第二章　基　礎　工

第一節　基礎地盤の調査

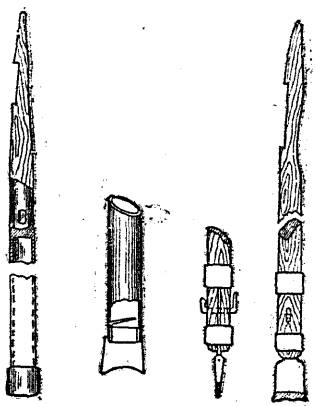
§63. 地質調査

築造物の基礎地盤が之に來たる荷重を安全に支持し得るや否やを判定するため地質調査が必要である、粘質の土砂で湧水が少ければ深 10 *m* 位迄は普通の井戸掘と同樣に手掘で地盤を掘鑿して、簡單明瞭に地質の狀態を知ることが出來るが、費用其他の事情で此方法が實行困難な場合は所謂ボーリング（Boring 鑽孔又は試錐）を行ふ。

§64. 上總掘（カヅサボリ）

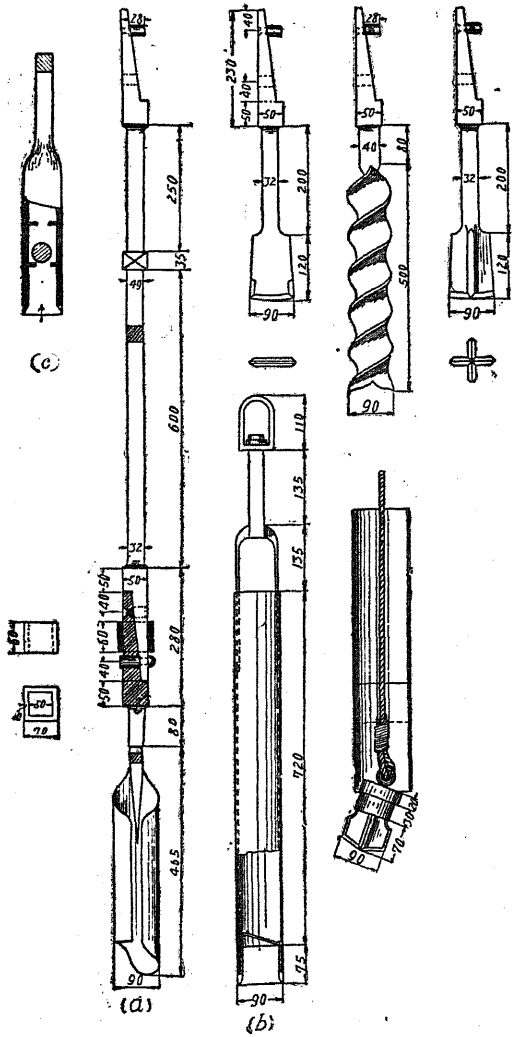
之は我國で昔から行はれて居る鑿井方法で日本式ボーリングである、全國各地に專門の職人が居るから夫れ等を使用して簡單に實行出來る。

其方法は第 116 圖に示す如き割竹を所要の長さに繼合はせて之を丸太足場上に架せる直徑數米の輪枠に卷付け、其一端に鑽孔用具を取付け之を上下して穿孔する仕掛けである、鑽孔用具の主なるものは直徑 5～7 *cm* 位の瓦斯管又は鐵板製のパイプの下端に圖に示す如き簡單なバルブを附したもので、之を上下すれば孔底の土砂がバルブを押し上げて管內に留まる樣になつて居る、穿孔には粘土を解かした水を注入して孔壁に自然に粘土壁を成生せしめ、之に依つて鑽孔管の上下運動を滑らかにし且孔壁の土砂の崩落を防止せしめる、孔底の土砂が鑽孔管に入れば一部は管底バルブ上に留まり一部は管の上下運動に依つて泥水となつて地表に吐き出されるのである、粘土層、砂礫層等の固い盤に當つた場合は鑿形と取替へ之れを充分碎いた後鑽孔管を使用する、此方法に依つて採取し得る



第 116 圖

鑽孔土の標本は如上の方法で鑽孔管のバルブ上に留まつたものであるから、正確な地質を檢査し難いことが此方法の缺點である、又固い地盤では實行出來ない、然し次項に述べる正式のボーリングに比し費用も安く且工程も早いからボーリングを多數行ふ必要ある場合に正式のものと交互の位置に適用すれば費用を節約し得る、鑽孔の深さは 20 *m* 位迄は困難でない、都合の良い土質では 200 *m* 位の深さに達した例も少くない。

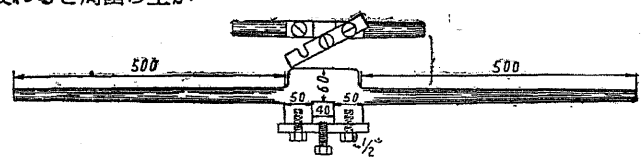


第 117 圖

§65. 人力鑽孔

之は第 117 圖乃至第 120 圖に示す如き鑽孔具を使用する人力作業に依るボーリングで、普通に行はれて居る方法である、先づ鑽孔を行はんとする地點を中心として方錐狀の矢倉を杉又は檜丸太で仕組み、或は第 120 圖の如き三脚を設け、其頂上に滑車を吊し、之にケーシング（土留管）やロツトを釣つて操作する、最初の深 1 *m* 餘は鑽孔具及土留管を打込み又は土砂を掘つて建込み、之に數米のロツトを取付け、其上端に

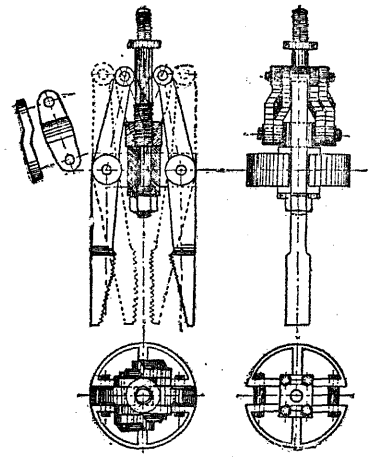
は振止輪を置いてロツトの傾倒を防ぎ、手押に都合よき高さにロツト挟みを取付け、其兩端を人夫2人以上掛りで押してロツトを廻轉しつゝ地中に進入せしむるのである、此場合ロツトを下方に押込む力が不足の場合は適當な荷重をロツトに取付ける、鑽孔具の內部に塡充されたる土砂はロツトと共に引抜き地質を檢査し、地質の變化ある毎に尠くとも一片の標本を採取し置くを要す、土留管はロツトの進入に伴ひ人力又は荷重を加へて押込む、パイプが鑽孔具の進入より餘り後れると周圍の土が孔底に落込み正確な標本が採れない心配がある、ロツトとパイプは必要に應じ順次繼足して行く、斯くして必要な深さ迄達せばパイプは手捲ウキンチを使用して引き抜き、跡孔は砂を塡充し置くを可とす、尙詳細を述ぶれば次の如し。



第　118　圖

矢倉は高さ 10m 內外が普通で、近距離に多數の鑽孔を行ふ場合はなるべく移動の便利な樣に組立る。

鑽孔具は地質に應じ選擇する、第117圖(a)は粘土又は粘質土に用ひ廻轉して之を掬ひ込む同圖(b)及(c)は普通ポンプと稱へ廠網でロツトを頂上の滑車に吊し、人力で上下運動を繰返し、其際下端の刃口に切り込まれたる土砂がバルブを押上げ管內に侵入する仕掛である、之は湧水のある處で砂又は砂質土に適す、此2種が最も多く用ゐられる、其他石礫、岩盤等を碎く必要のある場合は鑿形を用ゐ堅緻なる粘土盤、土丹盤等を貫くにはスクリユー形を使用する。



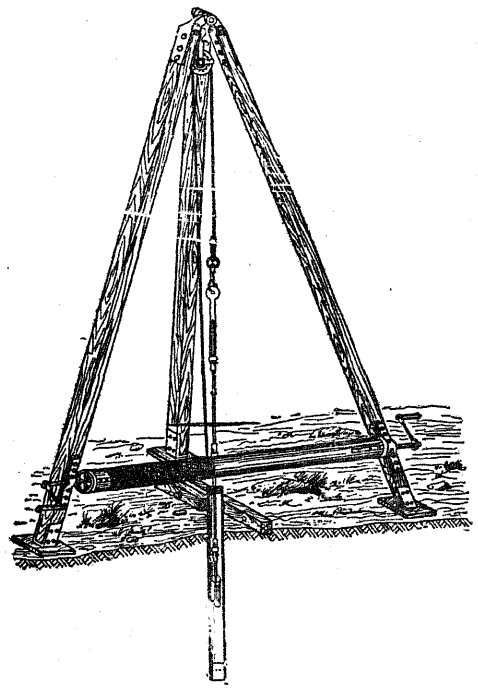
第 119 圖

ロツトは 38～35mm 角、長 1～3m を取混ぜ用意し、其ジョイントは徑の 2 倍以上を必要とする。

土留パイプは內徑 76～100mm の瓦斯管を使用し、其接手管は特に丈夫に造つて其引拔作業の際の强引に耐へしむる必要がある、良質の鑄鋼のものは丈夫で且錆付の患ひがない、孔內周壁土の崩落する憂のない地盤の場合は此パイプを省略し得る場合もある。

矢倉上の滑車は丈夫で磨滅の少い高級品を選擇すればポンプや錘の上下運動の場合の勞力費を節約し得る、其車軸はシリンダーベヤリングになつて居るものを可とす、パイプ引拔の場合は數噸の荷重が加はることがある。

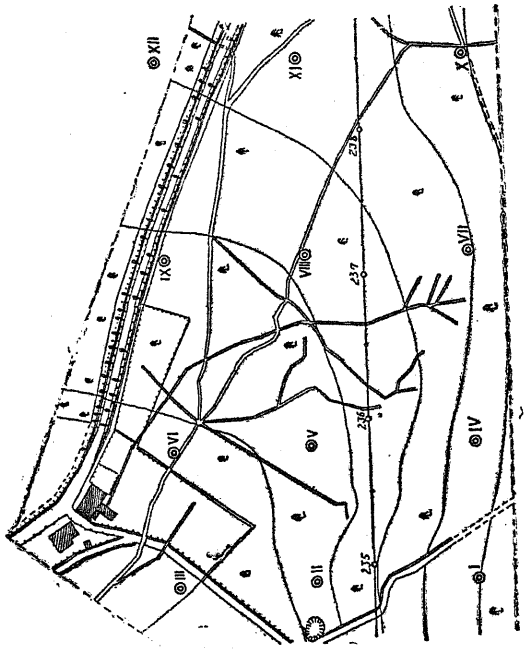
手捲ウキンチは普通 1～3 噸捲を用意し、之に附隨して 20m 內外のワイヤ、ロープとブロック 2 箇必要である。



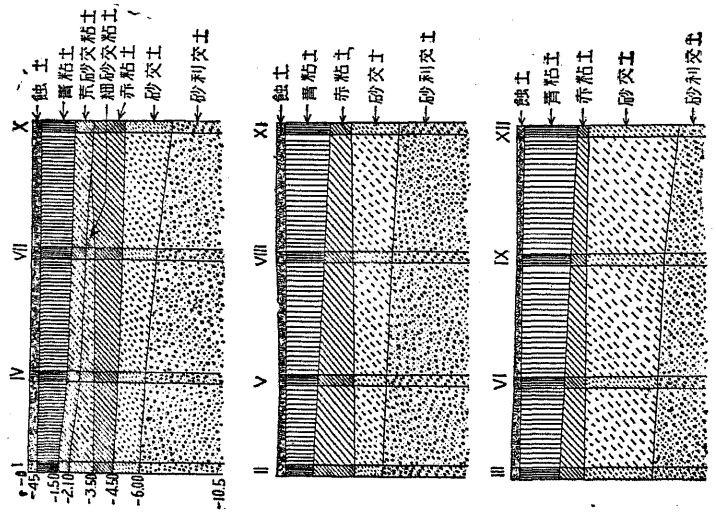
第 120 圖

地質標本の採取に際してなるべく現狀の儘の形態を變化させず、又他の部分の土砂の混入せぬ樣注意するを要す、然し多くの場合多少の變化を免れぬ、特に砂層の場合は實際と同樣な緊硬度のものを採取することは出來ぬから鑽孔作業進行の狀態に依つて硬軟の度を推定する、又採取標本に上層土質の混入するため粗砂軟層、砂質粘土層、泥土交り細砂層等の間に鑑定の誤認を生ずることがある、作業員の熟練と注意に依つて過誤なきを期せねばならぬ。

地質標本は標本箱を用意して現場で鑽孔番號及深度を夫々記入し、尙



第 122 圖　鑽孔位置平面圖

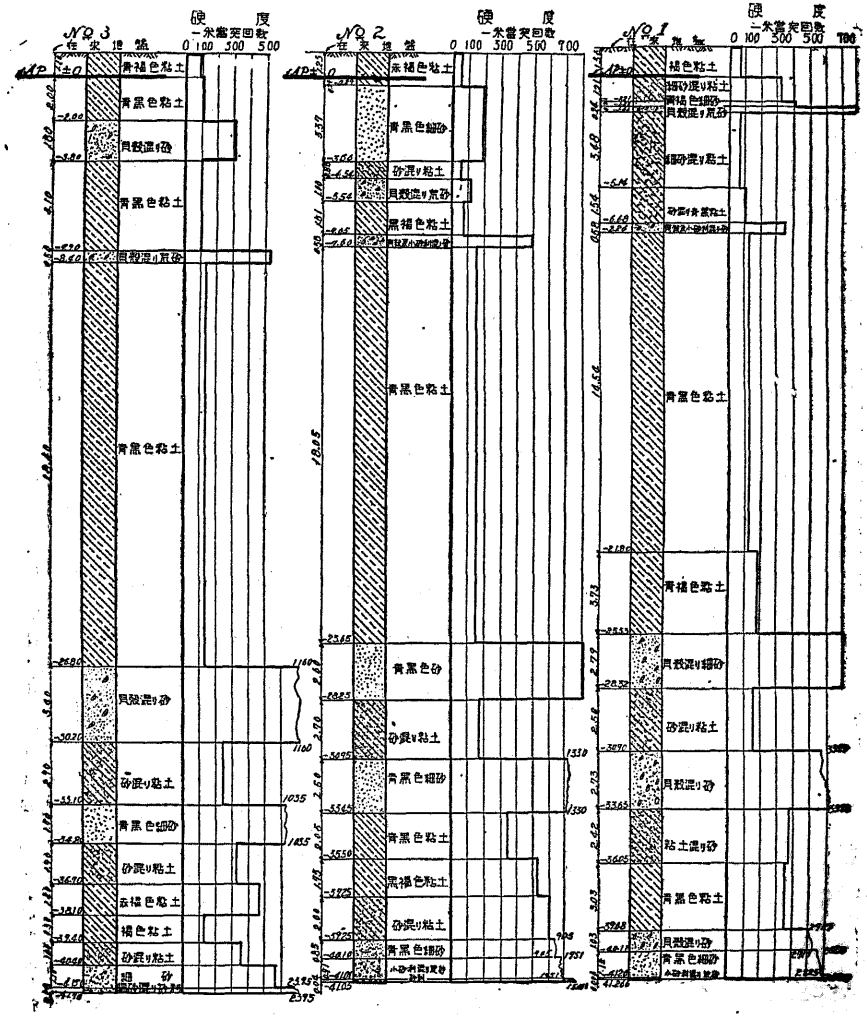


地質斷面圖

第 121 圖

鑽孔用具の種類、其進行の程度、挟雜物、石礫埋木等の有無、湧水の模様、含水の程度、土粒粗密の度、其色彩等地質の硬軟、支持力の程度を知るため參考となるべき事項は凡て之を鑽孔日誌に記錄し置くを要す、第 121 圖乃至第 123 圖は地質成績表の實例である。

如上鑽孔は工夫 1人、人夫 3～6人を一組とし、其1日の行程は鑽孔の深度、土質障害物



第 123 圖　地質調査鑽孔成績表

の有無に依つて著しい差があるが、大した障害物がなければ土砂の場合 1.5～3.0 m, 砂利玉石交り土、土丹硬盤 0.3～1.0 m なり。

ボーリングの必要深度は築造物の種類、地質の良否等に依つて定まるのである、支持力又は水流に因る洗掘等の關係から必要と認められる基礎底面又は打杭根入れ深以下 3 m 以上の信頼するに足る基層のあることを確かめ得れば夫れで止めて宜い、然し其下層に格別に軟かい泥土層の横はる場合は其厚さを慥かむるため尙深く檢査せねばならぬ。

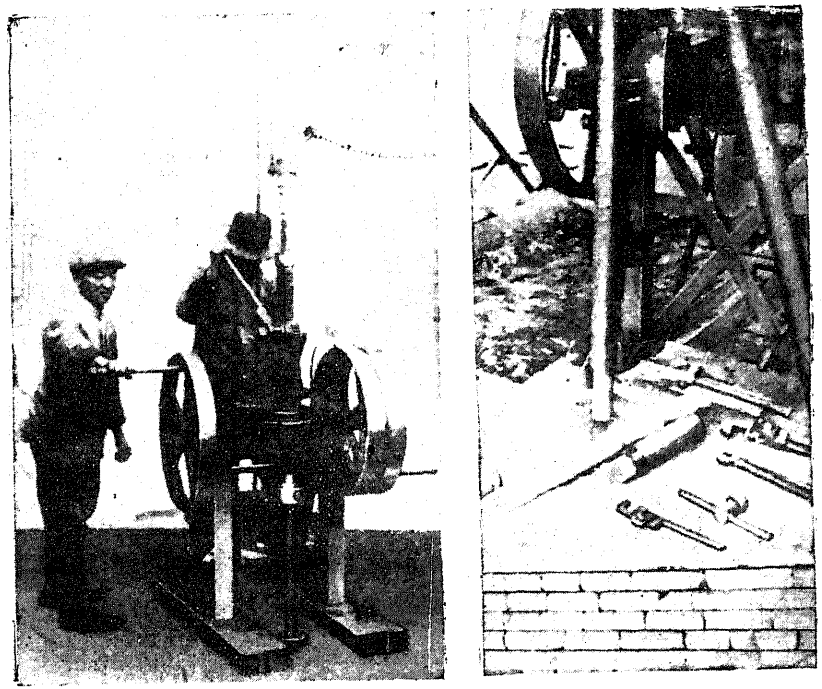
河川港灣等の水深の深い處でボーリングを行ふ場合は臺船上に矢倉を建てゝ移動し得る浮足場を造つて前と略同樣な方法で作業をする、臺船は小舟二艘を適當な間隔に並べ舳艫及中央三箇所以上横桁を渡して締付け、兩舟に跨り矢倉を設け其中央に鑽孔を建て込む、臺船の位置は前後左右の錨繋に依つて保つ、關門海峽に於ける鐵道省の地質調査には臺船の代りに特に浮動作業臺を使用した、之は浮槽内に空氣を入れる時は浮揚し水を入れる時は沈下するもので目的の場所に沈置して作業を行ひ得るから激しい潮流や多少の風波に災ひさるゝことなく操業し得る利益がある。

§ 66. **コアー・ボーリング** (Core Boring)

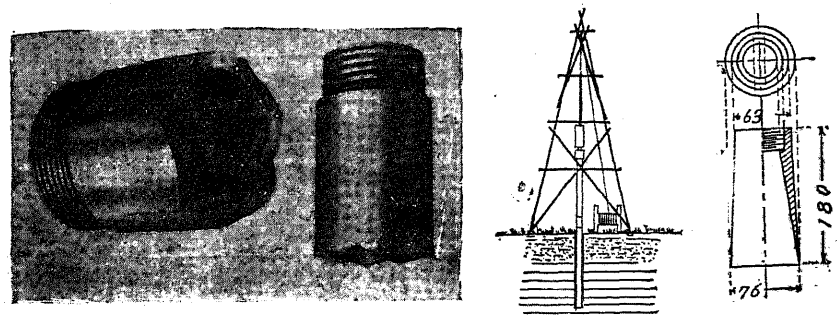
鑽孔管の下端に地質の硬軟に相應するビツト (Boring bit, 鑽錐) 又はシユー (Shoe) を取付け之を地中に貫入せしめつゝ天然地盤の標本を管内になるべく自然に近い狀態のコアーとして採取する方法である、鑽孔管の外側の土留管は勿論必要に應じて使用する、土砂の場合は第 125 圖の如き鋼製の双口を有するシユーを孔底に打込んでコアーを採取出來るが、硬岩や玉石の場合は第 125 圖の如き特殊硬鋼製又はダイヤモンド入りのビツトを使用しロツトの頂上に於て鑿岩機と同樣な衝撃と廻轉とをロツトに與へ得る特殊の鑽孔機を使用する必要がある。

鑽孔中其孔底に於ける地盤の支持力 (Bearing power) を推定するため鑽孔管のロツトに荷重試驗を行ひ又は杭打試驗と同樣な方法で打込試驗の記錄を取つて置いて支持力の比較研研資料とすることは、地質調査の目的を達するために最も有効な事柄である、此場合土留管は鑽孔の孔底迄達せしめて試驗中孔壁土砂の逃逸を防ぎ且其摩擦及壓迫抵抗を免除せねばならぬ。

利根式コアー・ボーリング機

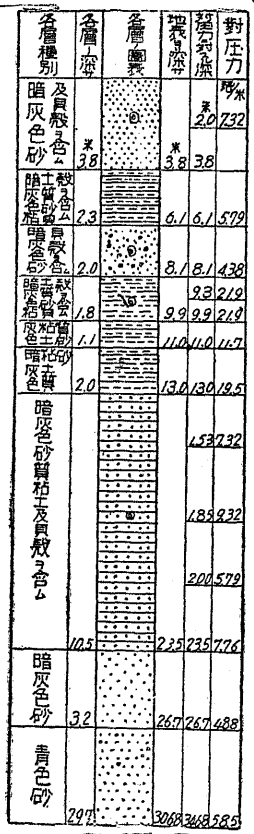


第 124 圖



第 125 圖

以上の穿孔方法、標本採取方法、支持力試驗方法、並に之に使用する器具に關しては種々の特許又は實用新案の權利を與へられて居る、利根式コアーサンプリング機、西尾式柱狀地質標本採取機等である、前者はロツト衝撃と廻轉とを與へ得る鑽孔機で堰堤基礎岩盤の調査等に用ひられ、後者はロツトの頂上に於て 45kg 內外の分銅眞矢打を備へたる打込式鑽孔であつて、土砂層のボーリングに適す、第 126 圖は川崎市鶴見埋立地鐵道省火力發電所の基礎地質調査を本式に依り施行した成績である。



第 126 圖

§ 67.　復興局施行鑽孔成績

次の二表は大正 13 年より昭和 3 年に亙り上總掘機 9 臺及米國 Keystone drill Co. 製鑽孔機 4 臺を使用し東京及横濱の地質調査の目的で行つたボーリングの工程及工費を示す。

第 60 表　　復興局施行東京及横濱地方鑽孔工程及工費調

種別	箇所數	延日數	一平均箇所日	深さ(m) 延長	深さ(m) 平均一箇所	作業費(圓) 總額	作業費(圓) 平均一箇所	作業費(圓) 平均1m當	摘要
キーストン機	314	3,447	11.0	11,846	37.6	85,770	273	7.23	鑽孔徑は10～25 cm。地質は東京砂礫土、横濱頁岩。横濱に於てはケーシングを使用せず。作業費には監督費並に器具購入費を含まず。
キーストン機	9	808	89.8	1,037	114.5	21,883	2,188	21.08	
計	323	4,255	13.2	12,883	39.9	107,653	333	8.36	
上總掘機	383	5,695	14.9	10,120	26.4	99,190	259	9.80	
上總掘機	5	207	41.4	542	108.5	5,113	1,022	9.44	
計	388	5,902	15.2	10,662	27.5	104,303	269	9.78	
合計	711	10,157	14.3	23,545	33.1	211,956	298	9.00	

復興局施行東京及横濱地方鑽孔年度別工程及工費　　第 61 表

年度＼種別	キーストン機 箇所數	キーストン機 平均深(m)	キーストン機 作業費(圓) 平均一箇所當	キーストン機 作業費(圓) 平均1m當	上總掘機 箇所數	上總掘機 平均深(m)	上總掘機 作業費(圓) 平均一箇所當	上總掘機 作業費(圓) 平均1m當	摘要
大正13年度	38	37.3	333.5	8.94	125	33.0	348.7	10.56	後年度に至るに從ひ作業費低廉なるは熟練の結果なり
〃 14 〃	55	38.2	337.5	8.82	46	33.4	351.4	10.49	
〃 15 〃	75	39.4	270.6	6.81	13	36.4	376.6	10.33	
昭和2年度	42	40.3	234.9	5.80	—	—	—	—	
〃 3 〃	14	30.6	177.9	5.80	—	—	—	—	
計	224	38.4	285.2	7.40	184	33.4	351.4	10.53	
以上東京地方、地質砂礫土									
大正14年度	20	42.5	398.8	9.42	14	17.6	186.4	10.59	
〃 15 〃	39	36.6	216.4	5.87	46	24.9	180.9	7.30	
昭和2年度	22	27.9	169.4	6.07	31	20.3	124.4	6.10	
〃 3 〃	9	36.4	193.6	5.35	8	24.6	137.9	5.65	
計	90	35.8	243.1	6.80	199	20.0	173.5	8.67	
以上横濱地方、地質頁岩									

§ 68.　試驗杭其他

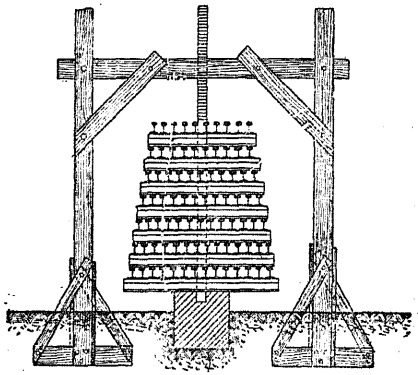
以上ボーリングの外に試驗杭を基礎地盤の現場に打込んで地層の硬軟並に砂礫岩盤等の堅硬なる地層の深さを確かめる場合もある、殊に杭打基礎を採用する豫定の場所に於ては之に依り直接杭の支持力をも推定し得る便がある。

砂及砂利層で覆はれたる川底の岩盤調査の目的で電氣的の調査法が近年實用に供せられつゝある、此方法は兩電極間の電流と地表に於ける電壓分布との關係を記錄して、地層の厚さと抵抗との關係を知るのである、明確に各種地層の變化を知ることは未だ望み得ないが、岩層の厚薄の概念を得ることは可能である、又極めて短時間に數百米の深さの調査が出來てボーリングの經費を節約し得ると云ふことである。

§ 69.　載荷試驗

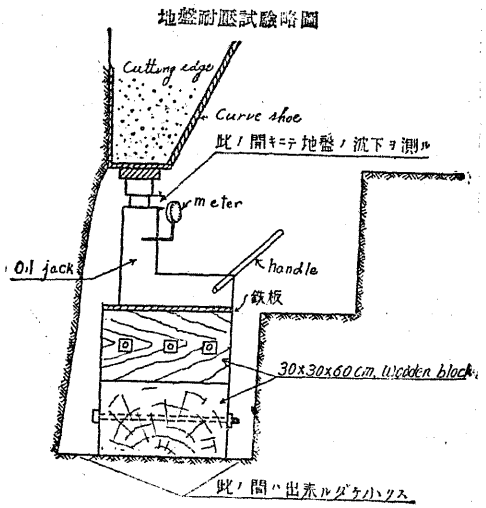
單に地質調査の結果だけでは基礎地盤の支持力を判定出來ぬ場合は、實際に基礎を築造する場所で載荷試驗を行ふ必要がある、第 127 圖に示す如く 0.75 m²

位の廣さの地盤に直接載荷して其沈下の程度を精密に觀測する、又實際使用する基礎杭の支持力を知る必要の場合は打込みたる杭4本を一組として載荷試驗を行ふ、何れの場合にも荷重は片寄らぬ樣且衝動を與へぬ樣に載せてなるべく永く置いて沈下の有無及程度を觀測する、最初は安全と認める荷重を加へ順次に適量の荷重を增加して其度毎に沈下の狀態を時間的に觀測して記錄するを可とす。



第 127 圖

潛函沈下、井筒沈下工事に於て其掘鑿したる底地盤の支持力を檢する場合は狹隘の場所に多量の載荷は困難であるから、潛函作業室の天井、井筒內に臨時取付たる橫梁、潛函又は井筒のカーブ・シュー等を支持點に利用して第128圖の如く載荷の代りにオイル・ジヤツクを使用して地盤の耐壓試驗を行ふ、此方法は前述の載荷試驗よりも簡便に實行出來る。



第 128 圖

第二節　基礎地盤

§70. 地質名稱及分類

基礎地盤については近來土木應用地質學の進歩に伴ひ、其研究上の必要から多樣な分類名稱を用ひられて居るが、玆には普通の土木用語並に地盤の性質檢討上必要な名稱を簡單に述べる。

（1）**土粒の大さに依る名稱**　粘土、眞土、砂、砂利、礫、玉石等の名稱の分界を單に粒徑に依つて一定することは困難であるが、之等の性質及用途は概ね粒徑に依つて定まるものであるから其大略の標準を示す意味に於て次表を揭げて置く。

名稱	粒徑(mm)	地質學的名稱	摘要
粘土	0.002 以下	泥(未固結)　粘土(固結)	0.002mm以下の微細な土粒に依つて凝集力を生ずといふ、之を土質の膠質分と稱す。
細土又は泥土	0.002～0.01	泥土（〃）　頁岩（〃）	
微細砂又は流砂	0.01～0.10	砂（〃）　砂岩（〃）	壤土（Loam, 赤土、眞土）は砂、粘土、細土等の混合せるものなり、普通は 0.01 mm以下の分子 70 % 以上を有す。
細砂	0.10～0.50		
中粒砂	0.50～1.00		
粗砂又は荒砂	1.00～2.00		
小砂利	2.0～10.0	礫（〃）　礫岩（〃）	
砂利	10～60		
礫	60～120		
玉石	120～450	漂石（〃）　礫岩（〃）	
轉石	450 以上		

（2）**表土層の名稱**

類別	名稱及成因	
定殘積置積せを積又る變は者へ土堆位ず	殘積土	風化表土層（岩石表面が風化して土砂となり其場所に殘積せるもの
	堆積土	泥炭層（河川、池沼及其沿岸濕地に於て草、苔、等堆積して生成せる多分の植物質を含む軟弱なる地層）
風に運化依表り土運が搬堆崩積落積又せはる流も水の土	崩積土	崖錐（崖下に圓錐狀をなせる岩屑堆積層）、普通20°～35° の表面傾斜をなす 扇狀地（崖錐が隣接重複して扇狀をなせるもの） 山崩跡（急傾斜の風化表土層、岩屑堆積層等が崩落又は滑出せるもの）
	沖積層	河岸段丘（谷川の兩側にある平坦なる臺地にして多く砂礫層なり、成因は地盤の隆起作用と堆積作用に依る） 海岸段丘（海岸平坦臺地にして海岸地盤の隆起作用に依つて生ず） 沖積扇（岩屑堆積層にして河水氾濫流路の變遷の際水送堆積せるもの河川沿岸平坦地は多く之に屬す成層の際の水流の緩急に依り粘土より砂礫に變化す）
	風積土	砂丘（海岸砂丘と內地砂丘とあり、何れも風力に依り運搬堆積せるもの）

（3）地質構造に依る分類

地層の名稱	註　　釋	岩　石　の　種　類
單斜層	地層の傾斜が同一方向なるもの	主として頁岩、頁岩と砂岩の互層、石墨又は雲母片岩
褶曲層	地殻の收縮作用の結果地球表面の褶曲に依り生じたる層にして放射狀なるを普通とす	石墨、又は雲母片岩
斷層	地殻に生じたる割目に添ひて地塊が移動せるため生じたる地層の食ひ違ひ	斷層崖、斷層崖錐
節理	岩石に生ずる規則正しき割目	熔岩、砂岩、頁岩

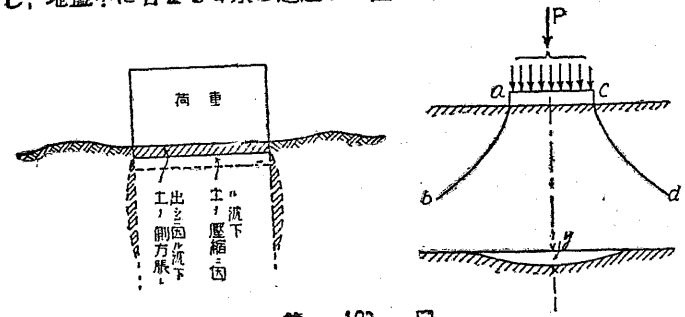
（4）地質時代別分類

地質	時代	地層名	水成岩	火成岩
近生代	第四紀	沖積層 洪積層	ローム、亞炭、河段丘、堆積砂礫層	石英粗面岩、安山岩、玄武岩
	第三紀		凝灰岩、泥灰岩、頁岩、砂岩、礫岩、褐炭	石英粗面岩、安山岩、玄武岩
中生代	白堊紀	上部、下部	頁岩、粘板岩、砂岩、石灰岩、礫岩	花崗岩、石英斑岩、閃綠岩、輝綠岩
	侏羅紀		頁岩、砂岩、石炭	玢岩
	三疊紀		頁岩、砂岩、石炭、石灰岩	玢岩
古生代	秩父層	上部、中部 下部	頁岩、粘板岩、千枚岩、砂岩、硅岩、石灰岩、石炭	花崗岩、閃綠岩、蛇紋岩
原始代			片麻岩	花崗岩、角閃岩、蛇紋岩

§71. 荷重に因る地盤の沈下

載荷試驗や實際の築造物基礎に於て實見し得る如く、嚴密に云へば如何なる地盤でも其受くる荷重に依り幾分かの沈下をなすものである、沈下した場合の地表面の形狀が如何なる曲線をなすか、又基礎面より地盤面に傳はる荷重が其下の地中に於て如何に分布するかの問題は、地盤の支持力推定上重要なる事項で研究はされつゝあるが仲々複雜な問題で未だ解決されそうにもない、然し次の程度の事柄は支持力考察の基礎的觀念として差支へない。

イ、軟弱なる地盤の荷重に基く沈下は基礎地盤の壓縮、基礎地盤の側方眼れ出し、地盤中に含まるゝ水の逃逸の三種の變形に因るものである。



第　129　圖

ロ、基盤面 ac より傳はる荷重は地盤内に於て第129圖の如く擴大分布される、其分布の面積眼界線は基礎面よりの深さの或函數である。

ハ、上述の如く分布せる壓力により地盤内に壓縮を生じ土塊の密度が變つて來る、之がため生ずる沈下の程度は基礎面周邊より中央に至るに從つて大きくなる、又基礎面の直下のみならず周圍の地盤にも沈下を生ずる。

ニ、側方への眼れ出し變形に對する地盤の抵抗は土粒間の凝集力と摩擦角とに關係するものである、卽土の法勾配安定度に關する諸因子の大小に依つて側方變形に對する抵抗の强弱が定まる、普通の場合は此側方押出し作用は基礎面の幅と等しき深さ以下には及ばない。

ホ、土粒間の空隙が水を以て充たされて居る時は（含水粘土の如く）壓縮に因つて含水は押出され地盤の密度が大となる、此の水が押出され逃逸する速度は地盤土質の透水度が小なる程（粘土の如く）緩慢である。

§72. 彈性體としての地盤の沈下量

普通地盤の沈下量や支持力を理論的に適確に算出することは殆んど不可能である、殊に種々雜多な土質と變化極りなき構成を有する軟弱地盤では到底力學的取扱ひは出來ない、然し東京市山の手の赤土の如き相當に彈性的性質を有する地層に對し、最近內務省土木試驗所に於て發表されたる計算法は沈下量と基礎板の形狀及大さの關係、地下に存する硬地層及軟地層の沈下量に及ぼす影響を明かにするものであるから其概要を摘錄することゝする。

(1) 圓形載荷面に一樣なる垂直荷重が作用する場合の沈下量

a = 載荷面の半徑

p_0 = 單位面積當りの垂直荷重

E = 基礎地盤の彈性率

σ = 基礎地盤のポアソン比 (Poisson's ratio) = $\frac{\text{地盤の水平變形}}{\text{地盤の垂直變形}}$

W_0 = 彈性係數一樣なる地盤の基礎の中央の沈下量

W_1 = 基礎面下 h なる深さに非常に硬き地層ある場合の基礎沈下量

W_2 = 基礎面下 h なる深さを非常に軟き地層ある場合の基礎沈下量

$$W_0 = \frac{2(1-\sigma^2)}{E} d_0 a \quad \cdots\cdots(1)$$

$$W_1 = \frac{2(1-\sigma^2)}{E} p_0 a (1-S_1) \quad \cdots\cdots(2)$$

$$W_2 = \frac{2(1-\sigma^2)}{E} p_0 a (1-S_2) \quad \cdots\cdots(3)$$

上式中 S_1 及 S_2 は夫々硬地盤及軟地盤が下層にある場合の沈下量に對する補正値で、其値は次表の如し。

S_1 の値　(甲表)

(圓形載荷面、硬下層補正値)

a/h		0.1	0.5	1	2	3
σ	0	0.06	0.30	0.51	0.75	0.84
	0.3	0.07	0.33	0.57	0.81	0.89
	0.5	0.09	0.42	0.70	0.92	0.97

表中 a は載荷面の半徑、h は基礎面より下層異質地盤迄の深。

S_2 の表に於ける F

$F = 2(1-\sigma^2) r_0 g h/E$

但 r_0 は軟地層の密度

g は重力加速度

S_2 の値

(圓形載荷面、軟下層補正値)

a/h		0.1	0.5	1	2	3
F	100	0.06	0.29	0.52	0.74	0.83
	50	0.06	0.28	0.51	0.73	—
	10	0.05	0.24	0.45	0.69	0.80
	5	0.04	0.20	0.39	0.62	0.76
	2	0.02	0.10	0.25	0.47	0.66
	1	−0.01	−0.05	−0.01	0.22	0.48
	0.5	−0.06	−0.27	−0.40	−0.23	0.10
	0.2	−0.16	−0.76	−1.30	−1.65	−1.02
	0.1	−0.30	−1.20	−2.13	−2.68	−2.45
	0.05	−0.40	−1.92	−3.49	−4.78	−4.95
	0.02	−0.70	−3.38	−6.36	−9.19	—
	0.01	−1.00	−4.89	−9.30	−14.6	−18.8
	0.001	−1.18	−5.67	−10.89	−55.0	−75.5

上式及表に依つて見るに圓形載荷面に一樣なる垂直荷重が作用する場合は

イ、沈下量は載荷面の半徑、卽載荷面積の平方根に比例して增大す。

ロ、硬地層の存する場合は沈下量減少し、其減少度は a/h 及 σ の大なる程大きく、$a/h = 0.1$ に於ては僅かに 10% に過ぎず、卽載荷面積の寸法に比して著しく深所にある硬地層の影響は之を無視するも差支へなし。

ハ、軟地層の存在する場合は、F の或値以上は沈下量を減じ、以下は却つて增大す、a/h の著しく小なる時は沈下量に及ぼす影響を無視するを得べし。

(2) 矩形載荷面に一樣なる垂直荷重が作用する場合の沈下量

$2a$ 及 $2b$ を矩形の各一邊の長さとし、$b = na$ とす、其他の記號は (1) に同し、沈下量 W_0, W_1, W_2 を示す式は

$$W_0 = \frac{1-\sigma^2}{E} p_0 a S_0 \quad \cdots\cdots(4)$$

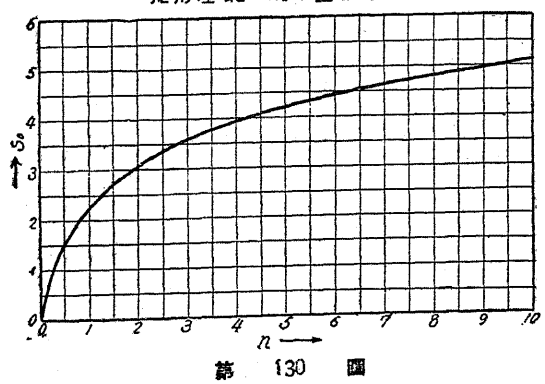
$$W_1 = \frac{1-\sigma^2}{E} p_0 a S_0 (1-S_3) \quad \cdots\cdots(5)$$

$$W_2 = \frac{1-\sigma^2}{E} p_0 a S_0 (1-S_4) \quad \cdots\cdots(6)$$

上式中 S_0 は矩形の兩邊の長さの比が沈下量に及ぼす影響を示し、S_3 及 S_4 は夫々硬地盤及軟地盤が下層にある場合の沈下量に對する補正値なり、之等の値の計算の結果は

イ、S_0 の値 (兩邊の比が沈下に及ぼす影響)

矩形基礎の沈下量係數 S_0



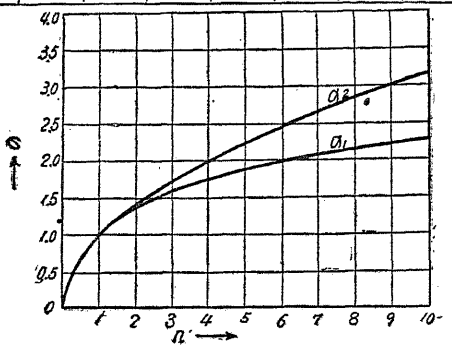
第　130　圖

S_0 と n との關係は乙表と第 130 圖に示す通りである。

更に正方形卽 $n = 1$ なる時の沈下量を 1 とし之に對し n の種々なる値の矩形の沈下量 α_1 を求め、之を沈下量が積載面積の平方根 ($\sqrt{n}$) に比例すと假定し算出したる値 α_2 と比較對照すれば第 131 圖及其下の表の如し。

（乙　表）

n	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	2	3	4	5	7	10
S_0	0	0.83	1.32	1.71	2.00	2.25	3.06	3.57	3.93	4.21	4.63	5.00



第　131　圖

n		0	0.2	0.6	1	2	4	7	10
$\alpha_1 = \frac{S_0}{2.25}$		0	0.37	0.76	1	1.36	1.75	2.06	2.22
$\alpha_2 = \sqrt{n}$		0	0.45	0.77	1	1.41	2.00	2.65	3.16
α_2/α_1			0.21	1.01	1	1.04	1.14	1.29	1.42

□ S_3 及 S_4 の値（硬地盤又は軟地盤が下層にある場合の補正値）

載荷面が正方形の場合（即 $n = 1$）の補正値　　（丙表）

S_3の値（正方形載荷面、硬下層補正値）

a/h		0.1	0.5	0.75	1.00
σ	0	0.07	0.33	0.46	0.57
	0.3	0.08	0.37	0.52	0.63
	0.5	0.10	0.47	0.64	0.76

表中 a は正方形の一邊の長さの $\frac{1}{2}$、h は基礎面より下層異質地盤迄の深さ。

S_4 表に於ける

$$F = 2(1-\sigma^2)\rho_0 g h/E$$

但 ρ_0 は軟地層の密度

g は重力加速度

S_4の値（正方形載荷面、軟下層補正値）

a/h		0.1	0.5	0.75	1.00
F	100	0.07	0.32	0.46	0.58
	50	0.07	0.32	0.45	0.56
	10	0.06	0.27	0.39	0.50
	5	0.05	0.22	0.33	0.43
	2	0.02	0.11	0.19	0.29
	1	−0.02	−0.05	−0.05	−0.02
	0.5	−0.07	−0.30	−0.38	−0.39
	0.2	−0.18	−0.84	−1.17	−1.39
	0.1	−0.29	−1.35	−1.89	−2.31
	0.05	−0.34	−2.15	−3.07	−3.81
	0.02	−0.79	−3.84	−5.56	−6.96
	0.01	−1.13	−5.53	−8.07	−10.36
	0.001	−1.34	−6.52	−9.47	−12.08

本表の結果に依れば正方形の場合の補正値は其の邊と同一半徑の圓の夫れに比し12％大なるに過ぎず、從つて圓の補正値を使用するも $a/h \leq 1$ なる範圍に於ては差支へなし。

載荷面矩形なる場合の補正値　（丁　表）

$n = 2$							$n = 5$					
S_3 の値（硬下層補正値）							S_3 の値（硬下層補正値）					
a/h		0.1	0.5	0.75	1.00	1.25	a/h		0.2	0.5	1.00	1.50
σ	0	0.05	0.25	0.35	0.44	0.52	σ	0	0.08	0.18	0.34	0.48
	0.3	0.06	0.28	0.40	0.51	0.57		0.3	0.09	0.21	0.38	0.53
	0.5	0.08	0.35	0.50	0.61	0.70		0.5	0.11	0.26	0.47	0.64
S_4 の値（軟下層補正値）							S_4 の値（軟下層補正値）					
a/h		0.1	0.5	0.75	1.00	1.25	a/h		0.2	0.5	1.00	1.50
F	100	0.05	0.24	0.35	0.44	0.52	F	100	0.07	0.18	0.33	0.46
	5	0.03	0.17	0.27	0.33	0.40		5	0.05	0.12	0.24	0.34
	1	−0.01	−0.05	−0.05	−0.02	0.02		1	−0.02	−0.04	−0.03	−0.01
	0.1	−0.21	−1.01	−1.45	−1.81	−2.12		0.1	−0.31	−0.75	−1.38	−1.88
	0.05	−0.33	−1.60	−2.32	−2.95	−3.45		0.05	−0.49	−1.19	−2.23	−3.09
	0.01	−0.83	−4.08	−6.01	−7.82	−9.47		0.01	−1.22	−3.02	−5.83	−8.35
	0.001	−0.98	−4.82	−7.08	−9.17	−11.05		0.001	−1.45	−3.57	−6.85	−9.69

表中 a は矩形の短邊の長さの $\frac{1}{2}$、na は矩形の長邊の長さの $\frac{1}{2}$、h 及 F は前表と同じ。

（3）計算例

內務省土木試驗所建物の基礎沈下

基礎面下の赤土層の厚さ 3 m、其の下は相當硬き粘土層なり、實驗の結果基礎面下の赤土の $E = 182\,kg/cm^2$、$\sigma = 0.2$ と求められたり、基礎面積は 853 m^2 にして之れを正方形と看做したる場合の一邊は 29.2 m 即ち $a = 14.6\,m$、$p_0 = 4{,}500\,tg/853 = 5.28\,tg/m^2 = 0.528\,kg/cm^2$ $a/h = 14.6/3 = 4.86$、(5) 式に依り

$$W_1 = \frac{1-\sigma^2}{E} p_0 a S_0 (1-S_3) = \frac{1-0.2^2}{182}$$

$$\times 0.528\times 1.460\times S_0(1-S_3) = 4.1\,S_0(1-S_3)$$

$n=1$ と看做し 甲 表に依り $S_0 = 2.25$, 丙 表に依り $S_3 = 0.85$

$$W_1 = 4.1\times 2.25(1-0.85) = 1.38\,cm$$

實際の地盤につき E 及 σ を試驗し地層の深が判れば上述の計算に依り沈下量を求め得べきも、實際は此の地盤の彈性的沈下の外に基礎面の下敷割栗や根掘の影響もあるから多少此の計算値より大なる沈下を見るべき筈である。

§ 73. 基礎面の形狀、面積並に地質及地層の狀態が基礎の沈下に及ぼす影響

前項に述べた處の沈下量計算法に示す如く、相當彈性的性質を有する地盤にありては、基礎の沈下は基礎面の形狀、面積の大小、荷重の强度、基礎上層地盤（基礎面直下の地層）の力學的性質（彈性係數及ポアソン比）及厚、基礎下層地盤の硬軟及密度等に依つて變化し、之等のファクターが明瞭になれば沈下量も略實用上差支へない程度に算出し得る譯であるが、實際上の問題としては地盤の力學的性質の調査が困難で其の實例が少いのと、實地の地盤が單純一樣でないため、折角の計算法も應用甚だ困難である、將來此の種の調査及計算の實行に努め、實際の結果と比較對照したる多數の成果を得るに至らば、基礎工の設計及施工上重要なる指針を得る譯である、斯樣な次第で未だ數量的には適確に應用し得る場合が少いけれ共、此の計算法に依り立證されたる次の事項は基礎工設計上參考となるべき事柄であるから、重ねて註釋を加へて置く。

イ、一樣なる垂直荷重の作用する、彈性地盤よりなれる基礎中央の沈下量は、圓形及正方形の場合には面積の平方根（卽ち直徑又は邊の長さ）に比例するも矩形の場合には然らず面積の平方根に比例する値よりも小なり、n が 1 に近い場合卽ち正方形に近い形の場合には兩者の差は極めて少い。

前項計算例と同樣な赤土の深い地盤に前項と同樣重量及面積の建築をなす場合の沈下量は

$$W_0 = \frac{1-\sigma^2}{E}\,p_0\,\alpha\,S_0 = \frac{1-0.2^2}{182}\times 0.528\times\alpha\times S_0 = 0.0028\,\alpha\,S_0$$

今基礎面積 $853\,m^2$ の形を $29.2\times 29.2\,m$ の正方形、$20.64\times 41.28\,m$ の矩形、$14.37\times 57.48\,m$ の矩形とする場合の沈下量を比較するに

正方形の場合　$W_0 = 0.0028\times 1.460\times 2.25 = 9.21\,cm$

矩形の場合　$W_0' = 0.0028\times 1.032\times 3.06 = 8.84 = W_0\times 0.96$

$W_0'' = 0.0028\times 718.5\times 3.93 = 7.91 = W_0\times 0.86$

卽ち兩邊の比を 1:1, 1:2, 1:4 と變化することに依つて沈下量は漸減することゝなる。

ロ、小面積の載荷試驗に依つて大面積の地盤の支持力を推定する場合に（イ）に於て示す處の基礎の面積及形狀に因る沈下量の變化を參考とすべきは勿論、尙地中深く藏してをる性質異なる地層の硬軟が沈下量に及ぼす影響を特に注意せねばならぬ。

之は $S_1S_2S_3S_4$ の値の表及圖に依り明かなる如く、下層地盤の性質の變化が沈下量に及ぼす影響は α/h の値に可成り著しく關係し α/h が非常に小となれば殆ど無視し得るも大となるに從ひ益〻影響が著しくなる。故に小面積の載荷試驗に於ては α/h が小であるから主に上層地盤の力學的性質に支配されるが、實際に造るべき大面積の基礎に於ては α/h が大となるから益〻下層地盤の影響が著しくなつて來ることを充分考慮して支持力を判定するを要す。尙硬下層と軟下層と二つの場合に分けて數字的に說明すれば

（1） 硬下層に因る影響

$\sigma = 0.3$ なる彈性地盤上に造られた半徑 $1\,m$, $10\,m$ の圓形基礎面に p_0 なる垂直荷重一樣に作用する場合の中央沈下を夫〻 δ, δ' にて表はす。

（a）地盤が無限の深さ迄一樣なる力學的性質を有する場合は（1）式に依り

$$\delta = \frac{1.82}{E}\,p_0\times 100 = 182\,\frac{p_0}{E}$$

$$\delta' = \frac{1.82}{E}\,p_0\times 1{,}000 = 1{,}820\,\frac{p_0}{E}$$

$$\therefore\quad \delta' = 10\,\delta$$

（b）$10\,m$ なる深さに極めて硬き地層の存在する場合は沈下量に對する補正値 S_1 を甲表に依り求むるに、δ に對しては $\alpha/h = 0.1$ なる故 $S_1 = 0.07$ δ' に對しては $\alpha/h = 1$ なる故 $S_1 = 0.57$ なり、（2）式に依り

$$\delta = \frac{1.82}{E}(1-0.07)\,100p_0 = 169p_0/E$$

$$\delta' = \frac{1.82}{E}(1-0.57)\,1{,}000p_0 = 783p_0/E$$

$$\delta' = 4.6\delta$$

（c）5m の深さに硬地層がある時は前同様の方法に依り

$$\delta = \frac{1.82}{E}(1-0.13)\,100p_0 = 158p_0/E$$

$$\delta' = \frac{1.82}{E}(1-0.81)\,1{,}000p_0 = 346p_0/E$$

$$\delta' = 2.2\delta$$

即ち無限の深さ迄同一の地層である場合には、沈下量は常に基礎面圓徑の半徑に比例し前揭計算例の場合は大圓の沈下量は小圓の沈下量の 10 倍なるも、10m の深さに硬地盤ある時は之が 4.6 倍となり、更に 5m の深さにある時は僅かに 2.2 となる。

（2）　軟下層に因る影響

$2(1-\sigma^2)\rho g/E = 5\times10^{-5}$ なる地盤として前と同樣に半徑 1m 及 10m の圓形基礎に p_0 なる垂直荷重が一樣に作用する場合の沈下量を夫々 δ 及 δ' にて表はせば、

（a）100m なる深さに軟地層のある場合は　$F = 5\times10^{-5}\times10{,}000 = 0.5$ なり、補正値 S_2 は 甲 表に依り δ に對しては　$a/h = 0.01$ なる故殆ど零に等しく、δ' に對しては　$a/h = 0.1$ なる故 -0.06 なり、（3）式に依つて

$$\delta = \frac{2(1-\sigma^2)}{E}100p_0$$

$$\delta' = \frac{2(1-\sigma^2)}{E}(1+0.06)1{,}000p_0 = \frac{2(1-\sigma^2)}{E}1{,}060p_0$$

$$\delta' = 10.6\delta$$

（b）10m の深さに軟地層のある場合は　$F = 0.05$ なり、補正値 S_2 は δ に對しては $a/h = 0.1$, $S_2 = -0.40$, δ' に對しては　$a/h = 1$　$S_2 = -3.49$ となる。

$$\delta = \frac{2(1-\sigma^2)}{E}(1+0.4)100p_0 = \frac{2(1-\sigma^2)}{E}140p_0$$

$$\delta' = \frac{2(1-\sigma^2)}{E}(1+3.49)1{,}000p_0 = \frac{2(1-\sigma^2)}{E}4{,}490p_0$$

$$\delta' = 32\delta$$

即 100m の深さにある軟地層のため δ'/δ の比が 10 より 10.6 に變り、10m の深さにある場合は 32 に增加す。

§ 74. 地盤の許容支持力 (Allowable bearing power) の判定

築造物の基礎面に依つて地盤に分布さるゝ荷重を徐々に增加すれば地盤の沈下も亦徐々に加はつて、荷重が或限界を超ゆる時は急速なる沈下を生じ地盤は全く陷沒し、夫れ以上荷重を加へ得ざる狀態となる、此の限界荷重を地盤の**限界支持力又は單に支持力**と稱へて居る、小面積に對する限界支持力强度は載荷試驗に依つて知り得るが、偖て實際の築造物の基礎地盤面に對して何程の支持力を許容し得るかといふに、之は種々雜多な事項が關係して極めて複雜な難問題である。

此の**許容支持力**の判定の當否は築造物の安危に係はるのみならず、工費經濟上に影響大なる重要問題であるから、充分愼重に檢討考察して判定すべきである、然し實際の場合地盤は多種多樣で之れが緻密な檢討資料を得る事は甚だ困難であり、且地盤の力學的性質についての理論や實驗に關する研究が未だ充分でないから、適確な法則に依つて之れを決定することは出來ない、結局今日の處では地盤に關し前項に述べ來つた各種の調査及檢討の成果と既往の經驗とを參考として設計者に於て適當と推定する安全率を見込んで判定して居るのである。

玆に許容支持力を判定する場合に特に注意すべき事項を概括的に列擧すれば

イ、基礎の一樣なる沈下は築造物の破壞原因とはならない、從つて實用上差支へない範圍の一樣なる沈下は許容し得るのであるから、基礎地盤の全面積が全く一樣な地質狀態であることを確認し得た場合は安全率を緩和して比較的限界支持力に近い許容支持力を採用し得るが、之に反し地質變化の甚しいものになる程安全率を大にして不均等沈下に因る損害を免れねばならぬ、堅硬にして水平な基層上に在る等質の砂層や壤塡層は比較的信賴し得るも砂礫及粘土の互層に對しては特に警戒を要する。

ロ、基礎面の形狀、大小並に下層異質地盤の影響を考慮に入れることが大切である。

ハ、軟粘土、泥炭等の如き壓縮並に側方脹れ出し沈下の危險性に富む地盤に於ては、基礎面の根入れ深及其許容支持力判定については經驗と理論と兩方面から特に愼重に檢討するを要す、杭打又は井筒基礎根入以下に尙厚き軟弱層ある場合は（假令良好なる砂礫層が介在して其下に軟層があつても、良質層の厚が充分でない場合は）最も警戒を要する地盤である。

ニ、輕重の變化著しく且頻繁なる荷重、基礎工及其底面に振動を傳へ易き構造、連續せる一體の築造物の基礎の各部の不均等なる沈下等は基礎の安定上忌むべきであるから、之を避ける方策を講ぜねばならぬが、已むを得ざる場合は之等の事項についても地盤支持力の許容程度を關連考慮する必要がある。

ホ、無鉸橋、混凝土連續桁等の如く基礎の些少の不均等沈下が直ちに其構造に惡影響を及ぼす場合と、單桁橋の基礎の如く些少の沈下は實用上支障ない場合とは地盤支持力の許容程度に幾分の差を設けて可い。

ヘ、鑽孔及載荷試驗の結果に依る地盤支持力の鑑定は何れも實際と或程度の誤差を免れない、普通の場合は鑽孔の方確實性が少いだけ安全率を充分に見込む必要がある。

ト、鑽孔でも載荷試驗でも適確に問題の地點を代表し得るものを參考とせねばならぬ、又特に複雜なる地形地質の場所では之等の調査を細密に行ひ、實際と參考資料との差異のため不慮の失敗を招かぬ樣に注意せねばならぬ。

チ、既往の經驗、實例等を參考とする場合は凡ての比較資料を詳らかにして考察しないと思はぬ失敗を招くことがある。

リ、各種の支持力計算法に依る結果を參考とすることは必要であるが、夫れ等は凡て種々の假定を置いて出來たものであるから、過信の弊に陷らぬ樣に注意を要す。

ヌ、各種地盤の特質に就ては以下各項に述ぶる事項を參照すべし。

§75. 各種地盤の許容支持力

各種基礎地盤の許容支持力の概念を得るため次表を掲げて置く、其質の硬軟、粗密、混合狀態、含水狀態、裂層節理の有無、地表よりの深度、地層の厚薄、等に依つて支持力や其恒久性に大差あるは勿論で、實際の場合には夫々實地調査が必要である、尙重要なる基礎工にあつては專門地質學的考査をも必要とする。

地盤の許容支持力表（tg/m^2）　第62表

地盤の種類	許容支持力
天然の硬質岩盤	500（tg/m^2）
硬岩（硬質切石として使用し得る程度）	300～400
中硬岩（上等煉瓦程度の硬度）	180～240
軟岩（並煉瓦程度の硬度）	60～120
膠着せる砂利及粗砂	60～80
固き粘土及膠着せる粗砂	40～60
乾燥せる粘土	30～40
乾燥せる砂層（清淨なるもの）	20～40
眞土（水分少きもの）及砂質粘土	10～20
眞土及粘土（水分多きもの）	5～10

§76. 岩石層

岩石層は最良の基礎地盤である、普通の場合は其表面を若干切り均し基礎工を直接施工して差支へない、水密を要する堰堤、洗掘の虞ある橋脚等の基礎にあつては水密又は洗掘に備ふるため特別の考慮を要するは勿論である。

花崗岩（Granite）、安山岩（Andesite）、砂岩（Sand stone）、等の固いものは支持力も水の侵蝕に對する耐力も充分であるが、軟石灰岩（Soft Limestone）、凝灰岩（Tuff）集塊岩（Agglomerate）、礫岩（Conglomerate）、頁岩（Shale）等の軟岩に屬するものは支持力も劣り、且永年の間には水の浸蝕、乾濕に因る風化作用を受ける虞があるから、之に對し實地の狀況に從ひ相當根入を深くする必要がある。

基礎としての岩石層の必要なる厚さは支持すべき荷重强度及水の浸蝕作用等に依り變化するが、普通の場合は3m以上あれば信賴することが出來る。

基礎岩石層の缺點として調査上特に注意すべき事項を擧ぐれば

イ、滑肌面を有する斜層の有無、其方向、湧水狀態

ロ、脆弱なる土砂層、節理多き岩層等の介在

ハ、甚しき裂目、湧水層、含水層の有無及其狀態

之等の缺點は支持力の恒久性を脅やかす虞あるのみならず、往々之がため破壞の憂目に逢着することがあるから、此種の地盤を避けるが最良策である、止むを得ず之に基礎工を設くる場合には其缺點を除去するか、或は完全に補足するだけの工法を採らねばならぬ。

岩石層の許容支持力は其供試體の破壞强度 (Crushing strength) の $\frac{1}{10}$ とすると述べて居る人もある、之も一つの標準であるが、要は其岩石層の實狀の良否にあるから、夫れを明瞭にし充分安全を保證し得る程度に安全率を決定せねばならぬ。

§77. 粘土層

粘土層は適度な濕度を保てば所謂堅粘土層として軟岩や膠着せる砂利層に次ぐ支持力を有するものであるが、水分が多くなると粘性を帶び荷重の加はるに從ひ其周圍に食み出し沈下する缺點がある、又地表に於て日光の直射を受けると乾燥し過て龜裂を生じ、之に雨水が浸入して部分的に水分過多なる軟弱地盤となり、不均等沈下をなす虞がある、水分の多き粘土層は凍結のため持上り、基礎工破壞の原因となることもある、之等の危險を防ぐためには構造物の基礎面を地表より相當深く根入れして、且基礎地盤に水の集まらぬ樣排水施設をすることが最も必要である。

傾斜せる岩盤面に乘つてをる粘土層は岩盤上に集まる水のために溶けた粘土を滑材として滑り易い狀態となり、夫れに築造物の荷重が加はると土動を初める虞がある、又夫れと同じ理由で粘土層の上を掩ふてをる土砂層が滑ることもある。

上述の如く基礎地盤としての粘土層は確實性と恒久性に缺ぐる場合があるから周到な考察を加へて許容支持力を定める必要がある、比較的乾燥狀態の 3m 以上の硬粘土層は 40～60 $tg./m^2$ の許容支持力を認め得るが、之に水が浸入して飽水狀態となれば 20 $tg./m^2$ 以下となる。

粘土層は其成因及其時代に依つて硬軟の度が大體區別される、卽河の氾濫地で出來た河筋粘土、海湖水底に生成した深水產粘土、河岸近くの微粒砂を含む泥土層の多くは未だ水分多量で壓密作用を受けて居ないから軟粘土又は中粘土に屬し許容支持力も 20 $tg.$ 以下である、第三紀層以前の地層にあるものは多く硬粘土で 40 $tg./m^2$ 以上の許容支持力を有するものもある。

§78. 砂及砂利層

砂及砂利層の厚 3m 以上のものは概して良好なる基礎地盤である、水分の多寡に依つて幾分の物理的性質の變化を免れないが粘土の樣な激變はない。

固結したる砂及砂利の厚層は 40～80 $tg./m^2$ の許容支持力を有する、荒砂の固結しないもの丶厚層は幾分の沈下は免れないが確實なる基礎である、20～40 $tg./m^2$ の許容支持力を見込み得る、微細な流砂浮砂と稱する固結しない層は基礎として最も不良な砂層で、10 $tg./m^2$ 內外の許容支持力である、些少の沈下を許し得る築造物は直接此地盤に基礎を造つて差支へないが、然らざるものは杭打の必要がある、之等の砂及砂利層の內でも粘土や眞土の少量を交へて固結したものは良好であるが過度に包含すると次第に弱くなり、夫れに水分が多くなれば尙悪くなる。

細砂及微細砂の層は其壓密度に依つて支持力が特に甚しく變化する、良く引締つた層は杭打も困難であるが、弛緩した堆成層し多量の過飽和水を保有して居る深い砂層に於ては 10m 以上の杭を容易に打込み得るものがある、此種の弛緩せる細砂層は地震、地下水位の變化、杭打作業其他の震動に因つて容易に搖り込まれて沈下するから、此種の層の存在に對しては特別の注意を拂はねばならぬ、深い細砂層に沈設したる混凝土井筒基礎に實際の荷重の 2 倍以上の試驗荷重を 1 箇月以上載せて置き、沈下なきを認めたる後之を取除き上部構造を築造完了したものが數年後に至り約 10 cm 沈下をなした實例がある、此原因は地下水位の變化か或は地震動の媒介に依り軟砂層が壓密されたものと認められる。

此種の細砂軟層の許容支持力は必ず載荷試驗又は杭打試驗に依つて推定する必要がある、勿論深さ及壓密度に依つて相違するが普通の場合は 10 $tg./m^2$ 內外である。

細砂層の砂粒間に泥土や水分を多量に含んで來る程流動性を帶びて最惡なものとなるから必ず杭打其他適當な加工を要する。

一般に砂及砂利層は水流の洗掘に對する抵抗が弱いから之に接する場所では適當な保護工が必要である、又工事施行中湧水のため作業上の困難を伴ふのが普通である、此場合、喞筒排水作業に依り水と共に砂を吸ひ出し地盤を弛めぬ樣注意を要す、細砂層又は細砂交り層に於ては特に其憂ひが多い。

§ 79. 純砂層と粘土層との相異性

基礎地盤の支持力を左右する物理的性質の主なるものは之を組成する粒子の密度、各粒子間の凝集力、摩擦力、及透水度の四つである、而して此四因子は相互關連するものと考へられる。

純砂層は凝集力皆無で摩擦力と透水度の大なる極端な種類に屬し、粘土層は其反對の極端な種類に屬するのである、兩者の沈下及支持力に關する相異性を比較すれば

イ、載荷面積に因る限界支持力强度の變化を理論的に述ぶれば、凝集力のない純砂層に於ては載荷面の直徑に比例して增減するが、粘土層に於ては稍複雜である、卽地盤內部に於て凝集力が摩擦力に比して荷重に對する抵抗の役割を多く負擔する程載荷面積の支持力に及ぼす影響が少くなる。

ロ、載荷に因る地盤の變形は、純砂層に於ては主として垂直變形（卽沈下）である餘程の强荷重であつても側方變形（側方脹れ出し）は少い、又沈下變形の發生は載荷直後に殆ど最大値に達し、其後の沈下は極めて少い、卽普通の場合には彈性餘動が實際上ないと見て差支へない。

水分を包含する粘土層に於ては、載荷量の增加に伴ひ側方變形を生じ易い、沈下變形の發生は載荷直後に於て或程度迄起るが、殘餘は長い時間を經過して完了する、卽彈性餘動は長期に亙るものである、此現象は粘土の透水度が小なることに歸因する、土粒の間隙に存在する水分が載荷の壓迫に依つて押出され、密度を增すに從つて沈下を來たすのであるが、粘土の微細な土粒分子間の水は密度を增すに從つて益々逃逸困難となるがため沈下の進行に長い時間を要する譯である、

テルサギー氏は或種の土質について其密度透水度等の實驗値を基礎として理論的計算を行ひ彈性餘動の期間が數十年の長期に亙ることを說明して居る、又吾々が實際築造物について經驗した處に依つても軟粘土層に直接基礎を置いたもの、又は荷重に依る壓密作用の及ぶ範圍に軟粘土層の存在するものにあつては十數年後に於て尙沈下を認め得るは事實である、之は水分逃逸に時間を要すると云ふ理由の外には適當な說明がない。

ハ、支持力に及ぼす水の影響、地盤の含水度が其支持力に及ぼす影響は、砂層に於ては餘り甚しくないが、粘土層は著しい變化を來たす。

密度の小なる浮砂層の基礎地盤に於ては地下水位の反覆昇降のために部分的緊縮沈下を生じ、之が急激に全基礎面下に及ぼして遂に突然沈下を生じた實例が稀にある、假令輕い荷重であつても地下水位變化の虞ある場所に於て緊硬度の惡い砂地の場合は此點に注意を要する。

粘土は水に飽和されて泥土の狀態となれば支持力は極めて小となり、次第に水分を去つて軟粘土の狀態となり、乾燥固結粘土となつて支持力最大となるは周知の事實である。

§ 80. 砂と粘土との交互層

此種の層は多く河川の淺水部に生成する所謂淺水堆積層で、水成作用の狀勢に依つて純砂層と純粘土層との層界確然たるものと、又砂質粘土、砂質泥土等の介在せるものとがある、何れにしても生成新しく緊硬度不足なることが第一の缺點である、荷重壓力に依り粘土層の過剩水分の逃逸が砂層を通して容易に行はれるため沈下量が大きくなることが第二の缺點である、各互層の厚薄があるため不均等な複雜な沈下が生じ易いことが第三の缺點である、含砂量、含水量、土粒の係、壓密度等の變化が兎角有勝ちなため支持力の均一を望み難きことが第四の缺點である。

此種の地盤は大河川の沿岸平地に擴がり、實際に最も多く遭遇するものであるが、如上の缺點があるのみならず、假令緻密な地質調査を行ふても尙實際に於て豫想以上の不良なる變化を生ずる懸念が濃厚であるから、載荷試驗の結果に對し

ても他の均等性地盤より安全率を充分に採らねばならぬ。

此の種の互層の根掘工事中に於て粘土層の下側の透水砂層内にある可なり水頭を有する水が、粘土層の掘鑿又は杭打等の動機より粘土層を噴き抜いて噴水穴を作り、盛んに細砂、泥土と共に流出することは屢々遭遇する現象である、之を放任する時は其周圍の基礎地盤を弛緩して恐るべき缺陷を生ずることゝなる、其影響は著しき場合は數十米の範圍に及ぶこともある、之が對策としては噴出水勢が比較的弱勢であつて粘土層の他の部分に地下水壓のため噴き抜かれる憂ひのない場合は、噴水口を粘土、鐵板等にて壓塞し何處迄も重壓を加へて工事を遂行することもあるが、多くの場合此壓迫法は成功困難である、之がため新たに噴水口を生じ地盤を攪亂することゝなり、却つて拾收すべからざる缺陷を誘起するから餘程の自信を有する場合の外は決して採るべき方法でない、安全確實な方法としては靜水狀態となる迄水を溜めて水中基礎工を施行するか、或は噴出孔を中心として濾過層を設け土砂の流出を阻止し、水だけ靜かに流出せしむるが良策である。

§81. 土砂の支持力

實際の土木工事に於ては純砂層又は純粘土層よりも兩者混合の地盤に最も多く遭遇する、普通に土と稱するものゝ多くは此混合物であつて、其物理的性質は兩者の含有量に應じて兩者の特性を發揮して居る、通常砂質粘土、泥土交り細砂、眞土等の稱呼を用ゐて砂、細土、粘土及び水の混合狀態の大勢を言ひ表はして居るが、夫等の混合狀態及比率は場所毎に幾分かの相違がある、尙夫等の壓密度、透水度、成層狀態等土の物理的性質を左右する諸因子を考ふる時は土の支持力は場所に依り千差萬別と云はねばならぬ、之等多數の錯雜せる因子の總てを土質力學的に精細に調査し、夫れを資料として支持力を判定することは基礎地盤の研究上極めて有益であるが、今日では未だ土木應用土質力學が充分に發達して居ないのと、又夫れ等の檢討資料を得ることが實際問題として困難なため、多くの場合は載荷試驗、杭打試驗及ボーリングの結果を參考として經驗に富める技術者の下したる判定に倚頼するより他に良策なき實狀である、尙此の場合實際の土に對し

各種の假定を設けて到達せる土壓理論に基く支持力計算を判定の資料とするは勿論有益である。

§82. 土の支持力計算

土の許容支持力推察の資料として種々の計算が用ゐられ、其方法の主なるものを次に掲げるが、玆に特に斷はつて置かねばならぬことは、之等の計算法は之を案出した論據の範圍に於てのみ信頼し得ることである、卽其論據の範圍に正確に當て嵌まる實例があれば其計算の結果を實地に應用するに何等逡巡する必要はないが、多くの場合に計算理論に類似するものはあつても完全に一致する土砂はないのであるから、計算の結果を過信せぬ樣注意すべきである。

(1) ランキン氏土壓理論に依る支持力計算法

$$p = wy\left(\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\right)^2 = wy\tan^4\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right) \quad \cdots\cdots\cdots(1)$$

p は地表より y なる深さに於て地盤の單位面積上の支持力

w は土の單重量、φ は土の息角

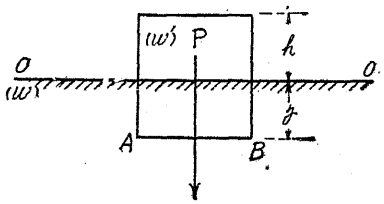
此式は土の粘着力と凝集力とを無視したものであるから、實際には此式に示すより以上の重い荷重を支へ得る實例もあり得る譯である、然し乍ら (1) 式の支持力は全く土の息角 φ に依頼して居るのであつて、若し息角が含水狀態其他の原因で變化すれば夫れだけ支持力も增減することは勿論であるから、此計算に採用する息角 φ の値は實際の地盤に於て起り得る最惡の場合を豫想して置く必要がある、各種土質の息角重量等を示せば

土砂の息角及重量表　第63表

土質		息角 (φ)	摩擦係數 ($\tan\varphi$)	重量 ($w\,kg/m^3$)
眞土	乾	20°～40°	0.36～0.84	1,300～1,600
	濕	30°～45°	0.58～1.00	1,400～1,700
	飽和	14°～27°	0.25～0.51	1,500～1,800
粘土	乾	20°～37°	0.36～0.75	1,200～1,700
	濕	40°～45°	0.84～1.00	1,700～1,800
	飽和	14°～20°	0.25～0.36	1,800～1,900

砂	乾	27°～40°	0.51～0.84	1,500～1,700
	湿	30°～45°	0.58～1.00	1,700～1,800
	飽和	20°～30°	0.36～0.58	1,800～2,000
砂利	乾	30°～45°	0.58～1.00	1,600～1,800
	湿	27°～40°	0.51～0.84	1,700～1,800
	飽和	25°～30°	0.47～0.58	1,800～1,900

例 o—o 地盤面より高さ h の混凝土柱を造る場合に根掘 y を何米とすれば丁度平衡を保ち得るかを求む、但し築造物の垂直面と土の摩擦力粘着力並に土粒間の凝集力を無視す。



第 132 圖

荷重に依り AB 面上に來る最大壓力度 $p' = w'(h+y)$ は同面下の地盤の支持力强度

$$p = wy\left(\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\right)^2 \text{ に等し、依つて}$$

$$w'(h+y) = wy\left(\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\right)^2$$

$$\therefore \quad y = \frac{w'h}{w\left(\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\right)^2 - w'}$$

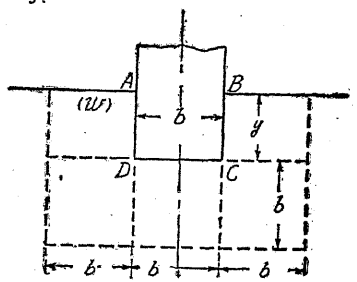
土の重さ $w = 1{,}790\,kg/m^3$, 土の息角 $\varphi = 30°$ $w' = 2{,}400\,kg/m^3$, $h = 10\,m$ とすれば

$$y = \frac{2{,}400\times10}{1{,}790\times3-2{,}400} \fallingdotseq 1.8\,m$$

此場合　$p = 1{,}790\times1.8\times3^2 = 28{,}800\,kg/m^2$

$p' = 2{,}400\times(10+1.8) \fallingdotseq 28{,}800\,kg/m^2$

實際の設計に於て此計算法に依る場合は安全率を 2 乃至 3 に採るを普通とす即許容支持力 $= \frac{p}{2\sim3}$ とする、又此理論の當て嵌まる樣な半流動體の地盤に於ては杭打を行ふが普通である。



第 133 圖

（2）純砂層の支持力計算

w = 砂の單位重量 = 1.5～2.0 tg/m^3

$$c = \tan^4\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right) = 7.2 \quad (\varphi = 27°)$$
$$= 34.2 \quad (\varphi = 45°)$$

b = 築造物の基礎の幅又は直徑 (m)

p = 基礎面に於ける限界荷重强度 ($tg./m^2$)

$$p \fallingdotseq wcb\left(1+\frac{y}{b}\right) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

$$= 1.5\times7.2\times(b+y) = 10.8(b+y)\cdots\cdots(\text{但 } w = 1.5 \quad \varphi = 27°)$$

$$= 1.8\times34.2\times(b+y) = 62.0(b+y)\cdots\cdots(\text{但 } w = 1.8 \quad \varphi = 45°)$$

此算式は DC 面に來る荷重に因つて其下方 b なる深さの砂體に傳へらるゝ水平力に對し、其兩側 b なる幅の砂體に受働土壓力を生じ、此兩者が相平衡するものとして誘導したる結果を簡單化せるものなり、但し土壓力はランキン氏に從つた。

（2）式は地下水に基く浮力を考慮せず、地下水が地表面迄上昇し浮力が完全に働いて來れば、砂の支持力は夫れだけ減少する、卽（2）式の w の代りに水中に於ける砂の重さ $w_1 = w-(1-v)$ を適用することゝなる、(v は空隙率)

（3）粘土の支持力計算　　粘土は普通多量の水を保有し且透水度極めて小なるため、荷重に依つて生ずる壓密作用は極めて緩慢に長時日を經て結果を表はすことは前に述べた通りである、此ため急激に短時間に荷重を加ふるときは、不相應に支持力ある如く見ゆれ共、永久工作物の場合には此種の一時的支持力を標準として許容支持力を定める譯には行かないから、玆には先づ永久的と看做し得る限界支持力の計算式を揭げる、記號は（2）の場合と同じ。

$$p \fallingdotseq wbc\left(1+\frac{y}{2b}\right) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(3)$$

$\varphi = 14°$, $w = 1.8\,tg/m^3$, $c = \tan^4\left(45°+\frac{14}{2}\right) = 2.7$ とせば

$$p \fallingdotseq 1.8\times2.7b\left(1+\frac{y}{2b}\right) = 4.9\left(b+\frac{y}{2}\right)$$

第三節　基礎工一般

§ 83. 基礎工設計要領

基礎工を設計するに當ては、先づ事情の許す限り良好なる地盤を選定すべきである、基礎工の位置が定まれば前節に述べた處に據り地盤の許容支持力を愼重に判定し、一面に築造物の基礎面に來る荷重及其性質を討究して、確實で經濟な基礎工を案出すべきである。

基礎面の深さ、形狀等は其何れの部分に生ずる荷重强度 (Intensity of load) をも永久に許容支持力以内たらしむべく考案することが築造物の安定上必要條件であるが、地盤の支持力のみを頼りにして基礎面の深さ及面積を增すことは工費の增加に耐へられないのみならず、諸種の事情で無制限に之を許さぬ場合が多いから、地盤に加工して其支持力を增加する工法を採るのである、卽經濟上又は他の必要から基礎の深及面積增大の工法と地盤の支持力增加工法とを適當に選擇按配することが設計上苦心を要する點である、之等の方法に關して以下順を追ふて述べることゝする。

§84. 基礎地盤の選擇

築造物の位置は土地利用其他の都合で定まる場合が多いのであるが、事情の許す限り良好なる地盤を選定する方が築造物の安定にも亦工費節約の爲めにも得策なるは勿論である、次に基礎地盤選定上特に注意を拂ふべき事項を揭げる。

イ、地質及支持力の調査を粗略にしてはならぬ、重要築造物に於ては殊に詳細正確を期する必要がある。

ロ、軟粘土、泥土、泥土交り、細砂泥炭等の厚い層は最も忌避すべきである、此種の地盤に於て重要築造物の絕對安全を期することは最も困難である、重荷重の築造物を此種地盤に築造する場合に些少の沈下をも絕無ならしむることは殆ど不可能かと思はれる、又基礎の安定を得るためには基礎面を廣くすること、深くすること、長大なる地杭を使用すること、深い井筒基礎を作ること等の方法を講じて居るが、之等は何れも著しく多額の工費を要するものである。

ハ、一個體の築造物の基礎地盤は等質で支持力均等なるを可とす、一部盛土一部切土、一部砂、一部粘土、一部岩盤、一部土砂等の異質組合はせ、又は砂、砂利、粘土、泥土等の硬軟厚薄變化甚しき交互層の基礎地盤に於ては餘程周到な注意の下に設計施工しても兎角完璧を期し難い、重要工作物で完成後不均等沈下のため事故を生じたものは此種の地盤に最も多し。

ニ、湧水の烈しい地層を掘鑿して基礎工を築造することは施工上困難多く費用も從つて嵩むことを豫期せねばならぬ、又不良なる地盤に於ては水替作業のため基礎地盤の弛緩甚しく水替を續行出來ない狀態となり、遂に多額の作業費を要する水中基礎工法を採用するの止むを得ざるに至るものもある。

ホ、地下潛流、地下水位變化（潮差大なる附近地の如き）の烈しい地盤に基礎を築造する場合は、其流動水の作用で地層中の土砂微細粒の移動を生じ、長日月の間に地盤の弛みを生ずる憂ひあり、泥交り細砂層に於て此心配最も多く、之に對する防禦工法としては根入を深くすること、透水濾過層を特に作ること、鐵矢板を繞らすこと等である。

ヘ、地盤中に埋藏して居る埋木、轉石、其他の障害物のため杭打、井筒下げ等の作業を著しく妨げらるゝことあり、事情の許す限り之を避けるが得策である。

ト、重要なる工事の場合は懸案の各種地盤に對し夫々適當と認むる工法を案出し、夫等諸案につき施工上、保安上、並に經濟上の得失を用意周到に比較考察して最良地點を選擇する樣努むべきである。

§85. 基礎工の根入

一般に基礎工の下面を地中深く入れることは單に之に依つて地盤の支持力を增す目的のみでない、地震動の影響、隣接地掘鑿の脅威、其他地表水の浸入等築造物の支持力に及ぼす凡ての惡影響を輕減するため有效である、故に土質が同一の場合は根入が深い程基礎の安定度は增加し且恒久的になる、重要築造物に對し多額の費用を投じて深處に基礎面を築設するのは此理由に基くのである。

基礎工下面の根入深の程度を定めるために考慮すべき事項を列擧すれば

イ、地盤の支持力を得るための根入については前節に述べた通りである。

ロ、隣接地に於て普通に豫想さるべき基礎工事其他の掘鑿面迄は少くとも根入するを要す、重要なるものは夫れ以上充分に根入の必要がある。

ハ、地盤凍結の害を受けない程度の根入が必要である、凍結被害の程度は氣

候、地質、含水量等に依つて異る、近畿、中國、四國、九州方面では地表より 1 m 以上に及ぶことなく、北海道の酷寒の場所でも地下 1.8 m に及ぶ事は稀である多量の水を包含する粘土層の凍結の場合の地盤扛上力は最も恐るべきものである。

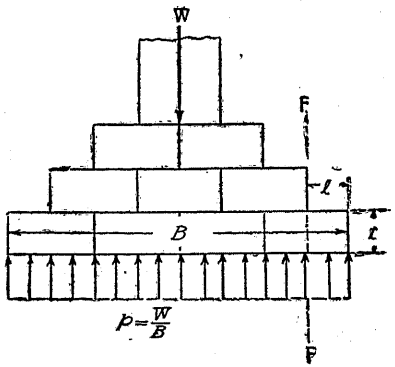
ニ、水流に依り洗掘を受くる場所に於ては其最大限度の洗掘を受けた場合に尙支持力の不足を來たさない程度の根入を必要とする。

ホ、軟弱なる沖積層に於ては地震の破壞作用を輕減するため根入を深くする必要がある、軟弱地盤の振動の影響は一般に地表に近い程烈しいからである、東京大阪の下町の如き軟弱なる泥土細砂層に於ては、假令地杭の支持力に依り全荷重を支持し得る場合であつても、重要なる建築物の基礎面は附近一般の地盤面より 3 m 以上の深さに置くを普通とする。

§86. 基礎面の擴大法

築造物の重さは柱又は壁に依つて地盤に傳へられるのであるが、之を支ふる基礎地盤の支持力が柱又は壁自體の斷面積だけでは不足する場合、並に柱又は壁の轉倒に對する安定上必要ある場合に基礎面を擴大する必要を生じて來る、之等の目的を以て行ふ基礎面の擴大は普通フーチングと稱する工法に依り、稀にインバート・アーチと稱する工法を採用することもある。

フーチング (Footing) とは壁又は柱の垂直面より前後左右に出張りたる基礎石工層を意味するのである、階段形になつてをるもの所謂ステツプ・フーチング、鐵筋混凝土床板を使用するもの、木材又はIビームを使用するもの等がある此內鐵筋混凝土床板は構造上有利であるため近來最も多く使用されて居る、何れの場合でもフーチングは壁又は柱の本體と固着して、荷重其他の外力に對し完全に一體として働くことが必要條件である。



第 134 圖

インバート・アーチ (Invert arch)

はピーヤ又はアバツトメントの間に用ゐて夫等の荷重を全徑間下の地盤に分布するものである。

§87. フーチング

石材、混凝土、煉瓦等のメーソンリー・フーチング (Masonry footing) の耐力の計算は普通の場合に於ては基礎面に生ずる反力の最大なるものを荷重とし一端固定桁として行ふ、此場合フーチング上の土の重さは無視して差支へない。

第134圖に示す $F\sim F$ 斷面に於て反力 p の彎曲率を求め、之を $F\sim F$ 斷面の抵抗力率に等しいと置けば

$$\frac{pl^2}{2}=\frac{\sigma t^2}{6}\quad 即\quad l=t\sqrt{\frac{\sigma}{3p}}$$

但 σ はメーソンリーの許容彎曲應力

l をフーチング・コースのオフセツトと稱してをる、普通の場合のオフセツトをフーチング・コースの厚 t にて表はせば

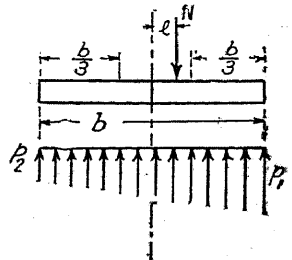
フーチングの表　第 64 表

種別	許容强度 σ (kg/cm^2)	$l\div t$ 但反力 p (tg/m^2)		
		1.0 の場合	1.5 の場合	2.0 の場合
花崗岩	13.0	2.1	1.7	1.5
石灰岩	11.0	1.9	1.6	1.4
砂岩	9.0	1.7	1.4	1.2
安山岩	10.0	1.8	1.5	1.3
上等煉瓦	11.0	1.9	1.6	1.4
普通煉瓦	6.0	1.4	1.1	1.0
混凝土(1:2:4)	2.0	0.8	0.7	0.5
同 (1:3:6)	1.5	0.7	0.6	0.5

$F\sim F$ 斷面の剪斷については普通の場合は計算の必要ない。

荷重基礎面に等布されざる場合卽偏心荷重の場合は其最大反力を求めて之を等布荷重と看做し上式に依り計算する、偏心荷重と反力の關係は

$$p_1=\frac{N}{F}\left(1+\frac{6e}{b}\right)$$



第 135 圖

$$p_2 = \frac{N}{F}\left(1 - \frac{6e}{b}\right)$$

F = 基礎面積、b = 基礎面の幅、$e = \frac{b}{6}$ の場合 $p_2 = 0$

例 B 點に於て B M. を求むれば力の平衡條件に依つて

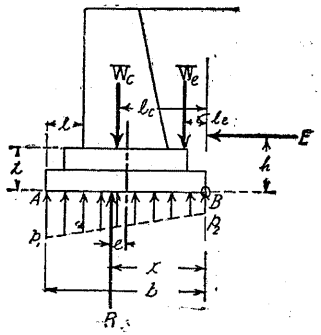
$$R = W_c + W_e$$

$$R_x = Eh + W_c l_c + W_e l_e$$

$$x = \frac{1}{R}(Eh + W_c l_c + W_e l_e)$$

$$e = x - \frac{b}{2}$$

故に $p_1 = \frac{R}{b}\left(1 + \frac{6e}{b}\right)$, $t = l\sqrt{\frac{3p_1}{\sigma}}$



第 136 圖

§ 88. 鐵筋混凝土フーチング

軟弱地盤に於ては壁又は柱の基礎面を著しく擴大する必要があるため鐵筋混凝土のフーチングを使用する、其擴大甚しきものを Spread foundation と稱して居る、純石工より柱、壁等の自體の容積を節減し得るがため工費經濟となる。

普通に使用せらるゝフーチングの型式に二樣がある、卽一つは連續せる壁の基礎に於て前後兩側二方向に突桁となれるもの、他の一つは柱の基礎に於て之を中心として四方に突桁として放射せるものである、前者を Wall footing 後者を Column footing と稱して居る。

（1）ウオール・フーチング　此フーチングの計算は壁に固着せる突桁として前項に述べたと同樣の方法に依つて差支へない、設計及施工上の注意を列擧すれば

イ、築造物の用途目的及其四圍の狀態に依つては單に壁に來る垂直荷重のみならず、地震動、土壓其他の原因に基く凡ての應力に付て考察し、必要に應じて力學的解說を行ひ適當に鐵筋を配置する。

ロ、フーチングは桁としては割合に短いのが普通である、從つて剪力の方が比較的大であるから混凝土に生ずる應剪力は 1:2:4 配合で 2.8 kg/cm^2 以內とし

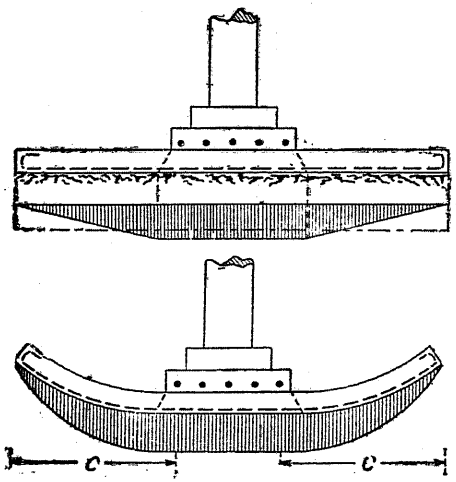
垂直並に筋違肋筋を充分に入れることを特に注意する必要がある、高度の應剪力に基く筋違張應力のため破壞した實例がある。

ハ、フーチングは一般に厚さの割合に長さが短いから特に鐵筋と混凝土との附着應力に就いて考査を要す、若し過度の附着應力が生ずるならば徑の小なるものを使用し又は鐵筋末端の曲げ込みを完全にして滑脫を防ぐ方法を講ぜねばならぬ。

ニ、フーチングの下側の抗張鐵筋に對して必要なる被覆混凝土厚 5～7 cm を正確に保たしめることを注意すべし、地盤面を均し小砂利敷均しだけでは此必要なる混凝土被覆厚を完全に保つこと困難であるから、必要厚以上に 3 cm 位餘裕を見込むべきである、大切な工事ではフーチング・コースの下敷混凝土厚 10～15 cm を使用して其上に鐵筋を正確に組立てる方法を採つて居る。

ホ、フーチング混凝土の施工は根掘地盤に接觸して行ふもので、其烈しい作業のため鐵筋の位置を正確に保つことが困難であるから、配列用鐵筋を充分に使用し組立終つた場合に一つの結構となる樣堅固に緊結する必要がある。

ヘ、深い狹い根掘の中で湧水の烈しい難工事を行ふ場合には、複雜な鐵筋配置を採用するは工事を遲延し施工を困難ならしむるから得策でない、斯かる場合には寧ろフーチングの厚を增し鐵筋を簡單にするを可とする。

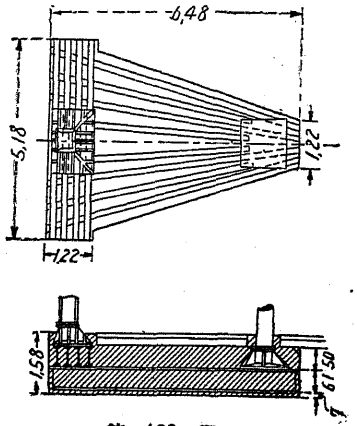


第 137 圖

（2）コラムン・フーチング

其平面の形は四角形が最も多く用ゐられて居る、尙多角形のもの圓形のものもある、何れも床板として設計するのであるが、床板の計算に當つて柱及壁よりの荷重と地盤に生ずる反力とを外力として床板內に生ずる各種應力の算出方法は英、米、獨夫々相違し、其結果に於ても餘程の差異を生じてをる何れも純理論的のものではなく近

似解法と實驗に基いたものである、正方形の計算法は Talbot 氏に依り圓板のものは Turneaure 氏又は Eddy 氏に依るが便宜である、之等の計算式に於ては基礎の反力を等布荷重として透導してあるから、若し反力分布の變化を考慮する必要ある場合は便宜等量等布荷重を使用するか、或は反力の最大のものを等布荷重として採用するの外に途がない、更に第137圖の如く基礎板の變形と地盤の彈性的沈下の變化とに依る反力の變化等を關連考慮する時は理論的計算は益々複雜となるから礎面の形を簡單にし、且其厚さを餘り薄くせぬ樣注意するを要す。

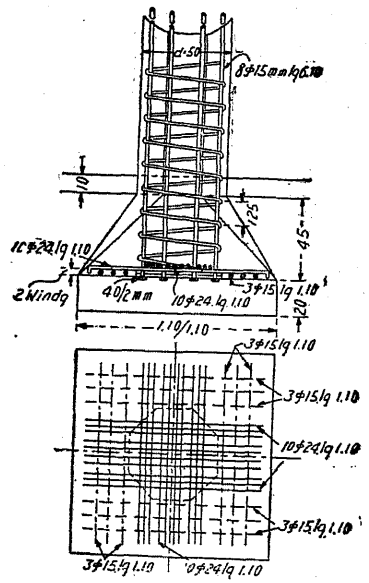


第 138 圖

床板基礎の設計上の注意はウォール・フーチングの場合と同樣である、尙此場合は柱の下面を荷重に依り突き拔かれる壓穿剪力 (Punching shear)について檢算する必要がある、之れに對する混凝土の許容剪應力は 8.0 kg / cm² を適當とする。

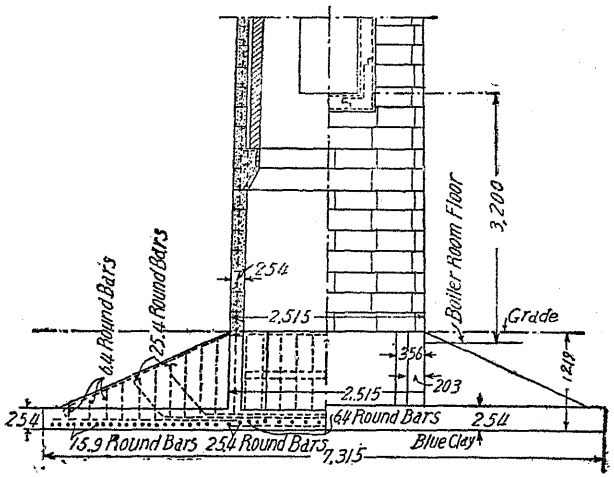
（3）**連續フーチング**　之は橋脚柱又は建築物の基礎に於て脚柱又は壁の間隔が近い場合に屢々必要の起る工法である、計算理論は多數の脚柱上の床板と同一なり、卽上下轉換して床上の等布荷重を基礎面下の反力と考へれば宜い。

設計に當つては連絡せる床板下の各部の反力がなるべく同一となる樣に、然かも簡單な形狀寸法となるやうに平面の輪廓を定めることが肝要である、之は著し


1,50
1,25
4,5
1,10
2,10
1,10
1,10
1

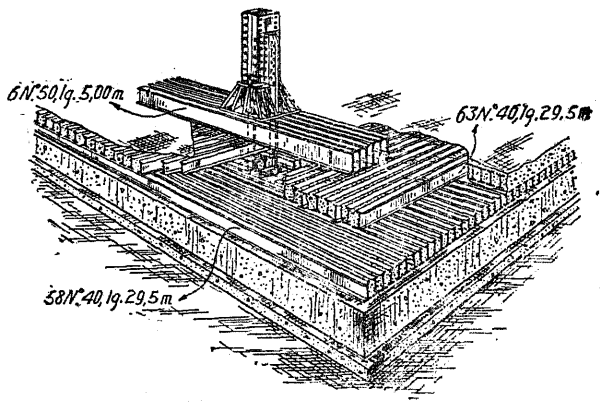
(4) 鐵筋混凝土フーチングの實例

第139圖は地盤良好で基礎面を甚しく擴大する必要のない場合の實例である、正四角形の縱橫に鐵筋を配し施工も極めて簡單なため最も多く採用されて居る、底面著しく擴大する時は柱の鐵筋と床板鐵筋との連絡のため斜鐵筋を用ゐる、面積大なる場合は第140圖の如く放射形に配筋することもある、應力分布の理論上から云へば好都合であるが、中央部に鐵筋が集合重複するため混凝土の填充困難な事が缺點である。



第　143　圖

Ⅰビーム・フーチング

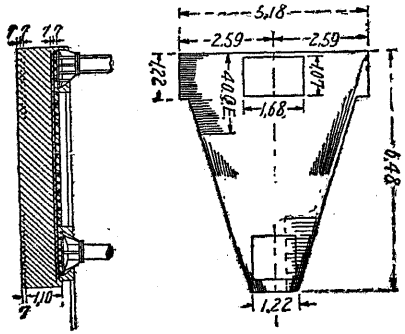


第　144　圖

第141圖第142圖及び第143圖はビームとスラブとを併用したもので特に擴大基礎面の必要な場合に應用される。

§ 89. Ⅰビーム・フーチング

Ⅰビーム連續フーチング



第　145　圖

第144圖及第145圖の如くⅠビーム又は古軌條を混凝土中に埋込みたるフーチングで實驗の結果は露出せるⅠビームの場合よりも遙かに大なる荷重を支持し得ることを證明して居る、Ⅰビームを包む混凝土は荷重を分布し且鋼の腐蝕を防ぐために有効である、勿論鋼材を澤山に要するから高價な基礎工である、荷重强度の重大な場合にのみ應用すべきである。

§ 90. インバート・アーチ



第　146　圖

此方法の特長は比較的淺い地盤で廣い面積に荷重を分布し得る點である、又橋梁に應用した場合は地震動に依る橋臺前進を防ぎ得る効果がある、都合の悪いことは兩端の徑間のアバットメントに於てアーチ・スラストに抵抗せしむる工作の費用が尠からぬ事と、荷重に比例して基礎面積を加減する事が困難な事で、フーチング工法より工費が嵩むのが普通である、夫れ故地盤の悪い特殊な場合に應用さるゝものである計算の方法は普通の拱の理論に從へばよい。

§ 91. 基礎地盤の改良

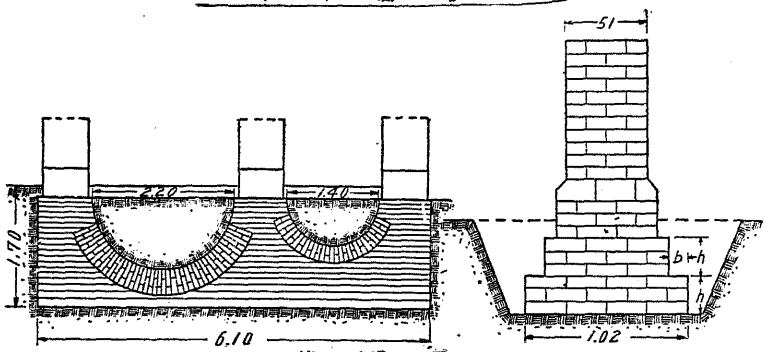
天然地盤の支持力不足の場合に採るべき地盤の改良方法を差別すれば

(1) 壓縮法　搗固め、荷重假置、又はローラー輾壓等に依り地盤を壓縮して支持力を增加する方法

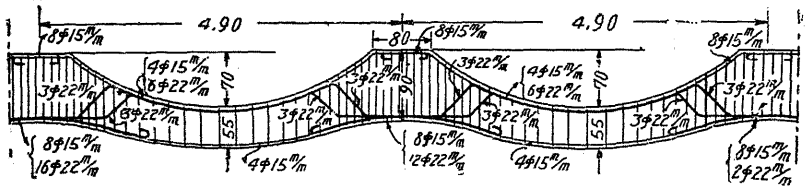
(2) 砂礫置換法　地盤を深く掘取り砂礫を置換へる方法

(3) 排水改良法　泥炭、粘土、砂等の過剩含水層に對し地盤を强固ならしむる目的を以て排水施設をする方法

(4) 地下水位低下法　排水管を地中深く打込み、之に依り地下水を喞筒



第　147　圖



第　148　圖

排水し、其水位低下に依り地盤を鞏固にする方法

（5）固結法　　砂礫層内に凝結劑を注入し地盤を固結せしむる方法

以上の內（2）以下は特殊な地盤に對して應用する方法で普遍的でない、以下項を追ふて工法を述べる。

尙基礎工法として最も重要なる各種杭打工も地盤を緊縛する點から考へれば一種の壓縮改良法であるが之は別に節を改めて述べる。

§92. 壓縮法

壓縮方法の內人力に依る千本突、蛸槌、棒突等の搗固法は簡單で根掘地盤面に對しては殆ど凡ての場合に之等の方法が行はれて居る、ローラーを使用し輾壓する方法は道路の路床の如き廣い面積の地固めに最も多く應用される、ローラーの種類はデイーゼル機關に依り操作するものが最も經濟である、荷重を假置して地盤を壓縮沈下せしめ支持力の增加を計る方法は泥炭層の如き軟弱なる地盤に對し行はれる特別の方法である、之等の施工に關し注意すべき事項を擧ぐれば

イ、搗固め又は輾壓の作業は土質に應じ適當の濕度を保たせて行はないと效果が少い、從つて作業前に撒水又は排水方法を講ずる必要がある、過度に乾燥せる土砂は壓迫を加へた場合周圍に散逸し易きため壓密困難なるのみならず、凝集固結力弱きため一旦壓密されたるものも再び弛緩し易し、又過度に濕潤なる粘質土（粘土、眞土、等）は壓密作業のため半流動性を生じ却つて支持力を害する虞あり、但し粘質土を殆ど含まない砂層に對しては撒水に依り締固めをなしたる後輾壓するが最も有效である。

ロ、搗固め又は輾壓は 30 cm 以上の厚さの土層に對しては效果微弱である、盛土地盤を基礎とする場合は土層の厚 15 cm 內外毎に固めるを可とす、作業中搗固め器具又はローラーに粘着の虞ある土質に對しては表面に砂礫を薄く撒布して壓密作業を行ふが宜い。

ハ、軟質なる粘土、眞土等の場合は砂利、栗石を敷詰め搗固むるを可とす、栗石の場合は其目潰しとして砂礫を栗石容積の約三割使用する。

ニ、僅かに軟化せる土砂の薄層は砂礫を使用し搗固め固結せしめ得るも、已に泥化し流動性を帶びたる地盤に對しては栗石又は玉石を骨材として使用し尙、砂礫を目潰しとして强力なる搗固めを行ひ、泥化せる土砂を夫れ等の間隙に侵入せしめて完全に凝固せしむるを要す、泥層多量なる場合は之を取除き所謂砂礫置換法に依るを得策とする、流動性の土塊を基礎地盤中に包容することは危險を伴ふ故最も忌避すべきものである。

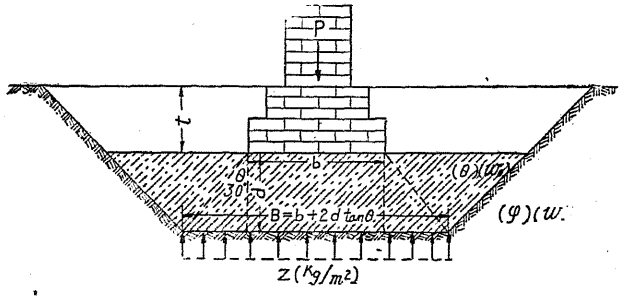
ホ、如上の方法に依りて壓縮せる地盤の表面は目潰し砂利を平坦に均し、混凝土其他の基礎工施工直前に尙最後の搗固めを行ひ表面に浮動する砂礫を壓密固定せしむる。

堤防又は土堰堤に埋設する樋門の如く水密を要する基礎地盤に於ては透水層を許さないから特別の處置を必要とする。

§93. 砂礫置換法

基礎地盤が泥炭、軟粘土層の如き非常に軟弱なる場合に之れを掘鑿取除きたる跡に砂礫を埋戻し支持力の增加を計る方法である、此の種の基礎工は竣功後幾分の沈下を生ずる虞があるが、杭打又は井筒基礎工よりも工費著しく低廉なる場合

には應用される、軟弱層の深いため此の工法に依るの外なき場合もある、長崎滑水兩港の繫船岸壁は此の工法に依つて居る、工法は簡單であるが果して何程深さ及廣さの置換に依つて目的の安定が得らるゝかを明確に豫知することは難事である、又基礎面以下深處迄掘鑿可能なるブリストマン式又はバケツト式潑深設備の必要を生ずる。



第　149　圖

置換砂礫層の主なる目的は築造物より來る荷重を廣く分布して下層に傳へることにあるので あつて一種の基礎面擴大法とも云へる、壓力の傳播は砂の息角に支配されるものとし　$w \fallingdotseq w_0$　として概算すれば（第149圖參照）

$$zB \fallingdotseq P + wB(d+t)$$

$$z = \frac{P}{B} + w(d+t)$$

之れを地盤の許容支持力と等しと置けば

$$= \frac{w(d+t)}{S} \tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)$$

但 S は地盤の許容支持力に對する安全率、$\tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) = c$ とす。

$$B = \frac{P}{w(d+t)\left(\frac{c}{S} - 1\right)}$$

$$b = B - 2d\tan\theta$$

例　$w = 1{,}600\ kg/m^3$, $\phi = 20°$ なる地盤に於て　$w_0 = 1{,}600\ kg/m^3$, $\theta = 30°$ なる砂層基礎に依つて基礎混凝土面に於て $60\ tg/m.r$ なる荷重を支持するためには B, b, d, t を何程に設計すべきか、但し基礎混凝土面に於ける砂層の許容支持力を $15\ tg/m^2$ とし $S = 2$ とす、$c = 4.2$, $tg\theta = 0.58$,

$$B = \frac{60}{1.6(d+t)\left(\frac{4.2}{2} - 1\right)} = \frac{34}{d+t}$$

$$b = B - 2\times 0.58d = B - 1.16d$$

$$\geqq \frac{60}{15} = 4$$

$(d+t) = 4.5$ とすれば　$B = \frac{34}{4.5} = 7.6\,m$

$$b = 7.6 - 1.16d \geqq 4$$

$$\therefore \quad d \leqq \frac{7.6-4}{1.16} = 3.11$$

依つて　$B = 7.6\,m$, $d = 2.5$, $t = 2.0\,m$, $b = 4.7\,m$　とす。

此の場合地盤の許容支持力

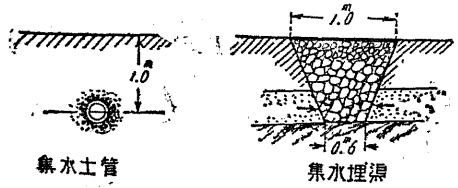
$$z = \frac{60}{7.6} + 1.6\times 4.5$$

$$= \frac{1.6\times 4.5}{2} \times 4.2 = 15.1\,tg/m^2$$ となる。

§ 94. 排水改良法

水分で飽和せる粘土又は泥炭層は半流動性を帶びて居るから、良質土と置換へるか、又は其の上に盛土を行ひ尙必要に應じて杭打其の他の基礎工法を施行して築造物を建造するのが普通であるが、其の水分を排除することに依つて地盤を引締め、或程度迄は支持力改良の目的を達し得る、又此の方法は多量に水を含んでをる細砂層に對しても有効である、之等の排水工法は相當な勾配で排水流末を放流し得る水路が附近に存在することを必要條件とするは勿論である、以下本工法の概要を述べる。

先づ目的の區域の內外より來る表流水に對し地形に應じ適當なる排水溝を設け尙外部より浸入する地下水層ある場合は之れに對しても開渠又は埋渠を設けて、何れも完全に區域外に導くことが必要である、然る後區域內の含水層に埋渠を設け其の保留水を他に誘導する、地層が著しく保水性でない場合は開渠を適當な間隔に設けるだけでも目的を達し得る。



第　150　圖

埋渠は直徑 12～24 cm 陶製土管又は石礫を使用し、大きな幹線には混凝土管を使用する、適當な

間隔に溜桝を設けて土砂の沈澱又は管の掃除に備へる。

集水埋渠の幹線は地盤の天然勾配の方向に沿ひなるべく直線に、各支線は地盤の最急勾配に沿ふて設くるを可とす、支線間の間隔は粘土で 10 m 内外、砂質ならば 20 m 位とす、土管の埋込深は土質の粗密の程度に依り 1 m 内外に、勾配は $\frac{1}{200}$ 以上を可とす（第150圖參照）。

埋管に集まる水量は地層の透水度に支配さる、Q (m^3/sec) を水量、A (ヘクタール) とすれば、

$$Q = cA \qquad \text{但 } c \text{ は集水係數}$$

管内流速 v (m/sec) はボンセレーの算式に依れば

$$v = 26.4\sqrt{\frac{dh}{l+54d}}$$

但 d は管の直徑 (m)、h は管の吐口と上流端との落差 (m)、l は土管の吐口迄の長さ (m) とす。

例　$A = 10$ ヘクタール、$h = 1m$、$l = 600m$ なる場合に幹線管の徑を求む。

計算を簡單にするため降雨後一時間内に凡ての支線より排水が幹線に全部流集し、時雨量 50 mm の二割が地下水となりて一時間内に平均に流出するものとせば

$$c = 10{,}000 \times 0.01 \times \frac{1}{60\times60} = 0.0278$$

$$Q = cA = 0.0278 \times 10 = 0.278\, m^3/sec$$

$$= v \times \frac{\pi}{4} d^2 = 26.4\sqrt{\frac{d\times1}{600+54d}} \times \frac{\pi}{4} d^2$$

即　$d^5 - 0.0097\, d - 0.11 = 0$,　$d = 0.64\, m$

依つて最下流の支線の合流する處以下の幹線管徑は 0.64 m 必要である。

§95. 地下水位低下法

水を多量に含んでをる地層に基礎工を設くる場合、地下水位を基礎面以下に低下せしむるときは地盤は乾燥强固となり、根掘作業も水の湧出することなく完全に施工し得るため近來此の方法の應用が推奨されて來た。

最も簡單な方法は基礎根掘をなす區域が狹い場合は、其の根掘區域に隣接して一箇所又は數箇所に木製集水井戸を掘鑿基礎面以下 1 m 餘の處まで下げ、其の底に砂利を下敷に入れて井戸内に湧出る水を喞筒で吸ひ出すのである、井戸の深さ

は地質と湧水の狀況に依つて異り、又井戸の間隔大なるに從つて深くせねばならぬ。

尙進んだ方法は飲料水掘拔井戸と同工法に依つて根掘の周圍に有孔鐵管を含水層迄押込み、管内の湧水を前と同樣喞筒排水して地下水位を低下せしむ、此の方法は砂礫層の湧水多量な場合に應用する、鐵管は軟層ならば鋼管の先端に鑄鐵製沓金を附して打込法に依るが、夫れが困難な場合は鑽孔法と同樣な方法に依つて捻ぢ込む、吸水管の吸水孔は下端より 1.5 m 内外の間に設け各孔徑は土質に應じ大小加減する。

排水作業中最も注意を要するは水と一緒に地層内の土砂を吸ひ取らない樣にすることである、作業中附近地盤の陷沒事故は屢〻遭遇する現象であるが、其の原因が地盤の乾燥固結に基くものならば勿論差支へない、然しながら土砂吸取に起因する場合は非常に有害であるから、排水中は常に喞筒吐出口に於ける水の溷濁又は其の落口附近の細砂の堆積等に注意し、若し之等の現象を發見したならば直ちに排水を中止して吸水設備を改善せねばならぬ　此の種の事故は微細砂又は土交り砂層に於て湧水多量なる場合に最も起り易い。

湧水溷濁を防止する方法は、集水井戸の場合は其大さを增して集水面積を廣くし底に厚 30cm 以上の砂層を敷き、其上に厚 30cm 以上の砂利層を置き恰も上水濾過裝置の樣にし、之れを通じて清水を緩やかに湧出せしむるのである、鐵管の場合にはなるべく大きな管を使用し有孔部管内に荒砂や小砂利を填め鐵管の數も增して緩やかに水を吸ひ取る工夫をすべきである、要するに喞筒排水能力に相應して砂を噴き出さないだけの集水設備を怠らない樣注意すれば宜い。

湧水量と排水管内及其の周圍の地下水位の低下との關係は地質と地下水面の自然勾配とに依つて差異少からぬもので、明瞭には判り兼ねるが、近年盛んに研究される地下水理論は湧水量を推定する場合參考として有効であるから之れを簡單に述べることゝする。

§96. 地下水の理論

(1) 竪井戸の場合　地下水が土粒の間隙を通じて集水井戸に滲出する場

合に、其の水流に對する抵抗は毛細管作用に基くもので、土粒分子の形狀凝集狀態に依り差異少からぬものである Darcy 氏は實驗の結果其法則を次の如く述べて居る。

$$q = \frac{Q}{F} = p.v = k \cdot \frac{h}{l} \quad \cdots\cdots(1)$$

式中 q は單位面積の流量、Q は總流量、F は滲流地層の總斷面積、p は其の地層の空隙率、v は流速、k は土粒の狀態に依り變化する滲透係數、h は滲透水頭、l は h に對する距離、r は集水井戸の半徑

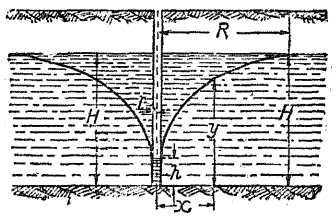
地表水の流速は勾配の平方根に比例するが、地下水の流速は勾配に正比例するのである、第 151 圖に於て x, y の點に就て考ふれば

$$Q = 2\pi xyk \frac{dy}{dx}$$

即　$$ydy = \frac{Q}{2\pi k} \cdot \frac{dx}{x}$$

之を積分すれば

$$\frac{y^2}{2} = \frac{Q}{2\pi k} \log x + c$$



第 151 圖

若し試掘井戸に於て地下水面が井戸の側壁

即 $x = r$ の處で $y = h$ であるとすれば

$$y^2 = \frac{Q}{\pi k} \log \frac{x}{r} + h^2 \quad \cdots\cdots(2)$$

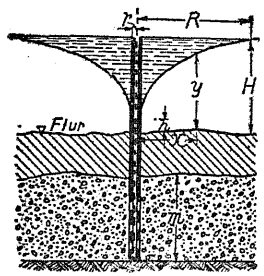
$x = R$ なる距離に於て地下水位が殆ど排水の影響を受けない地點に達し、其水位 $y = H$ である場合に井戸よりの排水量 Q なることを觀測し得たとすれば

$$(H^2 - h^2) = \frac{Q}{\pi k} \log \frac{R}{r} \quad 即 \quad Q = \pi k \frac{(H^2 - h^2)}{\log \frac{R}{r}} \quad \cdots(3)$$

π の値を入れ log のベースを 10 に置換へれば

$$Q = \frac{1.36\, k\,(H^2 - h^2)}{\log_{10} \frac{R}{r}} \quad 即 \quad k = \frac{Q \log_{10} \frac{R}{r}}{1.36(H^2 - h^2)} \quad \cdots\cdots(3')$$

此式に依つて k を求め得。

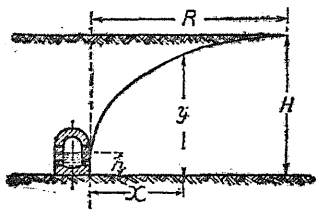


第 152 圖

(2) 透水層の上に不透水層の横はる場合の竪井戸　第 152 圖に示す如く砂利層 m の上に之に平行して粘土層がある場合に於て、H を井戸内より排水せざる場合即 $Q = 0$ の時の井戸内水面の高さ、h を排水量 Q なる場合の水位とすれば（若し粘土層上面より下位ならば h は負なり）、(1) の場合と同樣な推理に依り

$$Q = 2\pi km \cdot \frac{dy}{dx}, \quad 即 \quad y = \frac{Q}{2\pi km} \cdot \log x + c$$

$$y = \frac{Q}{2\pi km} \cdot \log \frac{x}{r} + h, \quad 即 \quad Q = 2\pi km \cdot \frac{H-h}{\log \frac{R}{r}} \quad \cdots(4)$$



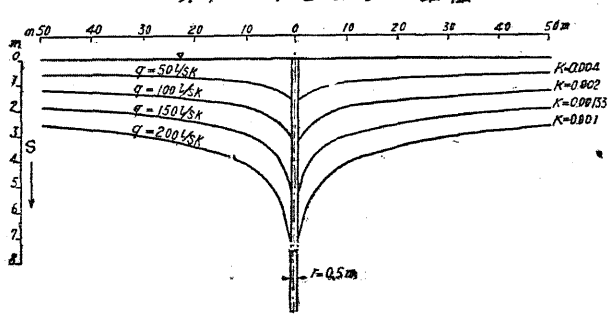
第 153 圖

(3) 水平暗渠の場合　地下水流層に第 153 圖の如く集水暗渠が設けられたる場合は、L を集水暗渠の長さとすれば

$$Q = ky \cdot L \cdot \frac{dy}{dx}$$

即 $$\frac{y^2}{2} = \frac{Q}{kL} \cdot x + c$$

$$y^2 - h^2 = 2\frac{Q}{kL} \cdot x, \qquad Q = kL \cdot \frac{(H^2 - h^2)}{2R} \quad \cdots\cdots(5)$$



直徑 0.5 m の排水井戸に於ける地下水の低下曲線

第 154 圖

若し集水暗渠の兩側から水が集まる場合は上式の Q は二倍となる。

水平な不透水層上に一樣な砂層があつて、其一方の端が河川となつて居る場合も此式を

適用し得る。

（4）**排水に因る地下水位の低下**　地下水位の低下高 $s = H-h$ を（1）式に代入すれば

$$Q = \pi k \cdot \frac{s(2H-s)}{\log \frac{R}{r}}$$

一つの井戸より Q_1 だけ排水した場合井内水位が自然の地下水位より s_1 だけ低下することを観測し得たならば、Q_2 だけ排水した場合の水面低下 s_2 は次式に依り計算し得べし。

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{s_1(2H-s_1)}{s_2(2H-s_2)} \quad \cdots\cdots(6)$$

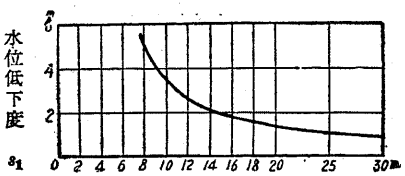
第154圖は $H = 20\,m$, $R = 1{,}000\,m$, $r = 0.5\,m$ なる場合に於ける Q 及 k の種々の値に對する S を示す。

（5）**地下水位低下と透水層の厚さとの關係**

$$Q = \pi k \cdot \frac{s(2H-s)}{\log \frac{R}{r}}$$

式より s を求むれば

$$s = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k} \cdot \log \frac{R}{r}}$$



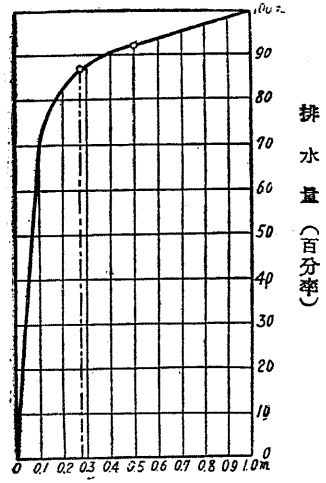
透水層の厚さ H,
H と s との關係
第 155 圖

第155圖は $Q = 50\,ltr/sec$, $k = 0.002$, $R = 1{,}000\,m$, $r = 1.0\,m$, なる場合の透水層の厚 H と水位低下度 s_1 との關係を示す。

（6）**集水井の大さと排水量との關係**　井戸の半徑と Q との關係は（3）式に依りて明瞭である、即 r が大となれば Q も大となるが、或程度以上となれば r の影響率が激減する。

第156圖は井戸の半徑 r の大小が排水量に及ぼす影響を示す、即 0.275 m 位迄は排水量には非常に增加するが、夫れ以上に於ては增加率急に減少するを見る。

（7）**滲透係數 k の値**　k の値は $k = \frac{Q}{F} \cdot \frac{l}{h}$ の理論に從ふものである、試驗室に於て試驗された結果を示せば



集水井戸の直徑、
集水井戸の大さと排水量との關係
第 156 圖

土の種類	粒の大さ (mm)	k (m/sec)
細砂（海岸）	——	0.0002
眞土交り砂	——	0.0008
河砂	0.1～0.3	0.0025
河砂	0.1～0.8	0.0088
小砂利交り荒砂	2.0～4.0	0.0300
小砂利	4.0～7.0	0.3510

實地について k を見出すには試驗井戸を問題の地域に掘り、井水を喞筒排水し、此井戸を中心として放射線上に各方面に適當の距離に地下水位觀測穴を設け、水位を觀測すれば、其結果に依つて k を算出す。

但し水位の觀測は喞筒排水を長時間繼續し各水位も水量も安定したる後即 Permanent yield に達したる後行ふべし、此パーマネント・イールドに達する時間は普通48時間以上なりといふ。

（8）**流速と土粒の移動との關係**　滲透水の土粒間隙內に於ける流速 v は（1）式に依り

$$pv = k \frac{dy}{dx} \quad 即 \quad v = \frac{k}{p} \cdot \frac{dy}{dx}$$

土の空隙を其容積の $\frac{1}{3.7} - \frac{1}{2.2}$ (27～45%) とすれば

$$v = (3.7 \sim 2.2)\, k \cdot (\text{地下水面勾配})$$

喞筒排水の場合に井戸の底又は側壁の土粒の移動を生ずるのは、此 v が土粒の大さ、比重、形狀に對し高速に過ぎるためである、Thiem 氏は土粒の移動を防ぐために其大さに對する速度の制限を次の如く述べて居る。

土粒の直徑 (mm)	地下水速の制限 (m/sec)
0.0 ～0.25	0.0 ～0.03

0.25～0.50	0.037～0.067
0.50～1.00	0.076～0.101
1.00～2.00	0.113～0.171
2.00～3.00	0.183～0.792

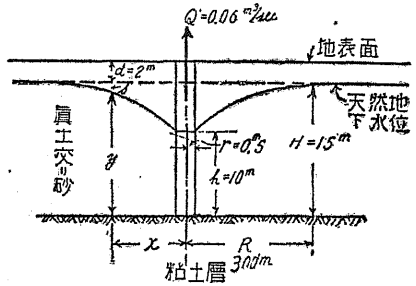
（9）例

（1）$Q = 0.06\,m^3/sec$, $R = 300\,m$, $H = 15\,m$, $r = 0.5\,m$, $h = 10m$ なる場合の地下水位曲線を求む。

（3′）式に依り

$$k = \frac{Q \log_{10} \frac{R}{r}}{1.36\,(H^2 - h^2)}$$

$$= \frac{0.06 \log_{10} \frac{300}{0.5}}{1.36\,(15^2 - 10^2)} = 0.00098$$



第 157 圖

（2）式に依り

$$y^2 = \frac{Q}{\pi k} \cdot \log_e \frac{x}{r} + h^2$$

$$y^2 = \frac{0.06}{1.36 \times 0.00098} (\log_{10} x - \log_{10} 0.5) + 10^2$$

即

$$y^2 = 113.51 + 44.9 \log_{10} x$$

$x =$	0.5	1	10	20	50	100	200	300
$y =$	10	10.65	12.59	13.11	13.78	14.27	14.73	15.00
$s =$	5	4.35	2.41	1.89	1.22	0.73	0.27	0
$d =$	2	2	2	2	2	2	2	2
$s+d =$	7.00	6.35	4.41	3.89	3.22	2.73	2.27	2.00

計算の結果に依れば喞筒を中心として半徑 50 m, の區域は地下水位が地表より 3.22 m 以下に低下し 10 m の區域は 4.41 m 以下に降ることゝなる、即此範圍に於ける基礎工は水替に依り陸上作業となし得ることを知る、此場合井戸壁に於ける水速 v は、土の空隙率 $p = \frac{1}{3}$ とすれば、

$$v = \frac{Q}{2\pi r h p} = \frac{0.06}{2\pi \times 0.5 \times 10 \times \frac{1}{3}} = 0.057\,m/sec$$

依つて土粒徑 0.5 mm 以上のものは噴出されない譯である。

此井戸の水位を尙 2 m 低下するためには排水量 Q は、R 其他に變化なきものと假定すれば（3′）式に依り

$$Q = \frac{1.36 \times 0.00098\,(15^2 - 8^2)}{\log_{10} \frac{300}{0.5}} = 0.078\,m^3/sec$$

となる、即排水量は約 3 割增加し水頭は 2 m 加はることゝなる、最初の水替の水頭を 9 m とすれば後の 2 m 低下した場合の喞筒動力は概算 6 割增となる。

以上は地質が均一で地表より 17 m の底に平坦な粘土層が規則正しく存在し、喞筒井戸を粘土層迄入れて長時間排水した場合の計算であるが、實際の工事にあつては左樣に簡單な條件でない、井戸も費用其他の關係で此例の如く深く入れる譯に行かぬ、又土工を急ぐ必要上此計算より强力な喞筒を使用せねばならぬ、然し之等の問題の判斷に當つて上述の理論計算を參考とすることは何等根據なしに暗中摸索するより遙かに有効である。

一般に長時間排水を繼續すれば排水量が次第に少くなることは事實である、之は所謂 Permanent yield に達することゝ地盤が排水に依つて引締り透水性が減少することゝに歸因すべきものと思はれる。

§ 97. 固結法

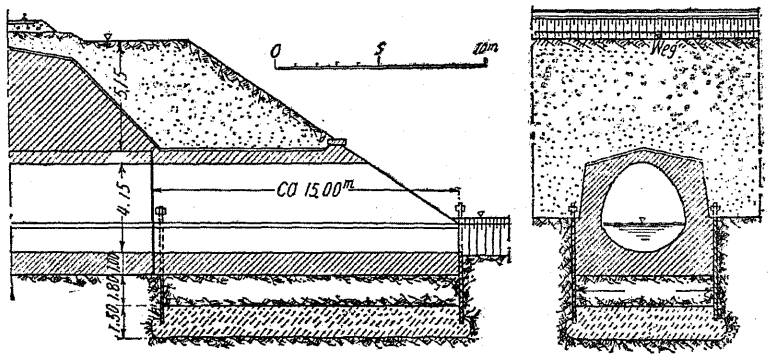
砂、砂利等の有孔性地盤にセメント又は特種の藥品を注入して固結させ、支持力を增加し又は透水性を水密化させる方法である、本邦では貯水堰堤基礎を水密ならしむるためにセメント注入をした例は多數であるが、支持力增加の目的で施工した例は極めて少い、獨逸ではドナウ其他の橋脚及擁壁基礎に成功したと稱して居る、確實に行へれば既設工作物の基礎の支持力を增補する必要ある場合の如き、杭打等の作業不可能な特殊なものに對して調法な方法である。

注入の方法はボーリングの場合と同樣に鐵管の先端に眥金を附し、之を目的の深さ迄押込み約 30 cm 引抜き、鐵管の上部よりセメント泥又は特種藥品を壓搾空氣で押込むのである、鐵管の心々距離、管の根入、地盤上の水壓、液注入壓力、砂層の堅軟等は相關連して適當に定むべきである、鐵管の心々距離が遠く且

つ注入壓力が弱ければ液の到達が覺束ない、又壓力が强過れば地表に噴き拔けを生ずる處がある。獨逸の實例は管の距離は 2m 以下である、高壓注入の場合はグラウトミキサーを使用するを要す。

獨逸の冷凍工業會社の特許を得た軟弱地盤の化學的固結法は、最近二年間實地に應用し非常な好成績を納めて居るとの事である、此藥液は第一液は硅酸溶液で、第二液は或鹽類溶液である、地中に注入された此二液は化合して膠質硅酸を生成し、之が砂層中の石英砂粒を結合して水に溶けない一塊の固體となるのである、注入鐵管は內徑 25 mm 先端尖り其下部に小孔を穿つてある、先づ此管を心々 50 cmおきに目的の深迄押込み第一液を注入し之れが充分地層內に行渡つた後第二液を注入する、斯くして出來た固結體は混凝土を損傷する程の酸類にも侵さるゝ事なく、又水密性を完全に有するとの事であるから防水壁としても應用出來る、此方法の特長はセメント注入よりも固結が早いこと、藥液は純溶液であるから細い割れ目に侵入し得ること、水中に可能なこと等を擧げてをる、然し石英砂粒を含まざる地層では應用出來ない、純砂利質で 90 kg/cm² 微粒砂で 12～20 kg/cm² の應壓强度に達し得ると發表してをる、第 158 圖は獨逸のゼッケリツク鐵道線の暗渠擴足工事に應用せるものである。

Zackerlck　に於ける鐵道線路の暗渠延長工事に應用せる固結法



第　158　圖

§98. 根掘の方法

根掘作業に當つて考ふべき事は、第一に掘方に伴ひ必要を生ずる周圍の土留方法、第二湧水に對する處置、第三に土砂掘鑿搬出の方法である、此目論見の適否は其工事全體の費用と竣功期間に影響すること至大で經濟上最も重要であるのみならず、惡地盤の深い根掘の場合には工事の成否に關する事柄である、特に水密を要する堰堤、樋門等の場合は此施工法の如何が工作物自體の安否に關する問題である、次に項を追ふて之等の方法を說明する。

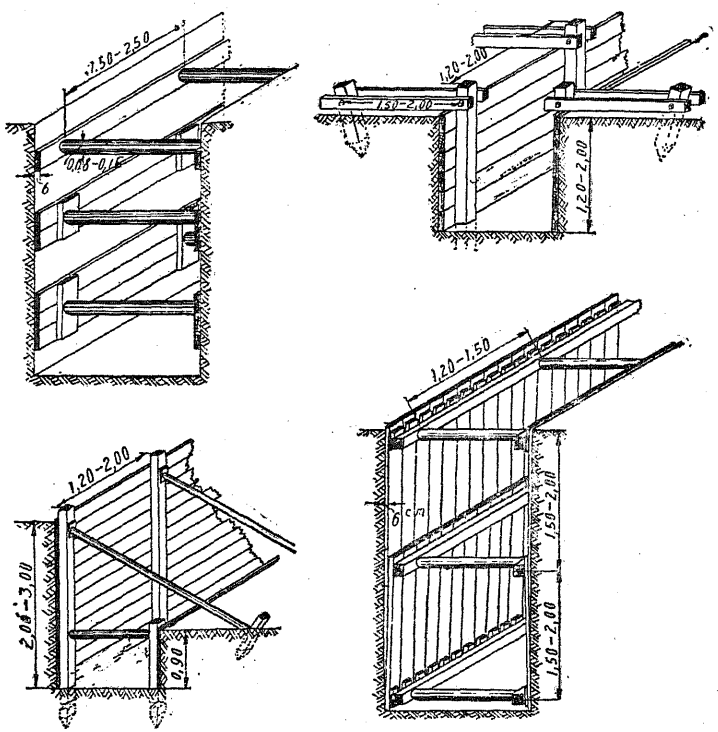
§99. 根掘土留工

先づ基礎工の設計圖書の示す處に從つて、其輪廓を正確に指示する假杭を現場地表に打ち、次に其根掘深、土質、周圍の餘地、隣接工作物の狀態、湧水の程度掘鑿運搬器具の種類、掘上げ土砂の處置、土留材料の都合、杭打方法及順序、施工時季及期間等を熟考して土留工法を定め、然る後掘方の輪廓を示す土工遣形假杭を設けて作業に取掛かるのである、複雜な工事の場合は之等の方法、配置、順序等を豫め圖上に於て計畫し、施工に當つて聊かも齟齬混雜を生ぜしめない樣にすることが大切である、次に之に關する注意を述べる。

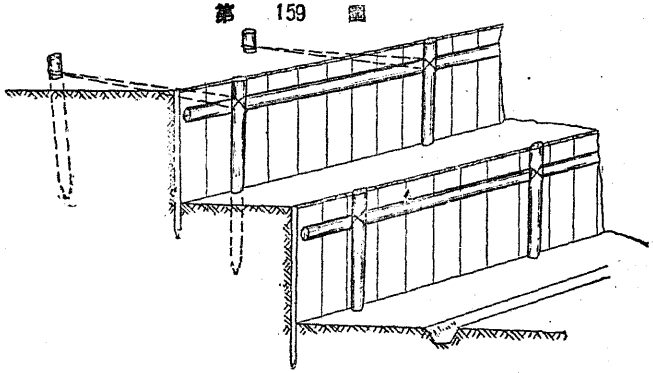
イ、根掘の深さ淺く土質も良く、周圍が廣ければ土留工なしに掘鑿し得る、比較的固い粘質土で短期間の工事ならば 2m 位迄は垂直に近く手掘りで掘鑿し得る場合もある、然し湧水がある場合若くは周圍に建築物等がある場合は土留の必要がある。

ロ、幅狹い掘方の土留工は第 159 圖に示す如く切梁 (Strut) を使用し掘鑿土量と土留杭を節約し得るが、廣い掘鑿面になると切張が長くなつて困難になるから、直高 1～2m の階段に親杭打土留矢板を第 160 圖の如く施工する、其順序は先づ 1～2m の間隔に親杭を打込み、之に取付けたる水平横桁に添ひ土留用竪矢板を打込む、又地盤比較的良好の場合は親杭の間隔を 1m 內外とし横桁を略し土留板を水平に用ひて差支へない、親杭の間隔並に親杭と矢板の根入は土質に依つて加減する、普通の場合親杭は其全長の約 $\frac{1}{2}$ を根入とし矢板は稍々短かくする、土質良好なる場合は直高 3m 位迄一枚の矢板にて支へ得ることもある、木製矢板の厚は長さに應じ 5～8 cm が普通である、必要に應じ親柱の前面の横

桁に斜支柱を取付け、或は鐵線、鋼索、丸鋼等にて掘方の反對側の地盤に親杭を碇着（アンカー）して土留壁の轉倒防止方法を講ず、木製土留矢板の階段では上段肩より下段根元迄の平均勾配一割より急にすることは困難であるから、施工場所を極端に局限された工事では鐵矢板を使用し桁、切梁を頑丈にし長い切梁には振止材を使用する、此場合矢板根入は地質に依つて異るが最低根掘面から下へ 1.5～3.0 *m* 位である。



第　159　圖



第　160　圖

ハ、土留工の重大なる事故は傾斜、轉倒、滑出、孕み出し、根元押出し、等であるから、親杭、桁、支柱、切梁、アンカータイ等の施工に粗漏、缺點、のない樣に注意し、事故を未然に防ぐ工夫をせねばならぬ、特に湧水の烈しい場所、既設工作物の隣接せる場所、又は降雨季節に於ては土留工を嚴重にし且其檢査監視を周密に行ひ必要に應じ迅速に補强方法を講ずる樣豫め用意すべきである、一度土留工が崩れ込むと、之が復舊には勘からぬ費用と時日とを要する。

ニ、土留工は根掘用掘鑿機械、杭打機の操作、型枠の組立、等に障碍とならぬ樣、尙掘鑿土及築造材料運搬用の軌道、エレベーター、並に排水喞筒場等の配置の都合をも考慮して位置、高さ、形狀等を工夫せねばならぬ、掘上げ土砂又は築造材料等を土留壁に近接して堆積假置する必要ある場合には、豫め夫れに耐へるだけの强さを用意することを怠つてはならぬ。

ホ、土留工は工事中の假設物であるから、なるべく持合はせ材料を利用して工費經濟を計り、又工事期間の長短、及其季節の乾濕等をも考慮に入れて程度を定むべきである。

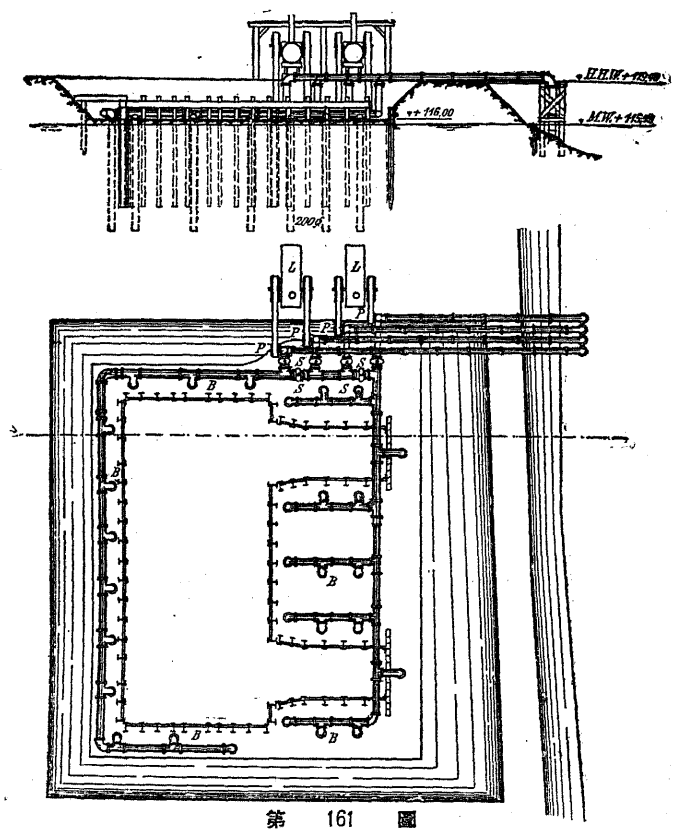
§ 100. 湧水に對する處置

根掘する場所に湧水ある場合は先づ排水方法を講じて水中工事を避ける工夫をするのが普通である、之れは工事を確實に且經濟的に遂行するために必要であつて水中工事は河海其他排水が非常に困難な場合に限り已むを得ず實行する特殊なものである。

排水の方法は放水溝を設け附近の水路に自然流下し得れば最も好都合であるが然らざる場合は喞筒排水をせねばならぬ、喞筒排水は直接根掘區域に喞筒場を設けるのが普通であるが、區域外の近接地に置いて § 95 に述べた地下水位低下法に依る場合もある。

根掘區域內に設ける喞筒場の位置はなるべく最後迄工事の邪魔にならぬ樣、然かも集水と放水に便利な場所を選ぶべきである、喞筒場に達する集水渠の幹線は掘鑿面周圍の土留工に沿ひ又は中央を貫通して設け、之に各掘方區域の支溝を通じ、地盤の乾燥を待つて掘方を始める、支溝の深さは 60 *cm* 以上とし一回に少

くとも 60 cm 厚の土層を掘鑿するを可とす、此方法を繰返して所定の基礎面に達するのが普通である、局部的に湧水層の存在する場合は之を忌避して最後に掘鑿するが如き機宜の處置の必要なることは勿論である。



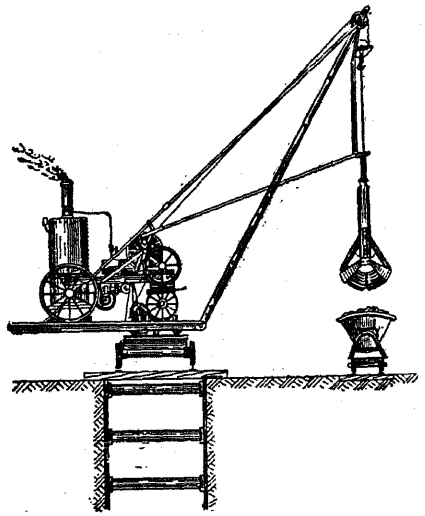
第　161　圖

水替に使用する喞筒は離心喞筒横軸のものを最も多く使用する、喞筒の大さは湧水量に從つて口徑 8 cm を最小とし 15 cm 內外が最も多く用ひらる、30 cm を最大とす、其動力は電氣が最も便利且經濟である、ガソリン內燃機は移動便利なるも最も多額の費用を要す、輕易なる排水は人力水車に依る場合もあるが不經濟であるから長期に亙る排水作業には機械排水を採用する、之等排水機の詳細は後節に於て述べる。

排水作業中最も注意すべきは基礎地盤よりの噴水である、之に對する處置は § 95 及 § 80 に述べた通りの注意が必要である、噴水を防止するため噴水孔に杭を打込み粘土其他で壓塞するが如き姑息手段を度々繰返すときは却つて多數の噴出孔を出現し有害であるから、基礎根掘區域外に排水井戸を設け所謂地下水低下法に依るか或は工法を全然變更して水中基礎工法に依るべきである。

§ 101. 基礎地盤の掘鑿と運搬

狹小な區域の少量な土工は人肩運搬又はスコップ刎上げに依るが、區域が廣くなれば人力土運車を使用し、急坂の場所に捲揚機を設備するが常例である、然し大量の土工となれば、エンヂン・ショベル、掘揚機等を使用し、又岩盤の場合には鑿岩機を、水中に於ては碎岩船、浚渫船等を使用する場合もある、運搬用としては機關車、土揚機、クレーン、エレベーター等の機械力を應用する、之等の構造及操作は基礎工用器具並に土工の章に於て述べる。



第　162　圖

基礎地盤の掘鑿作業（所謂根掘作業）に當り注意すべき點を擧ぐれば

イ、根掘は普通土工と異り作業區域狹小で操作混雜となり勝であるから、豫め現場の狀況を精査し土留工法、湧水處置、掘鑿運搬用具、掘鑿順序、工程等作業方法について特に周倒な計畫を立て、一絲亂れず工を進めることが肝要である、中途に於て挫折し陣容立直しをすることは工程を遲延し失費尠からざるものである。

ロ、排水については排水機の事故を起さぬ事、作業場に水溜の生ぜざる樣注意すべし、掘鑿面の泥濘化は凡ての作業の能率を阻害すること大である。

ハ、豫想に反し劣惡なる地盤なる時は速やかに適當なる設計變更をなすべし、又掘鑿中途に於て優良確實なる地盤に達し夫れ以下に掘鑿の必要なき場合に於ても同樣である。

ニ、必要以上の掘過ぎをせぬ樣注意すべし、之は失費を壓ふのみでない、天然地盤を弛める損失が大である。

ホ、工程を急ぐ場合は根掘の出來た部分から杭打又は基礎工を進める必要上、一方から所定の根掘を完了する樣掘方順序を定めて進工せねばならぬ、又杭打作業中基礎地盤面が泥濘化の虞ある場合は砂、砂利を豫め敷き詰めるを可とする。

ヘ、掘鑿土運搬設備は多くの場合築造用材料器具の運搬に利用されるのであるから、運搬設備の最後の配置は事情の許す限り之が便利をも考慮する必要がある。

ト、基礎根掘を終りたる場合は基礎工を造るべき地盤面を叮嚀に仕上ぐべし、杭打基礎の場合は之を終りたる後、然らざる場合は根掘完了後、砂石礫を敷詰めて地盤面を搗固め混凝土其他の基礎工の施工基面高に仕上げるのである、其方法は§92に述べた通りである、如何なる場合でも流動性の軟層を基礎工の下に介在させぬ樣特に注意せねばならぬ、此軟層に歸因する基礎事故の實例は少くないのである。

§102. 基礎工の種類

基礎を築造する場所が陸上なると水面下なるとに依り陸上基礎工と水中基礎工との二種に大別する、又其工法の樣式に依つて

（1）杭打基礎工（Pile foundation）

A. 木　杭

B. 混凝土杭

C. 鐵筋混凝土杭

D. 鐵　杭

E. 砂　杭

（2）井筒基礎工（Well founbation）

A. 木　造

B. 鐵　製

C. 石　積

D. 煉瓦積

E. 混凝土

F. 鐵筋混凝土

（3）潛函基礎工（Caisson foundation）

A. 木　造

B. 鐵　製

C. 混凝土

D. 鐵筋混凝土

（4）壓氣潛函基礎工（Pneumatic caisson foundation）

（5）捨石基礎工（Rip-rap foundation）

（6）沈床基礎工（Fascine work foundation）

之等工種の內でも尙其形狀、施工方法、材料の種類等に依つて多樣の名稱を用ひてゐる。

第四節　矢　板　工（Sheet pile）

§103. 矢板の用途及種類

矢板工は土砂崩壞防止卽土留矢板として使用さるゝものと、地表又は地下の水流遮斷卽水止矢板として使用さるゝものとある、根掘周圍の土留矢板、護岸矢板、盛土法尻土留等は前者に屬するもので堰堤や樋門の基礎混凝土の下に打込むものは後者に屬するのである、又水中基礎施工のため締切用圍堰の兩側に打込むものは土留と水止と兩樣の目的に使用するものである。

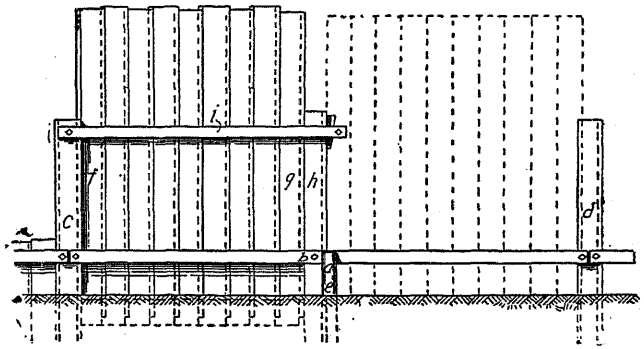
其使用材料に依つて木矢板、鐵矢板、鐵筋混凝土矢板と稱へて居る、何れも板杭を連續して打込み間隙のない壁面を造るための工法である。

§104. 木矢板

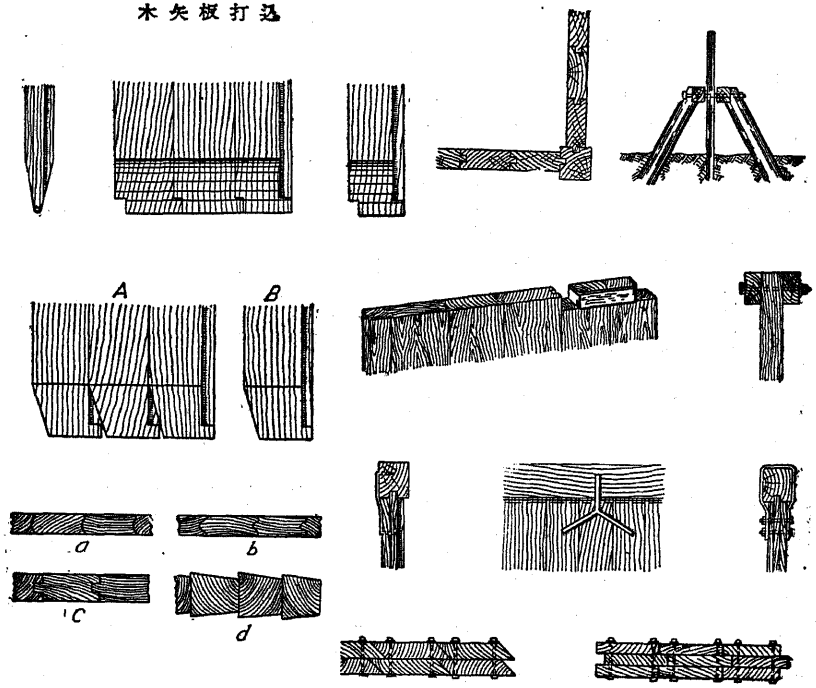
用材は栗松の生のものが最も良好で杉材の乾燥したものは折れ易く割れ易いから使用に堪へない、板の厚さは地質の硬軟に依り長さの $\frac{1}{60}$ 以上最小 4.5 *cm* とす、板の幅は厚さの 2～4 倍最大 30 *cm* 以下を普通とす。

矢板杭の先端は第163圖に示す如く斜面形に作り其斜面抵抗のため右側の已に打込んだ杭に押付けられて密接せしむる樣にする、杭頭は兎角割れ易いから Cap をつけて打込む。

親杭は少くとも 2m 以内に打ち其斷面は丸太杭の場合でも矢板の當る兩面を平面に削つて置き打込みのとき此面が擦れない樣に且垂直に打込む、其長さは矢



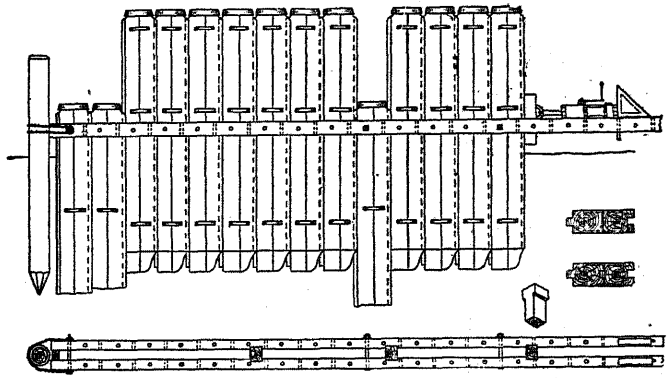
木矢板打込



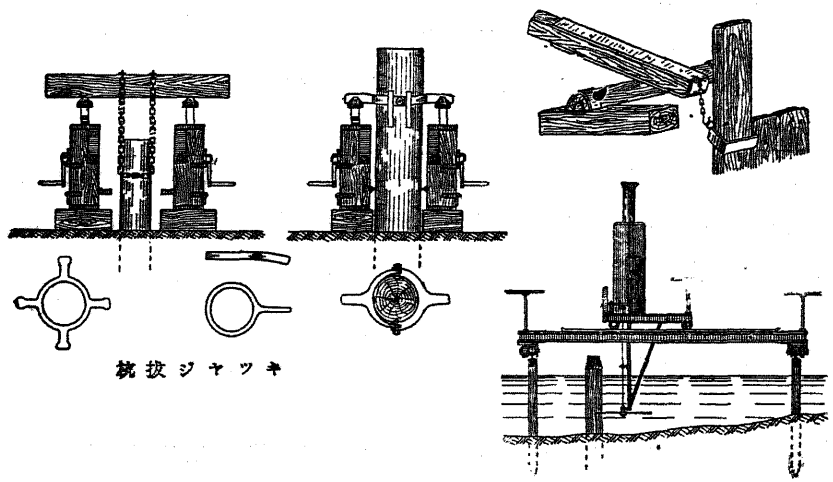
木矢板刃先及斷面

第 163 圖

板長より少くとも 1m 長くする、上部に少くとも一箇所事情が許せば二箇所水平の挟材をボールトで取付け其間隔は板の厚さに 3mm 以内の餘裕を置く此挟材に依つて板の列を曲らぬ樣に防ぐのである。



木矢板打込



杭抜ジヤツキ　水底杭切取

第 164 圖

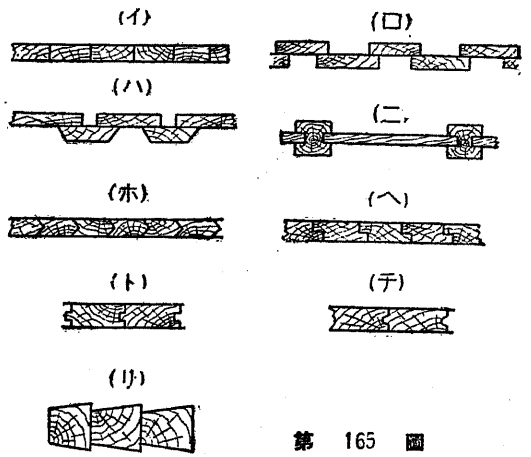
木矢板打込に際して、曲り杭、傾斜杭等不正なる杭を生じた場合は圖に示す如き方法で抜取る、又水中で切揃への場合は圖の如き方法に依るか或は潜水夫を使用する。少さい杭の抜取はトラツクジヤツキを使用するが便利である。

矢板厚が 10 cm 以上で餘り固くない地盤の場合は第 164 圖に示す如き方法で親杭なしに打込む、此方法に依れば水止の目的は完全に達せられる。

第 165 圖の內（イ）及（ロ）は板長 2 m 以下の場合に使用す。

（ハ）は矢板が已むを得ず離れた場合の補足として用ひ、補足板の先は已に打込んだ板に押付けられる樣に削る。

（ニ）は親杭に溝を付け之に水平の板を嵌めて押下げるのである。板と板との間にボロ又は繩糸を取付水密を計ることも出來る。此法は高 2 m 以上は板下げが困難で實行が出來ない。



第 165 圖

（ホ）及（ヘ）は板長 4 m 以上板厚も 7 cm 以上の場合に用ひ、板の繼目を圖の如く曲げて水密を計る。

（ト）及（チ）は厚 10 cm 以上の場合に應用す、（リ）は板では打撃に堪へないほど地盤が固い場合に應用する、此三方法は材料費多額となるが重要なる水止又は土留用に使用し、地盤が砂利層で固い場合は杏金を使用す。

矢板の打込みに就ての注意を列擧すれば、

イ、乾燥した板は割れ易いから工作を終へた矢板は、水に浸すか又は濡筵で覆ひ置くを可とす。

ロ、矢板は打込み始めに少しでも前後左右に曲ると、終り迄には列が亂れて隙間が出來るから最初立込みのときは、眞直に所定の位置に据え、軽らかに小叩して打込む地中 1 m 位打込んで、矢板の位置が安定すれば次第に打力を增して行く、然し普通の杭打の樣に急速に打つべからず、分銅や蛸槌を眞直に落して矢板の曲らぬ程度に少し宛沈下させて數多く打つを可とす、前後左右に傾いた矢板は

拔いて打直すべし、此打込みは必ず熟練した工夫を使用しなければ、良好な成績は得られない。

ハ、親杭に出遇ふ最後の矢板、又は二箇所より進んで來て出遇ふ最後の矢板は最も困難である、已に打込んだ矢板の幾分の傾斜は免れぬが、最終締打矢板を打込む隙間が上方で廣く、下方で狹い場合は締打矢板を間隙の形に作り、兩側の矢板に密着する樣に打込むことが出來る、其反對に下方が廣い場合はジヤツキか楔で上方を押擴げて直すのであるが、若し直し切れない場合は多數の矢板を拔取つて更に打直すか、若くは第 165 圖（ハ）の如く片側若くは兩側に添打するより他に方法はない。

ニ、矢板打用杭打機は强力なものよりも回數多く打撃し得るものを可とす、高揚程よりも低揚程を選ぶべし、卽普通のドロツプ・ハンマーよりもナスミス式、ナスミス式よりもマキアナンテリー式が適當である。

ホ、砂地盤の場合は水射式押込法に依つて、容易に押込み得る（§127 參照）。但此方法は地盤を弛緩するから、最後の 1～2 m は打込むべきである。

ヘ、木矢板の打込一本當りの費用は同じ長さの杭打の費用に比し、約 2 割乃至 5 割增を要す。

一般に木矢板は餘程完全な設計施工に依つても、完全に水密を期する事は困難であるのみならず、硬い地盤では打込み不可能になることがある、そこで近頃は鐵矢板の使用が盛んになつて來た。

§105. 鐵矢板の特長及用途

鐵矢板は最初鑄鐵製のものや型鋼をリベツトしたものであつたが、現今の樣な特殊の形に輾壓して製出する樣になつたのは西曆 1,897 年獨逸で初めて案出されたのである、日本に最初輸入されたのは米國のラツカワンナーで、二十數年前である、初めは價格の高いのと効果が廣く認識されなかつたため、餘り用ひられなかつたが、最近 10 年間に於て其製品の發達と共に効果がよく分つて來たので、盛んに用ひられる樣になつた。

鐵矢板の特長は水止めの効果大なること、硬い地盤に打込み得ること、强剛で

彎曲抵抗大なること、引抜き比較的容易にして反覆使用し得ることの四點である、之がため確實に必要なる深迄打込み、水止め及土留の目的を達し得るから、近年之を使用して護岸、繫船壁、防波堤、堰堤基礎止水壁等を造り、又橋脚、樋門等の水中工事の假締切工、市街地の建築地下室等の掘鑿假土留工に盛んに應用される樣になつた、我國でも水深 9m、鐵矢板繫船岸壁を作り、又紐育ホドソン河の新架橋工事では水面下 20m 餘の橋脚基礎の施工を鐵矢板締切で經濟的に成功した。

斯くの如く現今に於ては土木建築界に於て、極めて重要な建築材であり、且施工用具であるが、未だ價格の點に於て普通の鋼材よりも5割內外高價である（之は形狀が複雜で生產費を多く要するためである）のと耐久性に幾分の疑問があることが缺點である。

已に施行濟の鐵矢板工事の實例を擧ぐれば、

施工場所	工種	施工年度	壁の高(m)	1m當工費	摘要
ウキルヘルムス・ハーフエン外港	棧橋	2,558	—	—	鹹水
同上	防波堤	2,571	11	—	〃
名古屋港	岸壁	—	9(干潮面下)	—	〃
大阪港	岸壁	—	7.5(〃)	1,500圓	〃
土崎港	岸壁	—	7.5(〃)	1,200	〃
東京荒川船堀閘門	閘室側壁	2,590	5	300	感潮區域
京都伏見三栖閘門	閘室側壁	2,588	4	200	淡水
信濃川大河津分水	堰基礎止水壁	2,590	12.0(矢板長)	320	淡水

§106. 鐵矢板の腐蝕と耐久力

鐵矢板の腐蝕は其使用箇所が鐵橋や家屋と違つて、地中又は水流に接觸しているため特に考慮を要するのである、其試片を酸液等に接觸せしめて試驗した研究の結果は可なり好成績を擧げて居るが、實際の場合とは條件が餘程異るので、試驗の結果に依り直ちに實際の耐久性を決定することは早計である、我國に於ての實地の經驗は汚濁せる河水や海水中の護岸岸壁に應用し始めたのは最近十年のことである、又ハムブルグ港で使用したものは三十年以上を經過し、未だ格別異狀を

第65表　鐵扉及鐵柱の腐蝕表

場所	工種	狀況	經過年數	腐蝕の範圍	同上著しき區域	同上最大深	平均一箇年腐蝕深	摘要
大阪築港棧橋	櫓脚柱丸鋼直徑152mm	平均潮差1.5m烈しき風波を損繫に受く	25	干潮面上2.0m〃下2.4	干潮面上0.60m下0.90	mm 19.0(干潮面)	mm 0.76(干潮面)	腐蝕深は1表面よりの深を示す
〃	櫓脚鐵鋼材直徑44.5mm	同上故障材なる故振動し易し	25	〃上2.0下2.4	〃上0.60下0.90	22.0(〃)	0.89(〃)	腐蝕のため切斷す
大阪市六軒屋閘門	閘扉鋼板厚10mm	港水と惡水とに接觸毎日10數回開閉	13	低水面+1.2m乃至−1.5m	低水面+1.0m乃至−0.60	3.0(低水面)	0.23(低水面)	其用に耐えず取換す
淀川筋毛馬閘門	閘扉鋼板厚10mm	比較的清潔なる河水毎日10數回開閉	20	低水面+1.0m乃至−1.8m	低水面+0.9m乃至−0.30	2.0(〃)	0.10(〃)	
淀川筋神崎閘門	門扉鋼板厚10mm	扳水門扉にして常に烈しき水流に接觸	22	低水面+1.0m乃至−1.2m	低水面+0.9m乃至−1.20	4.0(〃)	0.18(〃)	1.2m迄腐蝕著しきは水流に依る
宇治川大池閘門	門扉鋼板厚10mm	惡水吐口自動門扉惡水漏洩甚し	26	低水面+1.0m乃至−1.5m	低水面+0.9m乃至−0.60	4.0(〃)	0.15(〃)	

認めぬとのことであるが、同港內の鹹度は餘程薄いのであるから、之等の實例に依つて直ちに我海港工事用鐵矢板の壽命を斷定する譯に行かない、斯樣な譯で確實に半永久的とは斷定し難いが、已に數十年の生命を保つて居るものもあるから、港の發展に伴つて變改の必要ある護岸、繫船壁の如き所謂百年の長計を要しないものには使用して差支へない、殊に混凝土構造に比し改造が容易であるから、之を豫想する構造物には適して居る、次に耐久性に關し注意すべき事柄を列擧して參考に供す。

イ、鑛毒水、市街地の下水、湖沼の汚濁水、海水等は其濃度に比例して矢板面の腐蝕作業が烈しいことを考慮すべきである。

ロ、波浪、流水其他外力の衝擊を受くる場所、並に閘室內及潮汐區域の如き水位の變化頻繁なる場所の水面附近に於ける矢板面は腐蝕し易い、其腐蝕進度及範圍の推定上參考となるべき實例を擧ぐれば第 65 表の如し。

ハ、土留用の鐵矢板は閘扉、橋脚の如く兩側より烈しき侵蝕を受くることなく、又閘扉の如く水中操作を繰返さ

ず、且其鋼質も普通の建築用鋼より耐蝕性であることは試驗の結果明瞭であるから、前述の實例より餘程耐久力あるものと推定出來る。

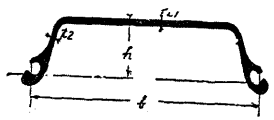
ニ、最も侵蝕され易い低水面附近を鐵筋混凝土で完全に保護すれば、半永久的の壽命を期待し得べし、特に海水や悪質の水面附近に其必要を認められる。

§ 107. 鐵矢板の種類と特性

國産品は近頃賣出された、今迄輸入されたるものにラルゼン、チルルージュ、ラツカワンナー、シンプレツキス、ランサム、ユニバーサル　ジョイスト、ヘツシユ等の諸種である。其斷面形狀寸法、重量、剛率、等は第66表の通りである。又之等の特性の比較を示すために第67表及第68表を揭げて置く。

第 66 表　　各種鐵矢板の重量寸法斷面剛率表

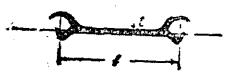
I 製鐵所製鋼矢板

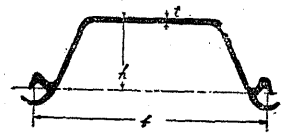


斷面番號	重量		斷面剛率			バイル幅 b (mm)	バイル高 h (mm)	バイル最大厚 t_1(mm)	バイル最小厚 t_2(mm)	1瑪當り被覆面積 (m^2)
	バイル1本(kg/m)	壁幅1m (kg/m^2)	バイル1本(cm^3)	壁幅1m(cm^3) a	b					
AI	36.50	91.24	66.4	166	509	400	75	8.0	6.0	10.94
AII	48.01	120.03	120.6	301	869	〃	100	10.5	6.5	8.33
AIII	59.99	149.97	196.2	491	1,309	〃	125	13.0	7.5	6.67
AIV	76.44	191.09	299.4	749	2,072	〃	155	15.5	8.5	5.23
AV	105.03	250.08	421.3	1,003	3,130	420	175	22.0	10.0	4.00

斷面剛率の中 a は個々のバイルの中軸線に對するもの　　圓形を作る場合の最小半徑
b は組立てた場合の中軸線に對するもの　　1.025 m

I ラツカワンナ (LACKAWANNA)

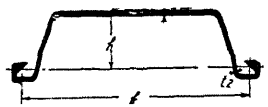




斷面番號	重量		斷面剛率			バイル幅 b (mm)	バイル高 h (mm)	バイル最大厚 t_1(mm)	バイル最小厚 (mm)	1瑪當り被覆面積 (m^2)
	バイル1本(kg/m)	壁幅1m (kg/m^2)	バイル1本(cm^3)	壁幅1m(cm^3) a	b					
PS−8	21.9	101.3	18	88	83	215.9		5.16	5.16	9.87
SP−8a	26.5	122.6	18	83	83	215.9		9.53	9.53	8.16
SP−12	55.4	170.9	66	203	203	323.8		9.53	9.53	5.85
SP−12b	60.9	188.0	66	203	203	323.8		12.70	12.70	5.32
SP−15	57.1	149.9	65	170	170	381.0		9.53	9.53	6.67
AP−14	60.8	170.9	124	350	400	355.6	46.8	9.53	9.53	5.85
AP−15	86.5	227.0	194	510	635	381.0	52.4	14.29	14.29	4.40
AP−16	43.6	107.4	80	196	196	406.4	63.5	9.53	9.53	9.31
DP−165	49.6	122.0	220	541	1,160	406.4	127.0	9.53	7.94	8.20
DP−166	63.4	156.0	332	818	1,780	406.4	152.4	12.70	9.53	6.41

圓形を作る場合の最小半徑 0.95 m

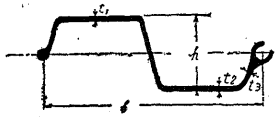
I ラルゼル (LARSSEN)



斷面番號	重量		斷面剛率 (cm^3)			バイル幅 b (mm)	バイル高 h (mm)	バイル最大厚 t_1(mm)	バイル最小厚 t_2(mm)	1瑪當り被覆面積 (m^2)
	バイル1本(kg/m)	壁幅1m (kg/m^2)	バイル1本(cm^3)	壁幅1m a	b					
0	15.4	36.0	16.3	60	121	275	75	5	4.5	17.857
Ib	27.4	76.0	44.8	125	250	360	50	6.5	6.0	13.158
Ia	33.0	82.0	65.6	164	380	400	65	7	6.0	12.195
I	38.0	96.0	89.6	224	500	400	75	8	7.0	10.417
II	49.0	122.0	152.4	381	849	400	100	10.5	8.0	8.197
IIa	45.6	114.0	229.6	575	970	400	135	8.0	7.0	8.772
III	62.0	155.0	203.2	508	1,363	400	123.5	14.5	8.0	6.452
IIIa	57.2	143.0	322.0	805	1,400	400	145	11.0	8.0	6.993
IVa	69.0	172.0	373.7	936	2,000	400	180	13.0	9.0	5.814
IV	75.0	187.0	315.2	788	2,037	400	155	15.5	9.0	5.348
V	100.0	238.0	402.8	1,007	2,962	420	172	22.0	11.0	4.202
VI	123.0	293.0	68.2	1,700	4,170	420	220	22.0	13.0	3.413
XI	43.5	150.0	34.8	84.5	190	290	25	14.0	9.0	6.667

圓形を作る場合の最小半徑 1.60 m

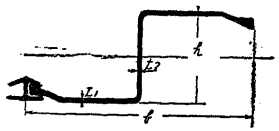
Ⅳ テル・ルージュ (TERRES ROUGES)



断面番號	重量 パイル1本(kg/m)	重量 壁幅1m(kg/m²)	断面剛率 パイル1本(cm³)	断面剛率 壁幅1m(cm³) a	断面剛率 壁幅1m(cm³) b	パイル幅 (mm)	パイル高 (mm)	パイル最大厚 t_1(mm)	パイル厚 t_2(mm)	パイル最小厚 t_3(mm)	1延當り被覆面積 (m²)
I_B	27.8	73.2	77	203	203	380	80	6.0	6.0	5.0	13.661
I	32.0	84.3	87	230	230	380	80	7.5	7.5	6.0	11.876
II_B	35.4	93.2	154	406	406	380	130	7.5	7.5	6.0	10.730
II	42.8	112.7	184	485	485	380	130	10.0	9.0	6.0	8.873
III	51.7	136.1	282	744	744	380	170	12.0	10.0	7.0	7.348
III_A	55.7	146.6	293	770	770	380	170	12.0	10.0	9.0	6.821
IV	59.5	156.6	367	966	966	380	190	15.0	13.0	7.0	6.386
IV_A	67.0	176.4	400	1,055	1,055	380	190	15.0	13.0	10.0	5.669
V	117.7	214.0	900	1,635	1,635	550	230	19.0	17.5	13.0	4.673
VI	156.1	283.8	1,378	2,505	2,505	550	280	23.0	23.0		3.524

圓形を作る場合の最小半徑 1,000 m

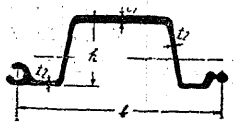
Ⅴ クルツプ (K...)



断面番號	重量 パイル1本(kg/m)	重量 壁幅1m(kg/m²)	断面剛率 パイル1本(cm³)	断面剛率 壁幅1m(cm³) a	断面剛率 壁幅1m(cm³) b	パイル幅 b (mm)	パイル高 h (mm)	パイル最大厚 t_1(mm)	パイル最小厚 t_3(mm)	1延當り被覆面積 (m²)
K_I	40.9	102	303	755	755	400	160	8.5	6.0	9.80
K_{II}	46.8	117	433	1,080	1,080	400	200	9.5	7.0	8.55
K_{III}	61.0	152.5	670	1,675	1,675	400	240	11.0	8.0	6.56
K_{IV}	80.4	201	1,005	2,510	2,510	400	280	16.0	10.0	4.98
K_V	95.3	265	1,290	3,590	3,590	360	320	20.0	12.0	3.77
K_{VI}	107.5	336	1,550	4,860	4,860	320	360	23.0	14.0	2.98

圓形を作る場合の最小半徑 2.30 m

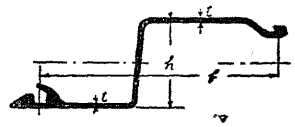
Ⅵ ランサム (RANSOME)



断面番號	重量 パイル1本(kg/m)	重量 壁幅1m(kg/m²)	断面剛率 パイル1本(cm³)	断面剛率 壁幅1m(cm³) a	断面剛率 壁幅1m(cm³) b	パイル幅 b (mm)	パイル高 h (mm)	パイル最大厚 t_1(mm)	パイル最小厚 t_2(m²)	1延當り被覆面積 (m²)
UL	40.5	113.98	80	221	221	361.9	63.25	8.00	8.00	8.773
U	46.5	130.98	119	328	328	361.9	79.37	9.53	9.53	7.635
S	49.0	139.54	126	348	348	361.9	80.96	12.70	7.94	7.166
H	53.0	146	226	622	622	360	125.00	13.00	8.00	6.849

圓形を作る場合の最小半徑 0.90 m

Ⅶ ヘツシユ (HOESCH)



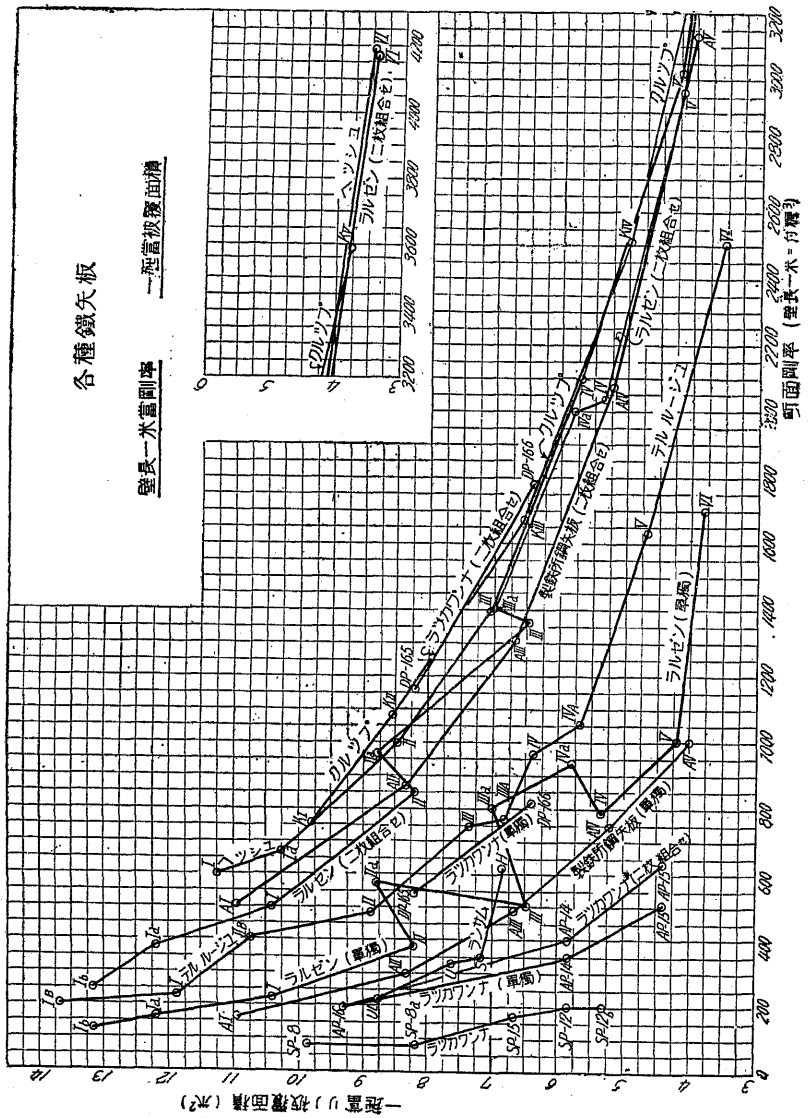
断面番號	重量 パイル1本(kg/m)	重量 壁幅1m(kg/m²)	断面剛率 パイル1本(cm³)	断面剛率 壁幅1m cm³) a	断面剛率 壁幅1m cm³) b	パイル幅 b (mm)	パイル高 h (mm)	パイル最大厚 (mm)	パイル最小厚 (mm)	1延當り被覆面積 (m²)
I	35.6	89	240	600	600	400	150	70	7.0	11.24
Iα	39.0	97.5	268	670	670	400	150	75	7.5	10.26
II	47.2	118	400	1,000	1,000	400	185	8.5	8.5	8.47
III	56.8	142	560	1,400	1,400	400	228	10.0	10.0	7.04
IV	70.0	175	840	2,100	2,100	400	265	12.0	12.0	5.71
V	100.8	237	1,280	3,020	3,020	425	290	18.0	18.0	4.22
VI	122.5	288	1,780	4,190	4,190	425	330	22.0	22.0	3.47
VII	81.3	271	1,356	4,520	4,520	300	400	14.0	14.0	3.69

§ 108. 鐵矢板の選擇

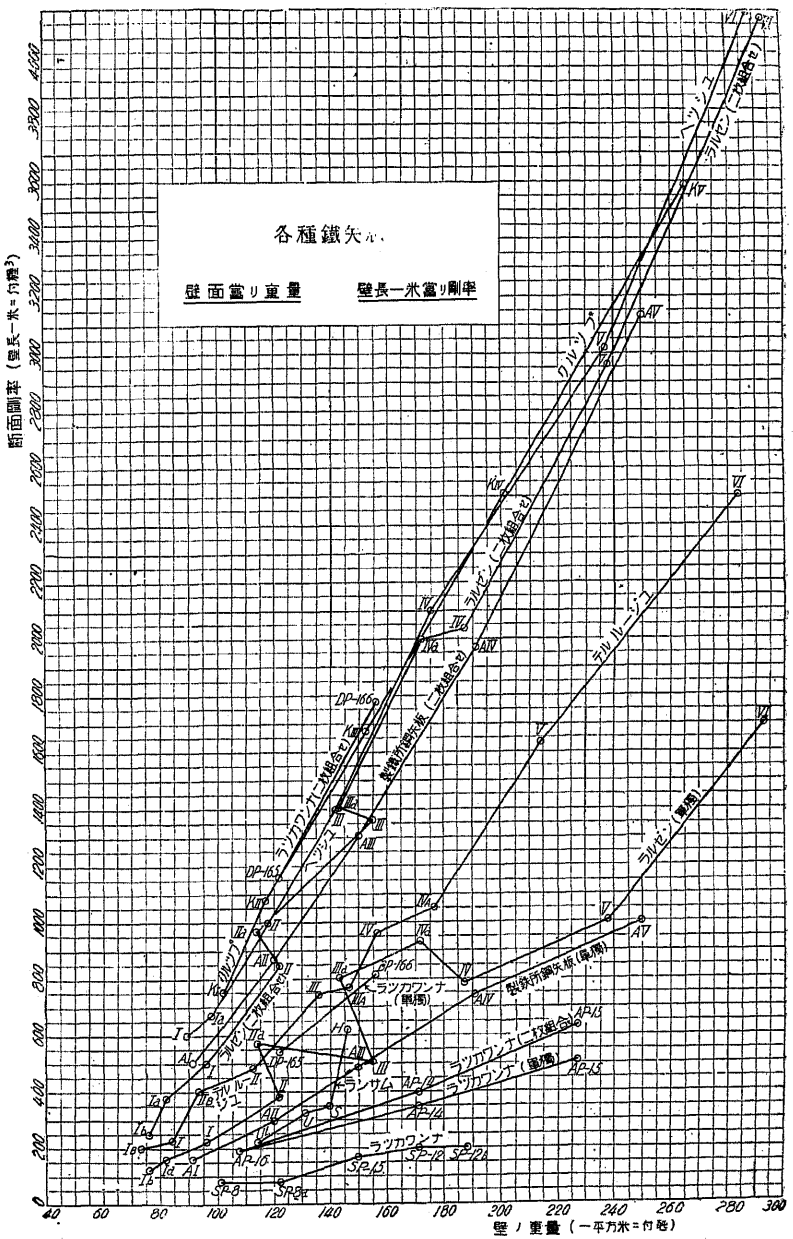
各種鐵矢板の性能は其の斷面形狀寸法と、製品の鋼質とに依つて定まるのである、工事の種類並に施工方法に從つて最も適應するものを選ぶことは、工費經濟、施工の難易、施工後の成績に及ぼす影響が甚大であるから愼重に考慮すべきである。然し各種の矢板について種々な場合の經驗が充分でないから、夫れ等の個々の優劣を斷定することは困難である、玆には剛性、水密、接合、耐久性、打込の難易、鋼質等に關する一般的の得失を述べて選擇上の參考に資することゝす。

イ、剛性　土壓、水壓、並に杭打作業中の激しい打擊等に對する矢板の耐力は主として剛性に依つて定まるのであるから、其の大小は矢板の强弱を決定する要

第 67 表　各種鐵矢板壁長 1 m 當り剛率及一組當被覆面積比較



第 68 表　各種鐵矢板壁長 1 m 當り剛率及壁面 1 m 當り重量比較



素である、矢板の單位面積に對する重量が同一であるならば、其の斷面の剛率（Section Modulus）の大なるを希ふは勿論である、然し矢板の打沈め作業中には地中の不規則な抵抗のため、强大な扭力（Torsion）や斷面の一部に對する彎折（Buckling）を生ずることもある、或は又堅い埋藏障碍物に衝突した場合は矢板の兩端に烈しい壓碎力（Crushing）や剪斷力（Shearing）を受けることもあるから、獨り剛率が大なるばかりでなく、斷面の各部の厚さが其の形狀に從つて之等の外力に抵抗し得る樣に調整の完備が必要である。

ロ、水密 水密の程度は矢板接合部の構造如何にある、溝と溝に嵌まる部分との接觸面が矢板を打終つた時に、その全長を通じて密着する形狀を要求するのである。

ハ、接合 接合部の溝と嵌入部とは之れに依つて、隣接矢板を接合し打込みの際の導溝となるものであるから、充分强剛であつて裂傷、開放、延伸等の破損事故の絶無を期することを第一の役目とする、第二には水密である、第三には接合軸を中心として或程度の屈折を必要とする、即ち曲線の矢板壁を作るとき屈折が自由である程小半徑の曲線壁が可能である。

ニ、厚さと耐久性 鐵矢板の壽命は其の腐蝕に依つて左右されるから、完全な防錆被覆のない場合は工作物の必要とする保存期間に對し、相當な腐蝕減耗厚を豫想して、矢板斷面各部の厚を考慮することが當然必要となつて來る、故に剛性は優越し當初の應力計算上有利であつても、其の一部に極端に薄い部分を有する型式のものは、耐久性に於て非常に不利となるのである、此の關係は使用場所が海水や汚水である場合、使用矢板斷面の輕薄な場合、實際に腐蝕を生ずる位置が矢板壁の內で最大應力を生ずる位置と一致する場合等に於て、一層不利な度を增すことに注意を拂はねばならぬ。

ホ、打込の難易 餘り形狀が複雜なものは打込みの際に、地盤から受ける抵抗が大である、又整列が困難である、特に埋木玉石等の障碍物に出遇つた場合には困難を感ずるから、打込みの都合から云へば、斷面形狀は簡單でなるべく對稱的で接合部の强剛なものが良いのである、砂利層或は埋木のある地層に使用する矢板は打込の難易を特に注意して選擇する必要がある。

ヘ、鋼質 腐蝕に對しては其の質良好で、緻密堅硬なるを可とすることは勿論である、打込の打撃に對しては矢板頭部に完全な Cap を使用すれば、實際の場合頭部の缺けることよりも、挫屈する虞れが多いのであるから、鋼質は半硬鋼程度以上のものを使用するが得策である、只茲に特に注意を要するは、鐵矢板は普通の山形や溝型鋼よりも形が複雜なだけ製作が困難である、ハイテンション・スチールとなれば尙更製作上の缺點が生じ易いことである、實際の場合にも往々此の缺點のために、接合部溝又はウエブに龜裂を見出すことがあるから、製品の裂傷檢査を特に注意せねばならぬ。

鋼の銹錆を防ぐために 0.2% 以上の銅を含有する鋼材を使用することが、近來推奬されて居る、之れは實驗室に於ては普通の鋼材に比し可なり良好な成績を擧げて居るが實地に於ては、未だ長年月を經過せる例がないから、其の効果を明瞭に例證出來ぬ、價格は普通の鋼材を使用したものよりも、約 5% 高價である。

ラルは接合水密の點に於て、ラツカワンナーは接合の强剛なる點に於て、テルは斷面剛率計算上に疑義なき點に於て、何れも一般に推奬されて居る。

§ 109. 鐵矢板の打込

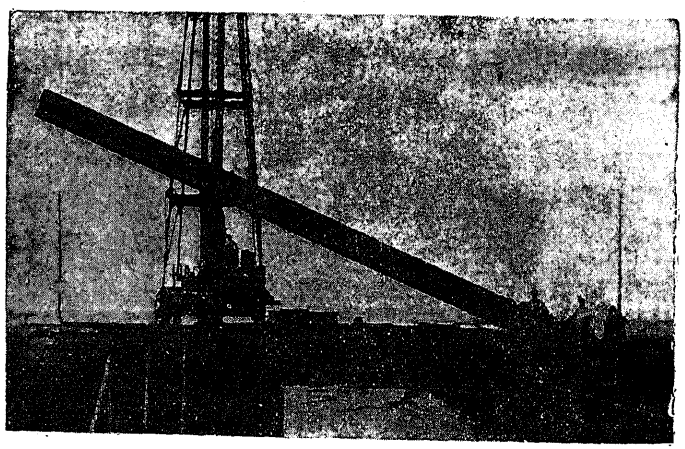
鐵矢板は其の堅剛な特質に依つて、木矢板に比して打込み易く且確實に深い地盤に到達し得ることが特徵である、强剛な鐵板は普通の木杭を打込み得る深さ迄は容易に到達し得る、砂や小砂利層の場合は木杭よりも深く到達し得る、堅硬ならざる土砂層の中に轉在する小玉石は押除け、又軟石ならば碎破して沈下する、第 166 圖の如く直徑 30 cm 以上の埋木を剪斷して沈下し得た實例もある、土丹岩ならば左程困難はない、粘盤岩でも困難ながら 1 m 以上打込んだ實例もある、實際地質に相當した强剛な鐵矢板を選んで根氣よく打込めば、如上程度の難關は打拔くことが出來る、特別に堅硬なる砂利盤、護岸又は水中基礎の捨石層の厚いもの等に於はて多くの場合打込不可能である、局部的に此の種の難所がある場合は掘揚浚渫機で掘取り工を進めることも出來るが、全體の地盤が此の種のものである場合は、鐵矢板打込は斷念すべきである。

打込の方法は普通の杭打方法の何れでも適用出來るが、矢板打に最も大切な整列を誤らぬ樣にするためには、動搖しない導柱を備へた櫓が必要である、櫓は矢板を其の長の約$\frac{1}{3}$の點で釣り上げ建込み、其の上にハンマーを乘せ得るだけの高さがあればよい、作業の都合上頻繁に移動するからローラー又は車輪を備へ迅速に移動し得る、加之も振動に耐え得る設備が必要である、水上では杭打船を使用すれば移動操作が便利である。

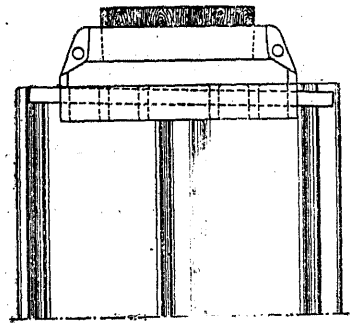


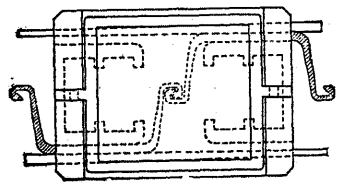
第　166　圖

錘又はハンマーはなるべく低揚程（1*m* 以內）で打數の多いものを可とする、硬い砂礫盤では特にピツチの速いハンマーが有効である、分銅又はハンマーの重量は荒砂の相當硬い地盤で長 7*m* 位の矢板打ならば、ウキンチ卷揚錘 500*kg*、ラクール式 800*kg*、ナスミス式 1,500*kg*、テリー式 2,000*kg*、長 12*m* 內外で錘 700*kg*、ラクール式 1,000*kg*、ナスミス式 2,000*kg*、テリー式 3 000*kg*. 位のものを用意すればよい、地盤が硬くなり又矢板が重くなれば、從つてハンマー重量を增すことは勿論である。



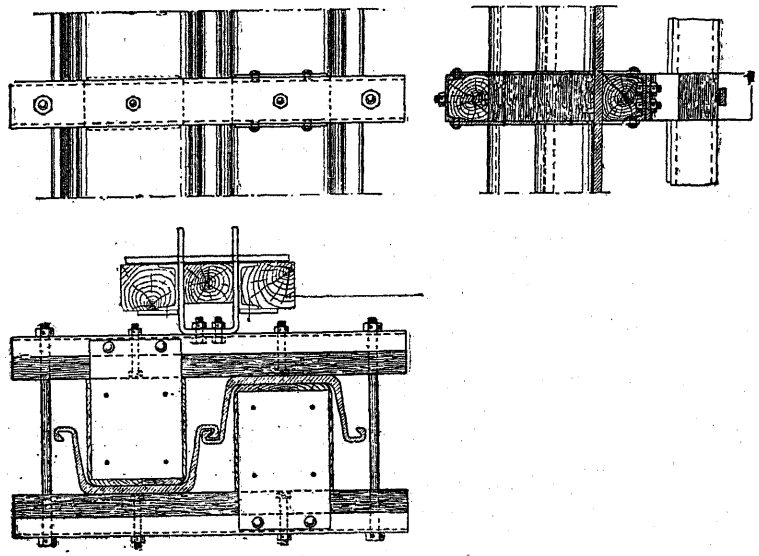
第　167　圖





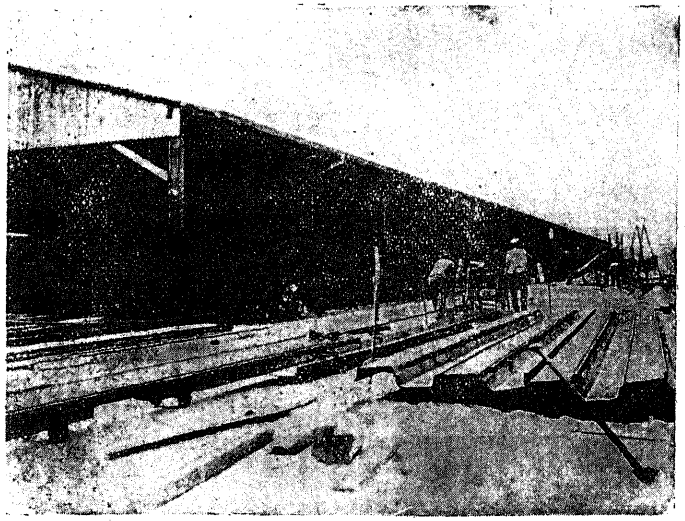
第　168　圖

矢板の頭部には第 168 圖の如き帽（Cap）を使用す、之れは鑄鋼製で矢板製作會社で賣つて居るものもある、ハンマーで叩かれる緩衝用の當木は破損し易いから現場に豫備品が必要である、水底迄打込む場合には此の帽の上の當木を水上迄延ばして打込めばよい、帽と當木とは確實に取付け當木は生の堅



第　169　圖

木を使用し頭部と中間にバンドが必要である、テリー式の如く壓搾空氣を使用し得るものは當木の必要なく、直接水中で打撃出來る、建込みは矢板1本宛とすることもあるが、2本宛豫め組合せて建込むと整列が容易で能率がよく得策なり、此の場合には豫め地上で第170圖の如く、矢板を水平に並べ手巻ウキンチで、一方の矢板をローラー上で引寄せ他方の溝に嵌め、建込む前に、第169圖の如き假枠で締付けて置く。

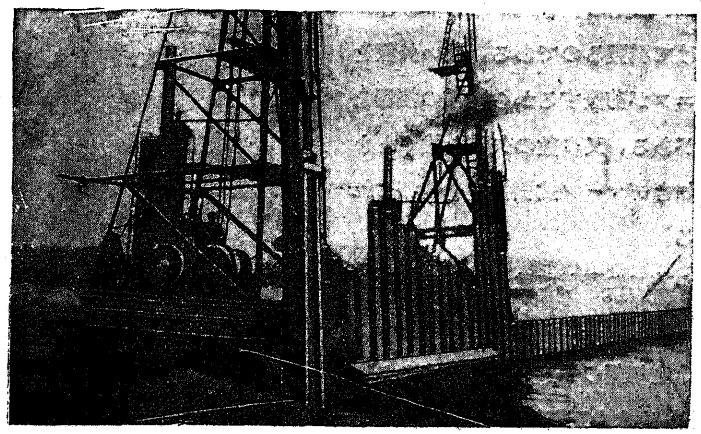


第　170　圖

建込む場合には矢板の整列方向を正しくし緩やかにハンマーを卸ろす、ハンマーの打始めは極めて靜かに小刻みにし、矢板の位置が確つかり落付いた後打撃を早める、水中建込の場合は足場兼用に木杭打をなし、整列用の丈夫な水平布木を取付け、之れに沿ふて鐵矢板を建込むこともある、又既設矢板の兩側より一時挾桁を取付け、建込整列の便を計ることもある、打撃中は絶えず矢板の傾きと、方向に對する捩れと、沈下具合とを注意し、進行中障碍物に當つた時は特に矢板の動靜を注意し、矢板の亂列を防ぎつゝ根氣よく叩き障碍を突破せねばならぬ、性急に強打すれば矢板尖端が曲り亂列を甚しくして失敗するものである、矢板打始めに於て未だ其の位置が落付かない中に、方向の通りのよくないものは到底最後迄見込みはないから、深入りせぬ中に抜き取り打直すべきである。

鐵矢板の打込について特に注意を要するは、一般に矢板は其の打進方向に傾くことである、之れは矢板の下端は土で押されて既に打込みたる矢板の方に、密着するが、上端は進行の方向には抵抗がないから、逃げて行く傾向があることに原因する、之れがため接合部噛合ひに存する間隙が上方で伸び、下向で詰まつて來るから放任すれば多數の矢板を打込むに從つて傾斜して來るのである、此の失敗は水中打込の場合特に起り易い、之れを防ぐためには次の方法を行へばよい。

イ、矢板を1回に10枚乃至20枚同時に建込其の兩端を打込深度の $\frac{1}{2}$～$\frac{3}{4}$ だけ先づ打込み、然る後其の中間を第171圖の如く數回に階段的に打進むこと尚打始めの矢板は打進む方向の反對側に幾分傾けて置くと仕事が樂である。



第　171　圖

ロ、ハムマーの當りや方向を少し既設矢板の方に押付ける樣、手加減して打つこと。

ハ、矢板先端を木矢板の場合の如く斜に切り落して打込むこと。

ニ、打込む矢板の上方を既設矢板の方向に引張つておくこと。

ホ、矢板の先端接合部間隙に鐵片の塡め物をして打込むこと。

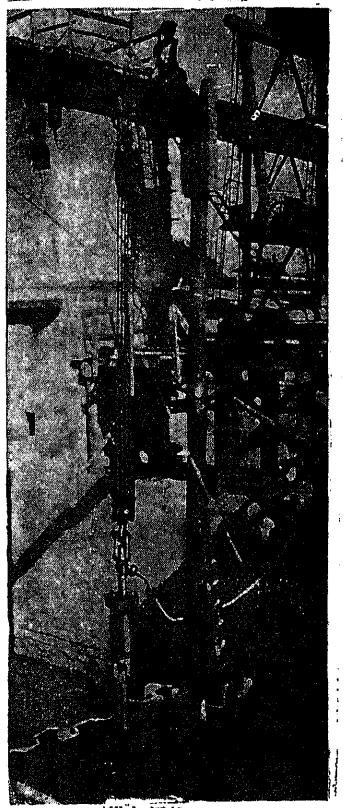
等であるが、從事員が充分熟練すれば（イ）と（ロ）との手加減で傾斜を避けることが出來る。

テルルージユ矢板を土丹盤に打込みたる結果、上述とは反對に矢板頭部が既設矢板の方に傾いた實例も少くない、此場合には前記の反對の注意が必要である、

之は特例である。

次に注意すべきことは已に所定の高さに打込濟の矢板を、其隣の矢板の打下げにより一緒に引下げることで、之を避けるには嚙め溝に重油を塗つておき、尙打込の順序を矢板高の段階を小刻みにして進むのである、已むを得ず打過の場合は抜き上げることも出來る。

矢板打の作業中は上述の通り屢々杭を引抜く必要も起るから、其の用意として矢板頭部に 3 cm 以上の孔をドリルしておき、之にピンをかけて引張るのである、硬い矢板を抜く時にはウエブが剪斷するから特種の摑器を使用することがある、又多數の矢板を抜くときは第 172 圖の如きデマーク式引抜機を使用すれば容易く抜ける。



鐵矢板抜取

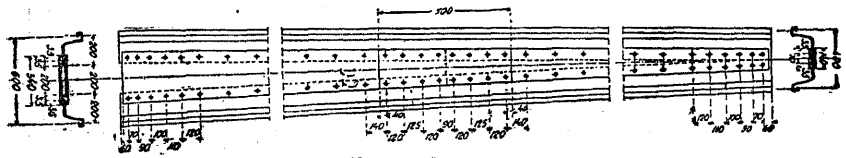
第 172 圖

鐵矢板工事の施工に際しては、上記の他にハンド・ドリル、鑿釘用具、オキシ・アセチレン瓦斯燒切用具、金切鋸の一通りは必要である、尙大工事の場合は水中瓦斯燒切機も必要である。

砂地の場合は水射式押込法（§ 127 參照）に依つて、打撃法の費用の半額以下にて沈下し得るが、地盤を弛めることについて考慮せねばならぬ。

鐵矢板 1 本の長は普通運搬の都合上 15 m を限度とするが、特に註文すれば 20 m のものを得られる、尙長いものを打込む必要ある場合は現場で溶接することも出來る。

鐵矢板を二箇所より打進み、或場所で出遇ひ兩端を 1 枚の鐵矢板で接續せしむる必要のある場合は、終りに近づく前の數十枚の矢板の建込及打込は特に注意して相互迫り合ひと矢板の直立とに注意して、最後の 1 枚の接續矢板の建込を容易ならしむる樣にせねばならぬ、最後の接續矢板は其最後の間隔を測つて第 173 圖の如く適當幅のものを特に製作する必要に迫られる場合もある、又假締切の如く多少彎曲して差支へない場合には彎曲して矢板幅を調整する、萬已むを得ざる場合には單に此重ね打に止めて置くこともあるが、水密を必要とする締切矢板の場合は此重ね打の處より漏水激しく、土砂を交へて噴出して遂に矢板裏陷沒と共に矢板傾倒の大事故を生じた例もあるから、斯かる場合は此接續部に特殊の補修方法を講ずることを怠つてはならぬ。



第 173 圖

§ 110. 鐵矢板打込、引抜、切斷費

（1）打込費　鐵矢板の打込費は地盤の硬軟、矢板の種類に依つて、著しく差異を生ずるから、一律には示し難い、現今使用されて居る普通の機械捲揚ドロツプハンマー、スチームハンマー、ニユーマチツクハンマー等を、現場に適當する樣選んで施工した場合、其一組の工程は地盤の硬軟作業の便否等に依つて、大體次の範圍である。

建込時間　1 本に付 3～20 分の要す、矢板の長短に依り差を生ず。

打込時間　次表の如し、時間は分にて表はす。

土質＼矢板長(m)	4 m	6 m	8 m	10 m	15 m	摘　用
軟　土	3～15	5～20	8～25	10～30	15～40	矢板長全部打込むものとして打込所要時間を掲ぐ。時間の單位は分硬土には堅粘土及土丹層を含む。砂層の場合は水射法を使用する時は所要時間を3～5割減ず。
中硬土	18	27	35	43	70	
硬　土	25	38	50	63	100	
軟砂層	18	27	35	43	70	
硬砂層	30	45	60	75	120	
小砂利層	60～120	80～160	100～300	125～380	180～540	

杭打機運轉費　杭打機の種類大小等に依り差異あるも二三の實例を擧ぐれば

第 69 表　鐵矢板打込機1日の運轉費

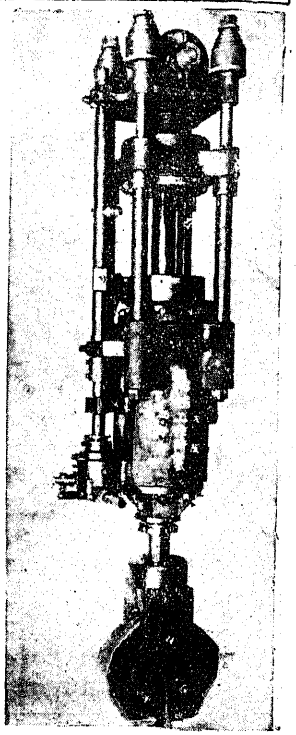
抗材機 ＼ 種別	汽鎚（テリー式又は油谷式）錘重 3000 kg	電力捲揚 錘重 500 kg	摘要
石炭	15.00圓～20.00圓		1日の純運轉時間を 5 時間とす
電力	—	13.00圓～18.00圓	
油類	0.30～0.70	0.12～0.20	
雜品	0.10～0.15	0.08～0.20	
計	15.40～20.85	13.20～18.40	
機械付員	2.50～3.00	1.80～2.40	
人夫	5.00～7.00	4.00～6.00	
計	7.50～10.00	5.80～8.40	
合計	22.90～30.85	19.00～26.80	
1日の打込本數	5	4	土質硬土又は荒砂
矢板1本の打込費	4.58～6.17	4.25～6.65	矢板長 10 m　No Ⅱ型

上表に依れば鐵矢板長 10 m の打込費は土質硬土の場合に 4.58 圓～6.65 圓となるも、尙此外に準備費として機具一式の調達、並に現場の都合に依りては導杭工の費用若干を要す、又當木（ヤツトコ）を使用して水底に打込む場合の打込は直接打撃の場合に比し 3～5 割增となる。

（2）引抜費　　鐵矢板の引抜は打込作業中に於ても、屢々其必要を生ずるから各工事場に於ては常に引抜用具の準備を要す。

引抜方法の簡單なるは人力又は動力ウキンチ、キヤツブ・スタン等を使用して釣り上げるのであるが困難な矢板を數多く引抜く場合は普通の複働式ハンマーを逆に使用し、又は特種の杭抜機を使用す、デマーグ又は油谷式杭抜機は、此目的で作つたものである。

引抜困難な場合は掛矢で矢板の地盤面近くを打撃



第 174 圖

して、振動を與へつゝ釣り上げ、尙困難な場合は周圍の土を掘取り土壓を少くする、矢板頭部と引抜機との取付は、特種の引抜機の場合は矢板のウエブを掴む樣になつて居るが、普通のウインチを使用する場合は矢板ウエブの孔を利用する。

引抜費用は土質、矢板打込の狀態、矢板錆付の程度、引抜方法等に依つて著しい相違がある、大體の見當は打込費の 3～8 割である、次に內務省信濃川河川工事の實績を示す。

鐵矢板引抜費　　第 70 表

工法	デマーグ、ハンマー			人力	
捲揚機	汽力及人力	人力	人力	人力	人力
鋼矢板 種類	ラルセン	ラルセン	テル・ルージユ	テル・ルージユ	ランサム
鋼矢板 長さ (m)	6～14	9.5	7～11	9	6
鋼矢板 根入 (m)	6～11	8	7～8	6	6
鋼矢板 數量 (枚)	408	61	25	240	156
打込後の年數	約3年	約3.5年	約1年	約1年	約1年
操業日數	102	11	11	45	21
運轉時間	328.3	32.1	17.8	—	—
1日當引抜數 平均	4.0	5.5	2.3	5.3	7.5
1日當引抜數 最大	14	11	6	12	14
1枚引抜所要時間 最大	5時－14分	4時－30分	2時－40分	12時－0分	6時－40分
1枚引抜所要時間 最小	15分	45分	22分	30分	30分
工費 材料費(圓)	1,308.311	217.395	155.577	15.446	13.039
工費 傭人 員數(人)	311	15	18	45	18
工費 傭人 金額(圓)	685.270	32.030	35.350	100.050	33.290
工費 雇職 員數(人)	67	9	—	52	15
工費 雇職 金額(圓)	151.290	17.430	—	138.200	25.270
工費 人夫 員數(人)	919	204	72	457	218
工費 人夫 金額(圓)	1,169.100	215.780	82.270	622.390	221.530
工費 合計(圓)	3,313.971	482.635	278.197	876.106	203.192
同 矢板1枚當(圓)	8.122	7.912	11.128	3.650	1.879

（3）鐵矢板切斷費　　鐵矢板を所定の高さに一整に打終ることは事實困難である、普通の場合所定高より 10～30 cm 高く打止めて切り揃へ、且頭部挫傷部分を切り取る、此切斷作業は金切鋸でも根氣よく行へば出來ぬことはないが、費用と時間とを多く要するので普通の矢板工事では必ずオキシ・アセチレン瓦斯

燒切器を用意する。倘打終つた矢板にアンカー・ロツト、腹起し用材等の取付孔を開けるにも瓦斯燒切を使用する。

水中瓦斯切斷は特別の裝置を要し佛國のビカール式、又は獨逸のドルトムンド・ユニオン式等が輸入されて居る、前者は 1,000 圓後者は 3,000 圓位するから、其用意ない場合少數矢板の切斷は金切鋸を使用する。

東京隅田川に於て金切鋸を使用し、ラルゼン Ⅱ型 42 枚を水底に於て切斷した成績は此表に示す如く驚くべき費用を要し、工程は 1 日 1 組にて平均 1.75 枚最大 3 枚である。

名　稱	單位	員數	金　額	矢板 1 枚當
潛水夫	人	64	320.00	7.62
鳶　職	同	72	181.00	4.31
人　夫	同	117	221.92	5.28
鋸　刃	枚	74	171.20	4.07
合　計		—	894.12	21,28

水中瓦斯切斷に依れば上述の例の二倍以上の工程を擧げることが出來るが費用は餘り減らない。

陸上金切鋸切斷は上記實例の $\frac{1}{10}$ 以下、瓦斯切斷は $\frac{1}{15}$ 以下で出來る。

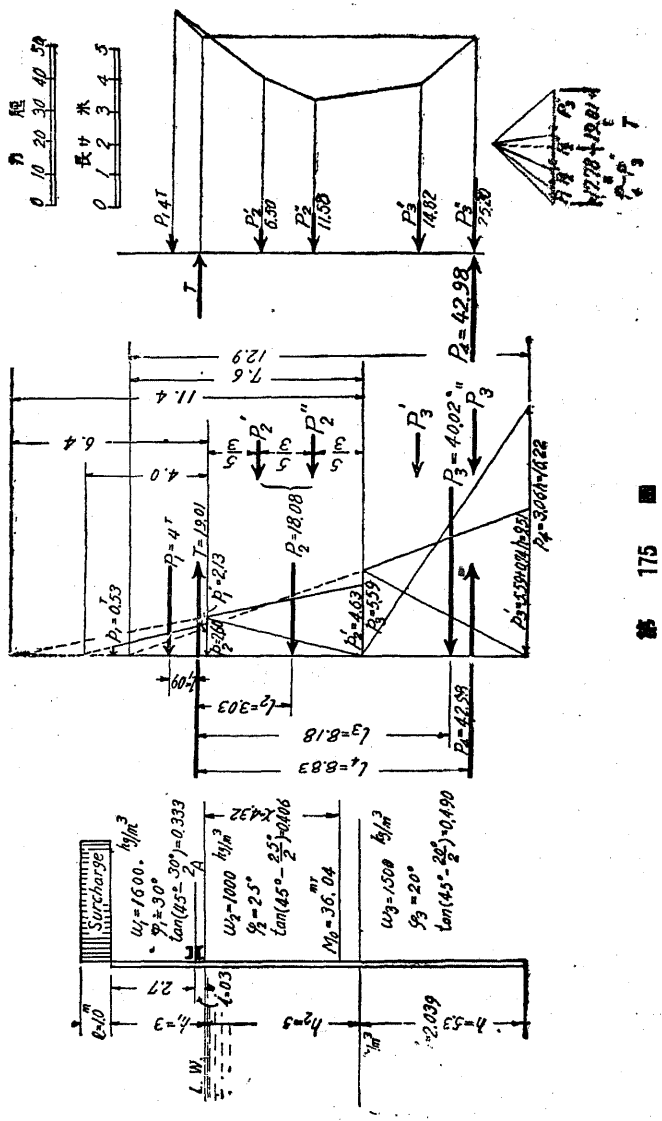
§111. 鐵矢板壁の計算

背土 (Back-filling) よりの土壓と其地表上の荷重の影響等は石造擁壁の場合と異る所はないが、之に抵抗する力は重力擁壁の場合と違つて、鐵矢板の彎曲抵抗と錨定繫杆 (Anchor tie) 及矢板根入部の負土壓 (Passive pressure) とに依るのである、之等の關係について計算方法を次に例示する。

第175圖に示す鐵矢板岸壁の安定について研究することゝする、鐵矢板の裏込は泥土を以てすることは危險であるから避けねばならぬ、此例では砂を使用したものとし、水上は平均 1,600 kg/m^3 息角 30° とする、水中は上層の土の重さで固く締るから平均 2,000 kg/m^3 とし水の浮力を差引き平均 1,000 kg/m^3 とし、息角は 25° とする、水底の天然地盤は砂交りの粘土として、水の浮力を半分位と見て 2,000 − 500 = 1,500 kg/m^3 とする、息角は 20° と假定する。

土壓はランキン氏に依れば、

$$p_1 = w_1 \cdot e \cdot \tan^2\left(45° - \frac{\varphi_1}{2}\right) = 1{,}600 \times 1 \times 0.333 = 533\ kg/m^2 = 0.53\ tg/m^2$$



鐵矢板安定度示力圖　第175圖

$$p_1' = w_1\cdot(e+h_1)\tan^2\left(45°-\frac{\varphi_1}{2}\right) = 1{,}600\times(1+3)\times 0.333 = 2{,}133 = 2.13$$

$$p_2 = w_2\cdot\left\{(e+h_1)\cdot\frac{w_1}{w_2}\right\}\cdot\tan^2\left(45°-\frac{\varphi_2}{2}\right) = 1{,}000\times 6.4\times 0.406$$

$$= 2{,}598 = 2.60$$

$$p_2' = w_2\cdot\left\{h_2+(e+h_1)\cdot\frac{w_1}{w_2}\right\}\cdot\tan^2\left(45°-\frac{\varphi_2}{2}\right) = 1{,}005\times 11.4\times 0.406$$

$$= 4{,}630 = 4.63$$

$$p_3 = w_3\cdot\left\{h_2\cdot\frac{w_2}{w_3}+(e+h_1)\frac{w_1}{w_3}\right\}\cdot\tan^2\left(45°-\frac{\varphi_3}{2}\right) = 1{,}500\times 7.6\times 0.490$$

$$= 5{,}589 = 5.59$$

$$p_3' = w_3\cdot\left\{h_2\cdot\frac{w_2}{w_3}+(e+h_1)\frac{w_1}{w_3}+h\right\}\cdot\tan^2\left(45°-\frac{\varphi_3}{2}\right)$$

$$= 1{,}500\times(9.6+h)\times 0.49 = 5.59+0.74\,h$$

$$p_4 = w_3\cdot h\cdot\tan^2\left(45°+\frac{20}{2}\right) = 1{,}500\times 2{,}039\times h = 3{,}060\,h = 3.06\,h$$

h_1, h_2, 及 h の各層の土壓の合成力 P_1, P_2, P_3, P_4, と其働く線の A 點よりの距離 l_1, l_2, l_3, l_4 を求むれば、

$$P_1 = \frac{p_1+p_2'}{2}\cdot h_1 = 4.00, \qquad l_1 = \frac{h_1}{3}\cdot\frac{2p_1+p_1'}{p_1+p_1'}-i = 0.90\,m$$

$$P_2 = \frac{p_2+p_2'}{2}\cdot h_2 = 18.08, \qquad l_2 = \frac{h_2}{3}\cdot\frac{p_2+2p_2'}{p_2+p_2'}+i = 3.30$$

$$P_3 = \frac{p_3+p_3'}{2}\cdot h = (5.59+0.37\,h)\,h,$$

$$l_3 = \frac{h}{3}\cdot\frac{p_3+2p_3'}{p_3+p_3'}+h_2+i = \frac{177.8+28.5h+1.48h^2}{6(5.59+0.37h)}$$

$$P_4 = \frac{p_4 h}{2} = 1.53\,h^2, \qquad l_4 = \frac{2}{3}h+h_2+i = \frac{2}{3}h+5.3$$

（1）根入深　矢板に働く上記の正負土壓と A 點に働く錨定力 T とが平衡の狀態にあるべきである、但し矢板の前面と後面と兩方からの水壓は相殺するものとして計算上は無視する、依つて A 點に對する上記諸力の力率を求め其總和を零と置きたる方程式より h を求むれば所要の根入深を知り得る、即

$$P_1l_1-P_2l_2-P_3l_3+P_4l_4 = 0$$

$$4\times 0.9-18.08\times 3.03-(5.59+0.37)h\times\frac{177.8+28.5h+1.48h}{6(5.59+0.37h)}$$

$$+1.53h^2\times\left(\frac{2}{3}h+5.3\right) = 0$$

$$h^3+4.34h^2-38.3h-66.2 = 0$$

$$h = 5.3\,m$$

（2）矢板斷面　矢板に於ける最大彎曲率 M_o は水面線以下 x の點に起るものとすれば、

$$M_o = -T(x+i)+P_1(x+i+l_1)+\frac{p_2}{2}x^2+\frac{p_2'-p_2}{6h_2}x^3$$

$$\frac{dMx}{dx} = -(T-P_1)+p_2x+\frac{p_2'-p_2}{2h_2}\cdot x^2 = 0$$

$$\therefore\quad x = \left\{-p_2\pm\sqrt{p_2^2\pm\frac{2(p_2'-p_2)}{h_2}\cdot(T-P_1)}\right\}\cdot\frac{h_2}{p_2'-p_2}$$

$$= \left\{-2.6\pm\sqrt{2.6^2+\frac{2(4.63-2.6)}{5}\times(19.01-4)}\right\}\times\frac{5}{4.63-2.6}$$

$$= +4.32\,m$$

$$M_o = -19\,01\ 4.32+0.3)+4(4.32+0.3+0.9)+\frac{2.6}{2}\times\overline{4.32}^2+\frac{4.63-2.6}{6\times 5}\times\overline{4.32}^3$$

$$= 36.04\,m.tg. = 3{,}604\,000\,cmkg$$

半硬鋼程度の矢板を使用し、許容張應力 $\sigma_a = 1{,}500\,kg/cm^2$ とす。

$$\text{矢板の必要なる斷面剛率} = \frac{3{,}604{,}000}{1{,}500} = 2{,}400cm^3$$

ラルゼン V 型（重量 $100\,kg/m$、有効幅 $420\,m/m$、斷面剛率2枚合せ幅 $1\,m$ 當り $2{,}962\,cm^3$）を使用す。

（3）錨定の計算

錨定釘　矢板が靜止するためには $\Sigma H = 0$ である即ち

$$\Sigma H = P_1+P_2+P_3-P_4-T = 0$$

$$T = P_1+P_2+P_3-P_4$$

$$= 4+18.08+39\,91-42.98 = 19.01tg$$

錨定釘を心々 b 米毎に置くものとせば釘の必要なる直徑 d は

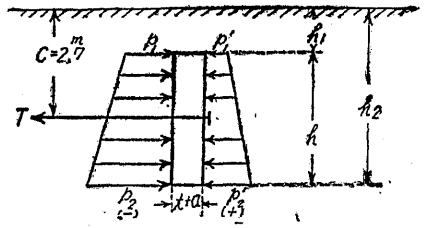
$$d = \sqrt{\frac{4}{\pi}\cdot\frac{bT}{\sigma_s}} = 1.13\sqrt{\frac{bT}{\sigma_s}}$$

σ_s は鋼の許容張應力 $1{,}125\,kg/cm^2$ とし、$b = 1.68\,m$ とすれば

$$= 1.13\sqrt{\frac{1.68\times 19{,}010}{1{,}125}} = 0.0336\sqrt{1.68\times 19{,}010} = 6\,cm$$

實際は腐蝕を見込み此計算より得たる d より約 3 mm 大きくする。

錨定壁　錨定鉚に生ずる張力に對し壁垂直面に於ける土の支壓力が抵抗し得ればよい譯である、壁の幅を b' とすれば、



第 176 圖

$$\left\{(p_1+p_2)-(p_1'+p_2')\right\}\times\frac{h}{2}\times b' \geqq bT$$

$$\frac{w}{2}(h_2^2-h_1^2)\left\{\tan^2\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right)-\tan^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)\right\} = bT.$$

$$(h_2^2-h_1^2) = 2ch = \frac{2bT}{w\left\{\tan^2\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right)-\tan^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)\right\}b'}$$

$$h = \frac{bT}{cb'w\left\{\tan^2\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right)-\tan^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)\right\}}$$

$w = 1{,}600\ kg/m^3$, $\varphi = 30°$, $b = b'$, $c = 2.7\ m$ とすれば、

$$h = \frac{19{,}010}{2.7\times1{,}600(3.000-0.333)} = 1.65\ m$$

安全のため約 5 割增とし 2.4 m を使用す。

壁の厚及鐵筋　計算を簡單にするため近似式を用ふ。

水平方面の彎曲率　$M_H = \frac{bT}{12} = \frac{19{,}010\times1.68}{12} = 2{,}661\ m.kg.$

同上剪力　$S_H = \frac{T}{2} = \frac{19\,010}{2} = 9\,505\ kg$

垂直方向の彎曲率　$M_V = \frac{hT}{8b} = \frac{19{,}010\times2.4}{8\times1.68} = 3{,}400\ m.kg.$

同上剪力　$S_V = \frac{T}{2b} = \frac{19\,010}{2\times1.6} = 5{,}941\ kg$

但水平方向は連續桁とす、從つて正負彎曲率を生ず、垂直方向の M_V 及 S_V は水平方向への長 1 m 分とす。

水平方向に於ては壁高の $\frac{1}{3}$ が桁とし有効に働くものと假定す、先づ剪力に

對する壁の厚を求む、混凝土の許容剪應力 $\tau = 3.5\ kg/cm^2$ とす。

水平方向許容剪應力　$T_H = \tau t\frac{h}{3} \geqq S_H = \frac{T}{2}$

$$\therefore\quad t = \frac{3}{2}\cdot\frac{T}{\tau h} = \frac{3}{2}\cdot\frac{19{,}010}{3.5\times240} = 34\ cm$$

垂直方向許容剪應力　$T_V = \tau\cdot t \geqq S_V = \frac{T}{2b}$

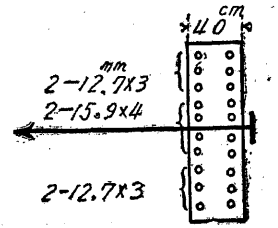
$$\therefore\quad t = \frac{T}{2b\tau} = \frac{19.010}{2\times168\times3.5} = 17\ cm$$

依つて鐵筋被覆 α を 6 cm とし壁厚を 40 cm とす。

水平方向許容彎曲率　$M_H' = K\cdot\frac{h}{3}\cdot t^2$

$\geqq M_H = 2\,661\ m.kg$

$$\therefore\quad K = \frac{266{,}100}{34^2\times\frac{240}{3}} = 2.9$$



第 177 圖

鐵筋の許容張應力を 1,125 kg/cm^2 とすれば

$p = 0.28\,\%$, $A_s = \frac{0.28}{100}\times34\times\frac{240}{3} = 7.62\ cm^2$,

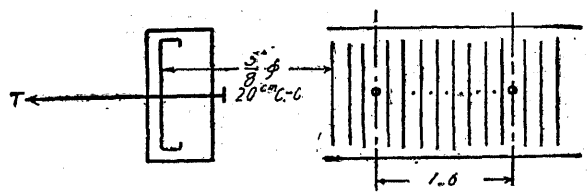
15.9 $mm\,\phi$ 4本 25 cm c-c. $A_s = 1.98\times4 = 7.92\ cm^2$ を第 177 圖の如く使用す

垂直方向許容彎曲率　$M_V' = 100\,Kl^2 \geqq M_V = 3{,}400\ m.kg$

$$K = \frac{340{,}000}{34^2\times100} = 3.0$$

$K = 3.0$ に對する $p = 0.3\,\%$ なる故 $A_s = \frac{0.3}{100}\times32\times100 = 9.6\ cm^2$,

依つて 15.9 $mm\,\phi$ を 20 cm 間隔に使用す。



第 178 圖

錨定鉚の長さ　錨定鉚の長さは錨定に杭を使用する場合と壁を使用する場合とで長さが異る。

控へ杭を使用する場合は矢板と其根元地盤との切り合ひの點 B から息角 φ の斜角を以て直線を引き、之が地表面と交叉する處より後方に控へ杭を打てばよい、依つて釘の所要長 l は

$$l \geqq h_2 \cot\varphi_2 + i\cot\varphi_1$$

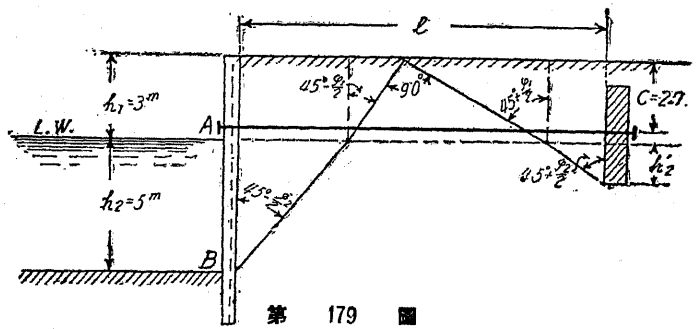
但 i は錨定釘と水面との距離

$$\geqq 5\times\cot 25^\circ + 1\times\cot 30^\circ = 12.45\,m$$

錨定壁を使用する場合は正土壓破壞面と負土壓破壞面とが地表面以上で出會ふ樣にする必要がある、即ち

$$l = h_2\tan\left(45^\circ-\frac{\varphi_2}{2}\right)+h_1\tan\left(45^\circ-\frac{\varphi_2}{2}\right)+h_1\tan\left(45^\circ+\frac{\varphi_1}{2}\right)+h_2'\tan\left(45^\circ+\frac{\varphi_2}{2}\right)$$

$$= 5\times0.637+3\times0.577+3\times1.732+0.9\times1.570 = 11.42\,m$$



第　179　圖

實際の經驗に依ると此計算長では地震の場合不安であるから 25％割增して 14m とする。

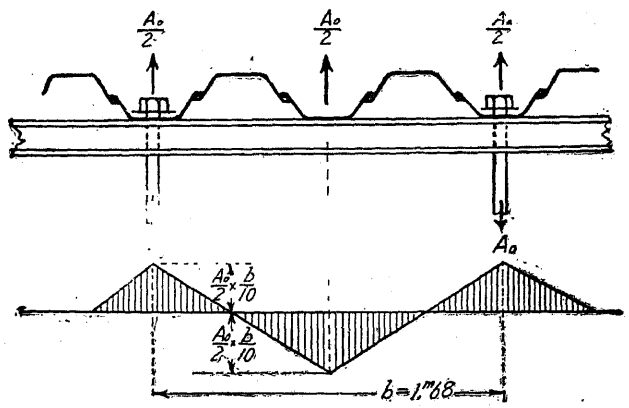
（4）**腹起材の計算**　矢板四枚毎に錨定釘を使用するから $b = 420\times4 = 1.68m$ を徑間とする連續桁と考へて計算す。

$$A_o = bT = 1.684\times19{,}010 = 31{,}337\,kg$$

$$M_{max} = \frac{A_o}{2}\cdot\frac{b}{10} = \frac{31{,}337}{2}\times\frac{168}{10} = 263{,}231\,cm\cdot kg$$

所要の斷面剛率 $= \dfrac{263{,}231}{1.125} = 234\,cm^3$

2[−177.8mm×76.2mm(7″×3″×17#) を使用す。



第　180　圖

（5）**地震の影響**

g = 重力加速度　　k_1g = 上向地震加速度　　k_1 = 垂直震度

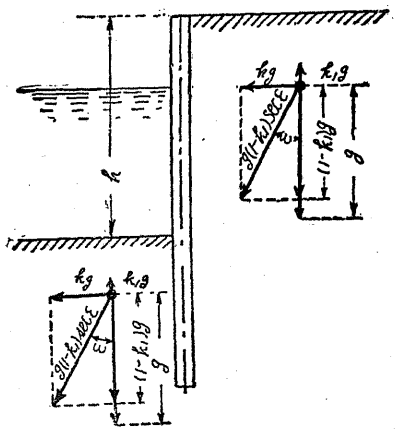
kg = 水平地震加速度　　k = 水平震度

ε = 重力の方向と合成加速度 $g(1-k_1)$ sec ε の方向との挾角

地震の水平並に垂直加速度の重力に對する影響は第 181 圖に示す如く考ふべきである物部博士の所論に從へば

$$P = \frac{1}{2}wh^2\tan^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)$$ 普通時の正土壓

$$P_e = \frac{1}{2}wh^2\tan^2\left(45^\circ-\frac{\varphi-\varepsilon}{2}\right)$$ 地震を考慮したる正土壓



第　181　圖

$$P_e = \frac{\tan^2\left(45^\circ-\frac{\varphi-\varepsilon}{2}\right)}{\tan^2\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)}\cdot P = C\cdot P \quad \cdots\cdots(1)$$

負土壓についても同樣に

第 71 表　地震土壓係數 ε 及 ε' の表

水平震度 k　　垂直震度 k_1

(a) $k = 0.36$　$k_1 = 0.12$　(b) $k = 0.30$　$k_1 = 0.10$　(c) $k = 0.20$　$k_1 = 0.08$　(d) $k = 0.15$　$k_1 = 0.05$

(1)		(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
息角 φ		$\tan\varepsilon = \frac{k}{1-k_1}$	ε	$\varphi-\varepsilon$	$45°-\frac{\varphi-\varepsilon}{2}$	$45°+\frac{\varphi-\varepsilon}{2}$	$\tan^2\left(45°-\frac{\varphi-\varepsilon}{2}\right)$	$\tan^2\left(45°+\frac{\varphi-\varepsilon}{2}\right)$	$\tan^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)$	$\tan^2\left(45°+\frac{\varphi}{2}\right)$	$C=\frac{(7)}{(9)}$	$C'=\frac{(8)}{(10)}$
37°	a	0.409	22°15′	14°45′	37°38′	52°22′	0.594	1.682	0.249	4.024	2.387	0.419
	b	0.333	18°25′	18°35′	35°43′	54°17′	0.517	1.935	〃	〃	2.076	0.480
	c	0.217	12°15′	24°45′	32°38′	57°22′	0.410	2.440	〃	〃	1.646	0.607
	d	0.158	8°59′	28° 1′	31°00′	59°00′	0.361	2.769	〃	〃	1.450	0.689
30°	a	0.409	22°15′	7°45′	41°08′	48°52′	0.762	1.311	0.333	3.000	2.289	0.437
	b	0.333	18°25′	11°35′	39°13′	50°47′	0.666	1.501	〃	〃	1.999	0.530
	c	0.217	12°15′	17°45′	36°08′	53°52′	0.553	1.877	〃	〃	1.600	0.626
	d	0.158	8°59′	21° 1′	34°30′	55°30′	0.471	2.117	〃	〃	1.418	0.706
25°	a	0.409	22°15′	2°45′	43°38′	46°22′	0.908	1.100	0.460	3.465	2.238	0.445
	b	0.333	18°25′	6°35′	41°43′	48°17′	0.794	1.259	〃	〃	1.957	0.511
	c	0.217	12°15′	12°45′	38°38′	51°22′	0.638	1.565	〃	〃	1.573	0.635
	d	0.158	8°59′	16° 1′	37°00′	55°00′	0.569	1.761	〃	〃	1.402	0.714
20°	a	0.409	22°15′	1°35′	44°13′	45°47′	0.947	1.057	0.490	2.039	1.932	0.518
	b	0.333	18°25′	7°45′	41°08′	48°52′	0.762	1.311	〃	〃	1.555	0.643
	c	0.217	12°15′	11° 1′	39°30′	50°30′	0.679	1.471	〃	〃	1.385	0.721
	d	0.158	8°59′									
15°	a	0.409	22°15′						0.588	1.698		
	b	0.333	18°25′						〃	〃		
	c	0.217	12°15′	2°45′	43°38′	46°22′	0.908	1.100	〃	〃	1.545	0.648
	d	0.158	8°59′	6° 1′	42°00′	48 00′	0.810	1.234	〃	〃	1.376	0.728

$$P_e' = \frac{\tan^2\left(45° + \frac{\varphi-\varepsilon}{2}\right)}{\tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)} \cdot P' = C' \cdot P' \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

$$\tan\varepsilon = \frac{k}{1-k_1} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{(合震度)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3)$$

今水平震度 0.2. 垂直震度 0.08 とすれば合震度は

$$\tan\varepsilon = \frac{0.2}{1-0.08} = 0.2174$$

即ち　$\varepsilon = 12°15'$

此 ε を（1）及（2）式に入れ $\varphi = 30°, 25°, 20°$ の場合の C 及 C' を求むれば第 71 表の如し。

地震力は週期的に比較的短時間作用するものである、且つ震度 2 割以上の强大なるものは極めて稀であるから之れを考慮に入れて、矢板壁の安定を計算する場合には鐵矢板及錨定釘の許容張應力は、普通の場合の 5 割增に採つて宜しい、震害を受けたる矢板壁の破壞狀態より考察するに、錨定壁又はブロックが背土の破壞面以內にあつて、矢板壁と共に前進したもの、或は錨定釘の切斷したものが多數であるから、地震を豫想する矢板壁に於ては特に此の點を注意して、タイロットの長さを充分にし且其の取付工作を完全にすることが肝要である。

既設矢板壁の破壞せるものにつき檢討した結果から見ると、護岸、繫船岸壁等の如き水面に接觸する矢板壁で、普通の土砂埋戻しせるものにあつては、タイロットの長さは壁前面の水底地盤面から、ロット迄の高さの約二倍半以上とするを可とす。

§ 112. 鐵矢板壁の設計

（1） 設計上の注意

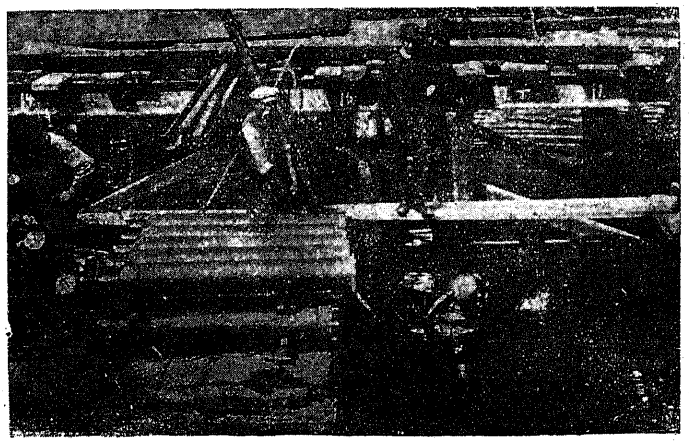
イ、地質の調査を精密に行ひ、設計の基礎となるべき地盤及背土の重量並に息角の判定を誤らぬこと。

ロ、壁高の約 3 倍の區域の背土埋立にはなるべく良質の砂礫を使用すること、泥土は禁物である、細砂に泥土を含みたるものは、泥土と同樣恐るべき土壓を生ずるものである。

ハ、鐵矢板の型種は耐力計算上の必要を充たすのみならず、工作物として必要なる耐久性並に作業上の難易を考慮し、最も適應せるものを選擇すべきである、普通の場合の長さと斷面との關係の大體の標準を示すならば、ラルゼン型 *NO. I A.* 長 6*m* 以下、同 *NO.* Ⅰ 8*m* 以下、同 *NO.* Ⅱ 10*m* 以下、同 *NO.* Ⅱ 11*m* 以下、*NO.* Ⅳ 13*m* 以下、同 *NO.* Ⅴ 15*m* 以下である、尤も一時的の假土留に使用の場合は此標準を超ゆる場合が屢々ある。

ニ、水質の不良なる場所には最低水面以下 0.3～1.0*m* の處より上部に對して鐵筋混凝土被覆を設くるを可とす、此被覆混凝土と矢板との連結のためには、豫め矢板にボールト孔を設け、之に鐵筋を通すか、又は連結用のロットを鎔接して置く、此種の被覆を用ゐざる場合は防腐塗料としてコールタール、ロスフアルチツク等を必ず使用すべきである。

ホ、水底地盤が洗掘又は攪亂さるゝ虞ある場所では夫れだけの根入餘長を見込まねばならぬ。



鐵矢板燒切

第　182　圖

ヘ、タイロツトの接合は鑄鋼製のターンバツクルを用ふるか、又はリンク・ジヨイントにするがよい、曲げ掛け又は重ね合はせの接合は相當混凝土被覆を以て保護してあつても、引伸ばされた實例多し。

ト、錨定の位置はなるべく低い方が安定度の計算上からは有利であるが、タイロツトと腹起しの取付は矢板打込後に現場で孔開けするのであるから、水面下で之等の取付けを行ふとなれば、水中でドリルするか又は第 182 圖の如くオートゲン式水中燒切器の如き設備が必要となつて來る。

チ、腹起材はフエンダー取付其他板壁の利用上差支へを生じない限り、第 183 圖の如く矢板の兩側を溝型鋼で挾んで各矢板毎にリベツト又はボールトで締付けるを可とす、ラルゼンの如く桁としての斷面軸線でルーズ・ジヨイントになつて居るものに於ては、特に此締付を完全にして頭部を固める必要がある。腹起材を片側に取付ける場合は腹起材が矢板の接合部に及ぼす働をよく研究して腹起の働に依つて、接合を益々弛緩せしめる樣な構造を避けるべく特に注意を要す。

タイロツト特に其接合部螺絲切り込の部分は防腐を完全にすること、錨定壁混凝土上の座金を特に厚く廣くすることを怠つてはならぬ、長いタイロツトを使用する場合はアツプセツト・スクリユーにすれば材料節約となるが、其工作が面倒で特別の檢査が必要であるから、却つて螺絲切込み深だけ徑の大なる材料を使用するを得策とす。

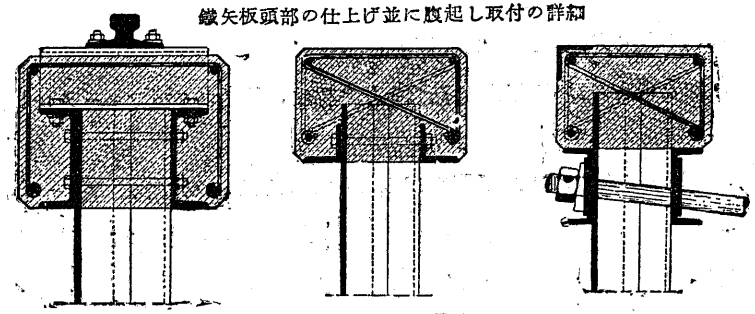
（2）**繫船岸壁**　次に大阪築港に採用されたる地杭鐵矢板混用繫船岸壁の計算を揭ぐ。

鐵矢板の許容張應力强度 ＝ 1,500 *kg / cm²*

丸鋼棒の許容張應力强度 ＝ 1,000 *kg / cm²*

混凝土の許容壓應力强度 ＝ 40 *kg / cm²*

鐵矢板頭部の仕上げ並に腹起し取付の詳細



第　183　圖

其の他第184圖の如し。

混凝土壁の部：——

$w_1 = 2{,}250\times0.3\times3.5 = 2{,}363\,kg$　　$w_2 = 2{,}250\times1.5\times5.5 = 18{,}563$

$w_3 = 2{,}250\times0.6\times4.2 = 5{,}670$　　$w_4 = 2{,}250\times0.7\times3.0 = 4{,}725$

$w_5 = 2{,}250\times0.9\times1.8 = 3{,}645$　　$w_6 = 1{,}600\times4.0\times1.5 = 9{,}600$

$w_7 = 1.600\times0.6\times1.3 = 1{,}248$　　$w_8 = 1{,}600\times0.7\times2.5 = 2{,}800$

$w_9 = 1{,}600\times0.9\times3.7 = 5{,}328$　　$\Sigma w = 53{,}942\,kg$

B 點の廻りにモーメントを採れば

$$-53{,}942\cdot x_0+2{,}363\times3.85+18{,}563\times2.95+9{,}600\times2.0$$
$$+(5{,}670+1{,}248)\times1.9+(4{,}725+2{,}800)\times1.25+(3{,}645+5{,}328)\times0.45 = 0$$

$x_0 = 2.03$　B 點よりコンクリートの重心迄の距離

次に各部の土壓を計算すれば

$$p_1 = \gamma_1 h\tan^2\left(45^\circ-\frac{\varphi_1}{2}\right) = 1{,}600\times1.5\times\tan^2 27.^\circ5 = 650\,kg/cm^2$$

$$p_2 = \gamma_1 t_1\tan^2\left(45^\circ-\frac{\varphi_1}{2}\right) = 1{,}600\times3.2\times\tan^2 27.^\circ5 = 1{,}386$$

$$p_3 = \gamma_2 t_2\tan^2\left(45^\circ-\frac{\varphi_2}{2}\right) = 1{,}000\times2.3\times\tan^2 30^\circ = 767$$

$$P_1 = p_1 t_1 = 650\times3.2 = 2\,080\,kg$$

$$P_2 = \frac{1}{2}p_2 t_1 = \frac{1}{2}\times1{,}386\times3.2 = 2{,}218$$

$$P_3 = (p_1+p_2)t_2 = 2{,}036\times2.3 = 4{,}683$$

$$P_4 = \frac{1}{2}\cdot p_3\cdot t_2 = \frac{1}{2}\times767\times2.3 = 882$$

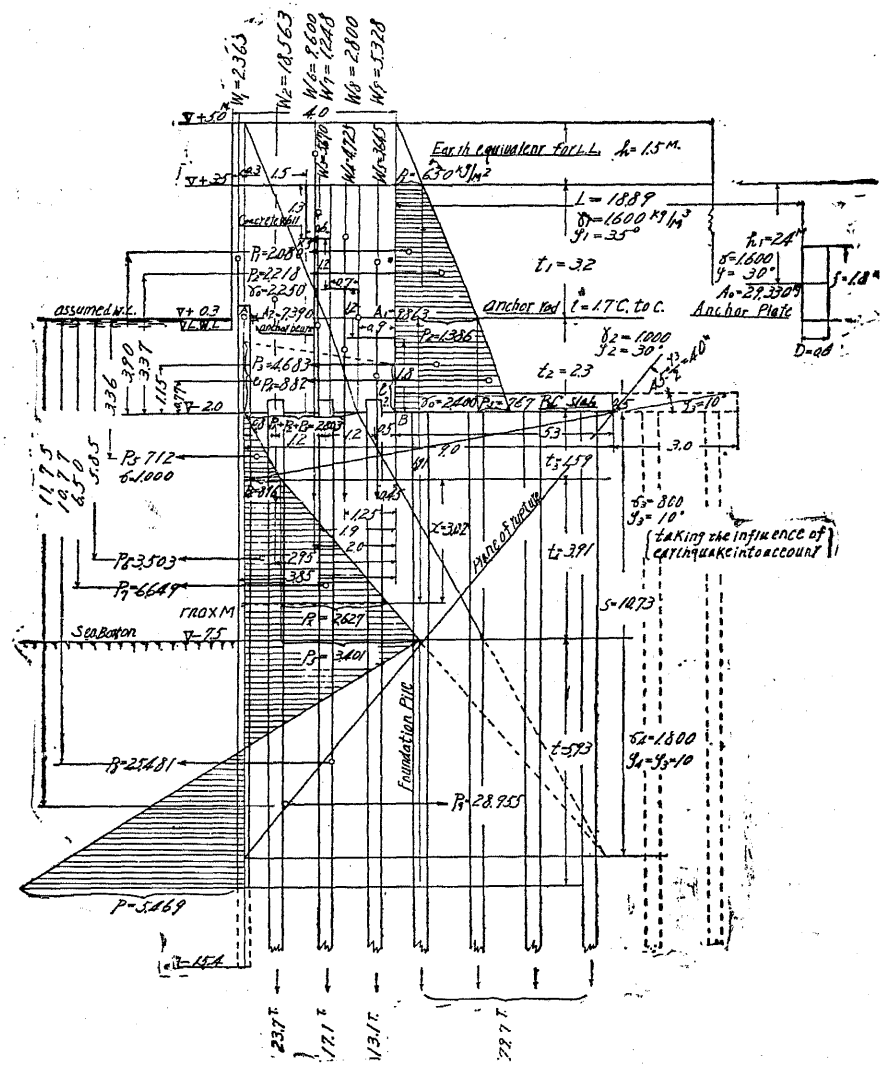
$$A_1 = P_1+P_2+P_3+P_4 = 9{,}863\,kg$$

A_1 と Σw との合力が混凝土壁の底面を切る點は、B 點についてモーメントを採れば、

$$53{,}942\times2.03+2{,}080\times3.90+2{,}218\times3.37+4{,}683\times1.15+882\times0.77$$
$$-9{,}863\times2.3-53{,}942\times x_2 = 0$$

$x_2 = 2.01\,m$　　$x_1 = 3.7-2.01 = 1.69$

混凝土壁の基礎杭：——　壁長 $1\,m$ を考ふれば、



第 184 圖

壁前面下の荷重強度　$e_1 = \frac{2\Sigma W}{x_1+x_2}\left(2-\frac{3x_1}{x_1+x_2}\right)$

$= \frac{2\times 53,942}{3.7}\left(2-\frac{3\times 1.67}{3.7}\right) = 18,362 kg/m^2$

壁後面下の荷重強度　$e_2 = \frac{2\Sigma W}{x_1+x_2}\left(2-\frac{3x_2}{x_1+x_2}\right)$

$= \frac{3\times 53,942}{3.7}\left(2-\frac{3\times 2.01}{3.7}\right) = 10,798 kg/m^2$

土の支持力を無視し杭は壁に沿ふて 1.0 m 心々に打込むものとすれば、前面より第1列の杭1本の支持すべき荷重

$= \frac{1}{2}\left\{e_1+e_2+\frac{(e_1-e_2)\times 2.3}{3.7}\right\}\times 1.4 = 23,703 kg$

第2列目の杭1本の支持すべき荷重

$= \frac{1}{2}\left\{2e_2+\frac{(e_1-e_2)\times 2.3}{2.7}+\frac{(e_1+e_2)\times 1.1}{3.7}\right\}\times 1.2 = 17,126 kg$

第3列目の杭1本の支持すべき荷重

$= \frac{1}{2}\left\{2e_2+\frac{(e_1-e_2)\times 1.1}{3.7}\right\}\times 1.1 = 13,113 kg$

床板の基礎杭：——　壁に沿ひ 1.5 m 心々に杭を使用するものとせば、

床板上の垂直荷重 $= \gamma_1(h+t_1)+\gamma_2(t_2-0.5)+(\gamma'_o-\gamma)\times 0.5$

$= 1,600\times 4.7+1,000\times 1.8+1,400\times 0.5 = 10,020 kg/m^2$

杭1本の支持すべき荷重 $= \frac{1}{4}\times 10,020\times 5.3\times 1.5 = 19,915 kg$

鐵矢板の根入：——

$p_4 = \gamma_3 t_3 tan^2\left(45°-\frac{\varphi_3}{2}\right) = 800\times 1.59\times tan^2 40° = 896 kg/m^2$

$p_5 = p_1+p_2+p_3+\gamma_3(t_3+t_4)tan^2\left(45°-\frac{\varphi_3}{2}\right)-p_4-(p_1+p_2+p_3)\frac{5.23}{9.14}$

$= 650+1,386+767+800\times 5.5 tan^2 40°-896-2,803\times\frac{5.23}{9.14} = 3,401$

$p = k\left\{t+n(t_2+t_3+t_4)\right\}$　但 $k = \gamma_4-\gamma_4 tan^2\left(45°-\frac{\varphi_4}{2}\right)$, $n = \frac{\gamma}{\gamma_3}$

$= (1,800-1,800 tan^2 40°)(t+\frac{1,000}{1,800}\times 7.80) = 533t+2,308$

$P_5 = \frac{1}{2}p_4 t_3 = \frac{1}{2}\times 896\times 1.59 = 712 kg$

$P_6 = p_4 t_4 = 896\times 3.91 = 3,503$

$P_7 = \frac{1}{2}p_5 t_4 = \frac{1}{2}\times 3,401\times 3.91 = 6,649$

$P_8 = (p_4+p_5)t = 4,297t$

$P_9 = \frac{1}{2}(p+p_4+p_5)t = \frac{1}{2}(533t+6,605)t = 266.5t^2+3,302.5t$

A 點についてモーメントを採れば、

$712\times 3.36+3,503\times 5.85+6,649\times 6.50+4,297\times t\left(7.8+\frac{t}{2}\right)$

$-(266.5t^2+3,302.5t)(7.8+\frac{2}{3}t) = 0$

卽ち　$t^3+12.00t^2-43.66t-371.99 = 0$

故に　$t = 5.93 m$

鐵矢板斷面：——

$P_8 = 4,297\times 5.93 = 25,481 kg$

$P_9 = 265.5\times 5.93^2+3,302.5\times 5.93 = 28,955$

$A_2 = P_5+P_6+P_7+P_8-P_9$

$= 712+3,503+6,649+25,481-28,955 = 7,390$

Max. Mom. が O 點卽 A 點より (t_2+t_3+x) の點に起るものとせば、

$3.401\times\frac{x}{3.91}\times\frac{x}{2}+896x-(A_2-P_5) = 0$

卽　$434.91x^2+896x-6,678 = 0$,　　$x = 3.02 m$

$\therefore$　$p_x = 3,401\times\frac{x}{3.91} = 2,627$

Max. Mom. $= A_2\times 6.91-P_5(6.91-3.36)-\frac{p_4 x^2}{2}-\frac{p_x x^2}{6}$

$= 7,390\times 6.91-712\times 3.55-\frac{896\times 3.02^2}{2}-\frac{2,627\times 3.02^2}{6}$

$= 40,002 kg.m = 4,009,200 kg.cm.$

必要なる斷面剛率 $S = \frac{4,000,200}{1,500} = 2,667\,cm^3$

故に Larssen $NO.\ V.\ S = 2,962\,cm^3$ を使用す。

錨定釘：——

$A = A_1 + A_2 = 9,863 + 7,390 = 17,253\,kg$

故に $A_o = lA = 1.7 \times 17,253 = 29,330\,kg$

必要斷面積 $= \frac{29,330}{1,000} = 29.33\,cm^2$

依つて 6.5 *cm* ϕ, $A = 33.18\,cm^2$ を使用し アップ・セット・スクリューとす。

腹起し桁：——

$M = \frac{1}{2}A_o \times \frac{1}{8}l = \frac{1}{2} \times 29,330 \times \frac{1}{8} \times 1.7 = 3,116\,kg.m. = 311,600\,tg.cm$

$S = \frac{311,600}{1,000} = 312\,cm^2 = 19.04(")^3$

依つて 2 [6" × 3" $\frac{1}{2}$　@ 8,119 *kg.cm*, $S = 2 \times 9.885 = 19.77(")^3$

錨定壁：——

壁高を f とし其の負土壓に依る錨定力をロットの張力 A_o と等しと置きて f を求むれば

$q \cdot l \cdot f = A_o$, 但 $q = \gamma h_1\left\{tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) - tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)\right\}$

$= 1,600 \times 2.4(tan^2 60° - tan^2 30°) = 10,240\,kg/m^2$

$\therefore\ 10,240 \times 1.7 \times f = 29,300f,\ f = 1.68$　之を 1.8 *m* とす

壁の厚：——

壁の水平方向に對する彎曲率 M_1 を求むれば、

$M_1 \fallingdotseq \frac{1}{12}A_o l = \frac{1}{12} \times 29,330 \times 1.7 = 4,155\,kg.m. = 415,500\,kg.cm.$

桁の有効高 $d = 0.39\sqrt{\frac{M_1}{b_1}}$, 但 $b_1 = \frac{1}{3} \times 1.7 = 0.57\,m$ とす。

依つて $d = 0.39\sqrt{\frac{414,500}{57}} = 33.3\,cm$

壁の垂直方向に於ける彎曲率 M_2 を求むれば、

$M_2 = \frac{A_o}{2} \cdot \frac{f}{4} = \frac{29,330 \times 1.8}{2 \times 4} = 6,599\,kg.m. = 659,900\,kg.cm.$

$\therefore\ d = 0.39\sqrt{\frac{M_2}{b_2}} = 0.39\sqrt{\frac{659,900}{170}} = 24.3\,cm$

鐵筋を儉約するため壁の厚 $D = 60\,cm$ とし

$d = 60 - 8 = 52\,cm$　水平方向桁

$= 60 - 6 = 54\,cm$　垂直方向桁

とすれば、所要鐵筋は

水平方向 $f_c = \frac{M_1}{\frac{7}{8}d \times 1,000} = \frac{415,500}{\frac{7}{8} \times 52 \times 1,000} = 9.13\,cm^2$

4−19*mm* ϕ $f_c = 4 \times 2.83 = 11.32\,cm^2$ を使用す。

垂直方向 $f_c = \frac{M_2}{\frac{7}{8}d \times 1,000} = \frac{659,900}{\frac{7}{8} \times 54 \times 1,000} = 14.0\,cm^2$

9−15*mm* ϕ $f_c = 9 \times 1.77 = 15.93\,cm^2$ を使用す。

混凝土擁壁錨定壁との必要距離 L は、

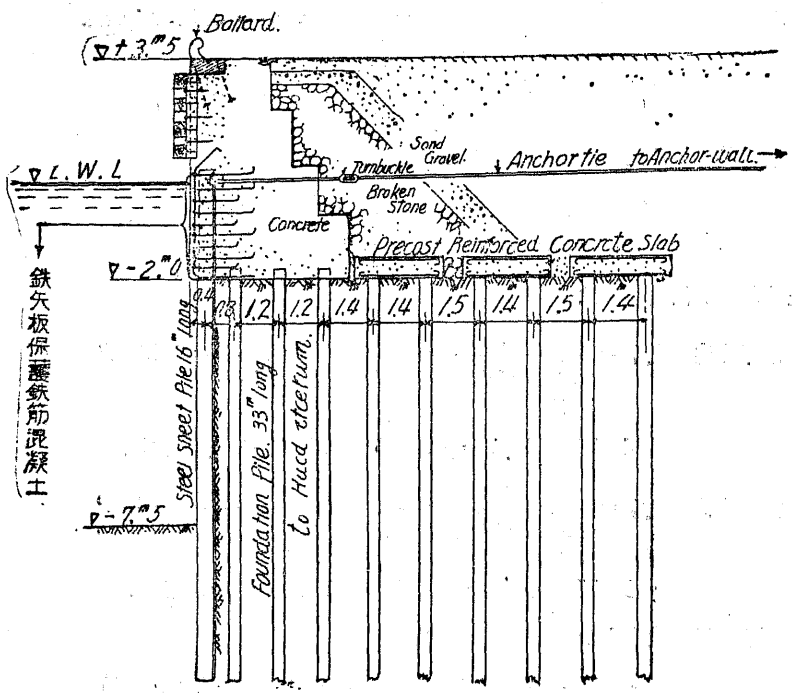
$L = (t_1 + t_2)tan\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) + \left(h_1 + \frac{f}{2}\right)tan\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)$

$= 5.5tan\,30° + 3.3\,tan\,60° = 8.9\,m$

工費概算：——

岸壁工費概算（長 336 *m* 分）

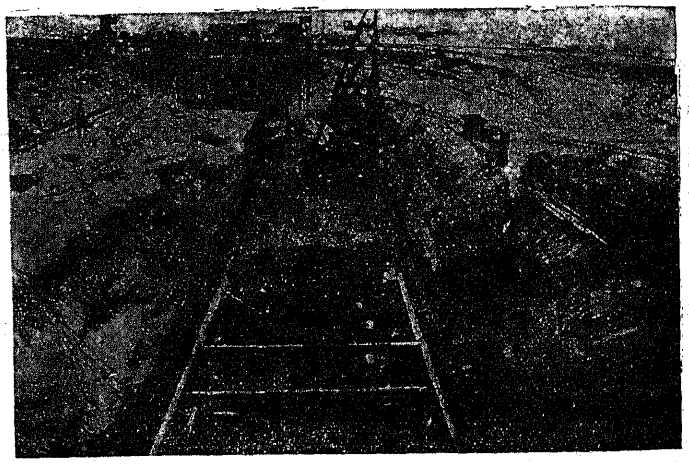
名　稱	形狀寸方	數　量	單位	單價	金　額	摘　要
基　礎　杭	末口 0.2*m*長3.3*m*	2,075	本	80	166,000圓	
鐵筋混凝土		1,110	m^3	30	33,300	配合 1:2:4
鋼　矢　板	長 16*m*. *NO. V*	1,295	*tg.*	140	181,300	ラルセン矢板
控　取　工	丸鋼 65 *mm* ϕ	166.5	〃	120	19,980	
混　凝　土		5,160.2	m^3	20	103,204	配合1:2.5:5
割　　石	90 *kg* 內外	3,330	〃	3	9,990	
附屬工雜費		336	*m*	80	26,880	
計					540,654	
岸壁 1 *m* 當					1,609	



第　185　圖

（3）　閘室側壁

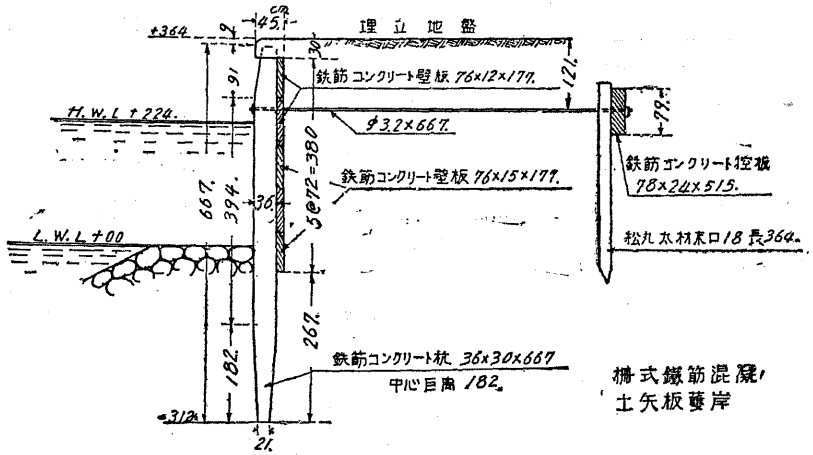
閘門の閘室側壁に鐵矢板を使用せる實例尠からず。圖に示す如く閘室掘鑿容易で工費を餘程節約出來る。



第　186　圖　　鐵矢板使用閘室側壁工事

§ 113. 鐵筋混凝土矢板

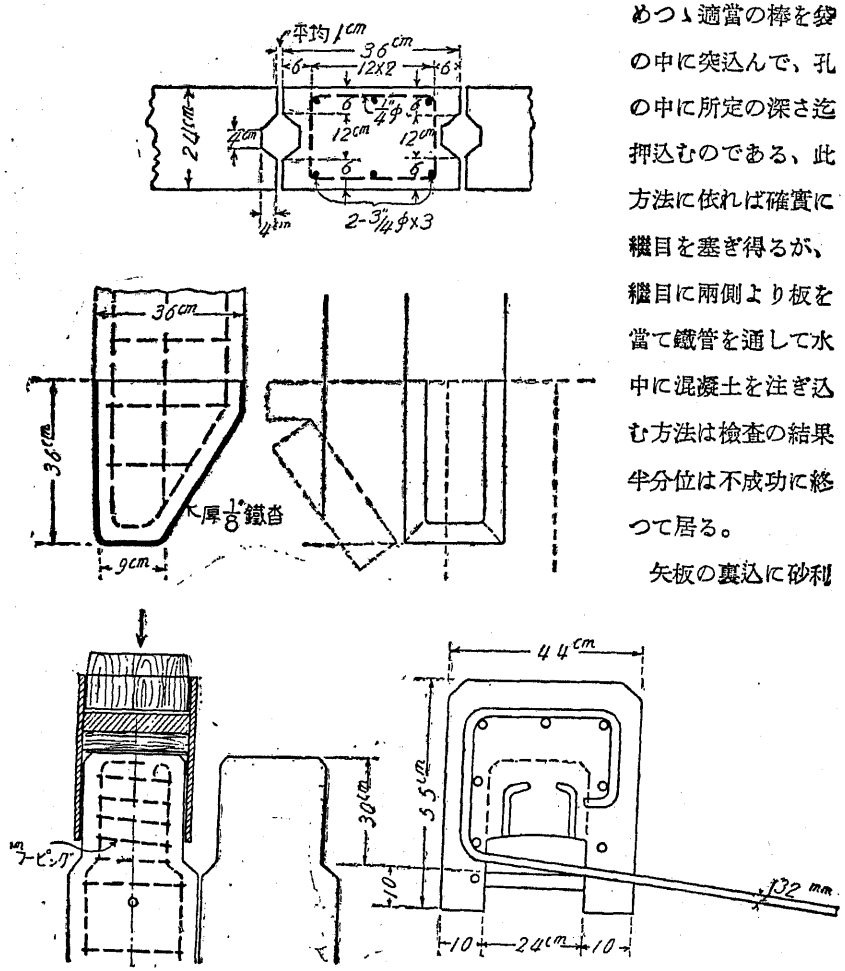
鐵筋混凝土矢板は直接基礎工として使用することはないが、便宜上玆に述べることゝする、主として護岸土留壁に應用さるゝものである、工法の相違に依つて二種類ある、其一つは幅の狹い同形の鐵筋矢板を並べたもので、其二は第187圖に示す如く比較的丈夫な親柱を作り、其間に薄い鐵筋混凝土板を當てたものである、卽前者は本當の矢板式で後者は板柵式である。



第　187　圖

矢板式護岸は水深 3m 以內矢板長 6m を實用上の限度とする、又板柵式は矢板式よりも壁高低きを可とす、前者は根入も深く地震等の場合に後者に比し丈夫であるが工費は高くなる、壁高 4m のもので矢板護岸が 1m 當り 100 圓ならば板柵式は 70 圓位である。

矢板式にあつては矢板と矢板の繼目から、裏詰の土砂が洩れ出るのが缺點である、之を防止するために第188圖の如く矢板の接合面兩方に凹部を造り、打込終りたる時此孔に混凝土、又はモルタルを填充する方法は有功である、此接合孔は前面洗掘の虞ある深さ迄造る必要がある、然し川底以下は打込の際孔に土砂が這入から、混凝土填充の前に水射管を此孔に入れて噴出して掃除をする、混凝土を填充する方法は水中の部分は、孔と同じ徑の布袋を造り上方の口より混凝土を填



第　188　圖

めつゝ適當の棒を袋の中に突込んで、孔の中に所定の深さ迄押込むのである、此方法に依れば確實に繼目を塞ぎ得るが、繼目に兩側より板を當て鐵管を通して水中に混凝土を注ぎ込む方法は檢査の結果半分位は不成功に終つて居る。

矢板の裏込に砂利石屑、等を厚 1 m 位使用すれば土砂洩出を防ぎ、且土壓を緩和し得て安定上効果大なるも之がため工費の増加は少からぬものである。

板柵式護岸は親柱を建込みたる後土抱用鐵筋板を親柱の裏側に沿ふて落し込み、所定の深さ迄下げる、此場合水底の土砂は豫め掘鑿しおくか、或は水射管にて砂を噴き除けつゝ押込むのである、此方法は水底より 1 m 以下に土抱板を押込むことは困難である、假令親柱は確つかりして居つても地質の悪い所では、地震の場合矢板の下から裏込土砂が脫出した實例が少くない、又前面洗掘の虞れある場所では根固の必要を生じて來る、餘り壁高が高くなれば親柱が大きくなつて費用が増すから得策でないため、自然應用の範圍が制限されるのである。

安定に對する力學的研究は、矢板式の場合は鐵矢板と同樣であるが、板柵式の場合は土抱板の土壓が凡て親柱に來るものとして計算すれば宜しい、錨定の工法を充分完全にし、裏込土砂を選擇する必要のあることは幾多の實例が證明しておる通りである。

混凝土矢板壁の計算は鐵矢板壁の場合と理論に於て全く同樣である、只鐵矢板の剛率の代りに混凝土矢板の剛率を當嵌めればよい。

第五節　杭打基礎工

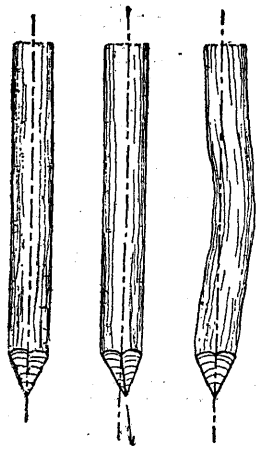
§114. 基礎杭の種類及其概要

基礎地盤の支持力不足の場合、支持力増加の目的を以て施行する基礎杭の種類を之れに使用する材料の種類に依つて分類すれば、

1. 木杭
2. 鐵杭
3. 混凝土杭、鐵筋混凝土杭
4. 砂杭、砂利杭

（1）**木杭**　　木杭は其の取扱と施工方法最も便利で且工費も安いため、從來最も廣く用ゐられてをる、地下水位以上にあつて乾濕の變化を受くる場所では腐朽の虞れあることが缺點であるが、地下水位以下に深く打込んだものは永久的と見て差支へない。

杭の徑は末口を以て表はし長さは徑の 30 倍以內を普通とす、但し軟地盤に打込む長尺ものは末口 24～30 cm. 長 18～21 m 位のものを使用す、眞直なるを可とするも止むを得ざれば直徑の $\frac{1}{3}$ 位の曲りを許す、然し杭尖端と杭頭の中心とは一直線となる樣に仕上げないと打込が困難である。

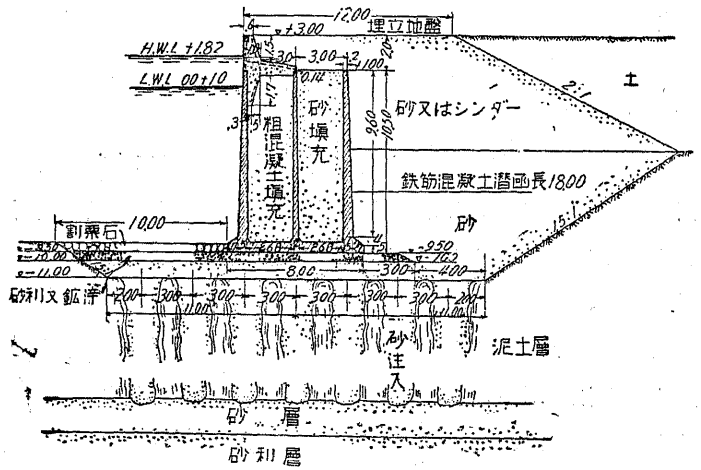


第 189 圖

杭先の削り方は圓錐形と多角錐形とある、普通は圓錐形に作るが、砂及砂利交りの場合は三角錐とする方が打込易い場合がある、錐形は餘り尖り過れば打込に對する抵抗は少いが杭打中に尖端附近が折損する處あり、普通は錐形の高さを直徑の1～2倍とする、支持力のためには尖鋭ならざるを可とす、杭先末端の形は挫屈を避くるためポイントとせず、1～2cm 以上の丸味又は切口に造るべし、砂又は砂利の硬い地盤に强打する必要のある場合は、沓金を附するを可とす。

（2）**鐵杭**　鋼管又は鑄管に錐形尖端を附したるものと又螺旋狀尖端を附したるものとあり、前者は打込み後者は捻込むものなり何れも耐久性に富むも、工費廉ならざるため實際に使用さるゝこと稀なり。

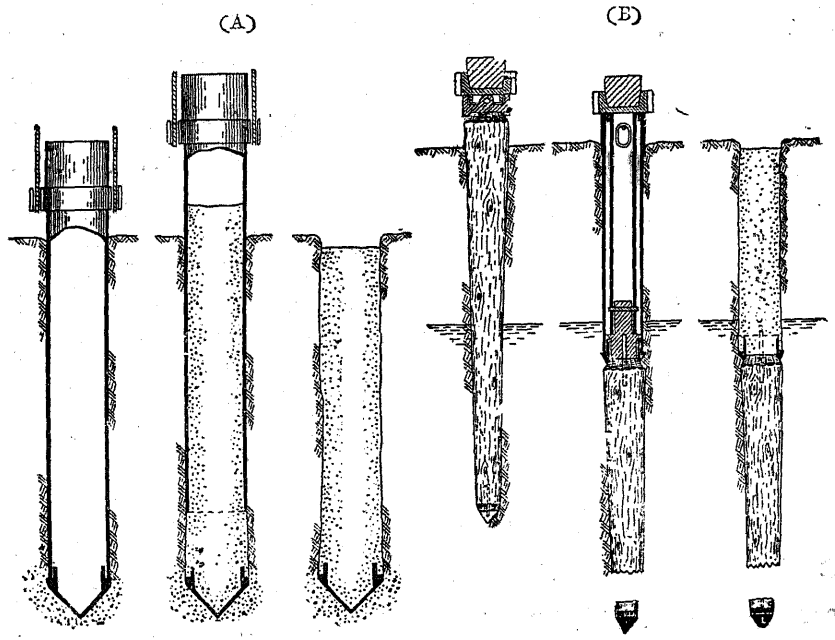
（3）**混凝土杭、鐵筋混凝土杭**　木杭より工費多額となるも、强度耐久性共に大にして容易に所要の形狀のものを製作し得るがため、近來最も廣く使用される樣になつた、其形式種類は隨分澤山であるが製作の順序に依つて分れば、前以て製作し現場に運び建込むものを既製杭（Premoulded Pile）と稱し杭の實



第 190 圖

際の位置の地盤中に杭孔を穿ち、之れに混凝土を填充するものを場所詰杭と云つて居る、前者は凡て鐵筋混凝土杭で現場で打込むも、後者は平混凝土又は鐵筋混凝土場所詰で打込みをなさゞるものなり、場所詰杭は支持力推定困難であるが、杭打作業が容易であつて、特に水替を要する深い根掘の底で作業することなく、便利な高さの地盤で打込みをなし、必要高に混凝土を詰込み排水に惱まされることなしに杭打を遂行し得る便利がある。

（3）**砂又は砂利杭**　基礎地盤の上層が極めて軟弱層で下層は充分の支持力ある場合に、軟弱上層に杭孔を穿ち之れに砂又は砂利を置換へる方法である、未だ實例は稀であるが、岸壁又は防波堤の基礎捨石の下に第 190 圖の如く使用すれば効果少からぬものであらう、杭孔を穿ち砂を填充する方法の巧拙に依つて工費を左右されるのであるから、其の設備方法を甘く考案して工費の低廉を計らねばならぬ。



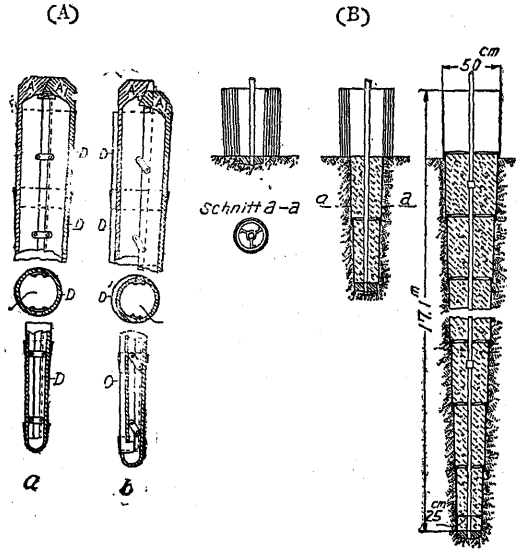
第 191 圖

§ 115. 混凝土杭の種類

（1）シムプレツキス式 (Simylex Pile)　第191圖に示す如く鋼管に沓金を附して所要深迄打込み、鋼管内に混凝土を填めつゝ鋼管を引抜くものなり、沓金を捨込みとせず、鋼管の末端に鍔口尖端を附し管と共に抜取るものあり、又鋼管の内側に小徑の鋼管を入れ、混凝土注入の場合此の管より注ぎ外管を抜取るものあり、此の内管は絶えず混凝土面を押して居るから、外管抜取りの場合混凝土に土砂が混入するを防ぐと共に、周圍の土壓のため混凝土が押し細められることを防ぐ効果がある。

圖の如く地下水位以下に木杭を打込み、其の上をシムプレツキスにせるものもある。

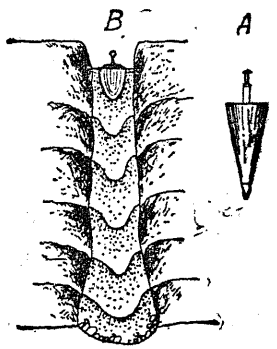
（2）レイモンド式 (Raymond Pile)　第192圖の如く先き細の鋼管を打込み、其の中央の心鋼棒を抜取り混凝土を注入するものなり、本式は外管は埋殺しとするものにして、管の内側に土壓に對抗し押潰されただけの抗壓補强の鐵輪を所々に嵌めて置く結局出來上りは鋼製外管を有する混凝土杭なる故强度大なるも價格も從つて嵩む。



第　192　圖

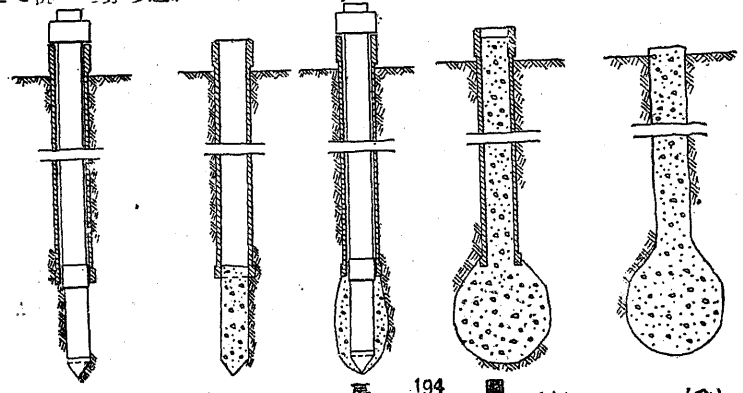
（3）コムプレツソル式 (Compressol Pile)　此式は重量約 1.5 *tg*.程度の圓錐形鑄鐵製眞矢 *A* によりて所要の徑と深さとを有する杭孔を穿ち、之れに混凝土、砂利、割栗等を交互に入れて *B* なる眞矢にて搗固め第193圖の如く兩側に押擴げたるものなり。

（4）ペデスタル式 (Pedistal Pile)　第194圖に示す如く先づ内外二管よりなる鋼管を地中に打込み、外管より 1 *m* 長き内管を抜取り此の尖端部に圖に示す如く混凝土を填充し、再度内管を入れて打込み圖の如く次第に混凝土を擴大せしむ、最後に外管を抜きつゝ混凝土を入れて右側圖面の如く仕上ぐるものである。

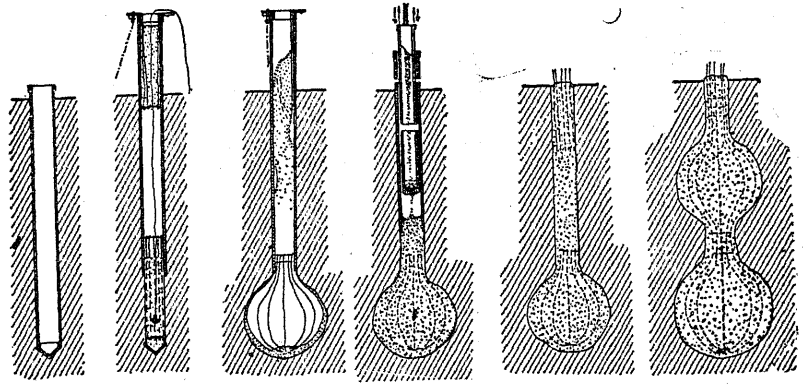


第　193　圖

（5）特許白石式　第 195 圖に示す如く鋼管にて杭孔を穿ち之れに（ロ）の如く下部に鐵筋と混



第　194　圖



第　195　圖

凝土と爆薬とを入れ（ハ）の如く爆發擴大し（ニ）の如く混凝土を注入して（ホ）の如く仕上ぐるものなり、（ヘ）は特に球根を二箇所造りたるものなり。

（6）各式の比較　　場所詰杭は施工の際、既設杭に隣接して杭打作業を行ふ場合に其の振動のために、未だ完全に固結して居ない既設杭の混凝土を損傷する處のあることを特に注意せねばならぬ、又此の式では打込杭（既塑杭）の如く打込作業の條件に依つて普通の經驗式を用ゐて、許容支持力を算出することが困難である、然し工費は安いから既塑杭よりも大きなものを作り得る利益がある、又固い地盤に達して夫れ以下に根入れの必要ない場合に、既塑杭は上部に無駄を生ずるが場所詰杭は其の心配がない。

§116. 杭の支持力

杭の支持力については古くから多數の大家に依つて研究されて居るが、實際に當つて適確に支持力を知ることは今の處事實不可能である、そこで從來使用されて居る杭打の支持力公式は、何れも 2～10 の安全率を採用したる經驗式である、但し其の公式の形は幾分理論的の形を用ゐて居るものが多い、工事設計に當つては此の安全率を何程に採るべきかが、基礎の安全と工費の經濟とに大きな影響を齎らす重大問題である、依つて杭の支持力に影響ある主なる事項を述べることゝする。

（1）概說　　杭を地盤内に入れる方法に依つて分類すれば、

A. 打込杭

B. 掘込杭、場所詰混凝土杭等

C. 捻込杭（尖端螺旋杭）

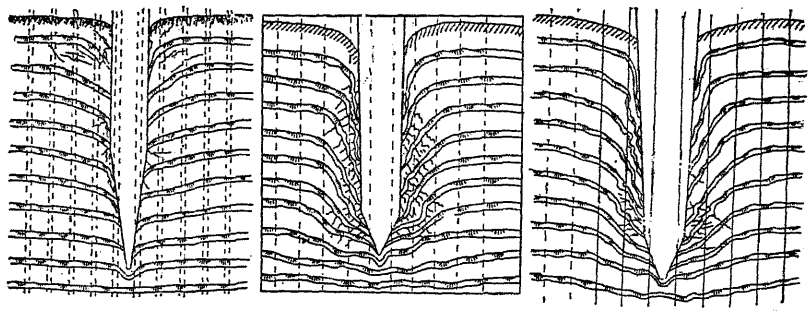
以上各種の杭の支持力は自ら理論的に異つて來る譯である。

又地盤の地質に依つて分れば、

（D）杭の尖端が硬い下層地盤に達する場合

（E）杭全體が軟地盤中にある場合

（D）の場合の支持力は硬地盤の支持力と、其の上層の軟地盤と杭の表面抵抗と杭自體の屈折抵抗力とに依つて定まるものである、下層地盤が極端に堅固なる場



第　196　圖

合は杭は柱としての支持力を考へれば良いことになる。

（E）の場合が吾々の研究の的となつて居る所謂杭の支持力である。

一般に杭が地中に穿入して行く時は、杭の體積と等しい土量を其周圍に押除けて進むから、其附近の土粒は從來よりも壓縮されて所謂壓密度が大となる譯である、其壓縮の及ぶ範圍を壓縮圈と稱す、其抵抗力は壓縮圈が大きい程大である、壓縮圈は杭先の形に依つても異る（第 196 圖參照）。

杭の沈下に對する凡ての抵抗を分けて考へれば次の三つになる。

1. 壓縮抵抗　如上の杭が土を排除して穿入するために生ずる抵抗力
2. 摩擦抵抗　杭周面に垂直に加はる壓力に杭と土との摩擦係數を乘じた力、此の垂直壓力は壓縮抵抗か又は土壓なり。
3. 粘着抵抗　之れは杭の周面の土の粘着力に依つて生ず。

杭の穿入は地盤に於ける如上抵抗の外に杭を打込む外力の活動狀態に依つて、穿入の度（沈下の度）が異つて來る、之等に就ては次に順を追ふて述べる。

（2）杭の支持力理論

R ＝ 錘の重量

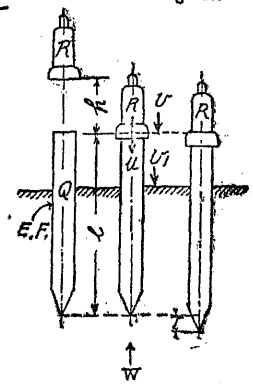
Q ＝ 杭の重量

h ＝ 錘の落高

s ＝ 杭の沈下

W ＝ 地盤の抵抗（杭の穿入に對する）

重錘 R が h だけ落下し杭頭に達する時に有するエネルギーは云ふ迄もなく Rh なり、此の內の幾割が實際に杭の穿入に對し、有効に働くかは杭と錘との彈性に依つて定まる。



第 197 圖

錘が杭を打撃せんとする直前の速度を v とし、衝撃の瞬間より兩者一體となつて u なる速度に變つたとすれば、

$$Rv = (R+Q)u, \quad \text{卽} \quad u = \frac{R}{R+Q}v \quad \cdots\cdots(1)$$

但 $v = \sqrt{2gh}$

茲に錘と杭とが衝突した瞬間の兩者の實體の變形について考ふれば、兩者何れも固有の彈性を持つて居るから、衝突の瞬間は兩者共に彈性理論に相當する變形を生じて長さを短縮し、兩者の重心は相近付いて來るが、各最大變形量に達したる後は其の彈性に依り反撥して、原形に復歸して兩者の重心は遠ざかり、將に相離れんとする狀態となるであらう、此の道程に於て錘は更に速度を失ひ、杭は更に速度を增加することになる、此の最後に於ける杭と錘との速度を夫々 v_1 と v_2 とし、撃衝彈性係數を η とすれば、

$$v_1 = u+\eta u = u(1+\eta)$$

$$v_2 = u-\eta(v-u) = u(1+\eta)-\eta v$$

此の式の u の價に（1）式を代入すれば

$$v_1 = \frac{Rv}{R+Q}(1+\eta) \quad \cdots\cdots(2)$$

$$v_2 = \frac{Rv}{R+Q}(1+\eta)-\eta v = \frac{R-\eta Q}{R+Q}v \quad \cdots\cdots(3)$$

故に撃衝直後に於て半彈性體なる錘と杭の所有する有効エネルギー X は

$$X = \frac{R}{g}\cdot\frac{v_2^2}{2}+\frac{Q}{g}\cdot\frac{v_1^2}{2} = \frac{R}{2g}\left\{\frac{R-\eta Q}{R+Q}\right\}^2\cdot 2gh+\frac{Q}{2g}\left\{\frac{R(1+\eta)}{R+Q}\right\}^2\cdot 2gh$$

$$= \frac{Rh}{(R+Q)^2}\left\{RQ(1+\eta)^2+(R-\eta Q)^2\right\} \quad \cdots\cdots(4)$$

$$= \frac{Rh}{(R+Q)^2}\gamma \quad \cdots\cdots(5)$$

$$\gamma = \left\{RQ(1+\eta^2)+(R-\eta Q)^2\right\}$$

故に外部損失エネルギー Y は（卽ち音、熱等に變じて兩者の實體より消失するエネルギー）

$$Y = Rh-\frac{Rh}{(R+Q)^2}\gamma = Rh\left\{1-\frac{\gamma}{(R+Q)^2}\right\} \quad \cdots\cdots(6)$$

若し杭と錘とを完全な剛體とすれば、$\eta = 0$ として

$$X_s = \frac{R^2}{R+Q}h \quad \cdots\cdots(7)$$

$$Y_s = \frac{RQ}{R+Q}h \quad \cdots\cdots(8)$$

若し杭と錘を完全なる彈性體と考ふれば、$\eta = 1$

$$X_e = Rh \quad \cdots\cdots(9)$$

$$Y_e = 0 \quad \cdots\cdots(10)$$

卽ち完全彈性體の場合には音、熱等に變ずる外部損失エネルギーなし、

次に杭の穿入量 τ と、之れに對する地盤の抵抗力 W と、有効エネルギーとの關係を考察するに、彈性體の場合は其の內部に生ずる應力のために或程度の內部損失エネルギーを生ず、之れを Z とすれば、

$$X_e = Rh = (W-Q-R)\tau+Z \quad \cdots\cdots(11)$$

完全剛體の場合は內部應力を發生しないから $Z = 0$ であるが、音熱等となつて外部に散逸するエネルギーは最大である、依つて

$$X_s = \frac{R^2}{R+Q}h = (W-Q-R)\tau \quad \cdots\cdots(12)$$

（3）杭の支持力理論的公式

イ、 Eytelwein 氏公式　同氏は杭と錘とを完全なる剛體と假定し、前項理論の (12) 式に依り

$$W = \frac{R^2h}{\tau(R+Q)}+Q+R$$

なる式を發表せり、之れは單に理論式なる故實用上の當否は考究を要す。

ロ、 Weisbach 氏公式　同氏は杭と錘とを完全彈性體と假定し、內部損失エネル

ギー Z は杭の内部應力のみに就て考へ（鍾の損失エネルギーは小なる故無視す）(11) 式に依つて、

$$Rh-(W-Q-R)\tau-Z=0$$

但 $Z=\frac{1}{2}W\cdot\Delta l=\frac{1}{2}W\cdot\frac{l}{FE}W=\frac{1}{2}\frac{W^2l}{FE}=\frac{1}{2}W^2K$

と置き、之れより W を求めて、

$$W=-\frac{\tau}{K}+\sqrt{\frac{2(Q\tau+R\tau+Rh)}{K}+\left(\frac{\tau}{K}\right)^2}$$

$$\fallingdotseq-\frac{\tau}{K}+\sqrt{\frac{2Rh}{K}+\left(\frac{\tau}{K}\right)^2}$$

$$K=\frac{l}{FE}=\frac{\text{杭の長}}{(\text{杭の斷面積})(\text{杭の彈性係數})}$$

ハ、Stern 氏公式　同氏は杭と鍾とを半彈性體として、（5）式と（11）式とに依り、

$$\frac{Rh}{(R+Q)^2}\tau=(W-Q-R)\tau+Z,\quad \text{但 } Z=\frac{1}{2}W^2K$$

と置き、W を求めて、

$$W=\frac{1}{K}\tau\left\{\sqrt{1+\frac{2K}{\tau}(Q+R+\frac{Rh}{\tau}\frac{\tau}{(R+Q)^2}}-1\right\},$$

式中 $K=\frac{1}{FE}$, $\tau=\left\{RQ(1+\eta)^2+(R-\eta Q)^2\right\}$

Stern 氏は上述の外に、杭の穿入の場合に生ずる土の排除抵抗のみに依つて靜力學的幾何畫法を用ゐて支持力を決定する方法を案出したり、理論として興味あれ共未だ實用の域に達せず。

ニ、Redten bacher 氏公式　同氏は Stern 氏公式中の $\eta=0$ とし、卽ち鍾が杭を打つた瞬間に於て兩者の所有する有効エネルギーについては杭を剛體と考へ乍ら、一面杭が地盤の抵抗に對して穿入する仕事量については、杭を彈性體と看做して（此點 Eytelwein 氏と異る、又有効エネルギー算出の前提と矛盾す）

$$W=-\frac{\tau}{K}+\sqrt{\frac{2\tau}{K}\left\{\frac{hR^2}{(R+Q)\tau}+Q+R\right\}+\left(\frac{\tau}{K}\right)^2}$$

$$\fallingdotseq-\frac{\tau}{K}+\sqrt{\frac{2}{K}\frac{hR^2}{(R+Q)}+\left(\frac{\tau}{K}\right)^2}$$

此の式は理論上徹底しない點はあるが、實際には比較的よく當て嵌まるので歐洲に於ては廣く用ゐらる。

ホ、Patton 氏公式　同氏は以上諸氏の推理と趣を異にし、杭底面に於ける土の支持力（ランキン氏土壓理論に從ふ）、並に杭と土との表面抵抗より杭の支持力を算出して居る。

$$W=\frac{\pi}{4}d^2B+fA$$

d = 杭の徑、　$B=wt\left(\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\right)^2$,　W = 土の單位重量

t = 杭の根入深、　φ = 土の息角（§82參照）

$A=\pi dt$

f = 杭周と土との表面抵抗

極めて軟質の泥土の場合	$f=0.060\ kg/cm^2$	(120 〃)
乾きたる粘土又は土	$f=0.100$ 〃	(200 〃)
堅粘土	$f=0.150$ 〃	(300 〃)
砂又は砂交り砂利	$f=0.244$ 〃	(500 〃)

地盤の硬軟は深さに依つて違ふから實際に於て地表より深 5 m 位迄のは杭根入に從つて變化するものである、

ヘ、其他の公式　以上の外に極めて簡單に鍾落下のエネルギー Rh は杭が地盤に抵抗して穿入した仕事量 $W\tau$ に等しと置き其間の損失エネルギーを省略したものもある、Sander 氏公式は此の形式に依つたものである卽ち

$$W=\frac{Rh}{\tau}$$

又 Stern 氏公式と同し筆法ではあるが損失エネルギーを尙詳細に考へ、杭の內部應力發生の仕事量の外に杭の穿入に依つて地盤內に生ずる內部應力に因る損失仕事量をも考慮に入れて

$$W=A\left\{-1+\sqrt{1+\frac{B}{A.2\tau+\lambda)}}\right\}+R+Q$$

式中　$A=\frac{2\tau+\lambda}{K}$,　$B=\frac{6Rh(R+\eta^2Q)}{R+Q}$

$$\lambda = \tau + e_1 + e_2 = (\text{杭の穿入量}) + (\text{杭の内部應力に因る短縮量}) + (\text{地盤の壓縮に因る沈下量})$$

e_1 及 e_2 は杭が杭頭打撃の瞬間一時沈下する量にして次の瞬間には兩者共に反撥して元に戻る、即ち杭は (e_1+e_2) だけ浮上り之れに費されたエネルギーは全く無駄に消失するものなり、結局殘存する沈下は τ だけなり。

（4）**杭の支持力實用公式**　P を杭の安全支持力とし、P, R. を屓、h. τ. を糎にて表はせば

普通の錘落下打（Drop hammer）の場合

Sander's Formula　$$P = \frac{Rh}{8\tau}$$

Engineering-News Formula (or Wellington's Formula)

$$P = \frac{Rh}{6(\tau+2.54)}$$

蒸汽錘（Steam hammer）の場合

Engineering-News Formula

單働蒸汽錘 (Single acting steam hammer)　$$P = \frac{Rh}{6(\tau+0.254)}$$

複働蒸汽錘 (Double acting steam hammer)　$$P = \frac{(R+pF)h}{6(\tau+0.254)}$$

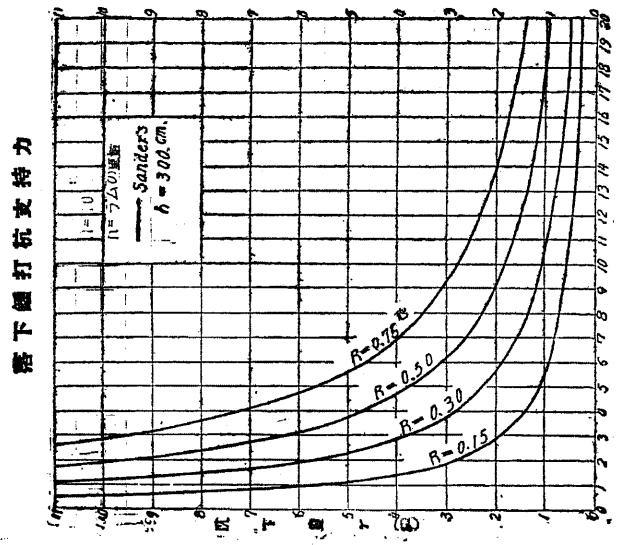
式中 R はラムの重量 $(kg.)$ p は有効壓力 (kg/cm^2), F は活錘の有効斷面積 (cm^2) 以上の四式は簡便であるため我國に於ても普通に用ゐられて居る。

（5）**各種公式一覽及計算圖表**

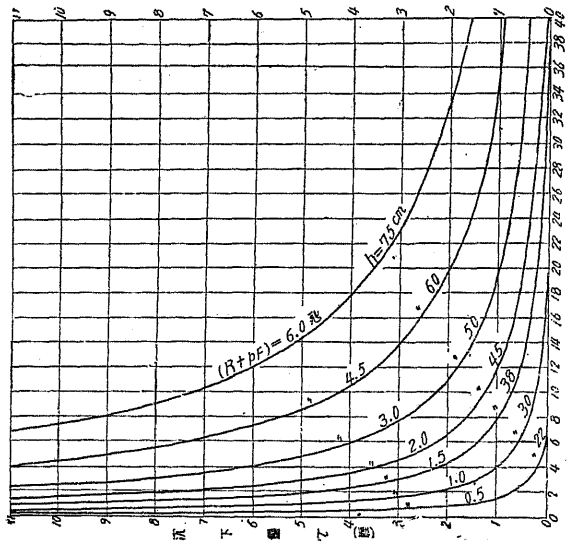
第 72 表　　著名なる杭打公式一覽表

No	名　稱	公　式	摘　要
1	Eytelwein 1820	$W=\frac{R^2h}{\tau(R+Q)}+R+Q$	W=杭の穿入抵抗 R=落下錘の重さ Q=杭の重量 h=錘の落高 τ=杭の沈下 $K=\frac{1}{FE}$ $=\frac{1}{(\text{杭の斷面積})(\text{杭の實性係數})}$
2	Redtenbacher 1859	$W=-\frac{\tau}{K}+\sqrt{\frac{2}{K}\frac{hR^2}{(R+Q)}+\left(\frac{\tau}{K}\right)^2}$	
3	Weisbach 1870	$W=-\frac{\tau}{K}+\sqrt{\frac{2Rh}{K}+\left(\frac{\tau}{K}\right)^2}$	
4	Brix	$W=\frac{h}{\tau}\frac{QR^2}{(R+Q)^2}$	

5	Wellington	$W=\frac{Rh}{\tau+c}$	c=常數 $\gamma=RQ(1+\eta)^2+(R-\eta Q)^2$ d=杭の徑 $B=\pi t\left(\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\right)^2$ t=杭の根入 f=杭と土との表面抵抗（單位面積に對する） $A=\pi dt$ 8. 9. 10. 11. は實用公式にして安全率を 8 又は 6 と假定せり。 P は安全支持力を示し h 及 τ は cm にて、P は kg/cm^2 にて、F は cm^2 にて、P 及 R は kg にて表はす。
6	Stern	$W=\frac{1}{K}$ $\tau\left\{\sqrt{1+\frac{2K}{\tau}\left(Q+R+\frac{Rh}{\tau}\frac{\gamma}{(R+Q)^2}\right)}-1\right\}$	
7	Patton	$W=\frac{\pi}{4}d^2B+fA$	
8	Sander	$P=\frac{Rh}{8\tau}$	落下錘
9	Engineering-News (又は Wellington)	$P=\frac{Rh}{6(\tau+2.54)}$	落下錘
10	〃	$P=\frac{Rh}{6(\tau+0.254)}$	單働蒸汽錘機
11	〃	$P=\frac{(R+pF)h}{6(\tau+0.254)}$	複働蒸汽錘機



第 198 圖



許容支持力 P(瓲)

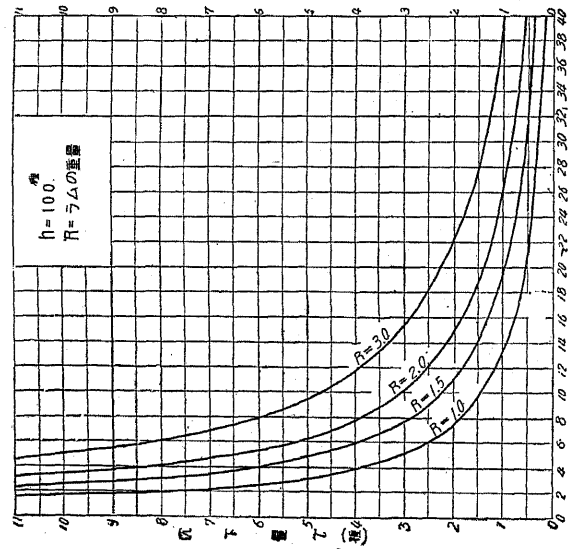
$$P=\frac{(R+PF)h}{6(\tau+0.254)}$$

R=ラムの重量(瓲)　　F = 汽筒の斷面積(cm^2)

p=有効用氣壓(kg/cm^2)　　τ=沈下量(cm)

h=ラムの衝程(cm)

第 200 圖



許容支持力 P(瓲)

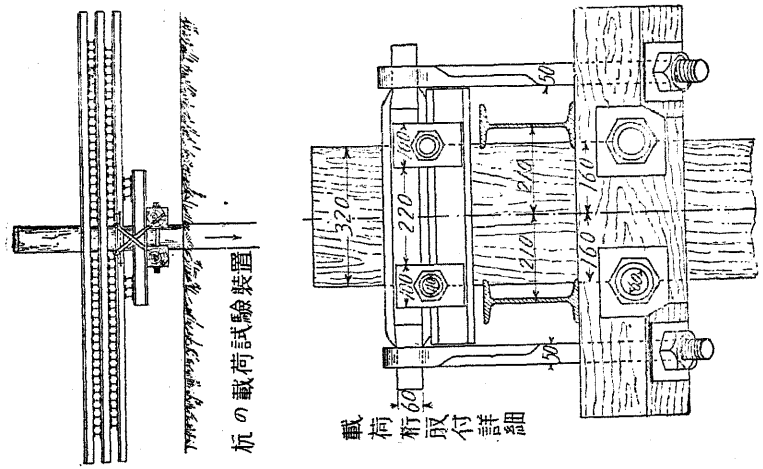
$$P=\frac{Rh}{6(\tau+0.254)}$$

P, R は瓲　h, τ は 糎

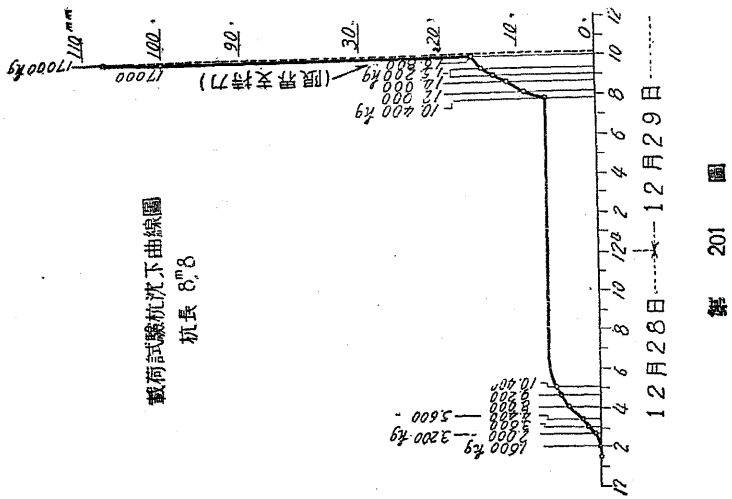
第 199 圖

§ 117. 杭の載荷試験

前項に於て各種支持力算定法を述べたが、之等は種々の假定の下に誘導されて居るから、嚴密に云へば何れの公式も實際に正確な支持力を知ることは出來ない、依つて載荷試験を行ひ土の靜力學的抵抗力を見出し、之に信頼して重要工作物を築造して居る、然し元來地盤自體の支持力については前に述べた如く基礎の深さ面積形狀等に依つて異るのみならず、多量に水を包含せる粘土の深層の如き恒久



第 202 圖



第 201 圖

沈下をなすものもあるから、載荷試驗に於て安全に支持し得た重量を其儘鵜呑に安全支持力と認めることは早計である、又實際の荷重が動力學的のものである場合は靜力學的に行ふた普通の載荷試驗の結果に對しては充分の檢討を必要とするは勿論である。

載荷試驗は普通杭4本を1組として行ふが適當である、荷重の都合では1本だけで行ふこともあるが1本だけでは杭群としての支持力は判らない、載荷は靜かに行ひ其都度適當の時間を置いて沈下を測り第201圖の如く沈下量と載荷量の曲線を畫けば、或程度の載荷量を超へると俄かに沈下率を增し尙進んで荷重を增せば遂に全然支持し能はずして急激に沈下するを見る、此最後の載荷量を以て此杭の**限界支持力**と稱へて居る、杭の安全支持力を定める方法は二つある、卽此限界支持力に對し安全率を　2～4　とするか、或は一つの**限定沈下量**を示す場合の載荷量に對し安全率を　2～4　とするかの二法に依つて居る、而して安全率と限定沈下量とを何程に裁定すべきかは地盤と構造物の性質を詳細に檢討して經驗に照して判斷するより外に途はない。

軟弱なる地盤に於ては載荷に依り一旦沈下したものが荷重を取去れば幾分浮揚がるのが普通である、斯かる場合の限定沈下量は浮揚らない前の沈下量を採用すべきである。

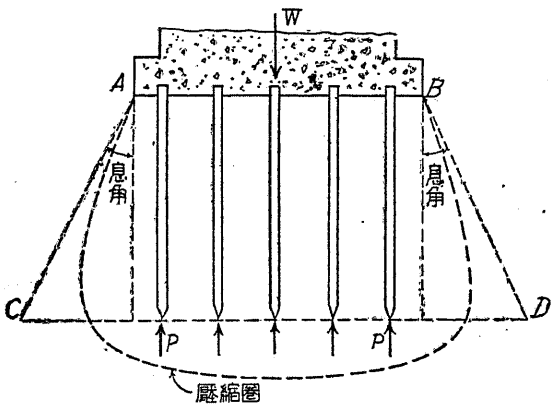
荒川下流部の軟弱地盤に於ける閘門基礎杭載荷試驗の結果では、限定沈下量 15 *mm* に於ける載荷量 54 *tg.* に對し安全率3とし許容支持力 18 *tg.* を採用せり。此杭はマキナアナン•テリー•ハンマー 9*B* 2.93 *tg.* にて打込み打止沈下 1～4 *cm* 杭末口徑 23 *cm* 長 227 *m* なり。

§ 118. 基礎杭の間隔

基礎杭の間隔を何程にすべきかは基礎工の安定と其工費經濟に及ぼす影響が大であるから、實際問題として最も重要であるが、從來之を定むべき適確な根據が判明しないため、今日では各技術者の經驗に依つて定められて居る、次の事項は此杭間隔を定める時に必ず考慮に入れるべき事柄である。

イ、杭の間隔を極端に近くすれば單獨杭の支持力は必要以上であつても基礎工

全體の支持力卽ち杭群の支持力は不足を生ずることがある、但し杭が特殊の硬地層に達して柱として働く場合は例外である。



第　203　圖

ロ、杭の長大なものを使用する必要のある場所では間隔を遠くす。

ハ、砂又は砂質土の如き杭の穿入に依つて排除壓縮され易い地盤に對しては近距離杭が比較的効果を擧げ得るも、粘質土の如き杭の穿入に依つて排除さるゝ容積の大部分が周圍地表に浮上つて來る樣な壓縮され難い地盤に對しては或程度を超えて近接杭を使用するも効果は乏しくなるから、相當な間隔を保つて長大な杭を使用しなるべく良い地盤に達せしむべきである。

ニ、杭の間隔は普通の場合は杭の末口徑の　5～6　倍が適當である、尙上述の如く土質と杭の長及徑に依つて幾分宛加減する。

§ 119. 杭打方法が杭の支持力に及ぼす影響

（1）穿入速度と支持力　杭を徐々に打込んだ場合と急激に打込んだ場合と支持力が如何に變化するかは、地質に依つて其影響の强弱がある、一般的に云へば徐々に打込んだ方が急速に打込んだ場合より穿入抵抗が大であり、又地盤の組織を攪亂する虞が少いから、同一杭を同一の鎚打力で同じ地質の地盤に打込んだとしたならば、緩速の方が大なる支持力を得られる、卽ち最後の打止めに於ける沈下量は緩速の方が小さくなる、之は一旦打終つた杭を翌日再度打込みを行ふて見ると前日よりも穿入し難くなる一般的事實に依つても明らかである、此結果を齎らす理由は穿入の緩急に依り土粒と杭周との表面抵抗に相違を生ずることが主なるものと考へられる、尙詳言すれば杭の穿入に對する壓縮抵抗は穿入の緩急に

依り大差なきも、杭周と土との附着又は摩擦抵抗は杭の穿入狀態が活潑になる程減少し、靜かに徐々になる程增加することに歸因するものと思はれる、夫れであるから杭打のため一時的に變化を生じた地層の組織が打込完了後相當の時日を經て、杭打の緩急如何に拘はらず全く同一の平衡狀態に到達する樣な地盤であれば終局に於て杭打の緩急は支持力に無關係な譯である。

（2）**錘の當り方と支持力**　錘が杭頭を打つ際は、錘と杭頭との打擊面の重心と、錘の重心と、錘の打擊の方向との、三者共に杭の軸心線上に合致するを理想とす。

錘の打擊力が杭の軸心線と一致のない場合、卽杭頭の打擊面が軸心線より偏倚して居る場合、打擊方向が杭の軸心線と一致しない場合、又は錘が其導柱の振動其他のために橫振れして眞直に杭頭に當らない場合は、杭は彎曲又は橫振動を惹起するため錘の打擊勢力の一部分は杭の穿入抵抗に對して働かずして、却つて地盤の攪亂に惡用浪費される結果となる、從つて同一の打擊勢力（Rh）であつても眞直に打擊される場合と振れ打の場合とでは杭の沈下の度が異つて來る。卽振れ打の場合の方が沈下が少いから、其支持力は杭打公式に依つて算出された結果は勿論實地に於ける外觀上からも、眞直に打込まれた場合より强大である如く見ゆるが、實際に載荷試驗の結果は反對に弱小であることを特に注意せねばならぬ。長い杭に對しては甚しき橫振れの打方をすれば、沈下は少く錘は躍動し杭頭は挫け、極端な場合には杭の折損を生ずることもあつて、如何にも堅地盤に見ゆるが之は決して信賴出來る支持力ではないから杭打方法を直ちに是正せねばならぬ。

一般に落程が大であると、錘の躍動（オドリ）は自然に激しくなり易いから、輕い錘を高揚げして打つよりも重い錘を低揚げして打つた方が杭は眞直に沈下して、支持力のためにも杭頭保護のためにも得策である、普通輕高打のモンキーよりも重低打の蒸汽鎚機の方を尊重されるのは如上の理由に基くのである。

（3）**新杭打込が隣接既設杭に及ぼす影響**　一般的に云へば壓縮し易い砂質土の場合は新杭の打込に依つて既設杭は其周圍の土の壓密度を增し支持力を增加す、然し壓縮し難い半流動性を帶びた軟地盤内に於ては、新杭打込の結果既設杭の周圍の土は壓縮さるゝことなく流動して地表に浮上り、杭周の土は却つて攪亂されて既設杭の支持力を減少する場合多し、此現象の甚しい場合は杭も共に持上げて浮上り、杭先に弛みを生じ著しく支持力を失ふから再度均し打を行ふて支持力の回復を計らねばならぬ。

過飽和水粘土層が地盤内深所にあつて、俄かに流動逃逸を免かれぬ環境に閉込められてある場合、之に多數の杭を打込めば次第に地盤内に内壓を高めて打込中は新杭も既設杭も却つて支持力を增加するが、其後時間の經過と共に水分や土の微粒分子の極めて緩漫な移動に因つて當初の平衡狀態に復歸して支持力も當初の内壓を高めない場合と同樣になるが如き特例もある。

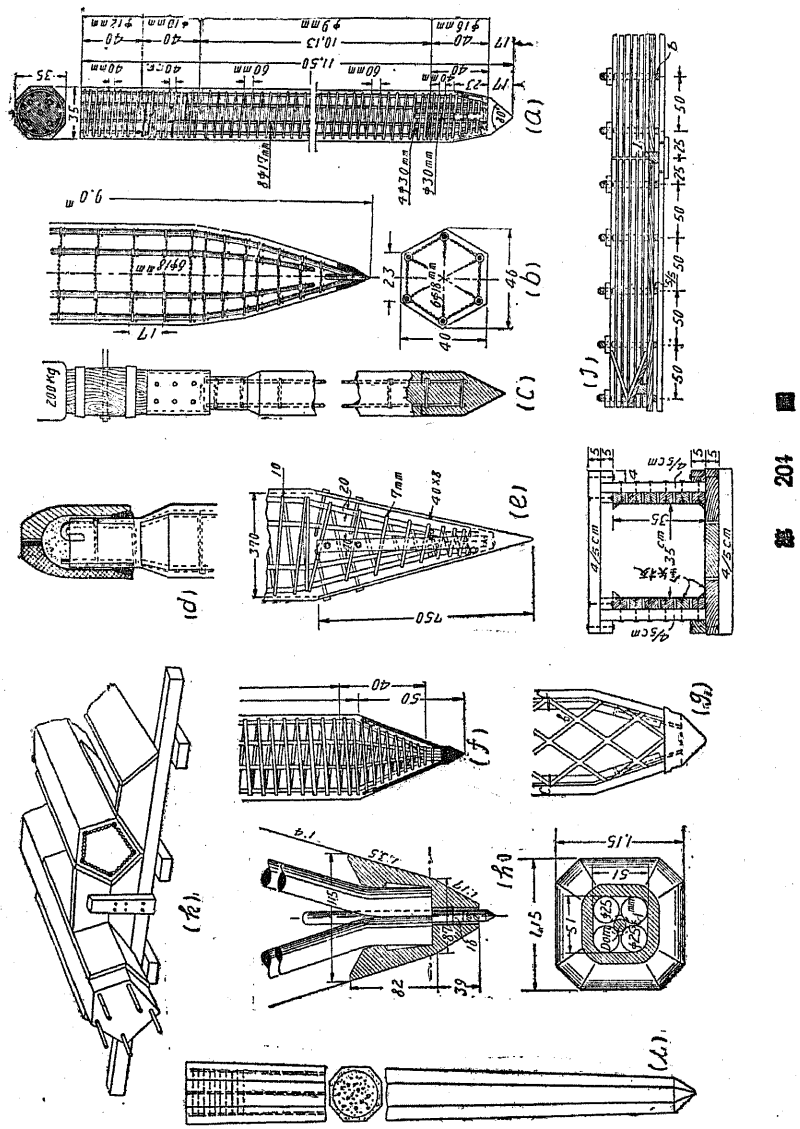
（4）**當て打及繼杭の支持力に及ぼす影響**　之れは明確に分らぬが二三の實例から推察するに直接打の場合の支持力に比して、當て打（ヤツトコ使用）は 15～25％、繼杭 25～35％ の損失があるものと思はれる。

§ 120. 鐵筋混凝土杭

イ、形狀　既製杭の斷面形狀は如何なるものでも作り得るが、製作の便利と配筋の都合から見れば正方形最も優れ次は六角形八角形である、尤も製作方法に特殊の施設をして竪型を使用する場合には圓形其他種々の多角形を採用し得る、然し竪型の場合は混凝土の塡充に於て特に充分の注意が必要である。尖端形狀は地盤の硬軟と土質（粘質か砂質か）に從つて尖銳の度を加減する。卽砂及砂利盤、土丹の堅層等に對しては銳くする。頭部は杭帽の都合上、或は打込完了後 30 cm 内外の混凝土を碎き取つて上部基礎混凝土との連結を計る場合の都合上幹部より幾分小さくする事もある。幹部は全部同一寸法の斷面形なるを普通とするが、比較的長大な杭の場合は下部に至るに從つて細くしたものもある、之は混凝土容積の節約と穿入に際し地盤の締固めの都合を計つたものである。

ロ、鐵筋　軸鐵筋と橫鐵筋とを用ひる之が强度計算は普通の柱の計算でよい。

ハ、實例　第 204 圖中（a）は八角、（b）は六角、（c）は四角杭の實例である。（d）ほ（c）杭のキヤツプ、（e）（f）（g）（h）は各種杭沓の詳細を示す（i）は尖細杭の例を示し、（j）は四角杭の型、（k）は五角杭の型を示す。

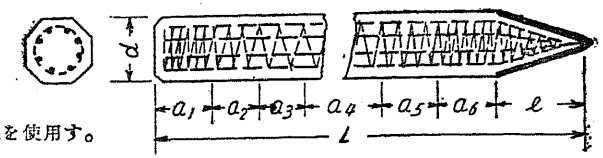


八角杭の製作標準を示せば第73表の如し。

ニ、打込　高昇程の錘よりも低昇程の錘にて數多く打撃を加ふるを可とす、從つて落下錘よりも蒸汽鎚、其内でも複式鎚機のマキアナン・テリーの如き急速打

表中 p_1 p_2……はフーピングのピッチを示す。

フーピングは五番線を使用す。



鐵筋混凝土杭標準　第 73 表

L (m)	d (mm)	軸鐵筋 本數	軸鐵筋 徑 (mm)	a_1(mm) p_1(mm)	a_2(mm) p_2(mm)	a_3(mm) p_3(mm)	a_4(mm) p_4(mm)	a_5(mm) p_5(mm)	a_6(mm) p_6(mm)	e (mm)
3.6	300	8	9.5	300 25	250 50	300 100	1,770 170	300 100	300 50	380
5.5	330	8	12.7	330 25	250 50	300 100	3,620 150	300 100	300 50	400
7.5	350	8	12.7	450 25	300 50	300 100	4,700 150	300 100	300 50	430
10.0	400	8	15.9	550 25	350 50	300 100	7,700 130	300 100	300 50	500
12.0	430	8	19.1	610 25	500 50	450 100	9,010 100	450 100	450 50	530
14.0	460	8	19.1	750 25	600 50	450 100	10,740 100	450 100	450 50	560

擊が最も適して居る。水射の効果ある地盤では支持力に影響ない範圍に於て之を使用し其後を打込むを得策とす、斯くすれば杭頭の損傷少く、穿入正しく行はれ、且費用も低廉である。

打込は製作後四週間を經たる後に行ふを普通とす、何れの場合でも完全な Cap（§126參照）を使用して、眞直に振動を與へない樣に注意深く打進むべきである。途中で甚しく撃突の反動を感じた場合は、決して無理に押切つて強打を加へてはならぬ、緩やかに數多く打つて突破出來る見込の付かぬ時は其儘打撃を停止するか、若くは引拔いて位置を換へて打込むべし、無理に強打して杭頭を損したものは容易に修補出來るが根入の下方途中折損した儘氣付かずに目的の上部構造を造る時は後日に重大なる累を殘す事を特に注意せねばならぬ。

ホ、特長　鐵筋混凝土杭の特長の主なるものは腐朽の虞なき事、必要に應じ長大なものが出來る事、打込後長さが不足した場合は頭部の混凝土を碎き鐵筋を露出させて必要な長だけ繼足しが出來る縱橫强度も鐵筋に依つて必要を充たし得る

事、價格も長いものになれば木杭に比し割合に高價でない事等である、從つて近時長足の進歩をなし益々廣く普及しつゝある、然し木杭に比し重くて取扱ひ困難な事、製作から打込み迄に可なり日數の掛かる事、前項に述べた如く打込みに特別の注意と手數とを要する事、等は木杭に比し不便なる點である。

§ 121. 人力杭打

（1）方法及種類　之は普通短小な杭を打込む場合に應用される方法である、機械さへ持合はせがあれば機械打の方が經濟であるから、今日では重要な工事に於ては多くの場合機械打を採用する。

錘（分銅又はモンキーと稱す）を引揚るには滑車とマニラ・ロープと之を釣る矢倉とが必要である。錘の重さは 80～350 *kg* であつて夫れ以上重いものは人力では實行甚だ困難である。錘引揚人夫(普通綱引人夫)は女人夫一人當り錘重 7 *kg* 內外、男人夫一人當り 12 *kg* 內外の割合とす。

錘落下を眞直に杭頭に誘導する方法に種々ある。卽、眞矢打（錘の中央にある垂直な穴に丸鋼棒を通し、之に沿ひて錘は上下す）と二本子打（錘の兩側に導柱を設け錘は之に沿ひて上下す）とあり。

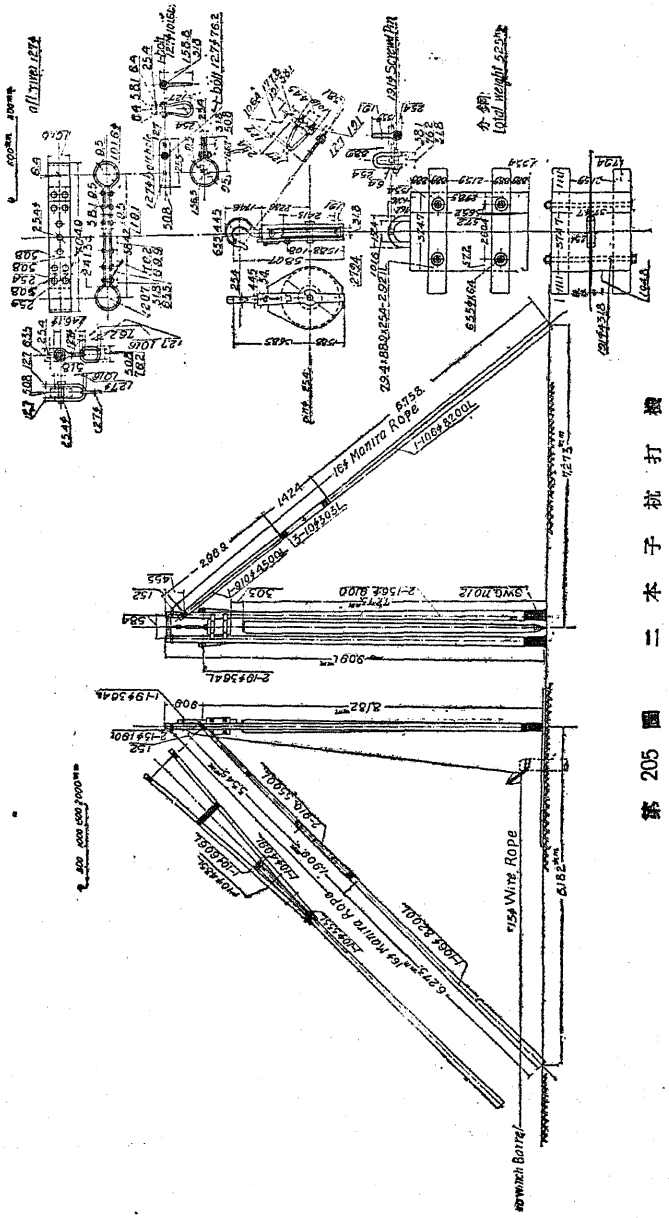
吊綱は錘の重さに從ひ徑 20～40 *mm* の麻繩又はマニラ・ロープを使用し錘を釣る滑車は完全なベヤリングを備へた丈夫なものを用意することが肝要である。

矢倉は長大な杭の場合には足場丸太を使用して假足場と同樣に必要高に組立ることもあるが、普通は三脚又は四脚の簡單な組立とする。

眞矢打は關東方面に、二本子打は關西方面に於て昔から發達して居る、眞矢は錘の杭當りの位置が確實なこと、二本子は移動が簡便なるが特長である。

第 205 圖に示す二本子は 525 *kg* の錘に適當である、二本子導柱を丈夫にすれば 700 *kg* の錘を使用した實例もある（但しウヰンチ捲揚錘）。

人力打込の錘引揚高は一度引 1.5 *m*、二度引 2.5 *m*、三度引 3.6 *m* の範圍が、普通である、打擊回數は作業の調整に依つて大邊の相違を生ずるが、先づ一分間に一度引 15～25 回、二度引 6～10 回、三度引 3～5 回と見れば大過ないであらう、櫓の移動杭建込休息等の時間を差引一日中の純作業時間は 6 時間內外と



第 205 圖　二本子杭打機

し一回の平均沈下量を想定し得れば一日の打込本數を見積り得べし、一般に砂質の場所では錘の引揚高を比較的低くして回數を多く打つ方有利なるが如し。

杭と錘との當り具合の加減や、又は導柱の傾きに依つて杭の傾斜を幾分矯正することが出來る。

（2）費用

人力杭打の費用は地質と工事現場の足場の都合とで數倍の變化を生ずるから、基

準を示すことは困難であるが、次の方法に依つて大體の見當を付け得る。

$$C = \frac{1.4\,cR}{nr}$$

C = 杭1本の打込費（圓）、　c = 綱引人夫賃（1日分）

R = 錘の重量（kg）

r = 人夫1人當錘重（kg）

n = 杭打1組で1日に打込み得る杭數

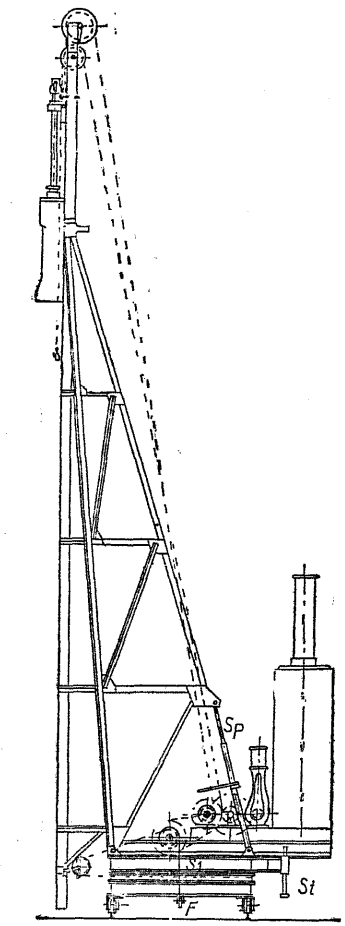
c を 0.5 圓、$r = 7\,kg$、とすれば $C = \frac{R}{10n}$ となるが R と n を地質と杭の大小に依つて適當に定めねばならぬ、沖積層に於ける普通の堅さの土層内に全部地杭として打込む場合は大體次に示す程度が適當と思はれる。

杭の長（m）	3	4	5	6	8	杭打女人夫賃を 0.5 圓其1人當錘重を 7 kg とす。實際は綱引 30 人以上は混雜して實行困難なり。
杭の徑（cm）	12	14	16	18	21	
錘の重（kg）	120	150	200	240	300	
1日の杭打數（n）	20	15	12	10	9	
杭1本打込費（圓）	0.60	1.00	1.67	2.40	3.33	$C = \frac{R}{10n}$

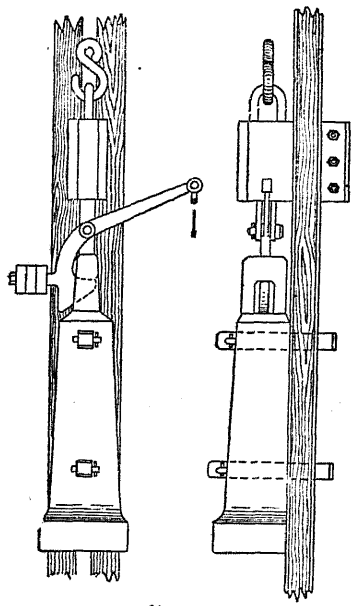
砂を多く混入する程固くなり、砂の壓縮された地盤となれば上表の二倍、砂交り砂利層となれば三倍となる、又軟粘土であると $\frac{1}{2}$ 位で濟むものもある。一般に地表より深くなる程地盤は固くなる。水上其他足場を特に設くる必要ある場合は上表費用の1～2割增となる。

人力杭打の費用は錘引揚の作業が主なるものであるから、滑車の摩擦抵抗の少いものを選び、矢倉の振動、綱引作業の足場の不安等事故の原因となり能率の邪魔となる事項については不斷に注意を拂はねばならぬ、其他矢倉及導柱の移動時間も亦工程に少からぬ影響があるから、其方法順序は細心周到な用意を以て些の混雜なく敏速且整然と作業を進めることが大切である。

錘の形は、高さの餘り高いものは横振を伴ひ易いから、なるべく低く且其重心は高の $\frac{1}{2}$ 以下にある樣にす、幅及厚は杭頭の太さより餘り大なるものは偏打の振動が激しくなるから杭徑の一倍半以下とするを適當とする。



第 206 圖



第 207 圖

§ 122. 杭打機の種類

機械打は普通第 206 圖の如き特種の櫓或は用櫓を使用し、之に動力機、捲揚機及錘を備へて居る、工事現場の都合では櫓は單に錘を吊るだけの簡單なものとし、捲揚機は櫓と離れて工事の邪魔にならぬ且作業の便利良き場所に据え付けたものもある。

錘操作の方法に依つて大別すれば次の三種となる。

甲種　捲揚落下錘　ウヰンチ捲揚杭打機

乙種　押上落下錘　ラクール式

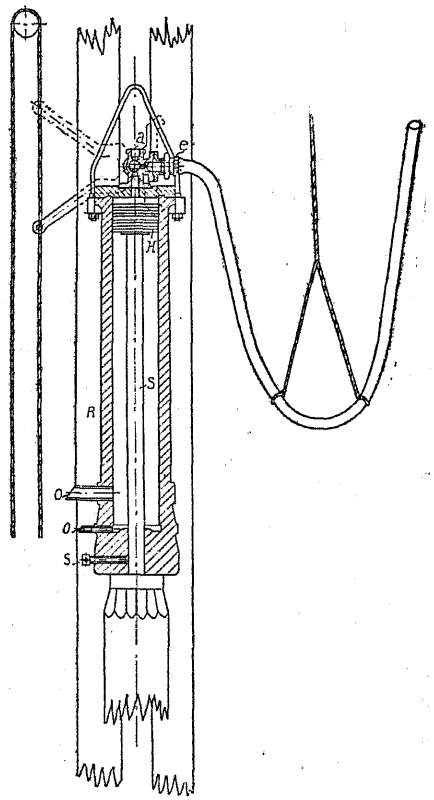
丙種　鎚　機　ナスミス式、テリー式等

甲種　ハ蒸汽、電氣、內燃機等を動力とする杭打用捲揚機を使用しワイヤ・ロ

ープにて錘を櫓上に捲揚て落下する方式である。落下の際吊綱を付けた儘落すものと、第207圖の如く特殊のフツクを使用して所定の高さに引揚げた時、錘を吊綱より離し導柱に沿ふて落下せしむるものとの二種あるが、後者は錘の打撃力の効率は良好であるが、操作が敏速に行はれないため、前者に比し甚だ不經濟であるため現今では普通前者が採用されて居る。

乙種　第208圖の如く恰もピストンのシヤフトを杖とし、シリンダーを錘として蒸汽で押上げ落下せしむるものである。

全體の重量は 500～1,000 *kg* 迄が普通用ゐられる、夫れ以上はシヤフトの力が不足して來る、猶逸では 4,000 *kg* の實例もある、揚程は 1.0 *m* 以內、頭部のバルブを人工的に又は自働的に開閉して蒸汽をピストン・ヘツドに出入せしめて錘をシヤフトに沿ふて上下せしむるものである。打撃の効力は充分であるが其活動力が激しいため送氣管と錘の付根が破損し易いことが缺點である、1分間の打撃回數は普通 30 回である。700 *kg* の錘に對して 10 *HP* 以上の汽罐が必要である。本機の特長は揚程を必要に應じて加減出來る事である。



第 208 圖

丙種　杭頭上に乘つて居る鐵製外箱の中で小錘（Ram）を働かして杭頭を鎚打させるものである、ラムが單に重力のみで落下するものを單働式鎚機、ラムの落下の際重力の外に蒸汽又は壓搾空氣の壓力を加へて壓撃するものを複働式鎚機と稱へる。

何れも蒸汽又は壓搾空氣を使用する甲種及び乙種に比して機錘は勿論之れに伴ふ矢倉ウキンチ汽鑵等も重大になるが、多數の杭打の場合は此の兩種より經濟的であるから近年重要なる基礎工事には丙種を使用するものが多くなつて來た、之れが詳細は後項に於て說明する。用氣は蒸汽が壓搾空氣より經濟であるから普通は蒸汽を使用し、水中杭打其の他特殊の場合に壓搾空氣を使用する。

§ 123. 單働式蒸汽鎚機 (Single acting steam pile hammer)


單働式蒸汽鎚機
第 209 圖

本機は落下錘を一つの鋼構の中で上下せしむる如く製作し、錘の引揚げに蒸汽力を直接作用せしめて押上げ、蒸汽を逸出せしめて錘の自然落下を促し打撃を生ずる構造を有するものである。故にその打撃の原理はモンキーと何等異るところがないが、機の構造と作用の特色に於ては著しい相異がある。兩者の作用及特徴に就て對比を試みると、

（1）モンキーとの比較

イ、重量　打撃力に於て同一効果を生ずるためには本機はモンキーに比し甚しく大なる重さを必要とする。卽ちモンキーの重さを *M*、本機の錘の重さを *W*、とするときモンキーは平均 3 *m* の落下高を有せしむることは普通の狀態に於て可能であるが、本機の働程は通常 90 *cm* 見當であるから、同一打撃勢力を發生せしむるためには重量に於て次の比が必要である。

$$\frac{W}{M} = \frac{300}{90} \quad \text{卽ち} \quad W = 3.33\,M$$

而して本機の總重量は錘の 2 倍半見當であるから、機の全重量としてはモンキーの約 8 倍の大きさを必要とすることゝなる。

ロ、設備　本機は重量に於て落下錘（モンキー）を遙に超過するため一般設備も亦規模の大なることを要するのみならず、モンキー運轉の場合には其の動力は電氣、內燃機、蒸汽の何れにても選擇自由で、所要馬力も小であるが、本機は一

般に蒸汽機關に限られ且つ機の構造上多量の蒸汽消費を伴ふために馬力の大なるものを必要とする。但し本機は壓搾空氣を以て運轉する場合は動力の選擇は各種に亘ることを得るも能率低下による操作費の増大を免れないから、空氣運轉は極めて例外的に行はれるに過ぎない。

ハ、操作　本機は重量大なるだけ移動作業は困難である、又鎚機の故障に對する注意も必要となるから他の杭打方法より著しく面倒ではあるが、操作は落高の大なるモンキーよりも安全である。

ニ、打撃の効率　同一打撃勢力に對しては、本機はモンキーに比し効率が大である。即ち打撃が確實正中で錘の躍動少く、從つて發生勢力は充分に杭の降進に働き杭頭杭先の破壞を生じない。

ホ、打撃の回數　本機は働程小なるとともに錘の押上げは蒸汽の直接作用によるを以て打撃直後速に引揚げられ、又直ちに落下するを以て打撃回數は極めて多く1分間 50～80 回に及ぶ。この特點によつて第一項の重量に於ける缺點を或る程度迄償ふことを得るのであるが、しかし杭の或る寸法に對しては夫々相當する打撃勢力を必要とするため、回數の多きことによつて錘重の過小を完全に補ふことは不可能である、故に同一能率を擧ぐるためには本機はモンキーに比し必ず若干重きものを選擇する必要がある。

ヘ、用途の限界　上記各項列擧の特色によつて、兩者には夫々用途の限界あることが推知せられる。即ち小規模の工事又は杭打の轉々散在せる工事、地形の甚だしく複雜なる地點、狹隘なる區域等にあつては、設備及操作に於て多額の費用を要する蒸汽鎚機よりも輕快なるモンキーを採用すべく、これに反し極めて長大なる杭にて非常に大なる錘重と吊柱を必要とする場合には蒸汽鎚機を使用して吊柱の高さを低くし更らに大重量のモンキーの落下による危險なる作業を避くると共に頭部の破損を少からしむることが必要である。

ト、打力の調節　モンキーにあつては落下高の任意裁量によつて打撃力の調節をなすことは或程度迄可能であるが、本機に於ては昇程調節の不可能なるものあり、又その可能なるものも極めて少量であるから、本機の採用に當つては杭の寸法、杭の種類、形狀、地盤の性質等により最も適當なるものを選定せざれば能率が著しく低下する、甚しきは打込不能等の事態を出來することもある。

チ、杭の支持力　杭の一定の沈下量に對する支持力は、モンキー打込の場合に比し本機の打込による杭の方が大である。此の事は經驗上實用公式となつて居るウエリントン氏の鎚機公式と落錘公式との差に依つて見ても明らかである。

リ、近隣への影響　蒸汽鎚は汽鑵の煤塵と連發的響音のため近隣の住家に迷惑を及ぼすこと大である。又地盤によつては甚しく振動を生じ物的損害を招來する等のことあり、鎚機の使用に際してはこれらの點に關し充分の留意を必要とする。

（2）構造及杭打成績　以上にて單働式蒸汽鎚機の作用と特色とをモンキーに比しつゝ大體說明したのであるが、現今用ゐられて居る鎚機の大きさは鎚重 1.～2 *tg*、機重 25～5 *tg*. 位を普通とし更らに大なるものもある。しかして鎚の衝程は概ね 60～107 *cm* の間にあり打撃回數は1分間 50～80 回を標準としてゐる。これらの諸性能は註文により製作者をして希望のものを提供せしむることが出來る。

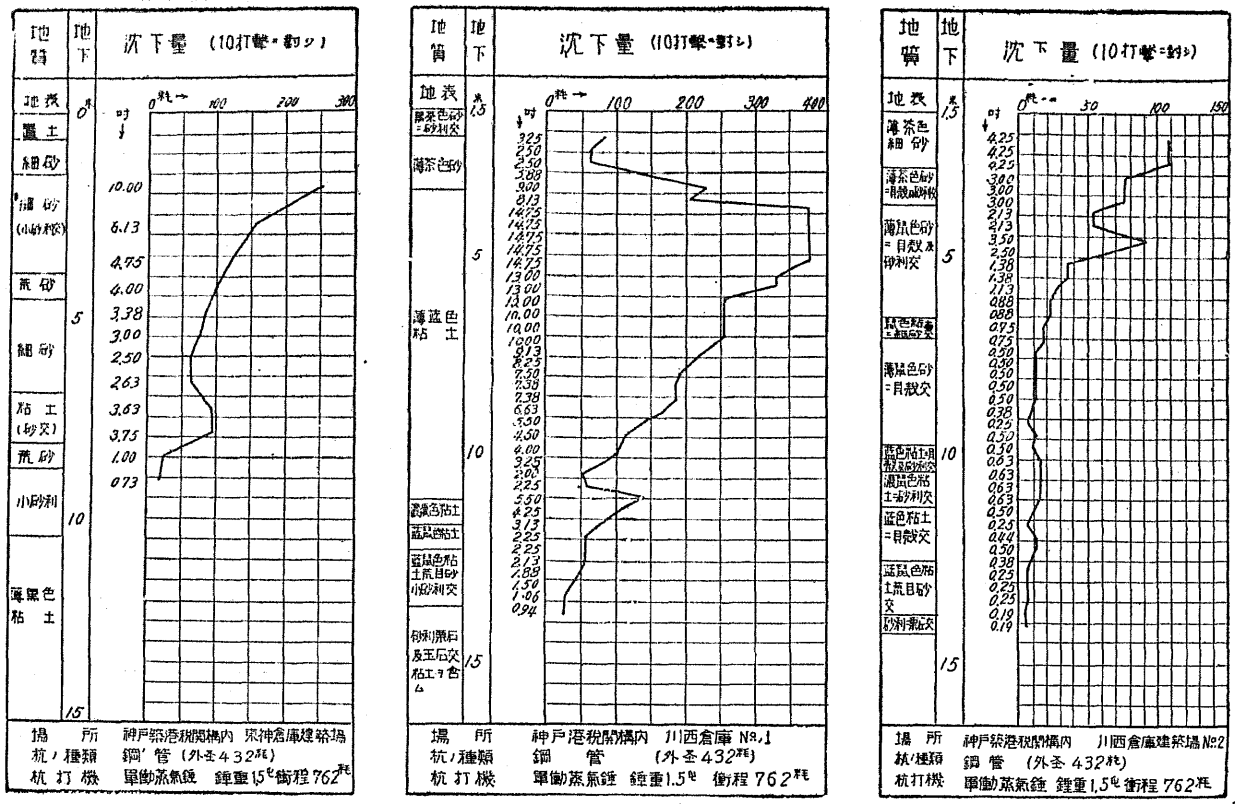
本機使用上の設備に關しては後段複式蒸汽鎚機の項に於て述べることゝする。

油谷式單働杭打鎚機の重要寸法を示せば

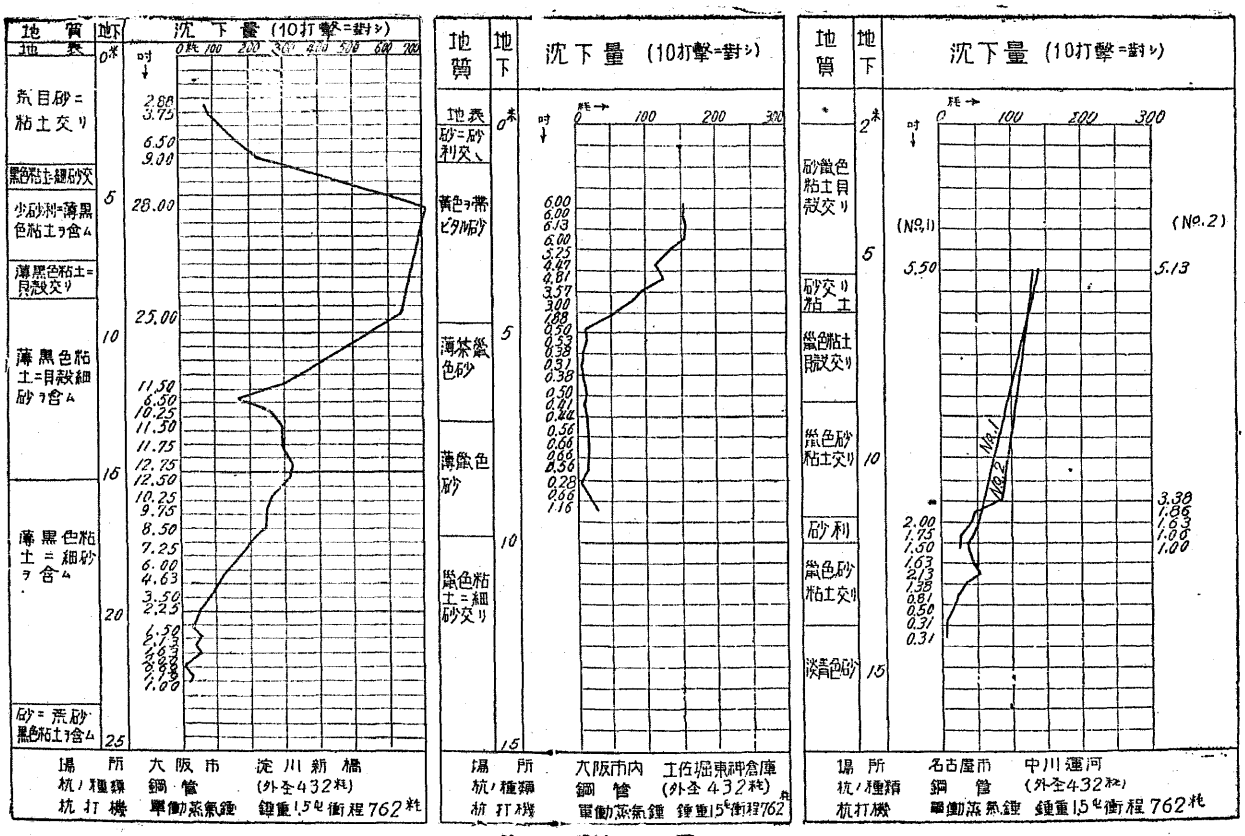
油谷式單働鎚機　第74表

大さの番號	1	2	3	4	摘　要
ハンマー重量	7 *tg.*	5 *tg.*	$3\frac{1}{2}$ *tg.*	$2\frac{1}{2}$ *tg.*	本表は製作者の示方書に依れるものなり。
ラムの重量	3 〃	2 〃	$1\frac{1}{2}$ 〃	1 〃	
汽筒の徑	356*mm*(14″)	305*mm*(12″)	267*mm*(10″.5)	216*mm*(8″.5)	
衝程	127*cm*(50″)	107*cm*(42″)	91*cm*(36″)	76*cm*(30″)	
廻轉數（1分間）	50	60	70	80	
使用汽壓	7.03*kg/cm*²(100*lbs*)	〃	〃	〃	
送氣管の徑	63.5*mm*$\left(2''\frac{1}{2}\right)$	50.8*mm*(2″)	44.5*mm*$\left(1''\frac{3}{4}\right)$	38.1*mm*$\left(1''\frac{1}{2}\right)$	

次の圖表は單働式蒸汽鎚機を使用し鋼管を打込みたる場合の實例を示す。


地質
地下
沈下量 (10打撃ニ對シ)
地表
置土
細砂
細砂(小砂利交)
荒砂
細砂
粘土(砂交)
荒砂
小砂利
薄黒色粘土
場所 神戸築港税関構内 東神倉庫建築場
杭ノ種類 鋼管 (外圣432粍)
杭打機 單働蒸氣錘 錘重1.5㌧ 衝程762粍
地質
地下
沈下量 (10打撃ニ對シ)
地表
薄茶色砂
薄蓋色粘土
濃黒色粘土
蓋黒色粘土
蓋黒色粘土荒目砂小砂利交
砂利荒石及玉石交粘土ヲ含ム
場所 神戸港税関構内 川西倉庫 No.1
杭ノ種類 鋼管 (外圣432粍)
杭打機 單働蒸氣錘 錘重1.5㌧ 衝程762粍
地質
地下
沈下量 (10打撃ニ對シ)
地表
薄茶色細砂
薄黒色砂ニ目殻及砂利交
薄黒色砂ニ目殻交
蓋色粘土ニ目殻交
蓋黒色粘土荒目砂交
砂利荒石交
場所 神戸築港税関構内 川西倉庫建築場 No.2
杭ノ種類 鋼管 (外圣432粍)
杭打機 單働蒸氣錘 錘重1.5㌧ 衝程762粍

第 210 圖


地質
地下
沈下量 (10打撃ニ對シ)
地表
荒目砂ニ粘土交リ
黒色粘土ニ細砂交
少砂利ニ薄黒色粘土ヲ含ム
薄黒色粘土ニ目殻交リ
薄黒色粘土ニ目殻細砂ヲ含ム
薄黒色粘土ニ細砂ヲ含ム
砂ニ荒砂黒色粘土ヲ含ム
場所 大阪市 淀川新橋
杭ノ種類 鋼管 (外圣432粍)
杭打機 單働蒸氣錘 錘重1.5㌧ 衝程762粍
地質
地下
沈下量 (10打撃ニ對シ)
地表
砂ニ砂利交
黄色ヲ帯ビタル砂
薄茶黛色砂
薄黛色砂
黛色粘土ニ細砂交リ
場所 大阪市内 土佐堀東神倉庫
杭ノ種類 鋼管 (外圣432粍)
杭打機 單働蒸氣錘 錘重1.5㌧ 衝程762粍
地質
地下
沈下量 (10打撃ニ對シ)
砂黛色粘土目殻交リ
砂交リ粘土
黛色粘土目殻交リ
黛色砂粘土交リ
砂利
黛色砂粘土交リ
淡青色砂
(No.1)
(No.2)
場所 名古屋市 中川運河
杭ノ種類 鋼管 (外圣432粍)
杭打機 單働蒸氣錘 錘重1.5㌧ 衝程762粍

第 211 圖

§ 124. 複働式蒸汽鎚機(Double acting steam pile hammer)

(1) 複働式の作用　複働式蒸汽鎚機は單働式蒸汽鎚機の鎚撃作用に蒸汽力による壓撃作用を結合せしめてその効果を增進し且つ能率的ならしめたものである。その働き方は次の如く四段に分けて考へることが出來るのであるが、この複雜な働きは一撃の瞬間的な過程に於て行はれ、打撃回數の頻發と相俟つて杭に對しては連續的な撃進作用を及ぼすことゝなり、機の効果的なる主因をなしてゐる。

第一段　(鎚働直前)　機の全重量 W が杭頭にかゝる。

第二段　(鎚撃瞬間)　鎚の重量 R と蒸汽力 $(S = pF)$ との合力が杭頭を打撃する。その打撃力は衝程を h とすると

$(R+S)h$

第三段　(鎚撃直後)　杭の沈下及機の反躍によつて機重 W が杭頭に加はる。

第四段　(複撃作用)　鎚の上復働と機の落下作用とにより杭頭に次の打撃力が加はる。

$W(a+p)$　a = 機の反躍高、 p = 杭の沈下量

(2) 複働式の特長　上記諸作用よりして複働機に對しその特長を次の如く列擧することが出來る。

イ、第一段の狀態により機は杭頭に直接し且つ衝程が一般に短いのであるから、鎚撃の方向及作用點が確實正中で加力完全なることゝ共に杭の勢力吸收が完全に行はるゝこと。

ロ、第二段の作用により單働機に比し本機は Sh だけ强力なること。

ハ、打撃回數は單働の場合の 2～3 倍の速さであるから、打撃加力が頻發効果的となる、卽ち杭は沈下始働のために必要なる勢力を省くとともにその振動のために沈下の抵抗を小にすること。

ニ、本機は蒸汽の作用を利用して杭拔機として轉用することが出來る。

(3) 複働式の効率　複働蒸汽鎚機に於てはその複雜なる作用の內何れが杭打効果を多く齎らすかは、杭の種類、地質及作業の種類等によつて異るのであるが、何れの場合にでも主働として認むべきものは前記第二段の打撃力 $(R+S)h$

の作用であつて、これを强大ならしむるためには R、S 及 h の各量の關係を如何にすべきか、しかしてこれらと機重 W との比を如何にすべきかが要點である。一般に打撃力の强大を主たる目的とする場合には次の關係が保たるべきである。

比 $\frac{S}{R}$ が過大ならざること

比 $\frac{R+S}{W}$ が 1 より大ならざること

h の大なること

(4) 各種製品の特色　米國製ユニオン・ハンマー(Union hammer) 及ナショナル・ハンマー (National hammer) 並に和製油谷式ハンマーは大體上記の見地に立つて製作せられたものであつて、殊に油谷式は比 $\frac{S}{R}$ を小にすることによつて特色を作り改良の効果を認められんとして居る。

次に複働機の特徵を全部平均的に取入れる如く機構を定めたるものにマキアナンテリー (Makiernan-Terry) ハンマーがある。本機は比 $\frac{S}{R}$ 及 $\frac{S+R}{W}$ を大にし h を小になしたるため、打撃力は比較的强大ではないが、その一面に前記特長の內イ、ハ、ニ、の各方面に於て他機に優り、例へば鐵筋混凝土杭の打込には最も適したる構造を有するものと認められる。

次の圖表はこれらの諸機の能力並に特質を知るに便したるものである。

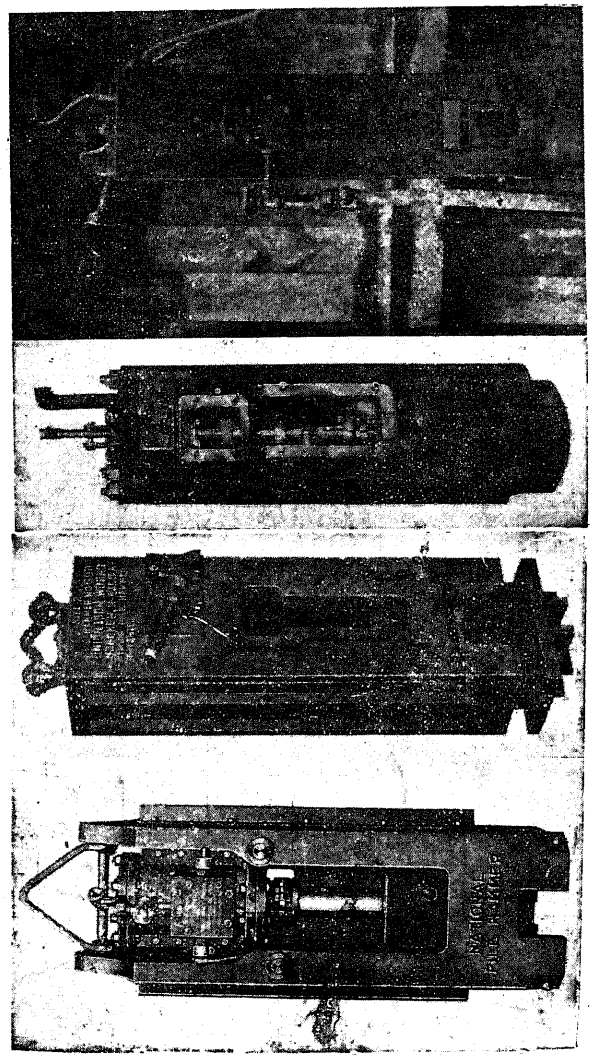
複働式蒸汽鎚機々能比較表　第 75 表

複働蒸汽	鎚の名稱	全重量 (W)	ラムの重量 (R)	汽筒の徑 (d)	衝程 (h)	一打分間數 (n)	蒸汽力 $S=80\frac{\pi d^2}{4}$	打力 $R+S$	比 $\frac{R+S}{W}$	一打の勢力 $(R+S)h$ (呎)	一分間の仕事 (呎)	汽罐の馬力
ユニオン	00	20,000*	4,000*	14″	36″	100	12,315*	16,315*	0.81575	48,945 60,000	4,894,500 6,000,000	125
ユニオン	0	12,000	2,650	10½	24	110	6,927	9,577	0.79808	19,154 24,000	2,106,940 2,640,000	50
ユニオン	1	8,600	1,540	9½	21	130	5,671	7,211	0.83848	12,619 15,050	1,640,470 1,956,500	35
ユニオン	2	5,700	950	7¼	16	145	3,303	4,253	0.74614	5,671 7,600	822,295 1,102,000	25

ユニオン	3	4,250	680	6¼	14	170	2,454	3,134	0.73741	3,656 4,958	621,520 842,860	20
	4	2,500	350	5¼	12	200	1,732	2,082	0.83280	2,082 2,500	416,400 500,000	12
	5	1,450	200	4¼	9	240	1,135	1,335	0.92069	1,001 1,088	240,240 261,120	10
	6	850	100	3¼	7	340	664	774	0.91059	452 496	153,680 168,640	8
ユタニ	0	15,000	4,230	12	30	100	9,048	13,278	0.94844	33,195 35,000	3,319,500 3,500,000	100
	1	11,500	3,270	10¾	24	110	7,261	10,531	0.91574	21,062 23,000	2,316,820 2,530,000	70
	2	8,500	2,500	9½	21	120	5,671	8,171	0.90789	14,299 15,750	1,715,800 1,890,000	55
	3	5,500	1,700	7¾	18	135	3,774	5,474	0.99527	8,211 8,250	1,108,485 1,113,750	35
	4	3,800	1,170	6½	15	150	2,655	3,825	1.06658	4,781 4,750	717,150 712,500	25
	5	2,600	850	5½	12	185	1,901	2,751	1.05808	2,751 2,600	508,935 481,000	15
	6	1,600	450	4¼	9	240	1,135	1,585	0.99063	1,189 1,200	285,360 288,000	10
マキアナンテリー	1	145	21	2¼	3¾	500	318	339	2.33793	104 45	53,000 22,500	10
	2	343	48	4 1/16	5¼	500	1,037	1,085	3.16327	475 150	237,500 75,000	10
	3	675	68	3¼	5¾	400	664	732	1.08444	351 323	140,400 129,200	15
	5	1,500	200	7	7	300	3,079	3,279	2.18600	1,913 875	573,900 262,500	20
	6	2,900	400	9¾	8¾	275	5,973	6,373	2.19759	4,647 2,115	1,277,925 581,625	25
	7	5,000	800	12½	9½	225	9,818	9,818	2.12360	8,406 3,958	1,891,350 890,550	35
	9B	6,450	1,250	8½	16	140	4,540	5,790	0.89767	7,720 8,600	1,080,800 1,204,000	40
	11B	13,185	3,625	12⅛	20	120	9,622	1,3247	1.00470	22,078 21,975	2,649,360 2,637,000	60
ナショナル	1	8,000	1,500	9	16	115	5,089	6,589	0.82363	8,785 10,667	1,010,275 1,226,705	60
	2	5,500	1,100	7¼	12	150	3,303	4,403	0.80055	4,403 5,500	660,450 825,000	35
	3	3,500	575	6	10	170	2,262	2,837	0.81057	2,364 2,917	401,880 495,890	25

ナショナル	4	1,500	310	4½	9	200	1,272	1,582	1.05467	1,187 1,125	237,400 225,000	15
	5	800	145	3½	7	250	770	915	1.14375	534 467	133,500 116,750	10
	6	650	80	3¼	6	300	664	744	1.14462	372 325	111,600 97,500	8
	7	150	20	2¼	4	400	318	338	2.25333	113 50	45,200 20,000	5

備考 本表は凡て製作者の型錄に依りたるものなり。



マキアナンテリー

ユニオン 油谷

ナショナル

第212圖

購入価格は油谷式で No.2 3,600 圓、No.3 3,000 圓、No.5 1,500 圓 位なり。

（5）各種複働式杭機の選擇　　市場に於て販賣して居る各種の複働機は夫々その機構の上に特色を有するを以て適所に適機を採用すべきであるが、尙その他に機に對する要求として次に揭ぐる特點を具備する必要がある。

イ、蒸汽消費の小なること——これは作業費に大なる影響を及ぼす。

ロ、故障の少きこと
ハ、耐久力大なること
　機内は高熱と衝撃により故障を生じやすく機の生命を損じやすし、故に優良の材質を以て精密に製作さるゝことが絶對必要である。

ニ、取扱ひ易きこと——重量大なるため操作の難易は工程に影響大なり。

ホ、音響少きこと——音響大なるため附近民家に迷惑を及ぼすこと一通でないから音響の低きことは必要なる條件である。

ヘ、修理簡單なること。

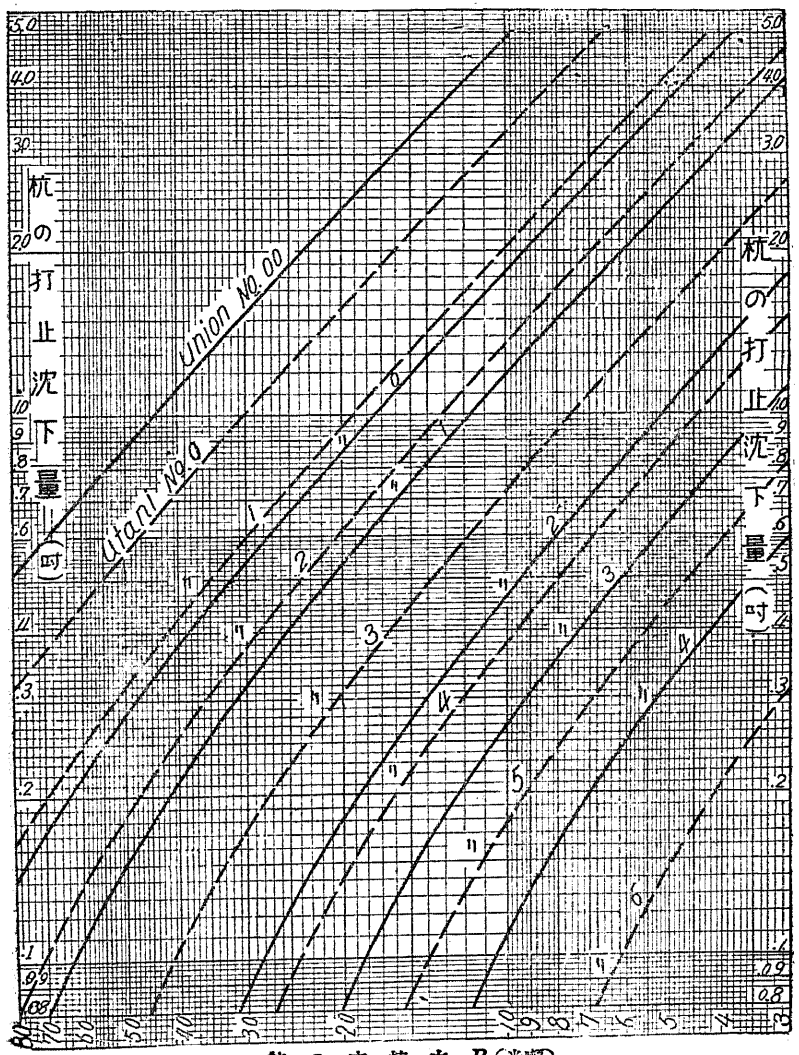
各種ハンマー共種々なる重量の機を市販品として提供して居る、杭の寸法、種類、形狀、並に地盤の性質に鑑み適當の重さを選擇する必要がある。その大體の標準を知るため第76表を揭ぐ。

第 76 表　　複働式杭機の大さ選定標準

油谷式	No	0	1	2	3	4	5	6
	重量（瓲）	6.80	5.22	3.86	2.49	1.72	1.18	0.73
	毎分打數	100	110	120	135	150	185	240
ユニオン式	No	00	0	1	2	3	4	5
	重量（瓲）	9.07	5.44	3.90	2.59	1.93	1.03	0.66
	毎分打數	100	110	130	145	170	200	240
ナショナル式	No	—	—	1	2	3	—	—
	重量（瓲）	—	—	3.63	2.49	1.59	—	—
	毎分打數	—	—	115	150	170	—	—
マキアナンテリ式	No	—	11.B	—	9.B	7	6	5
	重量（瓲）	—	6.00	—	2.93	2.27	1.32	0.68
	毎分打數	—	120	—	140	225	275	300
普通の堅さの土砂地盤の場合打込得	基礎杭 巾×長(m)	0.60×22	0.5×20	0.40×18	0.30×15	0.27×12	0.22×7.0	0.15×4.5
	鐵矢板 長(m)			二枚打 21	二枚打 15	一枚打 9	一枚打 6.0	二枚打 4.5
硬質なる土砂地盤の場合打込得	基礎杭 巾×長(m)	0.50×20	0.40×18	0.30×15	0.27×12	0.22×7.0	0.18×6.0	
	鐵矢板 長(m)		二枚打 21	二枚打 15	二枚打 9	一枚打 6.0	一枚打 4.5	

備考　本表は同一[illegible]ハンマーにて打込み得る杭又は鐵矢板の大さを示すものなり。

油谷及ユニオン式複働機使用支持力圖表



$$P=\frac{2\cdot R+pF)h}{\tau+0.1}$$

P ＝ 許容支持力……（瓲順）
$(R+pF)$ ＝（ラムの重量）＋（蒸汽の擧壓）…（〃）
h ＝ ストローク……（呎）
τ ＝ 杭の打止メ沈下……（吋）

第　213　圖

（6）複働機打込杭の支持力算定式及計算圖表　之は既に支持力公式の項に述べた如く $P=\frac{(R+pF)}{6(\tau+0.254)}$ なる式で計算して宜い、此式はメートル式であるが P. R を听、h. を呎、τ を吋、p を听/平方吋、F を平方吋で表はせば $P=\frac{2(R+p\cdot F)h}{\tau+0.1}$ である。

複働機は落下式及單働式に比して前述の如く打擊力傳達の完全なること、敏速なる連續打擊に依り杭の沈下抵抗を遞減し得ること等のために、沈下量 τ は他機の場合に比し甚だしく大きくなるから、一般に安全の側に支持力を算出する傾向がある。

第218圖は上述の公式に依る油谷式と Union との支持力を示す、尤もマキアナンテリー・ハンマーにあつては $\frac{R+S}{W}$ の比が 2以上の場合もあるが、$(R+S)$ の量が W を超過することは機を過大に反跳せしむることを意味し、從つて杭頭に及ぶ打力も機重 W を限度としそれ以上の $(R+S)$ に於ける過剩力は打込の力としては直接役立たない。故に上式はマキアナンテリーに對しても應用可能であるのみならず $(R+S)$ を用ふる式はマキアナンテリーに對しては支持力を過大に算出することを知るのである。

§ 125. 複働式と單働式との比較

兩者の長短を比較すると大體次の如くである。

有効機重	單働式は全重量の約 $\frac{1}{2}$ 以下　複働式は約全重量
衝　程	大體の標準として複働式は單働式の $\frac{1}{2}$ 見當
打擊回數	大體の標準として複働式は單働式の 2倍見當
使用氣壓	兩者同じく約 7.03 kg/cm^2（100 #/□″）として有効氣壓約 5.62 kg/cm^2（80 #/□″）となる
蒸汽消費	複働式は單働式の 5割見當
打擊勢力	同機重同時間に於ては複働式は單働式の約2倍となる（上記諸項より推定さる）
故障耐久	單働式は複働式に優る
音響强弱	單働式は複働式に比し排氣音打擊音とも少し

地盤振動	單働式は複働式に比し大なりと稱せらる
取扱便否	單働式は複働式に比し重量大なるため稍不便
價　格	單働式の方低廉なり

§ 126. 杭打設備及諸機具

杭打作業の工程に影響する因子の一半は杭打機の能力に係り他の一半は杭打設備の巧拙に左右せられるのである。しかも設備に於ては諸用具の選擇、現場配置の考究、作業順序の按配と問題が多岐多端に亘り杭打機の選定以上の研究を要する題目である。

設備に必要なる諸用具の重なるものは

蒸汽機關　捲揚機　導柱　櫓　ホース（Hose）及カプリング（Coupling）　鋼索

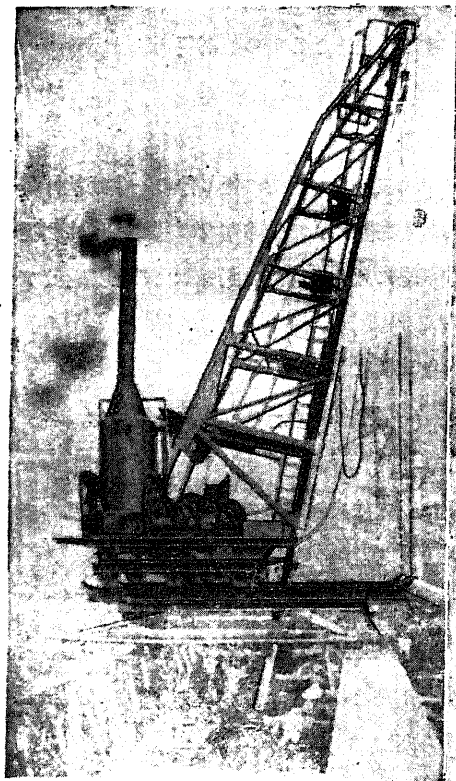
等を數へるのである。これらの各機具に就ては夫々詳細に研究の餘地があるのであるが玆には今大體に就て述べることとする。

イ、汽罐　は杭打機によつて消費せらるゝ蒸汽の發生、杭打機の運轉及捲揚操作、櫓の移動操作等杭打作業に必要なる一切の動力源となるものであるから、その馬力は充分であり且つ蒸汽壓力が常に不足せぬ樣設計せねばならぬ。汽罐は所要面積を小にするため普通竪形が用ゐらる。

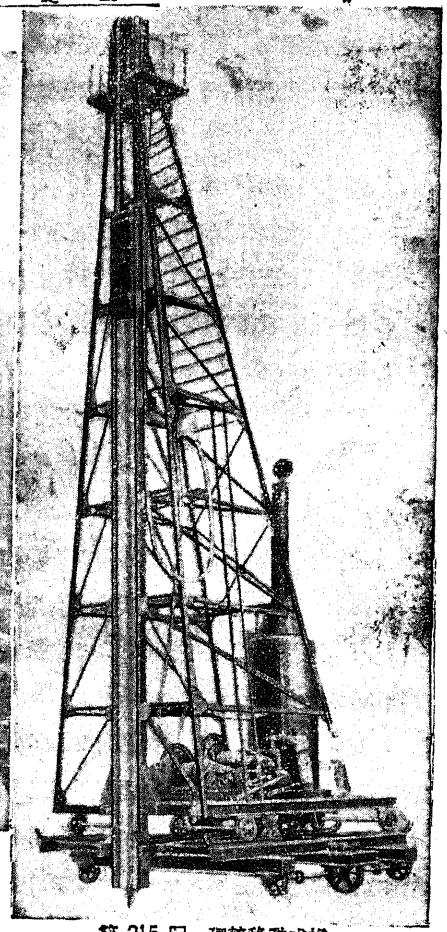
ロ、捲揚機　は打込むべき杭を吊揚げて建込み、又はハンマー（懸垂式の場合にはハンマーとハンマー・ガイド）を自由に上下し得るだけの充分なる力を必要とす。其良否は作業の能率に影響するから、構造堅牢、クラツチ確實、ブレーキ有効であつて、事故を生ずる虞のない優秀品を採用せねばならぬ。

ハ、導柱　は杭打機の捲揚及下げ卸ろしの軌道である、鋼製又は鐵板張木柱を使用す。ハンマーに固定されてあるハンマー・ガイドとの摺り合はせ平滑なる事が必要條件である。

ニ、櫓　杭打機及導柱を支持する構築であつて鋼或は木材を以て製作される。杭を建込み其上にハンマーを吊上げて据えるだけの高さが必要である。導柱の支持方法は之を櫓に定着したるものと懸垂したるものとあつて、懸垂式にあつては



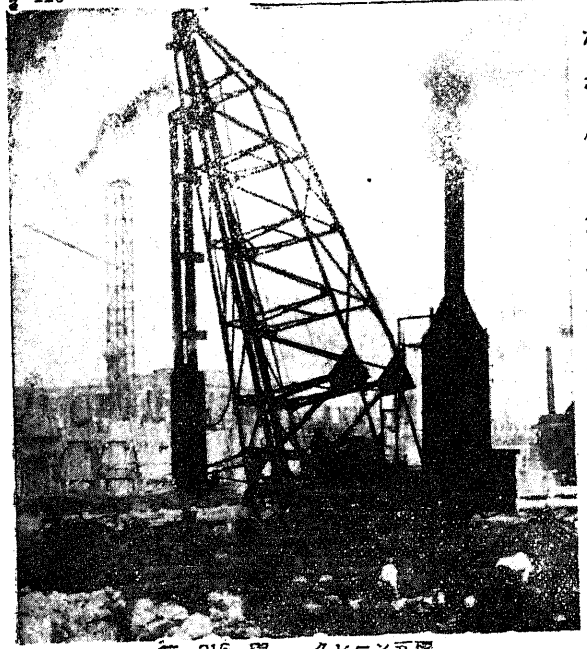
第 214 圖　斜動式櫓



第 215 圖　廻轉移動式櫓

櫓の構造を塔型としたものと、腕型としたものとある。

櫓は杭打の進行に伴ひ頻繁に移動の必要があつて、其便否は工程及工費に餘程の影響があるから、其臺には圖の如く車輪を附けて軌道上を動かすか或はローラーを使用する樣に造られてある。更に臺車の上板に廻轉用軌條を圓狀に敷設し櫓臺に車輪を備へて第 215 圖の如く廻轉移動式とせるものもある。或は櫓の傾斜を自由ならしむるため櫓臺上にヒンヂと螺棒 (Adjusting screw shaft) を取付けて第 214 圖の如く斜動式となせるもの、或は導柱を塔又は柱に吊りたるクレーン式等種々の構造がある。從來我國に於ては一般に導柱を定着したる塔式櫓が最も多



第 216 圖　クレーン式櫓

かつたが最近は懸垂式塔型及懸垂式腕型も使用される樣になつた。

櫓の設計に當つて注意すべきことは構架が一切の荷重に對し耐力充分であること、櫓の取外づし、組立、運搬の簡便なこと廻轉移動の圓滑なること等であるが、就中特に意を用ふる事は全體の重量を少くしてしかも安定を良くする點にある。



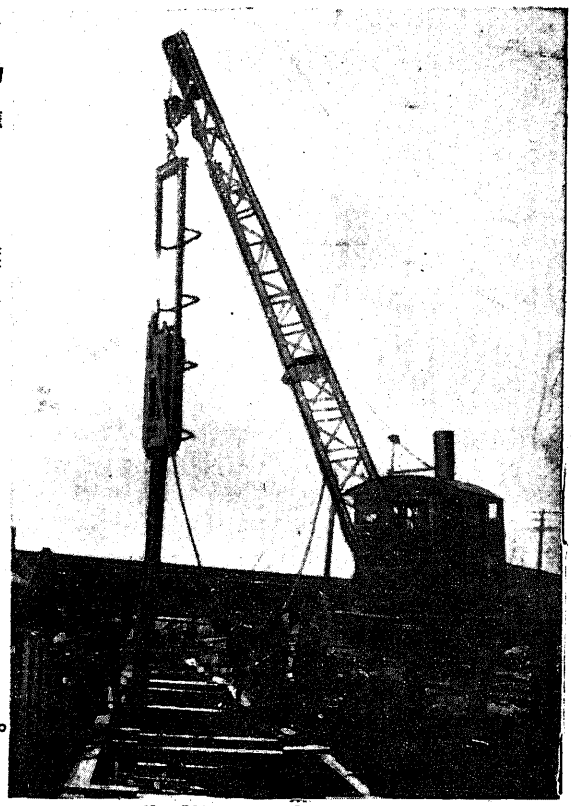
第 217 圖　クレーン式櫓

作業を行ふ地盤が軟粘土の如き極めて軟弱な場所に使用する櫓の移動は車輪式では甚だ困難である、枕木を縱橫に多數使用する必要を生じて頗る厄介であるから、寧ろ支承面積の廣いローラー式を推奨する、實際に於て杭打作業の困難は地盤の泥濘浮動にあることを留意せねばならぬ。

ホ、スチーム・ホース　は汽罐から鎚機のバルブ迄高熱蒸汽を導くのであるから耐熱性が充

分であつて、尙ハンマーに從つて自由に移動するのであるから屈撓性、强靱性の充分なものを選ばねばならぬ。布を數枚重ね合はせ護謨引とし針金で保護せるものが最も多く使用される、鋼又は鋼製のフレキシブル・スチーム、管も用ゐられる。カツプリングは砲金製とし漏氣の虞なき完全なものが必要である。

ヘ、鋼索　は屈撓性が特に完全なるを要す。摺り減りを見込んで所要强度よりも遙かに餘裕あるものを購入する。並品の倍額の價格ではあるがクルシブル・スチール製のものが結局經濟的である。

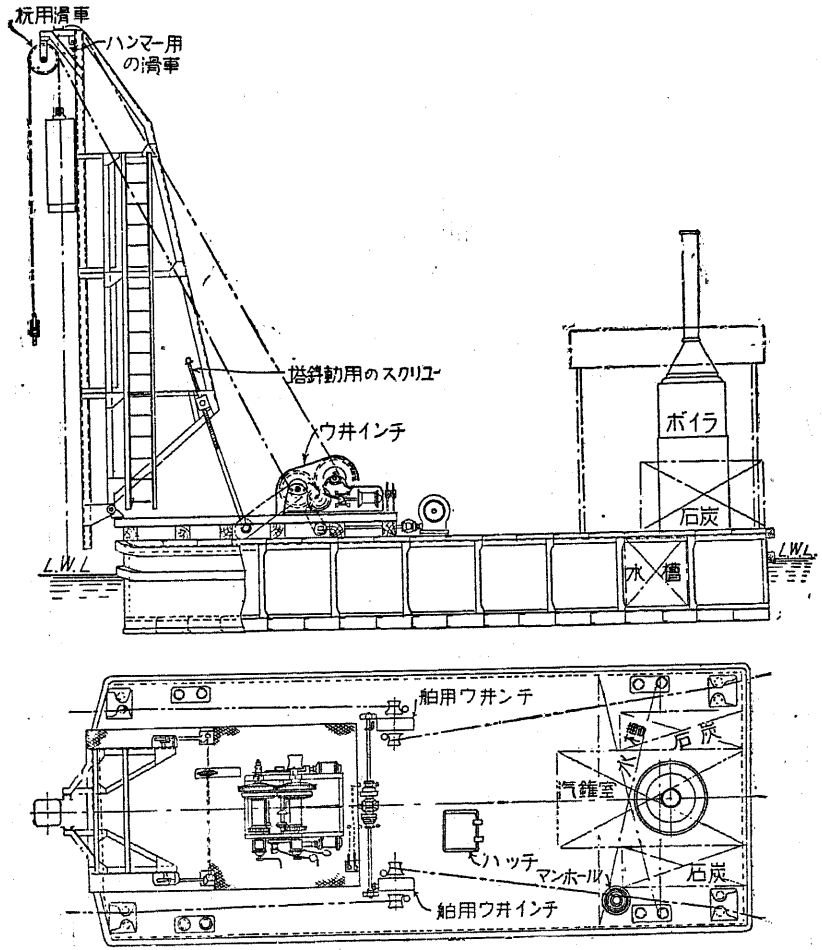


第 218 圖　懸垂式腕型吊樽

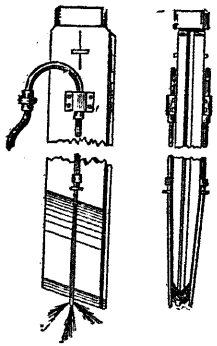
ト、杭打船　水上の杭打は杭打船を使用した方が、移動操作が容易且敏速であるから得策である、其構造の大要は第 219 圖に示す通りである。

ブリストマン淺渠船のクレーンにハンマーとハンマー・ガイドとを吊しハンマー・ガイドの下端よりクレーン・ジブにステーを取付け簡便に杭打船として使用し得る。杭打の都合に依つては舷側に櫓を設け之に沿ふて移動し得る裝置を使用する。

チ、杭環　木杭を打込む場合頭部の缺裂又は挫損を防ぐ爲に嵌めるもので、普通は丸鐵徑 36～50 *mm* 位の金輪を杭を少し打込たる後第 221 圖及第 222 圖の如く頭部に當てる、之は杭頭の保護上効力あるのみならず打撃の効果を增すから少し堅い杭には必ず使用すべきものである。平鐵幅 50～70 *mm*、厚 7～10 *mm* 位ねのもので圖の如く下擴がり（約 $\frac{1}{15}$ 勾配）に造つたものもある。何れも强打の爲め繼手が切れ易いから之を完全に重ね繼にする必要がある、尙破損の場合の豫備品を備へて置く。

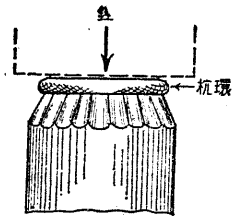


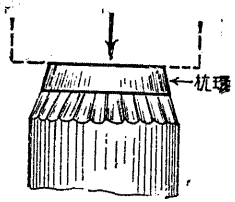
第　219　圖



第 220 圖

第 221 圖

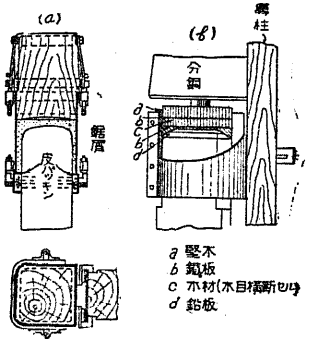




第 222 圖

リ、杭帽（Cap）　鐵筋混凝土杭の打込には必ず之を使用して打撃に對して頭部を保護せねばならぬ。構造も種々あるが何れも緩衝材として鋸屑、綿絲、麻繩、木片、鉛等を使用して激しい衝撃を其仲介に依つて平等に杭頭に傳へる樣にしたものである。

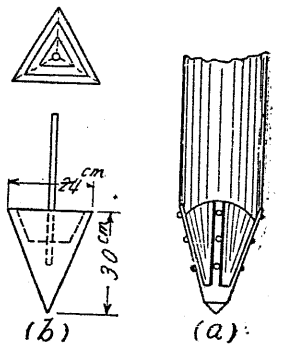
就中鋸屑を使用したものは打力を杭頭の何れの部分にも平等に分布するから成績良く、鉛も同樣である。



第 223 圖　鐵筋混凝土杭頭

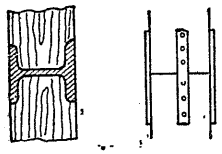
ヌ、當木　之は水中杭打の項に說明した通りである、其兩端の保護は杭環と同樣に必要である。

ル、杭沓(Shoe)　砂利又は玉石を含んで居る地盤では杭の尖端を保護する必要がある、第 224 圖(a)は最も普通に行はれる形で厚 6 mm 以上の板鐵を圖の如く尖鐵に取付けたものである。(b)は堅緻なる砂利盤又は固い土丹盤等に打込む必要の場合鑄鋼で特に作つた三角形の沓である。



第 224 圖

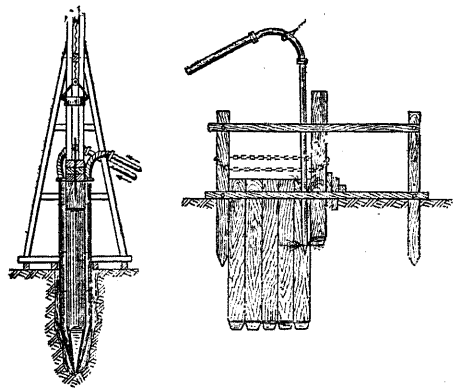
ヲ、繼杭　豫想以上に地盤が不良であつた場合の足し杭をなす時、又は當初より惡地盤の深い事は分



第 225 圖

つて居つても、到底 1 本杭では良い地盤迄到達し得ない時は已むを得ず繼杭を行ふ、繼杭の位置は餘り地表に近くない所に置いて尙交互に高さを變へるが良い、其構造は第 225 圖に示す通りである、此外に鐵板で繼手を卷いたものは軟地盤に於ける杭打の項に示した通りである。

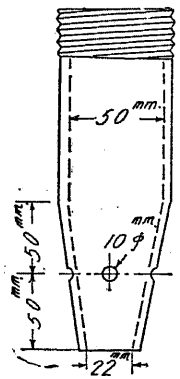
§ 127. 水射式杭打 (Jetting Pile)



第 226 圖

杭又は矢板を打込む場合第226圖に示す如く高壓の水射を使用して地盤を弛めつゝ杭頭の分銅に依つて杭を押込む方法である此方法は砂又は砂質土の場合に効果大にして、單に打込む時は可なり困難なる砂地盤に應用する時は打込費を半減することを得る場合もある。

鐵筋混凝土杭に於ては稀に水射管を杭の中央に埋め造り置くものもあるが、普通の場合は水射管は管の長さに應じ 50～76 mm の瓦斯管を使用し其先端附近周圍に 3～10 mm 內外の水射孔を 5～8 箇所設け末端を徑 20～30 mm のノツズルとし第227圖の如く造る、長さ 6 m 位より大なる杭に對しては押込みを容易にし傾斜を避ける爲めに杭の兩側に圖の如く 1 本宛沿はしめるを可とす。



第 227 圖

ポンプの水壓は 7～14 kg/cm² の範圍で土質と深さと水管の長さとに依つて水壓を增す、水射管が杭と共に上下するだけの屈撓管を必要とす、屈撓管は布 5 枚以上合はせたゴム製か或はメタリツク管を用ふ。

水壓用にはヲーシントン・ポンプを使用する、其スチー

ふ・シリンダーの徑 150～254 *mm* 位のもので長さ 6～10 *m* の杭を扱ひ得るを普通とす。管徑 25 *mm* 位の小型のものも小杭押込に使用して工費の節減に奏効した例が少くない。

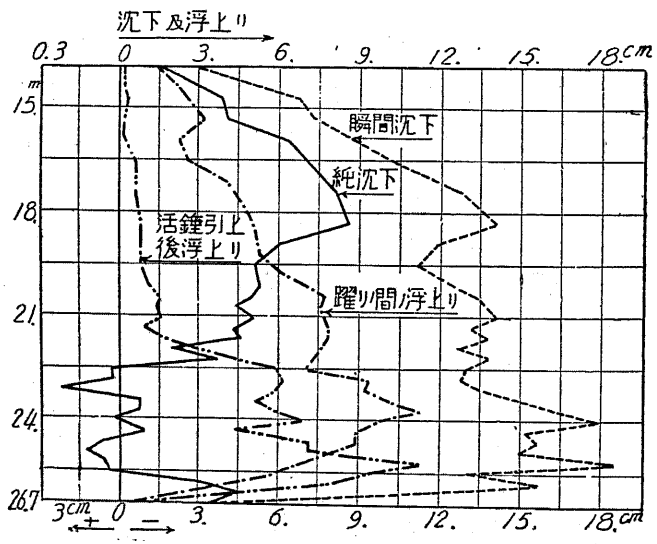
水射式押込に於て特に注意する事は、地盤を一度弛緩する點と其の弛んだ地盤が時日と共に舊體に如何なる程度迄復し得るかの點である、主として洗掘に對して根入を必要とする護岸杭の如きは此の工法に依つて差支へないが載荷を目的とする基礎杭に於ては、原則として好ましくない、又二三の載荷試驗の結果も打込杭に劣つて居る。何れの場合に於ても最後の 1～2 *m* は打込むを可とす。

水射式押込杭の支持力に就てはウェリントン公式等を直ちに使用するは危險である、必ず載荷試驗に依つて其の支持力を定めねばならぬ。

§ 128. 軟弱地盤に於ける杭打

海岸又は極めて緩流なる河川の沿岸に於て重要なる工作物を築造する場合は、15～30 *m* 位の長大なる杭を使用して漸く砂又は砂利交り砂の盤（稀に土丹盤）に達し所要の支持力を得る實例が多數である、其の途中の地層は軟粘土又は泥土交り微細砂にして到底杭の打止まりなきのみならず、杭打作業中甚しく浮上りの現象を呈するものがある。

東京荒川流末の水門工事に於て 36 *cm* 角長 13.2 *m* 木杭 2 本繼合計長 26.4 *m* を落下錘重量

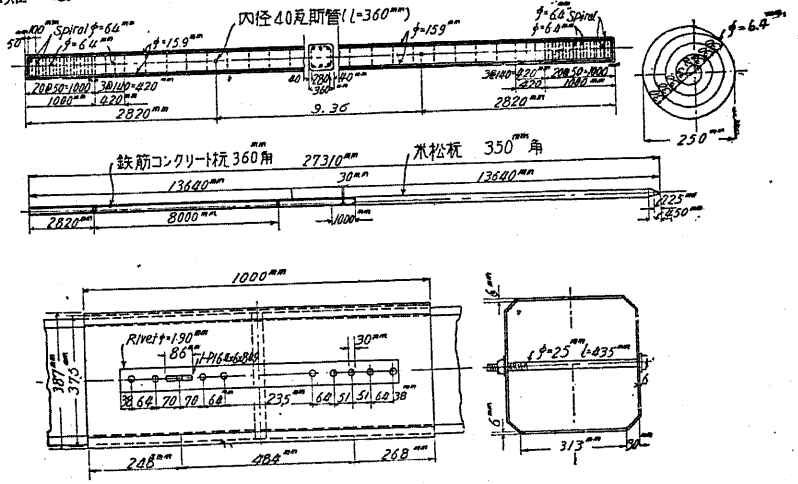


第　228　圖

1.8 *tg.*（捲揚ウヰンチ・ドラム徑 30 *cm* ワイヤ・ロープ徑 20 *mm* 使用）にて打込みたる實例を擧ぐれば、第 228 圖に示す如く根入れ 25.4 *m* に於て最大 18 *cm* の瞬間沈下を示し、錘は打撃の直後反躍を起し、其の間に杭は急速度を以て浮上りを生ず、其の最大なる上昇は 11 *cm.* 餘を示し、錘引上後再び浮上りを起し結局に於て差引沈下よりも浮上りの方大なる場合もあつた、依つて一打毎に錘を杭頭に置いた儘 10 分以上長きは 2 時 8 分も經過後次の打撃を始めたるもあり。斯くして杭頭砂層に嵌入すれば浮上りの現象を生ぜざるに至る、此の現象は木杭のみならず混凝土杭にも起りたり。其の打止めに於ける沈下は 5～10 *cm*（砂地盤に達したる後）を示したり。載荷試驗の結果は 60 *tg.* 內外の荷重に依り 3 *cm* 以內の沈下を見たり。依つて實際の許容支持力は 23 *tg.* を採用されたり。

鐵筋混凝土杭ならば製作の點からは 15 *m* 以上のものも困難はないが運搬建込等の作業上の困難と、之れが爲め杭打設備に莫大な費用を要する事等の點よりして、自然長さを制限され途中に繼手を作り所謂繼杭打込を行ふの已むを得ざるに至るものである。

木杭は米松丸太又は北海松を採用すれば 18 *m* 位迄（1 m^3 36 圓內外）は購入困難でないのみならず、建込打込等の取扱ひも左程難澁でないから繼杭を行はな



第　229　圖

い、24 m 位のものも水上運搬の便ある所では特別の註文をすれば米国で購入出來るが、特別註文の爲め時間と費用とを少からず費す。

繼杭は繼手に鐵板を卷くのが普通である、第229圖は中川水門の實例である。

繼手の存在は杭打の際生ずる横振れと接合點に於ける穿入勢力の消失とが原因となつて、1本杭の支持力計算を直ちに踏襲する譯には行かない、§ 119 に示す如く 25～35％ の割引が必要である。

場所に依つては地層成生の關係から上層 10 m 位は稍良好なるも夫れ以下に打抜くと、甚しく軟弱となり杭の停止する處なき場合もある。斯かる場合は 10 m 以内に於て杭を止める考案をするか、或は必要を充たす迄長い杭を使用して土と杭周の摩擦に依つて支持力を得べく努力するかである、何れが經濟で又確實性があるかは六ケ敷い問題であるが工事着手前に充分檢討し置く事が肝要である。

次に東京附近の軟地盤に於ける杭支持力の實例を參考の爲めに揭げる。

第 77 表　　軟地盤に於ける基礎杭の支持力實例

施工場所	構造物の種類	杭 種類	杭 (太さ)×(長さ)×(間隔)	杭打方法	地質 途中の層	地質 杭先の層	杭1本當平均荷重	摘要
東京荒川下流	閘門(船溜)	松丸太	23cm×21m×1.2m	蒸汽捲揚杭打機	褐色軟粘土	細砂	23tg.	54tg.載荷試驗にて 12mm沈下す
〃 〃	〃(小松川)	コンクリートと松角の繼杭	36×25×(1.2～1.6)	〃	〃	〃	27	68tg.載荷試驗にて 35mm沈下す
〃中川下流	水門(中川)	〃 〃	36×25×(1.1～1.6)	〃	黒灰色粘土	黒灰色貝殻交り砂	23	61tg.載荷試驗にて 27mm沈下す

§ 129. 水面下の杭打込

杭を水面以下に打込む必要ある場合は普通當木（俗にヤツトコと稱す）を使用す、マキアナンテリー・ハンマーの如き壓搾空氣を使用し得るものはハンマーを水中に入れて水上と同樣に使用し得れども當木使用と何れが得策なるかは疑問である。

當打に使用する當木は强靱なる樫檜又は生松等を使用し頭部及中間は鐵製締輪を以て保護し、下端は厚 5mm 內外高 60 cm 內外の鐵板筒を嚴重に取付け下半を杭頭に嵌込み得る構造とし、錘と同樣導柱に依つて其の位置を保たせる。

水中當打の打擊効果は陸上に比し幾分劣ることは免れない、凡そ 15～25％ 劣勢となるものの如く、又其の杭打費は2割以上增加する。

§ 130. 矢板圍ひ杭打基礎

軟弱地盤に於て基礎面下の土砂が荷重の加はるに從つて周圍に逃逸するのを防ぐ目的で、基礎杭打の周圍を矢板圍ひとする方法は實際に於て可なり採用されて居る。既設基礎が年々少し宛沈下して困る場合、其周圍を鐵矢板で圍繞し土砂の逃げ路を閉鎖する事に依つて沈下を停止し得た實例もある、費用も少からぬものであるが土質に依つては相當効果のあるものである。

此種の矢板の長は地質が粘軟な程又基礎面の廣いもの程長くする必要がある。打込杭の長さより 2～3 割短かくするを普通とする。

矢板圍內での杭打は杭を打進むに從つて普通の杭打の場合よりも著しく杭の打込が固くなるのが普通である、之れは元より當然であつて夫れだけ各杭の支持力を增す事になるのであるが、茲に注意を要する事は基礎杭群全體の支持力が果して各箇支持力の總和であるか否やは疑問である、卽ち杭先附近の土質と矢板の深とを考へに入れて杭群の支持力を測定すべきものと思はれる。

§ 131. 杭打基礎工の一般注意

杭打基礎に關して注意すべき事項は既に前各項に述べて居るが、之れを要約すれば

イ、杭1本に來る荷重と地質とに適應する樣に杭の大さを定めねばならぬ。

ロ、杭の間隔は餘り極端に近接しても効果がない。

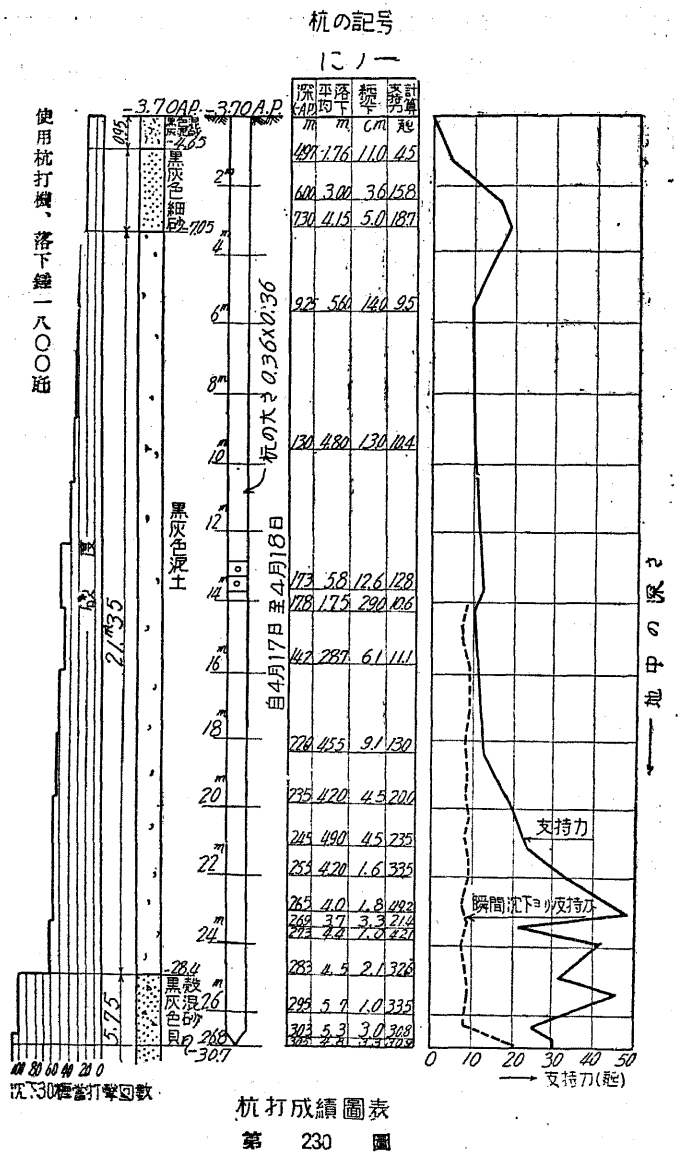
ハ、杭打錘の重量は杭の重量と地質とを考慮して適當なるものを選擇するが宜い、又杭打機は杭の種類、數量、並に地質の如何を考慮、選擇すべきである。

ニ、打込中は杭の旋回と傾斜とをよく注意し眞直に穿入せしむる樣努力せねばならぬ。錘の横振、杭頭偏打、等の如き杭を損傷し打擊の効果を減殺する原因を極力防壓せねばならぬ。

ホ、杭打の途中に於て豫期に反して固い地盤に當つた場合は夫れが信賴し得る

だけの相當厚の地盤であるか否を確かめるため數本の杭は充分の深さを打込んで試驗すべし。然る後打止の深を定める。

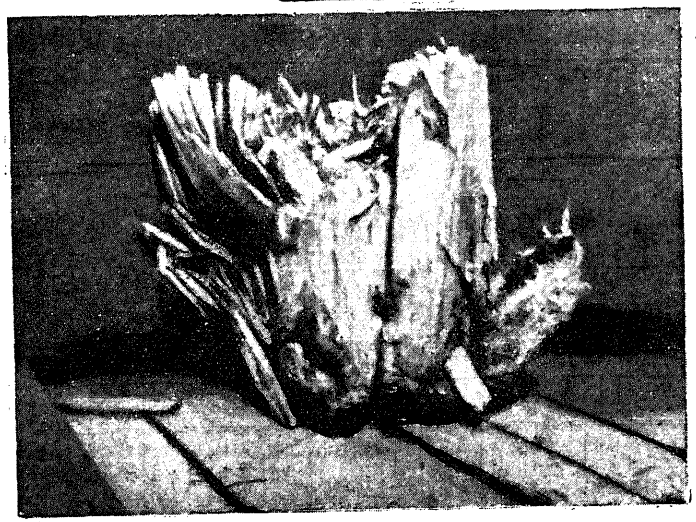
ヘ、杭打成績表はなるべく委しく作製し地質圖と對照して支持力判定の資料とすべし、特に最後の打止めは正確に記錄する必要がある。第230圖は成績表の一例である。



杭打成績圖表

第　230　圖

ト、用意して置いた杭を打込んでも必要なる支持力を得られない場合は速かに長い大きな杭と取換へるべし已むを得ざる場合は繼杭を使用する。



第　231　圖

チ、杭先が大玉石又は岩盤に當つた事は打撃の感じで明瞭に分るから直ちに打撃を止める、不注意に打撃を續けてはならぬ、特に鐵筋混凝土杭を無暗に打てば取返しの付かぬ損傷を地中に殘して危險を醸す虞がある。第231圖は打過たる木杭の先端の挫碎せるを示す。

§132. 機械杭打費

各種杭打費は機械費を別として作業費のみ考ふれば、機械杭打が最も低廉であつて人力杭打（手曳）費の $\frac{1}{2}$ 以下となり、其工程も遙かに人力を凌駕するのが普通である。

（1）ウキンチ捲杭打　　ウキンチ捲揚落下錘杭打は設備費が少額で簡單に實行出來るから最も廣く行はれて居る、就中電動機（直結又はベルト掛）使用のものは蒸汽の如くボイラー及エンヂンの必要がないから、重いものを運搬の厄介もなく且作業の場所も狹くて濟むから、電動力供給の出來る場所であれば電氣ウキンチが最も便利且經濟である。此作業はウキンチのクラツチが生命であるから其機能の輕快正確な優秀品を選擇せねばならぬ。0.75 *tg.* 捲電氣ウキンチ杭打一組分設備費概算を擧げれば

第 78 表　電動機捲揚落錘(0.75*tg.*)杭打設備費概算

名稱	形狀寸法	員數	單價	金額	摘要
杭打用錘	0.75 *tg.* 鑄鐵製	1箇	100圓	100圓	
ウキンチ	1.0 *tg.* 捲10馬力電動機直結	1臺	1,200	1,200	ワイヤロープ徑 15 *mm* 長 30 *m* 2本附屬
2本子櫓	高 10 *m* 滑車2個	1組	400	400	トラ綱其他附屬品一式
合計				1,700	

同上使用杭打作業費 1箇月分概算

第 79 表　電動機捲揚落錘 (0.75*tg.*) 杭打運轉費 (1箇月分)

種別	細目	數量	單價	金額	摘要
動力費				圓 38.000	
	從量料金	450キロワット時	圓 0.040	18.000	1日平均 18 キロワット時 25日分
	供給準備料	10馬力	2.000	20.000	
勞力費				195.000	
	運轉手	30人	2.000	60.000	捲揚機
	工夫	30〃	2.000	60.000	
	人夫	50〃	1.500	75.000	打込、移動、杭準備運搬共 1日 2人 25日分
材料費				42.500	
	ワイヤロープ			30.000	1箇月に 30 *m* 2筋毀損とす。
	諸消耗品	25日	0.500	12.500	モーター油其他
合計				275.500	

一日平均杭打込數 10本とせば一箇月就業 25日間に 250本、1本當り作業費 1.102 圓なり。二本子(金物は永年使用に耐ゆるも) は一年間に全部消耗するものとし、ウキンチ及錘の修理及原價償却一年當りを原價の3割とすれば、

修理及原價償却費年額 = 400+390 = 790 圓

一年中操業するものとせば

杭1本當修理及原價償却費 $= \frac{790}{12\times250} = 0.263$ 圓

杭1本當打込費合計 = 1.102+0.263 = 1.323 = 1.325 圓

尙此外に動力引込費と諸機具の運搬費を要す、之は引込又は運搬距離の遠近に依つて費用を增減するも一箇所に於て打込む杭數には無關係であるから、其1本當費用は打込總杭數と實際の現場の狀況を詳かにせねば見積兼るが、一箇所で

300 圓を超える場合は稀である、普通の場合には上部混凝土工事等の爲めに使用する起重機及混凝土混合機等の動力として電氣の必要を生ずるのであるから、此引込費を全部杭打費に負擔させるは妥當でない。斯樣に動力を流用する途がなく且一箇月以內の短時日の工事の場合にはガソリン又は石油機を使用する方得策な場合もある。ガソリン機の燃料及潤滑油類の費用を概算するには 1馬力 1時間に付ガソリン 2立の價とせば大きな間違ひはない。此筆法で 10馬力電動機の代りに全馬力ガソリン機を使用の場合の費用を概算すれば、但し 1日純運轉時間を 6時間とす。

10 *HP.* ガソリン機運轉費 1箇月分概算

= 10馬力×0.2立×6時×24日×0.15圓+2.00圓×30日 = 330圓

卽ち電動機使用の場合の動力費 50圓 (動力費 38圓+電動機損料 12圓) に對して 330圓必要となる、1箇月限りの工事であれば 330−50 = 280 圓迄は動力引込費に仕拂ふとも電氣とガソリン機と大差ない事を知る、但し兩者の運搬費に大差ないものとす。然し電氣供給申込後送電施設完了迄に可なり時日を要する事と場所に依つては毎月1～2日供給休止のあることとを考慮に入れて置かねばならぬ。

杭打の工程は其方法の外に杭の太さ及長さと地盤の固さとに依つて主として左右される事は勿論であるが、尙其の外に作業場の足場の便否杭打機の移動回數及其便否に依つても少からず工程を左右される、卽ち足場の悪い所で頻繁に移動して打つ場合は、之がため作業費が倍加する事も稀でない、故に斯かる場合に於て杭打費を單に杭の大さと地質に依つて定める事は實際と餘程異つて來るから甚だ早計と云はねばならぬ。

(2) 鎚機使用杭打　鎚機使用の場合の費用を見積る方法も大體の要領は前揭のウキンチの場合と同樣であるが、此場合特に考慮すべき事項は其設備費が大であるから大量の杭打でないと當初の設備費を償ひ得ない點である。尤も設備は持合はせがあるか或は安い損料で借用出來る場合、特に工程を急ぐ場合、又は混凝土矢板の如く杭打方法上特に鎚機を必要とする場合は格別である。

鎚機運轉は多くの場合蒸汽を用ゐるのであつて、隨分多量の高壓のドライ・スチームが必要であるから、其費用見積に於ては此汽罐設備に就て充分考査する事が肝要である、殊に複働機に於ては實際驚く程多量にスチームを消費するものであるから、完全に汽罐設備を用意しないと、折角高價な鎚機を購入しても其機能を充分に發揮し得ない樣な失敗に陷る事を注意して措く。

第六節　水中基礎工 (Sub-aqueous Foundation)

§ 133. 假締切工

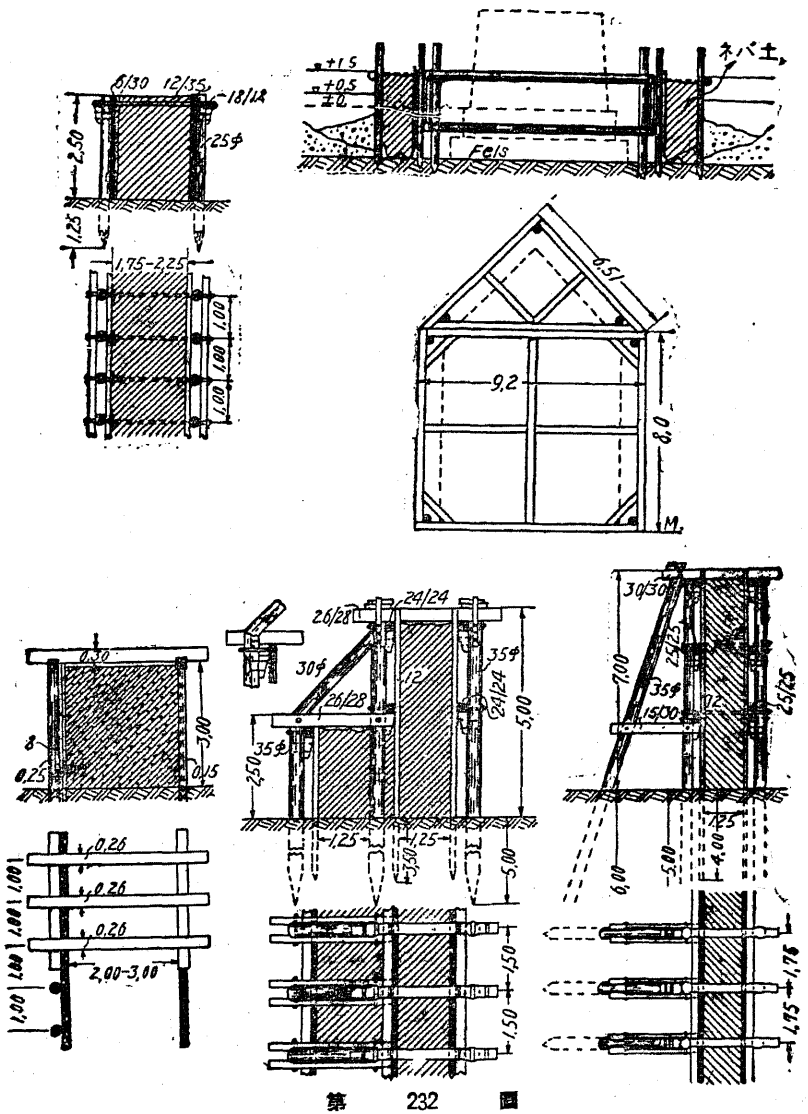
水面下に基礎工を築造する場合には其周圍に第 232 圖に示す如く締切工を設けて止水壁とし、水替を行ふて其內側に於て陸上基礎工同樣に杭打又は混凝土工を施工するのが普通である、其破損は工事の成否に關する重要なものであるから愼重に考査施工せねばならぬ。

（1）締切の高と厚　締切工は其內部根掘に際し外部よりの水壓及土壓に耐えるだけの强さが必要である。普通の杭打板圍ひ泥土中詰の締切工の壁厚は其內側掘鑿面よりの直高より薄くしては危險である。但し內側より切梁支柱等に依り補强し得る場合は之より薄くする事もある。

（2）土堤締切　根掘其他の土砂を使用して土堤を作り夫れだけにて水替を行ふ場合もある、此場合の土堤根敷の幅は水深の四倍以上を必要とする。

（3）土俵締切　水深 2.0 *m* 以內で水流の洗掘激しからざる場合は土俵を裏表二通り積重ね內側に粘土を詰めて簡單に締切の目的を達し得る、但し下の地盤が透水甚しい場合は矢板を表側に打込む必要を生ずる場合あり、又此方法は矢板打込の出來ない砂利玉石の場合に應用して有利である。

（4）木矢板締切　水深 4 *m* 位迄は裏表兩側に木矢板を用ゐ中詰粘土に依り締切を施工し得る、其工法は土留矢板と略同樣の構造の矢板を締切の內外兩側に施工し、兩側の親杭には丈夫なる腹起桁を使用して、此兩側の腹起しをタイ・ボールト又は針金にて緊縛し中詰土と兩側矢板とが一體となつて倒壞に對抗せしめる樣にする。



第　232　圖

此締切に於て親杭及矢板の根入れは一つに地盤の土質に依るが、固い粘土であれば水深の $\frac{1}{3}$ 位、其他の場合は水深の $\frac{1}{2}$ を普通とす、軟弱地盤又は洗掘の虞ある場所に於ては尙根入を增す必要を生ずる事がある。

腹起し締付用の抗張材は水深 3m 以上の場合は必ずタイ・ボールトを使用すべし、針金にては弛みを生じ夫れが原因となつて漏水倒壊等の事故を生ずる事あり。

（5）鐵矢板締切　重要なる締切工事に於ては近時鐵矢板が最も多く使用されて居る、特に水深大なる場合又は地盤軟弱なる場合、又は砂、砂利の如き根入れ困難なる地盤に對しては最も有利である。

鐵矢板が締切用として有利なるは、水止め完全なる事と、固い地盤に打込み得る事と、必要に應じて長い矢板を求め得られる事と、剛率の大なる事との四點にある。此特長は從來の木矢板に比すれば格段の進歩であつて、鐵矢板に依つて水止諸工事は一大革命を爲したと云つて宜い。只矢板の價格廉ならざる嫌あれ共之を數回繰返し使用し得る場合は木矢板に比して餘り高價とはならない。

從來河海の水中基礎工事は水深 5m 以上は水止甚だ困難である爲め締切施工はなるべく之を避け、少からざる工費と時日とを犧牲にして施工確實なる井筒（Well）又は箱枠（Crib）等の沈下工法に依つて居つたが、鐵矢板の應用に依つて確實に水止締切を遂行し得るに至つた爲め、斯かる深水工事に對しては工費の經濟と施工の確實性とに稗益せる處至大である。

極端な例ではあるが紐育のホドソン河の新架橋の橋脚は水深 21m 位であるが請負者は用汽潛函より經濟であるとの理由で鐵矢板締切工法に依つて成功せしめたのである。

適當な鐵矢板斷面を選擇すれば水深 5m 位迄一枚矢板で水替を實行した例もあるが、普通の場合は裏表二枚又は內側鐵矢板外側木矢板とし木矢板と同樣タイ・ボールトを使用す、腹起しは木材又は鐵材を使用す。根入は木矢板の場合と同樣である。

（6）河海水面の締切　河海水面の中央に於ける橋脚築造等の場合の締切は無論裏表二重矢板壁とするを普通とし、水壓土質は勿論水流の洗掘波浪の高さ等を考慮して締切の壁厚、根入及天端高を定むべきである。

特に根入に關しては充分の檢討を必要とする、內側根掘進行に伴ひ滲透水の噴出甚しく其噴出孔より土砂を吹出す樣になれば、矢板根入地盤の弛緩に伴ひ豫想

以上の絶大なる水壓加はりて遂に締切倒潰を惹起した例も少くないから、矢板外側の洗掘と土質とを充分考査して根入を定める事が肝要である。

萬一豫想に反し水壓の爲矢板の根底を通して外水のパイピングが締切內根掘面に表はれた場合は直ちに水替を中止し、水中掘鑿作業とするか或は既設締切の外側に補助矢板を打込み漏水防止の完全を確保したる後水替を行ふべきである。

凡て鐵矢板の打込は特に叮嚀に行ひ各接合部の嵌入を完全にせねばならぬ、障碍物に當つた場合は無理に強打せず、一旦拔取つて之を回避する工夫をすべきである、矢板接合部が外れた儘打込んだ所から噴水して締切が倒壞した實例もあるから、此點は施工上特に注意せねばならぬ。

河海の岸に締切の兩端を取付ける場合には其處の護岸捨石等を完全に取除いて陸地に充分締切矢板を喰ひ込ませることを怠つてはならなぬ、此弱點から外水が切れ込む事は屢々見る失敗である。

（7）水替設備　締切工に依る基礎施工に於ては水替作業の事故中止は直ちに工事を不能に陷らしむるが故に、喞筒設備は充分完全にする必要がある、集水渠、吸込井等の注意は勿論である、非常に重要な工事の場合は原動力の系統を異にせる豫備喞筒を置く必要がある。

喞筒の大さ選擇については § 175. 湧水量については § 96. を參照され度い。

（8）締切內の根掘　水替さへ完全に出來れば、陸上根掘と同樣である、作業中は湧水噴水に對する注意が特に必要である。

橋脚橋臺等の締切は作業場所が狹隘であるから、多くの場合クレーン又はウキンチ捲揚バケツトを使用す。

バケツトは圓形容量 0.5～1.0 m^3. 厚 3 mm 鐵板製で土捨放下は轉倒式とするか或は底開式とする。

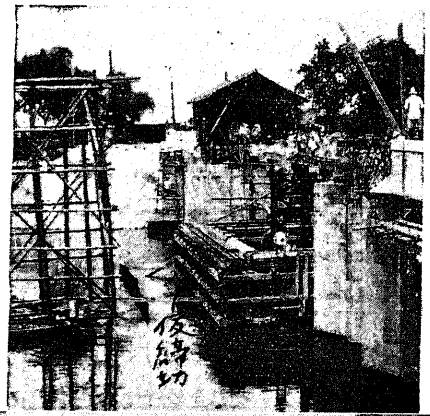
§ 134 浮動締切函

水底が不透水層の平坦な岩盤であるか或は既設混凝土面である場合には鐵矢板も打込めないから、第 233 圖の如き浮動締切函を使用するが最も便利である。圖は洗堰の堰柱を上流に継足す爲に施工したものである、基礎には既に混凝土が施

工濟であつて既設堰柱は 10 脚ある、先づ既設堰柱3徑間だけ堰桁を水面上迄鉄

込み之れに第 234 圖の如く締切函を据付て其内側の堰柱2本の繊足工事を濟まし順次に次に移動したのである。浮動締切函は平面凹字形中空有底の函であつて兩側及底は水密板張で函内に砂利と水とを出入せしめて沈下又は浮動自在に行はれる仕組とす、豫め河岸陸上で工作しローラーを使用して進水す、底敷及兩翼端には水止用として2條の綿絲繩徑 10 *cm* のものを取付けたが、之れに依つて完全に水止の目的を達した（底面は切石張で 3 *cm* 位の凹凸はあつたが）締切函は圓形又は四角形で高さが縦横の寸法より低いものであれば浮動操作が容易であるが凹字形で高さの大なるものは取扱ひ最困難である。締切内水替後最も心配なのは、基礎混凝土面の缺陷よりの噴水に依つて基礎混凝土下面の砂を噴き出す事であ

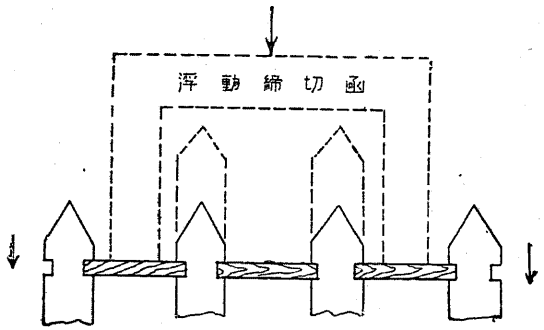
現場に据付濟





進水の途中

第 233 圖　浮動假締切



平面

第 234 圖

る之れさへ防ぎ得れば周圍水止の方は何等の懸念なく工事を進め得るのである。

§ 135. **井筒基礎** (Well Foundation)

杭打基礎では充分信賴し得べき地盤に達し得ざる場合、又は水門基礎の如き地盤内に止水壁を造る必要がある場合には井筒基礎工を採用する。

普通の井戸側壁の如く上下共開放せる函を地盤内に沈下して所定の支持力を獲得し且水流の爲め洗掘されない程度に達したる後、内部を混凝土又は砂、礫等にて塡充し其上に目的の構造物を築造するのである。井筒を築造する材料に依つて木製井筒、混凝土井筒、煉瓦井筒、鐵筋混凝土井筒、鐵製井筒等と稱へて居る。

井筒の斷面形狀は使用材料と基礎工の目的に依つて矩形、圓形、楕圓形等種々採用される、木製のものは工作の都合上多くは矩形で、箱枠と稱へて居る鐵製のものは圓形最も多く、混凝土、煉瓦、鐵筋混凝土は圓形、楕圓形を普通とし、水門、閘門等の場合は矩形のものが多く用ひられて居る。何れの場合でも上部構造の安定上必要なる面積、幅長を保つ事が肝要である。

近年に於ては、鐵筋混凝土の發達に伴ひ大多數の井筒は鐵筋混凝土を採用して居る、夫れは强度大なること、施工の容易なること、經費の比較的低廉なること等の特長があるからである。

井筒沈下の方法は内側の底土を掘取り必要に應じて荷重を載せて押込むのであつて、施工法則としては極めて單純の樣であるが其作業は少からず費用と時日とを要するのが缺點である。

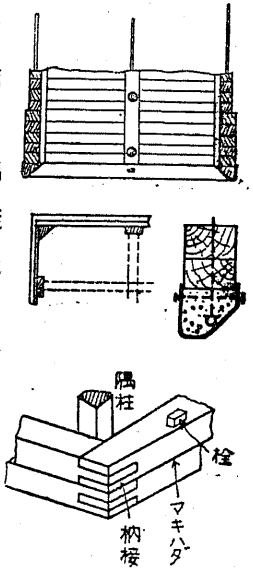
§ 136. **各種井筒の構造及得失**

（1）**木造箱枠**　之は鐵筋混凝土井筒の普及さるゝ前に最も多く使用された方法で現今でも尙水深 6 *m* 以内長さ 10 *m* 以内のものであつて、沈下位置の地盤に玉石埋木等の障害物少なく沈下困難でない、加之も木材の安い場所には應用して混凝土井筒よりも有利である。

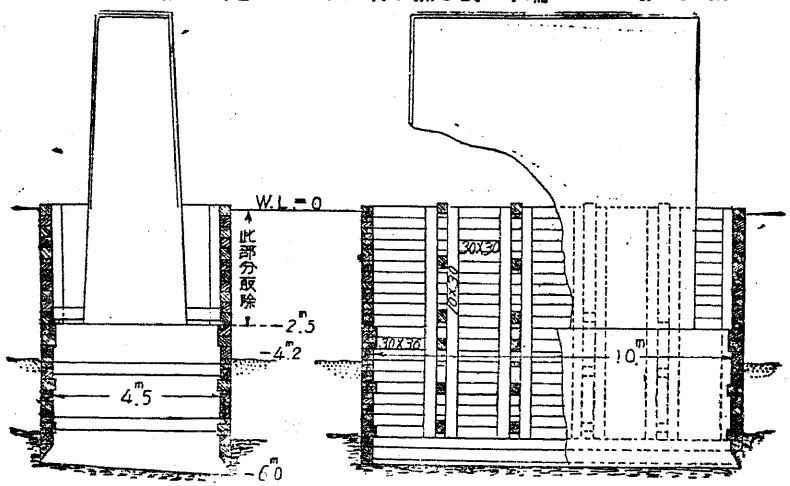
枠材は現場の地質に依り沈下の難易載荷の程度等を豫想して厚さを定める、土壓及水壓に對しては適當の間隔に設けた縦材に切梁を多數使用して對抗するのであるから、枠材の壓は此切梁間の壓力に耐え且全體として歪み甚しからざる程度

であれば良い、實用の厚さは 10～30 cm で夫れ以上の厚を必要とするならば混凝土井筒の方が得策である。

構造の詳細を述ぶれば、カーブ・シューは枠材 3～6 段分は厚を 30 cm 內外とし之に厚 3 mm 以上の先端保護鐵板を張つて第 235 圖の如く相當間隔に丸鋼を通して締付ける、之は高い箱枠の上端迄通すことは困難であるから適當な所で止めて枘、鎹ボールト釘付等で連絡しても差支へない、隅柱、栓、枘接等は圖の通りである。沈下の方法は混凝土井筒と略同樣であるが自重が少ないから荷重が比較的多くなる、其上構造が混凝土よりも弱いから堅い地盤では施工困難な譯である、粘質土であつて水替可能であれば空掘した方が工程遙かに擧がり經濟であるが、水替する前に切梁を完全にして置かないと土壓の爲め兩側が押出される憂がある、又所定の深さに達し豫期の支持力を得られる事を試驗荷重其他の方法で慥かめたたらば、敷砂利を 15 cm 以上行ひ然る後に下端



第 235 圖



第 236 圖　假締切兼用箱枠

少くとも 1～2.0 m の厚さに水中混凝土を行ひ、氣候其他に依つて 7～21 日間を經過後水替して設計の示す高迄混凝土を行ふ、此最初の水替の線は地表水面から箱枠底迄の殆ど全水頭が浮力になつて働くため箱枠全體が浮揚した實例もあるから、施工上特に注意して對策を講ぜねばならぬ、斯樣に枠內水替の必要が屢々生ずるから枠材重ね合はせの面は鉋仕上としマキハダで水止を完全にする。

第 236 圖は假締切兼用の箱枠井筒として施工されたものである、卽ち −2.5 m より上の枠は橋脚上部混凝土施工中は水替のため存置し、之を終れば取除く。−2.5 m 以下は中詰混凝土と共に永久に基礎として殘る部分である。枠材の厚 30 cm と 36 cm とあるは混凝土と枠との連繫を保つためである。

（2）**煉瓦井筒**　以前には廣く用ひられて居つたが材料費も作業費も亦强度も混凝土に比し不利であるから今日では用ひられて居らぬ。

（3）**鐵製井筒**　厚 10 mm 內外の鐵板を多くの場合圓形にリベツトしたものを現場で接合して沈下す、自重が少ないので載荷を多量にする必要はあるが、强度は充分に得られるから橋脚として米國で可なり用ひられた方法である、中側は全部混凝土で詰める。混凝土井筒より工費が高くなるから餘り推奬されて居らぬ。

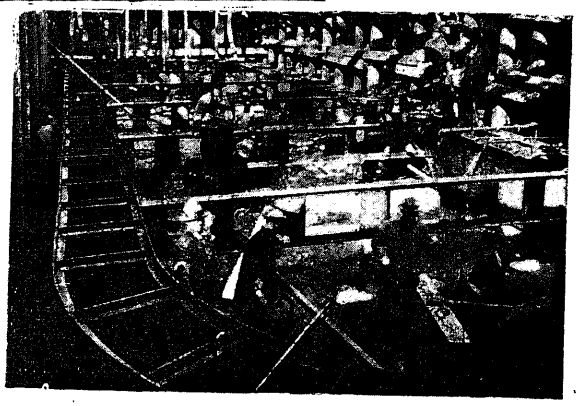
（4）**混凝土及鐵筋混凝土井筒**　工費は低廉とは云へないが、平面の形狀と大さ並に地中への深さは必要に應じて自由に出來ること、强度も鐵筋の挿入に依つて完全に成し得ること、施工を注意すれば耐久的であること、自重が大であるから沈下し易いこと、等の特長は他の方法の追隨を許さないから現今最も廣く用ひられて居る、其詳細は後の項に於て述べることゝする。

§ 137. 井筒の据付

井筒据付の方法は現場が陸上地盤面であると水面であるとで難易が餘程違つて來る、就中最も困難なのは流れの速い深い水面である、此場合は沈下作業も共に困難する。

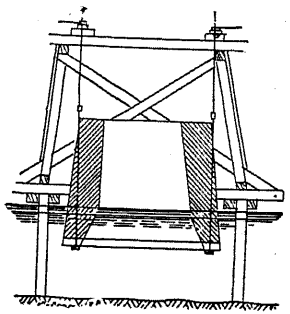
（1）**陸上据付**　之は少しも困難はない、只現場の位置を正確に測量して定めることゝカーブ・シューを据付る基礎地盤を平坦に均せば宜い、然し軟弱

盤なる時は川砂又は砂利をカーブ・シューの當る地盤だけ 1.0 m 位敷込んで置けば井筒の位置が定まる迄の最初の沈下を容易に正確に行ひ得る。尙混凝土井筒の場合に於ては最初の一回の混凝土は全然地盤の支持力のみを頼りにして行ふが普通であるから此砂敷に依つて型板の不同沈下に依る事故を防止し得る利益がある。



カーブ・シュー据付
第 237 圖

（2）**水上据付**　河海水面の中に井筒工事を施工する場合には最初井筒を据付けるために現場に假圍堰を造り中側を砂で埋て所謂 **築島**を造り、其上に井筒を製作して內側を掘下げて行くか、或は第 238 圖の如く水面上に丈夫な高い足場を組立て其の水面以上の吊足場上に井筒を造り水底に沈置し（此場合井筒の上端は水面上に出る丈けの高さを必要とす）井筒內水底土砂を掘下げて行く**足場式沈置法**に依るか、或は又接岸陸上にて井筒を造り（浮箱、浮船又は井筒內に假底板を設けて水上に浮揚し得る樣に製作す）之を進水して現場迄浮動して沈置する**浮動式沈置法**に依つて居る。



第 238 圖

以上三法の內、築島は費用少なからざるも安全確實な方法であるから、最も廣く用ひられて居る、足場式沈置法は小型の井筒に、浮動式沈置法は水深大なる場所に有利である、未だ經驗が少ないので一般的に應用される程發達して居らぬが、緩流深水部に多數の橋脚を築造する場合に、井筒の進水及浮動の便利な場所であれば特に浮動式沈置法の實施工法を案出し工費を節約し得る場合も少なくないと

推察される。

（3）**築島**　築島の目的は井筒の沈下位置に於て之れを製作する臺地を作ることゝ、井筒の沈下作業を安全且正確にすることゝの二點にある。尙井筒內排水の必要ある場合は湧水緩和の用をする場合もある。

普通の方法は木又は鐵矢板を一列又は二列に打込んだ圍堰であつて、其內側に砂を埋め水面上適當の高さ（作業中水害を蒙むらない高さ）に盛立てた水中孤立の島である。

構造の要領は圍堰と略同樣であるが、井筒の沈下作業は水中掘鑿で進行し得るのが持長であるから、基礎根掘用の締切圍堰の樣に多大の犧牲を拂つて水密とすることは必ずしも必要ではない。矢板及親杭は水流との隔壁となつて中詰土砂の脫出を防ぎ、其根入は水流に因る洗掘の危險を免れるだけの深さが必要である。砂礫の川床で水流の速い場所では 2 m 以上の根入を必要とし、特に川上に劍先を設け根入れを深くする必要がある。築島を同時に數箇所造る必要があつて流水斷面を著しく縮小する樣な場合は其局部の流速が著しく增して意想外の洗掘を生ずる事を注意しなければならぬ。

築島の內法の幅と長さとは井筒の幅と長さに其沈下作業上必要限度の餘裕を保たせれば良いのである、此餘裕は井筒の大小と水深とに從つて加減するが普通 1.0 m 以上とする。圍堰は使用矢板の强さと水深と流速と地質とに依つて適度に設計すべきであるが、之等の條件の良い場合でも 3.0 m 以上となれば二列矢板とするが普通である。

築島用圍堰は隨分費用の掛かるものである、又圍堰とは云ふものゝ內側に向つて水壓の加はるものでないから、水替用締切工の如く嚴重な構造は必要でないが、製作中の井筒の重さに依つて矢板が外側に開いて混凝土等に損傷を生じない程度に、又井筒が水流に對して安全に自立し得る程度に地盤中に根入れされる迄井筒を保護するだけの耐力が必要である。

沈井基礎工事中に生ずる重大なる事故は、井筒が充分沈下根入れされない間に洪水や風浪に遭遇し、築島を破壞され井筒が傾斜轉倒することであるから、施工

時季と現場の狀況とを充分考査して築島計畫を決定することが肝要である。

§ 138. **井筒沈下** (Well sinking)

井筒沈下の作業は井筒の底を掘鑿浚渫する事と荷重不足で沈下が遲滯した場合に適當の荷重を掛けて沈下せしむる事との二つの作業を主とするもので、其間に井筒の傾斜や移動のない樣に注意し相當手段を講ずる必要のあることは勿論である。

（1）**井筒內掘鑿**　井筒の掘下げは**水掘**を普通とするが、水替が可能な場合は**陸掘**（空掘とも稱す）をする、陸掘は水掘の二倍以上の工程を擧げ得るから水替費を償ふて遙かに餘りあるのが普通であるが、一面に於て側壁土砂の崩込みの爲め不均等沈下の處がある。

何れの場合でも沈下工程を左右する原動力は掘鑿能力であるから、工事現場の有らゆる條件を考慮に入れて掘鑿方法を定めねばならぬ。其要領を箇條書きにすれば

イ、井筒地點に於けるボーリングと附近類似地點の實績とに依つて水替可能であるか否やを調べ、水替費と陸掘及水掘の兩掘鑿沈下費と尙其工程とを比較して兩方法の採否を決定する。

ロ、井筒內の湧水量は土質に依つて大變に異つて來る、粘土層の厚い場合は無論排水容易であるが、冲積土砂層の複雜互層の場合は容易に見當が付かない。（§ 96 參照）、此種地盤の實例について見るに井筒や鐵矢板の無い場合の湧水に比較すれば著しく少ないことは事實であつて、普通の場合は外徑 5 *m* 以下の井筒であれば口徑 152 *mm*（6 吋）喞筒 2 臺で排水出來る、荒砂砂利交り層であれば 4 臺位必要になつて來る。（但し作業中は外水と內水と著しき管孔（パイピング）噴水をせぬ樣常時井筒外側から保護する必要がある）井筒深が淺い間は排水容易であるが、深くなれば防水電動機直結喞筒を井筒內に下げ（吸水高 6 *m* 以內となる迄）て吸込、押上げをする必要があるので所要馬力も大となり狹い井筒內に之を取付けることが面倒となるのみならず、掘鑿土砂捲揚作業の邪魔となるのである。

ハ、强力な水替を行ふと井筒底附近の土砂が激しい湧水と共に**井筒內に崩れ込む**（俗に此現象を山が來ると稱して居る）ことがある、此現象は微細砂や泥土砂の軟地盤に於て最も甚しい、粗粒砂は全面積より湧水し水量は最も多量であるが泥質の細砂の樣に管孔噴水の急激な擴大に甚く崩れ込みは比較的稀であるから却つて取扱ひ易い點がある。

此崩れ込みは井筒沈下に必要なる掘鑿土量を著しく增加するのみならず、井筒傾斜の原因となるものであつて、井筒沈下作業の一大障害である、從つて陸掘の可否は單に湧水量と喞筒設備の問題のみでなく此山崩の程度の如何が其採否を決する重要な因子である。

ニ、**井筒沈下中の傾斜**は其周邊の不同の沈下に因るもので、其調整は井筒刃口の掘方と沈下荷重の置き方に依つて居るが、其難易は井筒の形狀大小に依つて大變に相違がある、卽高さに對する幅の割合大なるものは細長い不安定なものよりも餘程容易である。故に大なる井筒は傾斜の心配が少なく、且掘鑿土量も多いから、益々陸掘が有利である。

ホ、激しい水替をする場合は幾分か周圍**地盤の弛み**を生ずることを免れない。附近に其影響を恐れる樣な構造物があれば陸掘作業を遠慮して水掘とせねばならぬ。

ヘ、上述の事項を綜合比較して**陸掘と水掘との可否**を決するのである。陸掘が成功すれば大いに工費を節約し得る場合があるが、萬一中途に喞筒能力に著しい不足を生じ或は激しい土砂崩れ込み等の原因に依つて挫折する事になれば、多額の排水設備費の大部分（內一臺は井筒內混凝土塡充の場合に役立つ）は無駄となり、更に水掘の機具を用意せねばならぬから、陸掘を採用する場合には特に精細な地質調査を行ひ豐富なる經驗に基く技術的判斷をなすべきである。

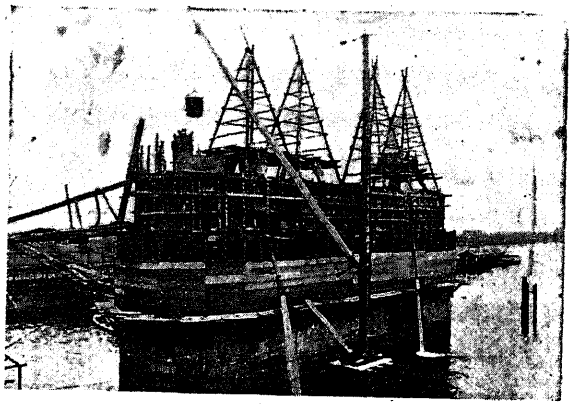
ト、以上の考察に於て水陸何れの掘方に依るべきか確信ある結論に到達し得ない場合が頗る多いのである、從つて多くの場合は不經濟で工程捗々しくないが、水陸兩掘方の準備を整へる、然し當初の調査に依り兩方法の內何れが多量であるかの見當は大抵の場合誤認はないから、夫れに從つて準備の機具も何れか一方に

主力を置く事にするが得策である。

實際の例に於ては掘方一組に付いて水掘に使用のガツトメルと陸掘用のバケツトと水替喞筒（水中混凝土完了後の水替にも使用）と其捲揚機と、各一臺宛を用意するのが普通である。

チ、掘鑿用具は（詳細は第十節參照）陸掘と水掘とで全然種類を異にする。

陸掘用具は土砂捲揚容器としてバケツトを使用し直接に人力掘鑿積込をしてウキンチ捲揚を行ふもので極めて簡單な作業である。然し廣い面積の多量な掘鑿の場合は土質に依つては有力な掘機を使用して好成績を擧げ得る場合もあるが、狹い井筒では此掘機の適用不可能な双口掘鑿土量が割合に多量なるに拘はらず、掘機と人力掘鑿と同時に併行作業する事が出來ぬから、却つて單一に手掘のみの方が有利である。



第 239 圖　井筒掘方段取

リ、水掘の用具（詳細第十節參照）を種類別すれば

A. 袋曳鋤鏈、差込袋鋤鏈、掬揚鋤鏈

之等は極めて少量輕易なる掘鑿の場合にのみ使用す、人力にて操作す、輕易なる手捲ウキンチを使用する事あり。

B. 二重鋤鏈

砂又は砂質軟粘土の場合に用ひらる、輕いから硬い土質には役に立たない、水深 10 *m* 位迄應用す。捲揚は半廻捲の杭打用ウキンチを使用す。

C. 掘揚機

井筒の大さに從ひ大さを選ぶべし。深さに制限がなく工程も擧がるが、捲揚ウキンチも大きなものが要るから大量の掘鑿に採用さる。爪又は双口の形を適當に選べば硬い粘土砂利盤でも突破出來る。

D. ガツトメル

之れは工程は掘機に到底及ばないが、砂、粘土、砂利等粘質砂質兩方の硬軟何れに出會つても使用に耐える點が特長であつて現今最も廣く使用さる。

E. 揚砂喞筒、水射淩渫機、鋤鏈式井筒掘鑿機

之等は現今一般には應用されて居らぬが、揚砂機は土質が單純な砂層で餘り深くない井筒の場合は工程進み好成績を得る見込あり。又鋤鏈式井筒掘鑿機は餘り深くなるとバケツト・ラツダーの纜足が厄介であるが此點に相當の工夫を凝らせば將來有望な方法である。

（2）作業方法及注意　沈下作業中の注意事項を擧ぐれば

イ、井筒の傾斜については絕えず注意を拂ひ之を未然に防止する工夫をする事が大切である。井筒は正しき位置に眞直に沈下させねばならぬ。

ロ、井筒の掘方は先づ掘鑿用具で中央を掘取り、次に周圍を數區に分ち各區を相對的に一定の深さだけ掘下げる（矩形ならば兩短邊に沿ひ同時又は順次に一定の深さに同一方向に掘り、次に兩長邊に沿ひ同樣に掘る）。井筒の重さに依つて之れだけの掘方で沈下す場合もあるが、若し沈下しない場合は更にカーブ・シユー下端の土を掘取る、之れを**双口掘又は双口落し**と稱して居る、其順序は前の通りである、此掘方が最も注意を要する、水掘の場合は潛水夫を使用して掻き落すのであるから隨分費用が掛かる。以上は沈下作業中井筒に生ずる扭力や彎曲の力率を最小ならしめんがための定石を述べたのであるから實際には地質の部分的の相違や湧水の狀態に依つて臨機應變の處置が必要である。双口掘一段の高は沈下に狂ひを生じない範圍で土質に應じて定める、如何なる場合でも双口以下 0.6 *m* 以上の掘下げは危險且不必要である。

ハ、井筒沈下最初の 3 *m* 位は兎角位置が移動又は傾斜し易いから特に注意を要する、掘方一段の高も少し宛にして緩やかに掘進むがよい。

大形井筒の最初の一段は長さの割に高さが低いため、カーブシユーに於ける不平均な支持が原因して井筒に强力な彎曲力又は剪力を生じ、之れがため極端な張應力を起して井筒の一部に割目を發生した實例がある から勢ひに委せて粗暴な沈下をせぬ樣特に注意をせねばならぬ。

ニ、双口落しを全部完了しても井筒が沈下しない場合には沈下荷重を載せて壓下する、荷重は掘鑿土砂、軌條等を使用するが多量に必要な場合には費用も掛るし又困難な仕事で

ある。

ホ、沈下荷重を掛けた儘井筒が急速に沈下をし、其機みで井筒内の水が急に壓迫を受け、井筒頂上が沈下荷重で閉塞されてあると井筒内部に強烈なる水衝（Water hammer）を生じ、之れがため井筒が破裂した實例もあるから、井筒の頂上には必ず載荷用の臺を置き軌條を直接載せない樣にする。

ヘ、沈下荷重を充分に載せても尙容易に沈下を開始しない場合の處置としては次の方法が有効に用ひられて居る。

A. 井筒内に頂上迄水を湛る方法

之れは有合はせの喞筒で容易に行はれる、沈下に効果ある理由の主なるものは水を湛ることに依つて井筒内水壓を增す結果水は井筒の底を通つて其外側壁に廻はつて、外周の土と壁との摩擦係數を減退せしむることに在ると思はれる。

B. 井筒内の水を替へ出す方法

之れは *A* と反對であるが、其沈下の理由は井筒内の水位低下の結果井筒外の地下水又は地表水が井内に向つて流動を起す、其爲めに前と同樣に井筒外壁と土との摩擦係數を減退せしめる點にあると考へられる。

C. 井筒の底に於て適度の爆發を行ふ方法

之れはダイナマイトを井筒内水底に於て爆發させ其振動に依つて井筒と土との摩擦抵抗が一時衰退し平衡を破られて沈下するものである、杭抜き作業の場合に引抜ジヤッキを掛けつゝ掛矢で其根元を槌打すると頑强な杭も容易に抜け出すは周知の事實なり、如上ダイナマイトの爆發振動は恰も杭抜の槌打と同樣の働きをなすものである、勿論爆藥の量を適當にし井筒自體を損傷せぬ樣注意を要す。

ト、障害物（埋木、大玉石等）に當つた場合、又は刃口が硬軟兩種の土質に跨つた場合（特に片側は硬い粘土で其反對側は激しい湧水を伴ふ細砂軟層の場合）、には掘方と荷重の積方とに特別の注意が必要である。

障害物は其周圍を掘出して切取り又は抜取るか、ロープを結ひ付けて引抜くか、或はダイナマイトを仕掛けて爆破せねばならぬ。

片側のみ湧水激しく土砂を噴出する場合には其方は一時土留板を當てゝ粘土の方のみ掘る、夫れでも尙井筒傾斜し大きな山が來る形勢ある場合は水替を止めて水掘にして進工すべきである。

要するに障害物に對しては必ず適當の處置をして掘進すべきである、然らざれば井筒は傾斜し、土砂の崩れ込みは多量となり、却つて無駄な勞力と時間とを費すことゝなる。**井筒沈下の巧拙**は之等の應變處置を速やかにし井筒の傾斜や土砂の崩れ込みを未然に防いで、

威力ある掘鑿を有効に進めて行くことにある。其處置巧妙に機宜に適すれば陸掘を續行することも出來るし、餘計な土量の掘鑿も免れ、井筒の傾斜も起らずに濟むから沈下費用を半減し得ることも珍しくない。

チ、井筒掘鑿の土量は沈下が理想的に實行出來れば井筒の沈下した部分の容積と等しいの譯であるが、實際經驗の結果は餘程割增となる、**掘鑿割增**の程度は土質、掘鑿方法（水掘か陸掘か）、施工の巧拙、井筒の大小等に依つて變はるが、先づ2割から10割迄の範圍である。

リ、豫定の地盤迄沈下を終り試驗荷重其他の方法で豫期の支持力を得られることを確認したならば、其處で沈下を止め底部を掘均して弛緩した泥土を取除き、砂利、栗石等を泥押さへに必要なだけ敷詰めて混凝土施工（多くの場合水中混凝土）に備へる。

水中混凝土の施工法は第三章に述べた通りであるが、此場合は工事の進行上なるべく速やかに水替をして上部の混凝土を陸上作業で施工する必要があるのと、此部分の混凝土容積は餘り多量になることはないのであるから、なるべく最上級の調合とし尙硬化の早い高級セメントを使用するが得策である。此水中混凝土の厚は各井の設計に依つて異るが施工上の必要からは 1.0 *m* を最小限度とす。又水替の時期は氣候と下方からの水壓に對する施工混凝土の厚さとに依つて 7～21 日間以上とす、但し高級セメントならば此期間を半減する事が出來る。水替終れば引續き上部混凝土を打つ其配合は 1:3:6～1:4:8 とす。下部混凝土の厚さを充分にし上部は砂を詰める場合もある。

§ 139. 井筒基礎の支持力

井筒基礎の支持力を判定する基礎材料としては、（イ）沈下を終つた井筒の頂上に行ふ載荷試驗、（ロ）カーブシューの刃口の處の地盤に直接行ふ載荷試驗（§ 69 參照）、（ハ）井筒底の地質の鑑定、（ニ）井筒周圍の土砂と井筒周壁との摩擦抵抗（Skin friction）、（ホ）他の類似の地質に於ける既設工作物の經驗等である。

以上の内（ロ）及（ハ）は本章第一節及第二節に於て既に述べた通りである、（イ）は最も普通に行はれ多くの重要な工作物の井筒基礎の支持力は之れに依つて決定されて居る。

（1）載荷試驗　井筒が適當と認め得る地盤に達した場合に、其地盤が硬岩其他の堅緻なもので、築造物より來るべき荷重よりも遙かに大きな支持力を有することを確認出來れば載荷試驗の要はないが、然らざる場合は之れを行ひ實際の支持力を判定して竣功後の基礎の安全を期するのが普通である。

イ、載荷試験は少なからぬ費用と時日とを要するものであるから、之を行ふ前には井筒の到達した地盤が果して豫定の如き支持力を有するか否やを先づ以つて鑑定し、大體の見込を付けてから實行すべきである。

ロ、荷重を掛ける方法は沈下荷重と同樣軌條を澤山に使用するが最も便利である、然し軌條の蒐集困難な場合は角材又は軌條を並べた臺上に土抱へを組立て土砂を盛立る場合もある。

ハ、荷重は徐々に遞加すべきである、荷重加はるに從ひ井筒は沈下し其刃口內側の土砂は隆起して來る、軟弱な地盤の場合は荷重を餘り急激に加へると井筒が俄かに落ち込んで井筒內に激しい水衝作用を起し井筒に割れを生ずる虞がある。

ニ、荷重一回加はる毎に少くとも一回沈下を測り、尙其間でも定期又は臨時に沈下を測つて荷重の變化と共に沈下の時間的變化を記錄する。

ホ、完成後井筒に載る凡ての活死荷重を P（井筒中詰の重量も含む）とし、井筒底の總面積を A、中空の面積を A_i、W_f を井筒が沈下を始める迄の荷重(之れを井筒の外壁有効摩擦抵抗と假定す、井筒自體の重さを含まず) W_t を最後の試驗重荷、n を安全率とすれば

$$nP = W_f+(W_t-W_f)\frac{A}{A-A_i}$$

$$\frac{A-A_i}{A} = r \quad \text{と置けば}$$

$$W_t = nrP+W_f(1-r) \quad \text{となる。}$$

例　外徑 4.2 m、內徑 3.0 m の混凝土圓形井筒の沈下に於て、井筒の有効摩擦抵抗 W_f を 300 $tg.$ と認定し得た場合、之れに竣功後 700 $tg.$ の總活死荷重を支持せしめるには、何迹の總試驗荷重に對し井筒が安定し得れば可なるか、但し安全率 n は 1.8 とす。

$$r = 1-\left(\frac{3.0}{4.2}\right)^2 = 0.49$$

$$W_t = 1.8\times0.49\times700+300(1-0.49) = 770\,tg.$$

從來橋脚基礎井筒工事に於ては、竣功後之れに積載さるべき總活死荷重又は其 1～5 割增を試驗荷重とする實例が多數である、其今日迄の成績は殆んど支障ないが、特別に軟弱地盤の井筒は大地震の際沈下した例もあるから、斯かる特殊の地盤に對しては尙多量の試驗荷重が必要である。

ヘ、W_t 積載後の沈下量の大小並に土質に依つて n の値を適當に定むべきである、卽 W_t 積載後少しの沈下も見ず安定して居る場合には n を 1.2 位としても宜いが、可なりの沈下を生じ井筒底地盤の壓縮に依つて漸く安定したる場合は n を 2 以上とす、尙土質が粘土又は粘質土の場合は底面の支持力も外壁摩擦抵抗も第二節に述べたる如く砂の場合より安定でないから安全率を多く見込まねばならぬ。

ト、河川水流の橋脚の如く著しく洗掘を受けるものに對しては如上の摩擦抵抗は略洗掘の深度に比例して減殺されて行くことを特に考慮して試驗荷重を定め許容支持力を判定せねばならぬ。

（2）許容支持力　　井筒の許容支持力は前述の載荷試驗の結果に依つて判定するのが普通である。

載荷試驗を行はざる場合又は當初設計に於て井筒の大さ及根入を定める場合の參考としては次の樣な計算をする。

W を井筒全體の許容支持力、W_b を井筒底の地盤の支持力、W_f' を井筒周壁の摩擦抵抗、A_b を井筒底面の面積、A_f を井筒周壁と地盤との接觸面積（永久に掘鑿又は洗掘されざる面積）、p を井筒底地盤の單位面積に對する許容支持力、f を周壁摩擦係數とすれば

$$W = W_b+W_f'$$

$$= pA_b+fA_f$$

p は本章第一節及第二節に述べた處に依り推定する。

f は大體次表の程度に採る、沈下作業中の摩擦抵抗は其作業に依り地盤が攪亂弛緩されて居るから此表の $\frac{1}{2}$ 以下となるのが普通である。壓氣潛函沈下の場合は周壁を傳ふて空氣が逃げるから尙一層抵抗が少なくなる。

元より之等の數字は實際の場合に果して適當であるか否やは極めて不安であることを斷はつて置く。

井筒基礎の摩擦抵抗　($tg./m^2$)　　第 80 表

地盤の土質	地表よりの深さ (m)				
	8	16	25	30	40
軟らかき泥土	0.24	0.36	0.48	0.60	0.73
相當固まつた土	0.48	0.60	0.73	0.85	1.00
相當締つて居る砂	1.20	1.40	1.70	2.00	2.20
粘土又は普通の砂利	1.40	1.70	2.00	2.20	2.40
堅緻なる砂利	1.70	2.00	2.20	2.40	2.60
固結砂利又は土丹の堅盤	2.20	2.40	2.70	2.90	3.10

（3）支持力増加の方法　井筒基礎に於て、井筒の大さと土質とが一定である場合に、支持力を増加する目的で普通に實行されて居る方法は、根入を深くすることゝ、井筒底面の場所詰混凝土面を擴大すること、井筒の底の地盤に杭打をすることの三法である、尙此外に井筒外周附近に杭打を行ひ地盤を壓縮緊縛して井筒と土との摩擦を増加する方法もある、之れは既設井筒の支持力増加の必要ある場合に採用されるものである、此の場合周圍に鐵矢板を繞らして其中に杭を打てば尙有効である。

§ 140. 混凝土井筒

（1）井筒の形狀寸法　井筒の形狀は基礎としての目的に依つて圓形、楕圓形、矩形、等種々のものを採用し得るのが混凝土井筒の特長である、然し施工上の便否と強度との點から自から制限されることは勿論である。之等に關する通則（General usage）や得失を述ぶれば。

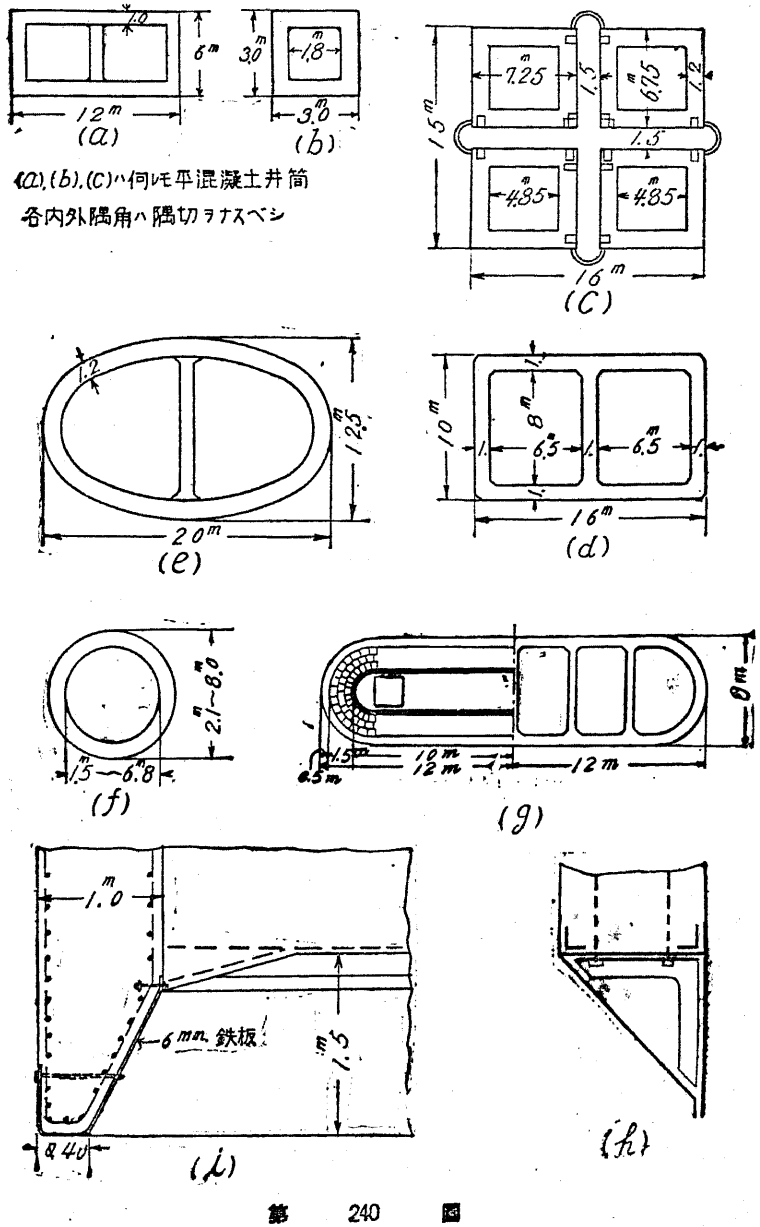
イ、構造は面倒で製作に手數は掛かるが、圓形、楕圓形は矩形よりも土壓に對して強く、隅角がないから刃口掘が比較的容易である、從つて橋脚基礎の如き深い井筒には圓形と楕圓形とが多く用ひられる。

ロ、上部に築造する構造物の形が矩形である場合、或は洗堰の基礎の如く水密壁を目的とする場合は經濟上からも亦構造上の必要からも矩形とするが多くの場合有利である。

ハ、築造すべき基礎面積が廣大であつて井筒を多數沈設する必要のある場合は小形を多數採用するよも、大形を小數の方が經濟で工程も捗どり一般に得策である。大形で困ることは沈下の困難な井筒に於ては荷重が非常に多量に必要となることである。

ニ、平混凝土井筒では矩形、楕圓形の長邊 8 *m* 位ゐ迄が限度である、鐵筋混凝土では長邊 16 *m* 位ゐの實例もある、其平面形狀寸法は第 240 圖に示す範圍のものが用ひられて居る。

最小限度は井筒掘鑿用具が差支へなく通行し得る迄小さくし得る筈であるが、小さくなる程掘鑿困難となる、特に井筒底に大玉石、埋木等の障害物が出た場合



第　240　圖

內法 2m 以下では潛水夫の活動に非常な困難を生ずる。

長さと幅との關係は施工上の都合から見ればなるべく 3と 1の割合より細長いものは採用せぬことを希望する、沈下作業中の强度に關するのみならず傾斜する憂ひがある、小さい井筒に於ては特に此割合に注意する必要がある。

ホ、然し基礎地盤の支持力の關係上必要である限度を超えて、餘り多くの幅を增すことは混凝土量及掘鑿土量を增加するから不得策である。故に施工難易と混凝土及掘鑿土の節減と兩方面より考へて無理のない處で幅を定めねばならぬ。此結論が適當に付かぬ場合は第 241 圖の如く井筒を二個に分つのであるが、之は又一個の場合より手數が掛かるのみならず、竣功後不均等の沈下をした場合の惡影響もあるから、其點を考慮して施工上の困難はあつても遂行出來る程度であれば一個の井筒とするを可とす。

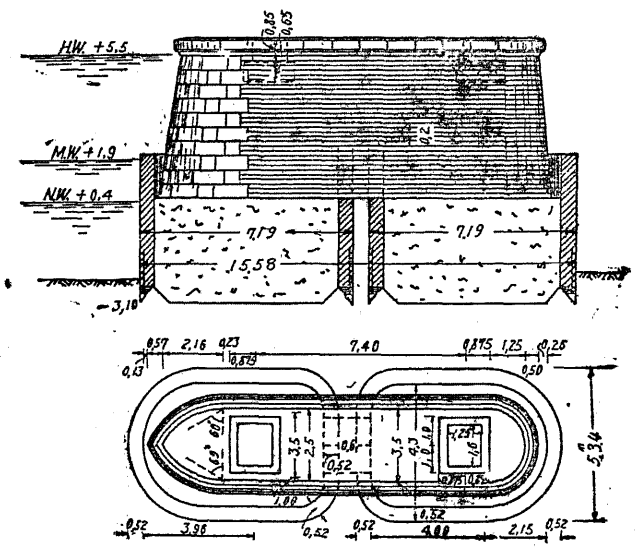
(2) 井筒の計算　　井筒の計算に於て考ふべき外力は

A. 井筒の外側周圍より壁に向つて加はる土壓及水壓

B. 井筒が急激に沈下した場合の內壓

C. 沈下作業中井筒が不均等に支持されるために井筒壁に生ずる彎曲又は剪力

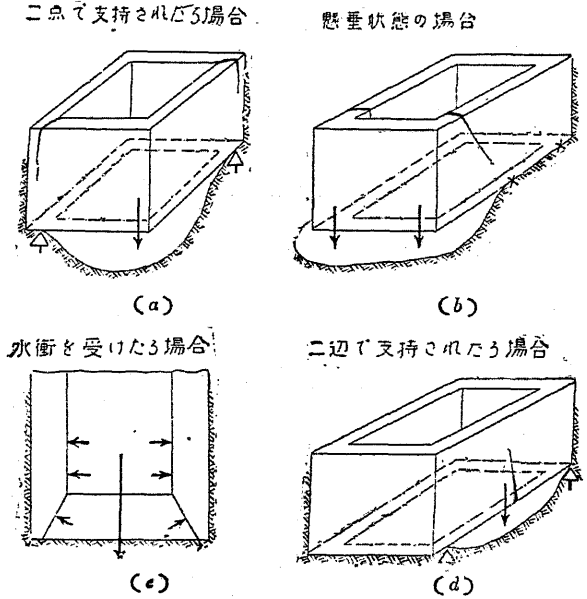
上記の內 *B* 及 *C* の計算は



第　241　圖

方法複雜で且解法明瞭を缺く場合が多いから、普通の場合は *A* の土壓に依つて力率を計算して壁の厚、鐵筋量を定めて居る、此方法だけでは不充分ではあるが普通の場合は實際上格別の事故を惹起しない。然し非常に大形の井筒を急激に沈下する必要ある場合は *B* 及 *C* の外力に就て相當の計算を怠つてはならぬ。

經驗上から考察すれば、井筒の破損事故の多くは *B* 及 *C* の外力に基因して居る、卽ち最初の第一段の井筒沈下(高さ低きため彎曲、剪力共に抵抗力少なし)に際し第 242 圖の如く强力な彎曲率又は剪力を受ける樣な二點で支持されるか又は懸垂狀態となつた場合と、10m 以上も深く沈下した後何かの原因で急速度の沈下をなし之れがため强力なる水衝を受けるか、又はカーブシューに喰込んで來る地盤土の押し開き作用 (Wedge action) を受けた場合と、此二つの場合に生ずる裂傷事故が最も多數である。



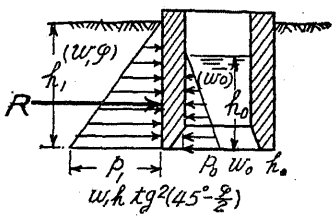
第　242　圖

(a) 及 (b) の場合は第 242 圖に示す如き突桁として土の摩擦はないものとし自重を荷重として計算して相當の鐵筋を挿入する、大形井筒に於ては最初一段の混凝土をなるべく高くし上端の坑張筋と側壁への斜鐵筋を充分にすることを特に注意せねばならない。

如上 *A* の場合の計算法を尙解說すれば、

イ、外壓　井筒の周圍より來る土壓、水壓等の外壓は二つの場合を豫想して計

算する、即ち第一は井筒を水掘で沈下する場合で外側の土壓から內側の水壓を差引いたものが外側から壓迫す、第二は陸掘又は沈下終了後中詰混凝土施工のため水替をした場合で、水壓と土壓とが一緒になつて井筒の外側から完全に働く場合である。



第 243 圖

第一の場合は

$$p = p_1 - p_0 = w_1 h_1 \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - w_0 h_0$$

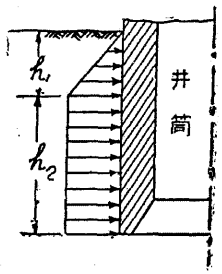
$$R = \frac{1}{2} w_1 h_1^2 \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{1}{2} w_0 h_0^2$$

但 R は內外壓合力、w_1 は土の重量、φ は土の息角、w_0 は水の重量、其他第 243 圖の通り。

外側の土が水と一緒になつて半流動體として働くものとし、$w_1 = 2w_0$, $h_1 = h_0$ なる場合 R が零となるためには　$\varphi = 19°30'$　である。

第二の場合は前の式の　$h_0 = 0$　とすれば宜い。

此式の示す通り土壓が水壓の如く何處迄も深さに比例して增加するものとすれば、深い井筒の下端附近は非常に丈夫にせねばならぬ譯であるが、餘程多量の水を包含する極端に軟弱（水飴の如く）な地盤でなければ斯樣な壓力は起らないから、普通の井筒に加はる荷重は第 244 圖に示す樣になるものとする h_1 は土質の如何に依つて 5～8 m なるが如し。



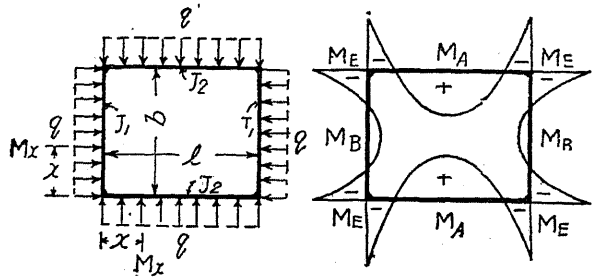
第 244 圖

ロ、矩形井筒　上述の壓力を周圍から一樣に受ける矩形框構として計算すれば宜い即

$$M_E = -\frac{q}{12} \cdot \frac{l^2 + b^2 k}{1+k} \qquad k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{b}{l}$$

$$M_A = \frac{ql^2}{8} + M_E$$

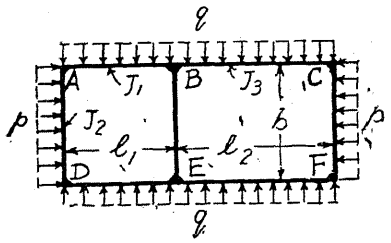
$$M_B = \frac{qb^2}{8} + M_E$$



第　245　圖

$$M_x = \frac{qx}{2}(l-x) + M_K$$

$$M_x = \frac{qx}{2}(b-x) + M_E$$



第 246 圖

$$C_{AB} = \frac{ql_1^2}{12}$$

$$C_{FC} = \frac{ql_2^2}{12}$$

$$C_{AD} = \frac{ph^2}{12}$$

$$\alpha = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{l_1}{b}$$

$$\beta = \frac{J_3}{J_1} \cdot \frac{l_1}{l_2}$$

$$M_{AB} = (2\theta_A + \theta_B) - C_{AB}$$

$$M_{AD} = \alpha\theta_A + C_{AD}$$

$$M_{BA} = (2\theta_B + \theta_A) + C_{AB}$$

$$M_{BC} = \beta(2\theta_B + \theta_C) - C_{BC}$$

$$M_{BE} = \alpha(2\theta_B + \theta_E) = \alpha\theta_B$$

$$M_{CB} = \beta(2\theta_C + \theta_B) + C_{BC}$$

$$M_{CF} = \alpha\theta_C - C_{AD}$$

$$A = C_{AB} - C_{AD}$$

$$B = C_{BC} - C_{AB}$$

$$C = C_{AD} - C_{BC}$$

$$\theta_A = \frac{A}{2+\alpha} - \frac{B - \frac{A}{2+\alpha} - \frac{\beta C}{2\beta+\alpha}}{(2+\alpha)\left\{(2+\alpha+2\beta) - \frac{1}{2+\alpha} - \frac{\beta^2}{2\beta+\alpha}\right\}} = \frac{A-\theta_B}{2+\alpha}$$

$$\theta_B = \frac{B - \frac{A}{2+\alpha} - \frac{\beta C}{2\beta+\alpha}}{(2+\alpha+2\beta) - \frac{1}{2+\alpha} - \frac{\beta^2}{2\beta+\alpha}}$$

$$\theta_x = \frac{C}{2\beta+\alpha} - \frac{\beta\left\{B-\frac{A}{2+\alpha}-\frac{\beta C}{2\beta+\alpha}\right\}}{(2\beta+\alpha)\left\{(2+\alpha+2\beta)-\frac{1}{2+\alpha}-\frac{\beta^2}{2\beta+\alpha}\right\}} = \frac{C-\beta\theta_x}{2\beta+\alpha}$$

少さい井筒の場合は次の概算式で計算して差支へない。

隅角に於ける彎曲率 $= \frac{ql^2}{12}$

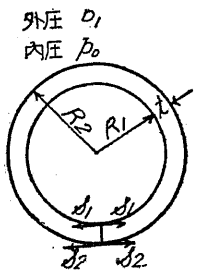
長邊の中央に於ける彎曲率 $= \frac{ql^2}{24}$

短邊の　〃　　〃　$= \frac{qb^2}{24}$

以上應力は單に工事中のみ生ずるものであるから、許容强度は作業に差支へない程度で宜い譯である、從つて鋼材の强度は撓度が餘り大でなければ、安全率を2～3として差支へない、混凝土は 50 kg/cm² 位迄は許し得る、但し工事を急ぎ硬化を充分に待つことが出來ない場合は許容强度を控へ目にせねばならぬ。

ハ、圓形井筒

外壓を p_1、內壓を p_0、(イに示す如く)とし、井筒の內側の受ける單位應力を s_1、同外側の受ける應力を s_2 とすれば



第 247 圖

$$s_1 = \frac{p_0(R_2^2+R_1^2)-2p_1R_2^2}{R_2^2-R_1^2}$$

$$s_2 = \frac{2p_0R_1^2-p_1(R_2^2+R_1^2)}{R_2^2-R_1^2}$$

此方法に依る計算の結果は井筒の厚を餘程薄くして宜いことゝなる場合あり、然し實際は相當の厚さが必要である。

內側を水替した場合卽 $p_0 = 0$ の時は

$$s_1 = -\frac{2p_1R_2^2}{R_2^2-R_1^2}, \qquad s_2 = -\frac{p_1(R_2^2+R_1^2)}{R_2^2-R_1^2}$$

t を壁厚とすれば

$$t = R_1\left\{\sqrt{\frac{s_1}{s_1-2p_1}}-1\right\}$$

二、楕圓形井筒　の場合は算式複雜となるから圓形の場合を應用し、楕圓の大きい方の半徑の圓として計算する、長大なる楕圓井筒に於ては中央に繼ぎ壁を使用す。

(3) 井筒設計上の注意　井筒設計上注意すべき點を擧ぐれば

イ、井筒の形狀寸法は(1)に述べた通りであるが、其の僅かな相違でも混凝土の費用並に作業費に影響が大きいから特に周到な注意を拂ふが得策である。

ロ、井筒の中仕切壁(繋ぎ壁)は井筒の大きくなるに從つて必要となるが、仕切壁の下は掘鑿が困難であるからなるべく此壁を少なくするが施工上便利である。

仕切壁の下端は第240圖(i)の如く刃口から 1.0～1.8 位ゐの高さ迄開けて隣室と通し得る樣にするを可とす。

ハ、刃口は沈下作業中障害物に衝突しても碎破されないだけの强剛さを必要とするは勿論であるが、刃口落し作業の便利からは幅 30 cm 以下を可とす、特に潛水作業の場合には刃口の薄いのを切望する。

ニ、カーブシューの保護は普通鐵板厚 3～7 mm のもので刃口から 30～100 cm (井筒の大小に依つて)被覆すれば充分であるが、障害物の多き場所で大きな深い井筒の場合は厚いアングル又はチヤンネル鋼を使用する、障害物取除のため爆破作業を要する樣な場所に對しては特に嚴重に保護の必要がある、又淺い輕易な場所では混凝土だけで鐵板の必要なき場合もある。シューの外側は平滑なるを可とす、餘り大なる凸起を造ると障害物に引掛かつて困ることがある。

ホ、隅角は特に掘鑿困難であるからなるべく少なくし、且なるべく鈍角とするを可とす、矩形井筒に於ては强度に差支へない範圍で外側角を切落す、假令 15 cm でも刃口落しの場合に便利である。

ヘ、カーブシュー內側の勾配(刃口の幅から壁の所定の厚さに達する迄の)は其の强度に差支へのない限り緩にするを可とす、緩である程刃口落しが便利である、壁厚の一倍半以上の高さの勾配とするが宜い。

ト、矩形井筒の鐵筋の配置は刃口に近い方に密にするは勿論であるが、(2)の說明の如く最初一段の井筒に對しては上端の鐵筋、側壁の垂直及斜鐵筋を充分に挿入する必要がある。二段目の繼足混凝土から後は側壁に來る內外壓だけに對する鐵筋で充分である。

チ、井筒自身の重さは重い程沈下し易く、又沈下荷重が少なくて濟むことの利益があるから、沈下荷重を必要とする場合には鐵筋量豐富な薄い壁よりも比較的鐵筋量の少ない厚い壁の方が得策である(混凝土の費用が同一で尙掘鑿作業に差支へを生じないならば)。

リ、沈下作業は混凝土の硬化を待つ爲めに(普通二週間乃至三週間)長時日を要するのであるから、急ぐ工事には高級セメントを使用するが宜い(3日間で掘鑿作業を開始し得)。

ヌ、閘門洗堰の如く井筒基礎が止水壁として必要な場合は第240圖(c)に示す如く井筒

と井筒との間を掘鑿し混凝土で詰める必要がある、此の場合は隣接井筒間に小型ガットメルの使用出來るだけの間隔 1m 內外が必要である、又兩井筒壁に圖の如く溝を造つて水止接合を良くする。

此部分の掘鑿には同圖に示す如く土留板を當てがつて掘下げるが、土壓の激しい場所では圖の如く半圓形の混凝土矢板を使用すれば荷重を充分に掛けても折れる心配がないから作業容易である。

ル、井筒を假締切として其の中に目的の構造物を築造する場合は、竣功後假締切の部分を取除き得る樣に、當初混凝土施工の際に約 60 cm 內外の間隔にボール紙又は新聞紙のジョイントを縱橫に入れて置いて、混凝土のブロックとして取外し得る樣にする。

ヲ、井筒の縱鐵筋は施工中の應力に對するもの丶外、橋脚井筒の如き細長いものは地震の水平震動に依つて生ずる應力に對して必要量を設計せねばならぬ。

ワ、沈下荷重を積載する場合に此の鐵筋が邪魔になるから打繼ぎ用の鐵筋を一時曲げて置く必要上徑 16 mm 以上の鐵筋は使用せぬが宜い、又荷重積載のために井筒端に木材の棧木を置く必要があるから夫れに當る場所の鐵筋の間隔を適當に廣くして置く。

§ 141. 井筒基礎の工費

前にも述べた如く井筒基礎は地盤內に深く根基を置くものであるから最も確實なものとして一般に認められて居るが、其築造材料費は杭打基礎より多額である、又根入れが餘り深くなると作業費も杭打より多くなる。之れがため多くの場合杭打基礎工の工費より 5～10 割增となり、施工期間も略同一程度に伸びるのが普通である。

井筒基礎工の工費を分けて考へれば、井筒製作費（井筒と其カーブ・シューの製作に要する材料勞力費）と、井筒沈下費（築島費、掘鑿費、沈下荷重費、載荷試驗費等）とである。

井筒製作費は井筒の設計が定まれば普通の混凝土工費又は木工費と同樣に工費を見積つて差支へない、但し足場の良否と井筒形狀の如何に依つて步掛りに多少の加減をするは勿論である。又井筒の形狀寸法の經濟に就ては既述の通りであるから、玆に沈下費に就て述べることゝする。

井筒沈下費

凡そ土木工事の內で井筒沈下費程、設計の適否と作業の巧拙に依つて工費の增減の著しいものは稀である。其工費增加の主な原因を擧げれば

井筒及其施工方法に關する設計が地質其他現場の狀況に適しないこと。

掘鑿機具、排水喞筒等の作業設備が實地に適しないこと。

作業員の熟練が足らないこと。

の三點に歸する、作業の熟練は主として經驗指導に俟つのであるが、他の二點に關しては既述の事項を周到に考査研究し、之れを實地に應用するに當つては其成績の變化を注意して機宜の處置を誤らぬだけの修練が必要である。

井筒沈下費を分類すれば、築島費、掘鑿費、荷重費（沈下及試驗）雜費の四つに分けられる、其內容を概說すれば

イ、築島費　之れは水面上に於て矢板打をなし其の中に砂を埋立る費用であるから、矢板工と土工との項を應用すれば概略の費用を知ることが出來る。

ロ、掘鑿費　§ 138 に述べる處の掘鑿方法の如何に依つて、又土質井筒深其他現場の狀態に依つて費用は千差萬別と云つてよい、之れを各別に述べる譯に行かぬから、水掘、陸掘の各費用の細目だけ揭記すれば

水掘の場合

1. 櫓及足場材料の損料並に其の組立費
2. 浚渫機の損料及修理費
3. 浚渫機捲揚用ウキンチの損料及修理費（ロープ、ブロック等を含む）
4. ウキンチ運轉費
5. 掘鑿土砂の處分費
6. 刃口掘潛水作業費
7. 障碍物取除費

陸掘の場合

1. 櫓及足場材料の損料並に其の組立費
2. 土砂捲揚ウキンチの損料及修理費（バケット、ロープ、ブロック等を含む）
3. ウキンチ運轉費
4. 井筒內掘鑿勞力費（刃口落しを含む）
5. 掘鑿土砂處分費
6. 障碍物取除費
7. 水替費

揚砂喞筒使用の場合

1. 櫓及足場材料の損料並に其の組立費
2. 揚砂唧筒設備費
3. 同上運轉費
4. 浚渫土砂處分費
5. 刃口掘潛水作業費
6. 障碍物取除費

實際の工事について以上の費用細目を夫々見積り比較の上、何れが有利であるかを知り得るのであるが、既往の實績から見れば 1 m^3 當りの如上の諸細目の費用を含んだ掘鑿費は主として土質、井筒の深さと其の大小、障碍物の有無等に依つて大體次の範圍に於て變化して居る。

水掘の場合	1 m^3 當り	1.00～4.00 圓
陸掘の場合	1 m^3 當り	0.80～3.00 圓

但し土量は井筒周壁よりの崩れ込みを含む、即ち井筒の沈下容積の何割増しかの土量に對する單價である。

ハ、荷重費　沈下作業中の荷重積載の費用と最後の試驗荷重の費用であつて、其の費用の內荷重用の軌條の借用損料現場迄の運搬費は實際問題に當つて夫々見積るより他に途はないが、之れを現場に於て積載又は取除の費用は、

積載 1 廻 1 回に付　ウキンチ捲の場合　0.20～0.40 圓　人力の場合 0.30～0.60 圓
取除 1 廻 1 回に付　ウキンチ捲の場合　0.14～0.28 圓　人力の場合 0.20～0.40 圓

此外に荷重を井筒上に直接載せないための棧木等の材料費若干を要す。

ニ、雜費　沈下費の雜費は作業指導の工夫給、測量費、其他前各項の費用に屬し難い諸費であつて、築島費、掘鑿費、荷重費の合計に對し 5～10 % を見込むを普通とす。

§ 142. 井筒沈下の實例

(1) 京都市伏見町三栖閘門及洗堰基礎井筒沈下成績

基礎硬層比較的に淺い場合の井筒基礎の一例である、從來此種の工作物基礎は比較的小型の井筒を用ひて水中掘に依つて施工するを普通として居つたが、此例では鐵筋混凝土大型井筒を使用し水替陸掘をして沈井作業を行ひ相當の成績を得たり。

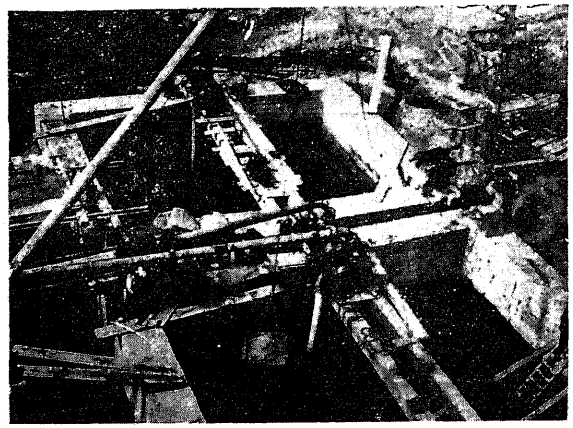
地質は、閘門箇所は上層粗砂、下層砂交り砂利で、洗堰は上層粘土下層砂交り砂利であつた、砂利層の位置は低水面以下約 7 m なり。

井筒大さ	(閘門後扉室)	長 11 m	幅 11 m	深 4 m	2 箇
	(閘門前扉室)	長 11 m	幅 9 m	深 4 m	2 箇
	(洗　堰)	長 10.9 m	幅 10.9 m	深 6.67 m	1 箇

長 10.9 m 幅 8.5 m 深 6.67 m 2 箇

沈下方法は井筒と井筒との間隔を 1.2 m とし、井筒全深を二段に分け即ち 2 ロットとして混凝土打繼をなし沈下せり。

閘門に於ては閘扉室四周に長 7 m の鐵矢板を打込み、其の內部の土砂を深約 3.5 m 掘鑿し (水替して)、其の掘鑿面に井筒を築造して沈下したもので、沈井工事としては變則的な方法である。鐵矢板は後日閘室に使用すべきものを一時流用したのである。掘方は最後迄陸掘にして遂行した。排水用の唧筒は電動ヒューガル式口徑 152 mm. 4 臺 (最大) を設備せり、晝夜連續運轉、揚水高約 6 m とす。



第 248 圖

掘鑿は第 248 圖に示す如く井筒 1 箇に付デリック 2 臺を備へ、凡て電動捲揚機に依り 0.36 m^3 積鍋トロの鍋を圖の如く井筒內に釣り卸し、井筒底に於て手掘で積込み捲揚げて其儘鍋トロの臺車に載せ運搬捨土せり。

施工前には、湧水多量の爲め土砂崩れ込み激しく陸掘不可能に陷るのではないかとの心配もあつたが、兩三日の全力排水の結果爾後湧水が減退したこと、井筒は其の重大なる自重のため沈下荷重の必要なく刻々自然に沈下すること、陸掘であるから掘方は常に均等に進むこと等の理由で何等の障害に遭遇せず作業を進めることが出來た、就中井筒に荷重を積載する煩を免れたことは工程進捗上大變に好都合であつた。沈下は極めて靜かに進み、井筒の變位は殆んど認められない位であつた。

今其の成績の總括表を示せば

井筒陸掘成績表　第 81 表

種別 ＼ 井筒番號	第一號		第二號		第三號		摘要
	第一段	第二段	第一段	第二段	第一段	第二段	
沈下合計 (m)	2.83	3.24	2.48	3.88	2.51	3.77	井筒の大さ 10.9m
掘鑿鍋數	1,005	1,562	1,039	2,315	896	2,322	×10.9m×6.67m

同上土量 (m^3)	302	469	312	688	269	570	一段の高 3.34 m。
操業時間(時)	32時—30分	51—20	29—45	83—10	25—40	64—40	掘鑿鍋數は 0.36 m^3
人夫數合計(人)	118	278	141	453	126	330	積鍋トロの鍋數なり
總日數 (日)	4	8	5	13	4	10	施工時期は昭和元年
掘鑿用電力 (キロ)	135	245	115	345	71	330	度。
水替人夫賃(圓)	0	16.00	6.82	80.47	15.00	45.76	地質は上層粗砂下層
水替電力 (キロ)	0	1,155	27	2,680	16	1,930	砂利。
井筒平均1日沈下(m)	0.71	0.41	0.50	0.30	0.63	0.38	一日の最大沈下1.0m
平均1日掘鑿土量(m^3)	75.5	56.1	62.2	53.0	67.3	57.0	
沈下1m當人夫數(人)	41.7	85.5	56.8	116.7	50.2	87.5	
同上賃銀 (圓)	91.08	181.17	116.16	278.85	105.93	173.58	
掘鑿土量增加割合	0.13	0.55	0.05	0.49	0.32	0.64	井筒沈下體積に對する掘鑿土量の割増率

井筒繼手は鐵筋混凝土半圓形の矢板を三段繼足し容易に施工せり。

(2) 大阪市六軒屋第二閘門井筒沈下成績

本工事は閘門扉室基礎用の井筒で其の形は正四邊形（邊長 7.27 m と 3.33 m の二種）ある、沈下の初めは陸掘とし干潮面以下をガツトメル使用水掘とす、沈下深は干潮面以下約 8 m、土質は泥交り細砂なり。其の成績を示せば

第 82 表　　ガツトメル使用水掘沈下成績

名稱		金額又は員數	摘要
沈下 1.0 m 當り賃銀	(圓)	49.73	井筒の大さは 7.27 m 四角。
掘鑿土砂 1.0 m^3 當り工費	(圓)	1.48	施工時期は大正 8 年。
沈下 1.0 m 當り人夫數	(人)	24.25	地質は泥交り細砂。
平均1日1臺の掘鑿土量	(m^3)	5.52	
平均1臺1日の沈下	(m)	0.167	施工時期大正 10 年
平均1臺1日の人夫數	(人)	4.0	
平均1臺1日の電力量	(キロ)	2.7	
潛水夫刃口掘 1 m^3 當り賃銀	(圓)	1.08	
荷重積載人夫 1 m^3 當り賃銀	(圓)	0.94	積卸共

所定の沈下を終つた後、載荷試驗を施行した、其の成績は 7.27 m 正四角形井筒に對し約 600 tg. の荷重を積載し、1箇月以上經過後總沈下量 11～39 cm で安定したことを認めたから、荷重を取去り閘扉室を築造した。載荷試驗後井筒上に築造した工作物の總重量は試驗荷重の約 6 割であるが、竣功後更に沈下し平均 6 cm に達したり。然し各基礎井筒の間隙は其の兩端に木矢板を當てゝ沈下し、中を掘取り混凝土で埋めてあるから、全體井筒が

一箇體となつて沈下し閘扉其の他には何等の異狀を認めない。

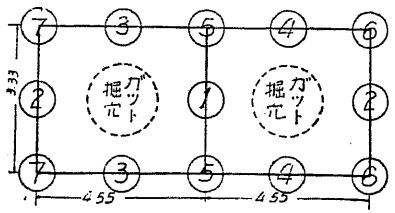
(3) 岡山縣高梁川伏越樋井筒沈下成績

井筒の大さ　長 9.10m×幅 3.33×高 4.85 m～5.45 m 中仕切壁 1 箇所

地質　粗砂交り礫層（拳大の）

掘鑿方法　ガツトメル 2 臺使用、刃口掘潛水夫 2 人 1 組作業

掘鑿順序　第 249 圖の如く最初中央にガツトにて穴を掘り、其の後は潛水夫 2 人で大體圖示の順序に刃口の砂礫をガツト穴に掻き落す。



第 249 圖

井筒 1.0 m 當り沈下工費

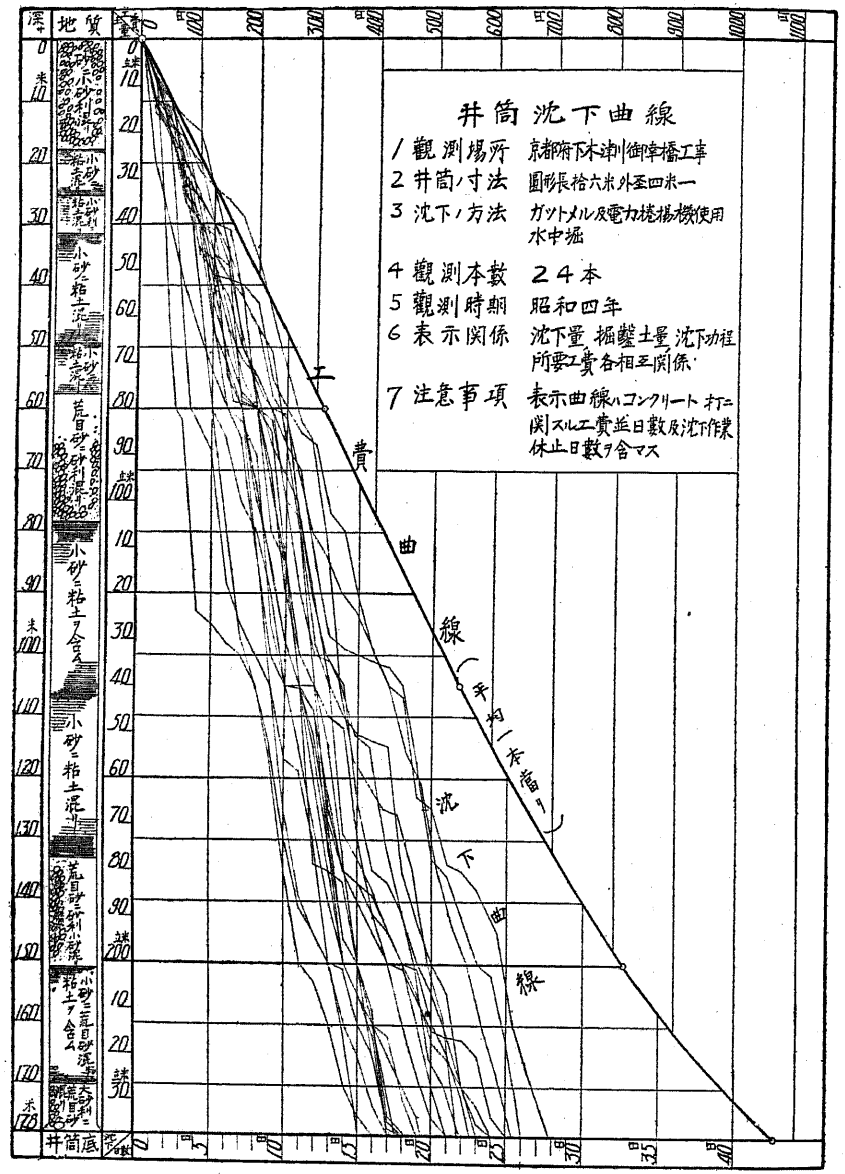
沈下深	袋掘鏈掘	ガツトメル掘
0～1.8 m	圓 85.11	—
1.8～3.6	207.78	圓 183.02
3.6～4.9	282.74	259.45

沈下工費內譯

井筒番號	掘鑿 人夫	掘鑿 金額	運轉費	潛水夫 員數	潛水夫 金額	合計	沈下 1m當り	沈下深 (m)	地質
7	人 363	圓 668.68	圓 23.54	人 67	圓 264.93	圓 957.15	圓 195.32	4.9	礫層
8	294	536.56	56.56	28	114.81	707.93	150.62	4.7	〃
9	201	375.67	80.91	24	159.40	615.98	140.00	4.4	〃
10	315	557.17	37.64	58	286.72	881.53	176.31	5.0	〃
11	295	513.45	176.89	28	187.71	878.05	179.20	4.9	〃

本工事箇所礫層は比較的堅固にして掘鑿沈下共困難であつたが、施工の結果井筒の偏位は最大 15 cm 普通 6～9cm であつた。井筒間繼手間隔は 1.1～1.2 m、兩端に內徑 1.5 m 厚 0.10 m 半圓鐵筋混凝土矢板を當て內側をガツトで掘り沈めたり、此沈下深は平均 4.5 m で 1 箇所沈下費 133 圓を要したり。

(4) 京都府下國道木津川御幸橋井筒沈下成績



第 250 圖

其の概要第250圖の通り、井筒 24本の各沈下成績と工費 1本當りを示す。

工事中天候良好で殆ど出水休業せしことなし、カーブシューは厚 5 mm 鐵板を使用す。長 16 m 外徑 4.1 m のもの1本を 15～28 日にて沈下を了し、沈下費は平均1本當り 1,065 圓を要したり。

第七節　壓氣潛函工法

§ 143. 沿　革

壓氣潛函工法と云ふのは、木材、鐵筋混凝土又は鐵材等を以て函體を造り之に適當の重量を與へ、その下底の作業室内には壓搾空氣を送入し水の浸入を防ぎながら水底を掘鑿し、以て函體を所定の地盤迄沈下させて基礎を形作る工法である

壓搾空氣を水中工事に利用し様との考へは、底のある器を倒にして水中に押込むと器内の空氣は壓縮されてその壓力に等しい水頭を有する水は器内に浸入しないと云ふ事實から考へ付いたものであつて、此の原理を應用した潛鐘(Dving bell)は古くから水中工事に利用されて居つたが、1778 にいたつて John Smeaton は初めて筒を用ひて壓搾空氣を送り Hoxham 橋の基礎修繕工事に成功した例がある。然し現在の潛函のやうに沈下後基礎の一部となる式のものは、1830 年に Thomas Cochrane に依て發明されたが、實地に應用されたのは 1839 年 M. Triger が Seine 河に試みたのを以て嚆矢とする。爾來此の工法は長足の進歩をして、橋梁は勿論大建築物の基礎工事に廣く利用されるに至つた。

我國に於ては明治三十四年の頃横濱港の岸壁の築造に當り此の潛鐘が用ひられ、潛函は鴨綠江橋梁の基礎に用ひられたのが最初であるが、大正十二年關東大震災に因る帝都復興事業の一部として隅田川に六大橋を架設するにあたり、米人技師三名を招聘して特に地盤の軟弱な永代、清洲橋等の基礎に此の工法を利用してからやうやくその價値が認められ、續いて萬代、吾妻、十三、揖斐長良川、木曾川等の道路橋及揖斐長良、木曾川に於る鐵道橋等の橋梁基礎工事に東京電力株式會社鶴見發電所及鐵道省川崎火力發電所に於ける發電機の基礎工事に利用されて何れも好成績を擧げるに及んで次第に一般化し、漸次建築物の基礎に迄廣く利用されやうとする趨勢にある。

§ 144. 得 失

此の工法は諸種の水中基礎工法中最も科學的なものであつて、掘鑿作業は全く陸上と同じであるから沈下の工程は略一定の速度で進め得られ、潜函の自重自身が沈下荷重となるので特に載荷を必要とせず、潜函の軀體混凝土打は掘鑿と平行に進めることが出來、又刄口下の障碍物たる玉石木材等の如きも容易に除去されるので、施工が杭打基礎に比し非常に迅速である許りでなく、しかも確實であるからその竣功期日を比較的正確に豫定することが出來、萬事速度化せる現代には最も適したる工法と云ふべきである。

此他基礎地盤の切均し及載荷試驗が容易に出來、又沈下作業中潜函外周の表面摩擦力を比較的正確に測定し得られるので、特に試驗荷重をかけることなくして全耐荷力を正確に容易に知ることが出來る。

沈下中潜函の位置の狂や傾斜の修正容易なること、急激沈下による危險が少ないこと、粘土質の地層では基礎底面を擴大して支持面を著しく擴大出來ること、底部の混凝土も壓搾空氣内に施工するので水中混凝土に比しはるかに信頼が出來ること、必要に應じては鐵筋を配置して補强し得ること、施工箇所附近の地盤に振動を與へたり弛めたりする虞も亦少いので建築物の櫛比した市街地にも適すること等も其特長であつて比較的地盤の惡い所に相當深く信頼の出來る基礎を迅速に築造するに適して居る。

然し一方空氣壓搾機その他の諸機械及特殊の設備を要するので小規模の工事には工費が嵩んで不適當であり、掘鑿作業は壓搾空氣中で行はれるために潜函病なる特殊病に襲はれる危險があるので作業員の選擇及勞働條件に制限を受けると共に特殊の技術を要すると云ふ短所もある。又一旦作業開始後は晝夜兼行であるから諸材料の充分なる供給と貯藏とを要し、從て運輸の便の開けた地點でなくては實行し難い。

普通水面から約 10 m 迄の深さならば主として井筒工が用ひられ、それから 35 m 位迄は壓氣潜函が有利とされ、それ以上は却つて井筒工が用ひられる。普通壓氣潜函工法の限度は作業氣壓が三氣壓卽 3.1 kg/cm^2 (44 ⅝″) とされて居るが

3.5 kg/cm^2 位迄は可能である。

§ 145. 種 類

潜函は使用の目的、沈下箇所、使用材料及斷面形狀に從つてその種類を分ける。

使用の目的の上からは**橋梁用**及**建築用**と分けるが單にその規模を多少異にする許りで本質的の差はない。故に最初は橋梁用のものゝ說明をし、建築用ものもについては多少異にする點を後述する。

沈下箇所が水中であるか陸上であるかに從つて**水中潜函**及**陸上潜函**と稱す。水中潜函にあつてはその水深に應じて函體の下部適當の高さは先づ水上で造つてから沈下位置に据附けなければならぬが、陸上潜函では沈下位置に直ちに刄口を据付けて函體を造り得る。沈下箇所が水中であつても水深が大でない時は、一時埋め立てゝ陸上潜函として沈下し又相當の深さであつても鐵矢板等で締切り此の式に依る場合もある。一般に陸上潜函は鐵筋混凝土造で構造は簡單であるが、水中潜函の下部は必ず木造或は鐵造である。然し上部は鐵筋混凝土とする場合もある。

混凝土を以て沈下荷重とする點は何れの式であつても同一であるが、橫壓力に抵抗すべき主要構造の材料に從て木造、鐵筋混凝土造及鐵造の三種類とする。然し之等の混合式のも多くある。

之等は沈下箇所の狀況、材料の價格、材料供給の便不便等に依つて選擇すべきであるが、木造のものは木材の豐富な米大陸で多く造られたが木造の減少と共に鐵筋混凝土造のものも次第に多く造られるやうになつた。鐵造のものは歐洲大陸で多く用ひられて居る。

我國の例では、永代、淸洲、萬代及吾妻橋に於る水中潜函は何れも木造であつたが、關西本線に於ける鐵道橋では下部を鐵造とし、十三、揖斐長良川及木曾川橋にありては下部は木造としたが上部は何れも鐵筋混凝土造とした。

木造潜函はその浮揚力を利用するために水深の大なる所に適し、方形又は矩形の斷面にあつては組立が容易に出來、混凝土打終面と水面との隔りを大ならしめ得、從て沈下中潜函の重量を輕減することが出來るので作業氣壓を低く保ち得るが場所によつては蟲害を受ける虞があり、氣密及水密ならしめることが困難であ

り、函體は特に鐵筋を以て補強しなければ地震等の水平力に對しては不安である。

鐵筋混凝土造のものは自重が大きいから沈下抵抗の大きい所に適し、斷面は何れの形でも容易に造り得られ、且一體造であつてその强度も信賴し得る。但し地質の軟い所に對しては重量が大きくなり過ぎ、それがために作業氣壓を必要以上に高めることになる。且型枠を組替へる式にあつては混凝土の硬化に相當時日を要し之がために多少沈下の行程を阻害される傾向がある。且又表面摩擦力は木造のものよりも大きい。多少横壓力に耐え得る型枠として外板を外さずそのまゝ沈下すれば、工費は嵩むけれども之等の缺點を補ふ事が出來施工も容易である。

鐵造潛函は小型の圓筒形のものに最も適するが楕圓形のものにも用ひられ、容易に氣密、水密ならしめ得、强度も充分信賴し得る利點があるが、現場の作業が厄介であり又普通高價である。

水中潛函にあつては下部は水壓に抵抗させるための强度を必要とすると共にその重量にも制限を受けるので、此の部分を木造又は鐵造とし上部を鐵筋混凝土造とする場合が往々ある。

潛函の斷面は普通矩形、楕圓形及圓形とする。

正方形のものは小型のものに限られ矩形のものが多く用ひられる。

矩形のものは構造が簡單であり、沈下中傾斜を直し位置を正すのも容易であり且隅角部の抵抗が大きいので地質の軟弱な所にあつては過度の沈下を防ぐために却つて有効である。

楕圓形のものは沈下中水流の影響を受ける事が少く又壁體は横壓力に强い長所はあるが構造が厄介である。

矩形の四隅を適當に切取て八角形とすれば構造は多少煩はしいが水流の影響は大分緩和し得る。

圓形のものは直徑 2.0 *m* 程度の小型のものに適して居るので所謂圓筒潛函として利用される場合が多い。

§ 146. 沈下概說

潛函の沈下中の平衡條件は

潛函重量 ＝ 揚昇力＋表面摩擦力＋地盤支持力

である。潛函重量は勿論大氣中に於けるものであつて混凝土がその主要部分をなして居る。揚昇力は作業室内の壓搾空氣によるものであつて、潛函の一部が水中に在る場合には水の浮力も加はる。表面摩擦力は潛函の周壁と周圍の土との間の摩擦抵抗であつて、地盤支持力は潛函刃口面に於ける地盤の耐荷力である。

上の平衡式に於て左邊の値が右邊の値より大となれば沈下なる現象を起す。一度沈下すれば右邊の値も從つて增し再び平衡を保つにいたる。

平衡式の示すやうに潛函の重量の增加の他に右邊の値を小ならしめる原因も亦沈下を生ずる。卽ち作業室内の氣壓を低下させて揚昇力を減ずるか、射水(Water jet) 等によつて表面摩擦力を減ずるか又は刃口下も掘つて支持力を減ずるかである。

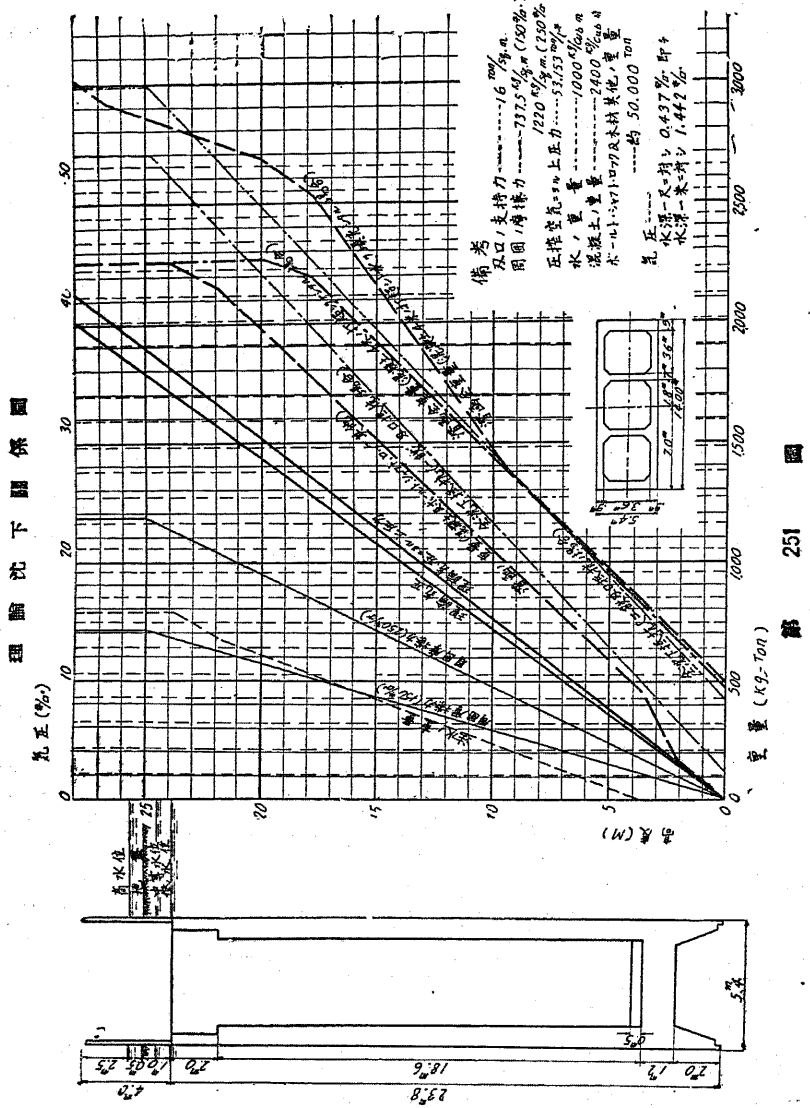
潛函の重量の增加による沈下は最も望ましい事であるが重量が不足の場合には刃口下を掘つて沈下を試み、尙不成功の場合には已むを得ず減壓沈下を行ふ事がある。射水又は壓搾空氣を利用せる噴水は表面摩擦力を減ずるのに有効ではあるが、設備を要するのは勿論潛函の周側の地盤を弛めて壓搾空氣の噴出の誘因をなすことがある。函内の氣壓を上昇させて摩擦力を減ずる方法も時に講じられるが減壓沈下と共に避くべきものである。

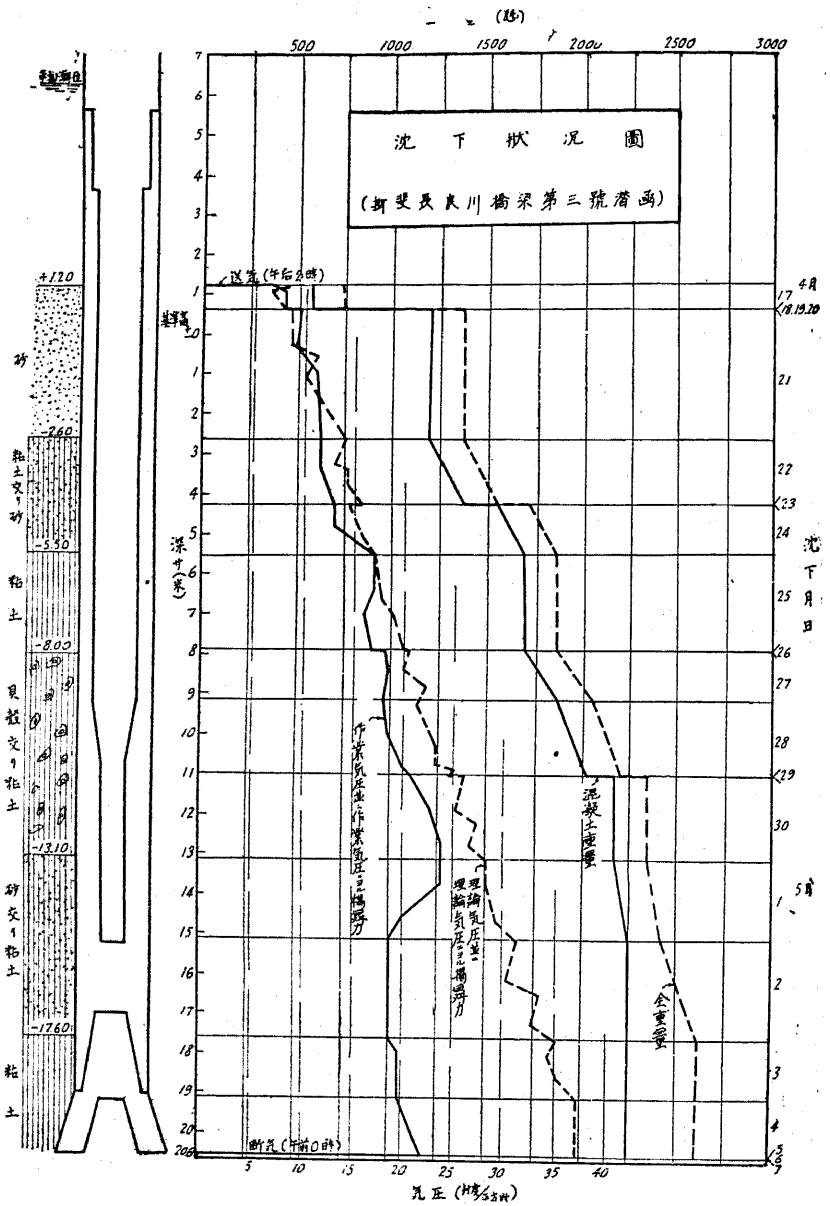
重量の餘裕は普通 10～20％ とする。

潛函の重量が重きに過ぐる時は函内の氣壓を高めて之を支へる必要があり、從つて徒らに作業氣壓を高めて潛函病發生の危險を增し且壓搾空氣の消費量も多くなつて不經濟である。

之れに反して重量が輕きに過ぎる場合には沈下の困難を來して減壓沈下を餘儀なくせしめられ、重量と表面摩擦力との和が揚昇力より小となる時は潛函は持上げられて顚覆の虞がある。

作業室内に水の浸入するのを防ぎ得る程度の氣壓で、掘鑿面が刃口の上 30 *cm* 位の時に徐々に沈下する程度を理想とする。かゝる狀態にあれば、潛函に不用の重量を與へず、氣壓も必要以上に高めず、從て經濟的で、潛函病發生等の危險も


備考
刃口ノ支持力……16 t/sq.m.
周圍ノ摩擦力……737.5 kg/sq.m (150%)
1220 kg/sq.m (250%)
圧搾空気ノ上圧力……53.53 t/sq.m
水ノ重量……1000 t/cu.m
混凝土ノ重量……2400 t/cu.m
ボールトノ鉄筋及木材其他ノ重量
……約 50,000 ton
気圧……
水深一尺ニ対シ 0.437 lb/sq.in
水深一米ニ対シ 1.442 t/sq.m
圧搾空気ノ圧力
圧搾空気ノ圧力
水ノ圧力
水ノ圧力
圧搾空気ノ圧力
水ノ圧力
圧搾空気ノ圧力
水ノ圧力
圧搾空気



第　252　圖

有する故之に應ずる準備を必要とする。又地質調査當時の鑽孔跡は高い壓力の水を保つて作業に著しい障碍を與へる事があるから沈下箇所を避けて鑽孔を穿つ必要がある。

作業室內の壓搾空氣は水の侵入を防ぐと同時にその揚昇力は潛函の重量を支へる事になる。揚昇力の大さは氣壓を潛函の斷面積に乘じたものであつて、例へば $5\,m \times 12\,m$ の斷面に對しては $0.1\,kg/cm^2$ の氣壓は

$$0.1 \times 5.0 \times 12.0 \times 100^2 \;=\; 60{,}000\,kg \;=\; 60\,tg.$$

の揚昇力に相當する。卽 $0.1\,kg/cm^2$ の氣壓の昇降は $60\,tg.$ の荷重の增減を意味する。

故に氣壓の增減には特に注意すべきである。

又此の揚昇力は氣閘に作用して之を吹飛ばす傾向となるので、竪管と作業室との取付、竪管の接合及竪管と氣閘との接續には充分の强度を與へる必要がある。

潛函が揚昇力のために扛上されるのを防ぐのは潛函の重量と表面摩擦力とであるが、如何なる場合でも潛函重量を揚昇力以下たらしめるのは不可である。潛函扛上の危險は沈下當初に多い。

§148. 表面摩擦力

表面摩擦力は作業氣壓と相俟つてその推定は潛函の重量決定上極めて重要であるがその正しい値を得る事は頗る困難である。

兩者の推定が過小である場合は潛函の重量は輕過ぎて沈下に困難を來し、反之多きに過ぎれば作業氣壓は必要以上の高さとなる。

摩擦力の大さは地質、深度潛函周壁の材質、空氣脫出量の多少、射水又は噴水使用の有無、經過時間等によつて異り推定極めて困難である。井筒工に比べては、壓搾空氣が周壁に沿つて洩出し、且沈下が間斷なく進められるがためにその大さは多少小さい傾向がある。泥土は最も小さい、砂質土は之に次ぐが、何れも含水量と壓密硬軟の程度によつて著く差がある、一般に砂利、玉石の層が最大である。

深度に從つて表面摩擦力が增加すべきは當然であつて、永代橋に於ては實施の

結果次の様な二次式を得た。

$$S = \frac{1}{30}X^2 - 0.85X + 155$$

S = 平均摩擦力 (%)

X = 水底からの深さ (′)

材質による差は鐵及木材は小さく混凝土は仕上面にもよるが一般に大きいとされて居る。經過時間の影響は混凝土に於て特に著しい。木造潜函にあつては 1.0 ～4.0 $tg./m^2$ を普通とするが稀には小なるは 0.7 $tg./m^2$ 大なるは 5.0 $tg./m^2$ に達した例もある。

表面摩擦力の大さは、刃口下を全部掘取つて地盤の支持力を零にして沈下を計りその時の潜函重量と揚昇力との差を求め、之を接觸面積を以て割つて平均値を求める。

(潜函重量－揚昇力) ÷ 接觸面積 = 平均表面摩擦力

木造潜函に於ける例を擧げれば次表の通りである。

第 83 表　木造潜函に於る平均表面摩擦力實例 (米國に於ける)

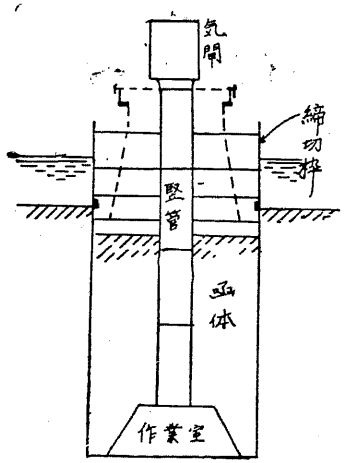
地　質	深 (低水面下 m)	摩擦力 ($tg./m^2$)	地　質	深 (低水面下 m)	摩擦力 ($tg./m^2$)
粘　土	10.5	1.2	泥、粘土、砂利	22.5	2.5
砂交り泥	22.5	1.5	砂	22.5	2.7
砂、粘土及砂利	30.0	1.7	砂及粘土	21.5	3.0
砂、粘土及玉石	14.5	2.0	砂、砂利、粘土	24.0	3.2
粘土、砂及砂利	28.5	2.0	砂	27.0	3.2
砂、粘土及砂利	16.5	2.1	砂及玉石	30.5	3.3

§ 149. 構造概説

潜函は沈下中種々の外力を受けると共に沈下後は基礎の一部として上部構造からの荷重を受けるので、之等に對して充分の强度を有すると共にその構造は又作業に容易なるを必要とす。

潜函の最下部は壓搾空氣を送つて浸水を防ぎつゝ掘鑿を進める作業室であつて最後には混凝土で填充されて基礎の底部を形成する。

作業室の上部は函體で、沈下中假締切の作用を兼ねて沈下荷重たる混凝土の型



第 253 圖

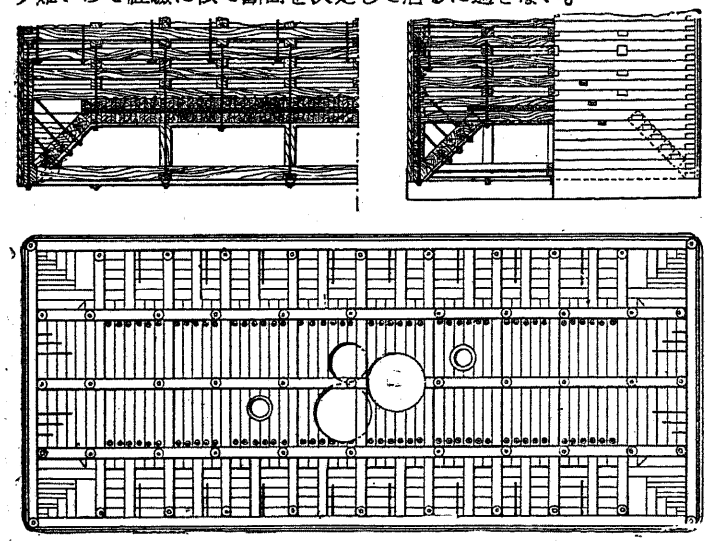
枠の用をなし、沈下後は基礎の主體として垂直及水平荷重に抵抗すべき主要部分である。

その上部は橋脚又は橋臺の軀體を築造する間の締切枠である (第 253 圖參照)。

作業室と外部とを連絡する用をなすのは氣閘及竪管である。

§ 150. 作業室 (Working chamber)

作業室は天井、側壁及刃口から成つて居り、潜函中最も重要な部分であるからその構造は特に堅牢でなければならないが、之等が受ける外力は非常に複雜して正確に知り難いので經驗に依て斷面を決定して居るに過ぎない。



第 254 圖　木造作業室

而して作業室は又壓搾空氣の漏出を防ぐと共に作業上便利な構造でなければならない。壓搾空氣の漏出を防ぐためには、木造潜函にあつては天井及側壁の內面はホーコンで塡隙し、混凝土造ならば適當の厚さを與へると共に空隙の少ない混凝土とする必要がある。

作業室の高さは低きに過ぎれば作業が不便であり、高きに過ぎれば側壁の强度を弱めると共に沈下に際しての氣壓の變化が大きいので普通 2.0 m を限度とする。作業室の大きさが大きい時は中央に隔壁を造つて補强することがあるが作業に不便である。9.0 m×24.0 m の大さで隔壁を造らなかつた例がある。隔壁を造つた場合には必ず人孔を設けて交通と避難とに便する事を忘れてはならない。

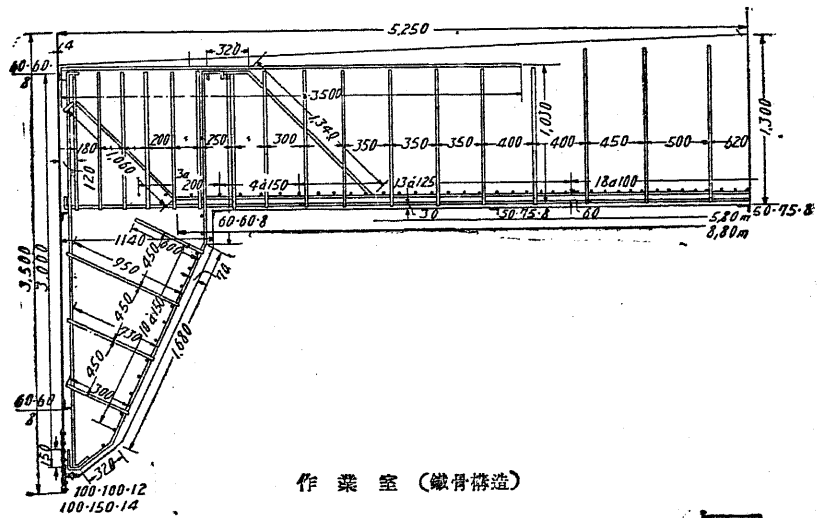
又木造潛函にあつては進水時に於る衝撃に堪へしめるために、適當の距離毎に角材を以て刃口を横手に繋ぎ置き送氣開始と共に切取るやうにする。天井には竪管の他に送氣用の大管（普通直徑 10 cm）及排氣用、電燈線用の小管（普通徑 3.8 cm）を取付ける。送氣管は送氣の目的からは 1 本で足りるが作業室填充用を兼ねて潛函の兩端に 1 本宛取付けて置けば便利である。天井は上部からは竪管氣閘混凝土等の荷重を受けると共に下方からは氣壓を受けて平衡に近い狀態となるが、沈下中は種々な無理を受け又氣壓の變化は急激な負荷を來す事となるので充分の强度を與へて置く必要がある。

天井と側壁とを一體造とした鐵骨又は鐵筋混凝土構造にあつては横手方向の主要補强材の他に長手方向に對しても縱方向の彎曲に抵抗せしめる鐵筋の配置を必要とする（第 255 圖參照）。

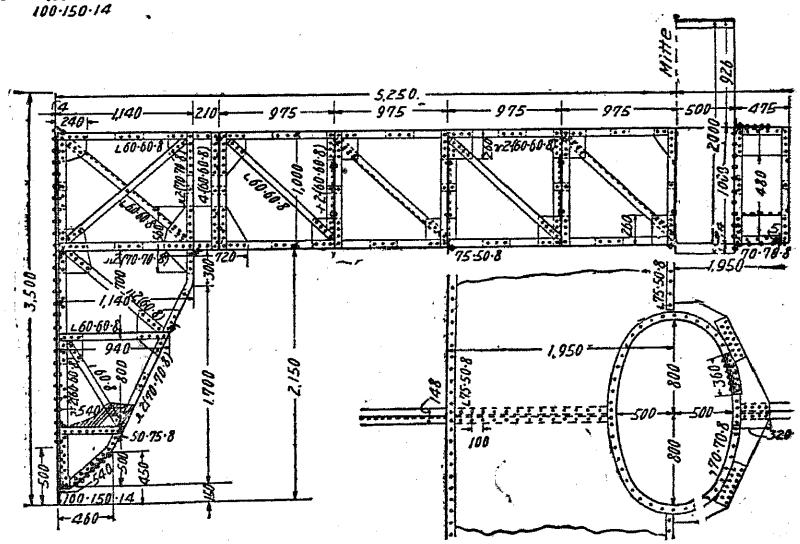
側壁は垂直荷重の他に側壓力及不等沈下に因る相當大なる偏心荷重を受けるので之等に對して充分の强度を有せしめる。外壁は函體の外壁と接續し、水密ならしめるために外方から填隙する。

外壁は普通鉛直に造られるが特に表面摩擦力を減ずる目的で喇叭形としたものがある。此の形式は構造が煩雜である許りでなく、鉛直沈下が困難であり、且刃口下に玉石等の障碍物を捲込む虞がある。斷面には V 字形二壁式のものと垂直一壁式のものとの二種ある。後者は作業室の容積を大きくし刃口下の掘鑿も容易で小型潛函に適して居るが、大型のものにあつては剛度の大い點で前者が用ひられる。V 字形側壁の內壁は傾斜せるものと階段形をなすとある。階段形のものは地盤の支壓面積が大いから急激沈下を阻止し、潛函重量の割合に地質の軟弱な場合に適して居る。此の兩者を折衷した即天井の近くは傾斜させ刃口附近に一段若

作　業　室（鐵筋混凝土造）



作　業　室（鐵骨構造）

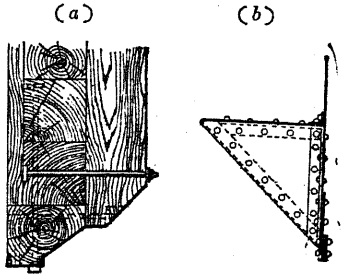


第　255　圖

くは二段の階段を設けたものが用ひられる事が多いが、要は潛函重量と地質とから決定すべきものである。

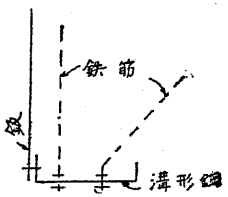
双口は垂直荷重を直接地盤に傳へる部分で且玉石等の不測の障碍物に激衝する虞があるから特に強靱な材料を選び、双口の下面は溝形鋼又は山形鋼等で補強し尙側面にも鈑をあて、強度を加へる事がある。第256圖（a）は木造双口で溝形鋼で補強し、（b）は鐵造のものでその下緣を突出させたのは特に壓搾空氣の漏出を防ぐ目的である。同じ目的で山形鋼の一邊を突出させたものもあるが細砂（コス）のやうな地質以外には必要がない。

双口



第 256 圖

双口の形は鋭角をなして居る方が沈下も容易で又壓搾空氣の漏出も少いが、双口下の掘鑿は容易であるし且急激沈下の虞の方が多いから寧ろ相當幅の支壓面を與へて掘鑿によつて沈下を加減する方が得策である。普通下底幅は 10～45 cm とし、それ以上にする場合には階段をつける。



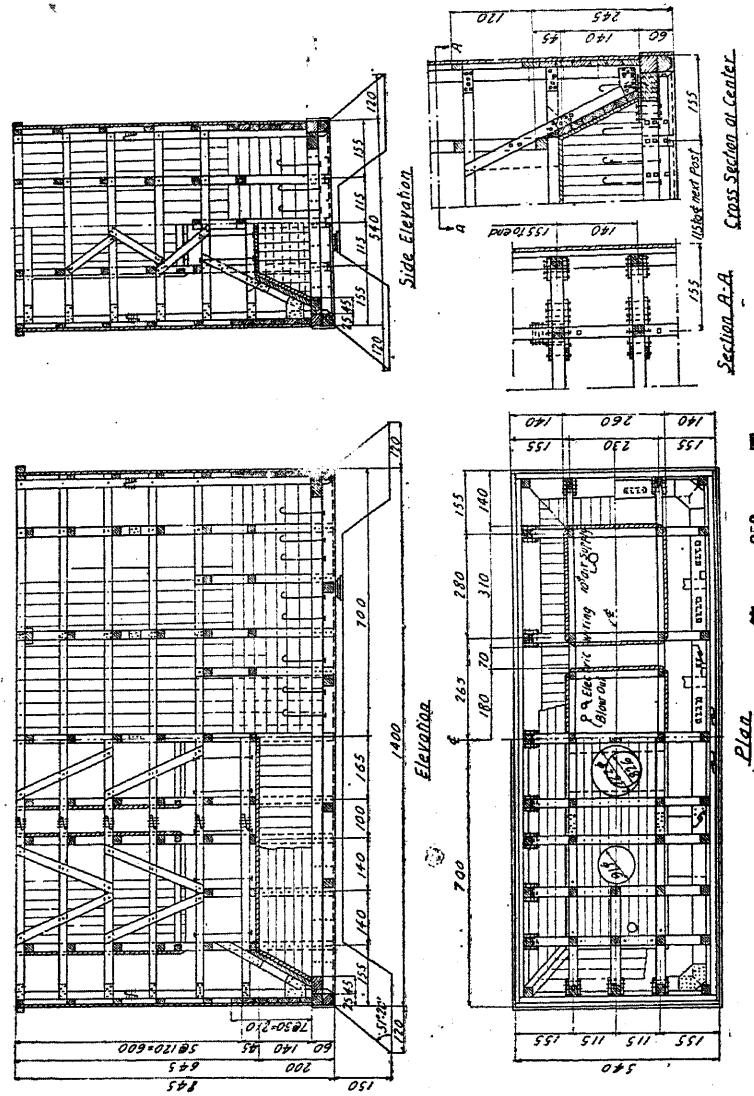
第 257 圖

鐵筋混凝土造の時は双口に於ける鐵筋端には第 257 圖の如く螺糸をつけて二重ナットで沓に取付けるのを可とする。

§ 151. 函　體

木造潛函にあつては函體は沈下荷重たる混凝土の型枠をなすと共に沈下中の假締切の用をもなすものであるから横壓力に對して充分の强度を必要とする。沈下作業中混凝土の打終面は常に水面近くにあるべきであるが、作業氣壓及表面摩擦力並に地盤の支持力が推定のものより小く從つて豫定の潛函重量を必要としない場合、又は潛函の重量は沈下後基礎の一部として必要な斷面から定つて來たもので沈下荷重としてはそれ程の重量は必要でない場合には、この混凝土の打終面が水面以下相當の深さに達する事がある。故に水面との差を豫め假定して之に因る横壓力を標準とすべきである。

垂直荷重を支へるためには四周に柱を立て又中間には適當の間隔に支材を立て、之に配するに横壓力に抵抗すべき水平枠組を以てする。枠組の上下の間隔は、

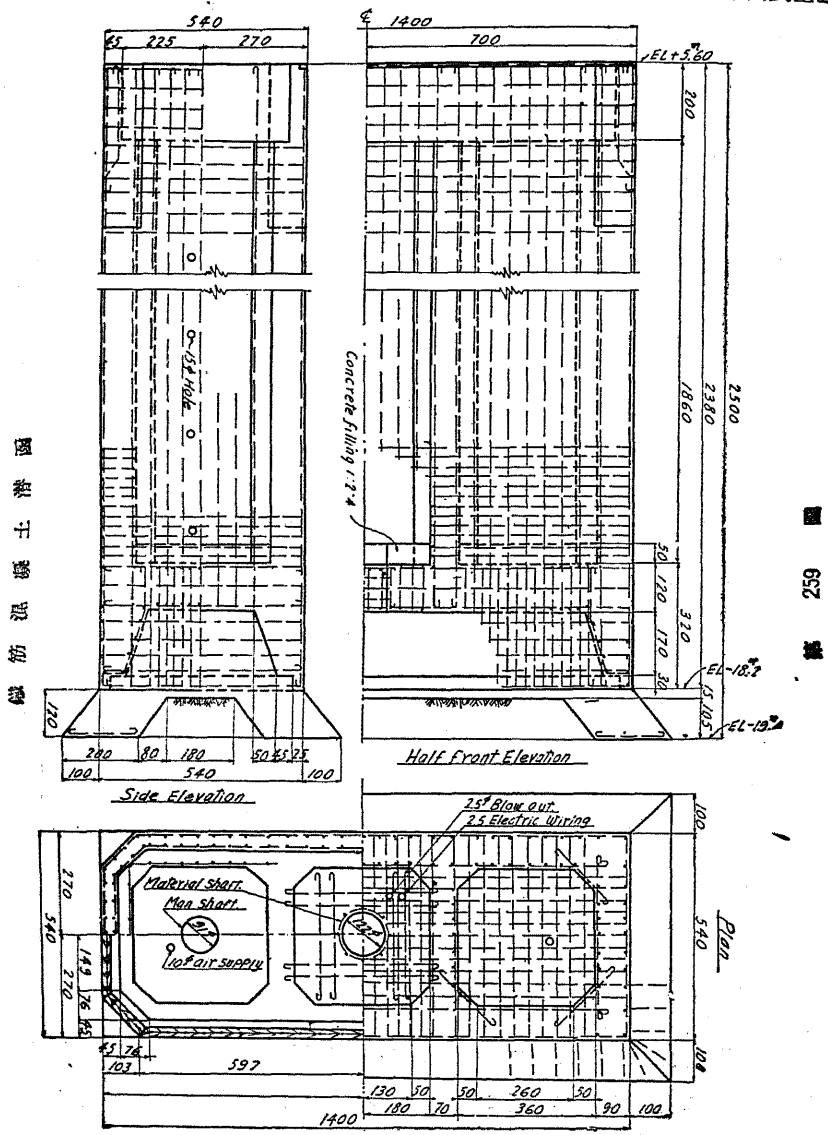


第 258 圖　木造潛函

受くべき横壓力により下に密に上に粗にすべく普通 1.0 m 前後とする。直接外壓力を受くべき外壁は特に堅固にし、厚約 15 cm の角材を水平に積重ね之に外板を打付ける。外板の厚は約 8 cm として之を縦に用ひ、兩側面及外面は鉋仕上と

し、ホーコンを以て填隙して水密ならしめ、その接合に當つては芋繩を避ける。

此他應力の分配を圓滑にし一體として外力に當らしめるためには水平面及垂直



鐵筋混凝土潛函

圖 259

面內に適當の筋違材を配する。

木造潛函にあつては主として木部を以て外力に抵抗させ、混凝土は之が補强を兼ね沈下荷重たるに過ぎない傾向にあるが、我國のやうな地震國にあつては相當の竪鐵筋を配して之に對せしめる用意を怠つてはならない。

鐵筋混凝土潛函　製作用の外型は單に型枠の用をなし混凝土の硬化を待つて取外すのであるから打ちたて混凝土の內壓に抗し得れば足る。函體の斷面は沈下の深さに應じて基礎として必要な强度を有すると共に沈下に對して適當な重量を與へるものでなくてはならない。必要な斷面を殘して中央部を空にすれば混凝土の量を減じ又不用の氣壓を節し得る。之がためには隔壁が有効に用ひられる。型枠組替式のものは多少沈下を阻害する傾向があるがセメントに急硬性のものを使用すれば硬化が早いから沈下に伴つて上部を繼足し得る。

型枠を相當外壓力に堪へ得る構造として外板を外さずに埋殺式とすれば、混凝土の硬化を待つことなく沈下を進め得られ、且その打終面を水面以下に下げることが出來作業上極めて便利である。此の他混凝土の外面を保護し、表面摩擦力を減ずる長所がある。此の場合には外板が殘されて沈下するのを防ぐためにはその內面に犬釘を頭部を殘して打付けて混凝土との附着力を充分ならしめる必要がある

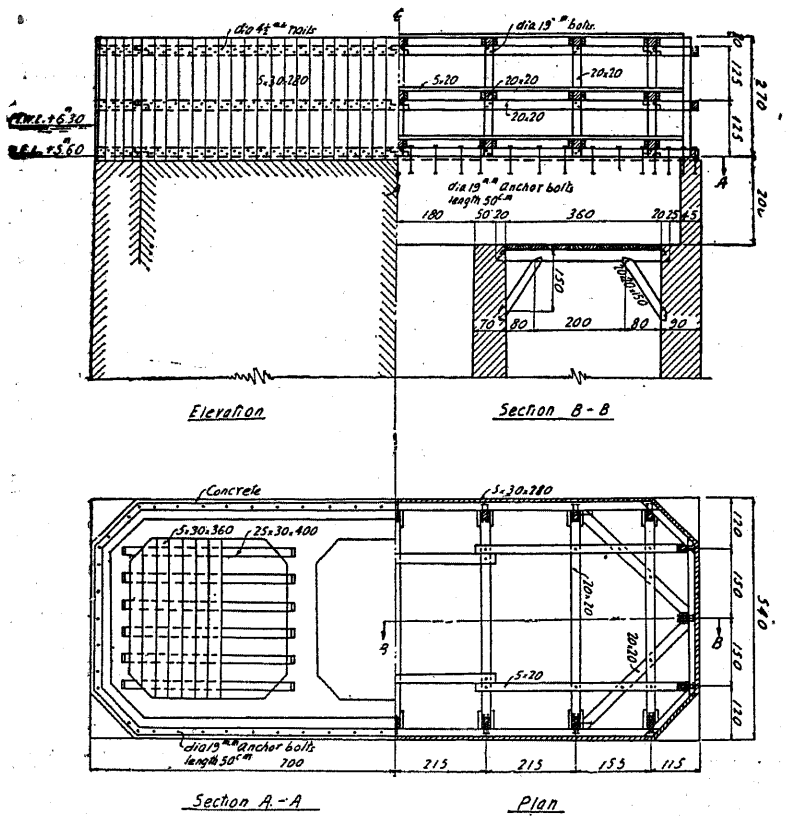
鐵造潛函　は厚 9 mm 前後の鈑を以て外壁とし之を山形鋼等で補强して造る。

§ 152. 締切枠

カーブシューが目的の地盤に達した時に河底附近から水面上約 0.5 m の高さ迄になるべき函體は橋脚又は橋臺の軀體築造中の締切枠となる樣製作するを可とする。締切枠の利用によつて基礎の深さが確定してから正しい高さに上部を築造し得られ、且その形を水流に適し航行に妨げとならないものとする事が出來る。

締切枠は水深に應じてその水壓に抵抗し得る水平枠組と外板とから成りその構造は一般に函體より簡易とする。外板は填隙して水密とする。締切枠は軀體築造後撤去すべきものであるから函體との取付部分は水密ならしめると共に取外しの容易なるものとしなければならない。木造潛函にあつては函體最上部の外板はそ

締　切　枠



第　260　圖

の頂部を揃へて水平枠に打付け、締切枠の外板最下部を打付けたる枠材と潛函枠材とはボールト締とする。混凝土潛函にあつては函體上面混凝土中にボールトを下半埋込み置き締切枠を之に取付け又は木片を埋込み之と締切枠とをボールト締とする。

§153. 氣　閘　(Air lock)

氣閘は普通竪管の上部に取付けられて作業室と外界とを空氣的に連絡する氣密室である。その外廓は鈑を以て圓筒形に造られ山形鋼等で補強して閘內の高氣壓

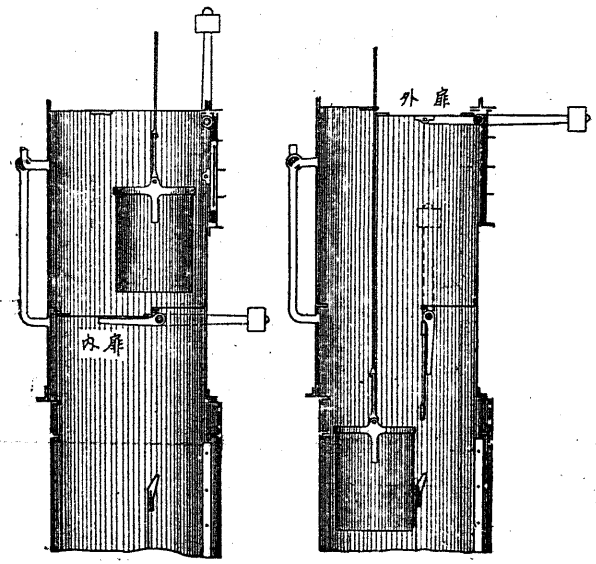
に堪へしめる。內外兩扉を有し內扉は作業室に外扉は大氣に通ずる。作業中は必ず一方の扉を以て作業室を遮斷することを要するもので、內扉は閘內が作業室と同一氣壓にある時、外扉は閘內氣壓が大氣壓に等しい時にのみ開かれ、扉の兩面に於て氣壓の差がある時は常にその座に壓せられて開き得ない。

扉は對重を附して橫杆裝置によつて閘外から開閉する。

扉が締る時その座に當る部分には護膜製の塡隙環 (Gasket) を取付けて氣密ならしめる。氣閘は使用目的によつて材料氣閘と人氣閘とに分ける。材料出入用の氣閘は作業員の出入に兼用するのが常であるが特に作業員の出入に專用するために人氣閘を造る。

建築用の小潛函にあつては一箇の氣閘を以て兩者を兼用させるが、普通橋梁基礎用の潛函は必ず二箇以上の氣閘を備へて一方の氣閘又は竪管內の故障のために全作業員が高氣壓中に長時間閉込められるのを防ぐべきである。此の場合に潛函の大さが二箇の材料氣閘を必要としない時は一箇を人氣閘とし、併せて作業員の交代によつて材料氣閘を休止せしめる事を避ける。又更に大なる潛函にあつては二箇の材料氣閘の他に人氣閘を設けて材料氣閘の能率をあげ且萬一に備へる事がある。

材　料　氣　閘



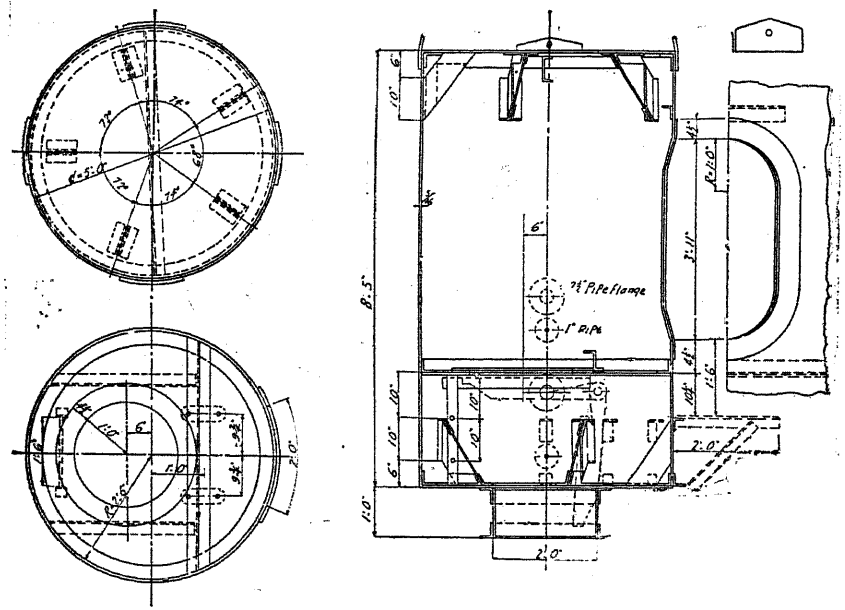
第　261　圖

材料氣閘　主として土砂用バケツトの出入に用ひられるのでその高さはバケツトを吊つたまゝ氣閘

內に收め得られ、徑は收容すべき作業人員の數による。開閉の度毎にその容積だけの壓搾空氣は消費される故空氣の消費量からは小い方が好いわけである。永代橋等で使用したものは高さ 3.3 m 徑 1.8 m で作業員の出入をも兼ねたものである。バケツトの揚卸は、外扉を閉ぢたまゝ扛重機で吊つて行はれるのであるから外扉にはその鋼索を通すべき小孔を設ける。此の式のものは氣閘の頂部に外扉があるが（第 261 圖參照）氣閘內で土砂を空ける式にあつては側扉とする。

人氣閘　作業員の出入專用のものであつて高さは作業員が立つに足り、徑は一組の人員を收容し得るものである。外扉は側方に設けた方が出入に便利である。我國では揖斐長良川橋梁に初めて利用され極めて好成績を收めた。潛函は 14 m×5.4 m で一箇の材料氣閘と併せ用ひられた。高さ 2.55 m、徑 1.5 m、（第 262 圖參照）。

人　氣　閘

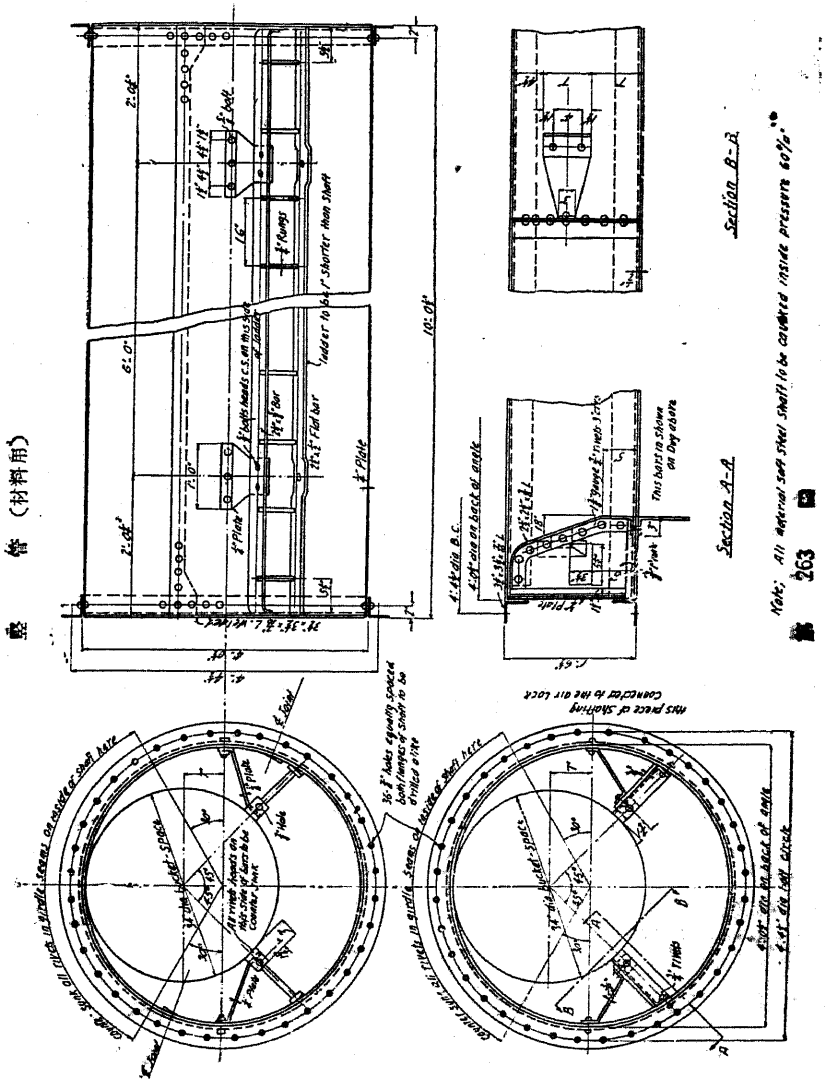


第 262 圖

§ 154. 竪　管　(Shaft)

下方作業室と上方氣閘との中間にあつて作業員及諸材料の通路に當てられる鋼製の圓筒である。鈑の厚さは混凝土に埋込まれるものは 6 mm で足りるが、そうでないものは 9 mm を要する。1 本の長さは 3～4.5 m であつて沈下の深さ

竪管（材料用）



に應じて繰足して用ひる。そのために兩端には山形鋼で造られた鍔を備へボールトを以て氣密に接合する。內面には昇降用の梯子を備へる。兼用の竪管にあつては昇降中バケツトを避け得る徑卽 1.2～1.5 m を要するが人氣閘のものは 0.6 m で足りる。

竪管を全部混凝土中に埋込むのは不經濟であるから最下部のもの1本を除き他はその周圍を堰板で圍ひ數回使用する。堰板から洩れた混凝土のために豫定以上のものが埋込まれる處があるから、最下部のものに對しての餘裕を取る事を忘れてはならない。

各接合部は氣密ならしめるのは勿論、氣閘に作用する揚昇力のために吹飛ばされぬ强度を要する（第 263 圖參照）。

§ 155. 一般計畫

先づ架橋地點の地質調査に依り地盤の耐荷力及表面摩擦力を判定し作業氣壓を推定する。潛函底部の斷面積は上部からの垂直荷重及基礎の重量と地盤の耐荷力とによつて定るべきであるが、函體の斷面は地震に因る水平荷重に對して充分なるを要すると共に沈下に最も適した重量を與へるものでなくてはならない。

潛函の斷面積は同時に一潛函に裝備すべき氣閘の數及種類を決定する。材料氣閘の數は同時に設備容量を決定し又工程を左右する。卽氣閘の數を增せば沈下の工程は當然早くなるが、之に伴ふ諸設備も自らその容量を增す必要を生じて來る。大體に於て工費と工期とから定めるべきであるが普通斷面積 100 m^2 位迄は材料氣閘は一箇で間に合ふものである。他に人氣閘を用意するのは勿論である。

又水流及使用材料等から斷面形狀を選定する。

沈下すべき深さは垂直荷重を支へ得べき地盤迄の深さであるのは云ふ迄もないが、更に地震、荷重並に洗掘に對して根入が充分であるかを檢する。

砂又は砂利の層は耐荷力は大きいが理論氣壓に近い水壓を有して作業を著しく困難ならしめる處があることを豫期して計畫せねばならぬ。

沈下の深さと水深とから上部締切枠とすべき點及締切枠の高さが定まる。

陸上潛函とすべきか又は水中潛函とすべきかは大體地形上自ら定るが水中であつても陸上潛函とするのを有利とする場合があるから工費の點を比較して決定する。

水中潛函にあつては沈下箇所の水深、流速、洪水の有無等によつて第一回築造部分の築造及据付方法を決定する。

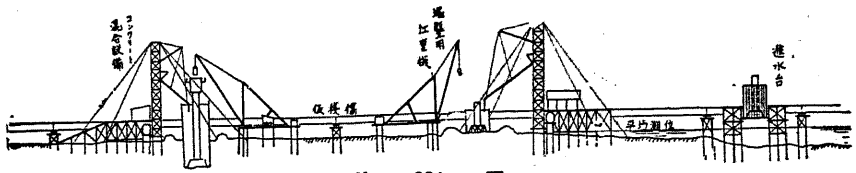
かくして設計が定つたならば理論沈下關係圖を作つて理論氣壓に對する沈下狀況を檢すると共に、作業氣壓を推定してそれに對する沈下狀況をも豫め研究し置くを要する。

潛函工事に於て最も重要であるのは與へられた工期內で確實にその工を竣へる事である。工期から準備及跡片付に要する日數を控除し、一潛函に要すべき日數から同時に施工する潛函の數を定めて、之に對して機械並に作業上の諸設備を調へ、材料供給及貯藏の途を講じ且統制ある作業員の編成をなし、豫め精密なる工程表を作製して之に準據し以て所期の目的を達すべきである。

§ 156. 諸設備

潛函工事は迅速施工を第一義とし且可成の危險をも伴ふものであるから設備は

一般設備圖
（揖斐長良川橋梁）



第　264　圖

その强度及容量に對しては何れも相當の餘裕を存せしむべきである。

假橋　兩岸を結ぶ假橋は作業員の往來、材料及掘鑿土砂の運搬、送氣管、送水管及電纜の敷設等潛函作業上必要である許りでなく、上部架設に當つても利用されるべきであるから必ず架設を要する。

作業臺　作業臺は潛函沈下、函體上部組立、混凝土打等の水上作業場であつて、その上には起重機を据付け又混合機及塔等の如き混凝土設備をなし、之に要する材料を貯へ又送氣室を設ける。

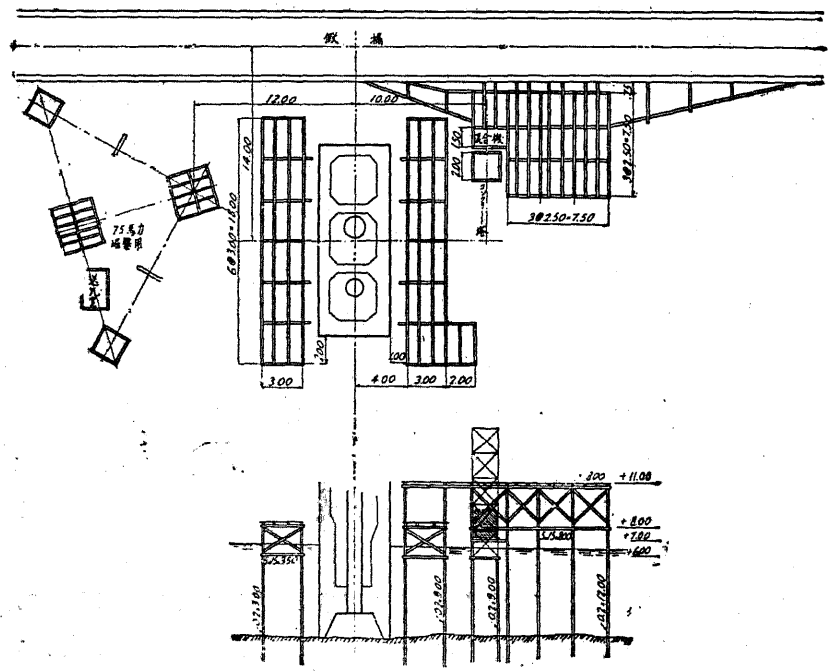
水中に適當の間隔に杭を打ち、杭頭を枕梁を以て連ね小梁を配して板張とし、尙杭には筋違及控横を取付ける。起重機の座となるべき部分は特に堅固にすべきであつて更にその敷梁は杭に緊結し又は對重を取付けてその顚倒するのを防ぐ用意を必要とする。

板張面の高さは洪水位に對して 1 m 前後の餘裕をとり、その位置は兩潛函の中間として同時に利用し得れば便利であるが、潛函の距離が 50 m 以上にもなれば別々に作業臺を用意した方が有利である。起重機はなるべく高く据付けた方が便利である。潛函の兩側に接して一段低くガイド工を設けて潛函の位置を正しく保つと共にその上面には板張を設けて作業に便する。

作業臺全體を臺船上に設ける時は隨所に移動し得て極めて便利である。

作業臺を將來上部架設に利用する場合には豫めその强度殊に杭の支持力を利用

作　業　臺



第　265　圖

に堪へ得る程度のものとなすべきである。

混凝土設備　その容量は沈下作業に伴ふに足るもの即ち函體の組立に要する時間を控除して尙潛函の沈下に間に合ふ程度たるべきである。型枠組替式の混凝土潛函にあつては型枠の組立取外し及混凝土の硬化に要する時間を控除する必要がある。之がためには相當大なる容量を要し（永代橋等に於ては 3/4 m³ 練で 1 日の工程約 150 m³ のものが用ひられた）從つて材料の供給及計量には相應の設備を要する。即ち砂利及砂は起重機に取付けたクラムシエル・バケツトを以て直接運搬船から貯藏塔に揚上げ、その下端に裝置した計量枡で計つて混合機に投ずるやうにすれば最も便利である。セメントは混合臺に運び袋のまゝ使用した方が好い。

混合用の水は水道がない時は喞筒を用ひて鐵管で導く。一箇所の混凝土設備は作業臺と同樣に潛函二基に利用し得れば便利であるが距離が遠い時は別々に設け又は一箇所のプラントから各潛函に運搬する方法も講ぜられる。

掘鑿土砂運搬設備　頂扉式の氣閘たらば掘鑿土砂はバケツトに入つたまゝ起重機を以て氣閘から吊出されて直接土運船又は土受臺を通して土運船又は土運車にあけられる。側扉式のものにあつては土砂は氣閘內で一旦あけられて樋を通して土運船又は土運車に積込まれる。

之に要する土運船又は土運車の數は掘鑿量と各の容量及土捨場迄の往復時間とから定まる。

材料運搬並に貯藏設備　水深が充分で舟運の便のある所では舟から直接起重機を以て吊揚げるのが便利である。殊に砂利及砂は多量に要する故その供給には特に意を用ふべく、その能力は全作業の工程に影響する所が大である。運搬船から直接貯藏塔に揚上げ又はダムプカーから貯藏塔に運び得れば極めて便利である。輸送機關の故障に備へるためには現場附近に相當量の貯藏をする。セメントに對しては特に倉庫を造る。

壓搾空氣設備　潛函工事に特殊な設備であつて空氣壓搾設備、送氣設備、及送氣調節設備を含む。空氣壓搾設備としては空氣壓搾機並に附屬せる冷却器及空氣槽を備へる。送氣設備は空氣壓搾機から送氣室、送氣室から潛函迄の送氣管の敷設

を意味し送氣調節設備は送氣室に於ける諸設備を指す。空氣壓搾機で壓縮された所謂壓搾空氣は冷却器を通つて壓縮による熱を奪はれ、一旦空氣槽に貯へられて送氣用の鐵管を通つて送氣室に入る。送氣室には空氣槽、送氣管及潛函内の氣壓を知るべき氣壓計を備へ、送氣線は瓣を加減して潛函への送氣量を調節して函内を常に定められた氣壓に保つ。

送氣室と潛函との連絡には沈下に應じ得るやう護謨管を以つてし、一は氣閘に一は作業室の天井に取付けた鐵管に連る。

送氣管は途中減壓を避けるために幹線より漸次細くし（約 20 cm より 10 cm にいたる）各送氣室へは 10 cm 鐵管を以つて分岐する。空氣壓搾機又は送氣管の故障或は停電等に因る不時の斷氣に當つて函内壓搾空氣の逆流を防ぎ函内の減壓を最少限度に止めんとする安全裝置としては、作業室内の送氣鐵管端にはフラッパー瓣、送氣護謨管と潛函送氣鐵管との接續點にはチェック瓣又送氣鐵管の分岐點にはスルース瓣を取付ける。

送氣護謨管は作業中材料等をその上に落されて接續點が離れ事故を起す事がある故特に注意を要する。

潛函工事に使用する空氣壓搾機は普通 2.8～3.5 kg/cm² (40～50 ㎏) の低壓式であつてその容量の決定は最も重要でしかも困難な問題である。

壓搾空氣は氣閘の開閉毎にその容積に等しい量だけ消費される他に送氣管内に於る損失、各接合點及潛函周壁等からの洩出も亦相當の量に上り且又作業人員に對しては相當の換氣量を必要とする。從つて消費量は作業氣壓、氣閘の大さ、開閉回數、送氣管の長さ、各接合點の洩出の多少、潛函作業室の周壁面積及その構造、沈下の深さ、地質並に作業人員等によつて異りその決定は頗る難事とする。

氣閘内の換氣量に就ては佛政府は 1908 年に、水深 22 m 以下に於ては 1 人當 0.6 m³/min、22 m 以上に於ては 0.7 m³/min と規定して居る。腐敗物を多く含んだ土中の沈下に當つては特に換氣に注意する。地質の影響もかなり多く、粘土層に少く砂、砂利層に多い。清洲橋日本橋側橋脚潛函の沈下當初約 30 cm の砂利層に際會し空氣の消費量激增した爲めに 200 馬力二臺運轉の餘儀なきにいたつ

た例がある。容量の決定に當つて特に注意すべき事は、必ず餘裕を見込んでおき不時の運轉休止に備へる事である。今空氣消費量の實例を擧ぐれば

潛函内空氣消費量實例　第 84 表

場　所	潛函の大さ(m)	深　度(m)	地　質	作業氣壓 理論氣壓	1基當り 氣閘數
萬代橋 No. 6	29.3×8.7	−16.7	粘土交り砂及小砂	108 %	2
〃 No. 7	29.3×13.3	−14.9	小砂利交　荒目砂	103	2
十　三　橋	23.2×6.5	−23.0	−16m迄は貝殻交色粘土、以下は粘土交り砂又は粘土	110～120	2
揖斐長良川橋	14×5.4	−18.2	砂　と　粘　土	55～60	1

場　所	同時施工基數	消費量(m³/min) 平均	消費量(m³/min) 最高	準備容量	
萬代橋 No. 6	1	15	30	1−200HP 1− 35 〃	38.5m³/min 8.5 〃 47.0 〃
〃 No. 7	1	32	46		
十　三　橋	1	—	40	1−200HP 1−150 〃 1−100 〃	38.5m³/min 36.0 〃 13.4 〃 87.9 〃
	2	—	62		
揖斐長良川橋	3	10	15	2−200HP 1−100 〃	38.5m³/min 13.4 〃 90.4 〃

空氣壓搾機は送氣すべき潛函迄の距離の和がなるべく短くなるやうな、又洪水に襲はれる虞のない、良質の地盤を選んで据付ける。現場の水深が許せば臺船上に裝備して作業に從つて移動すれば送氣距離を短縮し得て極めて有利である。此の場合には療養氣閘を供へた療養船も作業臺に横付けするのが普通である。

機械器具設備　空氣壓搾設備及混凝土設備に要する諸機械器具の他に起重機並に捲揚機、喞筒類及高壓空氣壓搾機、土砂用バケット氣閘、竪管、底扉等の機械器具を要する。

起重機は作業臺上に設備し土砂バケットの揚卸は勿論、氣閘、竪管等の取付取外し、函體上部の組立等に利用され、クラムシエルバケットを取付ければ砂利及砂

の取扱に極めて便利であり又潜函据付箇所の水底掘鑿にも重寶である。作業氣閘（材料用）一箇につき一臺は必要としその容量は扱ふべき最重量物（普通氣閘）により 6 噸捲又は 8 噸捲位が多く用ひられる。ブームは木製及鐵製があつてその長さは 18 *m* 以上のものが好い。ブームの長さは作業圏を定めると共に竪管の繼足長さをも左右する故愼重に決定すべきである。据付に當つては最悪の載荷狀態の下に顚倒を防ぎ得るやう敷梁端には對重を吊り又は杭に繋結する

喞筒類は空氣冷却器及混凝土混合機への給水、陸上潜函の素掘中の排水、潜函沈下荷重用給水、射水及洗滌用等その利用範圍が極めて多いから使用の目的に從つて各種の喞筒を準備する必要がある。

潜函用低壓空氣壓搾機の他に 5.6～7.0 *kg* / *cm*² (80～100 *lb*) の高壓のものを準備すれば作業臺、木造潜函等の木造物にエーヤドリルを利用するにも都合が好い。

氣閘は作業中の潜函に要するもの丶他に一組を用意して次の作業に取掛る前にその取外し及取付けの時間を省くやうにすべきである。

竪管は潜函の最後の高さに對して餘裕を取り、最下部の一本は埋殺となる故此の點を考慮し氣閘と同樣に別に一組分を用意する。

土砂用バケツトは作業氣閘一箇に對して二箇を必要とする。

底扉は竪管の繼足に使用する壓搾空氣の遮斷扉で普通一箇で足りる。

電氣設備　電氣設備を分けて動力、照明、通信設備とする。

空氣壓搾機の動力としては蒸汽又は電氣が用ひられる。蒸汽の方が確實性はあるが電氣の方が便利であるから普通電氣が用ひられる。電氣を用ひる場合には必ず二箇所から供給を受けて停電による危險に備へ且壓搾機への電路は特に防護する必要がある。

その他の機械の動力も多く電氣であるから、現場に變壓所を設けて低壓にして現場用とすれば感電による危險は少くなる。

潜函工事は晝夜兼行であるから夜間に於ける現場の照明は勿論必要であるが、作業の性質上照明の程度を相當良くすべきである。

函内即ち氣閘、竪管、作業室内の照明は作業員の士氣に及ぼす影響が大であり、

又減壓に際して濃霧を生ずる故特に明くする。電燈線には特に防水工を施す。又被覆が破れて竪管に漏電し竪管内昇降中の作業員が感電して災害を蒙る事がある。

通信用の電話は現場内に於ては事務所、壓搾機室、變壓所、送氣室、療養所等を連絡して敏速事に當らしめる。又潜函の内外を連ねる電話を用意すれば作業上便利であり且不慮に備へ得る。

療養設備　潜函病を治療すべき療養氣閘を準備すべきは勿論此他一般の醫療設備を整へて醫員を配し、又作業員の入浴、更衣及休息をなすべき設備を要する。

此他作業員の病舍を現場附近に設ければ統制上極めて有効である。

以上説明したる壓氣潜函用諸機具の内の主なるもの丶能力及價格(昭和 6 年度)を參考のため掲ぐれば次表の如し。

壓氣潜函工事用機具容量及價格表　**第 85 表**

機械器具名	容量又は大さ	價格	摘要
低壓空氣壓搾機	(40～50)*m*/*m* 150*HP* 1,062(′)³/*min*	9,000圓	150*HP* 高壓電動機付
附屬空氣槽		500	低壓用
〃 冷却器		2,000	〃
材料氣閘	徑1.8*m*×長3.3*m*	3,000	
人氣閘	徑1.5*m*×長2.9*m*	2,500	
療養氣閘	徑2.1*m*×長6.0*m*	3,000	
竪管	徑1.2*m*×長3.0*m*	200	
底扉	徑1.2*m*竪管用	50	
土砂用バケツト	徑0.75*m*×高1.2*m*	100	
起重機	6 噸捲	1,500	22.5*m* ブーム付
捲揚機	複胴式	8,000	75*HP* 電動機付
〃	單 〃 〃	6,000	〃

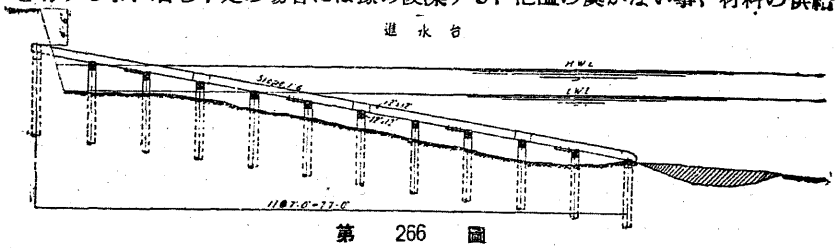
§ 157. 水中潜函の築造及据付

水中潜函は浮力を必要とするために木造又は鐵造とするのが便利である。第一回に築造すべき潜函の高さは沈下箇所の水深による。即ち刃口が水底に達して更に水面上相當の餘裕を存する事を要する。井筒工事の場合と同樣現場の狀況に應じて次の諸法が用ひられる。

（1）**進水法**　適當な岸を選んで進水臺を造り、此上に潜函の第一回分を

築造して進水させ現場に曳航して据付ける方法である。

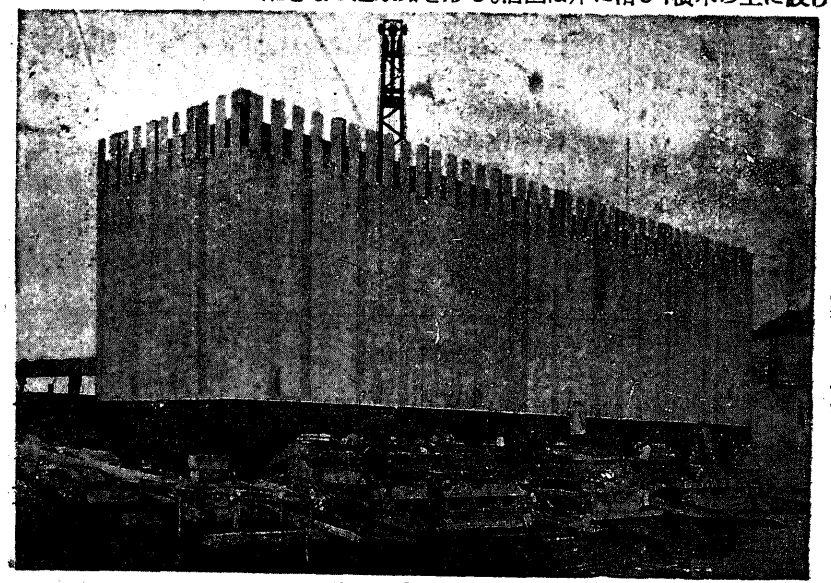
故にその岸は潜函重量に堪え得る地盤たる事、進水臺の前面は進水に足る水深を有する事、若し不足の場合には豫め浚渫する、氾濫の虞がない事、材料の供給



第　266　圖

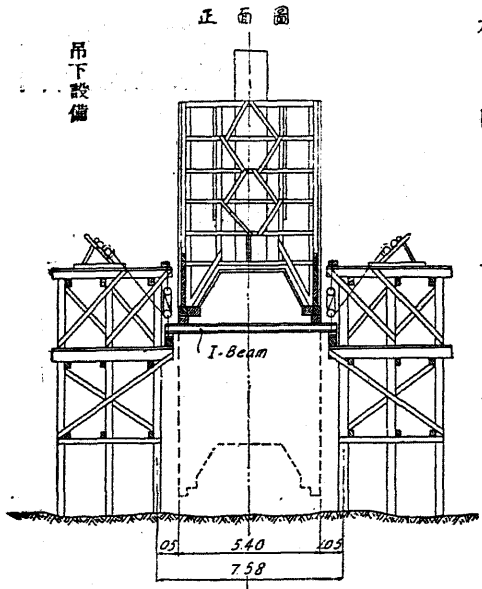
に便利で現場迄遠からず曳航に適する事を要する。木造潜函の吃水は普通 2.5m 前後である。

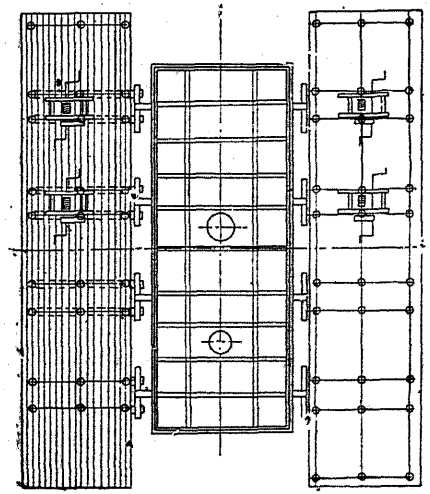
潜函はその長手を岸に平行させて造る。故に岸に沿つて潜函の全長を支へるに足る杭を打ち、杭頭は高水位上から低水位下進水に至る深さにいたらしめるやう 1/6乃至 1/8 の勾配を附し、横木を以つて横に連ね更に笠木を縦に取付ける。笠木は岸から水中に勾配をなし進水路を形る。潜函は岸に沿ひ、横木の上に設け



第　267　圖

られた臺木の上に造られる。築造が終つたならば潜函の重量は笠木の上に裝置された滑走沓 (Cradle)にかけられ、此の滑走沓の繋索を一齊に絶つことによつて進水される。滑走沓は潜函を乘せたまま笠木を滑り水中に入れば潜函と分離する。





第　268　圖

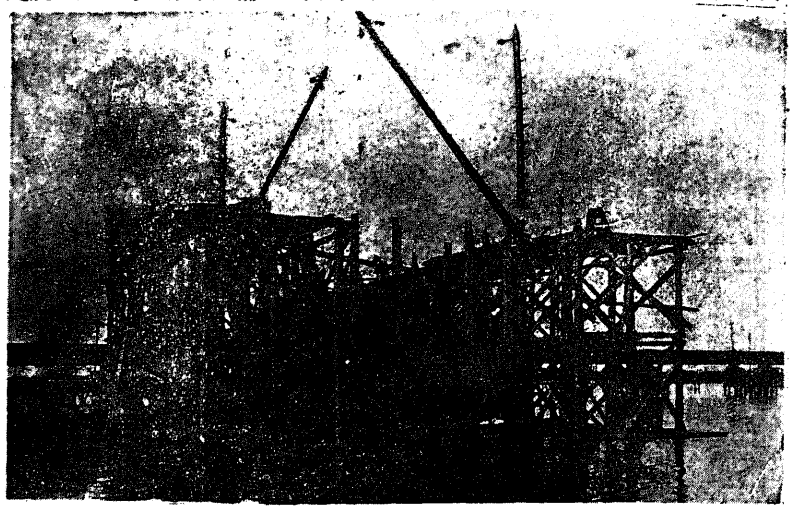
滑走沓は楔形をなし下面は進水路と同一の勾配をなして笠木を挟み、上面は水平をなして潜函を支へる。

潜函の刃口は構造が複雜で水密ならしめることが困難であるから進水後漏水して水替が出來ず水中混凝土打を餘儀なくされる事がある。之を避けるためには進水前に刃口附近相當の高さ迄沓の內側にモルタル又は配合の好い混凝土を打つて置けば此の虞をなくす事が出來從つて又氣密ならしめ得る。第 267 圖は永代橋の潜函でその重量を滑走沓に移さうとして居るところである。

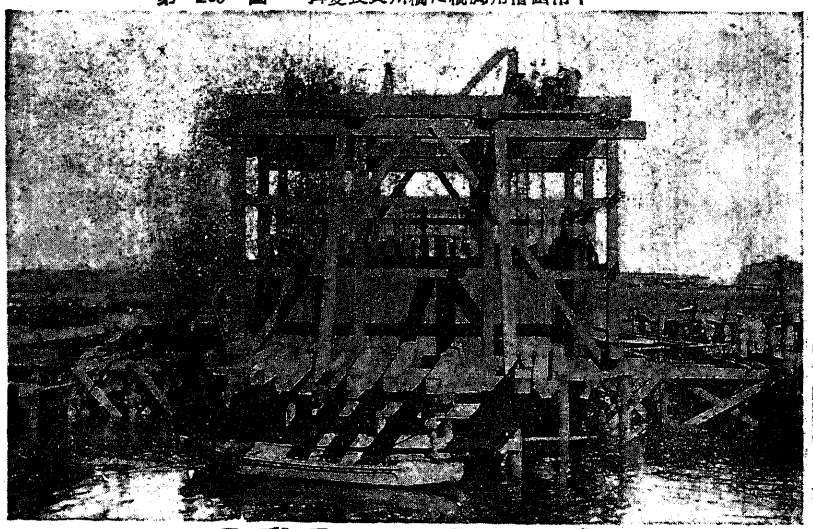
(2) 沈置法　　水深は充分であるが、河水氾濫の虞があるか又は干滿の差が大きい所では此の沈置法が用ひられる。

二隻の臺船を横に緊結して此の上に潜函を築造し、終つたならば臺船に注水して沈下させ潜函を浮揚させる方法である。

（3）吊下法　水深が充分でない所に用ひられる方法で、平行して造られた足場又は二隻の臺船の上に築造して枠組から螺糸を切つたボールトで吊卸し或は滑車及捲揚機を利用して吊卸す。重量のあまり大くない時に適する。各沈下箇所が曳航可能の時は吊下設備は一箇所で間に合ふが、不可能の場合には各沈下箇所



第 269 圖　揖斐長良川橋に橋脚用潛函吊下



第 270 圖　盲間橋橋脚用潛函吊下

毎に設備する事がある。

第 268 圖及第 269 圖は揖斐長良川橋に於て用ひられた吊下法であつて最後の沈下箇所に設備され、潛函吊下後は沈下作業に利用され極めて好成績を收めたものである。

第 270 圖は盲間橋の例で枠組から4本のボールトで吊卸して居る所である。

（4）締切法　沈下箇所の水深淺く又水流も急で、曳航に適しない時は鐵矢板等で一時締切り、水替をした地盤上に築造し、終れば再び注水して浮かせ水中潛函として沈下する方法が用ひられる事がある。

潛函の据付に先立つて沈下箇所の水底は最深部を標準として掘均す。深い所を埋めて均す時は不等沈下の虞あり、且沈下前なるべく深く迄掘鑿しておく方が經濟であるからである。

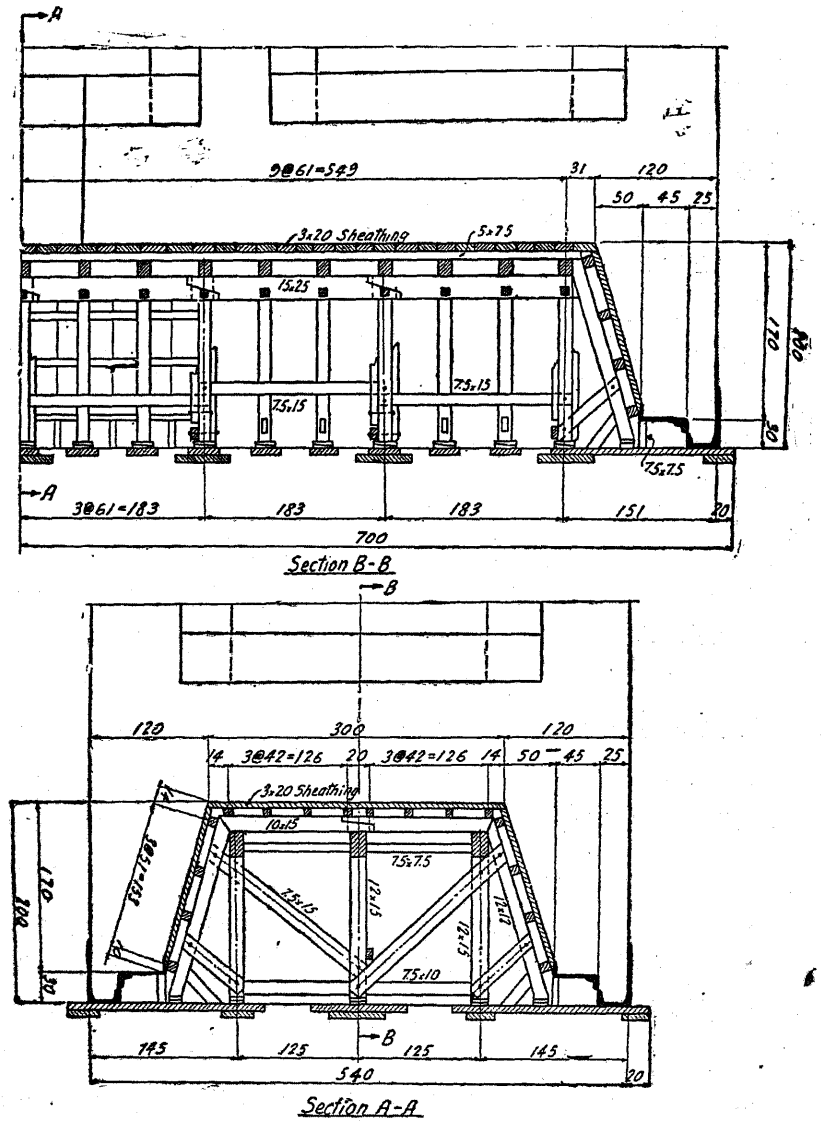
潛函を正しく沈下位置に据付けるには四方から繋索をとり滑車を利用して杭等に緊結する。干滿の差がある所では先づ干潮時にその刃口が水底に達する迄混凝土を打つてから繋索を加減して位置を正しておき、滿潮時に混凝土を打足して水位が下るに從つて水底に落付くやうにする。更に修正の必要ある時は作業室に壓搾空氣を送つて函體を少しく浮かせて容易に目的を達し得る。

§ 153. 陸上潛函の築造及据付

敷板を地上に並べて正しい位置に刃口金物を据付ける。敷板の大さ及間隔は第一回築造部分の重量と地盤の耐荷力とにより、混凝土の硬化前に沈下を來すのを防ぐ程度である。耐荷力が著しく少い時は、敷板の長及數を或る程度以上增す時は沈下開始後取除きに頗る厄介であるから寧ろ刃口下の土を砂又は砂利を以て置換へた方が得策である。刃口金物を据付け終つたならば作業室の型枠を組む。型枠の支柱の下にも適當の敷板を用意する（第 271 圖參照）。鐵筋を配置し、竪管、送氣管及排氣管を配置して天井相當の高さ迄混凝土を打つ。

此の時の天井の厚さは、送氣時の揚昇力即多くは 0.35～0.40 kg/cm^2（5～7 lb）の上壓力に堪え、上方からの竪管及氣閘の重量及約二日分の打ちたて混凝土の重量を支へ得れば足りる。作業室の型枠を取外す時は、敷板の取除きは對稱的に進

作業室型枠
（鐵筋コンクリート潛函）



第　271　圖

め不等沈下を極力避ける。不等沈下は混凝土に龜裂を生ぜしめる危險があると共にその位置が狂ふ虞がある。型枠組替式にあつては函體を相當の高さ迄打ち上げてから型枠を取外す。故に重量多く不等沈下の危險も從つて多い。

橋臺用潛函は屢々河岸を埋立てゝその上に据付けられるが、かゝる場合には潛函前後に於る地質及横壓力が違ふために、沈下後函體が河心に向つて傾斜し極めて難儀する事がある。故に埋立にはなるべく良質の土砂を用ふべきであるが更に河心に面して鐵矢板等を以つて、締切工を施せば此の傾向は餘程緩和されるが、在來地盤上に据付けるに若くはない。河中に於ける埋立にあつては此の傾向は少ない。

§ 159. 水中潛函の沈下

潛函を水底に据付け終つたならば函内に混凝土を打足し、適當の重量となるに及んで竪管を継足して氣閘を裝備し送氣管を調べて送氣開始（Air on）をする。作業室が水で滿されて居る時は氣閘から送氣し、しからざる時は作業室へ直接送氣する。

氣壓を徐々に高めて函内の水を排除し、略ぼ終れば作業員を入函させて電燈設備をし、次で潛函夫を以て排水を續けて掘鑿に從事させる。

送氣の際の氣壓は排水のために理論氣壓以上の氣壓を要する事があるから潛函重量には餘裕をとつておく必要がある。送氣當初は刃口が水底地盤に喰込む事少く、從つて噴出を來し易い。故に送氣は極めて徐々に行ひ、排水は完全にするために特に氣壓を高める事なく、殘留水は土砂用バケツトで汲出すやうにし、且刃口下は取急ぎ掘鑿して速かに沈下を計ると共に噴出の傾向ある時は粘土質の土砂又は土嚢を函側に捨て之を防ぐ。

噴出は函内氣壓の激減を來し、減壓は同時に浸水を伴ひ作業員を溺死させる虞がある。

浸水を防ぐに足る氣壓の下に於て、作業室内の掘鑿と函體混凝土打による重量の增加と相俟つて徐々に沈下するのが理想的ではあるが、已むを得ない時は減壓沈下を試る事がある。

減壓は時に急激沈下を來し、急激沈下は函內氣壓を急昇させて耳鼻の外傷を招き又作業室內に土砂を充滿させて時に作業員の壓死を來し、且刃口下の不測の障碍物のために潛函を傷け又は傾斜を招く事がある。故に已むを得ず之を行ふ場合には作業員を全部出函させて嚴重な監督の下に行ふ。氣壓は一旦上昇させて表面摩擦力を減じ、然る後に極めて徐々に減壓して浸水を來さぬ程度に止め、一回で不成功の場合には數回繰返す。沈下したならば函內氣壓を速かに作業氣壓に戻す。減壓沈下を試みる前には先づ刃口下を浚つて沈下の有無を檢する必要がある。刃口下を浚ふには隅部を殘して對稱的に掘り最後に隅部を浚ふ。

掘鑿上の注意としては

イ、壓搾空氣の漏出をなるべく少くする事　壓搾空氣を無用に漏出させる事は不經濟である許りでなく噴出を招く虞がある。故に刃口下の掘越は粘土質の層に限り、此の場合にあつても掘越量は約 30 *cm* を限度とし、刃口附近は沈下を計る直前迄殘しておく。砂又は砂利層に際會したならば良質の粘土を以て刃口附近を封緘し且なるべく早く之を突破する事に努める。又函側附近の水底も沈下と共に引込まれる傾向があるから良質の土砂を投下して之を補ふ。壓搾空氣を極端に節約し過ぎて函內の換氣を怠つてはならない。

ロ、潛函を常に鉛直に正しい位置に保つ事に留意する　作業室內は常に平に掘鑿して不等沈下を避けるやうにすべきであるが、若し傾斜を生じたならば掘鑿を加減し、片荷をかけ、支柱を突張る等の方法で速かに恢復を計る。傾斜は沈下の初期に著しいが恢復も亦容易である。然し深度が 5*m* 以上ともなれば恢復は頗る困難である。潛函の位置は据付時に正確であつても傾斜を繰返す時は多少位置も狂ふものである。位置を正すには反對側を掘つて一旦傾斜させ次に手前側を掘つて傾斜を直し之を繰返す。これも沈下の當初に限り有効である。函體上端の四隅には刃口からの高さを、又長さ幅の中心には中心線を記して刃口の深度及位置の測定を怠つてはならない。

ハ、掘越量を多くせぬ事。掘越量が多い時は壓搾空氣の漏出が多い許りでなく、急激沈下を招き易く氣壓の激增を來して危險であり又周圍の土砂を捲込んで

掘鑿量を著く增大する傾向がある。故に掘越量は粘土質であつても 30 *cm* を限度とし如何なる場合でも天井の高さは 3.0 *m* を超過させないやうにする。

ニ、沈下によつて掘鑿作業が阻害されぬやうにする　竪管直下のバケツトは常に掘鑿面より低くして置き、不時の沈下に際してその使用が不可能とならぬやうに注意する。又作業員が休憩のために出函する時は掘鑿器具は竪管の下に整理しておく。



第　272　圖

§160. 陸上潛函の沈下

第一回築造部分の混凝土の硬化を待つて作業室內の築掘を開始し、刃口下の敷板を對稱的に次第に取去る。多少の浸水は喞筒で排除しながら沈下を進め作業困難となるに及んで送氣開始をする。河岸に跨つて居る潛函は殊に前後に傾く傾向が著しく、河心に向ふ傾斜は加速度的に增加して拾集すべからざるに至る故初期に當つて速かに恢復を計らねばならぬ。作業中は第86表に準じ記錄を作て置く。

潛函夫 (Sand hogs)　作業室內で壓搾空氣の下に主として掘鑿作業に從ふ勞働者を潛函夫と稱する。潛函夫は壓氣作業に適する者として認められた强健なしか

第 86 表　・　潜函沈下作業状況表

沈下作業状況表（橋梁第二號潜函）

日	基準面下平均刃口高	潜函ノ重量					上圧力			重量併用地盤	地質	沈下	他ノ作業ノ状況												備考
		函体重量	鉄筋コンクリート重量	鉄筋ロッド重量	水ノ重量	全重量	水位	理論実際圧力		傾斜地盤		一日ノ沈下	計	空気ノ噴出ニ対スル抵抗ノ増減	掘削ノ難易	刃口ノ破損	函内ノ人体	函内ノ作業時間	函内ノ土砂搬出	函内ノ土砂搬出	函内ノ土砂搬出	函内ノ土砂搬出	函内ノ土砂搬出	函内ノ土砂搬出	
	米	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	米	瓦/㎡	瓦	米		米	米				回	時	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	瓦	
16	+1.225	585	85	75	526	736	6.86	9.0	478	22	砂	0.575	0.575	2.09	7	1127	45	237	3.21	晴	1150+40	190	鉄筋コンクリート	
17	+0.65	〃	〃	〃	〃	755	6.79	8.9	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	
18	〃	8.45	〃	〃	863	1042	6.81	〃	399	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	190	〃	〃	
19	〃	〃	〃	〃	〃	〃	6.79	〃	372	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	
20	〃	11.95	〃	〃	1201	1380	6.74	8.8	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	
21	−2.60	〃	〃	〃	〃	〃	6.20	13.7	11.0	585	1.50	〃	3.250	3.825	3.28	7	1412	146	191	5.21	6.95	雨	130	〃	
22	−4.30	1.325	〃	〃	1367	1546	6.51	15.6	13.0	691	2.14	砂礫粘土	1.700	5.525	〃	〃	413	146	337	5.21	6.95	雨晴	〃	〃	200
23	〃	1.555	〃	〃	1532	1711	6.48	15.5	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	晴	150	〃	
24	−5.50	1.735	〃	〃	1697	1876	6.28	17.0	15.0	804	2.61	〃	1.200	6.725	2.20	7	1288	102	439	5.10	7.29	雨	150	〃	
25	−7.80	〃	〃	〃	〃	〃	6.20	20.2	16.0	830	3.50	粘土	2.300	9.025	3.29	〃	400	142	581	4.89	6.76	晴	190	〃	
26	〃	〃	〃	〃	24	1881	6.19	〃	18.0	957	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	鉄筋コンクリート
27	−9.15	1.915	〃	〃	1862	2046	6.14	22.3	〃	〃	4.03	粘土砂礫	1.350	10.375	3.29	7	402	142	723	4.89	6.76	〃	170	〃	130
28	−11.00	2.100	〃	〃	2029	2213	6.45	25.2	20.0	1063	4.74	〃	1.850	12.225	3.30	〃	436	155	878	5.17	7.38	〃	190	〃	〃
29	〃	2.270	〃	〃	2176	2360	6.56	25.3	21.0	1116	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	晴	140	〃	〃
30	−13.10	〃	〃	〃	〃	〃	6.81	28.7	24.0	1276	5.56	〃	2.100	14.325	3.29	7	422	149	1026	5.14	7.09	晴	220	〃	〃
5.1	−15.10	2.420	〃	〃	2250	2434	6.81	31.6	19.0	1010	6.33	砂礫粘土	2.000	16.325	〃	〃	428	152	1178	5.24	7.24	〃	230+100	190	
2	−17.60	〃	7.1	387	〃	2732	6.93	35.4	〃	〃	7.20	〃	2.500	18.825	〃	〃	439	156	1334	5.38	7.43	〃	190+10	〃	
3	−19.10	〃	〃	〃	〃	〃	6.97	37.6	20.0	1063	7.89	粘土	1.500	20.325	〃	〃	444	147	1481	5.90	7.00	〃	210+30	〃	
4	〃	〃	〃	〃	〃	〃	6.84	37.4	22.5	1196	〃	〃	〃	〃	2.22	〃	211	75	1556	3.41	5.36	〃	220+30	205	
5	〃	〃	〃	〃	〃	〃	6.56	37.0	〃	〃	〃	〃	〃	〃	3.32	〃	246	87	1663	2.72	6.21	〃	230+30	210	

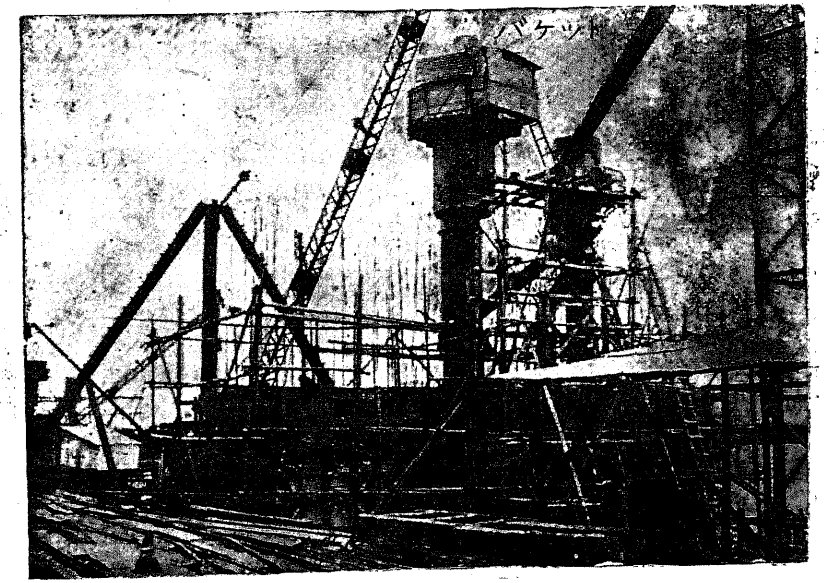
も志操堅固の者たるを要する。潜函夫一組の數は作業室の大さ、地質及作業氣閘の數によるべく、要は土砂用バケツトが一往復する間に他のバケツトが潜函夫を過勞させない程度で滿されるに足るべきである。普通の地質に於ては作業室面積 1m^2 當り (0.1～0.2)人 とする。作業氣閘毎に組長を置き、バケツトの取扱及揚卸等の信號に當らしめる。

§ 161. 掘鑿土砂の搬出

作業室で潜函夫に掘鑿された土砂は土砂用バケツトに入れて起重機で捲上げて函外に搬出し又は函内の壓搾空氣を利用して噴氣法に依り或は稀に壓力水を利用した噴水法を用ひる。

（1）**バケツト式**　粘土質土砂又は岩石等バケツトへの取扱に便利な地質に適する、ショベル又は鶴嘴で掘鑿された土砂はバケツトに入れて竪管を通して起重機で吊上げられて氣閘を經て函外に搬出され土運船又は土運車に積込まれる。普通の場合は多く此の方法に依る。

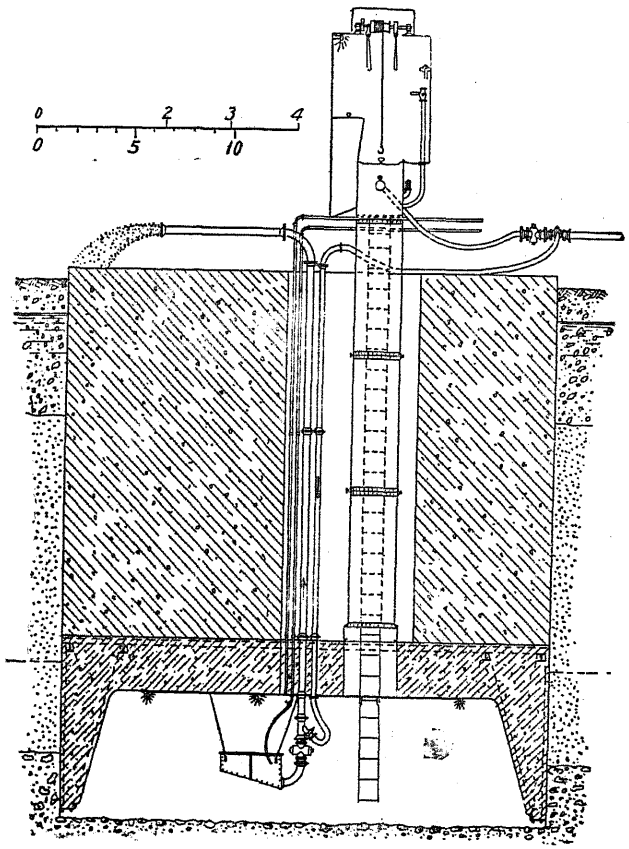
かくして起重機は間斷なく二箇のバケツトを揚卸する。此の一往復に要する時



第 273 圖

間は沈下の深さ即竪管の長さ、氣閘係及起重機運轉手の熟不熟に依り、作業の工程に影響する所頗る大きい。普通施工の深度では一日に於る平均一往復は約六分と豫定し得る故、バケツトの大さから一日の平均掘鑿量が定まり、潛函の斷面から一日の平均沈下量を推定し得られ、從つて之に伴ふ諸般の準備を整ふべきである　但し掘鑿土は地質によりその容積を相當增すものである事を注意する。永代橋等に使用されたものは徑 80 *cm* 高さ 117 *cm* で、容積の增加を約5割とし一杯當りの純掘鑿量は 0.38 m^3 と假定して大差なき結果を得た。

頂扉式ではバケツトはそのまゝ吊出されるが、側扉式では土砂は一旦氣閘內で空けられて樋を通して土運船又は土運車に落し込まる。第273圖は揖斐長良川橋に於る頂扉式氣閘による土砂搬出作業を示す。

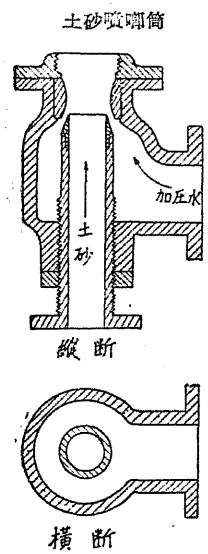


第　274　圖　(1)

（2）**噴氣法** (Blow-out process) 此の方法は砂又は砂利の層に適し、その深度は約 6.0 *m* 以下に限られる。

徑 10 *cm* 前後の鑄鐵管を作業室の天井に取付けて之を鉛直に水面上に導き、先端には肘管を取付けて噴口を水平にする。作業室の鐵管端には徑の稍大なる護謨管を連ね吸口には瓣を裝置する。吸口の周圍に掘鑿砂礫を集めて瓣を開けば函の內外に於ける氣壓の差によつて砂礫は激しい勢で函外に噴出される。

此の工法は工程は非常に速かであるが、噴氣に際しては函內の氣壓は激減して濃霧を生じて作業を困難ならしめ、作業氣壓を標準とすれば浸水の危險あり、又噴氣時の氣壓を標準とすれば作業氣壓を徒らに高からしめて噴出の虞があるのと、又噴出管の磨耗が極めて著しいことの二つの缺點がある。



第 274 圖 (2)

（3）**水射法**　土砂噴喞筒による方法で、即壓力を與へられた水が嘴 (Nozzle) を通過する際に生ずる減壓を利用して水と共に土砂を吸上げて函外に排出する方法で、砂層の場合に適する。水壓は普通約 6.0 kg/cm^2 とする。

§ 162. 沈下に伴ふ諸作業

（1）**函體上部組立及混凝土打**　掘鑿沈下に伴つて函體の上部組立をなし、引續き混凝土を打つ。

函體は起重機のブームの長さ、沈下の速度及作業上の便宜から普通 6.0 *m* 前後を以つて一回の繼足高とする。

混凝土は作業の澁滯を避けるため多少軟練とする。

之等作業は潛函の沈下を阻害せしめぬやう、且混凝土は作業氣壓に對して充分の重量を與へるやう心掛ける事を要する。

（2）**竪管の繼足**　氣閘は常に函體よりも高く且水面上に置くを要する。その高さは起重機のブームの長さによつて制限されるので潛函の沈下に伴つて之を繼足す必要を生ずる。

竪管を繼足すには、底扉を竪管の最下部、作業室の天井に取付けて竪管及氣閘內の排氣を行ひ、氣閘を取去つて所要數の竪管を繼足し再び氣閘を取付ける。終

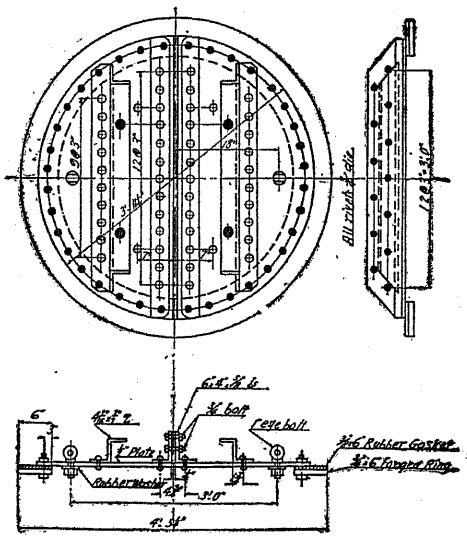
りに氣閘及竪管内に送氣して作業室と同一氣壓となして底扉を取去る。

竪管の繼足は氣閘の使用を中絶するものであるからその回數はなるべく少くするやうにする。

（3）底扉 (Bottom door)

底扉は竪管の突緣に吻合するやう造られた圓形扉で鋟を山形鋼等で補強し周圍には護謨の填隙環を備へる。中央で二枚に分かれバケツトに入れて積卸し得る。之を竪管に裝置するには起重機の鋼索で吊下げてする（第275圖參照）。

底　扉

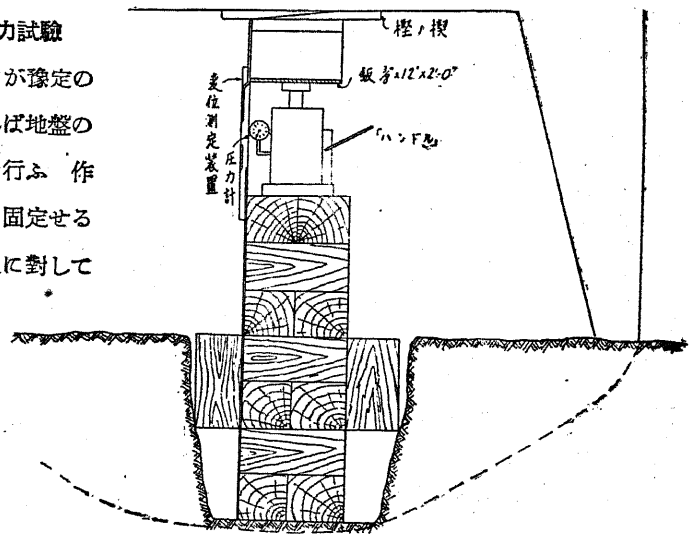


第 275 圖

（4）耐荷力試驗

潛函の刃口が豫定の深度に達すれば地盤の耐荷力試驗を行ふ。作業室の天井を固定せるものとして之に對して壓力による地盤の沈下量を測定して耐荷力を推定するのである。

耐荷力試驗裝置

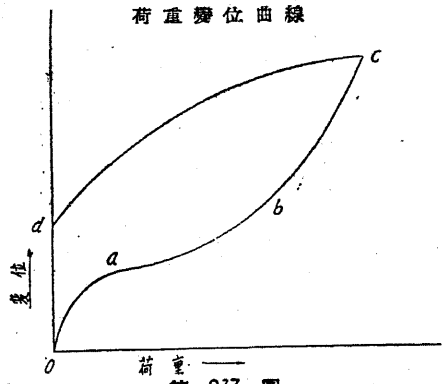


第 276 圖

第276圖に示すやうに作業室の中央に深約 1 m の壅掘をなし、その底を均し、之にボールトで締付けた角材を積重ねてその上にオイルジヤツキを置いて作業室の天井で支へる。壅掘をするのは地盤の隆起作用をなるべく少くするためである。

オイルジヤツキには壓力計を裝置し、その示す目盛と地盤の支壓面積とから單位面積に對する荷重の大さを知り、之と地盤の沈下量とから荷重變位曲線を作つて耐荷力を推定する。

荷重變位曲線



第 277 圖

荷重變位曲線は大體第277圖のやうに、oa、ab、bc、及 cd の四部とする事が出來る、oa の部分は地盤の不陸及裝置の間隙が壓力のために馴染むためのもので比較的急曲線を描く。ab は壓力による地盤の沈下を示すべき目的の曲線で直線に近い。b 點を越せば再び急曲線を描いて c 點にいたつて降伏する。次に壓力を次第に減ずると cd 曲線を描いて d に戻り od なる變位を殘す。

普通 b 點を以て最大耐荷力を示すものとして居るが、地盤の隆起作用は絶對には防ぎ得ないのと、オイルジヤツキに依る負荷は比較的急激であるために、此の結果は一般に比較的小さい。

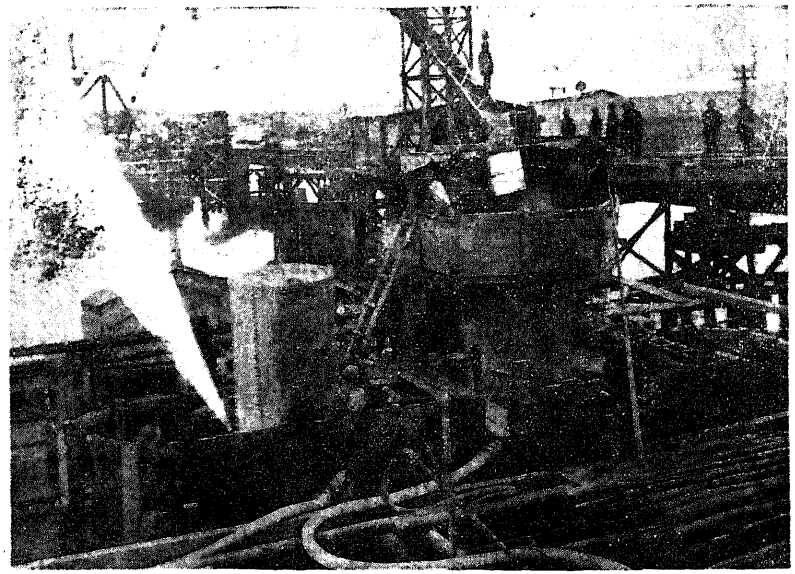
§ 163. 作業室填充

耐荷力試驗が滿足し得れば作業室を混凝土で填充する。混凝土の配合は 1:2:4 とし、水量は稍多くする。

先づ函内氣壓を高めて潛函の沈下を防ぎながら刃口下を約 30 cm 掘下げて長約 60 cm の角材を適當の間隔に挿入して重量の一部を支へ、作業室全面を刃口下約 30 cm に掘均す。終つて作業室天井及側壁を掃除し、竪管内を落下する混凝土が地中に突入するのを防ぐためには、約 2 m² の木製臺を竪管の直下に用意する。更に送氣管端のフラツパー瓣及排氣管端の瓣を取外して上端に別に瓣を裝置して

排氣用とし、送氣は氣閘からする。此の作業用として漏斗狀をした特別の氣閘を使用する事もあるが、材料氣閘の內面に外扉と內扉とを連ぬる木製又は鈑製の漏斗を取付ければ、氣閘內に混凝土の附着するのを防ぎ得て同樣の効果を擧げる事が出來る。少量の混凝土を函內に運ぶにはバケツトを使用するが、塡充には之等の氣閘が用ひられるのである。

混凝土は樋を通つて氣閘內に流し込まれ、相當量に達すれば外扉を閉ぢ內扉を開いて之を作業室に落す。混凝土は高所から落されるので四方に平等に擴がりその上面も略水平をなして居る。作業室內に於る量が 50 *cm* と思はれる頃に潛函夫を入れて刃口下によく踏込ませ尙時々掻き均しに從事させる。混凝土が天井に達したと覺しき頃には時々排氣管の瓣を開いて排氣と同時に混凝土を作業室の兩端に導くやうにする。かくて最初は水、續いてモルタル尙混凝土が排出されるに及んで作業を中止する（第278圖參照）。



第　278　圖

砂質地層にあつては往々モルタルが地中に逸逸して著く粗鬆な混凝土となる事がある故、刃口に達する迄は比較的モルタルの量を多くすると共に函內氣壓を必要以上に高めないやうに注意する。

刃口下の切擴げ　地盤耐荷力試驗の結果基礎底面の支持力が不充分と認めるか又は充分であつても尙安全のために刃口下を切擴げて支壓面積の增大を計る事がある。切擴げは粘土質の地盤に限られその量は 1.0～1.5 *m* を限度とする。今 14 *m*×5.4 *m* なる斷面の潛函に於て 1 *m* 宛の切擴げを行つたものとすればその支壓面積は (16×7.4) ÷ (14×5.4) = 1.56 で 56 % の增加となる。その有効さは推して知るべきで、潛函工事の一特長とする。

切擴げの角度は約 45° とする。故に 1 *m* の切擴げに對しては刃口下の掘下げも亦 1 *m* でなければならない。從つて掘鑿中沈下の虞が多い故適當の間隔を置いて掘り直ちに混凝土を打ち、相當硬化するのを待つてその隣接箇所を施工するやうにする。

尙切擴げ量が多い時は掘鑿上面が崩落する虞があるから簡單な支保工を施す必要がある。

尙軟弱な地盤に對しては作業室を凹形に掘下げて底面をして拱作用をなさしめるのも一法である。

斷氣（Air off）　作業室塡充後約 12 時間にして送氣を中止し、壓搾空氣の脫出に委せる。

斷氣後氣閘及竪管（最下部一本は埋殺）を取外し、函體の上部に蓋をして軀體を築造し、締切枠を除却して全作業を終る。

§164. 作業室への出入及作業信號

（1）作業室への出入　　作業室への出入は氣閘による。

氣閘の內扉は竪管によつて作業室に通じ外扉は大氣に接する。作業室に入らうとするには先づ氣閘の內扉を閉ぢて氣閘內を排氣して外扉を開き氣閘內に入り外扉を閉ぢる。終つて小送氣管を用ひて氣閘に送氣し、氣閘內の氣壓が作業室と等しくなるに及んで內扉を開き竪管を通つて作業室に降る。

作業室から出るには外扉を閉ぢて氣閘內を作業氣壓と等しくして內扉を開いて氣閘內に入り內扉を閉ぢる。小排氣管を用ひて氣閘內を排氣して大氣壓と等しく

なるに及んで外扉を開いて外に出る。

土砂用バケツトの出入も操作の順序は同じで、たゞ送氣及排氣管は何れも徑 10 cm の大なるものを用ひて單時間に開閉する差がある許りである。作業中バケツトが函内にある時は外扉が閉ぢ、函外にある時は内扉が閉ぢられて居る。

氣閘係員の責任とする所の扉の開閉、バケツトの取扱及送氣、排氣等の操作は保安上極めて重大であると共に、作業の能率に及ぼす影響は頗る大きい。故に氣閘係員は作業員の出入に當りては增減壓率を嚴守すると共にバケツトの取扱は最も確實に且敏捷にしなければならない。

（2）作業信號　　潛函の内外に於ては特殊の信號を定めて意志の疏通を計る。信號は簡單でしかも正確に目的を達し得るものたるを要する。

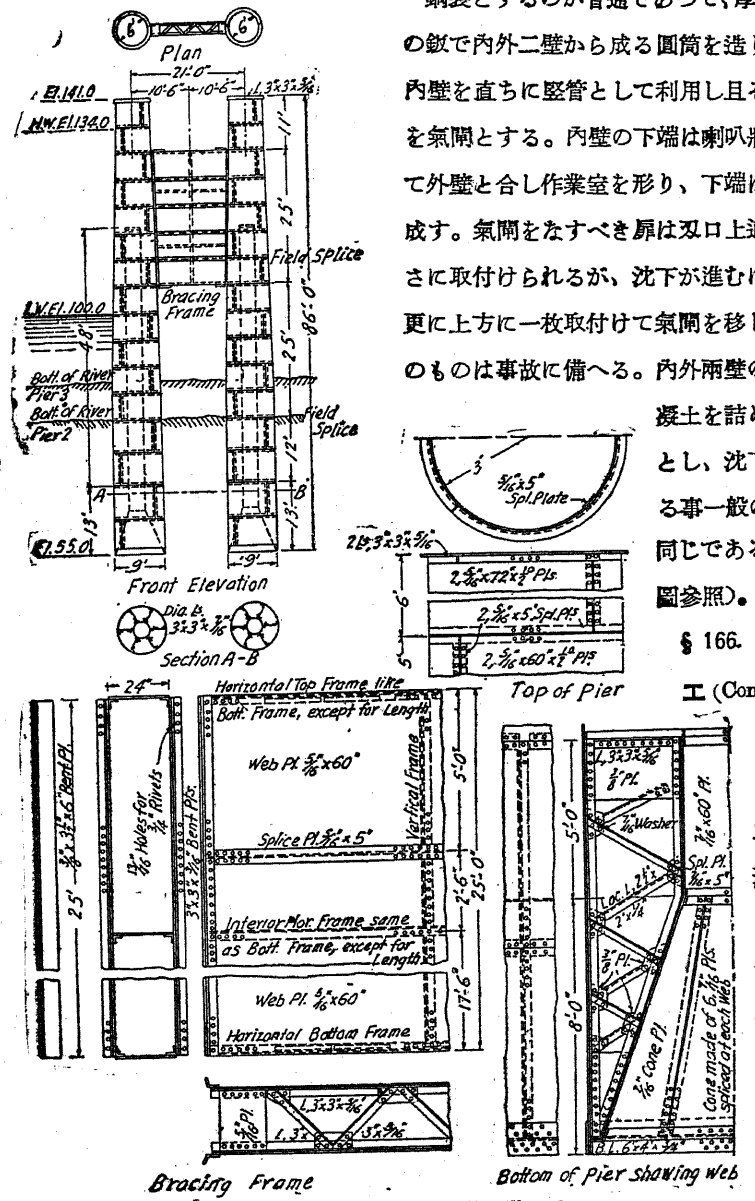
作業室からは壓搾空氣を利用した氣笛の紐を引いて之を鳴らし、氣閘係は氣閘を槌打して互に意志を通ずる。すべて信號は相手方の應信によつて意志の通じた事を知る。普通用ひられる信號符は、

—	揚方
— —	中止
— — —	卸方
— — — — —	扉の開閉
— — — — — —	氣壓 $\frac{1}{2}$ 封度上げ
— — — — — — —	下げ
— — — — — —	函内燈火消ゆ
— — — — — — —	宜し
— — — — — — — — — — — — — — —	徐々に、氣を付け等

§ 165. 圓筒潛函 (Cylinder Pier Caisson)

圓筒形橋脚の築造に當つて往々壓氣潛函工法が用ひられる。此の種のものにあつては潛函と軀體とは一樣に造られてその分劃點が明かでないのが常である。井筒と異るのは筒内に氣閘を形るべき二枚の扉を裝備して居る點だけである。であるから途中迄井筒工として沈下し更に壓氣工法に改める事もある。

鋼製とするのが普通であつて、厚約 9 mm の鉄で内外二壁から成る圓筒を造り、その内壁を直ちに竪管として利用し且その一部を氣閘とする。内壁の下端は喇叭狀に開いて外壁と合し作業室を形り、下端は刃口を成す。氣閘をなすべき扉は刃口上適當の高さに取付けられるが、沈下が進むに從つて更に上方に一枚取付けて氣閘を移し、下方のものは事故に備へる。内外兩壁の間に混凝土を詰めて荷重とし、沈下を進める事一般の潛函と同じである（第279圖參照）。



第 279 圖　圓筒潛函

§ 166. 壓氣仕上工 (Combination caisson)　開潛函工と壓氣潛函工とを併用して兩者の長所を兼ねしめたものである即比較的沈下の

容易な區間は之を開潜函工法に依り、沈下の困難な區間にいたつて壓氣潜函工法を用ひて、沈下を促進すると共に基礎地盤の切均し、耐荷力試驗切擴げ、作業室填充等の仕上を完全に行はんとするのである。

開潜函工法にあつては深度が增すに從つて掘鑿、排水共に困難を來して沈下の能率は次第に低下する他に玉石木材等の障碍物も著く沈下を阻害する。かゝる場合には函體上部に耐氣蓋を設けて作業室を形り、之に竪管、氣閘を取付け送氣設備をなして壓搾空氣を送つて所謂壓氣潜函工法に移るのを得策とする。

函內の排水をするには、作業室天井に取付けられた送氣鐵管の下端に護謨管を接續して下底に達せしめて吸口とし、上端は鐵管又は護謨管を以て水面上に導いて吐口とする。かくして氣閘を通じて送氣すれば函內の水は函側及排水管を通じて排水される。排水に要する氣壓は吐口にいたる水頭以上たるは勿論である。

排水が終つたならば潜函夫を送つて壓氣潜函工法に依り所定の沈下を終り完全な仕上をする。

作業室の天井は普通相當の高さにある故中埋混凝土は基礎下底から適當の高さに止めるのが普通である。

又耐荷力試驗は吸口にオイルジヤツキを當てゝする。

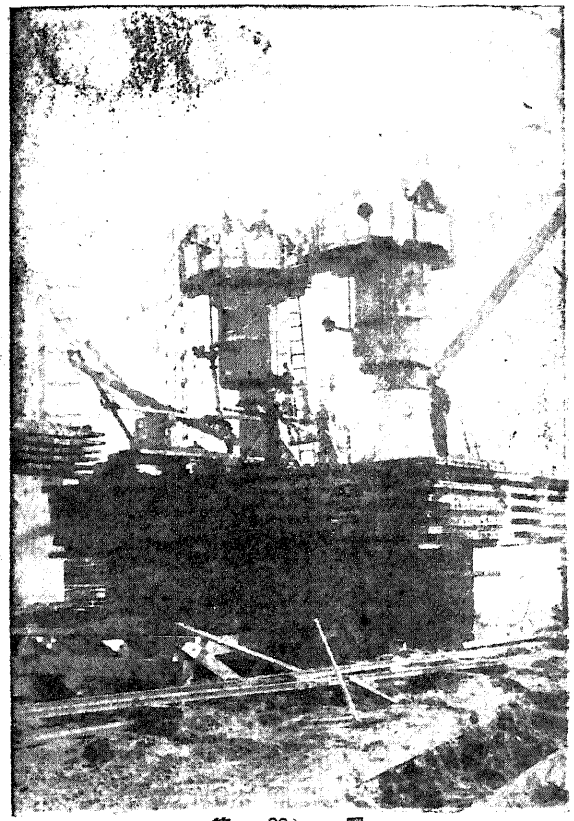
此の工法に於て注意すべき事は

イ、開潜函は壓氣潜函として設計されたものよりも重量が少く沈下が困難であるから豫め特に壁體を厚くして置き且相當の荷重を準備する必要がある。

尙ほ一般に作業室の容積が大きく壓搾空氣の漏出も從つて多量であるから、之を防ぐためにも相當の厚さの壁體を要する。充分施工に注意した密度の高い混凝土であつても 1*m* 以上は必要である。

ロ、作業室の天井は最初から高氣壓を殆ど全部受けることになる故、之に必要な斷面を與へるのは勿論、混凝土が充分硬化してから送氣する。2*kg*/*cm*² の氣壓は 2×100×100 = 20*tg*./*m*² の荷重に相當する。

ハ、開潜函から壓氣潜函に變更するに要する時間は出來るだけ短くすること。表面摩擦力が次第に增加して沈下困難となるからである。



第 281 圖

ニ、一般に作業室の容積が大きいために壓搾空氣の使用量が特に多い傾向があるから空氣壓搾設備の容量には充分の餘裕を存すること。

言問橋潜函は 9.5*m* ×5.6*m* の斷面で潜函の厚は 1.2*m*、中央に 75*cm* の隔壁があつて天井は刃口から約 18*m* の高さに設けられた。地質は多量の粘土を含んだ砂層で、作業氣壓約 2*kg*/*cm*² に對して屢々 200 *HP* 壓搾機（各 38.5*m*³/*min* の容量を有する）二臺運轉の必要に迫られた。

第 280 圖は同所に於る潜函で、壓氣仕上工の準備成り將に送氣を開始せんとする所である。

§167　壓氣潜函工費、工程、其他

前にも述べた通り此工法は我國に於ては近頃になつて漸く普遍したものであるから、今迄の實例の多くは未だ實習時代のものと云つてよい、從つて今後設備費の經濟化と作業の熟練とに依つて尙安く施工し得る餘地があるものと考へられるが、工費の概念を得るため次に主要な實績を揭げることゝする。

（1）　著名橋梁の橋脚基礎工費比較　次に述べる處は正子重三氏の經驗に

依るものである。

イ、物價及勞銀の假定

潛函作業に於ける物價及人夫賃假定表

	圓		圓
潛函作業用諸機械（コンクリート機を含む）1工事に付損料	20,000.00	電力費 1K. W. H	0.03
同運搬費及修繕費	10,000.00	潛函夫 1 日給料	3.00
セメント 1 樽	5.00	鳶人夫 1 日給料	2.00
砂利 1 立坪	20.00	大工職 〃	2.00
砂 1 立 坪	15.00	並人夫 〃	1.50
鐵筋 1 瓲	80.00	船 夫 〃	2.00
鐵材(製作品) 1 瓲	100.00	職 工 〃	2.50
金具 1 封度	0.05	運轉手 〃	2.50
木材 1 石	10.00	機械工 〃	2.50

ロ、基礎容積 1 m^3 當り工費（掘鑿沈下費を除く）

永代橋	萬代橋	十三橋	揖斐川國道橋	木曾川大橋
圓	圓	圓	圓	圓
26.30	21.14	15.22	10.05	15.46

ハ、掘鑿沈下作業費掘鑿土砂 1 m^3 當り（機械器具費を除く）

永代橋	萬代橋	十三橋	揖斐川國道橋	木曾川大橋
圓	圓	圓	圓	圓
2.57	1.20	1.41	1.36	3.69

ニ、工事設備及準備作業費基礎容積 1 m^3 當

永代橋	萬代橋	十三橋	揖斐川國道橋	木曾川大橋
圓	圓	圓	圓	圓
20.64	11.45	6.35	11.50	9.84

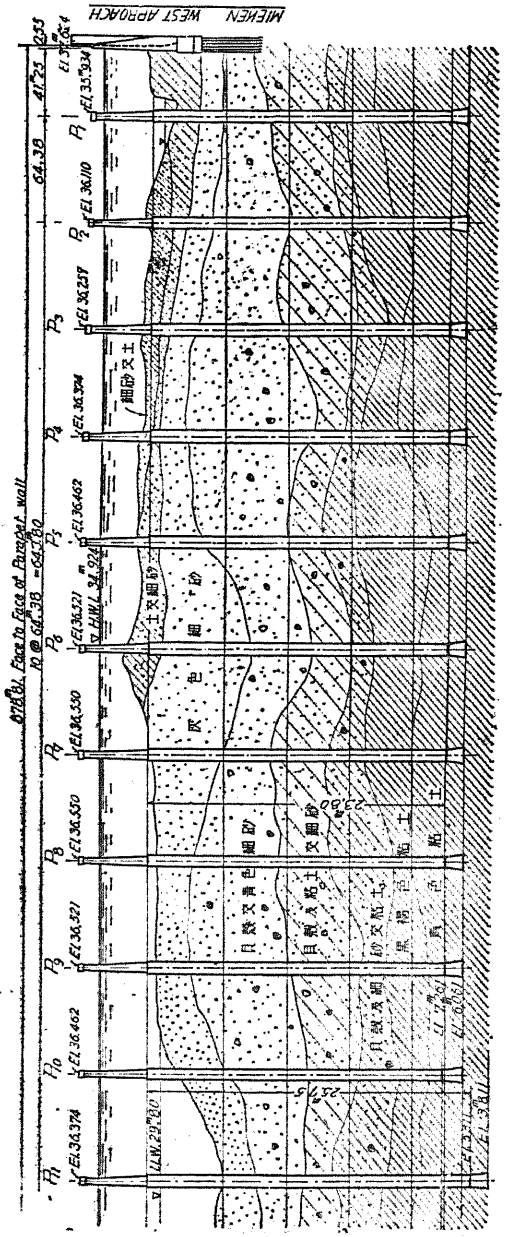
ホ、基礎容積 1 m^3 當り總工費

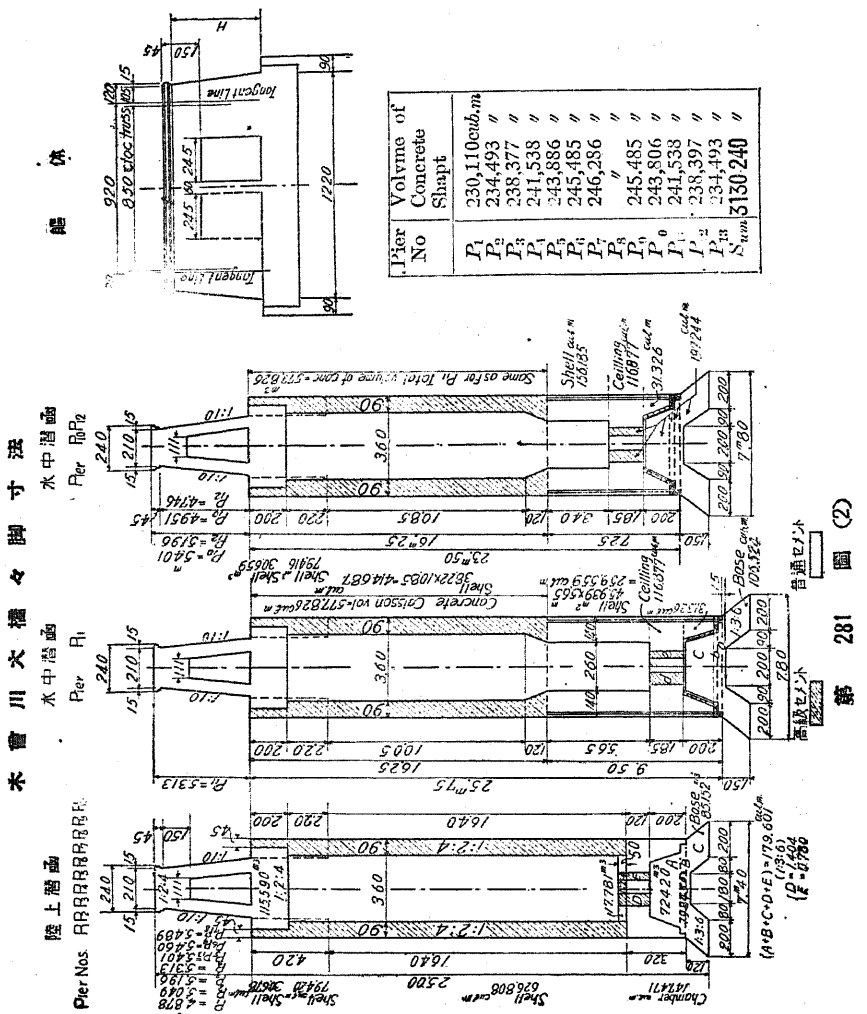
永代橋	萬代橋	十三橋	揖斐川國道橋	木曾川大橋
圓	圓	圓	圓	圓
49.51	33.79	22.98	22.91	28.99

以上の實例を詳細に檢討して見ると空氣壓搾設備捲揚機等が其工事の實際の必要よりも過大であつたこと、又は作業の熟練が充分でなかつたこと等に依り總工費が嵩んで居るものと認められる。

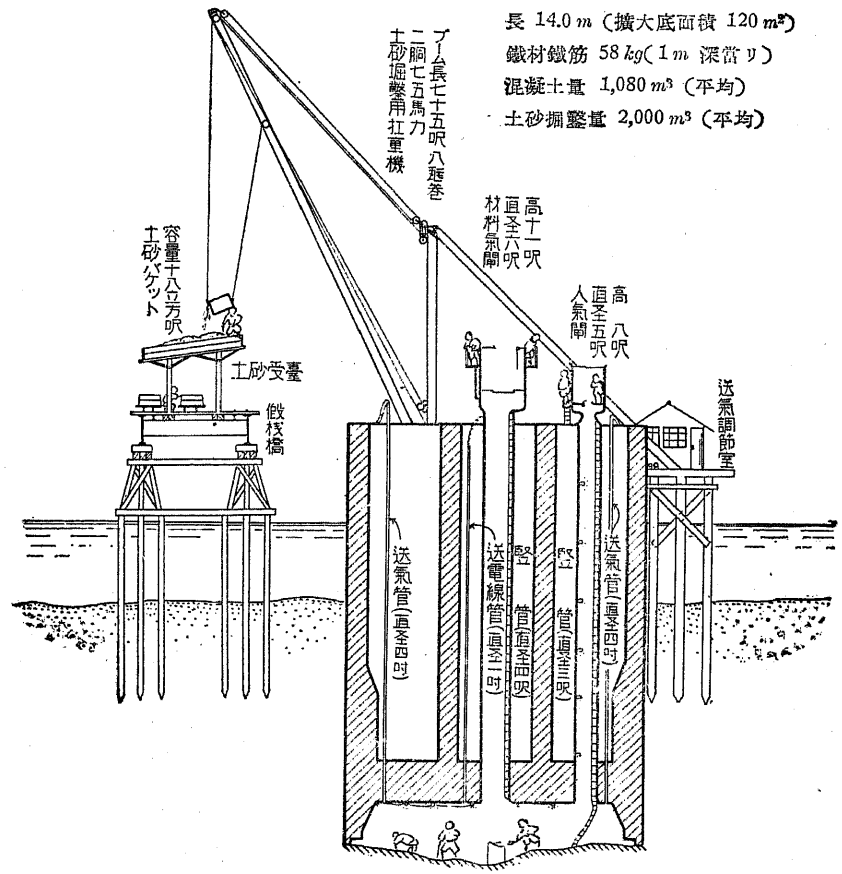
（2） **木曾川大橋々脚工事の成績及掘鑿概要**　本工事は昭和 6~7 年愛知縣土木部の施工せるものなり。

イ、地質及橋脚寸法　第 281 圖の（1），（2），及（3）の如し。


MIEHEN WEST APPROACH
P1
P2
P3
P4
P5
P6
P7
P8
P9
P10
P11
EL 35.934
EL 36.110
EL 36.257
EL 36.394
EL 36.462
EL 36.521
EL 36.530
EL 36.530
EL 36.521
EL 36.462
EL 36.374
細砂又は
砂
粗
礫
粘
土
船
底
粘土又は細砂
粘土又は細砂
粘土又は細砂



潛函掘鑿概況圖



第 281 圖　(3)

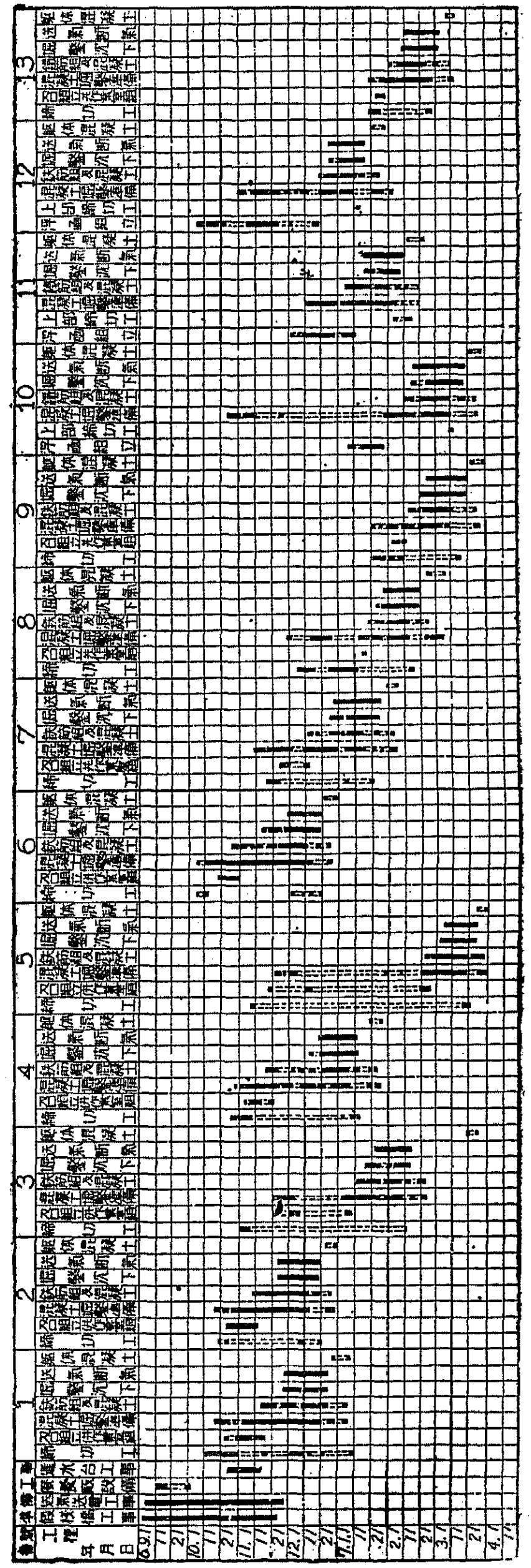
ロ、工費概要 第 87 表（1）に示す。

第 87 表（1） 木曾川大橋々脚工費概要

種別	工種	主要材及工事名称	工事費（支拂額） 数量	單位當	金額	摘要
橋脚準備工事	假線路及假桟橋	下部架構築造 取拂假線路敷設	延長878.8m 幅 5.0〃 此面4,394.0m²	m²あたり 7,004	30,775.36	橋脚49基{徑間長20m～6連 〃 18m～42〃
		上部鋼材架設費	810,582瓩	瓩あたり 13,004	10,541.13	
		上部鋼材製作	263,771〃	〃 109.57	28,900.00	801,942瓩 の内新に製作せし分にして徑間20m4連18m11連計15連分なり
		同上借入鋼材	546,811〃	〃 34,232	18,718.31	材料損料費及返濟運搬費共
小計				m²あたり 20,240	88,934.80	長1m當り101.20圓となる
	潛函浮函吊下遊水	遊水壕及曳行据付共	3箇所分		2,891.79	
小計					2,891.79	
	送氣設備	空氣壓搾室内設備	損料		29,356.05	
		送氣管線工事	内徑8吋50m 〃6〃550m 〃4〃1,500m		8,675.37	
小計					38,031.42	
	纜糊及昇降[illegible]				36,760.79	
小計					36,760.79	
	電氣設備	高壓線より引込一式	一式		1,402.08	
		變電所上家及配電及配線工事	〃		7,799.07	
		照明設備	〃		1,752.60	
		電話設備	〃		2,190.75	
		從業員費			2,804.16	
小計					15,948.66	
	送氣用電力料	空氣壓搾用電力			12,049.00	
		同上以外用電力			4,513.00	
		モーター使用料			2,103.19	
小計					18,665.19	
	醫療設備				8,833.10	
小計					8,833.10	
	工事用作業臺	掘鑿作業臺 仕拵組立取外一式	13基	1,251.90	16,274.64	掘鑿土量24,991m³ 1m³あたり約0.65圓となる
		混凝土及其他作業臺 仕拵組立取外一式	13〃	1,429.85	18,588.08	混凝土容積17,289.53m³ 1m³あたり1.07圓となる
小計					34,862.72	
	耐壓試驗		26箇所		1,139.19	掘鑿土量1m³につき約9.846圓となる
計					246,067.66	
橋脚本工事	混凝土	(1.2.4) 混凝土	14,904,431m³	5.86	87,376.34	
		セメント	高 62,733袋	1,260	79,043.58	
			普 38,618〃	1,029	39,753.81	
		セメント小運搬格納	101,351〃	100袋に付 5,674	5,750.95	
小計					211,924.68	混凝土1m³=14.09圓
		(1.3.6) 混凝土	2,387.74m³	6,073	14,500.13	
		セメント	ポートランドセメント 11,366袋	1,029	11,700.30	
		セメント小運搬格納	〃		645.56	
小計					26,845.99	混凝土1m³=11.145圓
混凝土計			17,291,261m³		238,770.67	
	型枠	堰體型枠損料	1,870.10m²	2,19	4,096.91	
		同上埋殺型枠	1,331.91	3,943	5,252.15	
小計			3,202.01		9,349.06	堰體混凝土3,130.24m³1m³につき2.986圓となる
小計		潛函型枠損料	21,461.69	1,314	28,210.32	混凝土14,159.288m³1m³につき2.00圓となる
					28,210.32	
	鐵筋	堰體鐵筋	81,633瓩	74,485	6,080.47	
		潛函鐵筋	682,754〃	〃	50,855.28	
小計			764,387〃		56,935.75	混凝土（1.2.4）14,903.521m³に對し1m³あたり約3.821圓となる又1m³あたり鐵筋量は51.3瓩
	刃口金物		593.22〃	131.44	7,797.50	
	上部木造締切工		52.00m	143.71	7,473.08	
	掘鑿		24,991.00m³	3.69	92,251.80	深1mあたり土量75.6m³（126立坪）即ち1mあたり2.79圓となる
	浮函用木材		285,426m³	52.56	15,007.13	
	同上締付金物		15,374瓩	131.44	2,020.83	
	注水		13基	262.89	3,417.57	
	河床締切矢板		720.00m	7.01	5,047.48	
	盛土		6,080.00m³	0.657	3,995.92	
	鐵矢板	矢板打込、拔取、材料損料	632枚	13,310	8,412.46	
小計					145,423.85	
計					478,689.65	
合計					724,767.31	

ハ、工程 第 87 表（2）に示す。

第 87 表（2） 木曾川大橋々脚工事工程表



二、工事用機械器具並に醫療設備　第 87 表（3）に示す。

第 87 表（3）　大會川大橋々脚工事用機械器具並に醫療設備

當工事用として設備せる主なる機械器具類は次の如し。

名稱	形狀	容量	單位	數量	備考
杠重機(Stiff leg derrick)	Boom 長 70.0	8 噸捲 75 *H.P*	臺	3	掘鑿土砂揚用
同　上(同　上)	同　上	同　上 50 *H.P*	〃	1	同　上
空氣壓搾機(Compressor)	Worthington 會社製 Duplex single stage	1273 cub ft per min 180 *H.P* motor	〃	3	
人氣閘(Man lock)	5'0φ×9'—8"		個	〃	
材料閘(Material lock)	6'0φ×11'—0"		〃	〃	
土砂バケット(Earth Backet)	31".5φ×3'—10"	18 cub. Ft 入	〃	6	
底扉(Bottom door)	4'.0φ		組	2	材料壓管用
同　上(同　上)	3'.0φ		〃	〃	人間壓管用
材料壓管(Material shaft)	48".0φ×10'—0"	1 本長 10'.0	本	36	材料運搬用
人間壓管(Man shaft)	36"φ×10'—0"	同　上	〃	〃	人間出入用
療養閘(Hospital lock)	7'.0φ×21'—0"		個	1	潛函病治療室用
混凝土混合機(Concrete Mixer)	lokewood 製 20 *H.P*	21 cu. Ft 積用	〃	1	
同　上(同　上)	王子機械製作所製 10 *H.P*	14 同　上	〃	4	
同　上(同　上)	同　上 7.5 *H.P*	10 同　上	〃	1	
混凝土機塔(Concrete tawer)	高 66'.0×6'.0×6'.0 〃 55'—60' 5'.0 角	21 同　上 14 同　上	基	1 5	
ウインチ(Winch)	3 dram 8 噸捲	75. *H.P*	臺	3	掘鑿杠重機用
同　上(同　上)	同　上	50. *H.P*	〃	1	同　上
同　上(同　上)	3 噸捲	200'—554—20 *H.P*	〃	3	タワー捲揚用
同　上(同　上)	芝浦製作所及川北電氣製作所製 T.I.K 型 2 噸捲	200'—424—15 *H.P*	〃	8	踏材料捲揚用
同　上(同　上)	芝浦製作所製 I.K 型 1 噸捲 〃　〃 2.0—5.0 捲	200'—284—10 *H.P* 15 *H.P*	〃	11 2	杭打及桁組立其他 踏材料捲揚用 コンクリート用水保溫設備用
手卷ウインチ(Hand winch)			〃	20	
汽罐(Boiler)	一次側 3.300' 單相二次側 220'—110' 同　上	30 *K. V. A.*	個	18	
變壓器(Transformer)		20 *K. V. A.*	〃	6	
同　上(同　上)	一次側 3.300' 單相二次側 220'—110'	15 *K. V. A.*	〃	2	
同　上	同　上	10 *K. V. A.*	〃	6	
同　上		Cooling area 625 sq. m	〃	1	
空氣冷却器(Air cooler)	30"φ×13.0'	243 cu. Ft. per min	〃	〃	
空氣溜(Air Receiver)	4'.6"φ×12'.0	最大 3.000 cub. ft	〃	〃	
空氣流量計(Air meter)	Bolley Fluid Meter 會社製		〃	〃	
ポンプ(Pump)	王子鐵工所製 4".0φ Centrifugal Pump	7.5 *H.P*	臺	12	注水及排水給水用
同　上	2".5φ Piston Pump	5. 〃	〃	2	混凝土給水用
同　上	1".5φ Centrifugal Pump	1. 〃	〃	1	飲料水用
同　上	4,"0 diaphragm Pump	2. 〃	〃	5	排水用
施盤	長 6.0'		〃	1	修理工場用
ボール盤	長 20 吋		〃	〃	同　上
修理工場用眼鏡機		2. 〃	〃	〃	同　上
金床		50 貫	〃	2	同　上
尖子	四　尺		〃	〃	同　上
瓦斯發動機車(Gasolin Engine)	ホイストコム會社製 4.5 噸	45 *H.P*	〃	1	掘鑿土砂運搬用
Oil Jack		20 噸捲	〃	2	耐壓試驗用
起重機			〃	1	假棧橋架設用
自働旋盤	長 22'.0×幅 4'—10"×2'—2'	5 *H.P*	坡	〃	監督用
鉋盤			〃	27	踏材料運搬用
旋盤	王子製作所製	15 〃	臺	4	
同　上	同　上	20 〃	〃	〃	
切替スイッチ	T.I.K 型 200'—564—50'	10 〃	〃	7	
壓氣管(Pipe)	8"φ		米	50	
同　上	6"φ		〃	540	
同　上	4"φ Pipe		〃	1720	
同　上	$1\frac{1}{4}$"φ 〃		〃	117	
同　上	1"φ 〃		〃	〃	
Air Hose	4"φ 4"φ	6本@ 50尺 = 300尺 12本@ 25尺 = 300尺	〃	91	

木、各橋脚所要諸職工及人夫表　第 87 表（4）に示す。

第 87 表（4）　木會川大橋工事各橋脚所要諸職工及人夫表

| 橋脚番號 | 基礎 | | |

ヘ、各潜函掘鑿成績表　第 87 表(5)に示す。

第 87 表 (5)　　木曾川大橋架橋工事各潜函掘鑿成績表

潜函番號	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	計
掘鑿開始	年月日 6.11.29	6.11.26	7.1.20	6.12.20	7.3.4	6.11.19	6.12.27	7.1.28	7.2.22	7.2.16	7.1.17	6.12.27	7.2.10	
掘鑿終了	6.12.24	6.12.19	7.2.13	7.1.12	7.3.23	6.12.19	7.1.25	7.2.19	7.3.19	7.3.17	7.2.7	7.1.16	7.3.2	
送氣總日數	22	19	23	22	19	21	29	22	24	32	23	18	21	
掘鑿日數(休止せる日を除く)	20	18	17	19	19	24	25	19	22	21	18	15	19	
總沈下量	m 26,365	25,825	25,480	27,847	25,822	26,122	25,965	25,510	25,060	20,810	20,870	18,540	25,280	
平均1日沈下量	m 1,460	1,520	1,340	1,390	1,430	1,160	1,180	1,500	1,250	1,040	1,300	1,430	1,580	
總掘鑿土量(刃口下切擴を含む)	m^3 2,028	1,998	2,069	1,998	1,998	1,961	2,034	1,998	2,028	1,699.5	1,685.5	1,462.2	1,979	24,938.2
平均1日掘鑿量	m^3 101.4	111 0	121.7	105.2	105.2	81.5	81.4	105.2	92.2	80.5	93.7	97.5	104.3	
1人當掘鑿土量	m^3 4.50	5.20	5.70	4.94	5.20	4.00	3.58	4.70	5.40	4.80	4.26	4.81	5.56	
總バケット回數	回 5,955	5,029	5,355	6,140	5,551	6,616	7,230	6,206	5,668	5,166	5,139	4,015	5,553	
バケット1杯當土量	m^3 0.34	0.38	0.39	0.33	0.36	0.30	0.28	0.32	0.36	0.33	0.33	0.36	0.36	
バケット1往復時間	分 3.5	4.2	3.0	1.2	1.4	2.7	3.4	1.0	4.5	4.9	3.5	3.2	1.3	平均 3.0分
潜函夫延人員	人 450	382.2	366.0	404.3	399.7	502.0	568.0	419.0	372.0	378.0	395.1	287.0	371.1	5,294.4
函外作業夫	人 376.6	333.5	372.0	397.8	374.7	472.0	522.0	404.0	379.0	397.0	391.0	248.0	372.9	5,040.6
土運搬	回 480	371.0	314.0	202.5	347.0	355.0	516.0	360.0	320.0	320.0	359.0	225.0	328	4,497.5
交代回數	49	42	39	45	44	57	63	46	40	40	42.5	31	40	
1組1時間當平均掘鑿量(但1組實働7時間)	m^3 5.81	7.00	7.58	6.78	6.90	4.8	4.92	6.20	7.10	6.10	5.67	9.21	7.18	

ト、壓搾空氣消費量　橋脚全部の潜函作業に消費したる壓搾空氣量と之れに要せし電力量及冷却水量とを示せば

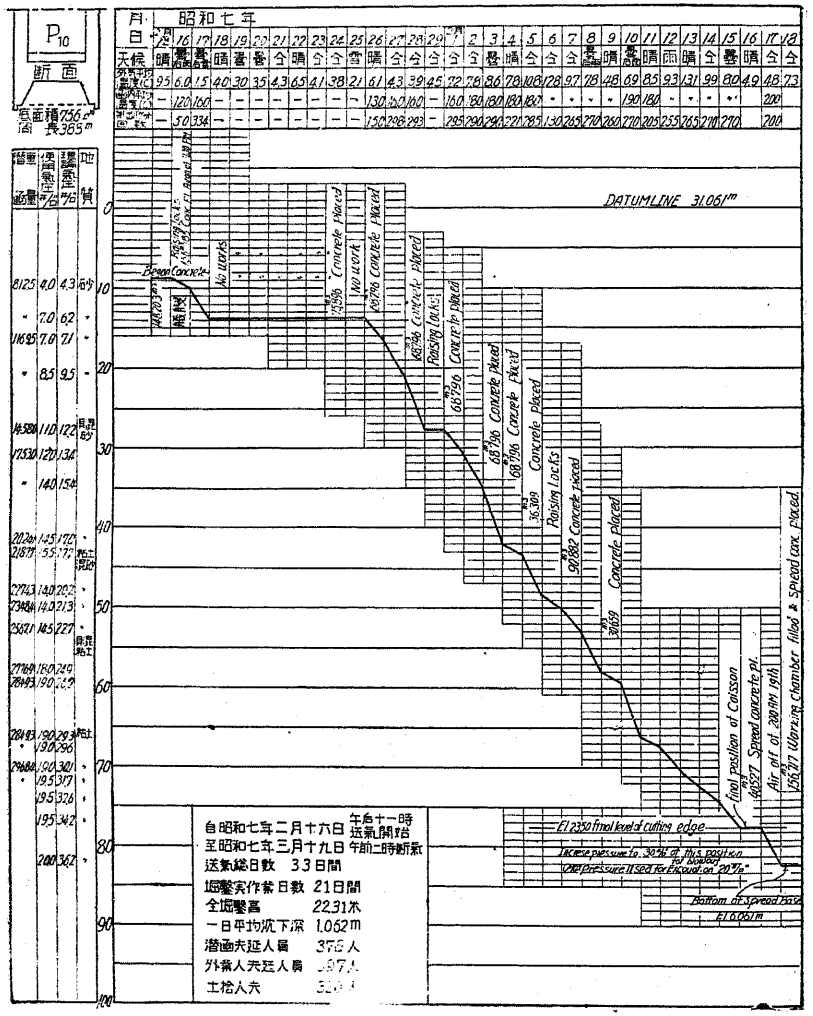
總計 { 空氣消費量 3,900,000 m^3 / 電力消費量 614,144 K.W.H / 冷却水 16,786 m^3 }　　平均一日 { 空氣消費量 33,640 m^3 / 電力消費量 2,132 K.W.H / 冷却水 145 m^3 }

第 87 表 (6)　　木曾川大橋架橋工事第 10 號潜函混凝土施工作業表

昭和年月日	作業時間 始	終	休止	純作業	材料 セメント	砂	砂利	打上混凝土	打上1時間混凝土當	バッチ回數	勞力人數 人夫 運搬	人夫 作業	鳶	大工	運轉工	職工	計	混凝土1人1日數	備考
	時	分	時分	時分	袋	m^3	m^3	m^3	m^3	回	人	人	人	人	人	人	人	人	作業室
7～2～12	9～40		1～00	8～40	1,008	66,691	133,383	148,203	17,100	275	34	22			2		58	0·391	H = 3.85 m
16	23～00		15～30	7～30	1,062	70,284	140,566	156,185	20,825	315	35	〃			〃		59	0.378	H = 3.40 〃
24	21～00		〃	5～30	516	34,198	68,397	75,996	13,817	150	〃	〃			〃		〃	0.776	H = 1.80 〃
26	4～15		0～00	4～15	468	30,958	61,916	68,796	16,187	143	〃	21			〃		58	0.856	〃
28	3～45		〃	3～45	〃	〃	〃	〃	18,346	〃	〃	〃			〃		〃	0.843	〃
3～1	3～30		〃	3～30	〃	〃	61,917	〃	19,656	139	〃	〃			〃		〃	〃	〃
3	7～35		3～35	4～00	〃	30,959	61,916	〃	17,199	144	30	〃			〃		53	0.770	〃
4	3～45		0～00	3～45	〃	30,958	61,917	〃	18,346	139	〃	〃			〃		〃	〃	〃
5	2～00		〃	2～00	247	16,339	32,678	36,309	18,155	69	35	〃			〃		58	1.597	H = 0.95 〃
7	5～40		0～40	5～00	618	40,897	81,794	90,882	18,176	184	35	〃			〃		〃	0.638	H = 2.50 〃
9	1～50		0～00	1～50	209	13,796	27,593	30,659	16,723	66	〃	〃			〃		〃	1.892	躯體スラブ H = 2.00 〃
16	3～45		〃	3～45	193	19,048	38,501	40,527	10,807	86	30	9	ロッタン 4		〃	潜夫 8	53	1.308	刃口下切擴げ
18	10～10		1～00	9～10	746	73,657	148,881	156,717	17,096	307	〃	〃	〃 4		〃	〃 8	〃	0,339	同上
計	99～55		37～15	62～40	6,939	489,202	981,375	1079,458	17,225	2,160	434	252	〃 8	0	26	16	736	0.682	
22	9～30		3～00	6～30	786	52,031	104,031	115,590	17,783	242	35	21			2		58	0.502	躯體スラブ H = 2.00 〃
27	8～35		1～00	7～35	872	57,733	115,466	128,296	16,918	272	37	〃		2	〃		62	0.483	躯體 H = 5.401 〃
計	18～05		4～00	14～05	1,658	109,749	219,497	243,886	17,317	514	72	42	0	2	4	0	120	0.492	
合計	118～00		41～15	76～45	8,597	599,450	1200,872	1323,344	17,242	2,674	506	294	ロッタン 8	2	30	16	856	0.647	

チ、　第 10 號潛函成績表　　第 87 表(6)、(7)、(8)に示す。

第 87 表（7）　　木曾川大橋架橋工事潛函混凝土進捗表



木曾川大橋架橋工事第 10 號潛函沈下作業狀況表　　第 87 表（8）

（午前七時より翌日午前七時迄を一日とす、定測時刻は翌日午前七時とす）

純掘鑿日數　21 日間　總掘鑿日數　31 日間　送氣より斷氣まで　32 日間

第八節　建築用潛函

§ 168. 概　　說

近來都市に於て建築物は益々その高さを增し、從つて大なる柱荷重を支へ且不等沈下を防ぐためには特に堅牢な基礎を必要とするにいたつた。基礎を置くべき地盤が相當深く又地下水位も高く、しかも大建築物が連檐して居る所では壓氣工

法を以つて基礎を築造するのが最上策である。

New york 市に於ては岩盤は含水砂層に蔽はれて地下相當の深さにあるため、摩天樓の出現は勢ひ壓氣潛函工法の發達を促進した。

建築用のものは橋梁用のものに比べて形は小さく、1 本の柱に對して潛函一基を用ひるのが普通であるが、柱が密接して居る場合には數本の柱に對して一基の潛函を用ひる。

New york 市に於ける Municipal Building の基礎に用ひられたものは 7.93*m*×9.45*m*の矩形斷面を有して 5本の柱を支へてその全荷重は約 2,400 噸に達し、沈下の深さは街路面下約 42*m*、作業氣壓 3.37 *kg*/*cm*² (48 *lbs*) に及んだ。

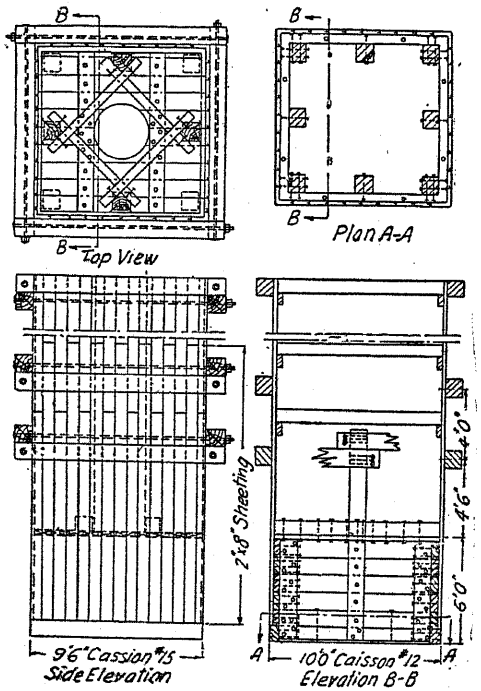
此の例のやうに矩形潛函には相當大きいもの もあるが圓形のものは直徑 2.0*m* ～4.5 *m* の小なるものに限られる。

潛函の構造は大體橋梁用のものと同一であるが形の小さいものは氣閘は1箇として作業員及材料の出入に兼用する。

函體は木造、鐵造、木鐵混合式及鐵筋混凝土造がある。

木造潛函　方形又は矩形斷面のものに用ひられる。沈下の深さ及その難易によつて構造も亦異るべきであるが、作業室は約 2*m* の高さとして角材を以て竪圍に且氣密に造つて之に竪管及氣閘を取付ける事、函體は枠組の外部に板を張つて水密に塡隙する事、上方の一部は締切枠と

木 造 潛 函

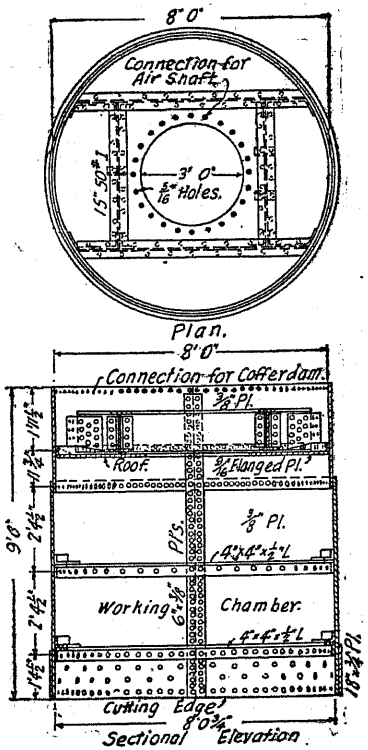


第 282 圖

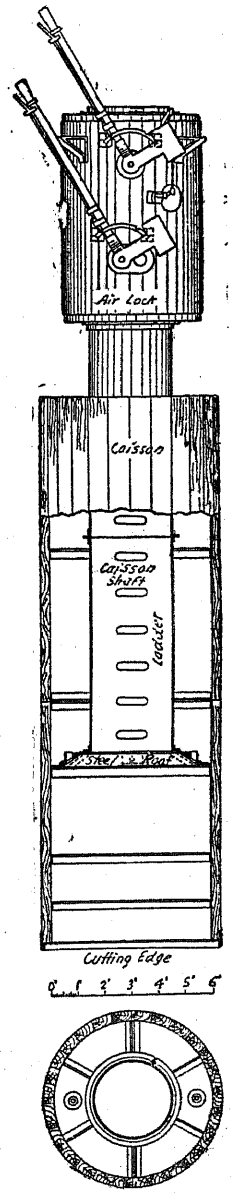
して又混凝土用の型枠として利用する事等橋梁用のものと全然同一である（第 282 圖參照）。

鐵造潛函　圓形の小型のものに適し、外廓は厚約 9*mm*の鈑とし、山形鋼等の枠組を以て補強する。その長所とする所は（イ）外壁は鈑で薄いから作業室内の作業容積が大きく且混凝土塡充の容積も多い。（ロ）圓形斷面に對しては構造が容易である。（ハ）水密になし易い。等の諸點である（第 283 圖參照）。

木鐵混合式潛函　木、鐵造各の長所を備へたものであるが、第一の目的とする所は、市場に於る材料を使つて迅速に施工しやうとする點に在る。此の式のものは主として圓形であつて、その徑も



鐵 造 潛 函
第 283 圖

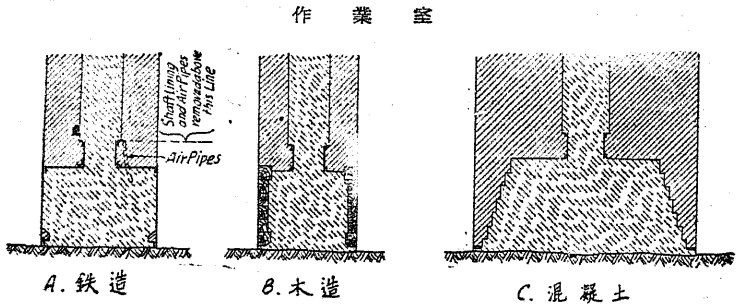


木鐵混合式潛函
第 284 圖

2.0～3.5 m の小さいものに限られる。

外周は幅約 15 cm、厚約 10 cm の木板を縦に並べて造り、之を補強すべき水平枠組は山形鋼等で造られ 1.0～1.5 m の間隔に配置される。而して外板はボールトを以つて此の枠に取付けられ、且外部から填隙する。刃口は鈑及山形鋼等で補強すると共に適當の支壓面を與へる。作業室の天井も鐵で造り、取外せるやうにすれば極めて便利である（第 284 圖參照）。

鐵筋混凝土潛函　此の構造の長所とする所は（イ）沈下箇所に直接造られるために運搬の必要がない事、（ロ）任意の形になし得る事、（ハ）重量が大きいので沈下の困難な箇所に適する、等の諸點に在るが、外壁が厚いために作業容積が減じられるのと、硬化に相當の餘裕を取らなければならない缺點がある。外壁用の型枠は下部が沈下を終る前に、混凝土打の餘裕を殘して造られなければならない。型板は內面用のものは多く木板であるが、外面用のものは方形ならば木板であるが圓形ならば鐵が用ひられる。刃口は適當に補強し、作業室の側壁には階段を附けて沈下を抑制する。小型のものにあつては內壁をそのまゝ竪管として利用することがあるが、此の場合には壓搾空氣の漏出を防ぐために壁面にはペンキを塗る等の手段を講ずる。



第　285　圖

擁壁潛函（Wall caisson）

地下室の床が地下水位以下に造られる場合には、その周壁は上部からの柱荷重を支へると共に、防水壁の作用をする。故に擁壁としての必要な厚約 2.0～2.5m を潛函の幅とし、作業に便利な長さをその長さとした（9.0 m にいたるものがある）矩形斷面のものを、密接して沈下し之を水密に連結して一體としたものが用ひられる事がある。之を擁壁潛函と稱する。

§169. 施　工

鐵造のものは函體は工場で製作して現場に運搬するのは當然であるが、木造のものにあつても現場の混雜を防ぐために木挽は適當の作業場で行ふ方が好い。之等のものは沈下箇所を豫め地下水位附近迄掘下げてから据付けるが、鐵筋混凝土造のものは現在地盤の上に型枠を組んで造る方が便利である。何れも最初は出來るだけ素掘で進み、作業困難となつてから送氣する。

土砂の搬出にバケツトを用ひ、竪管、氣閘を通して函外に捨てるのは橋梁用のものと同樣である。

噴氣法も用ひられないではないが、作業室が小いために函內の氣壓の變化が彌々著しく作業困難である。

沈下について最も注意すべき事は隣接建造物の基礎を損しない事である。故に減壓沈下は勿論、射水等によつて表面摩擦力を減ずる事も嚴禁である。

元來建築用潛函は水中潛函に比べると表面摩擦力が大きく從つて沈下が困難であるために、外板に獸脂等を塗り又は沈下ずみの潛函或は杭等から綱で引張つて沈下を計る樣な苦しい策が講じられるが、寧ろ潛函の重量の增加に依るのを得策とする。一時的の荷重としては、混凝土塊又はヅクが多く用ひられる。更に混凝土造の潛函とすれば自重が大きいから此の點は容易に解決される。

然るに沈下の速度は橋梁用のものよりも一層大きいために、混凝土の硬化時間は更に沈下を阻害する事となる。故になるべく之を避け且荷重積卸の手間を省くために、一回の繼足高を出來るだけ高くする。然し沈下當初に於ては傾斜を生ずる危險が多いから沈下深に相應する程度に繼足高を增すが好い。型枠をつけたまま、混凝土を打足しつゝ沈下する方法を採れば一層簡便である。高級セメントを使用すれば硬化待時間を短縮して、沈下進行に効果大である。

沈下の速度は一般に極めて速く、87 基の潛函を 60 日間で 22.9 m の深さに沈下し終へた例さへある。

沈下が終つたならば基礎底面を整理して作業室を填充する。天井を取外す式では填充後約 2 日間放置してから之を取外し更に殘部を填充する。

第九節　潛　函　病 (Caisson Disease)

§ 170. 概　說

潛函病は壓搾空氣中の勞働に伴ふ特殊病であつて、その本態を極めて發生を防ぎ且罹病者を速かに治療する途を講ずるのは、潛函工事に與る者にとつて極めて大切である。患者の發生は直ちに作業能率を低下させる許りでなく一面人道上の問題であるからである。

潛函出入時の感覺　氣閘内の氣壓が高まるに從つて氣溫は次第に上昇し、耳語や口笛は不能となり、運動に對する抵抗が著く增加するが、此の他鼓膜の壓迫、呼吸困難或は輕少な眩暈、頭痛等の不快感を覺える。此の不快感は體の内外に於ける壓力の不平均の爲に生ずるものであるが、歐氏管の故障のために激しい耳痛に襲はれて堪へ難く時に衂血を來す事がある。歐氏管の不完全の者は 0.35 *kg/cm²* (5 *lbs*) ですでに堪へ難く 0.50 *kg/cm²* (7 *lbs*) に堪へ得れば最早それ以上は大丈夫である。

壓力の平衡を得るためには口を塞いで唾液を飲込み、又は鼻をつまんで息張る。すでに壓力の平衡を得れば之等の不快感は一掃され、壓搾空氣中の多量の酸素は反つて著しく氣分を爽快にする。

氣壓が減ずる時は氣溫は低下して霧を生じ體内の氣體の逃逸と相俟つて著く冷氣を感ぜしめる。又鼓膜には氣泡の逃出を覺え、皮膚には刺痒の感を來す。而て時々口を大く開く時は歐氏管からの空氣の脫出を容易ならしめる。

增壓率　普通氣壓增加の率は 0.15 *kg/min* (2 *lbs/min*) を標準とすべきであるが、歐氏管の完全な者は 0.35 *kg/min* (5 *lbs/min*) 迄は可能である。然しこれより速くなれば鼓膜に充血を起す危險がある。

§ 171. 原因及症狀

(1) 原因　　潛函病は大別して二とする。一は氣壓の急激な變化に因つて起る一種の外傷たる耳鼻の疾患で、一は體液内に發生する氣泡に因る内科的の疾患である。普通は後者を特に潛函病(Bends) と稱して居る。

潛函病の病理については從來多數の意見が發表されたが現在では Paul Bert の實驗に基いた (1878 年發表) 說が一般に信じられて居る。人體が高氣壓内に在る時は、主として血液たる體液は肺臟を通じて一般物理の法則 (Dalton's law of solution of gas) に從ひ當時の壓力に比例して多量の氣體を溶解する。空氣中の一成分たる炭酸瓦斯は肺臟に於て内外の壓力が平衡するために溶解せず他の成分たる酸素及窒素のみが溶解する。然るに酸素は體の酸化作用のために消費されて、主として窒素が體液内に飽和狀態をなして貯藏される。此の氣體の貯藏量は氣壓の高さの他に壓搾空氣内に在る時間にも比例し尙體質、脂肪の多少、勞役の程度、及溫度、濕度並に換氣の程度によつて異るものである。

旺盛なる機能に於てはその體液は氣體によつて飽和され易いが又氣體の逸出も容易である。反之衰退した機能は飽和も遲く從つて逸出も遲い。此他脂肪質又は老齡者に於ても亦逸出困難である。體液内に溶解した氣體は非常な高氣壓 (10 氣壓程度) 内に於る時を除いては、體内に在る間は別に有害ではない。

體液内に飽和された氣體は減壓と共に再び肺臟を通して小氣泡となつて大氣中に排出されるが、減壓の速度が此の排出の速度以上である時は、體液内の氣體は過飽和の狀態となり遂には體液内に氣泡を生じて細い血管内に止り、血液の運行を妨げて玆に潛函病の症狀を呈するのである。而て氣泡發生の箇所によつて異る症狀を呈する。

(2) 症狀　(イ) 皮膚並に皮下組織にあつては皮膚搔痒症、斑紋、及知覺異狀。(ロ) 四肢關節その他の疼痛、特にベンドと稱する。(ハ) 眩暈、耳聾及嘔吐等メニーレー症候群、(ニ) 言語障碍、摘搦、頭痛、昏睡、脊髓痲痺等の腦髓症狀。(ホ) 肺臟機能の障碍としては胸内苦悶、咳嗽、口渴呼吸困難又は虛脫を來す。

§ 172. 豫防及治療

(1) 作業員の選擇　　體液内に氣泡を生じ易い者は先づ作業に從事せしめない。又壓搾空氣に對する抵抗力は慣れるに從つて增すものであるから經驗者を

選ぶと共に未經驗者は療養氣閘を利用して豫め之に慣らす事が必要である。普通採擇の標準としては年齢は二十歳乃至三十五歳迄とし體格檢査に當つては次の諸項を考慮する。

1. 耳鼻疾患　歐氏管の閉塞、鼓膜に於る石灰化及瘢痕
2. 潛函病發生に直接關係ある內科的疾患
   a. 胸圍の2倍と身長との比 1.1 以下の者、胸腺淋巴質、脂肪體質、糖尿病、心臟辨膜症、大動脈瘤、靜脈瘤、肺炎、肋膜炎、盲腸炎及痔疾等
   b. 卒中の素質ある者、動脈硬化症を有する者、四十歳以上の者は不可、血壓 140.0 以上の者、梅毒患者、體の內外に大なる瘢痕を有する者
   c. 脚氣、腎臟病、原發生或は續發生貧血
3. 潛函病發生に直接の關係なきも重大なる結果を來す內科的疾患、卽中樞神經系機質的疾患、神經衰弱、胃酸過多症、扁桃腺肥大、淋病等

（2）氣壓と作業時間　　體液中に氣體が溶解する量は氣壓が高い程又作業時間が長い程多い。從つて減壓に際して過飽和狀態となり、氣泡の發生を招く機會も多くなる。故に潛函病防止のためには先づ氣壓と勞働時間との關係を定むべきである。New york に於ては州法を以つて次の樣に規定して居る。

潛函內作業時間標準

函內氣壓 (kg/cm²)	0～1.48	1.56～2.11	2.17～2.46	2.53～2.81	2.88～3.16	3.23～3.52
函內氣壓 (呎)	(0～21)	(22～30)	(31～35)	(36～40)	(41～45)	(45～50)
1日の作業時間 (時)	8	6	4	3	2	1.5
休憩時間 (時)	$\frac{1}{2}$	1	2	3	4	5

各作業は二回に分け中間で上に規定した休憩時間をとる事にして居る。又佛國に於ては次の樣に規定して居る。

函內氣壓 (kg/m²)	0～1.97	1.97～2.46	2.46～2.95	2.95～3.45	3.45～3.94
函內氣壓 (呎)	(0～28)	(28～35)	(35～42)	(42～49)	(49～56)
1日の作業時間 (時)	8	7	6	5	4

我國に於て實施された諸工事の結果に鑑み尙交代數を參酌して次表のやうにするのも一法である。

函內氣壓 (kg/cm²) (呎)	第一回作業時間	休憩時間	第二回作業時間	1日の作業時間	交代數
0～1.5 (0～22)	3.5 時間	1.0 時間	3.5 時間	7.0	3
1.55～2.0 (22.5～28)	3.0 〃	2.0 時間以上	3.0	6.0	3
2.05～2.3 (28.5～33)	2.0 〃	〃	2.0	4.0	4
2.35～2.6 (33.5～37)	1.5 〃	〃	1.25	2.75	5
2.65～2.9 (37.5～42)	1.0 〃	〃	1.0	2.0	6
2.95～3.5 (42.5～49)	0.75 〃	〃	0.75	1.5	6

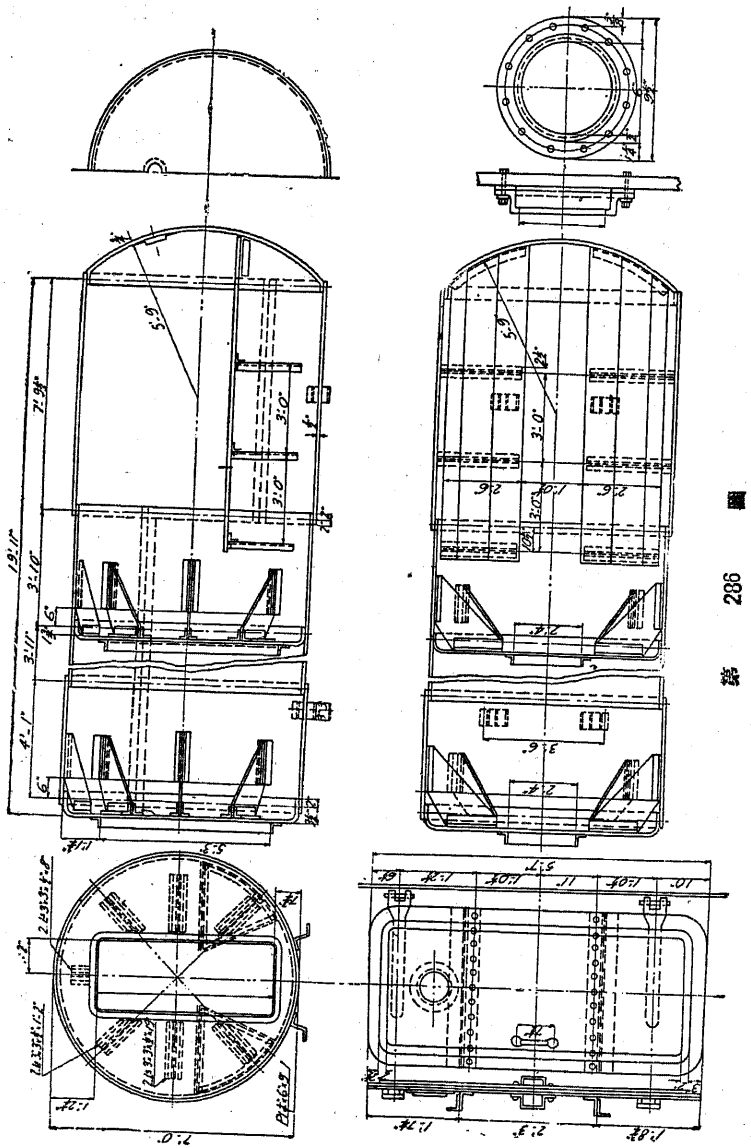
（3）減壓の方法　　體液內の氣體は減壓に際して氣泡を作るべき機會が與へられるのであるから減壓の方法は最も注意すべきである。

減壓率は每分 0.075 kg / cm²（每分 1 呎）を標準とすべきである。減壓の方法には直線式と階段式とがある。前者は時間に對して直線的に減壓する方法で後者は約 0.35 kg / cm²（5 呎）毎に減壓を休止して階段形に減壓する方法である。階段式減壓法が氣體脫出に有効であるとされて居る。

作業員は狹い氣閘內に屈居するのを欲せず自ら急激減壓を望む傾向であるが以上の減壓率は氣閘係をして嚴守せしむべきである。

（4）その他の諸注意　　函內に於ては作業員の數に應じて充分の換氣をして炭酸瓦斯蓄積を防ぐと共に喫煙、放尿を禁じ、照明には電燈を用ひて空氣の汚濁を避くべきである。窩蝕土中にあつては特に換氣に注意を要する。又函內には寒暖計及濕度計を備へて溫度及濕度を適當に保つ事に努める。壓搾空氣は夏時は特に冷却したものを送る。氣閘內の排氣に際しては乾いた暖い壓搾空氣を充分送る必要がある。殊に寒中にあつては減壓に伴ふ冷氣は潛函病の誘因ともなり又感冒に冒される事ともなるので適當な暖房裝置が望ましい。電球を數箇點じても相當有効である。

潛函夫心得としては



療養氣閘圖

第286圖

イ、睡眠不足及過勞を避け機能を常に旺盛にしておく事。

ロ、暴飲暴食を愼み、殊に入函前には絶對に飮酒せぬ事。

ハ、脂肪分の多い物は食べぬ事。

ニ、衣類は常に淸潔を保ち風邪に冒されぬやう注意する事。

ホ、出函時氣閘內では時々深呼吸をし手足の關節を動かし、身體を輕く摩擦する事。

ヘ、出函後は直ちに入浴して血行を盛にし尙暖いコーヒー又は綠茶の類を飮んで少くとも一時間は休息する事。

ト、發病は普通出函後一時間以內であるが稀に數時間後の事があるから遠走りはせず必ず迷子札を携帶する事。

§ 173. 治療法

耳鼻等の外傷は夫々專門醫の治療によるべきは當然であるが所謂氣泡の發生に因る潛函病の治療には療養氣閘を用ひる。

卽患者は直ちに療養氣閘內に收容して、罹病時の作業氣壓よりも稍高い氣壓として暫くおき、次で極めて徐々に減壓して體液內の氣泡を誘ひ出す。一回で成功しなければ數回此の法を繰返す。

療養氣閘 (Hospital lock) 鈑製の耐氣圓筒で徑約 2*m*、長約 6*m* とする。氣閘部と療養室とに分る。氣閘部は前方にあつて出入用とし、療養室は後方に續き療養の目的に供せられる。氣閘部には外扉、內扉を備へ、且送氣管、排氣管並に氣壓計を裝置する。療養室には兩側に腰掛を設け尙電話の設備も必要である（第286 圖參照）。

療養氣閘は潛函病の治療以外に、人體の耐氣試驗及耐氣練習用にも利用される。

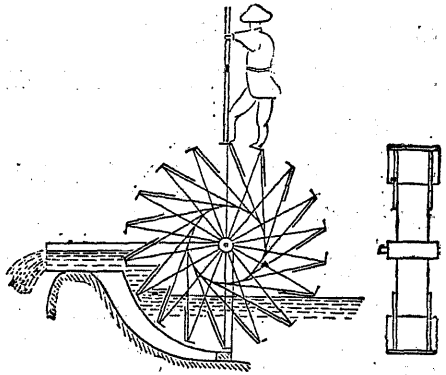
第十節　水中基礎工事用機具

§ 174. 各種水替機

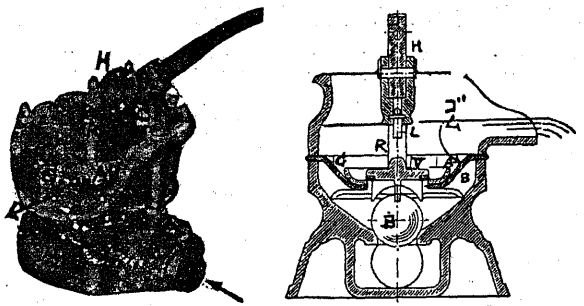
締切工又は井筒工內の水を排除するためには其工事に適當せる確實なる水替機

を選擇する事が大切である、其設備が適當ならざるが爲め工事の遂行に種々の支障を生じ工費の增加と期日の延長とを來たした實例が多いから特に注意せねばならぬ。普通用ひられる水替機を略說すれば、

イ、水車　之は本邦に於て水田の灌漑用に古來使用されて居る、水車の直徑は 1.5～1.8 *m* であつて揚水高は其 $\frac{1}{2}$ 弱である、徑の大小、揚水高の大小等に依つて一人踏又は二人踏とし、揚水高は車の半徑以上になれば何段にも增して使用し得るが普通三段迄である、湧水の極めて少ない短期間の工事には採用して宜いが、長期に渡り水量多き高揚程の場合には到底間に合はないのみならず人夫賃も非常に嵩んで來る、晝夜間斷なく水替せんには一臺の水車に對し少く共 4 人歩を要す。本機は農村に於ては到る所にあるから簡單に應用出來る。一臺の排水量は毎秒 0.01 m^3 以內なり。



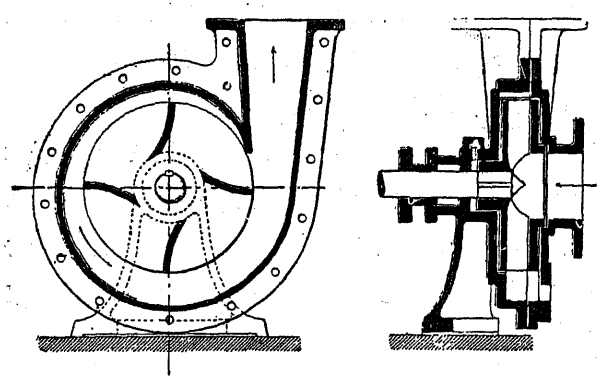
第 287 圖



第 288 圖

ロ、ダイアフラム・ポンプ　極く少量の湧水を排水する場合には廣く用ひられて居る、一本のハンドルに依つて二人位で押す（第 288 圖參照）。

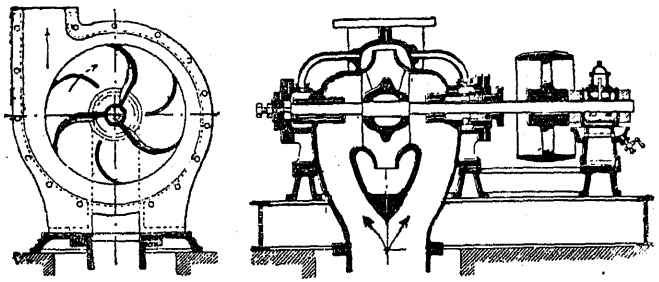
ハ、離心喞筒 (Centrifugal Pump)　土木工事用として最も多く使用される型である。ケーシングの內側で廻轉する羽根車の爲めに眞空が出來て水を吸揚げ押出す裝置である。羽根軸の垂直なるを竪型、水平なるを橫型と稱し、橫型の吸込水が



單吸水離心喞筒

第 289 圖

羽根の兩側より這入るものを複吸水、第 289 圖の如く片側より入込むものを單吸水と呼んで居る。複吸水は水流の軸に對する壓力が平均するから軸承の抵抗は單吸水よりも少ない譯である。

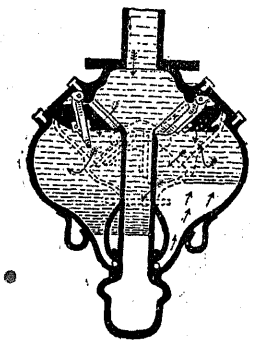


複吸水離心喞筒

第 290 圖

一般に土木工事用としては輕便なる橫型單吸水式が最も多く用ひられる。

竪型は低揚程の大型のものに採用され、橫型よりも効率稍良好であるが、特に竪軸モートルを使用するか或は特殊のギヤーを取付ける等面倒が伴ふから特別の場合にのみ採用される。



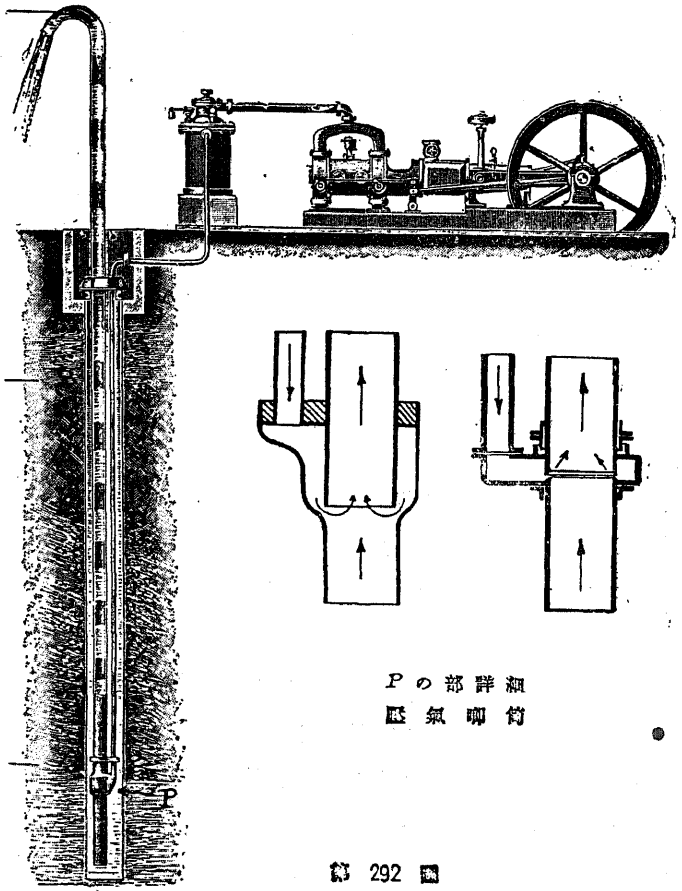
パルソメーター喞筒

第 291 圖

ニ、スクリユー喞筒 (Screw Pump)　之は軸棒の周圍に固定せるスクリユー形の羽根の廻轉に依り軸心に向つて水流を起して上端より吐出す裝置で軸流喞筒とも稱して居る、極く低揚程（全揚程 2*m* 以下）の場合は離心喞筒よりも設備費運轉費共低廉である。

ホ、パルソメーター (Pulsometer)　之は鼓動揚水器又

は達摩唧筒とも稱へて居る、第291圖の如く左右の氣室と流出函との三部より出來て居る、原動力は蒸汽であつて、今假に一方の室に蒸汽を入れると第291圖の如く水面を押下げ排出管から水を押し出し、水面が下つて室と流出函との連絡の處に來ると急に室が廣くなる爲め蒸汽が急激に入込んで水面を攪亂し水と蒸汽が混るので蒸汽が冷却凝結して排出函内に眞空を生じ、蒸汽を導入せる球瓣が吸ひ込まれて函と氣室とを遮斷され眞空室が完成される爲に吸管から水を吸込むのである、一方の室と蒸汽とが連絡を絶つたならば他の室と連絡を取り前と同じ作用を繰返して連續排水するものである。



P の部詳細

壓氣唧筒

第 292 圖

此水替機の特長は他の各種よりも最も小型で且强力であつて、放水管と蒸汽を送る管とを附けて任意の處に懸垂して水面下に入れるとベルトもギヤーも必要なく單に蒸汽を送るだけで排水出來るので、井筒内の排水に多く用ひられる、蒸汽消費量は他の蒸

汽機關に依り運轉する唧筒の二倍以上（蒸汽の凝縮の爲め）であるが、他の作業に用意された蒸汽を一時流用して敏活に排水し得る點が調法である。

ヘ、壓氣唧筒　第292圖に示す如く垂直の一本の鋼管に壓搾空氣を送る小管を添へ付け小管の下端を本管の下端の近くに於て其周圍各所の小孔より本管内に導き、壓氣を本管内に上向きに吹き込ましめる裝置である。小孔より本管に入りたる空氣は水と共に本管上端より噴出す。之は裝置が簡單であるのと水頭に制限がない事が特長である爲め徑の狹小なる深い井筒の排水に應用して便利である、動力の消費量は他唧筒より大である事は免れない。

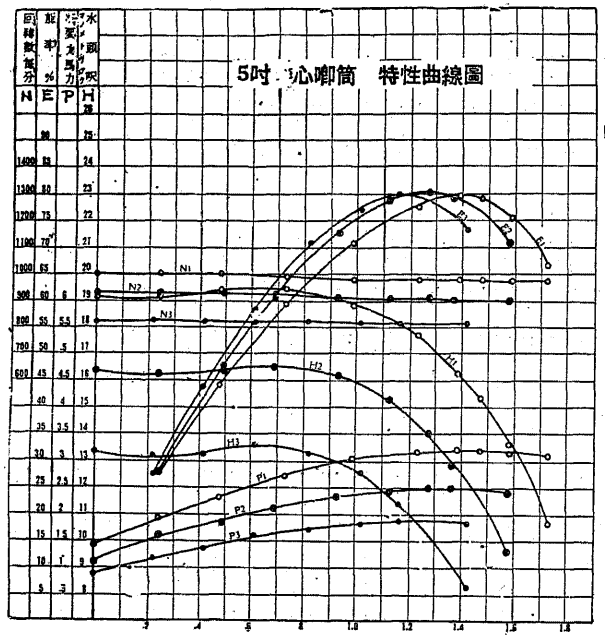
§ 175. 離心唧筒使用水替工

イ、唧筒及動力の選擇　土木工事用としては土砂、木片等を混入した水を吸揚げることは所詮免れないのであるから、羽根の精巧なものよりも頑丈な方が却つて終始平均の効率が良い。又比較的徑の大なるものよりも小徑にして廻轉數の多きものが經驗上良好な成績を齎らして居る。總揚程と排水量と廻轉數との關係は各唧筒の構造に依つて夫々特性があるから、夫れに適應せしめて効率を充分に發揮せしめる事が肝要である。

普通の工事に使用するものは口徑 70～180 *mm* であつて 150 *mm* 内外が最も便利である。

電動機直結單吸水型は効率良好なると狹い工事場に於て据付輕便なる爲め近來益々多く使用されて來た、ベルト機は据付に廣い場所を占用する不便と直結に比し動力料は幾分多くなるが、プーリーの取換に依つて揚水高に應じ廻轉速度を調節し得る便利がある。252 *mm* 以上は特に多量の排水を要する場合に使用する。

羽根の廻轉速度は揚程、羽根の形狀等に依つて相違する爲め製作所の異るに從つて多少の差あり。唧筒使用場所の揚程に從つて適應する唧筒を選擇して動力料を最低ならしむる事が大切である。次の圖表は土工用として適當と認むる唧筒の仕樣なり、低揚程の方は普通締切工事の場合に、高揚程の方は深井筒の底を排水する場合に使用さるゝ事多し。但深井筒内に入れる唧筒は直結としてモートルは密閉とするか又は第294圖（b）の如く適當な防水設備が必要である。

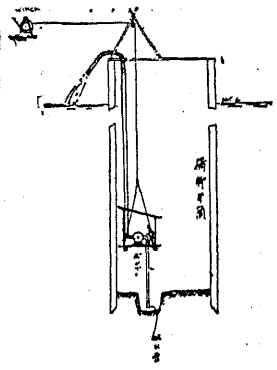


第　293　圖

第 88 表　　土工用低揚程喞筒標準仕樣

口徑 放水		口徑 吸水		マノメトリック水頭 米	呎	毎秒揚水量 リットル	立方呎	廻轉數 毎分	所要馬力	プーリー 徑		幅	
51mm	2.5″	63mm	2.5″	6.10	20	5.46	0.193	1,500	0.66				
				7.62	25	6.11	0 216	1,670	0.93	102	4″	70	2 3/4″
				9.14	30	6.71	0 237	1,830	1 225				
63	2.5″	76	3″	6.10	20	7 08	0.25	1,540	0.84				
				7.62	25	7.92	0.28	1,710	1.14	102	4″	70	2 3/4″
				9.14	30	8.77	0 31	1,870	1.56				
76	3″	89	3.5″	6.10	20	11.3	0 40	1,430	1.28				
				7.62	25	12.7	0 45	1,600	1.80	114	4 5″	76	3″
				9.14	30	14.2	0.50	1,760	2.40				
102	4″	127	5″	3.05	10	19.8	0.70	840	1.09				
				4.57	15	24.1	0.85	1,025	1.98				
				6 10	20	27.7	0.98	1,190	3 05	127	5″	82	3 1/4″
				7.62	25	31.1	1.10	1,330	4.28				
				9.14	30	34 0	1.20	1,460	5.60				
127	5″	52	6″	3.05	10	30.6	1.08	730	1.63				
				4.57	15	37.4	1.32	900	3.00				
				6.10	20	43.0	1 52	1,030	4.60	152	6″	95	3 3/4″
				7 62	25	37.9	1.34	1,260	5.07				
				9.14	30	41.6	1.47	1,370	6.68				
152	6″	178	7″	3 05	10	44.1	1 56	607	2.27				
				4.57	15	54.1	1.91	745	4.19				
				6.10	20	62 3	2.2	860	6.42	178	7″	102	4″
				7.62	25	57.2	2.02	1,050	7.33				
				9.14	30	62.3	2.2	1,150	9.6				





(a)　電動機直結單吸水離心喞筒　(b)

第　294　圖

土工用高揚程筒喞標準仕樣　　第 89 表

原動機容量（馬力）	喞筒口徑 mm	喞筒口徑 吋	周波 60 サイクル マノメトリック水頭 m	呎	毎分揚水量 リットル	立方呎	英ガロン	毎分廻轉數
3	76	3	14.63	48	589	20.80	129.7	1,750
	102	4	8.84	29	1,053	37.20	231.8	1,750
5	76	3	21.95	72	589	20.80	129.7	1,750
	102	4	13.72	45	1,053	37.20	231.8	1,750
	127	5	10 06	33	1,627	57.50	358.2	1,750
7.5	102	4	20.73	68	1,053	37.20	231.8	1,750
	127	5	14.33	47	1,627	57.50	358.2	1,750
10	127	5	18.29	60	1,627	57.50	358.2	1,750
原動機容量（馬力）	喞筒口徑 mm	喞筒口徑 吋	周波 50 サイクル マノメトリック水頭 m	呎	毎分揚水量 リットル	立方呎	英ガロン	毎分廻轉數
3	76	3	14.33	47	589	20.80	129.7	1,450
	102	4	8.53	28	1,053	37.20	321.8	1,450
5	102	4	14.02	46	1,053	37.20	231 8	1,450
	127	5	9.75	32	1,627	57.50	358.2	1,450
7.5	127	5	13.72	45	1,627	57.50	358.2	1,450

卸筒附屬品としてはストレーナー、吸水管、排水管、曲管等である其内吸水ゴム管は最も損傷し易く高價なものなり、且其僅かの漏氣も効率に大なる影響あるが故に特に保存と漏氣檢査とを注意せねばならぬ。吸揚高は 4m 以内とするを可とす、夫れ以上は幾分効率を減ず、如何なる場合でも 6m を超ゆべからず。

卸筒運轉用の動力としては電氣が最も適當して居る、普通の場合に於ては排水費は電氣最も低廉で次がデイゼール、蒸汽、ガソリンの順である、電氣は動力料金と運轉勞力費と共に安價なり、ガソリン機は運搬便なれ共燃料費の爲め他の場合の二倍以上の費用を要するを普通とす。

ロ、設備及運轉費　電動直結横型單吸水口徑 152mm 離心卸筒排水の例

揚水量 = 57.2 リットル毎秒 (2.02 (′)³/sec)
マノメトリック・ヘッド = 7.62m
廻轉數 = 1,050、　所要馬力 = 7.33
} 試驗成績

設備費：——　凡て新規設備とすれば

卸筒一臺	500 圓
吸水及放水管（布五枚合はせ内徑 152mm、長 9m 吸水管 1 本、フートバルブ、ストレーナ付屬、放水管長 3m 1 本、曲管 2 本、徑 152mm．制水瓣 1 個）	300
同上据付費（吸水井、卸筒小屋を含む）	100
小　計	900
電動機（三相交流、ケージ型、10 馬力）	600
動力引込（引込距離 100m 變壓器、メーター開閉器等一式の取付を含む）	250
小　計	850
以上設備費合計	1,750

運轉費：——　1 箇月（30 日）間晝夜連續全負荷運轉費

動力從量料金（1 キロワット時 3 錢 5 厘 4,000 キロ分）	140 圓
供給準備料（最低料金 1 馬力 1 箇月 2 圓 10 馬力分）	20

運轉手（晝夜交替、1 箇月分、60 人）	100
諸費（モートル油電燈其他一式 1 日 0.3 圓）	9
以上運轉費 1 箇月分合計	269

ハ、揚程及所要馬力の計算

實揚程 (h_1)：——　上下水面垂直高

水速水頭 (h_2)：——　$h_2 = \frac{v^2}{2g}$　v = 水の速度 (cm / sec)

管内摩擦水頭 (h_3)：——　$h_3 = 4f \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}$

但　f = 0.010～0.015　埋線式ゴムホース又は古鐵管

l = 管長、　d = 管の内徑、　g = 重力加速度

曲管抵抗損失水頭 (h_4)：——　$h_4 = k \frac{\theta}{180} \frac{v^2}{2g}$

但　$k = 0.13 + 0.16 \left(\frac{d}{R}\right)^{\frac{7}{2}} \fallingdotseq 0.14$

θ = 曲りの角度、　R = 曲りの半徑

入口損失水頭 (h_5)：——　$h_5 = c \cdot \frac{v^2}{2g}$

但　$c = 1$　切口直角、　$c = 0.2$　ベルマウス

フート・バルブ損失水頭 (h_6)：——　$h_6 = (1 \sim 1.5) \frac{v^2}{2g}$

制水瓣損失水頭 (h_7)：——　制水瓣 1 箇所は送水管延長 3m の摩擦水頭に相當す

設備費計算の例に依つて實揚程を概算すれば、

$$v = \frac{q}{a} = \frac{57.2 \times 1{,}000}{\frac{\pi}{4} \times 15.2^2} = \frac{57{,}200}{181.5} = 316\ cm/sec$$

マノメトリック・ヘッド $= \Sigma h = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_6 + h_7 = 762\ cm$

$\therefore$ 實揚程 $= h_1 = 762 - (h_2 + h_3 + h_4 + h_6 + h_7)$

$$= 762 - \frac{v^2}{2g}\left(1 + 4f\frac{l}{d} + k\frac{\theta}{180} + 1.2 + 4f\frac{300}{d}\right)$$

$$= 762 - \frac{316^2}{2 \times 980}\left(1 + 4 \times 0.012 \times \frac{1{,}500}{15.2} + 0.14 \times \frac{90 \times 2}{180} + 1.2\right)$$

$$= 762 - 51(1 + 4.75 + 0.14 + 1.2) \fallingdotseq 400\ cm$$

以上の外に衝撃、渦流、漏入空氣、等の損失あるを以て眞實の揚程は此計算結果の約 8～9 掛位ならん。

喞筒所要馬力：——　所要馬力は理論馬力を喞筒の効率にて除したものである、卽ち

$$\text{所要馬力} = \frac{\text{總揚程}(cm) \times \text{毎秒排水量}(l)}{\text{効率} \times 7{,}600}$$

前の例に就て計算すれば、効率を 78％ とす。

$$= \frac{762 \times 57.2}{0.78 \times 7{,}600} = 7.33 \text{馬力}$$

喞筒使用中に濁水塵芥其他の爲め過負荷を起し電動機を過熱損傷する處ある故動力に餘裕を採り 10 馬力を使用す。

電動機の出力計算：——　備付の計量器のレコードに依つて料金を仕拂ふのであるから、其計量の正否を注意せねばならぬ、實際の出力の概算を備付のボルト・メーター及アムメーターの示度に依つて行ふには、

三相交流誘導電動機の場合

$$\text{出力}\quad K.W. = \frac{\sqrt{3}\,VA}{1{,}000} \times P_f \times e$$

V = ボルト、　　A = アムペヤ

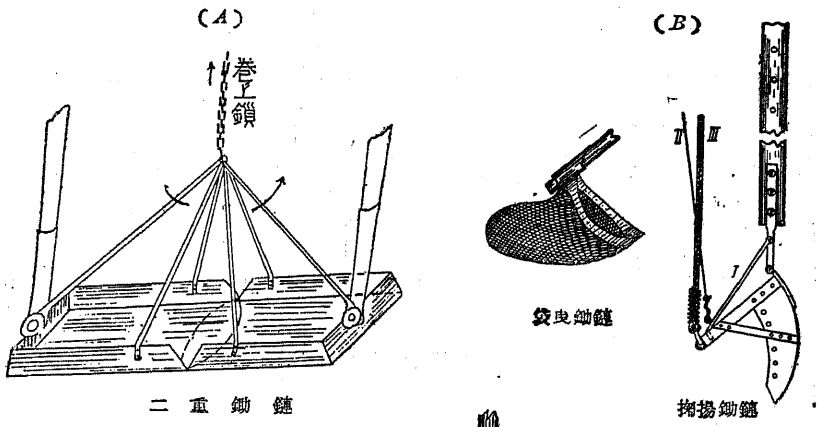
P_f = 力　率、　　e = 効　率

P_f は電動機の容量の大小並に極數其他動力の性質等に依つて變化するが、全負荷に於ては凡そ 0.75～0.9 なり。e も同じく容量の大小に從つて差があるが全負荷に於て凡そ 0.80～0.93 位である。

§ 176. 水中土砂掘鑿用具

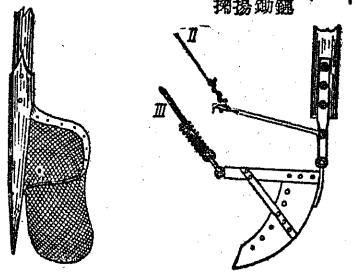
水中基礎根掘用として使用される各種の機具を擧ぐれば、

イ、鋤鏈　第 295 圖に示す如く色々ある、其内二重鋤鏈は井筒沈下に用ひられ深 10 m 位迄の軟かい砂層掻揚に使用される、砂層が軟かならばガツトメルよりも工程が進み工費も安いが粘土に出會へは駄目である、長い木の柄を押して鋤鏈に砂を掻き込みウキンチにて捲揚げるものである。

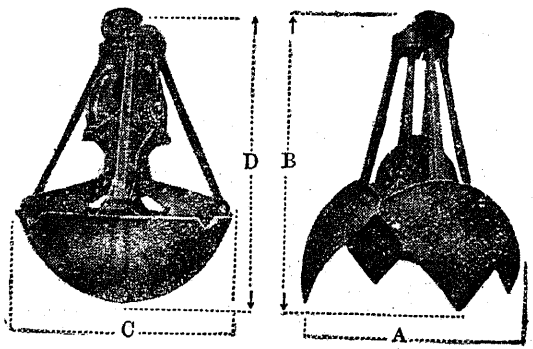


袋曳鋤鏈は廣い水面に、差込及掬揚鋤鏈は何れも狹い場所に用ひられる。

ロ、摑揚機 (Grab bucket)　基礎根掘又は井筒内掘鑿に廣く用ひられる、操作はブリストマン浚渫船と同樣なり、爪金を選擇すれば砂利盤、栗石等をも掘鑿することが出來る容積、重量、寸法及工程を示せば第 90 表の如し、但形狀は土質により選擇を要す。



第 295 圖



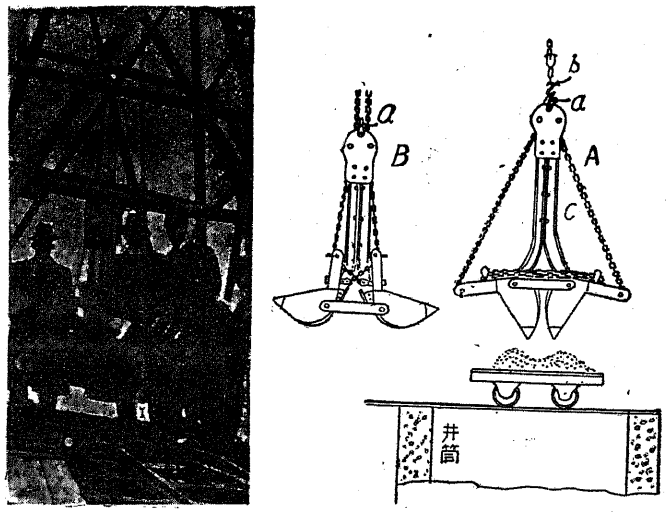
第 296 圖

一日の實際の工程は、廣い水面に於ては移動設備と掘鑿土砂運搬設備とが完全であればブリストマン浚渫機と略同樣な工程を擧げ得るが、狹い井筒内の掘鑿は第 90 表 公稱掘鑿量の $\frac{1}{2}$ 位に減ずる事もある、一日の正味運轉時間は普通 6 時間位と見るべきである。

第 90 表　　掴揚機容量、重量及工程

容　量(m^3)	0.17	0.25	0.39	0.56	0.70
毎時公稱掘鑿量(m^3)	7.2	9.5	15	21	30
掘機の重量(tg)	0.6	0.9	1.2	1.3	1.5
鎖の曳揚力(tg)	1.5	2.0	2.5	3.5	5.0
起重機の公稱力(tg)	2.0	3.0	5.0	7.0	10.0
$A\times B$ (m)	1.3×1.8	1.4×1.9	1.6×2.2	1.8×2.7	2.1×2.8
$C\times D$ (m)	1.1×1.5	1.2×1.6	1.5×2.0	1.7×2.4	1.8×2.5

ハ、ガツトメル (Gattmell)　第297圖に示す b は親鎖で夫れ以下に掬揚機を開閉する四條の鎖がある、a を b に引掛けて A の形で落下して双先を地中に突込み同時に親鎖が弛むため a が b から外れる、次に親鎖を引上げれば兩双先は外側に向つて土砂を掬揚げて B の形で井筒上迄來た處で其眞下に土受臺車を運び一時其上に B を頂けて、親鎖を弛め四鎖を引下げ、再び a を b に引掛けて親鎖を引上げれば A の形になり土砂は臺車上に落ちる。臺車を押出して土捨場に送り A を吊下げて前と同樣な操作を繰返す、掬揚器の容量は 0.08 m^3 位が普通で之を捲揚げるウキンチは 3～5 馬力を使用す、粘土の如く粘着するものは馬力が餘計に必要である。四鎖は大に過ぎると手捌きが手間取り敏活に扱ひ



第　297　圖

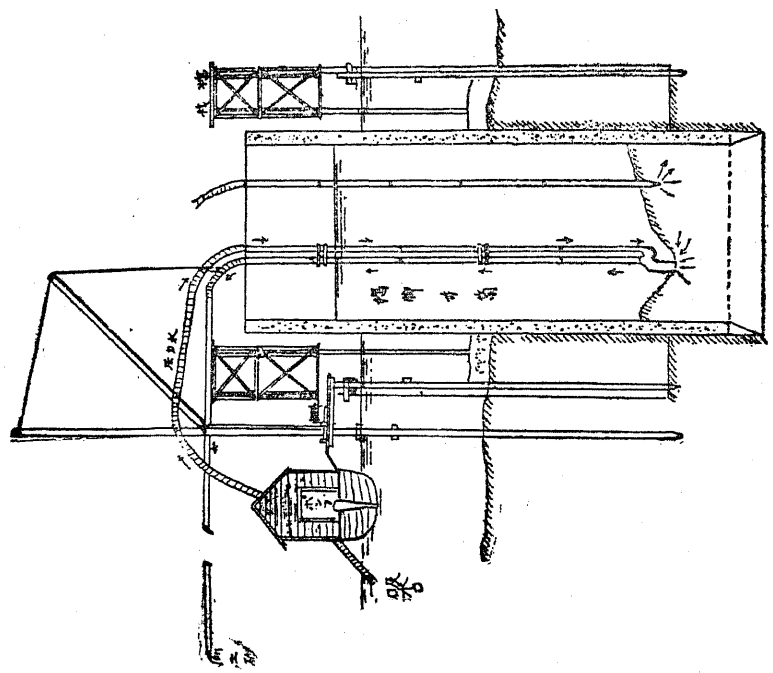
兼るから、6 mm (二分) 鎖位の上等品を選ぶが良い、一日の引揚回數は極く熟練すれば 500 回に達し得るが先づ普通は其半分位と見るべきである、實際に於ける一回の引揚平均土量は土質に依つて多少相違するが 0.04 m^3 內外であるから一日の行程は 9～12 m^3 (實坪 6~9m^3) と豫定すべきである。操作人員はウキンチ運轉 1 人、土砂受とガツトメルの鎖捌きとを兼て 2～3 人計 3～4 人を要す。實坪 1 m^3 當り掘鑿費は 1 圓內外である。

本機は小さい井筒の沈下作業に用ひて最も有利なり、大土量の掘鑿には間に合はざるも揚砂喞筒等と違つて砂利、粘土何れの土質でも遂行し得る、從つて此の一種だけ道具を用意すれば足りると云ふ點が調法な爲め、中以下の橋脚工事には最も多く用ひられる、井筒が大きくなれば從つて大きなガツトメル機を使用するが得策なるは勿論である。

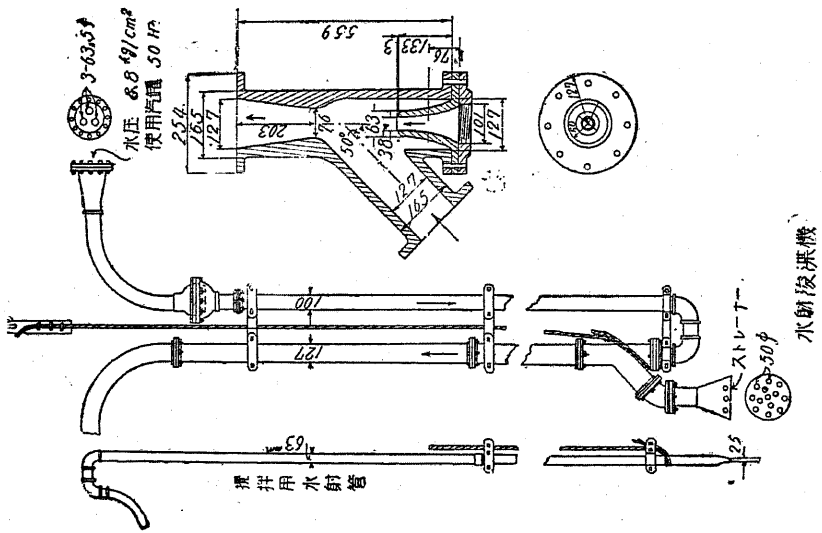
ニ、揚砂喞筒　土質が粘着性を增すに從つて能率が悪くなるから、確實に土質を見定めて後此方法の採否を決定すべきである。井筒內の浚渫には垂直の鋼管を使用し其中央に喞筒用羽根付廻轉軸を設け、尙下端には土砂攪拌翼と土砂導入漏斗管とを取付けたるものなり、土砂は吸揚げられて上端吐出口より水と共に放出さる。此方法は土質が適して居ればガツトメル等より遙かに工程進捗するが、一朝喞筒に吸込めない障害物に遭遇した場合は如何ともする事が出來ないから、更に他の方法を設備せねばならぬ。土質の粘着性が增して吸込みが悪くなつた場合に水壓管を使用して井筒の下端周邊に向つて水射を行ひ土砂を攪亂し且井筒內の水の不足を補ふ場合もある。

ホ、水射浚渫機　水管の下端より第298圖に示す如く壓力水又は壓搾空氣を吹き上げて、之に誘はれて砂を吸ひ上らしめる裝置も種々用ひられて居る、何れも動力は割合に多く消費され如上の揚砂喞筒以上の成績を擧げる事は困難と思はれる。

ヘ、汲揚浚渫機　第299圖に示す如くバケツトの廻轉に依つて土砂は連續的に掘上げられる裝置である。此方法は水掘陸掘兩方に應用出來る、本邦では此式のもの、實用は稀れに見るだけであるが、大土量の井筒內水掘の場合で水深が餘り

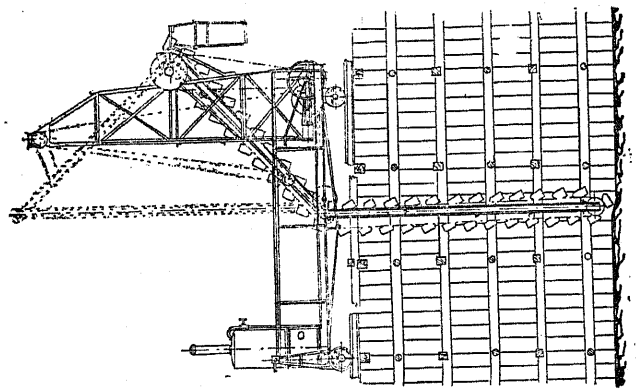


第 298 圖

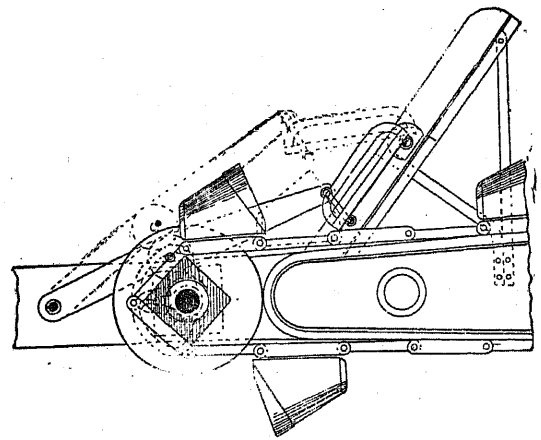


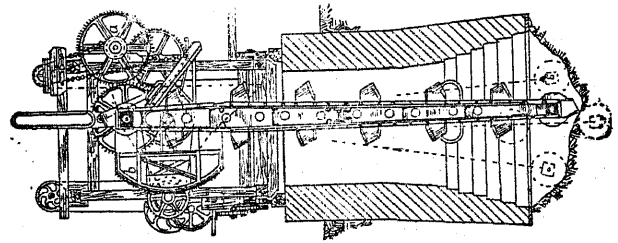
深くない場合は相當有利に應用し得るものと考へられる。

此機械は輕便に造つたものでも數噸の重さがあるから、井筒の繼足を行ふ度毎に之れを一時持上げて施工することが甚だ厄介である。



第 300 圖





第 299 圖