方、後者は、原因が地盤の不均一性や地盤条件の細かい変化によることが多いので、理論的な取扱が困難な場合が多い。

これらの広義のパイピング現象に対する安定解析の方法にはいろいろあるが、主な考え方は次の通りである。

- 1) 限界動水勾配による考え方 \Rightarrow 浸透力によるもの
- 2) 限界流速による考え方 \Rightarrow 浸透流速によるもの
- 3) 平均動水勾配による考え方 \Rightarrow クリープ比によるもの

(pp.70~73) 限界動水勾配による考え方；〔地盤内の微小部分に作用する浸透力を D とすると、〕

$$D = \frac{\Delta P}{\Delta A \cdot \Delta L} = \gamma_w \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

となり、 D はその点の流線に沿った最大動水勾配に関係

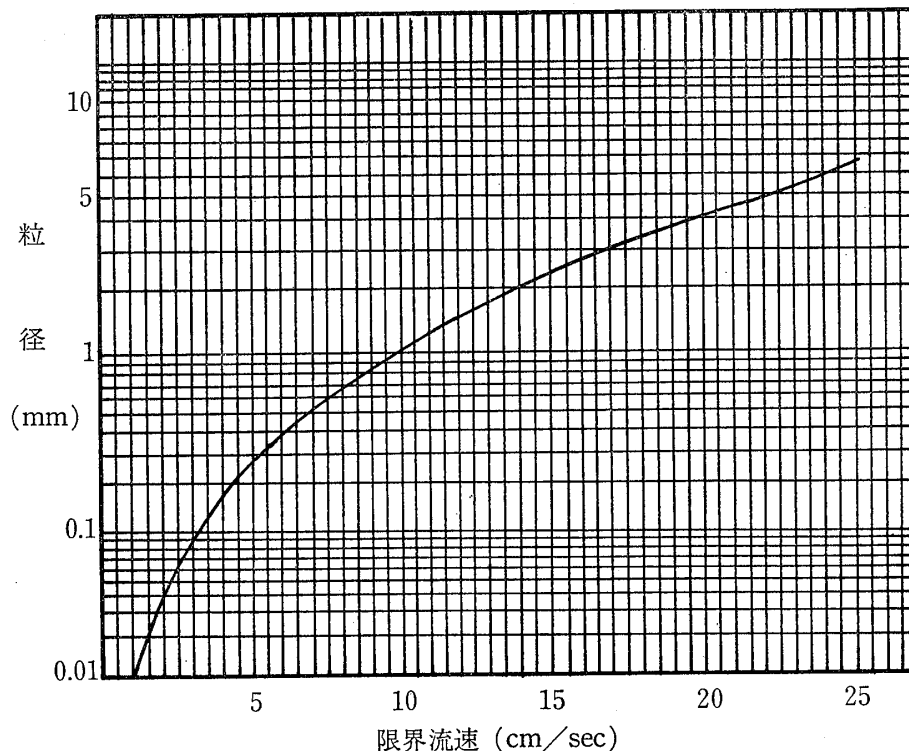


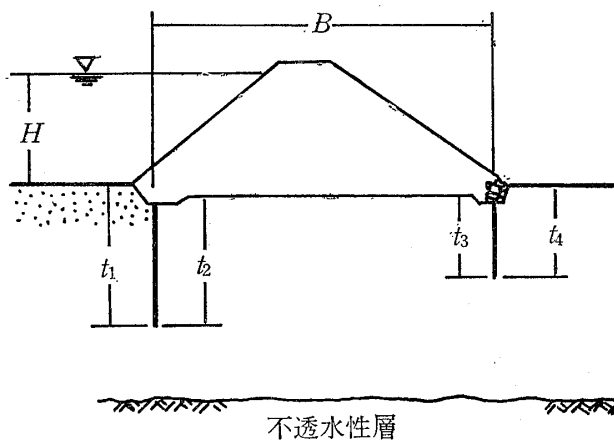
図-3-2 限界流速 [Justin] (独発電水力協会, 1972)

Fig. 3-2 Critical velocity [Justin] (Association of Hydro Electric Power, 1972)

表3-2 粒径分布の悪い場合の限界流速
(財発電水力協会, 1972)

Table 3-2 Critical velocity for material of poorly distributed grain sizes (Association of Hydro Electric Power, 1972)

砂材料 No.	粒径 (mm)	限界流速 (cm/sec)
1	4.0 ~ 4.8	0.200
2	2.8 ~ 3.4	0.170
3	1.0 ~ 1.2	0.100
4	0.7 ~ 0.85	0.085
5	0.4 ~ 0.7	0.070
6	0.25 ~ 0.5	0.042
7	0.11 ~ 0.25	0.035
8	0.075 ~ 0.11	0.025
9	0.044 ~ 0.075	0.020



$$l = t_1 + t_2 + B + t_3 + t_4 = B + \sum t$$

図-3-3 クリープ線 (財発電水力協会, 1972)
Fig. 3-3 Creep line (Association of Hydro Electric Power, 1972)

する量となり、見かけ上は、流速、透水係数に無関係な量になる。……動水勾配が大きくなり、ある限度を越え、浸透力は土粒子間に働く抵抗力に打ち勝ち、土粒子を次第に押し動かすようになる。この現象が、地表面近い粒子が沈降するいわゆるポイリング現象を起こす。この時の動水勾配を限界動水勾配という。さらに動水勾配が大きくなると、ポイリング現象は活発となり、内部から表面に向かって一脈の水の流れが見られるようになり、パイピング現象を発生させることになる。パイピング現象に対する抵抗力は、粘着力、かみ合い状態、土粒子の重さなどによって変化するので、パイピング現象を起こす限界動水勾配は、一義的に定めることができない。

い。粘着力がない細粒土の場合には、限界動水勾配は0.5~0.8といわれている。

限界流速による考え方；限界流速法は、地盤内を流れる水の流速エネルギーに着目し、流速がある限度以上になると、土粒子を移動させ、パイピング現象を起こすと考える方法である。このときの流速は限界流速と呼ばれ、次のようにして求めることができる。いま浸透流速をVとすると、断面積Aの土粒子の受ける圧力Pは、次式で表わされる。

$$P = 2A \frac{V^2}{2g} \gamma_w$$

ここに、 γ_w ：水の単位体積重量

g ：重力の加速度

土粒子の水中における有効重量をWとすると、限界流速は、

$$W = P = \frac{AV^2}{g} \gamma_w$$

$$\therefore V = \sqrt{\frac{Wg}{A\gamma_w}}$$

このJustinの提唱した理論式から、粒径と限界実流速の関係を求めると、図3-2に示すとおりとなる。また、粒度分布の悪い一様性の高い材料について実験を行い、求めたものに表3-2がある。粒度分布のよい砂では、流動化の可能性はこれより少なくなる。一般に天然地盤の土粒子には、種々の大きさのものが混じっており、粒径の基準が定めにくく、実際のパイピング現象に対して正確に適用しがたい。

平均動水勾配による考え方；基礎とダム底面の接触面に沿って洗掘が起こり、パイピングが発生すると仮定するもので、図3-3のように、水がこの接触面に沿って進む経路をクリープ線と呼び、このクリープ線の長さlが十分長く、基礎に加わる平均水頭勾配 $i = H/l$ の値がある限界値より小さくなる場合には、安全であると考えられる方法である。 H_{cr} をパイピングを生ずることなく上げうる最大の水位差とした場合、この限界値の逆数をクリープ比として定義する。すなわち、クリープ比Cは

$$C_r = l/H_{cr}$$

……水平方向の透水係数を k_H 、垂直方向の透水係数 k_V をすると、クリープ線の垂直方向の単位長さ当りの水頭損失は、水平方向の k_H/k_V 倍となる。したがって、水平方向のクリープ長を l_H 、垂直方向のクリープ長を l_V とすると、見かけ上のクリープ比 C_w は次のようになる。

$$C_w = \left(\frac{k_v}{k_H} \cdot l_H + l_v \right) H_{cr}$$

この値をウェイトをつけたクリープ比と呼ぶ。Lane は $k_H/k_v=1/3$ として、Blighと同様に、過去の破壊の実例から C_w の値を求めている。これらの値は、破壊実例の平均値ではなく、最大値に近いものであるが、全く経験的なものであって、安全性に関する確証はない。Terzaghi は、このような基準に基づいて設計したダムは、ある場合には過大な安全率を持つ不経済なものとなり、またある場合には安全率ぎりぎりの設計になり、いくつかの都合の悪い条件が重なる場合には、破壊を起こすことさえ考えられると述べている。

〔筆者註記〕 Justinの理論値および久保田などの実験値を、その実験内容、物理的意味および野外現象のいずれとどのように対応するのかを吟味しないで比較している。

#22(1973) 山口柏樹, 大根義男;

フィルダムの設計と施工

(pp. 18~19) パイピング(貫孔作用); 堤体およびその基礎地盤からの漏水はパイピング現象を誘発し、堤体を破局的な崩壊に至らしめるおそれがある。すなわち、水が土粒子の間隙を流れる際、摩擦損失に比例した浸透圧が流線の方向に作用し、流出面付近では、土粒子を押し出そうとしたり、基礎を持ち上げようとする。

もしこれらの浸透圧に対して、土粒子相互の結合力(粘着力、インターロッキング、土粒子の比重などにに基づくもの)が不足すれば、その部分の土粒子が逐次流失し、パイピング現象が発生する。一般に、パイピング現象は盛土部よりも基礎部の方に発生しやすい。なぜならば、盛土は一般に自然堆積土よりも均一で、しかも緻密に締め固められているからである。透水による崩壊は、その過程において2種に大別することができる。その1つは、浸出面に流線が集中し、後述するポイリングが発生し、これが盛土や基礎地盤の成層面あるいは軟弱部、さらには構造物の底面、側面にそって上流側へ進行する。これはいわゆる地中の洗掘作用であって、この洗掘孔の上流端が貯水池に達した時、その規模は急激に拡大され、堤体の一部が流失し破壊が起こる。

もう一つは、構造物の下流一帯の地盤を持ち上げることによって生ずる破壊である。この種の破壊は、浸透圧あるいは揚圧力が土の有効重量を上回るためである。

……すなわち……堤体基礎部に浸入した水は堤底不透水性部の影響を被り、堤体のり先付近に集中して浸

出する。もし浸出面において、浸透圧、流速が土粒子の重量、結合力を上回るような事態がおれば……地中の洗掘が始まる。洗掘に伴って流線は加速度的に集中し、ついにはパイピング現象が発生する。このように、パイピングの初期の現象をポイリングと呼んでいるが、ポイリング現象はMississippi川の堤防やFort Peckダムでできており、その規模は、前者の場合は直径数インチ、2~3ft間隔、後者は25ft、深さ35ftにわたって発生している。

〔筆者註記〕 著者は、本誌中に、しばしばパイピングの危険性に言及しているが、限界動水勾配、限界流速、クリープ比などのパイピング発生に関わる具体的な基準条件について全くふれていない。

#23(1973) 斎藤孝夫, 三木五三郎;

鉛直上昇流による砂の浸透破壊

第28回土木学会学術講演集

1. はじめに; 浸透流による土の破壊は、現象が複雑なために、理論的に解析することが難しい。そこで、粒度、粒子形状の異なる3種類の砂、豊浦砂、川砂、シラスを用いて、鉛直上昇流による浸透破壊の機構を調べるために、2, 3の実験を行った。……

2. 実験; 供試体は直径6cm, 高さ15cmのモールドに7cmとなるように砂を詰めて作った。……

臨界動水傾度を定めるために、任意の動水傾度を与えた時の越流量を測定して、ダルシーの法測から透水係数を算出し、動水傾度・透水係数の関係図を作った。破壊は、瞬間に生じるか、動水傾度の増加とともに供試体の表面が徐々にふくらんで壊れ始めるかであり、臨界動水傾度は、破壊が生ずる直前の動水傾度と、破壊が生じた時の動水傾度を平均したものである。

3. 実験結果および考察; ……動水傾度が臨界に達するまでは透水係数が一定であるが、臨界動水傾度に達すると瞬間的に、または、表面から徐々に盛り上がり始めて、供試体が破壊に至る……。しかし、動水傾度がある値より大きくなるとともに供試体が表面から徐々に破壊する現象は、実験に用いたモールドの内径が6cmと小さいことによるモールド周辺の拘束効果が大いに影響していると思われる。そこで、モールド周辺の拘束による影響を少なくするために、直径30cm, 高さ10cmの川砂およびシラスの供試体について、小型モールドと同じ実験を行った。その結果、川砂および飽和シラスの臨界動水傾度については、小型モールドと同じ結果が得られたが、不飽和シラスの臨界動水傾度は小型モールドの値よりも小さかった。また、供試体の表面から徐々に盛り

上がり始めて破壊する現象は、小型モールドの場合のように、顕著には観測されなかった。

4. 結論；……(1)砂が密に詰まっていれば、砂が浸透破壊を生ずるときの臨界動水傾度は、計算で求めた臨界動水傾度 $(G_s - 1)/(1 + e)$ より大きく、この時の間隙比は豊浦砂で0.70、川砂で0.83、シラスで1.10である。また、不飽和シラスの臨界動水傾度は、飽和のときの臨界動水傾度と比較して全体として大きい。

(2)湿った砂をモールドに詰めて短時間水を通した後の供試体の透水係数は、あらかじめ水を満たしたモールドに砂を徐々に落下して詰めた供試体の透水係数の1/2から1/3である。

〔筆者註記〕 実験試料の寸法を直径 D 、高さ H とし、 $D=6\text{cm}$ 、 $H=7\text{cm}$ ($H/D=1.17$)の場合に対し、 $D=10\text{cm}$ 、 $H=7\text{cm}$ ($H/D=0.7$)の場合の実験を行い、容器周辺の拘束の影響を減じて比較しているが、 $H/D=0.3$ において、すでに拘束の影響があるとする Terzaghi の説が正しいければ、拘束の有無の比較にはならない。

#24(1973) H. Cedergren; Seepage Control in Earth Dams Embankment —Dam Engineering—Casagrande volume—

(pp. 21~26) アースダムの基本漏水対策；ダムに貯められた水は、常に漏れようとしており、そのために、3つの基本的な浸透の問題を生ずる。それらは大変厳しい問題で、ひどい場合には、全体的破壊をもたらすことがある。

- (1) パイピングは水が土粒子を動かし、開放された出口へと運ぶもので、ダムや基礎地盤に見えない水みちやパイプを形成していく。
- (2) 浸透力によるふくれ上がり（ヒープ）や斜面破壊（ドロドロになる場合も含む）
- (3) 貯水の過大な損失

浸透を防止する3つの基本的対策工法がある。

- (1) フィルター使用によるパイピングやヒープの防止
- (2) 浸透抑制工法
- (3) 排水工法

パイピング破壊の防止——フィルター基準；流出口におけるパイピングを防止するためには、透水層あるいは浸出部のフィルターの空隙の広さは、土粒子が通り抜けないように充分小さいことが必要である。大きい粒子のいくつか場所を動かさなければ、それは逆に小さな土粒子が動かされるのを防ぐ。Bertram (1940) は Harvard Graduate School of Engineering で実験を行って、Terzaghi により示唆されている次の基準が控え目であ

ることを確かめた。

$$\frac{D_{15}(\text{of filter})}{D_{85}(\text{of soil})} < 4 \text{ or } 5 \quad (1)$$

$$\frac{D_{15}(\text{of filter})}{D_{15}(\text{of soil})} > 4 \text{ or } 5 \quad (2)$$

……Bertram の研究は、米国陸軍工兵隊 (1941)、米国開拓局 (1955) の実験により引き継がれた。

広範囲な実験の結果、式(1)のフィルター基準が十分に満たされているならば、粒度をそろえたフィルターのおいづれの部分においても、極端な大きな動水勾配のもとでもパイピングは起こらなかった。

ブローアップとヒープの防止；……ヒープに対する安全率は次式で評価できる。

$$G_s = \frac{\sigma_r}{u} \quad (5)$$

ここで、 G_s は安全率、 σ_r は任意の点の鉛直全応力、 u は同一点の対応する間隙水圧である。

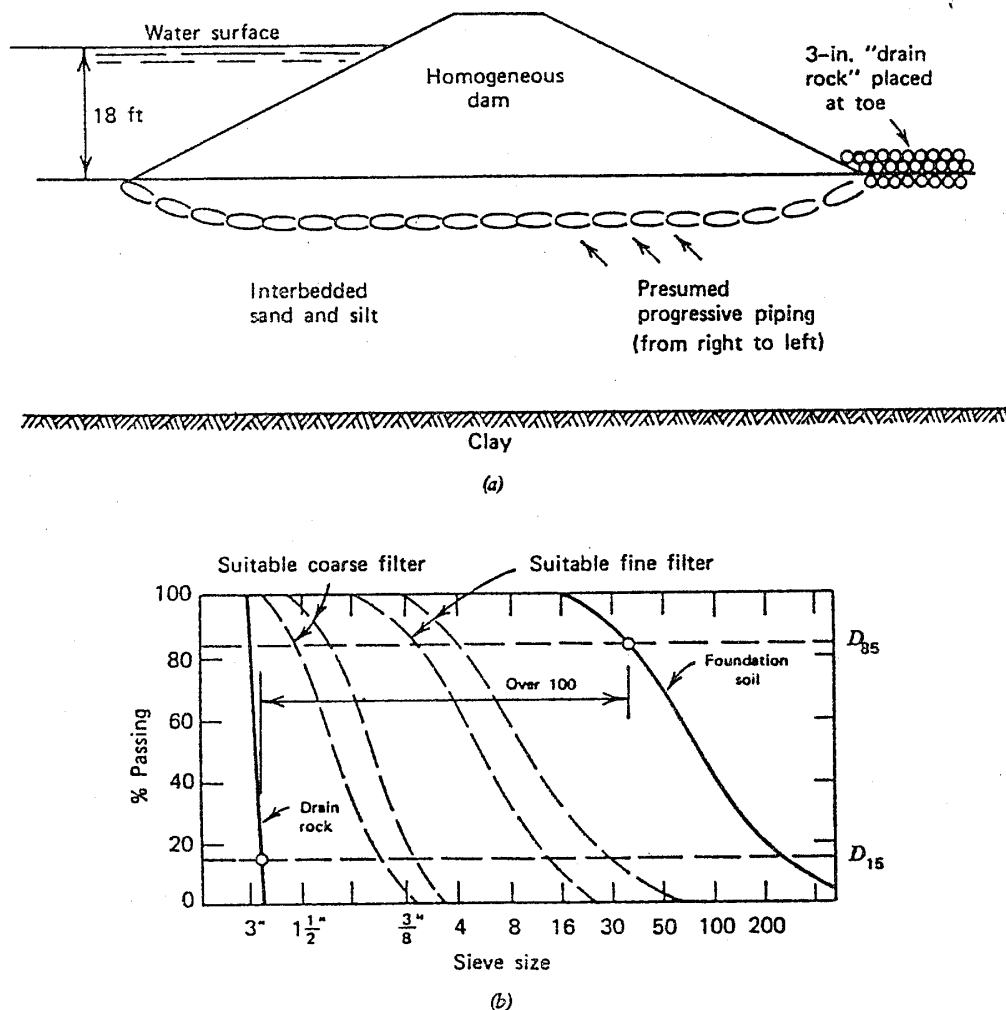
自然地盤に関する問題；ダムの地盤や取付け部は、通常、自然の地下水流の影響に対して安定である。しかし、ダムの貯水は地下水の状態を大きく変化させ、内部浸食やパイピングを起こすことがある。内部浸食やパイピングを生じやすい場所としては、岩盤の割れ目、すき間のある砂れき層、もぐら穴、腐った根や埋積有機物の抜け穴などがある。

内部浸食水みち(channel)は、そっくり地盤の中にできることがある。また、堅い構造物部材の下面と下方の浸食されやすい材料との接触面に沿っても形成される。適切な注意を払わなければ、接触面に緩い締固めの不十分な層ができてしまう。さらに、地盤が堅固な構造物の下で不等沈下を生じると——たとえば、越流堰や管路の振動によって——、空隙は発達する。

緩みゾーンや開口部への流れの集中はパイピングの可能性を高める。このため、アースダムの浸透破壊の大部分は排水管あるいは洪水吐翼壁に沿って、あるいは洪水吐基礎の下で起こっている。最も危険なのは、軟質の浸食に弱い砂岩およびその他の軟岩、非粘着性の土である。

自然地盤で起こったパイピング問題のいくつかを次の例で図示した。

図4(a)は、1965年に地下浸食によって壊れた西部の州の小さなアースダムの断面である。ボイルと陥没が下流のり尻に5~6年の間に断続して現れたが、補修者が“排水の問題であれば何にでも万能だ”と信じている3インチの“ドレーンロック”を、トラック何台分も放り



図一四 基礎地盤を通るパイピングで破壊した小さなダム (a)横断面(模式図)
(b)典型的な粒度曲線 (Cedergren, 1973)

Fig. 4 Small dam that failed by piping through foundation. (a) Cross section(simplified). (b) Typical grain size curves(Cedergren, 1973)

込んで埋められていた。下流のり尻はいつも水面下にあったため、ドレーンロックを通して地盤の土が大量に失われているのが、何年もの間発見されずにいた。そして、ある晩突然、このダムは壊れた。それは、点検調査の結果「継続して使用しても安全」との報告があつてから、僅か数時間後であった。

このダムは、おそらく地下パイプあるいは channels (水みち) が徐々に発達し、最終的に貯水池底に届いたために、急激な破壊に至ったものであろう。

この破壊は、問題部分に実際に使われた粗い石材でなく、適切な粒度のフィルターが設置されていたならば、避けられたであろう。

この3インチ石材は、地盤の浸食されやすい土をほとんど留めておくことはできず、ダム補修に責任を負う人達に安全性の誤った観念を与えていた。

地盤の土に関するドレーン材のパイピング比 (D_{15} of filter/ D_{85} of soil) は、少なくとも100であった。

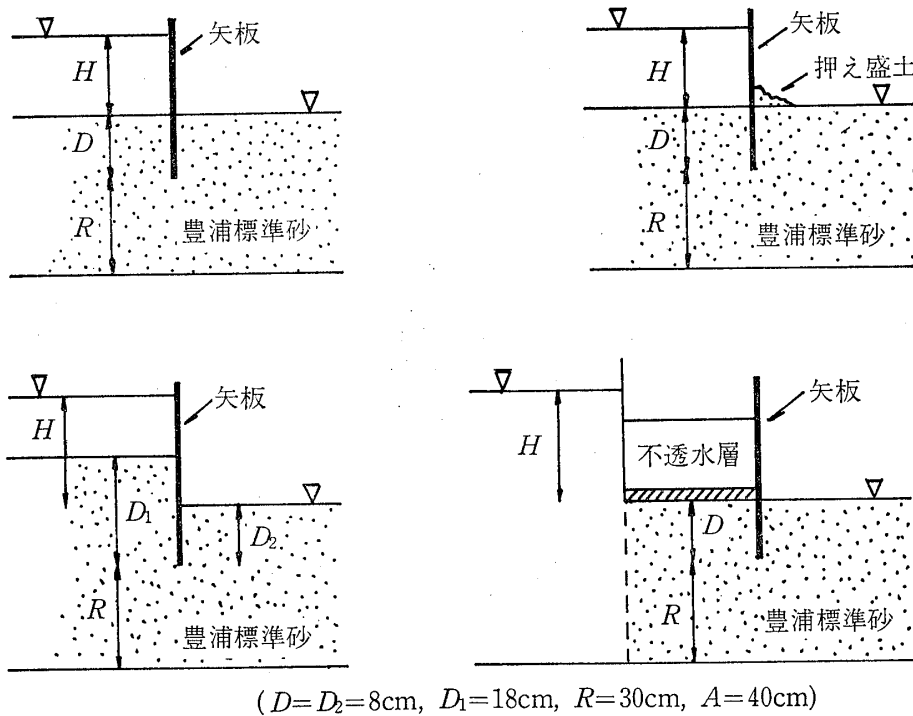
2層フィルターの適切な材料の粒度の限界は、図4(b)に破線で示す通りである。

〔筆者註記〕 ダム破壊例を紹介しつつ、フィルター基準の妥当性を主張している。

#25(1976) 吉越盛次；アメリカ合衆国 Teton ダムの決壊に思う

土木学会誌 1976-8

(pp.82) Teton ダムの決壊は、以上見てきたとおり、右岸におけるダム基礎部ならびにアバットメント部またはその堤体との接触部の透漏水が堤体に入り、ダム下流面その逃げ道をとったためであることは一応明らかである。



図一 2 実験を行った地盤モデル (村山, 他, 1977)

Fig. 2 Models for experiment (Murayama, 1977)

一般に、亀裂の多い岩盤、土質材料、砂、砂利などの有孔性材料のメディアの中を通る水の流れにおいて、平均流速がその動水勾配の1乗に比例する——Darcyの法則——いわゆる“透水”であれば、その流速も小さく、出てくる水は清水で、メディアの構成材料粒子の移動搬出がなく、安定であるとされている。しかし、メディアの透水係数が大きく、水が通りやすい場合、または貯水位の上昇に伴って動水勾配が大きくなった場合には、“真の流速”が大きくなり、これに伴って、メディアの構成材料粒子の運搬移動が行われ、出てくる漏水は濁った状態となり、または沈殿物を生ずることがしばしば認められる。そして、流速はついに動水勾配の1/2乗に比例するパイプフローや一般水流——Chézyの公式——となる。この1乗から1/2乗への過渡的現象ならびに1/2乗以降の現象を“パイピング”と呼び、コンクリートダム、フィルダムを問わず、ダム技術者の最も警戒するものである。

#26(1977) 村山朔郎, 本田修一, 岩崎好規, 平山英喜, 田居優; 砂の掘削に伴うボイリングに関する実験

第12回土質工学研究発表

1. まえがき; 砂質土地盤において、遮水性土留めにより掘削を行う場合、土留めの背面と掘削側との水位差

に起因する浸透力により、掘削底面の土留め壁付近の地盤がふくれ上がり、浸透力がある限度に達すると、砂があたかも液体のように吹き上げられ、いわゆるボイリング現象が発生する。この現象に対する検討は、Terzaghiの方法または限界動水勾配を考える方法が一般に用いられているが、これらの方法においては、崩壊のメカニズムは必ずしも明らかでない。……実験槽を用いてモデル実験を行い、ボイリングに至るまでの地盤の変形挙動を調べた。さらに、種々のボイリング検討式と地盤の変形状態との対応、崩壊土塊の形状について検討を行い、ボイリング現象のメカニズムについて考察を行った。

2. 実験方法; [材料; 豊浦標準砂 (間隙比 $e=0.7$)] を用いた。実験槽断面; 幅81.5cm, 高さ61.0cm。計測項目および方法; 流線は過マンガン酸カリウムの流れて観測。ポテンシャル値は矢板下端周辺に48個のピエゾメーターを設置し、カメラで撮影。砂の変形は赤く着色した砂で水平線を作っておき、変形を観察した。下流側地盤表面の隆起はダイヤルゲージで測定した。

3. 実験結果とその考察………地盤の崩壊領域は Terzaghi のいう角柱でなく、2次元的に見て、放物線または対数螺旋線に近いものであること、さらに一般にボイリングと呼ばれている現象が突発的に発生するものでなく、変状が徐々に広がる進行性破壊現象であることがわかる。

4. あとがき；単層地盤におけるボイリングのモデル実験から次のような結論が得られた。

(1)一般に、ボイリングと呼ばれている現象は進行性破壊現象であり、下流側地盤表面矢板近傍の吹き出し現象(ボイリング)と、それに先立つ砂のせん断抵抗に起因した地盤の変形、表面の隆起(ヒービング)が観察された。

(2)Terzaghiの方法あるいは河野・久保田の方法によって求められる限界水頭は、表面の隆起などの地盤の変形が顕著になり始める時点の水頭に対応している。

(3)上、下流側地盤表面が同一高さの場合(モデル1)の完全崩壊時の水頭は、Kochinaの方法によって算定される限界水頭とほぼ一致する。上流側地盤表面が下流側のそれに比べて高い場合(モデル3)、その高さの差が大きくなるほど、完全崩壊時の水頭は、この方法による限界水頭より大きくなるが、これは地盤の変形に伴う透水係数の変化によるものと考えられる。

(4)掘削側が単層の均一地盤の場合、掘削底面上の押さえ盛土(モデル2)や上流側の不透水層の存在(モデル4)の効果などについても、Terzaghiの方法でほぼ推定できる。

(5)変形土塊周辺に働くせん断抵抗は、土塊有効重量に比べて小さいが、変形土塊の形状を支配しているものと考えられる。

〔筆者註記〕ボイリングも進行性破壊であるとして捉えている。浸透破壊発生時のバランスにおける土塊のせん断抵抗は、土の重量に比べて影響が小さいが、破壊形状に関わるとしている。

ゆるくて薄い砂層ではそうであるかも知れないが、粘着力を持つ土では、強度因子が大きな影響を持つと考えられる。

#27(1978) 林 正夫；フィルダム着岩部の安定性向上に関する考察
大ダム 1978. 3

(pp.7~9) 2. 岩盤の開口節理、透水性、パイピングなどの諸現象——2.4パイピングの実験の現況と設計上の教訓；パイピングとは、コア材料、河床堆積物、岩盤節理、破碎帯などの土粒子が浸透流速によって洗い出され、浸透流路が拡大し、不安定に至る過程をいう。

パイピング限界は、限界動水勾配あるいは限界流速で示されるが、それらが異なった意味に理解すべきことはあとで述べたい。これらの限界値は、材料の粒径、粒度分布、間隙率、粘着強度、透水係数、流速、フィルタの有無、その他多岐にわたる要因に支配される。パイピングの限界値は、一般には「必要条件」を与えるもので、

実際には、フィルタの境界条件に強く影響されるので、かならずしも「十分条件」ではない。

まず、限界流速の基本的考え方を述べておこう。断面積Aの土粒子が浸透流速vの中で受ける圧力Pは、水の単位重量を γ_w 、重力の加速度をgとすると次式となる。

$$P = 2A \frac{v^2}{2g} \gamma_w \tag{10}$$

一方、これと釣り合う土粒子の水中重量をWとすれば、 $W = P$ より、限界流速 v_c は次式となり、粒径dとの関係では図-14のようになる。

$$v_c = \sqrt{\frac{Wg}{A\gamma_w}} \tag{11}$$

このJustinの基本式は、理想的な単一粒子の運動則であり、現実の比較的均等な混合粒径の砂に水を流して実験してみた久保田・田中のボイリングの結果との対比で図-14に示したが、Justinの基準よりも少なくとも約1桁だけ、パイピングが生じやすい実験結果となっている。この差異は、理論では無視している土粒子まわりの小さな渦および平均粒径からはずれた微粒子の不安定性などが、実際にはつよく限界流速に影響するのではないかと思われる。

混合粒径の砂の限界流速についてはKoslovaの実験があり、媒質の平均粒径をDとし、着目している粒径をdとすると、その限界流速 v_c は次式で与えられる。

$$v_c(\text{cm/s}) \geq 0.26d^2(\text{mm}) \left(1 + 1,000 \frac{d^2}{D^2}\right) \tag{12}$$

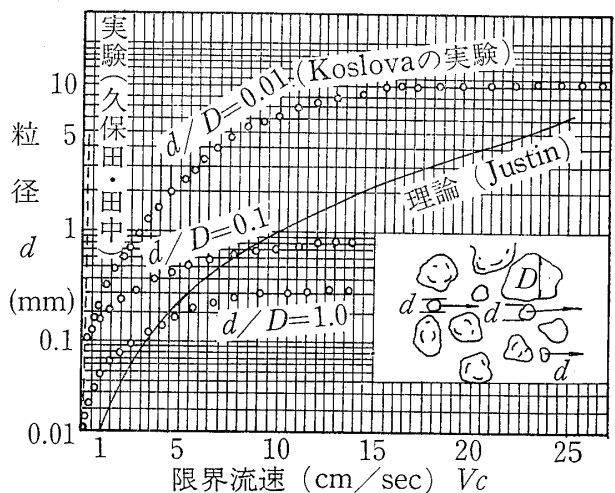


図-14 粒径に応じた限界流速(林, 1978)
Fig.14 Critical velocities corresponding to grain sizes (Hayashi, 1978)

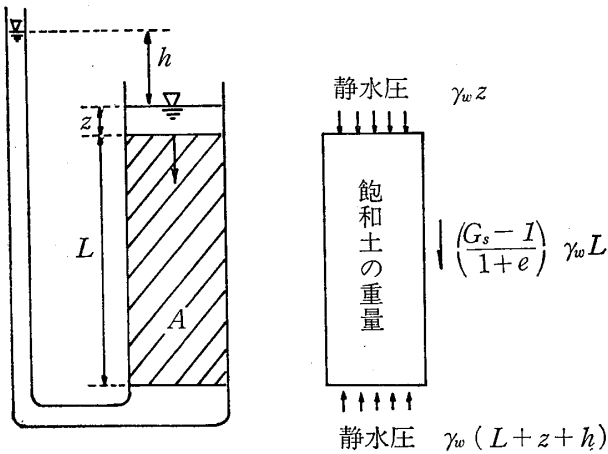


図-15 動水勾配と飽和土の重量の釣り合い (林, 1978)
 Fig.15 Balance of hydraulic gradient with the weight of saturated soil(Hayashi, 1978)

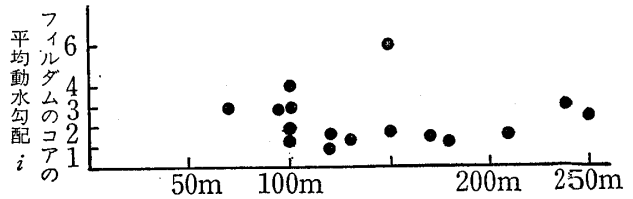


図-18 フィルダムのコアの平均的な動水勾配とダムの高さの関係 (林, 1978)
 Fig.18 Avaraged gradient of filldam-core and height of dams(Hayashi, 1978)

$$i_c = \frac{h}{L} = \frac{G_s - 1}{1 + e} = (1 - n)(G_s - 1) \quad (13)$$

ここに、 G_s は土粒子の真比重、 e は間隙比、 n は間隙率である。設計上は、非均質な粒子構成に対しての安全に対する余裕をとり、 i_c の3~10倍程度を許容値とすることが多い。

この式は、Terzaghiの限界動水勾配とよばれているものであるが、粒子相互間の摩擦力、粒着力、粒径、粒度分布などを無視した条件で成り立つ連続体の想定であるので、浸出面近くでの粒子そのものの不安定を論ずるボイリング現象への妥当性には疑問が残る。

志村は、0.1~1.4mmの砂について、ボイリング発生時の動水勾配を実験したところ、均一土の場合には Terzaghiの式に0.8~1.0の補正係数を乗じればよいが、混合粒径の場合には、図-16に例示したように、間隙率 n と均等係数 $U(=d_{60}/d_{10}: 1\sim 10)$ にも依存することが判った。そして混合粒径の場合には0.4~0.8の補正係数を乗じる必要がある。

要するに、混合粒径の場合には、その中の細粒の安定性に支配される傾向があるので、Justinの式にしても Terzaghiの式も、過大評価を補正する係数が必要と思われる。

次に、限界動水勾配 i_c は透水係数 k とどの程度の相関があるかを調べると、Sichartの実験式がある。

$$i_c = \frac{1}{15\sqrt{k(\text{m/s})}} \quad (14)$$

ロックフィルダムのコアの平均動水勾配は、図-18のように、1~4であり、コアの幅は、平均的に現象を見る限りにおいて、かなり余裕があるように、一般には設計されている。

しかし、現実に浸透破壊がダムで生じうる懸念に対しては、さらに局所的に、透水性岩盤の場合は、実際の透水区間としてグラフトキャップの幅、カーテングラウト

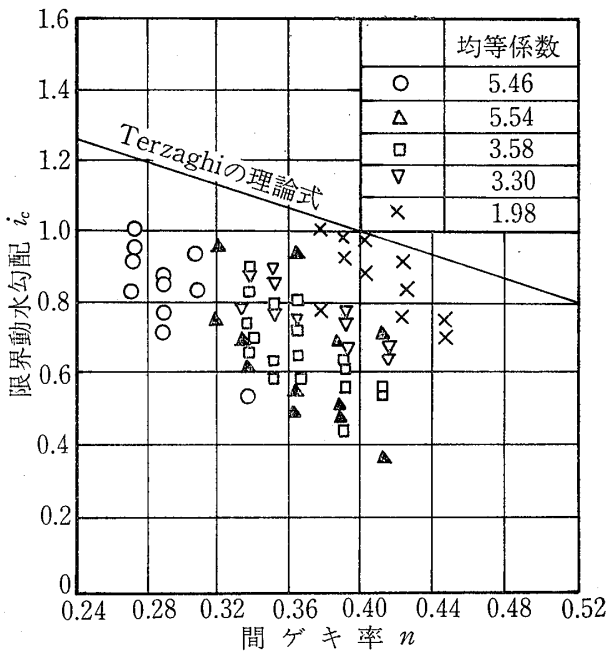


図-16 ボイリングに対する配合砂の限界動水勾配の実験 (林, 1978)
 Fig.16 Critical gradient of mixed sand for boiling determined from experiment (Hayashi, 1978)

例えば、 D を0.75mm、 d を0.15mmとすると、 v_c は0.24cm/sとなり、一方、Justinの v_c は d が0.15mmのとき3.7cm/sなので、15倍ほどJustinの値は大きい。これらのことより、一般に実用上問題となる細粒子に対しては、Justinの基準は過大評価にあり、少なくとも1桁は小さく見直すべきように思われる。

次に、限界動水勾配 i_c の基本的考え方は、図-15のように、釣り合いをとると次式となる。

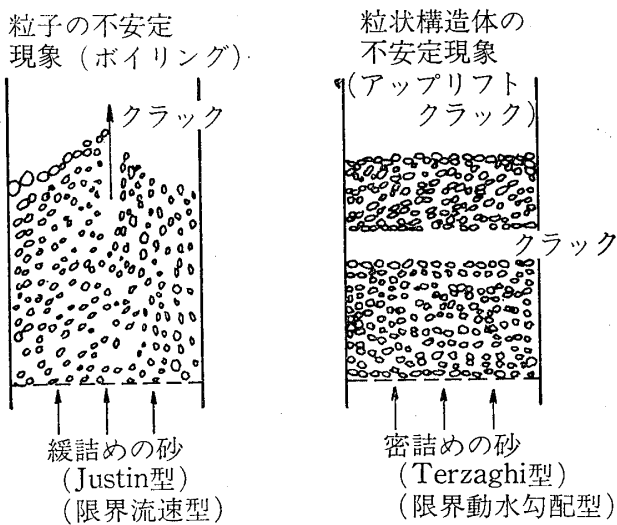


図-19 ボイリングとアップリフトクラック (林, 1978)
Fig.19 Boiling and uplift crack (Hayashi, 1978)

の幅、着岩部の監査廊の幅、キートレンチの底面の幅などだけを有効幅とするチェックも必要であろう。

すなわち、例えば100mのダムに対し、これらの敷幅が2~5mとすると、動水勾配は20~50であり、[上記の]式あるいは[前記の]図より、必要最小限のコアの透水係数は 1×10^{-4} cm/sのオーダーであることが判る。

しかし、なお、この考えには未だ岩盤浸透流に対するパイピングの検討条件は入っていないので、その検討が必要である。

パイピングの発端は、図-19のように、下流端でのボイリングあるいはアップリフトによる平行な亀裂である。この初期破壊が、次第に上流側に逐次的に遡及していき、遂にパイピングに至るものと考えられる。土粒子が比較的ルーズな場合にはボイリングが生じ、密な場合に無理に動水勾配を上げると、アップリフトクラックとなる。ボイリングは、Justin型の基本理念、Koslova型の実験が対応し、アップリフトクラックは、Terzaghi型の基本理論とSichart型の実験が対応すると概念的には考えられるように思われる。

安田稔の実験によると、ある間隙率より密になると、粘着力のない砂、細砂、ガラスビーズなどでも透水径路長が増大し、水路断面も縮小されるためと思われるが、透水係数が著しく低下し、排水されにくくなり、アップリフト型の破壊形態となる。

〔筆者註記〕 限界動水勾配と限界流速とは異なった意味に理解すべきであるとしている。

上昇浸透流実験による破壊のパターンを、下流端での①ボイリング⇒Justin型(限界流速で規定される)、②アップリフトクラック⇒Terzaghi型(限界動水勾配で

規定される)と対応させているが、①の状態で「どの部分」(局部か試料全体の平均か)の流速を捉えるのか、「どの」時点(土構造の崩壊の時点か、土粒子の浮上の時点か)の流速かが不明である。さらに、「限界流速」が、定義されるべき物理的意味も、それぞれの実験値が持つ意味も明確でないままになっている状態では、上記のようなパターン分類をすることに意味がない。特にKoslovaの実験内容が不明である。

破壊パターンは、試料の①透水係数、②材料と状態の、③密度(⇒間隙比)および動水勾配の上昇速度(di/dt)などによって支配されるものと考えられる。

なぜならば、Justinの限界流速は著しく過大であるとし、久保田等の実験値は物理的意味が不明であり、さらに、近年の他の実験者の限界流速値は、久保田等の値と全く傾向が異なっている事実から、限界流速をどのように定義し、どのような値を妥当とするのか明らかでない。

結局、限界流速を「土粒子を移動もしくは浮上させる(実)流速」とみるか、土骨格崩壊時の「土塊中の平均(実)流速」とみるかが定義上の最初の問題であり、つぎに、土試料(土塊状)を用いた実験で、粒子レベルの安定限界の流速を求めることができるかという問題がある。

#28(1979) 稲田倍穂, 太田正彦, 本間重雄, 稲場弘之
浸透流による砂質土の破壊
に関する基礎実験

第14回土質工学研究発表会

(pp.1097~1100) 2. 実験装置; 実験装置は、……鉛直上昇流による浸透破壊を再現する一次元透水試験装置で、モールド側壁には等間隔にピエゾメーターを設置して、砂層中の実損失水頭のみを取り出せるよう工夫を施すとともに、内壁には標準砂を張り付けてモールド壁面での摩擦抵抗の減少と水ミチの発生を防止した。

3. 結果および考察; (1)実験において観察された浸透破壊は、……動水勾配 i の増加につれて浸透流量 q が直線的に増加して行き、比例限界 i_p を過ぎると浸透流量が級数的に増加し始め、ついには、試料全体が吹き上げられて、全面的破壊に至る一般的パターンを示した。…… i_p と I_f は実験に用いた試料によって、接近するものや大きく離れるものがあり様々であった。…… i_p と I_f の間隔が接近していれば、動水勾配が i_p に達した後、ほとんど瞬間的に破壊が生じ、間隔が開いていけば、動水勾配の増加につれて、逐次的破壊が進行していくものと考えられる。

〔筆者註記〕 容器内壁の標準砂の張り付けは、摩擦を過大に与えるのではないかと考えられる。

#29(1980) 河野伊一郎；建設工事と地下水（第3章地
下水と地盤の安定）

土質基礎工学ライブラリー（土質工学会）

(pp. 51)………このように、浸透力により、砂があたかも重力を失ったかのような状態を「クイックサンド」と呼んでいる。………砂のクイックサンド状態は「砂の液状化」とも呼ばれる。液状化した砂は、水とともに地表面へ噴出することがある。その現象を「ボイリング」と呼び、地盤を破壊に至らしめる。

一般に、地盤は均質ではなく、また浸透流の径路長も一定ではないので、クイックサンド、ボイリングは、最初、局部で発生することが多い。その部分では、砂が排除されたり、透水性が急激に増大するので、それに至る浸透水の流路長が短くなり、動水勾配が大きくなって浸透力が増大する。この悪循環が次々と進行して、上流部に向かってボイリングが進み、パイプ状に孔隙が形成される。この現象を「パイピング」（またはチャネリング）と呼んでいる。また、構造物の底面に沿ってパイピングが進むことがあり、特に、これを「ルーフィング」と呼ぶ。このように、コンクリートと土のように異質の接触面はしばしば弱点となりやすい。

〔筆者註記〕 著者は、“土の浸透破壊の基本パターンを「クイックサンド・液状化」とし、地表への噴出を「ボイリング」と呼び、土の不均一性に起因する局部的破壊と流れの集中により、「パイピングまたはチャネリング」が起こる”と、浸透破壊現象の諸形態の関係の定義付けを試みている。

ルーフィングについては、地盤と構造物底盤という変形特性の異なるものの構造境界に沿って生ずるものと説明しているが、コンクリートと土のような「異質の接触面は弱点となりやすい」という部分は、具体的にどのような物理的現象を指すのか説明していない。構造物と土の間になんらの変形が生じなくても、土とコンクリートの重なりが上下逆であっても、あるいは鉛直の接触面でも弱点になるのであろうか。

#30(1980) 稲田倍穂，太田正彦，本間重雄，稲場弘之
浸透破壊現象に関する基礎的実験

第15回土質工学研究発表会

(pp. 1137~1140) 1. まえがき；〔2次元砂モデルによる浸透破壊実験を通じて破壊の一般的性状を再検討〕することを目的としている。

3. 実験結果および考察——(1)浸透破壊の形態；実験において観察された浸透破壊の形態は、……〔図-2に示すように、〕水頭差 ΔH の増加につれて、浸透流量 Q が

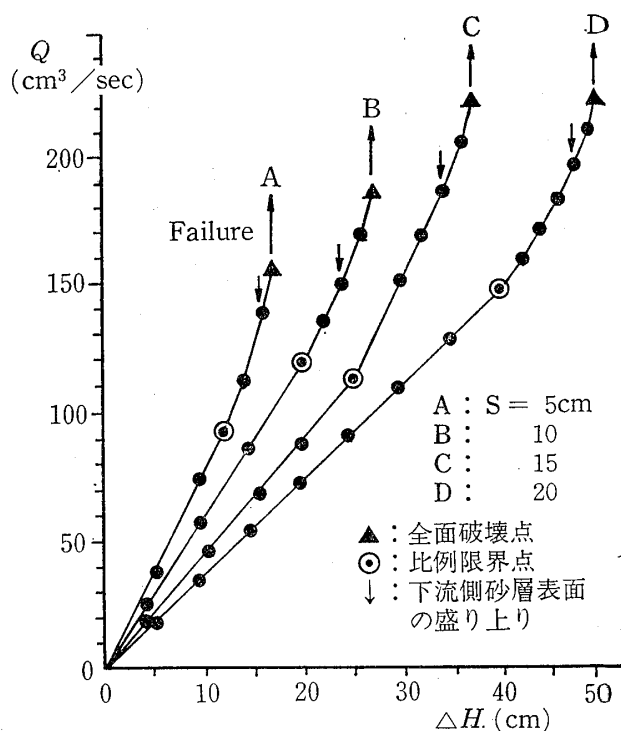


図-2 水頭差の増加に伴う浸透流量の増加と比例限界および全面破壊のパターン（稲田，他，1980）

Fig.2 Relation between increase of head and increase of seepage flow rate, proportion limit and general failure (Inada, et al., 1980)

直接的に増加して行き、比例限界（◎印）を越えると浸透流量が級数的に増加し始め、ついには、下流側砂層部が吹き上げられて全面破壊に至るパターンを示した。実験によれば、 $\Delta H \sim Q$ の比例限界までは砂層内の砂粒子の移動は認められず、砂層はほぼ剛性を保っているが、比例限界を越えた直後より下流側砂層表面の微細粒子が浮遊し始め、水頭差の増加とともに砂粒子の移動が矢板先端にまで波及して行く。これにつれて、上流側砂層表面も徐々に陥没をし始め、さらに水頭差を増大させると、下流砂層表面に盛り上がりを生じ、同時に上流側は大きく陥没して、その直後に砂層が吹き上げられる全面破壊（▲印）に至った。

#31(1980) 大西有三，大津宏康，山花 豊；

ボイリング現象に関する

一次元モデル実験について

第15回土質工学研究発表会

(pp. 1141~1144) 2. 実験装置およびその方法——

(1)実験装置；〔アクリル筒(内径19.6cm, 高さ100cm), 4つの高さの間隙水圧計を設置〕

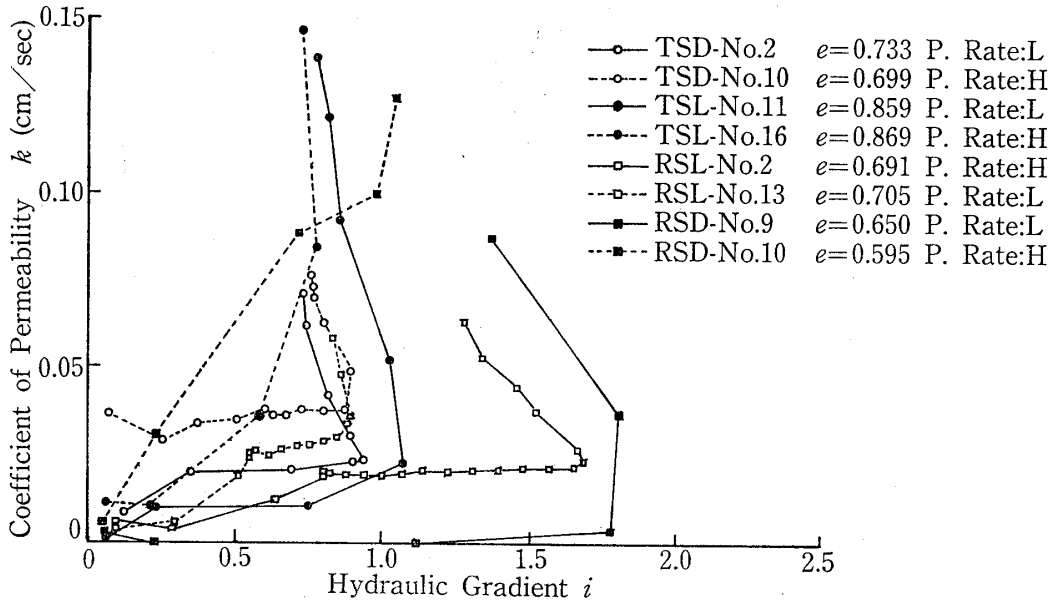


図-3 透水係数と動水勾配の関係 (大西, 他, 1980)

Fig. 3 Relation between permeability and hydraulic gradient(Ohnishi, et al., 1980)

(2)試料および実験方法；〔豊浦標準砂および河砂，それぞれ密な場合とゆるい場合，2つの圧力上昇率で行った。〕

3. 実験結果および考察—3.1 破壊形態について
 (1)標準砂，圧力上昇率：Lの場合；最初，供試体上面に多くの小さな穴が開き，そこから水が吹き出す。すなわち小さなボイリングが発生。次に供試体最下部の弱部において局所的な破壊が見られ，それが上方へと伝わっていき，全面的破壊に至る。(2)標準砂，圧力上昇率：Hの場合と河砂，圧力上昇率：L，Hの場合；最初(1)と同様に供試体上面で小さなボイリングが発生し，次に供試体の最弱面からその上部が持ち上げられていき，全面的破壊に至る。最弱面となるのは，標準砂の場合，礫層と砂層の接触面であり，河砂の場合，大きく透水性の異なるところで一番弱いところと考えられる。本実験では河砂の場合，供試体高さ中程度のところが最も多かった。

3・2 透水係数 k ，流速 v と動水勾配 i の関係について；図-3を見ると，RsL-No.2 (河砂)，TsL-No16 (標準砂)を除いてはすべて浸透破壊が生じるまで，すなわち透水係数が急激に増大するまではほぼ一定である。

3.3 供試体内部の浸透水圧の変化について；各観測点で測定した過剰水圧，すなわち浸透水圧の破壊に至るまでの時間的変化を見る。図-5～図-7までは，各点において過剰水圧が最大となるところで，それぞれの示す場所がクイックサンドの状態になっている。また，各点間の勾配が最小となるときの動水勾配が最大になる。このように上流側から下流側へ破壊が進行しているのが

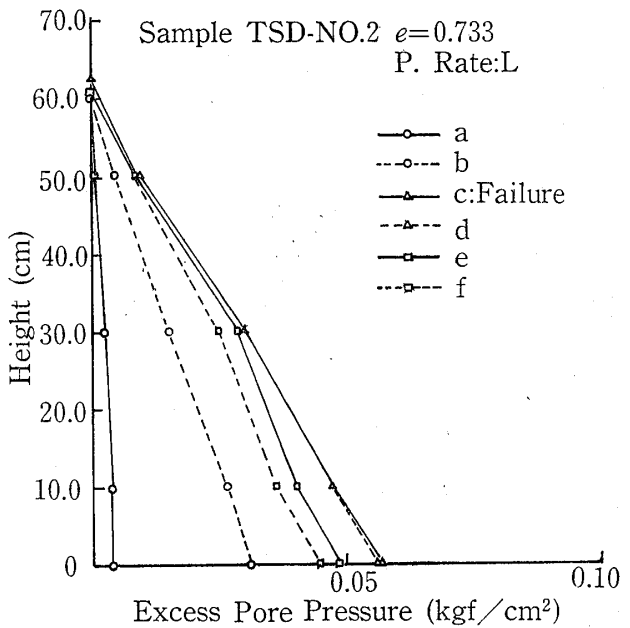


図-5 内部過剰水圧変化[試料TSD-No.2] (大西, 他, 1980)
 Fig.5 Changing of interior excess hydraulic pressure e [sample: TSD-No.2] (Ohnishi, et al., 1980)

わかるが，これは観察結果と一致している。

3.4 間隙比と限界動水勾配の関係について；………ほぼ均質な標準砂の場合には，比較的理論値 $i_c = (G_s - 1)/(1+e)$ と一致しているが，粒度分布がよい河砂では $e < 0.65$ で理論値と大きく異なっている。………限界動水勾配の方法が比較的一致と思われるのは，間隙比が0.65～0.70以上の範囲である。図-8をみると同一

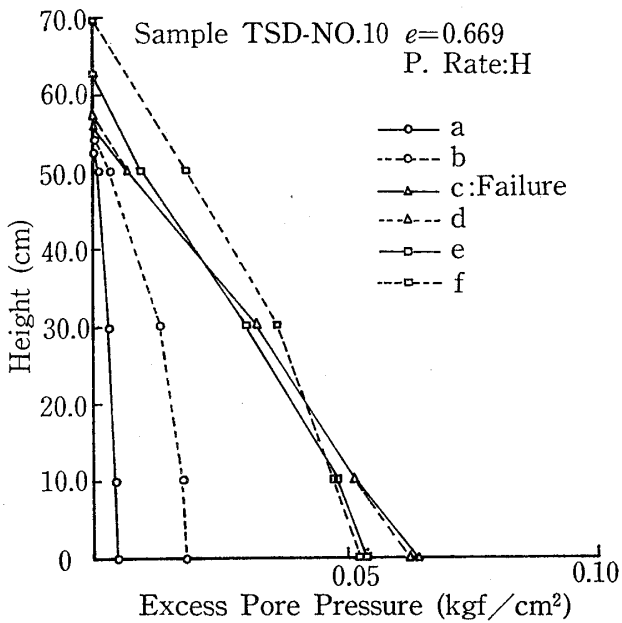


図-6 内部過剰水圧変化[試料 TSD-No.10] (大西, 他, 1980)
 Fig.6 Changing of interior excess hydraulic pressure [sample: TSD-No.10] (Ohnishi, et al., 1980)

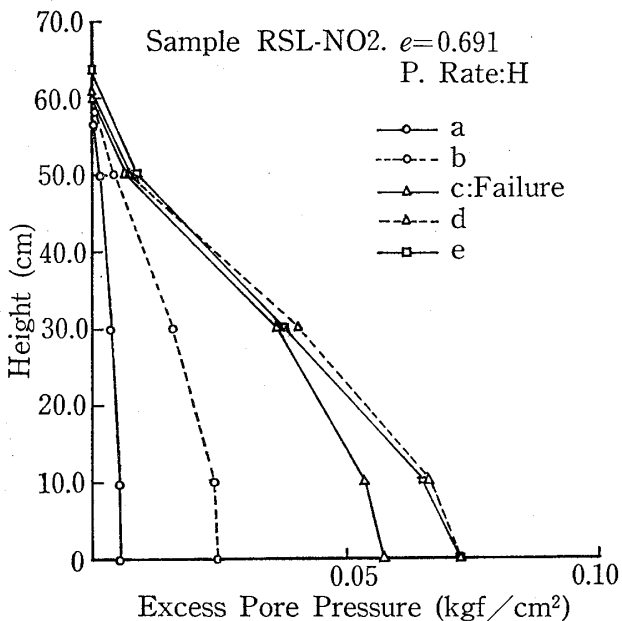


図-7 内部過剰水圧変化[試料RSL-No.2] (大西, 他, 1980)
 Fig.7 Changing of interior excess hydraulic pressure [sample: RSL-No.2] (Ohnishi, et al., 1980)

試料の場合、間隙比が小さくなるほど、限界動水勾配の値が理論値から大きくはずれて大きくなっていることがわかる。これは以下に述べる理由によるものと思われる。

- (ア) 限界流速の考え方より、流速が限界流速以上になると、土粒子が移動して浸透破壊が生じる。
- (イ) 浸透力の定義より、浸透力は流速に比例し、透水

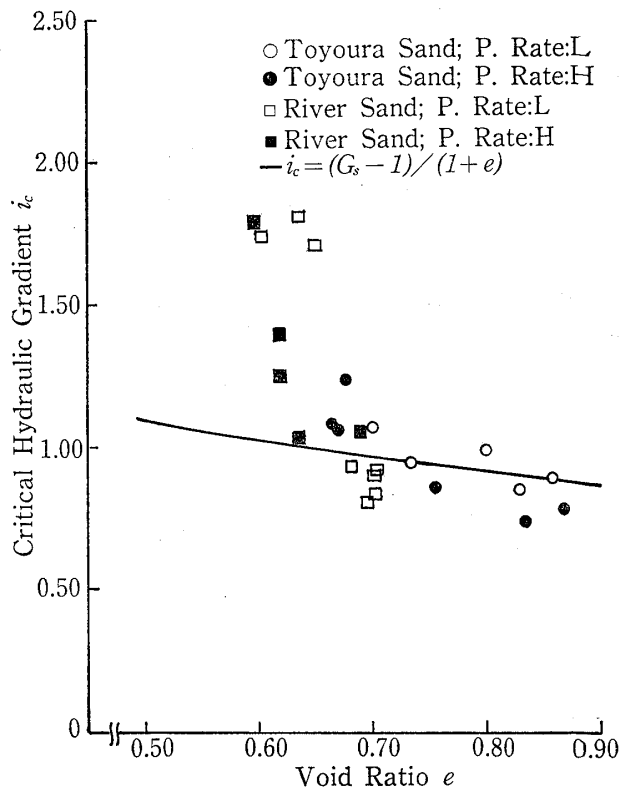


図-8 間隙比と限界動水勾配の関係 (大西, 他, 1980)
 Fig.8 Relation between void ratio and critical gradient(Ohnishi, et al., 1980)

係数に反比例する。

- (ウ) 同一試料に対して、間隙比が小さいほど透水係数は小さい。
 - (エ) 浸透破壊が起こる直前までDarcy則が成立する。
- 以上(ア)~(エ)より、同一試料に対して限界流速が一定であると考え、間隙比が小さくなるほど限界動水勾配の値が理論値より大きくなっていくことがわかる。

3.5 限界流速による方法との比較；……破壊を生じた時の流速をプロットした……標準砂では、均質であり、間隙比の変化に対して透水係数の変化の割合が小さいことなどから、(e: 大, P. Rate: H) [間隙比が大で圧力上昇が高速] の場合を除いて、ほぼ同じ値を示している。(e: 大, P. Rate: H) の場合は本来透水性が良く、一定時間の流量を測定しているため、圧力上昇率が大きいと流量、流速はどうしても大きくなる。河砂の場合は粒度分布が良いため、全体的に分布が大きく散乱している。……本実験結果より求めた透水係数と限界動水勾配を用いて、Darcy則より流速を算出しプロットしたものである。これを見ると、瞬間的な流速が得られ圧力上昇率による影響を取り除くことができ、標準砂、河砂ともに分布が少なくなり、一定値に集中してきてい

る。浸透破壊に対して、限界流速はひとつの目安と考えることができる。

4. あとがき；……(4)砂質土の浸透破壊を支配する要因として間隙比が考えられているが、間隙比より粒度分布の違いに敏感である透水係数を考えるべきであると思われる。

〔筆者註記〕本実験は、鉛直一次元実験によって、圧力上昇速度により破壊の形態に相違があること、速度が遅い場合は、試料の底部の局部破壊が上方に遡及して、全面破壊に至ることを確認している数少ない実験例である。

破壊の始まる最弱部は、粒径もしくは透水係数が著しく異なる境界部であるとしている。一般に、試料粒径に比べて整流部の礫やガラスビーズがかなり粗粒であるため、供試体底部に不均一な浸透水力が作用し、局部的にフラクチュアリングなどの破壊を生ずると考えられる。

#32(1981) 武居有恒；地下浸食

土と基礎, Vol. 29, No. 3

(pp. 51) 地下浸食とは、地中において水・空気などが岩石・土粒子などに作用して、その一部分をもとの位置から移動させあるいは運び去る現象をいう。……一般には狭い意味で、水が地表面下を流動する際に、その通路部分の土粒子を移動させ、土層の物理的性質を変化させるような現象を主な対象としてとりあげている。

地下浸食の原因は、間隙水の流動による流体力が、土粒子間のせん断抵抗力より大きくなるためである。したがって、本質的には土層内部での浸透水圧による局部的な破壊の問題といえるが、実際の現象としてはかなりの広がりを持つ領域が、ほとんど同時に不安定化して破壊されるいわゆるボイリングあるいはクィックサンド現象と、土層の不均一性のために微小部分の破壊あるいは単一粒子の移動が繰り返され、不安定化部分が次第に拡大し、水みちを形成し、ついに土層の広範な破壊を招く、いわゆるパイピング現象に分けて考えられているのが普通である。

最も基本的な現象は、水で飽和された土層中で、鉛直上向きの間隙水の流れによって生じる中立応力が、土粒子の重量と釣り合うことによって浮き上がる状態になる限界として説明される。 $[i \geq (G-1)/(1+e)]$ という条件が満足されると、土粒子全体が持ち上げられ、土層が破壊することになる。実際には土層は不均質で、水頭勾配の分布も一樣でないため、局部的にこの条件が満足されても、周辺のせん断抵抗力によって拘束され、注意深く行われた実験においても局部的なパイピング現象が先行

し、明らかな浮上現象や土粒子のボイリング現象を認めたい場合が多い。むしろ、ある水頭勾配以上で流量が顕著な変化を示すことによって、土層内部での土粒子の移動を察知される例が多い。……上の式で与えられる i の下限値を限界動水勾配という。この値は土粒子比重および間隙比のみの関数であって、粒径分布、粒子形状、配列構造など、土のせん断強度および透水性に影響する他の因子には無関係に一定の値をとる。しかしながら、実際には水頭勾配の増加に伴い、土層内部の局部的な小破壊による土粒子の移動が次第に進行し、土層表面付近において、限界動水勾配の条件が満足された時に、ボイリング現象が始まる状態が観察され、初期状態の G および e だけによって、限界条件を決めることは困難とおもわれる。

……パイピングの問題は、土の局部的不均一性が特に大きい影響を持つため、現在のところ適切な解析の方法は確立されていない。実用的には、構造物と土の接触面付近に最も弱点が生じやすいという観点から、この面に沿う平均水頭勾配に注目し、構造物が土と接触する線（クリープ線）の全長 L と、構造物上下流の水位差 h の比、 $c=L/h$ をクリープ比として、土質を適当に分類して、それぞれの土質に対して安定を保ち得るクリープ比を経験によって定める方法を用いる場合が多い。

アースダム・堤防などの人工盛土、および山崩れなどの自然斜面の安定に対する地下浸食の影響に関しては、自由地下水面が斜面と交わる点付近の土粒子の移動を考え、この点から地下水面に沿って地下浸食が土層内部に進行し、被浸食領域がある程度拡大すると、その面に沿うせん断抵抗力の低下によって上部の土層が崩壊し、この現象が連鎖的に斜面上部に向かって拡大する現象として説明されている。これに対しては、模型実験ならびに実地の経験によって、ある程度確認されているが、安定条件の検討は、地下水面が地表面を切る点における土粒子の移動開始の条件は与えられているが、それ以降の地下浸食の進行状態についての数値的な解析は行われていない。

〔筆者註記〕地下浸食という概念には、種々の浸透破壊現象を包含している。大きくボイリング現象とパイピング現象にわけ、しかも、ボイリングに先立って、局部的パイピングが生じてしまうことがあるとして、パイピングをやや多様な現象に対して用いている。

ここでは、パイピング現象は土の不均一性に基づき、局部的破壊を生じ、さらに進行してゆくものとして、かなり明確に定義している。

しかし、地下浸食（パイピング）の進行についての数

值的解析は行われていないとしている。

#33(1981) 大野陸雄, 山崎弥,
 トランデュック・フィオン; 砂のパイピング特性に関する実験的研究
 ——琉球砂層の場合——
 間組研究年報

(pp.27~35) 3. 実験内容——3.2 実験に用いた試料の性質; 採取した琉球砂層は, 表-2および図-7に示すような工学的性質を有するもので, その特長は74 μm 以下の細粒子を多く含み, せん断抵抗が小さく, し

表-2 琉球砂層の工学的性質 (大野, 他, 1981)
 Table 2 Characteristics of Ryukyu Sand (Ohno, et al., 1981)

試 験 項 目		試 験 結 果		
粒 度 特 性	礫分(2mm以上) (%)	0		
	砂分(0.074~2mm) (%)	62		
	シルト粘土分(0.074以下)(%)	38		
	最大粒径(mm)	2.0		
土 粒 子 の 比 重 G_s		2.767		
自 然 状 態	含水比 W_s (%)	27.5~28.5		
	湿潤単位体積重量 γ_t (gf/cm^3)	1.611~1.646		
	間隙比 e	1.16~1.19		
	飽和度 S_r (%)	63.9~68.0		
三 軸 圧 縮	排水条件	供試体の状態	c (kgf/cm^2)	ϕ ($^\circ$)
	uu	不 飽 和 (自然)	0.10	19
飽 和		0.34	10	
一 軸 圧 縮	不 飽 和 (自然)	q_u (kgf/cm^2)	0.25~0.29	
		E_{s0} (kgf/cm^2)	25~29	
	飽 和	q_u (kgf/cm^2)	0.20~0.23	
		E_{s0} (kgf/cm^2)	13~14	
圧 裂 (自然)	引 張 り 強 さ (kgf/cm^2)	0.029~0.032		
透 水 試 験	透 水 係 数 (cm/s)	1.0×10^{-2} $\sim 2.0 \times 10^{-4}$		
X 線 分 析 結 果		石英, 斜長石, シン輝石, セリサイト, 緑泥石, 火山ガラス		

かも, 飽和に伴って強度低下する細砂である。

3.3 実験装置と方法; パイピング特性を調べるため

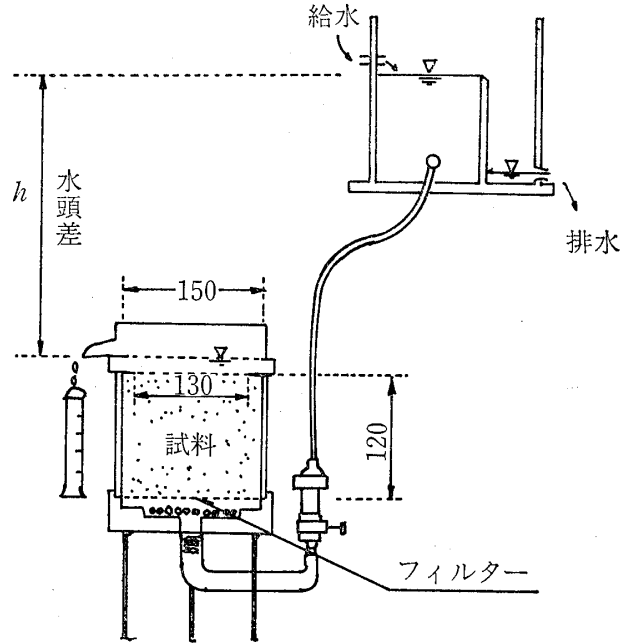


図-5 限界動水勾配実験装置 (大野, 他, 1981)
 Fig.5 Experimental set up for critical gradient(Ohno, et al., 1981)

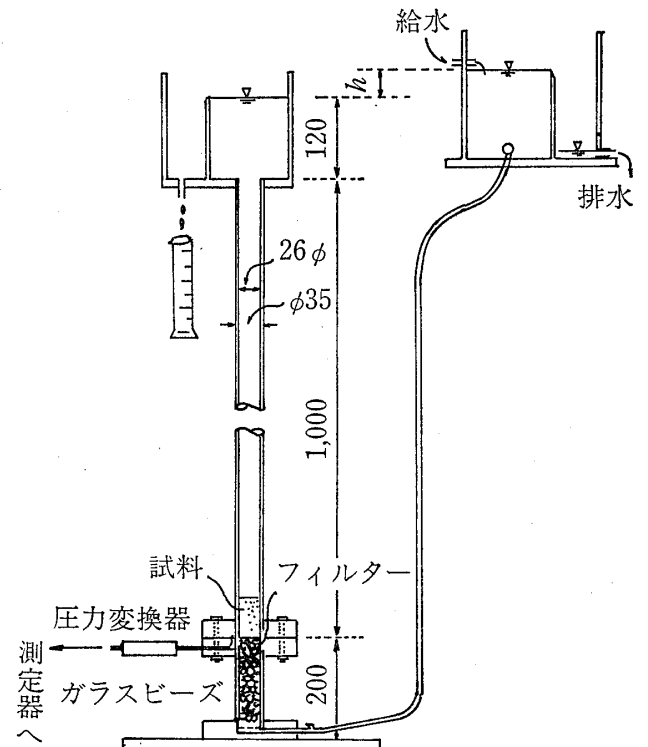


図-6 限界流速実試装置 (大野, 他, 1981)
 Fig.6 Experimental set up for critical velocity(Ohno, et al., 1981)

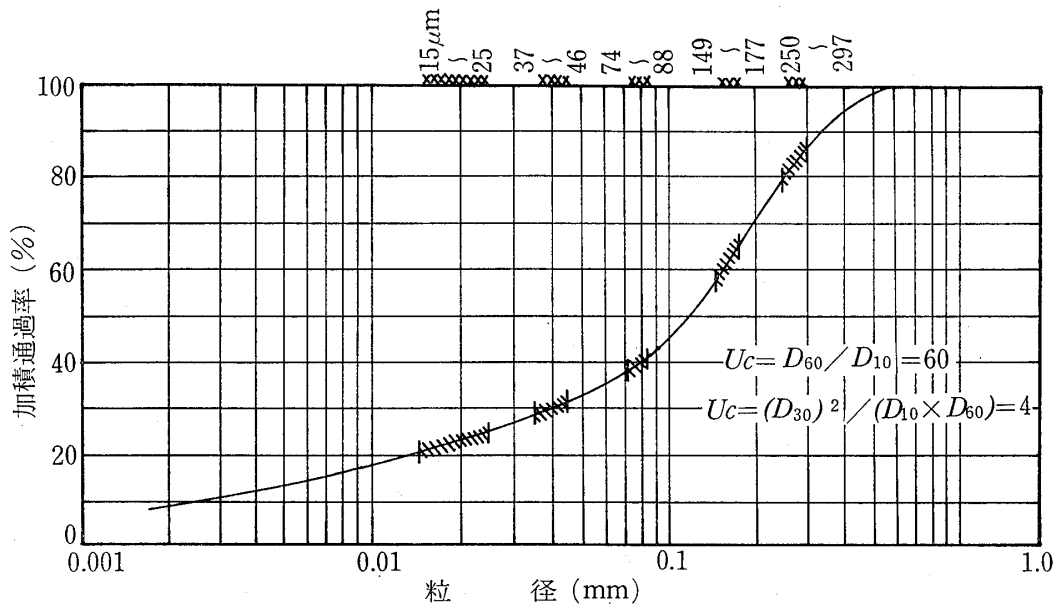


図-7 琉球砂層の粒度分析と分級試料 (大野, 他, 1981)

Fig. 7 Grain size distribution and classified samples (Ohno, et al., 1981)

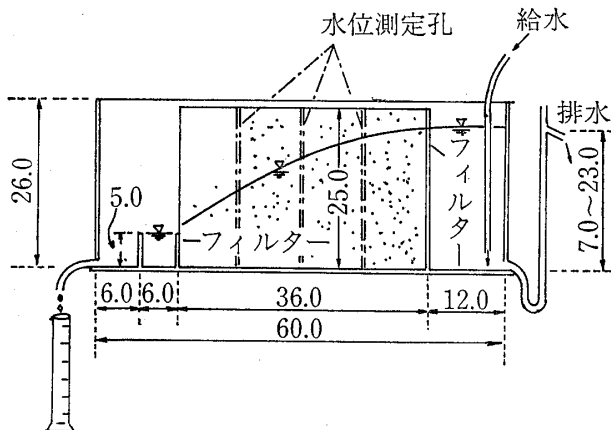


図-8 浸透流実験装置 (大野, 他, 1981)

Fig.8 Installation for seepage flow experiment(Ohno, et al., 1981)

に、以下の3種類の実験を行った。

(1)限界動水勾配実験。土塊としての動水抵抗を調べることが目的としたもので、不かく乱供試体およびこれと同一含水比・密度に調達したかく乱供試体で実験を行った。実験装置は、図-5に示すように、供試体収納円筒は高さ12cm、内径15cmの透明アクリル樹脂製、下部より透水させ、上部は開放してある。〔供試体と供試体円筒の粘土でシールした。〕……供試体セット後、供試体下部より通水し、十分時間をかけ徐々に飽和させた。飽和後、水頭1cmごとに負荷し、各水頭段階で透水量を5分間隔で測定した。一定水量になった後、次の段階に

水頭を負荷してゆき、パイピング崩壊を生じるまで逐次水頭を負荷していった。

(2)限界流速実験。この実験はパイピング現象を土塊ではなく、個々の粒子の移動としてとらえようとするもので、その個々の粒子の大きさと流速の関係により、限界流速を求めることを目的としたものである。実験装置は、図-6に示すように、内径25.9mm、長さ1,000mmの透明なアクリル樹脂製の円筒内に設置し、下部から水頭を負荷してゆくものである。……実験は、まず、計量した分級試料(図-7)を水中落下させた供試体とした。供試体セット後、0.5~1.0cmごとに水頭を負荷し、5分間隔で透水量を測定し、水量が一定になったのち、次の段階に水頭を負荷していった。限界流速付近では流動化状態に達するまで数mmごとに水頭を負荷していった。

(3)浸透流実験。浸透流実験は、基礎を流れる浸透流による下流側流出自由面での浸透状況を調べることが目的としたもので、限界動水勾配実験と同様、不かく乱、かく乱供試体と対象して実施した。実験装置は、図-8に示すように、〔長さ60cm、高さ26cmの〕透明アクリル樹脂製で、供試体の大きさは……高さ25cm、幅36cm、長さ36cmで3ヶ所に水位測定孔を設置し、……

供試体をセットし、シールしたのち、上下流のフィルターをセットして、まず、上下流の水位を一定水位5cmに保った。つぎに、上流側の水位を2cm上昇させ、30分間隔で透水量と水位の測定を24時間行い、その後、つぎの水頭段階(2cmごと)に上昇させ、同様の測定をく

り返ししながら、下流側流出面の浸食状況の観察を行った。

4. 実験結果および考察——4.1 限界動水勾配実験；限界動水勾配として実流速～動水勾配関係曲線(図-9)の変曲点(図中の↑印)の示す動水勾配を考えると、図中に示したような Terzaghi の理論値と比較して、不かく乱供試体では理論値より小さく、かく乱供試体では理論値とほぼ等しい結果が得られている。また、完全破壊時(図中の∩印)の動水勾配は、不かく乱供試体よりかく乱供試体の方が2倍以上の値を示している。

崩壊の過程および形態も異なり、不かく乱供試体では限界動水勾配(図中の↑印)を超えた所で、上面にパイピングホールが10ヶ所近く認められ、ここから細粒子の移動がみられて、最終的には全面が浸透破壊を示すのに対し、かく乱供試体ではパイピングホールは認められず、徐々に上面が膨張するアップリフト型の破壊形態を示す(図-10)。

今回実験を行った琉球砂層の動水抵抗は、林らがシラスに対して行った同様な実験結果と比較して、かく乱供試体で1/2～1/3と小さい。これは、今回実験対象とした砂が細粒分をかなり含むせん断抵抗の低い材料であることなどが影響しているものと思われる。

4.2 限界流速実験；[各粒径ごとの動水勾配一流速関係を図-11に示し、同一粒径での試料厚さによる実験結果の比較も行っている。] 供試体は質量25, 50, 75, 100 gの試料を水中落下させ、安定した状態になったものを供試体の厚さとした。

今回使用した装置による実験では、まず粒径の増大に伴う限界流速の増加がみられること、表-3に示すよう

に流動化した時の限界動水勾配は、Terzaghi の理論動水勾配と、46μm以下の細粒子について若干の相違がみ

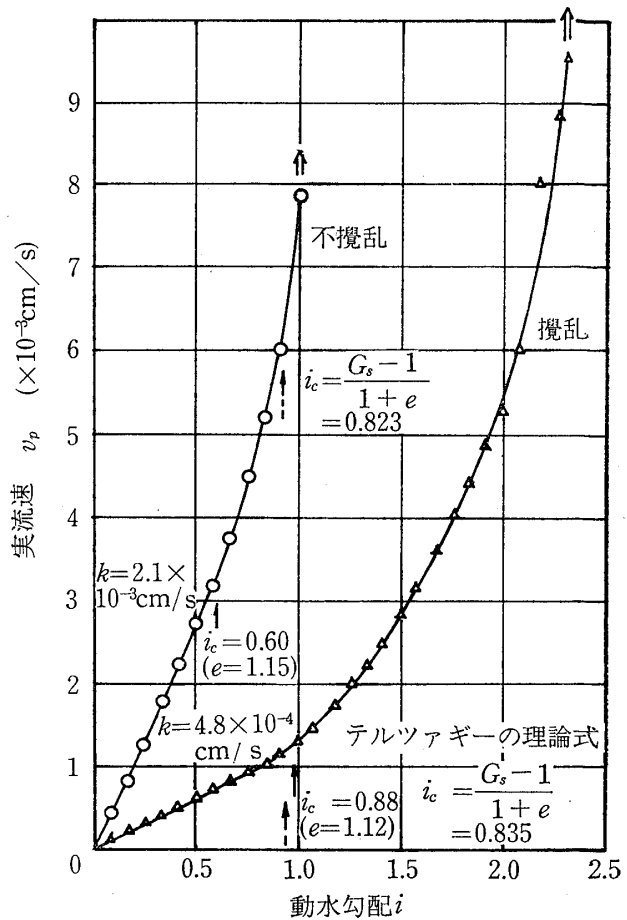


図-9 限界動水勾配実験結果(大野, 他, 1981)
Fig.9 Result of experiment for critical gradient(Ohno, et al, 1981)

表-3 各粒径ごとの限界流速の実験結果(大野, 他, 1981)
Table 3 Grain sizes distribution and critical velocities determined from experiment(Ohno, et al., 1981)

試料の粒径(μm)		実 験 値					理論限界動水勾配	Justinの限界流速	(Justin)(実験値)
範囲	平均	間隙比 e	限界動水勾配 i _c	限界流速 v(cm/s)	透水係数 k(cm/s)	限界実流速 v _p (cm/s)	$\frac{G_s-1}{1-e}$	v _c (cm/s)*	$\frac{v_c}{v_p}$
250~297	272	1.391	0.635	9.80 × 10 ⁻⁴	1.54 × 10 ⁻¹	2.30 × 10 ⁻¹	0.690	5.60	24
149~177	162	1.333	0.650	3.48 × 10 ⁻²	5.35 × 10 ⁻²	8.29 × 10 ⁻²	0.722	4.32	52
74~88	81	1.450	0.643	1.95 × 10 ⁻²	3.03 × 10 ⁻²	4.33 × 10 ⁻²	0.721	3.06	71
37~46	41	1.741	0.557	2.35 × 10 ⁻³	4.22 × 10 ⁻³	4.81 × 10 ⁻³	0.645	2.18	453
15~25	19	1.800	0.426	4.62 × 10 ⁻⁴	1.08 × 10 ⁻⁴	1.08 × 10 ⁻³	0.631	1.48	1370

* $v_c = \sqrt{\frac{2}{3\gamma_w}(G_s-1)d \cdot g}$; γ_w : 浸透水の比重, G_s : 粒子の真比重, d : 着目粒子径, g : 重力加速度

られるものの、ほぼ同様な値を示していること、供試体厚さの相違による影響がみられないことなどがわかった。

図-13は、粒径と限界流速の関係について、今回の実験結果を、Justinの理論式、混合粒径の砂によるKoslovaの実験式、久保田・田中の実験、林らのシラスの実験結果とともに示したものである。……

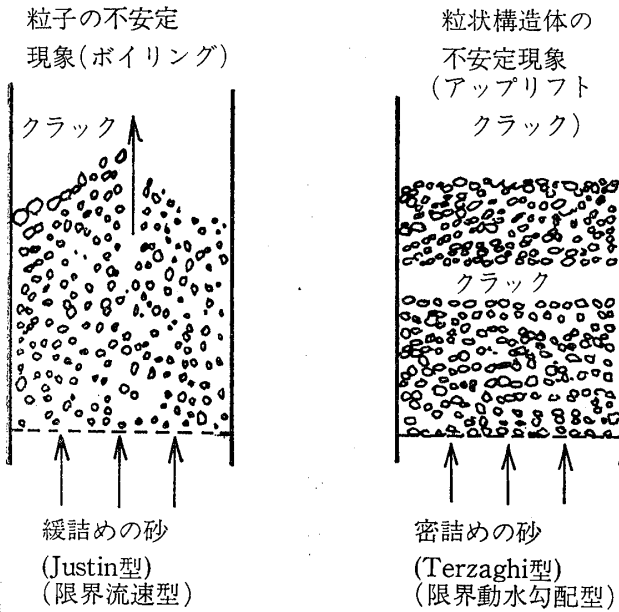


図-10 破壊状況の概念図 (大野, 他, 1981)
Fig.10 Sketch of failure patterns (Ohno, et., 1981)

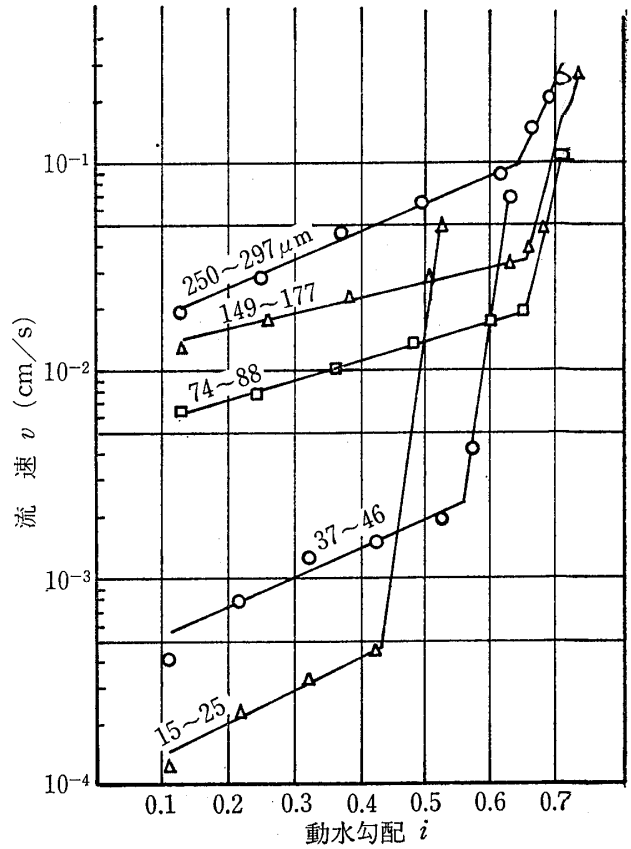


図-11 粒径別の限界流速実験結果 (大野, 他, 1981)
Fig.11 Results of experiment on critical velocity for classified grain sizes (Ohno, et al., 1981)

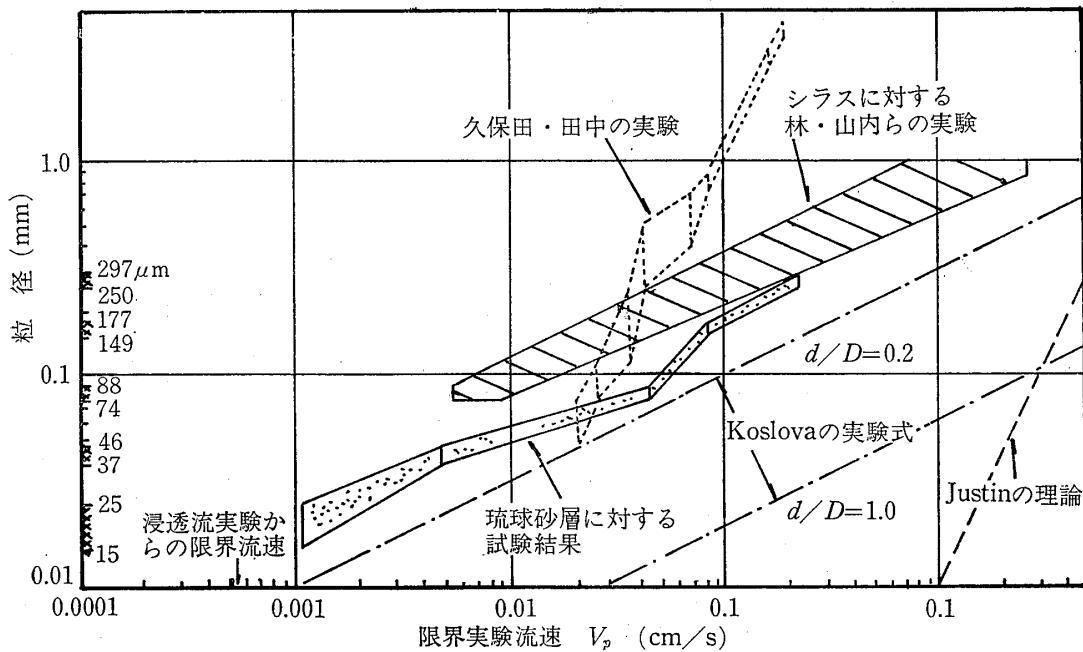


図-13 粒径と限界実流速の関係 (大野, 他, 1981)
Fig. Relation between grain size and critical actual velocity(Ohno. et a., 1981)

……今回の実験結果から、粒径と限界流速の関係をみると、Justinの理論と比較して $1/24 \sim 1/1,370$ とかなり小さく、細粒径となるにつれてその相違が大きい。久保田・田中の実験結果と傾向が異なること、Koslovaの実験式、林らの実験結果とは比較的傾向が一致していることなどがわかる。……林らの実験結果は、今回の実験結果と比較すると、同一粒径に対して若干大きい限界流速を示しているが、この限界流速は同一粒径でも、粒子の比重、形状、構成鉱物などの影響をうけると思われ、林らの実験したシステムなどは、最も流動化しやすい粒子から構成されていると考えられる。

4.3 浸透流実験；……実験でのパイピング状況をみると、不かく乱供試体では、動水勾配 $i=1/9$ で下流側供試体面の約10ヶ所に小さいゾーンでの膨張がみられ、その後細粒子が流されて、パイピングホールの発生がみられる。さらにその後の動水勾配の増加に伴い、パイピングホールの拡大、進行とともに、透水量の増加がみられる。一方、かく乱供試体では、動水勾配 $i=2/9$ で溝状の裂け目とそこから細粒子の移動がみられる。その後の動水勾配の増加により、裂け目は上方へ進行していくような状況がみられる。

浸透流実験でも、限界動水勾配実験と同様に、かく乱に伴う透水性の低下、パイピングに対する抵抗性の増大がみられるが、いずれの供試体条件でも、パイピングは限界動水勾配実験で得られた動水勾配より小さい段階で発生している。

また、浸透流実験のパイピング発生時の限界実流速値から、図を使かつて粒径を求めると、少なくとも $15 \mu\text{m}$ 以下の粒子であろうと推測される。この粒径は、図-7に示したように、今回使用した琉球砂層の加積通過率約20%以下に相当するものである。いいかえると、浸透流実験でのパイピングは、粒径加積曲線における20%以下の粒径の粒子の流出とともに発生したといえよう。

〔筆者註記〕本実験は、「パイピング」という現象について、限界動水勾配および限界流速という2つの発生条件の限界値を求める実験を行っている。

ここで問題は、限界流速実験では、試料が「流動化するまで」水頭を負荷するとし、限界動水勾配実験では、試料が「パイピング崩壊するまで」水頭を負荷するという表現である。これらの現象がそれぞれ実際にどんな現象を観察しているのか、これらの現象と限界条件とがどのような関係にあるのか、この2つの組み合わせにどのような違いがあるのか、が明らかでない。

また、限界流速に達して、容器内の試料が流動化する時の動水勾配は、限界動水勾配とどう違うのか、土粒子

の安定に関する限界値が容器断面を通る浸透水量から求められるのか、供試体試料の厚さに対して細い管状容器では、試料内にアーチ作用が働くのではないかなどの疑問がある。

パイピングによる破壊の前に小パイピングホールができるとしているが、どのような機構と考えるのかの説明がない。

#34(1981) J.B. Sellmeijer; Piping due to flow towards ditches and holes
Proc. of Euromech 143/Delft

(pp.69~72) 序；近年パイピングの問題は、より広く関心が持たれるようになってきた。特に国土の大きな部分を堤防によって氾濫から守っているオランダでは、パイピング現象は重要である。その発生を予測する基本的な方式として有効なものはまだない、設計のためには、いくつかの統計的手法に基づく基準が用いられている。BlighやLaneのものが最も一般に適用されている。

今日では、これらの基準が、より複雑になっていく構造物でおこるそれぞれのパイピング問題に対しては、充分でないことが強調されるようになってきている。パイピング機構を、あるいは少なくともその機構の顕れた現象をもっとよく解明することが必要となっている。

そこで、Delft Soil Mechanics Laboratoryでは、オランダ水防研究センターの指示により、パイピング現象について一連の研究を進めてきている。

室内でいくつかの寸法の異なる実験が行われ、多様な砂の種々の間隙率で実験が行われた。実験では、流量と多くの間隙水圧の測定を行った。これまでのところ、均質な砂での結果だけが論議されている。砂の混合物では均質な材料に比べ結果が大きくばらついている。混合の程度は後の章で述べるように重要な役割をはたすようである。

実験におけるモデルは、実物の状態に比べ、明らかにずっと小さいスケールである。しかしながら、パイピングが始まるゾーンは、相対的に小さい範囲であり、実寸のモデルでもそうである。したがって、結果の解釈は、パイピングが発生する時の水圧低下測定に対する相似率の決定にだけ影響する。もちろん、モデルの中のパイピングが始まる位置は、実物の状態のそれとぴったり同じ性質をもつとしてである。

モデルの寸法；〔長さ1が5.75mおよび1.90mの2つの実験土槽（高さは1.50mおよび0.5m、奥行はいずれも0.5m）で、砂を詰め、砂の上面に粘土を敷いている。この粘土層は、1つは土槽の幅全体にわたる水路（溝）

を設け、もう1つは土槽幅の中央に穴を設けてある。]

水路に向かう流れ；パイピングが始まる場所は小さいが、モデルの中で実物としての大きさで現れることは既に述べた。このために、水路に向かう流れのケースでは、水路の幅は厳密に考える必要はない。むしろ、パラメーター（ γ 半径）はパイピング現象の性質に影響を与える。……比較のために、2つの寸法の場合について定常流解析を行った。パイピングに鋭敏な区域を同じ条件にすれば、2種の寸法のモデルにおける水圧低下の相互関係が得られる。すなわち、ある位置におけるパイピングの水圧低下は、模型実験の測定から予測することができる。……理論と測定値の一致は充分なものである。

穴に向かう流れ；小さな穴に向かう流れの場合のパイピング現象は、水路に向う流れの場合に比べてより複雑である。水圧低下は、穴の部分の砂の安定性に依るだけでなく、穴の中の流動化した砂の抵抗にも依存している。このために、Sellmeijer(1980)の縮尺補正法では不十分である。この手続きは水路のケースで用いられたものと同様であるが、特別のスケーリング要因としての r がある。一致の仕方はまちまちである。

この種の実験は、粘土の中の穴に水だけがある状態から始められる。ある水圧低下の段階で、砂の表面が臨界（極限）状態になる。これらは砂の噴出や穴からの流量の急増によってわかる。De Wit 他 (1981) によれば、水路のケースの縮尺補正法もまた、この段階で用いられている。内部浸食により運ばれた砂は、穴の中で流動化した砂のために、特別の抵抗を生ずる。すなわち、水圧低下は、穴全体が流動化した砂で満たされてしまうまで続くことを意味する。

流動化した砂の挙動を見るため、直径0.04mの透明アクリルチューブによる実験を追加した。流量と管沿いの数ヶ所の水頭を測定した。予想通り、流動化した砂試料の全体にわたって、水圧勾配は同様であった。

……チューブの内壁の粗度を変えてみたい。1つはスムーズであり、他の1つの壁は粘土を塗り、もう1つは砂を塗りつけた。内壁の材質は結果に影響しないことがわかった。比流量（specific discharge）と動水勾配の関係は、簡単な式に表される。

$$\frac{Q}{\pi r^2 k_0} = \ln \left\{ \alpha \frac{d}{\phi} \right\} \quad (1)$$

ここで、 k_0 ：比流量のスケールパラメーター

α ：動水勾配のスケールパラメーター

特定の砂について（浜砂タイプ）試験値 $k_0=9\text{mm}$ 、 $\alpha=$

0.9を得ている。

パイピングの予測手順を確立するため、初期段階の間は、穴は他の所と同じ状態の砂で満たされていると仮定する。ある水圧低下が起こると、定常流解析で得られるような、穴に向って通過する流れが生じる。水圧低下が大きくなると、穴は流動化する。この状況は次のようになる。流れの場合には定常流の式が用いられる。

穴の中では、比流量と動水勾配の関係式(1)が適用される。流れの場合と穴の接続部では、両式は水頭と流量について連続の条件で結ばれる。さらに水圧低下が進行すると、最終的には、粘土層沿いにパイピングが引き起こされる。これでパイピングの発生は水路に向う流れの場合と同様の方法で予測することができそうである。その手順においては、もちろん、穴までの圧力低下が考えられなければならない。このためには、初期において穴は水だけで満たしておいて、この値を直接測定する方法が便利である。この方法によって4つの実験を大きなタンクで実施した。フィルターから穴までの異なる距離 a が 2.40m および 4.50m に対して、穴の直径 r を 0.04m と 0.10m に変化させた。

De Wit 他 (1981) は、内部浸食相（実験ではボイリング相と呼んでいる）の予測法は満足できるものであると、でに述べている。

初期の段階で、穴が砂で満たされているケースでの実験結果を予測するのは興味あることである。上記の方法による計算結果は表-1のようである。流動化した砂の抵抗は、水頭の約50%まで増加するようである。残念ながら、このパイピング相については、実験中の測定があまりうまくいかなかった。2および4の実験では、穴の直径0.10m、穴の高さ0.12mであった。この比は大きすぎたため、穴の下流側に砂が集まってしまい、一方、上流側を水だけが流通してしまった。このために、流動化した砂の特別の抵抗が、あまり影響をおよぼすようにはならなかった。

実験1と3では、穴の直径は0.04mmであった。この

表-1 予測水頭 (単位 mm) (Sellmeijer, 1981)

Table 1 Predicted hydraulic head in mm (Sellmeijer, 1981)

実 験	1	2	3	4
ボイリング相における測定水頭	300	375	595	740
パイピング相における予測水頭	454	548	910	1093

表-2 測定水頭 (単位mm) (Sellmeijer, 1981)
Table 2 Measured hydraulic head in mm
(Sellmeijer, 1981)

実 験	1	2
ボイリング相における測定水頭	470	860

ときの直径と高さの比は、穴全体で流動化が起こるよう
に十分に小さかった。表-2には、パイピング時の測定
水頭が、表-1に予測したものとよく合致したことを示
している。

しかしながら、測定された比流量は、予測されたもの
よりかなり高いものであった。これは当然のことである。
なぜならば、穴は内部浸食機構により運ばれた砂によ
って充たされており、内部浸食による流量の増加はモ
デルには含まれていないからである。比流量が大した役
割ではないならば、——多分こう仮定することが論議と
なることはないと思うが——この予測法は、穴の初期の
状態とは別個に、穴に向かう流れの場合に適用できよ
う。これについては、さらに詳細な実験が計画されてい
る。

結論；

1. 穴に向かうパイピング現象は2つの機構に分け
られる。
 - ① 穴から上流方向への初期浸食
 - ② 穴の中での流動化、これは特別の抵抗を生ずる
2. 水路に向かうパイピング現象はその最初の機構の
みを含む。
3. 穴に向かうパイピングの発生を予測するため、実
験の結果を用いて、1つのモデルが提案されてい
る。そのモデルの内部浸食に関する部分は、水路に
向かうパイピングの場合のモデルに等しい。
4. 室内の実験中の測定については、導かれたモデル
のすべての局面をチェックするためには、全般的に
不十分である。さらに特定の実験が計画されてい
る。

〔筆者註記〕 不透水性の表層の下に被圧した透水層が
あり、表層に水路状あるいは孔状の漏水口ができたとき
の漏水口での水頭を求めている。孔状の漏水孔には特別
の抵抗が生ずることを指摘している。実験においては、
この部分に対する測定状況は充分でなかった。

#35(1981) J. W. de Wit, J. B. Sellmeijer and
A. Penning; Laboratory Test on Piping

Proceedings 10th. I. C. M. F. E.

(pp. 517~519) 梗概；止水構造物の中や下で起こる
パイピング現象は、この何10年間か研究されてきた。パ
イピング現象は複雑であり、未だに十分に根本的記述は
なされて（提案されて）いない。一般的には、通常応用
的な設計基準は、統計的方法に基づいてなされている
（たとえば、Bligh, Lane）。

もう1つのアプローチは、模型室内で適切な基準条件
を見出すことである。デルフト土質研究所では、オラン
ダ水防研究センターの援助の下で、透水性地盤上のダム
のモデルに対する広範な実験を行ってきている。これら
のアプローチで、模型と実物の縮尺の決定が重要なもの
となった。間隙水圧の測定値は、定常流のラプラス式に
よる計算と良い一致を示した。さらには、パイピングを
起こし易い場所、たとえば下流側の不連続面などの間隙
水圧は、鋭感な個所が同じ幾何学的位置にあるならば、
異なる縮尺の他のモデルでも等しいことがわかった。

このことは、模型実験から得られた結果が、実物の状
況にも外挿できる事を意味している。

序文；オランダはヨーロッパの川、Rhine, Meuseお
よびScheldtの三角州地帯にある。地盤が低いため、国
土はこれらの川の氾濫から、堤防によって守られている。
国土は人口密度が非常に高いので、堤防は高い安全
性を持たなければならない。一般に粘土でできていて、
砂の上にある堤防の安定性は、パイピング現象によって
脅かされている。

透水性媒質の上に置かれた止水構造物の下では、水頭
による地下水の流動が起こる。この運動は砂の中に浸透
力を生じさせる。水頭（勾配）が増すと、構造物の下流
側で、水路や表層土を貫通する孔の中に砂のボイリング
が生じる段階がある。透水性材料中の浸透力は限界値を
越えると、このようなボイルを上流方向に移動させるよ
うな浸食を引き起こす。透水性媒質では、パイピングは
上下流水位を繋ぐような形になる。このパイピングと呼
ばれる浸食現象は、最終的には、止水構造物の全面破壊
をもたらすことがある。

このようなパイピングの問題に対して、法則（基準）
が統計的方法に基づいて導かれてきた。……この問題
の別のアプローチは室内実験によるものである。……
この研究では、実物の構造物よりずっと小さい模型を用
いた。この方法で、パイピング予測における問題点は、
モデルと実物の縮尺であった。

模型；単純化する理由から、模型の作りは模式的にし
た。パイピングが生じやすい箇所注目した。図-1の
ように3つのケースの研究をした。

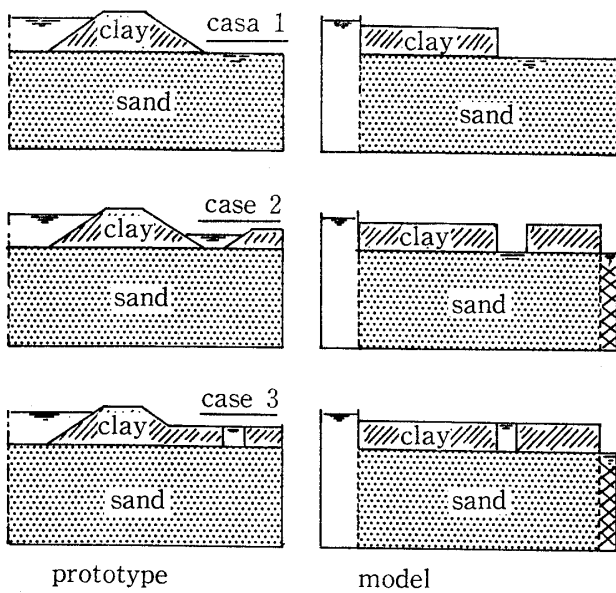


図-1 原形とモデルの形状 (du Wit, 他, 1981)
 Fig.1 Geometry of prototype and model (du Wit, et al., 1981)

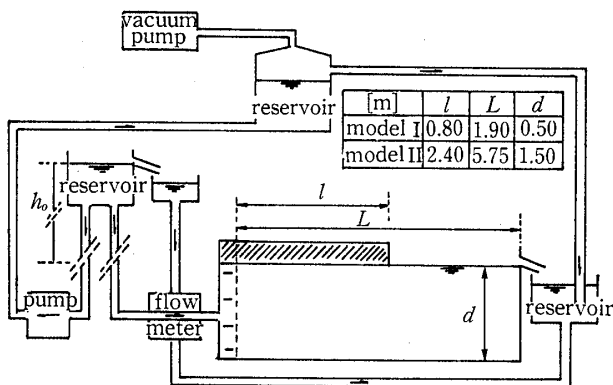


図-2 モデルIおよびII (ケース1) についての
 実験装置 (du Wit, 他, 1981)
 Fig.2 Experimental set up with models I
 and II [case 1] (de Wit, et al., 1981)

- ケース1 : 堤内地表土層なし (2次元流)
- ケース2 : 堤内地表土層の部分欠如, たとえば, 水路 (2次元流)
- ケース3 : 堤内地表土層に円形の孔 (3次元流)

実験装置の概要は, 図-2 に示す通りである。
 ……実験の間, 次の事項の影響を調べた。

砂の種類, 砂の密度, 堤防の重さ, 時間効果; 実験の
 手順を通じて, 水頭はパイピングが起こるまで増加さ
 せ, さらにその水頭をパイプが上下流につながるまで保
 った。そこで実験を終了して, 浸食のパターンを調べる
 ため粘土層を取り除いた。

実験で認められた現象; どの実験においても, 動水勾

配が最大値になるとき, 水路や孔の中の粘土層の端部の
 砂の自由面で, パイピングは始まった。水頭を上げてゆ
 くと, 粘土層の端でいくつかの段階(の現象)が観察され
 た。

1. ごく狭い範囲での砂の進行性の膨張, これはおそ
 らく実験の開始時に始まっている。
2. 非常に小さい孔が観察される。これは細粒子が多
 数洗い出されていることを意味している。
3. 小さな噴砂が現れる。初めはごく小さい。小さな
 粒子が水流で持ち上げられ, また沈んでいく。この
 段階では目につくような砂の運搬は認められない。
4. 水頭を上げてゆくと, ボイルの中の動きは限界状
 態になるまで激しくなり, ボイルは浸食した砂を堤
 防の下から運び出し始める。

この段階の間中, 平衡状態は乱されている。粘土と砂
 の接触面で砂を浸食する後退性浸食が起こる。

2つの水位の間が本当に繋がるやいなや, パイピング
 が起こり, 堤体の下に激しい浸食が起こる。粘土をめく
 って確かめたパイプは蛇行しており, 粘土層の直下に形
 成されていた。……

ケース3のモデルでは, もう1つの現象が認められ
 た。ボイリング相の直後に運ばれてきた砂で, 孔が徐々
 に埋められていくのが見られた。これは, 浸食過程で水
 頭の上昇をもたらすような特別の抵抗を生じさせる。

実験結果—調査項目の影響

1. 砂の種類; 粗砂の測定限界水頭が最も高かった。
 一般に, 粗い砂ほど限界水頭が高い。
 2. 砂の密度; 一般的に密度が高いほど, 限界水頭が
 高いことがわかった。これは, 粗い砂でははっきり
 しなかった。……
 3. 堤防の重量; 3倍の荷重までの3種の実験をした
 が, 限界水頭にはほとんど変化は見られなかった。
 4. 時間効果; 限界相(状態)の一定水頭で長時間の
 実験を行ったが, 何の時間効果も見られなかった。
- その他の影響
5. 砂の種類によって, ボイリングとパイピングの発
 生時の水頭には, 多かれ少なかれ差がある。この差
 はどの砂においても見られる。粗い砂ほど大きな水
 頭の開きがあるようである。
 6. 内部摩擦角は, 限界水頭の大きさに影響をおよぼ
 す。同じ粒度配合の2つの砂を比較するならば, 摩
 擦角が高いほど, 限界水頭が高くなるだろう。
 7. 透水係数の影響; 1つの砂を考えるならば, 透水
 係数が小さくなるほど, 限界水頭は減少する。粗い
 砂では明確でない。

8. 小さな孔では水理的抵抗が、パイピング発生時とボイリング発生時の水頭に、比較的大きな差がある原因になっていることが明らかである。

ケース1と2の縮尺；実験室での縮小模型実験を実施して、パイピング発生を予測する手段を得るためには、間隙水圧分布を記述する概念モデルが必要である。定常流では、このモデルは次の式を反映している。

$$\nabla \cdot (k \nabla w) = 0 \tag{1}$$

ここで、 k ：透水係数
 w ：過剰間隙水圧
 ∇ ：動水勾配

媒質の透水係数が一定である場合は、式(1)はラプラス式となり、境界条件によって解く、とができる。

図-1のケース1とケース2の形の測定間隙水圧とラプラス式から計算されたものとは、パイピングが始まる瞬間までは、よく一致することわかった。

縮尺IおよびIIの実験結果を比較してみると、浸透流の出口のパイピングが始まるポイントに近い間隙水圧の測定値は、モデルの作りと土性が同じである限り、同じ大きさであることが示された。

このことは、実物の条件のパイピング発生が縮小モデルの実験結果を用いて予測することができることを意味している。その手順は次の通りである。

1. ラプラス式の解を、未知の許容水頭による実物における流れと、模型における流れの両方について求める。実物の材料を使った模型を実施して、パイピングが始まる限界水頭を決定する。
2. 解を異常点に合わせることで、模型実験結果を使い、実物における限界水頭を予測することができる。

この手法は、ケース1のIおよびIIの縮尺模型の結果との比較により検証されている。この手法で、大きな模型による限界水頭は、小さい模型のその1.73(= $\sqrt{3}$)倍であることが予測される。

細砂の全実験から求められた平均の数は1.6である。標準偏差は0.2である。測定値は終始計算値より低めで

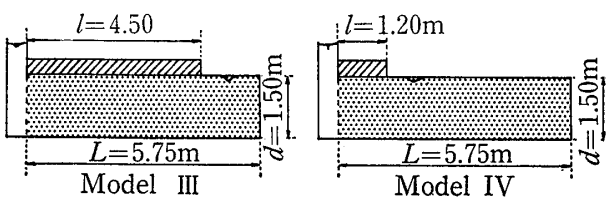


図-6 モデルIIIおよびモデルIV (de Wit, 他, 1981)
 Fig. 6 Model III and Model IV (de Wit, et al., 1981)

あるが、測定値と理論の比較結果は満足できるものである。

予測手法の補足的チェックとして、図-1に述べた各モデル(ケース)の各々について、同じ3つの実験が行われた。この予測法により、ケースについて、次の大きさは不変であることが導かれた。

$$h_o / \left[\sqrt{d} \operatorname{arcch} \left\{ \exp \left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{l}{d} \right) \right\} \right] \tag{2}$$

ここで、 h_o ：限界水頭
 l ：浸透経路長
 d ：透水層の深さ

[図-2のモデルIIにおける L 、 d を同じにしたまま l のみを変えて、図-6に示すように、モデルIIIおよびIVとしている。]

理論と測定結果の比較を表-1に示す。標準偏差はやや大きい、平均値は非常によく一致している。

孔から始まるパイピング；図-1のケース3の形の場

表-1 模型縮尺の比と限界水頭の比の関係 (de Wit, 他, 1981)

Table 1 Ratios between critical heads for each model scales (de Wit, et al., 1981)

	理論値	実験結果	
		平均値	標準偏差
h_{oIII} / h_{oIV}	2.80	2.70	0.35
h_{oIII} / h_{oII}	1.69	1.74	0.23
h_{oII} / h_{oIV}	1.67	1.61	0.39

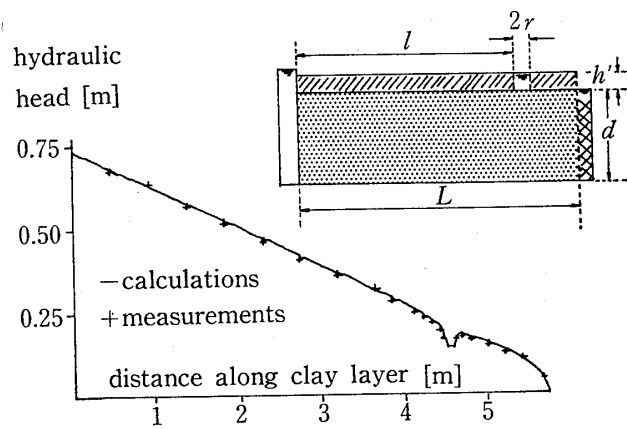


図-7 モデルケース3のボイリング相における測定値と計算値の比較 (de Wit, 他, 1981)

Fig. 7 Comparison of measurements and calculations in the boiling phase in the model of case 3 (de Wit, et al., 1981)

表-2 実験ケースと水頭マトリックス (de Wit, 他, 1981)
Table 2 Head matrix for each test cases (de Wit, et al., 1981)

実験 no	l (m)	L (m)	d (m)	$2r$ (m)	h' (m)	水頭マトリックス (m)			
1	2.40	5.75	1.50	0.04	0.12	.300	.303	.303	.304
2	2.40	5.75	1.50	0.10	0.12	.370	.375	.376	.377
3	4.50	5.75	1.50	0.04	0.12	.589	.594	.595	.596
4	4.50	5.75	1.50	0.10	0.12	.726	.735	.737	.740

合、測定圧隙水圧は一見するとラプラス式で計算した値と必ずしも間によく合っていない(図-7)。

実験の間を通じて孔からの流量を測定した。水頭と流量の関係を見ると、流量が急に増加する点がある。これは孔の底が限界相(ボーリング相)に達した瞬間におこる。この段階以前には、間隙水圧の測定値とラプラス式による計算値はよく合っている。

表-2は、4つの実験についてのラプラス式の解との符合をもとにした外挿的方法を応用した結果をマトリックスの形で表したものである。この水頭は、孔の流量が増加した瞬間に測定されたものである。 l, L, d, r, h' の記号は図-7に説明してある。主対角図表の値は各実験の実測値である。各欄の中の値は、1つの実験結果から外挿的方法で計算されたものである。このようにして得られた各列の値は非常によく合っているように見える。

流量が増加する点の後では、ラプラス式は測定値を記述することはもはやできない。明らかに、穴に向かう流れの場合は、特殊な機構を考えなければならない。孔の底が限界相に達した時、砂は孔の方へ運ばれていく。この砂は流動化した状態である。水頭(差)は、孔が流動化した砂で完全に充填されてしまうので上昇するようである。ボーリングした砂が、孔から離脱できるだけの高さに達したときにのみ、堤防モデルの下に浸食が集中し、パイピングが起こる。[アンダーラインは筆者]

実験結果からは、実物の条件では、この最後の現象が、パイピング予測に重要な役割を持つということになる。そこで、管を通しての砂の流動の実験を行い、砂をビンガム流体と見なして行こうと考えている。

結論；

1. ボーリング相を生ずるまで、ラプラス式で計算した間隙水圧は測定値とかなりよく合う。ケース1および2では、パイピング相になるまで非常によく一致した。
2. ラプラス式と合わせる方法で、ケース1および2

ではパイピング相を、ケース3ではボーリング相を予測できよう。この手法は室内実験の結果を実物に外挿するものである。

3. ケース3の実物の条件では、進行性浸食に対する大きな抵抗は、孔の中の流れのタイプによって規定される。さらに、詳細な実験を近々実施する予定である。
4. パイピングの予測は、式(2)に示すように、深さ d に依存する。Bligh(1910)とLane(1935)は、このパラメーターを考慮していなかった。

[筆者註記] 堤内地の被圧透水層に水路あるいは孔状の漏水口があるモデルの模型実験により、パイピング現象の進行の予測には、孔の底が限界相に達した後、ビンガム流体としての孔内の砂が、孔から排出される状態にならなければならないと結論づけている。この管を通しての砂の流動の実験は、これから進めて行くことが予定されている。

#36(1981) D. van Zyl and M. E. Harr; Seepage
Erosion analysis of Structure
Proceedings of 10th I. C. S. M. F. E.

(pp. 503~509) 梗概；本論文は、被圧した地下水流のある砂質堆積物上に設けられた構造物における浸透浸食解析の概要を示すものである。被圧した水流のもとでの浸透浸食解析への種々の異なるアプローチについて論じている。すなわち、全体(平均)勾配法、ヒービング、流出口(流端)勾配法と呼ばれるものである。室内実験の結果では、土の破壊動水勾配は限界動水勾配より高く、これらの動水勾配は不規則に変わり得る。

序論；高い浸透勾配の水流を受ける構造物地盤の破壊は、通常、パイピング、ヒービングあるいはインターナルエロージョン破壊と記述される。“Suffosion”(あるいはその派生語)という語は、多くの国語(独、西、露語など)で、浸透による好ましくない影響を記述するのに用いられている。

表一I 浸透浸食の性質 (van Zyl, 他, 1981)
Table I Characterization of seepage erosion (van Zyl, et al., 1981)

形態	機構	解析方法	例	参考資料
ヒービング	<ul style="list-style-type: none"> 大規模な土塊の同時的隆起 土塊のせん断抵抗はほとんどゼロである 	<ul style="list-style-type: none"> 限界土塊の単位有効重量に対する単位浸透力の比較 	<ul style="list-style-type: none"> 開削部の地下水位低下によるヒービング 被圧水の下での掘削部の噴出 水門の下流側止水壁や余水吐すぐそばのヒービング 	<ul style="list-style-type: none"> Sentko (1981) Terzaghi and Peck (1967) van Zyl (1979)
パイピング	<ul style="list-style-type: none"> 土中の不連続部分で局部的に始まる(細粒分の集中, 比重の小さい粒子, 亀裂や割れ目などである) 土の表面で土粒子が離脱し始める 浸出部に徐々に拡大する空間ができ不規則なパイプ状の水みち穴が後退方向にできる パイプの周りの土は安定している。 	<ul style="list-style-type: none"> 不連続性に左右されるのでほとんど不可能である 平均勾配法の利用は1つの試みである 	<ul style="list-style-type: none"> 堤防背後の噴砂 水門の止水壁の下をくぐるパイピング 	<ul style="list-style-type: none"> Bligh (1927) Terzaghi (1929) Lane (1935) Khosla, et al. (1936)
インターナルエロージョン (マトリックスエロージョン)	<ul style="list-style-type: none"> 細粒土が土のマトリックスから粗粒土層へと動かされることにより, 局部的に始まる 空洞が形成され崩壊, 破壊に至る 	<ul style="list-style-type: none"> 粒度分布の影響と動水勾配を結び付けることが試みられているが, 一般に解析は極めて難しい 特定のフィルター基準に設計されたフィルターを用いて防ぐことができる 	<ul style="list-style-type: none"> アースダムやロックフィルダムのゾーンの間での粒子の移動 分散性の土 	

“Seepage erosion”という語は、浸透の好ましくない影響を記すのにもっとも一般的に用いられ、また、上記の破壊機構を包含している。大抵の場合、特に自然堆積地盤についていえば、seepage erosionはこの種の破壊の表し方としてベターである。なぜならば、厳密な破壊機構は不確実であるからである。

本論文は、被圧水流をもつ砂質土の浸透浸食の解析方法を論評するものである。

浸透浸食の諸形態の性格；I) ヒービング, II) パイピング, III) インターナルエロージョン。これらの形態の各々は、異なった破壊機構に支配されており、各々別の方法で解析される。表一Iには、各破壊機構について、機構と解析技術の概要を、いくつかの事例も併せて示してある。表には解析方法や討議ののっている資料文献を記載してある。

浸透浸食の解析

全体(平均)勾配法；透水性基礎地盤における水門(堰・樋門)の設計に対する全体(平均)勾配法の原理は、最初 Buckley(1905)*によって述べられた。これは19世紀の最後の10年間に、インドで彼が行った室内実験によるものである。彼の結論はつぎの通りである。

『それは次のように言うことができる。すなわち、透水層中の水門の安全性の真の尺度は、水の流れが水門の下をくぐる時の土中の距離であり、堤が水門の基礎地盤上に水平に置かれているか、あるいは、ある深さに根入されているかは、構造物の下の水が、流路と同

* Khosla, 他 (1936) が言及するところでは、Irrigation works in India”であるが、出版社は不明である。

表一Ⅱ クリープ係数と平均勾配 (van Zyl, 他, 1981)
Table Ⅱ Creep coefficients and global gradient (van Zyl, et al., 1981)

表 示	Bligh(1927)			Lane(1935)		
		クリープ係数： $C=L/h$ ここで L = 水門の底面に沿う浸透路長 h = 全水頭差			加重クリープ比： $C_w((H/3)+V)/h$ ここで H = 水平接触面沿いの距離 (<45°) V = 鉛直接触面沿いの距離 (>45°) h = 全水頭差	
示唆される限界値	土 質	C	$1/C$	土 質	C	$1/C_w$
	軽シルトと泥 (100メッシュフル イで60%通過) 細粒雲母質砂 (75メッシュ80% 通過) 粗粒砂 玉石混じり砂礫	18 15 12 5~9	0.06 0.07 0.08 0.1~ 0.2	微粒砂シルト 細砂 中砂 粗砂 細礫 中礫 玉石混じり礫 玉石礫混じり 硬質粘土	8.5 7.0 6.0 5.0 4.0 3.5 3.0 2.5 1.8	0.12 0.14 0.17 0.2 0.25 0.29 0.33 0.4 0.56

じ長さの摩擦にさらされているかぎりには、ほとんど重要ではない。』

浸透水の経路長という概念に立つ研究は、いわゆるクリープ比とかクリープ係数に発展した。

これを基礎としたよく知られる設計法は、Bligh(1927) (およびこの本の初版) および Lane (1935) によるものである。Lane の提案した方法は、その経験的性格に対する批判にもかかわらず、今日なお、ダムや水門の設計に用いられている。

表一Ⅱには、両者の場合のクリープ係数の定義を、その示唆するところの限界値とともに示してある。概念的には、表一Ⅱ 示す式から得られるクリープ係数は、対象とする土の条件に対して表示されるものよりも、高めになるようである。示唆される限界値は、種々の地盤条件に設けられた非常に多く構造物の分布から得られたものである。(Lane(1935)は200ヶ所の構造物を分析している。)

平均浸透勾配は、単位流路長当りの水頭損失と定義される。したがって、クリープ係数の逆数が平均浸透勾配ということになる。これらの値は表一Ⅱにも示してある(1/C および 1/C_w)。

Chugaev (1958) は、透水性地盤上のコンクリートダムの浸透浸食の解析に関して、さらに一般的手法を示し

表一Ⅲ 透水地盤上のコンクリートダムの許容平均勾配 [Chugaev, 1958] (van Zyl, 他, 1981)

Table Ⅲ Allowable global gradient for concrete dams on pervious foundations [Chugaev, 1958](van Zyl, et al., 1981)

土 質	許容平均勾配
細粒砂	0.12
中粒砂	0.15
砂質ローム	0.20
粗粒砂、礫	0.25
固い粘土	0.40

た。抵抗係数を平均動水勾配の計算に用いたのである。174の構造物の解析から、表一Ⅲに示す限界値を結論として得た。

平均動水勾配の定義は異なっているが、表一Ⅱの 1/C_w の値と表一Ⅲの許容平均勾配の間には、注目すべき類似性が見られる。

平均動水勾配法における限界勾配やクリープ係数は、多数の構造物の分析から決定された。しかしながら、それぞれのケースで調べられた構造物のサンプルは、統計上の母集団の取るに足らない部分かも知れず、必ずしも、すべてのあり得る破壊様式を不利な地盤条件

を包含しているとはいえない。

破壊が起こったいくつかのケースでは、それが地質学的不連続面に沿った浸透によって引き起こされたかもしれない(Terzaghi, 1929)。

平均的浸透の代わりに集中的浸透が、そこでは、原因となっているかもしれない(Davidenkoff, 1970)。集中浸透による浸透浸食に対する構造物の安全性を予測することは、集中浸透のもとを現地調査の間に見つけるか、あるいは、工事に対策を講じない限り、平均勾配法のいかなる技術によっても可能ではない。

平均勾配に基づく設計法のやみくもの適用は、安全性の誤った意味を与えかねない。しかし、最初の手順として、この方法は、潜在的問題について良い指摘を与えてくれる。平均勾配法の利点は、限界勾配やクリープ係数の値が、対象地の地盤条件に依拠している点である。それで、設計者には、たとえば、シルトや細砂が礫や粘土より容易に浸食されるということが印象づけられるのである。

ヒービングによる浸透破壊; Terzaghi (1943) は、室内実験結果から、深さ S の根入れの止水壁の下流側のヒービングによる破壊は、止水壁直下流部に深さでいえば、 $S/2$ の幅に起ることを示唆している。これは Sentko (1969) により室内実験で確かめられている。この部分に働く力の合計は、ヒービングによる破壊に対する安全率を評価するのに採用されている。

Terzaghi (1943) は、浸透力は鉛直に上向きに働くと仮定した。しかし、浸透力は流れの方向に、たとえば、流線の接線方向である流れの方向は、根入れ先端での水平方向から浸出点での鉛直方向まで、変化する。この原理を応用して、van Zyl (1979) は、ヒービングによる浸透浸食の最小安全率が、 $S/2 \times S/2$ の部分 (根入れ深さ

S) について求められることを示した。さらに、この寸法の部分については、浸透力が鉛直に働くことを仮定することができる。

浸透浸食についての流出口勾配法; 1922年, Terzaghi は、浸透浸食によるダム破壊について、彼の古典的論文を発表した。この重要な寄与は1929年になって、彼自身が英語圏に (発表することによって) 注目を浴びることとなった。

理論的には、上向きの水流の鉛直浸透力と土粒子の水の中鉛直重量との合力に基づいて展開される。

限界勾配 i_c は次の式で与えられる。

$$i_c = \frac{G-1}{1+e} = (1-n)(G-1) \quad (1)$$

ここで、 G = 土粒子の比重

e = 土の間隙比

n = 土の間隙率

典型的な土について、 $G=2.85$, $0.28 < n < 0.52$ を仮定すると、 i_c の値の範囲は $0.8 \sim 1.2$ となり、おおよその値として 1.0 である (Terzaghi, 1922)。

最初の不安定が生ずる勾配は、Terzaghi (1925) によって "Flotation gradient (浮揚勾配)", Haugh* によって "bursting gradient (突発破裂勾配)", Khosla (1936) によって "critical gradient (限界勾配)" と呼ばれた。文献の中では、最後の言葉がより一般的に使われているのが見られる。

Terzaghi (1922, 1925, 1929), Sentko (1961), Nakajima (1968) およびその他の人々によって、式(1)の一般的確実性が実験によって確かめられている。

しかしながら、摩擦力が存在するときには、限界勾配は、通常、式(1)から求められる勾配より大きい。この効

表-IV 浸透解析の流出口勾配法 (van Zyl, 他, 1981)

Table IV Exit gradient approach to seepage analysis (van Zyl, et al., 1981)

	<ol style="list-style-type: none"> 理論式 (Khosla, 他, 1936; Harr, 1962) $i_e = (h\pi)/(4KT_m)$ K = 係数 $m = \sin[(\pi s)/(2T)]$ での完全楕円一次積分 Casagrande (1937) $i = (\Delta h)/(a_s)$ $\Delta h = h/(n_e)$ 等ポテンシャル低下数 Davidenkoff (1970) $i = (h_s)/s$ h_s = 止水壁下端における水頭
--	--

表一V 浸透浸食(流出口勾配法)に対して勧められる安全率(van Zyl, 他, 1981)

Table V Recommended factors of safety against seepage erosion
[exit gradient approach] (van Zyl, et al., 1981)

著者	土質条件	安全率
Casagrande (1935) (Lane の論文での討論)	・異方性 $K_{max}/K_{min} \geq 2 \sim 3$ の均質な土 ・現地調査が不足あるいは不規則で成層した堆積物	3 ≥ 10
Khosla, 他 (1936)	・礫 ・粗砂 ・細砂	4~5 5~6 6~7
Zaki and Leliavsky (1948)	・フローネットによる流出口勾配 ・水門より下流の洗掘を許す	15
Marsland (1953)	・よく作られた地盤条件の諸型	1.5
Harr (1962)		≥ 4

果は、下に示すように、さらに入念に研究されている。

特定の断面における流出口勾配を評価するための種々の方法が提案されている。Khosla 他(1936)は、種々の境界条件下の流出口勾配を決める理論的方法を示唆した。これらは、方法の断片としてではなく、Harr(1962, 1977)によって総括的に論評されている。流線図から流出口勾配を評価する方法は、Casagrande (1937)とDavidenkoff (1970)により提案されている。上記の解析方法の概要は表一IVに示してある。

一般に、流出口勾配法における浸透浸食についての安全率は、つぎのように定義される。

$$FS_i = \frac{i_c}{i_e} \quad (2)$$

ここで、 i_c = 式(1)に定義される限界勾配

i_e = 特定の境界条件における流出口勾配

土質工学においては、決定論的設計法が採られるときには、最小許容安全率を特定するとが慣例となっている。推奨される安全率は典型的に経験的なものである。表一Vは、別の著者による浸透浸食に対する別の安全率の要約である。浸透浸食についての大きな安全率は、基礎地盤条件と浸透浸食過程全般の知識の不確かさを反映するものである。

基礎地盤材料が均質で、浸透の境界条件が高度の確かさで定義されるならば、低い安全率を用いることができる。このことは、Marsland (1953)により勧告された1.5という値に反映されている。

浸透浸食の室内実験；浸透浸食の室内モデル実験は、Terzaghi 1922年に彼の研究を発表して以降、多くの研

究者によって行われてきた。

2種類の実験装置の仕組みが報告されている。

a)円筒型 (Terzaghi, 1922; Nakajima, 1968;

Kezdi, 1976; Kälin, 1977)

b)特定の境界条件を模擬するモデル(Terzaghi, 1943;

Marsland, 1953; Ehss, 1960; Sentko, 1981)

円筒容器によるものの試験結果は次のようである。

限界勾配付近に到達すると、完全な粒子の再配列が起こる。この粒子再配列は、通常、間隙率の増大を生じ、それによって透水性も増大する。

不均質材料の場合は、最初、細粒子が洗い出され、完全な再配列に先立って表面に堆積する(Terzaghi, 1922; Mockmore and Dougherty, 1955*; Kezdi, 1976) Terzaghi (1922)は、円筒容器の両側にかかる砂のアーチ作用を観測した。そして、砂試料のアーチ作用は、砂層の厚さが容器の直径の1/3のときに、完全に発達すると結論づけられた。

アーチ作用は、土と容器の側壁面間の摩擦の発達を引き起こしている。この試験の間に入り込む人為的影響は、試験の結果を解釈する上で非常に重要である。

円筒型容器内で観察されるアーチの影響を減ずるため、Terzaghi(1925)は漏斗型の装置を、van Zyl (1979)は、エルレンマイヤーフラスコ(首付き円錐フラスコ)で作った頂部の欠けたコーン型の装置を用いて実験した。

後者の研究では、種々の粒径の土(オタワ砂、鋼粉、

* Harza (1935) との議論

フライアッシュなど)ばかりではなく、プラスチックの球による試験も行っている。van Zylは、先の結果を確認するものとして、つぎの2つの重要な結論に到達した。すなわち、

- (1) 浸透浸食による破壊は試料の底部から発生する。
試料の底部の間隙水圧はこれを示している。浸透水圧は徐々に増大する。間隙水圧レベルは最大値に達した後、試料表面での砂粒子の動きが何もないにも拘らず減少する。水頭が減少しはじめるとすぐ、試料表面に隆起が現れる。水頭減少開始と隆起との間の時間は試料の性質に依る。粗砂の場合、細砂よりもやや長く密な試料の場合、ゆるい試料より長くなる。

同様な結果は、Sentko (1961) によっても報告されている。

試料表面の粒子の動きに先立つ水頭降下は、試料の底部の膨れ上がり膨張(エクспанション)(ヒービング)の結果である。浸透速度を一定に保つならば、透水性は増加し、それから水頭は減少する。

- (2) 破壊勾配 i_f は計算による限界勾配 i_c より大きい。
同様な結果は、Terzaghi によっても報告されている。
限界勾配の表現を導こうとすると、浸透力は土水中重量によってのみ抵抗を受け、また、土粒子間に摩擦力は全く存在しないことを仮定している。この研究によれば、 $i_f = (1.06 \sim 1.2)i_c$ であるが、Terzaghi(1925)による漏斗を用いた砂の試験では、 $i_f = (1.14 \sim 1.16)i_c$ となっている。

式(1)を考慮すると、限界勾配は、土の間隙率が空間的にランダムな変数であるために、ランダム変数となる。しかし、一方、土の比重も、土の鉱物組成によるランダムな変数であることが明らかである。この観察と前述の第(2)項から、土の破壊勾配(i_c)は、一般に、次のように書くことができる。

$$i_f = n_s i_c \quad (3)$$

ここで、 n_s は材料特性に応じて勘定すべき補正率、また、 i_f 、 n_s および i_c はランダム変数である。第1次 Taylor 級数近似から、破壊勾配の平均値は、次のようになる (van Zyl, 1979)。

$$\overline{i_f} = \overline{n_s} \overline{i_c} \quad (4)$$

i_f の変数 (V_{i_f}) の係数は

$$V_{i_f} = \sqrt{V_{n_s}^2 + V_{i_c}^2} \quad (5)$$

表一VI 室内実験から評価される n_s の典型的値 [van Zyl, 1979] (van Zyl, 他, 1981)

Table VI Typical values of n_s estimated from laboratory testing results [van Zyl, 1979] (van Zyl, et al., 1981)

材 料	$\overline{n_s}$
密な粗粒の丸味ある砂*	1.2
ゆるい粗粒の丸味ある砂*	1.1
密な細粒の丸味ある砂*	1.15
ゆるい細粒の丸味ある砂*	1.1
密な細粒の角張った砂*	1.16
ゆるい細粒の角張った砂*	1.1

* #200メッシュ通過5%以下

ここで、 V_{n_s} と V_{i_c} は変数 n_s と i_c の係数である。

$\overline{n_s}$ の代表的な値は表一IVに示してある。さらに V_{i_f} の良い近似値(van Zyl, 1979) を次のように示している。

$$V_{i_f} = 1.5V_{i_c} \quad (6)$$

$$V_{i_c} = \sqrt{\frac{V_n^2 \overline{n}^2}{(1-\overline{n})^2} + \frac{V_G \overline{G}^2}{(\overline{G}-1)^2}} \quad (7)$$

ここで、 n = 空隙率 (\overline{n} = 平均値, V_n = 変数の係数)

G = 比重 (\overline{G} = 平均値, V_G = 変数の係数)

実用的考察: van Zyl の室内実験結果および他の研究者(Terzaghi, 1922, 1925; Sentko, 1961 など) によって見出された事実は、粒状土の浸透浸食を検討するときに、次に示すような事柄に特別な考慮が払われるべきことを示唆している。

- (1) 浸透浸食破壊が生ずる水頭は土質による。土の中の細粒土分の量、構成鉱物の比重および土の間隙率が最も重要な役割をする。
- (2) 不連続面は、集中的浸透(パイピング)を生じたり、破壊の可能性が増したりする。
- (3) 浸透浸食破壊の形態は、土質や水頭の上昇速度、流れの条件(飽和流か不飽和流かなど)による。

土質条件は、ヒービングがきれいな砂の場合のようにクイックな状態で起こるか、あるいは、ヒービングがクラック形成とか、集中的流れやパイピングを生ずるようになるかを支配する。後者の形態は、細粒子を大きな比率で含む砂質(粒状)土でより発生しやすい。

水頭上昇速度は、浸透浸食によって、土の表面がクイックな状態になり、浸透破壊が明らかになるか、あるいは、土の表面の隆起(ヒービング)を生ずるかどうかを決定する。ヒービングに先立つクイックな状態は、水頭が極めてゆっくり上昇するとき

に生じ得る。

水頭の急激な上昇は、表面の隆起（ヒービング）を生じ、最終的にはクイック状態を生ずるに至る。この種の破壊は、水位低下工法が失敗した掘削部とか、急激に水を貯めた貯水構造物の下流側などで起こるであろうと考えられる。Domjan (1961), Nakajima(1968)あるいはKezdi(1976)の野外観察から、不飽和土は、土の限界勾配より低い勾配で、破壊することが指摘されている。貯水池の最初の湛水は、この種の破壊を引き起こし易い。

- (4) 掘削底面の隆起は、止水壁根入れ深さ全体にわたる乱れから起こっている（破壊は試料の底部から始まる）。止水壁の深さ方向に沿って漏水がある場合は、過剰な漏水のあるレベルで隆起（ヒービング）が生ずる。深さに対する土の相対密度の注意深い調査は、ヒービング破壊が現れる直上部で行うべきである。
- (5) フィルターのヒービングは、下部フィルター層の相当の混合によって起こるかもしれない。混合は、フィルターが土から細粒子が動き出すことを防ぐ能力を制限することがあり、地盤のパイピングを生ずることがある。

結論：

- (1) 浸透浸食とは、浸透による好ましくない影響を記載する一般的用語である。
- (2) 浸透浸食は3つの形態に分類される。ヒービング、パイピングおよびインターナルエロージョンである。それぞれは異なる破壊機構で性格づけられ、それぞれ別の方法で解析される。
- (3) 浸透浸食の平均勾配法は経験的なもので、浸透の境界条件についても、正確な情報が利用できないときにのみ用いるべきである。
- (4) ヒービング破壊は、深さ S の止水壁の根入れの直下流側の $S/2 \times S/2$ の範囲に働く力の合計により考えるべきである。
- (5) 粒状土のアーチ作用は、容器の直径の約 $1/3$ より厚い試料が上向き浸透力を受けるとき、円筒容器内で発達する。この人為的影響は、漏斗型の試験装置を用いて、減少させることができる。
- (6) 浸透浸食による破壊は試料の底部から発生する。
- (7) 破壊勾配は限界勾配よりも大きい。これらのどちらの勾配も、任意に変わる変数である。

〔筆者註記〕 ここでは、包括的概念として浸透浸食という語が用いられ、それは、ヒービング、パイピングおよびインターナルエロージョンの3つに分類されてい

る。これらの発生条件について、平均動水勾配法（クリーブ比の考え方）、上向き水流の流出口の限界動水勾配およびフィルター基準をあげているが、限界流速の概念は全く扱われていない。

浸透破壊が試料の底部から始まると述べているが、その原因機構については触れていない。

鉛直浸透流実験においては、破壊勾配は、土粒子間の摩擦力のため、最初の不安定化を生ずるときの計算限界動水勾配よりも大きいと述べている。

また、容器側面のアーチ作用の影響を考慮して、容器形状に工夫を施し、また、砂試料の高さがその直径の $1/3$ あれば、砂のアーチ作用が発達すると述べている。

#37(1981) 山下亮, 内田一郎, 村田重之; 一次元浸透実験における問題点とその破壊過程
第16回土質工学研究発表会

(pp. 1117~1120) 1. まえがき; ……このような浸透破壊現象は、初期の段階においては、局所的な土粒子の移動に始まると考えられる。この発生条件については、……その判断基準の代表的なものとして、Terzaghiによる限界動水勾配の式がある。

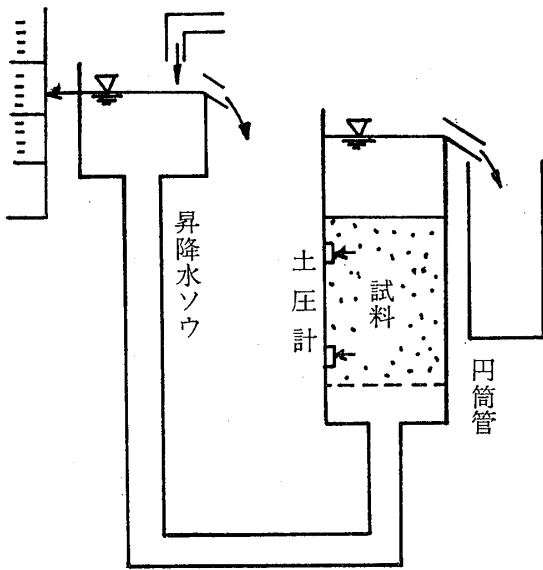
……しかし、この式がよく当てはまるのは、クイックザンドと呼ばれるある種の砂の場合のみで、実際には G_s , e 以外の他の因子にも支配されると考えられ、定式化することは容易ではなく、また、破壊過程については、上式からは必ずしも明らかではない。そこで、本研究は、粗粒土（砂、ガラスビーズ）を使用し、一次元浸透流を受ける土の限界動水勾配と間隙比の関係、また、限界動水勾配に対する供試体の長さやその直径などが及ぼす寸法効果、さらに、圧力を測定することによってボーリングに至る破壊過程について追求したものである。

2. 試料および試験方法; 試験装置は、透明アクリル円筒管と昇降水槽および流量、水頭差の計測部からなる（図-1）。試料は主として豊浦砂を用い、比較材料として九大砂、しらす、ガラスビーズを用いた。

……実験は、前述の供試体に鉛直上向きに浸透流を与えて、徐々に水頭差をつけてきた。ボーリングが発生するまで、各段階毎に水頭差、流量および圧力を記録した。ただし、ボーリングの発生は、肉眼によって、試料が完全に噴流を呈したと確認できる段階をその発生点とみなした。

3. 試験結果と考察

間隙比 e との限界動水勾配 i_c の関係; [供試体高さ15 cm, 直径10 cmとし、4種の試料の種々の間隙比における i_c を求めているが、すべて Terzaghi の理論値より



図一 試験装置の略図 (山下, 他, 1981)
Fig.1 Sketch of experimental set up
(Yamashita, et al., 1981)

大きな値を示した。豊浦砂で1.3~1.9, 九大砂で2.4~2.6, ガラスビーズで1.4~2.7と著しく高い値を示している。]

寸法効果について; [著者は, “従来の試験では供試体の長さ, 直径がまちまちである”, “Terzaghi の理論式においては, この因子が i_c に影響することはないとされている”, “既往の報告の一部には, これらが影響を及ぼしているような結果が述べられている” と言っている。そして, これを確認するため, 供試体の直径 D を10 cmとし, 長さ L を10, 15, 20, 25, 30cmと変化させたとき, L を15cmとし, D を1, 2, 3, 5, 7, 10, 20cmと変化させた場合の i_c 値への影響を調べている (図-4)。著者は寸法効果はないとの結論を導いている。]

動水勾配による土圧の変化について, [供試体の上部および下部に土圧計を設置し, 測定された圧力から静水圧 $P(=\gamma_w h + \gamma_w i_z)$ を差し引いて, 鉛直有効応力としての土圧を求めている。]……また, ボイリングは一般に下部から発生し, 上部に伝わっていくが, これは上部より下部の土圧の方が先に零に近づいていることから, 下部に早く弱部が現れると考えられる。

ボイリングの発生形態について; ボイリングについては, 完全に噴流を呈した段階をその発生したわけであるが, 間隙比の差によっても, その発生形態に違いが見られた。間隙比が大きいとき, ……ボイリングは供試体下端において急激に発生し, 試料は噴流となって上端に向かう。逆に間隙比が小さいとき, ……初期破壊はまず i_c 付近での供試体上面の上昇という形で始まり, その

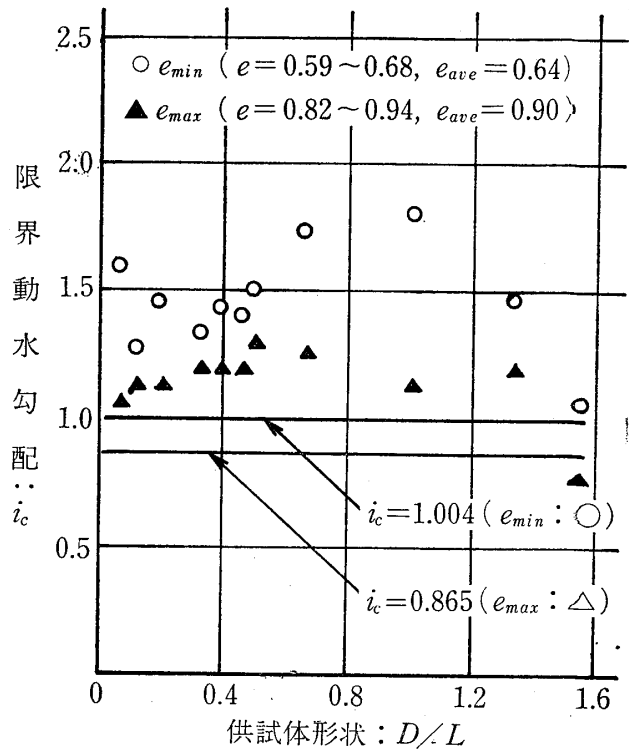


図-4 限界動水勾配に対する寸法効果 (山下, 他, 1981)
Fig.4 Scale effect on critical gradient
(Yamashita, et al., 1981)

後, 供試体下部に水平にクラックが生じて, これより上層部が上昇するという現象を呈する (アップリフトクラックと呼ばれる)。この中間形態として, 供試体上面の上昇の後, ボイリングが, 下端から上端へと向かって発生するという形態がある。これは, 供試体上面の上昇のために体積が増加することによって, 間隙比がゆる詰め状態のものに近づき, 透水係数が大きくなって, ボイリングに至ったと考えられる。発生形態は, 一般に, この3つのタイプに大別される。豊浦砂の場合には, 間隙比がかなり小さくとも, 急激なボイリングの発生によって破壊に至るが, 九大砂やしらすの場合になると, 逆に間隙比がかなり大きいときでも, アップリフトクラック的な発生形態から破壊に至るようになる。

4 まとめ; [結論として, 次の点を挙げている。]

- (1) 寸法効果は i_c にほとんど影響を及ぼさない。
- (2) 土粒子の有効応力が浸透水圧によって相殺され零になった時点で, ボイリングの発生へとつながる。
- (3) 間隙比, 粒度分布などの差によってボイリングの発生形態に差異がみられ, 3つの形態に分類される。

[筆者註記] しかし, Terzaghi は1922年に「砂の層厚が直径の1/3で, すでに十分に圧縮力 (Verspannung) が働き, 容器にショックを与えても, この作用はずれない」と述べている。これに対して, 本報告は, 寸法効

果の実験で、直径に対する供試体厚さの比 L/D を0.5~10.0の範囲にとっており、Terzaghiの示唆に照らせば、すべて寸法効果を大きく受けた試験のみを行っていることになる。このことは、 e との関係で整理している i_c 値もすべて容器と供試体間のアーチ作用の影響を受けたために、大きな値になっているものと推定される。

#38(1981) Sommer; Ground Water and Seepage Problems (Written discussion) Proceedings of 10th I. C. M. S. M. F. E.

(pp. 656~657) 私は西独の Mainz~Worms の約80 km の Rhein川堤防での経験を紹介して、パイピングの問題(図-2)を討議したいと思う。

堤防はローム質であって、砂質の地盤の上に作られている。古い堤防の破壊がパイピングによるものであったかどうか調査が行われた。

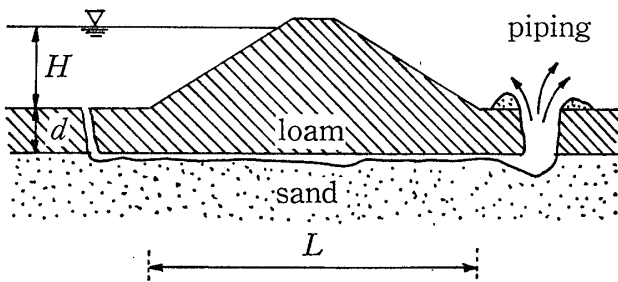


図-2 ライン川堤防のパイピングによる決壊 (Sommer, 1981)

Fig.2 Rhein dikes, failure by piping (Sommer, 1981)

Chugaevの規準(1) $i = 4h/L$ によれば、堤防は壊れなはずであった。しかし、実際に堤防は数ヶ所で壊れた。

破壊はLaneの規準(2) $C = (L/3)/(d/h)$ (図-4)で予測されなければならなかった。地下の動水勾配は、壊れた箇所でも、その間でも同じであった。そして、もっと多くの破壊が起こってよいはずであった。したがって、Rhein川の堤防に関しては、LaneとChugaevの規準は正しくなかった。

そこで、われわれは、パイピングの原因をもっと詳しく知るため、一連の実物大実験(図-5)を始めた(3)。

ロームを貫いて、浸食の始まる砂層に達する径違いのボーリング孔を堤内地に設けた。ボアホールから湧き出す水と砂の量を測定した。

われわれは洗い出される砂が、

- a) およそ2~3cmのある範囲の孔径で(図-7),
- b) ある動水勾配で(図-8)。

最大になるのを見出した。

経験に反して、砂の量は水理的パラメータ(動水勾配)

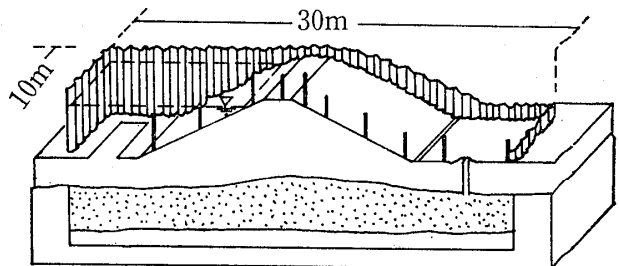


図-5 大規模実験 (Sommer, 1981)

Fig.5 Large scale experiment (Sommer, 1981)

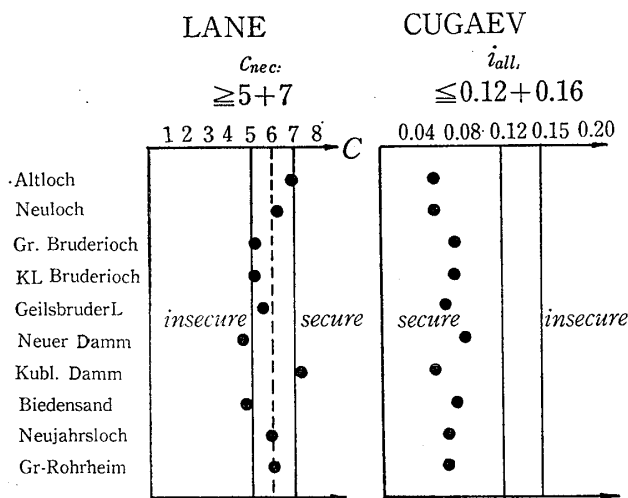


図-4 パイピングを確かめるために調べた古い決壊堤防 (Sommer, 1981)

Fig.4 Old failures of dikes, tested for security of piping (Sommer, 1981)

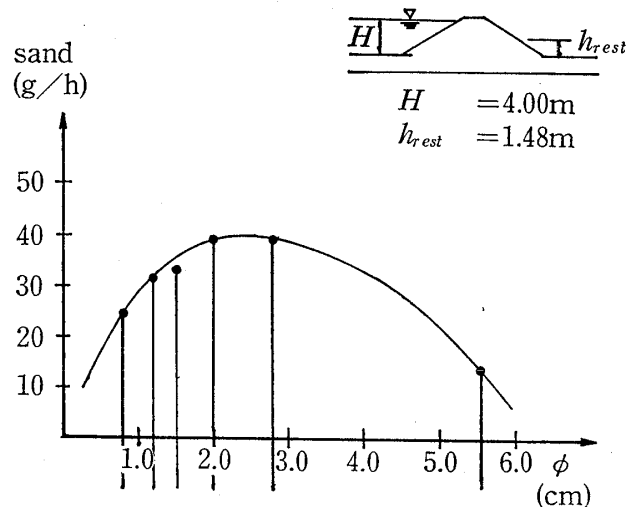


図-7 ボーリング孔径と洗い出された砂の量 (Sommer, 1981)

Fig.7 Sand, washed out~diameter of borehole (Sommer, 1981)

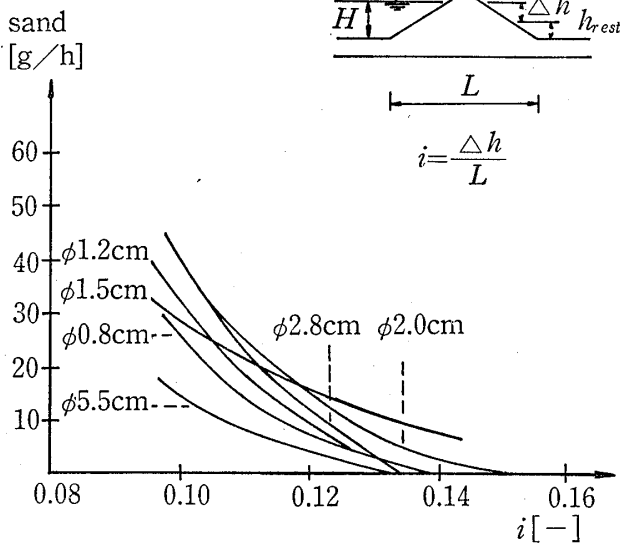


図-8 洗い出された砂の量と動水勾配 *i* (Sommer, 1981)

Fig.8 Sand, washed out~hydraulic gradient *i* (Sommer, 1981)

の減少に伴って増加している。われわれの研究はまだ未了である。最後に実物大実験堤の裏のりを掘り起こしてみたパイプ状浸食をお見せしたい。

〔筆者註記〕 この報告では、古い破壊の発生時の諸条件と、実物大実験のそれらとの対比・同定が明示されていないので、古い破壊がパイピングで崩壊したとの結論が、どのようになされるのか不明である。

図-2のような空洞状の水ミチが上下流に貫通するまでに次のような段階がある。

- 1) 堤内地ローム層の持ち上がり
- 2) ローム層の何らかの機構による破壊
- 3) 初期の非定常的噴水・噴砂
- 4) 定常的漏水状態における砂の排出の継続
- 5) 河川とつながるまでの空洞状の水みちの発達

この報告の砂の洗い出しが、どの段階の動水勾配と対比されているのか明らかでない。

上記の段階の内、1)から2)の経過は、現象としてはしばしば起こっているのであるが、その力学的機構経過は明らかでなく、特に、予測的解析において、これを的確に扱うことは難しい。一般的に層厚が大であると、土の強度に基づく抵抗が大きいため、ローム層の重量と上向き間隙水圧のバランス状態よりも、かなり高い間隙水圧の状態の持続が必要となっていると考えられる。一方、ローム層が薄い場合は、人間の生産活動や動植物の生痕により、層厚に比べて容易に漏水口が形成され易いという傾向がある。

また、4)から5)に継続継続発展するためには、間隙水圧の持続、すなわち高い河川水位の持続が必要である。

したがって、ここでは、パイピング現象を非定常現象として考え、また常に、停止する条件、継続しうる条件を選択して、生起する現象として把握することが必要である。

#39(1982) 仲野良紀, 北条紘次, 松井家孝, 渡辺啓行
土質工学ハンドブック

(第27章フィルダム) 土質工学会

(pp.1222~1223) (6)パイピングに対する堤体の安定性;

パイピング現象は、コア材料や河床砂れき中の土粒子が、浸透流によって浸食・流出を起こし、浸透流路の拡大・浸透流速の増大によって、堤体の破壊をもたらす現象をいう。フィルダムにおけるパイピング発生に関する判定基準として、限界流速あるいは限界動水勾配が用いられる場合が多いが、これらは、材料の粒径・粒度分布・真比重・間隙率・粘着力・透水係数・フィルターの有無、その他の要因の支配を受けている。以下に概略を記す。

(a) 限界流速による場合; Justinは、様々な粒径の粒子が動く場合の限界流速として、次式を提案した。

$$P = 2A \frac{v^2}{2g} \gamma_w \quad (27.32)$$

ここに、*P* : 断面積 *A* の土粒子が浸透流速 *v* の中で受ける力

γ_w : 水の単位体積重量

g : 重力加速度

一方、これに釣り合う土粒子の水中重量を *W* とすれば、 $W = P$ となるから、粒子が動き出すときの流速を v_c とすると、

$$W = P = \frac{A v_c^2}{g} \gamma_w \quad (27.33)$$

よって

$$v_c = \sqrt{\frac{Wg}{A\gamma_w}} = \sqrt{\frac{2}{3}(G_s - 1)d \cdot g} \quad (27.34)$$

ここに、*d* : 粒径

G_s : 土粒子真比重

が限界流速を表す式となる。式 (27.34) によって土粒子比重を 2.6 とした場合の限界流速値を求めると、表-27.13 のようになる。ここで用いられる流速 v_c は、土中の間隙を流れる水の実際の流速 (実流速) であり、数値

表-27.13 粒子の径と限界流速 [Justin の式による]
(仲野, 他, 1982)

Table 27.13 Relation between grain size and critical velocity [by Justin's formula] (Nakano, et al., 1982)

粒子の直径 (mm)	限界流速 (cm/s)
5.00	22.86
3.00	17.71
1.00	10.22
0.80	9.14
0.50	7.23
0.30	5.60
0.10	3.23
0.08	2.89
0.05	2.29
0.03	1.77
0.01	1.02

解析で求められる Darcy の平均流速 v_D との間に次の関係がある。

$$v_c = \frac{v_D}{\beta} \quad (27.35)$$

ここに, β : 面積間隙率

一般に用いられる間隙率 n と β との関係は, 等方等質材料に対しては次式となる。

$$\beta = 1 - (1-n)^{2/3} \quad (27.36)$$

この Justin の理論式は, 現想的な単一粒子の運動則を表すものであり, 土粒子の周りの小さな渦, 平均粒径からはずれた微粒子の不安定性などが無視されている。したがって, 図-27.47に示すように, 混合粒径の砂についての久保田・田中の実験や Koslova の実験に比べて, Justin の基準は過大評価の傾向にある。

(b) 限界動水勾配による場合; 限界動水勾配の考え方の基本には, Terzaghi の提案した次の理論式がある。……土粒子の真比重を G_s , 間隙比を e , 間隙率を n とすると,

$$i_c = \frac{\Delta H_c}{L} = \frac{G_s - 1}{1 + e} = (1-n)(G_s - 1) \quad (27.37)$$

この基本式は, 連続体としての土の自重と鉛直上向きの浸透力の釣り合いから導かれたものであり, 粒子相互間の摩擦力, 粘着力, 粒径, 粒度分布などは考慮されてい

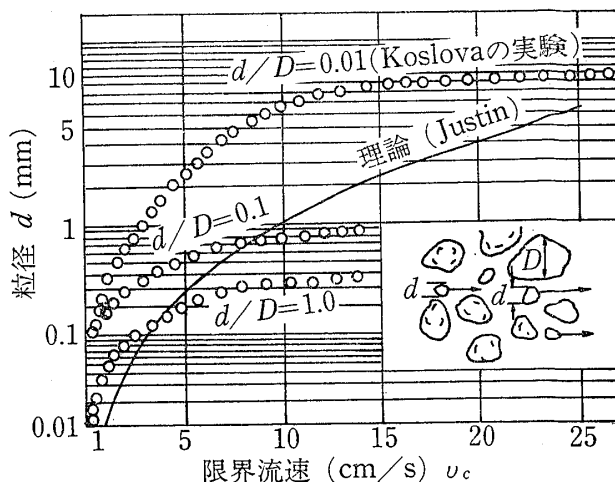


図-27.47 粒径に応じた限界流速 (仲野, 他, 1982)
Fig. 27.47 Critical velocity depending on grain size (Nakano, et al., 1982)

ない。

一方, 実験から得られた限界動水勾配に関しては, 次のようなものがある。

①志村は, [0.1~1.4mm の粗粒土につき, ボイリングに対する限界動水勾配実験を行い, 均一粒径の場合は, Terzaghi の式に0.8~1.0の補正係数を乗じ, 混合粒径の場合は, 均等係数への依存性を確認して, さらに小さい補正係数をとることを提案している。]

②Sichartは, [限界動水勾配 i_c と透水係数 k を結ぶ実験式を示した。

$$i_c = \frac{1}{1.5\sqrt{k}} \quad (27.38)$$

③中部電力で行われたパイピング実験では,

$$\log i_c = 5.15 - 4.22e \quad (e: \text{間隙比}) \quad (27.39)$$

$$\log i_c = 0.8 + 4.68c \quad (c: \text{粘着力}) \quad (27.40)$$

$$\log i_c = (1.671 \times 10^{-2}/k)^{0.623} \quad (k: \text{透水係数}) \quad (27.41)$$

の関係式を, $d_{max} = 4.8\text{mm}$, $d_{60} = 0.24\text{mm}$, $d_{10} = 0.001\text{mm}$ のコア材に対して得ている。

④九州電力で行われた $d_{max} = 19.1\text{mm}$, $U = 6.4$ のコア材のパイピング試験の結果は,

$$\log i_c = 4.37 - 3.67e \quad (e: \text{間隙比}) \quad (27.42)$$

$$\log i_c = 0.84 + 2.38c \quad (c: \text{粘着力}) \quad (27.43)$$

⑤Zaslavsky らは, 粘性土の場合の土の粘着力, 水中重量および土への浸透力の釣り合いの関係から, パイピングに対する安全率を次式で提案している。

$$F_s = \frac{\alpha \cdot \sigma_t}{d \cdot \gamma_w \{i - (G_s - 1)(1 - n) \cos \alpha\}} \quad (27.44)$$

ここに、 α : 土粒子の形状係数

σ_t : 土の引っ張り強さ

α : 土の表面の水平面とのなす角度

以上のように、パイピングに対する限界流速および限界動水勾配は、土質材料の粒径・粒度分布・間隙率・粘着力などによって大きく異なるので、パイピングに対する安定規準となる式をつくることは、極めて困難である。しかし、精力的に実験を積み重ねて、Justin の理論値、Terzaghi の規準よりも精度のよい基準を見出す必要に迫られていることを銘記しておきたい。

〔筆者註記〕本書の解説するところは、浸透破壊の現象と発生条件の考え方について、現在最も広く認識を与えるものとなったが、浸透破壊発生条件としての限界流速と、それに対応する破壊の現象形態の考え方が明確でない。

換言すれば、1個の破壊現象を、限界流速と限界動水勾配の両側面から、その発生を予測できるのか、流速をもって測り得る現象が起こったとき、それは動水勾配をもっては測り得ず、動水勾配をもって測れる現象は、流速をもっては測り得ないのか、そしてまた、土塊あるいは土粒子という着目点の違いによる限界条件の区別なのか、別個の現象に対する発生限界条件なのか、という点である。

これに関連して次の点が指摘できる。

本書において限界流速値として紹介されている Justin の理論値、Koslova あるいは久保田・田中の実験値については、実験しようとした破壊現象の概念、使用した実験装置、破壊の発生と認定したときの確認現象が明らかにされていない。

限界流速の概念が不明確である段階では、各々の実験における具体的内容の確認なしに、提案値をそのまま比較して、その中の2者に比べて1者が過大評価であるとするのは妥当でない。

#40(1932) P. Peter; Canal and River Levee

Elsevier

(pp. 389~444) 6.7節 古典的流動理論による浸透と許容動水勾配の計算

6.7.1 浸透計算と一般的考察; [限界動水勾配の式として、Pavlovskii, Patrashev および Istomina の式を紹介し、実際の数値を入れて比較している。古典的方法では、限界流速や限界動水勾配は提案者によって何オー

ダーも差があり、現場状況やその影響が考慮されていないと評している。]

6.7.2 古典的安定基準の利用; [Bligh や Lane が提案したクリープ比は実際の観測結果と一致せず、実験室の値より過大であるとしている。

一方、適切に展開された Terzaghi の式を用いることは可能であり、Bligh や Lane の係数や経験式は、概略値として用いることができると評している。]

6.7.3 土粒子の上昇運動の力学と付随現象および堤防と地盤の安定性; 上流からの水流によって洗い出された土粒子は、揚圧力を受ける。基本式として揚圧に対する荷重 ($W' = G - U$) および動水圧 ($F_w = (\pi/4) C_D \rho_w (v^2/2) d_s^2$) を考慮する。これは次のように示すことができる。

$$\frac{\pi}{6} d_s^3 (\rho_s - \rho_w) = \frac{\pi}{8} C_D \rho_w v^2 d_s^2 \quad (6.97)$$

速度 v は平衡状態から増加し、粒子はボイリングを始め、粒子が流出し始める。この場合、速度は減少し始め、第1章に述べたことに従って、粒子の上昇はおさまる方向に向うであろう。

この状態の記述は非常に複雑である。

粒子の加速度を考慮すると……、水と固体粒子の速度の違いは、質量や間隙率によっており、……

ボイリングに伴う水圧脈動は速度成分の変動の2乗に相当する。……ボイリングの力学は水圧脈動だけでなく、土の間隙から空気の抜けることによる噴発現象でも示される。

浸透水圧 (P) と流量 (Q) は、土中の変化と安定についての情報を与える主要な要素である (図-6.36)。

$P = f(Q)$ という依存性が直線的 (図-6.36a) であるならば、土は乱されない (安定である)。

もしも、浸透水が低い水圧で閉塞している水みちに入り込むとすると、これらの水みちは、 ΔP_e の水圧で開くことになり、流量は土の構造を損なうことなく、 Q_e から Q_{mf} という値に増加するであろう。

もしも、流量が圧力勾配 (地盤密度に依存する) に比例して増加するとすれば、流速とその透水性媒体の体積も増加するであろう。粒子のいくつかは動くと、その動きによって、水圧の一部が粒子間の摩擦を切るのに使われ、その残りが水を満すのに使われる。この時に地層の膨張が始まる。これが流動化や液状化の始まりである。この2つの現象は……物理的・化学的に元は同じである。

……パイピング現象の基本となるのは、いく分違っている。パイピング現象では通常、体積変化はない。

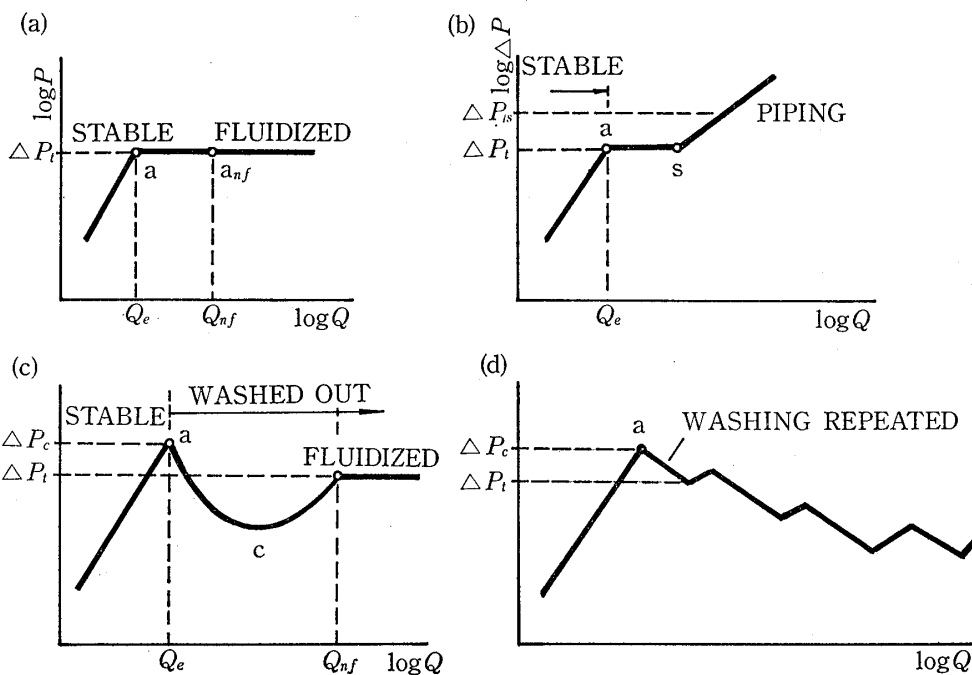


図-6.36 安定および不安定な土の変形に対する圧力(P)と浸透量Qの関係, $\log P=f(\log Q)$ a—安定および流動化した土層, b—安定な土からパイピング被害への遷移相, c—土の連続的被害状況, d—Leva et al. による被害と洗い出しの繰り返し (Peter, 1982)

Fig. 36 Relationship between pressures (P) and rate of seepage $Q \log P=f(\log Q)$ for stable and unstable soil deformations. a—stable and fluidized bed, b—transient phase from stable soil to piping damage, c—continuous damaging of the soil, d—damaging and washing repeated after Leva, et al. [1956] (Peter, 1982)

細粒子が流出したときのみ、水みち部分で変化が起こる。

その後、圧力は P_e 値まで増加する。この点で圧力Pは一旦減少するが、流量は増加する。このとき、水みちの屈曲は減少し、その軸は徐々にまっすぐになり、流れに対する摩擦は減少する。これは、空隙内の流量(Q_p)の増加を起こさせる土の内部損壊の状態である。周囲の土中では、直線の浸透経路ができてくる。時間的にも空間的にも変化する2筋~3筋の流れができるのが、圧力の脈動の出現によってかわる。水と砂の噴出で明らかとなった水圧脈動と流量変化は、土の変形あるいは洪水の間、パイピングやハイドロリックフラクチュエリングに脅かされている堤防の近くの地盤の不安定化の徴候である。

浸透変形を生じた箇所の単位流量は、乱されずに残っている所より常に大きいことは象徴的である。

Leva他 (1956) によれば、土(多孔質媒質)の不安定化の決定的な様相は、かれの次式で表されるところの流動化における特定の浸透の仕方に見られる。

$$Q_{mf} = 0.005g \frac{\rho_w}{\eta} (\rho_s - \rho_w) \phi_s^2 \frac{n_{mf}^3}{(1-n_{mf})} d_s^2 \quad (6.103)$$

この式は、Kozeny-Carman 式の助けを借りて、第1章の初期速度を導く式と比較することができる。

[以下、Peter は、次のような内容の構成で浸透変形の水理学的検討および野外現象としてのパイピングの発生、発達、その種々の形態と機構を論じている。]

6.8 土の安定性とその抵抗特性

- 6.8.1 抵抗係数Kと掃流係数 C_D
- 6.8.2 Reynolds 数と Archimedean 数
- 6.8.3 無次元特性値
- 6.8.4 全圧力 P_t
- 6.8.5 微視的運搬現象

6.9 浸透変形とその発生

- 6.9.1 理論的側面と室内実験
- 6.9.2 野外での観察
- 6.9.3 地下浸透とボーリングの理論
- 6.9.4 土の安定—室内実験
- 6.9.5 ダム破壊の解析
- 6.9.6 土の特性と水の流れの抵抗

[筆者註記] 浸透破壊に相当する用語として、本書では、Filtration Deformation (浸透変形) という語を用いている。

パイピングの発生、発達について、多くの実験者の結果を用いて、理論的に検討記述している。現実の野外現象への予測的適用は、対象の“場と材料と状態”についての微細にわたるデータを得ることができないため困難である。しかし、本書は、浸透破壊問題の全般にわたり、詳細な検討・記述をしている点で、他に類を見ないものである。

#41(1983) 河野伊一郎, 木暮敬二, 宇野尚雄, 高橋保
土質工学用語辞典(第5章)土質工学会
(pp.76) 限界動水勾配(げんかいかうすいこうばい)
; 上向きの浸透水によって土中の有効応力が次第に減少して0になるような動水勾配をいう。すなわち

$$i_c = \rho' / \rho_w$$

ここに、 ρ' は水中の土の密度、 ρ_w は水の密度。この場合、浸透力と水の水中重力とは等しくなる。また、透水性の小さい粘性土においては、動水勾配が一定値以上にならないと、浸透流が生じないことが知られており、その最小の水頭勾配は始動水頭勾配(threshold gradient)と呼ばれることがある。

(pp.81) パイピング; 浸透水(浸透力)によって土粒子が流失し、地盤内にパイプ状の孔や水ミチができる現象をいう。一部でパイピングが発生すると、その部分で動水勾配が大きくなり、それによって浸透力が増大し、さらにパイピングが助長され進行する。パイピングによ

る地盤破壊は進行性破壊の形態をとる。パイピングの発端は浸透水が流出している部分での種々の浸食やモグラ、ミミズの穴であることもある。土とコンクリートやスチールの境界面ではパイピングが発生しやすく、これをルーフィング(roofing)あるいはクリープと呼んでいる。この浸透水の通過する境界面の長さとして上下流の水位差の比をクリープ比(creep ratio)という。

#42(1933) 小林晃, 北村孝海, 田代千鶴, 向上拡美;
砂質土の浸透破壊過程に関する研究
(第1報) 間組研究年報—1983
(pp.41~43) 1. まえがき; 浸透流による地盤の破壊現象は、土構造物、地盤構造物の設計・施工において、とも重要な問題の1つである。

例えば、しばしば土木工事において発生する斜面の崩壊、矢板回りのパイピング、ボイリング、クィックサンド、あるいは、ダムのコア着岩部に生じるハイドロリックフラクチャリングによる破壊など、広い範ちゅうの現象が含まれる。

そのため、浸透流による地盤の破壊現象に対して、古くから多くの実験が繰り返され、研究が進められているが、その要因、機構の解明は、必ずしも十分とは言えない。その理由として、

- ① 浸透破壊現象を説明しうる土の構成方程式が確立されていない。
- ② 現場の土質の状況を忠実に表現する物性値、応力

表一2 浸透流による地中の破壊現象[浸透破壊の分類](小林, 他, 1983)
Table 2 Underground failure due to seepage flow [Classification of seepage failure] (Kobayasi, et al., 1983)

原因	現象	概念
主として掃流作用による破壊	パイピング ボイリング	浸透水力や間隙水圧による土粒子の移動・損失とこれに続く同時あるいは逐次破壊
	アップリフト クラック	一次元的に考えた場合、鉛直上向きの水圧が大きくなると、上部でアップリフトによる平行な亀裂が発生し次第に下部へと逐次的に遡及してゆき、ついにパイピングに至る
主として水圧による破壊	ヒーピング 水圧破碎	水圧が土塊や岩盤の亀裂に作用し、有効荷重や拘束圧より大きくなったとき、地盤の持ち上がりや亀裂の進行が発生する。力学的釣り合いが主となる
上記の組み合わせによる破壊	上記の同時または逐次発生による破壊現象	割れ目充填物や地山中の細粒砂脈の流砂現象や、押し流し作用によって、割れ目や地山に圧力が作用し、水用して、水圧破碎が発生する

状態の把握が難しい。

本研究では、浸透破壊が進行して顕著な破壊現象に達する以前に、試料の透水係数と動水勾配の関係が非線形変化を示すということに着目し、この特性が浸透破壊の進行過程を表現するものと考えた解析を試み、実験値との比較を行った。

また、この内部破壊の特性をより詳しく調べ、また、動水勾配の履歴による影響を把握するために、二次元浸透流実験を行った。

2. 浸透破壊現象について—2.1従来の研究；〔土質工学ハンドブックおよび武居による“地下浸食”の定義を紹介した後、表—2に示すような著者らの考える浸透破壊の分類を示している。〕

パイピングなどのような進行性破壊から、ハイドロリックフラクチャリングのような破壊まで、これを総括して説明できる破壊機構の概念は、まだ十分に整理・確立されていないが、いずれにせよ、土中の浸透水による局所的な破壊の同時あるいは逐次進行の問題といえよう。

以上のような破壊現象のうち、破質土の破壊を予測・評価する手法として、様々な方法が考案されており、… Justin の理論式、Koslovaの実験式、あるいは Terzaghi の方法、その他の実験式を適用し、安定性を評価する場合が多い。

しかし、以上のような評価方法は、土の物理的性質および初期状態のみによって決まり、実際の破壊が進行性であることを考えれば、必ずしも安全側の評価であるとは限らない。

そこで、最近では、局所的に破壊基準が満足されることによって、次第に破壊領域が広がる過程を、FEMによってシミュレートする試みが山上・青木らによって行われ、また、限界流速と破壊後の透水性をFEMに組み入れる試みも駒田らによって行われているが、実用段階には至っていない。

実際、地盤は不均質で、水頭勾配の分布も一様でないため、局所的に破壊基準が満足されていても、周辺のせん断抵抗力によって拘束されたり、あるいは、局所的にパイピングが先行したりするからである。さらに、破壊基準を定める物性値の同定、初期応力状態の把握が難しいためである。

また、注意深く行われた実験においても、土の不均一性や計測方法の難しさから、土粒子の浮上現象や移動、あるいはそれらによる間隙の変化を確認できない場合が多く、むしろ、ある水頭勾配以上で流量が顕著な変化を示す現象によって、内部土粒子の移動を察知する場合が多い。以上のように、現在のところ、浸透流による土の

内部構造変化の進行状態についての数値的解析・計測は難しいのが実情といえよう。

2.2 本解析手法の概要；本研究では、先述のように、ある動水勾配以上で流量が顕著に変化する現象に着目し、この流出量の変化を透水係数の平均的变化に換算し、その平均的動水勾配に対する変化を進行破壊の特性として考慮することによって、内部構造の変化を表現した解析を試みた。

すなわち、……土粒子が移動したり、間隙が増大した結果生じる透水性の変化を、動水勾配に対するマクロ的な物性として考えることにより、浸透流による内部構造の変化を間接的に考慮した浸透流解析を行おうとするものである。

既往の研究においても、試料の平均的な透水係数と平均的動水勾配の間に非線形性のあることが、林・山内・緒方・東、大西・大津、山花、稲田・太田・本間・稲場ら多数により発表されており、上記の手法によって簡便かつ十分な精度の解析が可能となれば、実構造物周辺の浸透破壊過程も、この手法によって模擬できる可能性がある。もちろん、材料によっては、透水係数と動水勾配の間に、破壊に至るまで変化が生じないという山上・滝、青山・伊藤・西田らの報告もあるが、顕著な破壊の生じる直前では、土粒子の移動、それに伴う間隙の増大など、内部構造変化の急激な進行を生じ、局所的には、同様の変化が存在するものと考えられる。

5. まとめ；本研究によってえられた結果の要約は次のとおりである。

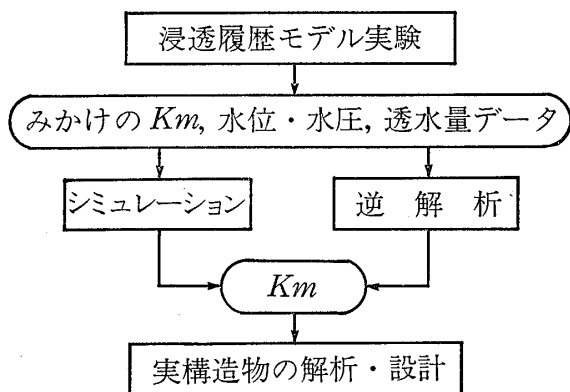
- (1) 解析と実験の比較が不十分ではあるが、砂質土の浸透に伴う内部構造変化が、試料の動水勾配と透水係数との平均的關係によって、ある程度表現しうる事が明らかになった。
- (2) このような試料の浸透破壊特性を知るためには、本報で述べた解析を数回行うことにより、実験値に近い結果を与える特性として求めることができる。
- (3) 上記の特性は、動水勾配の履歴に対しては複雑な挙動を示すが、動水勾配の上昇に対しては細粒分の流失・骨格構造の破壊を、下降に対しては細粒分による目詰まり・部分的間隙の閉塞を生じているものと考えられる。

また、これらが試料内部の異なった位置で選択的に生じる結果、透水性の大きいゾーンと小さいゾーンが局所的に発達することが判明した。

- (4) すなわち、砂質土の浸透破壊には、従来からいわれているように、細粒分の挙動が重要な役割を果たしており、これに加えて、動水勾配の履歴に注目す

る必要のあることが明らかになった。

- (5) これらの事情により、今後の砂質地盤の浸透に対する安定性を検討するためには、つぎのフローに従うことが望ましい。



- (6) 今後は、動水勾配の大きい領域における履歴と破壊に至る経路を様々な試料および現地にて調べること、および逆解析に関する検討を行う必要がある。

〔筆者註記〕 浸透破壊現象の分類において、パイピングとポイリングを同一に分類し、とくに、その分類項目の中で、パイピングに、発端となる土粒子の移動現象と逐次破壊現象の意味を持たせている。

平均動水勾配に対する流出量の変化（平均透水係数の変化）を進行破壊の特性と考えて、実験を行っている。

この考え方では、実験装置断面内の部分破壊の発生条件は、土の不均一性に依存するため、進行性破壊のパイピングの発生条件は定まらない。

透水係数の変化により、破壊の発生、進行経過を平均動水勾配に対応させて把握しようとするときは、予め、実際に適用しようとしている対象物、野外現象を想定していることが必要であろう。

#43(1984) 林重徳, 山内豊聡; しらすの限界流速と地山の浸透崩壊問題への適用
応用地質学会講演予稿集

(pp. 140~143) 1. 序論; ……近年の大型電子計算機の出現・普及と有限要素法などの解析技術の急速な発達によって、……2次元あるいは3次元の極めて高い精度で、数値解析を行うことが可能となっている。しかし、解析結果を判定する基準となる土粒子の限界流速については、Justinの理論値、久保田・田中の実験結果およびKoslovaの結果が知られている程度であり、限界流速に関する研究はあまり見当たらない。これらの例においても、実験条件などに不明確な点が見られるものもあり、とくにJustinの理論値は、実用上問題となる細砂～

シルト粒子に対しては、かなり危険側の値を与えるとの指摘がある。

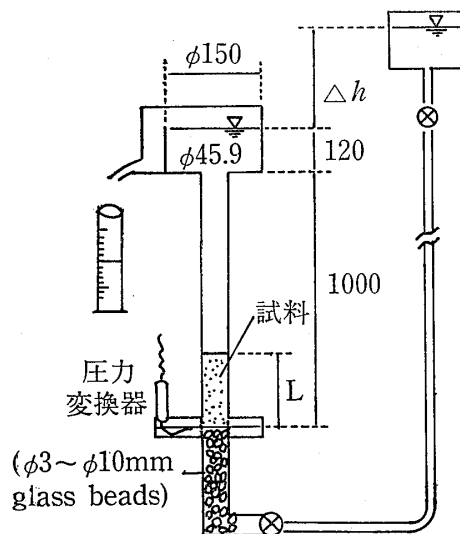
また、動水圧に対する土層としての抵抗度合いを示す従来の理論式による限界動水勾配は、相当な平面的広がりを持った場合には有効であるといわれているが、これについても系統的な研究はほとんど見られない。……

2. しらすの浸食特性——2.1 しらすの限界流速

- 1) 限界流速試験装置と試料; 限界流速は、地盤中あるいは浸透流の浸出点などにおいて、浸透流により地盤内の土粒子が移動あるいは流し出される最小の流速と定義することができる。その値は、土粒子の粒径、形状および比重といった土粒子固有の特性に支配されるだけでなく、実際には、対象となる土粒子が存在する地盤の状態、境界条件および重力の方向と流線の向きなどの外的要因によっても、その値は異なるものであろう。しかし、外的因子を限定した条件の下で、土粒子固有の特性に基づく限界流速を求める実験の装置と方法を確立し、試験法として基準化することは緊要の課題であろう。……

流動化（限界流速）試験装置の概要は、……図一1に示すように、試験円筒〔φ45.9mm〕は、透明なアクリル樹脂性で、管内の水流を一様にする約30cmの整流部と供試土粒子を入れ流動化させる流動部および越流部よりなる。……

試験はまず、計量した試料（図一2）を3~5cmの水中に少量ずつ静かに落下させ供試体（混合状態）とした。これに任意の水頭を負荷し、透水量と正確



図一1 流動化試験装置 (林, 他, 1984)
Fig.1 Experimental set up for fluidization (Hayashi, et al., 1984)

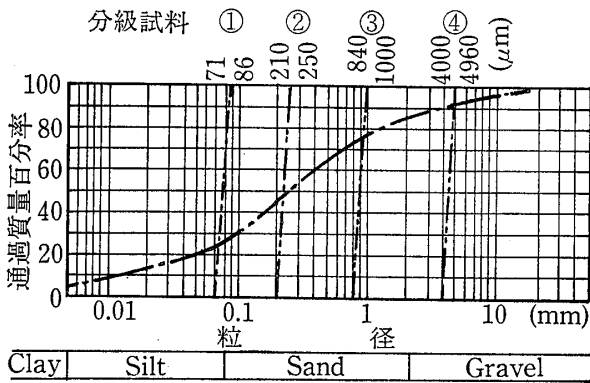


図-2 しらすの粒度曲線と分級試料 (林, 他, 1984)
 Fig.2 Grain size distribution curve of SHIRASU and classified samples (Hayashi, et al., 1984)

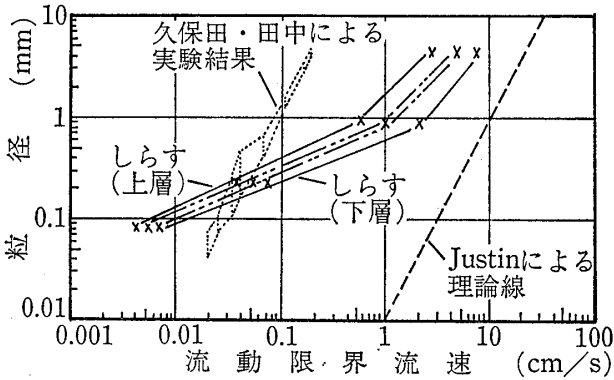


図-4 土粒子の粒径と限界流速の関係 (林, 他, 1984)
 Fig.4 Relationship between soil grain size and critical velocity (Hayashi, et al., 1984)

な水頭差を測定する。さらに、逐次水頭を増加し、試料が流動化するまで実験を繰り返す。流動化が認められる最小の実流速をもって限界流速とした。次に水頭差を徐々に減少させると、試料は、2, 3層にはっきり分離して沈降する。これら(図-2に示す分級した試料)を取り出して、各層について同様の限界流速試験とした。

2) 粒径と限界流速の関係; ……図-4には、しらすの粒径と限界流速との関係を示すとともに、砂についての久保田・田中の実験結果、および球形粒子についてのJustinの理論線を描いてある。しらすについての実験結果を見ると、いずれの粒径においても、比重の軽い上層の粒子の限界流速は、下層のそれの1/3~1/5と小さい。

また、0.074~0.88mmの粒子では、久保田・田中らの実験結果に比べ、1/4~1/7程度、さらにJustinの値と比較すると、1/400~1/700と非常に小さい。

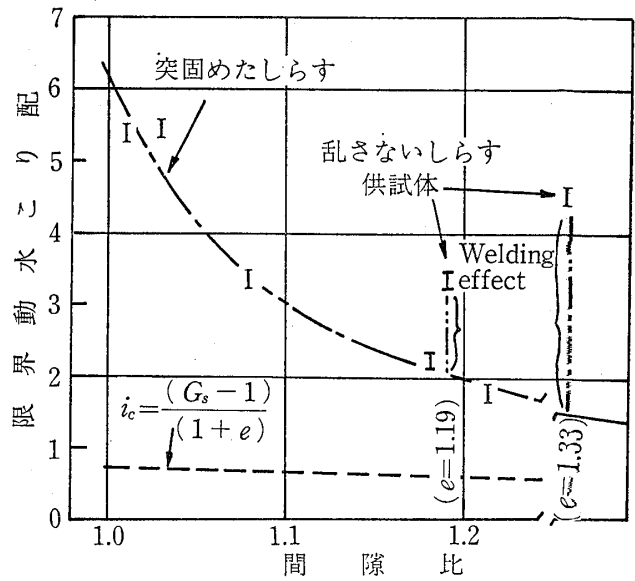


図-5 限界動水勾配と間隙比の関係 (林, 他, 1984)
 Fig.5 Relationship between critical gradient and void ratio (Hayashi, et al., 1984)

い。これらの結果により、Justinの理論値が、かなり危険側の値を与えること、および異常に浸食されやすいしらすの浸食メカニズムは、体積の大半を占める上・中層の細粒子が小さな流速で流失し、ついで、下層粒子や大きい粒子の移動が誘発されるものと考察される。

2.2 しらすの限界動水勾配; 限界流速試験が、個々の土粒子の流水抵抗特性を調べるのに対して、限界動水勾配試験は、動水圧に対する土塊としての抵抗特性を調べるものである。試験装置は、約3mの水頭差まで任意に負荷することのできる定水位型の透水試験装置で、……試験は、……並びに供試体の寸法の影響を調べるために、供試体高さを変化させた4個の供試体について実施した。

図-5に、限界動水勾配と間隙比の関係とともに、無境界非固結粒状体についての理論値を破線で示す。限界動水勾配に及ぼす間隙比の影響は、理論値よりはるかに大きい。また、乱さない地山しらすと等しい間隙比の突固め供試体の結果とを比較すると、その差が限界動水勾配に及ぼす地山しらすの固結効果とみることができる。

つぎに、限界動水勾配(i_c)と、供試体の寸法比(H/D)の関係を、図-6に示す。 $(H/D)=1.2$ の場合、 i_c は理論値の約5倍であるが、 $(H/D)=0.3$ 近くで理論値に漸近する。これは、動水圧によって供試体内部にアーチ作用が形成され、その結果動水圧抵抗を増大させているものと推察される。

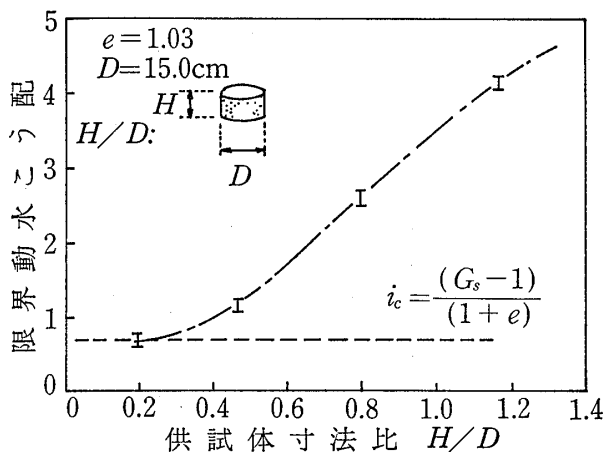


図-6 限界動水勾配と寸法比の関係 (林, 他, 1984)
 Fgi.6 Relationship between critical gradient and ratios of the height and the diameter of the vessel (Hayashi, et al., 1984)

3. 地山の浸透崩壊模型実験——3.1 模型実験の装置・方法および結果；……
 3.2 数値解析結果と考察

1) 浸透流解析；……数値解析結果の浸透流量と実測流量は、……比較的良く一致している。この事実より、模型実験で発生した最大流速もまた、解析結果の最大流速と近似した値であったと捉えることができる。そこで、しらす層の浸出点から浸食崩壊していったケース1および7についてみると、浸食が始まった時の最大流速は、 $3.0 \sim 2.1 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ であったと推定される。

これらの限界流速を、図-4の結果と対照すると、それは0.04~0.07mm径のしらす粒子の限界流速に相当する。さらに、図-2の粒度曲線より、0.04~0.07mmの粒子は20~25%粒径に相当する。換言すると、しらす地山の浸食崩壊を防ぐためには、地盤内および浸出点において発生する最大流速を、20~25%粒径相当の限界流速以下に抑える必要がある。

〔筆者註記〕 限界流速試験と限界動水勾配試験における実験の物理的モデルとしての違いは何か。それぞれどのような理象が測定流出量の変化に対応するのか。

限界流速試験における流動化とは何か。

試験円筒管の径に対して、供試体厚さLをどれ程にして実験したのか示されていない。

供試体寸法の影響についての本論文の実験結果からみると、試料の厚さが1.4cm以上ではアーチ作用が働くことになる。

限界流速試験において、試料が

- ① 土構造としての破壊を生ずる
 - ② 水中で対流状態になる
 - ③ 土粒子が上昇し容器外に排出される
- という段階のいずれをもって、限界流速到達状態と認定しているのか明らかでない。

①は、限界動水勾配試験の意味を持つことになる。

②は、その現象の土塊もしくは土粒子の安定に関する意味が、浸透破壊現象の概念として定義される必要がある。

③の意味における実験とは読み取ることができない。

この実験との対照において、限界動水勾配試験でどのような現象を観察したのか示されていない。

ある混合粒径の土と、限界流速値が等しくなる等粒径の砂粒径を求めて、その等粒径が混合粒径土の何%粒径に相当するかで表しているが、これが一般的に可能であるならば、広範な土の安定性の表現が可能になる。

#44 (1984) 田中勉, 吉原八郎, 長谷川高士；一層系 (押えフィルタなし) の浸透破壊実験 <層状堆積の砂柱の浸透破壊 に関する実験的研究 (I) > 農業土木学会論文集 第110号

(pp. 87~99) I. まえがき；地盤の破壊に関する実験は、数多くなされている。単列矢板の背後の上昇浸透流による砂質地盤の破壊に関しては、たとえば、村山らの実験があり、実験結果を、これまでに提案されている種々の限界水頭差 (玉置らによるポイリング開始時水頭差), (Terzaghiの方法), (河野・久保田の方法, Kochinaの方法) と比較検討している。また、2列矢板内の上昇浸透流による地盤破壊に関しては、Marslandの広範囲な研究成果がある。

さて、一次元上昇浸透流による砂柱の破壊に関して、数多くの実験がなされている。Terzaghiは、一層系 (押えフィルタなし) の浸透破壊実験を行い、

$$\frac{i_{c, b}}{i_{c, t}} = 1.00 \sim 1.24$$

と安全側の結果を得ている。

ここに、 $i_{c, b}$ ：実験によって得られた限界動水勾配

$i_{c, t}$ ：理論による限界動水勾配

である。(サブスクリプトcをつけて限界時の値を示す)

また、Herzogは、浸透水が試料へ入るときの入り口損失水頭、砂柱の破壊形態、限界時付近における砂層の膨張などについて精力的に実験を行い、考察を加えている。近年では、斎藤ら、稲田らが数多くの試料、種々の

間隙比に対して、一層系（押えフィルタなし）の実験を行い、その結果を報告している。

しかしながら、一層系（押えフィルタなし）に関して、相対密度の影響、試料へ水を流す境界条件の影響、砂粒子の形状の効果、試料の粒径、粒度分布の効果などについての広範囲な実験は、いまだなされていない。また、一層系（押えフィルタあり）、二層系などに関しても、限界時における残留有効応力の効果または影響を実験的に明らかにしたものはない。

そこで、著者等は、

- (1) 一層系（押えフィルタなし）
- (2) 一層系（押えフィルタあり）
- (3) 二層系（ $k_r \gamma_r' > 1$, 押えフィルタなし）

に関して、一連の浸透破壊実験を行った。ここでは、(1)の一層系（押えフィルタなし）に関する実験結果について考察を行う。

II. 砂柱の浸透破壊実験の装置、試料、および方法……

……1. 実験装置；実験装置は、(1)透水円筒、(2)定水頭装置、(3)間隙水圧測定装置からなる。円筒内径151mm、長さ385mmの亚克力製で、壁面には鉛直に並ぶ間隙水圧測定用のピエゾメーター口がある。間隙水圧測定には開口型ピエゾメーターとして内径5mm、長さ1500mmの亚克力パイプを用いた。

2. 実験材料；〔中海干拓堤の「中海砂」、豊浦標準砂、琵琶湖干拓堤の「琵琶湖砂」および一般河川砂をふるい分けて調整した6種の砂である。試料の均等係数は1.06~1.80, 1試料のみ2.62である。〕

3. 実験方法；〔透水円筒に水を張り、下端に黄銅製の網3枚（下から、74 μ m, 420 μ m, , 840 μ m）、厚さ80mmのフィルタを敷き、その上にさらに黄色銅製網をのせる。その上に脱気試料を少しずつ流し込み所定密度に突き固める。〕

供試体に段階的に水頭差をかけてゆき、供試体を破壊させる。水頭差の上げかたは最初0.1~0.2, 限界時付近（ $i > 0$ で $85i_c$ ）は限界動水勾配 i_c の1%程度とした。

各段階の水頭差において、定水位透水試験を行う。ここでは2~4分間に流れ出る浸透水の重さを1~3個はかり、その浸透水温での流量流速を求め、15°C時の流量流速 q_{15} に換算した。そして、ピエゾメーターの読みから動水勾配 i がわかると、ダルシー側によって供試体の透水係数が計算される。また実験では、途中における試料の長さ測定し、一層系砂柱の“平均”間隙比の変化を求めた。〕

III. 一層系（押えフィルタなし）に関する浸透破壊実験の結果および考察；……砂柱の一次元上昇浸透流問

題は、限界状態までの状態を内部有効応力の観点から理論的に考察できる。たとえば、破壊に関していえば、限界動水勾配 i_c は、次式のように砂の比重（ G_s ）と間隙比（ e ）だけによる。

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} \quad (4)$$

しかしながら、実際には、クイックサンドは、砂の相対密度（ D_r ）、かみあわせ効果、粒度分析などに影響されると考えられる。

ここでは、9種類の試料について、間隙比をかえた約30個ずつの浸透破壊実験を行った。以下では次の6について考察する。

1. 破壊形態
2. 理論値との比較
3. 境界条件の影響
4. 粒子形状の効果
5. 均一砂に関する平均粒径の効果
6. 粒度分布の効果

……このように、一層系（押えフィルタなし）の浸透破壊実験においては、限界時付近において、一定の圧力（水頭）差が境界条件として与えられる場合（圧力型）と、一様な流量流速が境界条件として与えられる場合（一様流量型）がある。前者の場合、浸透流は、限界時付近において、抵抗の小さい所とか、透水係数の大きい所に局部的に集中し、砂層は急激に破壊する。一方、後者の場合、浸透流は砂柱の破壊後も、断面内において一様な流量流速が保たれ、砂粒子が全体的に浮遊状態となる。

IV. まとめ；〔……実験の結果〕次のような結論を得た。

- (1) 圧力型の境界条件では、砂層の一部分で局所的に砂粒子の移動が起こり（パイピング）、砂層は急激に破壊する。一方、一様流量型の境界条件では、砂粒子は限界時付近で全体的に浮遊状態になり、分粒を起こす。
- (2) 均一砂は、限界時付近で急に破壊が進行し、粒度分布のよい砂は徐々に破壊が進行する。
- (3) 試料の相対密度 D_r が小さい場合、および、粒度分布がよい場合、動水勾配が比較的小さくても、間隙比の変化、ダルシー側からのずれが大きい。
- (4) 相対密度が、クイックサンドに対する抵抗力を表す一つのパラメーターになる。
- (5) 実験結果から得られる平均的な $e_0 \sim i_c$ 曲線は、理論曲線より急勾配である。また、粒度分布のよい試

料ほど勾配が急である。

- (6) $D_r < 50\%$ では、ほとんどすべての試料に関して、砂層が理論値(4式)よりも小さな水頭差で破壊することには注意をすべきである。
- (7) クイックサンドに対する抵抗力は、
 - (i) 一様流量型の境界条件のほうが、
 - (ii) 砂粒子が角ばっているほど、
 - (iii) 平均粒径が大きいほど、
 - (iv) 粒度分布がよいほど
 大きい。ただし、粒度分布のよい試料中に細粒子が含まれていると、間隙比が大きい場合には、その細粒子の水流による不安定性の影響がでて、粒度分布のよい試料の方がクイックサンドに対する抵抗力が小さくなる。

〔筆者註記〕 ここでは①圧力型および②一様流量型は、境界条件として与えるものとされ、それに応じて破壊の現象形態に差異を生ずるとしているが、①の状態か②の状態か、は土の均一性および圧力上昇速度に依存して決まる結果であって、試料の材料あるいは状態のむらがある時には、一様流量の状態にはならない。

#45 (1984) 田中勉；一層系（押えフィルタあり）の浸透破壊実験＜層状堆積の砂柱の浸透破壊に関する実験的研究（Ⅱ）＞
農業土木学会論文集 第111号
(pp. 73～84) I. まえがき；………

Ⅱ. 砂柱の浸透破壊実験の試料および方法；〔実験装置は前報（#44）と同じである。実験材料は、(1)中海砂、(2)琵琶湖砂および(3)河川砂(ふるい分け調整した砂)である。相対密度50%における透水係数は、(1) 2.21×10^{-2} cm/sec、(2) 9.87×10^{-2} cm/secおよび(3) $3.97 \sim 7.18 \times 10^{-1}$ cm/secである。

試料(1)を一層系砂層（上層）とし、その上に試料(3)をフィルタ（上層）としておいた。押えフィルタの透水係数 k_F と一層系砂の透水係数 k との比はおよそ $k_F/k \approx 20 \sim 30$ である。実験の手順も前報と同じである。〕

Ⅲ. 一層系（押えフィルタあり）に関する浸透破壊実験の結果および考察；………

Ⅳ. まとめ；〔一層系（押えフィルタあり）に関する3種類の実験、Test(a)、Test(b)、Test(c)を下記の条件で行い、その考察から次のような結論を得た。〕

実験の種類	境界条件	砂柱長 l
Test (a)	圧力型	$l \approx 10$ cm
Test (a)	一様流量型	$l \approx 10$ cm
Test (a)	一様流量型	$l \approx 15$ cm

- (1) 理論的に、限界時の残留有効応力分布から予想した一層系（押えフィルタあり）の浸透破壊形態は定性的に正しい。
- (2) 上昇浸透流による地盤のヒービングは、一般的に粘性土の現象だと考えられがちであるが、砂質土の場合も存在する。ただし、砂質土の場合には、粘着力がないので、砂粒子は限界時において不安定である。
- (3) 一層系（押えフィルタあり）の浸透破壊実験は、全応力的にみると、広義の（浸透力を考慮した）ハイドロリック・フラクチャリングを検証する実験の一つであると考えられる。したがって、(2)から、砂質土の場合にもハイドロリック・フラクチャリング現象が存在することがわかる。
- (4) 圧力型の境界条件の場合、一様流量型の境界条件の場合よりも小さな水頭差で、砂柱が破壊する。
- (5) $0.0 < p/\gamma' l < 0.1$ の時には、砂柱は、摩擦を考慮しない理論式(5)より小さな水頭差で破壊する。残留有効応力の値が小さく、その効果が発揮されていないと考えられる。
- (6) 限界時に砂層中に残留する逆三角形の有効応力が、その砂層の安定性に対して効果を発揮するのは、

$$p/\gamma' l = (p/l)/\gamma' > 0.1 \sim 0.3$$

の時である。

- (7) 押えフィルタの有効上載圧 p が大きくなると、限界時における残留有効応力が大きくなり、壁面と砂層の摩擦が大きくなる。
- (8) $0.3 < p/\gamma' l < 0.5$ の時は、壁面の摩擦の効果を限界時の残留有効応力の大きさから推定できる。

付言；ここで考察した実験結果は、すべて砂柱にかかる水頭差をほとんど速度0の状態、徐々に上昇させて行った場合のものである。ここでは述べなかったが、一様流量型 $l \approx 10$ cm、 $p/\gamma' l = 0.835$ の供試体を、少し速い水頭差上昇速度(約10mm/sec)で破壊させた実験から、次のような事柄が明らかとなった。

上昇速度が速い場合も、水頭差が摩擦を考慮しない理論式(5)よりも小さいときは、砂柱は安定している。

しかしながら、水頭差が摩擦を考慮しない理論限界値を越えると、砂柱は下端で分離、上昇し、水平クラックが生じる。したがって、水頭差の上昇速度が速い場合には、ここで得られた実験値よりも小さな水頭差で、砂柱が破壊すると考えられる。その場合、実験結果は、 p が大きいときも、摩擦を考慮しない理論式(5)に近くなることが予想される。

〔筆者註記〕 供試体有効重量に対する押さえフィルタの圧力の比により、壁面の摩擦の影響が生じること、水頭上昇速度が速くなると、小さめの水頭差で破壊を生じ、その形態も異なると結論している。

#46 (1934) 吉岡淳, 久楽勝行, 佐藤正博; 水平方向の浸透水によるパイピングの進行について
第39回土木学会学術講演会

(pp. 707~708) 1. はじめに; ……従来パイピングに対する検討方法としては、多くの理論的、実験的な考察による限界動水勾配や限界流速の考え方などがあるが、実際の堤体下の透水地盤を流れる水平方向の浸透流によるパイピング現象を対象にして、実験的な考察を加えた事例は意外と少ない。

そこで、二次元浸透モデルを用いて水平方向の浸透流によるパイピング現象の実験検討を行い、現象の定性的な傾向および従来の理論値、実験値との適合性について考察を加えたので報告する。

2. 実験方法; 実験模型は、………アクリル製の二次元土槽に厚さ16cmの砂地盤を作り、その上の仕切り板で挟まれた部分に粘土層を置いたものである(図-1)。地盤の砂は、………[0.074~4.76mmの範囲を5つに]ふるいわけした5種類のものを用いた。実験は、………上流側の水頭を段階的に上げる方法をとった。各水頭段階では、下流側からの流出水量を測定し、流量が一定になるか、あるいは、地盤砂に動きが生じた場合には、その動きがなくなったことを確認してから次の段階に移った。

さらに、有限要素法を用いた二次元定常浸透流解析によって、実験のシミュレーションを行い、噴砂の生じた部分の局所的な動水勾配や流速を求めて、実験値との比較を行った。

3. 実験結果および考察——3.1 パイピングの発生と進行破壊形態; ……パイピングの発生状況ならびに進行形態を、実験模型の下流側の粘土層の端部のものについて模式的に図示すると、図-2に示すような3段階に

分けられる。………すなわち、①ある水頭差(4H)に達すると、最初の噴砂が図の位置に生ずる。これは、一時的なもので、数分~数分程度で止まってしまう。噴出した砂が止まって、局部的に水位がわずかながら上昇し、動水勾配が低下するためと考えられる。②さらに、水位差を大きくすると、連続的な噴砂状態となる。しかし、この状態は、10~20個程度の砂粒子が元の位置で上下運動を繰り返しているだけで、噴砂による破壊は進行しない。

この段階からさらに水位を上げて行くと、粘土層の下流端の他の箇所(噴砂は半径1cm程度の半円形をしている)からも同様に、砂粒子の上下動による連続的な噴砂を生じるが、破壊には至らない。③水頭差をある段階まで大きくすると、上下運動をしていた砂粒子が下流側へ押し流され、そこに生じた空洞部分へ粘土層と砂地盤の境界面の部分の砂粒子が流出し始める。これによって、粘土層と地盤の境界面に空洞(水みち)が生じる、………地盤内の浸透流が流れを変え、その空洞に集中して流れるようになる。………

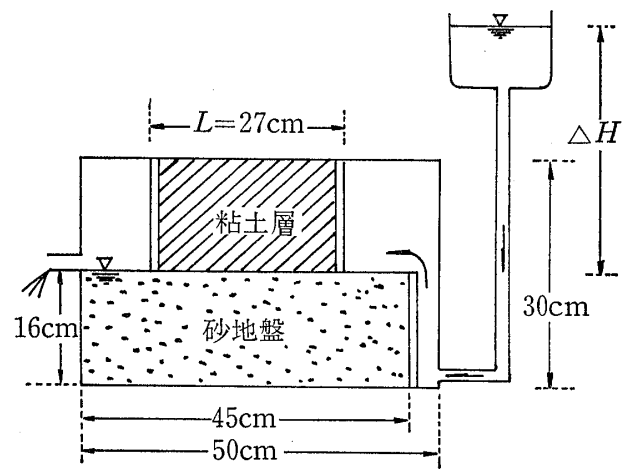


図-1 実験装置および模型 (吉岡, 他, 1984)
Fig.1 Experimental set up and model (Yoshioka, et al., 1984)

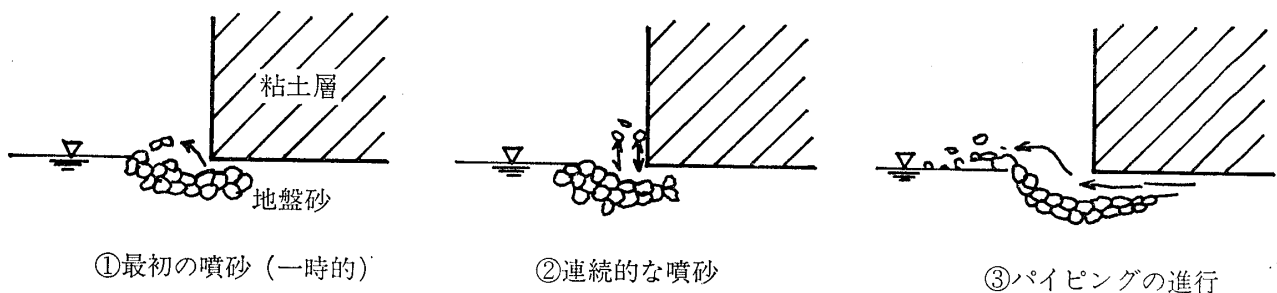


図-2 パイピング現象 (吉岡, 他, 1984)

Fig. 2 Sketch of piping phenomena (Yoshioka, et al., 1984)

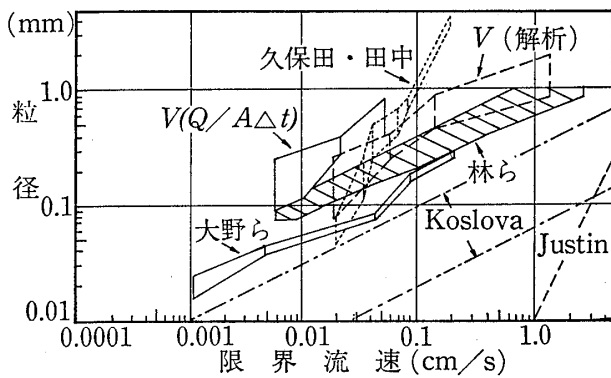


図-4 粒径と限界流速の関係(吉岡, 他, 1984)
 Fig.4 Relation between grain size and Critical velocity(Yoshioka, et al., 1984)

3.2 限界動水勾配, 限界流速について; 最初に噴砂が起った段階での地盤の平均動水勾配 \bar{i} , 有限要素法による浸透流解析で求めた噴砂箇所の要素での局所的な動水勾配 i および限界動水勾配 i_c を, 各粒径範囲ごとに示すと, …… 噴砂が起った位置では, 解析値が限界動水勾配に近い値を示しており, 水平方向の地盤内流量の場合でも, 地表面で噴砂が起こるのは, その周辺で限界動水勾配の状態になっているためと考えられる。また, 実験での平均動水勾配は, 限界動水勾配の0.4~0.6になっており, この程度の動水勾配が, 水平方向浸透流によって噴砂の生じる目安になるといえよう。

次に, 粒径と限界流速の関係について, 大野らが示した従来の理論値, 実測値との比較の図に, 今回の実験で③の段階の流量から逆算した平均流速 v , および解析から求めた噴砂箇所の流速 v を併記したものを, 図-4に示す。平均流速は, 同一粒径に対して従来の値より小さくなっているが, 解析値は, 林らの実験値, 久保田・田中の実験値と比較的良く一致している。……

4. まとめ; 今回の結果から, 水平方向の浸透流によるパイピング現象が, 3段階に分けられることを示した。また, 最初の噴砂は, 局所的に限界動水勾配状態に達した時点で生ずるものと考えられる。破壊に至るような進行的なパイピングは, 従来の実験から得られているような限界流速に達することによって, 引き起こされると考えられる。

[筆者註記] 構造物の下を水平に流れる浸透流モデルについて, 破壊発生時の構造物上下流間の「平均動水勾配」, FEMモデル計算による流出口の「局所動水勾配」, および鉛直上昇流による計算値「限界動水勾配」を比較している。局所動水勾配に対して計算された局所の流速は, 他の実験者の円筒容器での実験値に一致するとしている。

この意味は, Terzaghiの限界動水勾配と, Laneらのクリープ比あるいは平均動水勾配法の考え方を関係づけるものである。

#47 (1985) 河野伊一郎, 西垣誠, 早瀬宏文; 浸透水による地盤の進行性破壊に関する実験
 第20回土質工学研究発表会

(pp. 1475~1478) 1. まえがき; …… 浸透水による地盤や土構造物の破壊現象には, すべり破壊のように全体破壊が瞬時に起こる場合と, ポイリングやヒービング, 土粒子の浸食・流失などによる局部破壊から全体破壊へと至るいわゆる進行性破壊とがある。前者は, 浸透水を考慮した円弧すべり法や, 最近の FEM 解析法などにより検討されるが, 後者については, 研究例が極めて少なく, そのメカニズムや実態の究明が待たれるところである。こうした実情にかんがみて, 本研究は, 浸透水による地盤の進行性破壊の現象を, 鉛直および水平二次元土槽モデル実験装置を用いて, 実験的に調べることを目的として開始したものである。

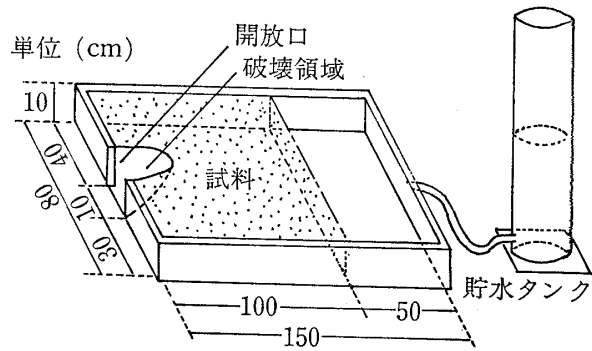


図-1 水平二次元モデル実験装置(河野, 他, 1985)
 Fig.1 Experimental set up for horizontal two-dimensional model(Kohno, et al., 1985)

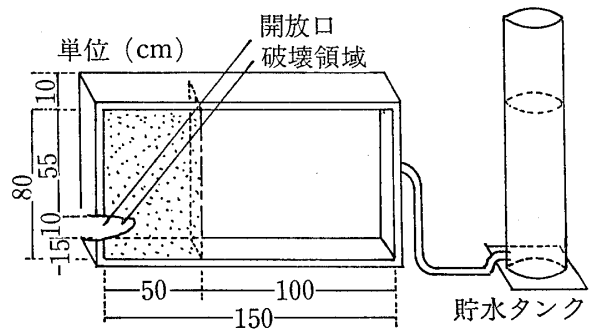


図-2 鉛直二次元モデル実験装置(河野, 他, 1985)
 Fig.2 Experimental set up for vertical two-dimensional model(Kohno, et al., 1985)

2. 実験装置および試料；実験装置は、……長さ150cm、幅80cm、厚さ10cmの水平および鉛直二次元モデルの箱であり、……片面はガラス板とした(図一1および図一2)。下流側は、所定の水圧をかけた後でも自由に開閉できる開放口(10cm×10cm)を有している。また間隙水圧は、土層底部に合計25個の孔を設け、マンメーターによって測定した。

実験に用いた試料は、粘着力を有する土としてマサ土($G_s=2.64$)、粘着力を有しない土として川砂($G_s=2.64$)である。……

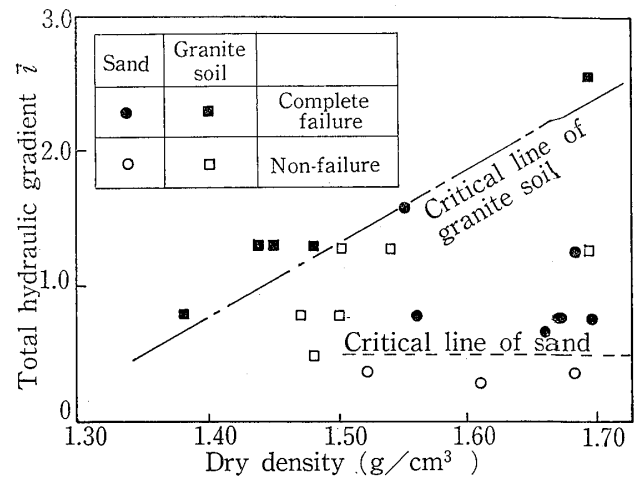
3. 実験方法—3-1, 水平二次元モデル実験；……試料セット後、上流部の貯水タンクより徐々に通水して試料を飽和させ、所定の水圧をかけて安定させる。この後、……下流部の開放口を開いて破壊を開始させ、破壊の進行状況を写真およびビデオカメラで撮影する。

3-2. 鉛直二次元モデル実験；……鉛直平面内での破壊の進行状況を調べることを目的にしたもので、……下流側の開放口を開き、破壊を開始させる。

4. 実験結果および考察；実験結果はすべて全体動水勾配、(i)すなわち上流・下流の水位差を試料長さで割った値によって整理した。また、本実験では、土粒子が流失して地盤内に空洞が発生している状態を局部破壊とし、これが上流側に到達して濁水が吹き出す状態を全体

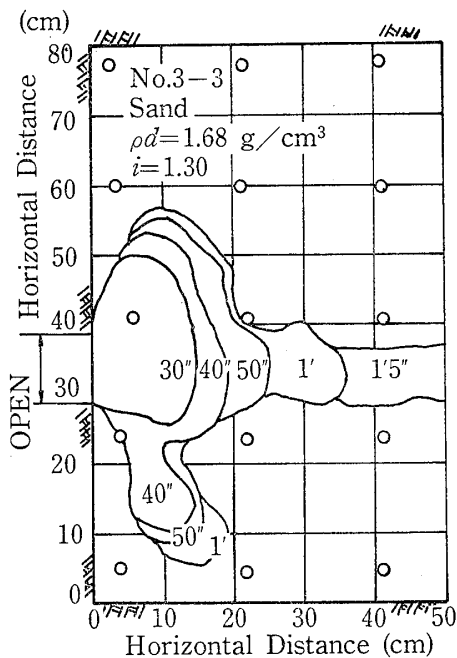
破壊と考えている。

4-1. 水平二次元モデル実験；図一4に示すように、水平二次元モデルでは、川砂の限界全体動水勾配は約0.5程度であり、乾燥密度の影響を受けていないことがわかる。しかし、マサ土では、限界全体動水勾配 I_c の値は、乾燥密度によって変化しており、……これは、マ



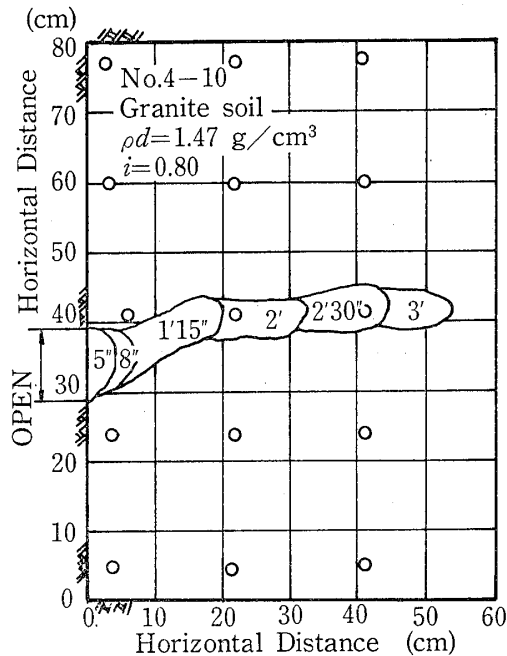
図一4 限界全体動水勾配[水平二次元モデル]
(河野, 他, 1985)

Fig.4 Critical global gradient [Horizontal two-dimensional model] (Kohno, et al., 1985)



図一5 破壊形態 [川砂試料]
(河野, 他, 1985)

Fig.5 Appearance of failure [River bed sand] (Kohno, et al., 1985)

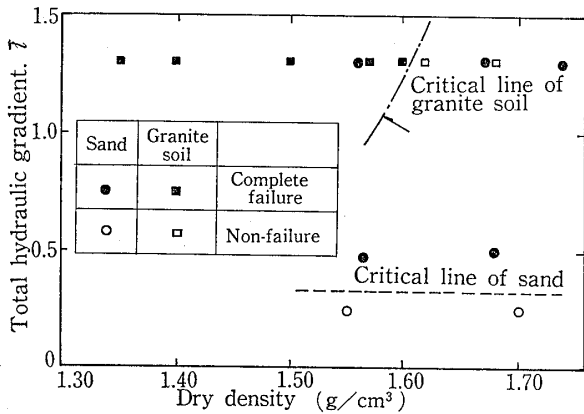


図一6 破壊形態 [マサ土試料]
(河野, 他, 1985)

Fig.6 Appearance of failure [Weathered granite sand] (Kohno, et al., 1985)

サ土の粘着力の影響であり、乾燥密度によって粘着力が変化するために、限界全体動水勾配の値も変化しているものと思われる。

〔破壊形態には、初期に、土塊として、途中より浸出面となる空洞壁面上の土粒子の流失として、破壊領域が扇状に広がっていく場合がある（図一5）。このような破壊形態は、川砂の場合およびマサ土の乾燥密度の低い場合に多く発生していた。本例では、実験開始後、約1



図一7 限界全体動水勾配〔鉛直二次元モデル〕
(河野, 他, 1985)

Fig.7 Critical global gradient [Vertical two-dimensional model] (Kohno, et al., 1985)

分で上流側につながり、全体破壊に至った。]

〔破壊領域がパイプ状に進行していく場合（図一6）があり、〕浸出面付近の土塊のすべり破壊として進行していた。このような破壊形態は、マサ土の試料に多く発生していた。本例では、実験開始3分後の状態で破壊の進行が停止してしまい、30分経過後も変化はなかった。

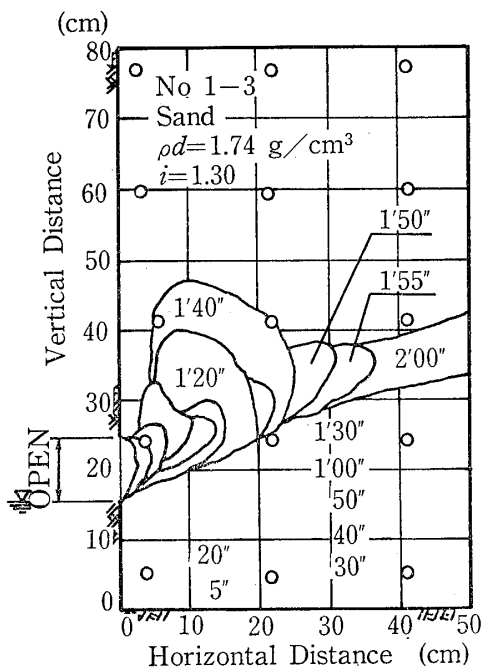
この他、試料の乾燥密度が低く、全体動水勾配が大きい場合には、開放口を開くと同時に試料全体が流動化し、瞬時に全体破壊に至るケースも出現した。

4-2. 鉛直二次元モデル実験；〔図一7に示すように、〕川砂の限界全体動水勾配 I_c は0.3~0.4であり、マサ土の限界全体動水勾配 I_c は乾燥密度 $1.60(g/cm^3)$ で1.3であるといえる。……

次に、鉛直二次元モデルにおける破壊形態は、〔図一8および図一9に示すように、〕川砂、マサ土ともに、浸出面付近の土塊のすべり破壊として、局部破壊が進行していた。川砂の例では実験開始後2分で、マサ土の例では4分35秒後に全体破壊に至った。

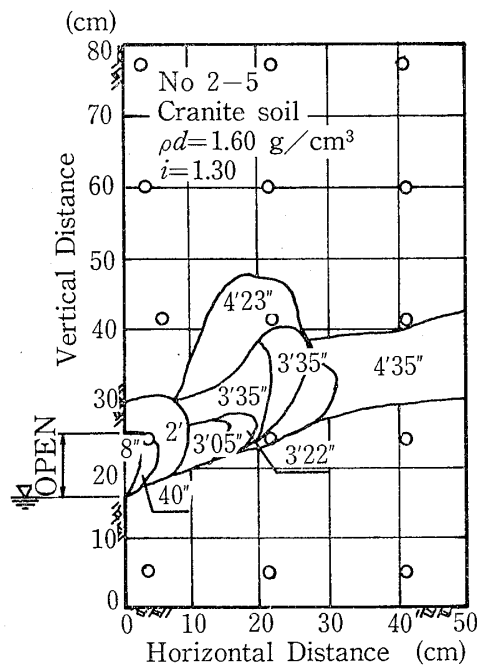
この他、試料の乾燥密度が低く、全体動水勾配が大きい場合には、開放口を開くと同時に試料全体に円弧すべりが発生し、全体破壊に至るケースもあった。

4-3. 破壊の進行速度；……破壊の進行速度は、〔図一10および図一11に示すように、〕実験開始後および



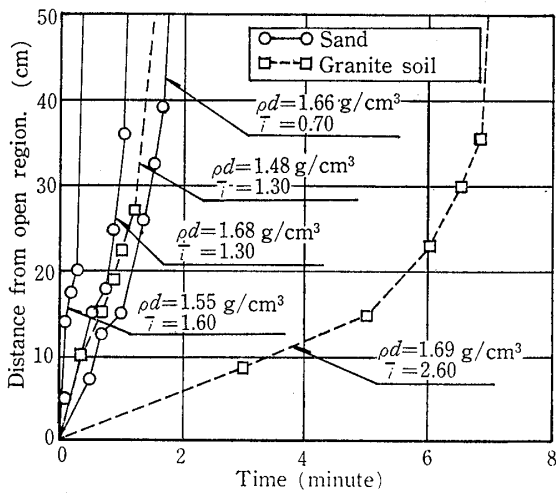
図一8 破壊の形態〔川砂試料〕
(河野, 他, 1985)

Fig. 8 Appearance of failure [River bed sand] (Kohno, et al., 1985)



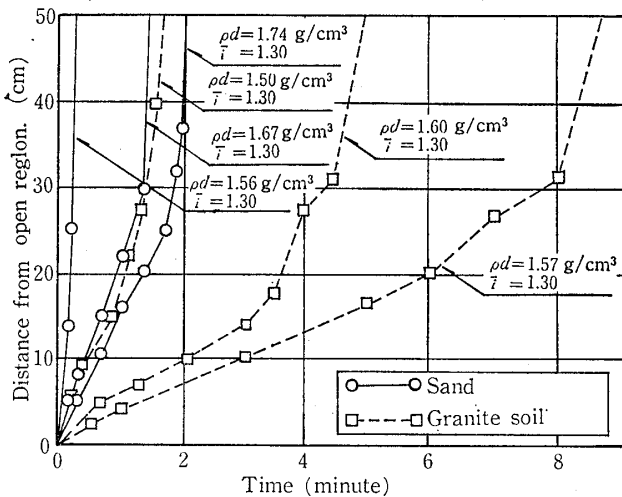
図一9 破壊の形態〔マサ土試料〕
(河野, 他, 1985)

Fig.9 Appearance of failure [Weathered granite sand] (Kohno, et al., 1985)



図一10 破壊の進行速度 [水平二次元モデル] (河野, 他, 1985)

Fig. 10 Speed of failure progression [Horizontal two-dimensional model] (Kohno, et al., 1985)



図一11 破壊の進行速度 [鉛直二次元モデル] (河野, 他, 1985)

Fig. 11 Speed of failure progression [Vertical two-dimensional model] (Kohno, et al., 1985)

全体破壊直前で大きく、中間部でやや小さいといえる。さらに、水平二次元モデル実験では、……破壊の進行が途中で停止する例もあった。

これは、破壊領域の拡大に伴い、浸透水の浸出面積が増加し、浸出面での動水勾配が減少するためであると思われる。〔次にこの現象の理論的説明を試みている。〕

4-4. 進行性破壊の機構；以上の実験により、浸透水による進行性破壊は、浸出面での土塊の破壊の繰り返しとして進行することが確認された。また、土塊の破壊から次の破壊まで時間的遅れを伴うことにより、進行性破壊の機構として次のことが考えられる。

a) 浸出面の土塊が破壊することにより、周囲の土は応力が解放されて膨張する。このため、周囲の土の間隙水圧は一時的に減少し、有効応力が増加して安定な状態になる。しかし、時間の経過とともに間隙水圧はもとの状態になり、この膨張した部分が破壊してゆく。

b) 浸出面の土は、浸透水によって細粒分が流失することにより局部破壊を起こす。これにより新たな浸出面が形成されるが、細粒分は流出しておらず、安定な状態を保っている。しかし、時間の経過とともに細粒分が流失して行き、同様に局部破壊となる。

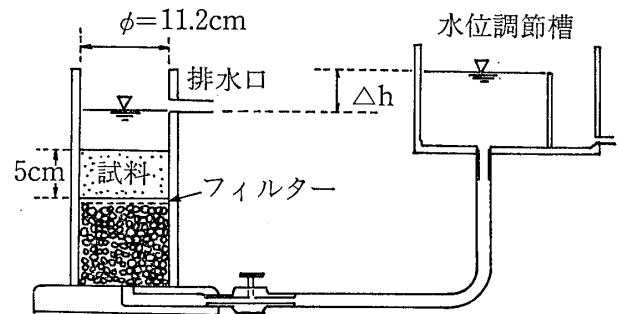
〔筆者註記〕 鉛直および平面2次元の実験により、後退性・進行性浸透破壊の経過を観察している。

乾燥密度の小さいマサ土の水平モデル実験では、パイプ状の破壊が途中で止まってしまうケースがあり、試料の粒度、密度および場の条件によっては、破壊の進行と停止の選択があることを示している。

パイプ・空洞状の破壊の進行速度は、鉛直・水平とも、時間とともに加速してゆく傾向は共通している。本書では、中間で一時速度が遅くなるとしているが、側方への空洞拡大のため、距離としての増加率がやや小さいだけであり、全体としては加速傾向を示す。むしろ、半分程までは直線で、その後加速すると見たほうが良いようである。

#48 (1985) 中島秀雄, 松原幹夫, 飯島豊；X線写真を利用したパイピング現象の観察
第20回土質工学研究発表会

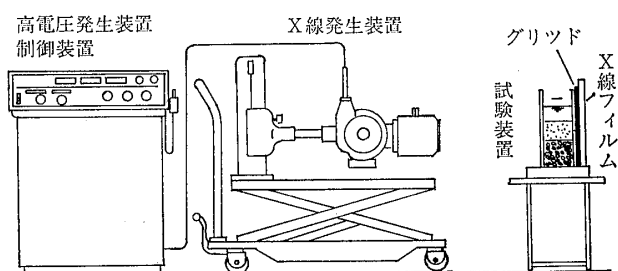
(pp. 1479~1482) 1. まえがき；土粒子が浸透流により洗い出され、水みちが形成されるいわゆるパイピング現象については、従来いくつかの実験が行われているが、パイピングの発生状態を直接的に把握することは不可能であった。本実験では、パイピング現象の発生機構



図一1 試験装置 (中島, 他, 1985)
Fig. 1 Experimental apparatus (Nakajima, et al., 1985)

表一 1 試料の物理的性質 (中島, 他, 1985)
Table 1 Characteristics of samples (Nakajima, et al., 1985)

No.	1	2	3	4	5
粒 径 (mm)	0.037 ~0.074	0.074 ~0.125	0.25 ~0.29	0.42 ~0.59	0.037 ~2.0
乾 燥 密 度 (g/cm ³)	1.70	1.51	1.47	1.47	1.80
間 隙 比	0.470	0.656	0.701	0.701	0.389
透 水 係 数 (cm/sec)	5.75×10^{-3}	8.46×10^{-3}	2.81×10^{-2}	6.21×10^{-2}	2.67×10^{-3}

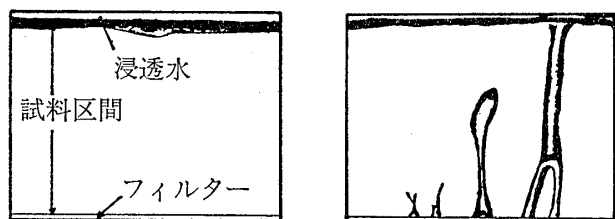


図一 2 X線撮影装置 (中島, 他, 1985)
Fig. 2 Sketch of X-ray generator
(Nakajima, et al., 1985)

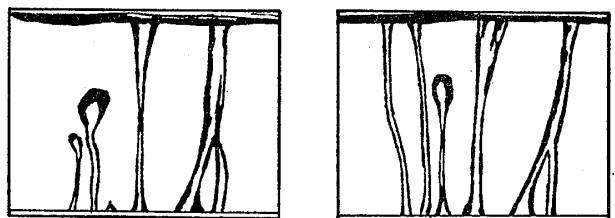
表一 2 限界流速試験結果 (中島, 他, 1985)

Table 2 Critical velocities based on experiments (Nakajima, et al., 1985)

No.	1	2	3	4	5
限 界 流 速 (cm/sec)	4.84 $\times 10^{-3}$	1.46 $\times 10^{-2}$	1.12 $\times 10^{-1}$	5.79 $\times 10^{-1}$	2.21 $\times 10^{-2}$



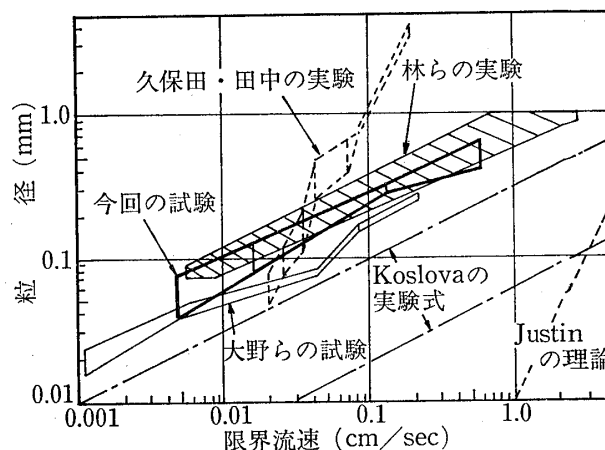
a. 試験開始前の状態
b. 1ヵ所の試料の噴出を確認後15秒経過した時の状態



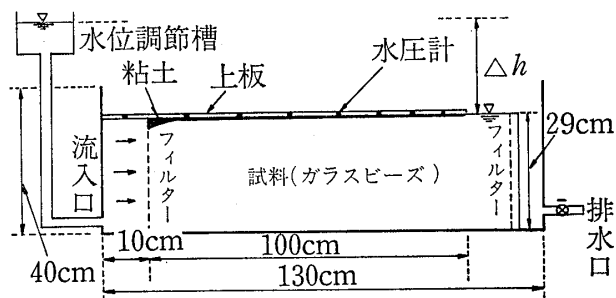
c. 1ヵ所の試料の噴出を確認後1分30秒経過した時の状態
d. 1ヵ所の試料の噴出を確認後3分経過した時の状態

図一 3 No.3 試料のパイピング発生過程 (中島, 他, 1985)

Fig. 3 Process of piping on No.3 sample
(Nakajima et al., 1985)



図一 4 粒径と限界流速の関係 (中島, 他, 1985)
Fig. 4 Relation of grain size and critical velocity (Nakajima, et al., 1985)



図一 5 試験装置 (中島, 他, 1985)
Fig 5 Experimental apparatus
(Nakajima, et al., 1985)

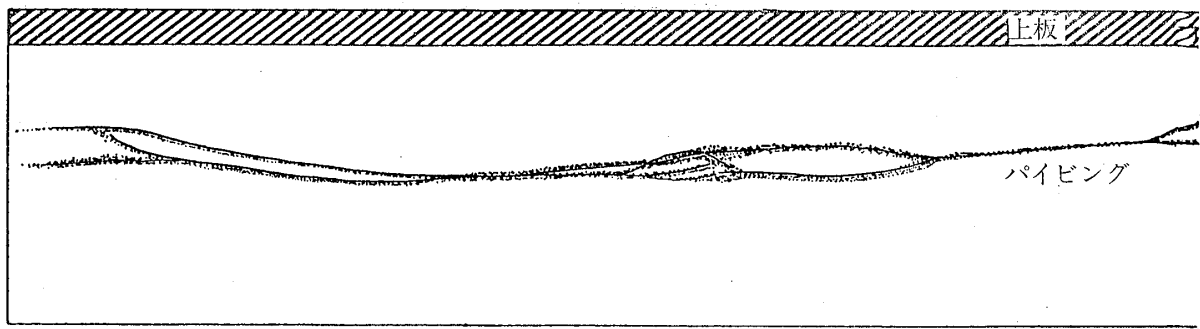


図-6 X線写真で見た試料中のパイピングのスケッチ (中島, 他, 1985)
 Fig. 6 Sketch of piping interior of sample observed by means
 of X-ray pictures (Nakajima, et al., 1985)

や発生過程を明らかにするための試みとして、円筒を浸透する鉛直浸透流および土槽を浸透する水平流の動きを観察する手段に、X線写真を利用することにした。X線写真を用いることにより、試料内部の状態の直接的な観察が可能となり、水みちの発達過程およびその内部形態を明らかにする資料を得たので報告する。

2. 試験の方法および結果—(1)円筒を用いた鉛直流の実験；……試験装置は図-1に示すように、内径11.2cmの亚克力製の円筒を用いた。円筒下部には、一様な上昇流とするため、豆砂利区間を設け、その上に不織布のフィルターを敷き、試料を載せた。図-2には、X線撮影装置を示してある。試験試料には、球状の粒径の異なるガラスビーズ4種類と、均等係数が6で10%粒径が0.074mmの混合ガラスビーズを用いた(表-1)。

試料を円筒容器内に水中落下させ、高さ5cmの試験用試料を作成し、円筒下部の流入口から水圧をかけ、段階的に圧力を増加した。浸透流量は、各水圧段階で5分間隔に繰り返し測定し、浸透流量が一定になったのを確認後、水圧を増加した。

[No. 3の試料のX線写真に基づいて描いたスケッチを図-3に示す。]aは、試験開始前の試料の内部状態を示す。bでは、試料の噴出部分に至る試料内のみちが観察でき、同じ写真で発達途中にある水みちと、発生して間もないゆるみゾーンが明瞭にわかる。cでは、発達途中であった水みちは、すでに上部境界に達し、試料が噴出している。発生して間もないゆるみゾーンは、その水みち長を増加し、dでは、上部境界に達し噴出している。ここで特徴的なことは、水みちの発達過程においては、その先端部に塊状のゆるみゾーンができ、それが流れの方向に発達進行していることである。……

以上の観察結果から、試験結果を要約すると、

① 粒径の小さい試料ほど、水みちの太さが細く、本

数が多い。

② 各粒径の試料を混合したNo. 5の試験では、細粒分の移動によるとみられる多くの筋状の水みちが、逐次発達してゆくのが見られる。

③ 水みちの細いものほど、噴出後も水みちを保ったまま水平に移動する。

ここで、No. 1~No. 5の各試料の限界流速値を表-2に示す。既往の粒径と限界流速の関係図に、今回得られた試験結果を重ねあわせて図-4に示す。林らの実験値とよく似た傾向を示している。

(2) 土槽を用いた水平流の実験；実験装置を図-5に示す。開放部では試料が流出し、堆積しているときに撮影したX線写真をもとに描いたスケッチを図-6に示す。……X線写真の影の部分が上流のフィルターより35cmの位置から発生しているのが観察できた。そこから複数の水みちが、浸透方向に向かって筋状に交差しながら、ゆるい曲線で伸びてゆき、[上板下流部下の]空洞部で境界面と接し、そこからは境界面沿いおよび試料中に伸び、試料の流出口まで続いているのが観察できた。

[筆者註記] 実験容器内の土中での浸透破壊の発生および進行を観察している。最初の破壊現象は、試料底部から上方に向かう小孔の発生である。この小孔が急に速度を増して表面に達するときに、その局所での動水勾配あるいは流速が限界値に達したものと考えた。

とくに、土粒子の径との関係で評価しようとしている限界流速は、容器全体からの流出水量あるいは平均動水勾配からは求められないので、局所の状態を観察あるいは算定しなければならない。

#49 (1986) 中島秀雄, 長瀬迪夫, 飯島豊, X線を利用したパイピング現象の観察 (第2報)

第21回土質工学研究発表会

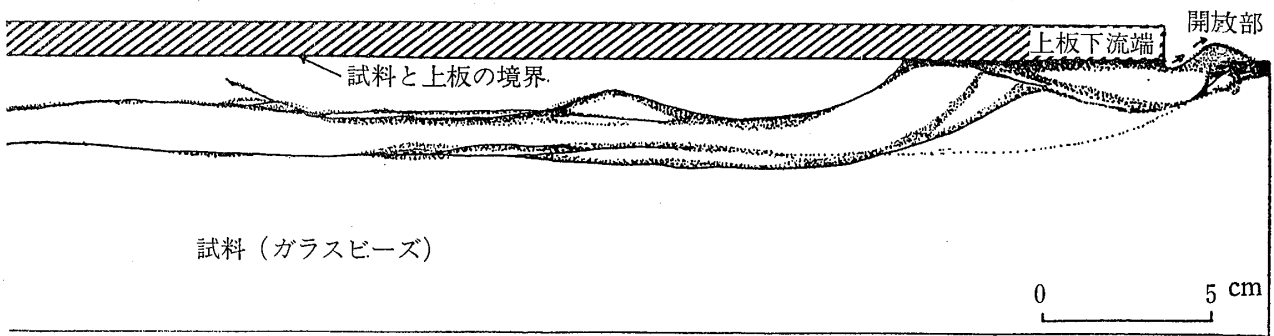


図-6 (つづき)
Fig. 6 (continued)

(pp. 1651~1652) 1. まえがき; ……今回は鉛直流によるパイピング発生 の状況を X線写真撮影したほか、透視撮影によるモニターテレビ画像をビデオ撮影し、現象を連続的に、また、反復して観察したので、その結果を報告する。

2. 実験装置および方法; ……前回は円筒形容器を用いたが、今回は X線透過厚さが一様になるように、箱型容器を用いた (図-1)。図-2 に X線発生装置および

ビデオ撮影システムを示す。試料としては、粒径0.074~0.125mm のガラスビーズを用いた。実験方法は、試料を脱気した後、脱気水中に落下させて、厚さ5cmの試験試料とし、動水勾配は段階的に上昇させ、かつ、予備試験で得た限界値の近くでは、0.02づつ細かく上昇させた。各動水勾配段階において、5分毎に浸透流量を測定し、流量が一定になるのを確認した。流量を容器断面で除して流速とし、さらに面積間隙率で除して実流速とした。……

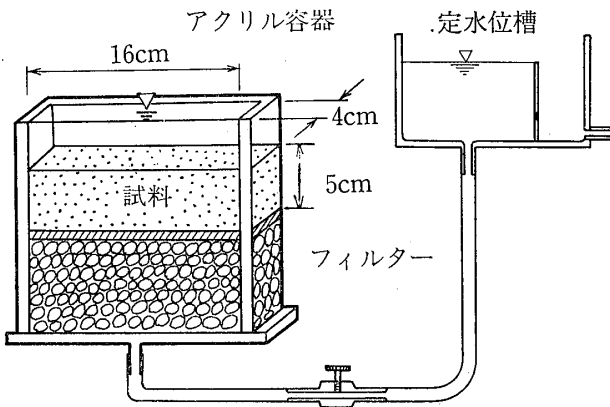


図-1 実験装置の概要 (中島, 他, 1986)
Fig. 1 Experimental set up (Nakajima, et al., 1986)

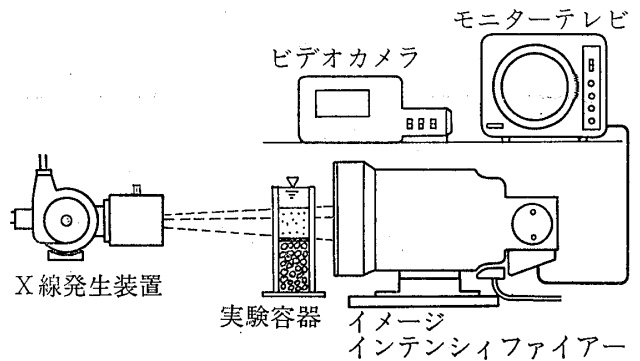


図-2 X線発生装置およびビデオ撮影装置システム (中島, 他, 1986)
Fig. 2 X-ray generator and video tape recorder (Nakajima, et al., 1986)

表-1 試料の物理的性質と実験結果 (中島, 他, 1986)

Table 1 Characteristics of samples and result of experiments (Nakajima, et al., 1986)

実験番号	間隙比 e	透水係数 (cm/sec)	計算限界動水勾配 i_c^*	噴砂発生時動水勾配 i_E	実験限界実流速 V_{CE} (cm/sec)	記録方式
1	0.761	5.74×10^{-3}	0.852	0.94	1.59×10^{-2}	X線写真
2	0.747	5.08×10^{-3}	0.859	1.04	1.45×10^{-2}	X線VTR
3	0.773	5.97×10^{-3}	0.846	0.94	1.57×10^{-2}	X線VTR

* $i_c = (G_s - 1) / (1 + e)$

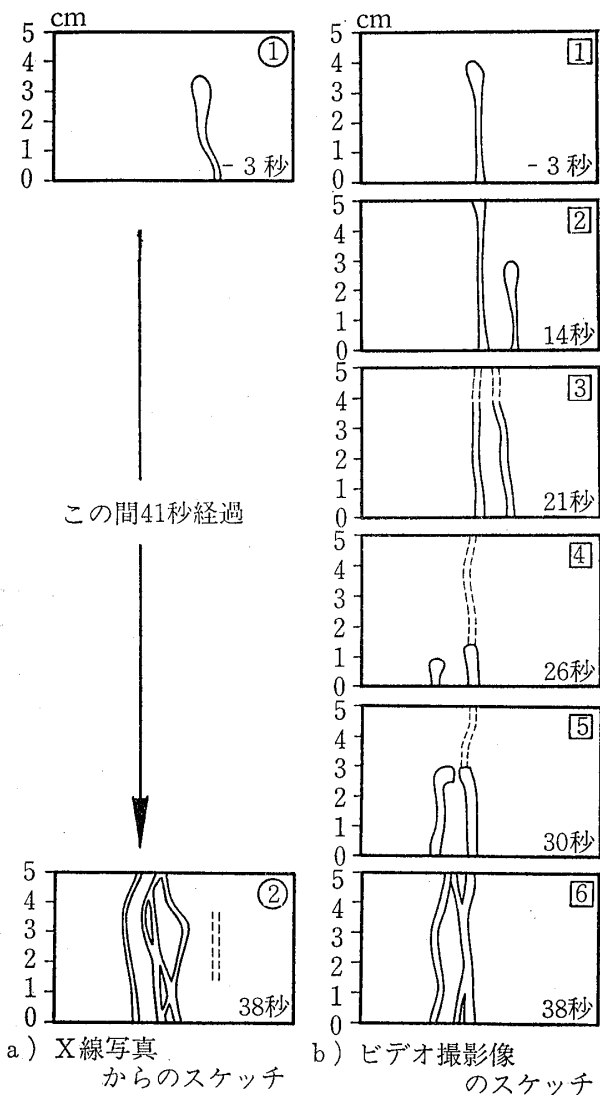


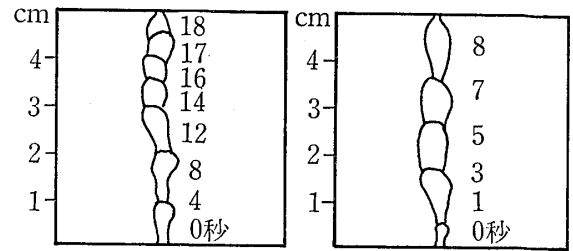
図-4 X線写真とビデオ記録によるスケッチの比較 (中島, 他, 1986)
 Fig. 4 Sketches of video tape picture compared with X-ray pictures (Nakajima, et al., 1986)

3. 実験結果および考察；………試料の物理的性質および実験結果を表-1に示す。

〔各実験ともに、試料の底部から上方に向かうパイプ状水みちの発達経過が観察された。〕1つのパイプ状水みちは、数秒～数10秒の間で底部から表面に到達するが、X線写真撮影には数10秒を要している。一方、ビデオ撮影は、動水勾配増加後直ちに現象を連続的に捉えている(図-4)。

………前回の実験では、粒径 0.25～0.29mmの場合、表面への到達時間は100秒余であった。今回の実験結果〔0.074～0.125mmで8～18秒〕と比べてみると、水みちの発達速度は粒径に関係することがわかる(図-5)。

a) 水ミチ発生後の経過スケッチ



b) 発達速度

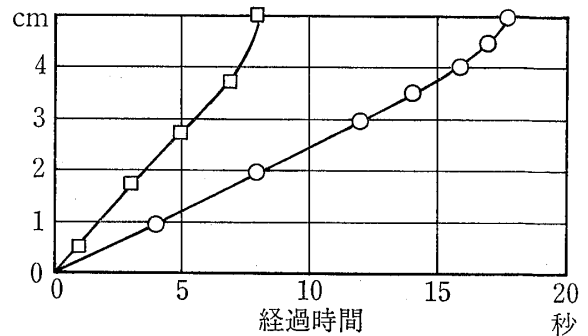


図-5 パイプ状水みちの発達速度 (中島, 他, 1986)
 Fig. 5 Speed of pipy conduit progression (Nakajima, et al., 1986)

パイピングの発生経過は、図-4のスケッチに示したように、パイプ状の水みちが試料底部から生じ、先端に塊状のゆるみゾーンを伴って、おおむね等速で上昇し、70%程上昇すると速度を増し、最後に、その先端に棒状の突起ができて噴出に至るのが見られる。これはパイプ内に入り込む水の圧力により、水みち先端部と試料表面との間に大きな動水勾配が生じるためであろう。

表面に到達した後、水みち内の圧力が開放されるため、周辺部の残留過剰水圧による押し戻しにより、水みち上部から太さが減少し閉塞してしまいが、下部では、水みちの水圧が勝っているため、やがて再発達するのが見られる。

4. あとがき；浸透破壊の実験においては、均一とみなした試料のなかに実在する“状態のむら”に対して応力集中が進行し、破壊の発生位置・形態が決定される。このため破壊形態を決める要因は複雑であり、現象の観察・記載が特に重要となっている。

〔筆者註記〕小パイピング孔の上昇発達と表面への到達後の消長を観察し、孔中の間隙水圧、到達後の周辺の残留水圧などを推定した。この小孔の発達は、通常、野外の現象や水平浸透流実験の流出口で生ずるとされる後限性のパイピングとは全く異なるものである。

この発達経過は、あるいは、試料と流れの状態の不均

一性に端を発するハイドロリックフラクチュアリングであるかもしれない。また、最後の貫通の瞬間のみが、あるいは、試料表面からの「後退性パイピング」として起こっているのかもしれない。

土粒子径毎の「限界流速」を考えるためには、この瞬間のこの位置の流速をもって限界流速としなければならない。この限界流速が厳密な意味で測定されたときには、その部分の動水勾配は、その位置での「限界動水勾配」であるということができる。

4 問題点の要約

4.1 浸透破壊の現象と概念

文献からみて、浸透破壊がどのような用語で表され、その現象の内容がどのように分類されてきたかを要約すると、次のようである。

20世紀初頭には、野外において、ダムの上下流を貫通するパイプ状の空洞が地盤中に形成され、大きな漏水やダムの決壊として顕われる現象の認識から導かれていたため、Bligh や Lane においては、パイピングという語は一義的なものであった。

今世紀前半～中葉には、Terzaghi は「広義のパイピング」という表現を使い、これを地下浸食としての「狭義のパイピング」と、膨れ上がりによる「ボイリング」に分けられるとしている。

Terzaghi は、この狭義のパイピング現象は、「理論的に扱うことは困難であるが、記録に残っているダムのパイピング破壊は、すべてこれによるものである」言っている。一方、矢板締切りによる根伐り部の膨れ上がりによるボイリング破壊の条件を、限界動水勾配の考え方により説明している。

Tschebotarioff は、パイピングをクイックサンドが局部的に起こる特殊な現象とみなしている。

これらの狭義のパイピングとボイリングの各々の考え方は、今日においても、概ね同様に理解されているが、この他に内部浸食 (Internal erosion) を加える考え方もある (中島, 1965; Zyl, 1981)。また、広義のパイピングの意味で地下浸食が用いられている例もある (岩垣・松尾, 1966; 武居, 1981)。

1970年以降には、浸透破壊の包括的用語として「浸透破壊」(Seepage failure) という語が用いられてきた。浸透破壊の実験も多数行われ、破壊過程の観察、限界動水勾配あるいは限界流速の測定が試みられてきた。

しかしながら、破壊過程の諸現象に対する呼称がまちまちであり、実験者の間の記述を対比できない場合もあ

る。たとえば、パイピングあるいはパイピングの発生という言葉が、次のように様々な内容を意味している。

- 1) 水中の単一土粒子が上昇水流により浮揚・上昇しはじめること (Justin, 1923)。
- 2) 実験容器内でボイリングを生じた後、やがてできる1脈の水流をいう (久保田, 1966; ㈱発電水力協会, 1972)。
- 3) パイピング現象の1つの形態で、チャンネルリングと呼ぶものがあり、構造物底面に発達するものをルーフィングと呼ぶものもある (久保田, 1966; 河野1980) が、その機構・定義は説明されていない。
- 4) 実験容器内でボイリングあるいはパイピングが明瞭に発生するのに先立って、試料表面に発生する微小な孔の形成をパイピングということがあるが、土の全体的な破壊についても、同様にパイピングと呼んでいる (大野, 1981)。また、このときに小孔から土の粒子を排出するので、パイピングと呼ばずに「噴砂」と呼んでいることもある (吉岡, 1984)。
- 5) 狭義のパイピング発生の基本的機構は、土粒子が粒子骨格構造から分離し、運び去られることによると考えられるが、「パイピングは試料の底面から始まる」と述べているものがある (林, 1978; Zyl, 1981; 中島, 1985, 1986)。
- 6) 浸透破壊について、野外におけるマクロな複合的な現象と、実験容器内の要素レベルの現象の両者を、同じ概念で捉えて表現しようとするところに無理があるといえる。
- 7) このほか、一般的には、構造物の下流端に、パイプ状の水みちあるいは空洞の「形成が始まること」、あるいは、それが上流に向かって「発達して行くこと」、さらには、それが構造物の「上流端まで貫通したこと」のいずれかを指し、あるいはそれらの違いを特に区別せずに、「パイピングが起こった」という表現をとっているといえる。

4.2 限界動水勾配および限界流速

浸透破壊発生条件としての限界動水勾配は、Terzaghi によって、限界流速は、Justinによって、すでに60年前に「理論値」として提案され、その後はもっぱらこれらを検証しようとする実験が行われてきた。

これらの報告論文によると、実験の条件、限界値の算定方法、破壊と認定した事象の物理的意味などの考え方が、同じ用語の下で食い違っていることがある。

- 1) 限界動水勾配は、Terzaghi が提唱した $i_c = \gamma' / \gamma_w$ あるいは $i_c = (G_s - 1) / (1 + e)$ で表されるもので、

浸透水圧が土の水中重量に等しくなる状態をいう。

Terzaghi は、種々の土とその状態に対してその破壊形態を示してはいないが、限界条件の物理的意味は、いくつかの破壊形態に応じて異なったものがあると考えられる。

透水性の低い土の場合や水圧勾配の上昇が急激である場合は、限界動水勾配の値は、実際には土塊としての土層の有効重量と土層下面に働く水圧（揚圧力として）とのバランス状態を意味する。したがって、ここでは上載土層が厚い場合に、ポイリングに対抗して働く力としての土のせん断強度は無視されている。

透水性の高い土では土の内部を浸透する水の浸透圧力と土の有効重量のバランス状態を指す。ここで浸透水圧とは、「粒子骨格に働く力」と間隙を流れる「水と粒子表面との粘性摩擦力の総和」を単位面積での大きさで表したものである（山上，1980）。

- 2) 限界動水勾配には粒子の形状、粒度配合、粘着力などは反映されず、破壊の直前まで材料とその状態が完全に均一であることを前提としている。このため、実験試料が部分的に破壊を生じた場合は、試料全体にかかる平均の動水勾配をもって限界動水勾配とすることはできない。
- 3) Justinの限界流速は、鉛直上昇水流の Jet action による力が単一粒子の重量を上回るときの流速であって、土が破壊したときの限界動水勾配における浸透流速をいうものではない。
- 4) 限界流速実験として行われている実験例では、直径2.6~4.6cm、長さ100cmの容器を用いているが、実験試料の厚さが記載されていない。また、どのような現象が発生した時点での流速を限界流速としているのか記載されていないものが多い。透水量の増加をもってするのは、限界動水勾配における破壊発生と同様の機構を考えるもので、この場合は、容器・試料の寸法に応じて、アーチ作用の影響を強く受けるはずである（大野，1981；林，1984他）。
- 5) この実験で、限界流速状態の認定のため、「試料が流動化状態に達するまで水頭を負荷した」と記しているものもあるが、これだけでは限界動水勾配を越えてポイリングを生じた後の水と土粒子の対流状態であって、実験容器上端の排水量から求めた平均流速は、粒子の運動と関連するものではない。
- 6) 大野等の「砂のパイピング特性に関する実験的研究（続）」（1984）〔本論文には抄録していない〕では、動水勾配増加に伴う流量の急増点を求める実験

を行い、このときの流速を限界流速とし、このときの現象をパイピング発生と呼んでいる。

実験容器としては、均一材料と混合材料とでは著しく形状・寸法の異なるものを用いている。

前報（大野，他，1981）と合わせて、次の点が疑問である。

限界流速と限界動水勾配という2つの限界値の関係をどう考えているのか。2つの限界値は、

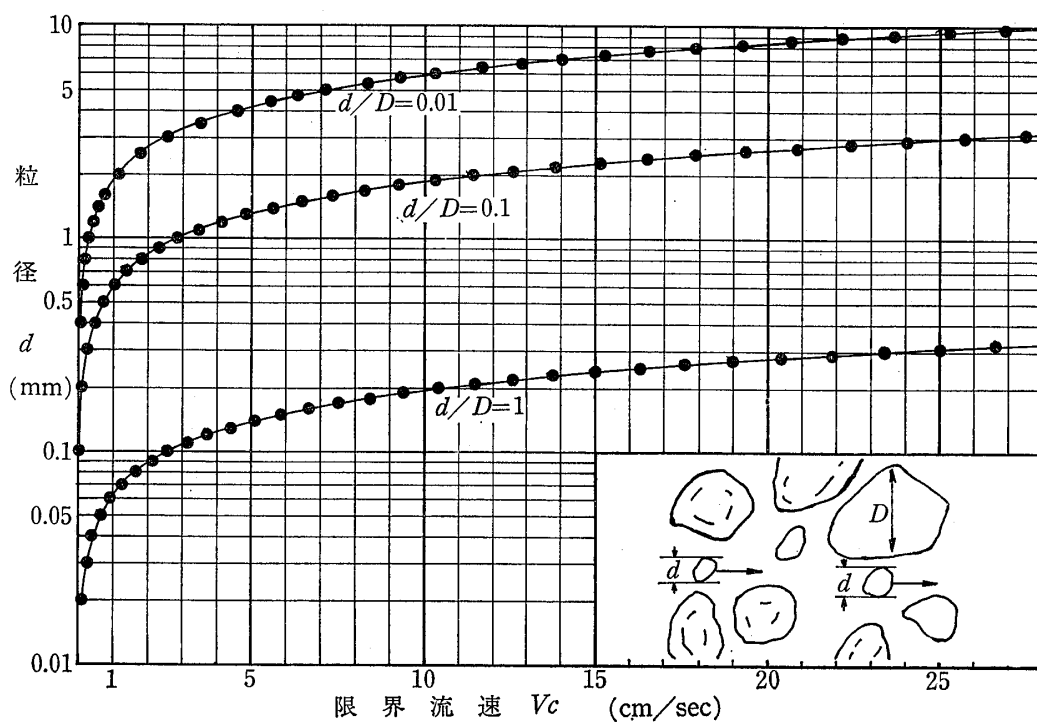
- ① 同じ破壊現象についてそれぞれ存在し、
 - a. 浸透のある状態、同一の瞬間に各々が存在すると考えているのか。すなわち、「限界流速に達した時の動水勾配が限界動水勾配」であると述べているが、

〔このようなケースは、試料が、材料としても、充填状態としても、完全に均質な場合であって、土塊として、また全粒子が個別の粒子として、一瞬に浮き上がり、全体が破壊することになる。しかしながら、限界流速は粒子粒径の関数となるが、限界動水勾配は粒径自体には依存しないというこれまでの理論、実験結果に矛盾することになる。〕
 - b. 別々の浸透状態で存在すると考えているのか。

〔この場合は、限界動水勾配で規定される現象の段階と、限界流速で規定される段階が、継続して起こる現象を考えることになり、厳密にはそれぞれ2つの異なる現象の限界条件を指すと言わざるをえず、矛盾している。〕
- ② 異なる別々の破壊現象に対する限界条件であると考えられるのか。

〔粒子の粒径と対応させようとする限界流速（実流速）は、極めて局所的な流速分布を考慮したものでなければ意味をなさない。また、限界動水勾配は、試料全般に極く一様な浸透状態が存在している状態で十分に意味を持つ。実際には、局部的に集中した流れが、全体に大して影響を及ぼすに至らない範囲では、見掛けの値としての限界動水勾配が、一定の有意性を保っているといえる。〕

これまでの実験において、限界動水勾配実験と限界流速実験とが、なぜ、著しく形状・寸法の異なる容器で行われているのか。その形と寸法が、なぜ、その目的とする現象を生起させるのに必要あるいは適しているのか。どのような現象を実現せんとしているのか。



図A 粒径に応じた限界流速 (Koslova の実験式に粒径を与えた計算値)
Figure. Critical velocity calculated adopting Koslova's formula

異なる現象のため異なる装置を用いたとしても、実際に起こっている現象が何であったのか。容器内の局部破壊から全体破壊への急速な展開であって、評価できなかった局部の状態で引き金がひかれているのに、測定上は全体の流量と平均的勾配、平均的流速のみが得られているのではないか。したがって、容器全断面からの流量測定値から、個別粒子の局所的動きに係わる限界流速が求められるとは考えられない。

- 7) したがって、土の構造破壊時、あるいは単に排水量の変化時点の平均流速をJustinの提案値と比較して、Justinの値が過大であると評するのは誤りである (総発電水力協会, 1972; 林, 1978; 大野, 他, 1981; 仲野, 他, 1982; 林, 他, 1984)。

一般的に、パイピングは、試料あるいは地盤の何らかの不均一性による流れの集中によって発生するので、土粒子の粒径との関係で限界流速を論ずるとすれば、試料内部の局所的な流速または動水勾配によって限界値を求めるべきである。

Jutinのモデルは、“粒子の土の表面からの離脱”, “水中での上昇・排出” という進行性破壊現象の持続の必要条件を考えるものであるといえる。したがって、その検証実験は、むしろ「鉛直上昇水流による土粒子の浮揚・上昇限界流速実験」というものになる。

限界流速に関する記述においては、しばしばKoslovaの実験式が言及され、混合粒径における限界流速の値あるいは傾向が他の実験結果と比較、論述されている。しかしながら、前章で述べたように、Koslovaの実験の内容は不明であり、どのような現象の認定に対応する限界値であるのかも明らかでない。

また、この式に粒径 d および比 d/D を与えて限界流速値 v_c を計算し、片対数グラフに表すと図Aに示すようになる。この結果は、林 (1978) が発表し、仲野, 他 (1982) が「土質工学ハンドブック」に引用・掲載した“Koslova の実験式のプロット図”とはかなり異なっている。

このように、具体的現象および限界条件の意味が不明確なままに、パイピングを始めとする用語が頻りに用いられるため、実験結果の正確な伝達、判読が困難になることがある。

浸透破壊現象の機構や過程が複雑であるだけに、実験において発生した現象は、克明に観察するとともに、直ちに既製の用語で呼称せず、多少繁鎖でも正確にこれを記述することが基本的に重要である。

5 あとがき

浸透破壊と呼ばれる現象にはその機構、発生に関する

規定要因が異なるものが含まれる。

また、現象のスケールおよび素材・部材・構造物といった現象の階層がある。すなわち、土粒子レベルのミクロな現象の発端に関するものと、土塊・土層を均一状態と仮定したややマクロな可視的現象と、さらに、野外の構造物をめぐるマクロな進行性破壊現象（その大部分の過程は土中に隠されて進行する）がある。それらに対する用語は区別されるべきであり、各々の発生条件も非常に異なった機構に対するもので、同じ値の限界値で論じることとはできない。

このことは、構造物周辺の各々の土層を均一として浸透状況を考えるアプローチと、予めモデル化できない不均一性による流れの集中における局所破壊の把握と、より厳密に単一粒子の水流に対する安定性の研究とを区別して扱うことが必要と考えられる。