

パイピングによる堤体の決壊過程

藤田裕一郎・村本 嘉雄・八尋 裕

EMBANKMENT BREACH PROCESS CAUSED BY PIPING

By *Yuichiro* FUJITA, *Yoshio* MURAMOTO and *Yutaka* YAHIRO

Synopsis

On considering that embankment failures caused by piping generally occur subsequently to development of pipe-like caves elongated from the high pressure side rather than those from the other side, fundamental experiments were carried out simulating such a situation by pipes laid on the bottom of the model embankment in the vertical two dimensional plain. FEM analysis of steady flow of saturated seepage also was done for the initial state of the experiments. Failure process in the experiments were divided into two categories according to the occurrence of sand ejection by excess pore pressure. The first group without sand ejection consisted of two sub-groups, in one of which embankment breached completely and in the other partially failed, being mainly controlled by the seeping out discharge directly related to grain sizes of the materials used. In cases with coarser sand, embankment failed easily and rapidly. The second group with sand ejection was composed of runs with piping developed to the mid of the downstream slope and embankment failed fully and very rapidly, suggesting that the development of piping governs the process. In runs with fine sand of this group, new caves like-pipe were formed just above and progressed along the pipe laid on the flume bottom.

Seepage analysis, showing a good agreement in distributions of piezometric head, suggested that seeping out discharge increases largely when piping develops into the region below the downstream slope and that piping elongated near the mid of the slope produces a sharp peak of penetrating flow velocity which corresponds to the sand ejection observed. High stability of embankment with fine sand, however, was not explained by two simple estimation for fluid force exerting the sand grain by the use of the seepage analysis results and laminar flow assumption. It indicated the necessity of basic research of the thin layered flow on steep slopes with rough surfaces.

1. はし が き

河川堤防の決壊原因は、越流、洗掘、及び浸透・漏水の3種に大別され、決壊形態はこれらの原因によって一般に異なったものになる。このうち、洗掘による堤体の決壊は河川堤防に特有のものと考えられるが、越流や浸透・漏水による決壊はアースダムのようなフィルタイプの堤体の決壊原因とも共通するものである。また、堤体決壊を外力の作用形態に着目すれば、主として堤体が外部から侵食される場合と内部に何等かの破壊力が働く場合の2つに分けて考えることができる。前者の形態には越流水や雨水による侵食、あるいは河川流水による洗掘がある。後者の形態には、河川水や貯留水あるいは雨水の浸透によ

て強度の低下した堤体の迂り破壊の他に、浸透水による堤体の内部侵食あるいは高水圧の伝播に伴う堤体内の空洞拡大（ハイドロ・フラクチャリング）による堤体破壊、またそれらによる浸透経路の短縮が引き起こす漏水増加やクイックサンド現象による堤体破壊が含まれる。

通常、パイピングとは、堤体浸透の低圧側から、すなわち、河川堤防であれば堤内側、貯水池であれば非湛水側から延びたパイプ状空洞がそこへの浸出水によって侵食拡大していくことと理解されている¹⁾。しかしながら、実際の堤体の場合、決壊に結び付くほど多量の漏水や噴砂の発生個所は低圧側から空洞が延びていた場所よりもむしろ上述のハイドロ・フラクチャリング、あるいは何等かの原因で発生したクラックなどによって高水圧側に直結していた空洞の延長上にある低圧側斜面に発生すると思われる。したがって、ここでは高圧側から発達していたパイプ状空洞によって堤体浸透の状態が変化し、堤体が不安定になるとともに増加した浸出水によって堤体侵食が進み、噴砂現象や迂りが生じて堤体決壊に到る過程が主要であると考え、これをパイピングによる堤体決壊と呼ぶこととする。

このような高水圧側からのパイプ状空洞の発生原因としては、上述のハイドロ・フラクチャリングのほかに、構造物と地盤との境界に生じるルーフィング¹⁾、低水位時にもぐらなどの生物が開けた穴、植物の根の腐植によるもの、不等沈下による堤体の亀裂などが考えられる。

本研究では、この最も単純な場合として、不浸透性地盤上の堤体下部にパイプ状空洞が存在していた状況を対象とし、それを模した2次元の基礎実験と定常飽和浸透解析を行い、堤体決壊に及ばずパイピングの影響について考察を加える。

2. パイピングによる堤体の決壊過程に関する基礎実験

2.1 実験装置と実験方法

実験は、宇治川水理実験所河川災害総合基礎実験施設内に Fig. 1 に示したような装置を設置して行った。装置本体は、長さ 3000 mm、高さ 625 mm の鋼製枠 2 台の一方に厚さ 8 mm のガラス板を張って装置前面とし、他方に 18 mm 厚の耐水合板を張って後面として、それらの底部を 18 mm 厚、高さ 50 mm の同じ耐水合板 4 枚を挟んでボルト結合し、その右端を高さ 250 mm の側板で塞いだものである。したがって、実験装置本体の内部は全長 3000 mm、深さ 250 mm（壁高 575 mm）、幅 70 mm の一端開放の矩形空間となっている。装置の内部底面は 4 枚の合板を組み合わせたために凹凸の存在は避け難かったが、現象にその影響はほとんど認められなかった。本体後面の耐水合板には Fig. 1 の位置に間隙水圧測定用のマノメータ・コックを取り付け、外径 8 mm、内径 3.5 mm のガラス管製マノメータとの間をシリコン・チューブで繋いだ。ガラス管はアクリル板に並べてコード用結束バンドで止め、板は装置前面右端に取り付け・取り外しができるよ

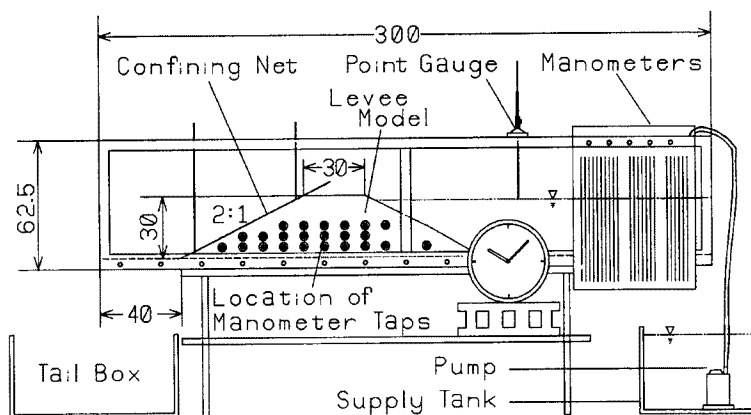


Fig. 1. Experimental apparatus.

うにした。ガラス管内に沿って目盛を貼り、管の水をローダミン B で着色してピエゾ水頭の読み取りを容易にした。上流端に取り付けた側板にはコックを取り付け、堤体設置時にも排水可能なようにした。実験時にはコックを閉め、その下部に置いた給水用のポリ容器から小型水中ポンプで水を堤体模型の上流側に供給し、側板を越流させて実験中一定水位を保つように循環した。一方、下流端の下部にも同様の容器を置いて浸出水と流送土砂の貯留タンクとした。

堤体内の空洞として、先端浸出型と全面浸出型の2種を考え、それらを模擬するために、上面をアルミ板で覆いその先端40mmを細目のステンレスの金網で開放した内高15mmと6mmの2本のアクリル製角パイプ、及び上面全面を同じ金網で覆った内高15mmのアクリル製角パイプを作製した。いずれも Fig. 2 に示したように、全幅68mm、内幅48mm、全長1800mmであり、先端浸透型パイプの他端には流入口として40mmを開放している。そこに丁度納まる栓を設け、給水開始後の適当な時刻にそれを除去して本格的なパイピングの開始と見なすこととした。ついで、堤体模型の設定を容易にするために一対の木製型枠を所定勾配(2割)と装置の幅に合わせて作製した。さらに、後半の実験のために、給水を開始しても所定の時刻まで堤体下流側斜面に初期形状を保持させ、間隙水圧の初期分布が測定できるように、同じステンレス金網を張った法面の押え金枠を作製した。

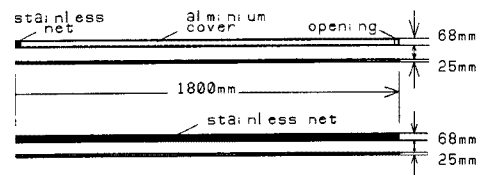


Fig. 2. Dimensions of model pipes.

2.2 実験条件

本研究では、河川堤防に対象を限定していないので、水位の高い側を上流側と呼ぶこととし、実験の座標原点を下流側法尻に取り、上流水平方向に y 軸、鉛直上方に z 軸を取っている。河川堤防の場合、従来から流れ方向に x 軸を取ってきているのでこのように定め、この x 軸方向に一樣に生じる $y-z$ 平面内の2次元的な現象を対象とした。

堤体模型の形状は、装置の大きさと過去の堤防決壊口の拡大過程の実験条件²⁻⁴⁾を勘案して、天端幅30cm、堤体高30cmとし、法勾配は上・下流斜面とも実際の堤体によく見られる2割と定めた。この装置の全内幅70mmについて、堤体模型の下流法尻を装置下流端から40cm離れた位置($y=40$ cm)に合わせ、上流に向かって堤敷幅1500mmにわたって設置した。上流の貯水位は、堤高の90%以上となるように設定したが、堤体材料やパイプの設置位置によって実験毎に27~28cmの間で若干異なった。しかし、各々の実験中の水位変化は堤体決壊がかなり進行して通過流量が増加した実験後期まで皆無の状態であった。

堤体材料は、現象の単純化のために粘着性のない砂を用い、透水係数の変化の影響が検討できるように、

Fig. 3 に粒度分布を示した粗砂(平均粒径 $d_m = 1.42$ mm)、中砂($d_m = 0.64$ mm)及び細砂($d_m = 0.21$ mm)の3種を使用した。

実験条件は、Table 1 に示した通りであって、Run No. は実験の遂行順序に一致させている。すなわち、3種の堤体材料についてRun 1~3の浸透のみの基準実験を行い、これらの材料による決壊過程の相違を検討した。その結果から、粗砂の場合現象の進行が極めて早く、その他の材料の場合も粗砂の場合の決壊過程の途中までと同様の経過を辿ることが判明した。そこで、まず、粗砂を用いて予定していた全てのケース、すなわち、3種のパイプについてそれぞれの先端が下流側の堤体肩と法面中央の2箇所に位置するように設定した6ケースの実験を行った。その結果、

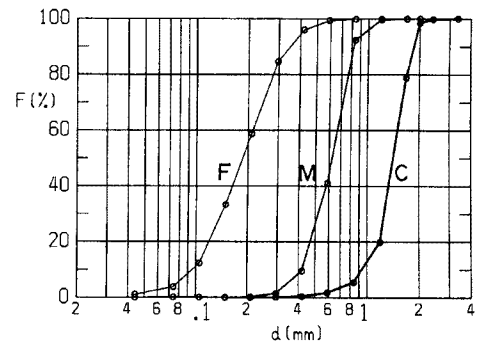


Fig. 3. Grain size distributions of levee model materials (F; the fine sand, M; the medium sand, C; the coarse sand).

Table 1. Experimental conditions

Levee Material	Reference Runs	Runs with Piping					
		Location of Front End of Pipes					
		Downstream Edge of Top			Mid of Downstream Slope		
		15 ^{mm} FE*	6 ^{mm} FE	15 ^{mm} FS**	15 ^{mm} FE	6 ^{mm} FE	15 ^{mm} FS
Coarse Sand	Run 3	Run 4 Run 10	Run 5	Run 6	Run 7 Run 11	Run 8	Run 9
Medium Sand	Run 1	Run 16	—	Run 19	Run 17	—	Run 18
Fine Sand	Run 2	Run 12	—	Run 15	Run 13-1 Run 13-2	—	Run 14

* FE; Pipe of Front End Seeping

** FS; Pipe of Full Surface Seeping

先端浸透型パイプの場合、内高15mmのパイプと6mmのものとは現象の経過に本質的な差がないようであったので、以後の細砂・中砂の場合には内高6mmのパイプを用いた実験は省略することにした。

2.3 実験方法

実験に先立って、まず空洞を模擬したパイプを所定の位置に置き、マンメータ測定の準備をするために、下流側開放端に排水コック付き側板をクランプで締め付けて、装置内にマンメータ・コックが十分かくれる程度に水を張る。マンメータ・コックを開放し、マンメータや接続チューブを上下して内部の空気を追い出す。その後マンメータを取り付けたアクリル板を下げてコックを締め、ガラス管内の水位が上がった状態にして、それを再び装置本体右横の測定位置まで戻してクランプで取り付ける。

ついで、装置内に水を張ったまま、前述の一对の堤体設定用木製型枠を堤体模型の形状と設置位置に合わせて装置にクランプで固定する。その中に実験砂を流し込み、堤体を4層に分けて突き固めて設定する。突き固めは15×15mmのアルミチャンネルの棒で10cm長当たり約100回繰り返す、棒の手応えから100回では緩いと判断されたときには適宜回数を増やし、ほぼ同等の締め固まり具合が得られるようにした。このようにして堤体が完成したら、形状に変化をもたらさないように両側板のコックを開けて徐々に排水し、排水完了後型枠を外し、堤体表面をこてで成形し、ポイントゲージで初期形状を計測する。

後半の実験では、上流法面の前面ガラス壁沿いの数カ所に浸潤状況をモニターするためのアニリンブルーの細粒を置き、一方下流法面には押え枠を設置した。すなわち、パイプを設置した実験では、給水開始後浸潤面が落ち着き、全コックを開放してマンメータの測定が可能となるまでに堤体形状がかなり変化したので、Run 10以降の実験では前述の金網枠を予め法面に沿わせて設置し堤体の変形を拘束することとした。先端開放型の場合ではパイピングの発生を模擬した上流側流入口の栓の除去後、一方全面浸透型では、給水後かなりの時間を経過させて、いずれもパイピングの影響による初期間隙水圧の増加状況を十分測定した後に押え金網枠を外して決壊を進行させるという方法を取った。

堤体の準備が完了したら、下流端の側板を外し、上流端のコックを閉め、その下部の容器から小型水中ポンプで給水を始める。水が上流端の側板を越流して容器との間で循環し始めれば、その時点を実験開始時刻とする。越流開始後しばらくして下流法面からの水の浸出状況から堤体内の浸潤線がマンメータ・コックの小孔の位置よりも上昇したと判断される時点でコックを開け、堤体内間隙水圧を測定し始める。先端浸透型パイプでは、コック開放後の適当な時刻で流入口の栓を抜き、パイピングを開始させる。ついで、Run 10以降では、パイピング開始後再び時間をおいて、下流法面を抑えていた金網枠を除去し、堤

体変形を解放する。その後、堤体変形が進行し、最終的に越流決壊を起こせばその時点で実験を終了した。しかし、堤体変形の開始後 15～20 時間過ぎた時点でも決壊に到らなかった実験ではその後の適当な時点で実験を打ち切った。

この間、現象の進行に応じたほぼ一定の時間間隔毎に浸透水を下流端でバケツに受けてその流量を測定し、同時に上流水位をポイントゲージで測定する。流入口の栓の除去や押え金枠の取り外しは、それぞれそれまでの浸透流量がほぼ一定となったと判断できる状態を待って行った。

堤体形状及びマンメータの変化は、各々にモータードライブカメラを用い、タイマーで連動させて同時撮影し、ともに装置前面に置いた時計を写し込んで計時記録とした。撮影の時間間隔は、栓の除去によるパイピングの発生直後のように間隙水圧に急激な変化の予測されるときには短くし、押え金枠除去後は堤体形状の変化に合わせて適宜変えていった。これらの記録から、実験を 8～12 段階に分け、各々に応じた読み取り間隔で、マンメータの記録フィルムはフォトヴィクス（タムロン製）にかけてテレビ画面に拡大して読み取った。一方、堤体形状はグラフィックディジタイザーを用いてプリントからパーソナルコンピュータに入力し、X-Y プロッターに重ね合わせて出力して時間的変化を検討した。同時に VTR に撮影した堤体形状変化の連続的な記録から、越流開始時刻やパイピングによる噴砂の時刻、位置、方向を決定した。

2.4 実験結果の概要

(1) 決壊過程の特徴

はじめに、全実験について経過の概略を実験条件とともに一括表示すれば Table 2 の通りであり、各実験は、実験写真やビデオ記録を検討して明らかにされた堤体の決壊過程の相違から Fig. 4 のようにまとめられた。すなわち、まず、噴砂現象の非発生・発生によって実験を図中の A, B の 2 グループに分け、前者を全面決壊に到ったか否かでグループ (1), (2) に二分する。一方、後者は設定パイプに沿った新たなパイプ状空洞の進行状況の有無によって (3), (4) の 2 つのグループに分けられる。その結果、図中に示したように全体では (1)～(4) の 4 グループとなる。これら (1)～(4) の 4 つのグループ別に堤体形状の時間的変化の例をそれぞれ示せば Fig. 5～8 のようになる。

噴砂現象の生じなかった A グループには、堤体材料やパイプの種類によらず、浸透のみの基準実験 (Run 1～3) とパイプを下流側の堤体肩まで入れた実験 (Run 4～9,10,12,15,16,19) が入る。これら A グループの実験では、実験開始後、浸潤面が下流側斜面に達した段階で法尻付近において堤体の侵食と迂り破壊が同時に生じ、浸潤面（堤体内の自由水面）の上昇とともにこの領域も法面の上方に移動していく。浸潤面の上昇が緩慢になると浸出流の存在する法面での砂粒流送が卓越するようになり、その上部

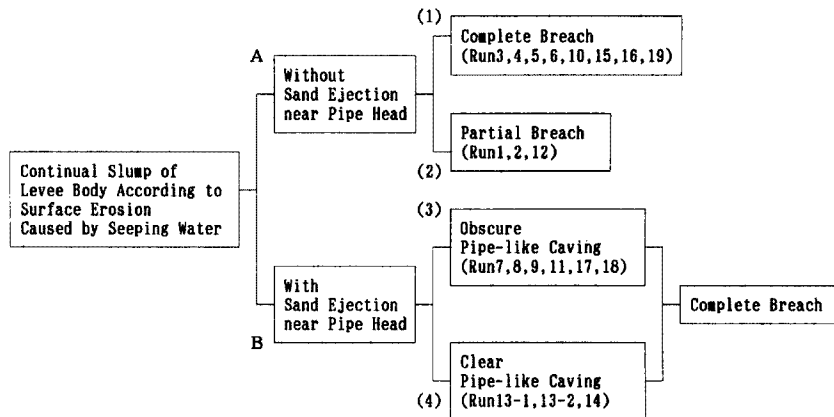


Fig. 4. A classification of the experimental breach process caused by piping.

Table 2. Summary of experimental results

Run No.	Sand* Used	Type of Pipe**	Location of Pipe Front***	Initiation of Piping (1) (hr min sec)	Removal of Confinement (2) (hr min sec)	Sand Ejection (3) (hr min sec)	Overtopping (4) (hr min sec)	(3)-(2) or (3)-(1)* (hr min sec)	(4)-(2) or (4)-(1)* (hr min sec)	Location of Ejection y, z (cm)	Ends of Run (hr min sec)
1	M	(Without Pipe)		—	—	—	—	—	—	—	6°28'00"
2	F	"	"	—	—	—	—	—	—	—	21°00'00"
3	C	"	"	—	—	—	1°47'42"	—	—	—	1°47'42"
4	"	15 [■] FE	E	0°03'30"	—	—	0°18'06"	—	14'36"	—	0°18'36"
5	"	6 [■] FE	"	0°01'20"	—	—	0°15'12"	—	14'32"	—	0°15'12"
6	"	15 [■] FS	"	0°00'00"	—	—	0°12'35"	—	12'35"	—	0°12'35"
7	"	15 [■] FE	M	0°01'00"	—	0°01'02"	0°03'42"	0'02"	2'42"	36.9	0°03'42"
8	"	6 [■] FE	"	0°00'40"	—	0°01'51"	0°05'05"	1'11"	4'25"	36.1	0°05'05"
9	"	15 [■] FS	"	0°00'00"	—	0°03'55"	0°04'20"	3'55"	4'20"	52.3	0°04'20"
10	"	15 [■] FE	E	0°14'55"	0°41'00"	0°04'14"	0°56'11"	—	15'11"	50.1	0°56'11"
11	"	"	M	0°02'30"	0°03'30"	0°04'38"	0°31'17"	1'08"	27'47"	35.4	0°31'17"
12	F	"	E	1°00'00"	2°00'00"	—	—	—	—	—	17°00'00"
13-1	"	"	M	0°50'00"	2°00'00"	2°02'48"	2°08'18"	2'48"	5'30"	22.4	2°08'18"
13-2	"	"	"	0°30'00"	1°10'00"	1°11'33"	1°13'35"	1'33"	3'55"	34.8	1°13'35"
14	"	15 [■] FS	"	0°00'00"	1°00'00"	1°01'56"	1°05'48"	1'56"	5'48"	25.2	1°05'48"
15	"	"	E	0°00'00"	1°00'00"	—	13°43'33"	—	12°43'33"	—	13°43'33"
16	M	15 [■] FE	"	0°40'00"	1°00'00"	—	1°39'46"	—	39'46"	—	1°39'46"
17	"	"	M	0°40'00"	1°00'00"	1°09'17"	1°11'25"	9'17"	11'25"	37.8	1°11'25"
18	"	15 [■] FS	"	0°00'00"	0°40'00"	0°40'21"	0°42'28"	0'21"	2'28"	25.4	0°42'28"
19	"	"	E	0°00'00"	0°30'00"	—	1°06'17"	—	36'17"	—	1°06'17"

* F ; Fine Sand
M ; Medium Sand
C ; Coarse Sand
** FE ; Pipe of Front End Seeping
FS ; Pipe of Full Surface Seeping
*** E ; Downstream Edge of Top
M ; Mid of Downstream Slope

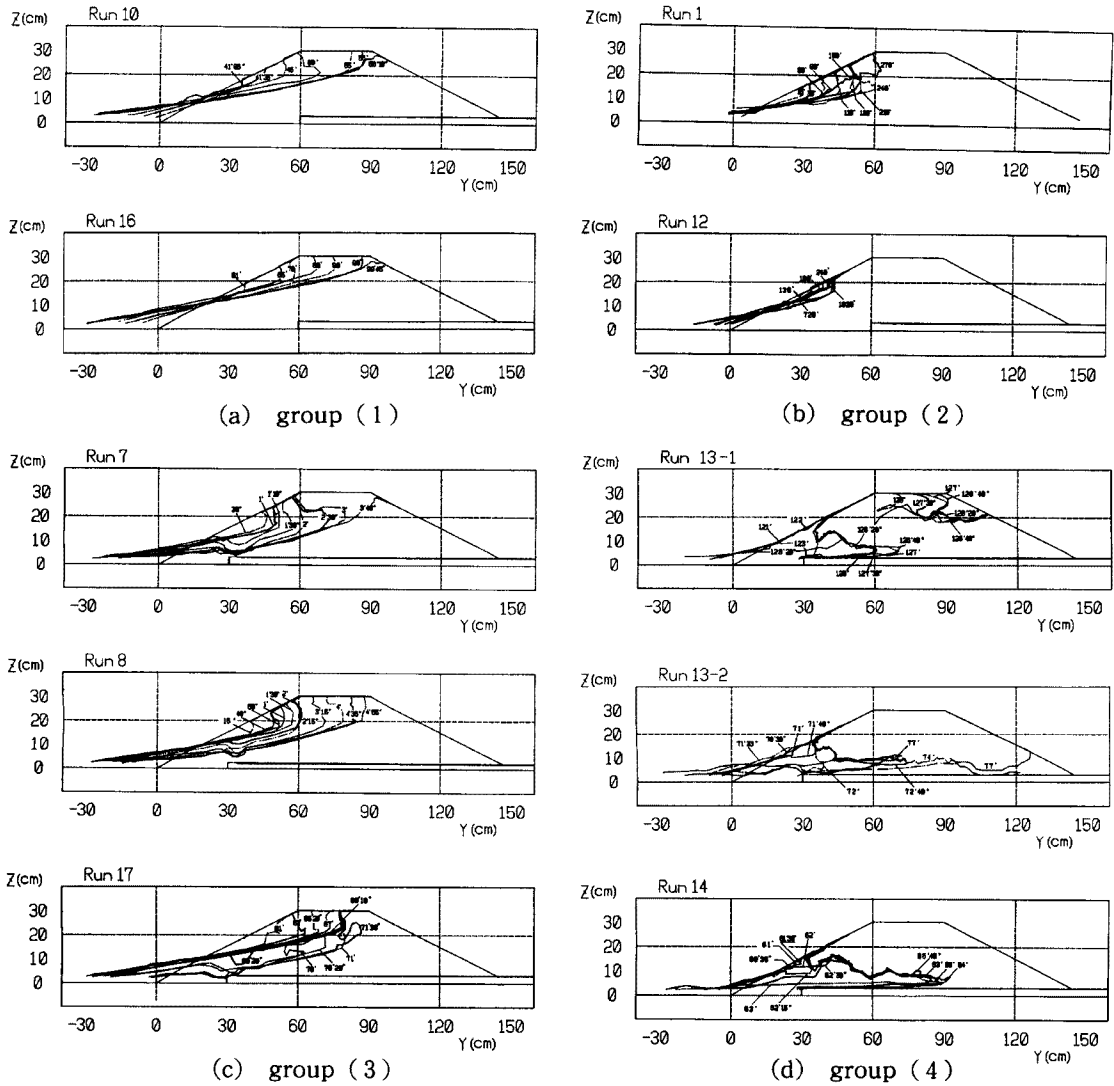


Fig. 5. Examples of the experimental breach process caused by piping.

の堤体斜面は切り立っていく。ついで、浸潤面を底面とするような浅い空洞が堤体上部に現れ、空洞の上流方向への進行に伴って、上部の土塊が不安定になって崩落する。崩落土砂は浸出水流によって速やかに平坦化され、Fig. 5 (a), (b) のように法面はほぼ直線的な形状を保持しながら勾配を緩める。再び浸潤面に沿った侵食によって空洞が進行して上部土塊の崩落が生じる。このような局所的な破壊が繰り返され、(1) のグループでは堤体侵食が上流側の水面に到った時点で越流侵食が開始し全面決壊となる。一方、A グループの中でも細砂による Run 2 及び 12 では、Fig. 5 (b) に例示したように、局部破壊は 20 時間近くなっても法先付近に限定されたままであって堤体は極めて安定していた。また、中砂の基準実験 Run 1 でも、浸出水による局部破壊が下流側堤体肩に達した時点から進行が極度に低下したので、越流決壊に到るまでに実験を停止した。これらの 3 実験のみをグループ (2) に分類した。

B グループには下流側の裏面中央にパイプの先端を設置した実験が総て含まれる。この場合でも、最初は A グループと同様に法尻から迂りと侵食が起こり、それがある高さに達せば上部の土塊が崩落し空洞も発生する。しかし、堤体土砂の流送が進み、パイプ先端付近の砂被り厚さが減少して、後述の検討のように、それが持つ荷重が上流貯水位とそこの浸出水位との水頭差に相当すると思われる 13 cm 程度の厚さになった時点で噴砂が発生している (Table 2 第 11 欄参照)。粗砂を用いた Run 7~9 では、Fig. 5

(c) の例のように、噴砂後もパイプ上面の開口部が堆積した砂で覆われて、パイプの出口は完全には開放されていない。この場合は貯水位に大きな低下はなく、局部破壊が進行して越流決壊に到る。これに対し、Run 11, 17 (Fig. 5 (c) 下) 及び 18 の場合では、噴砂後の崩落土砂量が少ないかあるいは容易に流送され、パイプ上面の開口部が十分に覆われなかったようであって、パイプを伝わって流れる流量の急増のために上流貯水位が急低下した。この結果、堤体破壊は上流側への供給流量を増やして貯水位を再び元の水位に近付けるまで停止していた。これら 3 実験のうち、粗砂を用いた Run 11 では、法面の押えが完全でなかったため、押え金枠の除去以前に側板との隙間から法面中央部付近の砂が相当量流失してしまっていて、噴砂後先端開口部付近に供給可能な砂が少なくなっていたことがこの結果に繋がったと思われる。一方、中砂の Run 17, 18 では、粗砂に比しておそらく空洞上部の崩落が起こり難くかつ崩落土砂は容易に流送され、パイプ開口部に残存してそこを覆うことができなかったためとみられる。両者の場合とも、噴砂後は下流堆積砂の流送が活発になるために、空洞部下流の法面は低下が著しく、浸出面も下がって空洞の進行自体が A グループよりも低い位置で進行している。空洞上部の土塊の体積は、側壁からの側圧に加えて、不飽和状態になった間隙水の毛管サクションによって崩落が抑制されるので大きくなる。このため、堤体の変形は空洞天井部の自重による削剥・落下と上流端の浸出水による侵食・流送という形態に別れ、空洞事態の規模も順次大きくなって、それが上流法面に近付いて一気に全面決壊に到る。ここでは、このような実験を一括してグループ (3) とした。

最後のグループ (4) でも、(3) の場合と同様の砂被り厚となった時点で噴砂が生じたが、Fig. 5 (d) に示したように、その後の経過は、パイプ上面と堤体との間に新たに発生した空洞がこの部分が脆弱面となったかのようにパイプ状を保ったまま上流に急速に進行していったことによって特徴付けられる。このパイプ状空洞が上流法面に近付けば、上流法面側からも堤体破壊が発生して全面決壊となる。この上流側の破壊の発生点は実験毎にかなり異なり、高水圧の働く空洞先端では不安定性が高いため、僅かな空洞形状や浸透条件の差異によって一見異なった決壊形態が現れる。このグループ (4) に入る実験は細砂を用いた Run 13-1, 13-2 及び 14 のみであって、細砂の場合、噴砂後の浸潤面の低下による不飽和層の拡大はパイプ状空洞の発達を許すほど強力なサクションを生起させる可能性があると思われる。

(2) 浸透流量の時間的変化

下流端で計測した単位幅当たりの浸透流量の経時変化を粗砂、中砂及び細砂に分けて示せば Fig. 6 (a) ~ (c) のようである。噴砂が生起しないで越流決壊に到ったグループ (2) の実験では、法面を押さえなかった場合でも、押さえた場合でも金枠を除去すれば、ともに局部破壊の進行とともに浸透流量は増加していき、例えば Run 3 ~ 6 (Fig. 6 (a)) では決壊直前で初期の 1.3 ~ 2.2 倍となっている。しかしながら、決壊に到らなかったグループ (3) の場合には浸透流量はほとんど増加しておらず、これから洪水時においても堤体の漏水量が時間的に増加しない状態であれば比較的安全ではないかと推察される。また、中砂の実験のように局部破壊が継続する場合には、比較的規模の大きな土砂崩落の直後に一次的に浸透流量の減少が認められる (Fig. 6 (b))。

いずれの場合もパイピングの先端が下流側に来るほど当然浸透流量は増加しているが、Run 4 と Run 5 との比較で分かるように、パイプからの浸透流量はパイプの断面積にはそれほど依存していない (Fig. 6 (a))。これは、流量がパイプを出た後の浸透条件、とくに浸透経路長に規定されていて、その下流側の浸透可能流量がパイプの供給可能流量よりも小さいことを示している。その結果、パイピングの開始から越流決壊までの時間にパイプ断面積の相違は影響しないことになり、後述のように Run 4 及び Run 5 の場合は一致する。また、細砂での先端浸透型パイプの実験 (Fig. 6 (c)) では開始後しばらくの間浸透流量の減少が続くが、これはパイプ内に残った空洞を浸透水の一部が満たしていくのに時間がかかるためと思われる。

(3) ピエゾ水頭の時間的変化と空間分布

基準実験について、マノメータで測定されたピエゾ水頭の時間的変化の例を堤体の上・下流に分けて

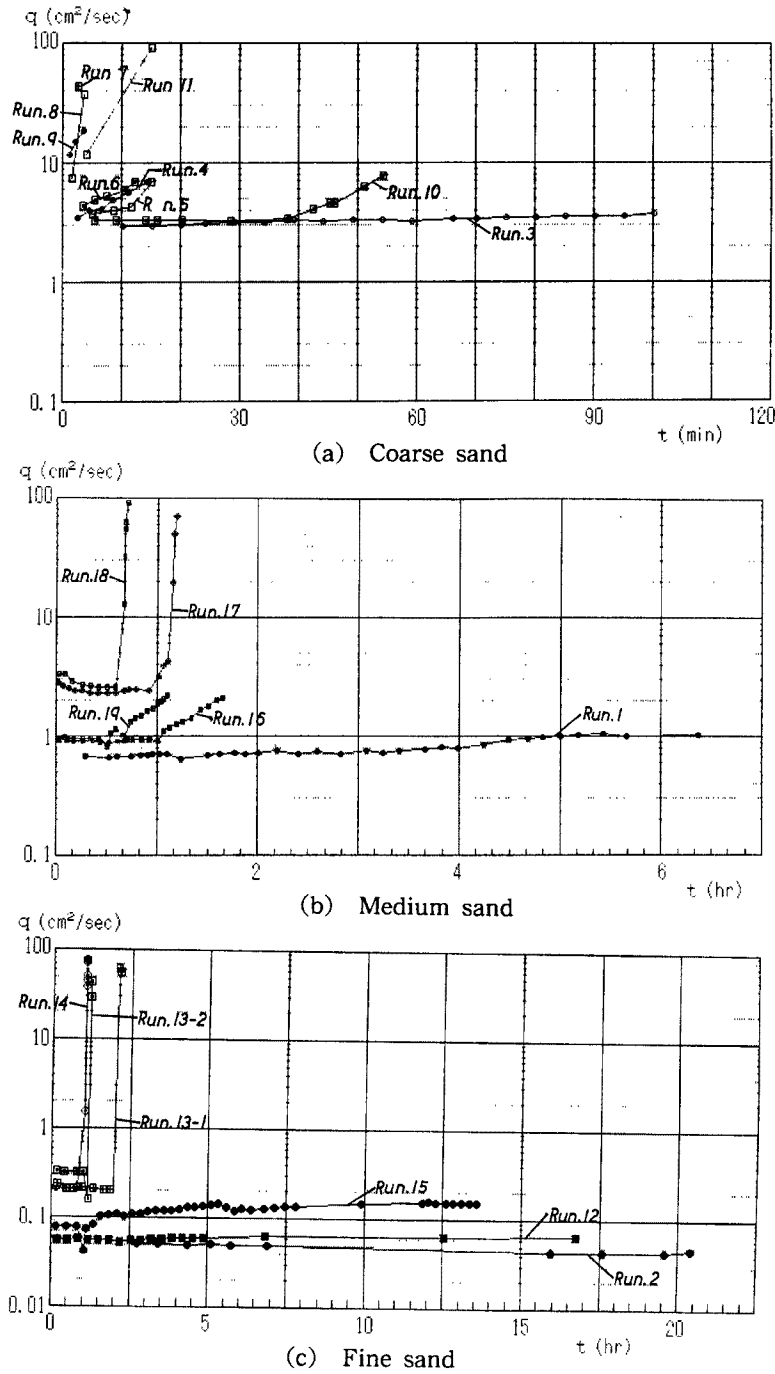


Fig. 6. Changes with time in seeping out discharge per unit width.

Fig. 7に、また、空間的分布の例を Fig. 8に示している。一方、Fig. 9及び10にはパイピング実験についてそれぞれ同様の時間的変化と空間分布を例示している。このような図を全実験について検討した結果から、次のような特徴が指摘できた。

(a) 浸透のみの基準実験の場合

堤体の破壊がかなり進行した Run 1 及び越流決壊に到った Run 3でも、ピエゾ水頭は Fig. 7の Run 2と同様に時間の経過とともに全体に減少している。ただし、下流法面において局部破壊が起り、上部

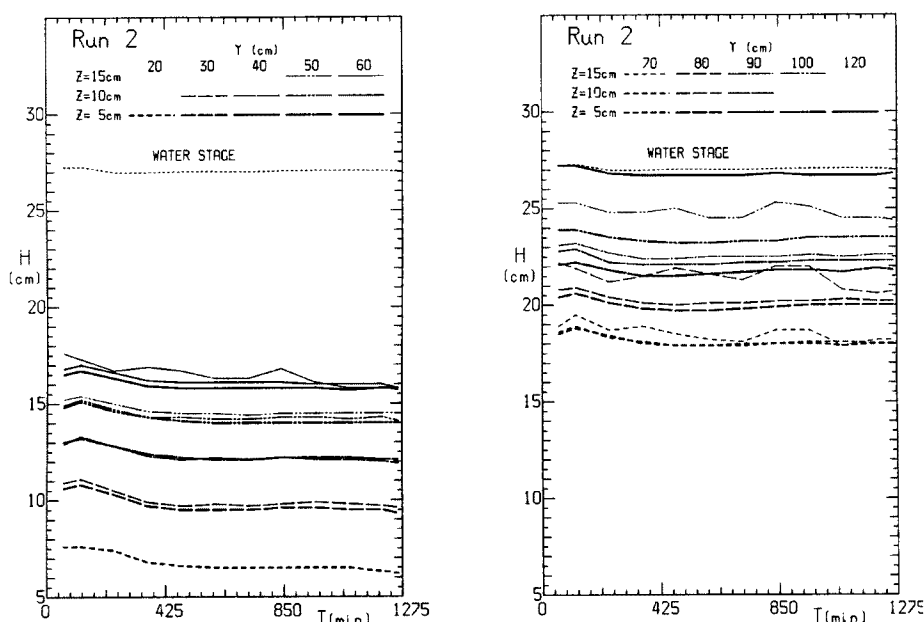


Fig. 7. An example of changes in piezometric heads in the reference run 2.

の土塊が崩れるとその付近の水頭はその砂が流送されるまで一旦増加し、逆に上流側の $y = 120$ cm の地点では水頭が下がるという傾向がみられ、この間、前述のように浸透流量はやや減少した。一方、堤体破壊の進行しなかった Run 2 ではピエゾ水頭の時間的変化は小さくなっている。また、いずれの場合も Fig. 8 のように、上部のピエゾ水頭ほど同一の y の位置に対して大きな値となっていて、下降浸透流の存在を示唆している。

(b) パイピング実験の場合

パイピング実験では、浸透実験に比べて、上流法面から下流側法肩にかけてピエゾ水頭は高くなっており、とくに、全面浸透型の実験では天端中央部までの水頭値はほぼ上流側水位と等しくなっている (Fig. 9 (b))、浸潤面が全体に持ち上げられて下流法面近くの圧力勾配は増大していることが分かる (Fig. 10 (b))。一方、先端浸透型パイプ (Fig. 9 (a)) では、パイプの栓を除去した直後にピエゾ水頭が全体的に上昇しているが、この様子は予め下流側の裏面を拘束していた Run 10, 13-1, 13-2, 16 及び 17 での時間的変化やその等圧線の状況から明確に読み取ることができた。さらに、これらの実験では拘束の解除直後にも水頭の急激な変化がみられる。一旦水圧が下がり、その直後に上昇しているものが多いが、逆の傾向を呈するものもある。

パイプ先端を下流側法面肩の位置 ($y = 60$ cm) に置いた実験でも、浸透のみの場合と同様に、ピエゾ水頭は土塊の崩落直後に一次的に上昇するが、全体的には局部破壊の進行とともに低下していく。しかしながら、細砂の場合にはこうした局部破壊の影響は認め難いほど小さい。Fig. 10 の堤体内の水頭分布図によれば、堤体の中央よりも下流側の領域では下部のピエゾ水頭の方が上部のものよりも高くなっていて、堤体下部における過剰間隙水圧の発生が明らかである。これが顕著に現れているのは、先端浸透型パイプ (Fig. 10 (a)) では先端周辺の $y = 50 \sim 80$ cm の位置、全面浸透型 (Fig. 10 (b)) では先端よりも下流の $y = 50 \sim 60$ cm の位置である。

いずれの堤体材料の場合でも、噴砂が生じると

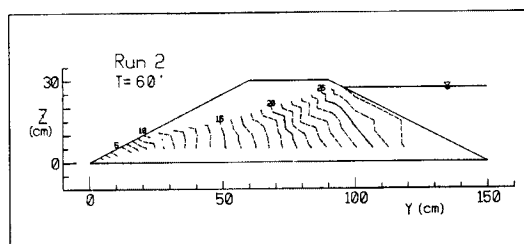


Fig. 8. An example of spatial distribution of piezometric heads in the reference run 2.

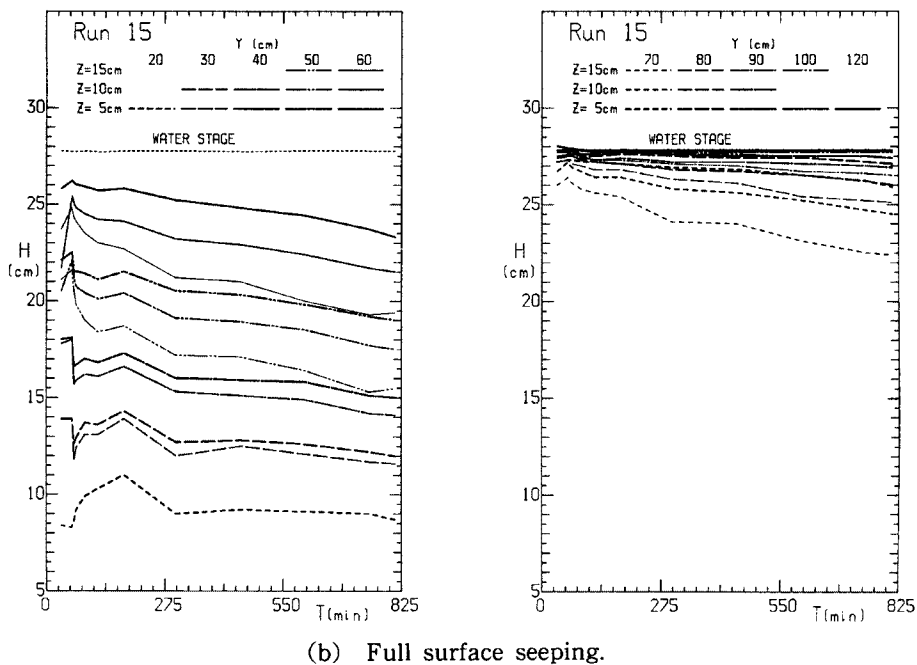
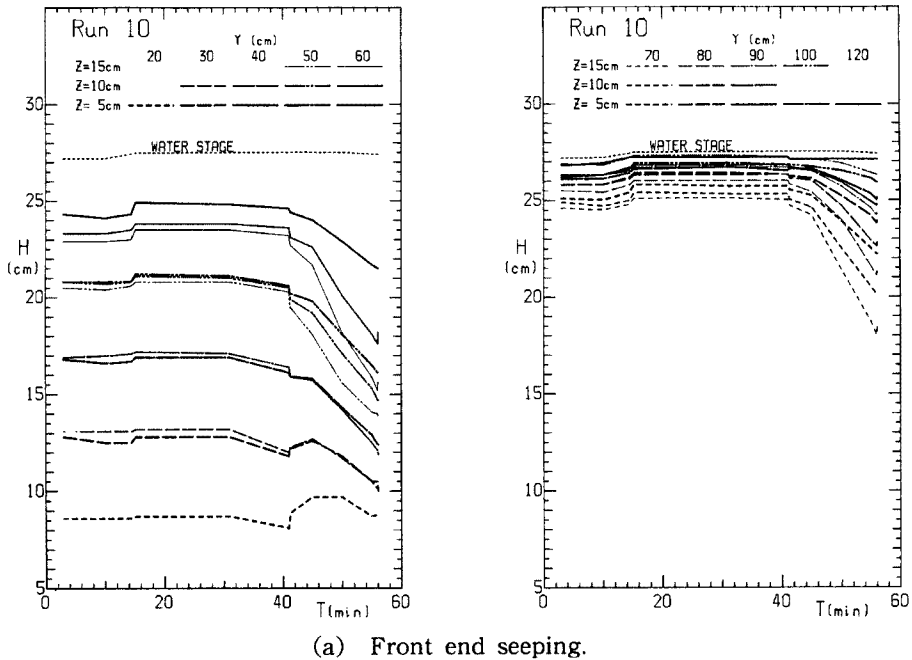
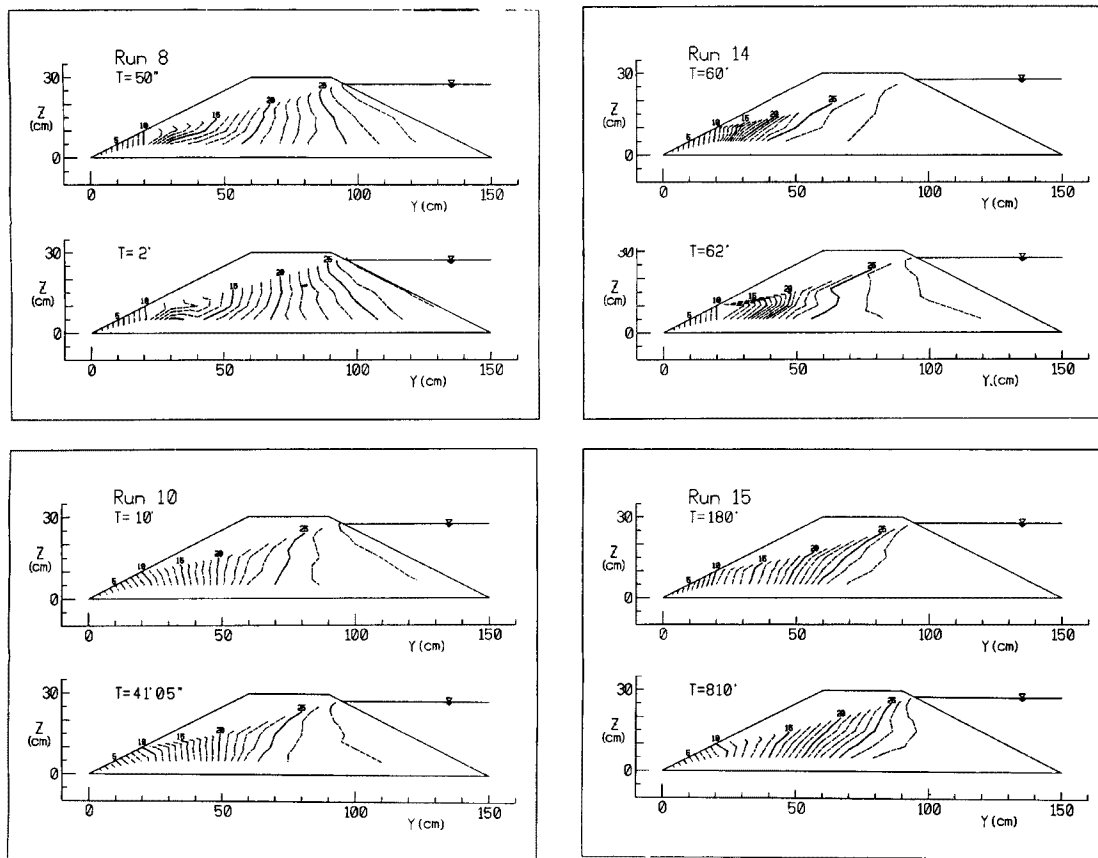


Fig. 9. Examples of changes in piezometric head.

Fig. 9のように、ピエゾ水頭は急激かつ一様に減少し、その直後に噴砂位置付近で一旦上昇する。これは、噴砂によってパイプ周辺から解放された圧力が、開口部の埋め戻しである程度回復するため、噴砂現象がそれほど明確でなかった Run 9 での水頭変化はパイプを裏法肩に置いた場合と差のないものであった。

上述のようなパイプ状空洞の発生による堤体の決壊過程を予測するためには、まずそのような境界条件に合致した堤体内の浸透解析を行って、パイピングの発達に伴う浸透流量の変化や間隙水圧の変化を求め



(a) Front end seeping.

(b) Full surface seeping.

Fig. 10. Examples of spatial distribution of piezometric head.

ることが必要となる。以下では、その第一段階として、実験初期の変形開始直前の段階に関する等方性定常飽和浸透流の解析を有限要素法で行った結果について述べる。

3. パイピング発生時の浸透解析

3.1 基礎式と境界条件

雨水浸透及び内部貯溜のない場合における堤体の等方性定常飽和浸透の基礎式は、速度ポテンシャル $\phi = -kH$ ($H = z + p/\rho g$) を用い、座標系を実験のものと合わせるとつぎのラプラス式となる。

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

一方、境界条件⁵⁾は上流側法面上及びパイプ開口部の浸入面で

$$H = H_1 \text{ on } \Gamma_1 \dots\dots\dots (2)$$

堤体内の自由水面（浸潤面）で

$$k \frac{\partial H}{\partial y} n_{fy} + k \frac{\partial H}{\partial z} n_{fz} = 0 \text{ on } \Gamma_2 \dots\dots\dots (3)$$

$$H = Z_f(y) \text{ on } \Gamma_1 \dots\dots\dots (4)$$

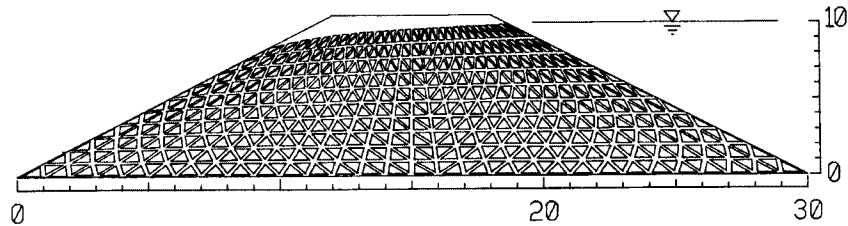


Fig. 11. Triangular elements in an FEM analysis.

下流法面上の浸出面で

$$k \frac{\partial H}{\partial y} n_{sy} + k \frac{\partial H}{\partial z} n_{sz} = -V_s(y, z) \quad \text{on } \Gamma_2 \quad \dots \dots \dots (5)$$

$$H = Z_s(y) \quad \text{on } \Gamma_1 \quad \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 Γ_1 は水頭既知の境界を、 Γ_2 は流束既知の境界を表し、 H はピエゾ水頭、 z は高さ、 ρ は水の密度、 g は重力の加速度、 k は透水係数、 H_1 は上流貯水位、 n_f 、 n_s はそれぞれ堤体内の自由水面（浸潤線）、浸出面に立てた外向きの法線ベクトルの添字（ y 、 z ）方向成分、 $Z_f(y)$ は自由水面の高さ、及び Z_s は浸出面の高さである。

3.2 解析方法

基礎式（1）及び境界条件（2）～（6）に Galerkin 法を適用して有限要素法の定式化を行うが、要素分割の対象となる計算領域の境界のうち、自由水面の位置（4）式とその末端の浸出点の高さが未知であるので、初めにそれらを仮定して要素分割を行い、境界条件として自由水面には（3）式を、浸出面には（6）式を与えて計算を進める。ついで、計算された自由水面節点の水頭値を用いて仮定した自由水面の高さを補正し、要素を分割し直して再び計算を行う。自由水面節点の水頭の計算値が（4）式を満たし、さらに、それから計算される浸出流束が自由水面に接する要素からは 0 であるという（3）式の条件を満たすようになるまで、これを繰り返さなければならない。また、自由水面は、浸出点では下流側法面に接していなければならないので、下流法面に接する最上部の要素からの浸出流束も検討する必要がある。

したがって、自由水面の補正方法としては、上述の（3）、（4）式の境界条件ができるだけ厳密に満たされるようにその両方の式を交互に使用していく方法やその一方、通常（3）式を用いて計算し、他方で吟味する方法などが考えられる。今回でもそれらを含むいくつかの方法を試みたが、上述の 3 点、とくに最後の条件を厳密に満たし得るような収束方法を見出すのは困難であった。そこで、下流法面に接した最上要素についてもその法面に自由表面と同様の浸出流束が 0 という条件を課して計算した。また、（3）、（4）の両式を交互に使用する方法と（3）式を計算に組み込み、（4）式で修正する方法とでは結果にはほとんど差がなく、同程度の収束結果を得るために前者では後者のほぼ倍の計算時間を要することが判ったので、後者の方法によることとした。すなわち、自由水面の水頭値 H に仮定した高さ Z_f を与え、境界条件（3）式を適用して計算された水頭値 H' との平均値 $(Z_f + H') / 2$ を次のステップの自由水面の高さと仮定して再び計算し、仮定値がほとんど変化しなくなるまで繰り返した。

本解析で用いた要素分割は Fig. 11 のような 341 節点、600 要素のものであって、各節点を両法面の交点と堤敷面の 30 等分点を結んだ 31 本の線上に拘束し、各線を自由水面と堤敷との間で 10 等分して定めた。図中最上行の自由水面の節点はこの線上を動かして仮定された高さに合わせ、再び 10 等分点を節点として要素分割を行い計算を進め、20 回弱繰り返して収束させた。

解析は、既述のように堤体の初期形状を対象とし、空洞の無い場合と先端浸透型及び全面浸透型の空洞の先端がそれぞれ堤体下流法尻から 15 cm 間隔の $y = 15, 30, 45, 60, 75, 90, 105, 120$ 及び 135 cm の 9 個所の位置まで進んでいた場合を想定して、全実験の上流水位を挟んだ 2 つの水頭、 $H_1 = 27.0$ cm（堤体高の 90%）と $H_1 = 28.5$ cm（堤体高の 95%）について行った。

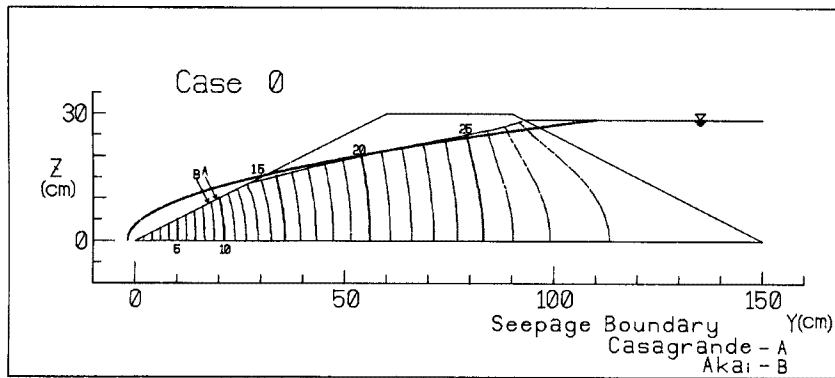


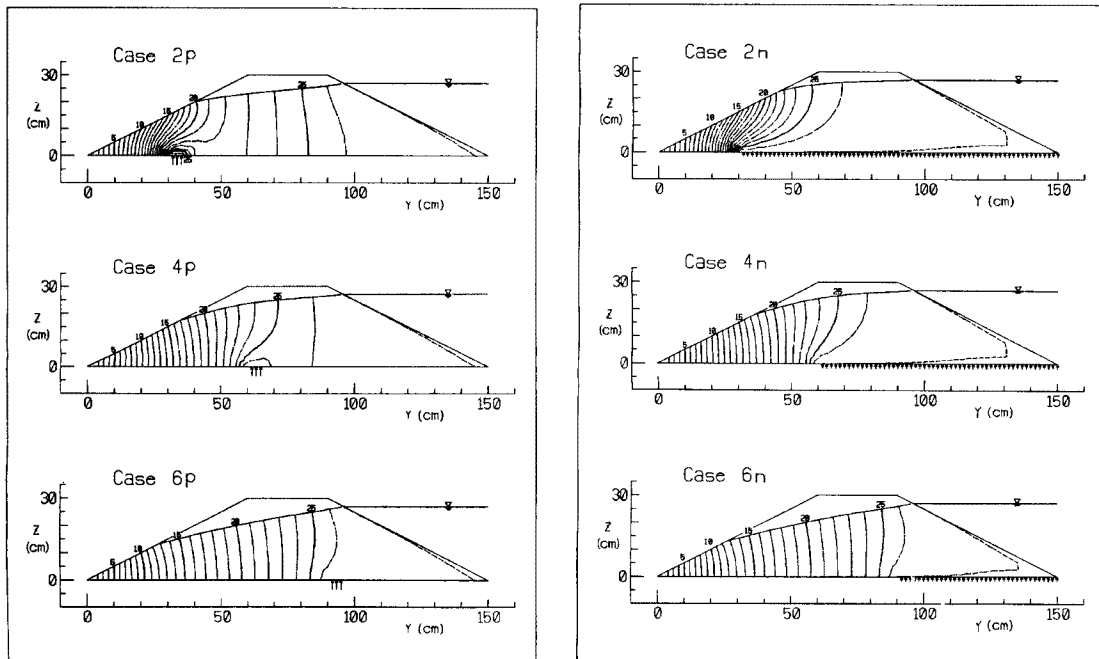
Fig. 12. A result of spatial distribution of piezometric heads for reference runs without piping.

3.3 解析結果の特徴

Fig. 12 は空洞の無い場合の解析結果を Casagrande の標準放物線⁶⁾と比較したものであり、Fig. 13(a), (b) はそれぞれ先端浸透型及び全面浸透型のパイピングの生じている場合の解析結果の3例ずつを等ポテンシャル線(等ピエゾ水頭線)で示したものである。

Fig. 12 では、解析結果の堤体内の浸潤面は標準放物線とよく一致している。また浸出点は、自由表面の位置によれば、実験観察に基づいた Casagrande の位置や赤井⁷⁾の位置よりもやや高い場所に現れているようである。しかし、後述のように、外向きの流束の現れる部分は自由表面と法面との交点を節点とする最上部の要素よりも1.2要素低く、浸出流速が顕著になる要素はそれよりもさらに低いので、実際には一致していると見せよう。

つぎに、パイプ先端位置の変化による浸透状況の相違は Fig. 13 から判る。いずれの性状のパイプでも



(a) Front end seeping.

(b) Full surface seeping.

Fig. 13. Results of spatial distribution of piezometric heads.

その先端の達している位置が上流側法面までの場合は、Fig. 13 下段の図のように、浸透のみの場合と比較しても、パイプ浸透面付近の水頭のみが上昇しているだけであって、天端中央から下流側法面にかけても水頭値の増加は認められず、浸潤線の形状にも変化はない。しかしながら、パイプ先端が堤体中央部下に達すると (Fig. 13 中段)、下流法面下部の水頭分布にも影響が現れ始める。例えば、堤体天端中心の $y = 75$ cm まで先端が延びてくれば、下流法尻から 20 cm ($y = 20$ cm) の位置までの水頭値が上昇し始め、さらに天端下流法肩 $y = 60$ cm に達した場合にはその上昇がより明確になってくる。

上述の位置まででは、先端浸透型のパイプの場合でも上流側に向かう浸透の逆流現象を示すようなピエゾ水頭分布は生じないようである。しかし、先端がさらに進んで $y = 45$ cm の位置にすれば、先端浸透型のパイプでは、開口部上方の等ポテンシャル線の値はいずれも上流側のものよりも大きくなっていき、同時に下流に向けてのその傾きは水平に近付いて、浸出流が明らかに上向き鉛直成分を有し始めることを示している。パイプ先端が下流法面中央 ($y = 30$ cm) に達すると (Fig. 13(a) 上段)、法面付近のピエゾ水頭が上昇して、等ポテンシャル線の間隔は著しく密になる。これは、開口部から鉛直上方に向う強い浸透流の発生を示していて、僅かな局部破壊に引き続いて急速に噴砂の起きた実験結果と対応している。

先端部付近のピエゾ水頭のみが高くなり、逆流浸透域も現れる先端浸透型パイプに対して、堤敷部で一様に高水圧となる全面浸透型パイプでは、Fig. 13(b) のように等ポテンシャル線の形状や変化は滑らかである。しかし、同一の先端位置に対しては全体に水頭値が高くなっていてその結果自由水面の位置も上方になっている。また、先端が下流法面中央を過ぎて進行すれば、同図下段のように、この場合でも比較的上方の等ポテンシャル線までかなり密になるとともに、水平に近くなって実験での噴砂現象の発生と対応してくる。

また、浸透解析の結果を対応する実験の初期段階のピエゾ水頭分布と比較すると、解析結果では下流法尻付近の等ポテンシャル線がほぼ鉛直となっているが、実験の測定結果では緩やかな傾斜を示している点が大きな相違として指摘できる。この不一致は、マンメータの設置点や上下流法面の水頭値の既知点を結んだ三角形網に直線内挿を行って作成した実測のピエゾ水頭分布図のとくに最上部の領域の三角形網の結び方が不適切であった点に帰せられる。同じ理由で下流法面中央部から天端部にかけての実測の水頭値は解析結果よりも低くなっている。これらの点や底面にはマンメータを設置しなかった点を考慮すれば、両者のピエゾ水頭分布はよく一致していると判断できる。

3.4 パイプの先端位置と浸透流量

Fig. 14 は、先端及び全面浸透型パイプについて、その先端位置毎に下流法面における 10 個の三角形要素からの透水係数 k で除した無次元浸出流速 v_n ($=v_n/k=\partial H/\partial n$) の分布を示したものである。先端位置が下流法肩までの Case 4~10 (先端位置 $y = 60 \sim 150$ cm) では浸出流速が負となる 1~2 の要素が法面の上方に現れている。このように、解析結果でも浸出点は自由水面と法面の交点よりも下がっていて、前述の Casagrande や赤井の方法による評価位置に近くなっていることが判る。上下両図とも、先端が法先に近い (Case 1) ほど高く鋭いピークを呈しており、それが法肩中央にある場合に対応した Case 2 では浸出流速のピークは要素 6 の位置に現れていて、この付近で噴砂が生じる可能性の高いことを示している。

つぎに、この分布を積分した単位幅当たりの全浸出流量 q/k のパイプの先端位置の相違による変化を示せば Fig. 15 のようである。何れのパイプも先端が上流側法肩よりも上流側にある場合の浸透流量は浸透のみの場合と大差なく、一方、下流側法肩よりも下流に先端が入ると流量は急激に増加して法面中央では浸透のみの場合の 6~7 倍になる。このような浸透流量の増加状況から、下流法面中央付近が噴砂の起こる限界的な位置であることが推測される。したがって、出水時に浸透流量が急増するような事態に遭遇すれば、堤体内の空洞が下流側法面に近付いていて、噴砂の発生やそれに引き続いた堤体の全面決壊の危険性が高まっていると判断しなければならない。

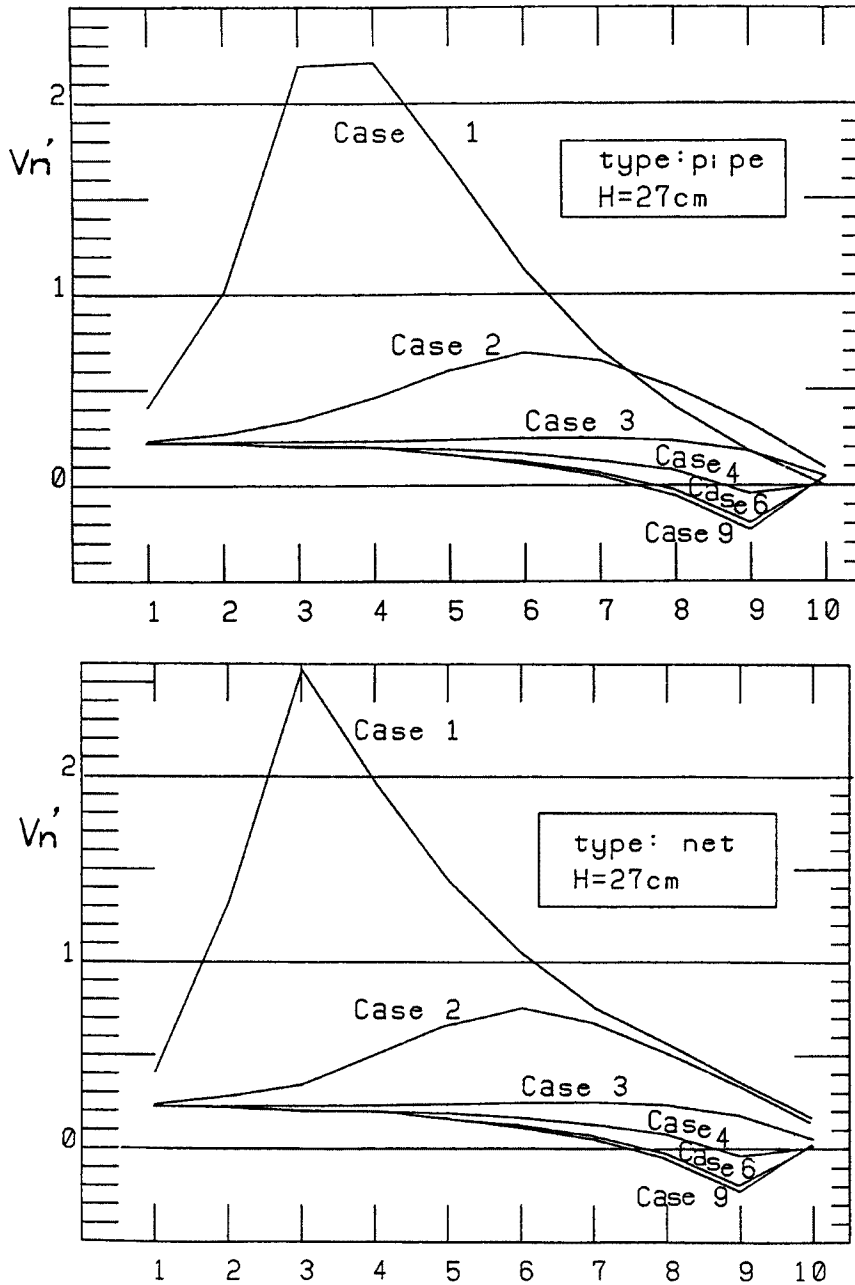


Fig.14. Distribution of non-dimensional seeping out velocity along the downstream slope of the model embankment. (Top; Pipes of front end seeping, Bottom; Pipes of full surface seeping).

最後に、この下流法面からの無次元浸出流量の積分値を実験水位に応じて内挿し、実測の初期浸透流量との比として各実験の透水係数 k を求めれば Table 3 の通りであって、異なった実験条件にも拘らず、粗砂、中砂、細砂毎にほぼ一定の値となり、空洞の無い基準実験については Casagrande の方法から求めたものともよく一致している。これから実験における堤体の設定方法が妥当なものであったことが判る。

4. パイピングによる堤体の決壊過程に関する考察

4.1 決壊過程に及ぼすパイピングの影響

パイピングの発生は決壊形態を変化させるのみでなくその進行速度を増加させている。全ての実験で越流決壊に到った粗砂の場合での決壊までの所用時間は、Table 2 に示されているように、参照実験の Run 3 では1時間48分であり、これに対して、パイプ先端を下流法肩まで入れた Run 4, 5 及び6では、それぞれ実験開始後18分6秒、15分12秒及び12分35秒である。そのうち先端浸透型の Run 4, 5 ではパイプ流入口の栓を抜いてパイピングを開始させてから決壊までの時間はそれぞれ14分36秒、14分32秒であって、既に述べたように、パイプ内高による差はなく、パイプ先端から浸出面までの浸透経路が長い場合にはそこで浸透流量が支配され、浸出流による侵食が卓越する浸透決壊過程はパイプ規模にほとんど影響されないようである。しかし、Run 4～6での決壊に到るまでの進行速度は基準実験に比べると6～8.6倍とかなり高くなっていてパイピング発生の影響は明確である。

つぎに、下流法面中央までパイピングが進行していた Run 7～9 の場合には、実験開始後決壊までの時間は順に3分42秒、5分5秒、4分20秒である。この場合の先端浸透型の Run 7, 8 でのパイピング開始後（湛水側のパイプ栓の除去後）決壊までの時間はそれぞれ2分42秒、4分25秒となっていて、浸透経路の短い場合にはパイプ規模の差の影響が現れている。これらの実験では、実験初期に法面の変形を抑えていなかったため、堤体の初期形状に実質上やや差があったと思われるが、越流決壊までの時間を Run 3 と比較すると1/21～1/25になっている。肩までパイプが延びていたケースに比しても3～6倍の進行速度になっていて、瞬時に決壊するといつてよいようである。

また、中砂の場合、Run 16 では押え金棒を外してから越流までの所用時間は39分46秒、Run 19 では36分17秒であって、基準実験では6時間28分の実験打ち切りまで越流決壊に到らなかったことを想起すれば現象の進行が極めて早くなっていることが分かる。それを局部破壊が下流法肩まで進行した時間で比較すると、基準実験の Run 1 の3時間に対して、Run 16, 19 ではそれぞれ15, 10分であって、1/18, 1/27となっている。Run 1 の貯水位が約1.5cm低くなっていたことを考慮しても、粗砂の場合よりも進行速度の増加の割合はかなり高いようである。

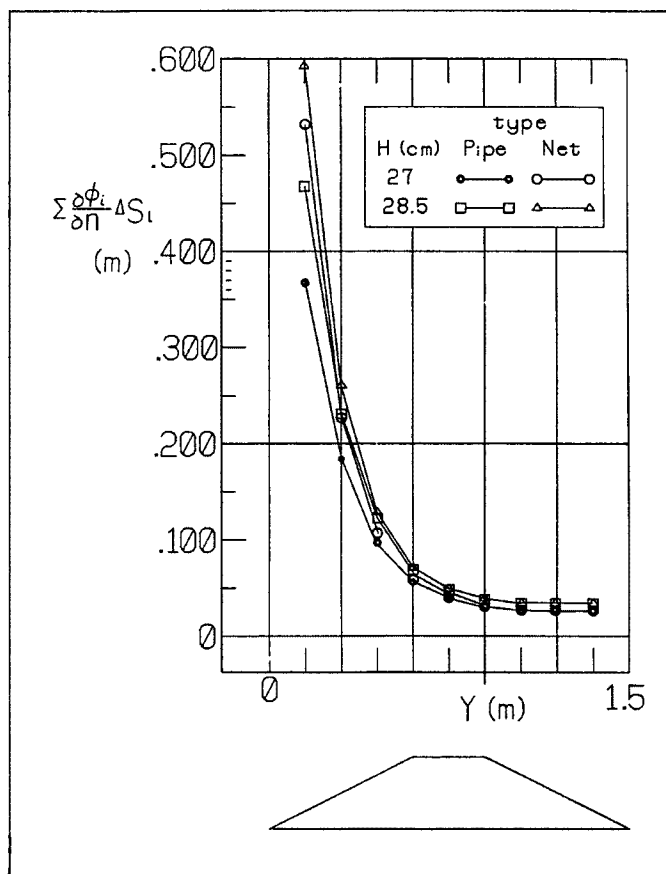


Fig. 15. Changes in seeping out discharge according to locations of pipe head for two water stages and for different pipe type.

Table 3. Permeability coefficients in experiments determined from comparisons of measured seeping out discharge with calculated results of seepage analysis

Sand* Used	Location of Pipe Front End**	Type of Pipe***	Run No.	Seepage Discharge at Piping Initiation (cm ³ /sec)	Storage Stage at Piping Initiation (cm)	Analyzed Seepage Discharge Divided by <i>k</i>			Coefficient of Peameability <i>k</i> (cm/sec)
						Storage Stage			
						27 cm	28.5 cm	Interpolation	
C	E	15 [■] FE	4	3.724	27.54	5.55	6.86	6.02	6.19×10 ⁻¹
			10	3.321	27.48	"	"	5.97	5.56×10 ⁻¹
		6 [■] FE	5	3.479	27.60	"	"	6.07	5.73×10 ⁻¹
	M	15 [■] FS	6	4.329	27.80	5.78	6.98	6.42	6.74×10 ⁻¹
		15 [■] FE	7	(43.286)	(24.85)	18.40	23.05	11.74	(3.69)
			11	11.643	27.25	"	"	19.18	6.07×10 ⁻¹
		6 [■] FE	8	7.429	27.37	"	"	19.55	3.80×10 ⁻¹
	15 [■] FS	9	11.857	27.31	22.65	26.03	23.35	5.08×10 ⁻¹	
F	E	15 [■] FE	12	0.056	27.76	5.55	6.86	6.21	9.02×10 ⁻³
		15 [■] FS	15	0.079	27.82	5.78	6.98	6.44	1.23×10 ⁻²
	M	15 [■] FE	13-1	0.213	27.63	18.40	23.05	20.35	1.05×10 ⁻²
			13-2	0.325	27.76	"	"	20.76	1.57×10 ⁻²
		15 [■] FS	14	0.217	27.65	22.65	26.03	24.11	9.00×10 ⁻³
M	E	15 [■] FE	16	0.929	27.52	5.55	6.86	6.00	1.55×10 ⁻¹
		15 [■] FS	19	0.931	27.75	5.78	6.98	6.38	1.50×10 ⁻¹
	M	15 [■] FE	17	2.440	27.60	18.40	23.05	20.26	1.20×10 ⁻¹
		15 [■] FS	18	3.286	27.62	22.65	26.03	24.05	1.37×10 ⁻¹
C	(Without Pipe)	3	2.948	27.83	2.57	3.30	2.97	9.93×10 ⁻¹	
F		2	0.051	27.07	"	"	2.60	1.96×10 ⁻²	
M		1	0.664	26.01	"	"	2.09	3.18×10 ⁻¹	
C	(Casagrande)	3	2.948	27.83			3.43	8.58×10 ⁻¹	
F		2	0.051	27.07			3.22	1.58×10 ⁻²	
M		1	0.664	26.01			2.94	2.26×10 ⁻¹	

* C ; Coarse Sand
F ; Fine Sand
M ; Medium Sand

** E ; Downstream Edge of Top
M ; Mid of Downstream Slope

*** FE ; Pipe of Front End Seeping
FS ; Pipe of Full Surface Seeping

細砂の場合は、基準実験では僅かに法先が欠けた程度であったのに対して、全面浸透の網型パイプを下流法肩まで入れた Run 15 では、12 時間 43 分で越流決壊を起し、さらに、下流法面中央までパイプを挿入した実験では、全て押え金枠の除去後数分で全面決壊を生じている。これらのことを考慮すると、細粒の堤体材料の場合、パイピングがかなり進行しても堤体の安定は保たれる。しかし、それが限界を越えて Fig. 15 に示されたように浸出流量が増大していくと急激に脆弱化して決壊に到ると判断でき、細砂ではパイピングによる不安定化の増加の割合は高いと結論される。

つぎに、パイピング性状の相違として本実験で取り上げられたのは、浸透形態とパイプ断面積である。既に指摘したように、パイプ内高による断面積の相違は、浸透が主体となって現象の進む場合にはいずれのパイプも十分な流量供給能力を持つので、例えば、Run 4, 5 のように、決壊過程に大きな差異は現れてこない。しかし、パイピングが進行していて局部破壊の途上で噴砂現象の生じるような Run 7, 8 のような場合には、パイプの供給能力がそのまま土砂の流送能力に影響するのでその後の過程には明らかな差が現れてくるように思われる。実際、パイプ内高が大きい Run 7 の方は Run 8 の場合の約 6 割であって全面決壊に到達した時間がかなり短くなっている。

最後に、先端浸透型と全面浸透型の相違の点では、解析結果にも示されているように、後者の方でピエゾ水頭の堤体内の分布が上流側から下流法面に向かって一様に減少しているとともに、その値も全体に高い傾向にあって、これが現象の進行を早めているが、法面からの浸出水による局部破壊のみが支配的な場合には、細砂の場合を除いて、現象に大きな差は見られないようである。両者に明確な差が生じるのは噴砂を伴う Run 7, 9, 17, 18 のような場合であって、パイプ開放部と下流法面開口部との間に溜る土砂の厚さと流送のされ易さによって、現象の速度が決定されると考えられる。

4.2 堤体材料による決壊過程の相違

(1) 浸透のみによる場合

細砂の場合は、実験開始後 21 時間を経過しても下流法面中央までしか破壊が進まず、堤体は極めて安定に保たれるようであった。一方、粗砂の場合、破壊が下流法肩まで進んだ時刻は実験開始後僅か 1 時間 4 分であり、粗砂と中砂について、同程度の局部破壊の段階でその進行速度を比較すれば、前者は後者の 4.2 倍となっている。これらの場合では、浸透流量が破壊の進行とともに徐々に増加していくのに対し、細砂の場合ではほとんど変化していない。この点は、既に指摘したように、堤体の浸透破壊を予測する上で有用な目安となる可能性がある。

実験初期における単位幅当たりの浸透流量は、粗砂で 2.93 cm²/sec、中砂で 0.68 cm²/sec、及び細砂で 0.05 cm²/sec であって、粗砂は中砂の 4.3 倍、細砂の 59 倍の流量、中砂は細砂の 14 倍となっていて、堤体破壊の進行速度比にほぼ一致するような結果となっている。浸透流のような低レイノルズ数の流れでは、堤体材料の間隙を縫う浸透経路の平均径は粒径に比例すると考えられるので、層流の抵抗則を適用して透水係数 k が粒径の 2 乗に比例することが示される。事実、上述の粗砂と細砂、及び中砂と細砂の浸透流量の比は、粒径比の 2 乗の値、すなわち $(1.41 / 0.21) = 50$ 及び $(0.64 / 0.21) = 10$ とそれぞれよく一致している。さらに、Table 3 の透水係数 k の値を平均粒径 d_m に対して図示すれば Fig. 23 のようになって、 k が d_m の 2 乗に比例した下記の関係が認められる。

$$k/k_0 = (d_m/d_0)^2 \dots\dots\dots (7)$$

ただし、図から $k_0 = 0.003$ cm/s, $d_0 = 0.1$ mm である。

一方、浸出流に対する土砂の限界掃流力は、このようなレイノルズ数の範囲では粒径によって砂粒の抗力係数が大きく異なってくることに加えて、浸出入を伴う薄層流の流れの構造自体も十分解っていないので、評価が非常に困難である。

例えば、下流側法面上の砂粒に働く重力と摩擦力の差 R は揚力を無視すると下式となる。

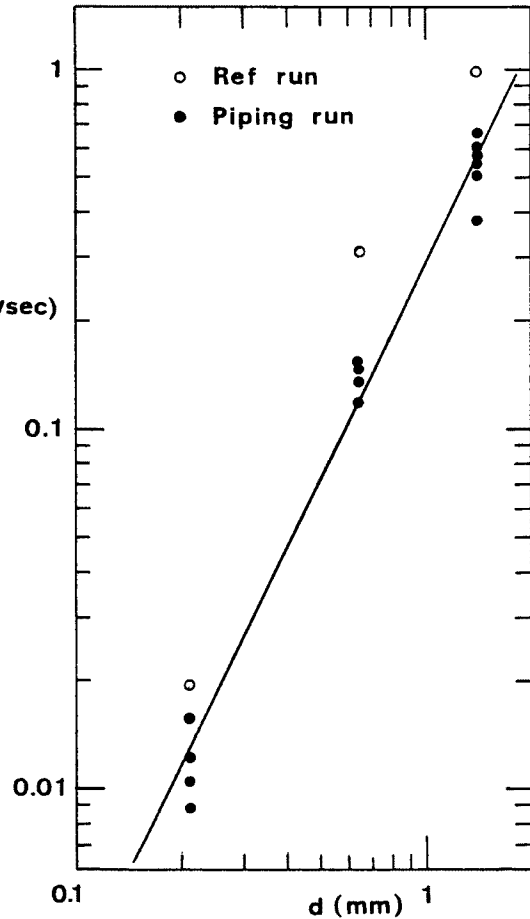


Fig. 16. Relations between permeability coefficients and mean diameters of the materials used.

Table 4. Estimated values for fluid force exerting on a sand grain on the embankment slope by seeping out flow

d_m (mm)	k (cm/s)	q/k (cm)	q (cm ³ /s)	h (cm)	u (cm/s)	C_D	D_1 (dyne)	τ (dyn/cm ²)	D_2 (dyne)	R (dyne)	$\frac{D_1}{R}$	$\frac{D_2}{R}$
1.42	0.605	3.0	1.82	0.050	36.5	0.82	8.63	21.9	0.346	0.080	108	4.3
0.21	0.013	"	0.040	0.014	2.8	8.2	0.0114	6.14	0.00212	0.000259	44	8.2

$$R = \mu g V \cos i \{ (1 - \tan i / \mu) \sigma / \rho - k_e f \} \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 μ は摩擦係数、 i は斜面勾配、 V は砂粒の体積、 f はその水中部分の割合、 k_e は堤体からの浸出による水圧の補正係数である。一方、流量が最大となる斜面最下流部の流れは、Fig. 15 から空洞先端が極度に法面に近い場合を除いてレイノルズ数 R_{ch} ($=q/\nu$; ν は水の動粘性係数) が 500 以下になると見られるので、層流を仮定し、底面流速 v_B に浸出流の接線成分 $k \sin i$ を与えると、単位幅当たりの流量 q 及び平均流速 u は次の (9) 及び (10) 式となる。

$$q = gh^3 \sin i / 3\nu + v_B h \dots\dots\dots (9)$$

$$u = gh^2 \sin i / 3\nu + v_B \dots\dots\dots (10)$$

ただし、 h は水深であり、浸透解析結果によれば、右辺第 2 項は第 1 項に比して十分小さく、省略可能である。つぎに砂粒に働く流体力 D の評価法として単純に、

- ① 流速 u 中の物体に働く力 (抗力)
- ② 底面せん断力と砂粒面積の積

の 2 つを考える。粗砂と細砂について、空洞が下流法肩まで達していない状態を対象とし、 $\mu = 0.84$, $k_e f = 1$ として、 D をこの 2 方法で試算し、 R の試算値と比較すれば Table 4 のようになる。①の方法では粗砂・細砂とも R に比して極めて大きな流体力が働くことになり、とくに粗砂の場合非常に大きくて現象に合致しない。一方、②の考え方では流体力の値は妥当と思われるが、相対的に細砂の方が動き易いことになり、これも細砂の方が現象の進行が速かであったことに対して適切な結果を与えていない。やはり、流れの機構に立ち入ったより緻密な考察が必要である。

以上のように、粒径の相違による局部破壊の進行状況の相違を物理的に明らかにするには、急勾配の粗面薄層流の内部機構など、予めかなり基本的な事柄を明らかにしておくことが必要となってくる。急勾配粗面薄層流については、雨水侵食と関連してこれまでいくつかの研究が行われてきているが、こうした堤体侵食問題に直接適用できるような知見はそれほど多くないようである。このため、浸透破壊に対する堤体不安定の従来の評価式⁹⁾には粒径の効果が含まれてこなかったものと解釈される。

(2) パイピングの生じていた場合

(a) 下流側法肩まで進行していた場合

堤体の決壊過程に中砂と粗砂の相違はなく、ただ現象の進行速度にのみかなりの差が認められた。堤体の変形開始後、決壊までに要した時間は、既述のように、粗砂の場合 Run 4 で 14 分 36 秒、Run 5 で 14 分 32 秒、Run 6 で 12 分 35 秒、Run 10 で 15 分 11 秒、Run 16 で 39 分 46 秒、Run 19 で 36 分 17 秒であった。粗砂と中砂で決壊までに要する時間を同一パイプについて比較すると、内高 15 mm 先端浸透型パイプの場合粗砂は中砂の 2.62 倍、全面浸透型の場合でも 2.88 倍であって、両者はよく一致している。何れの砂でもパイプが下流側法肩まで進行した場合、堤体には不安定性の増大をもたらすこととなるが、その影響はとくに中砂について大きく、細砂では急速な決壊につながるほど大きなものではないようである。

この間、全ての実験において浸透流量は緩慢ではあるが増加を続け、増加の傾向は浸透のみの場合と同じである。粗砂の場合、パイピング開始後の変形拘束時で 3.3 ~ 3.4 cm³/sec、決壊直前で 7.8 cm³/sec、中砂ではそれぞれ 0.93 ~ 0.96 cm³/sec、2.1 ~ 2.2 cm³/sec、細砂では Run 12 で 0.06 ~ 0.07 cm³/sec、Run 15

において $0.08 \sim 0.15 \text{ cm}^3/\text{sec}$ であった。細砂を含めて、浸出流による侵食が局部破壊を支配する場合、決壊直前の浸透流量は変形開始直後の約 2 倍に増加するようである。それぞれの砂について浸透流量の比を求めると、粗砂は細砂の 41 倍、中砂は細砂の 12 倍であって、前節の比とほぼ一致している。

(b) 下流側法面中央まで進行していた場合

堤体の決壊過程は、いずれの場合も噴砂現象を伴ったと判断されたが、砂材料によって噴砂形態や噴砂後全面決壊に到るまでの過程はかなり異なっていた。

はじめに、噴砂限界について考える。上流貯水位を H_1 、パイピング開口部の高さを Z_p 、その上の下流法面の斜面高を Z とすると、パイピング開口部での水圧は $\rho g(H_1 - Z_p)$ と仮定でき、限界時にはその水圧がその上の砂柱の重量と釣り合うので、

$$\{\sigma(1-\lambda) + \rho\lambda\}g(Z - Z_p) = \rho g(H_1 - Z_p) \quad \dots\dots\dots (11)$$

これより、

$$Z = \frac{H_1 - Z_p}{(\sigma/\rho)(1-\lambda) + \lambda} \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 σ は砂の密度及び λ は砂の間隙率である。実験から、 $Z_p = 2.5 \text{ cm}$ 、 $H = 27.5 \text{ cm}$ 、 $\sigma/\rho = 2.65$ 、 $\lambda = 0.6$ とすると、噴砂開始時の砂面の高さ Z は $Z = 15.1 \text{ cm}$ 、土被り厚さは 12.6 cm となり、これらの値は 2.4 の観察結果と一致する。

粗砂、中砂について、決壊に至るまでの進行速度を浸透のみの基準実験と比較すると、粗砂では 22～80 倍、中砂では 45～300 倍にもなっている。さらに細砂では、全面浸透型のパイピングが下流肩まで進行した場合に比較しても 130 倍の進行速度となっており、さらに、決壊しなかった浸透のみの基準実験や先端浸透型パイプを下流法面に設置した実験とは比較できないほど急激に堤体の破壊が進行した。このように、下流法面の中央までパイプ状空洞が進んでいた場合には、各材料とも堤体は著しく不安定になるが、破壊進行速度の増加が最も著しいのは細砂の場合である。

5. あとがき

本研究では、パイピングによる堤体決壊は、低水圧側から堤体内部に延びたパイプ状空洞が浸出水によって拡大進行した結果発生する場合は稀であって、むしろ高水圧側から延びた空洞による場合の方が一般的であると考え、鉛直 2 次元の基礎的な実験に基づいて検討を加えた。すなわち、そのようなパイプ状空洞として先端浸透型と全面浸透型の 2 種類のものを想定して、非粘着性の砂材料の均質堤体を用いた実験によって堤体の決壊過程を追跡するとともに、有限要素法による定常飽和浸透解析を試み、実験結果と比較して、空洞の進行状況や堤体材料の相違が堤体の決壊過程に及ぼす影響について考察を加えた。得られた主な結果は以下のようである。

① パイピングによる堤体の決壊過程は、Fig. 4 のように、噴砂現象の非生起、生起によって A、B の 2 グループに分類でき、グループ A は、下流側法面に生じた局部破壊が進行して越流による全面決壊に至ったグループ(1)とその過程が途中で止まったグループ(2)に分けられた。一方、グループ B は噴砂後の決壊過程における新たなパイプ状空洞の非発生、発生によってグループ(3)、(4)に二分された。

② グループ A には、浸透のみ及びパイプ先端を下流側法面に設置した実験が含まれ、このうちグループ(1)は粗砂・中砂の、グループ(2)は主に細砂での実験である。グループ(1)、(2)の現象の相違は、堤体材料(透水係数)の異なる浸出流量の差異に起因すると考えられ、全ての実験で浸出流量が大きいほど破壊の進行速度も高い。グループ B は、パイプ先端を下流側法面中央に設置した実験からなり、噴砂は過剰間隙水圧による法面の不安定性の増大の結果生じた。グループ(3)は粗砂、中砂での実験であり、粗砂では噴砂後もパイプ開口部に砂が残り、局部破壊が継続して全面決壊に至った。中砂ではパイ

ブ開口部が開放状態となり、貯水位の急激な低下で破壊の進行は一時停止した。グループ(4)は細砂の実験であり、噴砂後パイプ上面と堤体との間のパイプ状空洞が進行し、最終時点近くでは上流側からも破壊が生じて全面決壊に至った。

③ パイプのある場合はない場合に比べて浸潤面が上昇し、堤体のより高い位置で局部破壊が生じて破壊の進行速度も高い。とくに、グループBの破壊の進行はAの場合よりも非常に速くなり、空洞の進行状況が現象を最も支配している。空洞性状の相違の現象への影響は、全面浸透型の浸出点が先端浸透型よりもやや高くなるのみで空洞内高の場合と同様それほど大きくない。浸透のみによる堤体破壊に対する安定性は粒径の細かな材料ほど高いが、一度パイプ状空洞が発生し下流法肩を越えて進行すると逆に細粒径の材料ほど、不安定性は著しく増大する。

④ パイプ開口部に上流側の水頭を与え、有限要素法で定常飽和浸透解析を行った結果は、浸透のみの場合も含めて、ピエゾ水頭分布などの実験結果と良く一致した。浸出流速分布は先端が法先に近いほど高く鋭いピークを呈して、噴砂現象の発生と対応していた。この分布を積分した全浸出流量は、パイプ性状の影響を実験と同様ほとんど受けず、空洞先端が下流側法肩を越えて進行すると浸透流量が急増し始めることを示していて、先端が下流法面中央付近に達すると堤体侵食が急激に進んだ実験事実とよく対応した。また、実験の浸出流量との比から求めた透水係数は粒径の2乗に比例する関係を示し、堤体の設定方法が妥当であることを示唆していた。

⑤ 浸出流量から層流を仮定して、砂粒に働く流体力として単純に、層流中の流体力、及び底面せん断力と砂粒面積の積、の2つの評価法を考えたが、前者の方法では粗砂・細砂とも摩擦抵抗に比して非常に大きな流体力となり、一方、後者では流体力の値は妥当だが、相対的に細砂の方が動き易いことになって、いずれも実験事実と合致せず、より基礎的な考察の必要性が指摘された。

今後は、上述の点を考慮して、浸出流条件下の粗面薄層流の流体力評価について検討を進め、局部破壊の進行過程の予測を図るとともに、本実験では生じなかった間隙水圧の上昇による堤体の迂り破壊についても考察していきたい。

最後に、本研究は、昭和62年度文部省科学研究費補助金重点領域研究(2)『豪雨による貯水池決壊時の洪水・土砂流出に関する研究』(研究代表者:村本嘉雄, 課題番号62601523)の分担課題『貯水池の決壊形態と決壊過程に関する研究』に基づいて行われたものである。ここに記して関係各位に謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 河野伊一郎・西垣 誠: 浸透・漏水破堤とその防止工に関する研究, 自然災害科学総合研究班『洪水時における河川堤防の安全性と水防技術の評価に関する研究』(研究代表者:村本嘉雄), 文部省科学研究費自然災害特別研究研究成果, No. A-61-5, 1986, pp. 40-67.
- 2) 藤田裕一郎・田村多佳志・村本嘉雄: 河川堤防決壊口の拡大過程に関する実験的研究, 京大防災研年報, 第27号B-2, 1984, pp. 369-392.
- 3) 藤田裕一郎・村本嘉雄・田村多佳志: 河川堤防の決壊に伴う外水と土砂の流入について, 京大防災研年報, 第30号B-2, 1987, pp. 527-549.
- 4) Fujita, Y. and T. Tamura: Enlargement of Breaches in Flood Levees on Alluvial Plains, J. Natural Disaster Science, Vol. 9, No. 1, 1987, pp. 37-60.
- 5) 川谷 健: 飽和・不飽和浸透現象とその数値解析の問題点, 『土木工学における数値解析最前線』, 土木学会関西支部昭和62年度研修会テキスト, 1987, pp. 36-78.
- 6) 荒木正夫・椿東一郎: 水理学演習下巻, 森北出版, 1962, pp. 316-319.
- 7) 赤井浩一: 土質力学(改訂版), 朝倉書店, 1980, pp. 37-38.
- 8) 土木学会水理委員会: 水理公式集, 1985, pp. 264-265.