

論 說 報 告

第25巻第3號 昭和14年3月

桁橋応力軽減法

(昭和13年7月17日土木学会第2回年次学術講演會に於て)

會員 成 瀬 勝 武*

1. 桁橋主桁の応力

桁橋に於て主桁の強弱は、曲げ応力と剪断応力との2つに支配される。剪断応力に對して主桁の抵抗力を増加せしめる事は比較的輕易であるが、曲げ応力に對して主桁の抵抗を充分ならしめる爲には慣性モーメントを大ならしめる必要があり、其の爲には單に突縁(弦)断面を増加すると言ふよりは桁高を増加させる事が經濟的であるから、其の結果としては桁下有効空間に支障を與へるに至るのである。若し強いて桁高を低く爲す場合には突縁に多大の材料が必要であつて断面は不經濟となり、また撓度も増すのである。斯くして桁橋の支間は曲げモーメントの大きさによつて屢々制限されるのである。径間が多數ある場合には主桁を連続的に作り、或はゲルバー的手法を用ゐることによつて曲げモーメントの大きさを軽減することが出来るが、單径間乃至は側径間の短小なる桁橋にあつては曲げモーメントを軽減すべき適法が少いのであつて、本篇に於ては斯かる場合に講ずべき2, 3の方法を述べ著者の方法の効果渺なからざる事を論じやうとするのである。

2. 對重に依る軽減法

ゲルバー桁にあつては従径間荷重、又バランスドアーチにあつては側径間荷重が夫れ夫れ對重の作用を爲し之によつて中央径間の正曲げモーメントが減少するのであるが、之と同じやうに側方に附した對重によつて所要の目的を達する方法が茲に2, 3ある。

對重を利用する最も簡単な方法は 圖-1 に示すものであつて、即ち側径間を片持梁となし之を對重とするのである。主旨はゲルバー桁と同巧であつて、切り取られた路線或は交叉路線が盛土上にあるやうな立体交叉點の橋梁に用ふれば其の特色を發揮する事が出来る。

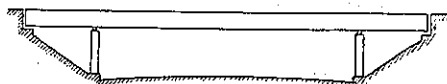
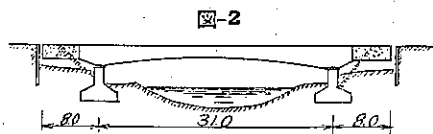


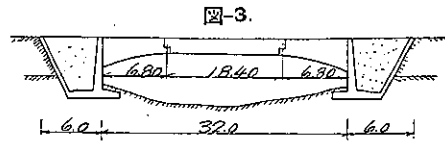
圖-1の方法に於て對重が不足する場合には側径間の片持梁に進んで餘分の對重を附加すれば良いのであつて、圖-2は此の1例を示し、例へば中央径間の支間の長いとき、支間中央の正曲げモーメントを出来るだけ軽減させて桁高を小ならしめたいやうな場合には、良い解決方法の1つである。この方法の先驅を爲すものは1908年洪牙利の Temesvár なる Bega 運河に架けられた鉄筋コンクリート桁橋であつて、圖-2は之を示し支間



31 m, 對重長 8 m, 側径間の對重部は護岸の中に埋込まれてゐるから外觀は全くアーチ橋の如くである。圖-3は中央径間の更に大なる場合に講ぜられた1方法であつて中央には支間 18.40 m の吊径間を附し橋臺に於ては裏込

* 工学士 日本大学教授

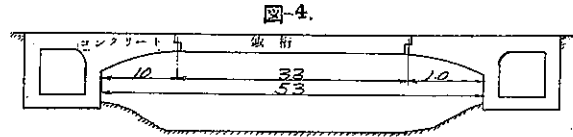
めの土砂が對重の作用を爲してゐるのである。斯くの如き方法は洪牙利及獨逸に於ては屢々適用されて居り、1913年竣功のハノウヅァ市エムス ウェゼル運河に架けられたものゝ支間は實に44mを算するのである。(1)(2)



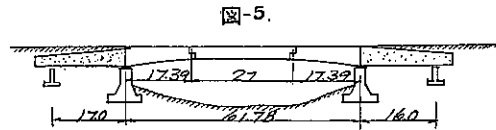
對重に依つて中央径間の曲げ応力を減少させる事は對重の大なる程其の効果が大きいが、然しその爲に橋脚に作用する力は大きくなるから基礎地盤の負荷は過大となり、若し地盤が軟弱であれば工費は増加し或は架設不可能となるのである。

橋臺或は側径間を對重に利用する方法は地形さへ良ければ效果的であつて、河添ひに岸壁あり市街地盤は更に之より高いやうな場合、即ち維納ドナウ運河に新設さ

れたロオテッデン橋 図-4 の如き場合は其の一例である。本橋は純径間 53m、中央 33m の吊径間には鉸桁を用ひて重量を軽減させてゐて鉸桁の最大撓



度は $\delta = 1/810$ 設計者はメラン及ザリガーである。(3) 之と反對に對重のみの役目を演じて他の用を爲さない1つの大きなものゝ例は 図-5 に示した 1934年獨逸ザール河に架けられたベルンブルク橋であつて、全体は3径間ゲルバー桁橋を構成し、其の中で側径間は全く對重として地下に没し、中央径間のみが橋桁となつてゐるのである。幅員約 60m の運河を一擧に跨ぐ爲には止むを得ざる設計とも見られる。何れにせよ支間 61.78m は正に記録的である。(4)



以上の對重を利用する正曲げモーメント軽減法に於て、巨大なる對重を使用するものは運河を1径間にて跨ぐ場合には止むを得ない事であろうが、然らざる場合に於ては 図-1 に示した構造は中央部正曲げモーメントの軽減は大きくないにせよ、特別の基礎を必要としないから普遍性があり、殊に立体交叉の場合にあつては盛土の爲の擁壁を兼ねたやうな橋臺を造る必要なく、此の形式は將來廣く使用せらるべき特質があると考へられる。ヒットラー總統獨逸副制の一業績たる自動車道路に在つては多くの陸橋が種々なる形式に於て架設されてゐるが、 図-1 の如きも屢々利用せられ、側径間の長い場合には橋脚端から桁端まで方杖を伸ばしてゐるものさへ見られる。

3. ディシंगाアの方法

鉄筋コンクリート桁は抗張部のコンクリートが有効に働かない所に缺點があり、此の爲に鉄筋は大なる引張力を負擔せざるを得ないのである。獨逸に於てディシंगाア教授は此の缺點を補ふべき応力調節法を考案し、鉄筋コンクリート桁橋に於て

ゲルバー桁形式のとき……98.5+110+125+110+98.5m

連続桁形式のとき………100+150+100m

(1) Spangenberg, "Grossere Eisenbeton-Balkenbrücken in Deutschland." Erster Kongress. Int. Vereinigung für Brücken u. Hochbau.

(2) Hajnal-Konyi, "Weitgespannte Eisenbeton-Balkenbrücken." Beton und Eisen, Heft 23/24, 1928.

(3) Fischer, Karl, "Rotundenbrücke in Wien." B. u. E. 5 sept. 1936.

(4) Walter Nakonz, "Entwicklung-richtungen in Eisenbetonbauten." Bautechnik, 28 Feb. 1936.

の如き大支間桁橋架設の可能を發表してゐる。此のゲルバー桁の場合は、吊径間は、**図-6**に示すやうに桁の両端を結ぶ抗張材（丸鋼）があり、而かも之の抗張材は床桁の下縁に沿つて多角形を爲してゐるのであつて、主旨に於ては古桁を吊材で補強する舊來の方法を利用したものである

が、此の抗張材に豫め引張力を賦與するときは吊桁は軸方向に圧縮せられると共に負曲げモーメントに作用せられ、負曲げモーメントの大きさは抗張材が中軸から最も偏倚してゐる所の桁中央部に於て最大である。此の負曲げモーメントによつて死活兩荷重による正曲げモーメントを減殺せしめんとするのが其の根本主旨であるが、多角形の形狀、兩端碇着點の位置並に抗張材の引張力を死活重に因る正曲げモーメントに相應して決定すれば、死荷重は此の抗張材によつて支持せられ、主桁は床桁と床桁との間の死荷重のみの曲げモーメント及剪断力に作用せられ、主桁は活荷重によつて初めて梁の作用を爲すのである。抗張材には支保工を將に撤去せんとするときに水圧ジャッキにより初応力を與へ、其の大きさは(1) ジャッキに附した圧力計、(2) エクステンソメーター、(3) 撓度等から測定或は照査するのである。突桁部の加圧方法も之と同巧である。⁽⁵⁾

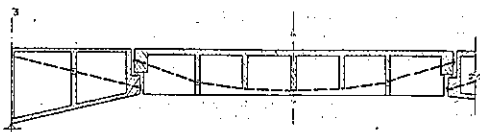


図-6.

此の方法は試案であつて實施されてゐないが、径間甚だしく大なる桁橋には極めて適切と考へられる。但し、抗張材の断面は甚だ大であり又この装置をする爲には相當の工費を要するのであるから、常用の径間に對しては聊か複雑に過ぎる感みがある。

4. 碇着による軽減法（著者の方法）

図-1に示したやうな立体交叉の橋梁、或は東京、大阪の如く河川水位と道路面との高低差の多い、個所の橋梁等に於ては桁高を出來得る限り、低くする必要が屢々生じ、此の爲に餘分の費用が掛かつても全体の工費を却つて廉くする事が出來るのである。**図-7**は斯かる場合の使用例を示し、(a)、(b)は最も普通であるが、(c)は桁端にアンカレッジ（碇着棒）として伸縮装置ある可撓抗張材を附し之を橋臺中に埋め込んだものであつて、この型式に於ては橋臺が對重の作用を爲し側径間の重量の對重としての不充分なるを補つてゐるのである。餘分の對重が不要であり、而かも抗張材にはネジ、ターンバックル等の伸縮装置を附して応力を調節する事が出來るのであるから、普通の對重が單なる死荷重であるのに對し此の方法では對重が可變的である。

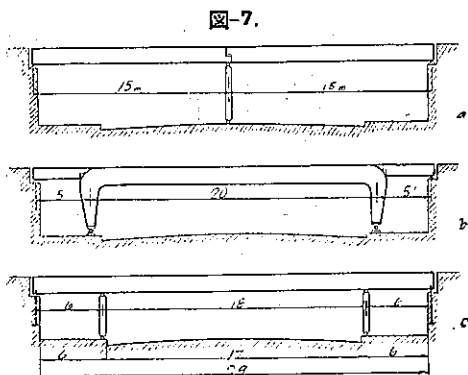


図-7.

側径間を有せざる場合は **図-8**に示すやうに碇着せしめれば良い。碇着棒は桁端に於て支點より l 、中軸より e なる偏倚の位置にヒンジを以て取付けられてゐるのであるが (**図-9**)、碇着棒の引張力を R 、其の鉛直及水平分力を夫れ夫れ V 及 H とすれば、桁端に R の引張力を加へる事によつて桁支點には $M_A = -(V \cdot l_0 + H \cdot e)$ なる負曲げモーメントが生じ、桁中央の單純梁としての正曲げモーメントは此の M_A の大きさだけ減少することゝ成る

⁽⁵⁾ Dischinger, "Ausschaltung der Biegezugspannungen.", Zweiter Kongress, Internationale Vereinigung für Brücken u. Hochbau. 1936.

のである。更に主桁は H なる軸推力に作用されるのであるから、桁の縦応力は圧縮側にあつては之だけ圧縮力が増加するにしても引張側では引張応力が之だけ減少し、此の事は鋼桁に於ては上下兩縁とも大なる影響を受けないが、鉄筋コンクリート桁の引張側では此の圧縮力に相應するだけ鉄筋の引張力を軽減せしめる事が出来て鋼材節約に大なる効果が齎されるのである。此の量は R の大きさ、作用點、傾斜方向によつて加減することが出来、主桁が鉄筋コンクリートなる場合には抗張主鉄筋を僅小たらしめる事も決して不可能では無く、従つて彎曲によつて生ずる所の忌む可き毛狀龜裂の發生を防止し得るのであり、硬化收縮及塑性流動（匍匐）による主桁変形に對しては碇着棒を伸縮して R を加減することにより R を一定に保つことも出来るのである。圖-10 は鋼桁の場合の碇着方法を示す。

此の碇着棒を附するときは橋臺の安定も亦増加する。普通の橋臺に於ては主桁支點が前方にある事及土圧が前方に作用する事の2つの爲に橋臺は前方に顛倒せんとする傾きがあり、基礎地盤の支圧力は前方に過大となるのであるが、 R が傾斜して上方に作用する橋臺にあつては背面に回轉せしむべきモーメントが作用するから安定は著しく良好となり地盤反力の均一化を計り得るのである。

圖-8.

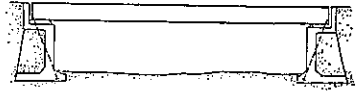


圖-9.

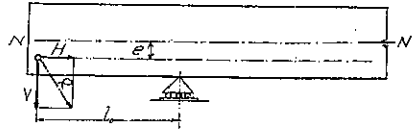


圖-10. (a)

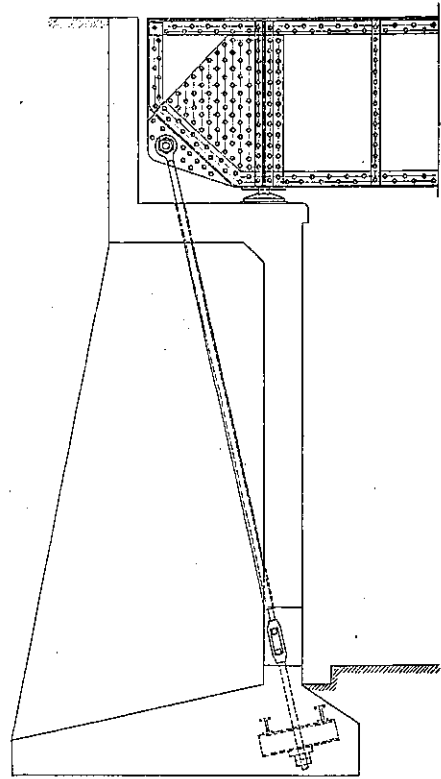
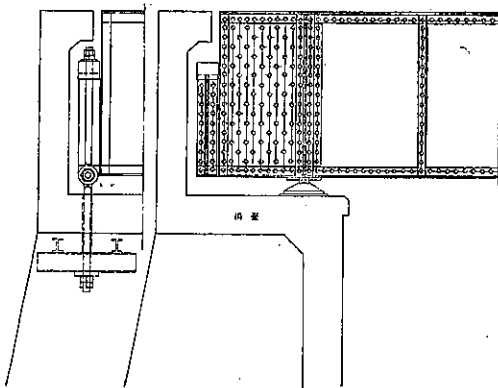


圖-10. (b)



5. 碇着棒の応力

桁端に加へるべき R 或は V の大きさは實測により或は計算により之を決定する事が出来る。

實測による場合は、(1) 棒にエクステンソメーターを附して伸びにより之に作用する力を決定するのも1方法であつて、主桁径間中央を上方に押し上げ桁端の下撓するを容易ならしめつゝ、碇着棒の伸縮装置を締め付けて之に引張力を與へ、所要の作用力だけの伸びが生じたときにネジを固定すれば目的を達する事が出来る。(2) 對重を作用しても碇着棒に所要の力を與へる事が出来る。即ち所要の力だけの重量を桁端に荷けて桁端撓度を精密に測定

し、次に之より稍、荷重を増加して碇着棒のネジを緊定すると共に附加荷重を撤去すれば、棒には引張力が生じ同時に伸長するのであるが載荷の加減とネジの調節によつて桁端が所定の撓度を示すやうにすれば、其のとき棒には所要の引張力が作用してゐる事となる。

此の碇着棒を有する主桁は解析的には 2 次不静定構造であつて、碇着棒断面積を F とするとき $F = \infty$ ならば主桁は 3 径間連続梁、 $F = 0$ ならば単純梁であり、其の間では両端支點の彈性支承より成れる 3 径間連続梁である。荷重は、死荷重は等分布荷重と看做す事が出来、活荷重は之の作るモーメント図が普通は拋物線に近いのであるから換算等分布荷重を用ゐても實用上差支えないと考へられる。然るときは 図-11 の両端彈性支承なる 3 径間連続梁に於て、梁の慣性モーメント J 、材料の彈性係數 E を夫れ夫れ定値とすると、 C 及 D の彈性支承材（碇着棒）の断面積を F 、之に作用すべき内力を X 、棒の長さを s 、梁に於て曲げモーメントのなす全內的仕事を W とすれば

$$W = 2 \int_0^{l_0} \frac{M^2}{2EJ} dx + \int_0^l \frac{M^2}{2EJ} dx; \quad \frac{\partial W}{\partial X} = -\Delta s = -\frac{Xs}{EF}$$

之より求めた碇着棒応力は

$$X = -\frac{\frac{1}{4}(l_0 + 2l)ql_0^3 - \frac{1}{12}wl_0^3}{\frac{2}{3}l_0^3 + l_0^2l + \frac{J}{F}s}$$

此の応力は無荷重のとき初心力零なりし碇着棒が死活兩荷重に對して彈性支承として作用したときの値であるから、径間中央の正曲げモーメントを調節する爲に加へやうとする碇着力とは聊か其の意味を異にするのであるが、然し若し、問題の橋桁を死荷重に對しては単純梁とし、活荷重に對しては連続梁として径間中央の曲げモーメントを減少せしめやうとする計畫ならば、上式に於て $q=0$ とすれば其の場合の活荷重に對する碇着棒引張力が求められる。

6. 算 例

1. 鉄道省標準上路鋼桁（支間 19.2 m の場合）此の鋼桁は突縁山形背面間距離 $h = 1700$ mm、腹板 1690×10 mm、突縁山形 $150 \times 100 \times 15$ mm、蓋板 370×11 mm（中央にて 3 枚）、此の最大曲げモーメントは $M' = 374.12$ t·m である。今、此の鋼桁の両端を 1 m 伸ばして、 $l_0 = 100$ cm、 $e = 40$ cm なる點に傾斜せる碇着棒を附し $F = 50$ t、 $H = 6$ t とせば、此の鋼桁の桁高を如何程低く爲し得るか。

碇着棒によつて桁端に加へらるべき負曲げモーメントは、 $M_A = -(50 \times 1.0 + 6 \times 0.4) = -52.4$ t·m 然るときは主桁中央の最大抵抗モーメントは、 $M = M' - M'' = 374.12 - 52.4 = 321.72$ t·m あれば充分であつて、鋼桁の桁高を $h = 1500$ mm とすれば其の抵抗モーメントは、 $M = 329.27$ t·m となり、即ち突縁断面は同一であるが、碇着装置を附したときは桁高を 200 mm だけ減少しうるのである。此の鋼桁の中央部断面積は $F_0 = 554.2$ cm² であるから H なる軸推力による圧縮応力は $\sigma = 6000 + 554.2 = 11$ kg/cm² となる。即ち縁維応力には其の影響微量である。

2. 内務省標準國道鋼桁橋の場合 内務省土木試験所で作製した國道鋼桁橋の標準設計の一部を借用し之の慣性モーメントと抵抗モーメントを試算した結果は表-1 の通りである。

之等の鋼桁に對して桁端に 40~50 t·m の負曲げモーメントを賦與する事は決して困難では無いのであるが、此の負曲げモーメントを豫め賦與したとすれば抵抗モーメントを此の量だけ減少せしめて充分なのであるから、表-1

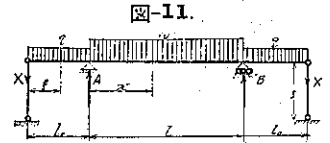


表-1.

山形背面距離	断面 (mm)	蓋 飯 の 数	慣性モーメント (cm ²)	抵抗モーメント (t·m)
h=1 070 mm	4 山形 125×90×10	1 枚の場合	462 685	85.05
	1 腹飯 1 060×9	2 枚 "	625 145	113.05
	蓋 飯 300×9			
h=1 200 mm	4 山形 125×90×10	1 枚の場合	578 295	94.96
	1 腹飯 1 190×9	2 枚 "	861 221	130.36
	蓋 飯 270×9	3 枚 "	949 552	151.44
h=1 350 mm	4 山形 125×90×10	1 枚の場合	771 473	113.79
	1 腹飯 1 340×9	2 枚 "	1 018 921	147.03
	蓋 飯 270×9	3 枚 "	1 272 881	181.32
h=1 540 mm	4 山形 150×100×12	1 枚の場合	1 313 728	168.64
	1 腹飯 1 530×9	2 枚 "	1 732 767	219.89
	蓋 飯 340×10	3 枚 "	2 162 550	271.34
h=1 670 mm	4 山形 150×100×15	1 枚の場合	1 762 985	208.88
	1 腹飯 1 660×9	2 枚 "	2 268 741	265.97
	蓋 飯 350×10	3 枚 "	2 786 467	323.26

を一瞥すれば、之によつて (1) 少くとも蓋飯1枚を節約し得るか、或は (2) h=1 670 mm のものは h=1 540 mm の桁高にて足り、h=1 540 mm のものは h=1 350 mm にて充分であると共に突縁断面も減少する事が判り、礎着棒を使用することに依り桁高を如何程に減少せしめ得るかが容易に窺知できるのである。

3. 鉄筋コンクリート桁橋の場合 支間 l=10m なる矩形断面の桁に等分布荷重 w=4 000 kg/m が満載された時、之を単純梁とすれば最大 M=5 000 000 kg·cm であつて、σ_c=40 kg/cm²、σ_s=1 200 kg/cm² に對して必要な断面は、表-2 の如くてある。

表-2.

桁 幅 (cm)	桁 有 效 高 (cm)	抗張鉄筋量 (cm ²)
40	145.3	32.3
50	130.0	36 0

今此の桁の突端の l₀=0.7 m、e=0.4 m なる點に V=15 t、H=3 t なる礎着力を作用せしめたと假定すれば、最大 M は

$$M = 50 - 15 \times 0.7 - 3 \times 0.4 = 38.3 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$= 3 830 000 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

表-3.

桁幅 (cm)	桁有效高 (cm)	比較	抗張鉄筋量 (cm ²)	比較
40	130.3	-10%	26.4	-19%
50	116.0	-11%	29.7	-18%

であつて軸推力は H=N=3 t=3 000 kg であり、之に耐ゆべき桁の断面は表-3 の通りである。

即ち鉄筋コンクリート桁の場合に於ても相當の效果あることが示されるのである。

7. 結 語

桁橋の架設に際しては、市街地或は運河の橋梁に於て、支間の長さに對して比較的桁高を小ならしめる必要が屢々生ずるのであつて、若し其の橋梁が單徑間である場合には従來は兩端に對重を附するか或はラーメン構造を用る

て径間中央の正曲げモーメントの軽減を計つてゐるに對し、著者は固定的對重を附する代りに桁端に碇着棒を附して之を橋臺に連結し棒に装置した伸縮装置によつて之に適當の引張力を與へ、斯くして桁端に負曲げモーメントを與ふると共に軸推力を與へるのであつて、簡単に目的を達する事が容易なものである。且つ此の方法を用ふれば橋臺の安定も亦良好となるのである。但し連続梁の性質を持つてゐるから、下部構造の沈下特に同軸は主桁に危険なる応力を發生せしめる惧れがある。斯くの如き軟弱地盤の場合は碇着棒の伸縮装置により容易に調節しうる事は勿論であり、碇着棒の長さが長いときは被害は僅小であるが、決して本法を適用すべきでは無いのである。

本法は未だ實施した成績を持つてゐない。よつて細部に互る問題は茲に省略したのである。

下水流量計としてのベンチュリ フリュームに就て

(昭和 13 年 7 月 16 日土木學會第 2 回年次學術講演會に於て)

・會員 北 澤 貞 吉*

要 旨 下水流量計としてベンチュリ フリュームの特異性を述べ、之を凹形渠に用いた場合の理論流量算定式を誘導し、其の勢力水頭を定むる方法を述べたものである。

1. 緒 言

下水の如き汚物、土砂を帶行する水流は、其の流量測定に堰様のものを設ければ沈澱を生じ、延いては其の腐敗の爲に新たなる困難の源を作るのみならず、水頭の損失大にして、且つ公式作製當時の状態を現出すること困難なれば、ベンチュリ フリュームを應用するが最も便なるべしとの考へが次第に強調されて來た。元來管渠の水流は、之を限界状態で流すときは A : 流積, B : 水面幅, m_{cr} : 限界流深函數とすれば、其の流量 Q は次式で算定出来る。

$$Q = \sqrt{(-1)^2/B^3} \sqrt{g} = m_{cr} \sqrt{g} \dots \dots \dots (1)$$

此の限界状態を現出せしむるに、沈澱其の他の困難を比較的伴はないのがベンチュリ フリュームの特徴である。而して之に生ずる限界流深函數は、其の咽喉部の断面形状によつて異なるも、一般に其の勢力水頭 H の函數であるから $m_{cr} = \phi(H)$ で、従つて

$$Q = m_{cr} \sqrt{g} = \phi(H) \sqrt{g} = f(H) \dots \dots \dots (2)$$

となし得る。

此の種のメーター中にバーチャルメーター⁽¹⁾とて、其の咽喉部を 20 cm 以上も窪め其の下流水路を全体として 7.6 cm 丈低めたものがあり、此の低窪に依つて限界状態の出現を判然たらしめ得る利あるを以て精度も高く、米國に於ては特に灌溉水路に多く賞用されて居る。然るに下水渠の如きには此の低窪は極めて困難にして、既設下水渠には全然應用することが出来ない。且つ水位測定用静水桶内に汚物が沈澱して腐敗する不利もある。依つて斯くの如き渠底の低窪をなさずして、限界状態を現出せしむる方法として、著者は 図-1 の如く断面を狹窄することのみに依て之を達せんと試みた。以下は其の報文で、他日機會を得て實驗に附し度いと希つて居る。

* 工学士 熊本高等工業学校教授

(1) R. L. Parshall:—The Improved Venturi Flume, P. A. S. C. E., Vol. 51, Sept. 1925, p. 1340.