

II-284

最近の護岸被災に関する実験的検討

京都大学防災研究所 正員 藤田 裕一郎 正員 村本 嘉雄
(株)鴻池組 正員 木下 晴由 三井建設(株) 正員 中野 慎一

1. 概説 河岸侵食防止構造物の護岸は、超過洪水時の中小河川や大河川の低水路のように、天端を越える流れによって被災することが多い。被災は、軽微な護岸の前傾と裏込めの沈下から、河岸から離れて護岸が直立したり、倒壊・流失する壊滅的なものまで多様である。こうした被災状況からは、近年の「リフトアップ」の練張り・練積み護岸は、旧来の天然石や間知石の空・練積み護岸のように個々の要素が流体力に抵抗するのではなくて、あるまとまりで溢流する洪水外力に対抗するが、比較的容易に折損して大きな壁板として挙動していると判断される。このような被災は、直線的な区間に全面施工された護岸にもかなり見られ、それは最も基本的な護岸被災と考えられる。これまでそれを対象にした基礎実験から被災の特徴を指摘してきている^{1,2)}が、ここでは、緩勾配河岸斜面の実験を追加し、水利諸量を評価して考察を加える。

2. 護岸被災の基礎実験 実験には、河川堤防決壊実験装置³⁾を幅1.55m、長さ6.5m、深さ0.3mに仕切って用い、平均粒径0.88mmの淀川河川砂を、図1のように河床を水路底よりも5cm高く、Run W, Nで河積を変え、それぞれ河岸斜面の中心を一致させて敷均した。護岸模型を設置した偶数NoのRunでは、厚さ0.27mm、幅453mm、所定法長のガ-Tソ板を先端が水路底に達するまで河岸斜面に沿わせて注意深く挿入した。通水は、図1及び表に示した設定条件で、1回目は水位が河岸の頂部よりも1~2cm高く（高水位通水）、2回目は1~2cm低く（低水位通水）なるように、下流端堰を調節して行った。通水中に計量堰と流下方向4点の水位を容量式波高計で、初期と各通水後の河床高を触針式砂面計で測定した。同表には、水面の波立ちによる水位の測定精度を考慮して直線回帰した水面形と、測定河床形状及び実測流量から求めた水利量の流下方向平均値も示す。

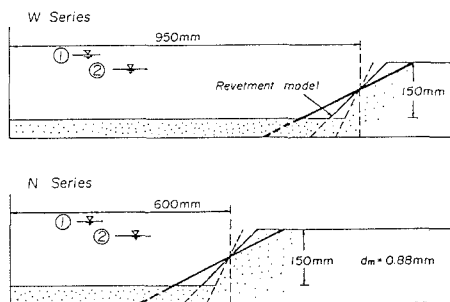


図1 実験断面と護岸模型設置の模式図

表 実験条件と水利量の流下方向平均値

3. 実験の結果と考察 高水位通水の流速は、表のように、W, Nシリーズでそれぞれ25~30cm/s, 約35cm/sで、水路幅による差異は5 cm/s程度である。水深・砂粒径比から流速係数を15~16とすると摩擦速度は2cm/s前後となり、大半が移動限界値 $u_*c = 2.19\text{cm/s}$ 以下で、河床に砂移動のない観察結果と一致する。砂粒の移動し易い河岸は、護岸の無いRun W1, 3では静止摩擦角に近い32~35°の、Run N1, 3では水中安息角にほぼ等しい23~27°の角度へと変形したが、2割勾配のRun W5, N5の横断形状はほとんど変化していない。低水位通水では、実験条件に応じて流速範囲がかなり広がり、Run Wで45~50cm/s, Run Nで60~75cm/s となって、流速に応じた侵食・流送が生じた。

一方、護岸実験のRun W2では、高水位、低水位通水とも、背後の河岸がやや沈下して護岸の上端が僅かに起き上がったのみであり、Run W4では、高水位通水による護岸の起立傾向が明確

Run	河岸 勾配	護岸 模型	水位 H (cm)	流量 Q (l/s)	水面 勾配 I (%)	水面 幅 B (cm)	平均 水深 R (cm)	径深 R (cm)	平均 流速 U (cm/s)	摩擦 速度 u_* (cm/s)	摩擦 速度 係数 U/u_*	泥沙の 移動 係数 n
W1-1	1割	無	21.02	45.72	1.213	128.6	11.32	9.86	31.44	1.013	3.12	0.0216
-2			16.52	44.04	3.465	103.6	9.23	8.21	46.24	2.638	4.57	0.0211
W2-1	1割	有	21.40	46.48	2.541	130.0	11.55	8.81	31.03	2.359	4.51	0.0311
-2			18.29	48.24	2.681	100.6	10.92	8.02	44.06	1.966	3.90	0.0187
W3-1	5分	無	24.02	48.67	1.171	130.0	14.23	12.16	26.31	1.130	3.67	0.0314
-2			16.34	47.10	2.634	103.1	9.07	8.09	50.53	1.875	3.83	0.0161
W4-1	5分	有	24.64	49.58	0.374	130.0	15.41	10.50	24.77	0.376	1.94	0.0172
-2			16.61	49.15	2.236	98.9	10.08	6.96	49.44	1.616	3.12	0.0129
W5-1	2割	無	24.89	52.03	-0.417	150.0	13.59	11.79	25.52	0.000	0.00	0.0000
-2			16.42	48.40	2.900	98.5	9.83	8.61	50.18	1.233	2.66	0.0111
W6-1	2割	有	24.71	52.61	0.035	150.0	13.46	11.58	26.05	0.020	0.39	0.0034
-2			16.47	46.33	1.930	95.6	10.08	8.82	48.17	0.662	1.82	0.0082
N1-1	1割	無	24.64	53.36	1.566	131.9	10.95	9.32	36.95	1.640	3.85	0.0224
-2			19.05	52.18	3.279	91.2	9.08	7.81	63.34	1.586	3.15	0.0106
N2-1	1割	有	25.71	56.31	2.720	141.7	11.11	7.75	35.85	2.755	4.56	0.0266
-2			20.59	55.81	5.160	91.1	9.84	6.39	62.98	4.107	4.65	0.0151
N3-1	5分	無	24.86	53.17	1.188	129.7	11.13	9.44	36.83	1.096	3.15	0.0185
-2			19.19	55.10	5.261	90.9	8.80	7.61	69.52	2.152	3.85	0.0116
N4-1	5分	有	25.08	54.10	0.943	125.8	11.84	8.00	36.58	0.932	2.67	0.0153
-2			19.89	54.60	4.568	80.3	10.67	6.87	64.18	3.035	4.40	0.0143
N5-1	2割	無	25.24	49.30	-0.500	150.0	11.49	9.96	28.61	0.012	0.13	0.0011
-2			17.92	46.33	5.410	97.5	8.79	7.63	64.09	3.027	3.93	0.0123
N6-1	2割	有	25.16	48.85	1.930	150.0	11.27	9.68	28.92	1.255	2.89	0.0212
-2			19.98	47.09	16.648	115.6	9.17	7.90	50.07	5.610	5.12	0.0229
N6-2	2割	有	15.66	52.51	8.450	88.5	7.88	6.71	75.87	5.372	4.76	0.0123

になり、低水位通水開始直後には、上流のトコが鉛直からややカーブ状に立ち上がった。Run N2では高水位通水によって護岸は僅かに起き上がり、各ブロック間にずれが生じて裏込めが流失した。低水位通水ではその間隙が拡大して護岸が押し流され、倒壊・流失区間が上流に伝播した。Run N4の場合、高水位通水時の護岸の起立傾向と河岸上部の沈下が最も著しく、低水位通水時には、河岸沈下部に流れが到達するとその位置の護岸が前傾し、速やかに直立したが、その後流失せず同じ状態が維持された。緩河岸勾配のRun W6, N6では、高水位通水では形状には全く変化は見られなかった。低水位通水では、流速の比較的低いRun W6でも、初期に護岸の上流側が僅かに上昇し、上昇とともに護岸は根入れ部上の砂とともに持ち上げられて大きく傾き、斜面に沿って滑るように流送された。また、Run N6では、一連の実験で最も激しい、ごく一部を除く全ての護岸の流失という状況を見た。下流端を堰上げず最大流速を与えたRun N6'では、中央区間の護岸が起き上がり河道部へ倒れ込んだが、Run N6ほどの多数の護岸流失は起こらなかった。

4. 護岸被災に関する考察 以上のように、同範囲の流速では斜面勾配に応じて、同一勾配では流速に対応して護岸の挙動は大きく変化しているの、それを流速と法勾配に着目して示すと図2のようになる。低流速の高水位通水時での護岸の起立限界が、法勾配1割と2割の間にあり、水没する護岸では勾配を緩くすることで安全性が高められる。しかし、低水位通水時には、逆に2割勾配で護岸が流失しており、緩勾配護岸が常に安全と

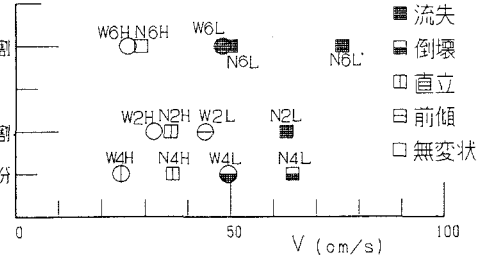


図2 護岸被災と流速・法勾配の関係

はいえない可能性が指摘される。さらに高い流速による護岸流失も、5分勾配では生ぜず、1割勾配よりも2割勾配の場合の方が著しかった。これは、護岸の挙動が流体力の作用する流水中の面積率に大きく影響されていることを示唆している。また、河岸が水を含んだだけで前傾し、裏込めが沈下した1割や5分勾配の護岸の状況は、実際の前傾した護岸被災と酷似しており、実験で被災機構が再現されたと思われる。このような流速の大きい水没時の護岸の安定について以下に簡単に考察する。図に示すように、護岸には、自重 W 、背後の裏込めの主動土圧 P_{1a} 、及び根入れ部の受働土圧 P_{2p} が作用する。実験の滑らかな護岸と土砂との間の摩擦は無視でき、両土圧は護岸に直角に作用する。受働土圧は一般に大きく、根入れ部の先端は動き難いので、そこを中心としてモーメントの釣合を考えると、護岸が前方に傾かないためには、

$$W_n L/2 \geq P_{1a} L/3 - P_{2p} l/3 \quad (1)$$

ここに、 L は護岸全法長、 l は根入れ部法長、 W_n は自重の法線方向成分で $W_n = W \cos \alpha_2$ 。この場合、土圧は図3中の記号を用いて下式で表される⁴⁾。

$$P_{1a} = K_{1a} \gamma H_b^2/2, \quad K_{1a} = \sin^2(\alpha_1 + \phi) / \sin^3 \alpha_1 (1 + \sin \phi / \sin \alpha_1)^2 \quad (2)$$

$$P_{2p} = K_{2p} \gamma h_b^2/2, \quad K_{2p} = \sin^2(\alpha_2 + \phi) / \sin^3 \alpha_2 (1 - \sin \phi / \sin \alpha_2)^2 \quad (3)$$

ここに、 ϕ は実験砂の内部摩擦角、 γ は水中単位体積重量である。緩い締め固めを考慮して $\phi = 30^\circ$ 、 $\gamma = 1 \text{ g/cm}^3$ を仮定し、Run 4について試算すると、 $K_{1a} = 0.174$ 、 $P_{1a} = 34.9 \text{ g/cm}$ 、 $K_{2p} = 7.17$ 、 $P_{2p} = 89.7 \text{ g/cm}$ となり、前傾開始時の W は、 $W = 18.6 \text{ g/cm}$ となる。このときの護岸は22.4cm長で5g/cm弱であるので、容易に前傾することになり、実験結果と一致する。Run 2について同様の検討を試みたが、 $K_{2p} = 30.8$ と根入れ部の受働土圧が非現実的な値となり、非常に安定な結果となった。これは、受働土圧式の適用限界外とも考えられ、今後護岸に働く流体力の具体的評価や自重・土圧の荷重分布等とともに検討する必要がある。

参考文献 1) 藤田・木下：京大防災研年報、32号B-2、1989。 2) 藤田・木下：第8回自然災害学会講演要旨集、1989。 3) Fujita・Tamura：J. Natur. Disas. Sci., Vol. 9, 1987。 4) 土質工学ハンドブック、1988。

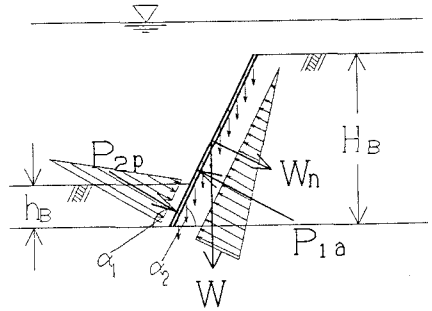


図3 護岸に作用する力の模式図