

抄 録

第23巻第11號 昭和12年11月

土 木 一 般	頁
(158) 米國土木工学の發達	1269
応 用 力 学	
(159) ハンチに於ける剪断力影響線	1273
(160) 弾性体内のアンティ プレシ ュ ストレス	1277
土 質 工 学	
(161) 基礎の下の圧力	1277
コンクリート及鉄筋コンクリート	
(162) 新しいコンクリートの圧力	1280
(163) マスコングクリートの人工冷却	1282
(164) 径間 53m のコンクリート桁橋	1285
施 工	
(165) 型枠小桁の径間	1287
橋梁及構造物	
(166) 熔接持送の試験	1290
(167) 最近の平版橋	1292
(168) New England に於ける橋梁災害	1295
下 水 道	
(169) 鹽化第 2 鉄を使用する下水處理	1298
道 路	
(170) タールを使用せる粉末状土壤の安定法	1299
雜	
(171) 建設中のポートランド市大飛行場	1302
(172) 1937 年巴里萬國博覽會に於ける獨逸館の建築	1303

土 木 一 般

(158) 米國土木工学の發達

(“Advances in Selected Fields”)
(E. N. R. Feb. 4, 1937 p. 173-181)

土木工学各部門に於ける研究は 1936 年中目覺しい躍進を遂げ、特に設計並に基礎方面の研究に對する小型模型の有用性は世界の活躍と共に益々現實化された。土の安定、土堰堤築造の實際的大成功は土木工学の進歩に科學的研究の重要性を強調した。

材料(針金、軌條、衝擊) 材料研究中業績特に顯著なのは規格局(Bureau of standards)の長期研究に成る吊橋用ケーブルワイヤーに關するものである。Mount Hope 及 Ambassador 兩橋の熱處理線の不幸な經驗

はその粒組織及表面の不完全によるもので軽度の交番応力による疲勞破壊なる事が明にされた。常溫引伸線は纖維組織のため疲勞が少ない。Illino's 大学の H. F. Moore 教授は鐵道軌條の龜裂防止に貴重なる貢獻を續け軌條頭の打碎龜裂(Shatter crack)なる事を示した。熱的に處理(Thermally treated)せる試験軌條(徐々に冷却しても標準狀態でも)は何等内部龜裂を生じなかつた。之は冷却中の獨特の熱的處理に依るもので今後大に進歩の見込がある。Watertown 造兵廠の研究に依れば材料の衝擊試験に於て速度は吸收エネルギーに重大な關係あり、各材料は一定の適性速度(Optimum velocity)を有し、夫れ以上になると衝擊價値は急に低下する。

コンクリート……Portland cement Assoc. の高溫飽和蒸氣養生の研究ではコンクリートの強きは増すが鉄

筋コンクリートの附着力は減少する。別の試験ではコンクリート鋪装の水害除去に對するソディウム又はカルシウムの鹽化物の応用は有害なるを示した。Iowa State College の高降伏點鉄筋の附着抵抗實驗に依れば附着力はコンクリートの圧縮強さの増加に比例しない。

模型實驗…模型の效用は益々増大して Muskingum River の洪水調節計畫をも研究項目に加へ土堰堤の滲流を調べ基礎応力も光弾性学的模型試験によつて測定した。Bonneville 堰堤計畫に於ては溢水門其の他の構造物の設計に廣く模型實驗を行った、之等の研究の結果模型費用は 10 倍以上も節約出來た。

構造方面では Pennsylvania 大学の高層鉄骨構造の横荷重に關するもの Ohio 大学の耐風綫骨設計に關するものがある。アメリカ・アルミニウム會社は大型模型(原型以上の)により四角部隅縁部の応力集中状態の研究に成功した。

構造工学…構造部門に於ける實驗的研究は設計者のみならず製造工業者の認むる所となつた。Am. Inst. of Steel Constructions は桁樑鋼材の組立の實驗をなし特に屈曲断面の応力分布状態の發見に規格局と協力し、其れに依つて隅角部の腹の応力は直線分布とは大分距離があることが判明した。A. I. S. C. は Lehigh 大学と共同で鋼板の橋床の側を研究し buttledeck floor の合理的設計法を得た。鉄筋コンクリート部材の實驗は極めて多い。Portland Cement Assoc. は Illinois 大学の鉄筋コンクリート桁樑の實驗を援助し Lehigh 大学の 2 方向鉄筋コンクリート床版の實驗を支援した。Rail Steel Bar Assoc と Conc. Reinforcing Steel Inst. は Delaware 大学、Lehigh 大学と協調してコンクリート床版の鉄筋の機能の研究し特に高降伏點鋼及鉄筋の寸法、配置に就て研究した。寸法及配置は鉄筋の効力に餘り關係ないと發見は注目し値する。

土質力学…6 月 Harvard 大学に開かれた土質力学及基礎工学の第 1 回國際會議は本部門の活動を刺激した。道路築造土の安定は益々興味を呼び諸州道路部は路盤面の安定及土砂道の安定構造等に就き實驗的研究をなした。鹽化カルシウム、セメント、タル等の硬化劑を粘土、碎石、其の他の天然材料に試みた。斯く土の安定問題は土木工学に新分野を開いた。研究領域廣く有用なる實際的成功を期待出来る。

熔接…構造工学上重要な熔接研究は主としてアメリカ熔接學會の諸委員會と共同して行つて居る。熔接接合の疲勞抵抗問題は Illinois, Cornell, 兩大学の實

物大供試体による實驗開始で解決を見んとして居る。之に依れば全熔接は極めて經濟的で且構造上有利である。Illinois 大学は鉄骨構造を熔接によつて完全に連続的となす可能性を研究して極めて剛なる風構の得らるゝ事を示した。Columbia 大学は隅角熔接點の応力分布をベークライト模型にて光弾性学的に研究した。鋼材の火焰切断は Massachusetts 工科大学が高速度寫眞で研究し大に進歩した。

水工学の進歩 (E. W. Lane.) 此の數年間米國の水工学は實驗結果を大工事に利用する事に依り長足の進歩を遂げた。米國の水理学實驗室は僅々 10 年前迄は殆ど總てが學校に限られ純研究用のものは極めて少なかつた。過去 10 年間に大学のみならず、政府其の他諸團体の實驗室は著しく進み大資金が始めて此の仕事に注がれる様になつた。將來も更に亦發展するであらうが過去 10 年と同じ速度で近き將來も發展を続けるとは思はれない。事實 36 年の業績に見るも多少著しき發展は有つたが概して過去の研究に依つて作られた、Practice の完成に止つた。

模型實驗の勃興：堰堤の餘水吐其の他水工計畫に於て模型實驗が標準方法となつた。多く金屬性であるが極めて正確なる模型の使用(大工事に)が經驗上必要とされたので其の構造の改良が着々行はれた。又透明可塑性材料で不規則形を作る技術が進んだ結果模型内部の作用の觀察が可能となり例へば Fort Peck 門塔の水流の如き複雑な現象の理解を益々容易にした。透明模型は吸氣管の研究に大に役立ち Bonneville, Grand Coulee 等の工事に水車の代りに模型タービンと連結して試験した、之に依ればタービンを利用しない時よりも一層信頼す可き結果が得られると信ぜられる。

潮、沈泥の研究：昨年米國水路試験所 (Vicksburg) Massachusetts 工科大学で潮の模型實驗をした、最近の靜電氣工学の發達を利用する 1 例を挙げれば精巧なる靜電氣的裝置其の他により模型の潮流を調整して正確なる天然潮流を再現させる事が出来る。Vicksburg では比較的弱い模型潮流で河(海)床運動を再現せしむる材料を研究す可く各種比重の材料に就き精巧なる引張試験をなしたが之より可動河(海)床の模型實驗をなすに有用なる基礎資料を得た。Soil Conservation Service では浮動荷重 (Suspended load) 河(海)床荷重 (bed load) 等の方面で期待する可き研究を開始した。渦流と沈泥迎搬との基礎的研究は加州工科大学が S. C. S. と協力研究中である。やがて此の現象を解明し

極めて主要なものとならう。

給水管及管網系：水工学の進歩は目覚ましいとは云へぬが福利増進の爲に幾多の応用を試み前途有望で規格局及 Wisconsin 大学は給水管の水理を研究して居る。昨年最も素晴らしかつたのは水工学の最も古い問題の 1 つ、即ち管網系中の流れの解決である。従来満足な解答の得られなかつたもので之は秀れたる構造工学者 Hardy Cross 氏に負ふ所である。彼の解法は彼が框構の解析に用ひて成功した近似法の応用であつて此の解析法の普通性を示すものである。

高堰堤の設計理論は第 2 回大堰堤會議で適宜に集約された。石堰の研究は 10 年間に亙り熱心に続けられたが其の後より大なる堰堤が現はれないので今後此の方面の進歩は近い將來さして著しくはあるまい。土堰堤の研究は未だ頂點とは云へず今後數年間此の方面は著しく活動をなすであらう。

水理学の進歩：先年は水理学は著しく進んだ。地質調査部 (U. S. Geological Survey) 及資源局水利計畫委員會 (Waterplanning Committee of National Resources) の共同出版“米國に於ける洪水”(Floods in the United States) は米國の洪水量に關する膨大な資料を與へた。其の別刷“米國に於ける雨量及流出量”(Rainfall & Run off in the United States) は近年に於ける水理学への大貢獻である。東北諸州の去る 3 月の大洪水は洪水量の知識を深め洪水調節計畫に活氣を與へた。旱魃及土壤保護の興味は転じて一齊に給水、流量等の別の方面に集まつた。之等 2 例の有する價值は莫大で廣汎なる研究に値するものである。

都市工学 (W. W. Horner.) 1936 年中都市の公共事業は活況を呈したが、之は主として都市の財政的地位の改善に依るものである。而し公共事業として承認された計畫は相次ぐ直接救済費用の重圧の爲に阻害された。大都市に於て特に然りだ。

舗装工学……此の年の舗装計畫は多くは救済労働者を使用しての再塗装で着手せる道路工事の多くは活潑なる州道工事の餘澤に過ぎなかつた。技術的進歩も見可きものなく最高標準はむしろ弛緩を思はせる。尤も之は救済事業に關しては豫期せらるゝ所である。瀝青舗装の實際は滑り止め式 (Non-skid type) にせんとする都市が多い。之等は舊標準型式のアスファルト混合物に瀝青舗面をする處理法を含むもので之は年々の維持費を増大せしむるにも拘らず用ひられてる様だ。併

し乍ら之等は適當なる保護被覆なき粗混合物 (Open mixture) を布くのであるから將來困難な問題が起るのは豫想される所である。

給水及衛生施設……給水及衛生施設部門では過去 8 年間に亙る Public Work Administration の教育的事業が最も印象的なものである。小都市は衛生工学とは何か、又給水及水質の點で高標準の望ましき事を教へられた。下水處理方面では例へば小處分場設計の優秀になつて來た事等進歩の 1 例である。處分法の機械裝置使用も益々多くなつた、小型裝置は撒水濾床の Practice を更に改良するに有望で特に曝氣とか一部沈澱済みの濾過水の再循環等と關聯して濾過速度の向上に有望である。諸州衛生當局が操作及管理の改良に努力して居るのは興味深い。Middle West 地方では 1936 年旱魃の襲來に依り之に備へて給水を完全に再貯水しなければならぬと確信するに至つた。中都市は水源を地下水に求めずに滅多にない洪水を的確に捕へて貯水し地表給水に変更す可き必要に迫られて居る。而しかゝる提案は都市の事業としては實際的で無い場合の方が多く都市は一般に州及聯邦當局に對し水の保存の爲に河流状態の改良を求めて居る。旱魃は小河に放流される汚水處理を完全にすべしとの要求を支持するに役立つた。空氣淨化 (Air Conditioning) の爲に地下水の使用量が増し上下水方面に憂慮されて居る。空氣淨化の爲多量の水が循環しそれが汚水渠に放流されて下水の量及質を全く変化せしめて居ると云ふ報が多數あつた。Middle West の或る地方では空氣淨化裝置の冷却の爲に地下水を引き爲に給水を著しく減ぜしめて居る。厨芥及腐物處理方面では厨芥を掘りつゞして下かに放流する可能性に興味を集めて居る。

交通問題……交通計畫に就ては現状は極めて緊迫せるもので直通路を使用する車輛は絶えず増加し直通路は常に飽和點迄使はれて居るとの言葉は幾度も立證せられて居る。都市は 1920-1930 の 10 年間に多數直通路を設けた經驗を有する。而も昨年之の狀態は交通の便利の爲にはかゝる方法では果しが無いとの信念が強められた。直通路問題の解決として専用道 (free way) 又は急行道路の築造が大に興味を持たれて居る。此の氣運はやがて雜沓地に通ずる收容力の大きな交通路には便利のよい終點を作らなければならぬと考へて居る人々に新しい懸念を生ましめるに至つた。

橋梁工学 (Shortridge Hardesty) 1936 年は 2 巨大橋梁其他數個の橋梁の完成あり又科学的な設計上の

進歩もあつて橋梁技術者としては注目す可き年であつた。更に注目す可きは國費に依る平面交叉撤廢計畫の結果橋梁の年費用が空前の膨脹をなした事である。

昨年開通せる最大橋梁の一つは \$ 78 000 000 の San Francisco Bay Bridge である。主要特徴は 2 310 ft 径間 2 連の吊橋で不平衡活荷重に對して設計せる中央碇着の橋である。1 400 ft の突桁径間は East Bay を横切る。第 2 は \$ 60 000 000 を投じて完成せる New York 市 Triborough Bridge で Manhattan, Queens, 及 Bronx の 3 區 (Borough) を結ぶ特徴は 1 380 ft の吊径間, 310 ft の昇開径間と Randall's Island に於ける斜道組織で 6 主要交通流を同一平面で交又させない様にしてある。橋の 3 終端に適當な取附道路を作るのに苦心を拂つた。昇開径間は battledeck floor で 5/8 in シリコン鋼板上にアスファルト板を張つた。重量 2 100 t 橋塔操作 (tower drive) 式で兩塔に操作装置を有し同週期電動機により調子を合せる。同年は又 Golden Gate Bridge の架設がある、世界最長の径間 4 200 ft, 1937 年開通の豫定、Pittsburgh 近く Mononguhela River 上の Homestead Bridge は目下 Allegheny County 當局の手で架設中で最初の Wichert truss 式橋梁である。橋脚上に 4 邊形の格間がピン結合されて居るのが特徴で I 型鋼の格子に軽コンクリートをつめた厚さ 3 1/2 in の床を有す。New York 市 Henry Hudson Parkway は 1936 年 12 月開通 800 ft 無絞拱で米國最長無絞拱である。肋はシリコン鋼、厚さ 12 1/2 ft, 目下 New York 市に架設中の Marine Parkway Bridge は 540 ft の昇開径間及同長の 2 固定側径間とより成る。3 径間共網目狀の鉄格子の床を有す。昇開径間及兩側の普通径間の目方の軽減に役立つた。Marine Parkway Bridge に於ても Triborough 昇開橋でも釣合及塔の建築的取扱に特別の注意を拂つた。外觀及美的價値に留意する事は米國橋梁の實際に於ける重要な傾向である。Nebraska のコンクリート框構橋は主径間 109 ft, 突桁部側径間 26.5 ft ある。一方函型又は中空部材から成るコンクリート橋が Washington 州に作られてゐる。其の 1 は連続桁橋で 190 ft 1 径間と他は 175 ft の框構である。又同州には 170 ft コンクリート框構が作られた。此の國で径間長の新記録と云はれる。径間長 54 ft 單跳桁 (Single leaf) の熔接跳開橋が Florida East Coast Railway に出来た。Los Angeles には洪水調節計畫の爲 95 ft 径間の Vierendeel truss が若干出来た。第 2 回國際橋梁及

構造工學會に提出された論文中歐洲の實際に關する傾向が述べられてゐるが連続梁 Vierendeel truss 及熔接橋梁が目立つて來た。昨年中設計上の最も貴重なる貢獻と云ふ可きは 8 月の Pittsburgh に於ける A. S. C. E. 構造部會に鋼及輕合金の應用に關する論説の目立つた事である。論文は諸材料の應用を悉く含み、其の利點を擧ぐるばかりで無く其の限度をも指摘したのは大切な點である。

土質力学 (A. Cassgrande.) 新興土質力学は大發展をなしたが特に注目す可きは實際上の應用である。洪水調節計畫其の他特に堰堤の設計築造等は大實驗室の設立を促し研究は強化された。去る 6 月の第 1 回國際土質力学及基礎工學會議は之を反映し新學及其の應用に關して全世界の注目する處となり従來利用されなかつた重要報告を會報 3 卷に収録した。本會議は又諸學會活動の機縁となり就中 A. S. C. E. 内には土質力学及基礎工學部が出来るに至つた。本年の評論第 1 番は Terzaghi 教授の著書を擧げねばならぬ。本年に於ける最重要、最刺激的なものである、新著 "Theorie der Setzung von Tonschichten" (粘土層の沈下) は Froehlich 博士との共著で粘土層凝固に含蓄ある力學的處理を與へた。粘土其の他コンクリートの如き浸透性低きものゝ静水力學的揚圧力の問題に就ては Terzaghi 教授の新報告により光明を投ぜられた。

土堰堤の安定: Terzaghi 教授は土質力学會議に於て幾多貢獻をなしたが其の中で滑動の解析に關する我々の理論的武器に改良を施した。Glennon Gillon 教授は土堰堤安定の新處理法を發見し 9 月 Washington に開かれた第 2 回大堰堤會議の會報に載せた。粘土地盤上の築堤の安定に就ては陸軍の實驗室で極めて巧妙な理論的實驗的處理法を發見したが特に Muskingum 洪水調節の Zanesville 實驗室で誘導した所のゼラチン模型を用ふる光彈性學的處理法は效果的刺激的である。筆者は土粒子微細、且粘着力なき場合の築堤の安定を理論的實驗的に研究したが臨界空隙率 (Critical porosity) なる新概念を用ひれば本問題の理論的近似解が得られる。而し實際の應用には研究の餘地がある。本研究に關聯して模型試験をなしたが臨界空隙率以上にある飽和砂床は安定に缺くる事を證明した。

粘土層上の建築物の沈下: 實驗室内で測定した土壤標本の凝固特性と構造物の實際沈下との關係の解析が非常に進歩した。之に關して "豫備床固荷重 (Preconsolidation load) に注目する必要が益々明にされ其の

測定法も質的に改良された。此の仕事は結局標本採取作業による標本の破損度の検査と部分的にでも試験結果の判断に當り其れを補正する方法と云ふ事に歸する。Harvard 大学の P. C. Rutledge は最近ボーリング採集せる小標本の Atterberg limit 及天然含水量測定による粘土圧縮率の測定法を誘導した。之も天然粘土層の圧縮率の変差を説明するに役立つ。

土質の改善： 昨年中技術的目的の爲に土質を改善す可く土の新らしい處理法が發見された。土質力学會議の會報及 9 月の Highway Research Board に提出された論文中に詳論されて居るが土工基礎及道路工学に於て物理的、化学的電氣的方法に依る土の處理法は大に刷新されるのである。

規格化問題： 土質力学に於て規格化と云ふ事が世界的に要望されて來た斯学文獻の用語は意義が區々で重要術語の統一は極めて難しく且なさねばならぬ事であるが斯学に用ひらるゝ數学的記號の統一は極めて困難なものとならうし又土質試験の規格化も小試験を除き著者の意見としては尙早である。

材料の進歩 (H. L. Whittemore) 一般的傾向としては早晩設計上の材料使用量を減少するの必要に當面し従つて技術的熟練が促され材料の性質に關する信頼す可き資料が必要になるであらう。製造業者は年と共に此の事實を認めて化学的組織製造法、熱處理、顯微鏡的組織、比重、彈性係數、強さ、延性疲勞抵抗、衝撃、腐蝕等に關する必要知識の供給に力めて居る。特殊材料に就て考へると木材は 36 年中其の技術界に於ける地位を漸次改善して來た。例へば合せ板 (plywood) の如きは飛躍的に發展した。高度の防水性あるフェノールと樹脂とで作つた膠の進歩は其の使用價值を高め、戸外工事に廣く用ひられやがて建築家も住宅に應用し始めた、Northwest 地方の或會社では膠着けた plywood の壁板を使つて成功して居り或鉄骨住宅の會社は其の住宅の壁を plywood で作つて居る。plywood は亦客車、貨車、郵便車等の床及隔壁に使はれて居る。薄板を膠着した木拵が 36 年中數ヶの建物に用ひられた木材の接合に合釘接合も起つて來た。

Low-alloy steel: Low alloy の新特許合金鋼が出現した。有用なるも約 15 種あるが大體 2 種に分たれる。即ちクロム鋼及ニッケル鋼である。破壊強さに對する降伏點の高いのが特徴である。之によれば輕構造が出来るから高價な stainless steel や Al-alloy と競走にならう。後者はバケットやドラッグラインのブー

ムに需要が増して居る。ニッケル鍍金鋼も新用途が開けた。鋼の熔接もよくなつた。シリコンブロンズは強度高く製造容易、腐蝕、抵抗大で價格も低廉で重非鉄合金界では眞に重要地位と目されて居る高強度、腐蝕抵抗大なる非鉄材料の求められて居る方面への特殊應用上鋼ベリリウム合金の有利なる事は確認されて居る。電氣鍍金による防護膜の應用は長足の進歩を遂げつゝあり電解鍍金による錫板及亜鉛鍍金せる針金が市場に出て居る。亜鉛を電解鍍金せる鋼板の實驗結果に依れば製品はやがて市場に出る見込がある。薄肉の継目なし引抜銅管は給水管及工業用管として使用が増加しつゝある。最近熔接用填材の改良が進み熔接金屬の延性は皮膜を厚くした電極棒を用ふる事に依り増大したのみでなく、現在の填材は物理的性質の異なる母材とも同様以上に熔接出来る。昨年中研究の結果 Portland cement の組織製法の調製方法、コンクリートとしてのセメントの使ひ方等の知識を廣めた。新しい考へ方に依ればデフサム以外少量の混和物を加へてもよい。古い解釋は改良を防げぬ迄も煩雜であると考へる人々により企てられた変改である。海水其の他の腐蝕防護にシリカの多いセメント使用が増した。一般は絶縁と云ふ事に關心を高め各工業會社は其の廢物から熱絶縁物を作る事に注目して居る。市場價值ある防音材は極めて良いものがある。只有效經濟的に防音設備をするのが家屋設計上困難である。

可塑性物質は未だ構造物には利用されていないが合成樹脂で膠着した紙の薄板を家内装具に利用する事が急に起つて來た。此の要求に合す可く新會社も 2, 3 出來た。

他に興味あるのは Thermoplastic の合成樹脂で普通ガラスの様な外觀で目方は半分位、打碎に對する抵抗が強い。又中位の熱で曲つたものに作り得る。

(小俣弘通)

応用力学

(159) ハンチに於ける剪断力影響線

(Ulrich Fischer "Einflußlinien der ideellen Querkräfte in Balkenschrägen." Beton u. Eisen, 5. April 1937 S. 120~123.)

ドイツの鉄筋コンクリート規定 (DIN 1045) の § 20 に桁の断面変化による剪断力力の減少は注意さるべきであるとの規定があり、又 DIN 1075 にて巨大なる橋梁に對して再び與へられて居るが之は Mörsch の著

Der Eisenbetonbau 6 Aufl. I. Bd. 2 Hälfte の 18 頁に次の如く與へらる。

$$b\tau_0 = \frac{Q - \frac{M}{h} \tan \alpha}{z} \dots \dots \dots (1)$$

此の式は四つのハンチの型から導かれて居るが M の影響が常に $b\tau_0$ を軽減する様に働いて居る (Mörsch Abb. 381~384)。

剪断力に對する都合の悪い荷重状態が M に對するそれと同時に起らぬ爲に (1) 式を用ふるには Q 及其に應ずる M を求むる必要がある。これは建築構造に對して面倒なので Mörsch は死荷重曲げモーメント M_0 又は $(M_0 + 1/2 M_D)$ で代へることを提議して居るが之は橋梁特にゲルバー桁に於ては稍不正確である。著者は既に (B. u. E. 1936. S. 118) に於て Q と M の兩者の影響を組合せた影響線を計算し図に示すことを提議した。従來橋梁にても M を死荷重 M_0 で満足して居たがこれは必ずしも都合のよい値ではなく時には實際の事情を考へた場合都合の悪い値を與へる。

圖 1.

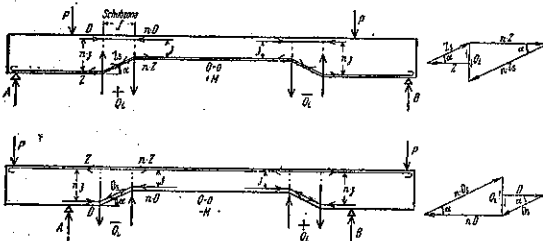


圖-1 にて合成剪断力の形成を明にせん。自由支持の桁で二つの對稱集中荷重を有し中央部は同一断面を有し剪断力はなく曲げモーメントは一定である。この範圍内に圖に示した如きハンチが有るので第 1 に張力 Z の方向転換、第 2 に有效高 z の減少による内部張力、圧力及剪断力の増大を考へねばならぬ。有效高 z がハンチの前後にて $1:n$ となるから張力及圧力も $1:n$ とならねばならぬ。係數 n を圖の記號で示すと $n = (1 + \frac{f}{z} \tan \alpha)$ となる。又抗張鉄筋の下の角にて垂直分力がはいつて來て張力は $Z_s = Z/\cos \alpha$ となり上端にては $nZ_s = nZ/\cos \alpha$ となる。剪断力の差は剪断力帯にて鉄筋又は圧力線とられる。圖の符號はドイツ式に示さる。

圖-1 の下の圖は $Q=0$ にて負の曲げモーメントを有する反對の場合を示す。ハンチは對稱的片持梁を有する桁の無載荷の領域にある。同剪断力は上の圖と反對の

符號を有す。

拱盤に於けるが如くこの内剪断力の爲に生じた剪断応力に外剪断力より生じた剪断応力が加はると剪断応力は時には増加し、時には減少する。第 (1) 式を次の如くかく

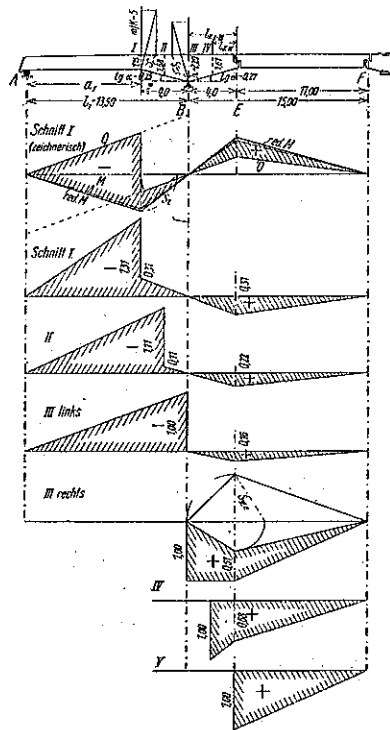
$$l\tau_0 z = Q - \frac{M}{h} \tan \alpha = Q_i \dots \dots \dots (2)$$

$M/h \tan \alpha$ の項は前述の説明に従ひハンチの影響を示す。 $dMx/dx = Q_x$ では内剪断力の影響を説明しない。著者は $Q - M/h \tan \alpha$ をハンチの影響を簡單に外剪断力と同じ働きに変へることが出来るから假想剪断力と名づく。其の結果直に實際の τ_0 を見出すことが出来る。

$$\tau_0 = \frac{Q_i}{b_l z} \dots \dots \dots (3)$$

この假想剪断力に對して影響線を作る。即ち或る一断面に對して Q の影響線に $\tan \alpha/h$ 倍した M の影響線を重ねる。其の他に M 及 Q の極限值に對しても之等の二つの影響線を作らねばならぬ、之は最も簡單に変化を知らぬ爲である。前述の方法を次の例により説明する。

圖-2. ゲルバー桁に於ける Q_i の影響線



1. ゲルバー桁 図式及計算による兩方法を断面 I にて示す。先づ Q と M の影響線を畫く、I 断面では

$$M_I \frac{\tan \alpha}{h} = 2.82 \frac{0.25}{1.16} = 0.610$$

従つて I に於ける影響線の縦距は

$$Q_i = -\frac{9.50}{13.50} - 0.61 = -1.31$$

故に重い車輪は Q より 87% 多い爲断力の働をなし傾斜が 1:3 の時は縦距は -1.51 となり 115% 多くなる。この断面の縦距は一般に

$$\left. \begin{aligned} -\gamma_{Qi} &= \frac{a}{l} + \frac{a(l-a)}{l} \frac{\tan \alpha}{h} \\ -\gamma_{Qi} &= \frac{a}{l} \left(1 + \frac{(l-a)}{h} \tan \alpha \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots (4)$$

左側にては

$$+\gamma_{Qi} = \frac{(l-a)}{l} \left(1 + \frac{a}{h} \tan \alpha \right) \dots \dots (4a)$$

AB 間の断面にては片持梁の端の縦距は

$$\gamma_{Qi} = -\frac{l_k}{l_1} + \frac{l_k a}{l_1 h} \tan \alpha = -\frac{l_k}{l_1} \left(1 - \frac{a}{h} \tan \alpha \right) \dots \dots (5)$$

總ての點の縦距は図から求まる。

図式解法にて注意すべきことは M と Q に対する影響線が異なる大きさを有することである即ち

M 線の大きき 1 cm = m m

Q 線の大きき 1 cm = k

Q_i に対して Q と同じ縮尺をとるから M の係數 tan α / h は tan α / h m / k となる。

図-3 で AB はハンナの途中の 1 垂直断面、AD は傾斜面の切線への垂線で引張鉄筋と E 點で交る。BE = e とすると tan α = l/h, AB 上に図と同じ縮尺で AC = m/k を取り C を通つて水平線を引き AE と D で交らしむると CD = (l/k)(m/k) となり D より BE に垂線を引き AF = S とすると角 BAE の正切は

$$\tan \varepsilon = \frac{l}{h^2} \frac{m}{k} = \frac{\tan \alpha}{h} \frac{m}{k} \dots \dots (6)$$

かくして出た S に平行線を引けば任意の多くの縦距例へば曲線の場合も簡単に望み通りの大ききで Q_i になほすことが出来る。切線の方を見出すには曲線を拋物

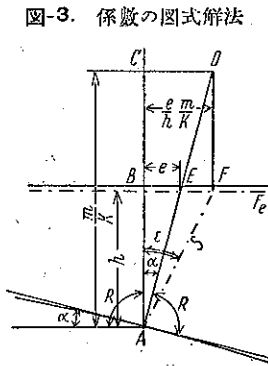


図-3. 係數の圖式解法

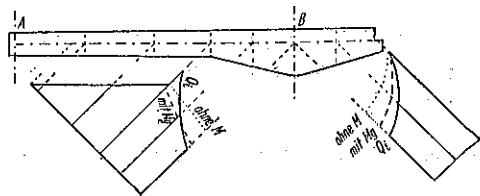
線として取扱ふと其の切線は頂點即ち切點に於ける切線上にて求むべき點の横距の半分の距離の點を通る線を引けば求まる。

前述の例では m = 1 m, k = 0.2, m/k = 5 m 作図は図-2 に示さる。(4), (5) 式からも計算出来る。片持梁の途中では

$$+\gamma_{Qi} = 1 - \frac{l_k}{h} \tan \alpha \dots \dots (7)$$

従來の計算方法と比較する爲、1 等橋にて剪断力線の値を求め結果を對照すると図-4 に示さる。桁はかなり大きな死荷重を有するので新方法の影響が餘り強くないが断面 I にて Q_i と Q との差は

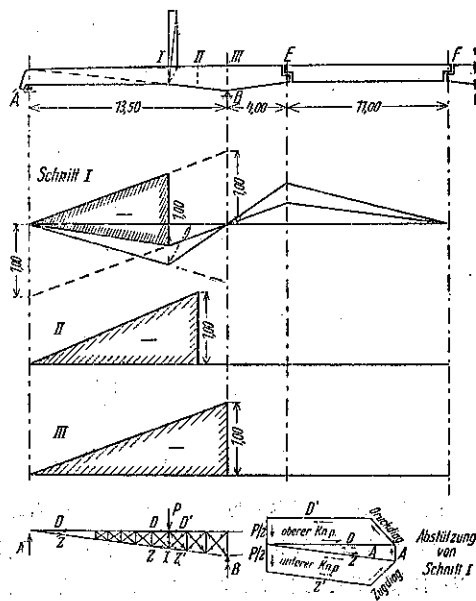
圖-4. 剪断力圖



最も重い車輪のみに對して	87%
全活荷重に對して	48%
(死荷重+活荷重)に對して	23%

尚 Q_i 線によると片持梁及吊梁の荷重は全てのハンナの断面に對して左側の荷重と反對の作用をなす様に

圖-5.



なる。此は M の都合良い影響が餘分に加はつた剪断力の影響より強い爲である。このことは最大縦距が非常に大きくなることに對して強い調整作用をなす。

(2) 影響線 Q_i に對して注意すべき極限の場合 傾斜線(圧力線)の延長が支點 A で上側の鉄筋と交はる。其の場合断面の左側の荷重の影響は全て零となり其の断面の縦距は 1 となる。このことは (4) 及 (5) 式から解る。

$$\tan \alpha = h/a \quad (4) \text{ 式に代入して}$$

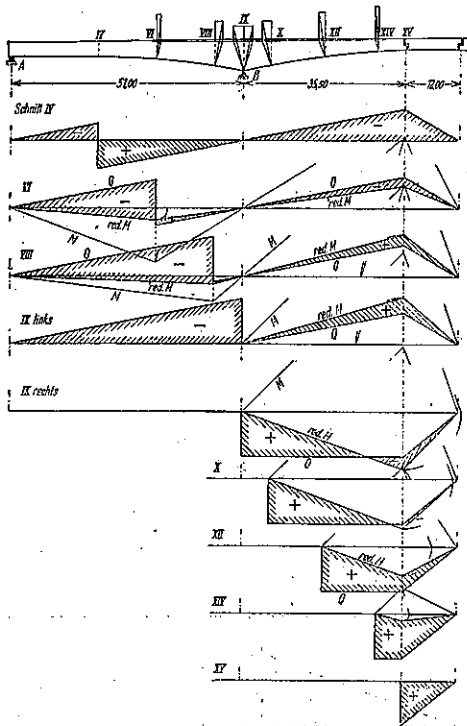
$$-\gamma Q_i = \frac{a}{l} \left(1 + \frac{(l-a)h}{h a} \right) = \frac{a}{l} + \frac{l-a}{l} = 1$$

(5) 式に代入して

$$\gamma Q_i = -\frac{l \cdot a}{l} \left(1 - \frac{a}{h} \frac{h}{a} \right) = 0$$

内力の変化を十字に交つた斜材を有するトラスと考へるとこの結果は図-5 から判る。 P より左の斜材は全て応力は働かぬ。

図-6. 下側が曲線なる桁に於ける Q_i の影響線



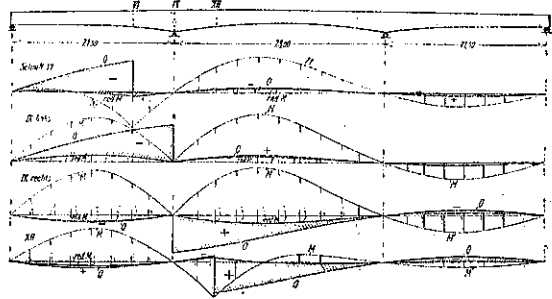
(3) 図-6 に前述の基本法則を大きなゲルバー桁に適用せる場合を示す。斯様に大きな桁が専門的に架け得るや否やは未だ論ぜられて居らぬが小さい構造物では

從屬的な重要視されぬ影響即ちコンクリートの張力(龜裂の形成)等を残らず研究する必要がある。

一般に全ての影響線は正のモーメントはハンチに都合悪い作用をなす。以前又現在でも時々建築学的基礎から自由端に垂直の傾斜を附することが行はれて居るが之は力学的には都合悪いもので排斥すべきである。 M の影響はすぐになくなるものであるから橋脚の直ぐ近くの断面を高めることが有効なのである。

(4) 最近の例として下縁が僅かに曲線を有する 3 径間の連続桁を選ぶ(図-7)。此の場合でも影響線には重要な変化が起きて居る。各断面の Q 線を引きこの曲線を前に畫いた M 線の上に疊くのには Q 線を適當な代りの曲線で疊くか又は透明紙の上にかいて各断面に移動してやることが出来る。

図-7. 下縁が曲線なる径間連続桁



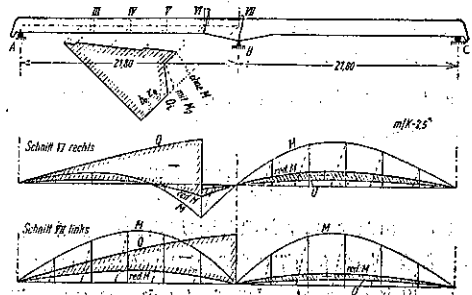
(5) 直線傾斜 1:5 を有する 2 径間連続桁に就て VI 断面にては

$$\tan \epsilon = \frac{\tan \alpha m}{h k} = \frac{0.20 \cdot 0.5}{1.48 \cdot 0.2} = 0.337$$

Q_i 線と Q 線とは非常に異なるが加はるのと減ずるのがなく一致するので剪断力図には大した違ひはない。

之等の例より結論として Q_i 線は橋脚の近くで片持梁等の剪断力を非常に弱める。ハンチの端特にゲルバー桁

図-8. 2 径間連続桁



の外の径間にては大いに剪断力を大にする。と云ふことが出来る。荷支點に生じた垂直方向の応力 σ_y は支點の直ぐ傍の點の剪断力の働きを弱める。(篠崎偉一)

土 質 工 学

(161) 基礎の下の圧力

(160) 弾性体内のアンティ プレーン ストレス

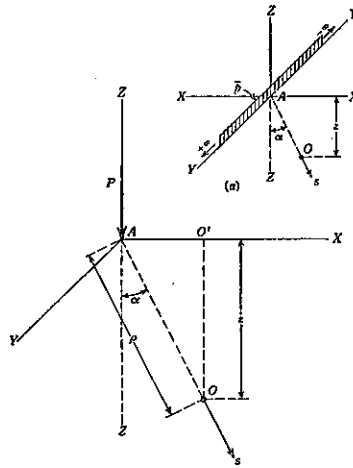
(L. N. G. Filon "On Antiplane Stress in an Elastic Solid" Proc. Roy. Soc. London Vol. 160, May 1937.)

比較的専門的過ぎる問題かも知れないが、劃期的な大論文であると思ふから紹介する。アンティ プレーン ストレスと言ふのは今度初めて Filon に依つて指摘されたもので、次の如きものである。即ちプレーン ストレスと言はれるものは $\widehat{xz}=0, \widehat{yz}=0, \widehat{zz}=0$ と言ふやうな條件を満足するものであつて、応力がある面内にある如きを言ふのであるが、之に反してアンティ プレーン ストレスとはその名の示す如く、プレーン ストレスと反対即ち $\widehat{xx}=0, \widehat{xy}=0, \widehat{yy}=0$ の如きもので、プレーン ストレスのときに 0 であつた応力が 0 でなく、0 でなかつた応力が 0 になる如きものである。甚だこれは人工的な感じがするであらうが、非常に大きな分野に於ける応力状態を表はしてゐるのである。Filon はこの状態の応力を弾性論の基本式から一般に研究した結果、單純引張り、捩り、撓の問題が、この応力状態から導かれる事を示し、之等の諸問題に一つの統一を與へ、且つその上、もう一つの新しい種類の問題に對して、この応力状態に關する解が有效である事を示した。それは、柱の外壁又は中に穴があいてゐれば内壁にでも、いづれにせよその柱の軸の方向に向ふ剪断応力を加へた場合にその柱の中に生ずる応力を求める問題であつて、この一つの特珠のものについては、曾つて Filon 自身が他の方法で取扱つてゐるものである。そして一般の断面のものについては、ある種の Green 函數を見出すことに依つて、之を解く事が出来ることを示してゐる。之を要するにこのアンティ プレーン ストレスの研究は何等全く新しい問題に付いて、又は古い問題について、今まで得た解法より、一層容易な解法を與へるものではないが、引張り、捩り、撓及上述の柱の問題が、その底に有する聯關を指摘して統一を與へ、且つこれが打つて一丸となつて、プレーン ストレスの問題と對應するものであると云ふ事を明確にされた事は甚だ興味深い所であり劃期的である所似である。(最上武雄)

(D. P. Krynine "Pressures beneath a spread foundation" Proceedings of A. S. C. E., April 1937 p. 669-691.)

この論文に於て著者は基礎の下部に於ける圧力及剛い基礎の反力分布に關して述べてゐる。特に最初の部分は、Boussinesq の導いた式を一般の土壤に使用し得る如く擴張した基本式 (by John H. Griffith "Pressures under Substructures", Engineering and Contracting, March, 1929, p.p. 113-119) に依つて、図式解法に依つて、簡易に構造物の下の圧力を算定する方法を案出した。著者は緒言に於て、土壤中の応力算定は、その性質上正確計算出来るものでないから、此處に提案する図式解法で充分役に立つと云つてゐる。

図-9.



(I) 図式解法 応力分布式: 図-9 に示す如く無限に擴がつてゐる物体の水平面上の A 點に垂直荷重 P が作用した場合、内部の點 O の応力は次の式で表される。

$$S = \frac{nP}{2\pi\rho^2} \cos^{n-2}\alpha \dots\dots\dots(1)$$

この式に於て "n" は "集中係數" と呼ばれ、粘土の場合には 3, 粗い砂の場合には 6 又は 7 である。物体が若しフツクの法則に従ひ、一樣で、非圧縮性であれば $n=3$ であり、この場合は Boussinesq の導いた式と一致する。

荷重が等布荷重の場合、今 Y 軸に沿つて單位長につ

き \bar{p} の荷重がある場合に O 点の応力は次の如くである。

$$S = \frac{n_1 \bar{p}}{\pi \rho} \cos^{n-2} \alpha \dots\dots\dots (2)$$

この式に於て “ n ” は前述通り、 $n_1=f(n)$ であつて “平面集中係数” と呼び、その値は表-1 に示すが如くである。 $n=3$ の場合は $n_1=2$ となる。

表-1.

-VALUES OF CONCENTRATION FACTORS

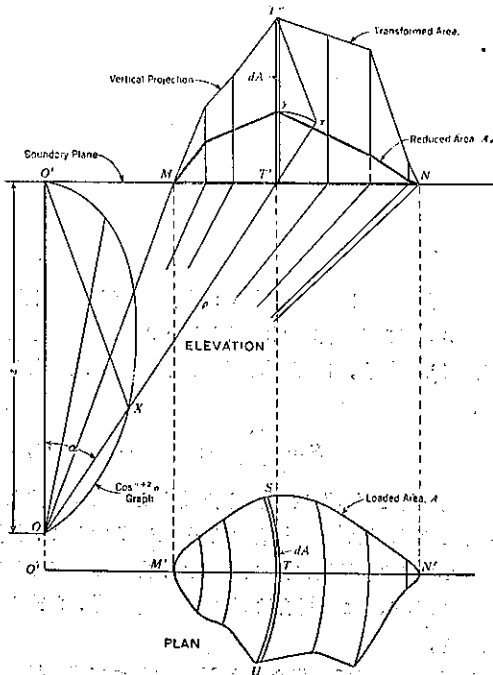
Value of the concentration factor, n	$\frac{n}{2\pi}$	Corresponding value of the plane concentration factor, n_1	$\frac{n_1}{\pi}$	Value of the concentration factor, n	$\frac{n}{2\pi}$	Corresponding value of the plane concentration factor, n_1	$\frac{n_1}{\pi}$
3	0.477	2.00	0.637	6	0.955	2.05	0.640
4	0.637	2.36	0.751	7	1.114	2.20	0.649
5	0.796	2.67	0.850	8	1.27	2.44	0.658

図式解法： 今基礎の下の一地点に於ける垂直圧度を求める解法を示す。垂直圧度は $p_z = S \cos^2 \alpha$ なる関係がある。故に (1) 式は

$$p_z = \frac{nP}{2\pi \rho^2} \cos^n \alpha \dots\dots\dots (3)$$

この式から考へて、O 点の水平投影點 O' を中心として書いた円弧上の荷重の影響は、円弧上の點である限り、その O 点の p_z に及ぼす影響は同一である。故に図-10 に於て平面図 A なる面積に等布荷重ある場合、深さ z なる O 點に於ける p_z を算出するに當り、O' を中心として A を適當の同心円で分割し、正面図に縦に各弧の長さをもつて MT'N の如き曲線を畫く、この

図-10.



包む面積は A に等しく今求めたいものは $\sum dA \cos^{n+2} \alpha$ である。何となれば (3) に依り

$$dp_z = \frac{n[p dA]}{2\pi \rho^2} \cos^n \alpha$$

$$\therefore p_z = \sum \frac{n[p dA]}{2\pi \rho^2} \cos^n \alpha = \frac{pn}{2\pi} \frac{1}{z^2} \sum dA \cos^{n+2} \alpha$$

この爲に OO' を單位長として $\cos^{n+2} \alpha$ のグラフを畫き、T' の修正高 T' を求める爲に、OT' を引き $\cos^{n+2} \alpha$ 曲線との交點を X とし、XO' を結び、T'x//O'X に T'y を引き OT' の延長との交點を y とし、T'y = T'x にとつて y 點を定め MyN 曲線を得る。この包む面積を A_r とすれば、之は $\sum dA \cos^{n+2} \alpha$ に等しい。故に次式で容易に p_z を求め得る。

$$p_z = p \frac{n}{2\pi} \frac{A_r}{z^2} \dots\dots\dots (4)$$

次に O 點が載荷面積の下にある場合は、O' を中心としてその面積に内接する最大の円を畫き、図-11 の如くに同半径の円弧の長さを正面図にとつて前と同様に取扱ふ。

又荷重が一様でない場合は図-12 の如く各円弧で平均

図-11.

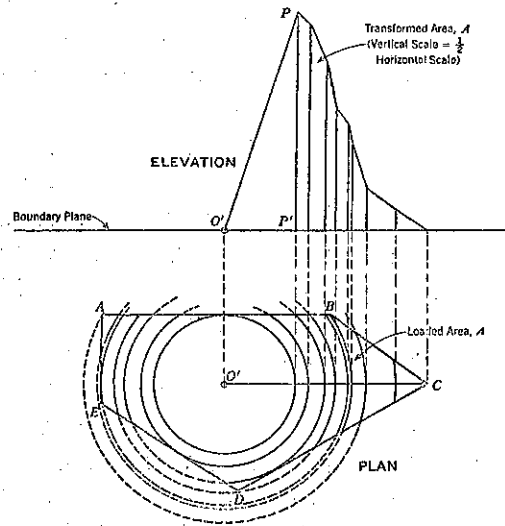
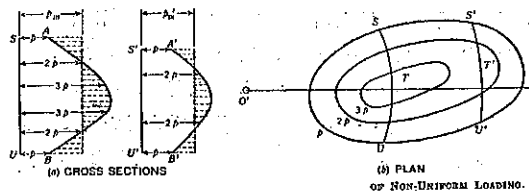


図-12.



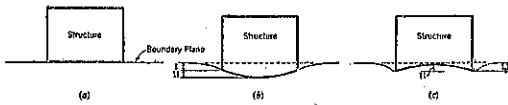
pm を考へ、 p を一つの単位荷重強度として $x=STU \times \frac{pm}{p}$ の長さを縦軸に取つて荷重曲線を畫く。

(2) 式を用ひて二元の問題を容易に扱へるが茲には省略する。

(II) 剛い基礎下の圧力 基礎の下部の土壤の応力を求める爲には、構造物と土壤の接觸面に於て、力が如何に分布されてゐるかを研究しなければならない。著者はこの未解決の問題を独自の考へで次の如く取扱つてみた。

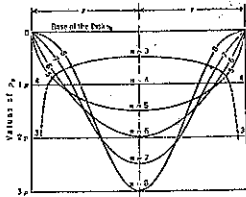
構造物は“完全剛性”及“非剛性”の場合を考へ、土壤は“ n ”を以て剛さの変化を表して考へてみた。

図-13.



今構造物が土壤の上にある場合、その接觸面の變形を考へると、図-13に於て構造物を“非剛性”と考へた場合に土壤が非剛性ならば (b) の如くなり、剛性なれば (c) の如くなる。即ち (c) は砂の上に構造物を作つた時等がその一例で沈下 (I) はゆるんだ砂の圧縮に依るもので (II) は密になつた砂に依り剛さ不充分的な構造物を變形させたものである。この (b)(c) から構造物を剛性と考へた場合の反力分布の傾向を考へることが出来る。

図-14.



弾性体の土壤上に“完全剛性”の構造物を作つた場合、その接觸面の垂直圧力は、今回版を考へると

$$p_z = p \frac{1}{2\sqrt{1-c^2}} \quad 0 < c < 1 \dots \dots (5)$$

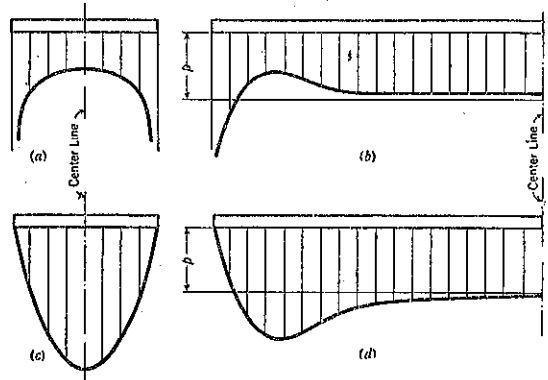
實際に“完全剛性”のものはないから p_z はすべての點で有限である。(5) 式を一般土壤に擴張すると

$$p_z = p \left(\frac{2n}{2} - 1 \right) (1-c^2)^{\frac{2n}{2}-2} \dots \dots (6)$$

之を图示すると図-14の如くである。

今幅の狭い細長い基礎を考へると、この下の反力分布は土壤が非剛性の場合には図-15に於て (a),(b) の如くなり、剛性の場合には (c),(d) の如くなる。この (b) の場合の反力分布は Wiegardt が弾性体上の桁を取扱つた場合に殆んど一致してゐる點に注目してほしい。(Z. A. M. M. Vol. 2.1922)

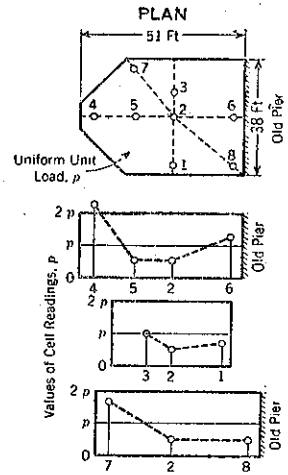
図-15.



實在構造物下の圧力 理論的考察を確める爲に、實際の構造物築造時に、その基礎に圧力測定装置を埋め込み、時日を経て之を測定した結果を調べて見る。

ドイツの或架橋工事に於て、舊橋脚を擴張した部分に8個の装置を橋脚の下に埋込んだ。その結果は図-16に示す。この基礎の下は砂利質である。之で見られる様に基礎はその端の方で餘計に荷重を支へてゐる。

図-16.



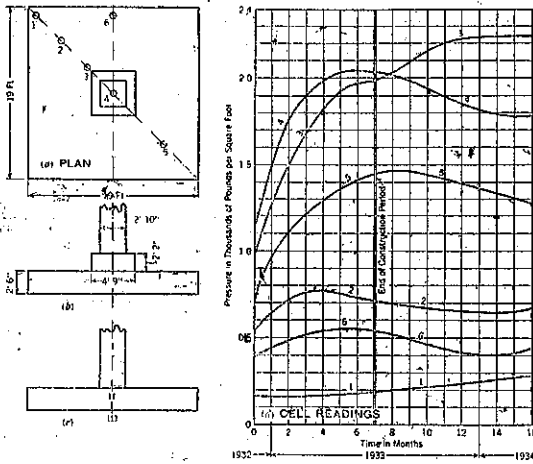
又テキサスの農工学校の基礎に6つの圧力測定装置を埋込んだ。基礎の下の土は礫砂を僅か交ぜた粘土である。築造當時からの圧力の記録は図-17の如くであつて、最初最大であつた No. 4 が時が経つに従つて No. 3 になつたことに注目すべきである。

今後の必要なる研究: (1) 構造物を新しく築造する際興味ある結果が豫想される様な場合には必ず圧力装置を埋め込むこと。構造物と土壤に關して色々假定を考へて研究しても、實際の圧力と較べて見なくては仕方がないからである。

(2) 構造物の剛性を分類して、土壤との關係を比較的容易に取扱ふ様にする。

(3) 土壤の“集中係數” n に關する進んだ研究。

図-17.

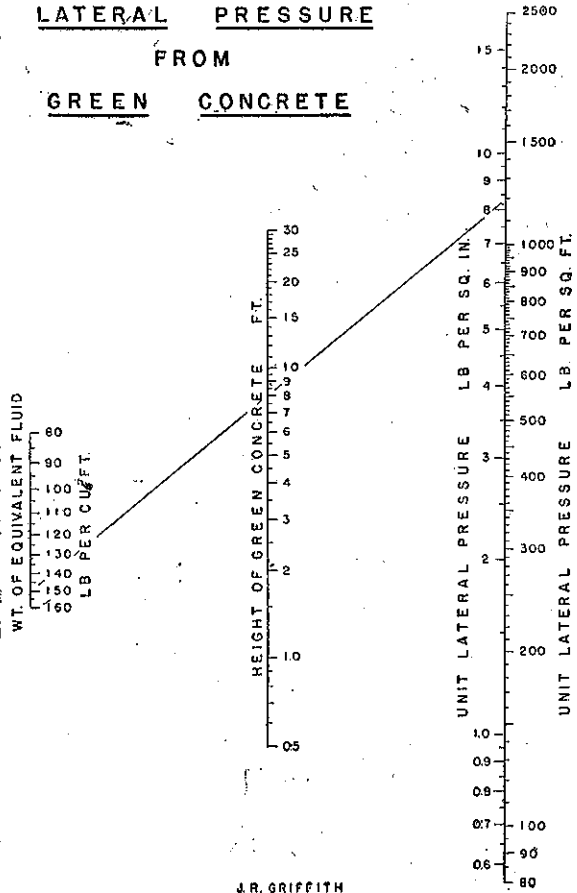


エル・ダブルユー・テラー氏は此の問題の最も最近の研究を報告した。彼は1立方呎150ポンドの液体の圧力に新しいコンクリートの圧力が等しい事を見出した。彼は圧力観測を断面8×24時の12呎長さの柱に施工中になした。振動搗固機が型枠に設置された時は柱の全高12呎に互り圧力と深さの関係は直線変形をなした。コンクリートが手搗で施工された時は之と同じ関係直線は50呎の高さまで続き、其れ以下は圧力の増加率は減少し、7呎を少し越した所に於て最大に達する。

振動搗固機は底部のコンクリートの第1凝結を防げる結果コンクリートの全圧力が表現されたのであろう。又一方に於ては深い容器に貯へられたる粘状物質の際に見る如き拱作用が振動搗固機により破壊されるのかも知れない。円筒状の小麥貯蔵器内に於ける最大側圧

表-18.

LATERAL PRESSURE FROM GREEN CONCRETE



J. R. GRIFFITH

(4) 半無限物体の場合を擴張して一般無限大物体の場合の応力分布理論の研究が必要である。

以上の研究は単に土質研究者のみでなく構造研究者も一緒に研究してほしい。(藤森謙一)

コンクリート及鉄筋コンクリート

(162) 新しいコンクリートの圧力

(James R. Griffith, "Pressure from Fresh Concrete" Western Construction News, Jan. 1936 P. 27.)

新しいコンクリートに依る横圧力に関する種々の専門論文を読むと我々は以前に増して困惑し勝ちである。何れの算計方法もコンクリートを等比重の液体に換算する假定が第1歩である。此の假定以外は何れの方法も皆互に異つてゐる。或る者は1立方呎80ポンドの重さを有する液体の示す圧力を以てコンクリートの圧力とし、又他の極端なる例では1立方呎152ポンドを推奨してゐるものもある。實際上に於ては此の兩極端間の種々の値が使用されてゐる。

シャック大尉はコンクリートの温度と施工の速度を取り入れたる實際現場観測に基づく公式を誘導した。イー・ビー・スミスは尙それ以上の未知項を有する側圧力の公式を發表した。スランプ、施工の速度、温度或は他の種々の原因が側圧力に影響する要素であるが、型枠の算計途中に即ちコンクリート以前に施工上記の要素を全部合せて算出するのが六ヶ敷い。

力は直径の約 4 倍の深さに於て見られる。多分以上の 2 原因が結合してコンクリートの側圧力に影響するのであらう。

使用するコンクリートの深さの問題に關しては其の場合に即する様に設計者により決定されなければならないと思ふ。テラーは其の試験の最大高さ 12 呎までは型枠が振動された場合圧力は深さに比例する事を見出した。適當なる長さの或る深い型枠に於て、もし施工速度が緩なれば第 1 凝結が側圧力に影響する事が想像出来る。大なる桁の側面がはらみ出し混雜と遅延を來した實際工事を目撃した者は誰でも設計を内輪にする態度を賢明なりと考へるにちがひない。

図-18 は實際工事に於て見出し得る總ての等比重液体の値を含む様に作成した。最近の試験では 1 立方呎に付き 145 から 150 ポンドの値を示してゐるから、將來に於ける図表は 150 ポンドの値を使用するだらう。

此の図表を解く爲には總べての目盛に交はる 1 本の直線が必要である。図中に示したる解法直線により判る如く 8 呎の深さで 1 立方呎 150 ポンドの等比重液体は 1 平方呎に付き 1200 ポンド或は 1 平方時に對し 8.3 ポンドの圧力を生じる。此の値を計算により檢算すれば、

$$P = wh = 150 \times 8 = 1200 \text{ ポンド/平方呎}$$

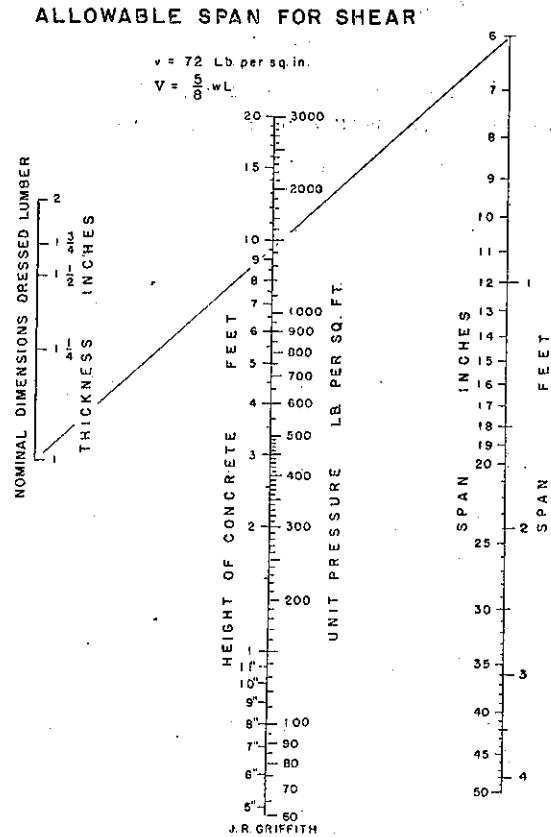
$$\text{或は } P = \frac{1200}{144} = 8.34 \text{ ポンド/平方吋}$$

コンクリート型枠中の剪断力 (James R. Griffith, "Shear in Concrete Forms" Western Construction News, March, 1936, P. 91) 図-19 は剪力を考慮したる場合に於けるコンクリート型枠の天板支點間の最大径間を與へる。

図中に注意書きせる如く図表は 1 平方時に付き 72 ポンドの許容單位剪力に就て作成した。此の値は或る人々には或は低きに過ぎると考へられるかも知れないが、使用木材を並等の第 1 と假定した結果である。其の上、型枠は再三使用せられる故に許容單位剪力を低くするのが適當である。或技術者は短期間荷重だからと云ふ理由から、型枠の剪力を 1 平方時に付き 200 ポンドの如く高き値を使用する事をすすめる。然かし一方に於ては掃除用口や、排水や、管等を添加する爲断面を減小する事が常である。

型枠天板は並通數支點に互り連続である。實際の支點の數と其の間隔を知らないでは、正確に何れの 1 径間内の全剪力の大ききをも豫知する事は不可能である。餘裕を残す意味から最大剪力を $V = 5/SIVL$ とした。是

図-19. FORM SIDES - BEAM & SLAB BOTTOMS



は等布荷重を受くる 2 等径間の連続桁の中央支點に於ける値である。支點が増加するに従つて、此の剪力の最大値が段々減小する。

コンクリートから圧力を 1 立方呎に付き 150 ポンドの等比重液体の圧力として計算した。

図-19 では解法直線は 1 吋木材とコンクリートの深さ 9.5 呎を通つて畫かれた。右側の目盛によれば單位剪力 1 平方時に付き 72 ポンドの場合最大径間長は 6 吋なる事が判る。剪力に對しては假壁の中心間隔は約 8 吋を必要とする。

解法照合:

$$\text{總剪力 } V = \frac{5wL}{8} = \frac{5 \times 9.5 \times 150 \times 6}{8} = 445 \text{ ポンド}$$

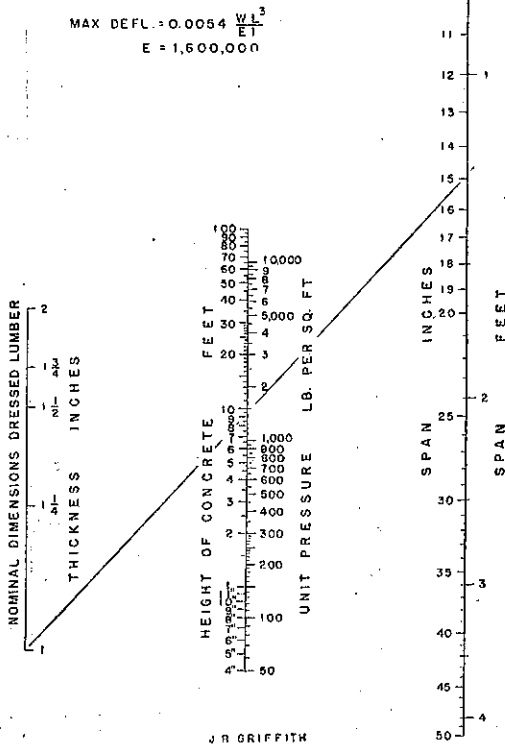
$$\text{單位剪力 } = \frac{3V}{2bh} = \frac{3 \times 445}{2 \times 12 \times (25/32)} = 71.2 \text{ ポンド/平方吋}$$

コンクリート型枠の撓度 (By James R. Griffith, "Deflection in Concrete Forms", Western Const-

ruction News April 1936, P. 127) 型枠天板の設計に考慮すべき第3の要素は撓度である。図-20の作成には連続桁の最大撓度を次の如くに採用した。

図-20.

FORM SIDES - BEAM & SLAB BOTTOMS
ALLOWABLE SPAN FOR DEFLECTION



最大撓度 = $0.0054 \frac{W L^3}{EI}$ W: 径間 総荷重

是は 1 径間桁の 1 端は固定し他端は自由なる場合の最大撓度の公式である。連続桁の端径間が此の状態に近い。弾性係数は $E=1600000$, 即ちドグラス・ファア(縦)の弾性係数を使用した。

技術者達に依る 型枠天板の最大撓度は一致しない。或る者は 1/8 吋とし、或る者は $L/360$ を適當なる値なりとしてゐる。此の図表を作成するに際しては最大許容撓度を $L/360$ とした。

図表内では 1 吋木材とコンクリートの高さ 9.5 呎を通り直線を畫いた。右側の目盛上に見らるゝ如く撓度に対する支點間の許容径間長は 14.9 吋 である。

解法照合:

總径間荷重 $W = 9.5 \times 150 \times 14.8 / 12 = 1758$ ポンド

慣性モーメント $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{12 \times (35/32)^3}{12} = 0.178$ 吋⁴

最大撓度 $\frac{0.0054 W L^3}{EI} = \frac{0.0054 \times 1758 \times 14.9^3}{1600000 \times 0.178} = 0.41$ 吋

最大許容撓度 $L/360 = 14.9/360 = 0.418$ 吋

剪断力及撓度に依る許容径間長は、

剪断力に依れば 6 吋、撓度に依れば 14.9 吋となる。

此の問題では剪断力に依り径間長が決定される。剪断力は然かし重荷重を受ける短径間の場合は径間長を決定せずして、撓度或は曲げ応力が径間長を決定するのが常である。
(中谷茂壽)

(163) マスコンクリートの人工冷却

(Dr. Ing. Th. Muster'e, "Wasserkühlung bei Massenbeton" Bauing, März, 1937, Heft 9/10. S. 113~1.8.)

概説: マスコンクリートの構造物は硬化の際に發熱する。此の硬化熱を除去する爲に構造物内に管を埋設し、冷水を通じて冷却せしめる事が出来る。茲に、水に吸収される熱量及コンクリート温度下降の關係を假定を設け簡単な近似式により説明する事が出来る。

堰堤の築造に對しても、コンクリートの硬化による發熱著しきが故に、ボールダダムに於ても、接手にセメント注入を行ふ以前に充分硬化熱を發散せしめたのである。獨逸に於ても堰堤の築造上充分研究するを要し、此の方法により冷却管を埋設せしめんとする。

(1) 堰堤コンクリート中のセメント硬化熱及温度上昇度:

セメントの硬化熱は大體 30~100 cal/kg 位である。適當な骨材を使用し、適當なる成分のセメントを使用してコンクリートの温度上昇を少からしめる事が出来る。通常堰堤の如きマスコンクリート中のセメントの發熱量は實驗の結果 40 cal/kg 位である。1 m³ のコンクリート中セメントを 285 kg 含む場合に、コンクリートの發熱量は 285 × 40 = 11400 cal/m³ となり、その断熱的溫度上昇度は次の如くして計算出来る。即ち、コンクリート 1 m³ につき

1800 kg	骨材	比熱	0.18
195 kg	水	比熱	1.00
285 kg	セメント	比熱	0.20

計 2280 kg

であれば、断熱的溫度上昇度は

$1800 \times 0.18 \times x + 195 \times 1.0 \times x + 285 \times 0.20 \times x = 11400$

$x = 11400 / 576 = \sim 20^{\circ}\text{C}$

となる。又コンクリートの比熱は

$$11400/(2280 \times 20) = 0.25$$

となる。

此の發生溫度が構造物全体を占めるものではないが、此の最高溫度に對して適當な設備をすれば充分である。

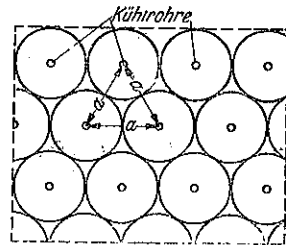
大規模の實驗の結果 圖-21 に示せる如く、斷熱的コンクリート溫度上昇及發熱狀態に關する結果を得た。此の曲線より除去しなければならぬ熱量は却々容易でない事が想像出來よう。此の溫度曲線に於て、コンクリートが 11400 cal/m³ の發熱量を有する場合に、溫度 ΔT だけ上昇せしめる熱量は次の如し。

$$Q = V\gamma s \Delta T = 2280 \times 0.25 \times \Delta T \dots (1)$$

茲に V: 容積, γ: 比重, s: 比熱

(2) コンクリートの溫度下降に關する式: 堰塊に冷却管を埋設せる如き場合、1本の冷却管の受持コンクリートの部分を次の如く考へる。圖-22 参照。冷却管の間隔を a とすれば、1本の管にて直径 a なる円筒形のコンクリートの部分を受持つものとす。長さ 1m の此の円筒形コンクリートの發熱量は前の計算によれば、

圖-21. 硬化溫度上昇及發熱に關する圖



$$Q = (\pi a^2/4) \times 11400 \text{ cal} \dots (2)$$

圖-23 は (2)式を用ひ、冷却管の間隔 a が種々異なる場合の發熱量を表はしたものである。此の圖より、或半径 x の表面積 2xπ の部分に流れ込む熱量が定められる。即ち、

$$Q_x = (\pi \times 11400/4)(a^2 - 4x^2) \dots (3)$$

となる。今、

T_w: 長さ 1m の冷却管の出口と入口との平均冷却水溫度 °C

T_{ri}: 冷却管の内壁の溫度 °C

T_{ra}: 冷却管の外壁の溫度 °C

q_w: 冷却管 1m の長さの部分より取去れる熱量 (cal/std. m. °C)

α: 熱の吸収率 cal/std. m. °C

F_i: 2δiπ = 管内壁 1m 當りの面積とする。されば、

$$q_w = \alpha(T_{ri} - T_w) \dots (4)$$

が成立する。(δ_a - δ_i) の値は α に比較して小さいから、T_{ra} = T_{ri} として差支へない。

直径 x の箇所の上昇溫度は、F_x = 2xπ であるから、

$$\tau = [q_w/(\lambda \cdot 2\pi)] [\ln x - 2x^2/a^2 - \ln \delta_a + 2\delta_a^2/a^2] (5)$$

故にその溫度は

$$T_x = T_w + q_w/(\alpha F_i) + [q_w/(\lambda \cdot 2\pi)] [\ln x - 2x^2/a^2 - \ln \delta_a + 2\delta_a^2/a^2] \dots (6)$$

である。茲に、コンクリートの溫度は指數曲線により表はさる。

管の中心より a/2 の距離による箇所は

$$T_m = T_w + q_w/(\alpha F_i) + [q_w/(\lambda \cdot 2\pi)] [\ln a/2 - 1/2 - \ln \delta_a + 2\delta_a^2/a^2] \dots (7)$$

の溫度となる。之より q_w を求めれば、

$$q_w = [T_m - T_w] + [1/(\alpha F_i) + 1/(\lambda \cdot 2\pi)] (\ln a/2 - 1/2 - \ln \delta_a + 2\delta_a^2/a^2) \dots (7a)$$

となる。

(3) 時間的溫度變化の計算: 以上の方法は單にある時間に於ける溫度を知る事に役に立つ。コンクリートの溫度變化及水の溫度變化を時間的に知る事が重要である。

圖-23. 冷却管の間隔による取去り熱量の圖

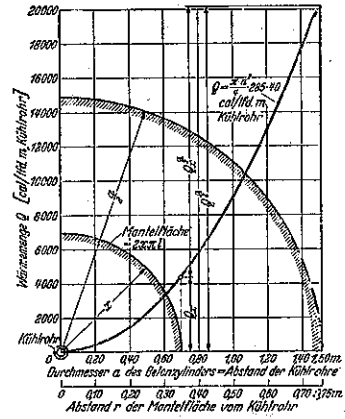


圖-24. 冷却コンクリート中の溫度分布狀態の圖

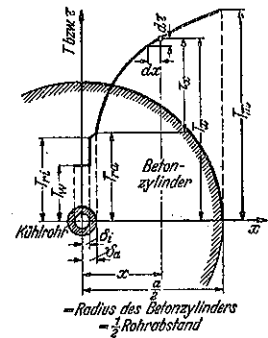


図-25 はコンクリートの温度変化を前述の方法により一々求め、所要の円筒形コンクリート体の或時間 Z_0 及 Z_1 に於ける最高温度に關して示したものである。

或時刻にセメントの發生した硬化熱 q_0^0 及 q_1^1 を計算し、或時間 $\Delta Z = Z_1 - Z_0$ の間の熱エネルギーの変化を知り得る。

$$\Delta Q = Q_1 - Q_0 = (q_0^0 + q_1^1) \Delta Z / 2 - (q_w^0 + q_w^1) \Delta Z / 2 \dots\dots(8)$$

温度変化の關係は、

$$\Delta Q = Q_1 - Q_0 = V \gamma s (\theta_1 - \theta_0) \dots\dots(9)$$

である。 θ_1 及 θ_0 は時刻 Z_1 及 Z_0 に於ける夫々の平均温度である。平均温度 θ の代りに最高箇所の温度 T_m を考へてもよい。式(5)よりも $\Delta \theta = \theta_1 - \theta_0$ の変化は $\Delta T_m = T_m^1 - T_m^0$ の変化に等しい事が證明される。故にコンクリートの最高温度の時間的变化の近似式として、

$$V \gamma s \sum (T_m^1 - T_m^0) = \sum [(q_0^0 + q_1^1) \Delta Z / 2] - \sum [(q_w^0 + q_w^1) \Delta Z / 2] \dots\dots(10)$$

を得る。

(4) 熱吸収率 α と熱傳導率 λ の値：熱吸収率 α と熱傳導率 λ の値を計算する必要がある。

Hütte I (Sonneckens の研究) によれば眞鍮管の如き滑表面の場合とガス管の如き粗表面の場合の熱吸収率が示されてゐる。普通 $\alpha = 600$ 位となる。

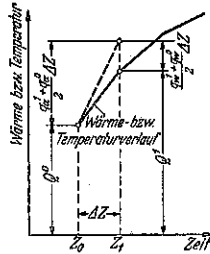
λ の値に關してもコンクリートの種類にて異なるが、Cammerer 氏の研究より計算する事が出来る。堰堤用コンクリートの場合に $\lambda = 0.2$ 位である。

(5) 計算例

- (1) 冷却管の径 1 吋
壁の厚さ 3.3 mm (ガス管)
- (2) 冷却管の間隔 1 m
- (3) コンクリートと混合當時の温度 20°C
- (4) 出口と入口の冷却水の平均温度 $T_w = 18^\circ\text{C}$
- (5) 冷却は硬化熱の働きが固定すると直に行ふものとす。

コンクリートの硬化發生熱は前例の 40 cal/kg セメント 285 kg/m³ を含むものとす。直径 1 m, 長さ 1 m

図-25. 時間経過による温度変化の計算参考図



のコンクリート円筒体に於て、その全發熱量は

$$1/4 \times \pi \times 1.0^2 \times 285 \times 40 = 8590 \text{ cal}$$

となり、元存温度を 20°C とす。

計算例は次の如し。

表-2. 径 1' にして 1 m 間隔の冷却管によるコンクリート最高温度の時間的变化

元存温度 20°C, 冷却温度 $T_w = 18^\circ\text{C}$,

$$I. V \gamma s \sum (T_m^1 + T_m^0) = \frac{q_0^0 + q_1^1}{2} F Z - \frac{q_w^0 + q_w^1}{2} F Z$$

$$II. q_w = \frac{T_m - T_w}{\frac{1}{\alpha} + \frac{1}{\lambda} \ln \delta \alpha + \frac{2 \delta^2 \alpha^2}{\alpha^2}}$$

$\alpha = 600, \lambda = 0.2, F = 2\pi \times 0.5 \times 1 = 3.14 \text{ m}^2, \lambda = 2.0,$
 $\alpha_1 = 0.50 \text{ m}, \delta \alpha = 21 + 3 = 0.0127 + 0.0033 = 0.16 \text{ m}$
 $s = 0.75, \gamma = 2280 \text{ kg/m}^3$

時刻 Z (hr)	コンクリート中の温度 T_m (°C)	時間毎に (cal/hr.m)	平均にて $q_w = \frac{q_w^0 + q_w^1}{2}$ (cal/m)	時間 Z にて $q_0^0 + q_1^1$ (cal/m)	和 $q_w^0 F Z$	コンクリート發熱量 $q_0^0 + q_1^1 F Z$ (cal/m)	コンクリート内の熱量 $\Delta Q = Q_1 - Q_0 = \sum (q_0^0 + q_1^1) F Z - \sum q_w F Z$	(5) の温度上昇は $\Delta T = \frac{\Delta Q}{V \gamma s}$
0	20.0	8.0			0	0	0	
8	24.4	25.0	16.50	49	49	200	1951	4.36
6	27.3	36.5	30.75	92	141	3440	3200	7.53
9	29.7	46.0	41.25	124	265	4600	4335	9.70
12	31.5	53.0	49.50	143	413	5540	5127	11.45
15	32.8	57.5	55.25	166	579	6300	5721	12.80
18	33.8	62.0	59.75	179	763	6930	6172	13.89
21	34.5	65.0	63.50	190	943	7440	6492	14.50
24	35.0	66.5	65.75	197	1145	7840	6695	14.95
27	35.2	67.0	66.75	200	1345	8140	6795	15.20
30	35.2	67.0	67.00	201	1546	8380	6884	15.20
33	35.2	67.0	67.00	201	1747	8570	6823	15.20
36	35.1	67.0	67.00	201	1948	8720	6772	15.10
39	34.9	66.0	66.50	199	2147	8830	6633	14.90
42	34.6	65.0	65.50	196	2343	8900	6567	14.60
45	34.3	64.0	64.50	193	2536	8930	6394	14.30
48	33.9	62.0	63.00	189	2725	8950	6225	13.90
54	33.1	59.0	60.50	168	3088	"	5302	13.10
60	32.3	55.0	57.50	145	3433	"	5517	12.30
66	31.6	53.0	54.50	127	3760	"	5190	11.60
72	30.9	50.5	51.75	111	4071	"	4877	10.90
78	30.2	48.0	49.25	206	4367	"	4583	10.20
84	29.6	45.5	46.75	281	4648	"	4302	9.60
90	29.0	43.0	44.25	266	4914	"	4036	9.00
96	28.4	40.5	41.75	251	5165	"	3785	8.40
103	27.4	36.5	33.50	462	5627	"	3323	7.40
120	26.5	33.5	35.00	420	6017	"	2903	6.5

図-26 及 27 は 1' 径の冷却管 1.5 m 間隔に入れた場合と 2' 径の冷却管を 1 m 及 1.5 m 間隔に入れた場合を示してゐる。

maxqw を知つて冷却水量を計算する事が出来る。即ち、

$$\max qw \cdot z \cdot l / 60 = w \cdot \Delta tk \dots \dots \dots (11)$$

茲に、l: 冷却管の長さ m

z: 1m の冷却管の數

w: 冷却水, ltr/min

Δtk : 出口入口の冷却水の温度差

図-26. 式 (7) を用ひ $T_{10} = 18^\circ\text{C}$ としたる場合に冷却管の直径及間隔に関する比較図

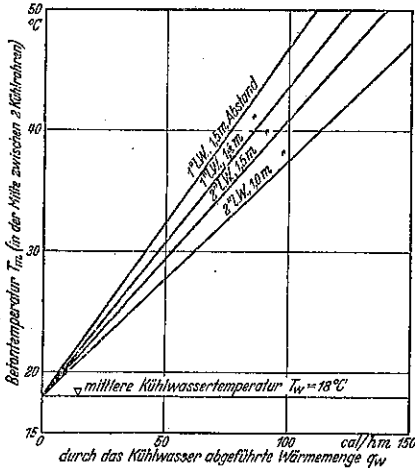
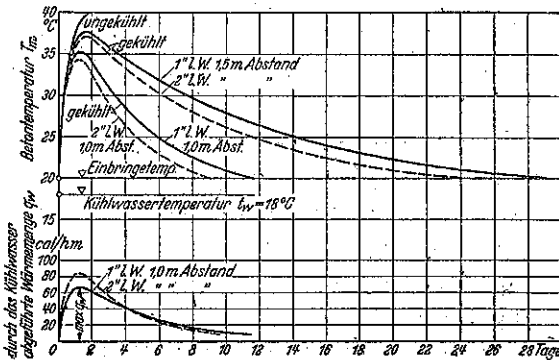


図-27. 冷却管の直径及間隔が種々に異なる場合のコンクリートの最高温度及熱量の時間的变化の図



(6) 結論及注意事項: (1) 計算例より見て(図-27) 硬化熱の冷却に必要な時間は、硬化温度の変化に大した影響を與へるものではなく、冷却管の間隔が大きな影響を有する。

冷却管 1' のものと 2' のものが同程度の冷却を同時間に行ふには、夫々 1.95m 及 1.4m 間隔に入れればよい。普通ガス管 1 m² 毎の量は

1' 管ならば 3.62 kg

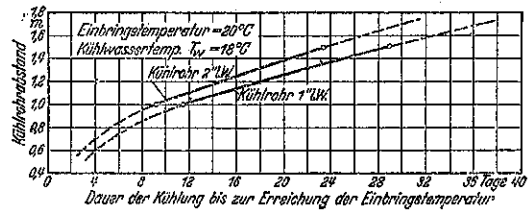
2' 管ならば 6.83 kg

を必要とす。

されば、冷却管の太さは細い程よい事となるが、これは一方操作設備の動力の方より、餘り細くすると摩擦抵抗が大となる事を考慮して定む可きである。

(2) 冷却管の間隔を定める上に次の 2 条件を考慮に入れねばならない。(a) 空気に觸れる間にコンクリートが自然に冷却して、人工冷却を著しく助ける事である。故に、自然冷却の程度を考へ、その程度の相嘗著しい

図-28. 冷却管の間隔による冷却時間の關係図



所は冷却管の間隔を大にしてもよい。又、(b) 温度応力を生ぜしめざる爲には構造物の最終状態の温度に等しくしなければならぬ。故に冷却管の配置もその温度状態を考慮して配置す可きである。

(3) 豫め冷却しておく水の温度は骨材の現存温度より 2~3 C 位下げておけばよい。冷却は 10~20 日間位やる様にする。

(4) 冷却程度は元存温度に一先づ冷却し、然る後に年平均温度迄冷却する。

(5) コンクリートの冷却を必要とする部分は比較的小部分であるが、斯かる箇所をコンクリートの粘性状態の間に冷却すればよい。

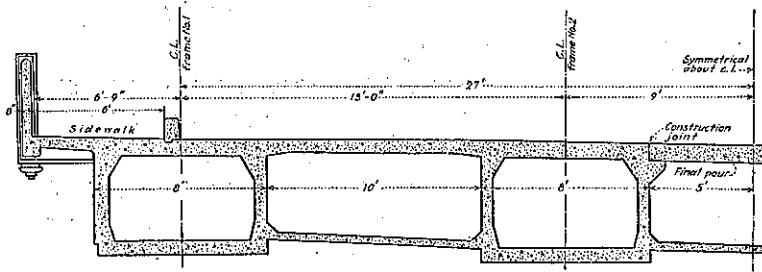
(6) 冷却水の取り得る温度は冷却設備の方面より定む可きである。冷却水の流れの方向は逆に出来る様にしなければならない。(久寶 保)

(164) 径間 53 m のコンクリート框構橋

(“Record Rigid-Frame Bridge” E.N.R. June 24, 1937. p. 939-942.)

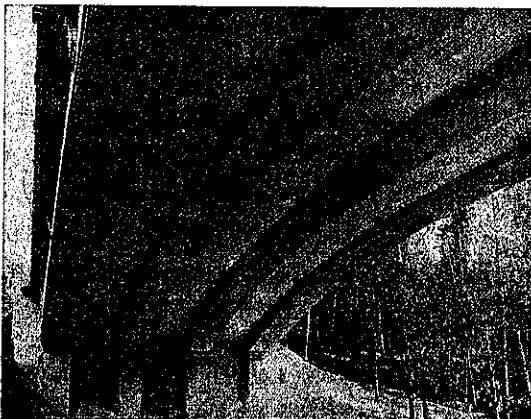
Seattle の Schmitz 公園に径間 175 ft の米國一のコンクリート框構橋が出来た。4 本の水平桁は勿論、柱も中空にしたので、死荷重が非常に減つて、今までこの種の橋の内が一番径間の長かつたもの (E.N.R. Aug. 6, 1936 p. 181) より 60% も長くすることが出来た。前の橋が駄目になつて架換へようと云ふ時に、餘り費用一

図-29. 径間 175 ft の中央に於ける函桁の横断面図



點張りでなしに公園の風致に適する立派な橋が欲しいと云ふ附近の住民の意見もあつて、こらいふ橋が出来た。荷重は II-20 及衝擊。主要部材としては幅 8 ft、深き径間中央で 5 1/2 ft ハンチで 18 1/2 ft 間大きく円く曲つて柱の下端では又 8 x 8 ft の断面に狭ばまれてゐる框構が四つ並んでゐる。空高はハンチの所で約 21 ft、桁下線のハンチから径間中央までの上りが 13 ft、高欄を出来るだけ低くして自動車の目障りにならない様にするために、歩道は車道と同じ高さとし 12 in の縁石を以て区切つた。寸法は図-29 に示す通りで主桁をつなぐ下側の薄い版はその厚さ 2 3/4 in で、之がため外観が極めてどつしりとして見える。この外横方向の補剛桁もあり、ハンチの所には起拱線より放射状に、二つの隔板がついてゐる。函形桁の上側は床板の働きをなし、厚さは 9 1/2 in からハンチの所では多量の鉄筋が入る様に 15 1/2 in まで漸増してゐる。52 本の直径 1 1/2 in の鉄筋が桁の幅 8 ft に等布されてゐる。隅の円く曲つてゐる部分の床板には側壁の間に横方向の鉄筋が入つてゐて主鉄筋の応力の放射方向の分力を側壁へ傳へる用をなす。下側の版は支間の中點にてその厚さ 8 in、ハンチにて 30 in、桁の側版は支間中點にて 6 in、ハンチ

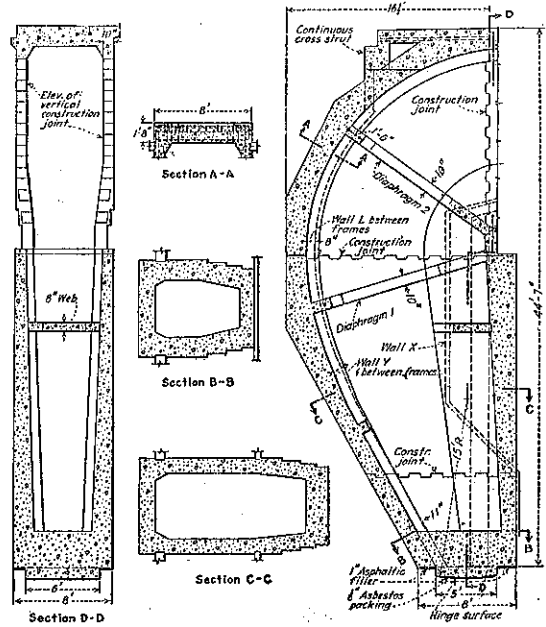
図-30.



にて 8 in である。

框の脚の部分は図-31 に示す如くで各脚の間には二重壁があり、図に X と示した前の壁は厚さ 4 in で荷重を受けない。Y と示した後方の壁は土圧を受ける。而してこれらの壁は主桁のコンクリートを打つた後にその間を満たす様に打つた。框の脚

図-31.



の一番下は中がまつてゐて、5 ft x 6 ft の円筒形のロッカーベヤリングになつて居り同じ形の承臺につてゐる。この承臺は最小厚 8 in で大きさは 5 ft 1/4 in x 6 ft 1/4 in で底は 15 ft の半径の曲面になつてゐて脚を受けてゐる。アスファルト及アスベストが図-31 に示す様につめてある。

基礎に 1 立方碼に付きセメント 1.4 樽を混ぜたコンクリートを使つた外、他の橋体は全部 Seattle 州の標準 B 級即ち 1 立方碼にセメント 1.8 樽を含むコンクリートを用ひた。之は中央混合所で混合し、仕事場まで約 3 哩運んで用ひた。円筒試験体の 28 日目の強さが最高 5208 lb/in²、最低 3045 lb/in²、平均 4166 lb/in² で、作用曲げ応力は 1200 lb/in²、剪断応力は 180 lb/in²。主鉄筋の他に作用応力 18000 lb/in² を受ける中間鉄筋を

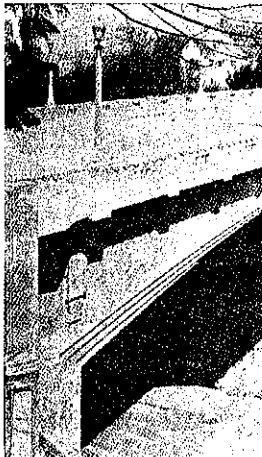
も挿入した。主鉄筋は径 $1\frac{1}{2}$ in の円棒で必要に応じて溶接した。殊に隅角の円い部分は 1 本にすると扱ひ難いので、2 本にして夫々位置をずらして溶接した。

路面は次の如く非常に複雑してゐるのであるが 4 つの函型の主桁は眞直に出来てゐる。路面は縦の方向には西へ向つて約 2% の勾配で下つて居り、橋長の殆ど全部は、橋の西端から 37 ft 離れた点より始まる急曲線に対する緩和曲線の上にある。この緩和曲線に入るまでの直線部分の横断勾配は拋物線で路頂の高さが $7\frac{3}{4}$ in である。曲線部に於ては $19\frac{3}{4}$ in の片勾配が必要でしかもその片勾配はこの緩和曲線の中で漸次につけて行かねばならないことは勿論である。以上の要件を満足せしむる路面を作るのは仲々困難なので請負師は原寸の型を作りそれを小さく分けて現場へ持つて行くことにした。この型を作るについては Washington 大学の学生達が立体図学の知識を傾けて大いに役立った。

桁の築造に際しては函型桁の腹版の真下に當る所に 8 列に杭を打ち、起拱線の高さにその頭を揃へて切り完全に床張りして足場とした。主桁のコンクリート打ちの順序は次の通りである。

- (1) 基礎
- (2) 脚：起拱線の所の水平目地まで 2 回に分ける、
- (3) 主桁の下側の版を、各一時に打ち、次に夫々の間の厚さ $2\frac{3}{4}$ in の版を打つ、
- (4) 主桁の腹版：両側の起拱線の所の垂直構造目地間、
- (5) 歩車道床版を縦に三つに分けて；先づ両側の床版を打つた後、これらの間を埋める様に橋梁中心線を合んで 10 ft. の幅を打ち、これらの床版をすつかり完成した後に隅角の部分

図-32.



- (6) 高欄：之には多くの目地を作つて置いて足場を外す前に打つ。

足場を取除いた後、1936 年の秋の暖かい日に測つたところが径間の中點の撓度は $\frac{1}{8}$ in で、1937 年の 1 月の寒い日に測ると橋の水平の長さが $\frac{1}{4}$ in ばかり縮んでゐて撓度は $\frac{3}{4}$ in 弱であつた。

橋の形が單純で且つ高欄は中までつまつたコンクリートで作られゐるにも拘らず、高欄の格間が小さく、孔があいて居り、且つ親柱が小さな 1 本石で出来てゐるため図-32 の如く誠に軽やかな美しい外觀を呈してゐる。

設計は當時 Seattle 市に在職せし現 Washington 州道路局橋梁技師 Clark H. Eldridge 氏の手に成れるものである。請負者は Schuehle 組でその有効適切な施工により實に立派に出来上つた。(三好宗逸)

施 工

(165) 型枠小桁の径間

(James R. Griffith, "Spans for Form Joists: Flexure; Shear; Deflectin"; Western Construction News, May 1936 P. 162; June 1936, p. 202. July 1936, p. 239)

(1) 彎曲により決定されるもの コンクリート型枠の床版小桁や壁間柱を支持するに種々の方法がある。其の 2, 3 を挙げれば次の様である。

床版小桁支持、小桁直ぐ下の控柱、控柱により支へられる平縁。

壁間柱支持、礎基壁の如く鉄線の切端が何等防げとはならない場合に於ける鋼鉄線。

如何なる支持法が使用せらるゝにしても小桁或は間柱の許容径間長を決定せねばならない。小桁或は間柱の許容径間を決定するには 3 要素(彎曲力、剪断力及撓度)を算出せねばならない。

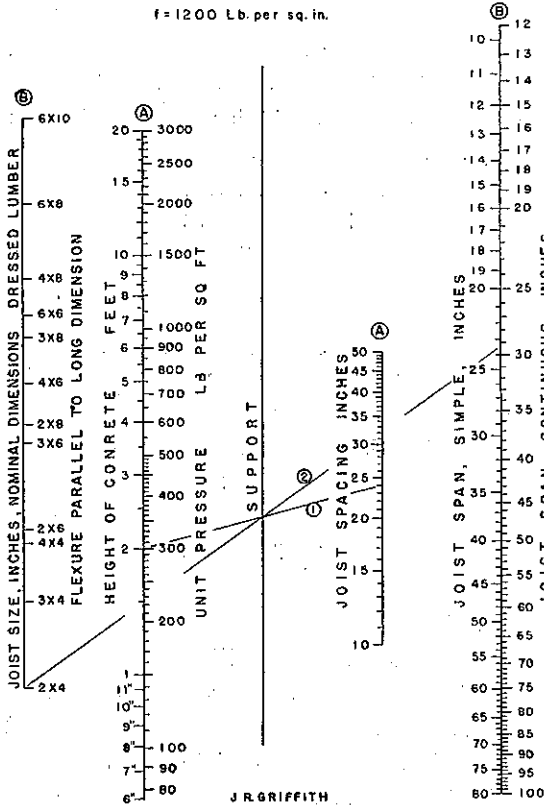
図-33 は 3 個の中の第 1 である。型枠天板の場合と同様の假定と同許容応力を使用する。

図表を解くには支持點に於て交る 2 直線が必要である。1 本は (A) 目盛間に他の 1 本は (B) 目盛間に劃かれる。次の問題を以て其の使用法を示す。

基礎上 8 呎高さのコンクリート基礎壁が 2 回に施工せられると假定する。各回共 1 日 8 時間勞働で打ちコンクリートの施工による液体コンクリートからの最大圧力水頭が 2 呎であると假定する。側圧力を起すコンクリートの有効高に對する假定を最も適當になさねばならない。でなければ甚だ不合理な結果が得られるかも知れない。コンクリートの正確なる有効高を決定するには餘りに未知項が多過ぎる。其の 2, 3. を示せば溫度、コンクリートの密度、施工の速度及搗固の方法(振動式或は手搗式)。もし薄い壁を區分して施工する爲施工の速度が凝結の速度に勝る場合はコンクリート

図-33.

JOISTS SUPPORTING FORM SHEATHING
ALLOWABLE SPAN FOR FLEXURE



の有効高を比較的大にする必要がある。

先に掲載せる方法により型枠の径間長を計算する。1 時の厚の天板を使用するとして次の値を得た。

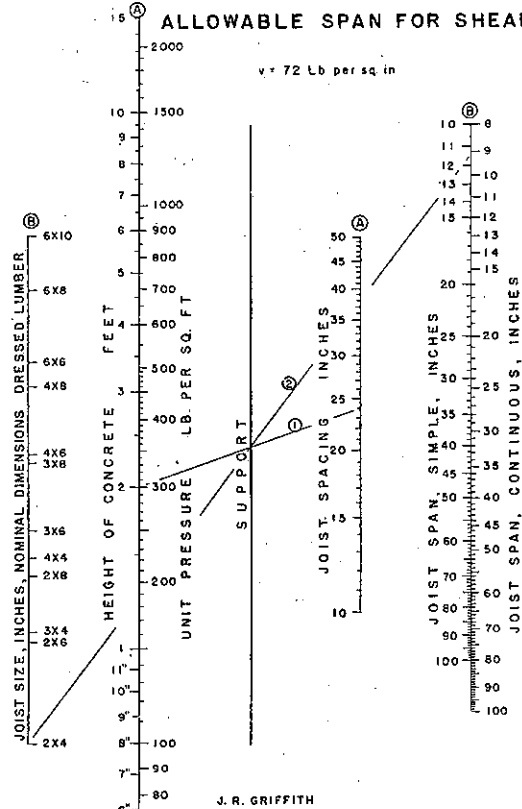
彎曲力に依れば 24 吋 (天板径間長), 剪断力に依れば 28 吋, 撓度に依れば 25 吋。即ち 24 吋の間隔に間柱を設置する必要がある。

2x4 の加工間柱と鉄線を使用するものとして繋ぎ梁の間隔は図-33 により計算出来る。① 線は上記の如くにして算出したる 間柱間隔 24 吋と假定したるコンクリートの有効高 2 呎を結ぶ。② 線は ① 線と支持点との交点と間柱の大きさ 2x4 を通る直線を引く。右端の目盛に於て判る如く径間が 2 径間以上連続なる場合は許容間隔即ち繋ぎ梁の間隔は 29 吋である。図表には連続の場合と単桁径間の場合とを區別してある。此の問題の検算は、

$$\text{径間總荷重 } W = 2 \times 300 \times \frac{29}{12} = 1450 \text{ ポンド}$$

図-34.

JOISTS SUPPORTING FORM SHEATHING
ALLOWABLE SPAN FOR SHEAR



$$\text{モーメント } M = \frac{WL}{10} = \frac{1450 \times 29}{10} = 4210 \text{ 吋ポンド}$$

$$\text{曲げ応力 } f = M/S = 4210/3.56 = 1180 \text{ ポンド/平方吋}$$

$$\text{断面率 } S = 3.56$$

(2) 剪断力により決定されるもの 或る者は型枠木材の最大許容剪断力を 1 平方吋に付き 72 ポンドとするのは餘りに内輪に見残り過ぎると云ふかも知れない。其の場合は図-34 は正比例を以て任意の許容値に流用出来る。最大水平剪力として 1 平方吋に付き 120 ポンドの許容応力を使用するのが適當であると云ふ意見なれば、図-34 より計算したる許容径間長に係數 $\frac{120}{72} = 1.67$ を掛けると良い。

彎曲力の場合の如く支持点に於て交又する 2 線が図-34 の解法にも必要である。前掲問題に於て假定したる同状態の場合の解法をなす爲の直線を図-34 内に畫く。コンクリートの高さ 2 呎, 間柱の間隔 24 吋, 間柱の大きさ 2x4 もし 1 平方吋に付き 72 ポンドを最大許容剪断力とする場合は鉄線で結び間隔は 9 吋を必要とするの

が図表により判る。前掲の如く 1 平方吋 120 ポンドの許容剪力を使用すれば結びの間隔は、 $9 \times \frac{120}{72} = 15$ 吋である。

図表の正確性を檢する爲許容間隔を 15 吋とする次の解法を示す。

$$\text{径間總荷重 } W = 2 \times 300 \times \frac{15}{12} = 750 \text{ ポンド}$$

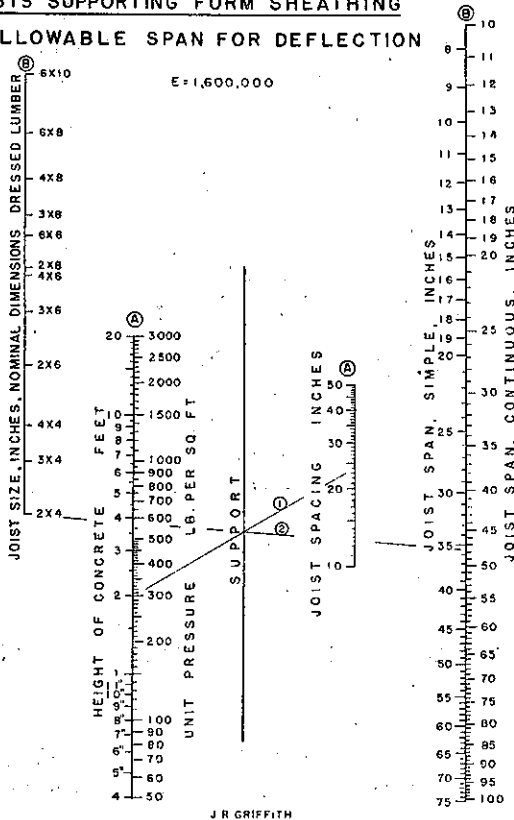
$$\text{總剪力 } V = \frac{5}{8} \times 750 = 469 \text{ ポンド}$$

最大單位剪力 $v = \frac{3 \times 469}{2 \times 1.625 \times 3.625} = 119$ ポンド/平方吋
即ち 15 吋の許容間隔を得る爲に假定したる 1 平方吋に付き 120 ポンドに近似である。

壁間柱のモーメントと剪力の分布の正確なる解法は不可能ではないが仲々厄介である。例へば連続桁の解法に於て我々は實際的でなく又不可能なる支點を 1 點とする状態を假定せねばならない。鉄線結びを使用する事は此の状態に出來得る限り近いものと云へる。

図-35.

JOISTS SUPPORTING FORM SHEATHING
ALLOWABLE SPAN FOR DEFLECTION



コンクリートからの圧力は間柱の 1 端から他端へ等分に増加すると考へた。最大モーメントと剪力の近似値を圖表に作つた時の如くにして決定した。即ち、 $M = \frac{wL^2}{10}$, $V = \frac{5}{8}wL$ 此の場合 w は径間に對する平均單位荷重である。此の状態の下に一層正確なる解法によれば近似法により計算したるものより最大モーメントと剪力は 5~13% 多い。

私が個人として感じてゐる事は、近似法を使用する場合は使用応力を幾分内輪に見積るのが適當である。之に反して或る技術者は型枠木材の許容最大水平剪応力として 1 平方吋 200 ポンドを使用する様に主唱してゐる。然かし、林産實験室では太平洋沿岸の完全なる樫の剪力として 1 平方吋に付き 120 ポンドの値を材料の基礎応力と定めてゐる。木材の許容応力は此の基礎応力から不完全の程度を規定割合により減じて得られるのである。

(3) 撓度により決定されるもの 図-35 の解法に於ても前 2 題同様支點に於て交叉する 2 直線が必要である。コンクリートの高さ 2 呎、桁の間隔 24 吋、桁の断面 2x4 の状態の下に於ける撓度に依り決定される許容径間長を得る爲に本圖表に 2 直線を畫いた。桁が 2 径間以上連続なる時に於ける梁の許容間隔は圖表に明らかなる如く 48 吋より僅かに小である。

照合檢算

$$\text{全径間荷重 } W = 2 \times 300 \times \frac{48}{12} = 2400 \text{ ポンド}$$

2x4 桁の慣性モーメント, $I = 6.45 \text{ 吋}^4$

$$\text{最大撓度 } D = \frac{0.0054 \times W \times I^2}{EI} = \frac{0.0054 \times 2400 \times 48^2}{160000 \times 6.45} = 0.1388 \text{ 吋}$$

$$\text{許容撓度 } \frac{L}{360} = \frac{48}{360} = 0.1333 \text{ 吋}$$

此の結果に依れば 48 吋径間では許容撓度を僅かに超過する事を證明する。圖表よりすれば許容径間は 48 吋より僅かに小さい。

連続桁の最大撓度を計算するにあたり端径間は一端に於て固定し他端はヒンジなる一獨立径間として作用すると云ふ假定をした。單桁径間の場合は單径間と標したる目盛を使用して圖表上に於て調節をする。

本文及前 2 圖表に於て解いた問題に於て梁の許容間隔として算出したる値を示せば次の如くなる。

応力條件: 曲げ応力 1200 剪応力 120 撓度

許容間隔: 29 吋, 15 吋, 48 吋

故に 120 ポンド/平方吋の許容剪力を以て猶此の問題

に於ては剪力が決定要件である事が判る。往々行はれる様にもし曲げ応力を決定要件として使用するなれば最大単位水平剪力は次の如くなる。

$$v = \frac{29}{15} \times 120 = 232 \text{ ポンド/平方吋}$$

(中谷茂壽)

橋梁及構造物

(166) 熔接持送の試験

(Fritz Munzinger "Über Versuche mit geschweißten Konsolen" Der Stahlbau, Heft 8, 9. April, 1937, S. 62~64)

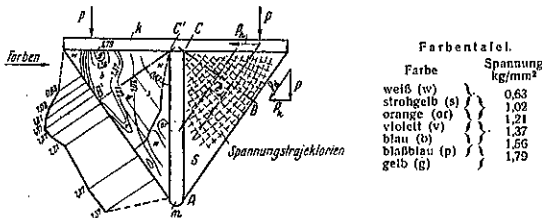
持送りは鋼構造に非常に良く使用される。熔接が使用される様になつてから持送り自身の製作のみならず持送りの取附にも非常なる利便をもたらした。以下合衆國において行つた持送りの試験に就ての報告を概述する。甚だ興味深い。

これまで熔接持送りは理論的に研究され、試験も極く小さい模型程度のもので行はれたが、今回 Jensen 氏は I 又は C の短片又又は鋼板を熔接したる、相當大きい載荷力を有する持送りの理論を吟味した。しかもかくの如き持送りの腹板の応力計算の理論が創始されたが之は今まで行はれなかつたものである。

Jensen 氏の試験は次の如き規模のものである。

- (1) セルロイド模型の光弾性試験
- (2) 図-37 の如き熔接持送りの試験、之はセルロイド模型の 7 倍大なり。
- (3) 小さな熔接持送りを破壊する迄載荷する試験。

図-36.



(1) 第 1 試験セルロイド模型によるもの 之は元來複片となつてゐて左片では等差応力線を、右片では主応力線が定められた。腹板は図-36 の如く三角形及四角形のものとする。但し此の場合は一隅を切り落してある。更に他の二つは I 型で行つた。その結果次の如し。

(a) 最大応力差は普通、荷重點に起る。等荷重のとき

は四邊形のものより三角形のものの方が大きい。

(b) 図-36 C, C' 寄りの腹板の約 1/4 を取除くと C, B, C'B' 断面の最大応力差は著しく高くなつた (約 36% 位)。

(c) 腹板の計算には三角形の試験体では CB, C'B' の線を、四邊形試験体では蓋板に並行外力 P に垂直なる線を基としなければならぬ。

(d) I 形試験体は普通やる様に腹板を挟み in で取附けてあつても応力は他の型より低く且つ応力分布は良好である。

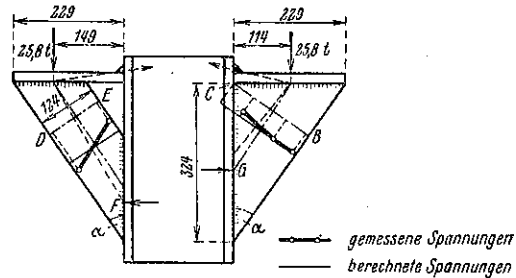
(e) 図-36 の如く腹板の応力分布は、C'B' の応力が圧力 Pa と曲げモーメント PaC の合成応力として計算できることを示す。

このとき外力 P は水平力 Ph と Pa なる力に分解できると假定する。Pa は腹板の外縁に平行に働く力である。アーム長さ e は Pa の作用線と C'B' の断面重心との距りである。

一般に此の光弾性試験では主応力線が潜在応力なしに求められたと云へる。熔接体では熔接による応力とか他の潜在応力のため、實際の応力は理想的なものとはかけなれてゐることが多い。これは第 3 試験で思ひがけぬ低応力のはづの所から降伏するのを見ても判る。

(2) 第 2 試験 第 2 試験は以上の c), e) で鋼の持送りの結果がどれほどまで合ふかどうかと図-37 の如

図-37.



き 2 つの試験体で試験したのである。寸法は前試験の 7 倍大である。CB, C'B' の応力は Huggenberger ストレインメーターで測る。結果は c), e) との方法で計算したのと良く合致し、こゝでは外力は蓋板のすぐ下で分解された。

(3) 第 3 試験 第 3 の試験は表-3. 欄 (1) の Bild 3~Bild 6 の如き試験片で行つた。荷重は破壊に至るまで続行した。表-3 の (3)-(7) 欄は測定結果を示し、(8)-(10) は降伏の始まるべきときの荷重、余腹板に降伏現

表-3.

Zusammenstellung 1.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
Baueit der Probekörper	Bezeichnung der Probekörper	Abmessungen				Belastung beim Aufleiten der ersten Fließlinien P_{St}		Belastung unter der die Fließlinien über den ganzen Steg verteilt wären P_s		Höchstlast P_{max}	Größte Druckspannungen im Querschnitt C-D des Steges, berechnet nach der von Jensen vorgeschlagenen Art					Höchstlast P_{max} in kg/mm ²	Bemerkungen	
		Dicke der Stegblichs t	Länge der Stegblichs l	Winkel α des Stegblichs	Dicke a der Schweißnaht K	Länge l	kg	kg	unter P_{St} (Spalte 8)		unter P_s (Spalte 9)	unter P_{max} (Spalte 10)	Mittelwert	Mittelwert	Mittelwert			Mittelwert
	B1-2	9,5	132	30°	4,5	50,8	9 072	14 854	17 464	29,4		48,2	56,6			3,42	Stegblech in Berührung mit dem Fliesen	
	C1-2	9,5	132	30°	4,5	50,8	10 930	13 065	19 007	35,1	34,1	42,4	61,9	59,4		3,75	Stegblech nicht in Berührung mit dem Fliesen	
	C1-2	9,5	132	30°	4,5	50,8	11 612	13 018	18 416	37,6		42,2	59,7			3,62		
	B2-2	9,5	102	38° 50'	4,5	50,8	7 439	11 639	14 987	27,3		43,5	55,0			4,14	Stegblech in Berührung mit dem Fliesen	
	C2-2	9,5	102	38° 50'	4,5	50,8	10 070	12 020	14 053	37,0	36,8	44,1	45,5	51,6	55,4		3,87	Stegblech nicht in Berührung mit dem Fliesen
	C2-2	9,5	102	38° 50'	4,5	50,8	12 564	13 290	16 239	46,1		48,8	59,6			4,48		
	B3-2	9,5	76	45°	4,5	50,8	8 482	11 340	12 111	37,9		50,7	54,2			4,69	Stegblech in Berührung mit dem Fliesen	
	C3-2	9,5	76	45°	4,5	50,8	8 618	9 843	11 372	38,6	38,1	44,0	45,9	50,9	50,1		4,41	Stegblech nicht in Berührung mit dem Fliesen
	C3-2	9,5	76	45°	4,5	50,8	8 437	9 616	10 115	37,7		43,0	45,3			3,92		
	D1	3,2	132	30°	4,5	50,8	3 039	3 629	3 991	29,3		35,0	38,5				—	
	B4-2	9,5	—	38° 50'	4,5	50,8	10 991	13 327	14 715							5,50		
	B5-2	9,5	—	30°	4,5	50,8	12 900	14 379	16 951							5,00		
	D2	3,2	132	45°	4,5	50,8	3 855	4 173	4 294	31,6		34,2	34,9			—		
	E1	9,5	132	45°	4,5	50,8	7 329	18 144	22 680	20,2		50,1	>62,7			4,45		
	E2	9,5	132	45°	6,7	50,8	15 105	17 917	24 857	41,7		49,5	68,7			—		
	E3a	31,7	218,5	45°	6,7	89	49 895	56 700	68 039	43,4		49,3	59,1			3,75		
	E3b	31,7	254	45°	9,0	76	27 215	34 019	41 370	23,6		29,6	73,3			4,65		
	F1	12,7	—	—	6,7	108	14 700	25 990	34 481	16,2		28,7	60,0			4,70		
	F2	12,7	—	—	11,2	108	22 680	28 123	38 061	35,0		31,1	64,0			4,36		

1) Schweißnaht K an der Unterseite der Kopfplatte.
 2) Frühzeitige Fließlinien, wahrscheinlich infolge von Schweißspannungen.
 3) Höchstbelastung der Prüfmaschine. Probekörper nahe seiner Höchstlast.
 4) Außerdem Schweißnähte am Steg, 254 mm lang.
 5) Nach M. Priestl berechnet.
 x) An den Bruchbildern abgemessen.

象の潰れる時の荷重及最大荷重, (11)-(16)は Jensen に従ひ計算せる応力を示す。使用したる鋼は残念ながら明細ではない。多分市販用のものと思はれる。

その結果次の如し。

(a) 最初に降伏現象が現れ始める荷重は, 熔接の際起る熱応力と深い関係があるらしい。しかし之は比較する譯に行かぬ。

(b) 欄 9 の荷重 P_s は餘り変化がない。之は観測者の判断に俟つ所が多いからである。嚴密な比較は破壊荷重のみで行はれる。

(c) Bild 3. の試験体は腹板の斜角が 30° のものが最も破壊荷重大である。

(d) Bild 3. で内部の低応力の部分を切捨て Bild 4 の如くすると, 破壊荷重は幾分下る。

(e) 腹板を Bild 5, 6 の如き形とすれば同長 l で Bild 3 の三角形腹板のものより高い破壊荷重を示す。

(f) Jensen 氏の破壊荷重の下に於ける腹板の応力計算は Bild 5, 6 の試験体の方がよく合ふし, Bild 3 の試験体は α なる角が大なるに従ひ応力は減少する。こ

れは P_a なる力の作用線が外縁に平行でなくもつと垂直であることに起因する。

(g) 腹板を長さに比し薄くすると (試験体 D_1, D_2 の如し) 低応力にてバックルする恐れあり。

破壊荷重における腹板の応力は試験体の大小には拘らず大体等しい。但し P_s 荷重による応力とはとにかく大きい試験体の方が低い。破壊荷重では 2 つの例以外全部熔接の所でこわれてゐる。M. Priestl により計算された。K の許容荷重の 3.42-6.02 倍の負荷重を示してゐる。

アングルの持送りが弱すぎる場合使用し得る, 載荷力の大きい持送りの抵抗力を試験により研究すべきだ。それ故何故こんなに少しい試験体を多数使用したか意義がはつきりせぬ。大きい試験体では熔接に一様性を保たしめるのに尙効果があらうと思はれる。しかし乍ら Jensen の試験が之により決して意義を失つた譯でない。

(河合宏美)

(167) 最近の平板橋

(Walter PreiBer, "Neuere Plattenbrücken"
B. u. E. Heft 13. Juli 1937, S. 209~212.)

1934年 Walter PreiBer 氏が擴径間のスラブ橋に就て論じて以來獨逸に於ては特に國有自動車道路に擴径間スラブ橋が作られ始めた。又獨逸以外諸外國に於ても擴径間スラブ橋の色々な試みが行はれて居る。其れ故スラブ橋の使用の可能性及優點に付ては多くを語る必要なき故單に最近完成されたスラブ橋の注意すべき點に就て述べる。最近 30m 以上の擴径間のスラブ橋が建設されて益々スラブ橋の進歩を促して來た。

興味ある設計の一つとして既に 1934 年に建設され

図-38.

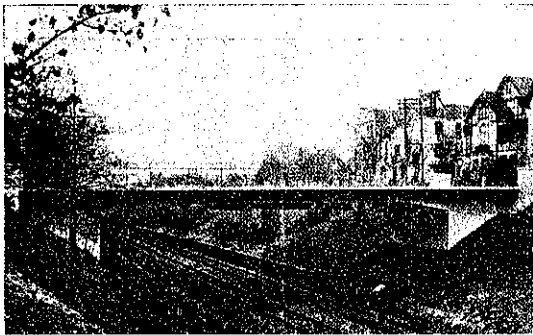


図-39.

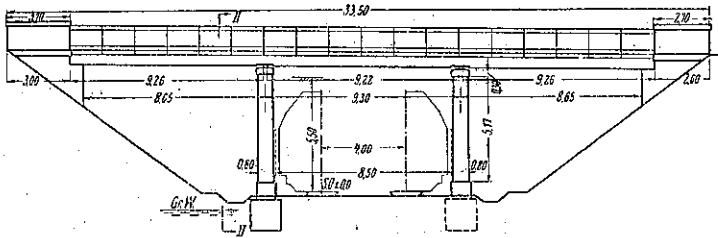
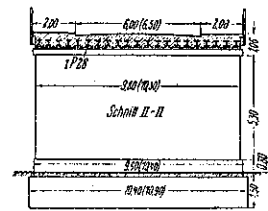
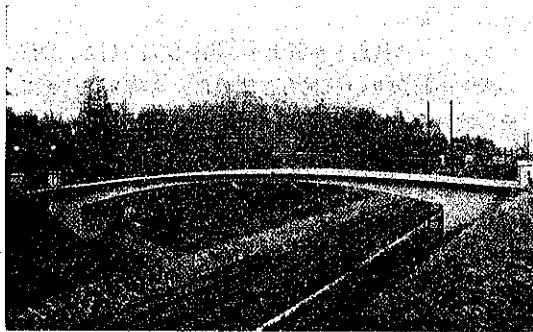


図-40.



た径間 23.2m の框橋が Bad Oeynhausen の跨線橋として作られてゐる (図-38, 40 及 41)。本橋は國有鉄道の Löhne-Hamel 間の複線軌道上にかゝつてゐて、最初は 3 径間の桁橋として設計された (図-39)。而し其の後 1 径間の橋が必要とされたので拋物線に彎曲せる框橋が考案された。本橋の如く非常に建設高が制限せられたるものに於ては同径間の桁橋は問題にならず、又下路桁橋及中路桁橋は許されない。現在の要求は唯 2 鉸框橋によつてのみ満足され外觀上より考へても前に考案された桁橋より適當である。

圖-41 に示されてゐる如く人道は兩側に突出して居て人道床版は車道床版の一部と共に一方の床版桁に結合されてゐる。荷重は DIN 1072 の第 2 橋種の荷重を用ひてゐる。框隅角に於けるハウソチの爲の補強による影響は考慮されてゐて其れによりモーメントは 18% 節約されてゐる。活荷重によるモーメントは横斷方向の荷重分布は DIN 1075 の注意 6 によるものとして計算されてゐる。尙本橋は 2 車線なる故一つの自動車に對して計算さるべき床版の幅は全床版幅の半分より大ならずと云ふ制限が置かれてゐる。床版の端の床版桁の受ける荷重は車が歩車道境界石に接近してかゝつた時に側溝幅 (stegbreite) にかゝる車荷重と床版の上にかゝる一方の車荷重の一部とである。計算値は次に

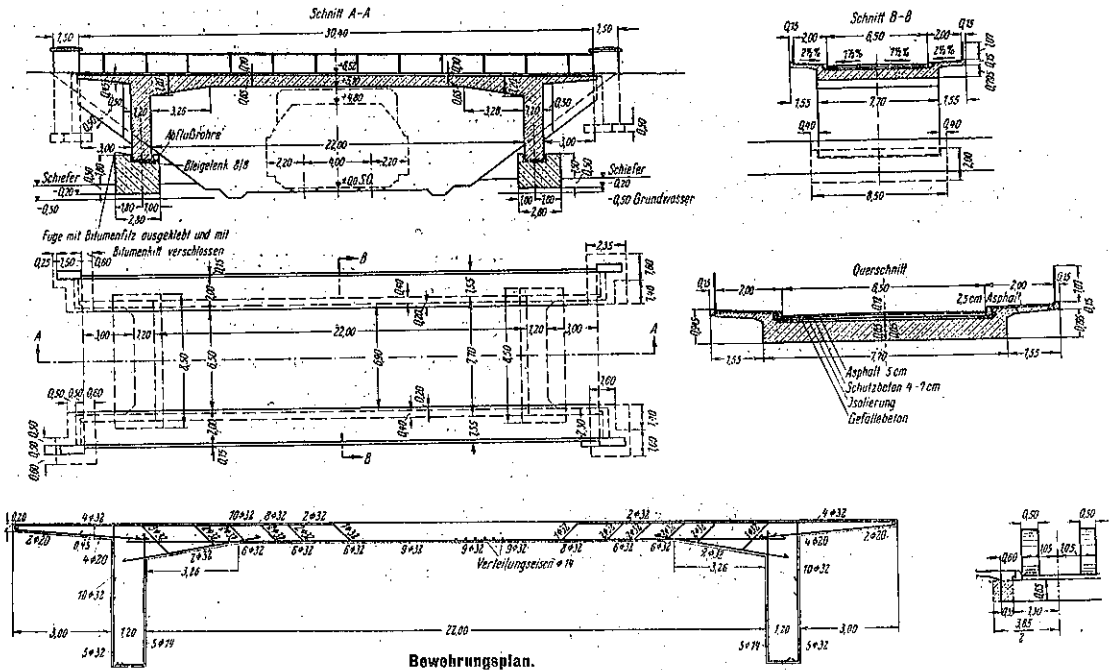
示されて居る如し。

前輪 P_1 は分布荷重 p として幅 $b'' = 1.00 + 2 \times 0.09 + 2.00 = 3.18 \text{ m} < \frac{7.70}{2}$ に、後輪 P_2 は幅 $b'' = 0.50 + 2 \times 0.09 + 2.00 + 1.60 = 4.28 \text{ m}$ に分布する。少くとも $\frac{7.70}{2} = 3.85 \text{ m}$ に分布する。隅桁即ち隅框は車中心と隅桁との間隔を 1.65 m に取つた場合の車荷重を受ける。そして幅 $b'' = 3.10 \text{ m}$ 又は $b = 3.85 \text{ m}$ に分布する。即ち

$$P_1' = P_1 \left(\frac{3.18}{2} - 1.30 \right), P_2' = P_2 \left(\frac{3.85}{2} - 1.30 \right)$$

隅桁は勿論車荷重の外に歩道の全荷重を受ける。死荷に對する隅桁のモーメントは主桁で計算されたモーメントより誘導し得る。即ち隅桁が主桁と結合されて居

図-41.



るから主桁と同様なラーメンの作用をしてゐる事が分る。

図に示されて居る如く框脚は基礎の中に埋められて居る。それ故に完全に保護されてゐる。尙数十年數百年後に於ける鉄の破壊時に於ても完全に保たれ(框脚が外に表はれない限り)外部的には適當なる框脚長が維持されてゐる。

本橋は外觀的に輕快なるにかゝはらず、18t ローターの試験荷重に於て橋面の撓度 1mm に過ぎず。又型枠をはずした時に橋面中央の沈下は 6mm 即ち径間の 1/4000 に過ぎなかつた。コンクリートの最大応力は 73 kg/cm² に達してゐる。

上記のスラブ橋及其他多くのスラブ橋(図-42~45)の試験によつて Uentrop の Lippebrücke の完成を見

図-42. ビスマルク橋

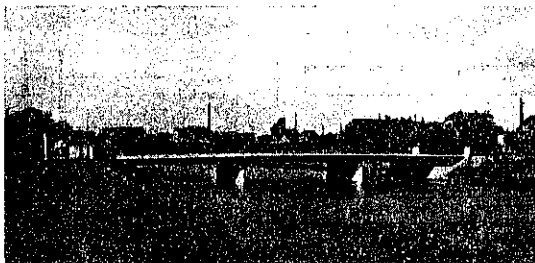


図-43. 自動車道の2径間ラーメン

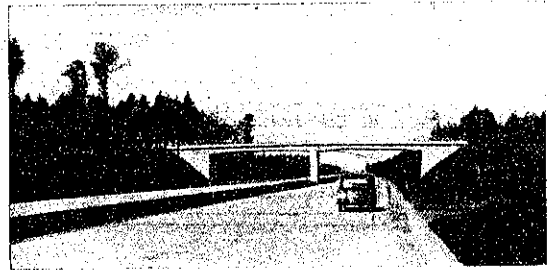
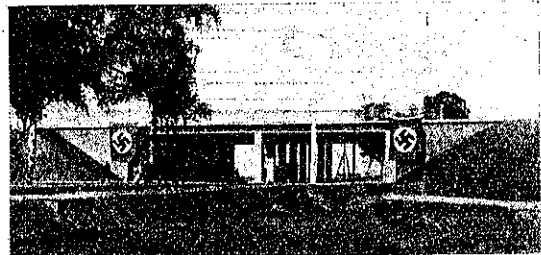


図-44. 自動車道のスラブ橋



るに到つた。本橋は 6 セメント會社主催の競走に於て特別考案として提出された純徑間 30m の框橋で橋脚のダム作用を考へに入れなくとも 3 径間の桁橋や其他ゲルバー橋の如き他の多くの構造より適當なものであつた。又色々の點より 1 径間の橋が是非必要とされ

図-45. 自動車道の街路橋

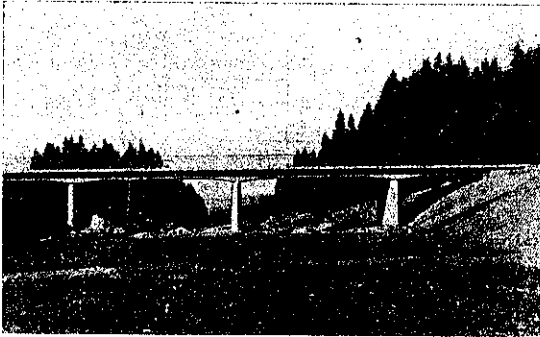


図-46. 街路橋 (径間 30 m)



たので本橋が建設される事になつた (図-46~47)。

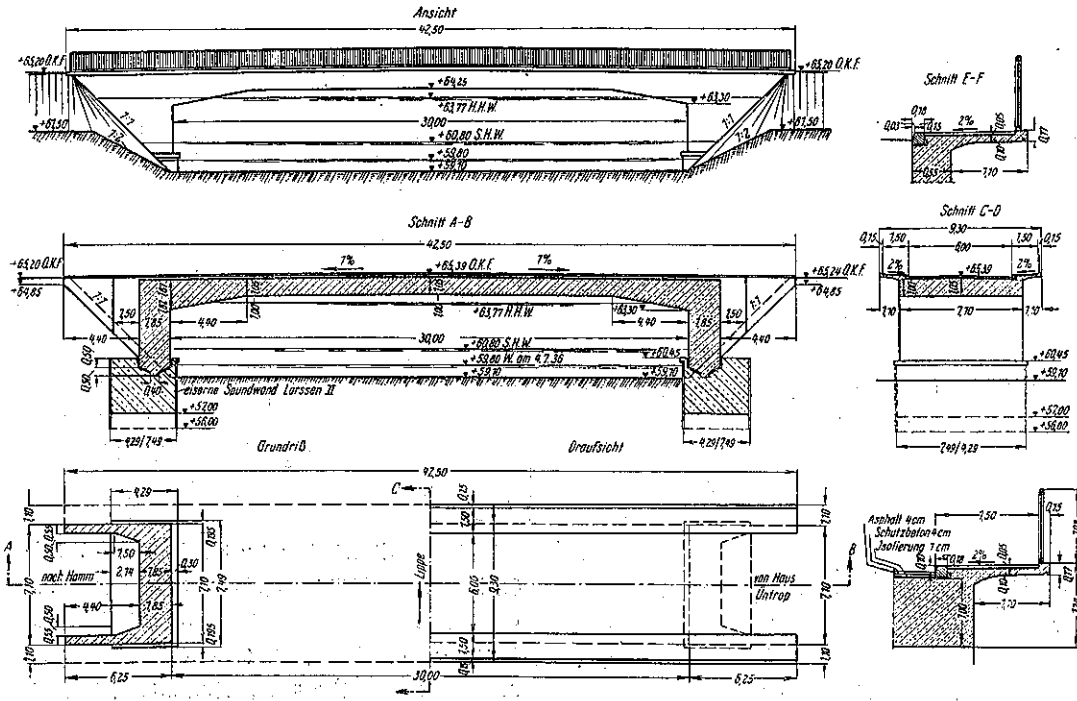
図-47 に示されて居る如く人道が突出して居る點其他框脚, 框桁の寸法等 Oeynhausier 橋に用ひられたと同一である。荷重は一等荷重であるが, 細長比は Oeynhausier 橋のそれと同様である。框脚は基礎に埋められて居て鉄絞が破壊しても確立して居る。棘狀の框脚は支點に於て鉄絞の媒介によらずして支點反力を基礎に傳へる。この場合絞の作用は殆ど完全である。

コンクリート応力は殆ど 75 kg/cm^2 以下である。單に桁の真中に於て色々の良くない影響を考慮すると 83 kg/cm^2 になつてゐる。コンクリート填充に於て最後に填めらるゝ桁の中央のコンクリートは非常に細密なる混合によつて行はれてゐる。

勿論 2 絞框橋に於ては僅少の框脚長の変化に依つて直応力及横力の水平剪断力に及ぼす影響は考慮されてゐる。即ちかゝる力を考へに入れた時の応力増加は豫想されねばならぬ。亦活荷重に依るモーメントが合成曲げモーメントの幾割をなしてゐるかは吟味されてゐる。それは 25% であつた。即ち活荷重が増加しても応力増加は 25% である。

型枠をはずした時桁中央の沈下は 14 mm に過ぎなかつた。基礎の沈下即ち 3 框脚角の沈下は殘念乍ら技

図-47. 同上 詳細圖



術的間違の爲、止める事は出来なかつた。桁の撓度は桁中央の沈下より数倍小さかつたに相違ない。本橋は1936年に作られ10月には通行が始められた。

以上多くの横径間スラブ橋の工事を總括して考へると、スラブ橋は使用價值の大なる工法なる事が分る。又全構造物の高さを節約し得るものである。即ち平地に於ては重要な翼壁及無駄な取付傾斜を省く事が出来る。建設費がそれより少しく大きな橋より高まりそうな多くの橋に於ては之の種スラブ橋の發達は經濟的に有利に導かれるであらう。

スラブ橋径間の經濟的限度は今までの經驗に依つては未だはつきりとは云ふ事は出来ぬが制限された建築高の場合には今までは不適當と考へられて居たが經濟的である。スラブ橋の技術的限度は Uentrop 橋の径間よりは大にする事は出来ぬと思ふ。コンクリートの許容応力を大にする事によつてスラブ橋は益々其の可能性を發揮するものと思はる。(筑瀬 懋)

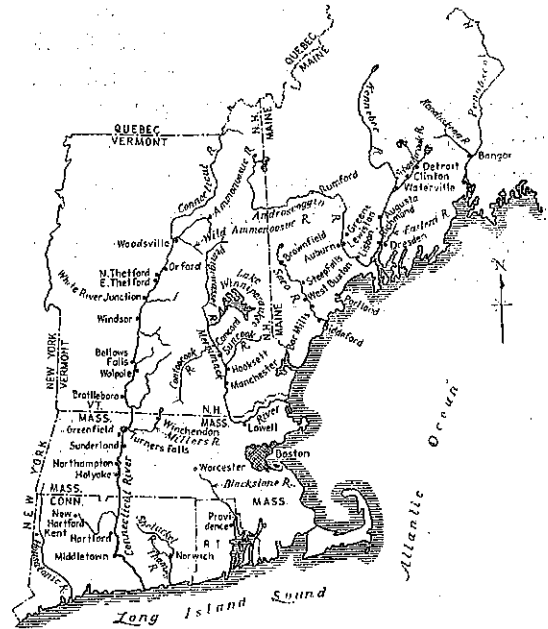
(168) New England に於ける橋梁災害

(Waldo G. Bowman "Bridge Engineer's Odyssey" E. N. R. July 15. 1937. p. 104~108.)

1936年3月 New England 地方を襲つた洪水は其の結果として約 138 個所の橋梁の新設或は改築を要せしめたのであるが、之の中 24 橋は相當径間の大なるものであり、更に手直し程度の修繕を要したものを併せると其の數 700 に達する。之等の橋梁工事は目下盛に施工中で各處に於て各々の進捗状態を示しつゝある。

先づ視察の順序として Connecticut 河から始める。之の河は北方は New Hampshire の White 山脈に入り、南下して其の河口を Massachusetts に有する。圖-48 は州の首都及主なる洪水災害を受けて復舊工事

圖-48. New England に於ける主なる河川の橋梁被害箇所



中の橋梁個所を示したもので之の附近は災害工事の展覽會の如き觀を呈してゐる。

南方 160 哩の間の被害: Connecticut 河は全長 300 哩を有し、其の下流の南側 160 哩間に新設 9 橋と改築 8 橋が目下進行中である。北方に進んで最初の橋は Middletown にある 2 径間の 600 呎の繫拱で、之は最初 5 径間の構橋であつたものゝ架換であつて兩側の取付部分の中、西側の鋼桁は既に完成し、中央の繫拱の架設に取掛つてゐる。

Connecticut 州中に於ては大なる被害はない様であるが、Massachusetts に入ると大部模様が変わり、Holyoke

圖-49.



では 36 年前に構築した 160 呎 10 径間構橋の床版を新に施工して居るを見る。該橋は下部の石工基礎は被害を受けてゐないが、西側 7 径間の下弦材は流水のため曲げられ、対傾結構は總べて破壊し、數径間は其の伸縮ローラー上を 1~5 吋側方に移動してゐる。木塊鋪裝は大部分洗はれて了つてゐるが床構の横縦桁等には被害がなかつた (図-49)。

更に上遊して Northampton に到ると上路構で中央 260-296-260 呎の連続桁及兩側各々 203 呎よりなる Caloin Coolidge 記念橋がある。之は洪水とは無関係のものでその幅員 40 呎、軽く然も狭い橋である。

Sunderland で最初の洪水の犠牲となつた橋梁として 5 径間の鋼構橋がある。之は洪水水位が床面より高くなつた時、橋脚から振り落されたもので、之等の橋脚は頭部にコンクリートの笠置きをして假橋の橋脚として役立つてゐる。假橋は之より下流 200 呎の良好なる地點

圖-50.



に計畫されてゐる新橋の代用として作られたもので、その幅員 20 呎 I-桁上に敷板をなし、舊橋脚間に 5 箇所増設した 12 吋 H-型杭上に支へてゐる (図-50)。

新橋は 4 車線の各 150 呎 6 径間を有する上路橋で地盤が良好でないため長さ 75~110 呎の木杭を砂層迄打ち込んで

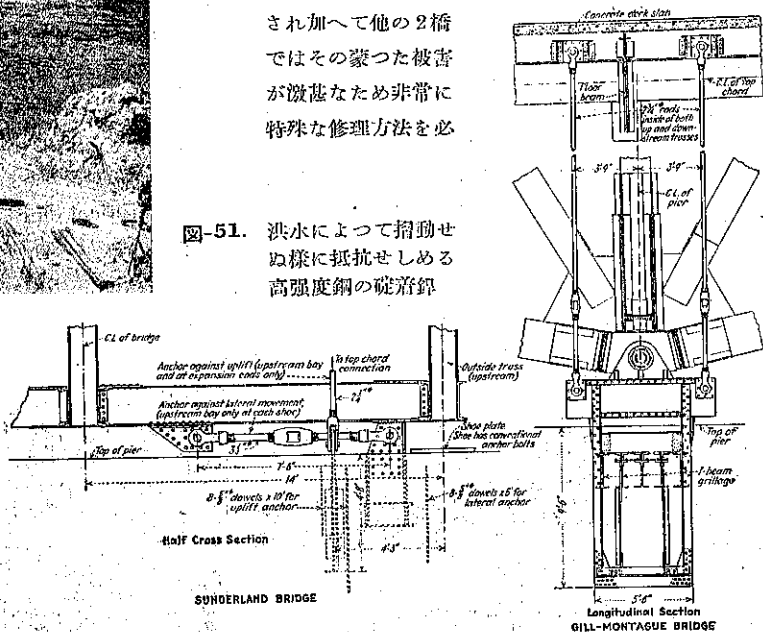
あり、橋脚の天端には石工の碎氷装置を設けてある。この中最も興味あるは圖-51 に示す如き締下げで、之に依つて上部構を下部に結合させ、舊橋に見る如き慘事の起らざる様苦心してある。

Sunderland 5 橋: Sunderland の北方 Turners 村で河は急曲して Turners 瀑布となり此處に往時から有名なる橋がある。町の南方 1 哩の處には Greenfield に通ずる路上に 5 径間各 165 呎の木橋があるが、之は上側に單線の軌道を、下側に車道を通ずる複床木桁橋で出来た年の 1869 年から此の方道標としても役立つて來て居り、その木構と拱との興味ある組合せは驚くべき頑強さを示してゐる。更に上流には軽い鋼吊橋がある。之は洪水から免れたが其の餘命既に盡くの状態を示し數年前より同時に 2 車以上の通行を禁止してゐたのであつたが、最早今日の増大した荷重に耐ふるの由なく今や連続鋼構橋を以つて架換へられるに至つた。

この連続構橋は Gill-Montague 橋と呼ばれ技術的に興味ある點が少くない。径間割りは中央 400-450-400 呎の 3 径間に 150 呎及 225 呎の兩側径間を有し、1936 年度の洪水位より 8~9 呎の空頭を有する (圖-52)。

進路を更に北に取り New Hampshire に入ると洪水の災害の一層大なるを見る。何となれば Connecticut に於ては橋梁の損傷皆無であり、Massachusetts では 2 橋を失ひたるに拘らず New Hampshire では 5 橋を完済なきまでに壊され加へて他の 2 橋ではその蒙つた被害が激甚なため非常に特殊な修理方法を必

圖-51. 洪水によつて撓動せぬ様に抵抗せしめる高強度鋼の礎着錠

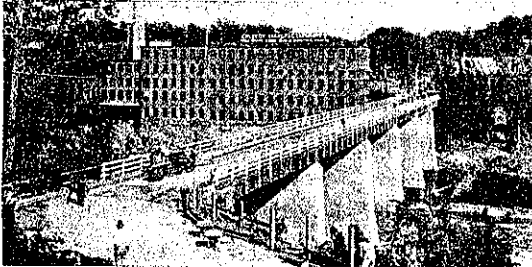


SUNDERLAND BRIDGE

Longitudinal Section
GILL-MONTAGUE BRIDGE

要とするに到つた。従つてこの附近 90 哩の間に橋梁工事箇所として 9 橋を算してゐる。

図-52.



最初のもは有名な Brattleboro 橋で、1886 年に竣功、径間 350 呎の吊橋である。この橋に就て興味あるは之が架設に際して設けた鋼製足場であつて、珪素鋼の両端を有する H 型鋼桁を上下して高水に抵抗するに充分なる深さに達せしめた (図-53)。

新設の拱橋は 1927 年の洪水位よりは高い位置にあるが、その鉸は 1936 年の洪水位に對しては 4 呎下にある。工費約 250 000 弗で車道 24 呎、兩側歩道各 2 $\frac{1}{2}$ 呎は拱肋から H-型断面の吊材で下げられあり、床構造はコンクリートを填充した鋼格子を用ひてゐる。

図-53.

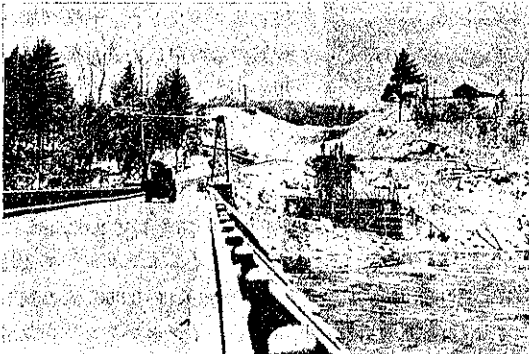
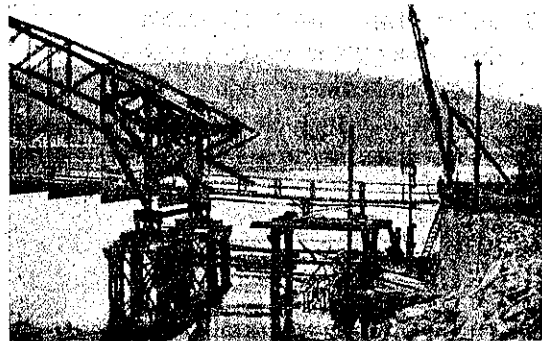
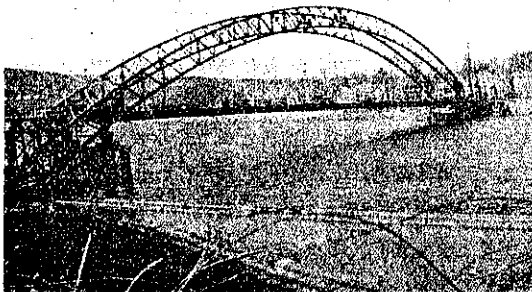


図-54.



更に遡上すると Walpole 及 Bellows Falls の 2 橋を見る。前者は 3 径間の下路鋼鉸桁で 1911 年の架設にかゝり、2 基の橋脚は可成激しく洗掘を受けてゐたのであるが、上部構造は最近補強した許りである。充分其の使用に耐へるものであつた爲、目下この橋脚をコンクリートで包み補強工作中である。後者は更に 3 哩北に寄つた處に位置し、径間 540 呎の 3 鉸結構拱は奇蹟的に壊滅から免れてゐるが、直下に堰堤が出来たため、水位の上昇を來し流氷に依る弦材の埋屈を招來した。

Bellow Fall 橋の修理： 橋体は致命的な破壊からは免れてゐるとは云へ、緊急なる修理を要すべき状態にあり、取敢へず破損した拱端を取除いて径間を 486 呎に縮め橋臺を之の位置まで前進させた。之の工事のため次の如き施工が行はれたのである (図-54)。

先づ最初に図-54 に見る格點 L_4 に木製の塔を築造し、之の兩支柱間の拱肋には 2 本の径 2 $\frac{1}{2}$ 吋の鋼索を張つて繫拱の型式とした。問題は現在の橋臺を扛上せしめ、且河に向つて其の位置を押し進め、高きに於て 17 $\frac{1}{2}$ 呎、距離に於て 54 呎を互ひに接近せしめる事にあるのであつて、之のため最も經濟的な設計として先の L_4 支柱と舊橋臺の間に橋脚を設けて之を兩者の間に連接して拱の水平推力を新橋臺に移した。この爲に 3 角形の鋼棒を用ひて、その一頂點に新拱肋の鉸を置き他を舊鉸及新橋脚上にある如くし、拱兩端に於て破損せる 3 格間を取除き之に 1 格間を新設し、差引 2 格間長 54 呎の短縮を見た。新鉸の位置は舊構部材面内の L_2U_2 にある。

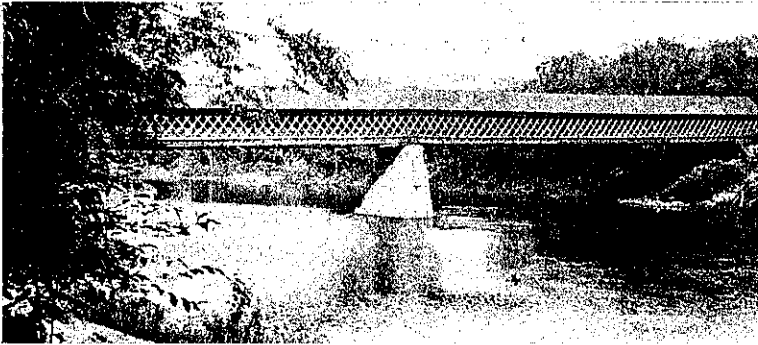
斯くして繫材の用をなした鋼索を取除いて再び 3 鉸拱として作用する如くにしたのであるが、この間繫拱を支へる西側支柱が工事中流氷に破壊されるの危機に瀕し、ために之が防禦工として鋼矢板を打込む間工事を

一時中止した事があつた以外は大した困難はなく工費 120 000 弗を以つて竣功した。

Bellow Falls を White River Junction に向つて遡つて行くと堰堤の直下に開削コンクリート拱の工事がある。これは拱水位より上位にあつた爲、被害の大なるものは見受けられないが、唯この地點は Connecticut 河に最初に架けられた橋梁 (1785 年、更に 1850 年に架換つて今日に至る) の存するを以つて有名である。又之の途中 Windsor にある木構橋 2 径間は流氷によりその上流側下弦及腹材を可成損傷されてゐる。White River Junction では目下 2 径間 (各 150 呎) の下路鋼構橋が架設中であり、その北方の Hanover の美術的な鋼鉄桁は不思議に被害を蒙つてゐない。

East 及 North Thetford では各々 231 呎及 125 呎の構桁が工事中であり、Orford では前述の Brattleboro 鋼橋が施工中である。繫拱としたのはその附近の地盤状況が 2 鉸拱には不経済と考へられたからである。

図-55. Orford 舊橋



更に Connecticut 河に就て最後に注目すべきは Wordsville の近くなる Wild Ammonoosuc 河の 120 呎構橋である。この地は兩岸迫つて溪谷をなし、1927 年の洪水では多年堆積した転石が一度に流出し通る路筋の構造物を片端から破壊して行つた歴史を有してゐる。今回の洪水では左程の猛威を振へなかつたとは云へ、1 橋臺と上流側翼壁は全く洗掘されて了つた。新橋にあつては H-型基礎杭上に橋臺は河床面下 10 呎、翼壁は 16 呎に施工し、更に翼壁に 20 呎を延長して後難に備へてゐる。

(糸川一郎)

下 水 道

(169) 鹽化第 2 鉄を使用する下水処理

(J. A. Carollo "Chemical Treatment of Sewage with Plant-Made Ferric Chloride" Western Construction News, June, 1937. p. 222-224.)

Ariz 州 Glendale 市では昨年化学的處理をする最新式下水處分場を工費 43 000 弗で完成した。この處分場が出来る迄は、下水はイムホフタンクで處理し、汚泥は少し離れた所に大きな穴を掘りこの中へ捨ててゐたが、種々面倒な事があり、訴訟を起されたりしたので、之を改良したものである。

クリーム工場汚水：1933 年大クリーム工場が出来、操業を始め其の汚水を市の下水渠に放流するに及んで、イムホフタンクの狀態は非常に悪化し、汚泥消化能力も不足を告げる様になり、附近の住民に又訴訟を起されたので、市では 1935 年 PWA の適用を受け新下水處理場を築造した。

處理場の型式：種々の調査の結果、自動棒篩、沈砂機、石灰注加機、鹽化第 2 鉄製造機、フラッシュミキサ、フロックキュレーター 2 基、沈澱池 2 面、汚泥ポンプ、イムホフタンクを改装してガス蒐集用屋根を附けた汚泥消化槽、汚泥搬出用軌道のある汚泥乾燥床、汚泥を自動車に積込む高位積込場を造る事にした。新處理場は鋼製の家の中であり、簡易焼却用の炉もある。下水の平均流量は 0.55 mgd. で、時間最大は 1.0 mgd. である。

沈澱：沈澱の全能力は滯留時間 1 時間として 2.0 mgd. である。舊イムホフタンクを改造して消化能力は 4 倍となり、現在人口 3 300 人に對して 1 人當り 4 ft³ に相當する。イムホフタンクの改造には、沈澱室の傾斜壁及ガスの出口を取除き、三角形の梁は軌條で補強し、舊タンクの上にトラスでガスの漏れない屋根を作りタンクの上が土地と同高になる様にした。

鹽化第 2 鉄の設備：是は興味ある特色で、Ariz 州ではこの種の据付は最初のものである。この設備は、コンクリート槽と鹽素滅菌器と獨立給水装置から出来てゐて、鹽素溶液は、ベイリングワイヤ (balingwire) を充した第 1 室の底から入り、溢流して同じくベイリングワイヤを充した第 2 室に入り、再び溢流して、ガラス化した陶管に入り、この管中で第 2 の藥品を受け、鹽化

第 1 鉄から鹽化第 2 鉄に変わる。鹽化第 2 鉄の供給は鹽素滅菌器に入る水の量に依つて変化する。水の量は弁或は調整器で加減し、鹽素供給量は普通の方法で人手で加減する。

鹽素の供給： 鹽素容器と鹽素滅菌器の適當な温度關係を維持するには、鹽素容器を 1 部屋内に入れ、鹽素供給管と絶縁し、滅菌器の直前のトラップの下に小さい加熱器を据付けた。元來こゝで問題の起るのは、容器を屋外に出し日光に當てるからである、夜になると容器は日中吸収した熱を保留し、屋内にある滅菌器は急に冷却するから、鹽素がベル製瓶に來た時凝結して鹽素氷が出來、供給の支障となるからである。各容器には 3 つの弁があり、容器を任意の數だけ使用出来る様に連絡管を配置してある。

鹽化第 2 鉄の利用： 鹽素は下水の量及強度に依つて、1 日 20~60 lb. の割合で鹽化鉄製造所に送られる。鹽素はベイヤリングワイヤと直接接觸するが、その反応は水鹽素比に關係する、上に述べた供給の割合は 1 ガロンにつき約 1 グレイン (0.0648 gr.) である。下水に之を加へると、下水は黒くなり、小さいフロックが生成される。

吐出口： 昨年 4 月、古いコンクリート下水渠の代りに新しいガラス化した陶製のものを使用した。舊管は處々に凹みがあり、下水を逆行せしめていたので下水は非常に腐敗し、硫化水素含有量は 1~2 p.p.m. であつた。新管を使用し始めると市から處分場迄の流下時間は 1 時間短縮され、腐敗も少く、硫化水素も殆ど認められず、鹽化第 2 鉄を加へても黒變せず、流出下水に見られた黒味は全くなくなつた。

連続沈澱床： 今 1 つの特色はフロッキュレーターと沈澱池が隔壁なく、池から池にフロックを移す時フロックの破壊を防止するため連続してある事である。沈澱池に下水を分布する方法も改良され、水平垂直兩方向に一樣に分布される。この設計の結果は極めて良好で、工費も節約出來た。フロッキュレーターは 4 種の速度即ち 6.8, 3.4, 2.26, 1.14 r.p.m. で運転出來、その時の周邊速度は 106.8~18 ft./min. である。

下水の分析： 流入水中の沈澱し得る固形物は、1 立に付 5~40 c.c. であり、流出水では皆無であるか時として 0.5 c.c. である。硫化水素は流入水には 2 p.p.m. であるが、流出水には皆無である。臭氣は非常に消去され、運転士及訪問者にも氣がつかない。流入水の pH は全くクリーム工場汚水に關係し、4.8~7.4 である。

図-56. 操作設備及フロッキュレーターのある建物
改造イムホフメック(左)には氣密な地面と同高の鋼トラスに
支へられた屋根がある。汚泥乾燥床は動物の背後にある

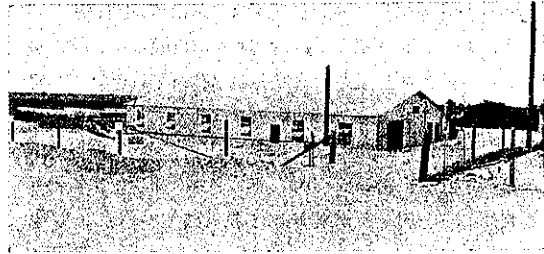
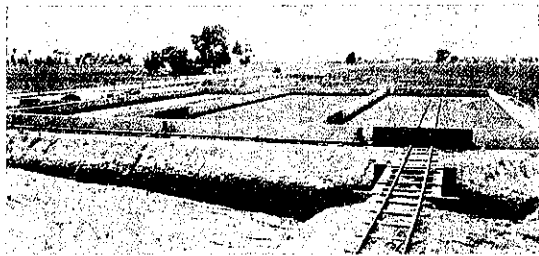


図-57. 沈澱池、鹽素滅菌器(遙か左)、篩渣焼却用
の炉(遙か右)の配置を示す内部の光景
2 m. g. d. の流量に對して滯留時間 1 時間



図-58. 汚泥搬出用軌道の設備を有する汚泥乾燥床



流出水の放流： 處理場からの流出水は新川(即ち水のない沼澤)に放流され、1 哩も流れない間に消失する。舊處理法では 2 哩も流下し、臭氣を發してゐた。今の流出水は全く清浄であるが、新下水渠を使用する迄は、硫化鉄に依る僅の黒味を帯びてゐた。この黒味は鹽化第 2 鉄を混和する直前に注加する石灰の量を増加すれば全く除去する事が出来る。普通の石灰注加量は 1 ガロンに付約 1 グレインである。(宇野周三)

道 路

(170) タールを使用せる粉末状土壤の安定法

(T. V. Fahnestock "Firming Fine Soil with Tar." E. N. R. June 17, 1937, p. 915.)

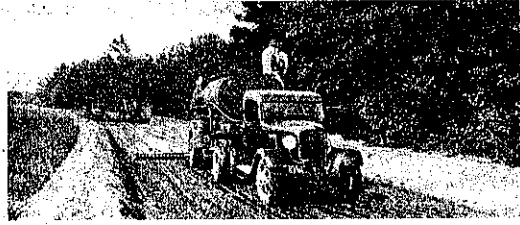
本文は主に粉末状性の土壤よりなる米國北カロリナ

州の道路を次の 2 方法により軟質タールを粘結剤として使用し之を固めて舗装試験を行った工事報告である。

Surry 地方に於ける舗装試験：之は米國路線 601 に當り、1936 年の夏に Surry 地方の路線にて試験舗装をした。此の地方道路の交通量は 600 臺/日にして 20 % はトラック及バスであり、気温は凡そ $-5 \sim 100^{\circ}\text{F}$ である。道路は今世紀の初め砂及粘土にて厚さ 6 時の表面處理をなし、続いて 1927 年にアスファルトにて簡単な表面處理を施したが氣候の不順及路盤の不完全の爲、著しく毀損した。路盤面は良質の赤土であるが表面の土壤は良質ならざる主に粘土及シルトよりなる土である。此の土壤の試験による成績は表-4 である。試験區域は約 1 哩で、その目的は軟質タールを使用して膠着性の乏しい粉末性の土を粘結し安定して且つ耐水性と

にて軋圧する。斯くて 36 時間後に 1 平方ヤードに 1/2

図-59.



時花崗石チップ 20 封度及タール 0.23 噸を混合し表層を作り軋圧し更にチップ 13 封度及タール 0.22 噸を添加混合し再び軋圧を充分になし然る後交通を許すことにした。工事完了後、各區間を觀察したるにタールの混合量は異りても仕上りの外觀上には何等の差異を認めな

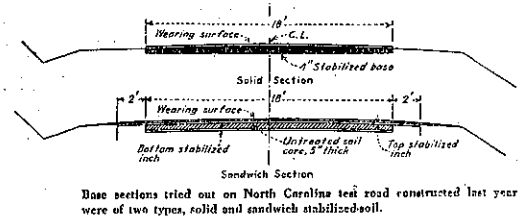
表-4. 土壤試験成績

Location	Particles larger than 2.0 mm.	Soil Mortar - 100%					Passing #20 sieve	Phys. Characteristics of Material Pass. #40				
		Coarse Sand 2.0 to 0.25 mm	Fine Sand 0.25 to 0.05 mm	Silt 0.05 to 0.005	Clay smaller than 0.005 mm	Colloids smaller than 0.001 mm		Liquid Limit	Plast Index	Shrinkage Limit	Shrinkage Ratio	Field Moisture Equiv
Topsoil Base Course												
Sta. 0+25	35	21	31	18	30	21	85	33	7	21	1.7	24
5+00	32	21	33	20	26	18	85	30	5	21	1.7	23
10+00	31	17	30	23	34	23	88	36	0	19	1.7	26
15+00	44	19	33	19	29	16	87	32	4	22	1.7	20
20+00	34	18	32	20	30	17	89	32	7	19	1.7	22
25+00	38	20	32	23	25	15	88	27	4	19	1.7	22
30+00	41	19	28	23	30	20	87	30	6	18	1.7	24
35+00	37	17	29	22	32	19	88	32	8	18	1.7	24
40+00	46	17	37	20	26	15	88	26	6	16	1.8	20
45+00	40	16	35	21	28	18	89	27	6	16	1.8	22
50+00	39	14	38	23	25	16	90	25	6	14	1.8	19
52+00	38	14	40	20	26	18	90	27	6	10	1.8	20
Subgrade												
0+25	35	19	27	23	31	22	85	33	6	20	1.7	27
5+00	13	18	24	29	48	30	91	48	16	22	1.7	29
10+00	8	10	24	22	44	33	93	57	10	25	1.6	35
15+00	25	16	33	22	27	16	88	38	6	27	1.6	29
20+00	9	11	23	19	47	26	92	52	18	24	1.6	33
25+00	18	17	32	19	32	23	90	39	11	22	1.7	29
30+00	12	16	30	19	35	25	90	45	12	23	1.6	30
35+00	17	15	34	18	33	20	90	34	7	23	1.7	24
40+00	6	11	28	16	46	35	93	47	18	22	1.7	25
45+00	27	11	27	16	47	35	93	49	19	22	1.6	33
50+00	27	18	34	16	33	22	87	37	12	18	1.7	24
52+00	16	8	24	17	61	41	95	66	24	25	1.5	40

なし適當なる舗装を築造する事である。先づ試験區域を各區間に分割し、第 1 部試験舗装として區間 (0~26+40) に就て軟質タール及土の混合法により厚さ 4 時の表面處理をした。次に第 2 部として區間 (26+40~58+80) に就てサンドウィッチ式による舗装をした (図-59 及図-60 参照)。

第一部試験舗装の築造：先づ土掘機により厚さ 4 時の表面土を掘き起し約 8% の水分含有量の土に水を加へ水分含量 15% とし之に軟質タール (エグナラー比粘度 26~36, 122°F) を區間 (0~8.50) に 1.40 gal/yd²; 區間 (80+50~17+15) に 2.00 gal/yd²; 區間 (17+40~26+40) に 2.30 gal/yd² の割合に夫々添加して混合機を使用し充分に良く混合し此が終つた後 5 t の軋圧器

図-60.



かつた (図-62 参照)。

第 2 部試験舗装の築造(サンドウィッチ式) 図-61 及 図-63 参照。

先づ路面を 6 時の深さに土を掘取り又 1 時の路盤面も同様に掘起し土を出来るだけ粉末状にする。次に

図-61.



水を添加して水分含量を10~15%に増加する。続いて此の土にタールを區間(26+40~35+100)に0.77 gal/yd²;

の後輾圧機にて良く輾圧した。之がタール處理をせざる仕上りの厚さ5時の中間層である。更に、此のタール處理をせざる土の上部を1吋搔取り之にタールを區間(26+40~35+00)に0.69 gal/yd²; 區間(25+100~44+00)に0.84 gal/yd²; 區間(44+00~52+80)に0.97 gal/yd²の割合に添加混合して同様に引揚げ輾圧をして上層にした。上層築造後、

表-5.

Date	Sept. 17-36			Oct. 7-36			Oct. 17-36			Nov. 4-36			Nov. 14-36			Jan. 9-37			Feb. 25-37		
	Lt.	C.	Rt.	Lt.	C.	Rt.	Lt.	C.	Rt.	Lt.	C.	Rt.	Lt.	C.	Rt.	Lt.	C.	Rt.	Lt.	C.	Rt.
Per cent of Moisture at Sta. 28..	10	10	12	11	12	12	11	12	11	12	14	12	12	13	14	15	15	12	13	12	12
Per cent of Moisture at Sta. 38..	8	8	8	11	10	10	10	9	9	8	9	9	11	9	8	13	11	16	17	13	12
Per cent of Moisture at Sta. 51..	8	10	9	11	11	10	10	11	11	10	12	10	10	13	10	14	13	12	14	15	13

図-62.

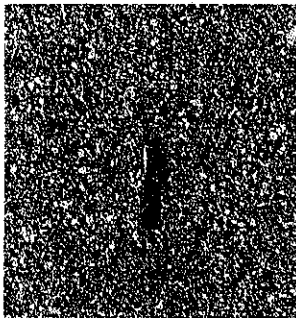
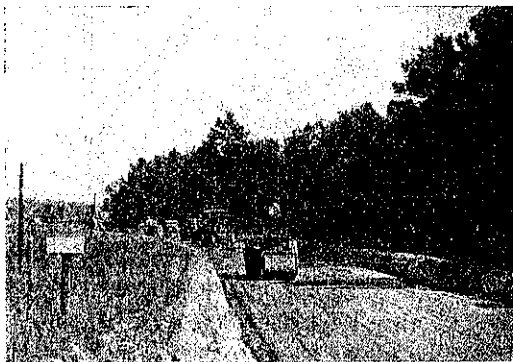


図-63.



區間(35+00~44+00)に0.90 gal/yd²; 區間(44+00~52+100)に1.01 gal/yd²の割合に夫々添加して良く混合する。混合後に此を展げトラック或は5t輾圧機にて輾圧して最下層とした。次に、路側上に盛つた土を最下層の上に盛り各層の厚さを1吋に保ち各に水を加へ水分含量を10~15%となし之を擴げ、そ

その翌日にタール(エングラ-粘度8~13)を1平方ヤ-ド當り0.27 噸をプライマーとして撒布し24時間放置して充分に滲透させた。然る後タール(エングラ-粘度26~36)及チップを1平方ヤ-ド當りタール0.27 噸及1/2吋花崗岩チップ20 封度を添加し後に輾圧をなし最上層を築造した。

表-6.

Date	March 13-37		
	Lt.	C.	Rt.
Location			
Per cent of Moisture at Sta. 28.....Core.....	14	12	12
Subgrade.....	17	17	13
Per cent of Moisture at Sta. 38.....Core.....	14	11	10
Subgrade.....	24	19	10
Per cent of Moisture at Sta. 51.....Core.....	12	10	12
Subgrade.....	28	18	20

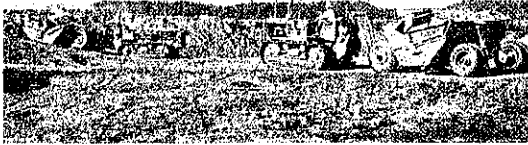
試験結果の概要: 此の試験舗装は1936年9月14に完了した。その後時々タール處理をしない土壤のコアを取りてその水分含量を試験した。その試験成績は表-5及表-6である。続いて1937年3月に全舗装の視察を行つた。その觀察によると第1部舗装試験の部分は一般に好成績を示し第2部も好成績であるがたゞ區間(44~52+80)が少しくタールの過剩(全使用量1.71 gal/yd²)の爲、小龜裂が出来きたのが認められた。

此の試験は又使用せるタールの最小限度を求めむ爲に混合量を種々變へて行つたのであるが結果より見ると第1及第2部を通じその最小限度の區間は一般に良成績を示して居た。舗装の築造中は著しい不便或は困難がなく工費も極めて安く例へば最上層に就ては第

部分は 22 呎である。

昨春均し作業を開始して以来 210 000 弗の費用を以て 900 000 立方碼の土砂を運搬した。残す所は約 450 000 立方碼の土砂を所々に運搬するばかりである。

図-66.



4 月 1 日に浚渫作業が終了したが、4 250 000 立方碼の砂交り物質を飛行場用地に送り込んだ。浚渫盛土は主として南側の低地部分に送られ、それ迄管を使用した。其の長さは 4 000 呎に達した。

本飛行場はコロンビヤ川口に近く、即ち低地であり、降雨量の多い地方なる為、排水施設が中々重要である。

200 呎幅員の東西方向の滑走路には両側に 200 呎間隔、他の滑走路には両側に 150 呎間隔に排水口を設ける様に設計してある。此の排水口を連結する管は最小 3 1/2 呎の深さに埋設され、是等は 3 本の 24-36 吋直径の主導管に連なりコロンビヤ川に排水する。此の排水施設は 1 時間 0.3 吋の降雨量を目標にしてある。

北側の川に近接する地域の地下排水も研究された。高度 34 呎の堤防はコロンビヤ川岸に數哩に亘り築かれてゐて、之が飛行場や附近の土地を洪水から防いで

ゐる。垣のすぐ内側には平均 5 呎深さの溝を掘り巡らしてある。

表-7.

Tentative Estimated Cost

*Purchase of site	\$ 308,000
*Clearing of site	108,000
*Dredging (4,250,000 cu. yd.)	350,000
*Excavation (900,000 cu. yd.)	210,000
*Excavation, additional	105,000
*Miscell. ditching, levelling	375,000
*Fencing	37,000
*Gravel runways and roads	90,000
*Runway and field drainage	200,000
*Paving of runways	500,000
*Runway and field lighting	100,000
*Buildings	1,500,000
Total estimated cost	\$3,883,000

* Indicates work completed or under construction.

(中谷茂壽)

(172) 1937 年巴里萬國博覽會に於ける 獨逸館の建築

(Dipl.-Ing. G. Stroh, Siemens-Bauunion, Berlin-Siemensstadt. Der Bauing. 9. Juli 1937, S. 395-404.)

1937 年巴里萬國博覽會に於ける獨逸館の概要及建築材料選擇の理由及同工事の全般的組織を決定した難點を述べる。

完成期間が短い上に巴里市内部の交通頻繁な街路上にある特殊な建築敷地の状態に左右され且地勢が不良な爲に深さ 18 m の特殊な杭打基礎が必要となつた。以下基礎工事及鉄骨構造についても述べる事とする。

全般的配置： 博覽會の中心は Trocadéro-Pont d'Iena-Eiffelturm-Marsfeld を結んだ線上にある。Seine 河右岸の沿岸道路 (Avenue de Tokio) はやゝ傾斜して之と交り Palace de Varsovie の Pont d'Iena で隧道が開鑿してある。此の沿岸道路の真只中に中心から約 50 m 離れて獨逸館の敷地を博覽會事務局から指定されたのである (圖-67)。獨逸館の長軸は Avenue de Tokio の道路軸と一致して居る。獨逸館の位置が極めて優れて居る爲に獨逸人の藝術的な天性を出來得る限り相応しく表はすのみでなく獨逸の建築學的な建物が佛國政府及他諸外國の博覽會建築物とよく調和する様な建物を建てなくてはならない。同時に巴里の最も交通の頻繁な街路にある建築敷地は設計上極めて重要である。

圖-67. 1937 年巴里萬國博覽會鳥瞰圖

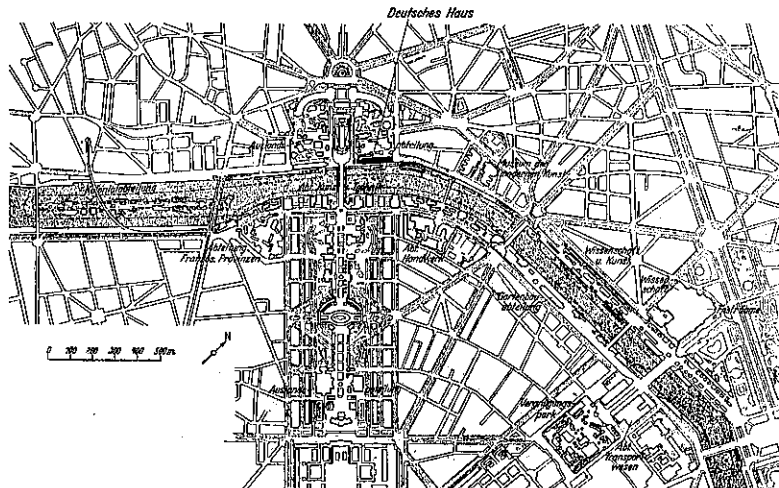
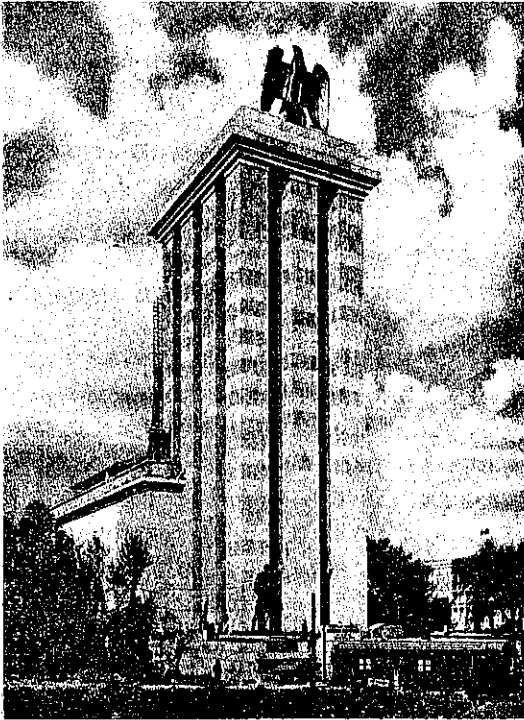


図-68.



特徴をよく表はす様に高さ約 52 m の塔に白色の石材を張り赤黄色の象眼をほどこし獨逸共和国の象徴を冠した(図-68)。塔は約 4 m の高さの貝殻石灰の土臺の上に造り、外に同じ石材の階段を設ける。塔に続いて長さ 148 m、幅 22 m 高さ約 18 m の本館が Avenue de Tokio 上に延びて居る(図-69)。本館兩側の破風壁は塔と同じ石材を張り、壁は灰白色の Terranova 装飾をほどこす。本館の床は街路上約 5.6 m の高さにあり、塔と本館との間に Avenue de Tokio が地下道で接続して居る。

本館は 1 階で床は同時に地下道の天井である。塔に面する側の階段を登れば 2 階となりその下は中 2 階で寫真展覽室、展望室、管理室がある。本館の彩光は幅約 10 m、長さ 80 m の天窓によつて行ひ残りの屋根

図-69.

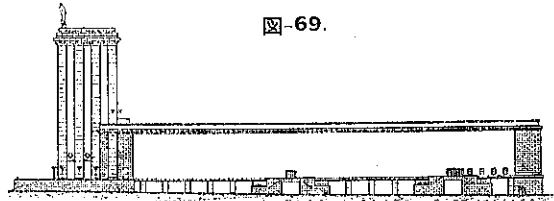
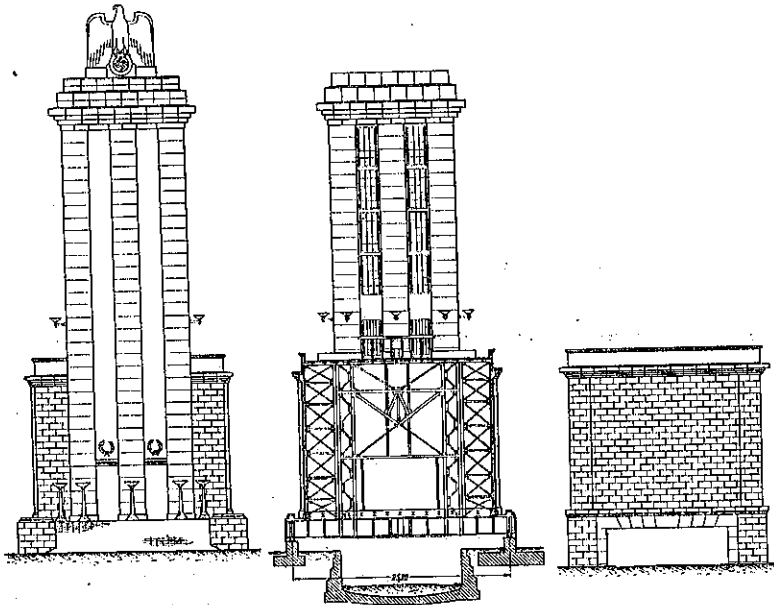


図-70.



は石材の胸墻をはめ、床には石材を張りつめる。屋根は屋上庭園とし塔の階上の食堂に直接行かれるやうになつて居る。

塔と本館との間には二つの階段があり貴賓室のものは直接屋上庭園に通じて居る。更に非常口、非常階段を設ける。

塔の 1 階の貴賓室は本館へ主要通路を持つて居りその上の 3 階には食堂、料理場、便所、酒庫がある。その上の 3 階は事務所及會議室である。1 臺の昇降機は最上階迄通じて居るが他の 2 臺は食堂の用に供する。

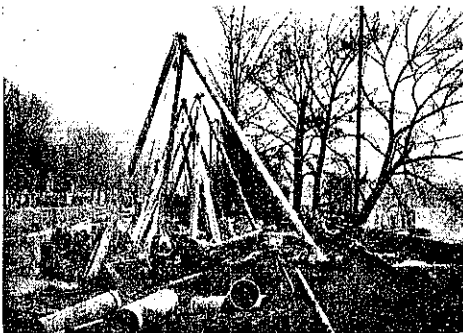
使用材料の撰擇に際しては次の見地が決定的重要性を持つて居る。

れた基礎方法 Franki System である。全体で 487 本の材を要しその中 252 本は底まで打込む事が出来るが 122 本は孔を穿たなくてはならない。113 本は一部孔を穿ち一部は打込む事が出来る。穿孔材は隧道の壁の近くに用ひ佛國の規定に従ひ地下の建築物の底迄は孔を穿ち其處から始めて打込む事が出来るのである。

基礎工事は約 2 箇月を要し場所の缺乏を除けば大した故障もなかつたが穿孔材の製造の爲に著しく延滞した。地質の異なる度に機械を変へなくてはならない。砂礫層では手動の穿孔筒はよく停滯するので水圧で補助、尙不充分な時は圧縮空氣の快速錘で補つた。

緩んだ石灰石の層は穿孔機に大きな抵抗を與へ穿孔されなくて回轉する。穿孔機の先にはめた十字形の鑿は地下水の浮揚力が大きくて逆作用をするので思ふ様な結果が得られない。遂に落下鑿を使用して石灰層を突破する事に成功した。図-72 は杭を製造する際の穿孔機を示す。

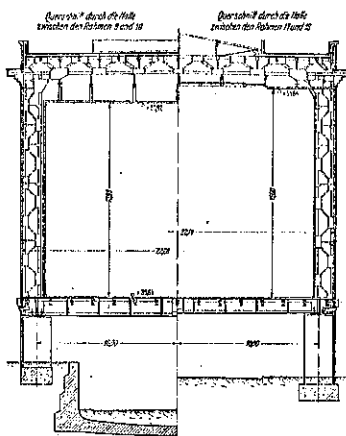
図-72.



鉄骨構造 :

獨逸館の下を通つて居る Avenue de Tokio に約 130 m の間橋を架けなくてはならない(図-73)。この爲に一階の床下に径間 20 m の桁を架けた。その一部には建物の重量がかゝつて来る。桁の間隔は 7.67 m で主桁の間には縦桁及風

図-73.



圧を受ける縦桁がある。街路に続く隧道の壁の積載能力は塔の荷重を受けるのに足りないから隧道の幅は塔よりも小さくする(図-76)。この桁の径間は 25.3 m で腹板高は 2 m である。

本館の梁は高さ約 18 m

図-74.

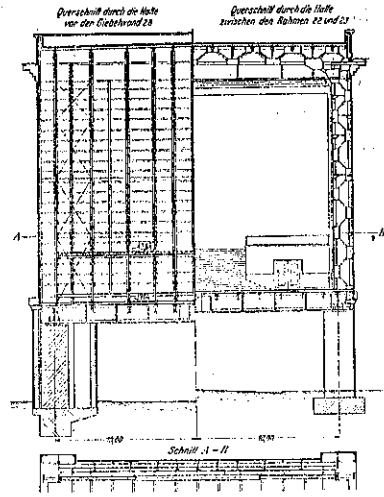
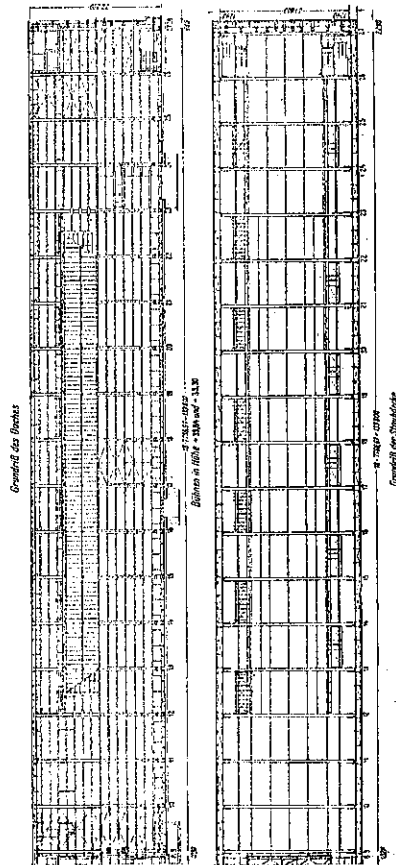


図-75.



の所では径間約 21 m の結構
ラーメンである。鉄骨構造の
設計に際しては化粧煉瓦の張
付けに注意しなくてはならな
い。図-73 及図-74 に示す様
に屋根の筋縁に對しては特殊
の山形鋼を用ひ、石材の張付
けの出来る様にする。図-75
は街路の上の足場及屋根の平
面図の一部を示す。

塔の構造は図-76, 77, 78 に
示す。塔は 8 箇の柱からなり
、その中の一つは本館との
通路の上の枕梁によつて受け
て居る。柱は木骨煉瓦の壁に
し、特に重い荷重のかゝる所
では石材を張る。

約 3000 t の鉄骨構造の
組立も極めて困難な状況で行
はれた。街路上にわたす桁に
於ては特に甚しく 15~30 分
以上も交通を遮断する事は出
来ないから組立は殆ど交通上

図-76.

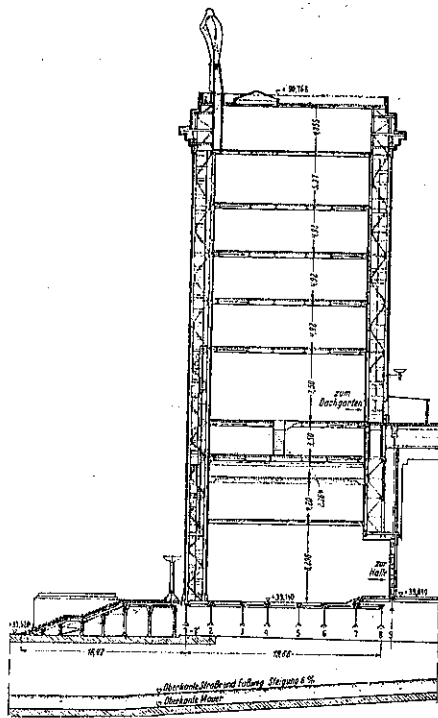


図-77.

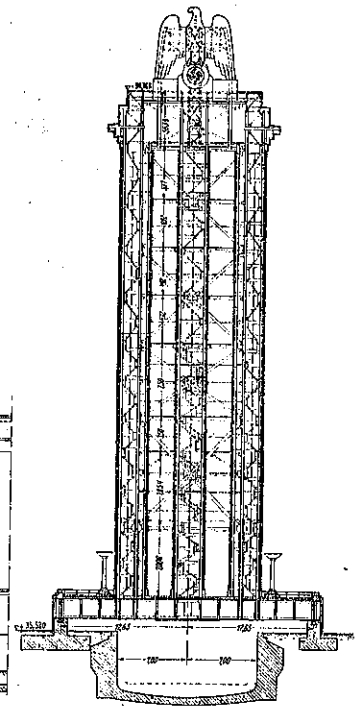
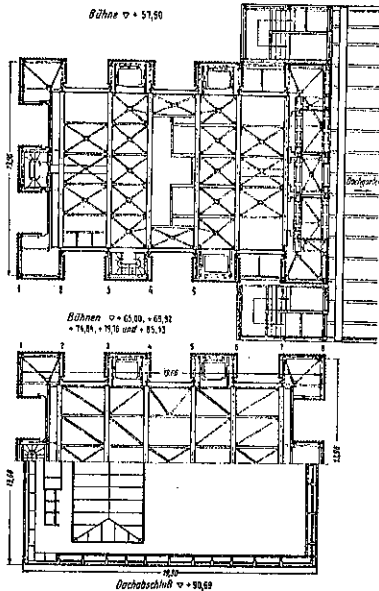


図-78.



で行はれた。
この爲に門型
起重機を用ひ
た(図-79)。交
通を遮断して
桁を上げ柱の
位置に送り交
通の再開後桁
を正確な位置
に置き、端承に付ける。
斯様な桁の組立に 1~1.5
日を費した。図-80 は本
館の破風壁の完成した鉄
骨構造を示す。

(山田正男)

図-79.

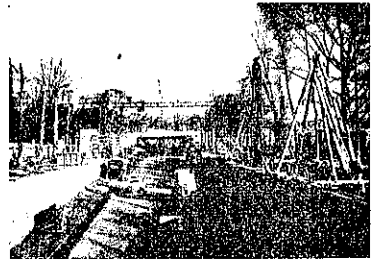
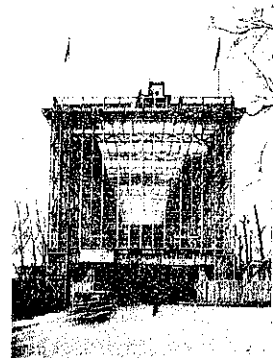


図-80.



本誌第 10 號抄録“(155) Plattensee の港湾設備に就て,, に下記を追加訂正す。

“図-57. Balatonsee の平面図”を“Lóczy 氏による Balaton 湖の原始時代想像図”と訂正。

“図-58.....”を“図-58. a) Balatonsee の平面図”と訂正。

“図-58(b). Balatonsee の平面図. (港湾設備は拡大して示してある、1934 以來の状態、水深は湖水の水準面零からのものである。)

