

京都大学防災研究所 正員 ○ 藤田 裕一郎
三 井 建 設 正員 田村 多佳志
京都大学防災研究所 正員 村本 嘉 雄

1 はしがき： 破堤災害の防止・軽減を図るために、決壊口の拡大過程に関する研究を進めているが、本文では、既報¹⁾の装置を改良して細砂で行った実験と形状を固定して測定した流況特性について述べる。

2 実験の概要： 実験は、既報の装置に帰還水路と外水位調節用のフロートレススイッチで自動制御される転倒堰を設けて行った。実験には、平均粒径 $d_m = 0.206\text{mm}$ の一様な細砂を用い右表の条件を与えた。Run W-1, 2では所定時刻に停水し、エポキシ系接着剤で路床を固定してプロベラ流速計で流況を測定した。

3 実験の結果： 決壊口形状とその時間的変化の特徴を図-1の

表 実験の設定条件

実験 番号	天端 幅	堤体 高	法勾 配	供給 流量	水温	水位 調節
	(cm)	(cm)		(l/s)	(°C)	
X-4	10	10	1:2	13.6	16.0	○
X-5	10	10	1:2	15.9	12.8	○
X-6	10	10	1:2	9.8	15.0	○
X-7	10	10	1:2	15.5	12.6	—
X-8	10	10	1:4	15.7	13.0	○
W-1	10	10	1:2	15.7	9.0	—
W-2	10	10	1:2	15.4	7.4	○

Run W-1, 2の平面図によって述べる。T = 65secのRun W-1では、表法側には堤体の一部が、裏法先から堤内にかけては跳水状のUndulationの痕跡の明確な堆積が残り、この時点の最大洗掘位置は裏法の中央付近にある。これは堤体の侵食とともに表法側に向って進み、表法斜面が侵食され尽すと、流入外水は急増して路床の砂を激しく巻上げながら堤体を洗掘していく。この結果、決壊口は一気に拡大し、僅か20秒後にはRun W-2のように開口幅は5倍の40cmに、地盤洗掘は4cmに達する。 $d_m = 0.64\text{mm}$ の場合¹⁾に比して、最大洗掘位置は明かに堤外側に寄っており、等高線の間隔は堤外側と両側斜面で密であって、洗掘穴は深く短く、平面形状は円形に近くなっている。

つぎに、図-2に決壊口の天端開口幅と通過流量の時間的変化を外水位条件のみ異なる場合についてRun Z-3¹⁾と比較して示す。水位調節の無いRun X-7では幅、流量ともZ-3と同様の拡大の4段階区分¹⁾が可能であるが、細砂の場合第1段階が長く、第2段階が短くなる傾向が認められ、流量の第2段階はとくに短い。一方、調節したRun X-4とX-5では、途中停水による時間遅れがあるが、増加が急激であって第2、3段階の差が明確でなく、通過流量は供給流量の $Q = 14 \sim 16\text{l/s}$ まで直線的に増える。このように、決壊口の疏通能力の急増のため本実験では高水位の維持は極めて短い、それが維持されている間は急拡大の第2段階が持続するものと考えられ、その影響は大きい。

Run X-4の停水3時点で測定した横断形状の断面変化量

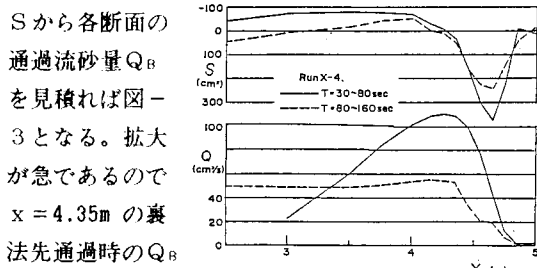


図-3 通過土砂量の検討

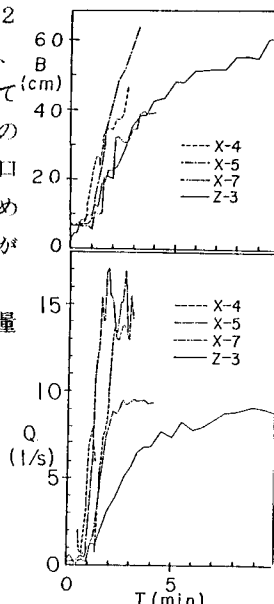


図-2 開口幅と通過流量

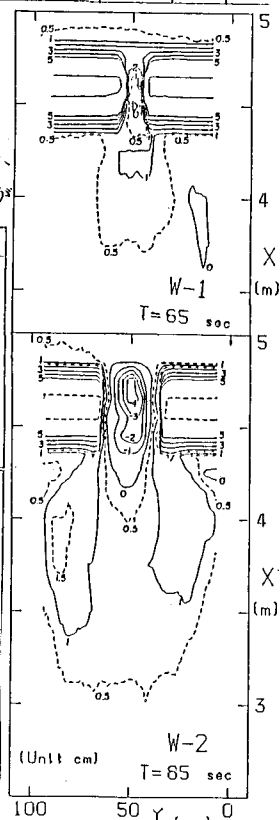


図-1 決壊口の平面形状

場合²⁾の約3倍になっている。図のように、細砂の場合でもこの付近の Q_B の流下方向変化は小さいので、平衡流砂状態を想定して芦田・道上式で掃流力を推定すると、 $T = 30 \sim 80 \text{ sec}$ では $q_B = Q_B/B_w = 109/41 = 2.66 \text{ cm}^2/\text{s}$ に対して $U_* = 6.96 \text{ cm/s}$ 、一方、 $T = 80 \sim 160 \text{ sec}$ では $q_B = 53/53 = 0.99 \text{ cm}^2/\text{s}$ に対して $U_* = 5.23 \text{ cm/s}$ となる。これらの値による無次元掃流力 τ_* はそれぞれ1.45、0.82であるので、厳密には浮流砂を考慮して掃流力を推定しなければならないが、概算値としては十分と思われる。

4 決壊口周辺の流況： 流速測定例として水路中心縦断面($y = 50 \text{ cm}$)の流速分布を図-4に示す。矢印をつなぐ点線は変動の凡その範囲を表す。Run W-1では、 $v = \text{約} 15 \text{ cm/s}$ の流入外水は、 $x = 4.75 \text{ m}$ から水位を急低下させ始め、そこから $x = 4.45 \text{ m}$ にかけて流速を $v = \text{約} 25 \text{ cm/s}$ から $v = \text{約} 90 \text{ cm/s}$ に加速する。この区間では崩落による不規則な断面形状のために水流に歪みがあるが、中心線上では目立たず、路床に剥離域もみられない。一方、Run W-2では、流速分布はRun W-1と類似の傾向を示すが、値は全体に高く、堤体通過部では 1 m/s を越えている。裏法先付近の水面の盛り上がり部では、流速変動が顕著であり、とくに底面で激しく、固定前の大量の土砂流送状態と対応している。逆に、表法側の洗掘穴では剥離的な流速分布を示しており、上方の変動も小さい。

5 決壊口周辺の水理特性： Run W-1,2の流速測定値を近似積分して各断面流量を求め、それぞれの実測流量 $Q = 2.3, 11.81 \text{ /sec}$ で補正した後、流速で重みを付けて平均水位 H 、平均河床高 Z 、全エネルギー水頭 H_e と他の水理量を計算した。結果を図-5に示す。Run W-1,2とも、堤体通過時に H は急低下するが、 H_e の低下は跳水状のUndulationの生じる裏法に水面が到達する辺りとなる。その低下はRun W-1で著しく、エネルギー勾配 I_e は0.1以上、 U_* は 14 cm/s にもなる。一方、Run W-2では I_e は0.04未満であって、 U_* の最大値は 10 cm/s 程度である。最大値の位置は剥離的な流況を呈していた前述の洗掘穴の堤外側斜面に相当している。したがって、このように大きなエネルギー損失には土砂輸送に直接関与しない部分もかなり含まれるようで、土砂収支から得た前述の U_* の値は妥当なものと判断できる。

つぎに、フルード数 Fr は、いずれも流入部の $0.2 \sim 0.3$ から堤体通過時に1を越え、ある地点まで一様に増加している。 $Fr = 1$ となるのはRun W-1では堤体が残っている辺りであり、Run W-2では流水幅の最も絞込まれた付近であって、それら近くに支配断面が生じていると考えられる。これは、通過流量の検討結果¹⁾と一致し、拡大過程の単純な予測モデル²⁾の仮定を裏付けている。

6 あとがき： 今後は本文で触れられなかった拡大過程の予測モデルに得られた知見を導入してその妥当性を高めていきたい。

〈参考文献〉1) 藤田・田村・村本：京大防災研年報，第27号B-2，1984。2) 藤田・田村・村本：第21回自然災害シンポ，1984

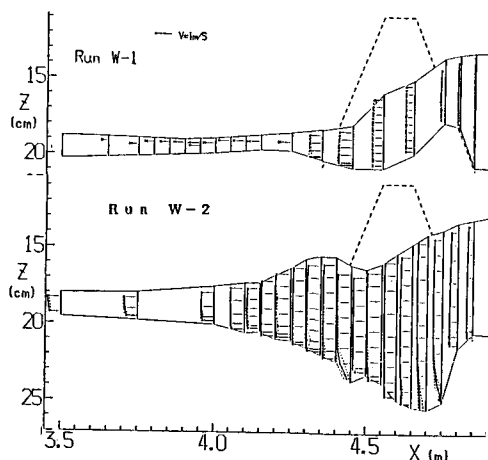


図-4 水路中心縦断面内の流速分布

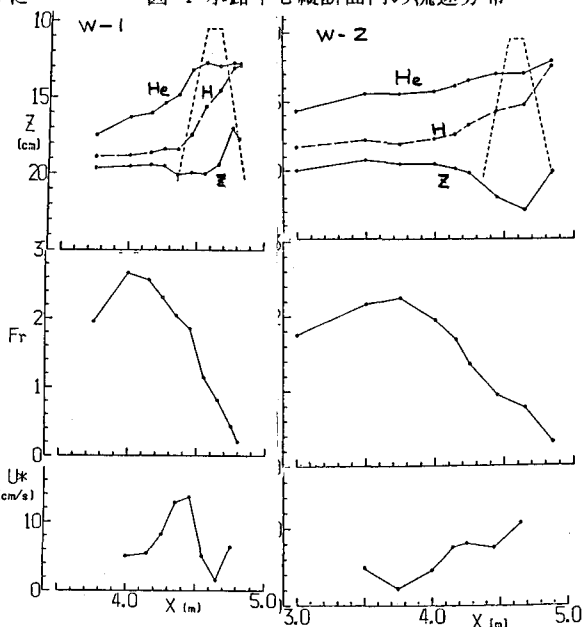


図-5 決壊口周辺の水理条件の検討