

<u>土木一般</u>	頁
(124) 建設動向に於ける基本的要因	1005
(125) 比重計分析法に便利な図表	1008
<u>応用力学</u>	
(126) 基礎の振動に就て	1010
<u>土質工学</u>	
(127) 土壌含水量の電氣的測定方法	1012
(128) 壁体及ピンに働く側圧の直接測定	1013
<u>コンクリート及鉄筋コンクリート</u>	
(129) 柱材鉄筋コンクリートの經濟的断面に就て	1014
(130) 氷上運動場の大コンクリート屋根	1017
(131) 國有自動車道路に於ける鉄筋コンクリート連続桁	1020
<u>施 工</u>	
(132) 水中工事に於ける鋼矢板切斷の新記録	1022
(133) Golden Gate 橋吊り足場の破壊	1023
(134) ベルリンの地下鉄工事に於ける支保工の倒壊	1025
<u>橋梁及構造物</u>	
(135) 獨逸に於ける飛行機格納庫の構造	1028
<u>上 水 道</u>	
(136) 上下水道と公衆衛生	1031
<u>下 水 道</u>	
(137) 2500 m <sup>3</sup> 容量の汚泥消化槽	1033
(138) 促進汚泥法の調節	1037
<u>港 灣</u>	
(139) 上海港に就て	1040
(140) ハンブルグ・トゴカイの新岸壁	1042
<u>都市計畫</u>	
(141) 街路設計上の二三の問題	1045
(142) 都市發展の指導	1046

### 土 木 一 般

#### (124) 建設動向に於ける基本的要因

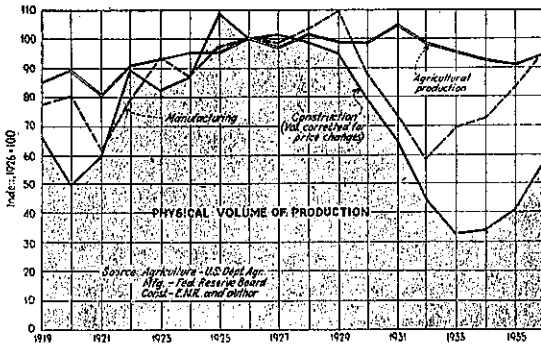
(Lowell J. Chawner, "Basic Factors in the Trend of Construction." E. N. R. Feb. 18, 1937. pp. 249-253.)

建設活動は數十年以上の長期間平均に就て見れば相當安定を保つて居る様であるが、事實に於ては年々他の如何なる産業よりも遙かに變動が烈しいのである。之等の變動は屢々不可知的、突發的で且不可避的なものと考

へられて居るが、然し建設事業と他の經濟的、政治的、社會的並に技術的諸要因の間には實に重要な相關關係が存在するのである。此の事に對する認識が今尙不充分であるが過去數年の間に著しく増進した。將來此の關係が完全に認識された暁には斯かる過激な變動を減少する上に寄與する所必ずや少くないであらう。

統計に因れば合衆國の經濟生活に於ける建設事業の相對的地位は概ね不変であつたとは云へ、家屋、工場、街路及道路、橋梁、水道其の他の工作物に對する實需は年々歳々激動して居る。圖-1 に示す如く建設事業に於

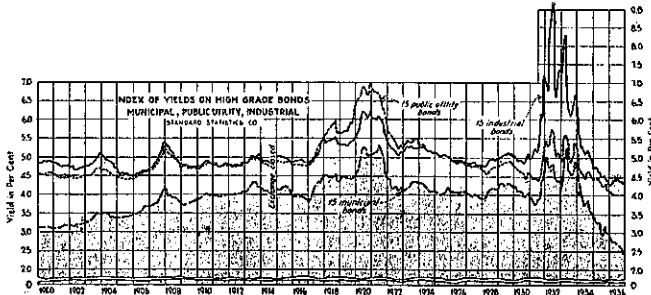
図-1. 建設事業と農業及工業との対比  
指数 1926年=100



ける甚しい変動は、比較的中層な農産物及工産物の変動と顕著な対照をなして居る。同様な動搖が建築に於て少く共 1875 年以來 16 乃至 23 年目毎或は恐らく夫以上の期間毎に起つたのである。

之等の変動の特質は各建設部門別に取扱へば最も正しく理解されるけれ共、金利の如く、凡てに共通の或種の要因が存在する。高率公債の利廻りが著しく昂騰した 1903-4, 1907-8, 1917-18, 1920-21, 及 1931-33 年には建築高が比較的的低く、逆に 1905-6, 1909-10, 1922-28 及 1934-36 年の低金利時代には割合建築活動が旺盛であつたのである (図-2)。

図-2. 建設事業と金利との関係



**住宅建築** 合衆國に於ける住宅建築は、近年大分變つたけれ共、長い間總建設高の  $\frac{1}{2}$  を占めて居る。1920 年から 1930 年に至る年平均住宅建築戸数は都市及農村の非農地區域に於て 700 000 であつたが、1933 年には 60 000 に減じた。如何なる建設部門と雖も住宅建築程變遷の過烈なものはない。

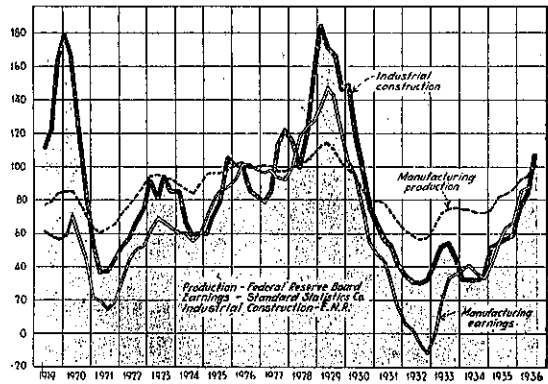
住宅難の原因としては次の如き幾多の社會的及經濟的要因が數へられる。即ち、(1) 死亡又は離婚に因る減少以上に結婚に依つて家族の増加すること、(2) 移出民以上に移入民が多いこと、(3) 國內転住、(4) 家族の收

入水準。

図-5 は 1915 年から 1936 年に互る合衆國の都市及農村の非農地區域に於ける住宅新築戸数の指数を示す。Nat. Ind. conf. Bd. の家賃指数は 1918~1923 年の住宅難の後を逐ふて 1924 年の夏に頂點に達した。此の住宅難は當時の結婚の増加と戦後の夥しい移入民及田園から都市への移住に由來したのである。

現在の狀態は丁度戦後の狀態に變遷して居る。都會に於ける結婚数は嘗て無き程増加し、田園から都市への移住は以前の比率を取戻した。熟練勞働の不足に因る建設費の増大と材料の騰貴は建築をして遅延せしめる

図-3. 工業建築と生産物及收益との關係  
指数 1926年=100



虞がある。

**工業建築** 工業建築は特に經濟的要因に敏感な様に思はれる。図-3 は此の裡の建設指数と生産物及製造團體の實収益との比較を示す。尤も此の指數の基礎となつた工業建築統計には製造用建築以外に電力設備も含まれて居るけれ共、前者は全体の 80% を占め事實上變動を支配するものである。

此の種の事業が収益と密接な關聯があることは云ふ迄もない。産業的建設は思惑に

図-4. 商業建築と空室率との關係  
指数 1926年=100

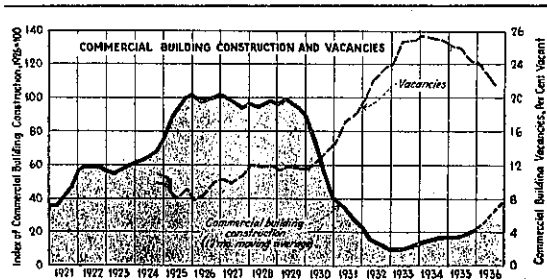
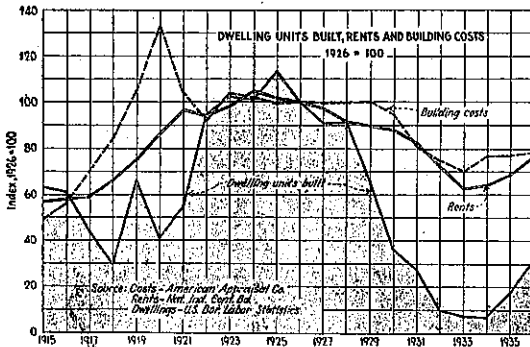


図-5. 住宅建築と家賃との関係

指数 1926年=1.0



依つて促進せられるのみならず、實際の収益及増収に因る製造會社の信用状態の膨脹に依つて財政的に可能ならしめられるのである。

金利、物價及建設費の如き經濟的要目の工業的建設に對する影響如何と云ふに、住宅等に對しては夫等が明かに影響するけれ共、工場に對しては當てはまらない様である。其の他技術の進歩、法律上の變化等は労働状態の混亂や勞賃の動搖と共に確かに工場建築に影響を及ぼすものである。

商業建築 商業建築に就いての經濟的調査は工場及住宅建築程進んで居ない。此の種の事業は工業建築の場合より幾分多く地方的條件に左右される。図-4は合衆國に於ける商業建築及空室率の指數を示す。

空室の統計は都市の相當大きな事務所建築の状態に基いて求められ、商業建築指數は凡ての種類商業建築を包括して居るにも拘はらず、兩者の一致は重要な意味がある。空室が8~9%の間は建築が極めて必要であり又よくその活動が維持されるけれ共、12%以上になると新築は俄然緊縮される。

需要が割合大きい時は金利、建設費及家主の負擔を決定する其の他の要因は商業建築の場合には工業建築の場合より遙かに重要である。事實是等の年々の負擔は事務所、商店、倉庫及其の他の商業建築の經營費の大部分を占めるのである。

都市の建設事業 公共建設高に影響する要因は私的事業の場合と全然異なる譯ではないが、尙幾多の本質的差違があり、嚴密な經濟的分析は不可能である。併し次の事項は公共建設高を決定する上に重要な役割を演ずる、即ち、(1) 一般に認められた社會の物的必要 (2) 此

の社會的必要を補足する行政當局の責任と現行の公序律との關係、(3) 政治機關の財政状態、(4) 救濟費及其の他の現行責任支出の如き政治活動より起る諸要求の競合。

1935年のPublic Works Administrationの調査に因れば現在必要とす公共建設事業の總額は120億弗を超える。圖-6は此の中に含まれる各部門内課を示す。全体の中約50億弗が州の事業、40億が都市の事業である。聯邦としての事業は比較的少く都市の1/6位である。

圖-7は數多の都市の純歳入と公共事業支出の比較を示す1902年に1億34萬弗であつた支出が1927乃至1930年には一躍略10億弗に上つたのは主に次の如き要因に基くのである。(1) 1920年代の都市集中運動に因る都市の急激な膨脹、(2) 戦前及戦後の物價水準の相異、(3) 公共機關に依る都市事務に對する責任の増加。

圖-6. 公共建設事業額内課

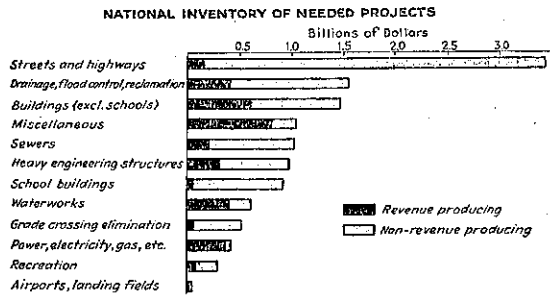


圖-7. 都市の歳入と公共事業支出との對比

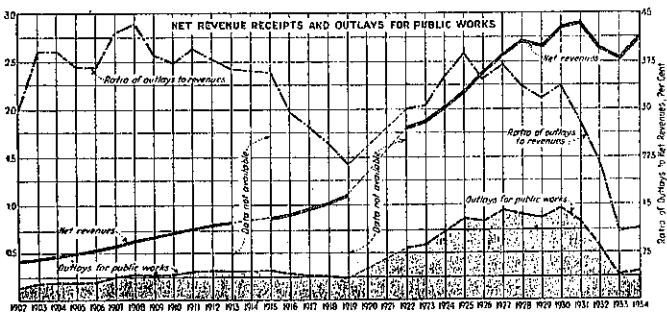


圖-7より明かなる如く、公共事業支出の減退は都市の歳入減に歸因するものではなく、寧ろ豫集の割當ての結果である。事實1931年の歳入は1930年より僅か乍ら多く、不況時代もかなりの水準に保たれたのであつた。

都市の財政状態 長い間各都市共租税徴収に困難して居たけれど近時大いに改善せられ、各種税源からの収入はよく維持せられて居る。此の状態は常分続く見込である。

金利も亦都市其の他の公共建設事業に影響する。尤も現在都市の支出は借入金よりも寧ろ収入に依つて賙はれて居る。若し市が更に一般公共事業支出の大部分を直接純歳入のみに仰ぐ様な政策を探るならば一層良好な結果を得るであらう。

一般事業との関係 建設事業の変動は只に請負人、技術者、機械工等に係はるのみならず、一般大衆とも少なからぬ交渉を有つものである。建設公債發行に依つて生ずる大衆購買力の増進は元來の2,3倍に達する見込である。

耐久財の爲の規則的な公債發行は購買力を維持し、逆に購買力は經濟的需要を促進せしめ、耐久財を含む一般商品の消費を支持するのである。

公債發行の時期が又大切である。信用收縮及耐久財消費の緊縮時代には公債發行に依つて生じた団体及個人の購買力の質的な部分は負債の支拂ひに吸収せられてしまふ。現在の如き低金利時代には、耐久財活動の膨脹は建設事業を含む幾多の經濟活動を旺ならしめる有力な力であり、景氣復興の徴候である。

結論 上述の如く將來の展望は一般的に好ましい状況にあるとは云へ、全体的活動は未だ正常の水準以下にあり、將來過激な変動を減少せしめる爲には一段の努力を要することを忘却してはならない。

經濟活動に於ける変動は人類の生活から全然除去することは出来ない。譬へ公債發行が無制限に許されそれに依つて購買力を促進せしめようと欲しても、生産と消費は必ずしも常に完全に調節されては居ない。現在の市場及將來の建設事業に對する需要に就ての適確な見透し、健全な經濟政策の確立、信用膨脹及收縮並に政府事業の計畫及時期の統制等は過激な変動を

減少する爲の實際的な測定である。(野中八郎)

(125) 比重計分析法に便利な図表

(Edward E. Bauer "Hydrometer Computations" in Soil Studies simplified." E. N. R. May 6, 1937. p. 662-664.

No. 200 篩を通過する小土粒子の分析には一般に比重計法が用ひられる。粒子の最大直径は次の Stokes の法則に依つて求められる。

$$D = \sqrt{\frac{30}{980} \frac{\eta}{G - G_1} \frac{L}{T}} \dots \dots (1)$$

- 茲に D: 土粒子の直径 (mm.)
- G: 同上の比重
- G<sub>1</sub>: 懸濁媒の比重、温度により変化する。
- η: 静止懸濁媒の粘性係数、温度の函数
- L: 直径 D なる粒子が T 時間に降下せる距離 (cm) 後述の有効深
- T: 降下時間 (min)

Stokes の式は互に干渉せざる獨立の球形粒子が無限の擴りを有する液体中を降下する場合である。Casa-grande 教授は比重計法の場合に之を適用するも、其の誤差は極めて小にして無視し得ることを確めた (Casa-grande "Die Aräometer-Methode zur Bestimmung der Kornverteilung von Böden und andern Ma-

表-1. 水の密度から粘性係数及補正項 C 及 F の値

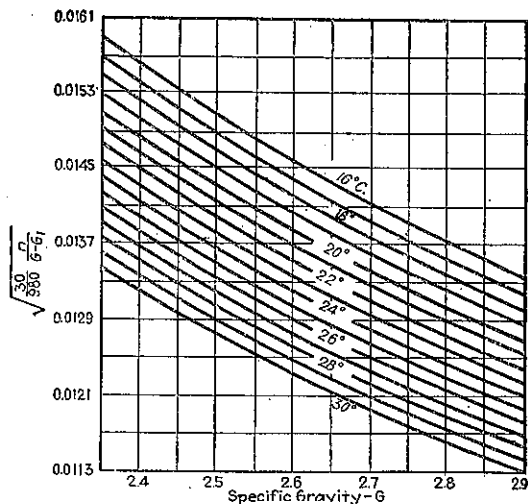
密度及粘性係数は Smithsonian Physical Tables, 8th Edition による  
粒子の膨脹係数 E を 0.000025 として C 及 F を求めた

Temperature Deg. C.	Density g./cc. G	Viscosity poises η	Correction factor C	Correction factor F
16.....	0.998 9705	0.011 111	0.998 3341	-0.003 6
17.....	0.998 8699	0.010 826	3002	-0.009 5
18.....	0.998 7643	0.010 550	2842	-0.020 3
19.....	0.998 6537	0.010 275	2682	-0.032 2
20.....	0.998 5381	0.010 000	2522	0.000 0
21.....	0.998 4225	0.009 725	2362	+0.003 2
22.....	0.998 3069	0.009 450	2202	+0.009 4
23.....	0.998 1913	0.009 175	2042	+0.015 6
24.....	0.998 0757	0.008 900	1882	+0.021 8
25.....	0.997 9601	0.008 625	1722	+0.028 0
26.....	0.997 8445	0.008 350	1562	+0.034 2
27.....	0.997 7289	0.008 075	1402	+0.040 4
28.....	0.997 6133	0.007 800	1242	+0.046 6
29.....	0.997 4977	0.007 525	1082	+0.052 8
30.....	0.997 3821	0.007 250	922	+0.059 0

表-2.  $\sqrt{\frac{30}{980} \frac{\eta}{G - G_1}}$  の値

Temp. Deg. C.	Specific Gravity of Soil Particles, G											
	2.35	2.40	2.45	2.50	2.55	2.60	2.65	2.70	2.75	2.80	2.85	2.90
16.....	.01587	.01558	.01531	.01505	.01481	.01457	.01435	.01414	.01394	.01374	.01356	.01338
17.....	.01566	.01538	.01511	.01486	.01462	.01439	.01417	.01396	.01376	.01356	.01338	.01320
18.....	.01546	.01519	.01492	.01467	.01443	.01421	.01399	.01378	.01359	.01339	.01321	.01303
19.....	.01527	.01499	.01474	.01449	.01425	.01403	.01382	.01362	.01342	.01323	.01305	.01287
20.....	.01509	.01481	.01456	.01431	.01408	.01386	.01365	.01344	.01325	.01307	.01289	.01272
21.....	.01490	.01463	.01438	.01414	.01391	.01369	.01348	.01328	.01309	.01291	.01273	.01257
22.....	.01473	.01446	.01421	.01397	.01374	.01353	.01332	.01312	.01294	.01276	.01258	.01242
23.....	.01456	.01429	.01404	.01381	.01358	.01337	.01317	.01297	.01279	.01261	.01243	.01227
24.....	.01438	.01412	.01388	.01365	.01342	.01321	.01301	.01282	.01264	.01246	.01229	.01213
25.....	.01422	.01396	.01372	.01349	.01327	.01306	.01286	.01267	.01249	.01232	.01215	.01199
26.....	.01406	.01381	.01357	.01334	.01312	.01291	.01272	.01253	.01235	.01218	.01201	.01185
27.....	.01390	.01365	.01342	.01319	.01297	.01277	.01258	.01239	.01221	.01204	.01188	.01172
28.....	.01375	.01350	.01327	.01304	.01283	.01264	.01244	.01225	.01208	.01191	.01175	.01159
29.....	.01360	.01335	.01312	.01290	.01269	.01249	.01230	.01212	.01195	.01178	.01162	.01146
30.....	.01345	.01321	.01298	.01276	.01255	.01236	.01217	.01199	.01182	.01165	.01149	.01134

図-8.



terialen." Julius Springer, Berlin, 1934. 参照)。更に Casagrande 教授の研究に依れば Stokes の式は粒径 0.0002~0.2mm のものみに適用出来る。

式 (1) に於て

$$\sqrt{\frac{31}{980} \frac{n}{G-G'}} \dots \dots \dots (2)$$

は土粒子の比重  $G$  と液温との函数で豫め求めて置けば便利である。表-1 に  $n$  及  $G_1$  の値を示し表-2 に (2) の値を求め之をグラフに掛ければ図-8 の如し。

懸濁液 1cc. 中の土重量  $W$  は  $R$  を懸濁液のその 1 c.c. の眞の密度とすれば (此の  $R$  は比重計によつて求められる)。

$$W = \frac{G}{G-G_1} (R-G_1)$$

始め懸濁液 1 c.c. 中に存在せる土重量を  $w$  とし、其の  $P\%$  が懸濁してあるものとすれば

$$P = \frac{W}{w} \times 100 = \frac{100}{w} \frac{G}{G-G_1} (R-G_1) \dots \dots (3)$$

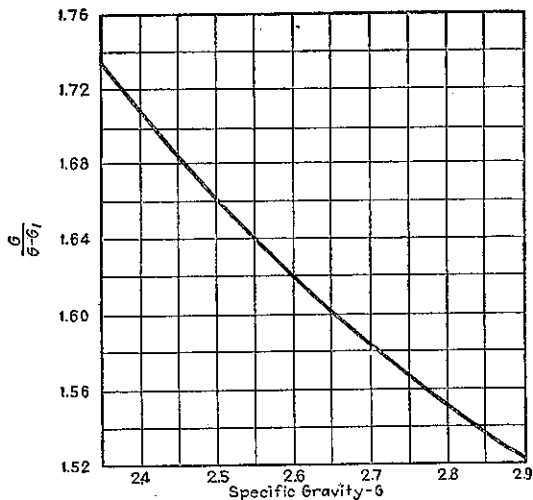
比重計の目盛は水面 (メヌカスの底) の位置で刻まれ読みはメヌカスの頂點で取られるので、水面の上昇を實際の読みに加へねばならぬ。此の補正量は小にして 0.0003 程度である。比重計は或る特定の温度 (通常 20°C) に於て水の密度を 1 とし目盛られてある故眞の密度  $R$  は

$$R = \gamma_0 G_0$$

茲に  $\gamma_0$ : 同上温度に於ける読み (メヌカスの補正をしたる)

$G_0$ : 同上温度に於ける水の密度

図-9.



依つて任意の温度に於ける密度は

$$R = \frac{\gamma_t G_0}{1+(t-t_0)E} \dots \dots \dots (4)$$

茲に  $\gamma_t$ : 温度  $t$  に於ける比重計の読み

$E$ : 硝子の体膨脹係數

比重計の読みは 1.0293 の如くで、小数部分  $\gamma'$  と 1 との和とすることが出来る故 (4) 式より

$$R = \frac{(1+\gamma')G_0}{1+(t-t_0)E}$$

之を (3) 式に代入すれば

$$P = \frac{100}{w} \frac{G}{G-G_1} (\gamma' C + F)$$

茲に  $C = \frac{G_0}{1+(t-t_0)E}$ ,  $F = \frac{G_0}{1+(t-t_0)E} - G_1$

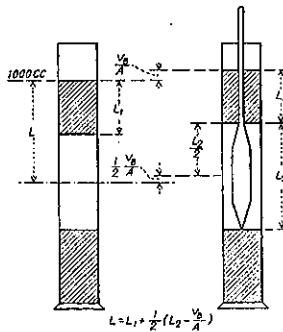
$\frac{G}{G-G_1}$ ,  $C$  及  $F$  を豫め求めて置けば  $P$  は計算尺で求められる。表-1 に  $C$  及  $F$  の値を示し表-3 に  $\frac{G}{G-G_1}$  の値を求めてある。図-9 は表-3 に従つて書いたグラフである。

比重計は其の容積の中心に於ける密度を表すものなる故比重計を挿入したための水面上昇を考慮する必要あ

表-3. 温度の影響小なるため之を省き  $G_1$  は 20°C の値を用ひた

Specific gravity $G$	$\frac{G}{G-G_1}$	Specific gravity $G$	$\frac{G}{G-G_1}$
2.35	1.738	2.65	1.604
2.40	1.712	2.70	1.587
2.45	1.688	2.75	1.570
2.50	1.665	2.80	1.554
2.55	1.643	2.85	1.539
2.60	1.623	2.90	1.525

図-10.



り、依つて有効深  $L$  は図-10 より明かなる如く

$$L = L_1 + \frac{1}{2} \left( L_2 - \frac{V_B}{A} \right)$$

茲に  $L_1$ : 比重計の球頂より柄部の各點に到る距離

$L_2$ : 球部の長さ

$V_B$ : 球部の容積

$A$ : 沈没円錐の断面積

(森 茂)

応 用 力 学

(126) 基礎の振動に就て

(Prof Kaiser, "Über Fundamentalschwingungen—Theoretische Betrachtungen" Z. f. V. D. I. Bd. 73 Nr. 37 Sept. 1929. S. 1305~1310.)

**タービン基礎の振動の影響** 共鳴振動は單なる基礎の一部分或は基礎全体に就て考へる事が出来る。随つて機械部分が基礎の桁又は操業床(Tischplatte)に固定してあれば一般に振幅に關する單純なる共鳴及其れに依る静力学的作用は基礎に就ては大した價値はない。其等は基礎全体の共同作用に依つて直ちに減衰し且つ無害なものとなるのである。

其の重要な目的の一つは基礎全体の振動に抵抗するを究めるのである。

之は基礎脚層又は地底盤に於て多少固定せられ且つ彈性的形態にあると考へるべきであつて、即ち常に勵動の出現に伴つてラーメンの振動が生じ、且つ其の勵動力が共鳴状態に於て其の振動状態を知る事が出来る。

今図-11 に示す如く質量重心  $M$  に3つの座標  $x, y,$  及  $z$  を考へるとすると、基礎に成る勵動を加へて、ラーメンの6つの自由度の形態に依つて、其の振動に就て6つの異なる共鳴形態を得るのである。其故に其の軸に平行なる3つの変位共鳴(Verschiebungsresonan-

図-11.

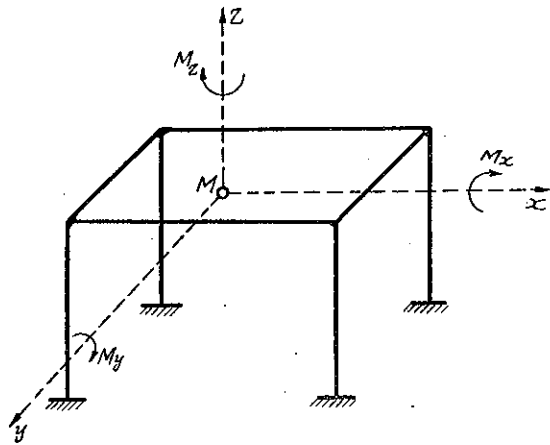
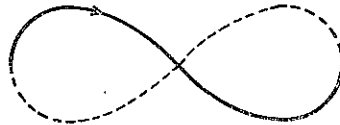


図-12.



zen) 及此の軸に就ての3つの廻轉共鳴(Drehresonanzen)があるわけである。基礎に任意の勵動を加へて此の6つの共鳴より次々に總べての作用に就て知る事が出来る。若し基礎上に縦方向に廻轉する機械(タービン及發電機)を設置すると勵動力は廻轉軸に垂直に且つ質量重心の外部に存在する。

機械の廻轉軸に平行なる方向に起り得べき変位振動に就ては大して問題にするには及ばぬ。

共鳴作用によつて生ずる基礎の運動は図-12 に示す様な延長曲線(Raumliche Kurven)であつて、其の瞬間に於て考へつゝある部分的運動は其の曲線上に構成される。其故にあり得べき振動形態に對する共鳴作用は同時に生ずる事はない。而して変形に依る強烈なる振動現象の形成に伴つて、あり得べき共鳴は其の他の空間の運動方向に制限される。

之からして基礎体に於て制動作用(Bremswirkungen)を考へると、即ち振幅の大きさが重要なものとなつて来る。随つて制限してゐた減衰が除かれると即ち運動の振幅の共鳴作用は増大する。されば更に多く運動は空間変形のために、唯其の方向に向つて一つの最大値に到達する。そして勵動力が作用する限り其の大きさは変わらない。基礎の振動曲線と勵動質量の廻轉運動が一致する場合には全く稀なる例外として此の考へから説明する事が出来る。

**基礎全体の共鳴振動** 次に述べるのは基礎全体の模  
型の変位共鳴振動に對し導かれたもので、便宜上危険な  
る機械の廻轉數即ち一般的な回轉數が其の廻轉周期と、  
基礎体の部分的振動週期と一致した場合に就て研究す  
ることにしやう。

共鳴は機械の廻轉部分によつて起る遠心力によつて  
生ずるものである。又其の遠心力は質量の力が偏心し  
てゐるか或は廻轉軸の弾性的変形によつて惹起される  
ものである。機械は如何に注意深く編成しても尙此の  
力を完全に除去する事は出來ない。

遠心力を惹起するものは

(1) 軸の撓み、(2) 軸受との間の間隙、(3) モーター  
の捲線の伸長、(4) タービンの羽根の磨滅、(5) タービ  
ンに通ずる水の不整等な流れ等々の爲に惹起されるの  
である。

惹起される力と云ふものは小さい大きいの差はあつ  
ても原則として有り得べきものである。而して其の作  
用は基礎の振動と一致した場合に其の値を定める事が  
出来るのである。乃ち之は機械の廻轉部分及場合によ  
つては基礎の安定上危険である。

或る一定の運動方向に於ける共鳴振動によつて振動  
質量の遠心力の仕事と基礎内部の弾性的変形の仕事は  
同一である。されば

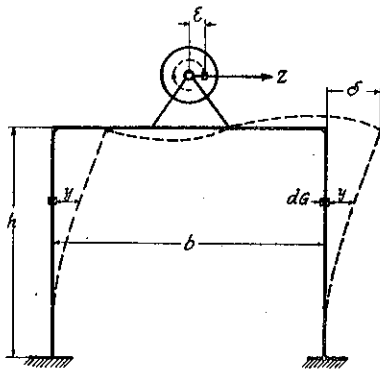
$$A_F = A_B \dots \dots \dots (1)$$

基礎の振動に依りて生ずる撓度の座標を  $y$  で表はせ  
ば、(圖-13 参照) 乃ち例へば水平の部分的振動に對し  
て遠心力のために次の仕事をする。

$$A_F = \frac{1}{2} \int y d\varepsilon$$

此處に  $d\varepsilon$  は或る一微小なる部分の遠心力であつて此  
のために  $y$  だけ撓んでゐるとする。動力学の原理より

圖-13.



$$d\varepsilon = \frac{dG}{\gamma} \omega^2 y$$

$\omega = 2\pi n$  とおけば

$$d\varepsilon = 4 \frac{dG}{\gamma} \pi^2 n^2 y$$

そこで

$$A_F = \frac{1}{2} \frac{4\pi^2}{\gamma} n^2 \int y^2 dG$$

此處に積分は機械部分の重量を含む基礎の全重量の  
範圍にする。之に對して振動体系の変形の仕事は

$$A_B = \frac{1}{1} Z\varepsilon + \frac{1}{2} \int y dG$$

此處に  $\varepsilon$  は廻轉体の偏心を示す。兩仕事を等しとお  
けば

$$n = \frac{\sqrt{\gamma}}{2\pi} \sqrt{\frac{Z\varepsilon + \int y dG}{\int y^2 dG}}$$

而して危険廻轉數は

$$n \approx 300 \sqrt{\frac{Z\varepsilon + \int y dG}{\int y^2 dG}} \text{ (R.P.M.)} \dots \dots (2)$$

共鳴の出振に際しては  $Z\varepsilon$  に接近したのが重要であ  
る。此の一定の仕事の影響に依つて基礎の振幅は常に  
大となり、乃ち分子の被加數に非常に接近して來る。  
故に危険廻轉數の計算には最初の被加數は無視してよ  
い。故に

$$n = 300 \sqrt{\frac{\int y dG}{\int y^2 dG}} \dots \dots \dots (3)$$

此の公式は危険振動數に就てガイゲルが導いた式と  
一致するのである。今重量  $dG$  が質量の重心に作用す  
るものとし、其の場合考へつゝある振幅を  $f$  とすれば

$$n = \frac{300}{\sqrt{f}} \dots \dots \dots (3a)$$

此處に  $f$  は撓度であつて即ち基礎の重心に於て不適  
當なる荷重のために生ずるものである。

更に此の他の研究が上記一般式 (3) の結果として基本  
となる、即ち例へば変位振動に對すると同様に廻轉振  
動に就ても此の式が用ひられるのである。注意すべき  
事はラーメンに於て任意の方向に力  $dG$  を假定する事  
が出来る事と又其の力  $dG$  のために生ずる撓度線の座  
標(其れに相等する考へつゝある共鳴に於て)であると  
云ふことである。

一般に此の公式を使用すれば即ち吾々は求める共鳴

に相當する其の力の方向を定め且つ撓度線及其の座標をも定め、而して其の積分の値を定めることが出来る、共鳴振動の決定は或るラーメンの体形の撓度線に關連して導く。

此の撓度線の吟味は屢、困難なものである。多くの場合には近似的計算で充分である。共鳴の初期にあつて未だ質量力 (Massenkraft) が振幅を興へざる場合には撓度線の形は實質的に機械重量の遠心力  $Z$  に支配されるのである。

それは又  $Z$  を荷重として基礎の  $f$  及  $\eta$  なる撓度線を求め且つ計算する。

$$n = 300 \sqrt{\frac{Zf}{\int \eta^2 dG}} \dots\dots (4)$$

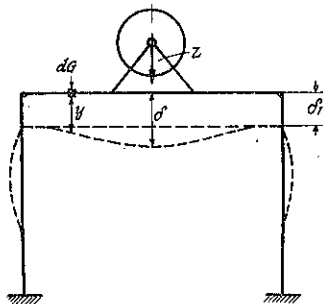
此處に  $f$  及  $\eta$  は  $Z$  に比例するものであるから今  $Z = 1$  とおく。然らば吾々は  $Z$  が作用して其の力が 1 なる場合を考へればよい事となる。即ち  $\bar{f}$  及  $\bar{\eta}$  なる座標の撓度より

$$n = 300 \sqrt{\frac{1\bar{f}}{\int \bar{\eta}^2 dG}} \dots\dots (4a)$$

之から廻轉共鳴が変位の仕事  $1\bar{f}$  の場合、廻轉モーメント  $1\bar{\tau}$  の仕事について導くのである。此處に  $\tau$  は荷重 1 に依つて生じた廻轉角を表はすのである。

實際の場合に於ける計算に對しては一定のラーメンの構造に對する撓度線は之も又簡単に得られる。(荷重 1 によつて作用する) 共鳴の方向に於けるものに就て求める。

圖-14.



垂直の共鳴は圖-14 に於て、式 (3) 又は (4a) 中の荷重及撓度の量を求める。

此の場合支柱の圧縮度 (Stützsenkung) を之に抵抗する地盤の弾性を考慮して吟味する。積分の計算は機械荷重を含む基礎の荷重にのみ關係する。

同轉共鳴に對しては例へば垂直なる場合に就ては吾

圖-15.

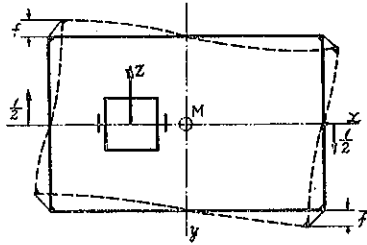
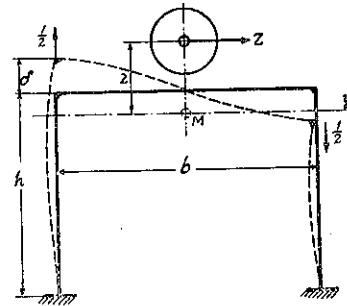


圖-16.



々は水平面に於ける重量を廻轉原點 (Polstrahlen) に右廻りとしての荷重として重心に就ての廻轉に對する撓度線を定める (圖-15 参照)。

静力学的計算は兩方の横行の中心線に各 1/3 の荷重が加はるとして (4a) 式より簡単に導く事が出来る。公式の分數にて分子は其の力の加はる點の変位の大きき  $\bar{f}$  に對するものとしての意味を持つ。

水平軸  $x$  に就ての廻轉共鳴は圖-16 に示す様な撓度線から生ずる。之に對しては近似的計算で充分であつて支柱の廻轉荷重の 1/3 を加へるとして其れから生ずる撓度を定める事が出来る。

〔註〕 著者は以上の論據に基いて同誌上に詳細なる實驗の方法と其の結果を興へてゐるが譯者は都合により之を次の機會に割愛する事にした。

(嵯峨山富士男)

土 質 工 学

(127) 土壤含水量の電氣的測定方法

(D. O. Ehrenburg, "Measuring Soil Moisture by Electric Current." E.N.R. May 13, 1937. p. 708-710.)

土壤の電氣傳導率はその掘固め程度、含水量、溫度、組



成等に依つて変化する。この點に着目して、土を一定の容器に入れ、これに電流を流してそれを測定することに依り、含水量を知らんとする方法である。

測定装置は圖-17 に示すが如きものであつて、その電氣的配線は圖-18 に示すが如くである。容器はベークライト製の円筒で、電極が底部と上部にある。上部の電極は輪帯状のものである。電流は圖-18 の矢の如く流れる。試料はこの円筒に入れ、圖-17 の真中に見る枠の中

圖-17. 測濕計

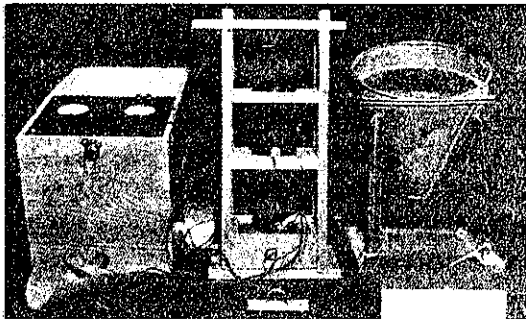
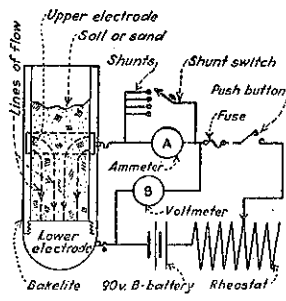


圖-18. 測濕計の電流回路



で、一定の高さから4回落下して一定の搗固め程度を與へる。上部の電極を輪帯状にした爲、之より上の試料は取除く必要はない。

測定方法は所定の如く扱つた試料に就て、電圧を80V に調節して、その際の電流を測定する。豫め温度と含水量と電流との關係を該試料に關して試験し、その結果を图表としておき、それを用ひて測定した電流から含水量を知る。

この图表の一例を示せば圖-19 の如くである。

依て土壤の電氣傳導率を変化させる諸原因、含水量、搗固め程度、温度、組成、水分の性質が及ぼす影響を明

かにすることは本測定方法にとつて重要である。

**搗固め程度の及ぼす影響** 之は搗固めに依て密度が増す割合以上に傳導率を増大させる。或實驗の結果、密度17%の増加に對して傳導率は52%増加した。本測定装置に於ては、一定の搗固め方法を用ひてこの影響を除去してゐる。

**温度の及ぼす影響** 土壤内の電流はその中に含まれた水分に依つて流れる、即ち水分に融けてゐる鹽分のイオンが電氣を運ぶのである。之が温度に依つて大いに変化するのである。故に温度の及ぼす影響はイオンの傳導率の方から考へて修正することが出来る。

**組成の及ぼす影響** この影響は非常に重大で、この測定方法の困る點である。僅かの組成の差で、傳導率の変化が相當起る。一例として或る土壌塊の現場の土壤に關して試験した結果を圖-20 に示す。結局之を防止する爲にはよく混ぜた、均質の試料を用ひなければならぬ。現場からの試料では、同じ孔から採取したのもでも時々同じ結果にはならない。之はその組成の不同に依るものと説明するより外に仕方がない。現場の試料で

圖-19. 温度、含水量及電流の關係

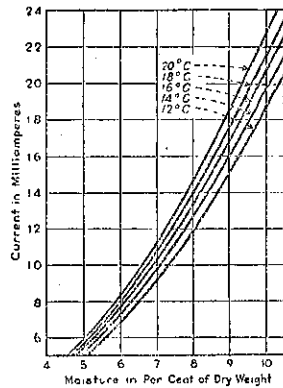
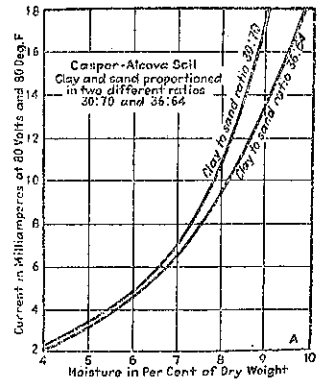


圖-20. 實驗結果の一例



誤差を少くする唯一の方法は大きい、代表的な試料を採取して實驗すればよい。(藤森謙一)

(128) 壁体及ビンに働く側圧の直接測定

“The Direct Measurement of Lateral Pressure on Walls and Bins.” Engineering, May 14, 1937. p. 561-562.

土圧を直接又は間接に測定するため考案された装置は相當多数である。こゝに述べんとするものは(1)發條秤によつて直接計器上に全圧力を讀取ることが出来る

図-21.

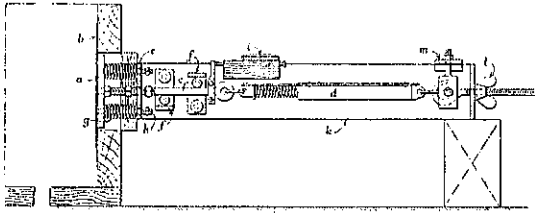


図-23.

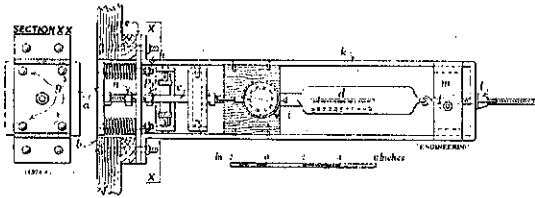


図-22.

ること、(2) 盛土の運動が起らない場合でも並べて装置してある 2 つの計器上の読みを平均をとることにより圧力の値を求めることが出来る、といふ點において従来のいづれの型のものとも本質的に異なる。

その構造は図-21~23 に示す様である。測定鉞は四角な鋼板 4 吋×4 吋(図中 a) から成り、こゝに圧力が働く。この鉞は壁又はビンの中にあけた 4 吋平方の孔の中にあつて薄いゴム膜 b が孔と測定鉞との間のすき間を埋めるため内側においてある。測定鉞の中心に接して環頭ボルト c があつて之は鉞の中心にねぢこまれ且ロックナットによつて保持されてゐる。ボルト c の他端は度感張力發條秤 d の鈎に連結してゐる。又ボルト c は固定用鋼鉞 e を通つてゐる。

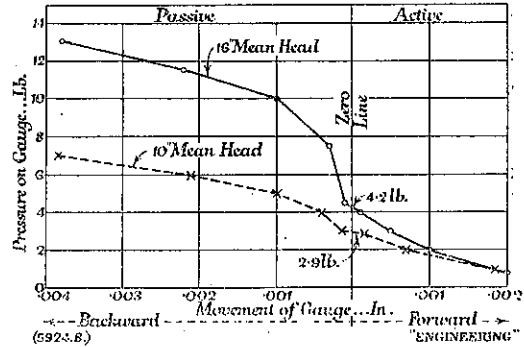
測定鉞と環頭ボルトの重量は図中 f なる調整可能な真鍮ローラーによつて受けられてゐる。測定鉞 a と固定鉞 e の間には鋸 h 及鉞 e で強められ誘導されてゐる 4 つの等しい圧縮發條 g がある。支架中に支へられた目盛盤 i では測定鉞 a の運動を表はす。輻 k 及固定鉞 e は壁体又はビンにねぢによつて固定されてゐる。

圧力は l における鈎形ボルト及蝶形ナットを用ひて張力發條秤 d によつて發條 g に加へられる。一方遊動鉞 m は鈎を支持し回転しない様にする。發條秤 d 及圧縮發條 g の強度は測定鉞が使用され得べき最大の圧力によつて定まる。図に示した張力發條秤は最大張力 20 lb に對するものである。

この装置を用ひることにより盛土の主働圧力、受働圧力、静圧力を求めることが出来る。

この装置を用ひて測定した結果を図-24 に示す。材料

図-24.



は乾いた砂で入れ物は平面で 2 呎×2 呎測定鉞は底部の上約 5 吋壁の中央においた。

之によつてみると材料のアーチングにもとづく測定鉞の前方移動につれて主働圧の減少がいかにも速やかであるかがわかる。即ち 0.001 吋の移動が 50% の圧力の減少を與へてゐる。

表-4.

Mean Head H Above Centre of Gauge.	Horizontal Pressure on Gauge, Lb.		
	By Test for No Movement of Gauge.	Wedge Theory.	
		Z = 0 deg.	Z = φ deg.
10 in.	2.9	3.1	2.4
16 in.	4.2	4.9	3.8

Weight of sand,  $\omega = 93$  lb. per cubic foot.  
 Angle of repose,  $\phi = 30$  deg.  
 Area of gauge,  $A = 17$  sq. in. (effective).  
 Z deg. = assumed inclination of resultant pressure to horizontal.

尙楔形土圧理論を用ひてこの場合の値を求めると表-4 の如くなる。これを見ると測定値が 2 つの極限値の間にあることがわかる。

最後にこの装置は H. H. Fordham 博士の監督の下に Department of Eng. of the Univ. College of Swansea において製作され實驗されたものである。

(篠原謹爾)

コンクリート及鉄筋コンクリート

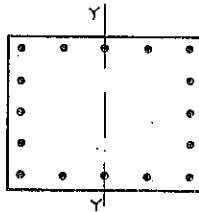
(129) 柱材鉄筋コンクリートの經濟的断面に就て

(E. E. Hendriksen "The Economical Use of Reinforcement in Columns" Concrete and Cons. Eng. No. 2 Vol. XXXII. 1937 Feb. pp. 111~116.)

現今構造物支柱の設計に當つては第 1 に直接荷重、第

2に取付梁の終端モーメント又は風圧地震等による水平の力に依るモーメント或は直接荷重の偏心に依る曲げの此の2つの場合に抵抗する様に断面を定めるのであつて、補強に用ひる主鉄筋は4つの面に配置する事は周知の通りである。

図-25.



尙直接荷重はコンクリート及鉄筋にて、曲げ荷重は鉄筋コンクリート桁として尖々引張応力及圧縮応力に抵抗させるのも一般のやり方である。其の結果中立軸附近の鉄筋の負擔が少くなるもので、其の鉄筋は曲げ方向の軸に平行な2つの面のみに就て考へるのが一般方法とされてゐる。随つて設計に用ひる種々の計算図表は此の考へに基いてゐる。曲げ応力が直接応力に比して大きい場合には此の假定は正しいとして良い。然し乍ら其の割合小さい場合には内部鉄筋を無駄にしてゐるは明らかである。多くの場合に於て、特に大建築物等に於ては、其の柱に加はる直接荷重が著しく大なの比べて曲げ応力は割合に小さいのである。而して設計技術家としては低応力の見地に於て、精確にコンクリートの応力を計算して、充分に吟味するを要し普通之に仕様或は内規を作つておくのである。鉄筋を完全に働かせる吟味は次の様にする。

**吟味方法** 曲げモーメントがコンクリートに就て其の直応力に等しい程の引張り応力を生じない場合には中立軸は断面の核内を通る。又此の事は合成引張応力がコンクリートの破壊引張り強さに迄増大する間は事實である。

図-25に於て曲げ方向の軸をY-Yとする。然らば鉄筋の受ける応力は此の軸からの距離の2乗に比例するものであつて最大繊維応力を知れば、中間の鉄筋に働く力を知る事は容易である。斯くして中央の鉄筋と中間の鉄筋は外端の鉄筋に比ぶれば僅か1/4だけ有効に働くに過ぎない。

此の鉄筋はY-Y軸に就て曲げに對しては非有効であるが然し直接応力に抵抗するには充分有効である。

表-5は柱の各4周に等しい数の鉄筋を配置して、其の鉄筋の数が曲げに有効に抵抗し、而かも2つの外面間を等しく分割する如くしたものである。

表-5. 曲げに對する修正

柱に挿入する全鉄筋数	4	8	12	16	20
縁鉄筋として有効な本数	4	6	8.4	11	13.6

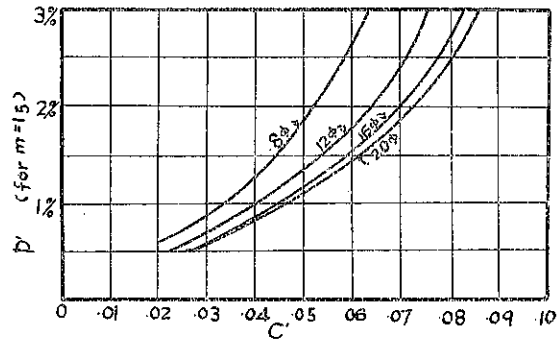
有効に働く鉄筋の本數に基く鉄筋比は標準圖表から応力を得る様に使用するのである。

**直接応力に對する修正** コンクリートの最大圧縮応力を得る様に鉄筋を有効に使用するには直接応力に抵抗する中立軸附近の中間鉄筋の完全値 (Fullvalue) に作ふ減小量を決定する事が必要である。

今或る柱が齊等なものと考へれば、全応力は直接応力と曲げ応力の和である事に注意するのである。其故に若し有效鉄筋比  $p' = \frac{A_s'}{bh}$  を曲げ荷重を直接荷重の全応力を受ける様に用ふれば、全部の鉄筋を鉄筋比  $p \left( = \frac{A_s}{bh} \right)$  として求めたものと、又  $p'$  から求めた直接応力の差を計算する。此の差は豫め求めた全体の値から差引く事が出来る。

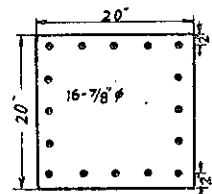
之に關しては附録に示しておいた様に、鉄筋コンクリートの面積で割つた直接荷重の分數として示す。表-5の結果を用ひて、鉄筋の各本數 (8~20本) に応じて断面を計算する。之を応力の計算に用ふるために鉄筋比  $p'$  の形で図-26に表した。

図-26.



例題にあつて次の點に注意を要する。曲げ応力の影響を考へに入れるときには習慣としてコンクリート全面積を有効として取扱ふ。鉄筋に働く応力は之に接するコンクリートに働く応力の  $m$  倍とする。又直接荷重のみを受けるコンクリートと鉄筋の場合にも応じ得る事が屢々必要である。尙時には鉄筋外方のコンクリートを無視する。

図-27.



**例題** 今20吋平方の柱が16本の7/8吋鉄筋で補強してあつて、之が軸圧力  $N=200,000$  lbs 曲げモーメントを  $M=600,000$  in-lb 受ける、而して

鉄筋被覆  $d' = 2 \text{ ins}$  とする (図-27)。

然らば  $d'/h = 0.1, e = 3 \text{ in} = M/\bar{N}(m = 15)$  とす

鉄筋比  $p' = 1.65$  (11 本の鉄筋を用ふ表-5)

尚  $e/h = 3/20 = 0.15, h$ : 柱の全幅 (但し有効断面とする)

然らば  $f_e' = 718 \text{ lb/in}^2 =$  全コンクリート応力。尚全断面に圧力が働く (此の結果は標準図表を用ひて直接に知る事が出来る)。

直接応力を減少する値を求めるのに図-26 を使用して 16-鉄筋の曲線よりして  $C'$  の値は 1.65% に對し 0.062 を得る。

$$\therefore \text{減少応力} = \frac{200\,000}{20 \times 20} \times 0.062 = 31 \text{ lb/in}^2$$

そこで  $f_e = 718 - 31 = 687 \text{ lb/in}^2$  (結局のコンクリートの応力)

若し外側鉄筋のみを (10 本) を有効とすれば鉄筋比は 1.5% でコンクリートの応力は  $735 \text{ lb/in}^2$  となる。かくして全部の節約量は 48 lbs となる。計算は次の如く検算する。

等値コンクリート面積 =  $534 \text{ in}^2$

中央軸に對する慣性モーメント =  $19\,250 \text{ in}^4$

全鉄筋をコンクリート断面に入れて直接応力

$$= f_a = \frac{200\,000}{534} = 375 \text{ lb/in}^2$$

曲げ鉄筋断面積に基づくコンクリートの曲げ応力

$$= f_b = \frac{600\,000 \times 10}{19\,250} = 312 \text{ lb/in}^2$$

曲げ鉄筋断面積に基づくコンクリートの全応力

$$= f_e = (f_b + f_a) = 687 \text{ lb/in}^2$$

鉄筋の兩方向の本数が異なる場合 相隣る 兩邊の鉄筋

本数が異なる際も其の結果は上述の方法に僅かの修正を施して、之を適用する事が出来る。図-28 に於て断面内に 14 本の鉄筋を挿入してある。

今曲げ方向が X-X 軸に平行とすれば中間鉄筋と稱するは、此の軸を横切る兩邊に於けるものを指す事になる。

之は各邊等数の鉄筋を配置した柱の一部分を構成してあるからして表-5 から、有効鉄筋数は 11 本と云ふわけである。故に此の 14 本鉄筋の柱では (16-2) であるから此の際の有効鉄筋は (11-2) で 9 本となる。

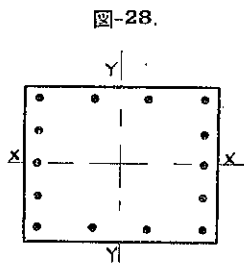


図-28.

若し曲げ方向が Y-Y 軸に平行なる時は其横邊は、全邊同数鉄筋柱では 12 本のものに相當し、其の有効本数は 8.4 本となる。故に此の 14 本筋の柱では (12+2) で此の際の有効鉄筋数は (8.4+2) となる。

斯くの如く曲げの軸に垂直の邊に於ける中間鉄筋の本数が有効鉄筋に影響を與へる事になる。之は又次の表-6 を用ひて直接に求める事が出来る。

表-6. 曲げ方向に直角な 2 邊の中間鉄筋の餘裕

中間鉄筋の本数	2	4	6	8
逸鉄筋としての有効率	0	0.4	1.0	1.6

尚附加へて中間鉄筋に

於ける直接応力に對する減少は図-26 から表-7 にて求められる。

弾性比による変化 曲

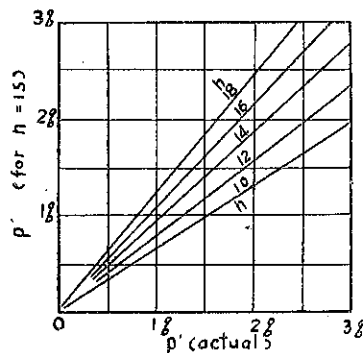
げに依る有効鉄筋比は弾

性比 (鉄筋の弾性係數とコンクリートの弾性係數の比) に依つて影響を受けぬが、然し直接応力の減少は其の影響を受けて變るのである。図-26 は比が 15 の場合に適用されるものである。其の他の場合に對しては図-29 を使用して、等値鉄筋比を得て減少係數を求め然る後図-26 を使用する。此の結果は直接応力に對する公式に於て積  $(m-1)p'$  に基くものであるから、 $m$  の変化に伴ひて其の積を定數にするために  $p'$  を變へて、其の修正を施す事が出来るのである。又此の關係から合成応力を計算して、コンクリート断面中に張力が働かぬ様にする事も出来る。而して直接応力の減少に對するあらゆる場合に適用する事も出来るものである。

表-7.

中間鉄筋本数	使用曲線の本數
2	8 barn
4	13 ..
6	16 ..
8	20 ..

図-29.



附記 中間鉄筋のための直接応力の減少に對する修正を計算する場合に (図-26 及圖-29 参照) 今  $b$  を柱の (有効断面にて) 幅とし其の他の各符號を前の通りとす

る。

$$f_a = \frac{N}{bh(1+14p)} \quad (m=15 \text{ とす})$$

$$f_a' = \frac{N}{bh(1+14p')}$$

$$\therefore f_a' / f_a = \frac{1+14p}{1+14p'}$$

$$\therefore \frac{f_a' - f_a}{f_a} = \frac{14(p-p')}{1+14p'}$$

$$\therefore f_a' - f_a = \frac{N}{bh} \frac{14(p-p')}{(1+14p)(1+14p')} \quad \dots(1)$$

$$f_a' - f_a = \frac{N}{bh} \frac{100 \times 14(p-p')}{100+14p(100+14p')} \quad \dots(2)$$

(註) 鉄筋比の乗数は  $(m-1)=14$  であり此の結果は  
 図-29 に表はしてある。 (鯉嶋山富士男)

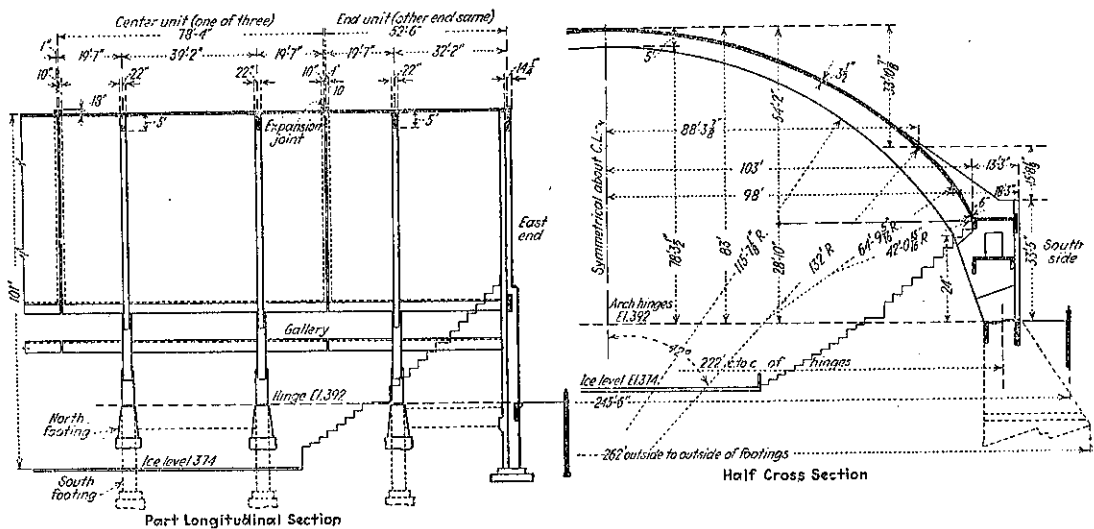
(130) 氷上運動場の大コンクリート屋根

(A. Tedesko, "Large Concrete Shell Roof covers  
 Ice Arena." E. N. R. April 8, 1937, p. 505-510.)

米國ペンシルベニヤ州ハーシーに最も興味深い薄コン  
 クリートの貝殻状屋根が近頃完成された。この屋根  
 は幅 232 呎、長さ 340 呎で、85×200 呎の標準アイ  
 スケート場の周圍に 7180 の観衆席を覆ふてゐる。全  
 部コンクリートを以て造られ、適當な費用で立派な外観  
 を供へ耐久的に造られた。

建物の中で最も特徴のあるのは屋根で、之は 4 つの伸

図-31. 屋 根 詳 細



接目に依つて 5 つの部分に分けられてゐる。各部分の  
 寸法は図-31 の通りである。アーチは 2 鉸對稱形で理論  
 径間 222 呎、拱矢 81 呎である。拱頂は氷面から 100  
 呎上にある。脚部が半ば粘土半ば岩石であるために 2  
 鉸拱が選ばれた。又拱頂拱環厚が減じてゐるため 3 鉸  
 拱の作用が近似的に考へに入れられた。

この形は一般に次の事實に基礎を置いて設計される。  
 即ち薄いコンクリートの曲つた版は 補剛拱と一緒に作  
 られると 載荷容量が 與へられる。斯かる版は主に 直張  
 力、圧力、剪力を受け、 曲げモーメントは 傳へない。そ  
 してこれらの 応力を受けるには 充分の 強さがある。 屋  
 根の 荷重は 補剛拱に 正切剪力として 傳へられる。

図-30. 内部全景

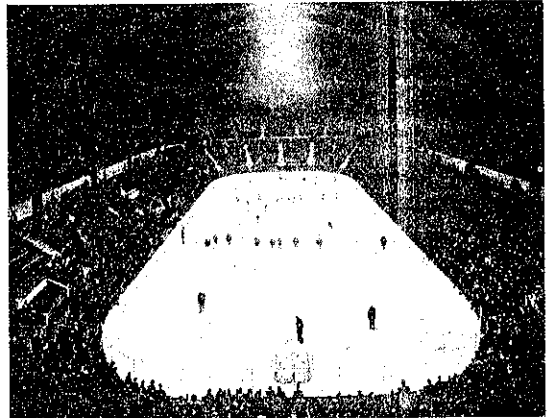


図-32. 鉄筋詳細

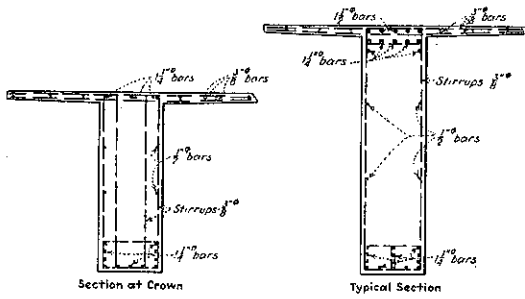
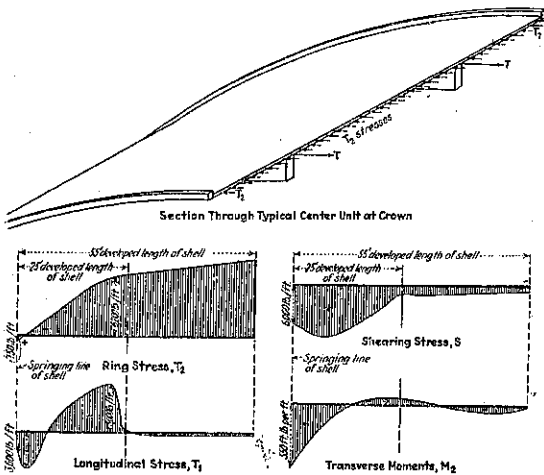


図-33. 応力図



Hershey の建物の拱環は拱頂にて幅 22 吋、厚 60 吋起拱點に向つて厚さが増してゐる。そして通路の所では 5×7 呎の孔を開けるに充分な厚さになつてゐる。アーチは不静定構造物として計算され、拱環及版の死荷重、横版又は廊下にかゝる活荷重及風荷重、温度変化支點の移動に對して、モーメント、剪力、軸力が別々に計算された。雪荷重は徑間中央で垂直に 25 封度と假定せられたが風が吹く時は各側版にて 150 封度となつた。風は毎時 115 m 即 35 封度/呎<sup>2</sup>とされ一方の方向に圧力、反對の方向に張力が考へられた。又構造物は平均 60°F に造られ 40°F の上昇と 96°F の降下が考へに入れられた。實際には左右 1/4 吋、上下 3/4 吋の支點の移動ありたるも、設計には上下左右共 1 吋の移動が假定された。

図-32 は拱頂及最大負曲げモーメントを受ける個所の代表の断面を示す。ターンバックルで継いだ 1 1/2 吋の丸鋼が用ひられた。不屈の連結をするために螺管は初

図-34. 施行中

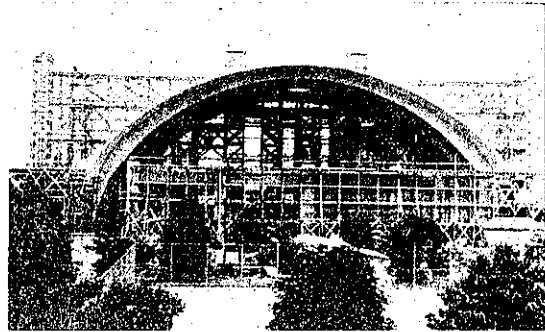
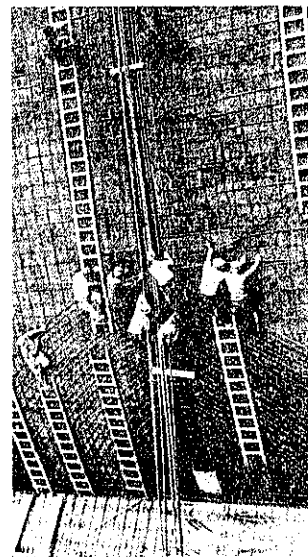


図-35. 鉄筋組立



めから応力を受けて締められた。

特別な鉸の使用

拱は最大反力 110 萬封度の極限荷重の時の鉸の所の廻轉角が 24 分として設計される。橋梁に用ひる様な鉸は高價につくので Mesnager hinge を用いた鉛板が用ひられた。径 1 吋の丸鋼が少しの廻轉では曲げ応力を受けないので用ひられた。死荷重の比較的高い恒圧の下で活荷重のために圧力が少

し変化する場合には 鉛は降服點以下で弾性を示すと假定され得る。可測的な撓度を研究するための鉛の試験を長い期間に渡つて続けることが出来ないので鉛は流れ出さないために照鉛引の鉄板で圍はれた。

鉸に於て扇形の鉄筋は廻轉の応力及剪力を受けるために軸圧力の大部分は鉛板が受持つのである。丸鋼及鉛の周圍は腐蝕を防ぎ力が中心に作用する様にアスファルト及コルクで充たされた。基礎の頂と拱の脚の部は横方向の応力に耐えるために水平筋が充分に入れられた。

円錐形の屋根版 版は拱と一体に作られた。版の大部分の曲率半径は 132 呎にして起拱部附近で剛度を増すために 42 呎に減じてゐる。屋根の横断曲線には拋物線から少し外れた形が用ひられた。拋物線は等布荷重の

下では補剛拱に力を傳へず脚部で軸圧力として連続橋臺又は桁で支へられる。之に反し円又は楕円は幾分縦方向の力を傳へ、又 Cycloid 曲線なれば理想的であるが施工困難である。Hershey の屋根は近似楕円である。殆ど大部分を通じて版厚  $3\frac{1}{2}$  吋、起拱點近くで 6 吋、又拱頂では照明装置、換氣器など集中荷重を受けるので 5 吋とした。

此の版は屋根と云ふ目的の他に色々な目的に用ひられてゐる。構造的には 39 呎の桁とも考へられ、又半径 132 呎の管の上部とも考へられる。大きな剛度と高い断面係数を以て拱の横構に役立ち、又 T 桁の応圧突縁としても作用する。この理論的幅は 8 呎 11 吋である。亦垂直荷重による拱頂の応力を軽減する。この最後の作用は即ち図-33 に於て輪縁応力  $T_1$  が拱環の上縁縁に生ずる水平張力  $T'$  と平衡を保ち、 $T_1$  と  $T'$  との代数和が拱の軸圧力に等しいことによつて起る。拱の中心附近の垂直荷重は中央に正のモーメントを生ずるが殻版の張力は負のモーメントを生じて拱の死荷応力を減ずる。拱のモーメントが負なる所では殻版は下側に置かれる。殻版には下端に縁の淺い桁がぶら下つてゐるので多少の張力が働くのである。殻版はその切面方向には剛であるから容易に揉まないし、端には水平版があつて坐席を防ぐに役立つ。

殻版の応力図は皮膜理論 (Membrane theory) によつて U. Finsterwalder の方法にて載かれた。直応力が表面荷重と平衡を保つ所の皮膜応力系がこの殻版の大部分に於て存在する。この皮膜応力系を理解するためには次の事を考へればよい。即ち半分の卵殻は割れない卵殻程強くない。何となれず直応力系は自由端の構造的弱點で亂されて全方向に擴がらないから。この屋根の如く自由端を補剛された殻は荷重を飯作用で殻の中心部に傳達する。他の系に屬する応力即ち所謂輪縁応力 (Rim stress) は殻版が拱に連絡する所及殻版の水平縁の所で起る。之は屢々皮膜応力よりも大きくなるから。この応力を正しく出すことが重要である。然しこれは端から遠ざかるに従つて急激に減じ厚さを少し増加するか又は適當な鉄筋を挿入すれば充分である。Hershey の屋根では端で 6 吋、3 呎の所で  $4\frac{1}{2}$  吋の厚さにしてゐる。

殻版の輪縁応力の分布は減衰振動の座標と同様である。図-33 は死荷重及全活荷重による皮膜応力と輪縁応力とを合せたものを示してゐる。 $T_1$ 、 $T_2$  及  $M_2$  は拱の間の中間徑間に對するもので、剪応力は拱に於けるもの

である。

起拱點附近で厚さを 6 吋に増加するが、亦中央断面の拱頂附近でも換氣器、照明装置からの 14000 封度の集中荷重を支へるために 5 吋に増加することが必要であつた。換氣装置及モーターを供へる 6 つの扇風機室が同じ様に殻版に支へられ、殻版を部分的に補強し餘分の鉄筋が必要となつた。建物の端の風圧に對しては壁の中の柱及兩端の拱が抵抗する。

**施工** Hershey の建築物の築造に當り 1 つのホイスタング塔と 2 つのミキサが一方の側壁の中央近くに設けられた。一組の通路が塔から異つた高さにコンクリートを注ぐ所に手押車を走らすに容易な様に設けられた。初め下部構造と鉸とが造られ次に拱のハンチが鉸から約 30 呎上まで作られた。拱を連絡し補強する通路孔の桁はハンチと共に全くコンクリートで打たれた。それから連続の操作で各屋拱が作られた。

屋根の型枠は 2 個所で水平に組まれた個々の足場塔で作られ、塔の上のジャッキが屋根状の曲木構桁を支へてゐる。そして横桁は節點から  $4 \times 8$  呎の枠を支へてゐる。型枠用の木材は莫大なものであつた。

足場をその位置に据ゑ屋根の曲線を型枠で調べ型枠をコルク版で蔽ひ、その上にコンクリートを填充した。コンクリート填充は兩側から對稱的に行ひ、初めは一單位 (接手から接手まで) に就き填充に 54 時間を要したが第 3 回目には職工の熟練のために 26 時間で済んだ。コンクリートは 1 週間養生し、型枠を 10~14 日間養生した。型枠取離し前に弾性特性を調べるために供試体で撓度試験を行つた (仕様に 28 日後の弾性係数  $3000000 \text{ ㏩/㏑}''$  と規定されてゐる)。

足場上の 200 のジャッキをゆるめて型枠切離しがなされ、その過程を寫眞に撮つた。140 t の足場 2 個を動かすために 4 個の 10 t 用環鏈が用ひられた。屋根版は饅仕上を受けた。

**コンクリート練り** 拱環、側壁、柱、連結部材及殻版は 3000 封度コンクリートとして設計された。これは  $\sigma_{28} > 4000 \text{ ㏩/㏑}''$ 、配合 1 : 2.75 : 2.25 (セメント : 川砂 : 碎石)、セメント 1 袋に就き水 5 ガロンの割合にした。水量は砂、砂利の含水量の相違及蒸發の状態で變化した。蒸發に對しては夜間填充がよい結果をもたらした。殻版の下の方は急斜面を造らないために幾分水量の少ないものを用ひた。

**座席構造** 觀覽席、柱、基礎、床版、壁は在來の設計をした。座席は見物人が邪魔物なしに運動場が見える様

に配列された。伸縮継手で観覧席は分けられ、その支へは4つに分けられ外壁及屋根から離れた。

約10哩の管が充分絶縁されてスケート場の基礎コンクリートの中に埋め込まれた。屋根に吊られた3つの照明装置には47のサーチライトと擴聲器を供へてゐる。散光源は側壁に配置されて側壁及屋根面のペンキを塗つた青白い面で反射される。東側の壁にのみ窓を設け、客はけをよくするために46の出口が設けられた。又径5呎の扇風機を屋根に6つ、壁に4つ備へ、其他事務室、控室、食堂、物置、自動車庫も設けた。

(荒谷俊司)

に届ひてゐるため連続桁となすことを得た。支承におけ

圖-36. 橋梁全景



(131) 國有自動車道路に於ける鉄筋コンクリート連続桁

(Die "Reichsautobahnbrücke über die Schnelle Deichsa." Beton und Eisen) Heft 5. März 1937, S. 73~76.

本稿は國有自動車道路にかゝつた橋で、プレスロー(シレジエン)ークライバウ線がクライバウ終點敷軒手前で、ダイヒザ河を横切る所に架せられたものである。河と57°の斜角を以て交はり、更にプレスラー側には5000mの半径の曲線が少しかゝり、そのカントの終がベルリン側の橋脚附近まで來てゐる。鋼と鉄筋コンクリートとを比較した結果、附近の景色と良く釣合ふ點と經濟的な見地から鉄筋コンクリートを採用した。

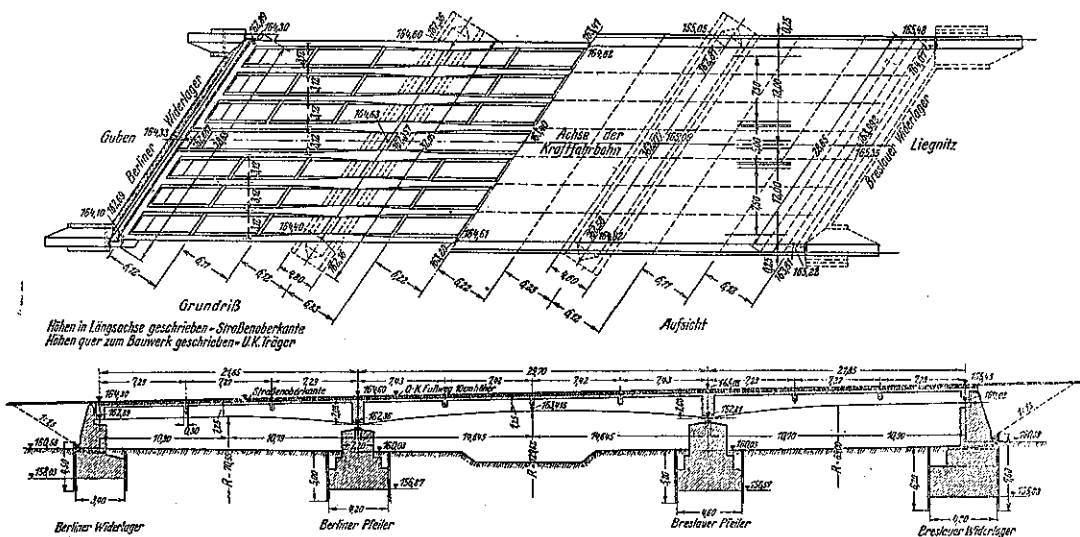
總径間73.4mで橋脚、橋臺ともガッチリした砂利層

る大きな抵抗モーメントを利用するため次の如き形とした。

1. 中央径間における桁下端は直線と挿入せず全部曲線よりなる。
2. 橋臺近くにある兩方の直線部分を結び付けた線は中央径間の頂點を通る。
3. 而して此の直線は桁上端に平行である。
4. 中央径間の頂點の桁高は與ふ限り小とする。
5. 支承承部分を H. W. L 以上におく。

全径間の割振りは計算の結果最大の桁径間モーメントが支承上の大きい抵抗モーメントの減殺作用により最も小なる値となる様定めた。即ち 21.85m : 29.7m : 21.85m.

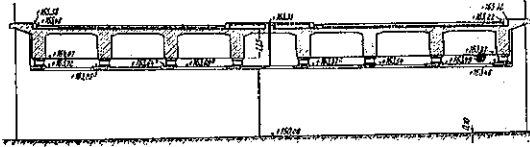
圖-37. 平面及縦断面図





之は 1:1.36:1 即ち 0.74:1:0.74 となる。之によりスツクリとした形が定められた。中央の桁高は 1.35 m で中央径間の 1/24 である。

図-38. プレスラー側橋臺の横断面図



プレスラー側橋臺の断面は図-38 に示す。之は自動車道路の地上における構造が橋梁上でも変わらないことを眼目とし、5 m の幅の中央帯はそのまゝ橋の上にも設けた。尙型枠を 2 度使用すること、即ち半分宛分けて施工することにより工費の節減を計った。

許容応力は径間にて  $\sigma_b/\sigma_n=60/1200 \text{ kg/cm}^2$  支承に

て  $70/1200 \text{ kg/cm}^2$  である。

床面の構造は 10 cm 厚のコンクリート舗装で、此の下に 2 cm 厚の砂層を油紙上に施し、各部互に自由に収縮し得る様になつてゐる。砂層の下には 3 cm 厚の保護コンクリートあり、更に下に 1 cm の保護層がある。従つて全厚 16 cm となる。版は支間 3.12 m、厚 22 cm である。

主桁は 始め述べた様に変化する 2 次率を考慮して計算した。支承の所で断面を増大することにより、支承モーメントは増え径間モーメントは減少する傾向あることに注意すべきである。

負モーメントの起る部分の龜裂の發生に對し安全性を考慮すれば、変化断面による応力計算において許容応力を上げることは恐れる必要はないと思はれる。2 主桁の主鉄筋は 50 mm を使用してゐるが、之により鉄筋を

図-39. 側梁の配筋

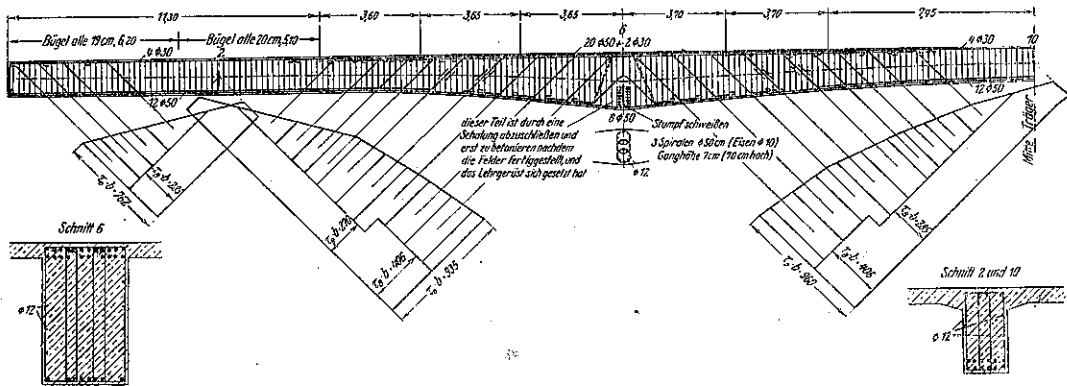
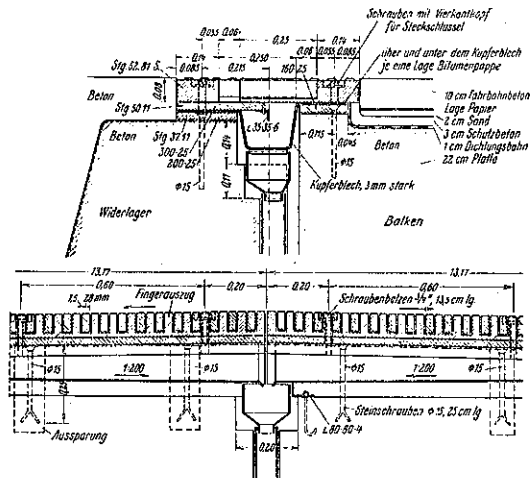


図-40.



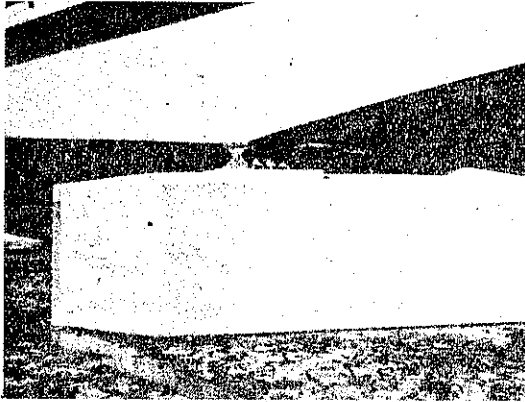
2 段に配置し得た。その結果桁高の減少を見たことは當然である。

径間が相當長い鉄筋の継ぎ手は止むを得なかつた。継手はターンバツクルを使用したがる、ねぢ切り機械を設備したり、現場に之を持ち込む厄介は免れないが、而し熔接継手や重ね合せ継手によつても同様な困難は避けられないことと思ふ。施工の便否はともかくとしてターンバツクルを使用することは熔接継手に比し決して高くはないことが判つた。

支承の上ではコンクリートに大きな圧応力が起るため直径 50 cm (鉄筋 10 mm  $\phi$ , 7 cm pitch), 高さ 70 cm のスパイラルを置いてある。径間を充分正確に保持するため鋼製骨を用ひた。之は又上部構造と下部構造をハッキリ區別するため隠してない。可動端と固定端とは脊の高さが同じであるのは全体に與へる影響を顧慮

したためである。支承の仕上げに充分注意した甲斐があつて、獨り構造上の點のみならず、全体の形に對して

圖-41. プレスラー側橋脚



効果的であつた。橋脚及橋臺はその鉄筋コンクリート礎段と共に矢板で圍まれ際層まで入つてゐる。基礎圧力は23~25 t/m<sup>2</sup>である (河合宏海)

施 工

(132) 水中工事に於ける鋼矢板 切断の新記録

(Edward Ellsberg and Charles Kandel "New Sheetpile Cutting Record set for Underwater Work" E.N.R. March 11, 1937, p. 373~375.)

New York, Long Island, Jamaica 灣口を過り日下架設中の Marine Parkway Bridge の橋脚の圍堰用矢板 2000 枚の上部を水中切断して本年當初新記録を樹立した。

本橋は 14 本のコンクリート橋脚で鋼上部構造を支持する事とし基礎は灣口砂中深く木杭を打込む。開敞地の關係上外方の出潮は強風を防ぐ役に立たぬ。其のため潮の變化毎に其の流速毎時平均 6 哩に達するので橋脚礎段の洗滌防止に特殊の豫防策を講ずる事にした、即ち圍堰には抱合式鋼矢板を用ひ圍堰は礎段の外形となし且つ矢板は礎段上から切断し下部は礎段の永久防護として殘置する事にした。

礎段頂は普通低水位面下 32 呎あり矢板は水深 30 呎の所から切断する必要がある。礎段面上の矢板と橋脚面との間は 6-8 呎の餘裕があるから切断作業は殆ど圍堰の内部から出来、潜水夫は波力作用、潮流から保護される。

切断作業 橋脚の型枠を割き切断開始前に圍堰を浸

水せしめる。切断は圖-42, 43 の如き装置を用ひて解から行ふ。圍堰内で作業する時潜水夫は小さいが實質的な float を用ふ。之は木製の臺を油槽に載せたもので之で下降用の梯子を支へる。

圖-42. 作業 解

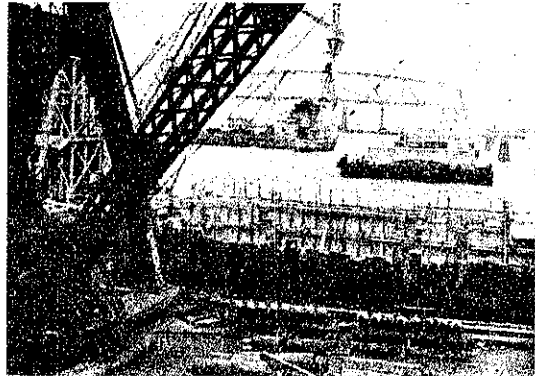
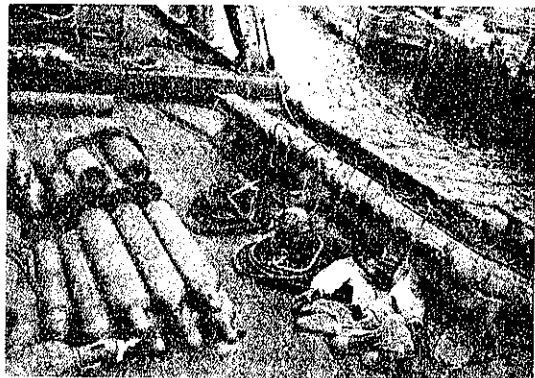


圖-43. 水中切断装置



作業は多く悪条件下に行はねばならず就中次の制限がある。(1) 切断は 1936 年 11 月 1 日開始 1937 年 1 月 15 日迄に完了す可き事、土曜、日曜及休日を此の 76 日から差引くと純作業日数は 49 日だから 1 日に 40 枚以上の工程となる、(2) 14 個の圍堰は請負を契約した時には沈下済みでコンクリートが打て次第切断準備が整つてなければならず橋脚は枠を割く迄充分養生せねばならぬ。(3) 季節の關係上少くとも潜水困難の日が 10 日はある。之等の事情を考へて有效作業期間は 36 日とし工程計畫は日 55 枚に増す、此の種作業従來の記録を見るに最高 1 日 30 枚、平均 20 枚以下の切断だ。従つて 3 交代制 1 交代 1 人として 3 人の水夫が要る、此の遣り方は 1 週平均 3 日しか使へないのに週給で人夫を備はねばならぬから高くつく、工夫を代へ従來同じ作業に使用した装置を再設計して能率を高め無駄

な時間を省き水夫 1 人として 1 日の出来高を示方書の要求に合致する様に出来ぬかを研究し結局 Ellsberg 水中切断用燈の再設計及其の附屬品の改良に落着いた。

新燈を用ひ仕事には水夫 1 人を當て無駄時間の短縮に可及的便宜を講じた第 1 週には 1 日當り平均 31 枚を切断し続く 2 週間は平均 50 枚以後は 1 交代水夫 1 人で毎作業日平均 60 枚切断した。1 日の實切断時間は約 3 時間即ち毎時 20 枚の切断になる。最高毎時 30 枚以上に達した。余仕事は 40 作業日、總計 2,118 枚の鋼矢板を切断して完了した。

切断矢板は容易に引上げ取拂つた。必要なら屈曲切断等可及的便宜を盡し 1 日の最高引上高 10 t を越えず平均 5 t 以下だつた。1 枚も再切断の要なく引上に格別困難はなかつた、引上は毎 8 時間交代平均 60 枚づゝ確實に進行した。

**好條件** 此の種水中作業速度は潜水夫の作業條件が重要で本作業の新記録獲得の榮は大部分次の如き條件が切断用燈の全機能發達を可能としたからである。(1) 水中の視界極めて良好なりし事、(2) 潜水夫は堅固な足場に立ち切断中矢板から矢板への移動容易なりし事、(3) 抱合 (interlock) 完全で餘計な物が鋼への作用を少しも防げなかつた、根には良質炭縫を用ひ切断に困難なかりし事、(4) 鋼板は 4~5 ケ月水中に沈めただけで錆、微生物の附着が無かつた、(5) 橋梁周囲の強潮流の最少の妨害で仕事を進め得る事が潜水夫に分つた、(6) 裝備の備かの不備も遅滞を來すので豫備を充分にした、(7) 水上員は極めて熟練且協同的に迅速に潜水夫の要求に答へ屢々必要を察してやつた、(8) 酸、水素の補給を充分にし絶えず利用させた。(9) 潜水夫及水中燈用壓縮空氣は清淨好適を期し作業の快適、燈作用の敏速確實を計つた、(10) 潜水具を整へ検査を嚴にしたので不完全な裝置で潜水の要がなかつた。

**工費を支配する條件** 此の成績は同一條件下なら大きい仕事にも通ずるが不利な條件下では實質上 1 日の出来高は減少する、之は未経験者には分らぬが全く逆の要因が働くのである。表-7 は作業條件の差異の切断速度への影響を示したものである。表中の或項は水上作業には當然と考へられる物もあるが、潜水作業では重大な要素である。

此の仕事の費用は大變低く同一計算方法で從來の何れの記録よりも平均 50% 低い。費用に入る項目は切断具の使用料潜水夫、運転手及助手の賃銀、人夫 3 人分の報酬、酸、水素の消費等で 1 枚當り \$6 になる此の種

表-7. 水中矢板切断速度を支配する要因

要 因	有 利	不 利
1. 切断の深さ	35 呎以下	40 呎以上*~100 呎以上†
2. 潜水夫の見場	堅固水平	軟†~凹凸*
3. 足場に切断面の距離	36 吋以上	240*~18吋以下†
4. 潜水夫の作業姿勢	直立~跪座	時蹲*~前屈†
5. 仕事へのかかり方	直降	妨害物のある事*~危険な事†
6. 潜水夫の作業場所	閉密	露開~妨害†
7. 天候	穏和~輕霧	風*~寒冷†
8. 潮流 流速	1 哩時以下	1 哩時以上*~無防壁†
9. 水中の視界	良好~明澄	不良* 濁混†
10. 矢板工の向側の廣さ	無制限~6 呎以下な	
11. 一時に切断す可き矢板數	らざる事 1,000 以上	2 吋以下*~皆無† 250 以下†~100 以下†
12. 矢板の厚さ	318 吋	173 吋†
13. sheeting lock の形	小~密	大~開
14. 矢板の形	全部一様なる厚さなる事 清淨裝束	組立*~2 層以上 cement grout†
15. 締切り塊充物		
16. 水上員、氣筒運転手及助手	熟練、有能	未経験者 一不注意†
17. 潜水夫への圧縮空氣源	借用の出來る壓縮器 充分なる貯槽、最近に掃除せるもの	head pump~壓縮器 不快臭氣を發する圧縮器†
18. 潜水の便	low float 又は筒	high deck~無足場†
19. 矢板工の安定度	船~充分な面積	
20. 牽引裝置	堅固端正	板振れ*~弛緩*~ぐらつき土入れ†
最高引上	15 噸以上	5 噸以下†
動臂裝置	展開充分角度大	無*~直引†
21. 仕事の進行	連續的	妨害される時†
22. 仕事の期間	普通~日中	延期*~日没後†

\* 之等要因の結合は切断速度 10-25% 減少

† 30-50% "

‡ 60-75% "

仕事の最低記録と信ぜられる。

切断は潜水夫 J. R. Kelley 氏がなした。氏は 1926 年潜艦 S-51 の引揚で Navy Cross 勳章を授けられた (E. N. R. Aug 5, 1926, P. 210)。架橋は Marine Parkway 當局、基礎は Frederick Snare Corp. で此處に述べた水中切断用燈及其の附屬品は New York Crafts-weld Equipment Corp. が下請人として支給した。

(小侯弘通)

(133) Golden Gate 橋吊り足場の破壊

("Failure of Moving Scaffold on Golden Gate Bridge Reviewed" E.N.R. March 11, 1937. p. 377~379.)

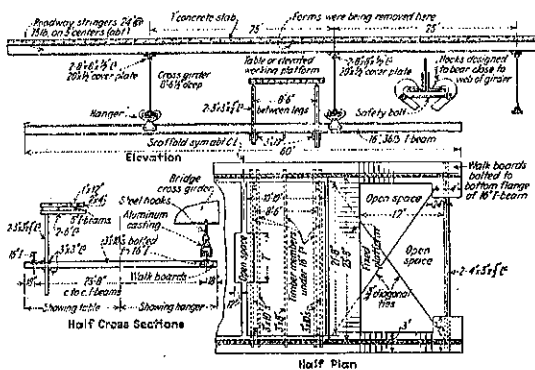
2 月 17 日桑港、金門橋の樁事に労働者 10 名惨死 3 名は奇蹟的に助かつた原因探究中である。情報に依れば其の設備の概要、使用法、當時の状況は下の如くである。

事件の骨子を述べると 4200 ft 径間の中央部、床樁下側より足場を支ふる吊り手が足場を少々落した。其の

上では人夫が西方 20 ft. 棧の下側から鋪装路面の型枠剥取中だった。ぐらついた拍子に足場は残り 2 吊り手 (4 個を同時に使う) から真下の救助網中に滑り落ち網を支点から引切つて 200 ft 以上もある金門灣に落下した水深 300 ft 以上 6 哩の潮流が之を引渡つたので中央径間より桑港塔の全長 2100 ft に亙る網は支点よりぐたぐたと引裂かれた、足場の人夫中 1 人は此の時床桁にかじりつき遂に助けられた。12 名は足場や網と共に押流され中 2 人だけが救われた、2 日後網を引上げ 1 人が発見された。

**足場の設計** 足場は耐負人が設計製作した。其の主要部は、滑動臺と 16-in×36-lb 廣突縁長さ 60 ft, 間隔 23 ft 8 in の 2 本の縦桁から成る主材とで床が附いて居り其の上に人夫が乗り突縁に締着せる吊り手で支持する。全重量約 10-t 網目は 図-44 に示す。足場の特

図-44. 足場の詳細



徴は 2 個の臺 (table) で平面で 10 ft 10-in×21 ft 8-in 手動捲上機で 8-ft 上げ得る床構の下に作業臺を取付け任意の高さで作業出来る様にしてある、大きい臺 1 個とせうに小さい臺 2 個とし揚卸機の荷重を最少ならしめ手で操作した臺は 5-in I 桁, 2×4-in 木製小桁で甲板を張り 1-in 板で床を張る。

臺は正しく足場の床の中心に作る作業位置に来ると足場は 4 点吊り、即ち剥取り作業中の格間の各頂上の突縁に取附けた吊り手で支へる。床構の横桁は 25-ft 間隔で鋪装棧の間 25 ft だから作業格間は約 30×25 ft である。

4 個の吊り手の外蓋の移動の爲別に 2 個用意する、之は事件の時には床桁に取附けてなかつた、揚卸用に手動捲上を備へた、前後適当な所に附けた索を用ひて足場は自由に進行する、即ち縦桁が吊り手の cast aluminium の突縁輪上を走る。

**足場の操作** 懸垂點から突出した移動桁が次の床桁の下に来た時、別の吊り手 2 個を持来り前方の横桁に取付け、次で桁は滑動し足場は新吊り手で前端重量を支へつゝ進む、桁突縁の前端は少し削つて吊り手に入り易くしてある。突出部は自重があるから吊り手に好く入れるには 2-in 程持ち上げねばならぬ。

斯く 6 個の吊り手で支へた足場が充分進行して桁が後部吊り手から引出された所で進行を止め後部 2 吊り手を外し次に要る迄臺にのせ置く、足場は臺が丁度新格間の中央に来る迄前進させ、止めたら手動捲上機で横桁の間に臺を上げ剥取を始める、型枠を削いだら皆中央通路 (未鋪装) から甲板へ持ち去る。剥取がすんだら横桁の下を通れる様臺を下げ足場を動かす準備をして置く、床桁の奥行は 8-ft 6-in. 其の間を臺が上下する。

**吊り手の設計** 吊り手は 2 部より成り横桁下部突縁に取付ける 1 對の鈎卸器具部分と側板及 4 個の輪より成る cast aluminium 部とで輪は足場の桁が走る、輪には側板に続く所に突縁が有り桁の逸脱を防ぐ、輪底は桁突縁の傾斜に合ふ様になつて居る。吊り手は取外し運搬位置を正す等皆手でやる都合上目方を減らす爲に aluminium を用ひた、それでも 1 個の目方は約 150 lb あり取外し取付けは 2 人仕事である。

器具の尖端は横桁突縁と好く噛み合ふ様下向きに小突起を附す突縁は 8×8-in 山形 2 枚と 2×1/2 in の蓋板とで 6-in 間隔に、鋸を互ひ違ひに打つてある。鈎が正位置に来たら器具の側に溶接せる clip angle を通じて安全ボルトを挿入する、ボルトは直径 5/8 in で正しく入れれば鈎は開かないし突縁から滑らぬ。

Cast Al. の側板は頂部最も厚く 1 7/8 吋ボルトで鈎に連結する、底部が最も薄く、而し此の部は軸頭で厚くなり軸承が入つてる、又鱗即肋が 2 枚三角形側板の外側にあり上方に狭くなつて輪の頂と略同高の線で中断して居る此處に 3/4 in の締釘を入れて分離を防ぐ。其の他側板には輪の上方に突出し (offset) があり上部の支持ボルトを輪底の荷重線直上に保持せしめる、桁に附いた儘出て来た cast Al. 及吊り手を California 大学で調べた所側板の割目は繋釘の通つてる輪の上方に水平に出て来る、貨倉室内試験によれば總静荷重 20900 lb. で破壊した。載荷状態は衝撃 torque を除き實際に似せる爲色々苦心した。

**原因は吊り手** 榎事は足場の進行中後方吊り手を離れた直後に起つた。だから前端は下度挿入したばかりの吊り手で支へられて居た。之等 2 吊り手中 1 個は榎

事後紛失し他は壊れて鈎と Al 板上部が床桁下部突縁に取付けた儘になつた。吊り手か 1 は壊れたのに他は紛失したと云ふ事から考へると何かの原因で紛失した方の吊り手が突縁を外れたと考へられる。ボルトが正しく挿入してあれば鈎は決して外れぬと云ふ事は一般の認める所であるからボルトが入れてなくて足場の進行運動で鈎がぐらついたと考へられる。若し 1 つ吊り手が外れると臺の一が下がり他方へ衝撃及捻力を與へるから Al 板は丁度現貨見られる通りに破壊しよう。例へ 2 吊り手で臺の一端を支持して居ても斯くして荷重を放棄し臺の墜落する事は不可避である桁が事件後も取付けた儘残つてる後吊り手上を走り続けて居た事は明かである。

原因の研究に問題となるのは突縁より吊り手の逸脱を防止する安全ボルトの存否如何だが E. N. R. 特派員は残存吊り手に安全ボルトの存否を綿密に調査した残存 3 吊り手中 Al 板から壊れた方は未だ安全ボルトが正しく着いてた。足場他端の 2 吊り手中 1 は安全ボルトなく鈎の一方で突縁にぶら下つて居た。他は突縁からフツ飛んで居た、反対側即ち第 3 の残存吊り手は未だ鈎が突縁に着いて居た。而し此の第 3 の吊り手は安全ボルトがナットをはめてボルトを支へる爲に接続した山形の“一方に”ブラ下つてたナットのはまつてる事は事件當時他端山形にはまつて無かつた事、従つて其の保安機能を果し得なかつた事を示す。

図-45. 破損した救助網



救助網——救助網は 1/2 in 麻綱 6×6 in 目金屬製緊子で網の交點を掴ませる網は 50×120 單位で作り 120 ft の方向を橋の中心線に横に置く網は橋側 10 ft 程張出させる鋼腕材で補剛構の外 10 ft の cable を支へ之に救助網を附す網實質の縁取りに 1-in 麻綱を用ひ之を麻緊索で steel cable に 5-ft 置きに結びつける。

足場が網に落下した時衝撃で最弱點部即 1-in の縁り緩と鋼索間の緊線から千切れた網にからまれた足場が海面に落下すると潮流の力は緊線を目茶々にするに充分で桑港側橋脚まで全長 2100 ft の網

は千切れて海中に落ち込んだ。

惨事原因の公式調査は Golden Gate Bridge, Highway District 大陪審員, 検屍人, 州工業惨害委員會, Pacific Bridge Co. 等がなした。鋪裝は Barret & Hilip 及 Pacific Bridge Co. が運帶で講負ひ後者は剝取を續行して居る。Pacific Bridge Co. は 1868 年創立され西部海岸地方に周ねく知られて居り同地方多數重要工事を安全に完成して居る。(小俣弘通)

(134) ベルリンの地下鉄工事における支保工の倒壞

(Prof. Dr. Ing. Franz Dischinger "Die Ursachen (des Einsturzes der Baugrube der Berliner Nord-Süds-Bahn in der Hermann-Goring-Strasse" Bauing. Hefts 9/10, 3 März, 1937 S. 107~112.)

(1) ベルリン式工法 所謂ベルリン式工法は開鑿式で、地下水は深井によつて低下させる。ベルリンの如き砂層では地下水の低下は何等困難ではない。此の工法の唯一の缺點は地を弛めて附近の家屋を沈下させることである。

図-46.

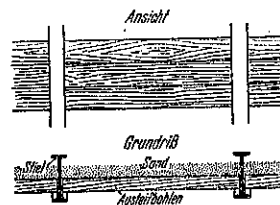


図-47.

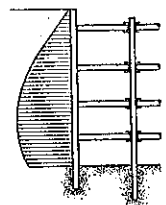
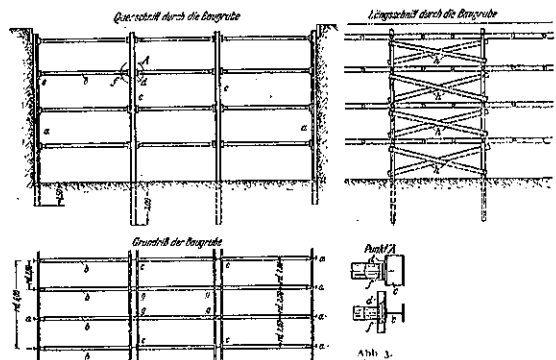


図-48.



根柢の側壁として、工形鋼を約 2 m の間隔に打込み、掘鑿の進行に伴ひ工形鋼の突縁に板を挿入して楔で留めて行く(図-46)。相對する工形鋼を支へる爲、木の切梁を入れる。土圧は深さと共に増加するから、それに伴

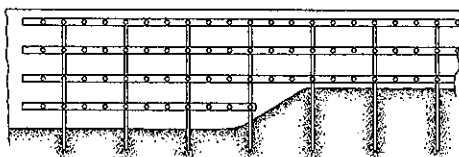
つて切梁を丈夫にするか、間隔を狭くする。最近の研究によれば、こういふ根柢では土圧は深さと共に直線的に増加しないで、最大土圧は中央と下の 1/3 との間にある(図-47)。これは根柢の下の土がアーチの作用をする爲と考へられる。然し實際上に切梁に作用する力は楔のきかせ方にもよることであるから、下に行くに随つて丈夫にしておくのがよい。

30~40 cm 角の切梁では十分安全なのは 6~7 m までの長さである。それ故に幅の広い所では必要な支點を得る爲に中間の壁を作りこれはあらゆる方向に動かない様になしなければならない。図-48 は 3 部に分れた根柢の断面、平面並に中間壁の側面図を示す。工形鋼の間隔は側壁(a)では 2 m、中間壁(c)では 6 m である。側壁では工形鋼は直接切梁で支へられアングルで垂直の移動を防止する。切梁は直線になる様にし中間壁では楔(f)を入れる。この爲に切梁の各層毎に中間杭の兩側に溝形鋼(d)を取付け此所に楔を入れる。こうすれば切梁は直線となり中間杭は任意の必要な距離におくことが出来る。直線にした切梁が中間杭の所に来ない所では溝形鋼の間に詰物をする。

既に述べた通り中間杭の處では切梁の継手を動かない様にしておかなければならぬ。垂直の変位は構造の自重又は根柢の上の交通によるものであるが、之は杭を深く打込んで置けば不安はない。好い砂や砂利の盤では図示の如く 3 m 以上とすれば十分である。中間壁の方向の水平力は切梁が挫折する時に現はれる。實際の切梁は多少曲つてゐる。之から生ずる力は中間壁で土地に傳へる。この爲 4~5 格間毎に図-48 に示す様に斜材(h)を入れる。之によつて縦の力を土地に傳へる。側壁の工杭は 1.5 m 埋込んでおけば十分である。自重と交通による垂直荷重は大部分土留板と土との摩擦で取られ、1.5 m の埋込長は主として杭に来る土圧を土に傳へる爲に必要である。

掘鑿完了後防水工と底部コンクリートを施工するがこの爲には中間壁の杭は底の上で切り取り一番下の斜材を取り除かなければならぬ。この際杭が垂直に移動しない様に豫め支柱をしておく必要がある。最下段

図-49.

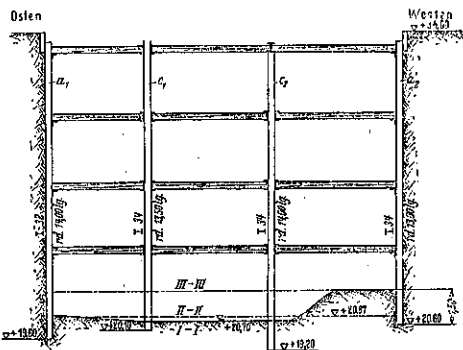


の斜材は底部コンクリートを打つ時取除かなければならぬから U-bahn の工事の時からは廢止した。かうしても図-49 で明かな通り何も危険はない。中間壁の溝形鋼が工事の進行に伴ひ前進して行く斜面まで取付けてあれば斜材がなくても十分剛度がある。溝形鋼がある長さ通しになつてゐない時でも部分的に行へば危険はない。即ち防水工と底部コンクリートを施工する爲に若干の中間杭を切断し一番下の斜材を取除いた。此の部分の底部コンクリートを仕上げた後杭をこのコンクリートの中に埋め込み、次の區間に移つて行くのである。

中間壁の縦方向の変位を防ぐ今一つの方法は最下段の切梁に水平の横構を相當の距離に入れることである。縦の力は斜材と横構により側壁に傳へられる。この方法によれば急激に落下する起重機等によるその箇所の陥没の影響を局部に制限し得る利益がある。かゝる補助手段はあの Hermann Göring 通の樁工事の際にはまだ用ひられてゐなかつた。事故の後 Schaper 氏により行はれた原因の調査の結果に基き安全に對する一つの規準が得られた。之によれば各方向への変位を防ぐ爲に完全な空間構を取付ける他に 50 m 毎に横構を入れなければならない。

(2) Hermann Göring 通における工事経過と支保工の倒壊 Herman Göring 通の工事は始め図-48 とは異り 2 スパンの切梁で行はれてゐた。此の際個々の杭は標準図に示す通りの埋込長があつた。掘鑿が相當進んだ時計態変更の爲 1 m 深く掘り且幅を 1 スパン掘りなければならなかつた。この爲新しく杭を打つことも考へたが、既に大部分の土を掘り出し切梁をしてあるので之は困難であるから側壁として新しく杭を打つだけにした。こうすれば勿論標準とは異なるけれども大した

図-50.



不都合は無いと考へてゐた。

図-50 は事故當日の掘鑿断面である。計畫変更の爲新しく打つた a の外はすべて埋込長が不足である。元來特に杭の短かつた西側の 南の方では段切をしてゐたが最初から杭の長い北の方では其の必要を認めなかつた。もう一段切梁を入れれば十分と思つてゐた。(a<sub>1</sub>)の特に短い處では段切を取除いて直に杭をコンクリートの中に埋込む豫定であつた。Weyher 氏は根掘は全幅 III-III まで進み、之以上は切梁を入れてから掘鑿すべきであると言つてゐる。

次に調査によつて明らかとなつた支保工の構造上の缺陷を述べよう。切梁の一部は古いものを用ひたが、短か過ぎたので接がなければならなかつた。接手そのものは完全な作りさへすれば何等非難すべきものではないが、實際問題として弱點となり易いから力の少い上段以外には用ひない方がよい。實際は 2 段 3 段にも用ひてゐた。これに對し、監督官廳から抗議が出たので、接手を無くする爲、もつと悪い所謂 Konsolen (持送り)と言ふ手段を用ひた。

図-51 は第 4 段目の切梁の高さに於ける切梁の平面である。短い切梁を用ふる爲溝形鋼と工形鋼との間に 1 箇若くは 2 箇の工形鋼片をボルトで取付けた。こうすれば 60~70 cm 短い切梁を用ひることが出来る。図-51 の 123~125 杭、図-52b 及 c 兩側の溝形鋼の水平並に垂直の力は突出してゐる Konsolen により杭に傳へなければならぬが、この Konsolen は之には不適當である。且兩側の溝形鋼の力が等しくない時には杭は振られる處がある。杭 123 では安全の爲盛材を入れたが之は全く役に立たない。又杭 123 では溝形鋼が中断されてゐるが、之では溝形鋼からの力は曲げモーメントのみにより傳達される。信頼し得べき構造とする爲には兩側の溝形鋼の間に盛材を入れなければならない。

計畫変更の爲東側に 1 スパン擴げたので以前の側壁の杭は中間の杭となつた。それで一部分溝形を片側だけしかつけれない所が出来た。然し少くとも切梁の上下に山形を取付けることは出来た筈である。又東側と中間のスパンの切梁は出来るだけ直線にする爲東側の杭を既に出来上つた切梁の線に打込まうとしたが地

図-51.

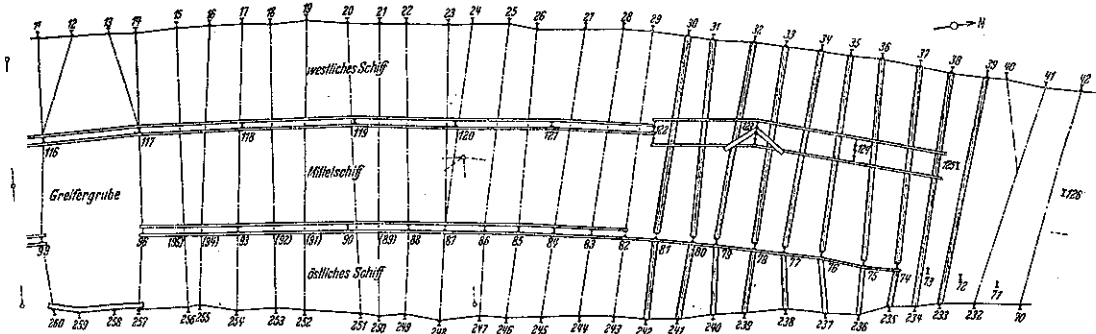
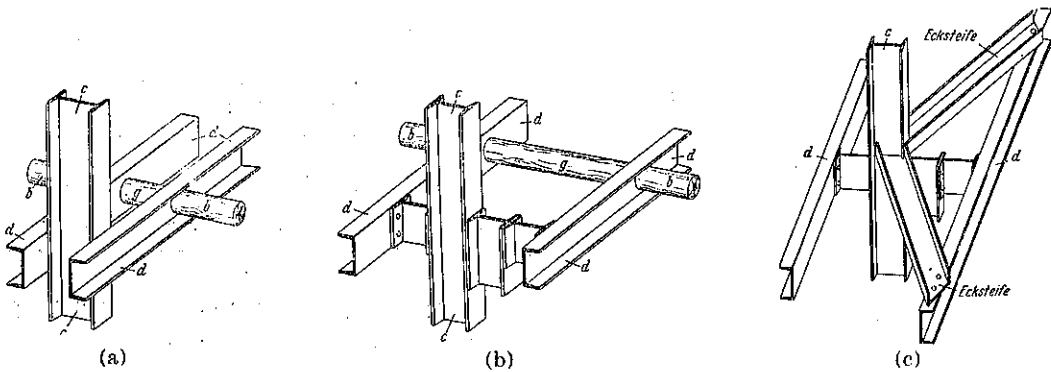


図-52.



下埋設物の爲之も出来なかつた。この爲切梁の線が屈曲したが之は東側に腹起しを入れれば避けられた筈である。

然し私は崩壊の主なる原因は次の3つであると思ふ。

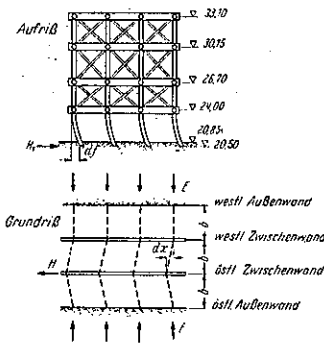
- (1) 東側中間杭の埋込長の過小。
- (2) この壁の最下段に斜材がなかつたこと。
- (3) この壁が完全に自由になつてゐたこと。

此の3つの缺陷の爲中間壁は十分の安定を缺きこの爲殆んど縦の力に抵抗することが出来ない。この爲に崩壊したのである。此の處の状態はボ=一樁に似てゐる。切梁は図-53の構桁の上弦材に縦の壁は樁のラーメンに相當する。

図-53.



図-54.

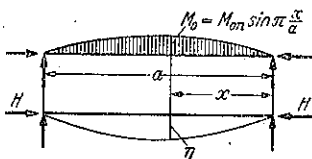


若し東側の中間壁の4段目の切梁から上はすべて斜材が入れてあり4段目と底との間のみ斜材がないとしてもこのシステムは不安定である。更に西側の中間壁は完全に動かないとする(図-54)。今東側の中間壁に  $dx$  だけ屈曲があつたとすると、之によつて生ずる縦の力  $H$  は

$$H = 2 \frac{dx}{b} E$$

但し  $E$  は切梁に作用する土圧である。この力  $H$  は補剛してない杭の下部で土地に傳達される。この時抗は  $df$  だけ曲る。挫屈に對する安全度は  $dx/df$  である。

図-55.



$df$  が略  $dx$  と同じ大きさであれば不安定である。

或は他の方法で挫屈に對する安全度を定義することが出来る。 $dx$  なる屈曲により生ずる縦の力を  $H = (2dx/b)E$  とする。 $df = dx$  とする必要な力を  $H_1$  とする。 $V = H_1/H$  は挫屈に對する安全度である。 $V > 1$  ならば安全である。

次に兩端自由の樁の挫屈の場合と比較する爲、正弦波形の横荷重によつて生ずる  $M_0 = M_0 \sin \pi x/a$  なる曲げモーメントにより樁を揺り動して見よう(図-55)。この曲げモーメントにより

$$\eta = - \int dx \int \frac{M_0}{EI} dx = \frac{M_0 a^2}{EI \pi^2} \sin \pi \frac{x}{a}$$

なる撓を生ずる。圧力  $H$  は偏心的に作用して

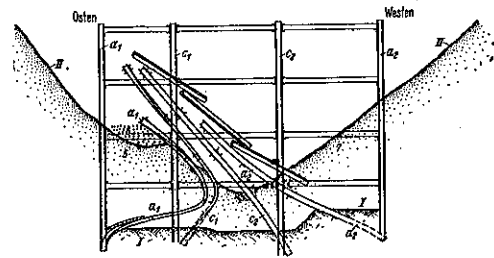
$$M_0 = H \eta = \frac{H a^2}{\pi^2 EI} M_0 \sin \pi \frac{x}{a} = \frac{M_0}{v}$$

なる曲げモーメントを生ずる。 $\pi^2 \frac{EI}{H a^2}$  は樁の挫屈安全度  $v$  をあらはす。

$$M = M_0 \left( 1 + \frac{1}{v} + \frac{1}{v^2} + \frac{1}{v^3} + \dots \right) = M_0 \frac{1}{1 - \frac{1}{v}} = M_0 \frac{v}{v-1}$$

$v = 1$  の時  $M$  は無限大となる。

図-56.



檢算の結果は挫屈安全度は 1/5 である。崩壊前東側の中間壁は縦方向に徐々に動いてゐた。図-56は崩壊前後の壁の位置を示す。要するにこの大事故の原因は安定の不足である。(牧野茂)

橋梁及構造物

(135) 獨逸に於ける飛行機格納庫の構造

(Jacques Dumas, "La Construction des Hangars d'Aviation en Allemagne." Le Genie Civil, 10 Avril 1937. p. 334~336.)

獨逸に於ける航空路の著しい發達の結果空港の施設殊に格納庫の建設は重要なものとなつた。



格納庫の構造は甚だ難しい問題を含み、就中其の平面形及び支柱の配置は利用上極めて重大である。航空機の發達の結果は格納庫は高くなり、中柱が必要となる。次に第2回國際橋梁及び構造物會議に於てなされた Alfred Mehmel 氏の講演に従つて獨逸の格納庫を調べて見よう。

**一般的特点** 格納しある個々の飛行機に外接する矩形の面積の總和を格納庫面積で除した商を利用係數と稱し、最大の利用係數を與ふるは矩形である。格納庫の寸法は一つの形式の飛行機に對して利用係數が大なるのみならず、他の形式の飛行機に對しても成可く其の値が變動せぬがいい。圖-57 及圖-58 は同形式の飛行機を同數格納し得る2種の矩形格納庫である。前者は中柱を有し、利用係數 90%、後者は之に反し中柱無く利用係數 110% である。即ち前者に對し 22% 優れてゐる。且つ後者は圖-59 に示す如く小型機を格納するも利用係數は同じく 110% である。

中柱なき場合は徑間は當然大となり、従つて單位面積當りの材料も増大する。然し表面積は減少し、利用係數大となり、敷地屋根及壁の面積並に暖房設備費等の減少に依つて、附帶費用が小となる。要するに此の2種の格納庫を比較するには利用係數を考慮に入れねばならぬ。

獨逸では一般に中柱なる大格納庫の建設に關心を有してゐる様である。それは利用係數を大にし、各種の寸法の飛行機に使用されるものであるが、火災に對する危険から自づと制限を受け、實際には 1000~4000 m<sup>2</sup> が一般的である。入口は殆ど常に矩形の長邊にあり、長邊の長さは 100m にも達し幅と長さとの比は通常 0.6~0.8 である。倉庫及仕事場は格納庫の外壁に沿うて設けられることが多い。

**鉄骨造格納庫** 格納庫の入口は一般に矩形の長邊にあるが最も經濟的な小屋組は此の入口の上に断面の大きな縦梁を設け、之に横梁を支へしめる(圖-60)。

横梁の支間を小さくするために縦梁を入口より後に設け、横梁を片持梁として伸ばせばよい。前者の場合は

圖-57.

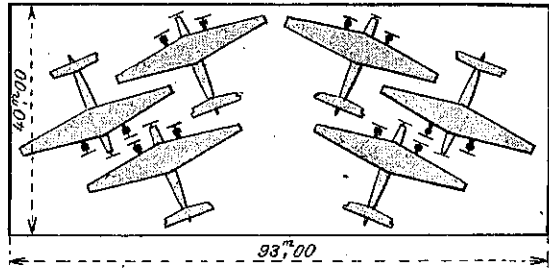


圖-58.

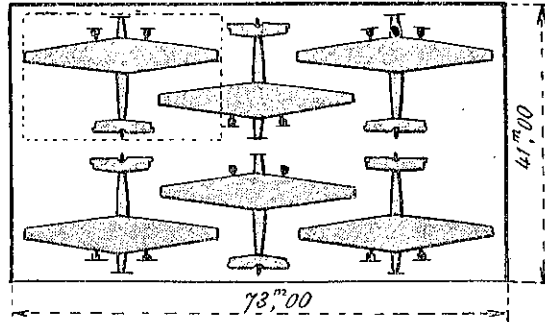


圖-59.

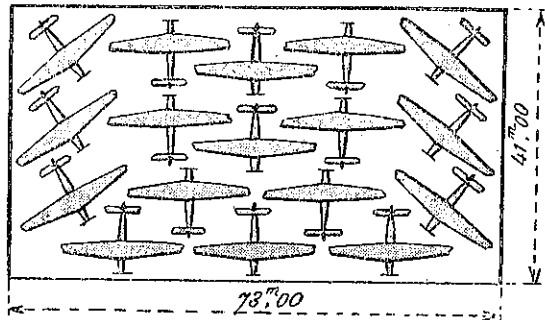


圖-60. 横断面圖

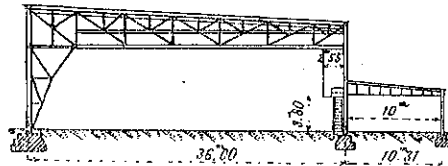


圖-61. 断面

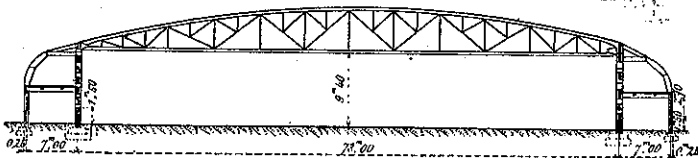
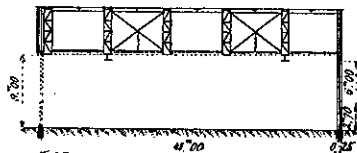


圖-62 横断面



縦梁は屋根重量の半分を支へ、後者の場合は更に多くを支へる。

縦桁の荷重を減じ、従つて屋根の depth を小さくするには縦桁の数を増す(図-61 及 62)此の配置は特に格納庫に走行起重機を設備する場合に利益がある。又縦桁の下に天井を作り、此の天井と屋根との間に空気のクッションを置き格納庫の暖房に大いに役立つしめ得る。

軽い格納庫としては、一般に屋根に 5 mm 厚波形鋼板(波長 20 cm)を用ふ。此の鋼板は上弦四角をなすラ

図-63.

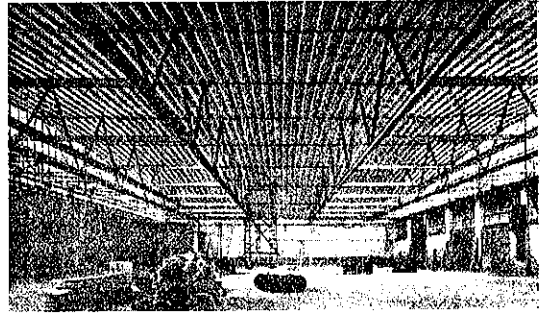
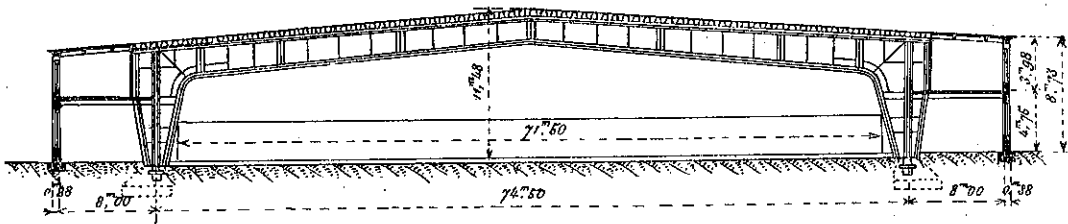


図-64.



ス骨組の上に簡単に取付けられる(図-63)。

又骨組に縦桁を使用し、縦方向に完全に強く図-64の如くしたり、横方向に不完全な形とし、一端を地盤に他端を入口の上に設けられた縦梁に乗せる(図-65)波形鋼板張の屋根に剛性を與へるには波形鋼板を鉛直状に張るがよい(図-66, 67)。

鉄筋コンクリート造格納庫 内径間 50 m には図-68の如きラーメンを用ふ。

稍大きな径間の場合は、繫材を有する円屋根を用ひ、一端を地上に他端を入口の上に設けた縦桁に乗せ、此の縦桁は両端に於て円屋根と同形の 2 個の梁で支へられてゐる(図-69)。

図-65.

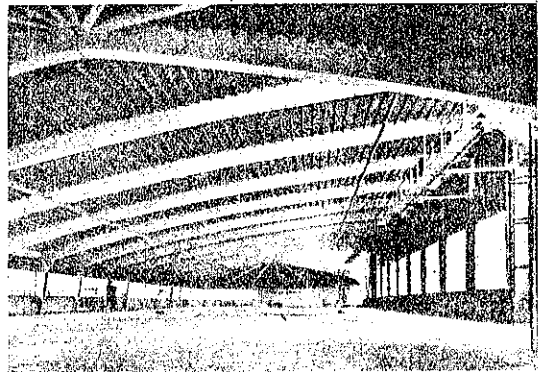


図-66.

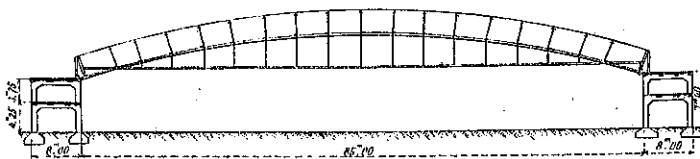


図-67.

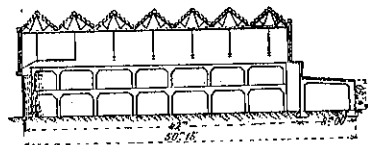
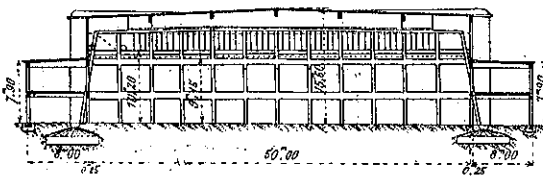
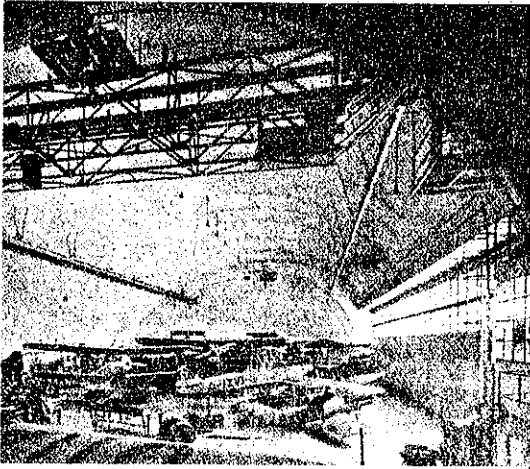


図-68.



最後に 100 m 級の大径間の場合は縦方向アーチを用ひる。無絞アーチ(図-70)及コンクリートで被覆せる鋼繫材を有する繫拱(図-71)がある。走行起重機を設備する必要があるときは無絞アーチに繫材を用ひ、繫材をブリヂクレーンの軌道に使用する。甚だ大きな繫材を格納庫内に露出せしめないために図-72の如く地下に之を

図-69.



上 水 道

(136) 上下水道と公衆衛生

(A. Greeley "Water Supply and Sanitation." E. N. R. April 29, 1937. p. 631-633.)

過去 5 年間に都市の上下水道は著しく發達した。之等の改良は聯邦政府の補助金及貸付金を利用出来る事、公共事業費の増加及水質の改良並に下水に因る河水の汚染を除去せんとする公衆の要求の増加した事に依つて大いに活氣を昂する様になつた。

水道施設は良くても、水道(即ち硬度、色度、鉄含有量等)が悪い處が澤山ある。又最大消費量に對する配水能力に缺陷があることもある。是等は、ポンプを増設するか水槽を新設するか、或は他の水源を求める等せ

図-70.

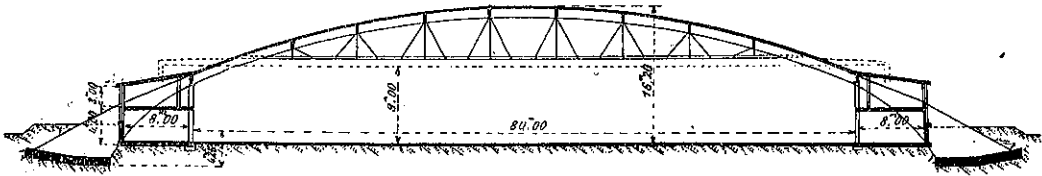


図-71.

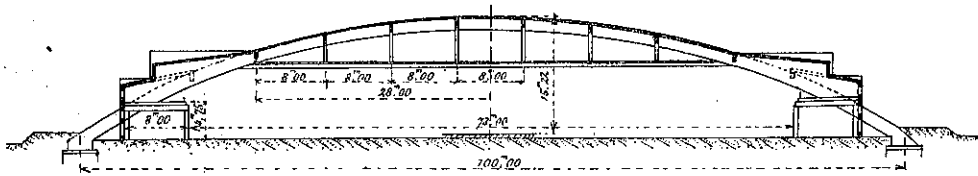
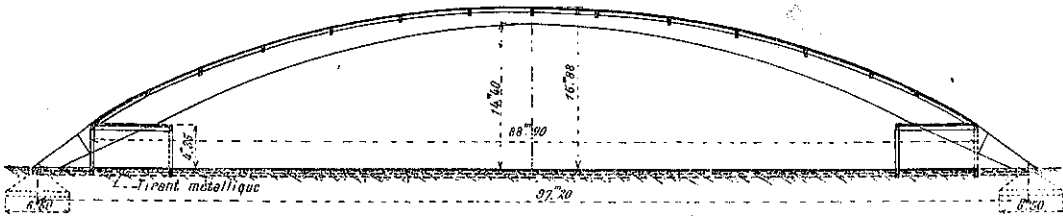


図-72.



設けることも出来る。

以上獨逸に於ける格納庫に就いて述べたのであるが、之によつて見るに獨逸では未だ庇付格納庫 (l'hanger à auvent) を採用せぬ様である。之は Le Génie Civil 10 Sep. 1932 に見られる如く大きな利點を有し、高さ低くカコー氏の着想されたものである。(森 茂)

ねばならぬ。下水も照査する必要がある。1代も2代も前に建設した下水系統は色々な點で不適當になつたものが多い。或る都市では、經費の節減の爲使ひ古した設備を取換へる事も出来ず、從て塵芥を蒐集して處分するに困つてゐる處もある。多くの都市では、各その特殊情況に適した蒐集路線及車の太さ及型式に就て研究してゐる。

市の當事者は、上水及下水の發展に備へる計畫を建て、構造物は將來擴張出来る様にしておかねばならぬ。水道の質例を擧げれば、配水系統中に地上貯水池の外に、高置水槽や、加圧ポンプ場を設け、必要に応じて配水系

図-73. Chicago に据付けた遠心ポンプ  
高くなつた標準

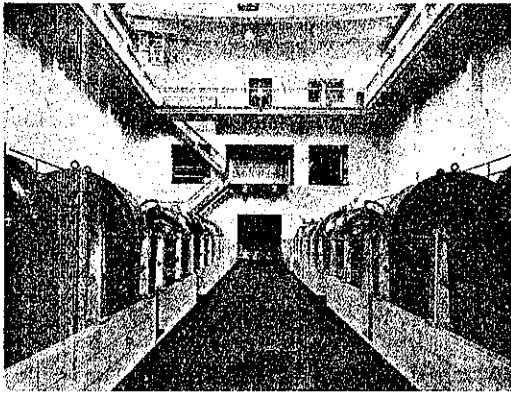
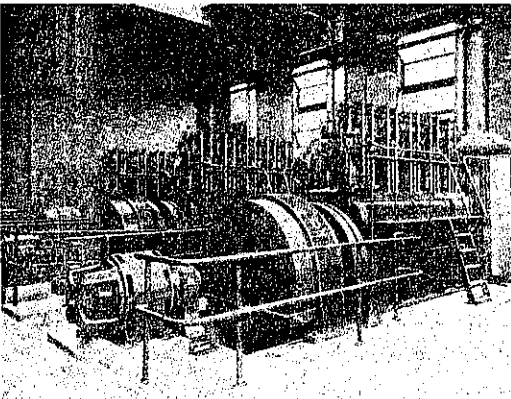
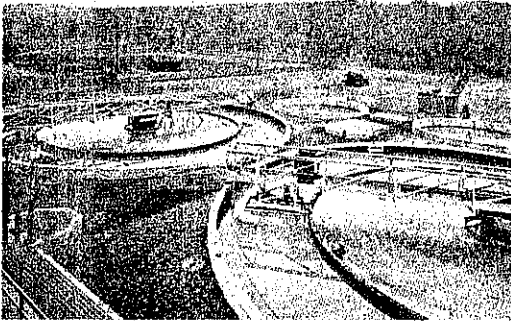


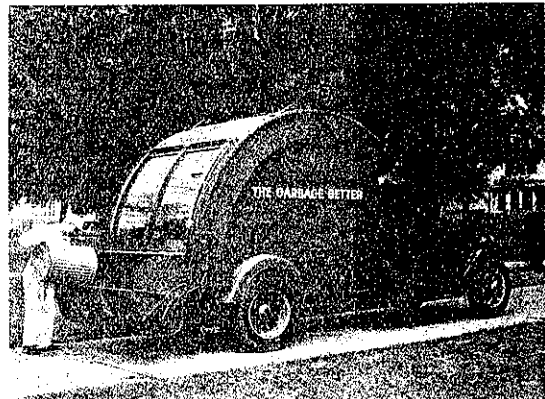
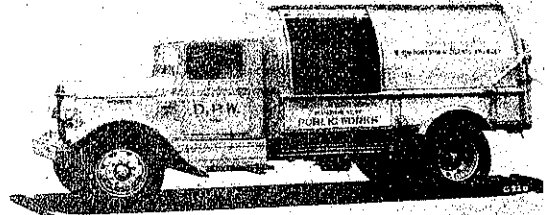
図-74. Elimira 市の新濾床と Coney Island  
の發電用汚泥ガス發動機



統の能率を擴大する様に設計しなければならぬ。下水管計畫では、後で補助下水管を造つた爲に現在系統の能力に對して、管に過大な負擔をかけない様に配置すべきである。下水處分場は、地上の擴張の爲空地を残し、將來一層完全な處分場を造るに水頭を充分利用出来る様に設計しなければならぬ。

不況時代に、水道及衛生施設は非常に改良された。遠心ポンプ設備の發達はその好例である。15年前迄は水道に用ひられる小さい遠心ポンプの最高能率は約79%であつたが、現在では86%にも増加してゐる。單に能率が増進しただけでなく、ポンプの特性も研究され、運轉が円滑で減價の少いものが設計出来る様になつた。

図-75. 最新式塵芥蒐集車 密閉式で埃や臭氣の迷惑なし



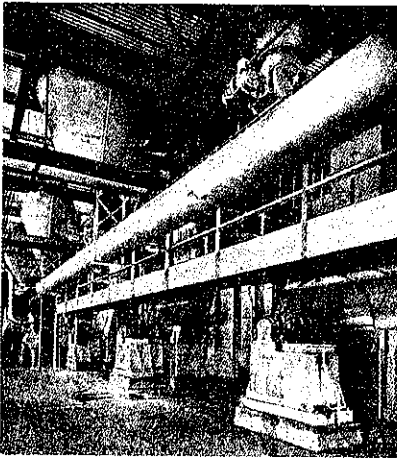
都市としては先づ充分な水源を得る様注意し、次に公衆の健康に關する限り水の安全性を確保しなければならぬ。最近では水質の改良及都市の消費した水の處分に注意が向けられる様になつた。水は硬度で適當で、無色で鉄を含まず且細菌学的に純粹でなければならぬ。處理されない下水を近くの水路に放流する事は最早我慢出来なく、斯くて水道及衛生の標準は益々急速に高められ容量及財源は之等の要求を満足しきれない。現在では病原菌を含まないと云ふ點では満足されてゐるが、水の物理的性質に關しては更に改良する必要がある事は明瞭である。現在の下水處理の要求は、水路を沐浴、貯水、

漁業、貝捕獲及一般の休養に使用する事に支障となる汚染を除去する事に向けられてゐる。

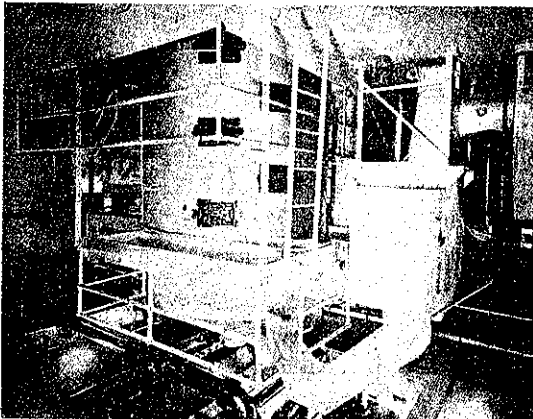
アメリカ土木学会の水道委員会の報告書には、水道管の塗装及保護巻立の事を記述し、自然的歸結として特殊處理法による管の腐蝕減少法を述べてある。多くのポンプを機械的に統制する様な自動設備も發達し逆止弁の改良により、水頭損失が減じ水衝作用の調節が効果的になつた。

衛生方面の發達は枚擧に遑ない位であるが、2, 3 の問題を擧げて見れば、濾格の掃除や、滓を分解する粉碎機に機械設備を有する下水處理場が多くなつた事、汚泥を肥料にする事に興味を持たれ始めた事、汚泥ガス發動機を据付け、ポンプ或は送風機に接続し或は發電機の運転に使用する事等である。Cleveland の元の處分場はイムホフ槽、撒布濾床等があつたが、新しい構造はイムホフ

図-76. 汚泥焼却機  
(40 t の吊型焼却機)



(30 t の多火床式機械攪拌型焼却機)



槽と撒布濾床の間に曝氣及沈澱槽を造り、濾床の配水系統を改造して一度に多量の下水を處理出来る様にした。

Illinois 州 Springfield の處理場では濾格を機械的に掃除し、グリース類を除去する爲に豫め曝氣し、汚泥ガス發動機を据付けた。現在は下水處理の際の臭氣統制に注意が向けられてゐる。

厨芥及塵芥處分の改良を計畫する時は蒐集設備及通路に注意しなければならぬ。蒐集車は密閉式のものがよい。

厨芥處分には 2 通りの計畫がある。1 つは各戸の臺所に粉碎機を備へ、之に依り蒐集車を減少或は全廢するもので、今 1 つは厨芥を中央粉碎場に運び、其處で粉碎して下水に放流する計畫である。併しこの場合は、其の下水處分に及ぼす影響を知らねばならぬ。粉碎厨芥に依る下水の酸素消費量の増加と、汚泥消化槽の作用に及ぼす影響を調査する爲、可成澤山の實驗を行つた。

最近 10 年位の間に都市は稀に見る困難に遭遇した、即ち大旱魃、大洪水、不景氣である。かかる非常時に依つて公共施設は試練を受けた。之等の旱魃或は洪水時の困難から学び得た多くの事柄は、幾分の費用で更正し得るものであるから、都市は貴重な經驗を得たことになる。

水道界に於ては特にこの艱がある、即ち洪水時にも旱魃時にも安全に給水し得ると云ふ事は非常に重要な事柄である事が痛切に感ぜられた。

都市の當事者は、上下水道及公共衛生を常に最新式にして置き、又新しい方法を研究し、之を採用する様にならねばならぬ。  
(宇野周三)

## 下 水 道

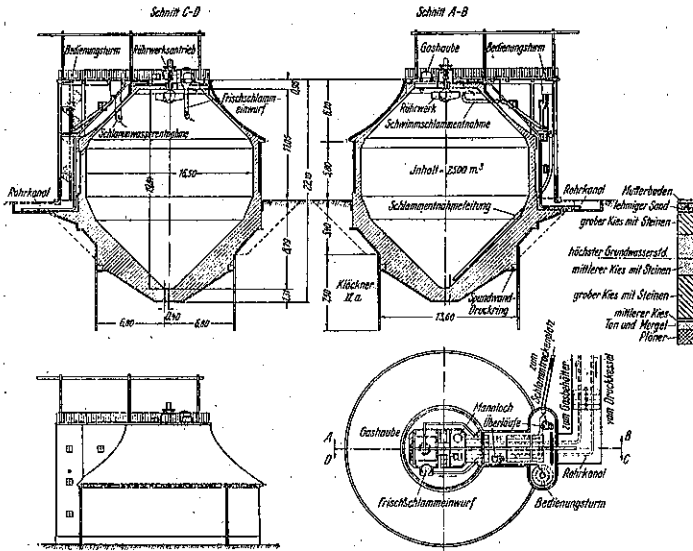
### (137) 2500m<sup>3</sup> 容量の汚泥消化槽

(Walter Schween, "Bau eines Schlammfaulbehälters von 2500 m<sup>3</sup> Inhalt" Bautech. 8. Jan. 1937, S. 23-31 und 15. Jan. 1937, S. 39-41.)

Dresden 市 Kaditz 汚水處分場の改築並に擴張工事に於て容量 2500 m<sup>3</sup> の鉄筋コンクリート汚泥消化槽工事が 1936 年 7 月に着手された。此の構造物は西部の Emscher 及 Ruhr 地方等に於ては既に屢々築造されて居たれ共、中部獨逸に於ては全く珍しいものである。

1. 形狀 消化槽の形成に際しては在來の處理設備と旨く統一調和する様に建築上にも充分考慮が拂はれた。

図-77 容積 2500 m<sup>3</sup> 鉄筋コンクリート消化槽



例へば槽上部の円錐形の部分は外方に曲線をなし且水平の覆蓋に依つて掩はれて居り、覆蓋へ通ずる管路は凡て密閉した給泥塔の中に收容されて居る(図-77)。槽の底部は漏斗形をなしその上部に円錐形の中央部分が乗つて居る。

此の消化槽形状は操作の便を最も重視して決定せられたのである。

**2. 応力計算** ボーリングの結果地表面下約 13 m に堅い岩石が存在し、その上部には岩石の風化に依つて生成した厚さ 0.7 m の粘土及泥灰石が横つて居る。基礎底部は岩石上方約 3 m の砂礫質地盤の中に在る。地下水位は地表面下 5.9 m にありその上方 0.5 m の所から矢板が水密な粘土層を通して堅い岩石迄打込まれた。

消化槽が充滿した場合即ち規定の運転状態に於て構造物全体の荷重は附属設備及活荷重を考慮に入れて約 5600 t である。給泥塔は消化槽に接してコンクリート基礎の上に造られた。是は槽と塔の不同沈下に由る龜裂の生成を避ける爲であるが、一方その爲に偏心荷重を生じ槽の軸に關して約 2300 tm のモーメントが起る。合力の偏心距離は従つて  $2300 : 5600 = 0.40$  m 基礎底面に均一な線維応力を生ずる様に矢板の軸を合力の作用線と一致せしめ、従つて槽軸から塔の方へ 0.4 m だけ変位せしめた(図-77 参照)。環状に打込まれた矢板の直径は 13.6 m なる故基礎面積は約 145 m<sup>2</sup>、従つて地盤反力は  $5600 : 145 = 38.5 \text{ t/m}^2 = 3.85 \text{ kg/cm}^2$  地下水に由る揚圧力は  $0.4 \text{ kg/cm}^2$  位、風圧の影響は極めて少

く  $0.05 \text{ kg/cm}^2$  見當である。最大約  $4 \text{ kg/cm}^2$  の地盤反力は上述の基礎地盤に對して十分安全であり沈下の虞はないと認められる。

上述の消化槽形状は操作の點に於て大なる利便を與へるのみならず、静力学的にも特に有利である。

消化槽の周壁に作用する荷重は自重(鉄筋コンクリート:  $\gamma_0$ )と液圧(汚泥水:  $\gamma_f$ )である。尚温度の作用に依つて相當の影響が現はれる。液圧及自重の作用に對しては次の如く考へ得る(図-78 参照)。

液面下の深さ  $h$  半径  $r$  なる點に於て垂直の深さ  $dh$  従つて殼壁の長さ  $dh' = \frac{dh}{\sin \varphi}$  に直角に作用する液圧は幅 1 m に付

$$f' = dh' \gamma_f r$$

従つて水平分力は

$$f = \frac{f'}{\sin \varphi} = \frac{dh' \gamma_f r}{\sin \varphi}$$

次に液圧に依る円周張力は

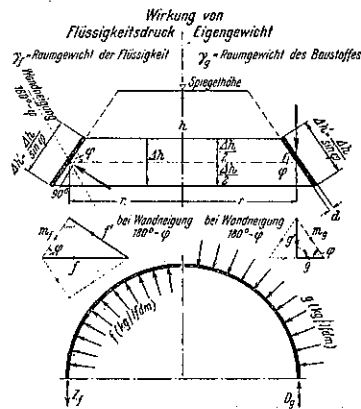
$$T_f = fr = \frac{dh' \gamma_f r^2}{\sin \varphi}$$

次に壁厚を  $d$  とすれば自重に對しては

$$g' = dh' d \gamma_0, \quad g = \frac{g'}{\text{tg} \varphi} = \frac{dh' d \gamma_0}{\text{tg} \varphi}$$

図-78 に示す如く  $\varphi < 90^\circ$  の場合は  $g$  は円周圧力を生ずる。

図-78. 円錐殼壁に對する液圧<sup>1)</sup> 自重の作用



$$D_0 = -Z_0 = \gamma r = \frac{dh' d\gamma r}{\text{tg}\phi}$$

然るに  $-\frac{1}{\text{tg}\phi} = -\cot\phi = +\text{tg}(90+\phi)$

なる故  $Z_0 = dh' d\gamma r \cdot \text{tg}(90+\phi)$

故に液圧及自重に依る全円周張力は

$$\sum Z = dh' r \left[ \frac{h\gamma_f}{\sin\phi} + d\gamma_r \text{tg}(90+\phi) \right]$$

特別の場合として垂直壁即ち円錐狀の槽の場合には  $\phi = 90^\circ$  なる故

$$\sum Z = dh' r h\gamma_f$$

上式は近似解法であるがその誤差は左程重要でない。

今  $\gamma_f = 1.0$ ,  $\gamma_r = 2.4$  とすれば、本消化槽の場合  $\sum Z$  の値は次の如く表される。

a) 上部円錐殼壁に對しては ( $\phi = 45^\circ$ )

$$\sum Z = dh' r (1.414h + 2.400d)$$

b) 中央円錐部分に對しては ( $\phi = 90^\circ$ )

$$\sum Z = dh' r h$$

c) 下部円錐殼壁に對しては ( $\phi = 135^\circ$ )

$$\sum Z = dh' r (1.414h + 2.400d)$$

上述の円周張力の外に尙図-78 に示す如く  $m_f$  或は  $m_g$  なる力 (子午線応力) が働く。上部円錐殼壁に於ては液圧に依る  $m_f$  (浮力) が槽の上部を破壊せんとする方向に働くので、若し自重に依る方向反對の  $m_g$  が  $m_f$  より小ならば張力に對して適當な子午線鉄筋が必要である。下部円錐殼壁では  $m_f, m_g$  共に下方に働く、従つて子午線圧縮応力が生ずる。

尙槽各部分の剛結の爲に円錐形から円錐形に変わる點に於て曲げモーメントが生ずる。

消化槽内部は常に  $30^\circ$  以下に保たれる故温度の影響は氣温が降下した場合 ( $-10^\circ$ ) に最大である。今假りに温度差を  $40^\circ$  とし種々の保温設備を考慮に入れた時、地面上の厚さ 59 cm の周壁の内部に約  $19^\circ$  の温度降下が起る。それに依つて計算上、壁の外側に  $+14.5 \text{ kg/cm}^2$  内側に  $-15.5 \text{ kg/cm}^2$  のコンクリート縦応力が生ずる。

3. 施工 1936年7月前半に根掘に着手した。根掘は上面直径 25.4 m, 法面勾配 1:1, 約 3 m の深さ迄は掘鑿土は直接測方の土運車に積込まれ、深くなるにつれクレンを使用した。掘鑿土は附近の盛土に利用され、8月10日頃迄に約  $1800 \text{ m}^3$  の土量掘鑿された。根掘底面は地表面下約 7 m であり、地下水位近くに達した時、長さ 7.5 m の鋼矢板が径 13.6 m の環狀に打込まれた矢板打込終了後更に最後の基礎底面迄掘下げ、その上

面に厚さ 10 cm の基礎コンクリートを敷均した。根掘中常に 1 l/sec の地下水をポンプで排水しなければならなかつた。

この消化槽のコンクリート打は施工接合なく連続的の一体として成就する必要がある。内面型枠組立の爲に鉄筋コンクリートの矢板抗圧環上に 14本の鉄筋コンクリート支柱がつくれ、それに依つて木材の格子桁が組立られ型枠支柱として利用された。図-79 は此の格子桁の上部及その上に組立られた内面型枠を示す。外面型枠の組立には何等の困難も感じなかつた。

圖-79. 上部円錐殼壁及覆蓋型枠

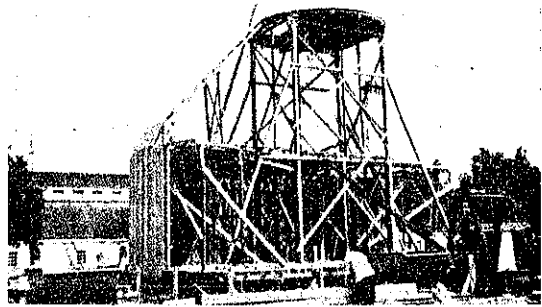


圖-80 及圖-81 は鉄筋組立の有様を示す。圖-80 は垂直壁と下部円錐殼壁の境界附近の抗張環を示す。圖-81 は下部円錐殼壁を示し、矢板抗圧環の上部に立つて居る鉄筋コンクリート支柱が明瞭に認められる。上部円錐殼壁及覆蓋の鉄筋 (圖-82) が組立てられてから始めてコンクリート打に着手された。圖-83 は型枠組立の完了した所を示す。

出来るだけ密なコンクリートを得る爲に骨材は 1932

圖-80. 垂直壁と下部円錐殼壁の間の抗張環鉄筋

圖-81. 下部円錐殼壁の鉄筋

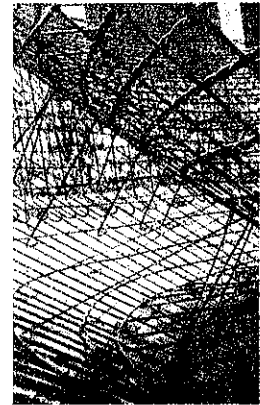
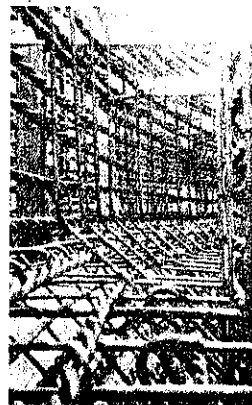


図-82. 上部円錐殻壁及覆蓋の鉄筋

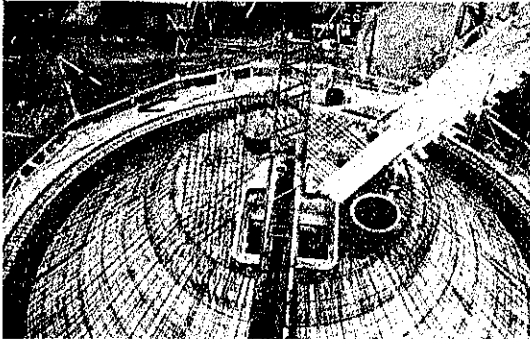


図-83. 型枠組立図

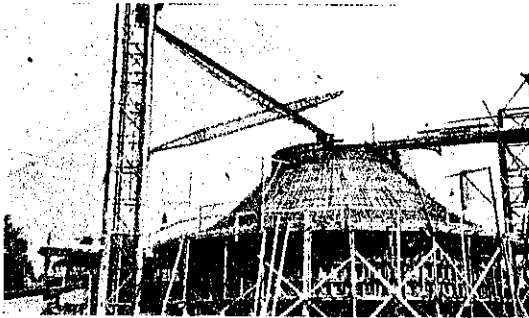


図-84. 垂直壁及上部円錐殻壁のコンクリート打

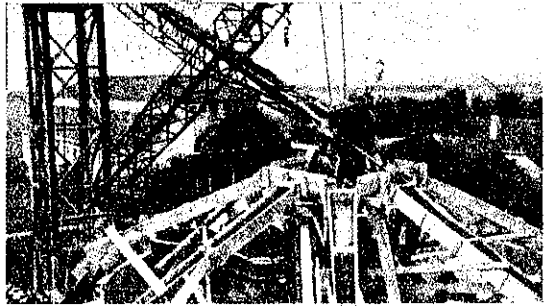


図-85.



年の鉄筋コンクリート示方書 §7 の規定に従つて決定せられ、使用水量に対しても特別な注意が拂はれた。結合材としては地下水の侵入及槽内に酸性の水の出現が豫想されるので高炉セメントが使用された。

コンクリート試験の爲次の如き供試体が製作された。

1. 抗压供試体 20/20 cm
2. 抗張供試体 16/20 cm
3. 耐水供試体  $d=12$  cm

フロー試験の平均の擴がり量は 40~45 cm であつた 28 日試験の結果圧縮強さ  $200 \text{ kg/cm}^2$  以上、引張強さ  $12 \text{ kg/cm}^2$  強を得た。コンクリートの耐水試験は、コンクリート板が最初 48 時間  $1 \text{ kg/cm}^2$  の水圧に、次いで更に 24 時間 3 及  $7 \text{ kg/cm}^2$  の水圧に曝露せられて少しも水を滲透せしめず、供試体を破壊した後水が平均 21 mm の深さ迄浸漬してゐた事が認められた。

コンクリート打にはシュートが使用せられた。図-84 及 85 はコンクリート打作業を示す。槽全部のコンクリート打は連続 7 晝夜に亙り其の間約  $1,130 \text{ m}^3$  のコンクリートが使用された。

コンクリートの硬化及び型枠取外し後消化槽覆蓋の気密被覆設備に着手された。気密層はゴム塗装を有する 2 枚の厚紙と其の間に挿入された厚さ 1.25 mm の

鉛板より成る。水平の覆蓋此の外に保温の爲に 4 cm 厚のコルク板張を有し、その上に更に鉄筋コンクリートのキャップが設けられた。キャップは気密層の押付となるのみならず機械荷重を覆蓋床版に傳達分布する層として役立つ。

地面下の槽の垂直の外側は數度の瀝青保護塗装を施され、其の最上部の層はセメントモルタルを以て粗塗された。この装塗終了後埋戻しが始められた。外壁は保温の爲厚さ 3 cm のコルク絶縁材を有し、傾斜せる屋根面も同様にコルク板を張附けられた。

消化槽内面はセメントモルタル及瀝青乳劑を以て耐水的に仕上げられた。

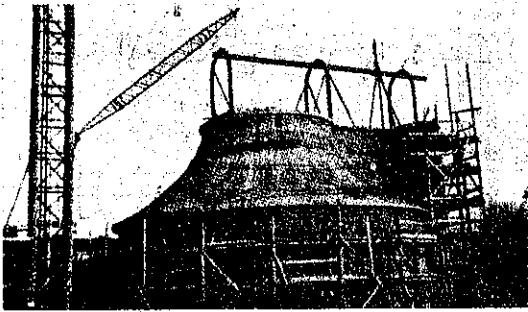
之等の仕事と共に給泥塔築造が進行し、次いで給泥塔と槽覆蓋の間に中間構造物が製作された。この工事が 12 月中旬頃竣工し管路、機械据付等の装備工事が始められた。

周到なる準備と施工會社のよき協力及工事指導の宜しきを得て工事は只今迄無事故に短期間に終了した。図-86 は最近の築造状態を示す (12 月 20 日)。

實際に運転する爲には尙是以上の工事を必要とする。就中、管渠の築造、圧搾設備、消化槽より汚泥乾燥床に至る送泥管、大き  $6,000 \text{ m}^3$  の汚泥乾燥床の築造、瓦斯



図-86.



溜の建設、消化槽暖房設備、電気操縦設備の建設等、是等の工事は既に大部分着手された。

設計は Burkhardt 博士、個々の製作及工事指導には著者が參與し、主要工事は請負會社に依つて施工された。

建設費總額は約、400 000 RM 工事は 1937 年の春完成する豫定である。(野中八郎)

### (138) 促進汚泥法の調節

(Milton Spiegel, Stanley E. Kappe and Gilbert M. Smith, "Control of the Activated Sludge Process." Water Works and Sewerage, May 1937, p. 167~170.)

本文は促進汚泥法の調節に對する合理的基礎を導ける研究者達の成功を回顧するものであり、且つ本文の目的は(1)處理場操御技術者に對しては下水量及強度の変化に際し促進汚泥法を調節すべき手段、(2)設計技術者に對しては各槽の設計に際し充分なる操作調節及動力經濟の基礎、(3)研究者に對しては更に研究すべきものの基礎として活性汚泥に依る生物学的酸素利用量(Oxygen utilization)の理論を示すものである。

沿革 1916 年 Nordell 氏は Milwaukee 處理場の設計中活性汚泥の生物学的酸素利用量の特性に就て多くの實驗を行つた。本實驗は曝氣なるものが處理場操作の最大費であり又促進汚泥法を調節する要素の 1 つである事から企てられたのであつた。1934 年 Kessler 氏は Milwaukee に於ける Nordell 氏の發見を調ぶるため Monroe 處理法にて研究を行つた。

Monroe 處理場に於ける研究完成後も Kessler 氏は Monroe で得た結果を確むるため多くの促進汚泥法處理場で試験を行つた。Monroe 及他の處理場での研究の結果得た資料及結論は Sewage Works Journal, Sept

1935 に報告されてゐる。それ以後得られた研究及結果は Municipal Sanitation, Aug. 1936 に記載されてゐる。

**汚泥の活性及生物学的酸素利用量** 汚泥の活性(Sludge Activity)とは活性汚泥中の生物学的活性を言ふ。好氣的状態下に維持される汚泥中の有機体の存在は促進汚泥法による淨化を行ふに必要であり且つ此の事は一般に一致する點である。Arden 及 Lockett 氏は此の特性を有する汚泥を活性汚泥と稱へた。活性汚泥と下水の混合液中の固形物の濃度は汚泥の活性を示すものではない。多くの汚泥に就て研究した所に據ると活性汚泥と下水の混合液中の全固形物の一部分のみが活性にされた事が分つたのである。Mohlman 氏は良質活性汚泥の活性は焼灼減量に比例する事を發見した。活性汚泥と下水の混合液中の汚泥の活性はよく変化するものであり、汚泥の溜滯又は浪費の如き外部的調節によつてのみ多少一定に保たれ得るのである。

生物学的酸素利用量(Oxygen utilization)とは活性汚泥中に存在する生物学的活性に利用される酸素量を言ふのである。Kessler 氏は此の酸素量を Nordell Number と名付け、此の數字の單位は p. p. m./hr. である。従つて汚泥の活性即ち活性汚泥の淨化力は此の生物学的酸素利用量により計られる。曝氣槽中の汚泥濃度の増加は混合液に依つて生物学的酸素利用量を增加せしめる。其の利用量の増加は汚泥の活性がより大きくなつた事を示すが、併し汚泥の活性の増加は汚泥の一部が不活性固形物を含むを以て、加へられた活性汚泥の總量には比例しない。汚泥の活性の増加は加へられた活性汚泥の量に比例し混合液の生物学的酸素利用量により測られる。

**生物学的酸素利用量の測定** Nordell 氏は活性汚泥の生物学的酸素利用量を測るに極短時間の B. O. D. を用ひ決定した。Monroe での測定は Chicago 衛生區の Palmer 及 Beck 氏により更に改良せられた、即ち原理としては活性汚泥と下水の混合液によつての生物学的酸素利用量を禁ずる爲と汚泥の急速沈澱を容易ならしめる爲とに硫酸銅を用ひたものである。

簡単に述べれば、Monroe で行つた生物学的酸素利用量の測定は次の如きものである、即ち大口の二つの壺に活性汚泥と下水の混合液を充たし 1 つの壺には直ちに硫酸銅溶液を接種し固く栓をする。他の 1 つは固く栓した上 10 分間震盪又は攪拌する。震盪後此の壺にも亦硫酸銅溶液を加へる。兩方の壺中の浮游粒子が約 10 分

間沈澱したる時上澄液に就て溶存酸素の決定をした。兩上澄液の溶存酸素量の差が後者の壘が震盪された時間中の減少である。この減少が Nordell Number で表される。本法に就ての詳細は Sewage Works Journal Sept. 1935 に記載されてゐる。此の化学的方法に多大の勞力を費す事及観測差による不正確がありたる爲、酸素要求量 (Oxygen demand) を決定すべき計器として Odecometer が作られたのである。Odecometer は密室中に於て活性汚泥-下水混合液に依り利用される酸素による空氣の收縮量を測るものである。一部潰つた小水車が絶えず混合液を摺拌し、密室に連絡する目盛付毛細管中の油の小球の動く度合が混合液により利用される酸素の割合を決める。Odecometer の構造取扱及应用到しては Water Works and Sewerage, Jan., 1936 に記載されてゐる。

活性汚泥-下水混合液による生物学的酸素利用量

Monroe 處理場で得た結果は活性汚泥による生物学的酸素利用量の割合は一定法則に従ふ事を示した。資料より畫いた曲線は生下水と活性汚泥が當初混ぜられた時の短時間が最大なる事を示し、此の最大に続いて生物学的酸素利用量は急に降下し次に漸次緩く下り遂には曲線は殆んど傾斜しなくなる。Nordell 氏は此の一般法則に對する公式を誘導し Kessler 氏が他の多くの處理場で研究した結果之を實證するに至つた。

曲線 A 曲線上の水平線は下水強度に比例する時間を指す所の最大生物学的酸素利用量を示す。多くの實驗に依ると此の曲線が平らになる時汚泥は良質性なる事を證明した。B. O. D. 150 p. p. m. 以上の下水では良質汚泥を示す曲線上の點は最大生物学的酸素利用量の約 1/4~1/5 であり、B. O. D. が 50~150 p. p. m. なる下水では 1/3~1/4 となる。曲線 A に就て汚泥の活性な時間  $T$  に対し  $N$  で示される。 $N$  は Nordell Number であり、汚泥の最大活性を  $M$  で示すと曲線

図-87. 促進汚泥法による酸素利用量曲線

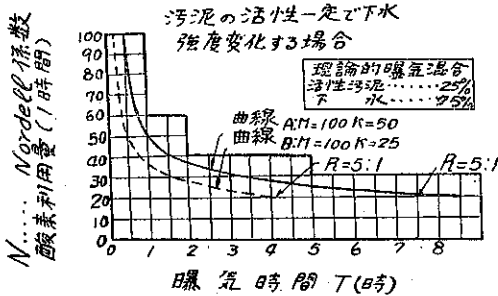
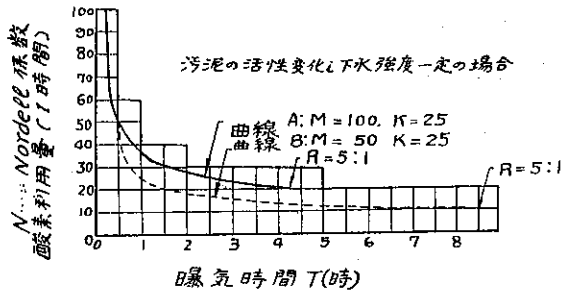


図-89. 促進汚泥法による酸素利用量曲線



A 上では  $M=100$  である。 $K$  を下水強度の指數とすると  $K=M \times T$  である。多くの處理場に於ては  $K$  は曝氣槽の流入下水の 5 日 B. O. D. の約 1/10 である。最大生物学的酸素利用量を示す水平線は時に次の如き異常状態の爲、掩蔽される事がある、即ち (1) 家庭下水に關係ない物質による過酸素要求量、(2) 下水中に存在する或物質の影響、(3) 酸素量を決定する技術。

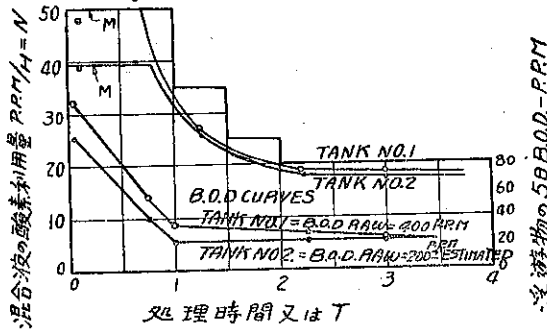
曲線 A は 100 p. p. m./hr. なる  $M$  が  $K=50$  なる爲に 1/2 hr. を要する事を示す。 $R=5:1$  なる爲に  $T=8\frac{1}{2}$  Hr. に入る事は良質活性汚泥を作るに必要な曝氣時間を示すものである。曲線 B は  $K$  に依つて表される下水強度が半分になつた時理論的に起るであらう曲線を示す。 $M$  は尙 100 であり、 $K=25$  なる爲に 1/4 hr. を要する。 $R=5:1$  なる點は  $T=4\frac{1}{4}$  hr. を示す。以上の現象は一般法則の基礎である、即ち一定の最大活性の汚泥を有する與へられた活性汚泥-下水混合液に於て所要曝氣時間は下水強度に正比例する。

図-88 は下水強度が一定であり、汚泥の最大活性が変る時を示す。曲線 A は最大活性 100 なる活性汚泥-下水混合液が 1/4 hr. を指し  $K=25$  なる事を示す。 $R=5:1$  なるには  $4\frac{1}{2}$  hr. を要す。曲線 B は最大活性 50 なる混合液が 1/2 hr. を指し  $K=25$  なる事を示し  $R=5:1$  となるに  $8\frac{1}{2}$  hr. 即ち曲線 A の場合の 2 倍の曝氣時間を要する事を示す。以上の事は下水強度が同じである場合與へられた汚泥-下水混合液に於ては、良質の汚泥を生ずるに要する曝氣時間は汚泥の最大活性  $M$  に反比例する事を例示するものである。

生物学的酸素利用量と B. O. D. 減少との比較

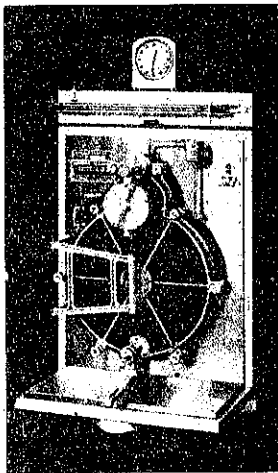
図-89 は量及活性の異なる活性汚泥で處理した強度の異なる下水に就て得られた酸素要求量の結果を示すものである。図-89 に依ると  $M$  の最大が一定である限り混合液の上澄液の B. O. D. は急速に減じ、酸素の吸着度合が減ると之に伴ひ處理液の B. O. D. の減少は甚だ緩くなる。

図-89. 酸素利用量と B.O.D. 減少との比較



処理場の調節への応用 上述の法則を實際の處理操作に應用したのは Monroe, Wis. と Flora, Ill. であり此の兩處理場共異常強度の下水を受けてゐる。實際の處理操作に就ての研究より得たる結論は該法則の應用が促進汚泥法に取つて簡單且有效な調節法であり、下水流量と強度の廣く変化する下に高度の淨化率が動力の經濟と共に常に得られる事を示す。促進汚泥法に於ける調節要素は汚泥の活性と酸素の供給であり且つ測られ得るものである。汚泥の活性は Nordell Number

図-90. Odeometer



で示され Odeometer で簡単に測られる。曝氣時間の種々な臨界部分中に要する酸素の供給割合は汚泥の活性、下水の強度及有效曝氣時間の因子である。定量的には所要酸素は Odeometer 試験により作られた酸化曲線から決定される。曝氣槽中酸素供給が充分なるや否やは各點で混合液の資料を採り溶存酸素試験を行つて容易に調べらる。

促進汚泥法を調節する一般方法は汚泥の活性  $M$  の維持であり、 $M$  は汚泥-下水混合液による最大生物学的酸素利用量であり同時に汚泥の最大活性を示すものである。希望する汚泥の最大活性を維持するには曝氣槽中に生ずる汚泥を徒費又は溜滯せしめる。

漸減曝氣 (Tapered Aeration) 生物学的酸素利用量曲線に依り示される如く、酸素の供給は汚泥の活性が最大である所の曝氣時間の最初の部分から曝氣時間

の終り迄漸次減ずる事が出来る。現在の機械式曝氣又は撤氣式曝氣の處理場に於て淨化の調節及動力の經濟を行ふために酸素供給を調節せんとするに、現在望む丈の撓性がない場合には、曝氣槽の最初の部分に新しい曝氣装置を附加する事に依つて行ひ得る。新しく處理場を計畫する場合には撓性のある曝氣装置を用ふればよい。現在の促進汚泥處理場を調節せんとする前に或豫備研究は行はねばならぬ、即ち例へば下水流量及強度が晴天時と雨天時とで甚だ異なる場合には 1 つは晴天時に對して調節基礎を求め、又別に雨天時に就ても求めねばならぬ。Odeometer に依つて多くの生物学的酸素利用量曲線を各季節間の各月に對し決定出来る。促進汚泥法が変化する下水流量及強度に就て調節される度合は處理場の大きさと經濟によるものである。多くの處理場に於て生物学的酸素利用量曲線に比例して空氣の供給を漸減する事に依る動力の節約は處理場調節に對する抱合的實地研究が充分經濟的なる事を立證する。下水強度及量等資料の蒐集、即ち最初の 1 年間調節すれば操作上の監督と一致した安全率を低める事により更に經濟的な基礎を與へ得る。

本文中に發表せる法則に依つて促進汚泥法處理場を調節するに當つての主な利益は淨化の調節である。本文中に強調はしてゐないが次の利點は該曲線に依る空氣供給の調節及固形物を沈澱せしめない槽の最少流速の調節とに依り得られる動力經濟である。

結論 (1) 汚泥活性は促進汚泥法に於ける調節要素である。(2) 活性汚泥-下水混合液の生物学的酸素利用量の度合は汚泥の活性の尺度である。(3) 活性汚泥-下水混合液の生物学的酸素利用量の度合は Odeometer に依つて容易に測られる。(4) 活性汚泥と生下水が最初混ぜられる時生物学的酸素利用量は最大であり、下水の強度に比例する時間を持續する。次に生物学的酸素利用量の度合は急に下り好淨化と良活性汚泥が得られる點迄漸次下つて行く。(5) 良活性汚泥を得るに要する曝氣時間は汚泥の最大活性に反比例し流入下水強度に比例する。(6) 促進汚泥法處理場は下水強度に一致する汚泥の最大活性を保つ事により合理的根據に基づいて調節される。

(西村義一)

港 灣

(139) 上海港について

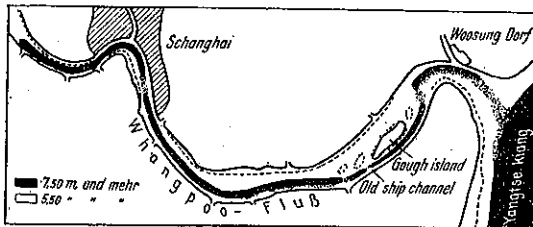
(W. Ingenerf. "Bemerkungen über den Hafen von Schan-ghai." Bautech, Heft 5. 29. Jan. 1937) S. 60~62

1) 1842年から1910年近 英、支、兩國間の阿片戦争の結末たる1842年の南京條約により上海は國際貿易港として開かれた。

上海は宋代より、早くも一港として漸次繁榮に赴きつつあつて、開港當時の黃浦江の航路状態はかなり良好であつたが、泥土の沈澱及貿易量の増加と船型の増大とにより其の航路は勿ち不適當となつて來た。

そこで之が對策に關し、1876年以來 G. A. Escher 氏及 J. de Ryke 氏は當局に進言する所があつたが、義和團の亂等の紛亂相繼いで起りし爲、直ちに其の改良工事に着手する事は出來ず、1905年に至り初めて當局は de Ryke 氏に彼の案を實行に移す事を委託した。

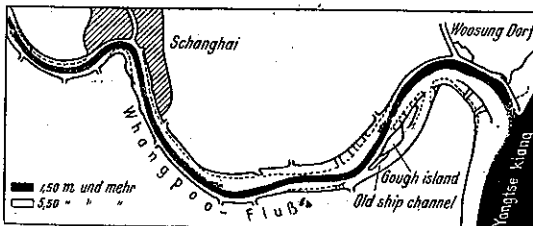
圖-91. 1905年の黃浦江の状態



即ち黃浦江が揚子江に合流する地點は砂洲により封鎖され、其の水深は最低干潮位下僅かに4.60mであつた。上海下流の航路幅も餘りに狭く、水深は大体最低干潮位下7.30mであつたが Gough Island の上流に於ては僅かに5.50mで其處で河流は二つに分れ、右流は“Old Ship channel”と呼ばれ狭く深く、左流は廣く淺くて水深僅かに2.50mでジャンクのみしか航行し得なかつた。

de Ryke 氏の改良計畫は要するに全川に亙る河身整

圖-92. 1910年の黃浦江の状態



理であつて、突堤の築造や浚渫作業によつて水深を増加せしめんとしたのである。改修幅員は上海より上流で425m以上、河口では730m以上に制定された。

此の工事を施行した爲に1910年の河狀は圖-92の如きものとなつた。

尙 de Ryke 氏は1916年に引退し、von Heidenstam 氏が代つた。

2) 1910年より1935年迄 1912年の滬浦總局が設立された。

是は商業、海運、外交の各部門の代表者より組織され、黃浦江水道の水深、幅員の増大及上海の將來に關する計畫の樹立を目的として成立したものである。

當時の黃浦江の状態は船舶吃水の増加に伴ひ次第に不適當なものとなつて來て居た。

von Heidenstam 氏の指導の下に新計畫の爲の調査研究が行はれた。

其の後、累年激増し行く貿易量、出入船舶等を円滑に處理する爲に新港の築造も考慮研究された。

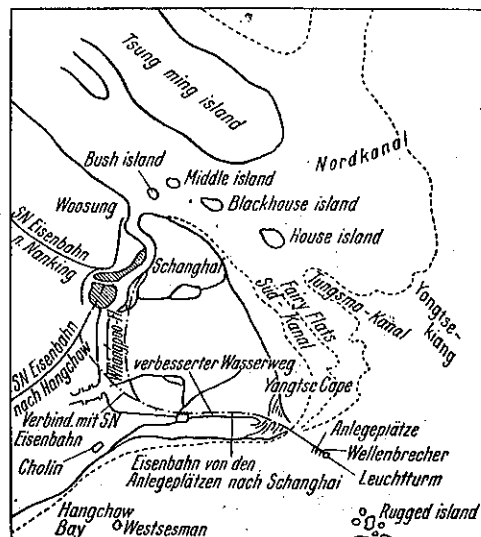
1920年に此の新港計畫に關し、ストックホルムの一技師に意見を徴した所、彼は

- a) 港内水深は最低干潮位下12.20m以上なること。
- b) 港外航路水深は最低干潮位下10.10m以上なること。

の2條件を前提として種々比較研究した。

即ち、黃浦江又は揚子江に沿ひ設置すべきか、或は江外に設置すべきかと云ふ事、又其の型式は開口港、閉口港

圖-93. Yangtse-Kap 港



閉口港の中何れを選ぶべきかと云ふ事等である。

そして結論として、黃浦江に一閉口港を設置し、揚子江の南水道(此の水道には Fairy Flat と呼ばれる一砂洲が在り、其の水深は 5 m である。)に突堤を設置し、浚渫して外海への航路とする案を提言した。

図-94.

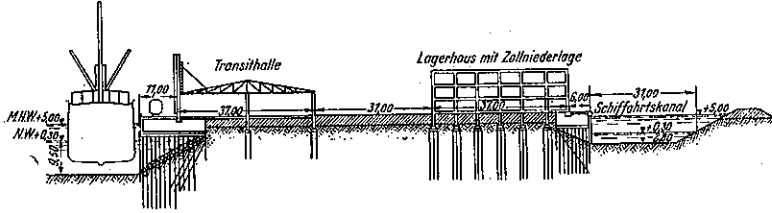


図-95.

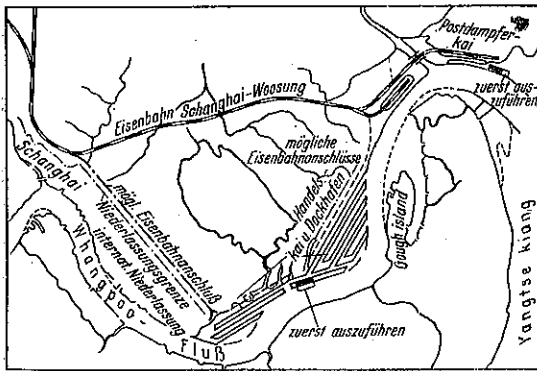
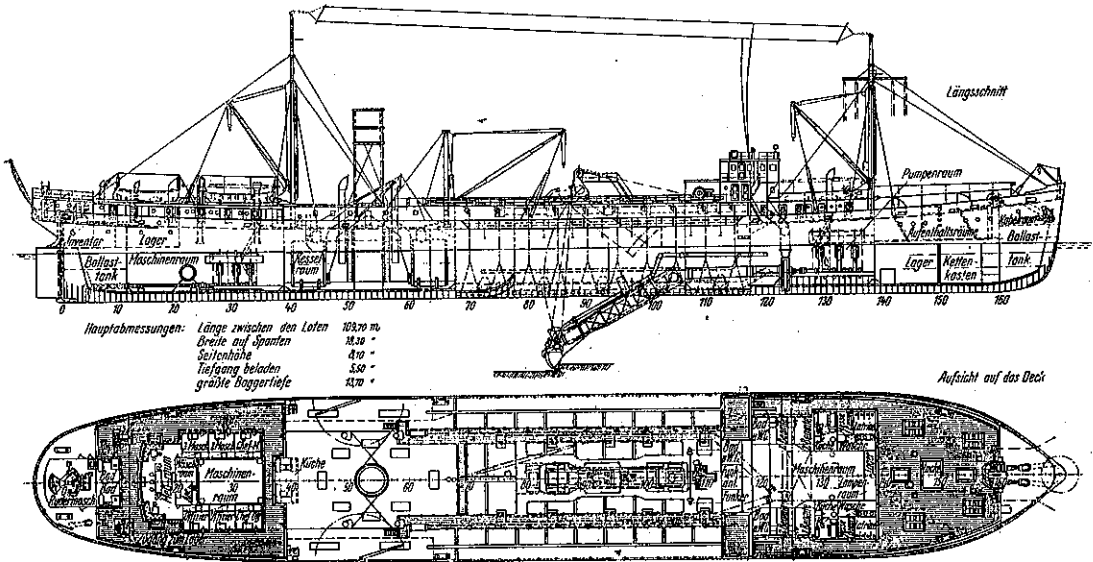


図-97. Chien-She 號の平面及縦横断面図

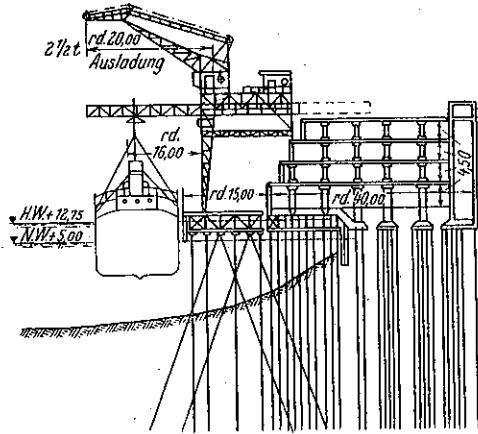


同年に Powell 氏は杭州灣に新港(彼は「Yangtse-Kap 港」と名附けた)を築造する事を提案し、支那政府側より相當に支持されたが同所は霧が深く、水深小で島も多い爲に一般には問題とされなかつた(図-93 参照)。

1921 年から翌年にかけて國際技術委員會は新たに上海港の改良を企畫し、次の如き案を決定した。

(1) 港内には干潮時吃水 10 m 迄の船舶が入港し得る如くする事。

図-96. 長さ 30 m の木杭の上に築造せる岸壁



(2) 浚渫船のみを使用して Fairy Flats を 2.75 m だけ掘削し、底幅 185 m の航路を作る事。

(3) 黄浦江左岸の出来るだけ上海に近い箇所に数隻の貨物船が同時に接岸荷役し得る岸壁を作り、上屋倉庫を設置して鉄道及内地航路への連絡を図る事(図-94 参照)。

(4) 吳淞附近に延長 185 m の大郵便船用岸壁を作る事。

(5) 黄浦江は最低水位下 9.15 m 以上の水深に到る迄浚渫する事。

図-95 は此の案を示したもので総工費 11 000 000 兩と見積られた。

以上の案に従ひ實施し始めたが、1926 年から翌年へかけての内亂や、滿洲、上海、兩事変等の爲に中止され、1932 年に到り再び開始された。此の度は、岸壁の計畫を一部変更した。即ち内航船舶の爲の貨物置場は廢止し倉庫を前進させた。従つて輸人貨物は 駁船やヂヤンクに依り貨物船の舷側を通り運搬されるのである(図-96 参照)。

何と云つても本計畫の重點は浚渫工事であるが、1934 年に 151 800 ボンドで一ポンプ船 (Chien-She 號と云ふ) を購入し施工して居る。

兎も角上海港後方地域は大揚子江の全流域 1 950 000 km<sup>2</sup> にして、住民 2 億に達し、其の廣大なる世界に稀なるを思へば前途亦洋々たるものがある。

(國分正胤)

### (140) ハンブルグ・トゴカイの新岸壁

(Dr.-Ing. Bolle. "Nene Seeshiffkaimauer am Togokai in Hamburg" Bauing. 30. Apr. 1937. S. 213~218.

Hamburg の Südwesthafen に於て、1925 年に Afrikakai 1930 年に Windhukkai の岸壁が造られた。前に鉄筋コンクリート扶壁で Windhuk 岸壁が Togokai に沿つて長さ 72 m 同断面で竣工されたので、之に關聯して、工事を完成せんとした。然しそれは一般交通停滯のために中止せねばならなくなり、1936 年政府の勞働提供範囲で初めて工事に着手することが出来た。然しその間に港の交通状態は變つて來て、岸壁は最初に考へた様に、數的貨物の取扱ではなく、量的な貨物の船と陸上交通機關との間の大量貨物の直接の取扱に役立たねばならなくなつた。之等の事情に鑑み新しい岸壁断面が選ばれることになつた。

**設計原理** 次の簡単な報告では一般岸壁工法及所謂ハンブルグ工法を充分に紹介することが出来ないが、極く簡単に Togo 岸壁の主なる所に就いて述べよう。

ハンブルグの土質は他の基礎様式よりも杭打基礎が特に適してゐると思はれるので基礎工の選擇には問題はなかつた。新岸壁に就ての間断なき土質調査の結果が図-99 に示されてゐるから、今まで利用された古い經驗と比較して見るとよい。

基礎杭としての強い長い木材が得難いために、鉄筋コンクリートが選ばれた。然し鉄筋コンクリート杭を船の衝突から防ぐためにその前に矢板が使用された。鋼矢板が土密に對して保證されるので之を用ひることになつた。

矢板の直ぐ後に幾重にも杭を打つことは、こゝに作用する力の分佈——曲げ力を矢板に、垂直荷重を杭列に割當てる——に多小の假定があるために意識して避けられた。桁としての床版は陸地側は合掌杭に、水面側は矢板に支へられることによつて力學的に明らかな配置を作らうと努力した。この方法では矢板は彎曲力と軸力とを受ける。床版は後方に突出梁を有し色々な目的に使はれる。

即ちこの床版に依つて前合掌杭には土圧がかゝらずに非常に大きな垂直力が作用し、垂直力と土圧との合力が前杭の方向に向ひ、

後杭は土圧が計算で得られたよりも大きくならぬ間は圧力のみを受ける。矢板の垂直力は突出梁によつて減じられ、尙よいことには版はその負モーメントのため断面の最大の所で合掌杭に支へられねばならぬ。故に杭が不等に支へる時にある程度の縦方向補強が達せられる。

前圧力杭は前後からの能備土圧が略々平衡を保つので彎曲鉄筋は止められた。矢板に對しては矢板と前杭と

の間の土楔の土圧が働き、此の場合前杭から土に傳はる

図-98. 位置図

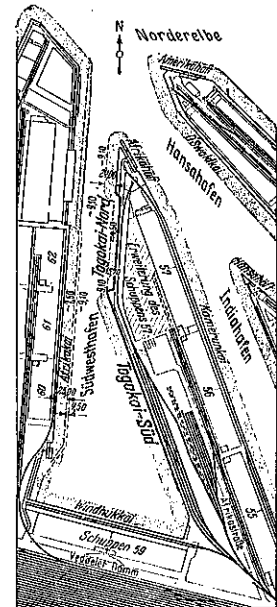


図-99. Togokai に於ける岸壁横断面図

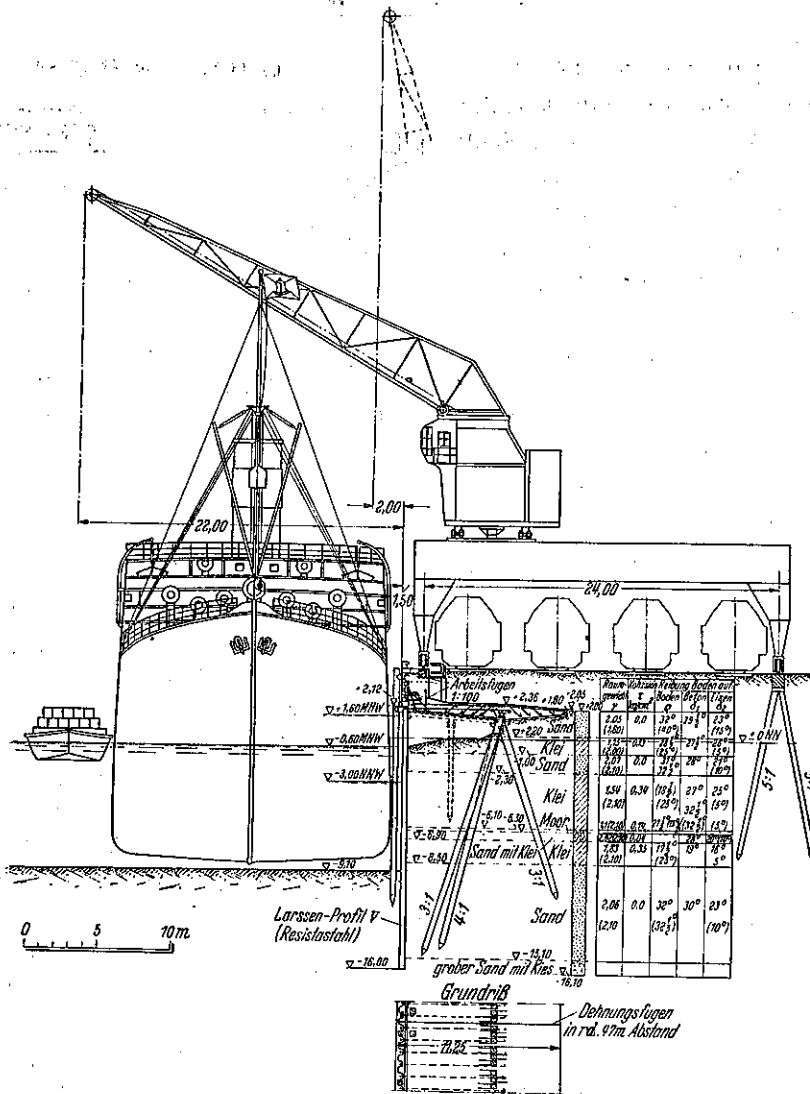


図-100. 矢板とコンクリートとの接手

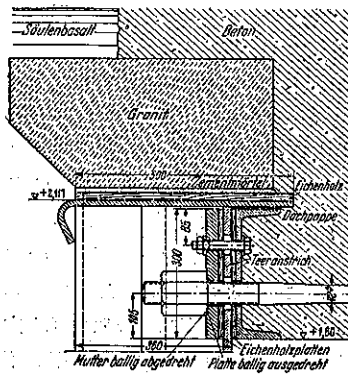
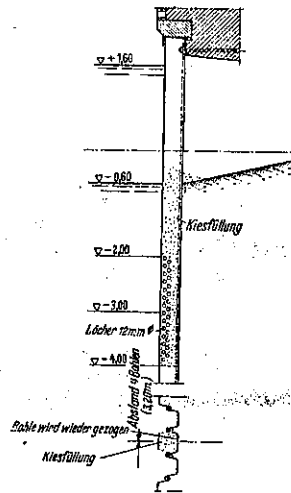


図-101. 砂利の填充



力によつて下の土層に於ける土圧の上昇が考へられた。矢板の計算には Blum-Lohmeyer の方法を用ひ、上端自由支承、外水位 NNW = -3.00 及 0.8 m の過水圧を假定したる最も危険なる場合に就てなされた。

**個々の構造** 矢板は軸力及び彎曲力を受け (約 2000 kg/cm<sup>2</sup>) そのために捩屈応力 (220 kg/cm<sup>2</sup>) が働く計算になつた。矢板の撓みによつて垂直荷重は尙彎曲応力 (100 kg/cm<sup>2</sup>) を生じた。故に矢板は必要な断面係数の他に非常な剛性が要求された。ドイツの矢板は等重量のものは等しい断面係数を持つてゐるがラルゼン型鋼は最も大きい断面係数を持つてゐる。長さ 18.1 m の Union Spundbohlenstahl Resista Prof. V が選ばれた。

鉄筋コンクリート杭の寸法は断面 34×40 cm 長さ 14.40~17.80 m、鉄筋は径 20~26 mm のもの 4~6 本、螺旋筋径 5 mm 間隔 7½ cm である。杭と床版との継目は、杭頭に鉄筋を置いて止めると云ふ普通の方法でなされた。

版は新しく打たれたコンクリートが海水の爲に破損されない高さに作られた。磨滅する壁面は既に保證ぎきのハンプルグ法に依つて玄武岩と花崗岩で覆はれた。土圧力に關しては矢板の上端が自由支承なりとして矢板並に被覆鉄板は上の花崗岩と銜合接手にした (圖-100) 矢板とコンクリート体との結合には St. 52 の丸鋼が用ひられた。矢板の上端への土圧反力はこの丸鋼壁にはほんの 820 kg/cm<sup>2</sup> しか働かぬ様に計算され、2000 kg/cm<sup>2</sup> の応力に於てはそれは勿論僅かなモーメント (4.74 mt) を與へる。

30 t/m までの比較的高い矢板の垂直荷重はこの施工法では鉸效果を確實にする。如何なる場合にも矢板の撓み及その爲に生ずると土圧の増加に依つて花崗岩を破壊する様なことがあつてはならぬので、填材として役

圖-102 岸壁正面



圖-103. 繫船柱詳細

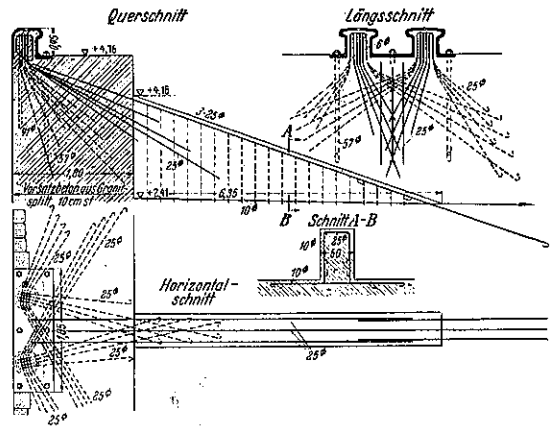
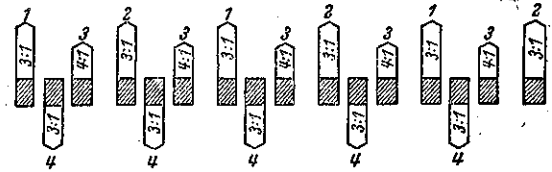


圖-104. 杭打順序



立つ、圧力をうまく分布する爲に、ある程度まで軟い材料を見付ける必要があつた。瀝青纖維質が先づ考へられたがそれは試験の結果瀝青質が纖維の間に潰れて了つて永続的に満足な抵抗を示さなかつた。之に對し擲材は 200 kg/cm<sup>2</sup> の応力の時にはほぼ 3/4 まで潰れるが圧力を続けてもそれ以上潰れないと云ふ希望通りの性質を示した。これは眞空状態で乾かし、応力下でタール油を注入して作られた。

次に矢板の前後の水嵩を平均させる方法としては、矢板の N. W. と NNW. の高さの間に孔を配置して、その背後には砂利瀝過層を設け逸出する水によつて土床が洗はれない様にした。砂利瀝過層は次の様にして造られた。矢板の後に厚板を打ち込み堅坑を作り圧水洗滌で土を除き砂利を詰め後で厚板を抜くのである。砂の粒は 5~15 mm である。裝備はハンプルグ港では普通の防舷材、梯子、目標、鎖、繫船柱である。繫船柱に鉄筋コンクリートが用ひられたことは注意すべきである。之は今迄過大な鑄鋼で作られてゐたのが今や円蓋としてのみ鑄鋼が用ひられ、大部分即ちコンクリート円蓋との結合が丸鋼によつてなされたのである。

**施工** 杭の製作に於ては唯間に紙を夾んで 6 つの組に重ねて 5 日間で作つたことが一言に値する。斯かるコンクリート打ちの準備としては特に堅牢な床が必要



で此所では 5cm の厚板で作られた。この厚板は 60cm 間隔に 10×10cm の角材の上に置かれその間には砂を詰め込まれた。杭の骨組を運搬するため又コンクリート持揚の爲に特殊な起重機が必要であつた。3~5t の 2つのポルタル起重機が用ひられた。

St. 52 の鉄筋を挿入する版のコンクリートはセメント 300kg 砂利 1000 立の割合に混じられた。砂利は 40~60% の砂を含むエルベ河砂と Hoesch-Eisenportlandzement を以て作る時は 7 日後に 84~214 kg/cm<sup>2</sup> 28 日後に 162~350 kg/cm<sup>2</sup> の強さを示した。コンクリートの一部は 150mm 管のポンプで送られた。混合機、ポンプ及圧搾空気装置は 466m の埠頭の中程に据付けられたので最大運搬距離は 230m になつた。砂利が粘土質を含まない角張つたにも拘はらず、又混合關係が運搬方法に効果あるに非ざれども割合に硬いコンクリート——播布量 48~52 cm——がポンプで送られた。ポンプの性能は距離 225m にて 14 m<sup>3</sup>/h, 40m の時 21 m<sup>3</sup>/h. であつた。

矢板の打込みは 4t の槌を用ひ、最後の 10 打で 15cm ~1cm の打込が出来た。矢板の積載能力も充分で緊密に行つた。矢板の打込みに際して、頭が進み過ぎること (Voreilen), 波形の緩み (Auslängen) 一緒に引張ること (Mitzichen), 喰ひ違ひ (Ausweichen) が考へられたことは勿論である。Voreilen と Auslängen に就て二三述べよう。

Voreilen に對しては簡単に上端を鎖と齒棒で取付けられた。そして 135m の長さに對して 6つの楔形の矢板が打ち込まれその結果脚部が頭部より 130cm 長くなつた。尙その上に伸縮目地で 24cm が調節された。打込みは區劃打込にし、仕上の高さより 2.5m 高くして、逆行して仕上の高さに打つた。それでも尙頭部が進み過ぎる時は、334m の區間に頭部と脚部の差が 75cm なる 3つの楔形板が用ひられた。

矢板の波形が緩むと云ふ (Auslängen) は全体としては、計算した長さよりも幾分長くなつてゐるが、1枚々々の矢板は色々である。

杭打込みに際して先づ試験杭を打ち、順を追つて打つ時は杭の位置を正しく保つことが困難なことが分つた。それ故に図-104 の順序に打つた。斯くすれば杭の兩側の土が均齊に圧縮され、正確な位置に打たれる。前側の杭はウオーターゼットを用ひ沈下を容易にされた。初めは 20 氣圧の下で、毎分 700 立が用ひられ、それでは圧水のエネルギーは大した損失なしにゼットの先端まで運

るが、この場合には杭の先端で餘りに大きな範圍に働き粘土層が杭の附近に於て水の上昇を妨げることゝなつた。そこで 12 氣圧毎分 1200 立が用ひられそれに對して 100 馬力が必要であつた。これでは尙狭い範圍に働き而も効果は良かつた。

然しゼットやホースを餘り大きくすると取扱ひに困るし、ホースの長さは撞込器の廻旋及前進に支障なき長さが必要である。この方法で 8 時間労働時間内に 1.5~7 本打ち込まれ平均 4.43 本となつた。後杭打ち込みにはゼットを用ひなかつた。(荒谷俊司)

## 都 市 計 畫

### (141) 街路設計上の二三の問題

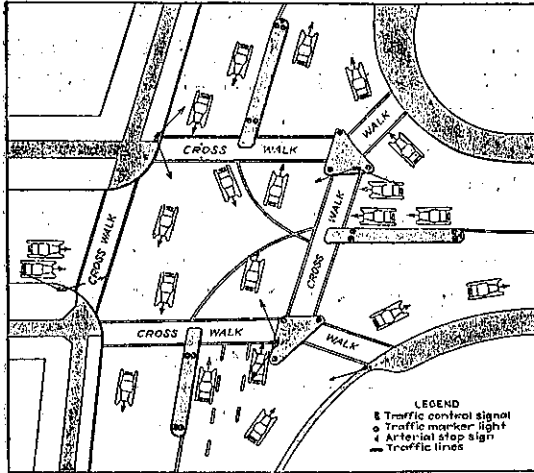
(G. B. Sowers and M. S. Douglas. "New Streets for Old" E. N. R. Apr. 29, 1937. p.)

**滑止舗装の必要** 自動車の改良發達は極めて急速であるので、土木技術者が遅れず従つてゆくことは却々困難である。數年前には唯單に適當な速度で運転出来る平滑な道路で充分であつたが、今日は加速度が大になり即ち發車及停車が急激になつて、平均速度も増大したので舗装の目標が違つて來た。路面はもはや單に平滑であるよりも、適度の粗鬆性を必要とする。即ちタイヤと舗装面との間に適當な摩擦を働かせなければならない。これは又横滑防止にもなる。此の滑止舗装の例とし、縦繊維を有する舗装煉瓦、瀝青填充材の過剰を去除く煉瓦舗装法、コンリート舗装の所謂サンドペーパー仕上げ瀝青舗装の粗骨材仕上げ等がある。

**交叉點** 交叉點の設計は街路計畫の重要な部門である。本格的設計は交通量の科学的調査に根據を置かなければならない。自動車を適當に各々獨立せる車線即ち車溝 (Channel) に導き、街角の内側曲線は大半径でなければならぬ。小廻り交通は特別の中溝に導いて、他のものと同時に整理する。歩行者は一段高い安全地帯のために安全に廣い街路を横断出来る。即ち安全地帯は歩行者が車道を横断するときに、信號によつて動くと同時に唯一方からくる交通に注意すればよい様に置き又車をその様に車溝に導く。安全地帯には運転手に障得と危険とを明瞭に警告するために、淡琥珀色の燈火をつける。図-105 — St. Milwaukee 市に於ける設計例である。

**街路照明** 入念に設計された街路標識も、交叉點も、夜間適當な照明なしにはその効果を發揮することが出

図-105. Milwaukee 市の街路交叉點の設計



来ない。照明は交通事故防止上最も重要で、不景氣時代に照明費を節約した多くの都市では如實に事故が増加した。街路照明の目下の研究題目は、ヘッドライトの眩光、舗装面の反射、一般の照明の高さ等である。街燈の眩光を避けるためにその位置を高くし、又投光面積を擴大するために硝子の覆ひを工夫することが知られてゐるが、在來の施設では60%の光が空中を照して空費されてゐる。安全地帯や横断歩道の照明は特に明るくしなければならぬが、極端に明暗の差のあるある場所が交互すると事故の原因となるからなるべく一様の明るさがよい。又交通量の多少により照明の強度を加減すべきである。

舗装の表面に於ける光の反射に就いて、特殊な場所の舗装設計の際考へなければならぬ。照明効果は舗装面の明るさに依る。Sheet Asphalt は光源と人間との

間では光源より少し太い光芒となるので最も明るい、之を外れると見えない。瀝青 Macadam では直接光源の下を一樣に丸く照すので、夜間適當な光度とするには大容量の光源を要する。Concrete は總ての方向に光を分散して、舗装の全幅員を一樣に照す性質があつて他の舗装よりよく反射するから比較的小きな光源でもはつきり見える。熱の反射に就いても殆同様なことが言へる。光や熱の反射に關する性質は、曾て舗装選擇の標準になつたか否かは疑問であるが、之等は省略することの出来ない性質である。

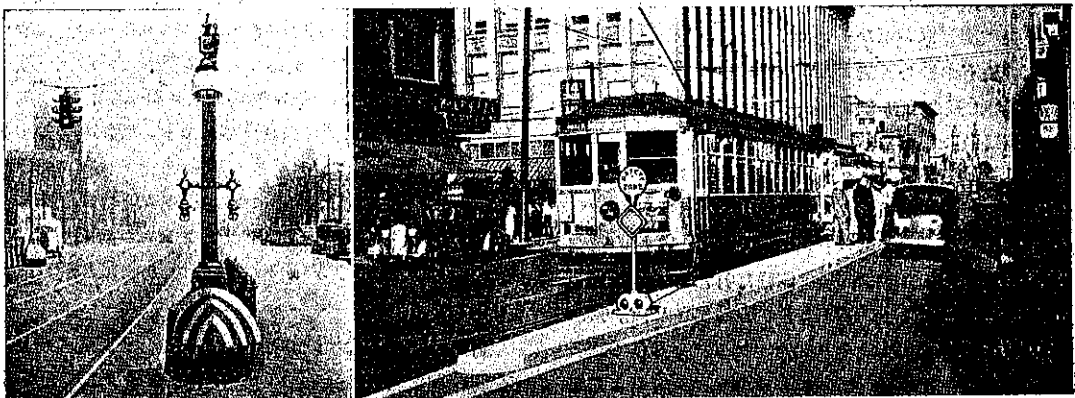
**安全地帯** 高速度交通は電車やバスを待つ人々を常に危険に曝してゐる。故に重要な交叉點には安全地帯即ち安全島を設けなければならない。安全地帯の形式に2つあつて、1つは大きな硬い障壁を置き、他は車止をつくらず小高い安全島を置いて、歩行者の安全を計る式である。前者は車を車線に導き入れ或はとめる爲であるが、之が屢危険の原因となつて、自動車が衝突して死傷者を出したり、又歩行者が車と所謂“安全な”障壁との間で押潰されたりする。これに反して、後者は自動車を側の車線に導き入れる様に流線型をなしてゐて、島の先端と“安全地帯”の標識との間に相當の距離を置き照明を置いて車の乗上げるのを防ぐ、この2つの對照的な安全地帯の實例として、最近 Cleaveland に硬障壁式が、又 Milwaukee に車止なし式が造られた(図-106)。(奥田教朝)

(142) 都市發展の指導

(Robert Kingery "Guiding City Growth." E. N. R. April 29, 1937 p. 635-637.)

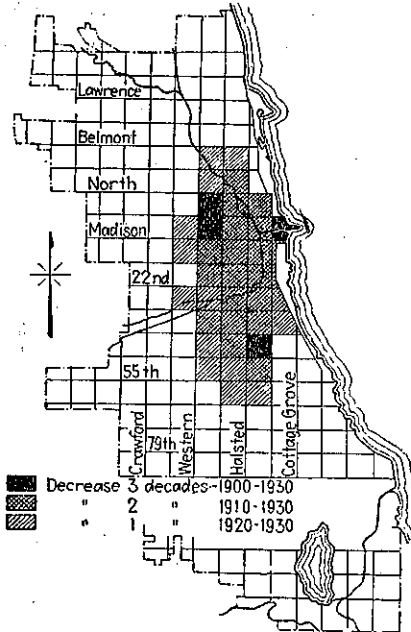
今から20年前の多くの都市計畫者及敷地開發者は都

図-106 安全地帯



市人口の膨脹には際限がないと言ふ説を支持してゐた。併し最近この見方は変化して來た。都市の全人口の増加のみを餘りに鋭く觀察してゐた結果、都市の周辺に於ける人口の増加はあるが都心部の人口は減少しつゝあると言ふ事を見落した。建築の老朽、近代的公共施設の不足、新しい生活標準等は都市荒廢に影響する要素であ

圖-107. シカゴに於ける人口減少



る。都市計畫者及官吏は都市美なる抽象的の言葉で表される盲目的目標に向つて専心してゐたのでかゝる根本的都市組織の変化を見落してゐた。眞の都市とは人が働き、休養し、遊ぶ場所であると言ふ事を忘れてゐた。現在及將來の必要に適應せる都市の合理的發展を確保せんとするならば、廣範なる綜合計畫を樹立せねばならぬ。

都市計畫の目的は過去の誤謬を訂正し、且將來の都市發展に誤りなからしむる事である。都市計畫は多くは現在の必要に迫られて都市の改造をなすのであり、地方計畫は大部分將來の發展に關係してゐる。

最近迄吾々は工業、商業、集團住宅、住宅地域との間の適當なる關係を推量してゐたが、それは飽く迄推量であつた。

1世紀又はそれ以上の間の實績記録を利用し得たにも拘はず之を殆ど利用してゐなかつた。

Chicago 地方計畫に於ては先づ工場の研究をなし、そ

の結果を地域、地區、道路、公園等の計畫に應用した。工場従業員數、その年齢、性別、原料、製産額等に就いて調査する代りに大工場の敷地面積、従業員數と工場敷地面積との關係、全人口と従業員數との關係等に就いて統計を集めた。

Chicago 市内 8300 の工場に就いて詳細なる調査を行つた結果は人口 1000 人につき 4 エーカーの工場敷地と 150 人の従業員と言ふ割合を示した。即ち人口と工場敷地とは一定の割合で相關聯してゐる。

上記の如き調査を商業地、住宅地に就いて行つた結果、1000 人の人口に對し  $1\frac{1}{2}$  エーカーは商業地として利用され、郊外に於ける住宅地人口密度は 1 エーカーにつき 12 人であつた。工場、商店、公園其の他の敷地を除くと 1000 人に對し 66 エーカーと言ふ人口密度であつた。公園、運動場等の面積は學校附屬の運動場面積を含み人口 1000 人に對し 10 エーカーを必要とする事になつた。

以上を一轉して示せば

工場敷地	人口 1000 人に對し	4 エーカー
業務又は商業	〃	$1\frac{1}{2}$ 〃
住宅	〃	66 〃
公園、運動場	〃	10 〃

1960 年の Chicago 市内及 Chicago 郊外の推定人口は 7800000 人である。その内 4500000 人は Chicago 市内、2800000 人は Chicago 市外地となつてゐる。この推定人口を基準にして計算すると工場敷地として 29000 エーカーが必要になる。

Chicago 都市計畫委員會は 36 哩平方に亙る Chicago 市の一地區に於て 1920 年から 1930 年迄の 10 年間に人口の減少は 146000 人であり 20 年間には 263000 人の減少がある事を知つた。人口が減少するのみならず工業、商業經營の衰微が起つた。同様にして St. Louis 市の都市計畫委員會は都市面積の  $\frac{1}{4}$  を含む地區を調査して 1920~1930 年迄の 10 年間に 43000 人の減少を知つた。又上記の地區内で市の  $\frac{1}{8}$  面積を含む地區では 20 年間に 65000 人減少し、30 年間には 92000 人の減少を來した事を知つた。

上記の Chicago, St. Louis の例は他の多くの都市にも起つてゐるものゝ内の代表的のものである。かゝる衰微現象を防止する爲には政府の監督の下に大機能を組織して何等かの方法を講ぜねばならぬ。之等を実現する爲には次の事を爲す必要がある。

(1) 大幹線道路を築造せねばならぬ。業務中心地の

周囲は荒廢した土地であり毎日の都市交通は之の場所を横切らねばならぬ公園的性質をもつ廣い道路は交通を容易ならしむるのみならず光線の取入を容易にするだらう。かゝる道路に接する土地は再び住宅地化し、個人企業家も再び住宅を建築するに至るであらう。

(2) 公園運動場は 1000 人に對し 10 エーカーの標準で築造して交通幹線の補助として發展さす可きである。空地と休養施設とが完備せる時人々は又この土地に復歸する勇氣を生ずるであらう。

(3) 地域制を強固に主張して土地の正しい利用を適

當に保護せねばならぬ。健全なる地域制は都市の利用價値を増進し市内電車及その他の交通施設を再び有効に生かし得るであらう。適當なる場所に工業の必要とする充分なる敷地を工場に與へるならばその近接地に再び住宅が建築せられるであらう。

以上の如きが包括的都市計畫の目標である。かゝる目的實現の爲に打開せねばならぬ問題は都市計畫技術者の領域に屬し、彼等がかゝる問題の解決に當りて重要な役割を受持つてゐる。 (中村清照)