

抄 録

第 23 卷 第 3 號 昭和 12 年 3 月

<u>土質工学</u>	
(32) 基礎地盤の研究	頁 313
<u>材 料</u>	
(33) 降伏点の高い鋼を用いた新しい鉄筋	315
(34) 鋼及軽合金の構造物への応用	316
<u>コンクリート及鉄筋コンクリート</u>	
(35) 獨逸に於ける長径間鉄筋コンクリート桁橋の最近の發達	320
(36) Precast Concrete Cylinder を使用せる棧橋工事	325
<u>橋梁及構造物</u>	
(37) 世界最長の固定鋼橋の設計	326
<u>堰 堤</u>	
(38) 表面に鋼板を張つた堰堤	329
<u>道 路</u>	
(39) 將來交通を考慮せる道路	330
<u>隧 道</u>	
(40) 複式鉄道隧道を利用せるシンプロン自動車隧道計畫	332
<u>雜</u>	
(41) 相交る弓形の容積計算	333

土 質 工 学

(32) 基礎地盤の研究

(A. Ramspeck und R. Müller, "Baugrunduntersuchung." B. u. E. 5 Nov. 1936 S. 354~355.)

載荷試験による基礎地盤の研究は、その結果が載荷面の廣さ並に形に左右される缺點がある。又載荷の局部的關係にも左右される嫌ひがある。それ故に載荷試験の結果は載荷面と實際に設計すべき構造物の基礎面と等しい時のみ信頼出来る。それでは厄介であるから他の材料試験の如く静力学的方法にかへ動力学的方法が考へられる様になつた。動力学的研究の方針は次の書に記されてあるから、こゝでは概略のみ述べる事にする (Veröffentl. der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik, 1933 Heft I, 1936 Heft IV. Verlag Jul. Springer, Berlin. "Zd. Vd I" 78, 1934 S. 379; "Bauing." 16, 1935, H 25 u. 26 参照)。

先づ振動機を地上に据ゑ、波形がサインカーブの振動(その振動数はいろいろ變へられる様になつてゐる)を起させる。そして次のデータを集める。

1. 振動を起す場所で: 振動数をいろいろ變へ機械の振幅を測定する。機械の振動と地の動搖との間の位相のズレ、地盤の揺れによる機械の沈下を測定する。
2. 振動機より離れた場所で: 距離をいろいろに變へて、機械と地盤との振動のお互の位相のズレ及地盤の振幅を測定する。

以上のデータから地盤上の機械の固有振動数が定められる。機械+地盤の振動系をスプリング(こゝでは地盤に相當する)についた一つのマス(こゝでは機械に相當する)と、みなせば最も簡単な場合固有振動数 α は次式で示される。

$$\alpha = \sqrt{\frac{c}{M}}$$

茲に c はスプリングの常數, M は質量を表す。

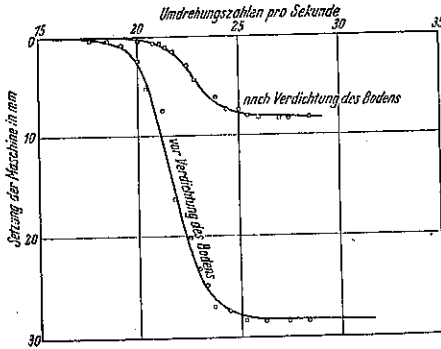
地上にある機械の振動数は地盤の所謂スプリング常數の大きさを決定し、この數が大きくなればなるほど地盤の耐荷力度は増すのである。次の表はかくして集めた記録であつて、最後の行は、DIN-Entwurf 2. E 1054 にある許容耐荷力度である。表にある如く固有振動數の増すにつれて許容耐荷力度も増加してゐる(表-1)。

表-1.

Bodenart	α	Zulässige Bodenpressung
	kg/cm^2	kg/cm^2
1,50 m alte Anschüttung: Mittelsand mit Torfresten	19,1	1,0
Alte, festgefahrene Schlackeananschüttung	21,3	1,5
Sehr alte, festgefahrene Anschüttung aus lehmigem Sand	21,7	2,0
Sehr gleichmäßiger, gelber Mittelsand	24,1	3,0
Gleichmäßiger Grobsand	26,2	4,5
Ungleichförmiger, dicht gelagerter Sand	26,7	4,5
Dicht gelagerter Mittelsand	28,1	4,5

振動実験中の機械の沈下は、地盤の揺れによるものであつて、振動のため粒子間の摩擦力が減じ粒子がばらばらになるため起るものとみなされる。従て一定の振動数では振幅の大なるほど沈下は大きい事になる。事實振動数を漸次増してゆくと沈下は次第に増して来る。動力学的沈下測定の利用價値は、何よりも搦固めの効果を知る時にあらはれる。図-1 は砂で 1~2m の高さに盛土

図-1.



した道路に於て、搦固め前後の沈下測定を行つた結果で、搦固め後の沈下の減少は、搦固めの効果を示してゐるのである。

以上の如くこの儘では動力学的研究は機械を据ゑた地盤面下の支持力はわかるが構造物の基礎面全体のものとは載荷試験同様に不明である。そこで他の方法により基礎面下の状態深き所の状態を調べる。それは振動機より發する弾性波の走向を追跡する。その時振動源より相當の距離で受ける波は大抵推進波であるから弾性の理論により波の傳播速度は剛性率と密度との比の平方根に等しい。剛性率の増加と共に、地盤の支持力の増す事は周知の事實で、又密度は多少変化するが大體に於て傳播速度により支持力を知る事が出来る。この傳播速度は機械と地盤との振動の位相のズレを觀測すれば容易にわかる。表-2 はいろいろの地盤について調べたものである。

以上の如く機械から出る波の傳播速度は地盤の支持

表-2.

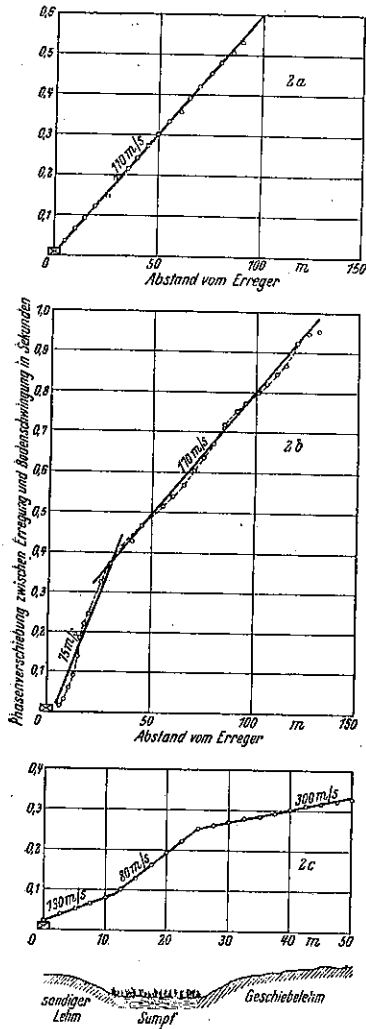
Bodenart	Ausbreitungsgeschwindigkeit v	Zulässige Bodenpressung
	m/sec	kg/cm^2
3 m Moor über Sand	80	0
Mehlsand	110	1,0
Terträrer Ton, feucht	180	—
Lehmiger Feinsand	140	—
Feuchter Mittelsand	140	2,0
Juraton, feucht	150	—
Alte Anschüttung aus Sand und Schlacke	160	—
Mittelsand und Grundwasser	160	2,0
Mittelsand, trocken	160	—
Lehmiger Sand über Geschiebemergel	170	2,5
Kies mit Steinen	180	2,5
Lehm, feucht	190	—
Geschiebemergel	190	3,0
Feinsand mit 30% Mittelsand	190	3,0
Lehm, trocken, mit Kalkbrocken	220	—
Mittelsand in ungestörter Lage	220	4,0
Mergel	220	4,0
Kies unter 4 m Sand	330	4,5
Grobkies, dicht gelagert	420	4,5
Buntsandstein (verwittert)	500	—
Mittelharter Keupersandstein	650	—
Buntsandstein (unverwittert)	1100	—

% der zulässigen Druckspannung

力と關係があると、見られるから一つの直線に沿つて波の速度を調べれば地盤の支持力に変化があるか否かを知る事が出来又相當の深さまで地質が一樣であるか否かも決定出来るのである。距離をいろいろに變へ、機械と地盤振動との位相のズレ(秒で表す)を測定し兩者の關係を图示すると、この軌跡の時間軸との傾きは、波の傳播速度を示す事になる。この傾きが一樣である時は、軌跡は直線となり地盤は一樣な状態にある。従て支持力も一樣である。若し地質の変化があれば線は折線となり原點より出たものは上層の速度を、それにつづく線はより深い層の速度を示すのである。この軌跡を彈性波の“Laufzeit Kurve”とよんでゐる。結局地盤の支持力が水平の方向で変化する時は、軌跡の勾配が変化することになつてゐる。図-2 は その結果を示したもので、 α は水平垂直兩方向とも一樣な地盤を示したもので、 β は層をなす地盤を示したもので、 γ はそれぞれ異つた支持力をもつ層の速度を示したものである。傳播速度の測定からいろいろの応用が出来る。先づ地盤の一樣性をしらべ、異なる地盤のある時はその境界を定める事が出来る。又入り亂れて層をなしてゐる地盤を自然のままにし、打ち壊す事なく表面より知る事が出来る。搦固めの結果も速度測定より解り図-1の沈下より計算すれば、搦固め前後の彈性波の速度は、前は 110m/sec 後は 260m/sec となる。此の如く道路工学にも動力学的方法が利用出来る。

昨年に到り土質力学が大いに研究され、官廳、請負の一部で立ち入つた地盤研究が行はれる様になり、杭の支持力算定の模型試験、對數螺旋線を應用した計算も行はれる様になつて來たが之等は後に詳述する事にする。

図-2.



(山内一郎)

材 料

(33) 降伏点の高い鋼を用いた新しい鉄筋

Henryk Griffel, "Ueber eine neue Bewehrungsart mit hochwertigem Stahl von hoher Streckgrenze." B. u. E. 1936, 20. Sept. S. 293~296.

降伏点の高い鋼を鉄筋として使用するには次の2条件を考慮しなければならない。其の一は鉄筋自身に対する条件で他は鉄筋とコンクリートとの相互関係に関するものである。前者は鉄筋の材質のみに関係ある圧縮強

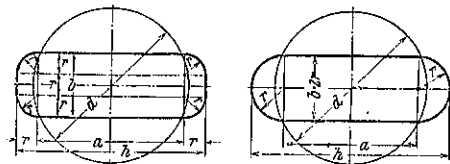
き及引張強さを定め、後者はコンクリートの品質並に鉄筋の形状に依り左右される附着強さを決める。高强度鋼の鉄筋を円形断面の儘使用すると普通の丸鋼より遂に断面が小さくて済むので之に件つて附着強さも減少する。鉄筋の断面に對する附着強きの割合を増すには断面の形状を變へるとか、結節又は横の突起を作るとか、或は之等の方法を併用すればよい。

此等高强度鋼の鉄筋が經濟上頗る有利であるにも拘らず今迄餘り採用されなかつたのは、現在用ひられて居る丸鋼の代りに高强度鋼の鉄筋を使用する爲には特別の図表を作製したり繁雜な換算をせねばならない事等に基因すると思はれる。

之等の缺點を除くにはこの兩種の鉄筋を簡單に交換しうるように高强度鋼の鉄筋の断面形を選定すればよい。此の要求を満足するには兩種の鉄筋の引張及附着力が等しくなくてはならない。そこで普通の丸鋼と同一の周長を有し断面積は小さいような高程度の形鋼を作れば特別の換算をせずに普通の丸鋼の代りに使用出来る。斯様に原の丸鋼に較べて断面は一定の割合で小さく然かも周長は同一乃至は必要に応じて大きいやうな新断面は色々考案されるが、實用に適するものは極く少數である。下に二三の例を擧げるが此の中 d は原丸鋼の直径を示す。

図-3.

図-4.



此等の寸法の關係は兩断面の引張強きの比を一定と置いた式と附着力を相等しと置いた式との二つを聯立して解けば得られる。

次に図-5乃至図-10に示す一群の断面は何れも正多角形を基準とする突起を有する形鋼である。之等の形鋼の寸法も前と同様の根據に基づいて計算出来る。

図-5.

図-6.

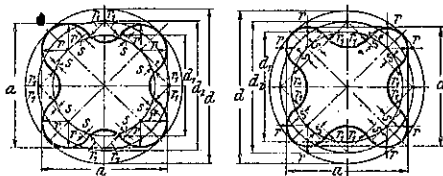


図-7.

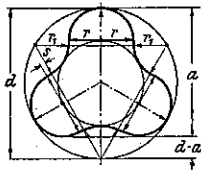


図-8.

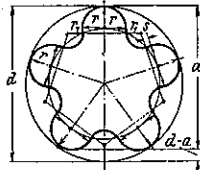


図-9.

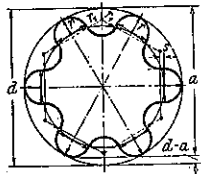
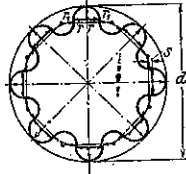


図-10.



又簡単に図-12に示すやうな断面も考へられる。之は角 β の大きさを變へて断面積を任意に定め得る。然かもその周長は原円に相等しい。図-13に示すのは之を實用化した断面である。一層附着強さを増すには図-14に示すやうに突起 k を作るか図-15のやうに扱ればよい。

図-13乃至15に示す形鋼は最近“Griffel鋼”と

図-11.

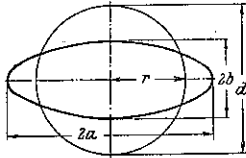


図-12.

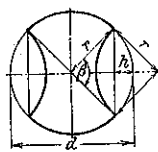


図-13.

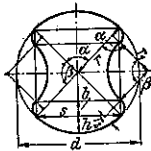


図-14.

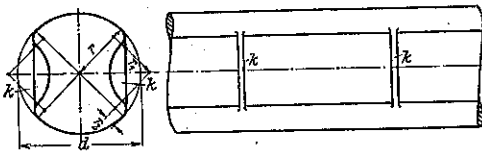
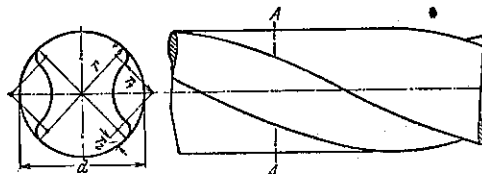


図-15.



名付け新しい鉄筋として使用されて居る。更に著者は径 16mm の普通の丸鋼と之に對應する Griffel 鋼 16番とを使用した曲げモーメントに對する實驗結果を掲げて Griffel 鋼の勝れて居る事を示して居る。之の結果の中興味あるのは形鋼の軸を水平或は垂直に置いても強度には全然變化を認めない事である。

要するに上述のやうな方法を採れば高強度の鋼も在來の公式或は図表を其の儘用ひて容易に鉄筋として使用し得る。之による經濟上並に技術上の利益は頗る大きい。(河上房義)

(34) 鋼及輕合金の構造物への応用

“Structural Application of Steel and Light-Weight Alloys.” A. S. C. E. Oct. 1936, p. 1125~1153.

緒言 (Jonathan Jones 著)

今日の自動車、航空機、橋梁、構造物等は、各種の鋼、特殊合金の發達に負ふ處が大きいから、その様な材料の新しい知識のみならず新しい材料其の物を知らねばならない。

廿世紀の 25 年頃までは構造物に使ふ鋼は唯だ平爐の一種類のみであつて、ニッケル、マンガン、又は珪素の合金は、單に記念すべき特殊な構造物に於てしか用ひられず多くの技術者は風馬牛であり、又文獻も少なかつたが、かかる現状を破らねばならぬのは今日の仕事である。そして、多くの構造材料として技術者が欲してゐるものを明確な知識を以て選擇使用すべきである。

かゝる知識を得る事について、本文は役立つであらうと思ふ。各々の専門家は次の題目について述べられる筈である。

- 1) 材料の重要な性質に關して、最も新しく研究され得られた知識は何であるか、最も適した材料であるか、それ程適したものでないと云ふ事を見分けるには如何にすべきや、新しい設計に於ては、安全率を如何に取るべきや、
- 2) 構造技術者が、考ふべき応力の分布を、調べる新しい道具は何であるか、
- 3) 構造用鋼として有すべき性質を得るためには、如何なる成分を加へ、如何なる製造法を用ひるべきや、而して價格は如何、
- 4) 構造用の材料に生ずる腐蝕は如何なる程度なりや、
- 5) 構造用として、鋼より輕き如何なる合金が有用な

る性質を有するや。その用ふる経済的可能性は如何、

6, 7) 特殊構造金属材料の實際の利用はどうであつたか、又將來どうなるか。

(I) 最近の応力理論及疲労試験

a) 最近の応力説 (A. V. Karpov 著)

確率の問題としての設計

總べての設計は次の様な確率の問題を構造物の將來性と他の種々の觀點を考察に入れて解く事である。即ち、決定された設計が、その構造物の一生の間に、最も設計の條件に合つた構造物としての働きを示す確率は何であるか。

構造物の設計に於ては、安全性なるものが最も重大な要件であり、經濟、利用價値、耐久性等は次ぎの要用的な條件である。假定したものと實際にあるものとの差の大きさは、その設計を爲した時の技術的知識の量りである。我々の構造物は總べて相當の期間その性能を發揮せねばならぬ。昔しの構造物は、自然にあらはれる状態の材料を用ひて作られたから時間がたつてもその時間の影響は少なかつた。そして限りない時間の間嚴然としてゐた。だが現在に於ては、時間と共に、応力が作用する事に依り、又はその双方に依つて變化する様な材料が合理的に用ひられる。例へば、高速度エンジンの材料は使用の時間と共にその使用しうべき極限の応力は漸次減少するけれども、その一生が短から、永久に使用し得べき応力限度の變化しない様な材料を用ふるのは不合理であると云ふが如きである。

1. 材料に對する技術的態度の變化及設計方法及假定

昔は、例へば(別に實用する場合の要求については其れ程知らなくても)示方書に書かれてあるよりも大きな荷重を荷ふ事の出来る機械を作れば、それが良い技術であつた。橋梁に關しては今日に於てきへも、最初に指定されたよりも大きな荷重に耐へる様に設計されてゐると言ふだけで良い設計だとされてゐるものもある。

又例へば、重さを減らす事等に關しては、殆ど注目されなかつたが、近頃では出来るならば、重力ダムよりは、アーチダムを作ると言ふ如く重力を減らす事を考へる様になつた。

2. 現在の理論的方面の限界

最近の原子説等は、現在の處では、応力の問題などに應用する事は困難である。

弾性に關する數學的な理論は、ある特殊な問題に對しては近似的に應用出来る。

3. 構造物設計に於ける金属及合金の性質

設計の際に基本的なものとして考へられてゐる理想的な物質は、完全な弾性体であり、全範圍に對してフックの法則に従ひ、その物体の厚さに沿つて直線的な応力分布を示し、且つ、時間に依つて即ち相當の長い時間の間の使用の後にも、其の同じ性質を保つてゐる様なものである。

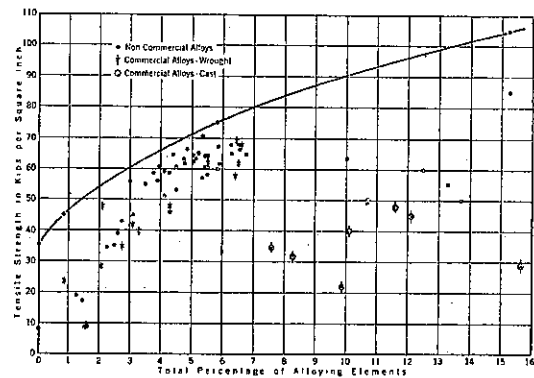
實際の材料は其の様な性質を持つてゐないし、中間又は最後と同様に最初の荷重かけに對する材料の性質も考へねばならない。

材料の甸甸とか、疲れに關する性質も研究せねばならぬ。金属又は合金がいくらに応力に耐へるかと言ふ事は、その材料の構造物として使ふ場合の根本性質である。或金属又は合金を批判するには、破壊強さ、弾性限、延び、疲労、甸甸、衝撃に對する性質、重さ、價格を比べねばならぬ。

金属と合金: 強さの點から純粹の金属は困る。炭素鋼が最も古くて最も重要な合金である。近代の鋼合金としては、アルミニウム、マグネシウム合金がある。我々の理想と全く一致した合金は目下の處ない。

破壊強さ: これは、材料の種類と応力の種類に依るものである。破壊強さは内部の構造に依つて著しく異なるので理想的な狀況に於ては、理想的な強さを有してゐる譯であるが、その理想的状態が如何なるものであるかと言ふ事は全く知られてゐない。冷硬作用と云ふのは、かゝる一種の改造をなすものである。又合金に於てはその成分の違ひに依つて、破壊強さの違ひを來たす。それは圖-16 に示す如し。

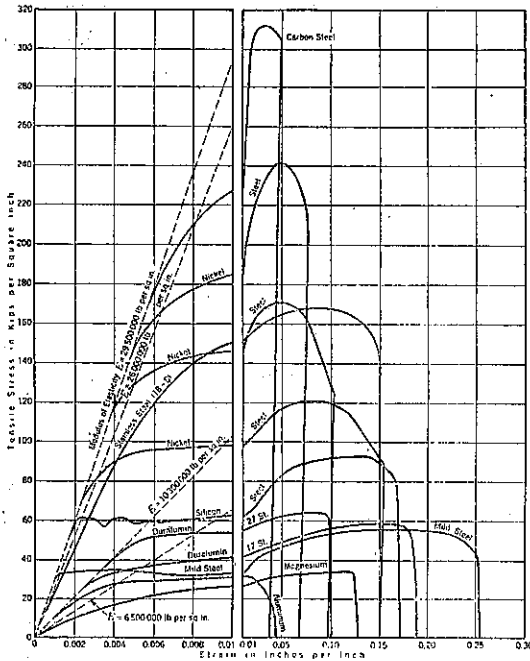
圖-16.



応力歪曲 弾性常數 降伏點: 化學的成分がどんな風に影響するかと言ふ事は少ししか知られてゐないが、相當に精密な器具に依つて応力歪曲を畫けば、その性質が

分かる。それ等を少し図-17 に示しておこう。図-17 から分かる事は、

図-17.



1) 破壊強きは大きな範囲で変化するけれども、弾性常数の方は僅かに4種あるのみである(図-17で点線で示せるもの)。現在構造用材料では、この中間の大きさの弾性係数を用ふる事はない。

2) 降伏点については、破壊強きの低い鋼合金——軟鋼、珪素鋼——では明瞭な降伏点に分かる。アルミニウム鋼マンガン鋼の様な強い鋼合金は明瞭な降伏点を示さず、漸次に応力歪曲が曲がる。

3) 強い鋼合金では Hooke の法則がそれ程良くあてはまらず弱い鋼合金では降伏点以下では相当良くあてはまるがそれ以上では、全くあてはまらぬ事が判かる。

境界条件: 切りかけがあるとか、穴があるとか言ふ急激な変化のある時は注意を要する。この場合には数学的理論が役に立つ。

合金の腐蝕などもこの様な境界から始つて、漸次に内部に入つて行く。故に古くは、ペンキ等をぬつたりし、又新らしくは、適当なより強い合金又は合金となるべき成分を表面にくつゝける。材料で、降伏点を越した場合には、材料が流れて切りかけ等に依る応力の高まる事を防ぐ様になる。降伏点を持たない様な合金ではこの様に

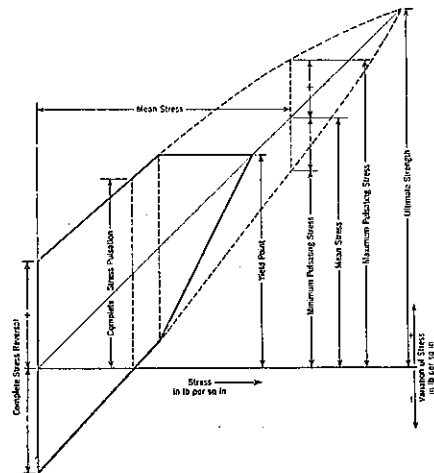
応力が集中する事はない。構造物に有用な金属合金の性質を大きく分けて2種とする事が出来る。その一つは、そのものゝ内部にある条件に依つて主にきまるものであつて、弾性係数、応力歪曲の形、静力的破壊強さ、衝動、一度の衝撃に依る強きの如きはそれであつて表面の状況や境界条件に關係する事が少ないが、腐蝕に對する抵抗、疲勞限界、繰返し衝撃強きの如きは表面の状況、境界条件に依る事甚だ大である。

疲勞に對する性質: 疲勞強きは表面に於けるひびの出来る事に依つて決まる。

若しひびの出来る事やその擴がる事が遅らされるならば、疲勞強きは大きくなる。ひびの出来る事には、表面に生ずる応力が問題になり、平均の応力ではなく實際に生ずる最大応力が問題になる。ひびの擴がる事は、荷重又は応力の増減 (fluctuation) に關係する。静的の荷重は小さなひびを生ずるけれども、最大応力が、破壊強きに近くならなければ、ひびは生長しない。ある平均の応力の値のまわりの僅かの変化は、その平均応力が大きくなければ、ひびを擴大しない。平均応力が小さくても、甚だ廣い範囲に応力を変化させれば、ひびは擴大する。これ等の關係は、図-18 で示される。

力かける回数: 材料の疲勞強きを決めるには同じ様な供試体を、充分澤山試験して決めなければならぬ

図-18.



い。各々の供試体は、違つた応力の範囲で試験する。材料に依つて応力-回数曲線 (stress-cycle curve) の形は非常に異なる。ある材料については耐久限界が實にはつきりとするし、又他の材料については耐久限界がはつきりしない。

表面の条件: 疲労強さは、非常に供試体の表面の条件に支配される。この様な差の生ずるのは、いくつかの群に分けられる。最も根本的のものは、金属又は合金の表面層の化学的成分の違いである。例へば、鋼で表面を窒化するると疲労強さを増大する。次ぎには、荷重を繰返して與へる時に硬化作用の生ずる事である。降伏點を持たない材料については、応力が充分大きな変形を生ずる程になると、この状態が起こる。又は、ローラー等で表面を冷工しても同じ事が生じる。次ぎのものは表面の仕上げである。充分よく表面を仕上げた材料では、非常に高い疲労強さを有する。又、表面を液体で覆ふと疲労強さは大いに減ずる。これ等の例は図-19, 20, 21 を見よ。

図-19.

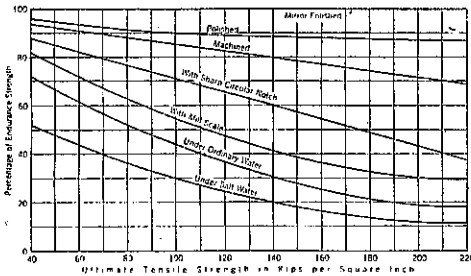


図-20.

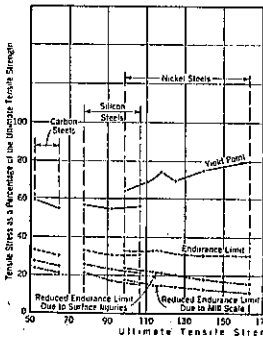


図-21.

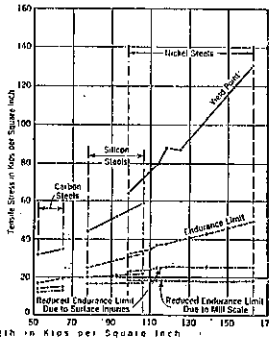


図-22.

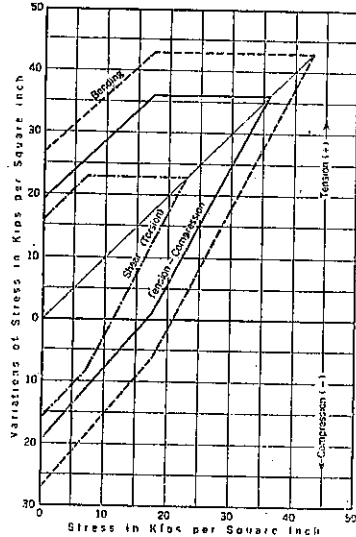


図-23.

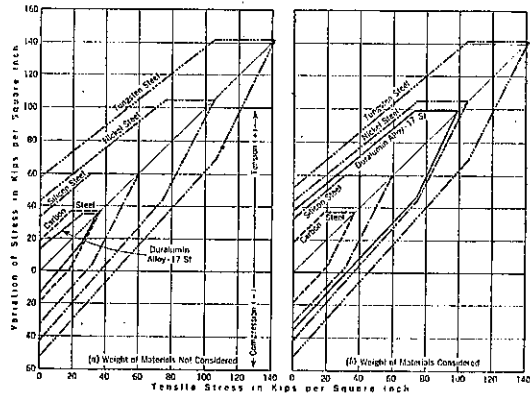


表-3.

Alloy	Ultimate tensile strength, in kips per square inch	Percentage elongation, in 4 inches
Duralumin	89	10
Carbon	64	20
Silicon	107	16
Nickel	130	10
Tungsten	170	10

4. 改良された設計の方法

応力の決定: 材料が Hooke の法則に従ふと言ふ假

完全な疲労図 (complete fatigue diagram): 全く同じ状態の下で試験した疲労強さは、作用する応力の種類に依り異なる。それは図-22 を見よ。

この時曲げ応力を計算するには、応力の直線的分布を假定した。

若しこの時に応力を補正すると、曲げに對する強さは減じ、引張り、圧縮の強さは、増加する。

比較疲労図 (comparative fatigue diagram): 充分磨いた供試体について、引張り圧縮応力に依る種々なる

定は、特殊の材料の個々別々の性質を考へてゐない。しかし、總ての設計は、完全な弾性を有する實在しない理想的な材料を使ふと云ふ事に基礎を置いてゐる。応力をきめやうとする相當な數の實驗的又は理論的な研究が、過去に於てなされて來た。それ故に、各々の材料の特殊の性質を考へに入れた設計を行ふ事が出来るであらうし、且つ応力も、もつと精密に決める事が出来るであらう。

設計の現在の位置は、便宜的な設計理論では、精確な応力を決める事に對して何の役もしないで、多くの場合平均の応力を決める事が出来ると言ふ様なものである。設計を支配する最大の応力や、繰返し荷重の下に重要となる最大荷重は決める事が出来ない。

現在に於て應用する事の出来る精確な方法は簡單に次の四つの階段になる。

第 1 段： 構造物又は其の要素が、實際には存在しない理想的な材料から出來てゐると假定して、応力を便宜的な設計方法に依つて決定する。

第 2 段： かくの如くして決められた応力を、理想的なものの中の応力と、設計の間が充分接近する様に補正する。

第 3 段： 次に設計の応力と實際に生ずる応力とが充分接近する如く補正する。

第 4 段： かくの如くして決められた實際に用ひられる応力を、これらの材料が、期待される荷重條件の下でどれ位もつかと言ふ事と比較する。

普通古くから行はれてゐる設計方法は、この第 1 段のみである。

安定度： 安定の問題も、亦重要になる。過去に於ては、不安定に依つて破壊すると言ふ場合を考へる必要はなかつた。応力に依つて破壊する場合よりも、不安定度から破壊する場合の方に對して、より大きな安全率を必要とする。

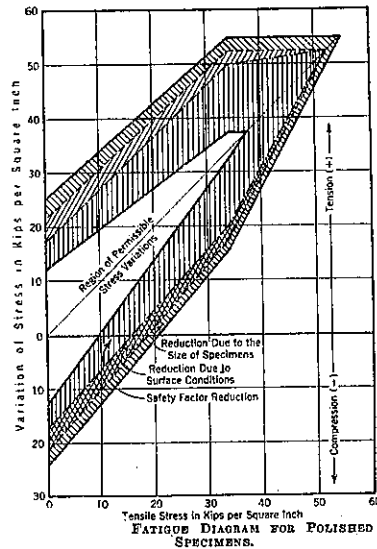
又、改良された設計では、將來その構造物に對してかかつて來る荷重條件も充分正確に決定しなければならない。

安全率と、使用応力： 安全率は、平均のそれが問題となるのではなくて、最も弱い點に於ける最も低い安全率が問題となるのである。そして、それは最初に応力に對して、次に安全度の方から、考ふべき事である。總べての構造物に於て安全率は、時と共に減少する。ある場合には、ある期間だけは増加し、最大になりそれより減少する。ある合金、又コンクリートは其の良い例である。

最初の安全率は、最後の安全率の約 2 倍である。そして、腐蝕等を考へるともつとこの比は大きくなる。この安全率を決定する事は非常な技術的批判力を要する。

許し得る応力の範圍： 45° 図から適當な取捨をしなければならぬ。圖-24 の如し。最初には、實際の構造物の大きさと供試体の大ききの異なる事から応力變化の範圍

圖-24.



を取り去り、次ぎには、實際のものとの供試体の表面の狀態のちがひより、最後に安全率から引き去つて、その残つた部分が、用ひ得べき応力範圍である。(最上武雄)

コンクリート及鉄筋コンクリート

(35) 獨逸に於ける長徑間鉄筋コンクリート桁橋の最近の發達

(L. Pistor, "Die neuere Entwicklung des Baues weitgespannter Eisenbeton Balkenbrücken in Deutschland." Bautech. 2 Okt. 1936, S. 630-645.)

種々の異議や不安が唱へられたにも拘はらず、此の 4 年間に鉄筋コンクリート桁橋の スパンは著しく増大された。1932 年迄のもので長徑間として舉げらるゝものは僅かに次の 19 に過ぎない。

最大支間 30~35 m のもの	9
35~40 "	4
40~50 "	5
>60 "	1
	19

新興獨逸國が技術的立場から、長径間 筋鉄コンクリート桁橋の利用を一大課題とし遂に1933~1935年に於て、約60m迄のものが經濟的にして且つ確實に施工し得る事を實例を以て示した(表4~6参照)。

之が一層進歩する事は、工事上の問題が解決される如く望ましい事である。今 Reichskraftfahrbahn の鉄筋コンクリート橋梁35をとつて来て見るに、中7つ

が拱であるに過ぎないが之は全く周囲の地形の状況と桁橋の方が便利なる理由に依るものである。

支間大なる鉄筋コンクリート桁橋の實現を可能ならしむるものは、要するに自重小なる断面を考ふる事と、靜力學的に有利なる様断面を變化させて設計をする事である。

但、尙獨逸の専門家達はトラスを推してゐる事は事實

表-4.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11					16	17
										Hauptträger						
Nr.	Bauwerk	Baujahr	Klasse	Typ ¹⁾	Öfnungen	Länge m	Breite (Fahrbahnbr.) m	Fläche m ²	Stützweiten m	Zahl ²⁾	Form	Abstand m	Breitenanteil	Platte Spannrichtung ³⁾		Nr.
1	Oderbrücke Oppeln . . .	1933	I	g	4	123,9 ²⁾	12,31 (7,5)	1525	38,0 + 46,0 + (58,1) + 16,9	3	T	4,2	4,1	k	Beton- u. Monierbau AG	1
2	Oderbrücke Nikoline . . .	1934	I	g	2 × 2	152,4	9,0 (6,0)	1372	38,4 + 37,8	2	T	5,5	4,5	q	dsgl.	2
3	Innbrücke Pflaundorf . . .	1934	I	g	8	265,4	2 × 9,4 (7,5)	4989	24,15 + 31,60 + 33,85 + 3 × 37,5 + 33,85 + 28,85	2	T	5,7	4,7	k	Leonhard Moll, München	3
4	Saalebrücke Bernburg . . .	1935	I	g	3 (11)	101,8	13,26 (8,5)	1350	17,0 + 61,78 + 16,0	6	T	2,5	2,21	q	Beton- u. Monierbau AG	4
5	Oderbrücke Markdorf . . .	1935	I	g	10 (3)	241,0	9,0 (6,0)	2189	30,0 + 47,0 + 30,0	2	R	5,5	4,5	q	dsgl.	5
6	Achenbrücke Übersee . . .	1935	I	g	2	61,7	8,0 (7,3)	493	80,85 + 30,85	2	R	4,58	4,0	q		—
7	Wörstlbrücke Übermergen . . .	1935	I	g	3	75,0	9,4 (7,0)	705	21,5 + 32,0 + 21,5	2	R	5,0	4,7	q		—
8	Salzachbrücke Tilmungen . . .	1933	II	g	11	258,0	7,3 (5,5)	1883	31,5 . . .	2	R	4,5	3,65	q		—
9 (9)	Niddabrücke Frankfurt a. M. . .	1933	I	g	3	64,2	14,3 (9,0)	775	8,6 + 36,6 + 8,6	4	K	3,05	3,58	q	Hochtief A.G., Frankfurt ²⁾	6
10	Oderbrücke Rothemühle . . .	1935	I	f _k	1	53,2	2 × 12,4 (11,5)	1319	36,0	3	K	4,7	4,13	q	Hochtief A.G., Essen	7
11	Talübergang Denkendorf . . .	1935	I	d _g	7	183,0	2 × 10,05 (9,23)	3678	24,75 + 26,25 + 27,0 + 30,0 + 27,0 + 25,25 + 22,75 + 33,50 . . .	2	R	5,0	5,02	q	Beton- u. Monierbau AG	8
12	Saubachtalbrücke . . .	1935	I	d _g	9	261,0	2 × 12,20 (11,50)	6368		4	R	3,1	3,05	k	Arge. Siemens-Bemo.	9

¹⁾ Nur eine sichtbar. — ²⁾ Mittelteil drei Öffnungen. — ³⁾ Eisenbetonst. — ⁴⁾ Bei Zwillingbrücken für eine Hälfte. — ⁵⁾ Eine weitere Brücke gleicher Bauart mit einer Größtstützweite von 31,2 m wurde 1935 ausgeführt (Nr. 13). — ⁶⁾ k = kreuzweise bewehrt; q = querbewehrt. — ⁷⁾ g = Gerberbr.; f_k = Irelantl. m. Krag; d_g = durchl

表-5.

1	2	3	4	5	6	7	8			11	12	13	14
							M o m e n t e (tm)						
Nr.	Bauwerk	Stützweite m	Stützweitenverhältnis ¹⁾	Trägerhöhe m	Schlankheit	Stegbreite cm	max M	M _g % M _p	Moment für 1 m Brückenbreite	Σ F _z	Σ F _z /m	g/m	g/m ²
a) Einhängeträger													
1	Oderbrücke Oppeln . . .	26,7	0,703	270	1/9,9	50 ²⁾	≈960	76 24	233 ³⁾	?	?	8,2	1,95 ⁴⁾
2	Oderbrücke Nikoline . . .	30,0	0,795	280	1/10,7	56 ⁴⁾	1272	73 27	283	430	96	8,3	1,83
3	Innbrücke	23,5	0,627	280	1/8,4	40 ⁵⁾	816	64 36	174	280	60	7,55	1,61
4	Saalebrücke Bernburg . . .	27,0	0,437	163 ³⁾	1/16,6	32 ⁶⁾	498	72 28	200 ⁷⁾	— ⁸⁾	— ⁸⁾	4,12 ⁹⁾	1,65
5	Oderbrücke Markdorf . . .	28,0	0,596	281	1/10	56	1234	68 32	274	445	99	8,5	1,88
6	Achenbrücke Übersee . . .	25,3	0,82	243	1/10,4	58	895	61 39	224	274 ¹⁰⁾	71	6,8	1,7
9 (9)	Niddabrücke	29,6	0,81	215	1/13,7	50 ⁵⁾	940	64 36	308 ¹¹⁾	555 ¹¹⁾	182 ¹¹⁾	5,1	1,8 ¹¹⁾
b) + M der Kragträger													
2	Oderbrücke Nikoline . . .	38,4	—	280	1/13,7	56 ⁴⁾	1599	63 37	355	690	153	8,3	1,83
3	Innbrücke, Kr. 2	33,85	—	280		40 ⁵⁾	878	38 62	187	320	68	7,55	1,61
	Innbrücke, Kr. 3	37,5	—	280	1/13,4	40 ⁵⁾	854 ¹²⁾	25 75	182	393	97	7,55	1,61
10	Okerbrücke	36,0	—	165	1/21,8	50	933	?	204 ⁷⁾	475	109	verändertlich	
12	Saubachtalbrücke	30,2	—	247	1/12,2	50	545	69 31	173 ⁷⁾	223	71 ⁷⁾	5,8	1,9

¹⁾ Verhältnis der Stützweite des eingehängten Trägers zur Gesamtstützweite. — ²⁾ Melanträger, Zugbreite 66 cm. — ³⁾ T-Querschnitt, Zugbreite 110 cm. — ⁴⁾ T-Querschnitt, Zugbreite 83 cm. — ⁵⁾ T-Querschnitt, Zugbreite 60 cm. — ⁶⁾ Kastenquerschnitt, zwei Stege je 25 cm, Zugbreite 110 cm. — ⁷⁾ Gemittelt. — ⁸⁾ Melanträger. — ⁹⁾ Weiterer Einhängeträger in Stahl g = 1,03 t/m². — ¹⁰⁾ St 52. — ¹¹⁾ Für einen mittleren Träger. — ¹²⁾ Negative Momente 166 tm.

表-6.

1	2	3	4	5	6	7	8			9		10		11		12
							M o m e n t e		M_p	M_p	M_p	B e w e h r u n g		$F_c + F_s$	$\Sigma F_c/m$	
Nr.	Bauwerk	Stützweite	max. Kragarm	Stützquer-schnitt ¹⁾	Höhe	Breite	für einen Träger max M	Moment für 1 m				M_p %	M_p %			für einen Träger
1	Oderbrücke Oppeln	46,0	11,5	<i>vd</i>	270	110/250	2617	632 ²⁾	?	62	38	1603	389 ³⁾			
2	Oderbrücke Nikoline	38,4	7,8	<i>v</i>	280	101	1792	398	70	30	1055	235				
3	Innbrücke	37,5	8,0	<i>vs</i>	380	100	1614	344	72	28	487	104				
4	Saalbrücke Bernburg	17,0	17,39	<i>vsd</i>	395	60	2620	1080 ²⁾	73	27	670	271 ³⁾				
5	Oderbrücke Markdorf	30,0	9,5	<i>vs</i>	343	136	2321	516	65	35	796	177				
6	Achenbrücke Übersee	30,85	5,55	<i>vs</i>	280	100	985	245	68	32	312 ³⁾	78 ³⁾				
9(13)	Niddabrücke	8,6	3,50	<i>v</i>	215	150	520	170 ⁴⁾	?	?	316 ⁴⁾	104 ⁴⁾				
10	Oderbrücke	36,0	8,6	<i>vs</i>	220	110	921	220 ²⁾	72	28	502	108 ³⁾				
12	Saubachfahbrücke	33,5	9,0	<i>vd</i>	247	69	887	282 ²⁾	?	?	359	118 ³⁾				

1) *v* = Verbreiterung, *s* = Schräge, *d* = Druckplatte. — 2) Gemittelt. — 3) St 52. — 4) Für einen mittleren Träger.

であり、鉄筋コンクリート桁橋では約 15m 径間のものが一般に経済的にして、且つ技術的利用價値を有するものとされてゐる。之は全く軸荷重大なる事とその力学的作用を考慮する爲である。

(1) 構造物の大き

構造物の大きはその上部構造面の大きを以て測るのが最もよく分るが、此の點から云ふと相當の進歩が認められる。1933 年迄では獨逸の最も長径間の鉄筋コンクリート桁橋は 5 径間 100.6m の Donaubrücke Dillingen (Bauingenieur 1926 S. 181 ff. 参照) であり最大の面を有するものは 1418m² の Warthebrücke Landsberg であるのに比すれば數倍化されてゐるのだが、表-4 によつて知られるであらう。然し之等も現在建設中の Elbebrücke (幅 24m; 長さ 805m; 表面積 18600m²; 主桁 5 個) に依つて間もなく、小なるものとなるであらう。

(2) 橋梁断面

主桁の數は、曲げモーメントと密接な關係を持つ。概して主桁の數を増せば自重が大となる上に、若し有效幅の振り當てが不適當ならば、活荷重による曲げモーメントも大となるが故に、尤も不都合な位置に載荷して適當に主桁を定めねばならぬ。

例へば表-7 の如くである。

表-7.

車道幅 (m)	主桁數	設 計 荷 重			L=30mに對する φMp (t.m)
		等布荷重 (t/m)	後輪 (t)	前輪 (t)	
7.5	2	3.75	24.68	12.36	824.4
7.5	3	3.85	27.72	17.11	916.8

活荷重増加せる場合スラブを薄くして重量を軽減せ

んとする事は一般に不能で、矢張り主桁の數が大自重を決定するものである。而して主桁の幅の決定には鉄筋が挿入せらる可き事と、剪断力を取り得る事とを標準として設計すべきものとす。

主桁間隔は、高さが制限せられたる如き特殊の場合を除けば、6.0~6.5m 迄擴大する事が可能である。

自重に大なる影響を有するものは車道及人道の版の厚さで、特に後者は必要以上に厚くないのが好い。従來 350~500kg/cm² であつたが、200kg/cm² 迄に減ずる事が可能である。

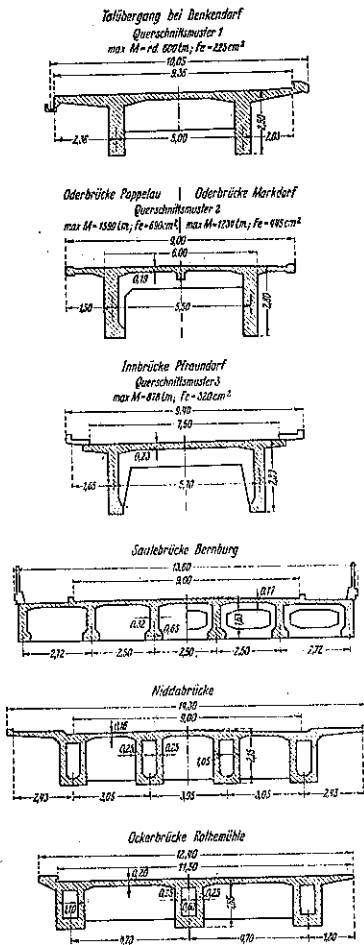
版は、主桁に直角に鉄筋を挿入せる版又は縦樫に鉄筋を挿入せる版として施工せられてゐる。而して一時後者を主に用ひたが今日は實驗の結果から横桁を有する前者を好しとしてゐる (図-25 の 2 参照)。

之は自重を小となし得る上に (表-8 参照) 工事をなす事容易なる特徴をもつてゐる。特に、版は、長さの方向には、応力を受けない様にすれば全くの抗压部として働くが故に尙然りである。而して又丁桁の場合、縦樫に鉄筋を挿入せる版を、コンクリートの許容応力以内に於て利用し盡す事は一般に可能な事ではないし、後者の場合にも主桁は矢張り振りモーメントに抵抗し得るも

表-8.

1	2	3	4	5	6	7
Querschnittmuster	Hauptträger-abstand m	Brücken-brette m	<i>d</i> cm	<i>D</i> cm	<i>g</i> kg/m ²	<i>G</i> t/m
1. Querbewehrung ohne Nebenlängsträger	5,0	10,0	25	36,5	876	5,65
2. Querbewehrung mit Nebenlängsträger	5,5	9,0	19	26	624	4,37
3. Kreuzweise bewehrt	5,70	9,4	23	30	720	4,84

図-25. 橋梁横断面図



のである。又車道の活荷重を支へる爲にと云つても餘り大なるハウンを附する事は避けた方が自重を増きぬと同じ意味で主桁間隔も大にすべきである。

(3) 桁断面

主桁断面は、剪応力により又挿入主鉄筋量により定まる。之迄の例では幅 1m に付 153cm²迄の鉄筋が用ひられてゐる。特に高さに制限を受けた幅は例外としても、主鉄筋を挿入するに足る腹部幅をもたす事は利巧な方法でなく、剪応力により変化させるのがよい。主桁としては T 又は □ を用ゐる。

次に之等の特徴を示さんに、

T-断面: 長所は施工容易にして、合目的に作られ、コンクリート打も容易なる事、缺點は腹部薄き場合には、版の曲げモーメントを取り得ない事あり且、片方のみ版の場合には、 $b_1 > b_2$ に制限を受け豫期せざる二次応

図-26.

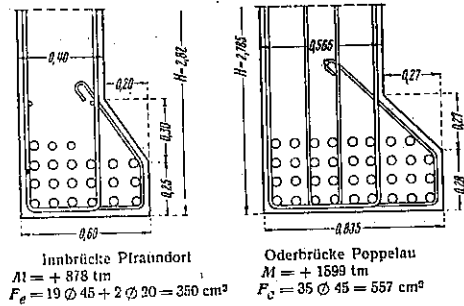
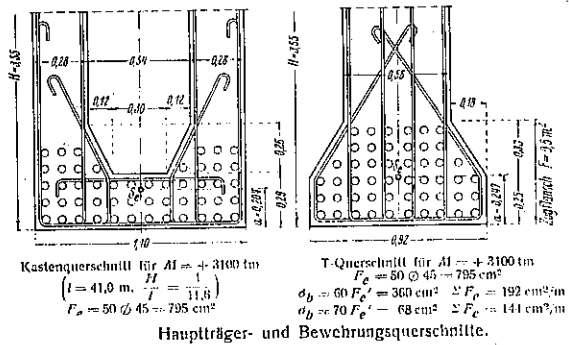


図-27.



力を受くべき事。

□-断面: T-断面の缺點をなくす事可能の上、安定にして主鉄筋の挿入容易なる事。但し難點としては、型枠組立、施工及コンクリート打に手数を要する事である。

(4) 主桁

13 の既存桁の中 1 個 (1/10) は突桁を有する單桁であり 10 個がゲルバー他の 2 個が連続桁である。ゲルバー桁の場合は吊桁に依りグループを分つて施工せられる。之は施工接合伸縮接合の關係及主鉄筋の制限によるものである。ゲルバー桁の曲げモーメントは突桁により左右さるゝ事大である。此の事は 2 径間若くは 3 径間の時特に云へる事實である。多径間の場合には、兩側に突桁を有する部分は、大なる +、- の曲げモーメントを受くるが故に此の制限を受くる嫌ひがある。従て交番応力を受けるが、此の外尙大なる溫度応力を受けるから適當に安全率を考慮して設計せられねばならないといふ事になる。尙ほ此の外桁高同一の處では受くる応力の等しい事が望ましく、之等を考慮すれば、3 径間のゲルバー桁が最大径間のものたり得る譯である(表-4、8 及 9 参照)。

ゲルバー桁の径間は、吊桁の支間に影響を受くる事大である。之迄の例では 30m のものが最大である。(表

-5 の 2 参照) と同時に之は単桁としても一大飛躍をせるものである。而して之迄の桁の最大正径間曲げモーメントは 1600 t.m にも達してゐるのであるから単桁は小支間の場合にのみ適用すべきものなりとの観念は大なる吊桁が現に作られてゐる以上再考を要する(表-5 参照)。桁高さの適当な値は支間の約 1/10 にして自重に依る曲げモーメントは余曲げモーメントの 61~76% といふ處であらう。而して桁幅 1m に付き曲げモーメント 1283 t.m, 鉄筋量 100 cm² 位が適当な處である。桁の高さに特に制限を加へて見た處で M_g と M_p との比はさして変らないから鋼構造物と鉄筋コンクリート構造物とを適宜結合して利用するのは今後新しい試みとして大いに利用されて然るべきであらう。

大なる支承モーメントをとるために、桁幅、桁高を大にし抗圧版を挿入する事は可能であり、特に部分的に桁高さを増す事は経済的にして且つ合目的である。美的観念から桁高さを通してそこに非常に多くの鉄筋を挿入する事は宜敷くない(表-6 の 2,3 参照)。にも拘はらず鉄筋コンクリートといふ材料の特色を利用して適当なるハウチを避けてゐる現代の傾向に注目せねばならぬ。表-9 に現代の最大橋梁 Donaubrücke Grossmehring と Saalebrücke Bernburg とを採つて、断面形と之に依る自重の減小が支承モーメントに及ぼす影響を桁幅 1m に就て示す。

表-9.

Bauwerk	Klasse	L m	h m	Stützenmoment tm/m	$\frac{M_g}{M_p}$ %	Feldmoment des Einhängelträgers tm/m	H (Stütze) m
Donaubrücke Grossmehring	II	61,5	24,5	1280	78 22	193	5,40
Saalebrücke Bernburg	I	67,78	27,0	1080	72 28	200	3,95

ゲルバー桁の尤も設計上困難とする點は懸垂部の支承部で今日の處、此の點の最大反力：約 200t である。鉄筋を注意深く組立て、作用する力を取り上げる様工夫する事は凡て構造物成就の前提である事を銘記せねばならない。

荷は、最後に、活荷重 p と静荷重 g とに對し異なる安全率をとつて計算する方法を推賞して置く。

(5) 鉄筋

鉄筋總断面積大なるを要し、従て又鉄筋を多量に用ひねばならぬ場合には、直径大なる鉄筋を用ひるがよく又、長い重ね合せ継手は不經濟でもあり且又施工にも困難であるから、長い鉄筋を用ひるのがよい。今日迄の例では最も長い鉄筋は 47.5m のものであり、直径 45~

50mm が用ひられてゐる。継手は施工上注意を要すべき點なる事は言ふ迄もない事であると同時に、鉄筋の配置宜敷きを得べき事も亦當然である。

(6) 支承部

大なる自重と、集中活荷重が、少數の主桁を通して支承部に傳達されるのであるから支承反力は非常に大となる。支承部には、2 次応力が起つてはいけなから桁幅より支承幅を大にする事は合目的ではない。又此の意味から支承部の長さは 1.20~1.50m を越すのは面白くない。支承部には鉄筋コンクリート拵承又は鋼製のローラーを用ふ。之等は本質的に桁高を小にし得る利點を持つてゐる。吊桁支承部は特に高さに餘裕がないのであるから最小支承高を有する様工夫せねばならない。

桁長の増大に従て温度変化に依る移動も亦大となるのであるから幾分ローラーは偏心的に配置する方宜い様である。

又固定端には鉛板が使用せられる。之は小なる面に作用する反力を適當にとり上げて之をコンクリート断面に傳達する爲に是非必要である。

(7) コンクリート打

コンクリート打も亦特殊の問題として取扱ふを要す。表-10 は一氣に打てるコンクリートの長さ及其表面積を示すものである。連続桁の場合にはコンクリート打を中止する事は特に悪い。

表-10.

Bauwerk Nr.	1	2	3	4	9	10	11	12
1 Länge m	68,8	46,2	53,5	34,4	29,6	53,0	83	74,3
2 Fläche m ²	848	415	503	456	424	657	871	900

先づ足場は、全部又は一部除去つた時若くは、コンクリート打につれての沈下が害のない様に作られねばならない。特に不均一なる圧力が働らく様では宜敷くない。此の状態は拱に於けるより、大なる桁に於て著しく不可である。型枠間隔がせまく、其處に多量の鉄筋ある場合は特に段取してコンクリートを打つを要す。コンクリート打の速度は、桁の形が複雑である場合又鉄筋量多い場合之等の制肘を受ける。此の爲、現在の處 15 m³/h が最大である。コンクリートを打つにつれて荷重が増加するから、既に凝結したる又は凝結し始めたるコンクリートに龜裂の入る恐れがあるし又假令龜裂が入らないでも、応力の分布が一様でなくなる恐れがあるから、丈夫にして沈下せざる足場を作る事が先づ必要である。又径間大なる處では一氣にコンクリートを打つのは宜敷くない。

之等の豫防策として次の 2 項が考慮される。

(1) 支保工の平衡状態が保たれる迄、支承上部の一部の桁打を行はず以て足場沈下の影響を無害ならしめる事。

(2) 適當なる載荷を豫めなす事により、足場沈下をなくする事。

此の見解は以前より明らかであつたにも拘はらずコンクリート打に關して統一せる見解は立てられてをらなかつた。かゝる見解が確立された以上最早やコンクリートを連続的に打つ事は可能であるが之と同時に龜裂が生じない様な架橋を考ふべきである。

(8) 型式及び加工

要するに構造物は一の技術に止まり、藝術でない事を頭に置いてその型式加工をなすべきである。

(9) 結 論

現代は、長径間鉄筋コンクリート構造物が本質的に進歩をなせる時であり、特に獨逸はその工事に於て第 1 線に立たねばならなかつたが施工に於てさしたる困難も生ぜず又之迄特に不利なる出来事も生じなかつた。又現代の許容応力の範圍内に於て、經濟的にして且つ技術的なる更に長径間のものを作る事が可能である。g と p との比は尙ほ安全率を別々に與へる事により一層考慮されて然るべきである。自重は出来るだけ小にする事が望ましいから丁又は□断面を用ふ可きである。又足場沈下の影響をなくすため豫め載荷する方法を採るべきである。

進歩は常に、現状に満足せず、現代あるものゝ中最大なるものを踏臺としより一段高きに登るの困難を敢て爲す事によつて完成される事を念頭に置いて、之等を基礎として、將來益々發展さすべきである。

(宮澤吉弘)

(36) Precast Concrete Cylinder
を使用せる棧橋工事

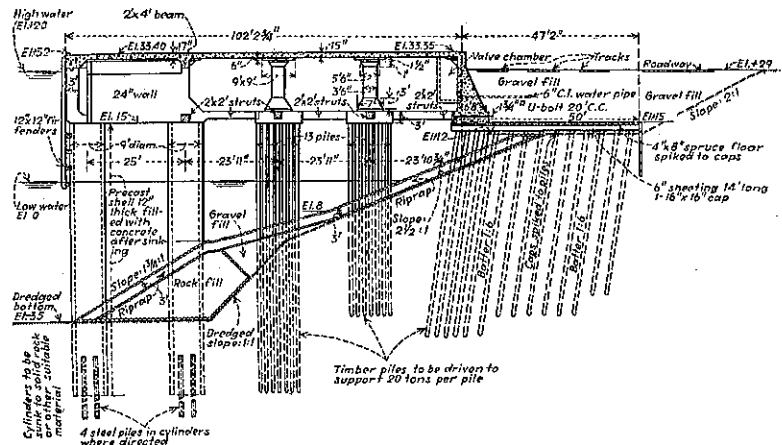
(“Precast Concrete Cylinders Support New Wharf.” E. N. R. Oct. 22, 1936, p. 569~573.)

カナダ大西洋岸の主要港セントジョンは 1931 年 6 月

27 日西港に火災を起し、諸施設悉く干満潮面の中途迄被害を蒙つた。上屋及埠頭は直ちに復舊されたが、バース 1, 2, 3, 4 は既に他に火災當時計畫中の埠頭施設の存在や潮差 28 呎といふ悪條件の爲に復舊延引し、最終復舊工事として 1934 年に着工せられた。此のバースには珍しい設計が採用された。即ち其の下部構造はプリカストコンクリート シリンダーを主とし、杭を従とし、潮差大なるにも拘はらず締切せずに施工された。ボーリングに依れば計畫埠頭線に沿ひ硬岩が -35 呎より -85 呎の種々の深さに存在し、最大厚 6 呎の hardpan が之を覆ひ、深さ及緊り工合の異つた粘土混り沈泥層が其の上存在する。

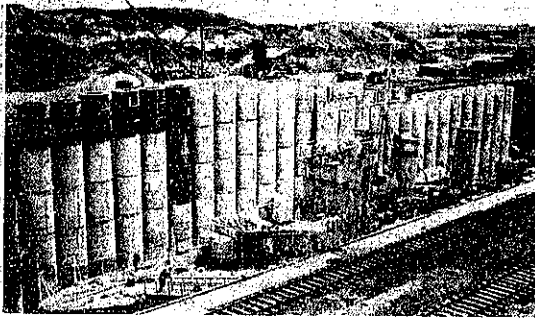
バース 1, 2, 3, 4 の下部構造は図-28 に示す如く、コンクリートシリンダー 2 列及杭群 2 列より成る 1 組が 20 呎間隔に置かれたものである。2 個のシリンダーは 24 時のコンクリート壁で結ばれ、2x2 呎コンクリート支柱はシリンダー及杭群總べてを結んでゐる。

図-28.



棧橋の下部構造設計に際し下の 4 型式が比較研討された。即ち (1) 總べて木造にして岩盤面の高い所に棧工を用ひ低い所に杭を用ふ。(2) 前面に沿ひてコンクリートシリンダーを 1 列岩盤迄沈め、後部に木杭を用ひコンクリート床版を支へる。(3) 前面にコンクリートシリンダー 2 列、後部に杭を用ひ、コンクリート床版を支へる。(4) コンクリートシリンダー 3 列、木杭は後方壁の下の方に用ひコンクリート床版を支へる。以上 4 型式の中 (3) は最初の 2 型式に比して非常に安全且つ耐久であり其の工費は殆ど同一なるに依り之を採用するに至つた。(4) は種々の長所を有するが工費は著しく大である。

図-29.

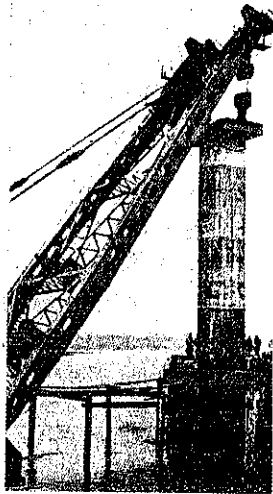


本工事に使用せるシリンダーは鉄筋コンクリート、外径 9 呎、壁厚 12 吋、長さ 55 呎～70 呎にして乾船渠で製造された。先づ鋼刃沓を渠床に据え、其の上に高さ 13½ 呎の鋼製型枠を要位置に組立てる (図-29)。心型枠の天端に板を渡し此處に一旦コンクリートを卸して型枠に流し込む。同時に 4 個～6 個の型枠が填充され、ヴァイブレーターで搗固められた。スラムプ 1½ 吋のコンクリートが最も施工容易であつた。

型枠填充は 1 日で終る。コンクリートが充分に凝結すればレイタンスを注意して除き、型枠を更に 13½ 呎高め、斯くして所定の長さに達する。養生として 7 日間内外壁に撒水をなす。最後のコンクリート填充より 20 日を経て、船渠に水を入れ特殊の起重機船で貯藏所に運搬される。

図-30.

シリンダー据付作業に際し、木造の足場を作り移動デリックを支へしめ、シリンダー据付の進行につれて取壊し移動せしめた。又、各シリンダー据付位置にはガイドとして木の圓が作られた。シリンダーは貯藏所より特殊の起重機船で 1 個宛現場に運ばれ、先づ浮デリックで垂直に揚げ、垂直と沈下位置を正して静かにガイドの中で下げられた (図-30)。



海底の状態區々なる爲、各シリンダーの沈下方法も色々である。一般には移動デリックでグラブを上下しシリンダー内側を掘鑿して沈下せしめる。時には硬い地質に

水噴射法や載荷法が必要である。水噴射は潜水夫によつて行はれる。尙掘鑿及沈下の助けとしてシリンダーの移動及傾斜の傾向を直すのに時折水噴射を用いた。載荷重としては鑄鋼のブロックを使用した。シリンダーを岩盤に達せしめるに屢々 50 噸の載荷を要した。大きな石塊は潜水夫に依り爆破し取除かれた。

シリンダーを据付けて潜水夫が底が綺麗になつた事を報告すると直ちに中埋が行はれる。シリンダーに取付けられた鋼製のシエルが略々高潮面迄出て居り、之がコンクリートバケットのガイドとなる。コンクリートは浮混合所で作りバケットに入れてシリンダーの底に卸し、海水に洗はれぬように静かに空ける。富配合のコンクリートが刃沓頂部の上 1 呎迄水締切りとして用ひられた。填充はレイタンスを集める目的で +7 呎で中止したが、通常レイタンスは 8～12 吋の厚さであつて、シリンダーを打終る前に注意して除かれた。シリンダーは +15 呎の高さが必要であるが實際には短か目に作られ、不足の部分は干潮時に鋼製型枠を用ひ現場打ちを行つた。

昨年の秋から冬に約 20 個のシリンダーが据付及填充を施工された。(森 茂)

橋梁及構造物

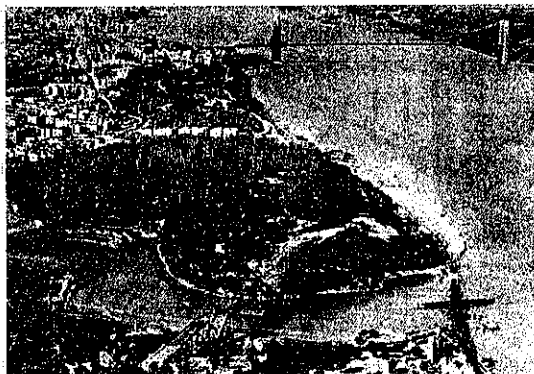
(37) 世界最長の固定鋼橋の設計

(D. B. Steinman and C. H. Gronquist, "Designing the Longest Fixed Steel Arch." E. N. R. Aug. 13, 1936, p. 232.)

New York に於ける Manhattan の Inwood Hill Park より Bronx の Spuyten Duyvil に至る、Harlem 河口に目下建造中の Henry Hudson 橋は主径間 800 呎 (約 244 m) にして今日迄に造られたものうち最も長径間の鋼桁拱橋であると同時に最も長径間の固定拱橋である。

拱は中心間隔 50 呎 (15.25 m) の 2 つの拱肋より成り、各拱肋は高さ 12½ 吋 (3.80 m) の珪素鋼 2 重鋼桁で、拱矢は 120 呎 (36.60 m) である。床部、連続耳桁及支柱はこの上に支へられ、路面は最急勾配 2½% となつてゐる。拱径間の兩端部には優美なる鋼塔があり、それに続いて 60 呎 (18.30 m) の径間を有する延長 300 呎 (91.50 m) の連続鋼桁の高架橋があり、更にコンクリートラメン及コンクリート壁が連つてゐる。路面は車道

図-31.



幅員 42 呎 (12.80 m)、歩道幅員 4 呎 (1.22 m) にして、鋼構造部分の總延長は 1 530 呎 (約 467 m)、全構造物の總延長は 2 000 呎 (約 610 m) に及んでゐる。

橋の中央に於ける路面高は、この點に於ける桁下餘裕を高水位上 142.5 呎 (43.40 m) とする爲に、高水位上 160 呎 (48.80 m) となつてゐる。

無鉸拱を 2 鉸拱に比較すると、拱肋材料少く、起拱部に於ける基礎への礎着がより簡單である。格床が 2 鉸拱に比し、若干大きくなるが、高價なピン構造を要しない。且、動荷重に對して、より大なる剛性を有してゐるので、その型式として、固定拱 (即ち無鉸拱) を採用したのである。

この橋梁に於て特に考慮された點は、構造全体に極度の統一性をもたせるといふ點で、この爲に橋梁の各部分の配分を決定する際に、種々の試みがなされてゐる。

先づ、高架橋を拱橋の上部構造の延長と見做し、塔の上を除いては、全構造物を通じて、格間長を 30 呎 (9.15 m) としてゐる。且、連続せる上部構造の線を端から端まで貫かすべく、高架橋の鉸桁を拱橋上部の耳桁の高さと同高にしてゐる。又、門構効果を與へないやうに、拱腹、主塔、高架橋の支柱等の、下部に繋材を有する簡單な X 型の横綫構も亦、橋梁の全長に亙つて一定の格間高をとり、橋梁に統一性を與へてゐる。

高架橋及拱橋の耳桁に連続鉸桁を深用せることにより、縱方向の綫構を不要とし、その結果、膨脹は鋼塔のところ集中した。

床部構造は、厚さ 8'' (203 mm) の床版が、床桁にとりつけられた縱桁の上につてゐる。歩道は西側のみにあり、(圖-32) の如き縱桁により車道と控されてゐる。東側に於ては、これと同様な縱桁が所々耳桁と連結されてゐる。耳桁の上には鋼管の低い手摺が取付けられ、欄

干となつてゐる。

耳桁と床桁は、短い 14'' (約 355 mm) の H 型断面の部材に取付けられてゐる。且、この H 型断面の部材は將來増築せられる床部の支柱が取付けられるやうになつてゐる。

拱側に於ける支柱は、4-山形と 2-腹板とより成り、これらが 12'' (約 305 mm) の廣い突縁を有する I 形鋼の隔板と、断面の内側へペンキを塗りに道入するための 11'' × 26'' (280 mm × 660 mm) の楕円孔を有する 2 枚の蓋板とによつて組立てられてゐる。支柱の幅は、36'' (914 mm、最長支柱の場合) より 24'' (610 mm) まで變化してゐる。併し拱の中央に於ては支柱のかはりに溝形鋼により支へられてゐる。長支柱の幅は、次の支柱との間に綫構を要しないだけにより、短支柱の幅は外觀といふ點より決定せられてゐる。柱の頭部及底部の夫々耳桁及拱肋への接點は、共に充分に鉸 (ピン) として作用するやうに設計せられてゐる。従て床部鋼材の膨脹により支柱に曲げモーメントの起るやうなこととはない。

拱肋の横構は、拱肋の各突縁の平面に於て、K 形横構となつてゐる。その部材は、4-山形と 1-腹板とによつて I-断面をなしてゐる。繋材は 15'' (380 mm) の溝形鋼を 2 つ綴りあはせたものである。而して、上面の繋材と下面の繋材とは、互に締結せしめられ、各格點に於ける拱肋間の補剛横材となつてゐる。

拱肋は、最終靜荷重に對し、幾分あげこしを見て設計せられ、3 中心の拱軸は最終靜荷重に依る索多角形と略々一致するやうになつてゐる。従て、拱肋中の靜荷重による曲げ応力は極く僅かである。

靜荷重を假定する場合に、將來の床部に對し、拱肋 1 呎當り 3 200 lb の餘裕を見込んでゐる。

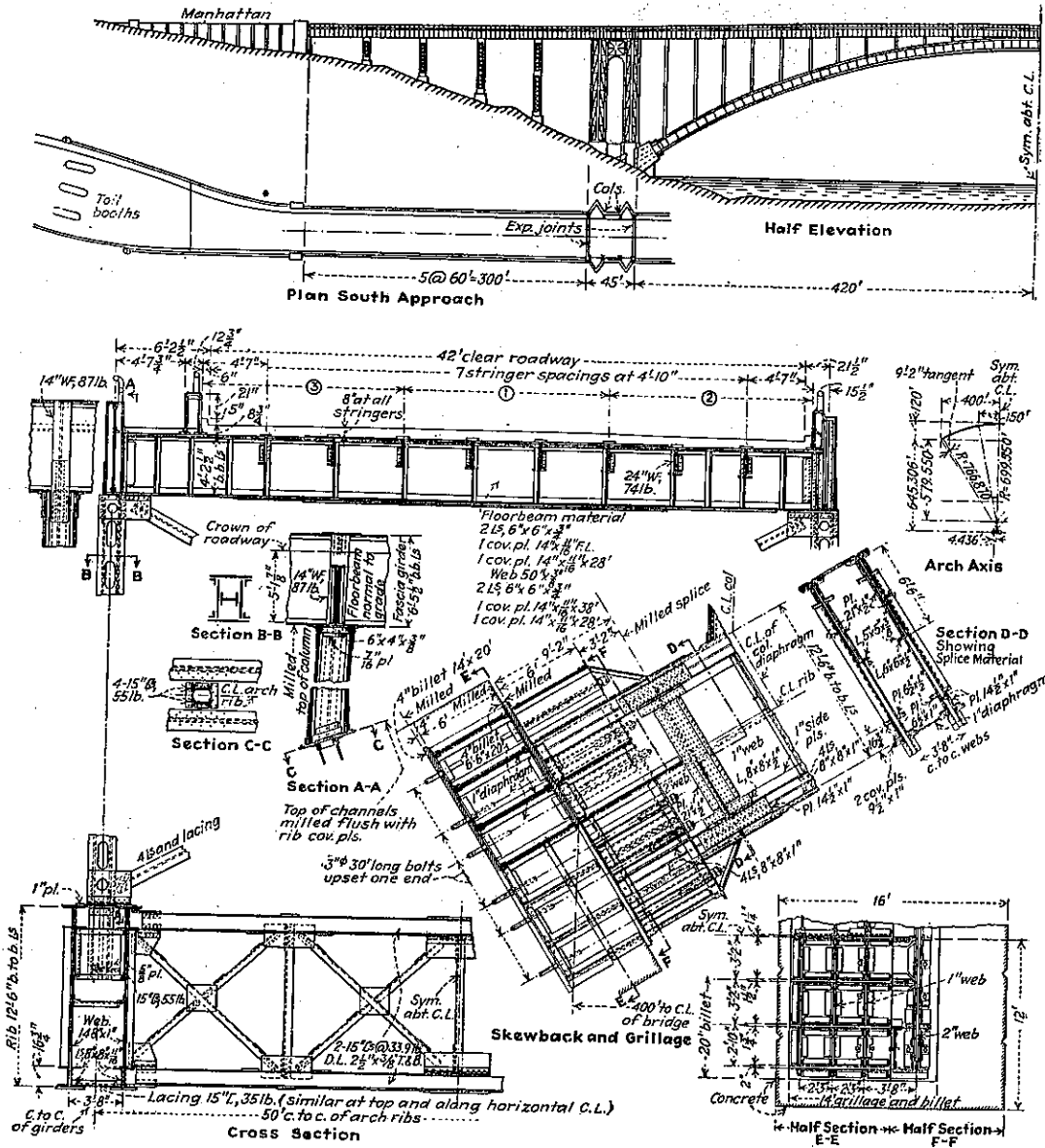
動荷重として、車道に對しては 50 lb/ft² (約 250 kg/m²)、歩道に對しては 30 lb/ft² (約 150 kg/m²) を採つてゐる。

全徑間に荷重せる場合の拱の中央に於ける撓は 1 1/2'' (38 mm) である。

拱肋設計に於ける溫度變化としては、(55° ± 60°) F を採つてゐる。猶、支間に於ける ± 1'' (± 25 mm) の誤差が、± 15° F の溫度變化に相當する。固定拱に於ける溫度變化により生ずる曲げモーメントは、かなりの値を有する。しかも、溫度變化に依る撓は、計算の結果、平常の位置より ± 6'' (± 152 mm) となつてゐる。

他方、2 次応力は計算の結果、靜荷重、動荷重及溫度變化による応力の約 10% 以下であることがわかつたの

図-32.



で、無視しても大した危険はない。

拱肋に於ける風荷重による応力は、風荷重が全径間にかゝつた場合と、半径間にかゝつた場合との2通りに就き計算されてゐる。設計示方書では、風荷重を考慮に入れた場合には、許容応力を25%増すことにしてゐるから、拱肋が風荷重を考慮に入れた場合によつて決定されることは殆んどない。

拱肋に用ひてゐる珪素鋼許容応力は次の如くである。

抗張 $24\,000\text{ lb}/\text{sq. in.}$ (約 $1\,690\text{ kg}/\text{cm}^2$)

軸圧 $24\,000/1+9\,000 \frac{L^2}{r^2} \text{ lb}/\text{sq. in.}$

偏心軸圧 $24\,000\text{ lb}/\text{sq. in.}$

(但し、軸圧力が全応力の2/3以下にして、 I/b が10以下の場合)

拱肋の腹鉄は、全体にわたつて1"(25mm)厚の珪素鋼を用ひてゐる。拱肋の基本断面は、1-腹鉄148"×1'、8-突縁山形8"×8"×11/16"、2-蓋鉄22"×1/2"より

構成せられた 150" の珪素の鋼板桁を 2 つ並べた形になつてゐる。而して、起拱部附近に於ける最大断面としては、1-腹板 148"×1"、4-突縁側板 24"×1/2"、8-突縁山形 8"×8"×1"、2-蓋板 22"×1 1/2" より構成せられた鋼桁 2 つより出来てゐる。図-32 にその詳細図を示してある。

拱肋の継手は、支柱の出てる點に於て、その橋梁中心側に配置され、その材料は、拱肋断面の 50% を継ぐやうに設計せられてゐる。併しながら、中央即ち拱を閉ぢる點に於ては、全断面を継ぎ、且閉鎖に於ける調整の餘地あるやうに設計せられてゐる。

基礎は、すべて岩盤まで達してゐる。南側起拱部基礎は河岸に接し、岩盤は地表にあらはれてをり、かなりの雲母を含む Manhattan 片岩又は Hudson 片岩と呼ばれるものであるが、北側では、河岸より 300 呎 (91.4m) の地點にあり、岩盤は Fordham 片麻岩と呼ばれるもので、最深個所にて、高水位下 33 呎 (10.1m) 又は地表下 37 呎 (11.3m) 位のところまで突出してゐる。これらの岩盤はあだかも天然の橋臺の如く、河岸に於て急に突出してゐる。

起拱部に於ける橋臺は、各拱肋に對して別々に造られてをり、北側橋臺の礎段は平面図で 25 呎×75 呎 (7.6m×22.8m) の大いさを有してゐるが、南側では、岩盤が地表にあらはれ、且北側に於けるより急に突出してゐるので、より小なるものとなつてゐる。

礎段は階段狀の切込みがつけられて磨り、コンクリートの橋臺の上部は、高水位上 37 呎 (11.3m) の高さになつてゐる。
(前島健雄)

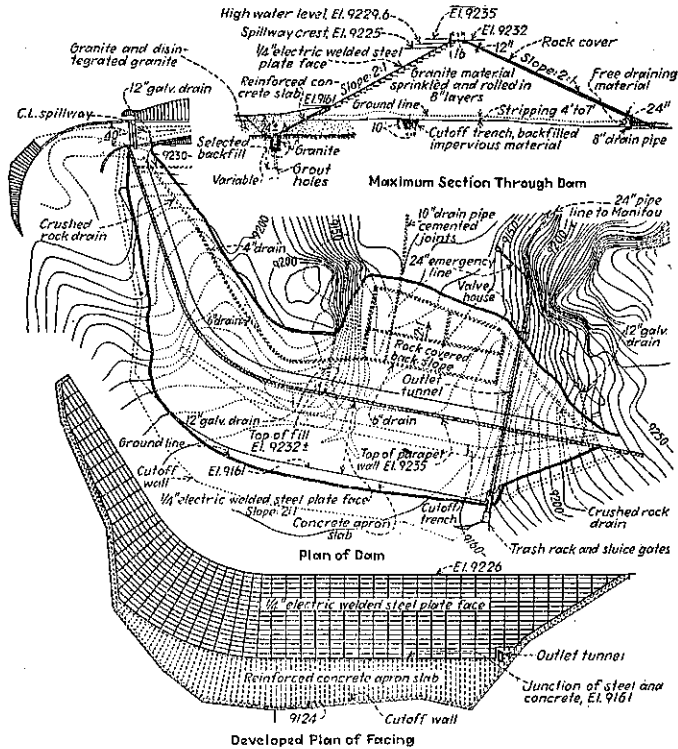
堰 堤

(38) 表面に鋼板を張つた堰堤

("Second steel-faced Dam built for Colorado Springs." E. N. R. Oct. 29, 1936, p. 599-603.)

Colorado Springs 市の一水源池を形成する 2 つの堰堤は、いずれも表面に鋼板を張つたものである。Crystal Creek dam (貯水容量 3 500 acre-ft) は 1935 年完成し Catamount Creek dam (貯水容量 2 500 acre-ft)

図-33.



は工事中である。

図-33 に見る如く Catamount Creek dam は上流面は鋼板で蓋ひその下方部はコンクリート床版で遮水壁が之につゞいてをる。盛土は花崗岩砂利で下流面は石塊を張つてある。

鋼板は (8'4"×24'5") で堰堤の軸の方向に長い方をおく。伸縮接合には U 型鋼繩を用ひ中心間隔 25' に配置され斜面の上下の方向に走る。重接合及伸縮接合は何れも電気溶接し堰堤全面を一枚に仕上げ上げる。2, 3 の張出歪がおこつてゐる。

図-34 にあるやうに Catamount Creek dam では鋼板の上端は曲つた鋼の波除堤に取付けられこの波除堤はコンクリート塊で支持されこの上を滑動出来る。Crystal Creek dam の場合は 6 吋の伸長が許されるやうに滑面接合で胸壁のコンクリート基礎に鎖錠されてゐる。

けれども上端の移動は大したものでない。他の 3 つの同型式の例では張出は鋼の完全を損つてゐない。就中その一つのは伸縮接合なしで 64 年も経てゐる。

鋼板は裏込の中に礎着されてゐる簡単な鋼構の上に

図-34.

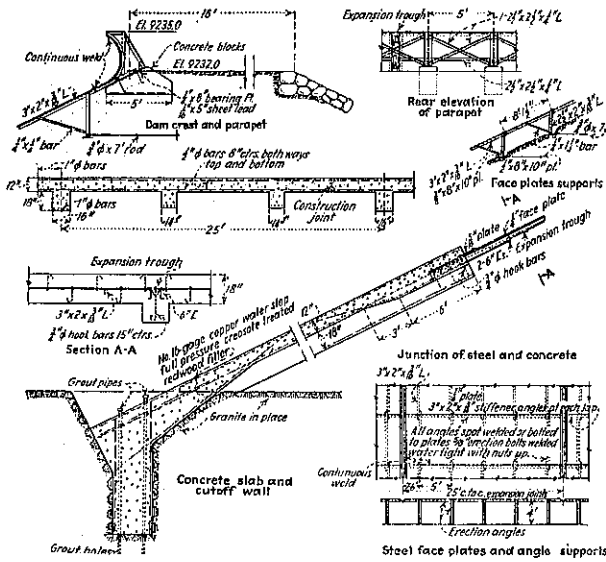
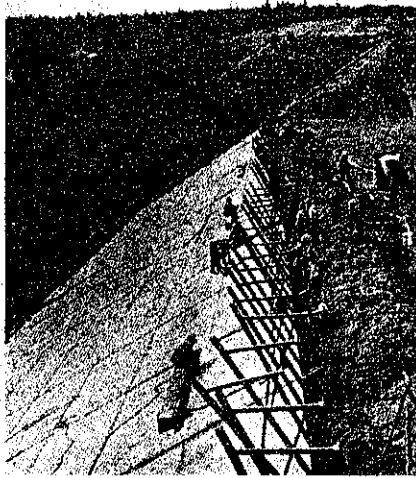


図-35.



ボルトでとめ後熔接する。鉄の背面には 3 呎の空間を残してあるから鉄を敷設し熔接した後ペンキを塗ることが出来る。後にこの空間は砂利を填充し鉄が張り出さぬ様注意しながら手でつき固める。若し圧搾空気のパンプが使用出来ればこの作業は楽である。

鉄は錆止めのため工場で薄く亜麻仁油をぬり（これは熔接の作業に害とならない）現場でその両面に光明丹を塗り更に表面は Crystal Creek dam では Al 塗料を用ひた。Catamount Creek dam では gray oil 塗料

(アマ=油 1gal に対して白鉛 19lb の割合) が熱の吸収が少いといふ理由でこれを用ひてゐる。

熔接のための軟鋼の電極は C=0.13~0.18%, Mn=0.4~0.6%, P, Si<0.6% の化学成分をもつことを規定してゐる。

放水門室のインバートの高さ El. 9160 で堰堤の表面は鋼板から厚さ 12 時のコンクリート床版になる。鋼板はコンクリート内に 3 呎入り込んでゐるが伸縮接合は 2 つの 6 時の溝型鋼で補剛されコンクリート内まで入り込まない。この床版の下方は遮水壁となり風化した花崗岩を貫き堅岩に達してゐる。その先端から 5 呎間隔にグラウティングが出来るやうに 2 時のグラウト管が設置してある。(畠山 正)

道 路

(39) 将来交通を考慮せる道路

(M. W. Torkelson, "Fitting the Road to Future Traffic." E. N. R. Oct. 22, 1936.)

従来の道路改良に於て道路の幾何学的設計は道路の舗装構造の設計に比して非常に遅れてゐた。今日道路運輸は道路の線形、幅員、縦断等の不完全の爲甚しく不便を蒙つてゐる。

かゝる不便を除去する事は道路技術者に取つて重大なる問題である。道路運輸の将来性及その地方的発展に見透しをつける事がこの問題を積極的に解決する鍵である。併し道路運輸の要求に適した道路設計法の非常に進歩した事は認められる。道路構造の要素を列挙すれば大約、路面、路肩、側溝、横断勾配、幅員、線形、縦断勾配等である。道路設計に於ては之等の凡てを路面運輸の要求と無關係に決定する事は出来ない。2 次的道路又は局部的道路は容易に変更出来るが今日築造してゐる大道路は恐らく永久に道路輸送の方向を決定するものであるから一度築造した以上簡単に変更は出来ない。故に将来に於ける交通量、交通状態が変化した時不必要なる大変更をなさざる様に豫めこれを考慮して道路を築造すべきである。

道路は路面運輸に密接な關係を有する利用、安全、美觀の 3 性質を持つてゐる。凡ての道路の根本問題となるのは如何なる天候にも堪へうる路面である。農耕地を通過する道路では路面高と地盤高を殆ど一致させる

事が出来る、従て急勾配もなく除雪に便利な場所を選定し得る。農業用道路は理論的には地形其の他の條件の許す限り特に農業地が散在する時生産線に沿つて築造す可きである。かゝる道路の延長は小であるから運転速度は餘り問題にならない、従て急曲線があつても時間的に大損失を與へない。

交通量増加すれば道路の縦断線形、用地路盤が重大な問題となる。故に大なる道路では用地幅が第一の問題である。用地幅を充分に取れば道路構造物、路側の改良等は適当な標準で行ふ事が出来る。幅員の不充分なる路盤上に高級舗装及高價なる構造物を築造する事のみ熱中するは危険である。高級舗装及所謂永久舗装は莫大なる費用を要する故舗装がまだ磨耗せぬ内又は償却出来ない内に取壊したり廢道とする様な道路に莫大なる費用を使つてはならぬ、併し米國では今日盛に廣範圍に亘つて之が行はれてゐる。

勾配及線形の標準は地形及交通状態に依り異なるが地形平坦又は稍波狀をなす地方では勾配及線形を丁度平坦で直線をなす道路に於けると同様の運転状態を得られる様選定す可きである。地形錯雜せる地方では一樣なる勾配、視距、曲線を選定する。幅員 20 ft 以上舗装してある道路では勾配、曲線が多ても運転者の豫想もしない急勾配、急曲線の無い限り危険ではない。長い直線區間の前後に急曲線のある事が事故の原因となる。即 1/2 哩以上前方から明視し得る大減速標があつても時々運転を誤る事がある。

勾配は自動車交通に影響するが一般に用ひられてゐる 8% 内外の勾配は視距の點を除いては特別困難な問題はない。

勾配頂點に急な縦断曲線を挿入する事は危険である。急勾配を緩速度の貨物自動車は道路の收容力の極限迄運転されてゐる時後方の高速車は之を追越そうとして非常に危険である。故にかゝる部分には追越しを許す分岐道路が必要である。

大道路の線形及勾配に關する運転者の要求を綜合するに用地、路盤に大費用を投じて直線で平坦な道路を欲してゐる。線形勾配よりも車線幅は決定しやすい。即ち車線幅は車体幅員に關係するが車体幅には大差なく、且規定で取締り得るからである。多くの州では最大許容車体幅を 8 ft としてゐる。故に 1 車線幅は餘裕を兩端に 1 ft づゝ取り 10 ft を標準としてゐる。併し運転速度の増加に依り車線幅は増加するが現在及近き將來に於てはその必要を認めないだらう。路面輸送は全米

國輸送量の 1.86% であるから車幅を更に増大しようと言ふ考へは正當でない。若し車幅を増大すれば過去 10 年間に築造した全舗装道路を廢棄する事になるだらう。

路肩に對する考へ方は昔と異り現在は車が舗装上に停止する事に重大な關係があると考へられるに至つた。即ち路肩は充分 1 車線幅を取り或物質で表面處理をなし、緩速車の運転に供し且高速車の停車する場所となし高速交通に支障を與へない爲に必要であると考へる。又北方地方の如く櫓を使用する場合、車道の雪を排除して路肩に積み櫓に便を與へる。この路肩の外側に歩道をつける。

路肩即ち緩速車道は安價な物質で表面處理す可きである。

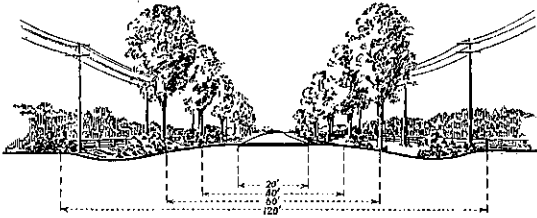
Wisconsin に於ては砂利と石灰石の碎石を用ひて成功した。頁岩を安價に産出する地方では之を用ひて満足な表面處理が出来る。花崗石の碎石を用ふれば尙宜しい。

路肩の外側は緩なる傾斜面となし運転を誤り側溝に飛び込んだ車が車体を損せず車道上に安全に戻り得る様にする、又路肩及側溝に生ずる草を機械で刈取り出来る様な傾斜とす可きである。故に道路に沿つて勢よく水の流れてゐる場合でも側溝は廣く淺くし水流を緩にする。路肩及側溝に生ずる草は權利を有する農夫に乾草の材料として刈取らせて道路の美觀を保つ爲の費用を節約する。

10 年以前には道路の造景と言ふものに就て理解が無つた。造景の利益を論議する時は美術的考慮にのみ基礎を置いてゐた。今日道路の利用が盛になるに従て適當なる造景技術は益々必要となつて來た。路側に有益なる植物を生長せしめて土地の崩れるのを防ぎ、又田舎の到る處に繁茂する有害なる雜草を除去し、害蟲驅除の助けとなる鳥を保護したり交通障害となり除雪に大費用を要する雪の堆積を防止すると言つた地方發展計畫に美術的考慮を輕視する必要はない。道路の造景は旅行者の眼を樂しませ印象をよくし旅行の楽しみを増す路側を美しいものとする。

道路計畫をなす際道路を利用すると思はれる現在及將來の人口並に工場數を調査し其の他交通に影響する凡てのものを考慮す可きである。將來交通量の変化した場合に單に車道の幅員を増加する事に依り目的を達する様に用地は充分廣く取り植樹後 20 年經過せねば得られぬ道路の景色を破壞せぬ事である。起伏の緩なる地方では用地幅 100 ft は稍不足である、120 ft は稍々宜

図-36.



しい、150ft は相當よい、200ft でも廣過ぎる事はない。

道路用地内でも交通に支障無き限り耕作出来る。雪の堆積を調節する爲に道路から 100ft. 離して簾が作られた時較と道路との間は耕しても差支へない。併し道路の發展を害する如き耕作地の發展は制限せねばならぬ。道路の重大問題は舗装路盤にあらず用地である。

(中村清照)



(40) 複式鉄道隧道を利用せるシムプロン自動車隧道計畫

(L. Perrin, "Project d'autostrade utilisant l'une des galeries du Simpron, entre la Suisse et l'Italie." Le Genie Civil, 12 Sept. 1936, p. 227 ~228.

北歐と南歐とを隔てる古來の天険アルプス連峰を貫く隧道を年代順に上げると、1871 年に佛國を北伊に繋いだモンセニス隧道 (Tunnel du Mont Cenis), 1875 年瑞西伊太利國境を横斷したサンゴタルド隧道, 1906 年のシムプロン隧道, 最近に於て 1912 年のレーツベルグ隧道等あり、就中最後のものは巴里、伯林、ミラン間の捷路として有名である。

之等は 何れも鉄道隧道であるが軌近自動車交通の急速なる普及につれて之に對するアルプス横斷隧道が必要とされるに至り、茲に紹介したサンゴタルド自動車隧道の如きが計畫されるに至つた。

茲に略述するシムプロン自動車隧道は 現に存在するシムプロン鉄道隧道が單線式 2 本を有するも現在の列車交通量に對しては此の内の 1 坑のみで足り、又事實上使用しつゝあるものは第 1 號のみで他の第 2 號坑は之が換氣用としてのみ使用されて居る状態にあるを以て、現在及相當將來迄は餘分であるべき此の第 2 號坑に修築を加へて其の儘自動車隧道としての利用を計らんとするものである。

此の計畫に於ける特殊の考慮と言へば、此の利用せんとする一坑内にも軌條の敷設をして置いて現在使用中

の鉄道隧道の豫備としての機能を保存せしめた事と、此の敷設軌條を利用して此の上に自動車運搬用の軌道車輛の運転をなさしめ、從て此の隧道を通行すべき自動車は自身走行を欲せざる場合は此の車輛に依るを得せしめた點等である。

図-37 は此の自動車隧道に充てらるべき現存シムプロン鉄道隧道の第 2 號坑断面に計畫の設計を配したものである。左方の矩形凹空間は換氣用のもので之に要す

圖-37.

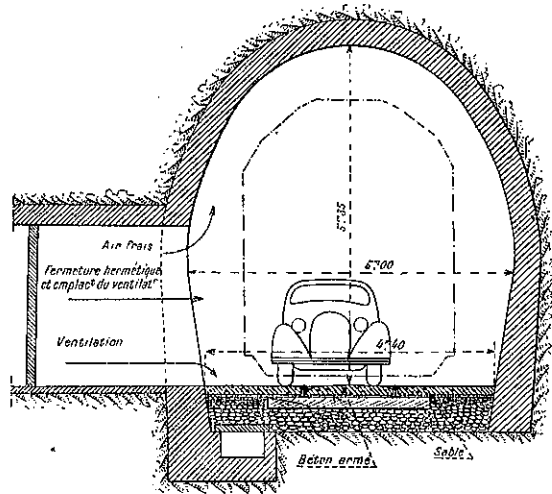
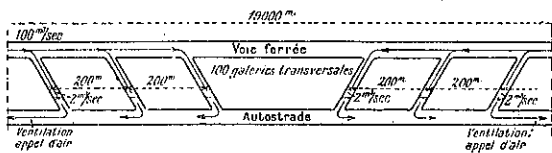


圖-38.



る諸設備を收容せしめられる。圖-38 は本計畫で採用した換氣系統圖である。

隧道内の交通は同時には一方向のみに限らるゝを以て 1 時間毎に交通の方向を反転せしめ、1 時間に 80 臺を通過せしめるものと各車間隔 250m として、車速は最低 60km/h に制限されてゐる。此の速度に於ては隧道通過所要時間は 20 分である。

隧道内照明は白耳義エスコー隧道に於けるものに範を取り、換氣設計に於ける隧道空氣内の CO 其の他の含有量又之等が検出分析装置等に關しては米國のエール大学研究室の實驗が主として參考に供されてゐる。此の問題は之のみで數頁を占むるものであるが、本抄譯に於ては紙面の都合上之を省き、唯此の計畫委員會は人体の其の氣中に滞留する時間を 45 分とするときは CO

の含有量 4:10000 以下なれば十分安全であると認定した。然して最大毎時 1500 臺を通過せしめるアントワープ市エスコール河隧道に於てきへも CO の含有量は 3:10000 を超えてはゐない。

現に列車の走つてゐる第 1 號隧道は電化區間なるを以て之と自動車隧道に充當すべき第 2 號隧道とは總數 100 個の横路を以て連絡し、第 2 號隧道に要する鮮氣は此の連絡路を通じて第 1 號隧道より供給せしめる。圖-38 の左方門所が此の連絡路の第 2 號隧道側であるが此の空間内には嚴重に氣密にされた換氣器が裝置され之等の各々には毎秒 2m³ の鮮氣を吸入放散する。斯くて第 2 號隧道の空氣は大体 45 分を以て全く更新され、此の換氣量は時間當り 720 000m³ に達する。

以上の準備の下に此の隧道内に於て豫定最大 CO 含有量は 2.33:10000 に過ぎない。

建造費は 3500 000 スキスフラン、運轉費は年 360 000 スキスフラン、年交通量 100 000 臺と見て、相當り通過料 10 フランとし各自動車の積載重平均 1.5t とすれば、年收入 1500 000 スキスフランとなる（此の算定中には臺車に依るものを含まず）。

現在鐵道に於てはシンプロン通過の爲に 1 臺當り日曜日 56 フラン 90 サンチーム、平日 73 フラン 50 サンチームを徴收して年收入 70 000 フランであるが、上記自動車隧道の通行料は之に對比して非常な低下を見てゐる。尤も現在の鐵道の收納する年累計が少いのによつては 6~8 月の間に 14 000 臺の自動車が高度 2000m のシンプロン峠越をして、鐵道の運搬するものは年 1 000 臺に過ぎぬ事を考へる要がある。

交通に對する保安設備は通行が單線的なる爲、途中 1 臺の故障は全坑を閉塞すべき危險あるを以て、パンク事故の發生等少くとも停車を招來する如き原因に對しては入坑前嚴重なる検査を通過するを要し、且パンク發生に際しては之が現場は直ちに救急所に電送するを以て運轉者は車内に留まりたる儘 10 分以内に修理の完了を示し得る。

此の電送利用の信號設備の如きも本隧道計畫中の創味あるものと言ひ得る。

之が竣工に要する期日は約 12 箇月を出でざるべく當事國間の外交的交渉のみ纏まれば早速着手實現に至るものであつて之が完成は歐洲の南北兩半を繋ぐ興味ある單線自動車地下道の出現をもたらす事とならう。

(藤田龜太郎)

雜

(41) 相交る弓形の容積計算

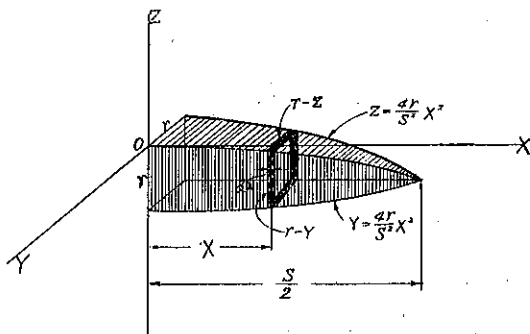
(Louis J. Sack, "Computing Volumes in Intersecting Arches." E. N. R. Oct. 8, 1936, p. 507.)

2つの弓形が直角に交る石造物の容積を計算するといふやうなことは、容積計算に於てあまり出てこないが、それはかなり面倒なことである。實際には、2つの円盤又は2つの拋物線體が直角に交つた場合の共通の容積を求めるといふことになる。

圖-39 は3つの直交座標軸 OX, OY, OZ にて示された2つの拋物線體の交差を表はすものである。ここで S を径間、r を2つの弓形の拱矢とすると、2つの弓形の方程式は夫々、 $Y = \frac{4r}{S^2} X^2$, $Z = \frac{4r}{S^2} X^2$ にて表はされる。

交叉して出來た共通部分の容積の微小容積を dv とすれば、次の如くなる。

圖-39.



$$dv = (r - Y)(r - Z)dX$$

$$= \left(r - \frac{4r}{S^2} X^2\right)^2 dX$$

$$= r^2 \left(1 - \frac{8}{S^2} X^2 + \frac{16}{S^4} X^4\right) dX$$

全容積 V は上式を $-\frac{S}{2}$ より $\frac{S}{2}$ まで積分すれば求めることが出来る。即ち

$$V = r^2 \int_{-\frac{S}{2}}^{\frac{S}{2}} \left(1 - \frac{8}{S^2} X^2 + \frac{16}{S^4} X^4\right) dX$$

$$= r^2 \left[X - \frac{2}{3S^2} X^3 + \frac{16}{5S^4} X^5 \right]_{-\frac{S}{2}}^{\frac{S}{2}}$$

$$= r^2 \left(S - \frac{2}{3} S + \frac{1}{5} S \right)$$

$$= \frac{8}{15} r^2 S \dots \dots \dots (1)$$

直交する 2 円橋の場合に於ける共通部分の容積計算は、容積を表はす式があまり簡単にはならないが、前と同様の方法により求めることが出来る。

今、 r 及 S を前と同様にきめ、 R を円拱の半径とすれば、この半径は径間 S と拱矢 r の函数として、次式の如く表はせる。

$$R = \frac{r}{2} + \frac{S^2}{8r}$$

次に、前述の如き座標軸で表はされたこの 2 つの弓形の方程式は次式にて與へられる。即ち

$$X^2 + Y^2 - 2RY = 0 \quad \text{又は} \quad Y = R - \sqrt{R^2 - X^2}$$

$$X^2 + Z^2 - 2RZ = 0 \quad \text{又は} \quad Z = R - \sqrt{R^2 - X^2}$$

微小容積を dv とすれば、

$$dv = (r - Y)(r - Z)dX$$

$$= (r - R + \sqrt{R^2 - X^2})^2 dX$$

$$= \{r^2 + 2R^2 - X^2 - 2rR - 2(R-r)\sqrt{R^2 - X^2}\} dX$$

依て、全容積を V とすれば

$$V = \int_{-\frac{S}{2}}^{\frac{S}{2}} \{r^2 + 2R^2 - X^2 - 2rR - 2(R-r)\sqrt{R^2 - X^2}\} dX$$

$$= \left[r^2 X + 2R^2 X - \frac{X^3}{3} - 2rRX - (R-r)X\sqrt{R^2 - X^2} \right. \\ \left. - R^2(R-r) \sin^{-1} \frac{X}{R} \right]_{-\frac{S}{2}}^{\frac{S}{2}}$$

$$= r^2 S + 2R^2 S - \frac{S^3}{12} - 2rRS - (R-r)S\sqrt{R^2 - \frac{S^2}{4}} \\ - 2R^2(R-r) \sin^{-1} \frac{S}{2R}$$

然るに $(R-r)S\sqrt{R^2 - \frac{S^2}{4}} = S(R-r)^2$

依て、 V の式は次の如くなる。即ち

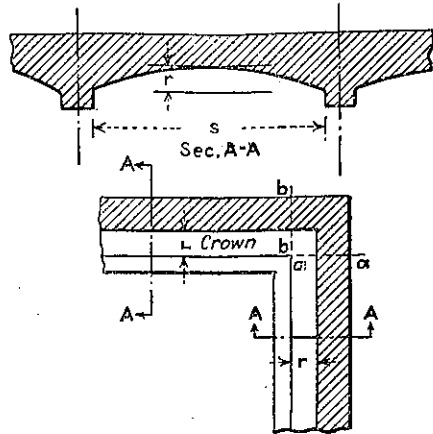
$$V = R^2 S - \frac{S^3}{12} - 2R^2(R-r) \sin^{-1} \frac{S}{2R} \dots (2)$$

拱矢と径間の種々なる比に對する、相交る円拱及拋物線拱の共通部分の容積の比較は表に示す如くである。この表に於ける數字係数は、容積を求むるために径間の 3 乗 (即ち S^3) に乗すべき數である。又この表は、円拱の場合の拋物線拱の場合に對する容積変化の割合は、拱矢と径間の比が 10% のときは 1.3% で、15% のときは 2.6% であるといふことをも表してゐる。

實際にある大多數の弓形は、この範圍内にあるから、拋物線体に對する比較的簡單な式で共通部分の容積を求むる方法は充分正確なものである。若し、より大なる精度を欲するなら、拱矢と径間の比によつて補正を行へばよい。

次に、圖-40 に示すやうな場合の容積計算にこの公式を用ひて例示しよう。この形状は地下道の構造によく用ひられる jack arch といふ形式である。

圖-40.



この容積計算は次の順序でなされる。

- (1) $a-a$ 線までの側壁の弓形の容積、
- (2) $b-b$ 線までの屋根の弓形の容積、
- (3) $a-a$ 線と $b-b$ 線との間を矩形と考へての容積を求め、この 3 つを加へ、これより、
- (4) 公式又は表から求めた共通部分の容積を減ずる。

$$V = \alpha S^3 \text{ に於ける } \alpha \text{ の値}$$

茲に V : 相交る弓形の共通部分の容積

S : 径間

表-11.

(拱矢) : (径間) %		10	15	20	25
α	円拱の場合	0.0054 0	0.0123 1	0.0222 5	0.0356 2
	拋物線拱の場合	0.0053 3	0.0120 0	0.0213 3	0.0333 3
$\frac{(\text{円拱}) - (\text{拋物線拱})}{(\text{拋物線拱})}$ %		1.31	2.63	4.45	6.87

(前島健雄)