

抄 録

第26巻 第3號 昭和15年3月

測 量	頁
(41) 米國に於ける寫眞測量の現況	369
材 料	
(42) デュベルを入れた木材合成桁の實驗	370
施 工	
(43) Whitestone Bridge に使用せる深設潜函工	373
(44) 舊橋脚の補強工事	375
河 川	
(45) Mississippi 河捷水路の效果	377
(46) Elbe-Havel 運河	378
堰 堤	
(47) Friant 堰堤の特殊設計	380
(48) 堰堤の高水溢流の際に沈下堰の降下により形成される流出波	381
(49) 460' 塔による Shasta Dam のケーブル工法	383
上 水 道	
(50) 各種材質の配水管の得失	384
(51) 管井のスクリーン	385
(52) 細菌, 腐蝕及赤い水	386
港 灣	
(53) 模型實驗に依る港灣問題の解決	387
道 路	
(54) コンクリート舗装版の龜裂	388
(55) 路面下埋設物の整理	389
橋梁及構造物	
(56) 吊橋に関する知識の發達	390
(57) コンクリート浮橋の設計と施工	391
(58) Columbia 河橋梁の記録的木製構	392
(59) 高さの變化する飯桁に於ける撓度に就て	393
鐵 道	
(60) グラウト・ベラストによる路盤強化	394

測 量

(41) 米國に於ける寫眞測量の現況

Colonel Birdseye, "Die Photogrammetrie in den Vereinigten Staaten von America." Photogrammetria, Bd I, Nr. 1.
武田通治抄

米國で寫眞測量を實施してゐる主要官衙は Coast and Geodetic Survey; Geological Survey; Corps

of Engineers; Soil Conservation Services の4個所で、寫眞測量に關する基礎的研究は American Geographical Society; University of Syracuse; Brazos River Conservation and Reclamation District; Fairchild Air Surveys 等で行つてゐる。

一方測量の基礎になる一、二等三角測量及水準測量は Coast and Geodetic Survey の所管に屬してゐる。

米國で從來使用してゐる航空寫眞機は主として Fair-

child 會社製の五鏡玉寫眞機 ($f=15$ cm., 歪角 140 度, 影像變換後は 田 形を爲す) であつて, 1934 年迄は之を用ひ圖式放射線法によつて平面測量を行つてゐた。此の場合の基準點はコースの兩端に各々 3 點づつを配置し, 又等高線は種々の地上測量法によつて補描してゐた。

1935~1936 年には Hegershoff のエーロ, カルトグラフを用ひて五鏡玉寫眞による實體寫眞測量(等高線描畫を實施する)を研究した。

1935 年には 2 個の五鏡玉寫眞機を結合して圖式放射線法及 Slotted template method に應用する事を研究し又同年 G. S. はツァイス (Zeiss-Aerograph) のマルチプレクス (Multiplex Aeroprojektor) を先づ 1 個引續いて 9 個購入し Tennessee-valley の測量(等高線入り)に使用した。

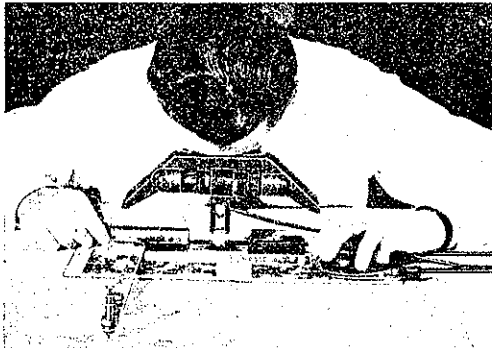
G. S. は當初偵察用に作られた寫眞機を使用してゐたので測量といふ目的には多大の不便を感じ, 次第に Aero Service Corporation 製の 2 種の測量用寫眞機に轉換して行つた。之等は $f=210$ mm 及 167 mm で畫面の大きさは共に 24×24 cm² であるが實際使用し得る畫面は 18×24 cm² である。

米國で使用してゐる實體寫眞測量用器材は主としてマルチプレクスであつて G. S. に 15 臺(内 13 臺は廣角寫眞機用), Corps of Engineers には更に多數, Brazos River Conservation and Reclamation District に 2 臺, University of Syracus に 1 臺備へ付けてゐる。

Col. Bagley は空中寫眞計算器と製圖機を創案し, 又 Capt. Talley は Stereocomparagraph [平行移動式視差測定桿 (Stereometer) 付反射鏡式實體鏡, 圖-1] を發明してゐる。

次に作業法に就いては米國では所謂空中三角測量は

圖-1. Stereocomparagraph (Fairchild 製)



餘り行はれて居らず, たとへ寫眞の連續標定を實施する場合にも標高決定の爲に每寫眞に少くとも 1 點の地上基準點を設けてゐる。又 Nenonen 式空中三角測量(水平線寫眞機と自記スタスコープを使用する方法)は航空隊及技術聯隊で研究してゐる。

放射三角測量は主として圖解法を用ひ, 時折 Slotted template method を使用してゐる。

又近い將來に G. S. ではマルチプレクスとカルトグラフによる基準點の擴張法を研究す可く合圖してゐるものと如くである。

Slotted template method は輻射線法の一變形で普通の様印畫紙に引いた輻射線を透明紙又はセルロイド板に透寫する代りに厚紙又は金屬薄板を使用し此の上に輻射方向線を刺針し決定するのである。即ち寫眞主點に小孔を明け, 又隣接寫眞の主點への方向線, 補點及地上基準點に對する方向線に沿つて細く切目をつける。他方地上基準點を適當な梯尺で展開し基準點には極く小さな鳩目様の小物 (Verbindungszapfen) を固定し之に上の切目を通して後方交會的に寫眞主點を決定する (又主點基線, 補點への切目に沿つて針の附いてゐない小物を滑らせ, 其の位置が決定してから刺針する)。寫眞梯尺が圖解梯尺と一致すれば其の儘寫眞を貼りつけ, 又寫眞が傾いてゐる時は鉛直點, 等角點等を使つてやり直すらしい。

材 料

(42) デュベルを入れた木材合成桁の實驗

Fr. Trysna, "Versuche mit verdubelten Holzbalken." Die Bautech., 1939 Juli 21, Heft 31, s. 440~444; 1939 August 4, Heft 33, s. 463~467.

村上永一抄

既往の實驗 デュベル入り桁に關しては M. Bock, Langeling, Lang の實驗が報告されてゐる。總ての實驗の場合, デュベル入り桁は意外に小さい破壊強度であり, 時には自由に重ねたデュベルなしの木材の強度より小さいこともあつた。彎曲も非常に大きく破壊限界に於てはデュベルなしの單一部分材の計算上から導かれた値に近い。これらは使用したデュベルの種類とその合一度の如何に關係する。

新らしき實驗 デュベル入り合成桁の作用方法を研究するために 1926 年にドレスデン高等工業の實驗材料試驗所で 10 個の試験桁の實驗を行つた。桁は圖-2 の如き矩形断面で徑間 5m, 桁-1 乃至桁-5 の試験桁は 2 部

材合成, 桁-6 乃至桁 10 は 3 部材合成桁でそれを圓形の圓筒デュベルに依り, 一部は垂直に (彎曲デュベル), 一部は水平 (剪斷デュベル) に置いて部材を結合した。

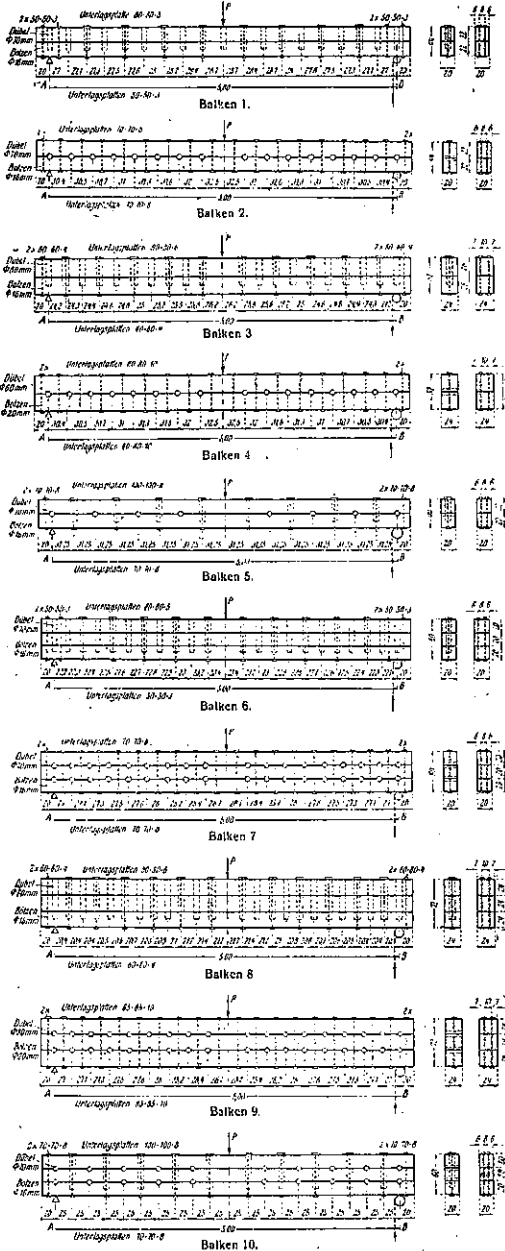
桁木材はエゾ松を使用し特別な選擇をなさず含水率は一定でなく約 25% 程度である。デュベル製作用の Bongossi の材は大氣及化學腐蝕に對して抵抗力大であ

り, 強度大であるに比して値段割安で, 木構造細部にありては屢々代用品として鐵材に代りうるものである。その強度は表-1 の如し。

表-1.

	最小値 (kg/cm ²)	最大値 (kg/cm ²)	平均値 (kg/cm ²)
縦方向の壓縮強度	585	1 165	930
切線方向の "	585	680	630
直徑方向の "	326	397	360
曲げ強度	1 076	2 680	1 800
縦方向の引張強度	1 240	2 170	1 765
" の剪斷強度	117	172	135

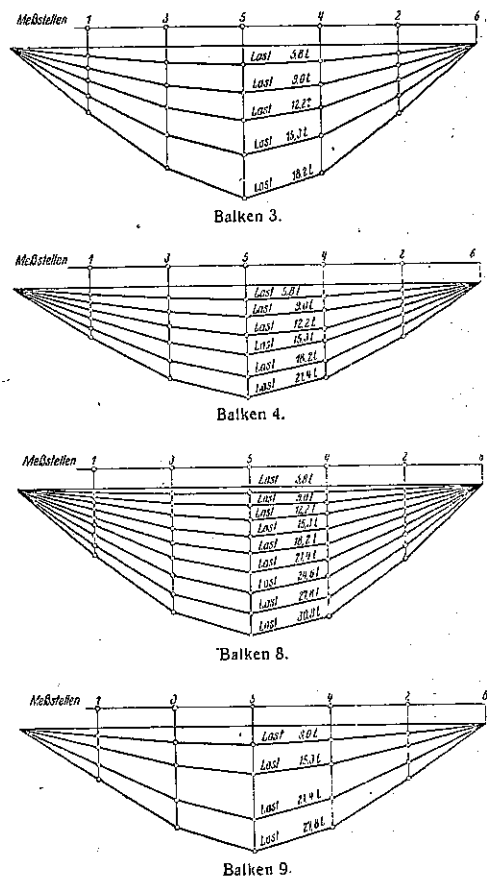
圖-2. 試験桁-1 乃至桁-10



デュベルは直徑 70, 80 mm で實驗の目標は結合強度の克服に依らず曲げ, 引張, 壓縮強度に依る桁の破壊である。

試験桁製作の場合反りをつける。工場に於て桁は試験荷重と逆の方向に中央で約 40 mm の彎曲をするまで豫備載荷し, 此の状態で桁に孔を穿ちてデュベル及ボルト

圖-3. 夫々の載荷に於ける桁-3, 4, 8 及 9 の彎曲



を差込む。

試験桁はドレスデンの材料試験所で桁の中央に載荷し一方の桁の支點は不動で、他方は可動であつた。3つの外力(單一荷重, 2つの支點反力)に対しては適當なる鋼板を置き木材の壓縮度を緩和した。

試験に於て階段的に上昇する荷重に對し次の測定と観測をなす。

- a. 支點間に一定間隔で並べた點の下角桁の彎曲
- b. デュベル入り單一桁材相互の移動の發現
- c. 可動支點に於ける水平移動の發現
- d. 破壊荷重の決定
- e. 破壊の種類と經過

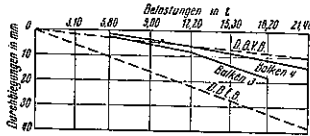
圖-3に於て桁-3, 4, 8及9の桁の彎曲を圖示してゐる。

彎曲と横方向の移動に關する實驗結果の幅, 前者を圖-4, 及圖-5に示す。完全及單一桁に對する比較値の計算には $E=100,000$ を採用した。

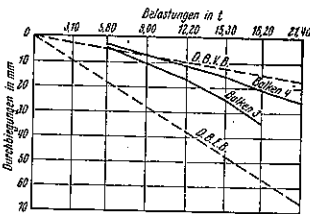
デュベル入り桁の正確な耐荷力の計算は之に影響を及ぼす因子が豫め分つてないから困難である。そこが彈性係數, 及強度を豫め定め, 更に選んだ結合方法の作用度及デュベルの存在の爲に起る木材の引張強度の減少を知らねばならぬ。Talbotは良い木材の曲げ強度(幅18cm, 高さ40cm, 長さ430cm)は小さい節のない部材(7.7×7.7×103cm)の曲げ強度の47~76%であり、之は厚い完全桁は細い桁より曲げ強度少いことを示す。

一般に試験桁の單一桁間の横の移動は可動支承上の移動とは全く異なり、移動が彎曲より

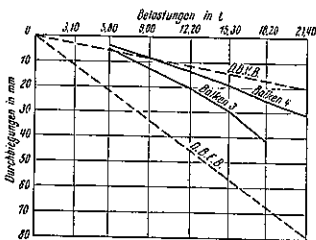
圖-4. 桁3, 4の測點1, 3, 5に於ける彎曲, D.B.V.B及D.B.E.Bは完全及單一桁に對する彎曲の計算値



Durchbiegungen an der Meßstelle 1

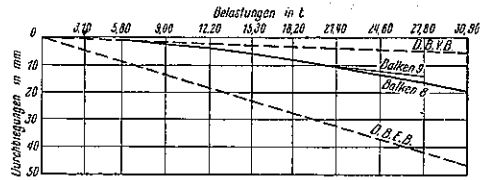


Durchbiegungen an der Meßstelle 3.

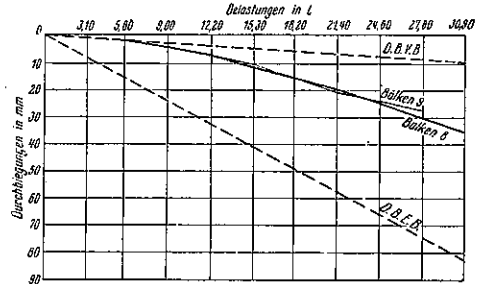


Durchbiegungen an der Meßstelle 5.

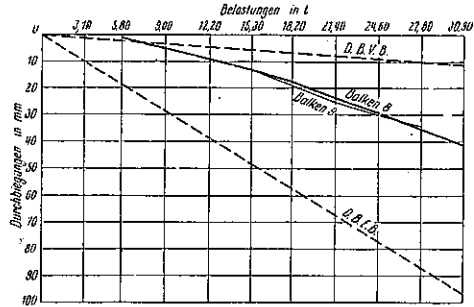
圖-5. 桁-8, 9の測點1, 3, 5に於ける彎曲



Durchbiegungen an der Meßstelle 1.



Durchbiegungen an der Meßstelle 3.



Durchbiegungen an der Meßstelle 5.

り大きいことはなかつた。第2及第3載荷の一部に於て彎曲は完全桁のものより小さかつた。M. Bockの第2實驗では $\sigma_0 \approx 180 \text{ kg/cm}^2$ 迄はこの通りであつた。それから遂に給合しない單一桁の値に達した。

本實驗の場合と雖も、單一木材間の給合は機械的であつたので、各桁に於て異なる移動を生じた。3部材合成桁-6~10の場合上下2つの部材接觸面の水平移動は異なり、彎曲は可動支承の移動より大きかつた。例へば斷面等しき桁-6, 7及10は18.2tの荷重のFで次の變形であつた。

桁	彎曲	可動支承上の移動
桁 6	30.56 mm	28.66 mm
桁 7	31.66 "	8.22 "
桁 8	52.46 "	11.62 "

結論 (1) 桁の載荷能力は入れるデュベル(剪斷或は曲げデュベル)に依つて影響をうけない。剪斷デュベルの桁は一級に單に彎曲か小さいだけであつた。

(2) 破壊の場合の彎曲は意外に小さく 3 部材桁は 2 部材桁より幾分大きい、此の場合反りを考ふれば 桁-1 は $38.22-5=33.22$ mm で最大、桁-9 は $34.30-30=4.30$ mm で最小である、荷重が上昇する場合、彎曲の増加は規則的であり反りの大きい桁は丈夫だと云ふことはなく、却つて反對の場合が多い。

(3) 破壊は何れの試験桁に於ても、部分的に起り、音のする爆音とともに入下材に入る。龜裂は 3 部材の場合上桁材にまで及ぶ破壊は纖維方向及一部は直角方向であり、節は大部分破壊の通路にあるが、強度には特別の影響はない。

Bongossi デュベルは何れの試験にも變形はなかつた。

(4) 桁木材の到達し得た破壊強度は約 37% の變動があつた。この理由は木材の弾性係数及強度の差異、デュベルの配置の違に依る。デュベル入り桁の強度は完全桁の下位に常にあり平均強度は 2 部材合成の場合 266 kg/cm^2 、3 部材合成の場合 244 kg/cm^2 で 420 kg/cm^2 の強度のある完全桁に對して作用度は 0.65 或は 0.58 である。最良結果は最小反りの桁-1 で $\sigma_1=319 \text{ kg/cm}^2$ であり、曲げ應力は 2 部材 3 部材にも同じでその差は平均して 5% にすぎなかつた。即ち共に同じ作用度もつと考へてよい。

(5) 本試験桁の強度と弾性状態は M. Bock 及 Lengeling の報告よりよくなつてゐる。引張り強度は壓縮強度の 2 倍あるにも拘らず曲げの場合、引張側が先に破壊した。此の結合方法では力傳達面に於て壓縮應力を生じ、これは明かに引張側に悪作用をなす。

(6) デュベル入り桁の適用範囲には限度あり、高さ 50 cm 以上の木材桁は板橋又は I 型の完全構造物で木材の接合は釘と輪形デュベルとで行はれ、完全構造物はデュベル入り合成桁より經濟的である。デュベル入り桁の場合木材使用は完全桁の場合より多く、その外にデュベル、小鐵材、加工費が掛る。而して經濟斷面たる I 型は合成桁ではうまく行かない。

(7) デュベル入り桁の製作の場合、反りは豫備荷重を取ると支點間の 1/1000 が殘留するにすぎなかつた。垂直デュベルは水平デュベルと同様に單一部材間の遊離少なく、而もボルトは節約されるから經濟的である。更に桁を強くするためには下側木材を特に選擇し、桁全體に一樣の強度を得る様にデュベルの大きさを加減すべきである。要するにデュベル入り桁は良い材料と大なる勞力使用に比例して耐荷力劣等なることは明かである。

施 工

(43) Whitestone Bridge に使用せる 深設潜函工

(G. L. Freeman, "Deep Caisson Work at the Whitestone Bridge." E. N. R., August 3, 1939.)
廣田 一郎 抄

Mississippi 河以東の橋梁基礎工としては未曾有の深所に沈設された潜函が New York の Bronx-Whitestone 橋に必要なつた。滲透すべき深さが大なる外に二、三の潜函は非常に深所迄浮泛して居る如く設計する必要があつた。従つて潜函の沈下と底岩盤の支面を整へるに好都合な特殊設備が採用された。

橋脚及碇鎖箇處に於ける試験結果に依ると信頼し得る底岩盤は 70' 乃至 168' の深さにある。Bronx 碇鎖の土質は時々玉石を混へた緊密な砂、砂利層から次第に砂になつて居り水準線下約 65' にして岩盤に達して居る。

Bronx 塔建設箇處は低水線では略 Bronx 碇鎖箇處と同一組成の土壤であるが深さ 50' 乃至 60' の所は塑性粘土の層がある。上方の深さ 25' 乃至 30' は小玉石層であり張り出した岩盤は略水平で深さ 94' 乃至 98' の處にある。

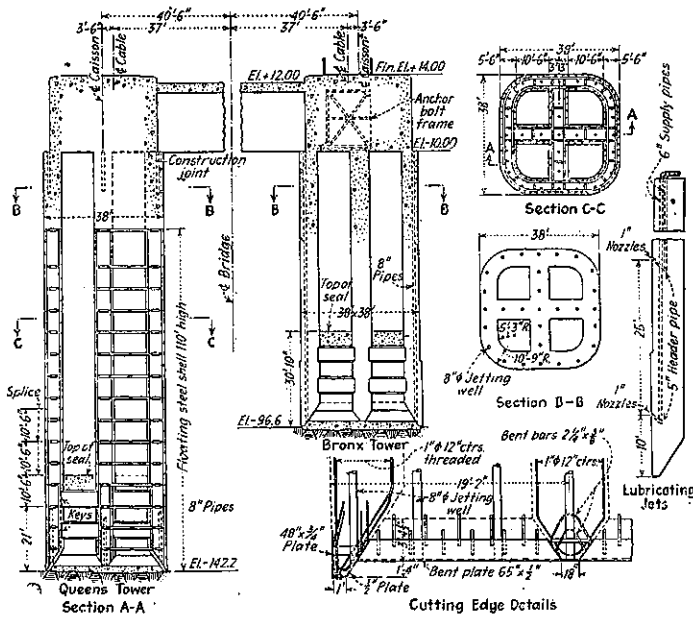
Queens 塔は Queens 岸より約 900' 距つて居る。河底は深さ 14' 乃至 16' であり軟弱な沈泥が 102' から 104' の深さに互つて居り 2' から 4' の泥炭層がある。泥炭層の下部は小玉石混りの砂と砂利が交互に層をなして居り信頼し得る岩盤は 142' 乃至 150' の深所にある。

Queens 碇鎖箇處は南岸に近く水深 10' 乃至 12' 軟い沈泥は最大 30' の深さ迄擴つて居る、砂層の下は砂利、玉石及粘土の層があり此等の中粘土層は 20' の厚さで深さ 50' から 70' の間を傾斜層をなして存在して居る。底岩盤は 150' 乃至 164' の深さにある。

土壤の配列が一樣ならざる上に壓縮性粘土層が深所に存在する爲 Queens 碇鎖箇處と主塔脚の基礎を底岩盤に求める必要があり之に反して Bronx 碇鎖箇處は壓縮性土壤無き爲其の上の構造物は淺い地盤にある堅硬砂、砂利層で支へられて居る。

Bronx 塔には圖-6 に示せる如き鉄筋コンクリート潜函が採用された。垂直井戸は直径 8' で壁の中心線上に 6' 置きに設けられ、之等を通して高壓噴射をし又は鑽孔機を運轉する。又口上 10' 及 35' の箇所に噴射孔を中心線上で 8' 以下の間隔に設けた。

圖-6. 塔脚用潜面噴射井と減擦用噴射孔に注意すべし



Bronx 塔は岸邊に近いので陸掘とした。

Queens塔建設箇所では採取した土を分析せる結果固體 1 に対して水分 23 の容積比を得た。斯る状態であるから潜面は其の重量に充分耐え得る硬地盤に達する迄に非常な深さを浮泛せねばならぬのは明瞭であつた。潜面は(圖-6)中空鋼製壁の面型で、地表より 16' 迄は海水中に浮泛し得る様に、16' 乃至 34' の間では 95#/ft³ の半流動體中に浮泛する如く、又少しく硬い泥土の 72' の深さでは 126#/ft³

に相當する流動體の重量と支持力に相應し深さ 100' なる硬土の處では 157#/ft³ の流動體の重量と支持力に相應する如く設計されたのである。

浮泛状態にある潜面が軟泥中を沈下する際正しい位置を保つたコンクリートを加へ浚渫井に軟泥を嵩上せしめる沈下装置に慎重な注意を拂ふ必要がある。時に泥土が井戸底の栓となり浚渫せず之を沈下せしむると往々にして潜面が横江りを起す危険がある。

3 號潜面の双口が標高 -48' に達した時一ロット分のコンクリートを加へて居る内に約 2' 程北側にずれ此の偏りは潜面が -142' に掘付けを終つた時に於ても完全

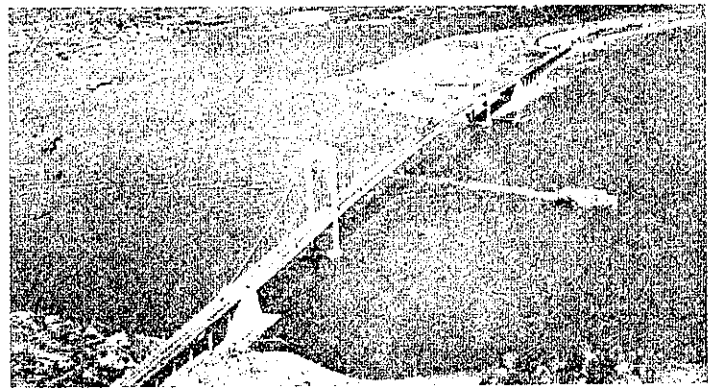
に修正し得なかつた。

Queens 礎鑽箇所に於ける 4 箇の潜面は標高 6' の永久的盛土に建造された。

礎鑽用潜面 5 號及 6 號は 33'×100' で鉄筋コンクリート製である。内部、外部の壁厚は共に 5' で重い鋼製の双口を有す。各潜面の北側浚渫井 4 箇は双口上 40' の深さ迄コンクリートで封緘し其の上には水を満した。6 箇の南側浚渫井は直接礎鑽塊の下部になるのであるが標高 5' の潜面頂部迄コンクリートを充填した。而して上部の 30' は普通のコンクリート打であり其れより下部は水中バケツに依る水中コンクリートであつた。

5 號潜面は双口で -145' に据え付けられ岩盤掘鑿の最深部は -158' である。6 號潜面は -153' に沈下し最低岩盤掘鑿は -163.4' に達した。Queens 礎鑽後方

圖-7. Bronx-Whitestone 橋の平面圖



の 2 箇の支臺は外徑 24' の圓形潜面であり中央に徑 12' の浚渫井を有し壁は厚 6' の鉄筋コンクリートである。

底部は刃口上 40' 迄コンクリートで封緘し其の上には水を入れた。8' の井戸と減擦噴射孔を有する。

7 號潜面の双口は標高 -156' に 8 號潜面の双口は標高 -145' に据えられた。最深の掘鑿は 7 號潜面に對するもので -164' 即ち双口が最初に組立てられた盛土面より 170' の深さであつた。之は Mississippi 河以東に於ける最深の掘鑿と信ぜらる。

3 號及 4 號潜面を除いて浚渫及沈下は堅硬な砂、砂利層と硬粘土に時々玉石を混へた地盤なりし爲難澁

した。

重い箇のついた バケツ が斯る地盤に役立た無くなった時重い破砕用錐, 高圧噴射水又時としてはダイナマイトを用ひて破壊しなければならなかつた。

浚渫用 バケツ が使用出来なくなると双口下部の土砂を移動せしめる爲壁内の 8' 垂直孔を穿孔及噴射にしばしば用ひた。此等の孔は最後の沈下段階に於て分解性片岩や壁の下部より張り出して居る岩盤を爆砕する事が必要な場合穿孔並に装薬上特に有効であつた。

浮力を除いて實際周邊摩擦力に打ち克つに役立つ潜函重量は表-2 に示す如くである。

表-2. 摩擦に打ち克つ爲の潜函重量

Caisson Nos.	Cu. yd. concrete per vert. ft.	Sq. ft. skin per vert. ft.
1 and 2.....	34	134
3 and 4.....	34 and steel	134
5 and 6.....	74	257.4
7 and 8.....	12	75.4

最大荷重状態に於て Bronx 塔脚下の岩盤は 22 t/ft² Queens 塔脚下では 24 t/ft² となる。ケーブルに最大張力が働いた時 Queens 碇鎖箇所用潜函 5 號及 6 號の前端には 43 乃至 55 t/ft² の力が作用する。此の範圍は潜函の浮力の程度と荷重を受けもつ岩盤の實際面積により定められたものである。後方の潜函 7 號及 8 號は碇鎖用塊を建設する間ケーブルの張力が全然作用せぬ時は 1 時的ではあるが 58 t/ft² の應力を生ずる。

此の工事には抗硫酸鹽性 ボルトランドセメントが使用された示方書によれば海水に直接曝されるコンクリート用セメントの 1 袋に對して最大 5½ 乃至 6 ガロンの水を使用しコンクリート 1ft³ 對してセメント 6 袋を使用すべき事を述べて居る。鉄筋は表面より 6 吋の被覆厚を要しコンクリートは皆振動固めである。

(44) 舊橋脚の補強工事

Harch, "Instandsetzung von Talübergang Turmpfeilern." Die Bautech, Heft 29. 7. Juli 1939. s. 409~413.
星 埜 和 抄

橋梁は圖-8 に示す如く 3 つの異なる型式より成る鐵道橋で基礎は一般に淺い。鋼桁部の獨立した橋脚は拱部分と同様切石積より成る。架設年月は 1883~1885 年で、鋼桁のみは 1925 年列車荷重 "N" で設計して架換へたものである。

詳細なる調査に依り、石積部殊に中央橋脚のモルタルが風化して極めて脆弱な状態に在ることが分つた。橋脚に穿孔した所、内部に多數の空隙があり、外側の厚 0.5~0.8 m は固いが内部は暗色に濕つた状態であつた。

制動力, 横荷重及風壓を考慮に入れた應力計算を行つた結果許容應力を可成り超過して居り, 例へば橋脚上端より 16 m 下の部分では許容應力約 15 kg/cm² に對し實應力 40 kg/cm² に達し, 支承臺石と石積との間では許容應力 20 に對し 38 となつた。

a) 補強方針 石積の老化甚だしきためセメントモルタルの注入, 表面

Submerged weight per sq. ft. of skin
590 lb.
633 lb.
670 lb.
370 lb.

修理等の姑息な手段では間に合はないので, 新たに荷重を支持するに足る構造物を作るのが最も確實と認め, 古い橋脚を包む鐵筋コンクリート造の矩形角筒を設けることとした。

b) 補強角筒の設計々算 補強角筒はそれ自身獨立し

圖-8. 一般断面圖 (補強部をハッチにて示す)

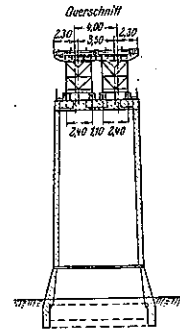


圖-9. 圓筒壁の配筋

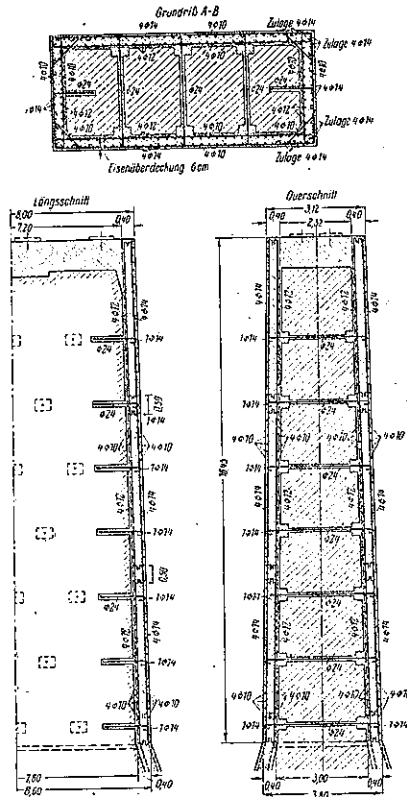
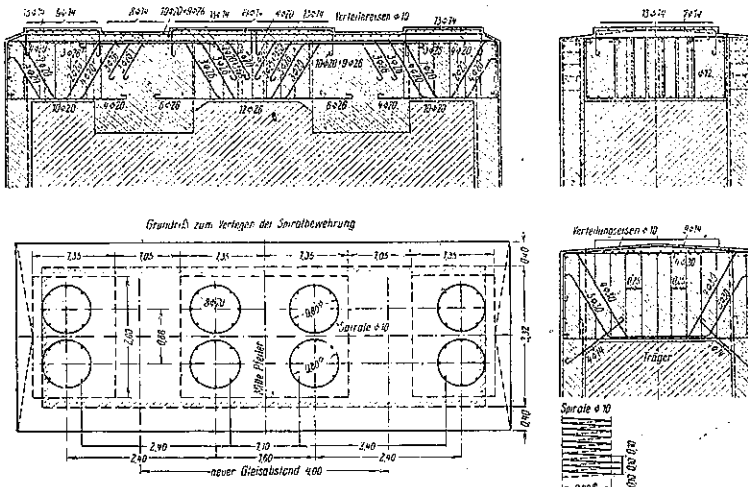


圖-10. 圓筒頭部の配筋



て活荷重, 制動力, 横力風壓及自重による凡ゆる應力に耐え, それを基礎に傳達するものとして計算した。従つて舊橋脚は單に自重を支持するだけであるが, 角筒壁の膨出しを防ぐ爲, 楔の旋着に利用し, 又それを貫き橋軸方向に太い丸鋼を入れた(圖-9)。

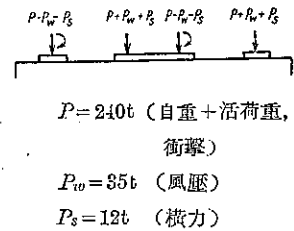
角筒壁と舊石積の密着を図るため, 深さ 30 cm の納孔を多数穿ち, 石面は pneumatic drill で粗面とした。圓筒頭部は鉄筋コンクリート版となし角筒壁とは隅角鉄筋により彎曲に耐える様連結した(圖-10)。

鉄筋コンクリート断面の設計々算に考慮した荷重は上部構造の自重による支承反力, 活荷重による支承反力, 衝撃(係数=1.43), を夫々に脊 1 箇當り 66 t, 121 t, 173 t。固定端制動力, 可動端制動力を 1 箇所當り夫々 28.3 t, 3.8 t。橋軸に直角方向の風壓を橋脚 1 基當り 40 t, 横力(線路面に於ける)を 12 t 及新橋脚圓筒の自重とする。

最大應力を生ずる断面は橋脚上端より 16 m 下の部分で, 壁厚 40 cm とする。

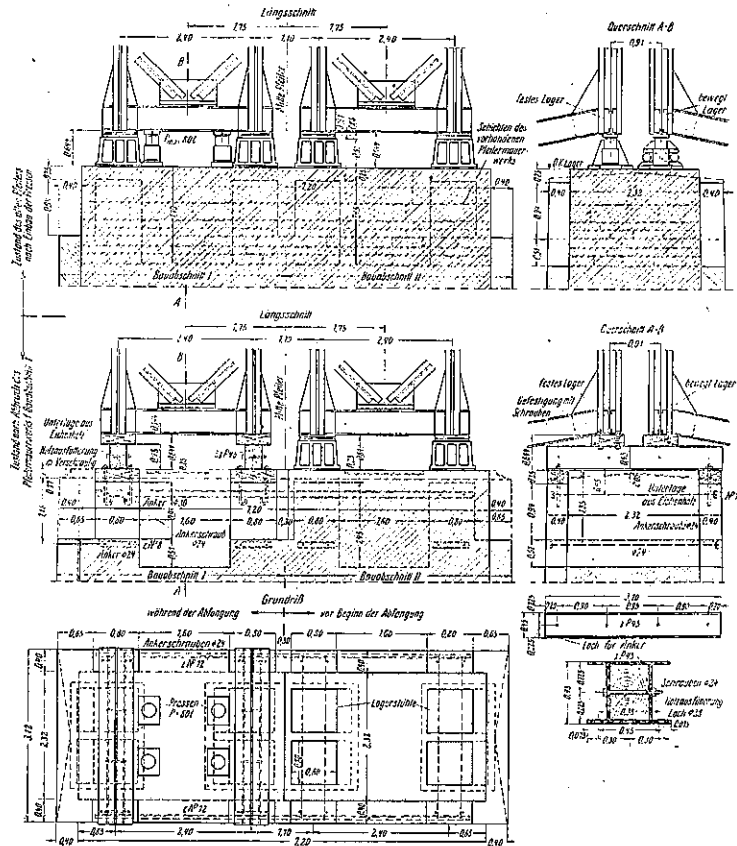
橋脚頭部の支承臺版は荷重を凡て角筒壁に傳へるためと假支承工の位置の関係上, 脊荷重を一旦縦桁で受け横桁を経て角筒壁に傳へる構造とした。計算に用ひた荷重配置は圖-11 に示す如くで

圖-11. 荷重配置



基礎の壁厚は 70 cm とし, その底部まで鉄筋を配置した。地

圖-12. 構桁を柱上器で柱上し, 齒狀突起上の承臺に支持せしめる順序



盤反力は舊橋脚底面も同時に支持するものと假定して約 9 kg/cm^2 、新圍壁のみと云ふ最悪の場合で約 18 kg/cm^2 で、引張力は起らない。基礎は粘板岩上に在つて支持力は充分である。

c) 施工 橋脚角筒軸部のコンクリート打は特に困難はないが、支承臺版の施工に苦心を拂つた。一時單線運轉を行ひ得たこと、鋼桁を支持する足場を作れないことの爲に次の様な施工を行つた。

先づ角筒軸を支承臺版の下端まで施工し、その上に横桁の支點に當る箇所に幅 80 cm、厚 40 cm の鉄筋コンクリート柱所謂「筒型の突起」を設け、相對する 2 箇を夫々徑 24mm 及 30mm の丸鋼で連結した。礎着には壓延溝形鋼 [12 を用ひた。その延長は全幅に及ぶものとし施工中は突起の固定に役立ち、完成後は荷重の一樣分布に役立たせる。

これ等の準備の後單線運轉を行ひ、休止線の構桁の端横桁の下に各 2 基の 80 t 扛上器を挿入し、270t の桁を支持せしめる(圖-12)。僅か扛上した時支承脊を取除き、I45 2 本よりなる鐵製承臺を筒狀突起上にアンカーボルトで固定したる上に移す。固定端は承桁に螺旋で止め、可動端は滑動し得る構造とした。元の花崗岩切石積の支承臺は取除し新たな鐵筋コンクリート支承臺版を打つ。

d) 景觀との調和 廣い橋脚面の美觀に注意しコンクリートの配合と施工に留意研究した。骨材と表面仕上げを變へて種々試験を行ひ、河砂、河砂利の外に玄武岩の碎石を加へ粗面仕上げを行つたものが強度も充分で風景と良く調和すると云ふので採用された。

河 川

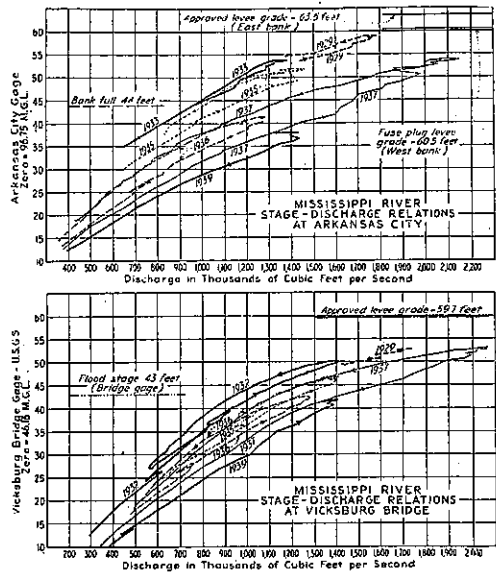
(45) Mississippi 河捷水路の效果

“Mississippi River Cutoffs Effective.”
(E.N.R., Aug. 3, 1939, p. 44~48.)
福田秀夫 抄

1939 年春の大出水により、過去 6 ケ年間に亘り施工せられた Mississippi の捷水路及河道整理の效果が實證せられ、この結果 Tensas Basin Floodway は使用しなくともすむかとも思はれる。即ち同水位に於ける流量の増加により、河川の改良状態が言ひあらはせるとすれば、Vicksburg Bridge に於ては 1937 年と 1939 年の洪水を比較すれば、約 10% 増加し、Arkansas City より幾分上流の所では、實に 71% にもなつてゐる。

この捷水路が出来たために Arkansas City より Na-

圖-13. 過去 6 ケ年に於ける洪水時の水位-流量曲線



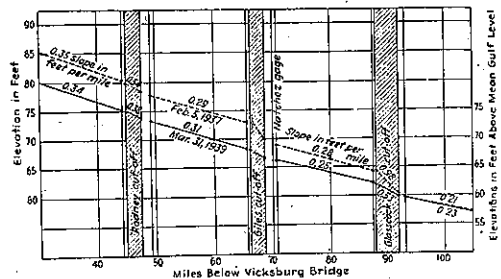
tchez の間は 330 6 miles であつたのが、115.8 miles 短縮せられ、更に河道整理により約 20 miles 程短縮したので、結局 194 miles となつた。更にその横断面積は改修工事の結果一樣になつてきた。

尙 Arkansas City より下流に於ては河自身の作用により全土量の 90% を流下し、10% のみを掘鑿によつたのである。

會つて捷水路を作ることは、水面勾配が急になると言はれた。このために Mississippi River Commission では、捷水路の開通擴大に伴ふ勾配の變化を精密に注意し、この結果河川がその河床を洗掘出来る時には、その河川特有の勾配を再び作り直すと言ふ著しい傾向のあることがわかつた。但し硬い河底の所は掘鑿せねばならぬが、この掘鑿さへ行へば、河川の洗掘力を有効に發揮せしめることが出来る。

即ち圖-14 を見ると、河川は速かにその勾配を、その

圖-14. 河床の勾配の變遷



地に適應せしめんとしてあることがわかる。圖-14の兩曲線は共に洪水の最高近くに於て求めたものであるが、捷水路内に於ては、勾配の變化は著しいが捷水路間には目立つた變化は起らなかつた。この現象は洪水位の低下にも、顯著な効果を表はすのである。

かくして次の如き記録を得た。(1)捷水路は效果的であり、以前の勾配に戻ることに由り決定的に洪水位を下げる事が出来る。(2)幅員、線形等の改修により、航路の水深は改良せられ、横斷面積・疏通能力も増加し、河狀も安定する。(3)最大洪水に於ても、水位は‘fuse plug levee’即ち Tensas Basin floodway へ流入するが如き水位には達せず、結局 floodway は不要となる。(4)緩やかな曲線を作つたため、洪水時に於ては、全く沖積地を流れる河川の性質と一致した。結局最近2ヶ年間に於ける維持費は、著しく低額となつた。これは主として航路維持のための浚渫費及護岸の維持費の減少である。

併し捷水路のみでは充分でない。即ちこの外に流路、幅員、水深を改良するための大工事が必要である。このためには(1)流通をよくし又浚渫した土砂で織工を作り、河道の甚しく廣い場所に出來た遊水池をしめる。(2)幅員、流路を改修し洗掘された所、或ひは部分的の浚渫ヶ所を整理する。即ちこの一般的の目的は一樣な河幅の河狀とし、當時の洗掘力により充分その深度を維持出來る中央の河道を實現することである。

平行工を用ふる最大の目的は、洗掘力を適當に有する流運を生ぜしめ、效果ある河道を維持する以上に河幅の廣がることを極限し、時には舊河道の締切りをなすにある。又浚渫の代表的例は Racetrack Reach である。これ等の作業により河道は一定に保持せられ、平水位に於て舊彎曲河道への流れ込めを防ぎ、又計量流量を快疏せしめるには 63 000 000 yd³ の土砂を3ヶ年間に運搬せねばならなかつたのを、單に 12 000 000 yd³ を浚渫し 51 000 000 yd³ は河自身の力により移動せしめた。

Natchez と對岸 Vidalia Point の所は高く崖のため、他の箇所は河幅 4 000' もあるのに、こゝでは 2 000' しかなく、この狭窄部のため高水位曲線は常に盛り上り、更に數哩下流の Giles Cutoff の硬い地盤は更にこの現象を助長してゐたから、この Giles Cutoff は浚渫し、Vidalia の町を取除き、Arkansas River より下流の勾配の不均整をなくし、一樣なる縱斷勾配を作らんとした。

H. B. Ferguson の捷水路と浚渫による計畫は 1930

年に採用せられて、1932 年より實施に當つたが、工事中は時に困難にあつたこともあつたが、常に河川の勾配、水深、流勢を研究し、河自身の力により有效なる河狀を形成し維持せしむることに歩一歩確信を得たのである。

(46) Elbe-Havel 運河

(Koenig, "Der Elbe-Havel-Kanal." Die Bautech., 4. Aug. 1939, Heft 33, s. 458~460. 福田秀夫抄)

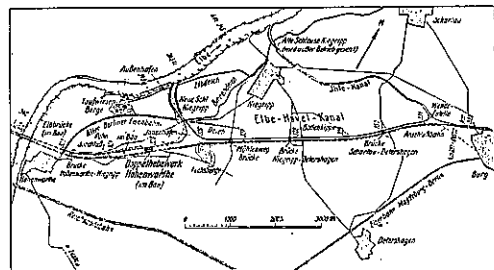
1938 年 10 月に Rothensee の昇降機が開通し Rhein-Oder 間直通水路工事は終を告げ、尙 Ems 河、Weser 河、Elbe 河との連絡工事も完成した。又 Magdeburg に於ける Rothensee の昇降機により、Mittelland 運河と Elbe 河とを結ぶ外、Elbe 河を越す水路橋を作り、更に Elbe 河の右岸 9.5 km の所である Burg 附近の舊 Ihle 運河との合流點迄直接に連絡出来るやうにした。Elbe 河附近の運河の水位は NN+56.00 m であるが、Hohenwarthe の昇降機により 18.60 m を降り、Ihle 運河の水位は NN+37.40 m となる。

Niegripp の閘門は、Elbe 河の水位の變化の影響を受けざらしめんために設けられたのであつて、運河はこゝに於て分れて北に向ふ。

併し大體 1942 年迄は、Elbe 河を越す水路橋及 Hohenwarthe の昇降機は未完成なるため、西方より Berlin、Oder 河へ向ふものは、Rothensee の昇降機により、一度 Elbe 河へ降つてから Niegripp に達し、この Niegripp の閘門により再び運河に入らねばならぬ。又 Elbe-Havel 運河により、國境方面の運河及 Ihle 運河に迄達する運河は、Mittelland 運河と同時に開通した。

Ems 河から Niegripp 附近の Elbe 河との連絡地點迄は Ems-Weser-Elbe 運河の名の下に管理せられ、Elbe 河との連絡地點より Ihle 運河による運河區域は Elbe-Havel 運河といはれる。

圖-15. 平面圖



1. 構造 Elbe-Havel 運河は Elbe 河の右岸にあり、1,000 t の船に對して設計せられ、水面幅 39 m、底幅 19 m、中央の水深 3.5 m にて、必要横断面積約 94 m² である。

Elbe 河への分岐點は河港として、三角形に拡張せられ、その面積約 18.5 ha で、三方向より來る舟をうまくさばき、碇泊する船舶に充分なる場所を與へ、又 Mühlenweg Brücke 迄の水面幅を約 70 m に擴張した結果は、更に碇泊地を増加した。併し西方は Hohenwarthe の昇降機のため河道の擴張する場所はない。

Burg に於て Ihle 運河に流れこむ場所は、東方より來た船舶が港口を容易に見付けるために、漏斗狀に北側の堤防を擴大し、又港口自身も擴張した。

Elbe 河の水位の變動の影響を受けぬやうに Niegripp の閘門が設けられた。尙この附近 700 m の間は底幅 100 m に對し、こゝに 8.6 ha の面積を有す。

2. 土工 土工は 2 つの區域に分れ、第一區は Niegripp 閘門の内港と Elbe 河の水路橋と Hohenwarthe の昇降機の間にある南側の堤防で、第二區は Niegripp 閘門の外港と Elbe 河の水路橋と Hohenwarthe の昇降機の北側の堤防である。

第一區の掘鑿土砂は主として現地盤以下平均 7~8 m にある運河底に達する粗砂及砂利の層である。Mühlenwegbrücke より Ihle 運河迄は、地下水は非常に少かつたが、内港に於ては Elbe 河及南の Fuchsberg から地下水が流れこみ、浚渫作業中にはポンプ排水を大いに用ひた。

全土量 2,890,000 m³ の中、250,000 m³ は Elbe 河と Hohenwarthe の昇降機間の南側の堤防に使用せられ、土工は Lübecker Maschinenfabrik の 2 臺の掘鑿機により、1 つは 250 立の容積のバケットをもち、1 時間の能力 300 m³ で、他は 160 立、160 m³/hr で港口に用ひられた。

河港中の水を導入するためには、2 つの導管により、1 本は Elbe 河の北側、他は Niegripp の近くで Ihle 運河と連絡してゐる。

1936 年 4 月に掘鑿を始め、1937 年の秋河港の入口の屈曲點に掘鑿を終つた。この入口の固い泥灰岩 22,000 m³ の除去に當つては、特別の浚渫機によつた。

Elbe 河の東方の Ems-Waser-Elbe 運河の残りの部分には、鋼橋 4 ケ所及極管 1 ケ所がある。即ち Hohenwarthe-Niegripp 間の Kreisstrafen 橋は、支間 72 m 幅員 5.80 m、Mühlenweg 橋は支間 64.20 m のア

ーチであり、更に Niegripp-Detershagen 及 Schartan-Detershagen には支間 48 m の橋梁がある。断面 323.945 km には延長 130 m の極管があり、徑間 0.90 m で Hohenwarthe の昇降機の下流で、運河の左岸側の水路に流れこみ、北へ流れる水路の溢流を防ぐために用ひらる。

第二區では Niegripp 閘門の外港修理のため、掘鑿の當初に當り、北は現存する Elbe 河の堤防、南は Niegripp 閘門の外港に連結する洪水防禦の堤防を築いた。

閘門の西に續く古い Berlin への鐵道の堤防は、西は洪水の害のない丘陵地帯に終り東は閘門の河港に迄續いてゐるが、この堤防を嵩上げすることにより Niegripp の北東に圍繞堤を南と北とに作り、Elbe 河の堤防の破堤に際し高水をこゝへ導き、後方地域と運河と安全に保つやうにした。

外港の兩岸の堤防の天端幅は 6.5 m 兩法は 2 割で、全土量 58,000 m³ で、これと同時に Niegripp 閘門の外側には締切堤を作り、外港を浚渫中若し破堤した時、その害が Niegripp の閘門及運河に及ぶことを防ぐ、この締切堤は閘門の兩側の引揚扉と閘室への取付堤防工事が完成する迄役立つ。この Elbe 河と Hohenwarthe 間の北側の築堤工事に用ひた總土量は 320 m³ である。

3. Niegripp の閘門 Elbe 河と連絡するためには Niegripp の閘門があり、その閘室の必要長は 165 m、幅は 13 m で、曳船なしで 1,000 t の船 2 艘をいれる。通航可能の時の水位は Elbe 河は普通時 NN+42.60 m、Ihle 運河の水位は普通時 NN+37.40 m 故 5.20 m の落差があり、又 Elbe 河の最低水位は NN+36.00 m 故、この時は逆に 1.36 m の落差がつく。

主要部は堅固に作られ、閘室は鋼矢板よりなり、底部には砂利、割栗石、野面石を 1.70 m の層にして用ひた。

Hohenwarthe-Niegripp 間の道路は 500 m の間付替へられ、閘門の内扉室に徑間 16 m の鋼橋をかけた。閘門の扉は引上扉が用ひられた。

内港外港の法面にも鋼矢板を用ひ、之は閘室の矢板と結びつけ、内港外港の入口には各々 5 箇の鋼製のドルフィン其の他碇泊場、指導標、繫船柱があるし、船舶の出入に便ならしむるために 4 箇の電氣操縦による曳船用キャブスタンがある。

又 Niegripp の閘門には 1.5 m³/sec の 2 臺のポンプがあり、Hohenwarthe-Zerben 間に於ける蒸發、漏水及閘門の使用により失はれる水を Elbe 河より補給

する。

堰 堤

(47) Friant 堰堤の特殊設計

B. Keener, "Friant Dam Plans provide Unusual Design Features." West. Const. News, August 1939, p. 270-272.

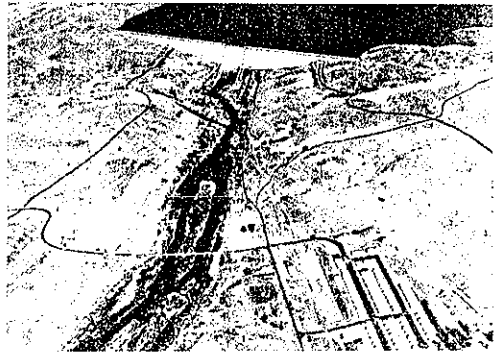
中谷 茂 壽 抄

Friant 堰堤は高さ約 300', 頂上の長さは 3430', コンクリート量は 1900 000 立方碼に達する。主として灌漑及洪水調節用に供され、總容量は 520 000 英町呎、上から 15' の深さまでは 70 000 英町呎の容量にして主として洪水調節用に使用される。次の 316 000 英町呎は主として灌漑に、残部の 134 000 英町呎は灌漑用水路の水位保持に使用される。

低熱セメントの使用と同時にセメント重量の 20% に相當する火山灰を使用した。之は水和熱を減ずる爲で火山灰を加へたコンクリートには 1 立方碼に付ポルトランドセメントを 0.8 樽を使用他の重力式コンクリートには 1 樽を使用した。

重力式コンクリートの最大許容温度は仕様書に依れば 12 月から 1 月中には 58°F にして 6 月から 9 月中には 70°F であつた。5 月から 10 月中に温度が許

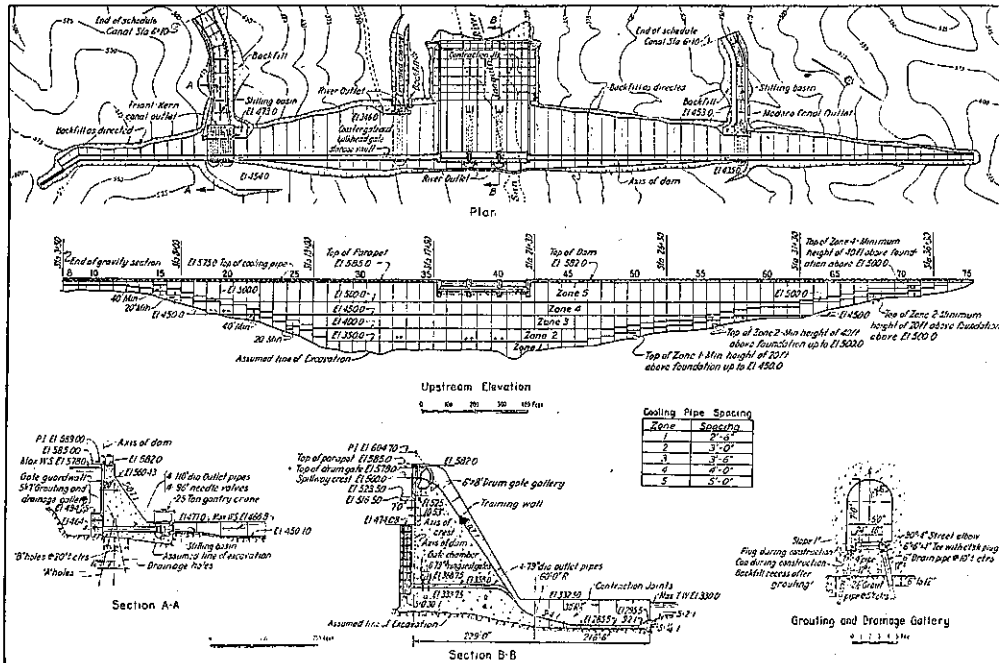
圖-16. 平面圖



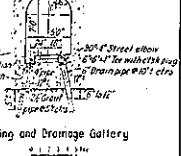
容温度以上に上昇させない爲には材料を先づ冷却せしめた。

冷却法としては外徑 1' の管を各高さ 5' 毎に埋め込み川水を以て其の中を循環せしめる。水平管距は總て 5' 9" であるが底部では 2' 6" である。グラントクーラー堰堤では冷却用管の長さは 2 000 哩に及んだが本堰堤では 578 哩に過ぎない。然し他の堰堤では 1 立方碼のコンクリートを冷却する爲に 1' の管長であり本堰堤では 1.65' の長さである。其の上冷却開始の時を早めコンクリート打込中から冷却を開始し、コンクリートの平均温度が川水の毎日平均温度に 8°F の差になる

圖-17. 設計圖



Zone	Spacing
1	8'-6"
2	3'-0"
3	3'-0"
4	4'-0"
5	5'-0"



迄繼續した。

型枠用材としては仕様書に於て吸収性を有するものを使用する様に要求してゐる。之は實驗の結果より特に指定したもので、斯くする事により高速度の流水に耐へ得る爲め表面のコンクリートの水セメント比を低くして堅く出来、又凍結に對しても抵抗力が大となる。

表面にモルタルを塗布する事を廢し、又型枠の表面の清掃及塗油作業も廢した爲此の方面に對する工費も節約出来た。此の吸収性型枠は、永久に表面を露出する所、上部 145' の上流面及操縦室、塔等に使用した。養生法としては普通の方法であるが火山灰を使用した箇所は 4 週間で濕潤ならしめる事を要求してゐる。

基礎排水孔は本堰堤では直径 5' にしてこれは他堰堤に於けるものより大である。例へばボールドー堰堤 2'', グランドクリー堰堤 3'', セミノ堰堤 4 3/4'', シヤスタ堰堤 3'' である。

グラウト及排水用坑道は 5x7' にして堰堤の軸より 21 3/4' 下流に軸に平行して作り、排水孔は中心間隔 10' に設置し、各 75' の深さを限度とした。此の外に副排水坑道として今 1 つ軸から 135 呎下流にも坑道を設けた。

工事中も川水を流下せしめる爲仕様書に於て大直径の流出口を設けたコンクリート塊を 1 個以上作る様に要求してゐる。従つてコンクリート塊上を溢流せしめる事は禁止されてゐる。

(48) 堰堤の高水溢流の際に沈下堰の降下により形成される流出波

A. Bratránek, "Bildung der Abflußwelle am Hochwasserübefall einer Talsperre beim Herablassen der Senkschützen." Wasserkraft u. Wasserwirtschaft, Sept., 1939. s. 193~197. 永井 莊七郎 抄

Prag の國立水工實驗所に於て、Kninicky の Schwarzawa に築造中の堰堤の高水溢流の爲に、沈下堰を降下する際に生ずる流出波に就て考へて見た。其の堰上げ高は堤頂上 3.20 m である。

流出波は沈下堰の操作時間に關係する。即ち堰を速かに降下せしめた場合は、流出波は強大である。而して一般に堰堤に於ては、洪水溢流堰の操作に就て、最初から其の影響を詳細に調べ、許し得べき最小操作時間を規定しなければならない。先づ次の如き假定を設ける。

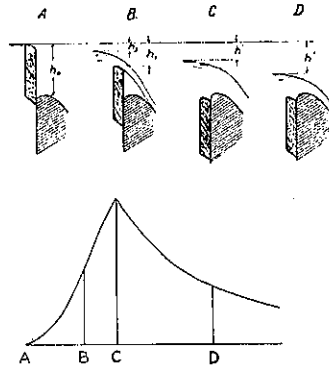
1. 堰板の降下の始めに於て、貯水池の水面は堰板の上端に達してゐる(圖-18A)。

2. 凡ての堰板は同時に且つ一樣の速度を以て降下

する。

堰は一定時間 t_1 の後、高さ h_1 だけ降下する。若し貯水池への流入量が堰の操作時間中一定であるとすれば、貯水池の水面は堰の上縁からの溢流量の爲 h_2 だけ沈下する(圖-18B)。今次の如き記號を用ふる。

圖-18. 堰降下の各位置及流出波の形



- h_0 : 堰高
- t_0 : 堰が完全に降下するに要する時間
- h_1 : t 時間後の堰頂の降下
- h_2 : t 時間後の貯水池水面の沈下
- Q : 溢流量
- Q_2 : 貯水池への流入量
- Q_a : 發電所水車及排砂門からの流出量
- F : 貯水池の面積

堰の降下速度は貯水池水面の沈下速度より常に大である。 t 時間後の溢流水深は

$$h = h_1 - h_2$$

dt 時間の溢流水深の變化は

$$dh = dh_1 - dh_2 \dots \dots \dots (1)$$

溢流量を Q 、流量係数を μ とすれば

$$Q^{2/3} = 2.058(\mu b)^{2/3} h \dots \dots \dots (2)$$

$$\therefore Q^{-1/3} dQ = 3.087(\mu b)^{2/3} dh \dots \dots \dots (3)$$

堰は一樣の速度で降下するから、 $h_1 = h_0 \frac{t}{t_0}$

$$\text{従つて } dh_1 = \frac{h_0}{t_0} dt \dots \dots \dots (4)$$

dt 時間に於ける水量の減少は流出量と流入量の差で

$$dh_2 = \frac{1}{F}(Q + Q_a - Q_2) dt \dots \dots \dots (5)$$

上記 dh_1 及 dh_2 を (1) 式に入れて dh を求め、更に (3) 式に入れれば

$$Q^{-1/3} dQ = \frac{3.087(\mu b)^{2/3}}{F} \left[\left(\frac{F h_0}{t_0} - Q_a + Q_2 \right) - Q \right] \cdot dt \dots \dots \dots (6)$$

此の微分方程式は流出量と堰の操作時間との関係を表はす。貯水面積 F は水面と共に變化するが、其の變化は僅かであるから、堰の最高位置と最低位置に於ける F の平均値をとる。同様にして流出量 Q_0 は水車及排砂門の壓力高の平方根に比例するが、溢流水深は貯水池の水深に比し極めて小であるから、溢流水深の變化の範圍では、 Q_0 の變化も僅かであり、其の最大と最小の平均値を探ればよい。又流入量 Q_1 も堰の操作時間 (10~24 時間) 中近似的に一定であると見做され得る。

$$\alpha = \frac{3.087(\mu b)^{2/3}}{F} \dots\dots\dots (6a)$$

$$\beta = \frac{Fh_0}{t_0} - Q_0 + Q_1 \dots\dots\dots (6b)$$

とせば、 α, β は常數と考へられ、(6) 式は

$$dt = \frac{dQ}{\alpha(\beta - Q) \cdot Q^{1/3}} \dots\dots\dots (7)$$

今 $\frac{Q}{\beta} = x^3$ と置くと、 $dt = \frac{3}{\alpha\beta^{1/3}} \frac{x dx}{1-x^3}$

$$\therefore t = \frac{3}{\alpha\beta^{1/3}} \int \frac{x dx}{1-x^3} \dots\dots\dots (8)$$

$$\begin{aligned} \int \frac{x dx}{1-x^3} &= \frac{1}{6} \ln(1+x+x^2) - \frac{1}{3} \ln(1-x) \\ &\quad - \frac{1}{\sqrt{3}} \arctg \frac{2x+1}{\sqrt{3}} + C \\ &= \frac{1}{3} \left[\ln \sqrt{\frac{1-x^3}{(1-x)^3}} - \sqrt{3} \arctg \frac{2x+1}{\sqrt{3}} \right] + C \end{aligned}$$

$t=0$ にて $x=0$ なることより積分常數 C は

$$C = \frac{\sqrt{3}}{3} \arctg \frac{1}{\sqrt{3}} = \frac{\sqrt{3}}{3} \cdot \frac{\pi}{6}$$

故に (8) 式は

$$t = \frac{1}{\alpha\beta^{1/3}} \left[\sqrt{\frac{1-\frac{Q}{\beta}}{\left(1-\sqrt[3]{\frac{Q}{\beta}}\right)^3}} - \sqrt{3} \arctg \frac{2\sqrt[3]{\frac{Q}{\beta}}+1}{\sqrt{3}} + \frac{\pi}{6}\sqrt{3} \right] \dots\dots\dots (9)$$

[] = $\Phi\left(\frac{Q}{\beta}\right)$, $\frac{1}{\alpha\beta^{1/3}} = \tau$ と置けば

$$t = \tau \cdot \Phi\left(\frac{Q}{\beta}\right) \dots\dots\dots (9')$$

$\Phi\left(\frac{Q}{\beta}\right)$ の表を作る爲に $\frac{x}{1-x^3}$ を累級數に表はして計算すれば

$$\int \frac{x dx}{1-x^3} = \frac{1}{x} \left(\frac{x^3}{2} + \frac{x^6}{5} + \frac{x^9}{8} + \frac{x^{12}}{11} + \dots \right) + C$$

$t=0$ にて $x=0$ より $C=0$ であるから

$$\begin{aligned} \Phi\left(\frac{Q}{\beta}\right) &= 3 \cdot \left(\frac{\beta}{Q}\right)^{1/3} \cdot \left[\frac{1}{2} \left(\frac{Q}{\beta}\right) + \frac{1}{5} \left(\frac{Q}{\beta}\right)^2 \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{8} \left(\frac{Q}{\beta}\right)^3 + \dots \right] \dots\dots\dots (10) \end{aligned}$$

然るに D'Alembert の收斂條件は

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \left| \frac{a_{n+1}}{a_n} \right| < 1$$

此の場合は $\lim_{n \rightarrow \infty} \left| \frac{a_{n+1}}{a_n} \right| = \frac{Q}{\beta} < 1$

でなければ收斂しない。故に $\frac{Q}{\beta} < 0.9$ の範圍に於ては、 $\Phi\left(\frac{Q}{\beta}\right)$ の計算は (10) 式に因り、 $\frac{Q}{\beta} > 0.9$ に對しては級數の收斂が速かに減少し、 $\frac{Q}{\beta} = 1$ にて $\Phi\left(\frac{Q}{\beta}\right) = \infty$ となるから、(9) 式に因り計算を行つた。即ち表-3 は之である。

最大流出量 Q_0 を求むるには

表-3.

$\frac{Q}{\beta}$	$\Phi\left(\frac{Q}{\beta}\right)$	Δ	$\frac{Q}{\beta}$	$\Phi\left(\frac{Q}{\beta}\right)$	Δ	$\frac{Q}{\beta}$	$\Phi\left(\frac{Q}{\beta}\right)$	Δ
0.00	0.000	0.111	0.34	0.858	0.044	0.68	1.759	0.075
0.02	0.111	0.067	0.36	0.902	0.044	0.70	1.834	0.079
0.04	0.178	0.060	0.38	0.946	0.045	0.72	1.913	0.083
0.06	0.238	0.052	0.40	0.991	0.046	0.74	1.996	0.088
0.08	0.290	0.048	0.42	1.037	0.047	0.76	2.084	0.094
0.10	0.338	0.046	0.44	1.084	0.048	0.78	2.178	0.101
0.12	0.384	0.044	0.46	1.132	0.049	0.80	2.279	0.110
0.14	0.428	0.044	0.48	1.181	0.051	0.82	2.389	0.128
0.16	0.472	0.043	0.50	1.232	0.052	0.84	2.517	0.143
0.18	0.515	0.043	0.52	1.284	0.052	0.86	2.660	0.161
0.20	0.558	0.043	0.54	1.336	0.053	0.88	2.821	0.190
0.22	0.601	0.043	0.56	1.389	0.055	0.90	3.011	0.225
0.24	0.644	0.043	0.58	1.444	0.057	0.92	3.236	0.298
0.26	0.687	0.043	0.60	1.501	0.060	0.94	3.534	0.416
0.28	0.730	0.042	0.62	1.561	0.063	0.96	3.950	0.700
0.30	0.772	0.043	0.64	1.624	0.065	0.98	4.650	
0.32	0.815	0.043	0.66	1.689	0.070	1.00	∞	
0.34	0.858		0.68	1.759				

$$\Phi\left(\frac{Q_0}{\beta}\right) = \frac{t_0}{\tau}$$

であるから、 t_0/τ の値に相當する $\Phi\left(\frac{Q_0}{\beta}\right)$ の値を表-3 より求め、其の $\frac{Q_0}{\beta}$ より Q_0 を知る。

以上は流出波が增大する範圍に對する解法であるが (圖-18 の ABC の範圍)、流出波の減少する範圍に對しては (圖-18 の CD の範圍)、 $dh_1=0$ にして、(5) 式は

$$dh = -\frac{Q+Q_a-Q_r}{F} dt$$

$$\beta = -Q_a + Q_r$$

にして $\frac{Q}{\beta} > 0$ なる限り (9) 式は採用される。

次に實際の場合に屢々生ずる處の、流入量と水車及排砂門からの流出量とが相等しい時、即ち $\beta = 0$ の時は、(7) 式は

$$\frac{dQ}{dt} = -\frac{dQ}{\alpha Q^{1/3}}, \quad t = -\int \frac{dQ}{\alpha Q^{1/3}} = \frac{3}{\alpha Q^{1/3}} + C$$

$t = t_0$ にて $Q = Q_0$ であるから

$$t = \frac{3}{\alpha} \left(\frac{1}{Q^{1/3}} - \frac{1}{Q_0^{1/3}} \right) + t_0 \dots\dots\dots (11)$$

$$\therefore Q = \left(\frac{3\sqrt{Q_0}}{\alpha\sqrt{Q_0}(t-t_0)+3} \right)^3 \dots\dots\dots (11')$$

以上の式を實際に Schwarzawa の堰堤に採用すると、

$$h_0 = 3.20 \text{ m}, \quad b = 21 \text{ m}, \quad F = 2\,100\,000 \text{ m}^2, \quad \mu = 0.63$$

又假りに $t_0 = 4$ 時間に選ぶ。

流出波増大の部分に対しては (6a), (6b) 式より

$$\alpha = 8.2 \times 10^{-6}, \quad \beta = 467, \quad \therefore \tau = 4.37$$

$Q = 20 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対して、 $\frac{Q}{\beta} = 0.043, \quad \Phi\left(\frac{Q}{\beta}\right) = 0.188, \quad t = 0.821$ 時間

50 "	0.107,	0.368,	1.61 "
80 "	0.172,	0.510,	2.23 "
120 "	0.257,	0.681,	2.97 "
150 "	0.322,	0.819,	3.58 "

最大流出量は

$$\Phi\left(\frac{Q_0}{\beta}\right) = \frac{t_0}{\tau} = 0.916, \quad \frac{Q_0}{\beta} = 0.366, \quad Q_0 = 171 \text{ m}^3/\text{sec}$$

(49) 460' 塔による Shasta Dam

のケーブル工法

“Shasta Dam Radial Cableway System featured by 460' Head Tower.” West. Const. News, Sept., 1939, p. 305~309.
中谷茂壽 抄

Shasta 堰堤の 5 700 000 立方碼のコンクリートを施工する爲、460' の高さを有する塔が建設され 7 組の放射状ケーブルが架設され、堰堤及発電所工用コンクリートが全部運搬される事になつた。全ケーブルを運轉するホイストが地上 260' の甲板に設置され、コンクリートは傍の工場で混合され環状軌條により塔に運搬される。

堰堤工事のコンクリート分布状況につき考慮された點は、1. 堰堤の長さは約 3 500' である。2. 堰堤の

曲線は半徑 2 500' にしてコングリート施工面積は廣く、川の流に沿ひ約 900' に亘つて居る。3. コングリート骨材が總て Sacramento 川の西岸 Corani に於て供給される爲、混合工場を同所に建設する事により多大の工費が節約出来る事になつて居る。

コングリート施工法に就ては、

A. ケーブルと高架橋の混合法 ケーブルの長さを節約する爲 EL. 800 の所に平行のケーブルを架設する事が考へられた。此の場合ケーブルの總延長は 1 800' にして堰堤の底に於て約 3 500 000 立方碼のコングリートを施工する事が出来る。此の第一次施工が終了するとケーブルは取り去られる高架橋 300' の高にして長さ 3 500' のものと取り替へられる。かくして殘部のコングリートが施工されるのである。此の方法の利點は約 2/3 のコングリート量が短いケーブルにより急速に施工出来るのである。不利な點は、1) 混合場が EL. 800 から堰堤の頂上迄移動せねばならない、2) 高架橋架設の爲工事費が増大する、3) 高架橋の長さの大なる爲運搬装置が大變である、4) EL. 800' 以上のコングリート打

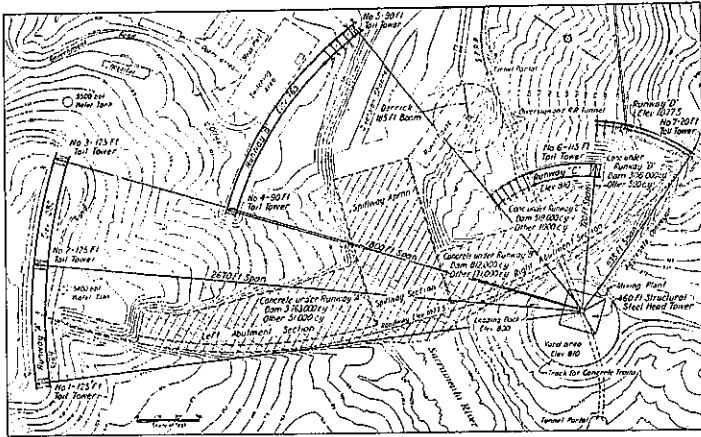
が高架橋脚により支障を生じる。

B. 平行ケーブル法 此の方法は塔が平行軌條上を移動し、コングリート施工區域を全部覆ふ。混合機は最初 EL. 800 の所に設置し次いで堰堤の頂上に移動するのである。此の方法の不利な點は、1) ケーブル徑間長は從來行はれたものより 500' 大にして未だ曾つて行はれた事がない、2) 兩翼の基礎は斯かる方法の爲の塔を建設する事に適しない、3) 混合場及骨材取扱場等を移動する爲費用と時間の損失が大である。

C. 放射状ケーブルと固定主塔法 此の方法は平行ケーブル法の如く澤山の塔及脚を必要とせず、混合場も 1ヶ所にて足り施工が早く出来る。然し高さ約 460' の主塔が必要であり、此の塔は 7 條のケーブルを支持する。此の方法の不利なる點は、1) 放射状ケーブルは移動角が小にして全域を含む爲めには平行ケーブル法より 1 徑間だけ多くせねばならない。2) 塔の高さは大にして豫期せざる問題が澤山出て來た。利點としては、1) ケーブル徑間長は以前に使用された事のある最大のもの 2 670' にて足る。2) 混合場施設は最も好適條件にして何等移動する必要がない。3) 中途に於て何も計畫を變更する必要なく、コングリートが一樣に施工出来る。4. 主塔及高架軌條に要する鋼材量は平行ケーブル法に要

圖-19. Shasta 堰堤を包含する放射ケーブル架設計畫圖

各ケーブルにより施工されるコンクリート量の数字に注意。混合場は主塔の傍に設置され環状軌條上をコンクリート列車が運轉せられる。



する鋼材量より少ない。

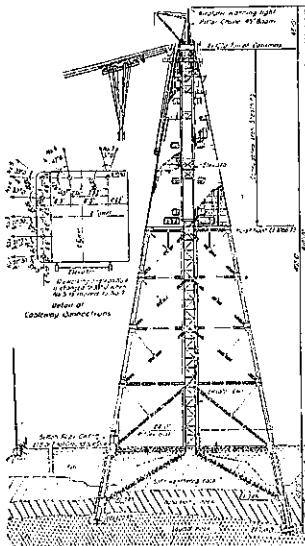
研究の結果 C の方法が採用され、決定した高さ 460' により堰堤の如何なる所にも 8 yd 容量のバケットを運搬出来るが、唯頂上の少量部分だけは 4 yd バケットしか運搬出来ない。

架設用エレベータが傾斜面に沿つて 1 側に設けられた。此のエレベータには材料の爲め 1 分間に 33' 及人間の爲 175' の 2 種の速度がある。各ホイストの操縦者は其のケーブル及ホイストを全部見渡せる位置に居る。

他端のケーブル塔は放射狀軌條上に設けられ、7 基を以て堰堤工事場全部を包含する。最上流から堰堤中心に向ふ 3 條のケーブルは 2670' 徑間にして端の塔は

圖-20. 460' 主塔

2750 噸の鋼材を要した主塔は頂上鋼板の詳細圖に示す如く、7 本のケーブルの端を支持する。地上 250' の層上には 7 基の吊上機が設置されてゐる。頂上に近い 3 階は終繕工場及ケーブル運車の工場である。塔の側のエレベータは人間及機具を運搬する。コンクリート運搬車及人間の大きさに注意。



(50) 各種材質の配水管の得失

(L.R. Howson, "Adaptability of Various Pipe Line Materials in Water Main Construction," Journal of the A.W.W.A., Vol. 31, No. 6, p. 1002~1019. 寺島重雄 抄)

現今、配水管として普通用ひらるゝものは塗裝鑄鐵管、塗裝鋼管及 transite 管(セメントと石棉の合成)である。之等の管は大抵直徑 24' 迄で、30' 以上のものには鋼と鐵筋コンクリートとを併せ用ひるが、鑄鐵管を用ひてゐる都市もある。茲には直徑 24' 迄の管に就て各種材質の配水管の得失を調べて見た。考慮すべき事項は

- (a) 埋設費
- (b) 管の内外の腐蝕に關係する水質及地質を考慮した管の壽命
- (c) 管の通水容量を永く保持せしむるが如き有效な塗裝の性質
- (d) 不測の荷重及應力に對する安全率

埋設費：管の時價に接手材料、掘鑿、埋戻、運搬及其の他の諸費を加へたものが埋設費となる。溝は粘土中に内徑よりも少くも 12' 丈幅廣く掘鑿し、常に 5' の埋戻土を置くものと假定する。勞力費は 50 仙/時とすれば各種材質の管の埋設費は圖-20 の如くなる。茲に鋼管は塗裝費を含み、凡ての管は接手材料費を含むものとす。

年當り經費：鑄鐵管、鋼管及 transite 管の年當り經費の比較にけ投資金利率の外に直接關係のある管の壽命、通水容量及漏水を考慮せねばならぬ。其の他水道に使用されて以來の各種管の閱歴が年當り經費に輕重率を

上 水 道

乗ずる上から考慮すべき問題となる。利率を4分とし、減価は4分減価基金法によつて年當りの費用を算出した。

鑄鐵管の壽命は特別不良な土質ではない限り、100年にするのが普通である。無塗装の標準厚鋼管の壽命は35年、薄い塗装鋼管は35~58年、塗装標準重量鋼管は75年とされてゐる。transite管の歴史は短い、其の壽命は鐵筋コンクリート管の壽命の50~75年に匹敵すると假定して差支ない。茲では75年とする。

通水容量は新しい管のよりも長期使用後の管の通水容量が重要である。長年の研究結果、鑄鐵管の通水容量維持上腐蝕性の水に対してはセメント被覆が良好であることが判明してゐる。transite管はコンクリート管と同様長期の通水容量を有するものと考へられる。瀝青質塗装の鋼管は比較的新しく其の通水容量の如何は藉すに年月を以てせねばならぬが、相當長期の通水容量を有するものらしい。

鑄鐵管の漏水は100ガロン/日/哩としてよしい。transite管や鋼管も略同程度の漏水量を示すものと見て差支ない。

圖-22は鑄鐵管の壽命を100年、塗装鋼管は50年、無塗装鋼管35年、transite管50年、薄い塗装鋼管を35年として年當り經費を比較したものである。

安全率に就て考ふるに、内壓と水衝壓とを考慮して各種管の安全率を求めると圖-23の如くなる。茲に内壓を150听/吋²とし、水衝壓は10"以下の管には120听/吋²、

12~18"管には110听/吋²、20"管には100听/吋²、24"管には95听/吋²にとり、破壊強さは夫々50000听/

圖-21. 埋設費の比較

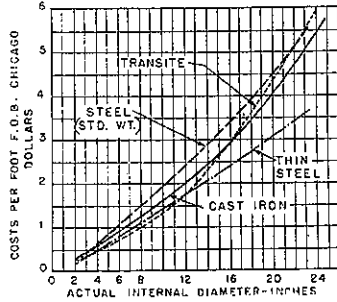
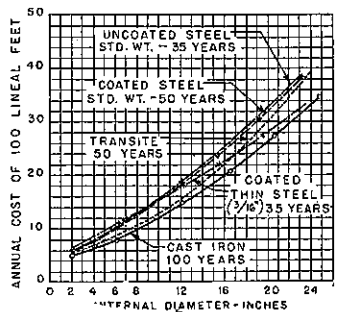


圖-22 各種管の年當り經費の比較



吋²(鋼) 25000听/吋²(鑄鐵), 4000听/吋²(transite)とした。

管の使用に際して最重要なことは通水容量と強度とである。今3種の材質の管に就て工費1非當りの破壊強さを比較計算して見ると圖-24の如くなる。茲に破壊強さ=厚さ×最大引張強さ、工費には掘鑿及敷設費のみで鋪裝費は含まれぬものとす。

次に配水管 10' 毎に年經費1非當りの破壊強さを調べてみると圖-25の如くなる。12' 管を例にとると鑄鐵管には841听、transite管には288听、塗装せる標準鋼管には973听、塗装薄鋼管には521听となる。

圖-23. 安全率の比較

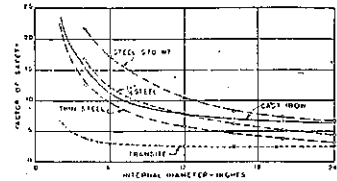


圖-24. 1非當りの破壊強さ

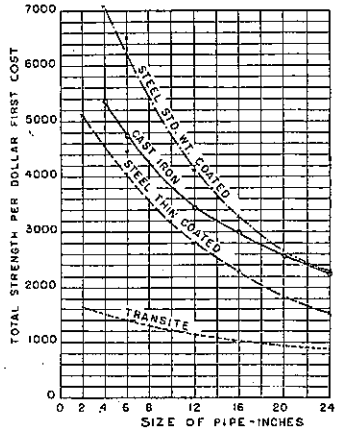
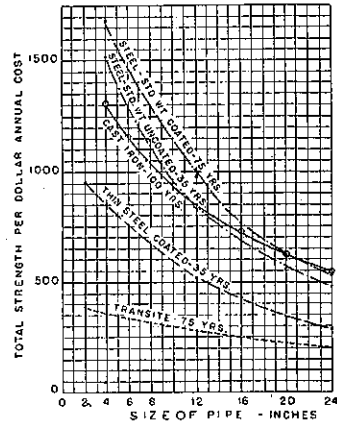


圖-25. 年經費1非當りの破壊強さ



(51) 管井のスクリーン

“Construction and Use of Well Screens”
Journal of the A.W.W.A., Vol. 31, No. 6,
p. 939~950

寺島重雄 抄

管井スクリーンに対しては次の諸點に注意せねばならぬ。

- (1) スクリーンは周囲の地層を支ふるストレーナー

ではなくして掘鑿中にも又ポンプ運轉中にも含水層を保持する装置であること。

(2) スクリーンの間隙は比較的大にすると共に砂の篩分試験及地質等の慎重な調査を基として定めること。

(3) 開孔の数は出来る丈多くし、含水層の空隙を塞ぐ官壁を少なくすること。

(4) 球形粒子間の總空隙量は同一徑の粒子であるならば其の大小に拘らず等しいこと。

(5) 大粒子間の空隙中に小粒子が存在すると空隙總量は減少する。従つて砂礫層中では小粒子量が大ならば空隙率小となり湧水量を減少せしむること。

(6) 湧水量の點から云へば、粒子の大きさよりも混合せる粒子の均等度が重要な意味を有すること。

(7) 地層には粒子の架橋作用 (bridging) が行はれること。又スクリーンの開孔及粒子間にも拱又は橋が形成され、水流方向が一定になること。

スクリーンの開孔の数、形状及配置が管井の容量を左右するのみならず管井の壽命にも關係する。大抵の場合、開孔は小さ過ぎて不必要に大なる流入損失が管井の水位を低下せしめるが、反對に開孔が大き過ぎると最大量の水が沈泥、砂及小砂利と一緒に流入して来る。之等がポンプで汲出される外に管井中に堆積して遂にはスクリーンの周圍に空洞を生じ、管井の使用を不能ならしめる。

開孔の形状は砂礫が孔を塞いだり管井の中に多数流入するが如きものでは不可ない。其の意味から管の外壁には狭くなつてゐる V 形断面形のもの最良である。それは外側の狭い所を通過した砂礫が途中に引懸り開孔を閉塞せしむることがないからである。又開孔は分散したものよりも連続した開隙の方が宜しい。何故ならば之はスクリーン周圍に均等な開隙を與へ水流状態を良好ならしめるからである。

スクリーン開孔の形状及分布と關聯して架橋作用なる現象が知られてゐるが、此架橋作用とは大粒子の間隙或はスクリーンの開孔に小粒子が橋或は拱形を形成する性質である。之は水流方向が一定なる間其の形を保持してゐる。此の架橋作用は地層の均等度に關聯するもので、度々の篩分試験の結果によると、(1) 架橋作用の起るのは有效徑が 10% の大きさ (10% は之より大にして 90% は之より小なる大きさ) の附近であること、(2) 粒子の大きさが矩形或は正方形の開孔の大きさの 2 倍、圓形開孔の 3 倍の時に架橋作用が起ること、(3) 粒子の鋭角度及形が大なる程架橋作用の範圍を大ならしめること、(4) 砂が液體で飽和状態にある時は息角は架橋作

用に無關係なること、(5) 閉塞を避けるには開孔の厚みの方向の角度は少くとも 2° でなければならぬこと、(6) 細長い開孔は架橋作用を起す砂粒の大きさの約 2 倍でなければならぬことが判つた。

腐蝕は普通、水の電離作用に因るものであると考へられてゐる。炭酸ガスが多量に存在する時は腐蝕作用を與へるし、酸素は酸性、中性、弱アルカリ性中ではかならず腐蝕作用を有する。而も腐蝕速度は酸素濃度に比例する。腐蝕に對して絶體安全な金屬は得られぬから、材質としての金屬は試験水を採酌試験した結果其の水の腐蝕に耐へるものを選ぶべきである。又試験水を採酌するにはポンプを相當時間運轉した後すべきである。

皮殻形成作用 (incrusting agent) には水中の浮遊物の沈澱に因るものと溶解物の沈澱とに因るものがある。強い皮殻形成力を有するものは炭酸カルシウムである。之が屢々スクリーンの周圍に數吋の厚さに皮殻を形成することがある。

地下水は多少遊離炭酸ガスを含むが、此の遊離炭酸ガスが炭酸カルシウム其の他の皮殻形成物質をかなり吸収する。此の炭酸カルシウムを溶解した水が何故炭酸カルシウムを沈澱させるかと云ふと、ポンプ揚水と共に水位の低下を來し遂には含水層の壓力水頭が減少して炭酸ガスを遊離せしむるからである。従つて此の炭酸カルシウムの沈澱を少からしめるには管井の水位を出来る丈低下せしめぬことである。之が爲には水を抵抗少く流入せしむるスクリーンを用ふること、ポンプ揚水量を減じて揚水時間を長くすること及小徑の管井を多数用ひてポンプ揚水量を分割することである。

(52) 細菌、腐蝕及赤い水

("Bacteria, Corrosion and Red Water."
J.A.W.W.A., Vol. 31, No. 7, p. 1186~1196)
寺島重雄 抄

鐵管の腐蝕はエナメル、アスファルト、コールタール塗裝によつて可成防止されるが、之等塗裝は管壁に密着して破目とか針の尖端程の孔があつてもならぬ。之等の孔は此の點に腐蝕を集中せしめ總體的に腐蝕せざる前に此の部分の金屬を眞先に犯して使用に耐へざらしめるから斯る不完全塗裝管は無塗裝管よりも却つて腐蝕を速めることがある。

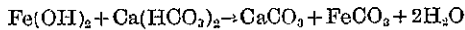
石灰-曹達等で處理された軟水は炭酸カルシウムの被膜を管壁に形成せしむる時は金屬の腐蝕を妨げるものである。一般に鐵管の腐蝕は溶存酸素の量に比例するとされてゐるが、他方此の酸素が腐蝕の生ずる箇所に

水酸化第 2 鐵と共に炭酸カルシウムの被膜を生ぜしむるに役立つ、従つて腐蝕を妨げることもある。之に就ては管内流速と負イオンの濃度が問題となる様である。

赤い水は原水中の鐵の存在する場合と鐵管が腐蝕して生ずる場合の 2 つがある。Illinois 大學の水道設備は曝氣法による除鐵、砂濾過、鹽素滅菌から成り、其の容量 1250 000 ガロン/日である。赤い水に對する苦情は 2 哩離れた配水管末端に甚しく、其の原因としては淨水設備の完全ならざる以前に於ける配水管中の沈澱物と配水管の腐蝕とによるものであつた。それは配水管を充分洗滌した結果苦情は減じたが、未だ絶滅とまでゆかぬのは結局腐蝕も一因となつてゐるのである。此の配水管末端に近い程之等の赤い水の流出するのは流末に行く程流速が減ずるからである。溶解せる鐵及單位容量の水が鐵管の單位距離を流るゝ際の溶存酸素の減少が配水管末端よりも淨水場附近の配水管に於て遙に小である。

濾床通過中にアンモニア含有量が減じて硝酸鹽含有量が増すと云ふ事實に似た様な現象が配水管中にも起る。即ち試験によると水が配水管内を流下するに連れ溶存酸素、アンモニヤ、遊離鹽素が減ずる一方硝酸鹽、亞硝酸鹽、6 日培養 20° 細菌集落數が増してゐる。アンモニヤが硝酸鹽等に酸化されるためには溶存酸素が消費されねばならぬ。従つて酸素の 1/3~1/6 は腐蝕には使用されぬことになる。然してアンモニヤを硝酸鹽に酸化させるのは細菌の働によるものであるらしい。此等の細菌は 2 ppm. の鹽素にも抵抗出來たとのことである。

又極く僅かであるがアルカリ度が減ずる傾向がある。試験によると濾水のアルカリ度より配水管内の水のアルカリ度がやゝ小になつてゐる。之即ち腐蝕と共に炭酸カルシウムの沈澱が生ずるからである。



これが程度こそ小であれ腐蝕を妨げると見てよいだらう。又溶存酸素が腐蝕の代りにアンモニヤの酸化に一部使用されることは鹼基性イオンを酸性イオンに変化せしむることになる。



アンモニヤの消費は僅かであるが、此の酸性とならしむる條件が影響を及ぼすこと大で管の腐蝕を増すことになる。之が炭酸カルシウムと酸化第二鐵の腐蝕防止作用を減ぜしむるし、假令、溶存酸素が消失してゐる管の流末近くの配水管に於ても腐蝕作用を續行せしむることになる。Illinois 大學の水道では溶存酸素量は 1 ppm. 以下で速に消失するのに配水管末端では鐵の含有

量が 8 ppm. に達するのを知つた。一方硝酸鹽及亞硝酸鹽は夫々 1.0 及 0.7 ppm. から 0.1~0.2 ppm. に減少してゐる。以上からして溶存酸素の配水管中に於ける消失量を調べても腐蝕の程度が眞に判るものでない事が諒解されよう。

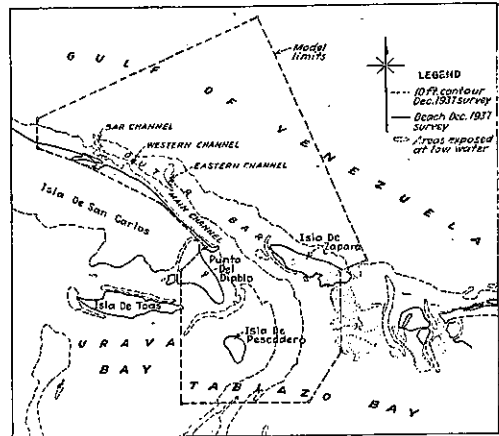
港 灣

(53) 模型實驗に依る港灣問題の解決

(P.W. Thompson; "Model Tests Solve Harbor Problem." E.N.R. Aug. 17, 1939, p. 63~65.)
木原榮造 抄

Venezuela の Maracaibo 湖よりの油の積み出しは數年の間この湖の灣口にある砂洲の爲に非常に妨げられて居つた。この砂洲を横切つて水路の適當なる改良方法を決定する爲に合衆國水理實驗所に於て模型實驗が行はれた。この實驗によりより適切なる水路の維持方法が指摘され、そしてこれに依り昨年掘鑿されたこの水路は實際に於て満足すべきものである事が證明されたのである。

圖-26. 灣口附近の平面圖



Maracaibo 湖の灣口(圖-26)の砂洲は Zapara 島から西方に伸び、主水路は砂洲の内側に沿つてゐる。西水路は主水路の延長にあり砂洲の西端に於て Venezuela 灣に通じてゐる。東水路は主水路より北方に分れてゐる。

砂洲の發達は周期的であると考へられてゐる。砂洲自身は西方へ發達し、最後に東側で破壊して水路が生じ、續いて再び西方への砂洲の發達はじまる。現在の東水路は破壊初期のものと思はれる。改良案は現存水路の東側に新水路を得んとするものである。

横型研究の目的としては

- (1) 現存条件の下に於て開口を生ぜしむる見込。
- (2) 現存状態の下に生ずる又は改良工事の結果として生ずる開口の効果。
- (3) 開口の最も有利なる位置及開口を効果あらしめる最良の方法。

潮汐、海流、波浪、風、船舶の推進機の影響等のあらゆる記録を基礎として 模型には砂洲の極めて近傍を探り(圖-26)、砂洲及これらに沿つた部分のみに軟質の材料を用ひた。模型の縮尺は水平 1:300 垂直 1:50 である。

模型に於ては實際の合成力に近い様な力を用ひる必要がある。之には力の大きさのみならず力の作用時及その継続時間を考へる必要がある。調整方法の標準は砂洲の原形に於て起つてゐる變化を基準とした。この關係から 1930, 1932, 1935 及 1937 年に砂洲の細密なる測量が行はれた。問題は模型に於て潮汐、海流、推進機の作用、波の作用等を結合して表はす事にある。

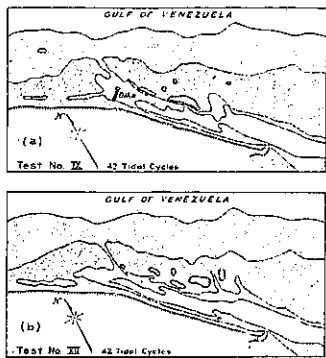
模型實驗の結果の信頼性は主として以上に述べた調整方法による。

實驗は 12 種の異つた計畫より成る。種々ある方法の相互の相異點は、底荷を積んだ油槽船の使用、浚渫機の使用、床固めと防波堤の使用、砂洲を横斷する新水路の位置等である。

之等すべての試

圖-27. 模型平面圖の 2 種

験には新水路の開口が設けられた。模型實驗に於ける新水路(西水路も共に)は何れの場合にも水路の維持には推進機の作用と浚渫機による堆土の攪拌がなければ維持出来なかつた。



すべての實驗の 中、圖-27 に示す No. IX は非常に效果的なものであるが床固めを用ひてゐるので實際には困難であり又莫大な費用を要する。圖-27 は實驗 No. XII の結果を示す。この實驗で得られた水路は No. IX に於けるものよりわづか劣るのみである。種々の事情を考慮して No. XII の方法が採用された。

No. XII に基く工事が模型實驗が完了すると直ちに着手された。通航船舶はすべて舊水路(西水路)から新

水路(東水路)に移された。新水路の發達維持には浚渫船が用ひられた。

現場に於ける周期的な測量の結果は次の通りである。

- (1) 西水路は完全に淺瀬になつた
- (2) 東水路は維持されてゐるが模型實驗にてもわかる様に急速な大規模な發達はない。

道 路

(54) コンクリート舗装版の龜裂

(E. Schleicher; "Beitrag zur Frage der Rissbildung bei Betondecken." Die Bautech., 17. Jahrg, Heft 29, 7, Juli 1939. s. 415~416.)
星 雄 和 抄

主として自動車國道の コンクリート 舗装版に起つた龜裂を分類して次の 2 種に分けた。

- 1 全然秩序なく發生した龜裂。
- 2 局部的な影響を受けなくて規則正しく發生した龜裂。

中部ドイツの自動車國道約 70 km に就き調査した所では、第 1 群の龜裂は、土工困難なりし區間、特に基礎地盤が不等沈下を生じ易き區間、凍害の恐れある區間、又床版施工が悪かつた區間に多く發生した。

第 2 群に屬するものは 2,3 月の候にコンクリートを打ち 6 月に交通開始した區間に於けるもので、版の大多數に於て横目地から何れも 4.5~5.0 m の距離に縦目地に垂直な龜裂が發生して居た。床版の長さは 15 m、厚さは 23 cm、横目地は丸鋼で連結した構造である。床版長 10 m の箇所では被害は著しくなかつた。

地盤は風化した砂岩で充分締固めを行ひ、約 5 cm の砂層を上置きした。谷を横切る短かい區間は充分締固めた高さ約 1.5 m の築堤上に在つたが、この龜裂の原因は基礎に在るとは考へられず、又交通荷重による版端の反りによるとも考へ得なかつた。

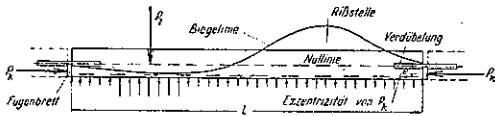
この龜裂原因を説明するのに、コンクリート基礎上に薄い砂層を有する小舗石舗装の調査から一の手掛りを得た。

1937 年夏、暑い日が續いた時、舗石の伸張目地(普通目地はセメントモルタル注入)が自動車の通過直後突然ひどい追起りを起した、その原因は極めて簡單で、目地填材(松材)は冬の寒冷時に収縮されたため、夏となり温度差が 40° に達し版の伸びが 4 mm 程度となつて、挫屈應力を超過する 應應力を生じてゐた所へ自動車が通過して平衡が破れたのである。

尚温度上昇による目地の圧應力の大きさを知らるため、17tの貨物自動車通過した時連結棒を入れた床版の端が認められる程度の弾性彎曲をなすかどうかを観測した。早朝6時頃日出前気温20°で目地板は弛く動かされたが、午前中の日照により温度が15~20°上昇した後は強く壓迫され、自動車荷重による剪力は目地の摩擦應力のみで充分支えられることになる。

かかる実験によりコンクリート舗装版の規則的な龜裂が挫屈によることを想像し得る。

圖-28. コンクリート舗装版の挫屈彎曲線



版は版端の目地填材の下半部に働く壓力と版底面の摩擦により下方へ彎曲せんとするが地盤反力が之に抵抗して居る、輪荷重 P_2 が加はると、地盤沈下の爲版中心線は圖-28の如く彎曲し、版は彎曲線の最大なる箇所最大應力を生じ右方の引張側に龜裂を發生する。

彎曲線の最大値の位置及 P_2 の最も不利な作用點の位置は計算され、最大應力は横目地より約4.5mの所に起ることを知った。かくて第2群の龜裂が温度應力による挫屈に原因することを知った。

結局コンクリート舗装版の施工に際し龜裂を防ぐためには、

1. 床版長は10mを限度とすること、これにより温度應力を減少せしめ、挫屈抵抗を大ならしめ得。
2. 常に有效な充分な幅を有する伸張目地を作ること。

現在の松板目地は版の伸びを妨げる、やはり壓搾纖維板が耐久性は劣るが良好である。松材目地の合水膨脹により得らるゝ間隙は極めて小さく、版の全伸張を許すには足りない。

連結棒の施工に當り外筒と棒端の餘裕は充分取らなくてはならぬ。版の施工が寒冷時に當る時は温度應力が特に大となる。床版長を大となす必要がある場合は、大なる變位(約6mm)に備へ計算により充分な目地幅を取り、木材の壓縮性に類つてはならぬ。

(55) 路面下埋設物の整理

(G. R. Thompson ; "Put Underground Structure in Streets Systematically." American City Aug. 1939, p. 53~55.)

廣 瀬 可 一 抄

路面下建築線の間には下水管、上水管、瓦斯管、電纜、熱湯管等の地下埋設物があり、此の他建物の基礎地階、地下鐵道、駐車場、共同溝の如き構造物があるが、各々特殊な用途のため同一に處置することは出来ない。埋設物の配置を計畫するに當り考慮すべき諸事項は、

1. 埋設物はその效用を大にするため及建設維持に際し掘鑿費を低減するため路面下成るべく淺く配置する。
2. 埋設物は平面的にも立體的にも又交叉の場合にも相互に障害とならざるやう配置する。
3. 沿道建物への分岐は取付けにも維持にも費用を要せざる様配置する。
4. 修理交換に際して成る可く路上構造物を損傷することなく又交通を遮断せざるやう配置する。

幹線街路では交通量の大きなるに従ひ幅員は大となり舗装も厚くなるから兩側に分埋する傾向がある。街路中央に一管埋設すれば沿道建物への分岐は長くなるが兩側に分埋すれば短くて済む。兩者の場合を比較すれば表-4の如くである。

街路幅員の大きなるに従ひ、管徑の小なるに従つて二管分埋が有利となる。下水に就いてはDetroit市では建築線より10'の線を以つて公共團體と民間との費用分

表-4.

給水管を含む街路延長1'當りの配水本管建設費

- A-街路中央に一管埋設の場合
- B-街路兩側に二管分埋の場合

註：二管の流量の和は實際上一管の流量に近似す。

X 分岐を含む街路延長1'當りの取付下水管建設費。

60-Ft. Street		80-Ft. Street		100-Ft. Street		120-Ft. Street	
A	B	A	B	A	B	A	B
Single	Double	Single	Double	Single	Double	Single	Double
4"	4"	\$2.62	\$3.75	\$3.00	\$3.75	\$3.37	\$3.75
6"	4"	2.87	3.75	3.25	3.75	3.62	3.75
8"	6"	3.37	4.25	3.75	4.25	4.12	4.25
12"	8"	6.62	5.25	7.00	5.25	7.37	5.25
16"	10"	9.12	8.25	9.50	8.25	9.87	8.25

COMPARATIVE COST OF LATERAL SEWERS PER LINEAL FOOT OF STREET INCLUDING Y's

60-Ft. Street		80-Ft. Street		100-Ft. Street		120-Ft. Street	
A	B	A	B	A	B	A	B
Single	Double	Single	Double	Single	Double	Single	Double
12"	10"	\$2.20	\$2.38	\$2.68	\$2.93	\$3.16	\$2.38
15"	12"	2.50	2.74	3.04	2.74	3.52	2.74
18"	15"	2.85	3.25	3.33	3.25	3.81	3.25
20"	15"	3.15	3.25	3.63	3.25	4.11	3.25
24"	18"	3.84	4.54	4.32	4.54	4.80	4.54

擔境界線として居るので、この線までの分岐管を含んで居る。

埋設物の維持費の比較はこゝに示されて居ないが、修理の際破壊される舗装の種類により考慮しなければならない。街路の中央又は両側に共同溝を設け下水を除く他の埋設物を收容することは多額の建設費を要するが望ましいことである。共同溝の設置は比較的大都市に於いても特殊な場所に限られる筈である。

幹線下水渠は比較的深く街路の中央に埋設される。幹線下水渠と各戸下水管の間に位する取付管は出来れば沿道建物後方の副道又は横路に埋設される。路面排水は溜樹より幹線下水渠へ入るが、出来れば取付管へ連結する。下水管は一般に深くして他の構造物に妨げとならず修理のため掘りかへされる事も稀であるからその配置については餘り重大視する必要はない。

上水管は修理や給水管取付のため屢々掘りかへされるから縁石線後方即ち緑地帯又は歩道に埋設される。配水本管を街路両側に分埋するのは各別方向に給水される消火栓を両側に備へて防火に効果ある故業務地域や繁華街に有利である。瓦斯管は修理や分岐取付に掘りかへされること最も多いから縁石線後方に埋設する。電線は掘りかへされること少くその交換は中繼函より行はれる故に草道舗装下に埋設して差支へない。但し街路照明用電線は両側に配置するが便利である。熱湯管は Detroit の經驗によれば瓦斯上水管より掘りかへされることが少いが、出来れば共同溝に收容するか縁石線後方に配置する。最も注意すべき伸縮接手は容易に近付き得るやう人孔に置く。

埋設物の配置を計畫するに都合の悪いことは街路の條件が變ることである。直接沿道建物に使用される埋設物はこれに應じて發達しなければならないから今後過去の經驗に基き將來への合理的見透しを以つて計畫しなければならない。

埋設物配置について計畫を立案すると共にその計畫達成のため嚴重な統制を要する。そのために地下埋設物臺帳を整備し、街路掘鑿に許可監督制度を設ける。Detroit では公共團體にしても私營會社にしても市の許可なくして街路掘鑿し得ざる規定があり、その監督官は掘鑿に際して注意するばかりでなく掘鑿後裏込が充分であるか路面舗装修復などを検査する。又舗装の破壊回数を減ずるため舗装修復後短時日の掘鑿に罰則を規定してある。これに依り沿道建物所有者にその取付諸管の分岐工事を舗装修復前に強制することが出来る。街路掘鑿許可書には埋設物設備後一年間に掘鑿する時

は舗装修復費の 3 倍を第 2 年目にはその 2 倍を以後一定額を支拂ふやう規定されて居る。

橋梁及構造物

(56) 吊橋に関する知識の發達

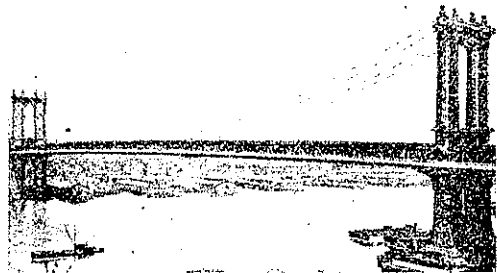
(J. S. Moisseiff; "Growth in Suspension Bridge Knowledge." E.N.R., Aug. 17, 1939, P. 46-49.)
木原榮造 抄

Manhattan 橋は撓みの理論 (Deflection Theory) に依つて設計せられた最初の吊橋であり、換言すればこの橋を研究する事に依つて吊橋の死荷重が活荷重に依る橋の歪みを非常に緩和する事が理解出来るのである。

細い補剛樑；剛度の大きなトラスも橋の撓みを殆んど減少せしめない事がわかつた。普通の桁やトラスと反對に垂直の撓みはトラスの慣性モーメントには比例せず、むしろ橋の重量に依るのである。従つて橋の剛度を左程著しく減少する事なしにトラスの高さを減少し得るのである。

曲げに對する塔の固定；Manhattan 橋の塔の設計に於て更に重要な進歩があつた。即ち既往の觀察に基きケーブルの支臺を塔に固定し又塔の基礎を橋脚に固定し従つて塔をケーブルの動きに従はしめたのである。Brooklyn 橋及 Williamsburgh 橋に於てローラーのついた支臺は活荷重や氣温によるケーブルの張力の日々の變化には應ぜず不均衡な張力が摩擦力より大となる時多少急激に動き塔の曲げを來す事が觀察された。

圖-29. Manhattan Bridge



塔を支臺の動きに従はしめる様な設計により大なる曲げ應力の生ずる様な塔を考へる必要がなくなり細い鐵塔を採用する様になつた。Manhattan 橋の塔は橋脚上わづか 290' でありその中間の幅は 16' 即ち 1/18 である。

其の後の長徑間の橋の研究によつて塔の變位とこれに働く力とを考慮する時塔の設計に於ては曲げ應力を考慮してもわづかの材料の増加を來すのみなる事がわかつた。細い鐵塔が採用されたものに Delaware 橋

(Philadelphia, 徑間 1750', 1921-26) 及 Ambassador 橋 (Detroit, 徑間 1850') があり後者の塔は高さ 363' 細長比 60 である。

塔は活荷重や気温の變化に依るケーブルの張力に應じなければならないので細い塔を作る事が望ましい。

従つて箱型の塔の採用を來し、そして長徑間の重い橋に對しては最近の長徑間の吊橋に見られる如き圓割式の塔が採用される様になつた。

ケーブルの剛度の認識; George Washington 橋は支間 3500' で先例の無い壯大な構造物として色々な觀察が行はれた。この橋の 39 000 lb/lin.ft. と云ふ莫大な死荷重は「吊橋に於てケーブルは最剛の部材である」と云ふ錯覺を起させる位であつたがトラスの高さはわづか 29' 即ち支間の 1/120 に過ぎない。

Golden Gate 橋は支間 4200' で現在に於ける最長の橋梁であるが補剛桁は更に小さく高さ 25' 即ち支間の 1/168 である。

補剛桁としての鈹桁の採用; 補剛桁の剛度が小さくなり高さが小になればトラスから鈹桁に移行する事になる。鈹桁は結合製作等に對し多くの構造的な利點があり、簡素なよい外觀を有する。最近竣功した New York の Whitestone 橋は支間 2300' 幅員 74' 活荷重 3 000 lb/lin.ft. 死荷重 11 000 lb/lin.ft. であるが細い補剛桁を採用したのである。

目下工事中の Tacoma Narrows 橋に於ては 2 車線が採用され、その活荷重 1 000 lb/ft. 支間 2800' 幅員 39' である。橋の終局の重量は 6 000 lb/ft. である。その延長と幅員との比が 72:1 なる點は注目すべき事である。而して補剛桁の高さはわづか 8' である。

横荷重の問題; 風壓の如き横荷重に對する作用に於ては未だ殆んど舊態のまゝである。幅員に對して延長の小なる初期の橋の設計に於ては、トラスには規定された横方向の風荷重が採用された。そして應力はケーブルの影響のない水平單純梁として決定された。Manhattan 橋と Delaware 橋に於てはケーブルのトラスに對する援助を考慮した近似法が適用され、更に最近の長徑間の橋の出現に伴つて横應力の問題が重要となつて來た。

最近の吊橋の設計に於ては長徑間の道路橋にては補剛桁の重要性は次第に減少して細い鈹桁になり、鈹桁は輕い活荷重に對して設計せられその作用は支間の一小部分に荷重を分布するにある。

然し活荷重の分布と撓みの制限に對する桁としての構造的な重要性を失ふ一方に於て横方向の風力に抵抗する水平對風橋の弦としての重要性が増して來た。之は

吊橋の延長が大になつたにも拘らず幅員がその割合に増加しないといふ事實によるのである。延長の幅員に對する割合が大となる結果、或るものに於てはトラスに於ける風力による應力は活荷重に依る應力より大となるのである。

鈹桁の採用と共に問題は腹鈹の安定とその充分にして經濟的な設計とに移つた。Whitestone 橋に於ては高さ 11' の桁に對して 11/16 in. の腹鈹を用ひ鉛直補剛材の間を水平に 2 本の山形鋼で補剛する。

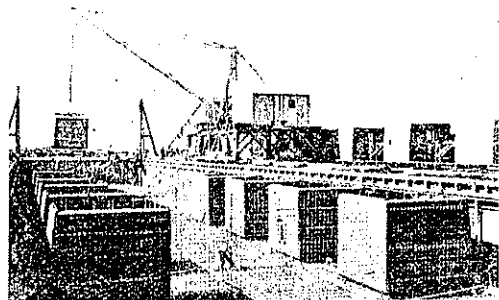
(57) コンクリート浮橋の設計と施工

H. M. Hadley, "Concrete Pontoon Bridge—A Review of the Problems of Design and Construction." West. Const. News, Sept. 1939, p. 293-298.
中谷茂壽抄

Washington 湖浮橋は取付用橋梁部分を合して總延長 6 $\frac{1}{2}$ 哩、總工費は 8854 000 弗に達する。Washington 湖は幅員 7 800' あり平均水深は 150~200' にして其の下約 100' は泥土で覆はれてゐる。此の状態の下に四車道と二歩道を有する橋梁を架設するものにして、湖には時々大汽船の航行するあり、小汽船の航行が頻繁にして、湖水は淡水、年中の水位最大差異は 3' に調節されて居り流水の虞がない。

浮橋の支持水深は荒天の時でも何等の影響を受けない程深く普通の橋脚による橋梁と比較すると其の水平力に對する支持方法が餘分に必要となるが工費は殆んど比較出来ない程低廉である。

圖-30.



浮橋に依る道路部分は全長 6 561' にして直接浮橋上に載り、其の兩端に於ける兩岸との連絡は 200' 徑間空高 30' の下路鋼橋により行はれ小汽船は此の徑間を通つて航行出来る。

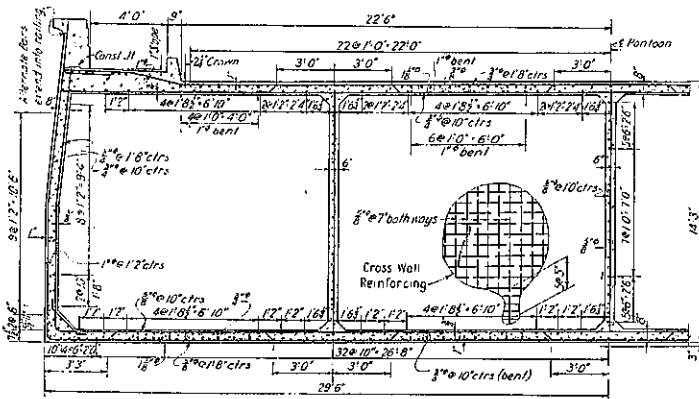
Mercer 島、即ち東岸より 1 500' の處には無限の空高を有する 20' 徑間は特殊設計に依る浮橋の移動により設けられる。此の所では浮橋 K は 378' の延長を有

し、縦方向に隣の Y 形の浮橋 H 及 J の中に引き込み得られる。

各種橋区分は皆中央に於て両側に 2 3/4" のケーブルを以つて 3:1 の傾斜で横方向に引張られ、其のケーブルの端はコンクリート錨に連結されて居る。引込式区分の隣の区分だけは引込端に於て横方向ケーブルが張られてある。

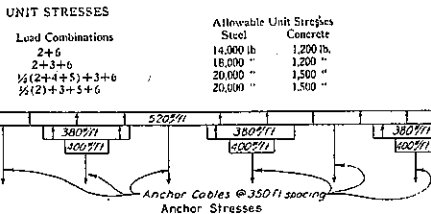
浮橋の各区分は 350' の延長にして 59' の幅員、14' 3" の深さを有し、上版は床版と一體をなし 8" の厚さである。浮橋は 7' だけ水中に沈み其の構造は圖-31 の通りである。

圖-31. 浮橋の詳細設計、延長 349' 10" 時にして重量 4 558 t である。



浮橋の記録			
総重量	4 558 t	長さ	349' 10"
幅員	59' 0"	深さ	14' 3"
道路幅員	45' 0"	歩道(2個)	4' 0"
底及外壁厚	8"	内部壁	6"
床版厚	8"	空室数	96個
空室の寸法	14' (四角體)	コンクリート	2 110 cu. yd.
鉄筋重量	675 000 lb.	所要量	7' 6"
浮橋底より高閣	17' 6 3/4"	浮高	7' 6"
天端までの高さ		錨着ケーブル	2 3/4" (2本宛)
浮橋の数	25	浮橋総延長	6 630'

圖-32. 應力決定の爲の荷重假定



- 水 圧 浮力 = 62.4 lb. per cu. ft.
- 温 度 空気と水の温度差 ±30°F.
- 活 荷 重 H-16 衝撃, ワシントン州道路法, 1935.
- 波浪作用 垂直一彎曲モーメント 5 000' kips を起す 6' 波
- 同 水平一彎曲モーメント 25 000' kips を起す 6' 波
- 死 荷 重 錨及ボルト接手共, 鉄筋コンクリート 1 立方呎 = 166 lb.

浮橋の各区分は其の両端に於て互にボルトで連結され、22 個を床版部に、同数を底版に、5 個を兩側壁に埋込んである。ボルトの径は 3 1/4" である。

剪断抵抗の爲 3' 角の鋼製突出を 2 個作りそれを次の区分中に 12' 挿入した。構造物の築造中に継目部にゴム帯を挟み現場に運搬してから 1' の空隙をグラウトした。

Washington 湖の波力に關する研究が問題發生以來充分行はれて、此の結果波高 6', 波長 72', 2.12 秒の假定を得た。此の波の最大影響は 1/3 秒に橋の長さ 1' に付き 2 000 lb. に相當する。波力が風力に加算せられる時は橋の 1' に付き 520 lb. の等布荷重とし、其の上に動荷重として 400' の長さに対しては 1' に付き 380 lb., 200' の長さに対しては 1' に付き 400 lb. の荷重を考慮した。

錨碇着法は 3 種類にして圖-32 に示す様になつて居り、全部コンクリート版にしてジェットを以つて水底に沈下せしめ、其の中にアイバーを埋込んである。此のアイバーに 2 3/4" ケーブルを連結してある。各ケーブル中の應力を平均する爲ケーブルの長さをジャッキにより調節する事とした。

浮橋区分は特に此の橋の爲めに築造した 2 個のドックに於て製造された。是等のドックは Seattle 市側の湖岸の Harbor 島に作られ、製品はドックから西小路に直接浮べて導き、其れより Ballard にある船舶閘門を通じ、連絡運河を通して、Washington 湖に引張つて來た。

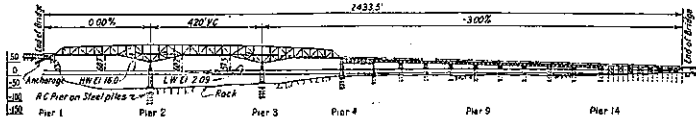
(58) Columbia 河橋梁の記録的木製構

("Timber Truss Record established on Columbia River Bridge at Cathlamet." West. Const. News, July 1939, p. 224-226. 中谷茂壽抄)

Columbia 河中の Puget Island と Washington 州 Cathlamet 市を連絡する木構橋は處理された木材を使用した 80 徑間 9 個よりなり、總使用木材 800 000 ft.l.m. に達し、24 000 個のリングコネクターを使用してゐる。主流ケ所は 420' の水平空間と 60.2' の空高を必要とする爲、鋼製 420' 主徑間と 360', 300' の側徑間よりなつてゐる。従つて橋梁全長は 9433' に達する。

大陸寄りの取付ケ所は岩盤が露出して居り、主流の水深は低水位下 70' に達しそれより島に向つて徐々に浅く

圖-33. 本橋は4種の異なる工事よりなつてゐる。大陸から島に向つて第1徑間は300' 鋼徑間, 第2は420' 同上, 第3は300' 同上, 次は120' 上路鋼橋, 次いで9-80' 木構より成る。



なつて居る。

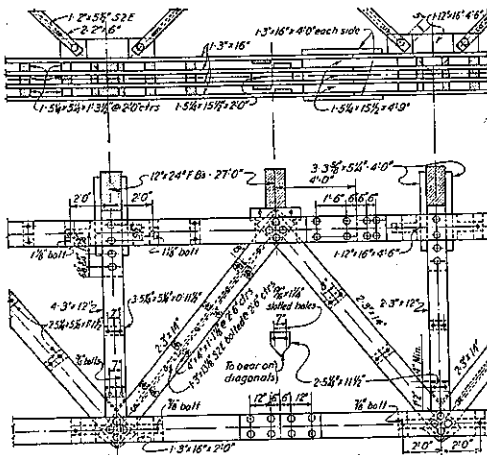
9-80' 徑間の木製構橋脚は20本のクレオソート處理の木杭を4本づゝ各軀體の下に集めたものと4本の傾斜杭により支持されてゐる。是等の杭は高水位上6'に於て鐵筋コンクリートで巻かれ其の厚さは3'にして其の上に木柱が乗つてゐるのである。

橋徑間の全木材, 支持塔, 床版板等は全部處理木材であるが其の處理順序は, 1. 木材を其の使用寸法に切り孔を開ける。是等の木材は特製車に積み込まれ爐に運ばれる。最初の加熱及眞空法施工が終ると, 亜硫酸鹽, 2. 窒素フェノール鹽及中和クロム酸鹽等の混合物中に入れる。是等の鹽は水中に1.8~2.0%の濃度となつてゐる。

鹽水に入れてゐる間に壓力を加へ木材の1立方呎に0.316の鹽が吸收されるまで繼續する。此の壓力に達すると溶液を除去し木材を乾燥した。

圖-34.

木製構の設計詳細が本圖に其の正面圖及上弦のみ示されてゐる



木構は80' 徑間にして高さは中心間10'である。木構は16' 支間に分割され, 上下弦は4本の3x16' 材よりなり垂直材は4本の3x12' 材にして斜材は3本の3x14' 材よりなつて居る。8' 間隔に12x12' 長さ27'の横桁を支持して居り構の間隔は16'である。

是等の木構は各18噸にして處理場に於て80'に組立

てられ, 全18構が一時に3隻のバーヂに積込まれ現場に運搬された。木構を支持する9基の木製塔は同様處理材を使用した現場で組立てられた。此の角隅材は12x16'にして主斜材は6x8'材である。塔には鋼製ガセット板を使用, ガセットと木材との連結箇所には抗剪鋼板を使用した。此の抗剪鋼板は鍍鋼製にして厚い木材を通しての抗剪鋼板と木材の連結箇所は僅かの餘隙ひにもボルトを通す事は中々困難であつた。

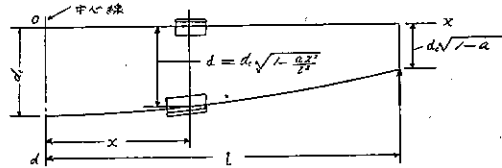
(59) 高さの變化する鉄桁に於ける撓度について

(M. J. Spotts, "Deflection of Plate Girders of Variable Depth." Civil Eng., Sept. 1939, p. 561~562.)

新田 亮 抄

圖-35は彎曲下部突縁を有する單桁でx軸は上部突縁重心の中心に沿ふて取り, 原點は桁の中央にある。任意の點xに於ける桁の突縁の重心間隔dは

圖-35. 高さの變化する鉄桁



$$d = d_0 \sqrt{1 - \frac{ax^2}{l^2}} \dots\dots\dots (1)$$

d_0 は中心高, a は既知数である。故に任意の點xに於ける慣性モーメントIは近似的に $I = 2A \left(\frac{d}{2}\right)^2$ となる。但しAは山形或ひは蓋板, 時には腹板の突縁の面積である上部及下部突縁は等面積を持つものと假定する。

$$\therefore I = \frac{Ad_0^2}{2} \left(1 - \frac{ax^2}{l^2}\right) \dots\dots\dots (2)$$

次に中央に於ける慣性モーメントを I_0 とすれば

$$I = I_0 \left(1 - \frac{ax^2}{l^2}\right) \dots\dots\dots (3)$$

$$\text{或は } I = \frac{I_0}{1 + \frac{ax^2}{l^2} + \frac{a^2x^4}{l^4} + \dots} \dots\dots\dots (4)$$

式中分母の級数は單數(不變乘數)の比ではないが, aの値に對して急速に收斂する桁の曲率と曲げモーメントとの關係から

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M}{EI_c} \left(1 + \frac{ax^2}{l^2} + \frac{a^2x^4}{l^4} \dots \right) \dots (5)$$

一例として中央に集中荷重を受けた場合を取る。中央に集中荷重を受けた桁を考へ、この時の x 點の曲げモーメント $M = \frac{Pl}{2} \left(1 - \frac{x}{l} \right)$ を (5) 式に代入し 2 回積分すると

$$y = -\frac{Pl}{2EI_c} \left(\frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{3l} + \frac{ax^4}{3 \cdot 4l^2} - \frac{ax^5}{4 \cdot 5l^3} \dots \right) + C_1x + C_2 \dots \dots \dots (6)$$

$$x_1 = 0, \quad \frac{dy}{dx} = 0 \quad \text{から} \quad C_1 = 0$$

桁端に於て $x=l, y=0$

$$\therefore C_2 = \frac{Pl^3}{EI_c} \left(\frac{1}{1 \cdot 23} + \frac{a}{3 \cdot 4 \cdot 5} + \frac{a^2}{5 \cdot 6 \cdot 7} \dots \right)$$

桁中央 $x=0$ 點に生ずる撓度の最大値は

$$y_{\max} = C_2 \dots \dots \dots (7)$$

故に一定断面の桁の撓度と上述の撓度とを比較し、支點に於ける高さか中央に於ける高さの 1/2 である様な飯鋼桁で $a=0.75$ となるものを考へて見る。

$$y_{\max} = 0.183 \frac{Pl^3}{EI_c}$$

斯様な桁は慣性モーメントが全體を通じて I_c である桁よりも中央の撓度が 10% 程大となる。同様に等布荷重を受けた場合は慣性モーメント I_c の一様桁よりも中央撓度が 12.4% 大きい。

鐵 道

(60) グラウトバラストによる路盤強化

“Grouts Ballast for Better Roadway Support.”
Railway Engineering and Maintenance, July 1939.

平川 朋之 抄

1938 年 11 月 Pennsylvania 鐵道では、Cleveland の南東 9 哩に在る Bedford 操車場附近の Cleveland Pittsburgh 主本線の厄介な軟弱個所に、幅 10' 厚 12' のスラブを 2 本の主本線下に下敷道床として試験的に用ひた。之には 2 方法が用ひられ、全長 1200' のスラブの中その半分 600' は東行本線。他の半分は西行本線に使用された。この地點の交通量は時速 70 哩の旅客列車 10 本に加ふるに年約 1400 萬噸に達する貨物量がある。

此の場所で 2 本の主本線と 1 本の側線は、南方では住宅區域の下約 15'、北方では Bedford 操車場の平面下約 3' の切取下にある。切取部分に於ける路盤の土壤は

典型的な青粘土で、濕氣と荷重の不利な状態では側方に流出して水溜を形成し、之が軌道の軟弱を惹起するのである。そこで道床を安定にする爲め、セメントグラウトスラブを試験的に用ひて之によつて相當な節約を計らんと試みた。

1938 年秋東行本線には 600' のスラブを、交通を全部側線に轉じてグラウトし、西行本線には残りの 600' のスラブを短區間毎にグラウトしたのである。

計畫の前半に於ては先づグラウト區間 600' の両端で東行本線を切斷して側線と連絡させ、それから他の部分の軌道を取拂つた。

レールは切斷せずにそのまま機關車で曳きずり出し、枕木は取除いて切取の法面に置いた。

バラストを掘鑿するために 3/4 立方ヤード容量のバケット附移動クレーン 4 臺が使用され、無蓋貨車に据ゑ附けられた。掘鑿は枕木下 2' 迄行はれ、クレーン間の空の無蓋貨車に積込んで運搬された、バラストの積卸しには、全部で 4 臺の Clam-shell が使はれ、240 立方ヤード積卸するに要した時間は 6½ 時間であつた。

バラストがクレーンで卸されるや、人夫は型枠の上端迄之を敷ならし、中央で 1" のクラウンを與へ、更に人夫 2 人で搗固めた。

Mixer train がコンクリート作業用に使用され、之は Bedford 操車場に近い二本の線路上を運轉された。第一の線路には砂を入れた貨車 4 臺、2 臺の 10s ミキサーを備へた貨車 2 臺、空気壓搾機を持つた貨車 1 臺、蒸氣運轉クレーン 2 臺、第 2 の線路にはセメントを入れた 2 臺の有蓋貨車とコンクリート混合機を載せた貨車、之によつて全體のセットはグラウチングが勾配始點から西の方向に進行するに連れてクレーンにより兩軌道に沿つて移動する事が出来た。

グラウトは 2 臺の 10s ミキサーから 38 立方呎のグラウトタンクに移された、グラウトタンクの底部には攪拌へらがあつて、グラウトを重力で長さ 50' 徑 2½" の蛇管で道床に流れ出るやう、十分に混合の状態に保つてである。

此のグラウトの配合はセメント 3 袋、重量で 5% の濕氣を含むか或は 3½ gal の水を含む濕砂 600 lb 及使用水量 21 gal である。ミキサーの水セメント比はかくてセメント 1 袋に就き 82 gal であつた。使用水量は各ミキサーに備へてある 5/8" 水量計で測定された。かくて各組で各々約 8 立方呎のグラウトを生産した。

グラウチング後冷い天候と雨がやつて來たので何等他の養生は不必要と考へられた。軌道置換へ、道床填充

の作業はグラウチング後 3 日にして始められた。グラウトスラブに使用されたものと同じ大きさの碎石をバラスト用に使用し、軌道はスラブと枕木の間にバラスト 12' を敷く爲にジャツキで以て打上せられた。グラウチング完成後 10 日、軌道は主本線に接続され、運轉が開始された。速度制限を加へなくても良くなる迄數日間、保線工夫に依つて線路は僅かな修正が施された。

列車運轉を保ちながら西行本線のスラブを築造する第二の計畫は同じ作業の順序で實行された。唯例外として、軌道移轉、掘鑿、スラブ、グラウチング、バラスト填充及軌道敷設を含む一連の作業は毎日線路の空いて居る間を見計らつて短區間毎に完成されたのである。此の計畫の下に 3 日間で夫々 66, 58, 78' の完成をみた。

西行本線ではバラストは注意深く上端を水平に均らし、東行本線のスラブで爲したやうに砂利搗きで搗固める事は爲さなかつた。

グラウチングの方法は、グラウトの稠度が幾分濃厚な(フロウ 23~24 秒)以外は全々東行本線と同様であつた。この混合は幾分硬いけれ共非常に結果が良好であつた。

バラスト、スラブ 10' 或は 12' をグラウトするやトップバラストを積卸し、スラブの上面 12' の厚さ迄敷べた。各區間のグラウチングが終る迄には、トップバラストの大部分が敷並べられ、軌道は出来るだけ早く直ちに使用出来るやうに敷設された。トップバラストとスラブとを分離した効果を見るため空のセメント袋紙を新しいスラブの表面を約半分程カバーした。

西行本線では 202' のスラブがグラウトされた後、冬が近づいたので残りの仕事は翌年に延期された。今年 6 月の初め Pannsylvania 鐵道では昨年秋この主本線にて列車運轉中 202' のスラブをグラウチング作業を始め、豫定の 600' の残り全部が完成する迄はその後毎日凡そ長さにしてレール 2 本分のスラブが出来上つて行つた。

昨年秋グラウチング作業が終つて後 3' x 10' 角の 2 枚の試験片を東行本線のスラブから切取り Chicago の P.C.A. 實驗室に送り 6 月には西行本線スラブ完成後、試験片 2 枚をその 1 つは昨年秋完成した部分から、他の 1 つは最近完成した部分から切取つた。

東行本線からの試験片は 3 ヶ月養生後その撓み試験によれば破壊係數平均 441 lb/in² を示した(壓縮強度 2,500 lb/in²)。

之等試験片の切断面を見るとグラウトは完全に碎石の間に行渡り何らの巢も見出されない。

撓み試験は、もつと有利な環境の下に構成されたスラブ程の高い強度は示さなかつたけれ共低温度の不利な天候がグラウチング及養生の當時續いたと云ふ事實から充分満足な結果を得たものと思はれた。

西行本線の試験片は未だ検査されてゐないが現場に於けるスラブの試験では、グラウチング後直ちに列車を運轉しても何等スラブには害はない事を示してゐる。

試験片を軌道から剥ぎ取つてみると、グラウトは完全に空所や踏盤面の不揃を充しスラブと路盤との間に緊密な結合物を形成してゐるのが觀察された。