

論 說 報 告

第 24 卷 第 1 號 昭和 13 年 1 月

橋脚による河床洗掘に關する實驗的研究

會 員 石 原 藤 次 郎*

要 旨 本文は京大工学部中央實驗所に對する大阪府の委託研究の報告にして、著者が平野教授指導の下に昭和 9 年末より約 3 箇年にわたつて行つた實驗結果をまとめたものである。

先づ第 1 章に於て橋脚による河床洗掘問題の現状を述べ、第 2 章に於て河床の安定を論じて洗削作用に關する模型實驗の基礎に就て若干の考察を加へた。次いで第 3 章に於て橋脚形狀の河床洗掘に及ぼす影響に就て詳述したが、之は著者の實驗の主要項目であり、或程度實地に適用し得べき定性的諸資料を與へるものと考へられる。尙最後に附記として、著者が目下實驗の實施又は計畫中の諸項目に就て、二三の説明を略述して置いた。

目 次

	頁
1. 緒論	23
(1) 橋脚による河床洗掘問題の現状	23
(2) 河床洗掘の研究と相似律	24
(3) 本文の目的と内容	26
2. 河床の安定、特に掃流力と河床構成材料との關係	26
(4) 概説	26
(5) 底流速の衝力論による河床の安定	27
(6) 掃流力理論による河床の安定	29
(7) 水流の洗掘に關する模型實驗	32
3. 橋脚形狀の河床洗掘に及ぼす影響	34
(8) 概説	34
(9) 著者の實驗的研究の目的及方法	35
(10) 橋脚前頭部形狀の影響	40
(11) 橋脚後頭部形狀の影響	45
(12) 橋脚の長さの影響	46
(13) 2 円溝建橋脚	48
(14) 掃流時間の影響	51
(15) 結語	52
(16) 附言	52

1. 緒 論

(1) 橋脚による河床洗掘問題の現状

橋梁の上部構造に就ては、近來幾多の理論的及實驗的研究が完成されつゝあり、或程度の確信を以て明確な設計を行ひ得べく、顯著な進歩發達をみてゐる。然るに其の下部構造即ち橋脚及橋臺に至つては、上部構造の死命を制するものであり、多くは橋梁全工事費の半額近くも投ぜられるものなるに拘らず、之に關した著書及論文も少く、設

* 京都帝國大学助教授 工学士

計上の確實な根據をつかみ得ず、單に老練な技術家の判断に委ねられてゐる現状である。従つて此の下部構造に就ては今後の研究に俟つべきものが極めて多いが、この内でも比較的研究の進んでゐる構造学的並に加工法的方面¹⁾の事は暫く措き、我々を最も悩ましめる水工学的方面に就て概説すれば次の様である。

橋梁の多くは何れも河川と不可分の關係にあり、河川内に橋梁を架設する事は、河川の狀態を変化する事甚しく、橋梁の架設位置並に橋脚、橋臺の配置及形狀等に就ては慎重な考慮を要すべきは勿論である。架橋位置としては、河川の直線部分で幅員の餘り大ならざる箇所を適當とするが、餘りに狹隘なるは敢に避くべきである。橋脚の數及配置は上部構造に應じて或程度經濟的な設計を爲し得るが、一方治水及利水等水工学的な制限、拘束を受ける事が頗る多い。常に河川の流況其の他に應じて、径間割及桁下空間等を適當に定めて洪水流量を完全に疎通せしめると共に、流木等の河川流下物によつても危険を伴はない様にならなければならない。

次に橋脚築造に基く流水断面の狹小は橋脚前面に水位の上昇を來たして上流側に堰上背水を生ぜしめ、断面狭小部分を流下する際の流速の増大及水面高の著しい変動は、橋脚周囲の河床の安定を亂す事甚しく、茲に相當の洗掘及堆積を生じて橋脚の安定を害するものであるから、之等に對しても充分の考慮を拂ふ必要がある。而して橋脚前面の水位の上昇及洪水流量の疎通等に就ては、不完全ながら或程度の研究²⁾が行はれて居り、之等によつて實用上大体適當な假定の下に計算を行ふ事が出来る。所が橋脚周囲の洗掘作用に就ては、其の機構が頗る複雑であつて、理論的解決の困難なるは勿論、實地に就て觀測をなす事も仰々容易でない。従つて我々は自己の判断によつて然るべく對策を講じてゐるに過ぎず、合理的な根據に基く適確な断定を下し難いのは甚だ遺憾とする所である。耐久の橋梁にして洗掘の爲に倒壊をみた實例は、我國のみならず諸外國にてもかなり多く存在するのであつて、之等の多くは技術家の洗掘作用に對する判断の思はざる誤謬に基因するものと考へられる。

現在我々が此の洗掘に對する對策として一般に用ひてゐる諸方法³⁾を列擧すると次の様である。

1. 橋脚數を出来るだけ少くし、橋脚中心線を河川の流心に平行に置き、以て河川の流況をなるべく亂さない様に努める。之は洗掘對策としてのみならず、橋脚前面の水位上昇を軽減し洪水流量の疎通をはかる上に於ても極めて大切な事である。
2. 橋脚に對する流水抵抗を減じて橋脚前面の水位上昇並に橋脚周囲の洗掘をなるべく小ならしめる様な橋脚形狀を採用する。
3. 橋脚周囲に於ける洗掘の深さ並に橋脚の支持力を充分ならしめるに必要な深さ等を考慮して、橋脚の根入を適當に定める。
4. 橋脚周囲の河床が洗掘の爲に荒される事のない様に、周圍に石張又は捨石をするとか或は沈床、詰杭等を行つて、洗掘に對する防護法を講ずる。

以上の諸方法は互に密接な關係にあり、經濟的關係等を充分考慮に入れて、適宜之等を併用して橋脚の安全を期するわけである。併し乍ら此の場合参照すべき適當な資料は極めて少く、單に從來の經驗に基く不明確な判断を下し得るに過ぎない現状であるから、之等に就て組織的な研究を行ひ信頼すべき科学的な資料を得る事は、我々にとつて最も緊要な事と云はねばならない。

(2) 河床洗掘の研究と相似律

橋脚による河床洗掘の問題は今後の研究に俟つべきものが極めて多いが、機構頗る複雑な此の洗掘問題を數学的

¹⁾ K. Schaechter; "Pfeiler und Widerlager von Brücken." Berlin 1935, Wilh. Ernst & Sohn.

²⁾ 石原藤次郎; "水力学的に見た橋脚の問題, 特に其の洗掘對策に就いて," 土木學會關西支部土木工学研究会 (1937) にて講演。

³⁾ 鈴木清一; "橋脚周囲の洗掘作用について(一)". 道路の改良, 第 18 卷第 6 號, 1933, 頁 51.

理論を主とした流体力学の立場から論ずる事は殆ど不可能であり、たとへ或種の結論を得たとするもその結論は必ずしも実際に適合せず、それを必ず実験にかけて理論と實際との相違を確かめ、之に適切な補正を行つて實用的價值ある結論に導かねばならない。此の意味から従來の研究は専ら実験を主とする水理学の立場から行はれ來たつたのであるが、従來の水理学は流体力学との緊密な連結を缺き、正しい意味に於ける發達に見るべきものがなかつたから、この洗掘問題に對する研究結果を實地の場合に適用するに際して、充分な確信を持ち得ない現状である。

所が近年に至つて、Mises, Kármán 及 Eisner 等は一般的考察殊に相似法則の考察によつて、一般流体力学従つて粘性流体の理論が従來と異つた頗る信頼すべき方法で我々の工学的な水流の問題に適用される事を明かにした。一方従來の水理学上の諸公式に嚴密な再検討を加へて、事實とよく一致した結果を與へ且つ公式に於けるディメンションの統一をなす様に、種々の努力が行はれて來た。之等は、直接詳細に實際現象を觀察し、更に實物並に模型に就て組織的な研究を重ねる事と相俟つて、茲に正しい意味に於ける近代的水理学の發展を促すに至り、初めて理論と實際の融合一致が期待され、實用的價值ある結論を導きつゝあるのである。我々の洗掘問題の實驗的研究に於ても、以上述べた正しい意味の近代的水理学に其の根柢をもつ事が是非とも必要であつて、斯くして初めて實地の場合に確信を以て適用し得べき適確な資料が得られるわけである。

以上の近代的水理学に於て最も緊要なるは、相似法則の確立であるが、我々の場合必要な相似律は次の3つとされてゐる。即ち何も水は圧縮性がないものとし、各微小流体に働く惰力と重力のみを考へた時の Froude の相似律 (1870)、惰力と摩擦力のみを考へた時の Reynold の相似律 (1885) 及惰力と毛細管引力のみを考へた時の Weber の相似律 (1919) の3つであつて、之等相似律の確立と共に理論と實際との間に緊密な關聯を生じ、模型實驗の實用的價值を愈々大ならしめるに至つたのである。實物と模型との長さの比を $1:\alpha$ に縮小した際、同一流体を用ひ同一温度であると假定して、種々の物理量に對して

表-1. 各種相似律による縮小率

必要な縮小率を上各相似律によつて求めると、表-1⁴⁾ の様である。

所が實際問題としては、多くの場合各微小流体には各種の力が作用し、之等を同時に考慮した相似律を案出する事が不可能なるは、表-1 より明かな事實である。従つて普通は模型實驗を行はうとするものに応じて、惰力以外の最も重要な役割を演ずる他の1つの力を想定し、其の力に相當する相似律を採るのが最も賢明な策であるとされてゐた。例へば自由面をもつ開水路の水理現象にては、一般に惰力以

種 別	相 似 律		
	Froude	Reynold	Weber
長 度	$1:\alpha$	$1:\alpha$	$1:\alpha$
面積	$1:\alpha^2$	$1:\alpha^2$	$1:\alpha^2$
体積	$1:\alpha^3$	$1:\alpha^3$	$1:\alpha^3$
時間	$1:\alpha^{1/2}$	$1:\alpha^2$	$1:\alpha^{3/2}$
流速	$1:\alpha^{1/2}$	$1:\alpha^{-1}$	$1:\alpha^{-1/2}$
流量	$1:\alpha^{5/2}$	$1:\alpha$	$1:\alpha^{3/2}$
加速度	$1:\alpha^0$	$1:\alpha^{-3}$	$1:\alpha^{-2}$
仕事	$1:\alpha^4$	$1:\alpha$	$1:\alpha^2$
力	$1:\alpha^3$	$1:\alpha^0$	$1:\alpha$
応力	$1:\alpha$	$1:\alpha^{-2}$	$1:\alpha^{-1}$

外に最も重要な役割を演ずるのは重力であるから、Froude の相似律を採用すればよいわけであるが、實驗に際しては設備等の關係から径深の大なるものを許し難い場合多く、径深の小なる事が愈々水理現象に對する摩擦力の影響を大ならしめ、茲に Froude の相似律のみでは到底満足が出来ない事になる。之等に對し最近大坪氏⁵⁾ の發表された對策は、幾何学的相似にある2つの水路の相似の位置にある兩者の摩擦抵抗係数を等しくする事であるが、此の摩擦抵抗係数は水路の粗度、径深及 Reynold 數等により左右されるものであるから、兩係数が等しくなる事は

4) P. Neményi; "Wasserbauliche Strömungslehre." Leipzig 1933, S. 8.

5) 大坪喜久太郎; "水路模型實驗の相似律." 第3回工學會大會論文集, 1936.

先づ有り得ない。故に大坪氏は此の不備を補ふ爲に、兩者の係數の比を Froude の相似律に乗すべき事を提唱して居られる。

以上は主として固定河床の場合であるが、我々の河床洗掘に関する實驗にては、流速、流量等のみならず河床構成の土砂粒の性質に關係する事頗る多く、完全な相似律を成立せしめる事は仲々困難であつて、模型實驗の結果から實地の場合を推定せんとしても、到底精密を期し難いのである。従つて近來の研究は、嚴密な理論的相似律は暫く措き、専ら實用的價值ある近似的相似律の樹立に向つて努力が傾倒されつゝあり、最近に至つて Winkel, Krey, Eisner, Vogel 等により夫々然るべき對策が提唱され、漸くこの方面に曙光が認められんとしてゐる現狀である。

(3) 本文の目的と内容

橋脚による河床洗掘の問題は、前述の如く水理学殊に相似律の發展進歩と共に、最近に至つて水理学的立場から徐々に其の曙光を認められて來た有様である。従つて本問題に關する結論的な事は到底述べ得ないわけであるが、著者が先年來恩師平野教授の御懇篤な御指導の下に京都帝國大学工学部中央實驗所で實施中の實驗的研究の結果と、此の方面に於ける諸權威者の從來の研究に對する著者の見解を述べて、今後の研究の發展に資し度いと思ふ。

先づ 2. に於て河床の安定を論じて洗掘作用に關する模型實驗の基礎に就て若干の考察を加へ、更に 3. に於て著者の實驗の主要項目たる橋脚形狀の河床洗掘に及ぼす影響に就て詳述する。尙最後に附記として、橋脚配置の河床洗掘に及ぼす影響、河床洗掘の機構及防護法等に就て略述する積りであるが、之等は何れも著者が目下鋭意研究中のものにして、茲では從來の諸權威者の研究結果を述べ之に著者の若干の見解を添へる事にして置く。

現在相似律等の不充分の爲に理論と實驗の融合一致を缺く所頗る多く、實驗結果を實地の問題に適用して果して充分精密な結論を得るやを俟し難い點も尠くないが、之等に就ては今後の研究を俟つて或程度の結論の發表を期し度いと思ふ。

2. 河床の安定、特に掃流力と河床構成材料との關係

(4) 概 説

河床に於ける砂礫の運動、特に河床の安定を論ずるに際し、流体力学の立場から理論的な解決を望む事は現在の所殆ど不可能であつて、専ら實驗を主とする水理学的研究によつてゐるが、此の方法を大別して次の 2 つとする事が出来る⁰⁾。1. 底流速の衝力による方法、2. 掃流力理論による方法。一般に水と之に接する固体との間に相對速度がある時には、固体には相對速度の方向に動水圧が作用するが、その主なる原因を摩擦抵抗と形狀抵抗との 2 つとする事が出来る。摩擦抵抗は流體摩擦に基因し、流水に接する固体面の大きさ、其の粗度並に水の相對速度、粘性によつて變化すべきものであり、又形狀抵抗は固体の形狀に從つてその前後の兩端に生ずべき壓力差に基因し、固体の形狀、水の相對速度によつて變化すべきものである。今水の比重を w_0 、相對速度を v 、流れに直角な方向の固体投影面積を A とすれば、動水圧 P は一般に

$$P = \xi w_0 A \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (1)$$

として與へられる。茲に ξ は實驗係數にして、一般に Reynold 數 $R = \frac{vD}{\nu}$ の或函數である事を要する。但し l は固体の長さ又は厚さ、幅を表し、 ν は水の動粘性係數である。特に摩擦抵抗が主なる時は ξ は R の函數でなければならぬが、形狀抵抗が主なる時は ξ は相似形なる總ての大きさの物体及總ての種類の流體に對し凡そ或一定値を與へるものである。

⁰⁾ 鶴見一之；“砂礫の運動。”土木學會誌，第 15 卷第 2 號，頁 139~136. (1929).

河床に静止せる砂礫に對しては、相對速度は之に接する水の流速に等しく、砂礫に作用する動水圧がその抵抗より大なる時は、砂礫は運動を始めて移動し、茲に河床の洗掘が惹起される。砂礫の抵抗力は滑動と転動によつて異なるも、多くは抵抗の少い運動をなすものであつて、普通扁平又は方形の粒は滑動し、球狀又は円錐狀のものは転動する。以上は底流速の衝力による方法の一般的考察であつて、河床安定の限度に於ける砂礫径は一般に $d=f_1(v)$ として表される。茲に v は砂礫に作用する流れの速度である。此の説は Newton の動水圧論より出發し、Brahms, Airy, Law 等の研究を経て今日に至つてゐる。

次に掃流力理論は du Buat により提唱せられ、du Boys が Rhone 河に於ける観測に基いて確立したものであり、その理論的説明に就ては Kreuter, de Thierry 等の發表を見てゐるが、尙検討の餘地が残されてゐる様である。併し乍ら、その要點は等速定流の場合水の重量の流れの方向の分力と河床面の摩擦抵抗とが釣合を保ち、その抵抗力は河床面に作用する掃流力に等しいとするのであつて、單位面積に作用する掃流力 $F(\text{kg/m}^2)$ は次式で與へられる。

$$F = w_0 H I \dots\dots\dots (2)$$

但し H : 水深 (m), I : 水面勾配=底勾配, w_0 : 單位体積の水の重量 (kg/m^3)

而して河床は掃流力 F の増加と共に次第に其の安定を失ひ、河床安定の限度に於ける掃流力即ち限界掃流力 F_0 は一定河床構成材料に對しては一定であると云ふのが、掃流力理論による一般的考察であつて、河床安定の限度に於ける砂礫径は一般に $d=f_2(F_0)=f_2(H, I)$ として表される。

以上 2 つの方法を比するに、前者は流速 v を、後者は勾配 I と水深 H とを、水流に對する基本的特性として採用したものであり、兩者の優劣に就ては從來多くの學者によつて論ぜられて來たものである。併し乍ら H 及 I は測定するに便利な値であり、底流速或は平均流速の測定より容易で而も正確である事は、實用的見地から見て掃流力理論の極めて有利とする所である。又掃流力理論は等速定流ならざる場合にも小區域をとつて考へると之を利用して差支へなく、又河床が平面ならざる場合にもその勾配が水平に近い時は差支へなしとされてゐる。

尙上の 2 方法は我々が問題の解決をはかる爲に水理学的に案出したものに過ぎないのであつて、兩者の間には何等本質的な差異を有するわけではなく、互に緊密な關聯をもつてゐるのである。理論的に云へば、掃流力は河床面に於ける剪断力即ち $\tau_w = -\mu \left. \frac{dv}{dy} \right|_{y=0}$ と考へるべきもので、河床面に接した境界層内に於ける流速の分布によつて定まるものであるから、當然 Reynold 數及河床面の粗度に影響される。一方河床にある砂礫の受ける動水圧は主として境界層内の流速の大きさ及其の分布に支配さるべく、掃流力と極めて密接な關係にある事が察知される。従つて之等の關係に就き嚴密な検討をなす事⁷⁾が、上述の水理学的な 2 方法をお互に融合一致せしめて其の根柢を確立し、砂礫の運動機構を明かにする上に於て、頗る緊要であるが、今尙充分な結論に到達し得ない様である。この意味から、砂礫運動に關する實驗を行ひ其の結果を實地に適用せんとする場合に、充分な確信を以て正確を期する事が相當困難であるのは、蓋し已むを得ない次第である。

(5) 底流速の衝力論による河床の安定

1. 概説 河床にある砂礫は底流速 v によつて (1) 式に相當する動水圧を受くべく、砂礫の抵抗がこの動水圧より小なる場合に、始めて砂礫の移動が起り茲に河床の洗掘が惹起される。此の河床安定の限度に於ける砂礫平均径 d と底流速 v との關係に就ての從來の公式は、一般に唯 1 個の砂礫が固体面上に置かれた假想的の場合を考

⁷⁾ F. Eisner und L. Schiller; "Strömungslehre der Rohre und Offenen Gerinne." Leipzig 1932, S. 420~428.

察し、数学的に導かれたものであつて、次の様に總括する事が出来る⁹⁾。

$$d = kv^2, \quad k = \frac{1}{10} \sim \frac{1}{15} \dots \dots \dots (3)$$

茲に係数 k は砂礫の形状、位置によつて異なるは勿論、河床面近くの流速分布従つて Reynold 數、河床面の粗度等とも密接な關係をもち、到底一概には定められないものである。

Brahms (1753) は平均径 d の代りに砂礫の水中に於ける重量 W_1 を用ひて、滑動の條件を $v_b = f_1 W_1^{1/2}$ としてゐる。此の式は Airy (1834) によつて支持され、更に Law (1835) は滑動のみならず転動の際にも用ひ得るものとしてゐる。尙 Sternberg (1875) は砂礫を相似迴転体と看做し其の平均径を $2a$ とし、 $v_c = \zeta_1 \sqrt{2a}$ なる式を與へてゐる。

所が實際の河床の如く 1 砂礫の周圍が略同様の砂礫で圍まれる場合は、實際流速に接觸する部分は固体の高さの半分以上の部分であるから、之等に応じ (3) 式の係数を相當小さくしなければならない。又河床面近くの流速は下方に激減するを以て、底流速 v_b を如何に定めるかは最も困難であり、固体の大きさその他色々の事情により充分の考慮が必要である。従つて以上の理論値では到底實地に適用すべき充分な結果を得られず、是非とも詳細な實驗が必要となつてくる。之に對し、du Buat (1816), Suchier (1883), Franzius (1890), Schaffernak (1922) 等の實驗があるが、最後のものに就て簡単に紹介する。

表-2.

粒 径 d cm =	0.5	1.0	2.0	4.0	6.0
粒の動き始める v_b m/sec (v_0)	0.35	0.75	1.30	1.70	1.80
運動を続け得る " (v_1)	0.28	0.5	0.85	1.15	1.26
運動を停止する " (v_2)	0.20	0.40	0.62	0.87	0.98

大体に於て $v_0 \times 2v_2, v_0 \times 1.5v_1, v_2 \times 3/4v_1$

尙底流速と平均流速との關係を求め、更に平均流速を Chézy 公式等で表す事によつて、上の方法と後に述べる掃流力理論との關係を或程度水理学的に吟味する事が出来る。

2. Schaffernak の實驗⁹⁾ 小實驗樋

に略一様な径の砂礫を敷き、底流速 v_b と粒平均径 d との關係を實驗した結果は表-2 の様である。

3. Welikanoff の實驗式¹⁰⁾ 砂粒に働く動水圧が速度の 2 乗に比例すると云ふ根本問題が、果して微粒子に對しても成立するか否かと疑問である。更に河床面に接する境界層内の流速は河床面に近づくに従ひ急減する、而も大きい粒子の動かされる様な速度ではこの境界層の厚さも頗る小なるべく、境界層外の流速に支配される事が甚だ多いが、微粒子の場合は丁度之と反對であるから、底流速のとり方を粒子の大きさにより然るべく変更すべきである。斯くして粒子の大きさに従ひその運動機構に相當の差異があるべく、河床面近くの流速分布を理論的に決定出来れば、或程度の理論的解決が可能の様であるが、今日の處では殆ど望みがない状態であつて、精密な實驗に俟つ外はないのである。

Welikanoff は以上の見解の下に、幅 50 cm, 高さ 25 cm, 長さ 9.0 m の實驗樋に於て、粒径 $d = 0.01 \sim 5.0$ mm の砂を篩分けて行つた實驗に基づき、砂粒径 d (mm) と平均流速 v (mm/sec) との關係に對し次の實驗式を與へてゐる。

⁹⁾ 物部長總; "水理学." 1933, 頁 243~244.

⁹⁾ F. Schaffernak; "Neue Grundlagen für die Berechnung der Geschiebeführung in Flussläufen." Leipzig-Wien. 1922.

¹⁰⁾ M. Welikanoff; "Eine Untersuchung über erodierende Stromgeschwindigkeiten." Wasserkraft u Wasserwirtschaft, 1932. S. 196~199.

$$v^2/g = \alpha d + \beta \dots\dots\dots(4)$$

但し g : 重力加速度 (mm/sec²), α, β : 實驗係數

砂層が總体的な動きを始める時	$d \leq 0.5$ mm,	$\alpha = 0.65$	$\beta = 11.6$
	$0.5 < d < 5.0$ mm,	14.0	5.8
個々の砂粒が動き始める時	$0.01 < d < 5.0$ mm,	7.3	3.0

従つて砂粒径が 2~3 mm 以上になると、 β を無視して $v^2/g = 14d$ とするを得べく、 d が平均流速従つて大体底流速の 2 乗に比例すると云ふ従來の説が成立する事になる。

尙續いて $d = 0.01 \sim 1.00$ mm の場合に就き、水深 H を変化して實驗した結果によると、(4) 式の β は H と共に増加し、

$$\beta = 0.051 H + 5.7 \dots\dots\dots(4_1)$$

但し 水深 $H = 25 \sim 150$ mm,

なる關係を得た。之は境界層の厚さが水深によつて変化し、而も微粒子は此の境界層内の流速に著しく支配される事を證明するものである。斯くして Welikanoff は従來の不明確な見解を或程度實驗的に明かにし、この問題に對し一進歩を來たしたわけである。

(6) 掃流力理論による河床の安定

1. 一般考察 河床の安定の限度に於ける掃流力即ち限界掃流力 F_0 に關する在來の研究によれば、次の事が結論される。即ち普通勾配 (1/400~1/800) の開水路にては、河床構成材料が一定である場合、一定の限界掃流力を有し、河床の安定はこの掃流力によつて判定すべきもので、水深又は勾配の何れかのみで論ぜらるべきものでない。Kreuter¹¹⁾ は實際河川にて詳しく調査した結果始めてこの事實を發見し、更に Schaffernak¹²⁾, Gilbert¹³⁾, Schoklitsch¹⁴⁾ 及 Kramer¹⁵⁾ 等はこの事實を實驗的に證明してゐる。従つてこの限界掃流力は河床構成材料の性質によつて定められるわけであるが、單に河床の砂粒平均径とか、又はその大きさを示す他の數値のみでは到底算定さるべきものでない。Gilbert, Kramer 等の實驗にみる如く、砂粒の大きさ及其分布、砂粒形、砂層の稠密さ並に比重等の函數として、この限界掃流力を表すべきものである。この内砂粒の大きさ及其分布は適當に採集した試料の篩分け試験をすれば求められるし、砂粒形は綿密な測定で求めてもよいが石英粒からなる普通の河砂に對しては先づ一定とみてよく、又砂層の稠密さはその空隙率によつて測定する事が出来る。故に限界掃流力は理論上結局次の如く函數的に表し得るわけである。

$$F_0 = f(d)(\lambda)(w - w_0) \dots\dots\dots(5)$$

茲に d : 砂粒徑, λ : 空隙率, w : 砂の比重, w_0 : 水の比重

併し乍らこの函數形及諸常數を理論的に導く事は容易でなく殆ど不可能と云つてもよい。之等に對し従來の諸實驗公式を列挙すると次の様である。

11) F. Kreuter; "Beitrag zur Theorie der Geschiebeführung." Z. f. Gewässerkunde, 1898.
 12) F. Schaffernak; "Die Ausbildung von Gleichgewichtsprofilen in geraden Flußstrecken mit Geschiebebett." Vienna 1916.
 13) G. K. Gilbert; "The Transportation of Débris by Running Water." Professional Paper No. 86, U. S. Geological Survey, 1914.
 14) A. Schoklitsch; "Über Schleppkraft und Geschiebebewegung." Leipzig u. Berlin 1914.
 15) H. Kramer; "Sand Mixture and Sand Movement in Fluvial Models." Proc. Am. Soc. C. E., 1934, p. 443~483.

2. du Boys の計算法¹⁶⁾ 安定状態にある河床の砂礫の如く、互に相交錯して個々の運動を許さない場合の河床の安定は、河床単位面積に作用する掃流力に對し一致行動をなす砂礫層の厚さにて定まると云ふ見解から出發するのである。今等速定流をなすものとすれば、単位面積に作用する掃流力は $F = w_0 HI$ であり、厚さ d の砂礫層の摩擦抵抗は $R = f(w - w_0)(1 - \lambda)1 \cdot d$ である、但し λ は空隙率、 f は摩擦係数とする。河床安定の限度に於ては、 F は F_0 となり $F_0 = R$ である筈であるから、

$$d = \frac{w_0 HI}{f(w - w_0)(1 - \lambda)} = \mu HI \dots\dots\dots (6)$$

但し d, H は同一單位とし、 $\mu = 1.5 \sim 2.0$

尙 du Boys は實際の粒徑 d_0 が (6) 式の與へる d より小なる場合は、總厚 d に等しい n 層の砂礫層が同時に運動を始めると考へ、次式を與へてゐる。

$$F_0 = w_0 HI = f(w - w_0)(1 - \lambda)nd_0 \dots\dots\dots (6_1)$$

砂礫が層をなして一致行動をすると云ふ上の見解は、實地に於ける觀測と頗る矛盾するものであり¹⁷⁾、又砂礫の形、大きさ及其分布等に就ても考察を缺く點多く、實地に適用して信頼出来るかは頗る疑はしいのであるが、掃流力理論の初期に於ける 1 計算法として注目すべきものである。

3. Schoklitsch の實驗式¹⁴⁾ 水深 8 cm 迄の實驗に過ぎないが、同じ大きさの砂礫より成る河床上の 1 砂礫が丁度動き始める際の掃流力を限界掃流力 F_0 とし、次式を與へた。

$$F_0 = \sqrt{0.335w(w - w_0)\eta V} = \sqrt{0.201w(w - w_0)\eta(2a)^2}, \text{ m-sec 單位} \dots\dots\dots (7)$$

茲に V : 砂礫體積 (m^3), $2a$: 砂礫平均徑 (m), η : 形狀係數,
 η の値は 球, 1; 砂, 1.15~1.35; 岩滓, 3.1; 片岩の薄片, 4.4

若し體積 V_0 なる砂礫からなる河床上に V なる砂礫のある時は、

$$F_0 = \sqrt{0.385w(w - w_0)\eta V / [1 + \sqrt{10.5(V/V_0 - 1)}]} \dots\dots\dots (7_1)$$

(7), (7_1) 式は 1 砂礫の動き始める際の掃流力を F_0 と定義して居り、實際河床の如く種々の粒徑の砂礫が互に交錯して存在する際には適用し難いものであるが、掃流力理論に對する實驗的證明として意義深いものである。

4. Krey の實驗式¹⁷⁾ 河床砂礫が總体的な移動を始め個々の運動粒數を數へきれなくなつた時の掃流力を F_0 と考へ、この場合個々の砂礫に働く摩擦抵抗 $R = f(w - w_0)\pi d^2/6$ と掃流力 $F_0\pi d^2/4 = w_0 HI\pi d^2/4$ が等しいものとして、次の實驗式を與へた、茲に砂礫は粒徑 d なる球狀のものとする。

$$d = \xi \frac{w_0}{w - w_0} HI, \text{ 但し } \xi = \frac{3}{2f} \dots\dots\dots (8)$$

係數 ξ に就ては、Krey は歐洲大戰前に行はれた多數の實驗を參照し大体 13 とすればよいとし、(8) 式を簡單に

$$d = 13 \frac{w_0}{w - w_0} HI \dots\dots\dots (8_1)$$

若し $w = 2.6 \sim 2.7$ すると $d \approx 8HI$, 但し H, d は同一單位、

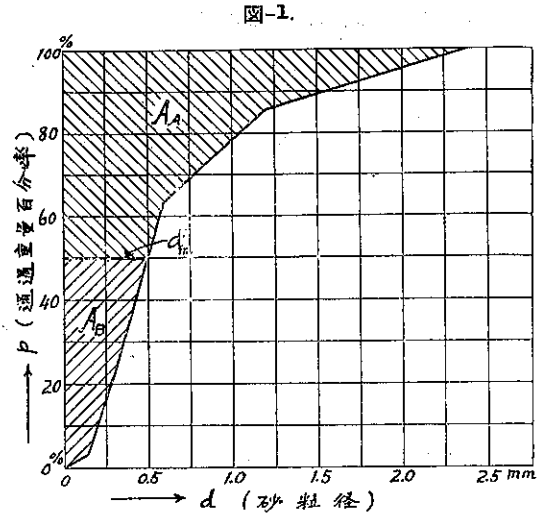
とした。尙粒徑の異なる砂礫からなる河床に對しては、充分な對策が提唱されてゐないが、砂礫の粒徑 d (mm) を横距、 d より大きさの小なる砂礫の重量百分率 p を縦距として、砂の篩分試驗の結果を圖-1 の如く圖示し、之より次式によつて求めた平均粒徑 d_m 及 d_m' の平均値を以て、(8), (8_1) 式の d の値としてゐる様である。

¹⁶⁾ P. du Boys; "Lo Rhone et les Rivières à Lit Affouillab'e." Ann. d. Ponts et Chaussées, 1879.
¹⁷⁾ H. D. Krey; "Modelversuche für einem Fluss mit starker Geschiebcbewegung ohne erkennbare Bankverwan'derung." Berlin 1935, S. 15~18.

$$\left. \begin{aligned}
 A_A &= \sum_{p=50}^{100} d \Delta p, \quad A_B = \sum_{p=0}^{50} d \Delta p, \\
 A &= A_A + A_B = \sum_{p=0}^{100} d \Delta p, \quad P = \sum_{p=0}^{100} \Delta p, \\
 d_m &= A/P, \quad d_m' = (p=50\% \text{に相当する粒径})
 \end{aligned} \right\} \dots (9)$$

以上 Krey の実験式はその係数並に砂礫径の均一ならざる場合に就て、今後の精密な実験に俟つべきものが多いが、実用上頗る便利なものであつて、この方面に對する最近の研究に對し或程度の指針を提供した感がある。

5. Kramer の実験式¹⁵⁾ Kramer は長さ 14 m, 幅 80.7 cm, 深さ 30 cm の矩形実験槽にて種々の粒径の砂を配合した河床を用ひて詳細なる実験を行ひ、(1) に述べた一般的考察の正しい事を實驗的に證明し、自己の實驗結果及從來の歐米の諸權威の實驗を資料として、理論式 (5) 式に相當した實驗式を導いた。その爲に Kramer は、コンクリート骨材の性質を定める爲に嘗つて Hummel¹⁶⁾ が用ひた方法を適用し、(9) 式にて求められる平均径 $d_m = A/P$ 及均等係數 $M = A_B/A_A$ を用ひる事によつて、砂粒の大きさ及其分布並に空隙率に對する關係を表し得るものと考へたのであつて、式の形は次の様である。



$$F_0 = \frac{100}{6} \frac{d_m(w-w_0)}{M} \dots \dots \dots (10)$$

但し F_0 : 限界掃流力 (gr/m^2) = $10^6 H^3$, H : 水深 (m),

I : 水面勾配 = 河床勾配, d_m : 平均径 (mm), M : 均等係數,

此の實驗にては河床勾配を一定に保ち等速定流をなす様にし乍ら次第に流量を増大し、河床砂粒が局部的でなく總體的な移動を始め、河床形状に変化を生じて僅かの砂漣の發生を見た時を以て、河床安定の限界とし、この際の水深及勾配から F_0 の値を計算したのである。

最近 Indri¹⁷⁾ は各種の砂に就て詳細の實驗をなし、M. Peter 及 Gilbert の實驗結果をも参照し、(10) 式を次の如く改めてある。

$$\left. \begin{aligned}
 d_m < 1 \text{ mm}, \quad F_0 &= 13.3 d_m \frac{w-w_0}{M} + 12.16 \\
 d_m > 1 \text{ mm}, \quad F_0 &= 54.85 d_m \frac{w-w_0}{M} - 73.48
 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (11)$$

上の (10), (11) 式はメイトンシヨンの的に正しく、考慮すべき總ての要素を包含し、河川の模型に用ひられる普通の砂に對して適用する事が出来る。更に公式に含まれる個々の要素が確實に而も容易に測定され、公式の形が頗る簡單である。之等の事實によつて、上の兩式はその係數の決定に就て今後の精細な實驗に俟つものがあるとは云へ、在來の諸公式に比し實用的見地から頗る價值多く信頼するに足るものと斷言して差支へないものである。

¹⁵⁾ A. Hummel; "Die Auswertung von Siebanalysen und der Abram'sche Feinheitssmodul." Zement Nr. 15, 1930.

¹⁷⁾ E. Indri; "Nuove ricerche sulla forya di trascinalento delle correnti liquide." L'energia ellectrica, 1936, p. 185~194.

(7) 水流の洗掘に関する模型實驗

砂礫よりなる河床の洗掘作用の實驗に關しては、前述の如く流速流量のみならず、洗掘される砂礫の性質に重大な關係があるから、到底充分な相似律を成立せしめる事が出来ない。従つて模型實驗の結果から實際の場合を正しく定量的に推定する事の困難なるは勿論であるが、定性的にしても實際の場合を推定するには、模型河床を構成する砂礫を適當に選擇し、實物及模型の相對應する流況で丁度洗掘が共に始まる様にしなければならない。この爲に模型の砂礫を長さの縮尺と同じ割合に縮少する事は實際上至難であるし、よし出来てもかゝる微粒のものをを用ひると其の凝聚力が異なり洗掘機構が變つてしまひ充分な比較が出来なくなる。之に對し普通用ひる方法は、

模 型	長さ l'	幅 B'	水深、落差 H'	勾配 I'	流速 v'	流量 Q'	流速係數 C'	限界掃流力 F'_0	砂粒徑 d'
實 物	$l = m l'$	$B = m B'$	$H = n H'$	$I = \frac{n}{m} I'$	v	Q	C	F_0	$d = e d'$

とする時、 $m > e$ として砂粒縮少の割合を軽減すると同時に、 $m > n$ として水深縮少の割合をも軽減して勾配を實物よりも大ならしめ、以て砂粒洗掘状況を相似ならしめるのである。此の場合一般に m は實驗設備の可能な範囲内で出来るだけ小さく定め、 e は實驗に適當な砂を用ひる事によつて定まるから、河床の安定に對して求めた (3) ~ (11) 式を用ひ n の値を定めればよいが、普通は掃流力理論によるものが用ひられる。

今 Krey の實驗式⁽⁷⁾ (8) 式に於て、 ξ, v を實物及模型にて等しいとすれば(共に水を用ひるから w_0 は一定)、

$$d/d' = (HI)/(I'P), \therefore e = n^2/m \dots \dots \dots (12)$$

となり、 m, e を與へると容易に n が求められる。併し乍ら實際河川の流況は一般に渦流であり、而も射流をなさず常流状態を保持するから、之等に相當した流況が模型に於ても得られなければならない。この意味から、模型の勾配、砂粒徑、流速の間に成立すべき關係として、Krey は次式を擧げてゐる。

$$d'/(8EF) < F < g/C^2, v' < \sqrt{gII'} \dots \dots \dots (13)$$

故に模型縮尺の決定に際しては、(13) 式の範囲内におさまる様にして、(12) 式を満足する e, m, n を定めればよい。

Vogel⁽²⁰⁾ は模型縮尺の決定に對し、實用的見地から次の順序によるべきものとしてゐる。

- 1) 模型の水深が測定出来る程度で而も常流状態の渦流を呈する範囲内で、なるべく縮尺の歪即ち m, n の差異を少くする様にして、 m, n の値を充分大きく決定する。この爲には模型にて $0.020/II' < v' < \sqrt{gII'}$ (但し ft-sec 單位) となる様にしなければならない。
- 2) 研究せんとする實際河川の河床材料をそのままもつて來て、實驗的に限界掃流力 F_0 を求める。若し之が不可能ならば、信頼し得べき實驗式例へば (10) 式より F_0 を求める。
- 3) 實際河川の勾配及 2) で求めた F_0 を用ひ、實際河川にて洗掘を始むべき水深を定める。
- 4) 模型に使用すべき河床材料に就き、2) の方法で限界掃流力 F'_0 を定める。
- 5) 深さの縮尺と 3) の結果から模型にて洗掘を始むべき水深が求められ、之と 4) の結果から模型にて必要な勾配 I' がわかる。
- 6) 模型を傾斜せしめて、5) にて得た勾配 I' をもたしめる。従つて勾配の縮尺 $i = I/I'$ は先に定めて置いた m, n から定まるべき値 n/m と異なるわけである。

以上は洗掘作用に關する模型實驗を行ふ際の縮尺、即ち m, n, e (Vogel の方法では i を含む) の決定法を略述したものであるが、模型の水理現象を實物と相似ならしめるには、之等の縮尺に応じて流量、流速、時間、洗掘

²⁰⁾ H. D. Vogel; "Practical River Laboratory Hydraulics." Proceedings Am. Soc. C. E., 1932, p. 1413~1439.

土砂量等の如き水理量の縮尺を適當に定めなければならない。之等を理論上嚴密に決定する事は到底不可能であるが、實用上の對策に就て極簡単に述べて置く。^{21), 17), 20)}

一般に固定河床の開水路に於ける水理現象の實驗で径深の大なるものを用ひ得る時は、主として重力の作用に支配されるものと考えられるから、Froude の相似律を以て上の諸水理量の縮尺を定めればよい。所が水路壁の摩擦力が著しい影響を與へる水理現象では、實驗設備の關係上一般に径深の大なるものを用ひ難い理由と相俟つて、Froude の相似律のみならず Reynold の相似律をも考へなければならない。之等を兩立せしめる事は到底不可能であるから、その對策として實物と模型の摩擦係数を等しからしめる事が理論上最も簡単な方法であるが、模型縮尺度による摩擦係數の変化が未だ充分研究されず、實用上の不便が多い。従つて現在の水理實驗では、平均流速公式を用ひて簡単に水理量の縮尺を定める様にして居るのであつて、1 例として Vogel^{21), 21)} が Manning 公式を用ひて導いた流量の縮尺は次の様である。

$$Q/Q' = mn^{5/3}i^{1/2}, \quad i = n/m \text{ とすると } Q/Q' = m^{1/2}n^{13/6} \dots\dots\dots (14)$$

この公式の誘導に際し、Vogel は Manning 公式に於ける粗度係數が、セメントモルタル製の小縮尺模型 ($m < 1/1000$) 及河床が砂から出來た中縮尺模型 ($1/1000 < m < 1/500$) と實際河川とで略相等しいと云ふ實驗的事實を採用してゐるのであつて、實用上極めて注目すべき新提唱である。

次に河床洗掘を伴ふ場合、重力が主なる作用力なる時は、固定河床と同様 Froude の相似律を用ひてよいか、我々の實際河川に於ける河床洗掘に對しては河床面の摩擦力が著しい影響を與へる。従つて前と同様平均流速公式を用ひて水理量の縮尺を定める方法が一般に採用されてゐるのであつて、1 例として大坪氏が²²⁾ Chézy の公式と (12) 式の關係を用ひて導いた結果は次の様である、但し $i = n/m$ として置く。

$$Q/Q' = m(n^2e)^{\frac{1}{2-2\beta}}, \quad v/v' = m^{-\frac{1}{2-2\beta}} n^{\frac{1+\beta}{1-\beta}} \dots\dots\dots (15)$$

之は流速係數を Winkel の研究²³⁾ に従ひ、 $C = A(vR\rho_k)^2$, $C' = A(v'R'\rho_k)^2$ 、但し $\rho_k = \frac{1.2}{10^6 \nu}$ 、と考へて導いたものであつて、實物、模型共に ρ_k 及常數 A, β が同一なる場合のみ適用さるべきは勿論である。自然河川に於ては一般に $\beta = 1/8$, $A = 42.1$ であつて、(15) 式は簡単に $Q/Q' = m(n^2e)^{\frac{1}{2}}$, $v/v' = m^{-\frac{1}{2}} n^{\frac{5}{2}}$ となる。尙模型の歪を少くする事は、水理現象を相似ならしめる上に於て極めて有利である。この爲には模型河床を砂礫と異なる材料で造るのであつて、その比重 w' を砂礫の比重 w より小ならしめる事によつて e の値を小さくし、引いては m, n の差を少くしてすまず事が出来る。この場合は (8) 式より直接導くことにより (15) 式の代りに次式が得られる。

$$Q/Q' = m \{n^2e(w-w_0)/(w'-w_0)\}^{\frac{1}{2-2\beta}}, \quad v/v' \text{ は (15) 式と同じ } \dots\dots\dots (15_1)$$

次に土砂洗掘量の縮尺であるが、之は掃流時間と直接の關係を有し、2,3 の實用的方法^{17), 24-26)} も考へられ實際

21) H. D. Vogel; "Hydraulic Laboratory Practice and their Verification in Nature." Proceedings Am. Soc. C. E. 1935, p. 57~73.

22) 大坪喜久太郎; "模型實驗, (石狩川生振捷路に就いて)." 1934.

23) R. Winkel; "Einfluss der Wandbeschaffenheit eines Gerinnes auf die Wasserbewegung." Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1923, Heft 99, 100, 103 u. 104.

24) F. Habermass; "Geschiebeeinwanderung in Werkkanale und deren Verhinderung." Wasserkraft u. Wasserwirtschaft, 1935, S. 97f.

25) Kcutner; "Modellversuche über das Verhalten eines schwemmstoffführenden Flusses mit befestigtem Mittelwasserbett und befestigtem Vorländern." Die Bautechnik, 1936, S. 98~108.

に用ひられてゐるが、尙今後の研究に俟つべきものが極めて多く茲では説明を略して置く。

以上の方法は、河川に於ける總体的な洗掘の實驗とか、捷路、分水等の如き河川改修工事に伴ふ砂礫の移動の實驗等に用ひられ、その結果より定性的な事は勿論、或程度の定量的結論も導かれて居り、此の種模型實驗^{17), 24), 25)}の價値を愈々高からしめてゐる。併し乍らこの方法を局部的洗掘を伴ふ橋脚の場合に適用し得るか否かに就ては、尙充分な検討を要するものと云はねばならない。河床の洗掘を考慮外に置いた場合の橋脚背水及動水圧の問題に於ても、今尙充分の結論を得難い有様であるから、²⁰⁾橋脚による河床洗掘に對して信頼すべき相似律を確立し難く、實驗より得る所の結論は僅かに定性的のものに過ぎない事は、只今の所では蓋し已むを得ないであらう。橋脚による洗掘機構を詳細に考察して實用上價値ある相似律の確立に努力する事が、此の方面の問題に對する最も緊要な目標でなければならない。以下に述べる著者の實驗結果も主として定性的のもので、之を實地に適用する場合に對し確然たる對策を提唱し得ないのは甚だ遺憾とする所であるが、只今の實驗結果を綜合して他日或程度の見解を發表し、諸賢の御示教を仰ぎ度いと思つてゐる。

3. 橋脚形狀の河床洗掘に及ぼす影響

(8) 概 説

橋脚に於て、その流水抵抗を少くし前面の水位上昇並に周圍の洗掘を最少ならしめる如き形狀を採用する事は、橋脚の安定を期する上に最も有效にして經濟的な對策の1つであるが、同時にこの形狀は構造力学、施工法及美觀上の制限を受けるべき事は云ふ迄もない。此の河床洗掘上から見た橋脚形狀の影響に就ては、最初 Durand-Claye (1873) が實驗を行ひ、次いで Engels²⁷⁾ は之を基にして相當な實驗を行つてゐる。更に近年に至つて相當詳細な實驗的研究が Rehbock,²⁸⁾ Winkel²⁹⁾ 及 Keutner³⁰⁾ 等によつて行はれ、夫々有益な定性的資料を與へてゐるが、之等の實驗の模型縮尺は一般に小さく、完全な相似律を得る事が不可能な事にもよらうが、河床構成材料に就ての充分な考察を缺くものが多い。従つて之等の實驗によつて得られた洗掘狀態の定性的差異が、果して橋脚形狀の差異のみに基くものか否かを俄かに断定し難いのであつて、實驗結果を實地に適用して洗掘に對し有利な橋脚形狀を採用せんとする場合、遺憾乍ら充分な確信をもち難い時が少くない。

河床構成材料の洗掘に對する影響の極めて著しい事は、既に前章に述べた所より容易に推察出来るのであるが、橋脚による洗掘の場合に就て Kurt Schwarz³¹⁾ の行つた實驗結果を略述すると次の様である。即ち川幅 50 m の

- 26) F. Kartenbeck; "Ähnlichkeitsbedingungen bei Strömungsvorgängen und ihre Überprüfung durch Modellversuche." Der Bauingenieur, 1936, S.55~60.
- 27) Engels; "Schutz der Strompfeilerfundamente gegen Unterspülung." Z.f. Bauwesen, 1894, S.407~416.
- 28) Th. Rehbock; "Transformations wrought in streambeds by bridge pier of various shape of cross section" and "Experiments on the scouring action of the circular piers of a skew railroad bridge across the Wiesent River for the Nürnberg railroad bridge (1921)." Hydraulic Laboratory Practice by J. R. Freeman. 1929, p. 135~137.
- 29) R. Winkel; "Die Aufgabe der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule Danzig" Die Bautechnik, 1929, S. 482~484.
- 30) Chr. Keutner; "Strömungsvorgänge an Strompfeilern von verschiedenen Grundrissformen und ihre Einwirkung auf die Flußsohle." Die Bautechnik, 1932, S. 161~170.
- 31) K. Schwarz; "Comparative experiments on the influence of the size of particles of a river bottom on the depth of excavation occurring in the vicinity of bridge pier (1924~1925)." Hydraulic Laboratory Practice by J. R. Freeman. 1929, p. 201~203.

所に長さ 20 m, 幅 4 m の尖頭橋脚を 2 個並べ橋脚間の水路幅を何れも 14 m として流量 $100 \text{ m}^3/\text{sec}$ が 5 m の水深で流れた場合に就き, 縮尺を 1/100 として模型実験を行つたのであるが, 用いた河床材料は次の 3 種である。(I) 粒径 1.5 mm 以下とし, 其の 67% が 0.4 mm 以下のもの, (II) 粒径 1.0 mm 以下とし, 其の 78% が 0.4 mm 以下のもの, (III) 粒径 0.5 mm 以下とし, 其の 95% が 0.4 mm 以下のもの。尙この場合掃流時間は 3 分~9.6 時間とし都合 28 回の実験を行つてゐるが, 掃流時間の延長による洗掘の進行状態が河床材料によつて著しく異なる事が認められるのであつて, 1 例として最大洗掘深と掃流時間の關係を示すと図-2 の様である。之は橋脚による洗掘の実験に関する相似律を研究する上に於て, 特に注目すべきものと考へられる。

橋脚形状の河床洗掘に及ぼす影響に就て, 在來の諸研究^{27)~31)}を詳しく検討し, 以て之等の研究に含まれた不備の點並に其の實用的價值を明かにする事は, 我々にとつて特に必要であり, この方面の進歩發達を促すものであるが, 紙數の關係上之等に對しては單に適宜著者の見解を略述するに止め, 主として著者が平野教授の指導の下に行つた実験の方法及その結果に就て述べ度いと思ふ。

(9) 著者の実験的研究の目的及方法

1. 研究の目的 河床洗掘に對する橋脚形状の影響を調べる 目的で, 先づ実験河床に就て豫備実験を行ひ, 橋脚のない場合河床の安定を保持する限界等速定流の水深及勾配を測定して限界掃流力を求め, 以て一定河床は一定の限界掃流力を有すると云ふ, Kreuter¹¹⁾, Kramer¹⁵⁾等の主張を確めた。然る後種々の形状の橋脚模型を作製して実験河床の中央に据付け, 先に定めた限界流況にて 20 分間通水し, 以て橋脚形状の差異のみに基く洗掘状態の変化を調べ, 橋脚形状の撰擇に對する實用的指針を與へようと努めたのである。

尙各実験に際しては, 橋脚周囲の水流変化を詳しく測定して洗掘機構に對する考察の資料とし, 更に模型相似律に就ても若干の考察を加へて上述の定性的な実験結果から定量的關係を導かうとしたが, 之等は他日の發表に俟つ事にする。尙之に對する著者の見解の一端は既に (7) に少しく述べた通りである。

2. 実験設備 本実験は京都帝國大学工学部中央実験所内設置の鑄製水路 (長さ 30.0 m, 幅 1.82 m, 深さ 0.455 m) に於て行つたもので, 水路の底勾配は水平から 1/25 迄変化出来る事が出る。図-3 は実験の際に於ける水路内の配置の概要を示したものである。

実験用水は循環式とし, 最大約 $55 \text{ l}/\text{sec}$ を流す事が出来る。

一旦唧筒によつて容量約 2.70 m^3 の高水槽に上げ, 之より給水管にて実験水路の上流に導く。流量の調節は給水管制水弁の閉閉によるが, 常に高水槽水位がその溢流管口の高さと略同一になる様に唧筒の運転を加減し, 以て実験継続中の流量を不変ならしめた。実験水路を流れた水は流量測定用の水路に導き, 幅 0.600 m の Bazin 型鋭縁短形堰にて, 水位の高さを真鍮製鈎水面計 (精度 1/10 mm) を用ひて測定し, 正確に流量を求める様にした。

実験水路の底鋼板には, 中心線に沿うて 2.00 m の間隔に真鍮管 (入口の内径 1.5 mm) を挿し込み水位測定點とした。図-4 はその詳細を示したもので, 真鍮管に砂がつかまるのを防ぐ爲に, 底のない円函 (高さ 20 mm, 直径 40 mm) をかぶせ, 円函の上面に径 1 mm の小孔を約 80 個あけてその上を極めて目の細かい金網で包んで置いた。一

圖-2.

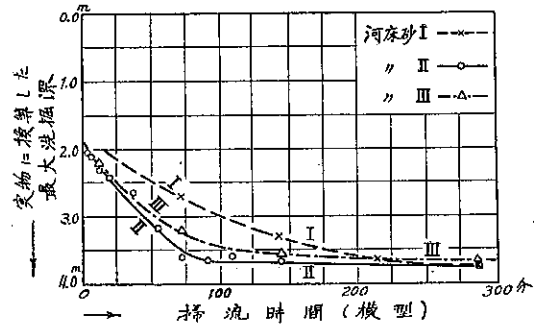


図-3. 実験設備

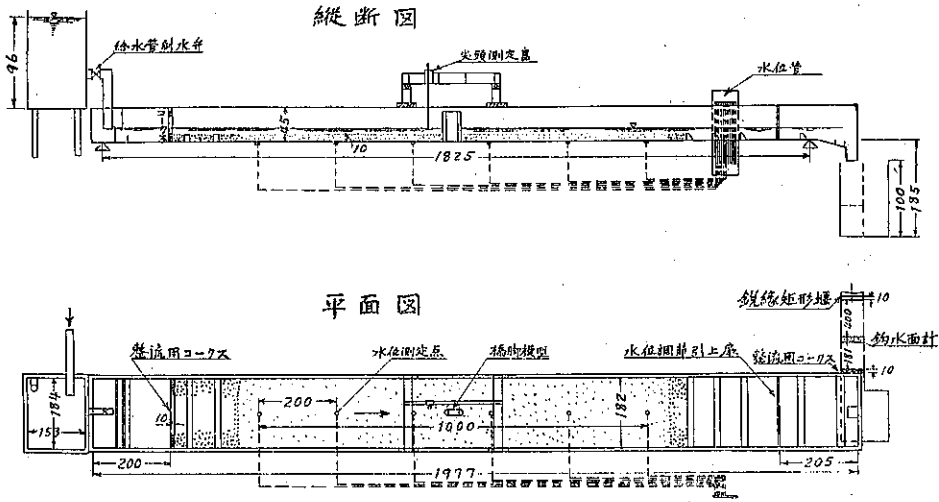


図-4. 水位測定点詳細図

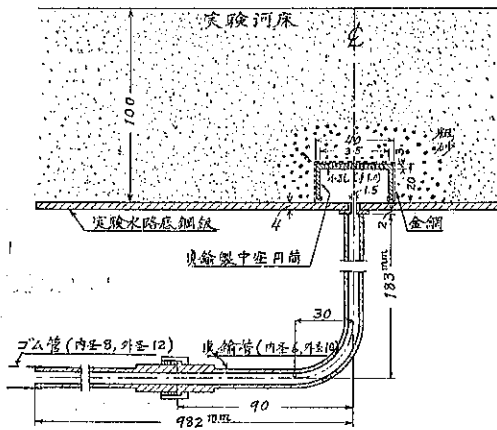


図-5. 水位管による水面勾配の讀定



方鉛管からは夫々ゴム管にて水を導き、実験室側壁に集めて置いた鉛直ガラス管によつて、2.00 m 毎の點に於ける水位を讀み、以て水面勾配を求め得る様にしたのであつて、図-5 は此の裝置によつて水面勾配を讀んでゐる有様である。

尙橋脚周圍の水位變動を詳細に測定する爲には、水面測定器と水準儀とを用ひた。この水面測定器は水路側壁上に水平に据付けた鋼桁に沿うて移動出来る様にしたから、任意横断面に於ける水位變化を測り得べく図-6 (a), 又この水平鋼桁を水路に直角に据ゑた木製框組桁の上に置く事によつて(図-6 (b), (c)), 任意縦断面に於ける水位の變化をも測る事が出来る。更に通水後の河床洗掘狀態の測定にも、この水面測定器と水準儀を用ひ、上と同様に行つた。

水深の調節は實驗水路の後端より 2.05 m の所に取付けた鋼製引上扉によつたが、扉の閉閉を極めて鋭敏に加減

し得る様に設計して置いたから、実験継続中の水深を正しく所定の値に保つ事が出来た。

又厚紙から切取つた径 1 cm の小片を水路の各縦断面に沿うて流下せしめ、それが実験河床 10.00 m の間を流れるに要した時間をストップウォッチで正確に測り、夫々の縦断面に於ける平均表面流速を測定した。

3. 橋脚の模型 實地に適用出来る有効な資料を得る爲に、現在築造されてある多数の橋脚形状を参照し、鈎仕上げした次の木製模型を用いた。即ち長さ $l_1 = 30$ cm, 幅 $b = 15$ cm, 高さ 45 cm の中空面に鉄塊を入れ、之に図-7, 表-3 に示す如き寸法のもの前頭部又は後頭部として取付けたのである。図-8 は実験に用ひた前, 後頭部を集めたものである。尙橋脚の長さの影響を調べる目的で、

図-6. 水面測定器附属設備

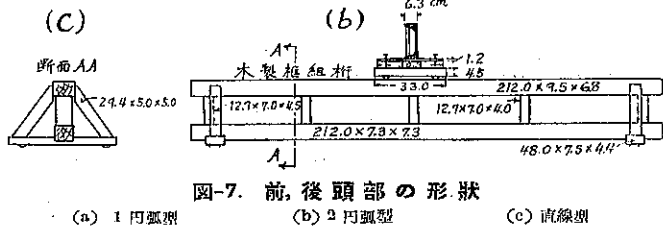
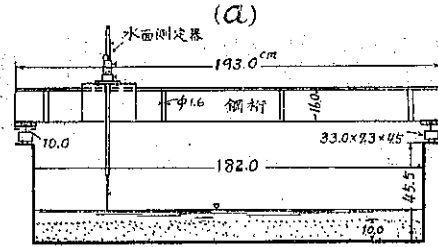


図-7. 前, 後頭部の形状

(a) 1 円弧型 (b) 2 円弧型 (c) 直線型

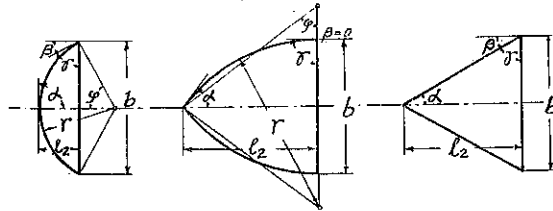


表-3. 前, 後頭部形状の諸寸法

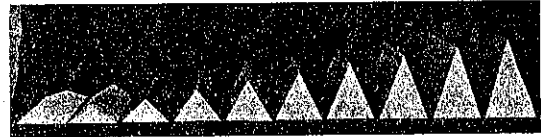
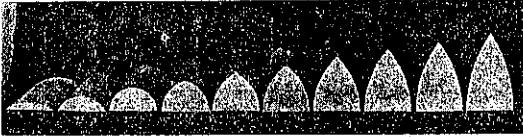
模型々式及番號	新面積 cm ²	l_2 cm	$b/2$ cm	$2l_2/b$	r cm	α	β	γ	φ	
1 円弧型 図-7 (a)	0	0.00	0.00	7.50	0.00	∞	90°00'	90°00'	00°00'	—
	1	25.55	2.50	"	0.33	12.50	"	53 08	36 52	36°52'
	2	55.20	5.00	"	0.67	8.13	"	22 37	67 23	67°23'
	3	88.36	7.50	"	1.00	7.50	"	00 00	90 00	90°00'
2 円弧型 図-7 (b)	4	110.43	10.00	"	1.33	10.42	73 40	"	"	73°40'
	5	133.54	12.50	"	1.67	14.17	61 56	"	"	61°56'
	6	157.25	15.00	"	2.00	18.75	53 08	"	"	53°08'
	7	181.27	17.50	"	2.33	24.17	46 24	"	"	46°24'
	8	205.51	20.00	"	2.67	30.41	41 07	"	"	41°07'
	9	229.93	22.50	"	3.00	37.50	36 52	"	"	36°52'
	10	254.45	25.00	"	3.33	45.42	33 24	"	"	33°24'
直線型 図-7 (c)	0'	0.00	0.00	"	0.00		90 00	90 00	00 00	
	1'	18.75	2.50	"	0.33		71 34	71 34	18 26	
	2'	37.50	5.00	"	0.67		56 19	56 19	33 41	
	3'	56.25	7.50	"	1.00		45 00	45 00	45 00	
	4'	75.00	10.00	"	1.33		36 50	36 50	53 10	
	5'	93.75	12.50	"	1.67		30 58	30 58	59 02	
	6'	112.50	15.00	"	2.00		26 34	26 34	63 26	
	7'	131.25	17.50	"	2.33		23 12	23 12	66 48	
	8'	150.00	20.00	"	2.67		20 33	20 33	69 27	
	9'	168.75	22.50	"	3.00		18 26	18 26	71 34	
10'	187.50	25.00	"	3.33		16 42	16 42	73 18		

中空矩形函の長さを $l_1 = 5, 10, 15, \dots, 55, 60$ cm としたものを別に作製して置いた。又我國にては多柱式橋脚が屢々採用されるので、この場合の洗掘状態を調べる爲に、直径 15 cm, 高さ 45 cm の木製円橋を多数用意した。

図-8. 前、後頭部形状一覽

(a) 円弧型

(b) 直線型



実際には橋脚の構造学的並に美觀的見地等より、下方より上方に向つて橋脚水平断面を漸減する事多く、河床洗掘上からは特に前頭部尖端の線を鉛直とせず 1:2.5 位の傾斜を付けるのが有利とされてゐるが、茲では橋脚周囲の流況及洗掘状態の比較研究を容易ならしめる爲に、何れも下から上迄水断面の一樣な鉛直橋脚のみをとり、他は今後の研究に譲つて置いた。

4. 実験に使用せる砂 本実験に於ては、河床を構成する砂の性質が頗る重大な影響を與へるから、実験に用ひる砂は実験設備並に実験結果の實地への適用に對し、好都合のものでなければならぬ。此の意味から種々の川砂に就て調査して見たが、結局滋賀縣野洲川東海道線鉄橋附近で採取し丁寧に水洗して極微細な砂粒を除去したものを購入した。若し大きい砂粒が混入してゐると、その砂粒に働く水の掃流力によつて洗掘の模様を非常に變化してしまふから、購入した砂は一旦実験室内で No. 8 の篩にかけ、此の篩を通らない砂粒を豫め除去して置いた。

実験に際しては、先づ実験水路自身を所定勾配に傾け、其の中央 10 m の長さにわたつて厚さ 10 cm 程度に實驗砂を敷き並べ、次いで徐々に水を入れて丁度溢水状態に達せしめた後、定規を用ひて砂層表面を均らし、所定勾配の實驗河床に仕上げた。河床仕上げ後に砂層の厚さを測つてみたが、橋脚設備個所附近では實驗水路底が當初から撓んでゐたので、11 cm を超過してゐる事が認められた。尙實驗終了後の洗掘状態を測る場合にも、砂層含水率の變化による影響を出来るだけ避ける爲に、水を流下し終つた後に引き続き測定を行ふ様にした。

實驗河床の任意の 5 箇所より 1,000 gr 宛の試料を取り、乾燥後夫々 500 gr に就て篩分試験を行つた結果は、表-4 に示す様である。

5. 豫備實驗：限界流況の決定 本実験の使用砂(表-4 参照)に對する限界掃流力 F_0 を、實用的見地より頗る價值多く最も信頼するに足るものと推定される Kramer の實驗式 (10) 式及 Indri の實驗式 (11) 式によつて計算すると次の様である。

(10) 式より、平均 $F_0 = 64.15 \text{ gr/m}^2$; (11) 式より、平均 $F_0 = 63.35 \text{ gr/m}^2$ 、之等の値を實驗的に確める爲に、先づ河床勾配を 1/800 として橋脚を設置せずに通水したが、絶えず水位管の讀みによつて得られる水面勾配を河床勾配と一致せしめる様に、下流側の引上扉の開閉を調節し、以て等速定流の状態を保つ様に努めた。斯くして流量を漸増して行き、河床砂粒が局部的でなく總体的な動きを始め僅かの砂漣の發生を認めるに至つた時を以て、河床安定の限界と看做し、^{13), 15)} 其の後 60 分間にわたつてこの流況を續けて見た。一方この際の流量、水深及表面流速を正しく測定し、同時に給水管制水弁及下流側引上扉の開き具合を定めて置いた。図-9 はこの河床安定の限界に於ける表面流速の分布を測定した結果である。又河床の砂漣の發生の有様を觀測したが、限界流況に達してから約 30 分間は殆ど變化なく、其の後次第に河床形状が不規則となつた爲か、60 分間通水を續けた後に於ては、水深の 2~3% の高さを有する砂漣が認められた。

以上の實驗を 3 回繰返した所、限界流況に於ける水深は夫々 5.17 cm, 5.20 cm, 5.19 cm となり、平均 5.19 cm

表-4. 砂の篩分試験

(5 試料の平均)

篩通過	mm 以下	重量百分率
No. 8	2.38	100.00 %
No. 16	1.19	84.18
No. 30	0.59	60.58
No. 50	0.297	21.16
No. 100	0.149	3.24

砂の比重: 2.5811

を得たから、限界掃流力は $F_0 = 10^0 \cdot 0.0519 \cdot \frac{1}{800} = 64.83 \text{ gr/m}^2$ となつた。

次に河床勾配を 1/600 として同様の實驗を行つたが、水深は夫々 3.94 cm, 3.91 cm, 3.90 cm となり、平均 3.92 cm を得たから、限界掃流力は $F_0 = 10^0 \cdot 0.0392 \cdot \frac{1}{600} = 65.33 \text{ gr/m}^2$ となつた。

上に得た 2 つの F_0 の値は稍々異なるも、此の種實驗にては限界流況に達した瞬間を正しく認定する事が困難な關係から、上の差異は實驗誤差の範囲内のものと考へ得べく、一定河床構成材料に對し F_0 が一定であると云ふ一般法則を證し得たものと認められる。

尙この F_0 の値が Kramer の (10) 式によるものとよく似てゐる事實は、本實驗が Kramer の場合¹⁵⁾ と略々等しい砂を以て同様な方法にて行はれた事を想到する時、極めて意義深いものがあると思ふ。

以上の結果に基き、本實驗の河床は限界掃流力 $F_0 = 65 \text{ gr/m}^2$ を有するものと認め、限界流況として表-5 に示す 2 つの場合を採用する事にした。茲に * 印を附けたものは直接測定による値であり、其の他は計算によつて得た値である。本實驗にては、水路側壁は鋼板

にペンキを塗り充分に滑らかにして置いたから、流速分布に對する側壁の影響は圖-9 に見る如く極めて僅かであり、而も水深は 5.2 cm, 3.9 cm の如く頗る浅いものである關係上、表-5 に於ける流速係數 C の計算には径深 R を水深 H に等しいと假定して置いた。

6. 本實驗の方法及種類 先づ前、後頭部の形状の影響を調べる爲、 $l_1 = 30 \text{ cm}$ の矩形

函の前後に前述の如き形状の前、後頭部を取付けた橋脚模型を、河床中心に流心に平行に正しく設置し、20 分間通水したが、各部の調節を豫備實驗で定めた限界流況 (a) 又は (b) と同様にし、以て橋脚の影響のない部分では丁度限界等速流況を保つ様に努めた。通水終了後河床の高低を尖頭測定器で測定し、橋脚形状の差異のみによる洗掘の変化を比較検討したのであるが、實驗中は絶えず尖頭測定器で橋脚周囲の水位変化を詳細に測定して洗掘機構に對する考察の資料とした。尙之等の實驗にて掃流時間を如何にするかは頗る大切であるから、豫め掃流時間の影響を詳細に調査し、種々の事情を考慮して上記の如く 20 分間と決定したのである。

次に橋脚の長さの影響を調べる爲に、 $l_1 = 0, 5, 10, \dots, 55, 60 \text{ cm}$ の各矩形函の前後に円弧型 (3) を前、後頭部として取付け、上と同様の實驗を行つた。又多柱式橋脚の得失を調べる爲に、直径 15 cm の円壘 2 個を流心に平行に並べ、円壘中心間の距離を種々に変化して實驗を行つたが、今後円壘 3 個の場合等も調べたいと思つてゐる。

一般に橋脚は流心に平行に設置すべきものであり、流れに斜に置かれた場合は洗掘上甚だ思はしくない影響を與

圖-9. 限界流況 (a) に於ける表面流速の分布

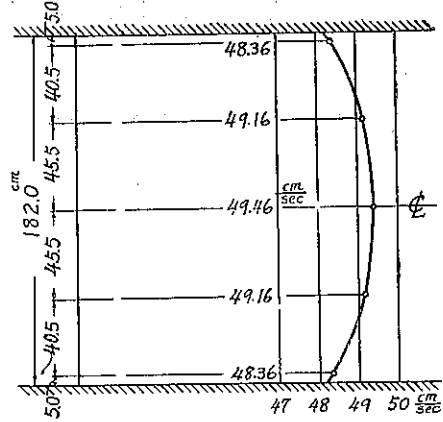


表-5 限界流況

種 別	(a)	(b)
限界掃流力 F_0 gr/m^2	65.00	65.00
*水面勾配=河床勾配 I	1/800	1/600
*水深 H m	1.052	0.039
*流水幅 B m	1.820	0.820
流水面積 $A = B \cdot H$ m^2	0.09464	0.07098
*流量 Q $\text{m}^3 \text{sec}^{-1}$	0.0359	0.0265
平均流速 $v = Q/A$ m sec^{-1}	0.379	0.373
流速係數 $C = v/\sqrt{HI}$ $\text{m}^{0.5} \text{sec}^{-1}$	47.05	46.30

へるものである。併し乍ら現地状況等より已むを得ず流れに斜に置く時も尠くないので、之等の關係に就ても實驗を行つたが、他日橋脚の配置と云ふ立場から詳しく實驗結果をまとめる積りである。

現在迄に行つた實驗の主要項目を表記すると、表-6 の通りである。

表-6. 主要實驗項目

實驗の目的 及記號	前頭部形狀	後頭部形狀	腹部の長さ l_1	限界流況	通水時間	流水方向に對する 橋脚軸の角度
前頭部形 狀の影響	A ₁ 円弧型:0, 1, 2, ..., 10	円弧型:3	30 cm	(a)	20 分	0°
	A ₂ 直線型:0, 1', 2', ..., 10'	円弧型:3		(a)		
	B 円弧型:0, 1, 2, ..., 10	円弧型:3		(b)		
後頭部形 狀の影響	C ₁ 円弧型:3	円弧型:0, 3, 5, 7, 10	30 cm	(b)	20 分	0°
	C ₂ 直線型:3'	円弧型:3, 直線型:3'		(a), (b)		
掃流時間 の影響	D 円弧型:3	円弧型:3	30 cm	(a)	5, 10, ..., 25, 30, 40, 60分	0°
橋脚の長 さの影響	E 円弧型:3	円弧型:3	0, 5, ..., 55, 60 cm	(b)	20 分	0°
2 円橋建 橋脚	F 直径 15 cm の円橋 2 個よりなるものとし、円橋中心間の距離を 15, 20, ..., 55, 60 cm に変更する			(a)	20 分	0°
橋脚軸の 傾斜の影響	G 円弧型:3	円弧型:3	30 cm	(b)	20 分	5°, 10°, ..., 40°, 45°

以下實驗の結果並に其の考察に就て詳述する。

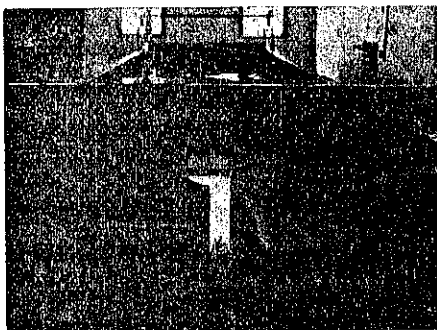
(10) 橋脚前頭部形狀の影響

一般に橋脚前頭部附近に最大の洗掘深を生じ、橋脚を著しく不安定ならしめると云ふ事は、初めて Minard (1856) の提唱した所であるが、當時あまり技術家の注目をひかなかつたのである。所が其の後多くの永久的橋脚の倒壊した實例が詳しく觀察され、一方 Durand-Claye, Engels²⁷⁾ (1894) 等の實驗的研究が發表されるに至つて一般の注目をひく所となり、更に最近 Rehbock,²⁸⁾ Keutner³⁰⁾ 等は之等前頭部附近の洗掘が前頭部形狀に著しく支配され、而も洗掘を少くし橋脚の安定を保持する爲には前頭部を尖らす事が極めて有利である事を明らかにした。著者の實驗 A₁, A₂ 及 B に於ても之と略ぼ同様の事實が認められた。即ち橋脚は總べて正しく流水方向に平行に置いたから、河床の洗掘及堆積の模様は図-10 の如く左右對稱であり、且つ最大の洗掘深は前頭部の壁面に沿うて

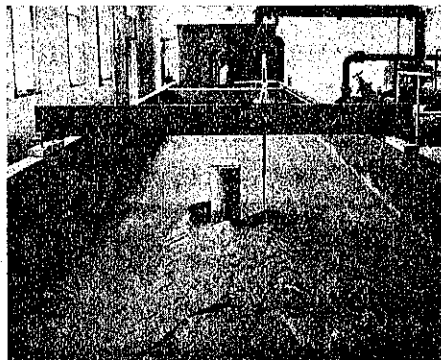
図-10. 橋脚周圍の洗掘及堆積狀況の 1 例

(前頭部: 円弧型 6, 後頭部: 円弧型 3, 水深 5.2 cm, 勾配 1/800, 流量 35.97/sec)

(a) 前頭部側



(b) 後頭部側



起る事がわかつた。今図-11 の如き記號を用ひて、本實驗の結果を述べ在來の諸權威の實驗と比較すれば次の様である。

1. 實驗 A_1 及 A_2 橋脚による河床洗掘を論ずるに際し、前頭部附近の洗掘が最も注意すべきものであるから、先づ前頭部に於ける洗掘幅 k_o, k_s, k_f 並に洗掘深 t_s, t_f, t_{max} の測定値を表記すれば表-7 の様である。

図-11. 橋脚周囲の洗掘及堆積の記號的表示

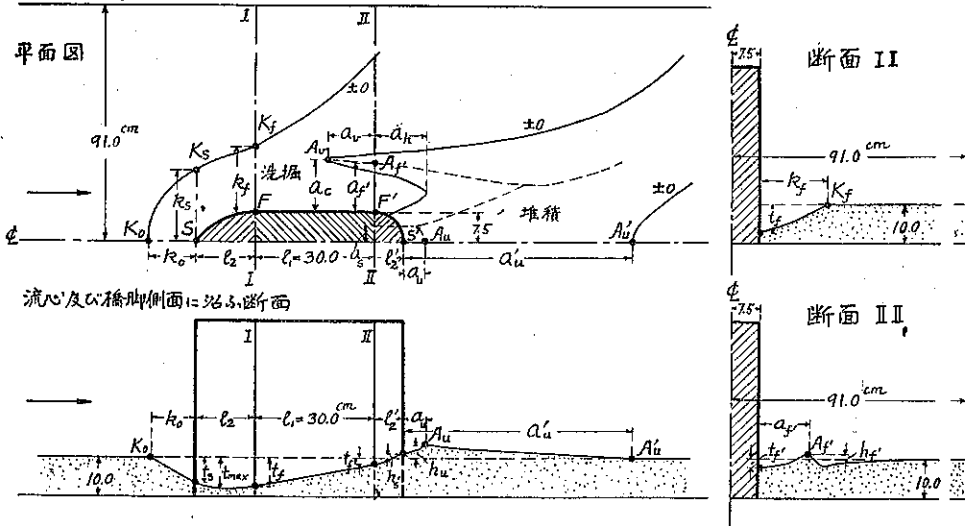


表-7. 實驗 A_1 及 A_2 に於ける洗掘幅及洗掘深

(限界流況 (a): 水深 5.3 cm, 勾配 1/800, 流量 35.9 l/sec)

實驗 A_1 (前頭部: 円弧型 0, 1, ..., 10) 後頭部: 円弧型 3							實驗 A_2 (前頭部: 直線型 0, 1', ..., 10') 後頭部: 円弧型 3						
前頭部 番號	k_o	k_s	k_f	t_{max}	t_s	t_f	前頭部 番號	k_o	k_s	k_f	t_{max}	t_s	t_f
	cm	cm	cm	cm	cm	cm		cm	cm	cm	cm	cm	cm
0	21.9	26.0	18.5	10.7	10.7	10.2	0'	21.9	26.0	18.5	10.7	10.7	10.2
1	19.7	25.7	18.7	10.6	10.6	10.1	1'	19.3	26.3	19.4	10.4	10.4	10.2
2	18.5	25.0	18.7	10.5	10.5	9.2	2'	16.1	24.2	19.0	9.8	9.5	9.6
3	17.7	24.3	17.8	10.1	10.1	8.0	3'	12.2	21.9	18.4	9.2	7.4	9.1
4	15.7	22.6	17.8	9.6	9.6	8.0	4'	9.0	17.7	16.3	8.2	5.3	8.2
5	13.8	20.2	17.5	9.1	9.1	7.8	5'	6.1	15.0	14.5	7.8	4.5	7.7
6	11.8	19.2	15.9	8.7	7.9	7.7	6'	4.1	9.2	13.4	7.1	2.4	7.1
7	10.6	17.3	15.2	7.1	6.5	7.0	7'	2.8	5.3	11.6	6.5	1.8	6.5
8	9.3	16.2	14.5	6.7	5.7	6.4	8'	2.3	3.5	10.7	6.2	1.6	6.2
9	7.8	14.0	13.9	6.1	4.8	6.0	9'	1.9	2.8	10.5	5.8	1.3	5.7
10	5.7	11.9	14.7	5.3	4.2	4.9	10'	1.2	1.9	10.9	5.8	1.0	5.8

而して之等の洗掘幅及洗掘深は前頭部尖端の接角値 α_c によつて至大の影響を受けるものと考へられるから、之等の關係を圖示したものが圖-12, 13 である。又前頭部より橋脚側壁への移行を円滑ならしめる程流況を擾亂する事少かるべく、従つて洗掘対策として有利なる事は容易に想像される所である。此の意味から前頭部より側壁への移行點 F に於ける前頭部側面への切線方向と流心方向との間の角を β とし、洗掘幅及洗掘深と β との關係を

図示したものが図-14である。尙前頭部の長さを増し、前頭部の長さとの比 $2l_2/b$ を大きくする事は、構造上及施工上種々の困難を伴ふと共に、前頭部の容積を増大して工費を大ならしめるから、洗掘対策上有利である云つて無制限に $2l_2/b$ を大きくするわけにはゆかず、相當慎重な考慮を必要とする。之等の關係を見易くする爲に、 $2l_2/b$ と洗掘幅、洗掘深及前頭部水平断面積との關係を図示すれば、図-15の様である。

図-12. 洗掘幅 k_0, k_s, k_f と接角値の半分 α との關係

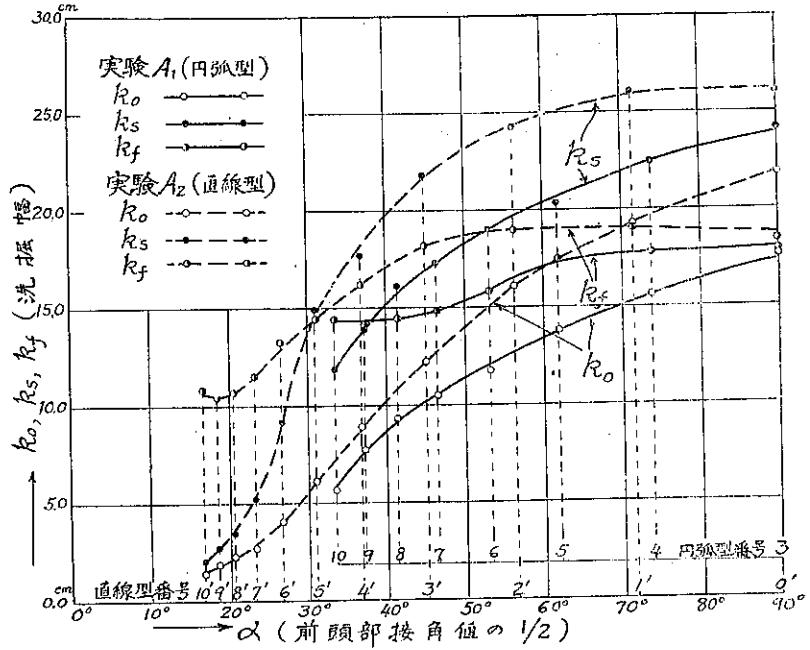
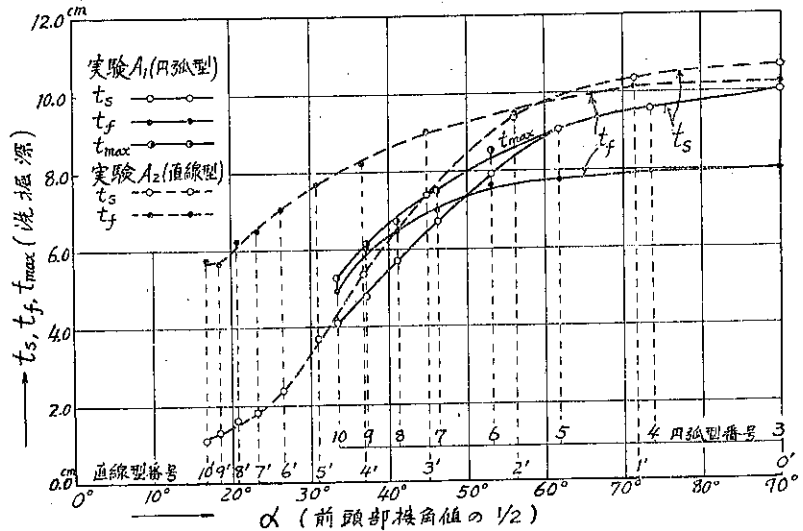


図-12~15 に於て、實線及破線は夫々円弧型(實驗 A₁)、直線型(實驗 A₂)に對するものを表すが、之等から特に注目すべき性質として次の諸點を擧げる事が出来る。

i) 前頭部尖端 S に於ける洗掘幅 k_0 (流水方向) 及 k_s (流水に直角の方向) は、図-12 に示す如く、 α の影響を受ける事著しく、 α の減少と共に相當小さくなるが、特に円弧型では $\alpha=40^\circ$ 以下、直線型では $\alpha=30^\circ$

図-13. 洗掘深 t_s, t_f, t_{max} と接角値の半分 α との關係



以下となると、減少の割合が急激である。併し直線型で $\alpha=20^\circ$ 以下となると減少の割合が急に緩慢となり、更に α を小さくするも大した効果がない。又 1 円弧型では常に $\alpha=90^\circ$ なるに拘らず、 t_2 を小さくすると k_0, k_s が漸増の傾向にある事は、図-14, 15 に示す通りであつて、之は前頭部より橋脚側壁への移行が次第に円滑を缺き β が大きくなる事に、或程度の原因をもつものと考へられる。

圖-14. 洗掘幅及洗掘深と角 β との關係
(實線: 円弧型(實驗A1), 破線: 直線型(實驗A2))

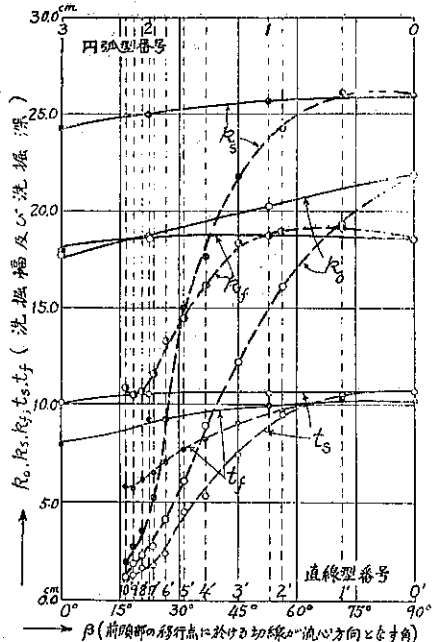
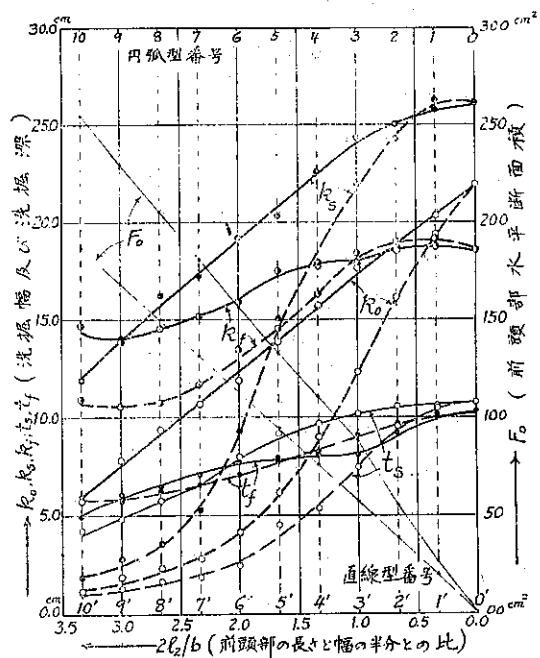


圖-15. 洗掘幅, 洗掘深及前頭部水平断面積と $2l_2/b$ との關係
(實線: 円弧型(實驗A1), 破線: 直線型(實驗A2))



一般に k_0, k_s は同一の α に對しては円弧型の方が直線型よりも小であるが、円弧型で α を小さくするには相當 l_2 を大きくする必要があり、前頭部の長さとの比 $2l_2/b$ が同一ならば、 k_0, k_s は直線型の方が円弧型よりも相當小である事は圖-15 に見る通りである。尙 2 円弧型では k_s が $2l_2/b$ の値に逆比例して殆ど直線的に増減し、殊に k_0 は円弧型の全部を通じて同様の性質をもつ事が認められる。

以上の關係は、橋脚形狀の選定に對し相當の參考となるは勿論、洗掘に對する防護工として前頭部附近に石張又は捨石を行ふ際、其等の範圍を定める上に於て特に注目すべき事柄である。

ii) 前頭部より橋脚側壁への移行點 F に於ける洗掘幅 k_f は、圖-12 に見る如く、 α の影響を受ける事比較的少く、円弧型では $\alpha=60^\circ$ 以上、直線型では $\alpha=45^\circ$ 以上となると、殆ど變化が認められない。一般に移行點 F の所を円滑ならしめると k_f が相當減少する様に豫想されるが、 k_f と角 β との關係を表した圖-14 を見るに、直線型に於て $\beta=45^\circ$ 以下の場合に相當の效果があり、円弧型では殆ど β の影響を受けない事がわかつた。尤も圖-14 に示す円弧型は何れも 1 円弧型の場合であつて、F 點の所が完全に円滑になつてゐる 2 円弧型の場合に比して或程度異なつた事情にある筈である。圖-15 に於て、円弧型に對する k_f 線が k_s 線と共に $2l_2/b=1.00$ の點にて少しく曲がつてゐるのは、此の原因に基くものと考へられる。尙 k_f の値は円弧型及直線型共に $2l_2/b=2.5$ 以上になると殆ど變化がなくなり、3.0 以上では僅かながら寧ろ増大の傾向が認められる。

以上の關係は、橋脚形狀の選定並に洗掘防護工の範圍決定等に對し、 k_0, k_s に就てと同様に頗る參考となる事柄である。

iii) 円弧型前頭部を用ひた場合には、圖-13 に見る如く、尖端 S の洗掘深 t_s は $\alpha=60^\circ$ 以下、移行點 F の洗掘深 t_f は $\alpha=40^\circ$ 以下となると、急激に減少し始める。而も $\alpha=50^\circ$ を境として、それ以上では $t_s > t_f$ 、それ以下では $t_f > t_s$ である。次に最大の洗掘深 t_{mix} は前頭部側面 SF に沿うて蓋起されるが、 α の小さい間は移行點

F に近く、 α の増大と共に漸次尖端 S に近づき、 $\alpha=62^\circ$ にて t_s と一致する、即ち $\alpha=62^\circ$ 以上となると前頭部尖端が最も深く洗掘される事になる。尙 2 円弧型では F 點の所が円滑であるが、1 円弧型となると次第に円滑を缺く様になるので、 t_f の値に相當の影響を及ぼし、 t_f 線が $2l_2/b=1.00$ 以下にて稍々急に増大し、直線型の場合に近づく事は、図-15 に見る通りである。

次に直線型前頭部を用ひた場合も大体円弧型の場合と同様の傾向が認められるが、唯図-13 の如く $\alpha=60^\circ$ を境として t_s, t_f の大小が逆となり、而も t_{max} は $\alpha=60^\circ$ 迄は殆ど t_f と同一であり、それ以上となると t_s と一致する事が認められる、(図-13 には混雜を避ける爲に直線型に對する t_{max} を省略して置いた、表-7 参照)。

一般に直線型に於ける t_s, t_f は同一の α に對しては円弧型に於けるものより相當大であり、殊に α を小とするも t_f がさして減少する様子の見えない事は、直線型の大きい缺點である。併し乍ら $2l_2/b$ の値が同一ならば、図-15 に見る如く、直線型と円弧型とで t_f の値に大差なく、 t_s の値は或程度直線型の方が小さい事が認められる。

以上 t_s, t_f, t_{max} の変化の状態は、橋脚形状の選定に對し相當の参考となるは勿論、橋脚の安定を保つ爲に前頭部附近に行ふ捨石等の場所及深さを決定するに際し、特に注目すべき事柄である。

iv) 後頭部附近に生ずる堆積は大体次の程度であつて、橋脚の安定に對しては殆ど影響がないものと認められる(図-11 参照)。

$$h_s' = 1.0 \sim 2.5 \text{ cm}, \quad h_u = 2.0 \sim 3.5 \text{ cm}, \quad a_f' = 15 \sim 20 \text{ cm}, \quad a_u' = 85 \sim 110 \text{ cm}.$$

尙之等の値は前頭部形状に支配される事少く、殊に 2 円弧型では殆ど同一である。唯 1 円弧型及直線型では、角 β の増大と共に移行點 F に於ける壁面屈曲の影響が著しくなり、次第に $A_v A_f'$ 線に沿ふ堆積模様が不明瞭となり、 $\beta=90^\circ$ 近くでは A_v 點が F' 點の下流側に移り、遂に $a_v = -a_h$ 、即ち $A_v A_f'$ 線に沿ふ突出状堆積が全く消滅してしまふ様である。尙角 β の増大と共に a_u' が少しく減少する傾向を呈する事が認められる。

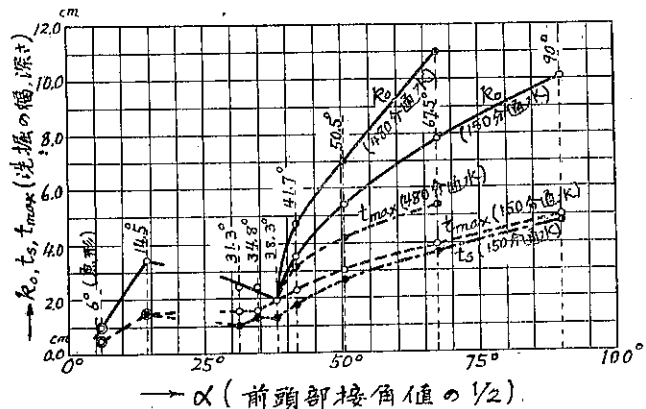
以上本實驗 A₁ 及 A₂ の結果は、實驗の方法より考へて、橋脚形状の差異のみによる影響と推定され、橋脚形状の採用に對し、洗掘對策としての或程度の實用的指針を與へるものと見られる。

2. Keutner の實驗との比較 著者の實驗 A₁ 及 A₂ を從來の諸權威者の實驗と比較する事は、設備の差異及實驗方法の不一致等から考へて、相當無理ではあるが、大体に於て設備の似てゐる Keutner³⁰⁾ の實驗結果を擧げて著者の研究と比較し、若干の考察を加へ度いと思ふ。

Keutner は幅 0.65 m の水路に厚さ 0.20 m の砂層を敷き、水路中央に橋脚模型を設置し、橋脚による背水の無い場合の水深を 0.12 m として、特別の場合に 480 分間通水した以外は主として 150 分間通水して實驗結果を比較した。尙橋脚模型としては、 $b=12 \text{ cm}$ 、 $l_1=25 \text{ cm}$ 、高さ 50 cm の中空矩形函(中に砂を満す)の前後に 2 円弧型の前、後頭部(8種)を取付ける様にした物を用ひ、

亜鉛鍍製とした。図-16 は後頭部に半円型、前頭部に種々の 2 円弧型を用ひた際の實驗結果を示すものであるが、 $\alpha=90^\circ \sim 31.3^\circ$ に對しては $k_o = k_f$ であり、 $\alpha=14.5^\circ$ では $k_o = k_s$ である。又 t_{max} は $\alpha=90^\circ$ の際は前頭部尖端 S

圖-16. Keutner の實驗



に生じ、其の後 α の減少と共に次第に F 點に近づくが、 $\alpha=14.5^\circ$ では再び尖端 F 點に生ずると云ふのである。図-16 に示す事實から、Keutner は $\alpha=38.3^\circ$ が洗掘幅及洗掘深より考へて極めて有利であると、之が洗掘防止に對する理想的形状であると提唱してゐる。

著者は前頭部尖端を餘りに尖らす事は實用上適用し難いものとし、2 円弧型では $\alpha=33^\circ 24'$ 以上、直線型では $\alpha=16^\circ 43'$ 以上の場合しか實驗を行はなかつたのであるが、 $\alpha=38.3^\circ$ にて k_0, t_{max} 等が急減し且つ $\alpha=14.5^\circ$ で尖端に最大洗掘深を生ずると云ふ Keutner の實驗に對し、多大の疑問をもつものである。Keutner は之を橋脚周囲の流況の変化に基く洗掘機構の急変によるものと説明をしてゐる様であるが、著者の實驗ではその様な事實を到底認める事が出来なかつた。之等に就て更に詳細な検討を加へる必要があるが、Keutner の實驗にては河床材料に對する充分な考察を缺いてゐた爲、橋脚がなくとも既に或る程度の洗掘が行はれてゐたのではないかと思はれる。即ち實驗上あらはれた洗掘模様が果して橋脚形状の差異のみによるか否かに多大の疑點があるのであつて、實驗による洗掘模様の差異を以て直に橋脚形状の優劣を論じた事が、著者の實驗と異なる結論に導いた大きい原因でないかと考へてゐる。

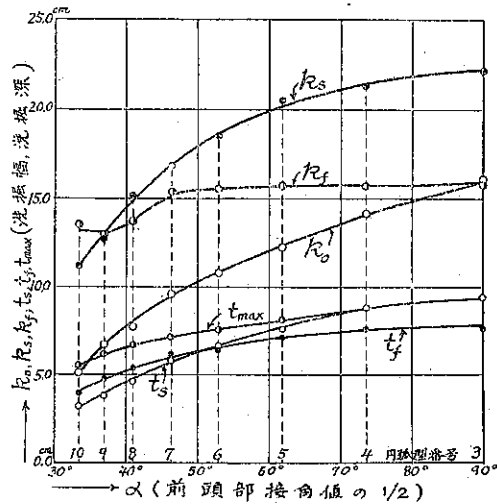
3. 實驗 B. 實驗の結果は表-8、圖-17 の様であつて、之を實驗 A₁ の場合に比べると、其の値は何れも幾分小さくなつてゐるが(その差の最大は 2.5 cm)、之等が前頭部の形状に応じて變化する有様はお互に頗る酷似してゐる事が認められる。而して實驗 A₁ 及 B は夫々限界流況 (a), (b) に於て行つたものであり、兩限界流況に於て

表-8. 實驗 B に於ける洗掘幅及洗掘深

(限界流況 (b); 水深 3.0 cm, 勾配 1/600, 流量 26.5 l/sec)

前頭部 番號	k_0	k_s	k_f	t_{max}	t_s	t_f
0	19.4	23.8	17.2	9.9	9.9	8.1
1	17.5	23.5	17.2	9.8	9.8	8.1
2	16.7	23.3	17.0	9.7	9.7	8.0
3	16.1	22.2	15.8	9.3	9.3	7.6
4	14.1	21.3	15.7	8.8	8.8	7.6
5	12.2	20.5	15.7	8.1	7.6	7.1
6	10.8	18.4	15.5	7.6	6.6	6.5
7	9.6	16.8	15.4	7.1	5.8	6.2
8	7.7	15.2	14.7	6.7	4.6	5.4
9	6.7	12.7	13.9	6.2	3.8	4.8
10	5.1	11.2	14.5	5.6	3.2	4.0

圖-17. 實驗 B に於ける洗掘幅、洗掘深と接角値の半分 α との關係



洗掘に對する前頭部形状の影響が酷似してゐると云ふ事實は、本實驗によつて得た橋脚形状の優劣に關する定性的資料を流況及河床状態の異なる質地の場合に適用するに際し、相當の確實性を附與するものと考へる事が出来る。之等に就ては今後更に流況及河床砂粒を種々に變へて詳細な實驗を行ふべきは勿論であるが、各限界流況に於ける洗掘幅及洗掘深の變動等を調査して嚴密な検討を加へる事により、此の種實驗に於ける相似律に對しても或程度の曙光を見出し得べく、延いては上の定性的資料より一步進んで定量的な關係を導き得るものと思つてゐる。

(11) 橋脚後頭部形状の影響

橋脚の安定を最も多く支配する所の前頭部附近の洗掘に對しては、後頭部形状が何等の影響を與へないと云ふ事

實は、最初 Engels²⁷⁾ の實驗によつて明かにされた所である。其の後 Keutner³⁰⁾ も之と同様の事實を認め、更に次の如く述べてゐる。即ち前頭部の周圍に於て洗掘された土砂は後頭部附近に全面的に堆積するが、唯後頭部尾端に接する個所にのみ微かな洗掘が現れる事より考へて、後頭部尾端の形狀が河床に或作用を及ぼす事が察知される。又橋脚下流側に全面的に生ずる堆積は、橋脚中心を通る縱軸線の方角に下流に向つて可成廣範圍にわたつて生ずる浅い洗掘の爲に、左右 2 つの部分に分たれる。之等の堆積及洗掘は橋脚の安危を支配するものでない事は勿論であるが、後頭部形狀の影響を受け、特に角 $\tan^{-1}(2l_2'/b)$ に支配される事が多いと云ふのである、茲に l_2' は後頭部の長さを表す(圖-11 参照)。

著者の行つた實驗 C₁ 及 C₂ の結果は表-9 の通であり、之より後頭部の形狀は前頭部附近の洗掘に何等の影響を與へない事が認められる。尙本實驗にては、何れも後頭部後方に總体的な堆積(其の高さは 3 cm 以下)を生じ、尾端に接する個所及橋脚中心を通る縱軸線に沿ふ堆積がその左右兩側の堆積よりも低かつたので、之等の部分に僅かながら洗掘を生じてゐる様に見えたが、測定

の結果によると原河床高以下となつてゐる所は全く存在しなかつた。之等下流側の堆積は或程度後頭部形狀の影響を受け、尾端の接角値 2α が漸減して次第に洗線形に近づくに依り、大体次の如き変化を呈する事が認められた。即ち堆積高 h_s', h_u は漸増し、堆積幅 a_u' 及堆積背線に至る距離 a_s, a_u は漸減し、前頭部による洗掘と相當の關係を有すると考へられる洗掘深 t_f' 及距離 a_s, a_f', a_u, a_n には殆ど変化がなかつた(圖-11 参照)。

表-9. 實驗 C₁ 及 C₂ に於ける洗掘幅及洗掘深

實驗番號	限界流況	前頭部番號	後頭部番號	k_o	k_s	k_f	t_s	t_f
				cm	cm	cm	cm	cm
C ₁	(b)	3	0	16.2	22.0	15.7	9.3	7.2
		3	3	16.1	22.2	15.8	9.3	7.6
		3	5	16.0	22.4	16.0	9.4	7.2
		3	7	16.3	22.0	15.9	9.3	7.4
		3	10	16.2	22.0	15.7	9.4	7.3
C ₂	(b)	3'	3	11.9	21.8	16.9	6.9	8.6
		3'	3'	11.6	21.4	16.9	6.7	8.6
	(a)	3'	3	12.2	21.9	18.4	7.4	9.1
		3'	3'	12.6	21.8	18.0	7.0	9.3

要するに後頭部形狀は橋脚の安定上さしたる重要性をもつのでないに拘らず、今尙我國にて後頭部形狀並に其の附近の河床防護を前頭部の夫等より却つて重要視する傾向の見えるのは、甚だ遺憾とする所である。尤も橋脚周圍の流況が絶えず常流状態を保つ場合、橋脚前面に生ずる背水高及橋脚の受ける流水抵抗は、後頭部に接して生ずる鉛直軸の渦の影響を受ける事著しく、この意味から後頭部を洗線形に近からしめて渦の發生を小ならしめるのが望ましい事は、既に Rehbock^{32), 33)} 等により明かにされた通りである。所が河床洗掘に對しては前頭部の形狀を尖らすのが望ましい事は我々の實驗に徴して明かであつて、之は後頭部に接して生ずる渦は橋脚下流側の堆積模様に影響し、橋脚の安定を支配する前頭部附近の洗掘には殆ど影響がない爲であると考へられる。従つて流水抵抗及背水高を少くするに正比例して河床洗掘が減少すべしと云ふ從來の常識的な見解は、正鵠を失したものである事を強調しなければならぬ。河床洗掘の機構を更に詳細に検討する事によつて、背水高及流水抵抗との關係を一層明かにする事が出来ようが、茲では洗掘防止の爲に前頭部を尖らし、背水高及流水抵抗減少の爲に後頭部を尖らしめる事が、實用上橋脚形狀として理想的である事を提唱し度いと思ふ。

(12) 橋脚の長さの影響

³²⁾ Th. Rehbock; "Brückenstau und Walzenbildung." Der Bauingenieur, 1921, S. 341~347.

³³⁾ " " ; "Verfahren zur Bestimmung des Brückenstaues bei rein strömendem Wasserdurchfluss." Der Bauingenieur, 1921, S. 603~609.

鉄道橋に於ては勿論、道路橋に於ても従来の橋幅は比較的狭かつたので、夫等の橋脚の長さも餘り大ならず、大体に於て橋脚腹部の長さ l_1 と幅 b の比 l_1/b は2程度のもが多かつた。所が最近の道路交通の急速な發展に於て、國道橋及街路橋の幅員は益々増大しつゝある現状であるから、橋脚の長さが河床洗掘に對し如何なる影響を及ぼすかに就ては、特に慎重な考慮を拂ねばならない。此の意味から、著者は橋脚腹部の幅 b を一定値15cmとし、長さ l_1 を0.5, ..., 55, 60cmに変化し、従つて l_1/b の値を0, 0.33, ..., 3.67, 4.00として實驗Eを行つたが、其の結果は橋脚の安定を最も支配する前頭部附近の洗掘に對し表-10、圖-18に示す如き値を得た。此の場合前、後頭部としては、我々が普通採用する円弧型の内、最も顯著な洗掘を惹起するものと考へられる半円型を用ひ、以て洗掘状態の比較を容易ならしめる事にしたのである。

實驗の結果特に注目すべき性質と認められるものは次の諸點である。

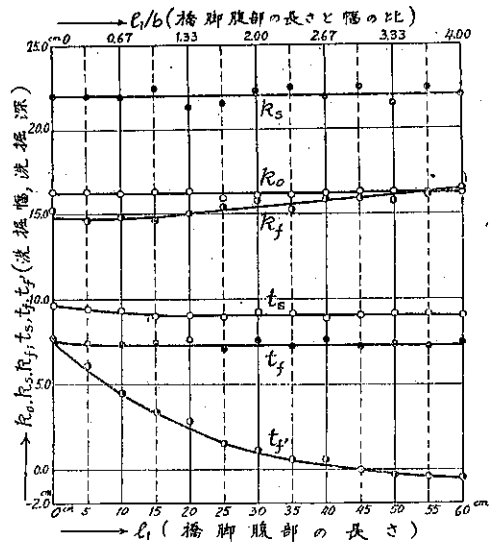
i) 前頭部尖端Sに於ける洗掘幅 k_s, k_f は橋脚腹部の長さ l_1 には全く無關係である。尤も圖-18にて k_s の實驗値は少々上下してゐる様であるが、之は本實驗にては限界流況(b)を用ひた爲僅かに3.9cmの水深であり、

表-10. 實驗Eに於ける洗掘幅及洗掘深

(限界流況(b); 水深3.9cm, 勾配1/600, 流量28.5 l/sec)

橋脚腹部の長さ l_1	k_s	k_f	t_s	t_f	$t_{f'}$
cm	cm	cm	cm	cm	cm
0	16.3	22.0	15.2	9.6	7.7
5	16.3	22.0	14.6	9.4	7.4
10	16.2	21.9	14.8	9.3	7.3
15	16.3	22.4	14.6	9.0	7.4
20	16.3	21.3	15.0	9.0	7.6
25	15.9	21.5	15.4	8.9	7.0
30	16.1	22.2	15.8	9.3	7.6
35	16.1	22.5	15.2	9.1	7.2
40	16.2	21.9	15.8	8.8	7.6
45	16.2	22.5	15.8	9.0	7.2
50	15.7	21.5	16.2	9.1	7.3
55	16.2	22.4	16.1	9.1	7.2
60	16.1	22.0	16.4	9.0	7.5

圖-18. 實驗Eに於ける洗掘幅、洗掘深と橋脚腹部の長さ l_1 との關係



實驗中の極微小な調整の不備でも k_s の値に或程度の影響を與へる事に基くのではないかと考へられる。此の事は次に述べる t_f の値に就ても同様である。

ii) 前頭部より橋脚側壁への移行點Fに於ける洗掘幅 k_f は、 $l_1/b=1$ 以下の間は大差ないが、 l_1/b が1以上となると僅か乍ら漸増の傾向を呈する。一般に l_1/b が小さいと橋脚築造による河幅縮小部分が短い關係上、前頭部の爲に橋脚中心線の兩側に分れた流向の偏倚がF點近くで再び逆に中心線の方に復歸しようとするが、 l_1/b が大きいと流向の偏倚が次第にF點の下流側迄繼續される事になる。之等の關係が k_f -線に上述の様な変化を與へたものと推察される。

iii) 前頭部の尖端S及移行點Fに於ける洗掘深 t_s, t_f は共に橋脚腹部の長さ l_1 には殆ど無關係であり、唯僅かに l_1/b の極めて小さい場合に少しく大きくなるに過ぎない。之に反し橋脚側壁より後頭部への移行點F'に於ける洗掘深 $t_{f'}$ は l_1/b の増大と共に急減し、 $l_1/b=3.0$ 以上になると逆に堆積を生ずる様になる。之は l_1/b の小

さい間は前頭部による洗掘の影響を直接受けるが、 l_1/b の増大と共に橋脚側面に生ずる鉛直軸の渦の爲に前頭部に洗掘された砂粒が次第に堆積する事に基くのである。

iv) 後頭部附近に生ずる堆積に就ては、橋脚の安定上何等考慮の必要のない事は、上の各実験に於けると同様であるが、之等の堆積の模様は l_1/b の増大に応じて変化する状態は大體次の通りである (図-11 参照)。

$$h_{sv} = -0.4 \rightarrow +1.5 \rightarrow +0.7 \text{ cm}, \quad h_{uv} = +1.5 \rightarrow +2.5 \rightarrow +1.1 \text{ cm}, \quad a_s = 1.3 \rightarrow 4.1 \text{ cm}, \quad a_n = 1.5 \rightarrow 4.5 \text{ cm}, \\ a_v = -20 \rightarrow +47 \text{ cm}, \quad a_n = +29 \rightarrow -10 \text{ cm}, \quad a_p = 15 \rightarrow 11 \text{ cm}, \quad a_u' = 110 \rightarrow 70 \text{ cm}.$$

茲に堆積高 h_{sv} , h_{uv} は $l_1/b=0 \rightarrow 1.33$ に對して漸増し、それ以後は逆に漸減する事を表す。又 a_s , a_n , a_v は l_1/b の増大に応じて増加し、 a_n , a_p , a_u' は逆に減少する事がわかるが、唯 a_u' は $l_1/b=0 \rightarrow 1.33$ の間は殆ど一定であつた。之等の事實は橋脚腹部の影響殊に後頭部附近の堆積機構を考察する上に於て、極めて有効な資料となるのであるが、説明を他日に譲り度と思ふ。

以上を要するに、橋脚の安定を支配する前頭部附近の洗掘に對しては、橋脚腹部の長さは殆ど何等の影響を與へないと云ふ事が出来るのである。

(13) 2 円橋建橋脚

1. 概説 上述の橋脚は何れも 1 体の壁体からなる構造であつたが、若し之が 2 本建の構造の場合、更に進んで框構式の構造の場合は、如何なる洗掘状態を呈すべきか、又壁体式のものに比べて流水及橋脚の安定に對し如何なる利害があるかを研究する事は、今日の實用的見地から極めて大切な事である。之等に就ては歐米にても餘り研究が行はれて居らず、僅かに米國の Iowa 大学で Nagler³⁴⁾ が實驗してゐる様であるが、その詳細な記録を入手する事が出来なかつた。唯 Timonoff³⁵⁾ が嘗つて Leningrad の水理實驗所で行つた實驗は、在來橋梁に接近して新橋梁を設ける場合の橋脚に就てであり、我々の 2 本建橋脚の場合とは異なつた目的をもつものであるが、次の如き注目すべき結論を得てゐる。

(1) 橋脚の安定は前頭部附近に生ずる大なる洗掘に支配されるものであるから、在來橋脚が根入充分で丈夫な際は、新橋脚を施工可能な範圍内でなるべく之に接して下流側に築造すべく、之によつて新橋脚に對する洗掘防護工の費用を相當節約する事が出来る。之に反し若し在來橋脚が根入不十分で不安定な際は、新橋脚を上流側に接して築造すべく、之によつて根入充分な新橋脚の前頭部が不安定な在來橋脚を保護する事が出来る。

(2) 新橋梁の径間が在來橋梁の径間よりも大なる際は上流側に設け、逆に小なる際は下流側に設けて、以て在來橋脚に悪影響を與へない様にすべきである。此の場合にも新舊兩橋脚はなるべく接近せしめ、流水方向に平行ならしめる事が必要である。

我々の 2 本建橋脚の場合に於ても、前後の柱の隔りを或値として置けば、前柱の後側に生ずる堆積と後柱の前側に生ずる洗掘とが互に消殺し合ふ事になり、前後の兩柱間に於ける河床攪亂を防止して壁体式橋脚の場合に相應した洗掘状態を呈せしめ、以て 2 本建橋脚に於ける洗掘上の大きい缺點を除き得るのでないかと考へられる。この意味から、2 本建橋脚の最も簡単な場合として 2 円橋建橋脚をとり、前後の円橋間の隔りが河床洗掘に如何なる影響を及ぼすかを調べたのが著者の實驗 F であり、他の形狀を有する 2 本建橋脚、更に進んで一般の框構式橋脚に就ては他日の研究に俟つ事にした。

2. 實驗 F 2 円橋建橋脚に於て、円橋の直径 b を一定値 15 cm とし、前後の円橋中心間の隔り l_1 を 15

³⁴⁾ F. A. Nagler; "Flow of water around pier" Hydraulic Laboratory Practice by J. R. Freeman. 1929, p. 713.

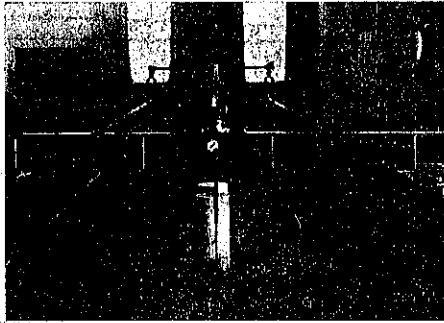
³⁵⁾ V. E. Timonoff; Versuche über die Anordnung der Strompfeiler bei nebeneinander stehenden Brücken." Abhandlungen des Leningrader Hydrotechnischen Laboratoriums, Pamphlet 5, 1911.

20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55, 60 cm に変化し、従つて l_1/b の値を 1.00, 1.33, ..., 3.67, 4.00 として実験 F を行つたが、何れも橋脚軸を流水方向に正しく設置したから、其の洗掘模様は左右対称であり、1例を示せば図-19 の通りである。次の表-11, 図-20 は図-21 の記號を用ひて実験 F の結果をとりまとめたものであるが、之等から特に注目すべき性質として次の諸點を擧げる事が出来る。

図-19. 実験 F に於ける洗掘及堆積狀況の 1 例

(円橋直径 $b=15$ cm, 兩円橋の中心距離 $l_1=30$ cm; 水深 5.2 cm, 勾配 1/800, 流量 35.9 l/sec)

(a) 上流側



(b) 下流側

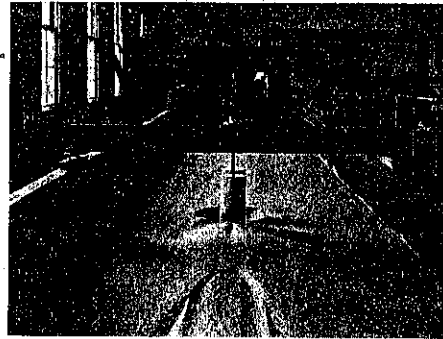


表-11. 実験 F に於ける洗掘幅, 洗掘深及堆積高

(限界流況 (a); 水深 5.2 cm, 勾配 1/800, 流量 35.9 l/sec)

円橋中心間の距離 l_1	k_o	k_s	k_f	t_s	t_f	$t_{f'}$	t_1	t_2	h_m	a_m	a_m'	k_2	$k_{f'}$
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
15	18.1	24.5	18.5	9.9	8.5	5.8	6.2	6.2	-6.2	0.0	—	—	—
20	17.6	25.2	18.5	10.0	8.6	4.1	4.4	5.7	-4.3	4.4	—	6.5	3.0
25	18.0	25.0	18.5	9.9	8.4	3.2	2.7	4.6	-2.2	5.0	—	7.5	3.0
30	17.3	25.0	18.6	9.9	8.2	3.2	2.2	5.0	-2.0	5.8	—	9.5	3.5
35	17.7	25.1	18.4	9.7	8.6	3.6	2.1	5.3	-1.7	7.2	—	12.0	6.0
40	17.4	24.6	19.1	10.1	8.1	3.3	2.4	5.1	0.0	9.0	9.0	13.8	6.0
45	17.8	25.2	18.9	10.0	8.6	3.6	2.5	5.4	0.6	10.2	9.2	15.0	6.2
50	18.0	25.2	19.2	10.0	8.5	3.4	2.3	4.9	1.2	10.7	9.1	15.0	5.8
55	17.9	24.5	19.0	10.0	8.6	3.4	2.4	5.2	1.2	11.4	9.3	15.0	6.0
60	17.5	24.5	18.5	10.2	8.7	3.5	2.6	5.3	1.5	12.8	10.0	16.3	7.5

i) 前円橋の前端 S に於ける洗掘幅 k_o, k_s は円橋中心間の距離 l_1 には無關係である。又前円橋の横端 F に於ける洗掘幅 k_f も殆ど一定であつて、 l_1 の増加と共に極微少な漸増傾向を有するに過ぎない。従つて k_o, k_s 及 k_f は前円橋のみの影響を受けるものと考へて差支へなく、表-7 に於ける之等の値と比較する事により、壁体式橋脚の場合と略同様の事情にあると推定されるから、前円橋の前端を尖らすに於て之等の値は次第に減少するものと思はれる。ii) 前円橋の前端 S 及横端 F に於ける洗掘深 t_s 及 t_f は l_1 の値に無關係であつて、i) にて k_o, k_s, k_f について述べたと略同様の性質をもつてゐる。所が後円橋横端 F' に於ける洗掘深 $t_{f'}$ は l_1 の値に於て相當大きい変化をなし、壁体式橋脚に於ける側壁より後頭部への移行點 F' の洗掘深とは異なつた關係にある事が察知される。即ち図-20 に見る如く、 $t_{f'}$ は円橋の中心距離と直径との比 l_1/b が 1.00 より 1.67~2.00 に増すに従つて稍々急減するが、それ以後は l_1/b の値に殆ど無關係で總體的に少し大きい値となつてゐるに過ぎない。

一般に l_1/b が 1.00 に近い場合 I' 點に於ては、前円橋の前及横にて洗掘された砂がその後方に堆積せんとする傾向よりも、後円橋の前面による洗掘作用の影響の方が遙かに大きいので、洗掘深 t_f は相當大きくなつてゐる。所が l_1/b が増大すると共に堆積の影響が次第に著しくなつて t_f は漸減するが、或程度以上の l_1/b の値に對しては堆積と洗掘の影響が略一定の差をもつ様になるので、 t_f の値に大差を生じなくなる。之等の關係が上述の如き l_1/b の変化を生ぜしめたものと考へられるのであつて、次に述べる後円橋前端的洗掘深 t_2 に就ても略同様の考察が出来る筈である。尤も l_1/b がずつと大きくなると前円橋の後方に於ける堆積の影響が極めて微小なものとなり、 t_f, t_2 は夫々 k_0, k_2 と一致してくる事は勿論である。

iii) 前後の円橋中間部に於ては、 $l_1/b \leq 2.67$ の場合に A_m 點附近に僅少の堆積を生ずるに過ぎず、總体的には相當の洗掘が惹起されるのであつて、此の種 2 本建橋脚の大きい缺點と云はねばならない。尙圖-21 に見る如く、もの $A_m K_2 K'$ 線より下流側の洗掘が急に著しくなるのは、後円橋前面に於ける洗掘作用の影響を表すものである。此の場合洗掘作用が直接影響する範圍を示す a_m, k_2 及 k_f の値は、前円橋による洗掘及堆積の影響を受けて、 l_1/b の値に応じ相當顯著な変化を呈する事は圖-20 の様であるが、 l_1/b がずつと大きくなると ii) に於けると同様に夫々 k_0, k_2 及 k_f の値に一致してくる筈である。

iv) 前円橋後端 I 及後円橋前端 II に於ける洗掘深 t_1 及 t_2 は、圖-20 に見る如く ii) に於て述べた t_1 とよく似た変化を呈するが、 t_2 のみが

圖-20. 實驗 F に於ける洗掘幅、洗掘深及堆積高と前後の円橋中心間の距離 l_1 との關係

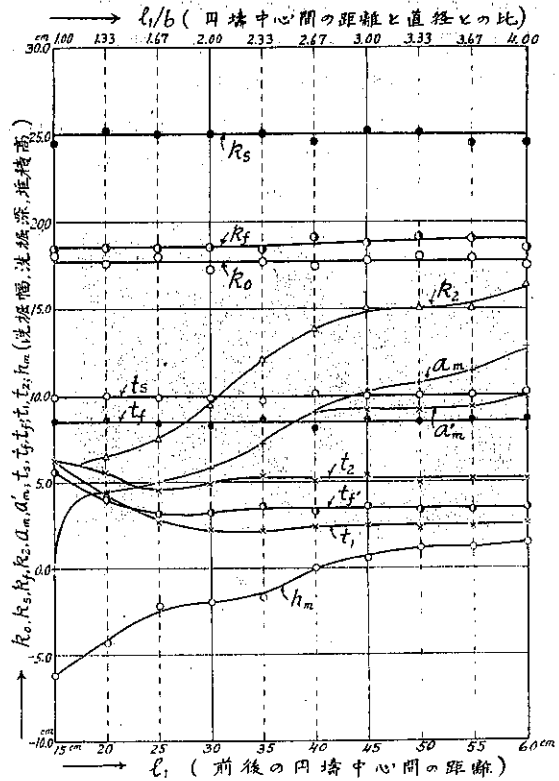
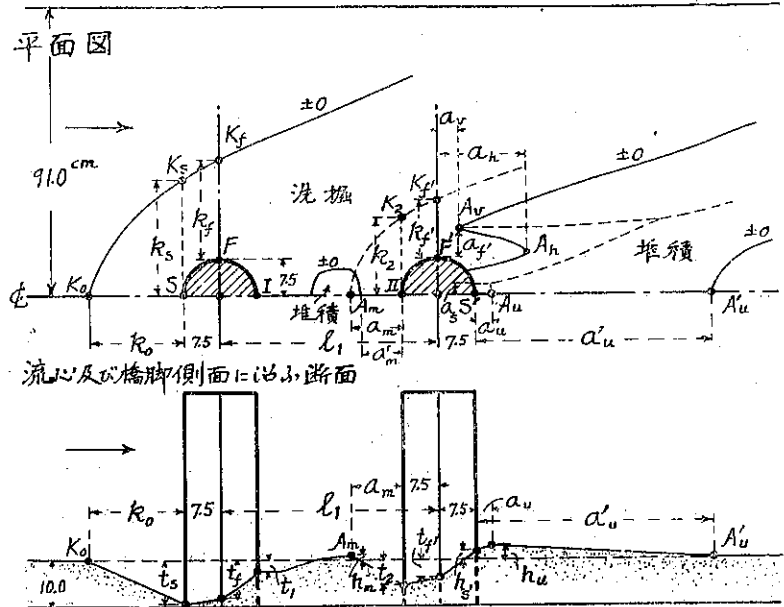


圖-21. 實驗 F に於ける洗掘及堆積の記號的表示



れと略同様の原因によるものと考へ、 t_1 に就ては次の如く考へるのが妥當である。即ち l_1/b が 1.00 に近い場合 I 點に於ては、後円蓋の前端に基く洗掘作用を受ける事が著しいので t_1 は相當大きい。所が l_1/b が増大すると共に次第に後円蓋による洗掘の影響が軽減されて t_1 は漸減するが、或程度以上の l_1/b の値に對してはこの洗掘の影響が殆ど無くなり、 t_1 の値に大差を生じなくなるものとするのであつて、 l_1/b がずつと大きくなつても何等変化がないものと推定される。

v) 後円蓋後側の堆積は前の各實驗と同様に橋脚安定上何等の重要性を有しないものであるが、之等の堆積の模様は l_1/b の値に応じて変化する事は比較的僅かであり、大体次の通りである、(圖-21 参照)。

$$h_{st}=1.9 \rightarrow 2.3 \text{ cm}, \quad h_u=1.9 \rightarrow 2.7 \text{ cm}, \quad a_u'=100 \rightarrow 70 \text{ cm}, \quad a_u=1.5 \text{ cm}, \quad a_s=1.7 \text{ cm}.$$

茲に h_{st}, h_u は $l_1/b=1 \rightarrow 2$ に對して漸増するが、それ以後は大差なく、又 a_u' は $l_1/b=1 \rightarrow 2$ に對しては大差なく、それ以後は漸減する。尙下流側の A_1A_2 線に沿ふ突出狀堆積は、 $l_1/b < 2$ の時に比較的明かに表れるのみであつて、大体 $a_u=7 \rightarrow 6 \text{ cm}$, $a_h=10 \rightarrow 14 \text{ cm}$ 程度の変化をする事が認められた。

以上を要するに、2 円蓋建橋脚の前円蓋附近の洗掘は壁体式橋脚に於けるものと大差ないが、全円蓋の中間部分に於て總體的な洗掘を生ずる事が大きい缺點である。唯 l_1/b の値を 2 程度とした場合に、前円蓋後側の堆積と後円蓋前側の洗掘とが比較的消殺される事になり、洗掘對策として良好な結果が得られる様である。

(14) 掃流時間の影響

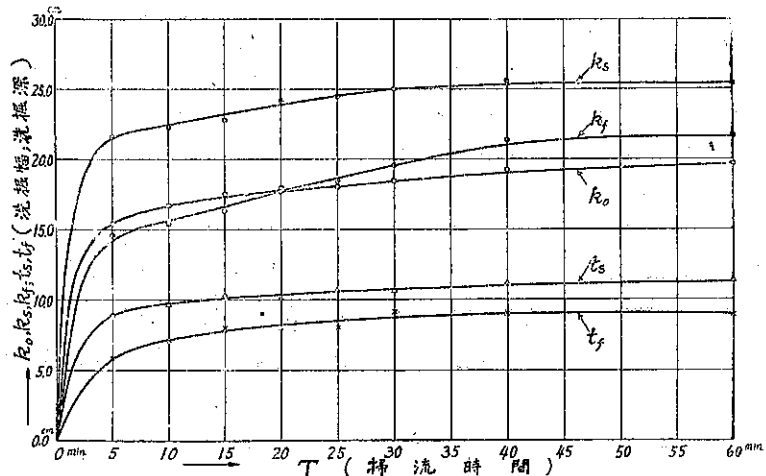
掃流時間を増すと次第に洗掘が著しくなるが、或程度洗掘が進むと河床の不規則による流水抵抗の増加等に基いて殆ど釣合の状態に達し、それ以上餘り洗掘が増大しない様になる。従つて此の種實驗にては掃流時間を如何にするかに就て、特に慎重な考慮を要するわけであるが、從來の諸權威者の研究によるも未だ適確な結論に到達してゐない現状である。¹⁷⁾ 著者が $l_1=30 \text{ cm}$ の矩形函の前後に夫々半円型前、後頭部を取付けて限界流況 (n) に於て行つた實驗 D の結果²⁰⁾ は、表-12、圖-22 の通りである (圖-11 参照)。

圖-22. 實驗 D に於ける洗掘幅及洗掘深と掃流時間との關係

表-12. 實驗 D に於ける洗掘幅及洗掘深

(限界流況 (n) : 水深 5.2 cm, 勾配 1/800
流量 37.9, 1/sec)

掃流時間	k_0	l_s	l_f	t_s	t_f
min	cm	cm	cm	cm	cm
5	15.4	21.6	14.6	8.9	5.9
10	16.7	22.3	15.4	9.6	7.1
15	17.4	22.9	16.3	10.3	8.0
20	17.7	24.3	17.8	10.1	8.0
25	18.2	24.4	18.5	10.6	8.0
30	18.4	25.0	19.6	10.6	9.2
40	19.3	25.6	21.4	11.1	9.0
60	19.7	25.3	21.6	11.3	8.8



之によれば洗掘は最初の 5 分間に著しく進捗し、20 分以後の増加は極めて緩慢である。而も前頭部の接角値

²⁰⁾ 此の實驗は實驗 A₁ 以下を始めるに先立つて其の大体を行つて置いたのであるが、實驗の全部を完了したのは C₂ 終了後であつたから、實驗記號を D と附けることにした。

2α の大なる程掃流時間の延長による洗掘の増加が著しい事は、既に Keutner³⁰⁾ 等によつて実験的に明かにされた所であるから、普通の場合掃流時間の影響は $2\alpha=180^\circ$ である所の図-22 の関係より更に小なるものと考へてよい。著者が橋脚形状の影響を比較する爲に行つた上述の実験 $A_1, A_2, B, C_1, C_2, E, F$ に於ては、図-22 の関係及実験所内の都合を考慮して、何れも掃流時間を 20 分間と決定したのであつて、先づ相當な妥當性をもつものと推定されるが、今後掃流時間を更に延長した場合に就ても実験を行つて見たいと考へてゐる。尙実験の相似律並に實地への適用に對して、図-22 の関係は相當注目すべき資料となるものと思ふ。

(15) 結 語

i) 一定の河床は一定の限界掃流力 F_c を有するが、Kramer 公式によると相當正しくその値が求められる。而して水深 H 及勾配 I を變へても掃流力が F_c なる限界流況にては、洗掘状況殊に夫に對する橋脚形状の影響は殆ど相似である。唯洗掘幅及洗掘深の大きさは水深小にして勾配の大なる限界流況程稍々小さくなる様である。

ii) 洗掘は相當短時間に行はれるもので、掃流時間の増大による洗掘の増加は比較的少い。

iii) 橋脚の安定を支配する前頭部附近の洗掘は、前頭部形状によつて變化し、後頭部及橋脚の長さの影響を殆ど受けない。而して前頭部を尖らす程洗掘を少くするが、その状況は尖端の接角値 2α によつて著しく異なるものである。尙円弧型と直線型では洗掘の様相が相當違つてゐるから、洗掘に對する河床防護を行ふに際しても夫々慎重な考慮が必要であり一概に兩者の優劣を断定する事は困難である。

iv) 實際橋脚の築造に際しては、各実験の結果を指針として洗掘に對して有利な橋脚形状を採用し、洗掘深に相應して充分の根入をなし、以て橋脚の合理的な設計、施工をなす事が出来る。併し乍ら一方經濟上の制限を受ける事頗る多く、又構造力学、施工法及美觀上からも相當の考慮を拂ふべきは云ふ迄もない。洗掘に對し橋脚前頭部を充分に尖らす事の極めて有利なるは勿論であるが、之を餘りに尖らす事は施工上困難であるばかりでなく、流木その他の衝撃によつて尖端を損傷する事多く、構造力学上も上部構造の荷重を地盤に分布せしめる際種々の不都合を生ずる。従つて茲に實用上の限度があるわけであつて、著者は自己の実験結果に徴し前頭部接角値の半分 α を円弧型では $35\sim 40^\circ$ 、直線型では $20\sim 30^\circ$ とする事を提唱し度いと思ふ。尙橋脚後頭部は腹部の長さと同様に洗掘上の影響殆どなく半円型でよいが、橋脚背水高及橋脚に及ぼす動水圧を少くする爲に或程度尖らすのが有利であつて、構造、美觀上の點を參照し大体前頭部接角値の 1.5~2.0 倍位の接角値をもたしめるのがよくはないかと思ふ。

v) 2 円嚮建橋脚に於ては、前円嚮の前及横の洗掘は壁体式のものと同大差ないが、兩円嚮の中間部分にても相當の洗掘が惹起されるから、なるべく用ひない方がよい。若し經濟上其の他の理由から已むを得ず 2 円嚮建とする場合には、兩円嚮の中間部分の洗掘を軽減する爲に、円嚮中心間の距離を直径の大体 2 倍程度とする事が望ましい。尙前円嚮の代りに iv) に述べた所によつて適當に先を尖らした柱を用ひると、前柱附近の洗掘を餘程減少せしめ得る筈である。

(16) 附 言

橋脚による河床洗掘問題に就ては、今後の研究に俟つべきもの極めて多く、著者は只今の所橋脚形状の影響に就き大体一通りの研究を終つたに過ぎない。以下著者が研究實施又は計畫中の二三の項目に關し、簡単な説明をして置き度いと思ふ。

1. 橋脚配置の河床洗掘に及ぼす影響 河川に於て河幅の小ならざる直線部分を架橋地點とし、斜橋をなるべ

く避けて橋脚数を少くし且つ橋脚の方向を流水方向に平行ならしめる事は、橋脚による背水高を少くして流水の疏通を良好ならしめ、河床の洗掘を軽減して橋脚の安定を保持するものであるから、河川の方から云つても橋梁維持の方から云つても極めて緊要である。併し乍ら、實際は地勢、經濟その他各種の事情に支配され、之等の要件を十分に満足せしめる事は極めて困難である。殊に河川に於ては一般に流水方向が時々刻々に変化し、洪水時に於ける流水方向と想像し得る堤防法線と低水路の流水方向とは屢々一致しないし、長い區間河川が直線である事は稀であるから、最大洪水時に於ける流水方向を合理的に判断する事は仲々困難であるが、普通は堤防法線に一致するものと考え之に応じて橋脚方向を決定する。従つて各々の場合に多少の無理を生ずるのは當然の事であつて、流水は多少なりとも必ず橋脚軸に斜に當つて來る事を覺悟しなければならない。之等の關係を明かにする爲に、著者は $l_1=30\text{ cm}$ なる矩形函の前後に半円型前、後頭部を取付け、橋脚軸と流水方向との角を $5^\circ, 10^\circ, \dots, 40^\circ, 45^\circ$ に變化し、限界流況 (a) を用ひて實驗 G を實施中である。其の結果は未だとりまとめるに至つてゐないが、茲に諸權威者による從來の研究の二三を擧げて參考に供し度いと思ふ。

先づ Keutner³⁰⁾は前頭部を 2 円弧型 (接角値 $2\alpha=101^\circ$)、後頭部を半円型とした橋脚模型を用ひ、150 分間宛通水して次の結論を得てゐる。即ち橋脚軸の傾斜角 θ が 5.5° 以下の際に於ける洗掘状態は、 $\theta=0$ の場合と大差がないから、橋脚軸が如何なる流況にても流水方向と 5.5° 以上の傾斜角をなさざる様に、多少の犠牲を拂つても努力する事が、河床洗掘の軽減を計る上に於て極めて大切である。尙 θ の小さい間は橋脚は前頭部の方に傾く危険があるが、 $\theta=21.5^\circ$ を越すと橋脚軸に垂直に上流側に倒壊する虞が大となるから、前頭部周囲のみならず後頭部上流側の河床を防護する必要があると云ふのである。

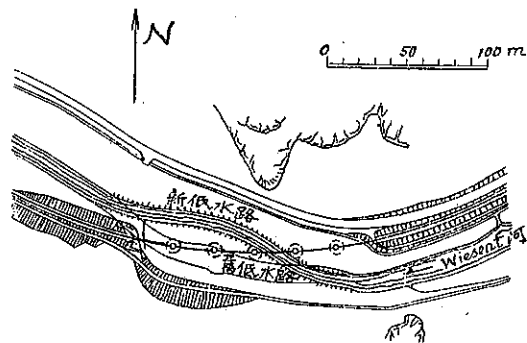
又山間の河川上流部に於ける鉄道橋等では、多數の円筒型橋脚を斜に河川を横切つて並列する事があるが、之は或程度斜堰堤の作用を生じ河床に對し甚だ面白くない影響を與へるものと考えられる。之に對し Rehbock^{28), 37)}が Wiesent 河橋梁の円筒橋脚を河中に斜に並列する際の對策を實驗的に研究し、洪水が左岸寄に偏して左岸寄橋脚及橋臺の安定を著しく害する事を確かめ、從來の低水路を図-23 の如く変更して安全を期した事は、大に注目すべき事柄である。

次に在來橋梁に接近して新橋梁を設ける場合には、兩橋梁の橋脚軸線を重ね合はして流水の疎通を妨げない様にすべきは勿論、同時に之等兩橋梁の相互位置及間隔に就てもよく考慮を拂つて河床洗掘を軽減せしめる様に努めねばならない。此の問題に就ては、著者の實驗 F は前述の Timonoff³⁵⁾の實驗と共に、參照すべき多くの資料を提供するものと考えられる。

以上述べた橋脚配置上の諸問題に關しては、實驗 E, G を參照すると共に更に進んで多くの實驗を續行し、相當の結論を得たいと考へてゐる。

2. 橋脚による河床洗掘機構の考察 橋脚周囲の流況の變化に基き或種の力が河床に作用し、橋脚周囲の洗掘を惹起せしめるものであるが、之等に就ての詳細な考察をなし洗掘の機構を明かにする事は、この問題の進展に對

図-23. Wiesent 河橋梁築造の爲の低水路の変更



³⁷⁾ H. Friedrich; "Die Wiesentbrücke "Gleich und Rund" in der Landschaft." Die Bautechnik, 1932, S. 457~460.

し極めて大切であり、斯くしてこそ初めて模型実験に對する根據を確立し實地の場合に充分な精密さを以て適用し得べき資料を得る事が出来るわけである。所が現在に於ては此の洗掘機構に對し充分な結論を得るに至つて居らず、模型実験の結果は主として定性的資料を與へるに過ぎない状態である(7)参照)。

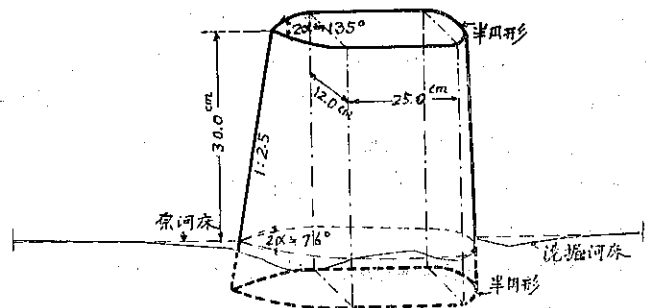
此の洗掘機構に就ては多くの權威者が夫々見解を發表してゐるが、代表的なものとして Keutner³⁰⁾が自己の研究に基いて述べてゐるものは次の様である。即ち橋脚軸及橋脚側面に沿ふ水面高の変化は通水路中央のものと異なつてゐるから横勾配を生ずる。此の横勾配は水平軸をもつ渦巻を形成し、底流と共同して河床を洗掘する。而して横勾配の大きさは橋脚前頭部形狀に支配され、水面が水流方向と逆勾配をなす前頭部先端が注意すべき渦運動の出發點であつて、前頭部附近に著しい洗掘を惹起する。斯くして洗掘された砂礫は通水路中の強い流れによつて下流に運ばれるが、橋脚側面の鉛直軸の渦によつて1部そこに堆積する。更に下流に流された洗掘砂礫は後頭部に接して下流側に發生する鉛直軸の渦の爲に殆ど大部分後頭部附近に堆積してしまふ。この下流部の堆積模様就ても、後頭部側の水面高の変化に伴ふ底流等を考へることにより或程度の説明がつくと云ふのである。この Keutner の見解は最近に於ける最も注目すべきものであるが、尙研究の餘地がある様にも思はれるので、³¹⁾著者は上述の各実験の結果並に實驗中絶えず詳細に測定して置いた橋脚周囲の水面高の変動等を参照し、他日更に詳細な考察を加へて見る積りである。

3. 橋脚による河床洗掘の防護法 橋脚の配置を合理的に定め、3 に述べた所によつて合理的断面形狀を採用し根入を充分にする事によつて、橋脚による河床洗掘を軽減し橋脚の安定度を増進せしめる事が出来る。併し乍ら何れにしても多少の洗掘は附隨するものであり、經濟上、構造力學上又は美觀上の色々の事情に支配されて、上述の洗掘に對する合理的對策を採用し得ざる場合が少くない。この意味から第2段の方法として根固捨石又は石張、沈床等の床固め方法が考へられる。此の場合捨石、石張等を用ひると、萬一その外周に洗掘を生じ1端から崩れ始めたとするも、石其の物の重量がその河川の勾配では到底流下される虞のない大きさのものならば、只その場所に沈下するのみであつて、急激に橋脚其の物の倒壞を惹起する様な事は少い。所が沈床の如きものでは、1端からめくれ始めると、之が流水にあふられて大事を惹起する虞があるから餘程の注意が必要である。

之等の防護工を実施する際、その施工箇所、範圍及根入を如何にすべきかは最も慎重な考慮を要するものである。之に對し3に得た實驗結果は定性的のものに過ぎず定量的な断定を與へるには充分ではないが、實用上甚だ有效な指針を與へるものであつて、之によつて防護工の費用を相當軽減する事が出来ると思ふ。

Engels²⁷⁾は橋脚周圍に捨石工を行ふ外に、基礎閘を設けると河床移動の著しい際に極めて好都合である事を提唱した。併し乍ら Keutner³¹⁾が其の後詳細に實驗した所によると、基礎閘の効果は其の位置によつて違ふが、一般に基礎閘の上流部分のみ保護する事が出来、其の下流部分の洗掘は相當著しいと云ふのである。尙 Keutner は自己の實驗にて前頭部の接角値の半分を

圖-24. Keutner の提唱する橋脚形狀



³⁰⁾ Hinderks; "Grundströmung und Geschiebebewegung am Strompfeiler." Die Bautechnik, 1928, S. 133~135.

$\alpha=38.3^\circ$ とした時の洗掘が極めて少かつたのに着目し、図-24 の如き模型に就て実験し、洗掘対策として極めて有利な形状である事を確めた。其の結果図-24 の形状を実用上最も有効なものとし、之に對する河床防護工としては周圍に廣く石張をすればよく、若し圖-24 の形状を用ひ得ない場合には次の何れかを採用する事を提唱してゐる。即ち (1) 基礎上最高水位迄の橋脚前頭部を出来るだけ尖らし、その上を半円型とする。(2) 前頭部を尖らす代りに其の上流側に鉄矢板を尖頭三角形に打込み、丁度木橋の際に於ける塵除杭の様にする。尙此の三角形の下流端は曲線状に曲げて河床を亂さぬ様にし、高さは最高水位を少し越す程度で内部に填充材を詰め込み上部をコンクリートで被覆する。(3) 根掘をする時その上流側土止め鉄矢板を尖頭三角形に打込み、橋脚完成後も之を抜かずに置いて丁度 (2) の場合と同様の作用をなさしめる。締切工の鉄矢板を之と同様の目的に用ひる事は非常に賢明な方法である。

以上は河床洗掘の防護法に就ての在來の研究の二三を述べたものであるが、著者は之等に關する組織的な研究を行ふべく目下準備中である。

最後に我國の名橋錦帯橋³⁹⁾の下部構造が洗掘対策として極めて合理的である事を述べ、諸外國に於ける注目すべき實例を記した文獻^{31), 37), 40)~49)}を少しく列挙して本文を終り度いと思ふ。

終りに臨み本研究に就き絶えず御懇篤な御指導を賜つた恩師京都帝國大学教授平野正雄博士並に實驗製図に一方ならぬ御手数を煩した同助手加藤輝元氏に對し深甚な謝意を表する次第である。

39) 鈴木清一；“橋脚周圍の洗掘作用について (二)” 道路の改良, 第 18 卷第 7 號, 1936.

40) Kress; “Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten.” Die Bautechnik 1925, H. 15 u. 16.

41) Kommerell; “Engerer Wettbewerb um Entwürfe für eine feste Strassenbrücke über den Rhein in Köln-Mühlheim.” Der Bauingenieur, 1927, H. 14 u. 15.

42) Schmidt; “Mitteilungen über die Allnerbrücke bei Siegburg und Ergänzungen über die Wahnbachthalbrücken.” Der Bauingenieur, 1927, S. 605~612.

43) W. Roloff; “Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über Oder bei Oppeln.” Die Bautechnik, 1928, S. 771~798.

44) Schenkelberg; “Die Rheinbrücke Düsseldorf-Neuss.” Die Bautechnik, 1930, S. 161~180.

45) “Reinforcing Railroad Bridge Piers Under Heavy Traffic.” Eng. News Record, 1930, p. 406~407.

46) Natermann; “Die neue Strassenbrücke über die Weser in Hameln.” Die Bautechnik, 1933, S. 355~370.

47) K. Kober; “Neuartige Pfeilerverstärkung bei der Brücke über die Grosse Reglitz bei Podejuch.” Die Bautechnik, 1934, S. 275~276.

48) Rüttjerodt; “Der Neubau der Fuldabrücke in Hann.-Münden.” Die Bautechnik, 1935, S. 587~590.

49) Natermann; “Die neue Strassenbrücke über die Weser in Höxter.” Die Bautechnik, 1936, S. 489~493.