土木試驗所報告

第五十八號

電氣熔接法による鐵筋の接合(第3報)…內務技師　青木楠男… 1

エタニット管の強さとその用途適應性
に就いて……內務技師　青木楠男…37

各種セメント(普通•早强•低熱•珪酸質
混合•高爐)の耐水耐蝕性比較に就いて
(第1報)……內務技師　福島彌六…49

中空壓縮材の挫屈に關する理論的研究
(第2報)……內務技師　横田周平…73

支那煉瓦試驗成績……元內務技師　西川榮三 103

昭和十六年一月

內務省土木試驗所

建設省沼津支所圖書

分類	Ⅱ－K	番号	ノ－50
購入年月日	年　月　日		

電氣熔接法による鐵筋の接合 (第3報)

隅肉熔接接手

内務技師　青　木　楠　男

目　次

I. 概　説 …… (1)
[1] 緒　言 …… (1)
[2] 丸鋼隅肉熔接接手の種類 …… (1)
II. 重ね接手 …… (2)
[1] A種接手 …… (2)
[2] B種接手 …… (4)
III. 當鈑接手 …… (6)
[1] C種接手 …… (6)
[2] D種接手 …… (7)
[3] E種接手 …… (13)
IV. 隅肉熔接接手要約 …… (32)
V. 附錄, 熔接以外の接手 …… (32)
[1] ターンバックル …… (32)
[2] 鍛接接手 …… (33)

(この報告は昭和11年より昭和14年に亙つて蒐集した資料並に實驗結果を纒めたものである. これらの仕事にあたつては内務技手鈴木倫虎, 同宮澤岩雄兩氏を煩した點が頗る多い.)

I. 概　説

[1] 緒　言

この報告は内務省土木試驗所報告第 39 號記載の「電氣熔接法による鐵筋の接合 (第2報)」の續編である. 第2報に於ては主として抵抗熔接接手及固合熔接接手に關する試驗結果をのべたが, 本第3報に於ては隅肉熔接接手其他について述べんとするものである.

[2] 丸鋼隅肉熔接接手の種類

丸鋼の接合に隅肉熔接を使用したものに重ね接手と當金接手との區別の生ずることは鋼板類の場合と同樣である. 圖—1 に示したものはこれらの接手の主なるものである.

重ね接手としてはA種とB種の2種が用ひられる. 前者は鐵筋端を單に重疊せるもので, 引張をうくるときeなる偏心による曲げモーメントの發生を避け難い. B種はこの偏心を除去せんがために鐵筋端を屈曲せしめたものである. 兩種とも熔接部底部は2つの圓の接觸部にあたり極めて狹隘にして完全なる熔込は期待し難い.

當金接手としてはC種乃至H種の6種を揭げた. C種は當金として兩側に小徑の丸鋼を使用せるもの, D種は平鈑を使用せるものである. 兩種とも當金材料として市販品を用ひたるが故にこれが調製に特別の手數を要

せざるも，底部狹隘にして熔接部底部の熔込を完全ならしむることの困難なる點は A，B 種と同樣である．

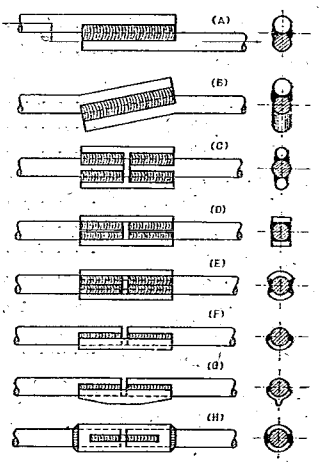
E 種は前2者の熔込の完全を期するために當金として扇形のものを使用してをる．當金製作に幾分の手數を要するも，熔接の完全を期しうる點から見て最も安全なる工法である．

F 種及 G 種は片側當金接手であつて何れも偏心による曲げモーメントは避け難い．F 種には扇形當金，G 種には異形の當金を使用してをる．

H 種は當金としてスリーブを使用したもので應力の傳達には孔熔接と前面隅肉熔接とが用ひられてをる．建築物等の竪鐵筋接手として用ひて便なるも一般的の接手工法ではない．

以下にこれらの接手の中主として A 乃至 E 種について著者の行つた調査竝に實驗の結査を記述する．

圖—1　丸鋼の隅肉熔接接手

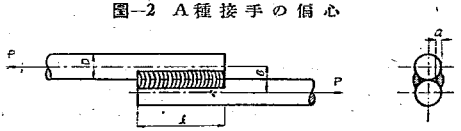


II. 重ね接手

[1] A 種接手

單に丸鋼端を重襞するのみであつて別に添接鈑を使用しないこの接手では力の作用方向に對して接手部が e なる偏心を有し接手端部に於て各鐵筋には $\frac{1}{2}P\cdot e$ なる偏心モーメントを生じ；荷重の增加に伴ひ熔接部は其端部から漸次屈曲する．著者の實驗では此種熔接接手の示す降伏點荷重はこの屈曲のために著しく低下し，丸鋼自身の示す荷重の $\frac{1}{2}$ に達するに過ぎない．而してこの降伏點强さは重襞の大小には殆と無關係の如くである．試驗體の破壞に際しての龜裂は先づ熔接端部に發し丸鋼屈曲の增大と共に漸次內部に進行し，熔接部の完全に一體としての働きは認め難い．從つて重襞長の增加は强度の增大に對し比例的の効果を示さない．

圖—2　A 種接手の偏心



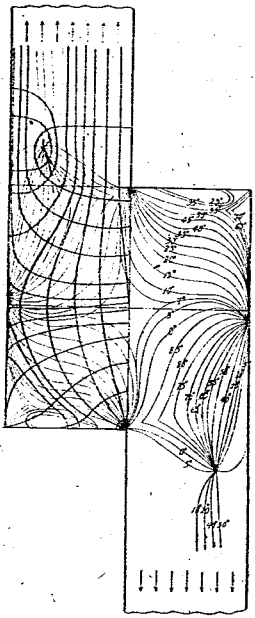
圖—3 乃至圖—5 は光彈性實驗にて求めたる重襞 $2D$ の場合の等傾曲線，主應力曲線等明曲線及應力分布圖である．重襞部の端に於ける應力の集中，重襞部に接して丸鋼母材に曲げ應力の發生せること，重襞部應力が其兩端に近づくほど急激に增大する事等が明瞭に認められ，前項の試驗片の破壞狀況の據つて起るところを示してをる．

熔接部の重襞長が更に增加して直經の 4～5 倍以上に達するときは試驗片の切斷は丸鋼部に生ずること多く，熔接端部に發する重襞の進行も顯著でない．

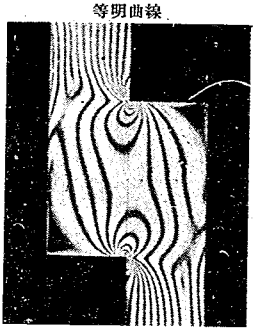
A種重襞接手の所要重襞長の算出式には普通上記の偏心による曲げの影響を加味せず，單に重襞部の剪斷强度にのみ論據を置いて求められてをる．而も剪斷應力の分布を均等なりと假定する場合が多い．Eberhard Lucan によると熔接接手に丸鋼母材の全强に相當する强度も持たしむるためには重襞長 $l=2D^2$ を要すと云はれてをる．Lucan の計算式の誘導に於ては熔接部の剪斷許容强度として母材引張許容强度の $^1/_2$ を假定してをり，熔接濕目の喉厚としては丸鋼の經，電極棒の經等に無關係に a=4mm を採用してをる點に檢討の餘地がありと考へる．

熔接の剪斷許容强度としては今日母材引張許容强度の 65% を採ることが一般であり，熔接濕目の喉厚は丸鋼

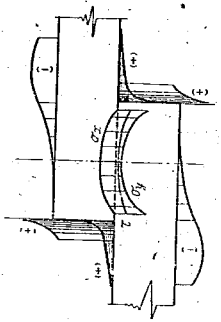
圖—3　A種試片の等傾曲線及主應力曲線（重覆長 $2D$）



圖—4　同　上　等明曲線



圖—5　同　上　應力分布圖



の徑と電極棒の徑とによつて變化せらるべきものと信ずる．著者の調査では熔込深は圖—6 に示す如く丸鋼と電極棒との接觸點より更に熔接壺の幅の $^1/_2$ 程度深まるものと考へられ，餘盛を除外した喉厚 a と丸鋼徑との間には電極棒 3mm, 4mm, 5mm の各の場合圖—7 の 3 曲線の如き關係がある．今便宜上 3 種の電極棒に對する平均値として最も普通に使用せらるゝ 4mm 棒の場合を採り，丸鋼直徑の變化による a の變化を大體直線的なりと假定すれば $a \fallingdotseq 0.305D$ にて示される．

今 D：丸鋼直徑；σ：丸鋼許容引張强度；a：熔接喉厚；l：熔接長；σ_s：熔接許容剪斷强度とすれば，丸鋼と接手の强度とが相等しいためには

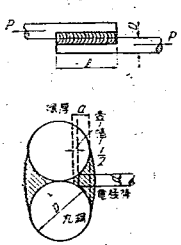
$$\frac{\pi D^2}{4}\sigma = 2al\sigma_s$$

若し $\sigma_s/\sigma = 0.65$；$a = 0.305D$ とすれば接手の熔接所要長は

$$l \fallingdotseq 2D \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

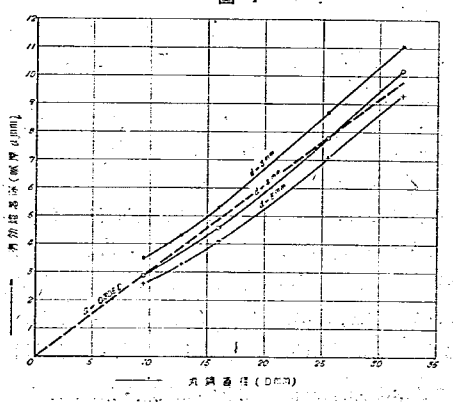
となる．實際に使用せらるゝ熔接長はこの長さに熔接壺のために約10mmを加へ更に偏心による曲げに對して幾分の考慮を拂はねばならぬ．

圖—6



此種の接手についての實驗例は比較的少く充分の資料を揭げ難いが著者の實驗にて $D \fallingdotseq 9.5\,\text{mm} \sim 32\,\text{mm}$ の試驗片に於て $l = 4D$ を越へた

圖—7



るものにて初めて母材切斷が起つてをる*.

但しこの實驗に使用された熔着鋼の剪斷强度は 2,000kg/cm² 程度であつて $\sigma_s/\sigma=0.5\sim0.43$ に過ぎず從つて (1) 式は $l=2.6D\sim3D$ となるべきである.

この種の接手は前揭の如く其强度上に幾分の疑點を有するほかに, 鐵筋コンクリート用として使用されたる場合にこれに發生する彎曲がコンクリート被覆を龜裂剝落せしむるの憂があり, 鐵筋コンクリート用丸鋼の接合法としてすぐれたものと稱し難い.

この種工法の實例としては著者が直徑 3/8, 1/2, 5/8, 1, 1 1/4 吋の各種鐵筋について行つた實驗竝に東京府土木部橋梁課の依頼試驗の結果を揭げることが出來る. 前者については內務省土木試驗所報告第15號を參照されたく, 後者の試驗成績は下揭の如くである.

表—1　A種接手强度試驗成績 (東京府四ツ木橋)
使用電極棒　大洋組　徑4mm
熔接機　不明
熔着鋼　喉厚　5mm

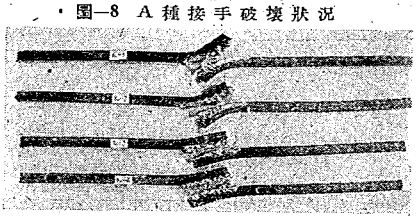
試片番號	丸鋼直徑	切斷强サ 荷重 kg	切斷强サ 强度 kg/cm²	摘要	
No. 1	16mm	8000	39.8*	熔接部切斷	兩面付
No. 2	16	8050	40.0	〃	〃
No. 3	16	5400	26.9	〃	片面付
No. 4	16	5750	28.6	〃	〃

* 切斷强度は丸鋼斷面について求めたものである.

四ツ木橋熔接鐵筋試驗成績　この試驗は 2, 3 種の工法の比較を行つたもので表—1 に揭げたのは夫等中よりA種重ね接手のみの成績を拔萃したものである.

各試片とも切斷は熔接部に起つてをり, 熔接部が荷重の增大と共に漸次屈曲し, 熔接部兩端より龜裂が發生してをることは圖—8 に示した切斷狀況より推察することが出來る. No. 3, No. 4 は型枠上に組立たる鐵筋の兩側熔接の困難なる事情に鑑み片面付となしたもので兩面付の約70% の强度を示してをる. 熔着が 50% なるに對し强度の割合の大なることは兩面付に於て熔着鋼全體が均等に作用せず端部の龜裂が曲げの影響を顯著にうけてをるに對し片面付のものは兩面付のものほど甚しい曲げを生ぜず剪斷に近き一樣な切斷面を示してをることからも或程度の說明がつけられる.

圖—8　A種接手破壞狀況

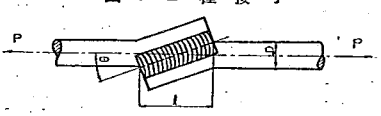


[2] B種接手

この接手はA種が偏心のために起す曲げを避けんがために, 丸鋼端を豫め所要の角度に屈曲せしめ, 其重襲部に對しA種同樣の渦肉熔接を施工せんとするものである. 屈曲の角度は重襲長の短いほど大きい.

A種に述べたと同樣の材料について著者の行つた實驗の結果からして次の樣な事が決論される. 先づ兩端を屈曲せしめた關係から荷重を加へた最初に於て曲げの影響の少いことは當然であるが, 荷重の增加と共に熔接部兩端に龜裂を生じ龜裂の發生と共に重襲部の傾斜角 θ は漸次增

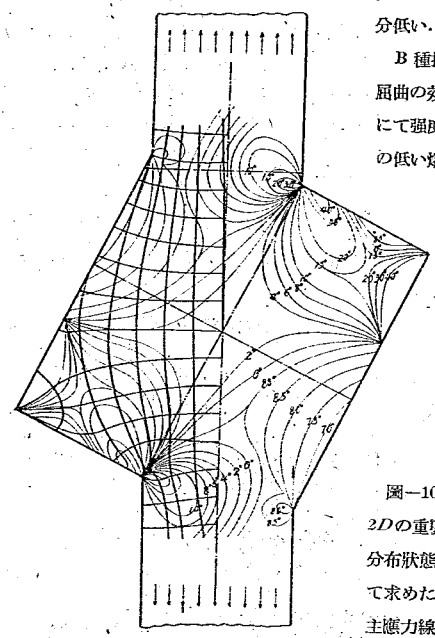
圖—9　B種接手



* 土木試驗所報告第15號揭稿「電氣熔接法による鐵筋の接合」參照

大し遂に切斷するに至ることはA種と同樣である．切斷時の傾斜角は實驗の範圍では重疊の多少に無關係にほぼ一定である．B種接手の示す降伏點荷重は重疊部を殘め屈曲せしめたことによつてA種に比して著しく增大してをる．A種接手の降伏點荷重の低かつたことが主として曲げの影響によつたものである點から考へて當然の結果と考へる．而してB種接手の示した降伏點荷重は重疊の多少には殆んど無關係で母材其のものゝ降伏點荷重に比較して幾分低い．

圖—10　B種試片の等傾曲線と主應力曲線

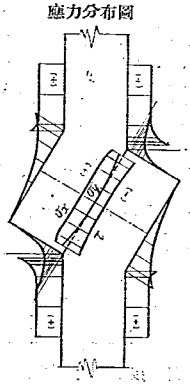


B種接手の破壞程度をA種接手の夫れに比較すると鐵筋端の屈曲の効果は殆んど認められない．又重疊長を增加しても其割合にて强度は增さないことはA種同樣であり，著者が比較的强度の低い熔着鋼を用ひて行つた實驗の結果では重疊長 $4D$（D は丸鋼直徑）にしてはじめて丸鋼の破斷が起つてをる．

以上の狀況に鑑みるにB種接手の强度計算はA種接手に示せると同樣にて支障なかるべく載荷の當初に於ける曲げ影響の不足は幾分强度計算を安全ならしむるものと考へる．

この接手を實地に應用するについての困難は相接合せらるゝ隣接鐵筋端を平行に配置することに苦心を要すること，又重疊部の幅が大體鐵筋徑の3倍に近いこと等である．

圖—12　同上應力分布圖

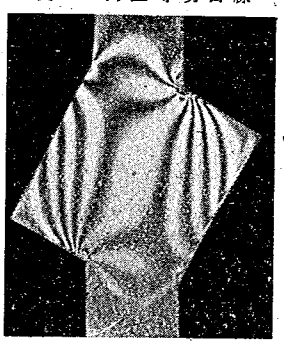


圖—10乃至圖—12は $2D$ の重疊の場合の應力分布狀態を光彈性實驗にて求めたもので圖—10の主應力線の方向を圖—3のものに比して方向偏倚の著しく減じてをること，又丸鋼母材に彎曲の發してをらないことが明にわかる．併し重疊線端部の應力集中は避け難い．

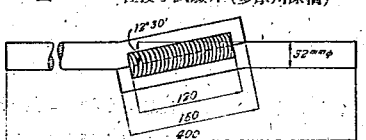
この種の接手の實例としては前記の著者の實驗（內務省土木試驗所報告第15號）のほかに東京府多摩川原橋施工にあたつて同府橋梁課の依頼によつて著者の行つた比較試驗の資材がある．

この試驗に用ひた試片は東京月島青山酸素電氣工業所の製作にかゝるもので，熔接機には大

圖—11　同上等明曲線



圖—13　B種接手試驗片（多摩川原橋）



阪電氣株式會社製交流電弧熔接機 A. S. A. 型 容量 8.5K.W のものを使用し，電極棒には登坂電氣研究所製徑 4.5mm のものを用ひてをる．

圖—13 は同試驗片の形狀寸法を示したもので，表—2 は其強度試驗成績である．

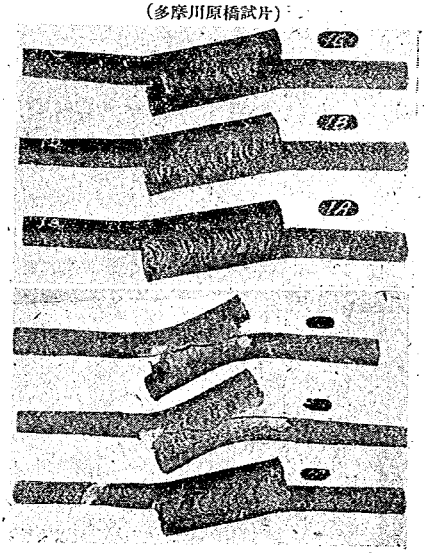
この試片に於て熔着鋼の剪斷強度を引張強度平均値の 80% にとるとすれば $\sigma_s=26{,}000\text{kg/cm}^2$ となる．從つて $\sigma_s/\sigma=0.57$ にて所要重襲長は $l\fallingdotseq 2.3D\fallingdotseq 7.3\text{cm}$ となる．壺のための餘裕を 2cm 見込むとするも 圖—13 の熔接長 120mm は過分の長さと云はねばならぬ．然るに强度試驗の結果は 1—A，1—B が母材强度以上に達したりと雖も 1—B は熔接部で切斷してをり，1—C に至つては母材の 85% の强度で破壞してをる．この原因は接手の熔接が熔着鋼試片製作に際してのものほど優良でなかつたことにあると考へられる．試片 1—C については熔接部端部の壺が著しく大きく且つ不手際であること，熔接長が 1—A，1—B に比して短かかつた事等が特にこの試片の程度を低下せしめたものである．

表—2　B種接手强度試驗成績
（多摩川原橋）

試片番號	極大强度 kg	摘　　要
1—A	37.600	把握部母材切斷
1—B	37.400	熔接部切斷
1—C	31.200	熔接部切斷
母　材	37.000	32.2mm φ 丸鋼 ($\sigma=4{,}550\text{kg/cm}^2$)
熔着鋼	3,210 3,350 (kg/cm²)	引張强度

全體的にこれらの試片を見て感ずることは接手端部への應力の集中であつて破壞は端部の龜裂にはじまり最强の切斷時に於ては接手熔着部の中央部が殘りこの部分に剪斷破壞が起るものと認められる．從つて剪斷强度を以て誘導したる前揭程度計算式によつて求められる所要熔接長に對しては壺のほかに端部應力集中に對する餘裕を充分に見込む必要ありと考へる．圖—14 は多摩川原橋工事にあたつて試驗を行つた B 種接手の試驗前及試驗後の狀況を示す．

圖—14　B種熔接接手試片並に其切斷狀況
（多摩川原橋試片）



III. 當鈑接手

[1] C 種接手

本接手は當鈑として丸鋼を使用したもので，現場に丸鋼殘材料のある場合は特別の當鈑材を必要とせざるの利點あるも，丸鋼同志の接觸線に沿つての熔接に於て熔込みに充分なる期待を持ち得ざることは A 種 B 種に於けると同樣である．

當鈑丸鋼 1 本の斷面積は母材の $^1/_2$ 斷面積をもてば足りるわけで D を母材の直徑，D' を當鈑丸鋼の直徑とすれば D' は $\frac{D}{\sqrt{2}}$ 以上あればよいこととなる．

當鈑の長さ L は其片側熔接長 l の 2 倍へ母材端部間隙を加へたものとなるわけである．熔接長 l の算定は (1) 式の場合と全く同一の記號を使用するとき次の如くにして求められる．卽ち母材强度と接手强度と相等しと

をきて（圖—14）

$$\frac{\pi}{4}D^2\sigma=4al\sigma_s$$

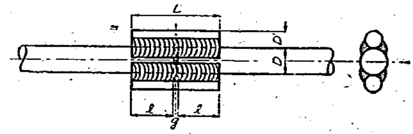
又 $\sigma_s/\sigma=0.65$ とし，喉厚は母材と當鈑丸鋼との平均直徑によつて定まるものと假定

$a=0.305\left(\frac{D+0.7D}{2}\right)=0.26D$ とすれば

$$l=1.17D \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

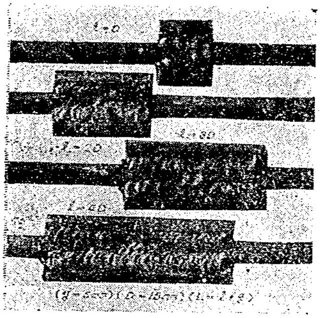
となる．

圖—15　C 種 接 手



著者が直徑 16mm の丸鋼へ同徑の丸鋼を當鈑として接合した試片について行つた實驗では $l=D, 2D, 3D, 4D$ の 4 種とも母材にて切斷し，强度上では極めて良結果が得られた．但しこの場合の所要熔接長は喉厚が大となる關係上 $l\doteqdot0.86D$ である．圖—15 は切斷前の試片を示す．

圖—16　C種接手の一例

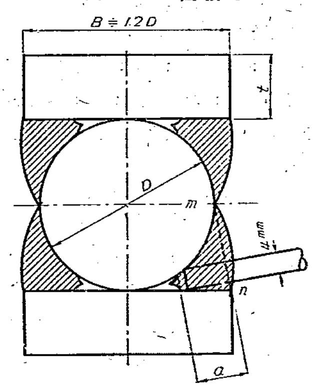


この種の添接鈑使用の缺點は添接による熔接部幅員の增大の著しいことで，この點で複雜なる鐵筋構造に於ける使用は困難である．

［2］ D 種 接 手

この接手は添接鈑として平鋼板を使用したものでC種接手の如く接手部の幅員の著しく增大することなきも，熔接を施す丸鋼と添接鈑との間隙がC種よりも一層狹くこゝに熔接の充分なる熔込を期待することは困難である．

圖—17　D 種 接 手



圖—17 の D種接手に於て丸鋼直徑を D とし，添接鈑の幅員を $B=1.2D$ にとるとすれば添接鈑の所要厚 t は次式にて決定せらる．

$$2\cdot t\cdot 1.2D=\frac{\pi}{4}D^2$$

$$t=0.327D$$

上記の所要厚を標準として各種の直徑の丸鋼に對する添接鈑の寸法を市販鋼板の厚を考慮して決定するとき大體表—3 の如くなる．

表—3　D 種 接 手 の 添 接 鈑 寸 法 (mm)

丸鋼直徑 (D)	16	19	22	25	28	32	36	38
丸鋼斷面積 (A)	201.1	283.5	380.1	490.9	615.8	804.2	1018.0	1134.0
添接鈑幅 (B)	(19.2) 19	(22.8) 22	(26.4) 26	(30) 32	(33.6) 35	(38.4) 38	(43.2) 43	(45.5) 48
添接鈑厚 (t)	6	8	8	8	9	12	12	12
添接鈑斷面 (A')	228.0	352	416.0	512.0	640.0	912.0	1032.0	1152.0
添接鈑長 (L)	75	77	80	85	90	95	105	115

備考．添接鈑幅員 (B) の項にて括弧を附したる寸法は $B=1.2D$ の關係より求めたる寸法である．添接鈑の幅は斷面積の大さから見るとき此値に比して遙かに小なるものにて充分なる場合あるも，熔着鋼の喉厚を一定寸法以上に保ちたき意味に於てなるべき $B=1.2D$ に近き値を採用した．添接鈑長 L は後述の熔添所要長から定めたものである．丸鋼端間隙 5mm とす．

次に接手熔着長の決定であるが，このためには先づ熔着鋼の喉厚の大さ定めねばならぬ．圖—17 に於て喉厚の方向は添接鈑の端と丸鋼の最外側を結ぶ線に直角とし，其大さは熔接棒が同方向に挿入せらるゝものとして，丸鋼に接觸するに至るまでの深さに熔込の深さとして熔接棒の徑の $^1/_2$ を加へたるものを採る．この假定の下に求めたる丸鋼直徑と喉厚との關係は，圖—18 の如くにして，熔接棒の徑の相違による變化を度外視して考ふるとき，ほゞ

$$a=0.409D-3.12$$

となる．今本式を用ひて D が 15, 20, 25,30mm の場合を求むれば

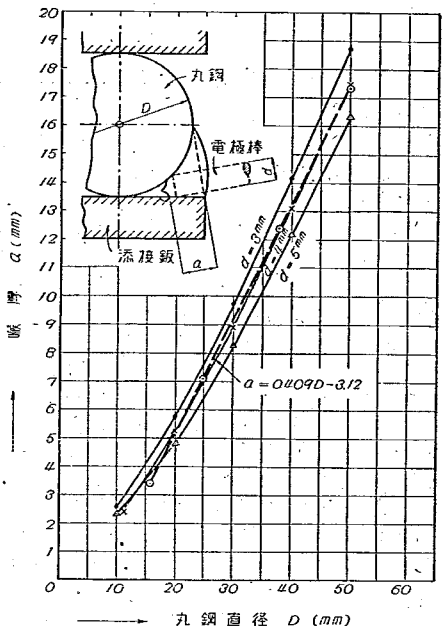
D(mm)	15	20	25	30
a (mm)	3.09	5.06	7.27	9.15
	$(0.206D)$	$(0.256D)$	$(0.29D)$	$(0.30SD)$

となる．鐵筋コンクリート工事に於て其接手が最も問題視せらるゝ丸鋼の徑は 25～32mm なるべく，この程度の直徑に對しては $a=0.3D$ と假定して大過なしと考へらる．

今 D: 丸鋼直徑； σ: 丸鋼許容引張强度； a: 熔接喉厚； l: 熔接長； σ_s: 熔接許容剪斷應力とすれば丸鋼と接手とが同一强度を有するためには

$$\frac{\pi}{4}D^2\sigma=4al\sigma_s$$

圖—18　D種接手の喉厚と丸鋼直徑との關係



若し $\sigma_s/\sigma=0.65$； $a=0.3D$ と假定すれば，接手の所要熔接長は

$$l=1.0D$$

となる．この理論長は前述の如く丸鋼徑 25～38mm の場合であつて直徑 15 及 20mm の場合には所要理論熔接長は夫々 $l=1.5D$ 及 $1.2D$ となる．實際施工せらるべき熔接長は以上の理論長へ壺の長さとして少くも喉厚の大さ，普通 10mm 程度を加算する．尙熔接長が $4a$ に達せざるものは施工困難なるが故に前記の算出法にて求めたる長さが $4a$ 以下なるものに於ては其長さを $4a$ とするを妥當なりと認める．以上の諸條件を基として求めたる各種直徑丸鋼の熔接長は大體表—4 の如きものとなる．

表—4　D 種接手片側熔接長 (mm)

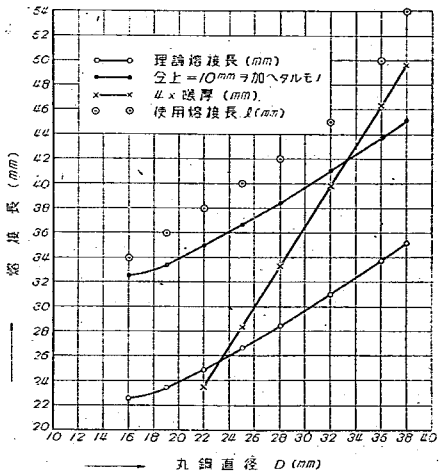
丸鋼直徑 (D)	16	19	22	25	28	32	36	38
喉厚計算値 (a)	3.424	4.651	5.878	7.105	8.332	9.968	11.604	12.422
理論熔接長 (l)	22.6	23.5	24.9	26.7	28.4	31.0	33.7	35.1
$l+10$	32.6	33.5	34.9	36.7	38.4	41.0	43.7	45.1
$4a$	13.7	18.6	23.5	28.4	33.3	39.8	46.4	49.7
使用熔接長 (l')	34	36	38	40	42	45	50	55

圖—19 は表—1 の關係を圖示したものである．以上の熔接長から添接鈑の長さは自ら定まり，表—4 の使用熔接長の2倍に丸鋼端の間隙 5mm 程度を加算したものとなる．表—3 の添接鈑長 (L) は斯くの如くにして求めたる寸法である．

この種の接手の最大缺點は既述の如く熔接を底部まで充分に熔込ましむることの困難な點であつて，平鈑と丸鋼との間隙へ熔着鋼を置くことはA種乃至C種の如く丸鋼と丸鋼との間へ熔着することより更に不便である．併しこれ等の底部熔込の不充分な點は其位置か外力の方向に平行である爲に直角の場合の如く繰返し應力に對して大なる影響ありとは考へられない．

倘D種の接手の仕上の形狀はA種乃至C種に比して遙かにコンパクトであるが，これをE種に比べるとよほどの見劣りがする．

圖—19　理論熔接長と實使用長との關係



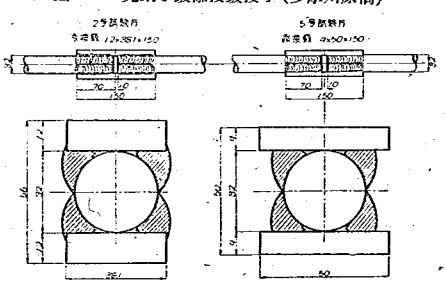
以下はD種接手について行つた依頼强度試驗結果を略記したものである．

1. 東京府多摩川原橋　本橋の施工にあたつて東京府から各種の丸鋼熔接法について比較試驗の依頼があつた．中廻合熔接せるものの成績は土木試驗所報告第 39 號に重ね接手については本報告 II [2] に記載の如くである．

D種接手としては圖—20 に示すか如き2種のものについて行つた．使用した電鈑棒は登坂電氣研究所製の徑 4.5mm のもの熔接機は大阪電氣株式會社製交流電弧熔接機容量 8．5 KW のものを使用してをる．熔着鋼の强度其他に關しては土木試驗所報告第 39 號抽稿「電氣熔接法による鐵筋の接合」を參照されたい．

2種の試驗片は圖—20 に示す如く添接鈑の大さを異にしてをり丸鋼徑 32mm に對し2號試驗片にては添接鈑 12×38.1×150mm，5 號試驗片にては 9×50×150mm る使用してをる．兩者共其斷面積は丸鋼斷面に比して約 12% の餘裕をもつてをる．其熔接長は片側 70 mm を有し，著者が表—4 に示せる熔接長 45mm に對しては約 60% の過大となつてをる．從つて熔着鋼强度が 38kg/mm² を有するものとせば破壞が丸鋼に發生すべきことは豫想されるところであり，實際實驗の結果も試片6箇孰れも丸鋼の全强を示し，添接鈑の切斷を見たるもの1個ありたるも其他はすべて母材にて破斷してをる．表—5 は其試驗成績である．

圖—20　丸鋼手鈑添接鈑接手（多摩川原橋）



この試驗結果では各試片とも充分丸鋼母材の强度を確保してをると稱することが出來るが，熔接長は理論長より著しく大であるために使用電極棒が甚だ多量である．熔接長を更に短縮しても倘充分なる成績を示したるものと信ずる．圖—21 及圖—22 は試片の破壞前後の狀況を示したものである．

表—5 D種熔接接手引張試験成績（多摩川原橋）

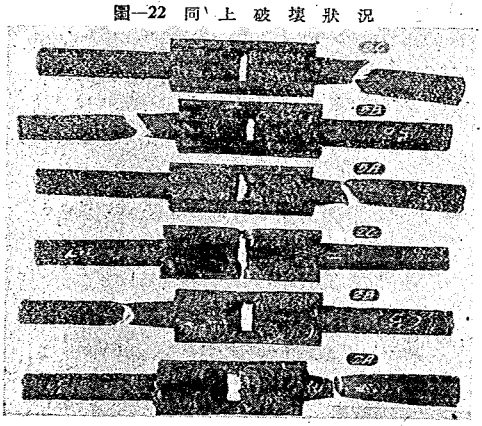
試片番號		丸鋼徑 mm	極限強 最大荷重 kg	極限強 極限強度 kg/cm²	作業時間 (m)	電極棒使用量 本數	電極棒使用量 體積 (cm³)	摘要
2號	A	32	37,750	46.8	37.0	14.0	71.3	1回盛，母材切斷
	B	〃	37,850	46.9	29.5	11.2	57.0	2回盛，〃
	C	〃	37,900	47.0	20.0	7.8	39.7	1回盛，添接鈑切斷
5號	A	32	38,200	47.3	18.5	7.4	37.6	2回盛，母材切斷
	B	〃	37,600	46.6	18.5	8.0	40.7	〃 〃
	C	〃	38,000	47.1	19.0	8.5	43.3	〃 〃

備考 極限強度は最大荷重を丸鋼原斷面積にて除したものである．

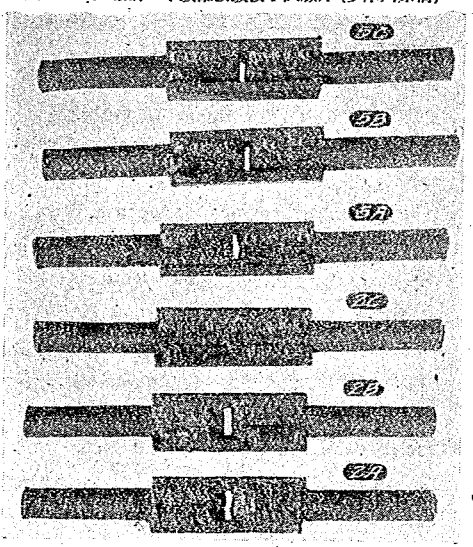
これ等によると各試片とも其破斷箇所が添接材端より約 50mm の點に起つてをることがわかる．母材に對する熱影響のことを考へられないでもないが，試片の總長が比較的短く丸鋼部分の自由長少く切斷は握みの端部より生じてをるので熱影響に對する確實な意見が述べられない．

これ等の試片を見て特に留意を必要とすることは試驗 2C の切斷狀況である．この試驗片は他のものと異り，丸鋼接合部に間隙を置かず密着せしめ，熔接も他のものゝ如く中斷せず連續して施工してをる．其切斷強度は充分丸鋼母材の强度に匹敵してはをる

圖—22 同上破壞狀況



圖—21 試驗前の平鈑添接鈑接手試驗片（多摩川原橋）

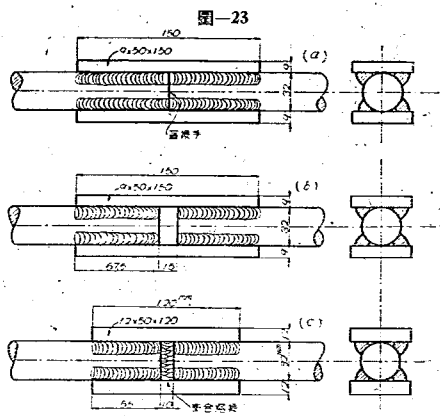


が切斷が添接鈑に起つてをり，其强度も添接鈑としては幾分低い値を示してをる．切斷が添接鈑に生じたことは熔着鋼を連續施工したことに基因することは明かで，中央接合部にては荷重の加はると共に應力は添接鈑とこれに沿つて施工された熔着鋼とにて分擔せらるべく，應力の增加に伴つて延性の乏しき熔着鋼が先づ龜裂を起すに至るべきことは豫期せられるところであり，一度龜裂を生じた場合は熔着鋼と融合してをる添接鈑に對してこの龜裂が切り缺きの作用をなしこゝに應力の集中が生じ遂に添接鈑の切斷を生ずるものと考へられる．從つてこの種の接手に於て熔接を連續施工して熔着鋼に引張應力を作用せしめ，先づこれに龜裂を發生せしむるが如き工法は絕對に避くべきものと

信ずる．

2. 千葉縣流山橋，養老橋其他　千葉縣の依嘱により流山橋外2橋の鐵筋接手の强度試驗を行つた．3種ともD種接手に屬するものであつたが，其細部に幾分の相違がある．即ち圖—23に示すが如く丸鋼先端を盲接きとせるもの，間隙を殘したるもの，熔塡せるものと3種である．各試片とも熔着長は充分な長さを有し，强度上の不安はなく孰れも母材にて切斷してをる．(b)の如きは其施工技術に多大の懸念が持たれ，(c)は丸鋼尖端を熔着してをるのでこの部分の龜裂發生を豫期したが熔着長の大なることは，これらの弱點のすべてを覆ふて餘りあつたものと認められる．表—6は其成績である．

圖—23



表—6　千葉縣依嘱 D.種熔接接手引張試驗成績

試片番號	丸鋼直徑 mm	添接鈑 厚•幅•長	片側熔接長	接手間隙	極限强 最大荷重 kg	極限强度 kg/mm²	摘要
(a)（流山橋）	32	9•50•150	75.	盲	37,300	48.4	盲接手 母材切斷
(b)（養老橋）	〃	9•50•150	67.5	15	35,850	44.6	母材切斷
(c)（　—　）	32	12•50•120	55.	10	33,750	42.0	母材切斷 接手間隙熔塡

3. 長野縣鐵筋熔接標準　同縣にては昭和12年鐵筋コンクリート構造物用の丸鋼の熔接を試み，これが標準接手としてD種を採用してをる．下記は同縣道路課の好意によつて得た試驗成績である．

圖—24は鐵筋徑 22mm より 40mm に至る 6 種についての工法を示したもので，これが特徵と見られる點は丸鋼接手間隙を 3mm とし兩側熔接間には更に片側 11 ～ 21mm だけ間隔を保たしめてをること，添接鈑の厚さに相等する前面隅肉熔接を併用してをること等である．

この種の工法をとつた試驗材について長野縣長野工業學校にて行つた成績は表—7 の如くである．

表—7　D 種熔接接引張試驗成績（長野縣）

鐵筋徑 mm	添接鈑[*1] 幅 • 厚 • 長	片側[*1] 熔接長 mm	極限强 最大荷重 (kg)	强度 (kg/mm²)	摘要
22	25 • 8 • 115	45	13,400	35.4[*2]	母材切斷
22	25 • 8 • 115	45	13,600	35.6	〃
28	35 • 9 • 120	45	23,850	38.8	〃
28	35 • 9 • 120	45	23,700	38.5	〃

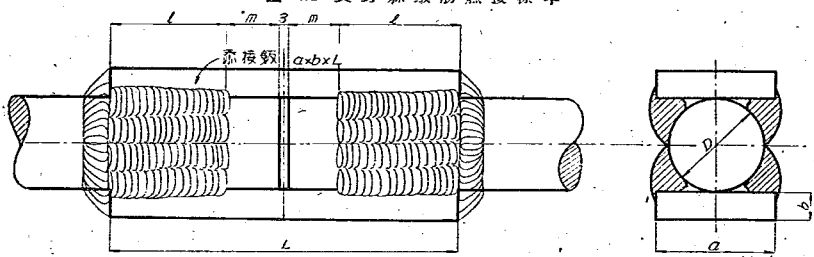
備考

*1　試験報告表には添接鈑寸法及熔接長明記されず表—7 に掲げたるものは圖—23 の標準寸法を示す

*2　丸鋼斷面についての單位强度

各試片とも丸鋼母材にて切斷してをるが其單位强度は著しく低い．鐵筋コンクリート用棒鋼の强度としてはあまりに低値であつて，この原因が母材の素質によるものか前面隅肉作業の熱影響によるものであるかゝ判然しない．

圖—24　長野縣鐵筋熔接標準



丸鋼径 D (mm)	添接鈑 a mm	添接鈑 b mm	添接鈑 L mm	l mm	m mm	電極棒径 mm
22	25	8	115	45	11	4
25	30	9	115	45	11	4
28	35	9	120	45	135	5
32	40	12	135	50	16	5
36	45	12	140	50	185	5
40	50	12	145	50	21	5

4. **其他の D 種接手强度試驗成績**　前揭數種の D 種接手のほかに著者の行つて同種接手强度試驗成績を示せば表—8 の如くである．

表—8　丸鋼 D 種接手强度試驗成績

依頼省又は工事名	鐵筋徑 mm	添接鈑 幅・厚・長	片側熔接長 mm	接手間隙 mm	極限强 最大荷重 (kg)	極限强 强度 kg/mm²	摘要
東京府土木部橋梁課	28	38.1・9・150	70	10	25,250	41.0	母材切斷，熔接部異狀なし
〃	〃	〃	〃	〃	25,400	41.2	〃

岡山縣大原橋復舊工事	K_1	28	36・9・150	75	無	26,100	42.4	前面隅肉使用，母材切斷，熔接部異狀なし
	K_2	〃	〃	〃	〃	25,850	42.0	
	K_3	〃	〃	〃	〃	25,800	41.9	
	C_1	〃	〃	〃	〃	25,850	42.0	
	C_2	〃	〃	〃	〃	25,600	41.6	
	C_3	〃	〃	〃	〃	26,450	43.0	
	N_1	〃	〃	〃	〃	25,800	41.9	
	N_2	〃	〃	〃	〃	26,300	42.8	
	N_3	〃	〃	〃	〃	26,000	42.3	
東京府第一河川出張所		25	50・5・150	70	10	20,850	42.5	母材部切斷
		〃	〃	〃	〃	20,400	41.6	
千葉縣		28	36・9・150	75	無	25,850	42	前面隅肉使用，內材部切斷，母材切斷
		32	50・12・120	55	衝合熔接	33,750	42	
東京府第二河川出張所		25	45・6・150	70	10	21,000	42.8	熔接部切斷
		25	〃	〃	〃	19,700	40.1	〃

5. D 種接手强度試驗成績に對する考察　前揭諸試驗成績を通覽するに切斷が明かに接手部に發生してをるものは多摩川原橋 2・C 試片のみであつて其他のものは孰れも母材部に切斷を起してをり接手强度過大ならざるやの感がある．事實前揭の諸例について見るに接手の片側熔接表は所要長に比して遙かに大であつて，例へば $D=32$mm の丸鋼の場合，計算から求め得られる所要熔接長は 41mm 程度であるが，實際使用された例を見ると最大 75 mm 最少 50mm である．熔接の施工に不安なき限り，熔接長を減少しても充分接合の目的を達しうるものと信ずる．尙多摩川原橋の 2・C 試片の接手部切斷は前述の如く，接手部熔填の結果に基くものと信ずるが，施工された衝合熔接の材質が母材に近似した優良なものであれば斯くの如き懸念の生ぜざることは當然である．又 2, 3 の試片は側面隅肉のほかに前面隅肉を併用してをるが，D 種試驗片を通じ，これが有無にかゝはらず大部分の切斷が母材部に起つてをる關係上，前面隅肉の効果を明瞭に認めることは困難であるが，側面隅間に比して單位强度の高き前面隅肉の施工が夥なからざる補强の役目を果しをることは疑ひ得ないところである．從つてこれが使用の場合は相等側面隅肉長の短縮をなし得るものと考へる．但し丸鋼の橫斷方向に施工されるこの熔接が，鋼材の材質を害する懸念は多分にあるからなるべく輕い熔接にとゞめたい．又，前面隅肉施工による疲勞强度の低下について考慮すべきものと信ずるが其程度については確言するだけの資料をもたない．

[3] E 種 接 手

D 種接手に用ひた平鋼板の添接鈑を丸鋼に沿つて扇形に曲げて使用するもので，添接鈑と丸鋼表面との間には完全な隅肉熔接を施工することが出來る．

この場合添接鈑の大さは丸鋼の斷面積に相應するものとして決定せらるべきは當然であるが，其厚の選定には兩添接鈑の間隔が其部分に 2 個の等脚隅肉熔接を完全に施工し得る程度とする必要がある．厚さ薄くして添接鈑の幅の過大となるときは隅肉熔接の施工竝に應力の傳達上から不便が多い．

卽ち圖—24 に於て

R; A：丸鋼半徑竝斷面積

t; L：添接鈑の所要厚並幅

とすれば，上記の條件を滿足するためには

$$\widehat{AB} \geqq t$$

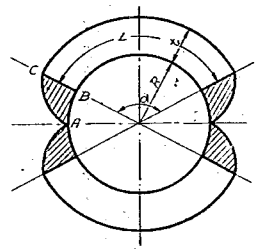
從つて，中心角　$\alpha \geqq \pi - \frac{2t}{R}$

又添接鈑の斷面積を丸鋼の斷面積と同一ならしむる爲には

$$L = \frac{A}{2t}$$

今これらの諸條件を丸鋼徑 19, 22, 25, 28, 32, 36, 38, 42mm に對し添接鈑厚 8, 9, 12, 16mm につきて照査するとき表—9 の結果が求められる．

圖—25　E 種接手



表—9　E 種接手添接鈑厚と中心角との關係

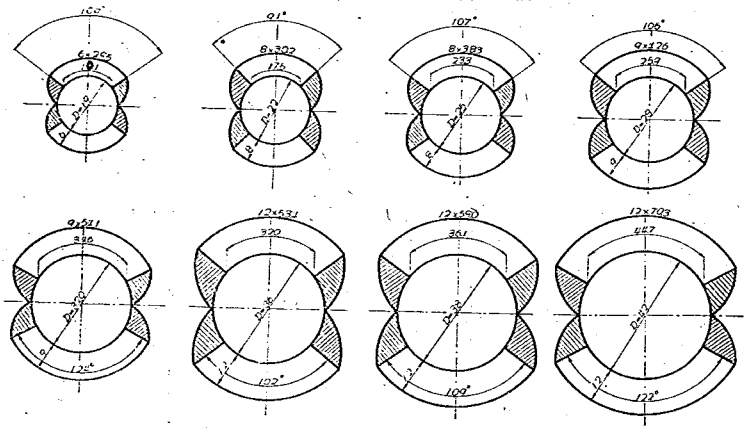
丸鋼徑 (mm)	丸鋼斷面積 (mm^2)	添接鈑 厚 t (mm)	添接鈑 長 $l=\frac{A}{2t}$	熔接鈑の中心に含む角度 α	同上 α°	$\pi-\frac{2t}{R}$
19	2,835	**6**	**2,362**	**1,890**	**108°.29**	**1,879**
		8	1,772	1,313	75.23	1,458
		9	1,575	1,125	64.46	1,247
22	3,801	6	3,168	2,263	129.66	2,051
		8	**2,376**	**1,584**	**90.76**	**1,558**
		9	2,112	1,363	78.09	1,506
25	4,909	**8**	**3,068**	**1,859**	**106°.51**	**1,862**
		9	2,727	1,604	91.90	1,702
		12	2,045	1,105	63.31	1,222
28	6,158	8	3,848	2,138	122.50	1,999
		9	**3,421**	**1,849**	**105.94**	**1,756**
		12	2,566	1,283	73.51	1,427
32	8,042	8	5,026	2,513	143°.98	2,142
		9	**4,467**	**2,179**	**124°.85**	**2,017**
		12	3,350	1,522	87.204	1,642
36	10,180	8	6,363	2,892	165.70	2,253
		9	5,655	2,513	143.98	2,142
		12	**4,242**	**1,768**	**101.30**	**1,801**
38	11,340	8	7,087	3,077	176.30	2,300
		9	6,300	2,681	153.61	2,194
		12	**4,725**	**1,891**	**108.29**	**1,879**
42	13,850	8	8,656	3,462	198.36	2,380
		9	7,694	3,017	172.86	2,285
		12	**5,771**	**2,137**	**122.44**	**1,999**
		16	4,328	1,492	85.51	1,618

表—9 中太字にて示せるものが前揭の諸條件を滿足する最も適切なる添接鈑なりと認める．圖—26 はこれ等を圖示したものである．

前揭の斷面を有する添接鈑を使用するものとして，これが所要熔接長は，丸鋼の强さと側面隅肉熔接接手の强さとを相等しとをきて

$$\frac{\pi}{4} D^2 \sigma = 4 a l \sigma_s$$

圖—26　E 種 接 手 添 接 鈑 寸 法



母材の強度と隅肉熔接の強度との比 $\sigma_s/\sigma=0.65$ とし，隅肉熔接の喉厚は脚長即ち添接鈑厚 t の 0.6 倍（計算の結果は 0.55～0.66 倍）なりと假定すれば理論上の所要熔接長は

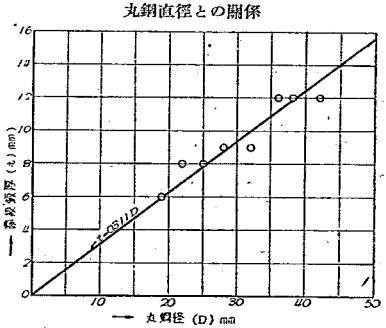
$$l=0.503\frac{D^2}{t}$$

となる．

今前揭の添接鈑に於て其鈑厚と丸鋼徑との關係を求むるに大體次式にて示さる（圖—27 參照）．

$$t=0.311D$$

圖—27　E種接手，添接鈑の厚さと丸鋼直徑との關係



從つて熔接の理論所要長は

$$l=1.62D$$

となり，實使用長はこれへ壺の影響を考へて約 10mm の餘長を見込めば充分である．

尙以上の如くにして求めた熔接長が $4a=2.8t$ 以下の場合は作業上の不便から $4a$ 程度の長さとする．又，側面隅肉に於ける應力分布を均等と假定したのであるが，實際問題としては兩端に應力の集中が避け難いのでこれに對する餘裕を見込むことが多い．

表—10は前揭の諸條件を考慮して決定した各種直徑の丸鋼に對する使用熔接長である．

表—10　E 種 接 手 添 接 鈑 所 要 熔 接 長

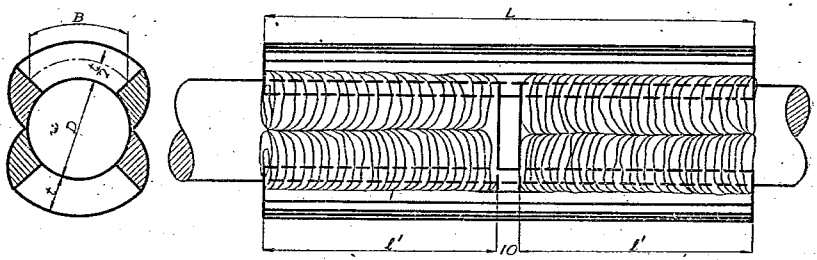
丸鋼直徑 D	19	22	25	28	32	36	38	42
理論熔接長 (l)	30.8	35.6	40.5	45.4	51.8	58.3	61.6	68.0
$l+10$	40.8	45.6	50.5	55.4	61.8	68.3	70.6	78.0
$4a$	14.4	19.2	19.2	21.6	21.6	28.8	28.8	28.8
使用熔接長 (l')	45 (50)	50 (55)	55 (60)	60 (65)	65 (70)	70 (75)	75 (80)	80 (85)

備考　使用熔接長 (l') の決定には端部應力集中を見込んで假りに 5mm の餘裕をとつた．括弧内の數値は 10mm の餘裕をとつた場合の寸法である．

添接鈑長は上記使用熔接長へ丸鋼端部の間隙 5～10mm を見込めば自ら決定する．表—11 は間隙 10mm とせる場合の所要添接鈑の形狀寸法を示したものである．

表—11　E 種接手添接鈑形狀寸法

丸鋼直徑 (mm)	19	22	25	28	32	36	38	42
丸鋼斷面積	2835	3801	4909	6158	8042	10180	11340	13830
添接鈑								
厚　(t)	6	8	8	9	9	12	12	12
平均幅　(B)	23.8	23.8	30.8	34.3	44.4	42.7	47.6	57.5
斷面積　(A)	1424	1904	2464	3087	3996	5124	57.12	69000
長　(L)	100 (110)	110 (120)	120 (130)	130 (140)	140 (150)	150 (160)	160 (170)	170 (18)



この種丸鋼熔接接手の應力分布狀況を實物について測定することは極めて困難なので，フエノライト製試片による光彈性實驗によつて，その傾向を知らんと試みた．光彈性實驗であるから應力は平面的に取扱ふを便とする．從つて試片の形狀としては丸鋼の中軸を通る斷面形に對應するものを選んだ．圖—28 は其形狀を示すものである．この試片に於て添接鈑に相等する部分の厚さが實物に比して非常に大きなつてをる．フエノライト試片に於ても母材と添接鈑とに相當する部分の斷面積を相等しからしめた結果である．

圖—29 及圖—30 は實驗で求めた等傾曲線，等明曲線竝にこの結果に基いた主應力線である．更に圖—31 は前記の結果を用ひて算出した斷面 AB 及び CD に沿つた σ_x, σ_y 及 τ の大さを示したものである．これらの算出には A 點の緣維應力を基準とし

$$\sigma_x-\sigma_y=(\sigma_1-\sigma_2)\cos 2\phi$$

$$\tau=\frac{1}{2}(\sigma_1-\sigma_2)\sin 2\phi$$

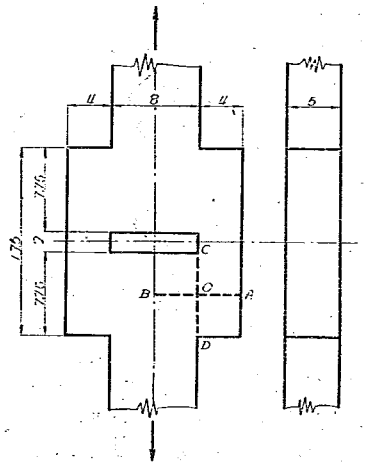
$$\sigma_x-\sigma_{x0}=-\int_{x0}^{x}\frac{\partial\pi}{\partial y}d_x$$

こゝに　σ_1, σ_2 ：主應力

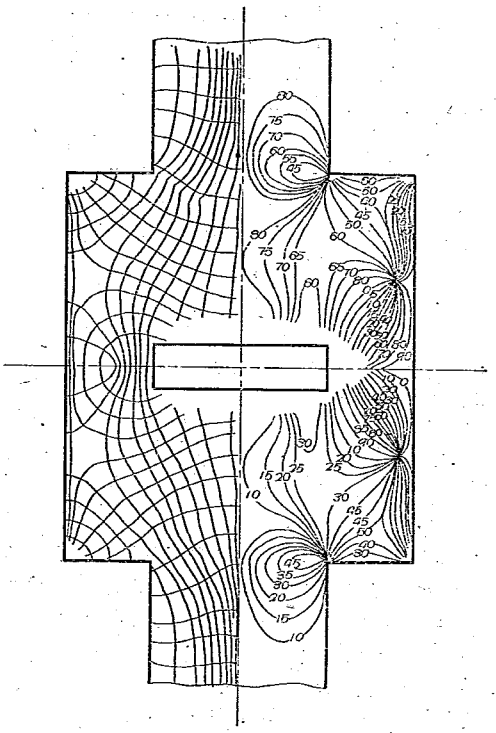
ϕ ：主應力の傾斜

σ_{x0} ：緣維應力

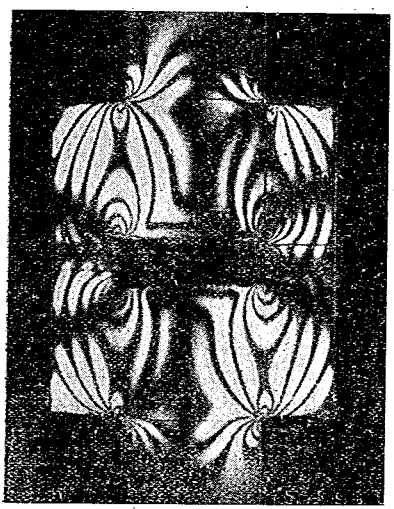
圖—28　フェノライト試片の形狀



圖—29　等傾曲線及主應力線



圖—30　等　明　曲　線



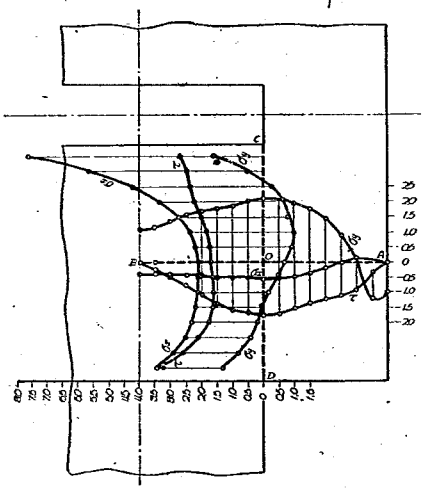
の關係を用ひて，AB 線の應力を求め，更に O 點の應力を基として同樣の方法にて CD 線の應力を求めたものである．

圖—31 に於て O 線の A 點側にて σ_y が負となつてをることは添接鈑に彎曲の影響の現はれてをることを示す．この關係は主應力線圖からも推定出來る．又 CD 線に於て σ_x, σ_y 及て が何れも兩端に向て著しく增大してをることは，端部の應力集中を示すものである．

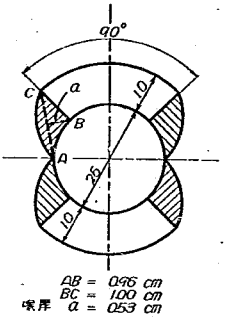
以上 E 種接手の細部構造の決定に關する事項を記述したが，以下にこの種接手の實例について著者の行つた實驗竝に各方面からの依頼試驗成績を略述したいと思ふ．

1. 25mm 丸鋼による豫備試驗　前揭 E 種接手熔接長の決定に於ては熔着鎖の剪斷强度を丸鋼强度の 65% と假定したがこの比率の採方が所要熔接長に及ぼす影響は頗る大きい．この試驗はこの 65% の比率の安全性を確めるために行つたもので，試料としては 25mm 丸鋼，添接鈑としては圖—32 の如きものを用ひた．添接鈑

圖—31 内部應力圖



圖—32 試驗片斷面



の形狀は其斷面を丸鋼とほゞ同一ならしめること，$CB \fallingdotseq AB$ ならしめる事添接鈑の中心角度を $\frac{\pi}{2}$ とする等の條件から定めたものである．

丸鋼斷面積　A=4,909mm² に對し，兩添接鈑斷面鈑は A=5,498mm² である．

日本標準規格による鐵筋コンクリート用丸鋼の引張强度は 39～52kg/mm² である．もし熔着鋼の剪斷强度がこれの 65% 程度とせば略 25～35kg/mm² の値を有することとなる．

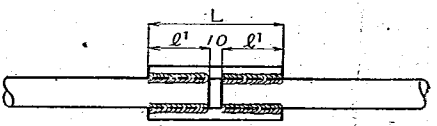
よつて熔着鋼剪斷强度 25, 30, 35kg/mm² の 3 種の場合を想像し，喉厚 0.53cm，母材引張强度平均 46kg/mm² と假定し，壺長 10mm を見込むとき，所要熔接長は 5.5, 5.0, 4.5cm の 3 種となる．よつて圖—33 に示す如き 3 種の試驗片を作製した．

熔接に使用した電極棒は極工社製 G 印，G.E 會社製 F 印及 W—22 印の 3 種を使用した．直徑 7mm 標點距離 25mm の引張試驗片による試驗成績は表—12 の如くである．

表—12 熔着鋼强度

種別	G_1	G_2	平均	F_1	F_2	平均	W_1	W_2	平均
引張强度 (kg/mm²)	44.0	41.3	42.7	42.1	41.7	41.9	48.7	50.7	49.7
伸率 (%)	16	16	16	14	12	13	24	24	24

圖—33 添接鈑寸法



種別	A-a	A-b	A-c
ℓ¹(mm)	55	50	45
L(mm)	120	110	100
試片數	3	3	3

これらの熔着鋼の剪斷强度は前揭豫想强度を遙るかに越へ G 及 F 種は 30kg/mm² 以上，W 種は 35kg/mm² 以上を有するものと推定されるが試片製作には電極棒 G, F, W を夫々試片 A—a, A—b, A—c の製作に使用した．

試片は引張試驗に先ち熔着部を削成し，隅肉熔接の形狀を正確に所定の大さとした．各試片の引張試驗成績表—13 の如くである．

前表の成績にて明かなるごとく各試片とも切斷は丸鋼母材部に發生してをり接合部には何等危險の徴候を示さなかつた．圖—34 及圖—35 は試驗前後の試片の狀況を示したものである．

これらの結果より推論するとき熔接長の算出に於て熔接部の剪斷强度を母材强度の 65% に採ることは，本豫備試驗に使用せる程度の電極棒を用ひ，施工に著しい失敗なき限り，充分安全性を有するものであり，場合によつては 70% 程度の比率を採用するも大過なかるべしとさへ考へられるのである．

表—13　引張試驗成績

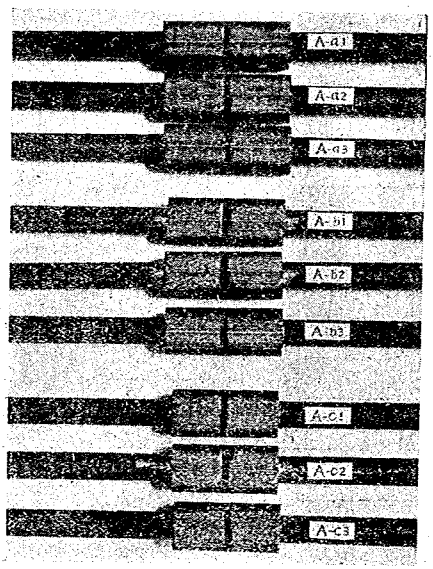
試片番號	熔接長	使用電極棒	最大荷重 (kg)	單位强度* (kg/mm²)	切斷箇所
A—a_1	5.5	G	23,700	47.8	丸鋼部分
a_2	〃	〃	20,700	41.8	〃
a_3	〃	〃	20,600	41.6	〃
A—b_1	5.0	F	20,700	41.8	〃
b_2	〃	〃	20,800	42.0	〃
b_3	〃	〃	23,700	47.8	〃
A—c_1	4.5	W	20,800	42.0	〃
c_2	〃	〃	20,800	42.0	〃
c_3	〃	〃	20,700	41.8	〃

備考　＊最大荷重が丸鋼斷面積に對する單位强度なり

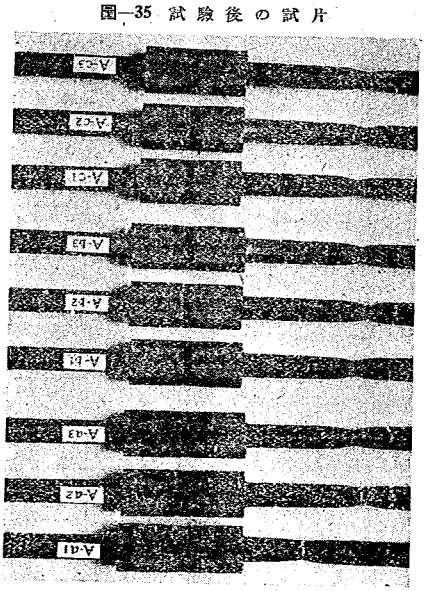
尙切斷試驗後の試片について其狀況を觀察するに，先づ第一に注目せらるゝ點は 1，2 の例外を除き各試片とも切斷が接手金物端より約 8.5cm の箇所に發生してをることである．かゝる傾向は圓合熔接接手に於ても屢々見受けられるもので熱影響の現れと信ずるものであるが詳細な温度測定を行つてをらぬから確言することは出來ない．

更に試片の各部の伸張について觀測した結果は圖—36 の如くである．切斷箇所に於ては斷面局部收縮のため

圖—34　試驗前の試片



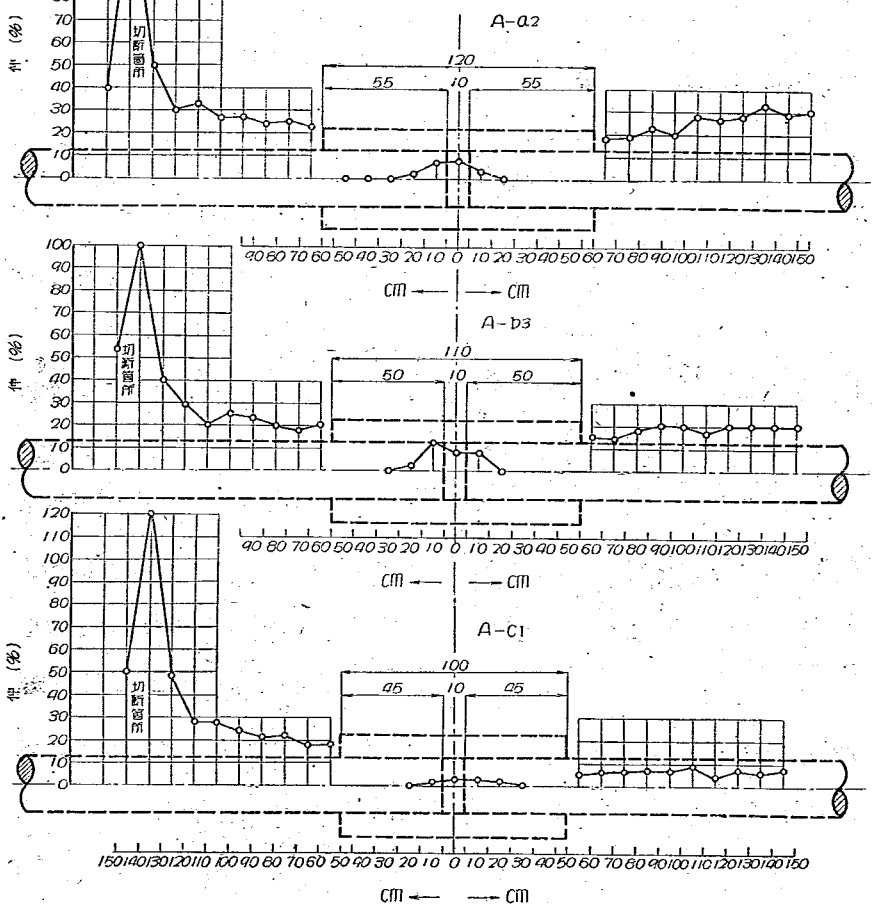
圖—35　試驗後の試片



に最大の伸張を示すことは當然であるが，伸張は接手の中央添接鈑部にても相當量に達する．この部分は斷面積の急變する箇所であつて應力傳達の狀況も甚だしく複雜なるべしと推定せられる．この部分の伸長が相當量に達することはこの部分を溶着鋼にて充たすことの危險を物語るもので，この點はD種接手に於ける實驗結果に基いてすでに記述した如くである．

2. 江戸川河水統制水門工事用鐵筋の熔接　内務省東京土木出張所施工の千葉縣行徳町江戸川河水統制水門工事の基礎版に於ては直徑 32mm 及 25mm 混合にて總量約 350 噸の鐵筋が使用せられ，接合箇所 4591 ケ所，從來の重ね合せ接手による場合は約 45.6 噸の鋼材が冗費されることとなつてをつた．著者はかくの如き多量の鋼材浪費の

圖—36　試驗片各部伸長



防止策として表—10及表—11に示すE種丸鋼熔接接手を推奨するの機會をもつたが，幸にこれが採擇を見るに至り，E種熔接接手の大規模實施の體驗を持つことが出來た．以下はこれが實施上に關する記錄である．

熔接工と電極棒　熔接工としては內務省東京土木出張所荒川機械工場所屬のS技工（41才）及N技工（22才）の兩氏を使用することとし，先づ其技術檢定を行つた．檢定は熔接協會の電弧熔接手資格檢定規定に準據し，下向傾合熔接についてのみ試驗を行つた．表—14が其試驗成績である．先づS技工について見るに第I回試驗成績は甚だ心細い結果を示して到底丸鋼接手の工事に從事せしめ得る見込がたゝなかつた．よつて更に半ケ月間の練習期間を與へた後第II回の試驗を行つたが，前回の成績との間に何等進歩の跡が認められず，試片の切斷面には熔滓，氣泡の挾雜甚しいものがあつた．以上の結果から見て元來瓦斯熔接工出身であるS技工の電弧熔接に何等か技術的の誤りがあるものと推定された．よつて技術習得の目的で同人を3日間S製作所に派遣し同所の優秀技術者の指導を受けしむると共に，使用電極棒もS製作所製E印徑4mmのものに變更した．斯くの如にして得たS技工の技倆には急激な進歩の跡が見え充分信賴しうべき域に達し得た．表—14の第III回及第IV回試驗成績の如くである．

表—14　熔接工技術檢定試驗成績

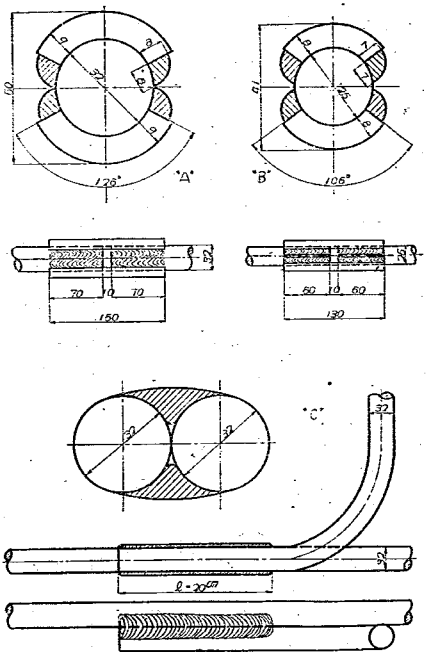
技工	試驗番號	試片番號	斷面積 mm^2	極限荷重 kg	强度 kg/mm^2	使用電極棒	摘要
S技工	第I回	1 乃至 8	485.5 乃至 512.5	13,750 乃至 19,458	27.3 乃至 38.2	角丸商店納入品	熔接部切斷，挾雜物多量層狀をなすものあり。
	第II回	1 乃至 6	510.5 乃至 540.2	15,100 乃至 17,850	29.6 乃至 34.8	角丸商店納入品	熔接部切斷，氣泡挾雜物點在す。
		7	535.0	12,400	23.2	芝浦E印	熔接部切斷，熔込根
		8	548.0	16,800	30.7	〃	〃
	第III回	1	493.4	23,600	47.8	芝浦製作所E印	母鈑切斷
		2	490.0	23,100	47.2	〃	〃
		3	500.1	23,400	46.8	〃	熔接部切斷，斷面良好
	第IV回	1	491.2	22,900	46.6	芝浦製作所E印	母鈑切斷
		2	488.9	22,900	46.8	〃	〃
		3	493.8	22,950	46.9	〃	〃
		4	491.2	23,200	47.2	〃	〃
N技工	第I回	1	480.0	19,800	41.2	芝浦製作所E印	熔接部切斷
		2	480.0	21,300	44.3	〃	〃
	第II回	1	500.0	20,500	41.0	芝浦製作所E印	母材切斷
		2	509.0	21,000	41.2	〃	〃
		3	504.0	20,800	41.3	〃	〃
		4	505.0	20,900	41.4	〃	〃
		5	499.0	20,500	41.1	〃	〃
		6	500.0	20,200	40.4	〃	熔接部切斷

N技工の檢定成績に關しては特記すべき事項はない2回の檢定試驗結果に基きて現場作業に從事せしめうる技倆あるものと認めた．

使用鋼材　主鐵筋として使用せらるゝ 32mm 並 25mm 丸鋼について行つた試驗結果は何れも J. E. S. 構造用壓延鋼材中の鐵筋コンクリート用棒鋼の規格に合格するものであつて特記すべき點はないが，添接鈑用の鋼材としては鋼鈑剪斷によつて生じた屑鐵板を購入使用した結果，材質に幾分の不均等性が見え，其引張强度は試片6 箇中にて最大 54.1kg/mm² 最少 38.6kg/mm² の變化を示したが大體 39kg/mm² 以上の强度を有するものと認めて合格せしめた．

接手形狀寸法　32mm 及 25mm 丸鋼の當鈑接手は圖—37 A. B. の如くで略圖—26 及表—11 に示したものと同樣である．このほかに曲げ上げ鐵筋の接合に圖—37 C の如き重ね接手を使用した接手の長さは豫備試驗の結果（表—15 參照）によつたもので l=20cm を採用した幾分長がすぎるやに考へられるが作業の困難な點を考慮して充分な安全性を持たしたものである．

圖—37　江戸川河水統制水門工事鐵筋接手詳細圖



現場熔接作業　江戸川水門工事に於ては電力は自家發電によつてをる．池貝鐵工所製 150 馬力ディーゼル機關にて運轉される明電舍製 3 相 125 KVA の發電機から送られる 5300V の電流は芝浦製作所製 40 KW 變壓器にて 220V に變壓されて熔接機に送られる．工事に使用した熔接機は 2 臺で次の容量のものである．

芝浦製作所製．單式交流電弧熔接機 SWA—300 型 最大入力 30 KVA 50~.一次側電壓 100—200 V 定格二次電流 300A 定格時間 1 時間.

作業は作業小屋内へ熔接手が腰掛けて適度の高さとなるが如き木製臺を配置し，これの上面に熔接機の導線を導き，臺上に鐵筋を置けば導線と接觸しうる構造とした．又熔接作業にあたつて發生する紫外線の熔接作業員以外に及ぼす害を防止のために遮蔽用衝立を配置した．

作業にあたつては鐵筋の運搬，添接鈑の取付，熔滓の取除き其他に從事せしむるため手傳人夫を熔接工 1 人につき 2~4 人附屬せしめた．

工事は昭和 12 年 3 月 3 日より開始されたが熔接作業着手當初は寒氣甚しく且つ作業小屋は周壁なきため直接寒風に曝らされての作業であつた爲に成績思はしからざるものがあつたが，風徐けと，熔接部の急冷防止に注意するに至つて所要の結果を收め得た．

熔接鐵筋引張試驗　熔接工の資格檢定を終ると共に，32mm 及 25mm 丸鋼について所定の熔接接手の製作をなさしめ，これが引張試驗を行つた．表—15 は S 技工の製作せるものに對する成績表である．

表—15　江戸川河水統制水門丸鋼熔接手引張試驗成績

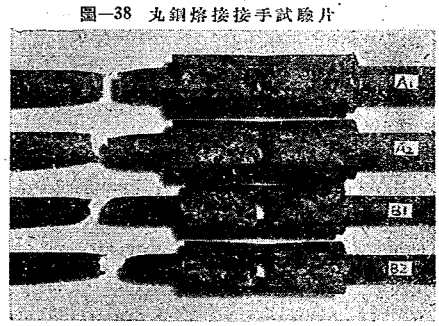
試片番號		丸鋼直徑 mm	斷面積 mm²	極限荷重 kg	單位强度 kg/mm²	電極棒使用量 本	電弧電流 A	熔接時間 分	摘要
A	1	32.5	829.6	34,600	41.7	6.0	90～95		
	2	32.5	829.6	33,900	40.9	6.0	〃		母材切斷
	3	32.5	829.6	33,200	40.0	5.6	〃	19	
型	4	32.5	829.6	32,500	39.2	5.8	〃	20	
B	1	25.5	510.7	25,600	50.1	5.0	90～95		
	2	25.5	510.7	25,600	50.1	5.0	〃		母材切斷
	3	25.5	510.7	21,700	42.0	4.6	〃	16	
型	4	25.5	510.7	22,000	42.5	5.0	〃	18	
C	1	32.0	804.0	30,100	38.5	15.0	100	40	l=120母材切斷
	2	32.0	804.0	32,200	40.0	15.0	〃	40	l=120　〃
	3	32.0	804.0	28,800	35.8	9.0	〃	30	l=150熔接部切斷
型	4	32.0	804.0	35,200	43.8	12.0	〃	40	l=200母材切斷

備考　熔接時間は一接手を完成するまでの凡ての操作時間を示す．C型の中No. 2 は 5 層盛，他は何れも 4 層盛なり．

この試驗結果により各型とも充分なる强度を與へうることを明かにし得たので現場熔接工事に着手せしめた．圖—38 は表—15 の試片中代表的のものゝ切斷狀況を示したものである．

工事着手後も隨時施工済の接手を摘取しこれについて引張强度試驗を行つた．昭和12年 3 月より 6 月迄の間に 24 本の試片を採つてをる．これについて行つた試驗成績の詳細はこれを省略するが，工事着手當時のものに熔接部切斷を示したものが1箇，添接鈑に用ひられた鋼材の强度低きため添接鈑にて切斷せるもの數箇ありたるのみにて其他は凡て丸鋼母材にて切斷してをる．前者は作業小屋の寒風に曝露されてをつた爲の影響であることは既述の如くであり，後者は添接鈑中に構造用鋼以外の低炭素のものゝ混してをつた爲であることも使用鋼材の項に於て說いた如くである．

圖—38　丸鋼熔接接手試驗片



熔接費　內務省東京土木出張所江戸川河水統制水門建設事務所の調書を基として熔接に要した費用を算出した結果は大體表—16 の如くである．

表—16 の工費中添接鈑は A 型用 B 型用とも其大半は板材購入の上東京土木出張所荒川機械工場にて扇形に加工したもので，殘餘は既成品を購入したものである．兩回の添接鈑單價は次表の如くである．

又電極棒は芝浦製作所E印徑4mm のもので購入價格は1瓩當0.85 圓である．これが消費量を工事係員の報告によつて算出すると次の如くである．

A型接手1箇所當
0.348～0.382kg(7.25～7.96本)

B型接手1箇所當　0.290kg(6.05本)

C型接手1箇所當　0.446kg(9.3本)

		數量	金額	單價	摘要
			円	円	
第Ⅰ回分	A型	6428	1230.34	0.191	鋼材購入，加工直營
	B型	1302	180.73	0.139	
第Ⅱ回分	A型	800	263.00	0.295	既成品購入(月島，東京工作所)
	B型	30	6.00	0.200	

備考　平均單價 A型 0.24 圓　B型 0.17 圓

表—16　江戸川河川統制水門丸鋼熔接熔接費

型式		用使所箇	接手數	添接鈑		電極棒		熔接工		人夫		電力料		計	
				員數	金額	重量	金額	員數	金額	員數	金額	量	金額	金額	接手一箇所當
					円	kg	円		円		円	k.W.H	円	円	円
A型	鐵筋徑32耗	閘門	1201	2402	583.7	418	355.5	124	304.2	210	352.0	1454	107.8	1703.2	1.42
		水門	2401	4802	1166.9	915	777.8	146	396.1	675	1141.8	2908	215.2	3697.7	1.54
		計	3602	7204	1750.6	1333	1133.2	270	700.3	885	1493.8	4362	323.1	5401.0	1.50
B型	徑25耗	水門	651	1302	120.7	188	160.0	35	109.2	86	155.9	485	35.9	581.6	0.89
C型	徑32耗	閘門	338	—	—	151	128.0	21	63.7	114	186.7	500	37.0	415.4	1.23
計		閘門	1539	2402	583.7	569	483.5	145	367.9	324	538.7	1954	144.9	2118.6	1.38
		水門	3052	6104	1287.6	1103	937.7	181	505.3	761	1297.7	3393	251.1	4279.4	1.40
		計	4591	8506	1871.3	1672	1421.2	326	873.2	1085	1836.4	5347	396.0	6398.0	1.39

備考　本表には熔接機，同消却費發送電設備費，消耗品費等を含まぬ．

上記の消費量は表—15 に示した豫備試驗に於けるものに比しA型，B型に於て約 20% の增加となつてをる．この原因は實作業に於ては試驗片製作の場合より1ビードだけ多く施工した結果であり，C型に於ける約20% の減少は鐵筋曲げ上げの不正確から $l=20$cm を完全に熔接し得なかつた爲である．

又表—16 の電力料は1接手當りの實使用電力量と，自家發電に要した1 KWH 當りの費用から算出したものである．

1接手當使用電力量は各型について 3～4 日の實使用電力量から平均値を求めた．

A型接手	B型接手	C型接手
1.21. KWH	0.745	1.48

發電に要した費用は昭和12年4月より7月迄(熔接施行期間)の總發電電力 38023 KWH に對し，

發電費	送電費	諸扱	計
1899.2圓	779.2圓	133.4圓	2811.8圓

であつて1 KWH 當り，0.074 圓に當つてをる．

熔接工程，熔接工1人1日の熔接工程は

A 型 熔 接	最 小	15～16 箇所	最 大	30～32 箇所
B 型 熔 接	最 小	24～25 箇所	最 大	34～35 箇所
C 型 熔 接		10 箇所前後		

尙熔接工1日の規定就業時間は午前7時より午後5時迄作業時間は約9時間であるが，多忙な時期には13時間位作業してをる．

工事費の比較　本工事に使用せる丸鋼は總噸數350噸で，これが購入價格は105～184圓，平均1t當り163.1圓である，今4591箇所の丸鋼接手に對して從來の重ね合せ接手を使用したとしてこれに失はれる鋼材重量は，45.6噸に達する．

	單位重量	直	徑	箇 所	
32mm 丸鋼（A型箇所）	6.31	× 54	× 0.032	× 3602	= 39.3t
〃　（C型箇所）	6.31	× 42	× 0.032	× 338	= 2.9t
25mm 丸鋼（B型箇所）	3.85	× 54	× 0.025	× 615	= 3.4
					45.6t

鋼材價格のほかに鐵筋加工業として噸當り5人歩，結束費として繼手1箇所 0.02圓を見込めば重ね合せ工法による接手用竣工費は

鋼　　材		163.1円 × 45.6≒7437
加　工　費		2.0円 × 5 × 45.6 = 456
結　束　費		0.02円 × 4591≒ 92
計		7985

上記の重複接手に對し熔接接手の工費は表—16 により 6398.0圓にして兩者の間に

7985－6398＝1587圓

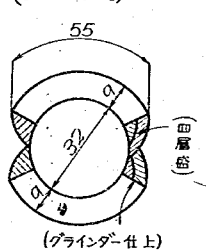
卽ち約20％の節約がなされた事となる．但し本工費ではこの節約費の中から熔接機 2臺（價格 370×2＝740圓）を購入工事に使用してをる．

3. 松原橋　新京濱國道松原橋は中央徑間 20.0m，兩側徑間各 6.0m の 3 徑間鐵筋コンクリート連續桁橋にて，これが主桁に使用せる主鐵筋 32mm 丸鋼の接合に電弧熔接當鈑接手を使用した．

接手の形狀寸法は既述のものと大同小異である．片側熔接長 70mm，當鈑厚 9 mm，長 150mm，中央間隙 10mm である．圖—39 は其斷面を示したもので當鈑は幅 50mm の平鋼を壓縮機にて曲げ，端部はグラインダーにて隅肉底部の角度の 90° となる樣仕上した，熔着鋼は片面4層盛である．使用電極棒は芝浦製作所製 E 印，徑 4 mm 熔接機は同製作所製，S.W.A 300型最大入力 30 KVA である．直徑 6mm，標點距離 48mm の引張試驗片を用ひて行つた熔着鋼强度試驗の結果では引張强度 48.1kg/mm²，伸率 19.2％ を示してをる．

丸鋼接手强度試驗は工事着手の最初製作せしめたる試驗片について行つた．表—17 が其成績である．

圖—39　松原橋鐵筋接手



尙接手强度試驗と共に添接材について强度試驗を行つた．試片數6箇中3箇は室温のまゝ他の3箇は2分30秒～3分10秒間薄櫻色に加熱の後35分～40分間にて室温に冷却せしめた，室温のまゝのものゝ引張强度平均46.5kg/mm², 伸率23.7%(試片寸法，斷面 34.5×9.0mm，標點距離 200mm) である．加熱せられたるものゝ平均引張强度は 45.8kg/mm², 伸率 22.9% で顯著な變化は認められない．

表—17 松原橋丸鋼熔接接手引張試驗成績

試驗片番號	丸鋼徑 mm	斷面積	極限荷重 kg	單位强度 kg/mm²	摘要
1	32	804	34,280	42.5	母材切斷，熔接部端部に小龜裂
2	〃	〃	35,350	44.0	
3	〃	〃	36,000	44.8	

本工事施工にあたつての熔接作業費を內務技手水島秀夫氏の調査によつて要約すれば表—18 及表—19 の如くである．

表—18 松原橋丸鋼熔接接手材料勞力表

作業日數	接合箇所數	就業時間	一箇所平均作業時間 熔接	段取	計	電力 負荷電流	電壓	電力量	電極棒使用量 本數	趣	勞力 熔接工	手傳
17	317	時 分 133～55	分 —	分 —	分 —	A —	V —	KWH 298	2430	95.9	17	82
1箇所割平均	—	—	17	3	21	70～80	125	0.93	7.7	0.302	0.053	0.238

備考 一日作業接手數は最大 24. 最少 16. 普通 22 箇所である．作業は昭和13年1月28日より同2月16日に亘つてをる．

表—19 松原橋丸鋼熔接接手1箇所當單價表

材料	形狀寸法	稱呼	員數	單價	金額	摘要
添接鈑	50×9×150	枚	2	0.38	0.760	
電極棒	4mmφ×35cm	瓩	0.302	0.85	0.256	芝浦製作所E印
電力費*1		k.W	0.93		0.173	
熔接工		人	0.053	4.00	0.212	
人夫	助手	人	0.053	2.20	0.117	
人夫	手傳	人	0.205	1.80	0.270	記錄係1人ヲ含ム
小計					1.788	
電氣設備費*2					0.268	
金引鋸*3		枚	0.155	0.75	0.120	
人夫*4	加工	人	0.095	2.00	0.190	切揃及グラインダー
同 *5	段取	〃	0.025	1.80	0.045	
小計					0.515	
合計					2.303	勞力 0.834

備考 *1 電力量はメートルによる．本工事中の支拂料金 55.00 圓にして接手1箇所當 0.173 圓なり
*2 電氣設備は容量 18KVA 架結長 30m. 外線內線工事費竝取外料合計 85.0 圓にて接手1箇所當り 0.268 圓
*3 金引鋸使用數量 49 枚接手1箇所當り 0.155 枚
*4 添接鈑グラインダー仕上 5人 接手1箇所當り 0.015人
母材端切揃 26人 接手1箇所當り 0.08人
*5 熔接場段取 8人 接手1箇所當り 0.025人

接合に重ね合せ接手を使用する場合の工費は

接手長	$35d+25d \fallingdotseq 1.9\text{m}$	円 $0.22\times6.31\times1.9=2.64$
結束用鋼線（徑 1.2mm）長 0.8m のもの1箇所		円 $0.30\times0.0088\times5.6=0.015$
鐵筋1箇所曲手間	$\fallingdotseq 0.067$ 人とす.	円 $1.80\times0.67=0.120$
〃 手間	$\fallingdotseq 0.025$ 人	$1.80\times0.025=0.045$
計		2.820

兩工法を比較するとき熔接接手は

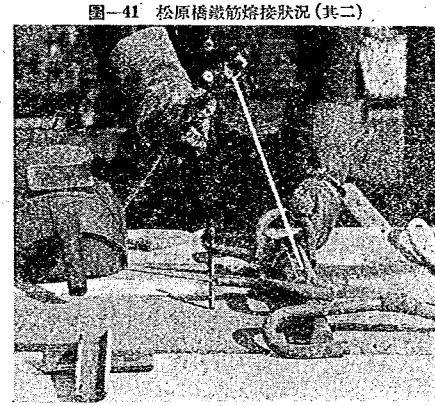
$$2.82-2.303 \fallingdotseq \text{円}0.52$$

の廉價となり，約 20% の節約となる，

圖—40 及圖—41 は熔接現場施工狀況を示す，

圖—40　松原橋鐵筋熔接狀況（其一）

圖—41　松原橋鐵筋熔接狀況（其二）



4. 其他の E 種接手强度試驗成績　前揭數種の試驗成績のほかに著者が諸府縣からの依頼によつて行つた强度試驗成績を直徑別に分類したものが表—20 である．

表—20　丸鋼 E 種接手强度試驗成績表

其 1　25mm 丸　鋼

依頼者竝工事名	試片番號	添接鈑 中心角	厚	長	片側熔接長 mm	接手間隙 mm	極限强 最大荷重 (kg)	强度 (kg/mm²)	摘要
富山縣（早月橋）		111°6′	8	130	60	10	19,100	41.9	實測丸鋼徑 24.1，電極棒帝段 No. 16. 4mm. 母材切斷富山佐藤工業所施工
富山縣（早月橋）	1 乃至 5	124	8	150	70	10	19,450 乃至 19,650	39.6 乃至 40.0	富山佐藤工業株式會社製，母材切斷
內務省荒川機械工場木下川水門	2	125	6	130	60	10	18,700	39.05	母材切斷，熔接部異狀なし
	4	〃	〃	〃	〃	〃	18,750	39.1	
	5	〃	〃	〃	〃	〃	18,750	39.1	
	6	〃	〃	〃	〃	〃	18,700	39.05	

其 2 28mm 丸 鋼

依頼者並工事名	試片番號	添接鈑 中心角	添接鈑 厚	添接鈑 長	片側熔接長 mm	接手間隙 mm	極限强 最大荷重 (kg)	極限强 强度 (kg/mm²)	摘要
富山縣(早月橋)		109°16	9	130	60	10	23,450	38.9	實測丸鋼徑 27.7 電極棒帝段 No. 16, 4mm 母材切斷 佐藤工業所
		〃	〃	〃	〃	〃	23,550	38.5	實測丸鋼徑 27.9 〃
富山縣(早月橋)	11 乃至 15	124	9	150	70	10	24,100 乃至 24,250	39.4 乃至 39.5	富山佐藤工業株式會社 母材切斷

其 3 32mm 丸 鋼

依頼者並工事名	試片番號	添接鈑 中心角	添接鈑 厚	添接鈑 長	片側熔接長 mm	接手間隙 mm	極限强 最大荷重 (kg)	極限强 强度 (kg/mm²)	摘要
富山縣*1	KA	126	9	150	70	10	35,690	44.3	熔接機日立製作所交流 25 KVA 電極棒川崎製 (K.S.A No. 2) 4mm, 2 層盛, 33T 附近にて熔接端に小龜裂母材切斷, 川崎造船所施工
	KB	〃	〃	〃	〃	〃	35,500	44.1	
	KC	〃	〃	〃	〃	〃	35,900	44.7	
	YA	126	9	150	70	10	35,600	44.3	熔接機日立製作所直流, 電極棒帝段 No. 17, 4mm 2 層盛 母材切斷, 横河橋梁製作所
	YB	〃	〃	〃	〃	〃	35,250	43.9	
	YC	〃	〃	〃	〃	〃	35,200	43.8	
	SA	126	9	150	75	無	36,200	45.0	熔接機, 大阪電氣交流, 帝段 No. 17, 2 回盛 接手中央部添接鈑切斷, 佐藤工業株式會社
	SB	〃	〃	〃	〃	〃	36,350	45.2	
	SC	〃	〃	〃	〃	〃	33,000	41.0	
	SD	〃	〃	〃	〃	〃	33,800	42.0	
	KSA	126	9	150	70	10	32,500	40.2	熔接機日立製作所交流, 帝段 No. 17, 4mm 母材切斷, 汽車製造會社
	KSB	〃	〃	〃	〃	〃	35,600	44.3	
	KSC	〃	〃	〃	〃	〃	34,200	42.5	
	OA	126	9	150	70	10	35,600	44.3	日立製交流熔接機, 母材切斷 大阪鐵工所
	OB	〃	〃	〃	〃	〃	35,000	43.5	
	OC	〃	〃	〃	〃	〃	35,200	43.8	
群馬縣*2 第一橋	1	120	9	210	100	10	36,400	45.3	井上工業株式會社施工, 施工良好なり, 母材切斷
	2	〃	〃	〃	〃	〃	36,350	45.2	
	3	〃	〃	〃	〃	〃	36,300	45.1	
茨城縣*3 (央橋)	1 乃至 5	110	9	150	70	10	30,800 乃至 31,800	38.3 乃至 39.5	母材部切斷, 母材强度は J.E.S No. 20 號の材料としては低し
富山縣*4 (赤川橋)	1	124	9	150	70	10 (熔塡)	38,600	48.0	母材切斷
	2	〃	〃	〃	〃	〃	38,200	47.5	添接鈑切斷
	3	〃	〃	〃	〃	〃	38,400	47.8	母材切斷
	4	〃	〃	〃	〃	〃	36,550	45.5	添接鈑切斷
	5	〃	〃	〃	〃	〃	38,400	47.8	母材切斷

接手間隙熔塡せり 富山佐藤工業所製作

其 3　32 mm 丸 鋼（續）

依頼者並工事者	試片番號	添接鈑 中心角	厚	長	片側熔接長 mm	接手間隙 mm	極限強 最大荷重 (kg)	強度 (kg/mm²)	摘要
群馬縣石井橋	A	124	9	170	80	10	34,250	42.6	母材切斷，熔接部異狀なし
	B	〃	〃	〃	〃	〃	34,150	42.5	
	C	〃	〃	〃	〃	〃	34,200	42.6	
群馬縣岩倉橋	1	116	12	210	100	10	32,300	40.2	母材切斷，熔接部異狀なし（井上工業株式會社）
	2	〃	〃	〃	〃	〃	32,300	40.2	〃　〃
	3	〃	〃	〃	〃	〃	32,450	40.4	母材切斷，熔接端部小龜裂
島根縣飯梨橋	1	110	9	150	75	無	32,550	40.5	母材切斷
	2	〃	〃	〃	〃	無	32,400	40.3	〃
茨城縣萬代橋	I 乃至 5	110	9	150	70	10	30,600 乃至 31,700	38.1 乃至 39.4	母材切斷
	6 乃至 10	110	9	150	70	10	33,800 乃至 35,000	42.0 乃至 43.5	母材切斷
桐生市昭和橋	1	120	9	170	85	無	36,100	44.9	母材部切斷，中央衝合附近の熔接に龜裂發生
	2	〃	〃	〃	〃	〃	35,300	43.9	
	3	〃	〃	〃	〃	〃	36,400	45.3	
樺太廳小遠古丹橋	1	89	12	200	97.5	5	31,700	39.4	母材切斷，帝段 No. 17, 5mm 棒使用
	2	〃	〃	〃	〃	〃	33,550	41.7	
	3	〃	〃	〃	〃	〃	31,350	39.0	
	1	89	12	200	97.5	5	34,150	42.5	母材切斷，豐國酸素 No. 2, 4mm 棒使用
	2	〃	〃	〃	〃	〃	34,200	42.6	
	3	〃	〃	〃	〃	〃	32,400	40.3	

其 4　38mm 丸 鋼

依頼者並工事名	試片番號	添接鈑 中心角	厚	長	片側熔接長 mm	接手間隙 mm	極限強 最大荷重 (kg)	強度 (kg/mm²)	摘要
島根縣[*5]（神立橋）	1	134	12.5	170	80	10	43,400	38.3	母材切斷，熔接部異狀なし
	2	〃	〃	〃	〃	〃	46,200	40.7	〃　〃

其 5　異徑丸鋼[*6]（富山縣早月橋）

丸鋼直徑	試片番號	添接鈑 中心角	厚	長	片側熔接長 mm	接手間隙 mm	極限強 最大荷重 (kg)	強度 (kg/mm²)	摘要
32mm と 28mm	A_E	111°42′	8	130	60	10	26,650	43.6	28mm 丸鋼切斷
	A_B	〃	〃	〃	〃	〃	23,200	38.2	
	16 乃至 20	124°	9	150	70	10	24,100 乃至 24,350	39.3 乃至 39.6	28mm 丸鋼切斷，富山佐藤工業株式會社製作

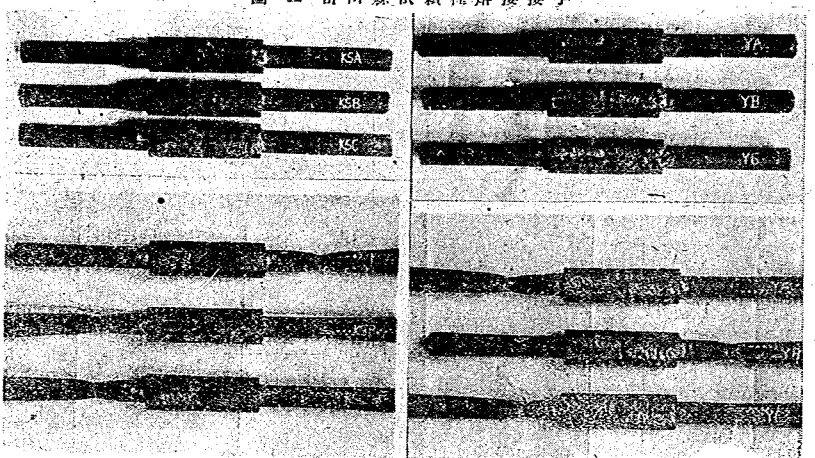
其5　異徑丸鋼*6（富山縣早月橋）（統）

丸鋼直徑	試片番號	添接鈑 中心角	添接鈑 厚	添接鈑 長	片側熔接長 mm	接手間隙 mm	極限强 最大荷重 (kg)	極限强 强度 (kg/mm²)	摘要
28mm と 25mm	C_R	101°53′	8	130	60	10	19,200	40.7	25mm 丸鋼切斷
	C_L	〃	〃	〃	〃	〃	19,300	42.3	
	6 乃至 10	124°	8	150	70	10	19,500 乃至 19,800	39.7 乃至 40.3	25mm 丸鋼切斷，富山佐藤工業株式會社製作

5. E 種接手强度試驗成績に對する考察　以上の諸試片の成績を通覽にするに切斷が熔接部に生じたものは皆無にして大部分丸鋼部にて破斷してをる，稀に熔接部端部に小龜裂を示せるものあるも接手の强度に影響を有する程度のものではない，又添接鈑に破壞を起してをるものがあるが，接手間隙の熔塡が其主原因と推定される，又接手部熔接長が一般に必要以上に大なることはD種接手の場合と同樣である．

試片中特記すべきものとしては 32mm 丸鋼にて富山縣*1 の K, Y, S, KS, O の 5 種は同縣が熔接接手施工に先ち關西方面の一流工場に試驗片を製作せしめたるもの丶試驗成績にして各種とも充分なる强度を示してを

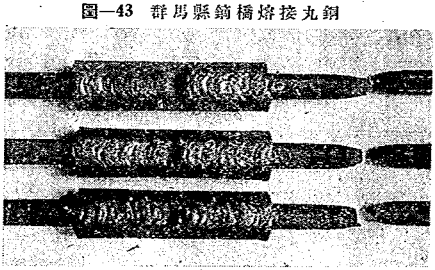
圖—42　富山縣依賴種熔接接手



るが S 種のみは切斷が添接鈑に起つてをる，接手間隙熔塡の結果である．圖—42 はこれらの試片を示したものである．

*2群馬縣鏑橋の試驗片は其施工極めて優良，其强度も殆んど均等にして，母材切斷箇所もほゞ一定し添接鈑端より約 10cm の點に起つてをる圖—43 は其切斷狀況を示したものである．同試片は片側熔接長 100mm にて著しく過大である恐らく 50mm 程

圖—43　群馬縣鏑橋熔接丸鋼



度にて充分の強度を示し得たものと信ずる．

*3茨城縣央橋の試片は5箇とも母材切斷を起してをるが其强度は平均値が僅かに 39gk/mm² に達する程度であつた，母材の素質によるものと認める，施工狀況は極めて均等で極限强度の相互差異は 3% 餘である．

同工事に於ける接手箇所數は 154 箇所，接手1箇所當の竣工費は 3.21 圓で其內譯表—21 の如くである．（三浦潤氏に依る）

表—21　茨城縣央橋丸鋼熔接工費

名稱	形狀寸法	員數	單位	單價	金額	摘要
電極棒	徑 4mm 長 30cm	8.4	本	0.034	0.285	實使用量7本，餘裕2割
添接鈑	厚 9mm 長 150mm 幅 45mm	2	枚	0.35	0.70	扇形仕上
職工		0.104	人	5.50	0.572	熔接工1日2人にて19箇所 8 日間にて仕上
手傳		0.228	人	0.90	0.205	1日 2.5 人 10 日間鐵筋整理運搬
電力費					0.623*	1箇月使用料金 60 圓，設備費 36 圓 計 96 圓
熔接機損料	日本電機製				0.325*	附屬品共一式損料 50 圓
雜費					0.50*	器具材料現場運搬，鐵筋支保材其他一式計 77.0 圓
計					3.21	1.762 1.448*

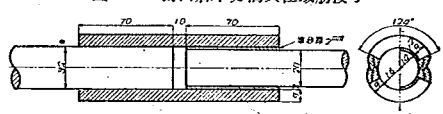
熔接工能率は1日 25 箇所の施工可能にして熔接工2人を雇傭せるは安全を期しすぎてをる，又僅か 10 日間の工事に對し，電力料として1箇月 1200 KWH の最低料金 60 圓を支拂つてをり實使用電力量は 200 KWH に過きなかつた事等がこの單位を高からしめた所以である．

*1富山縣赤川橋の試片は接手間隙を熔塡してをる，5試片とも充分なる强度は示してをるが2號及4號試片が添接鈑にて切斷してをることはこの間隙熔塡に原因してをると考へる．

*5 38mm 丸鋼を使用せる島根縣神立橋の接手は何れも母材部に切斷が起つてをるが，切斷箇所は添接鈑端に接してをり，且つ殆んど斷面收縮を示さず，丸鋼軸線に直角に破斷し一般壓延鋼材の破壞狀況とは趣を異にしてをつた，この原因を確むるために母材丸鋼の提出を求めこれについて引張試驗を行つたが平均强度 42kg/mm² 伸率 24.5% で JES 第 20 號の構造用壓延鋼材の規定に合格してをり特異性が認められなかつた，從つて熔接接手試片の異狀切斷の原因としては熔接時の熱影響が第1に考へられるのであるが，熔接作業狀況を詳かにし得ない關係から確實な判斷を下すことか出來なかつた，

*6富山縣早月橋工事に於ては 32mm 丸鋼と 28 mm, 28mm 丸鋼と 25mm との2組の異徑鐵筋の接合を行つてをる，小徑の丸鋼に相應する添接鈑を用ひ直徑の相違に基く間隙へは厚 2mm 乃至 1.5mm の弧形塡材を使用してをる圖—44 は 32 mm 丸鋼と 28mm の場合を示す，これらの切斷はすべて小徑の丸鋼にて切斷を生じてをる．

圖—44　富山縣早月橋異徑鐵筋接手



IV. 隅肉熔接接手要約

前掲5種の隅肉熔接接手中A種は其構造上當初より偏心を有し荷重の增加と共に屈曲を生ずる惧あること，熔接施工箇所が挾隘にして底部までの熔込不能なる點，等から見て丸鋼接手としては避くべきものと考へる．

B種はA種の偏心を除去したものであるが，熔接端部の應力集中の著しい爲に破壞は端部より漸次中央に進行し重要長の增加も充分强度增大に役立たゝざる狀況であり，熔接施工困難の度はA種と同樣，更に接手の幅が丸鋼の約3倍となるの缺點ありて，熔接接手とし推奬しうべき工法ではない．

C種は當鈑として現場有合せの丸鋼屑を使用せんとするものであるが，A，B同樣熔接施工困難なること，接手部の幅員著しく大なる事等の理由より，重要ならざる少數箇所にて止むを得ざる場合のほか使用すべきものでないと信ずる．

D種とE種とは共に當鈑を使用するもの前者は平鈑のまゝ後者は弧形に曲げたるものを用ひてをる，前者に於ては隅肉熔接が直線と圓弧にて圍まれる部分に施工するものであつて作業困難に且つ底部までの熔込が全然不能であり內部に熔滓の殘留の避け難い事はA．B種同樣であるに對し，後者は一般隅肉熔接の有する二等邊直角三角形に近い形に施行せられ底部までの熔込等は一般平鈑に於けると同樣に施工することが出來る，併し隅肉の形狀から同し直徑の丸鋼に對して前者の方が喉厚が大となるために熔接長從つて添接鈑長を短縮することが出來る利點を有するが，同時に熔着鋼の量，從つて使用電極棒の數量が增加するの缺點を免れない，接手の仕上りを比較するときは後者の方が遙かにコンパクトである．

以上D種とE種とは其細部について一得一失を有するも，接手としての最高要點たる熔接については其施工の容易さ，底部熔込の安全性の兩點から見てE種か遙かに優つてをるものと考へねばならぬ．

E種の理論熔接長としては各種の假定の下に

$$l=1.62D$$

とし，これに壺並に應力端部集中の影響を加味して15～20mmを加へたものを實使用長として充分な安全性を確保しうるものと信ずる，表—10及表—11は斯くの如くにして求めたる熔接長並に添接鈑寸法を示す．

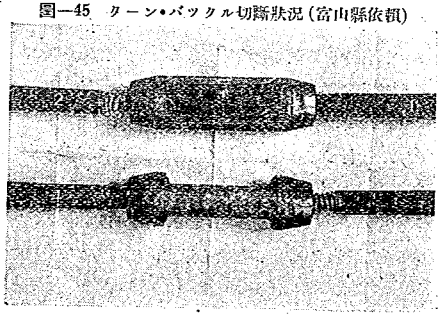
D種及E種共に接手中央部には5～10mmの間隙を附し，この部分は熔接を繼續せしめることを必要とする．

V. 附錄，熔接以外の丸鋼接手

[1] ターン・バツクル

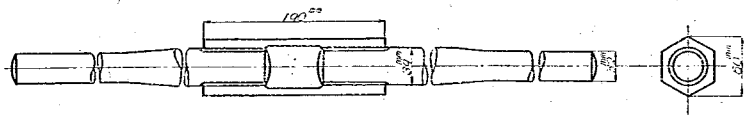
丸鋼接手として從來屢々用ひられたものにターンバックルがあるが，これが製作費の大なることゝ，丸鋼端をアップ・セットせざる限り，端部に刻むネヂの谷斷面に支配されて丸鋼の全强を求むることは全く不可能である，表—22は當所にて行つた試驗結果を示したもの，圖—45は端部アップ・セットせざるものゝ切斷狀況を示し圖—46はアップ・セットせるも

圖—45　ターン・バツクル切斷狀況（富山縣依賴）



のゝ細部を示せり.

圖—46　端部アップ・セットせるターン・バックル（山形縣）



表—22　ターン・バックル引張試驗成績

依頼者	試片番號	鐵筋徑	極限強 最大荷重 (kg)	極限強 強度 (kg/mm²)	摘要
富山縣	1	36.0	31,600	31.0	丸鋼端アップ・セットせず，螺旋部切斷
	2	36.2	31,700	30.8	
山形縣*1	1	32.0	33,800	42.0	ターン・バックルの中央切斷，
	2	〃	26,900	38.4	母材徑 32mm より 39mm に變化せんとする箇所切斷，ターンバックルに異狀なし
	3	〃	36,300	45.1	母材徑 32mm の部分切斷，ターン・バックルの中央部引伸されたるも切斷せず
	4	〃	34,300	42.6	
	5	〃	36,000	44.7	母材 32mm の部分切斷，ターン・バックル異狀なし

備考　*1　丸鋼徑 32mm にして端部を 39mm にアップ・セットして螺旋山を刻めり

[2] 丸鋼の鍛接

北海道廳帶廣治水事務所施工の十勝川河西橋に於ては徑間 41m の鐵筋コンクリード・ゲルバー桁橋の主鐵筋として44 mm 丸鋼を使用した，これが接手工法としては鍛接法を用ひてをり著者は同治水事務所の依頼によつて，これが强度試驗を行つた以下は其試驗成績である.

使用鋼材　日本鋼管株式會社，川崎工場の製品で表—23 の强度を有してをる，試片は 44mm 丸鋼中央部を徑 40mm に削成して試驗を行つた，C 試片は原材のまゝ，D 試片は鍛接の目的にて鈍赤色に加熱，空氣中にて冷却せしめたものである，試驗成績によると，この加熱は鋼材の延性を增加してをる樣である.

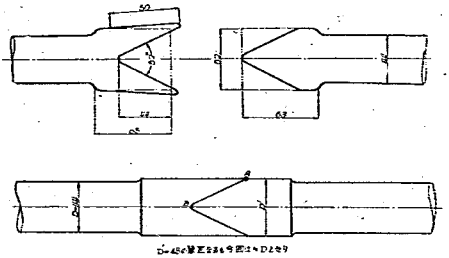
表—23　河西橋丸鋼强度試驗

試片番號	平行部直徑 mm	斷面積 mm²	限極强 荷重 (kg)	限極强 强度 (kg/mm²)	伸率 標距 mm	伸率 伸率 (%)	備考
C	40	125.6	56,550	45.0	160	27.5	原材のまゝ 中央部切斷
D	〃	125.6	58,800	46.8	〃	38.1	加熱 中央部切斷

第1回試驗　强度，鍛接接手の强度試驗を行ふために提出されたものは A_1 及 A_2 の 2 試片でこれが鍛接は圖—47 の如く矢筈式の工法を用ひてをる，提出された試片接合部の直徑は母材とほゞ同樣であつた，試驗成績は表—24 の如くである，

兩試片とも極限强度は母材の 95% に近い値を示し鐵筋コンクリート用の丸鋼として充分な强度を有してをる，試片切斷時の狀況を見ると荷重の增加と共に先づ圖—47 の A 部に龜裂を生ずるもこの龜裂は餘り成長せず極限荷重に近きて B 部附近に龜裂を生じ最後の切斷は矢筈中央部分にて外側母材部に起つてをる，これより深部の矢筈部では全然鍛合が認められなかつた．圖—48 は試片の切斷狀況を示したものである．尙この試驗に於て注目せらるゝことは伸率の著しく少いことである，これは切斷部にて充分な局部伸張の起らなかつた事によるもので圖—49 に示す，切斷試驗後の試片形狀を見るとき頷くことが出來る．

圖—47 接手の鍛接



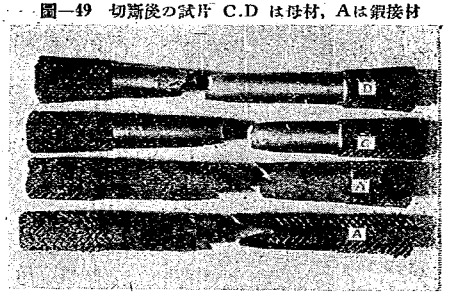
表—24 河西橋丸鋲鍛接接手强度試驗成績（第1回）

試片番號	試片直徑 mm	斷面積 mm²	極限强 荷重 (kg)	極限强 强度 (kg/mm²)	伸率 標距 mm	伸率 伸率 (%)	摘要
A_1	46.0	166.3	70,800	42.6	180	7.8	接合部切斷
A_2	45.0	159.2	67,900	42.7	〃	13.9	〃

內部鍛接狀況　鍛接部の接合狀態を確めるために提出された B 試片 2 箇中 1 個を矢筈底部に沿つて，他の 1 個をこれに直角方向に半切し，この切斷面を研磨後，腐蝕せしめた，圖—50

圖—48 A 試片の切斷狀況

圖—49 切斷後の試片 C.D は母材，A は鍛接材

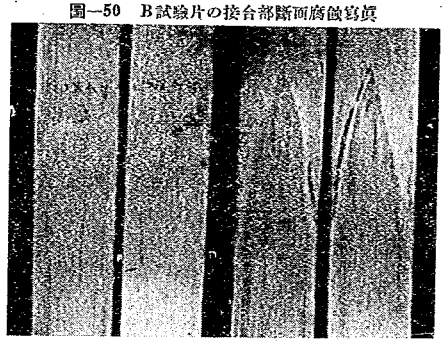


は其腐蝕寫眞である．これによつて見るに矢筈底部並に接合部に沿つて可成の夾雜物の存在が認められ完全なる融合の困難なる事，並に A 試片の切斷狀況異常の原因を確めることが出來る．

第2回試驗　前揭の試驗結果に基き鍛接接手の强度が母材の 95% 程度に達せしめ得ることが確められたので，切斷が接手に起ることを避ける目的から接手部の直徑を充分大きくアップ・セットして接合を行つたものが第2回の試驗片として當所へ提出された X_6, X_8 の兩試片であつた，接手部は圖—51 に示すが如く長約 140mm の間直徑 54mm にアップ・セットしてある，丸鋼逕 44mm に對し，斷面積の增大は約 50% である，引張試驗の成績は表—25 の如くで何れも母材部にて切斷してをり，接手箇所では矢筈端部に幾分の剝離を認められたるも

著しいものではない．

圖—50　B試驗片の接合部斷面腐蝕寫眞



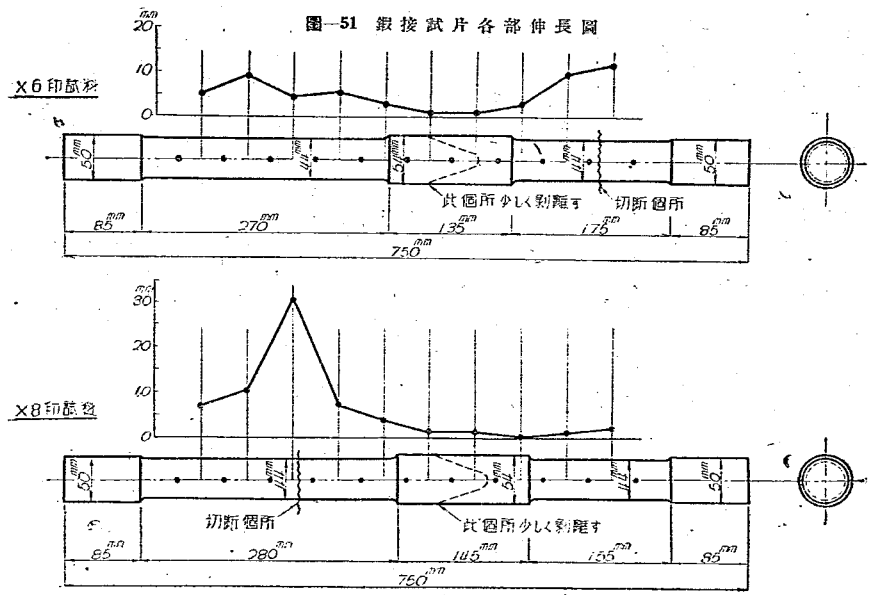
矢筈の底部に沿つた縱斷面　　矢筈底部に直角方向の縱斷面

（蝕合部の黒色は挟雜物の存在を示す）

表—25　河西橋丸鋼鍛接接手强試度驗成績（第2回）

試片番號	丸鋼斷面		接手斷面		極限强		伸率		摘要
	直徑	斷面積	直徑	斷面積	荷重(kg)	强度(kg/mm²)	標距	伸率	
X_6	44	1520	54	2290	67,500	44.4	176	23.8	丸鋼部切斷
X_8	〃	1520	54	〃	60,400	39.7	〃	28.4	〃

圖—51　鍛接試片各部伸長圖



X_3 試片の强度が幾分低下してをるが鍛接時の過熱の影響ではないかと考へるが確かではない．接手部を充分强大として切斷を丸鋼母材部に起さしむる目的はこの工法にて充分達成し得たものと考へる，これらの試片が示した各部分の延伸狀況は圖—51 によつて知ることが出來る．

尙この鍛接接手の施工は河西橋架橋工場の鍛冶場で直營實施されたもので（昭和 13 年）1 箇所當りの工費は機械器具の設備修繕費等を除外して 4.71 圓と報告されてをる．1 日工程約 8 箇所である．

エタニット管の強さとその用途適應性に就いて

内務技師　青　木　楠　男

目　次

I. 緒　言 …… (1)
II. 材質に關する試驗 …… (2)
［1］ 物理的性質 …… (2)
［2］ 壓縮强さ …… (2)
［3］ 引張强さ …… (3)
III. 管體としての試驗 …… (7)
［1］ 外壓試驗 …… (7)
［2］ 水壓試驗 …… (8)
IV. 本試驗結果と昭和7,8年製品の試驗結果との比較 …… (9)
V. 要　約 …… (11)

（本試驗は主として本所員，鈴木倫虎及石川利雄兩君を煩したものである）

I. 緒　言

曩に當試驗所報告（第25號昭和8年發行）に於てエタニット管に關する試驗成績を發表したが，當時の該管は本邦に於ける製作開始初期のものであつたので，其後該品の需要增加に伴ふ，工場の新設，製作設備の擴張を考ふるとき其製品の性質に幾分の變化あるべしと推察された．偶々水道協會は水道鑄鐵管以外の代用管に關する規格制定を目的として上下水道用特殊管規格調査委員會を組織し，先づエタニット管についての調査に着手することとなつた．

以下は著者が同委員會の一員として分擔した同管材質試驗の成績であつて，比重，含水率並に吸水率に關する試驗，壓縮試驗，引張試驗並に引張彈性係數の測定，管體曲げ試驗並に外壓試驗等を行つたものである．

管體試驗の終りに揭げた水壓試驗は東京市水道局芝浦工場にて實施したもので，其試驗成績は同局岩崎整吉氏の報告によつたものである．

年　月　日	操　作	硬化	
		硬化場所	氣温又水温	温　度
13年8月30日	製作硬化	室内靜置	23°～26°C	89～94%
31日	硬　化	〃	24°～28°C	94%
9月1日 乃至12日	硬　化	水　槽　中	23°～27°C	
13日		出槽屋外放置	－	

實驗に供した試料中 100mm 管はエタニットパイプ株式會社東京工場の製品であり，其他のものはすべて同大宮工場の製品である．大宮工場製の試料の製造日及硬化狀況は表の如くである．

東京工場製品は9月28日製管，硬化狀況は大宮工場のものと大同小異である．

II. 材質に關する試驗

[1] 物理的性質

比重，含水率及吸水率測定用の試片は一邊約 3cm の立方體をとし，比重及吸水率の測定は試片の吸水狀況より見て浸水期間を9日とした．試驗結果は表—1 に示すが如く平均比重 1.77，平均吸水率は 17.3% を示してる．

表—1 含水率，比重及吸水率

試片番號	含水百分率%	比重	吸水百分率%
1	10.6	1.78	16.9
2	10.5	1.77	17.5
3	10.6	1.76	17.6
平均	10.6	1.77	17.3

[2] 壓縮强さ

1) 試片並試驗方法

試片は石材標準試驗方法の定むる處に準じ立方體を選びて1邊3cmとした．

その3主軸を管徑，管軸，管周とし，加壓方向を之等の3種の方向に區分し A. B. C, の符號を附した．

2) 氣乾狀態に於ける壓縮强さ

試驗成績は表—2 の如く管徑方向の强さ最大にして 1320kg/cm², 管周方向是に次ぎ 1020kg/cm², 管軸方向最も弱く 983kg/cm² である．

表—2 氣乾狀態に於ける壓縮强さ

試片番號	加壓方向	試片寸法 長×巾×高	試片寸法 斷面積	破壞荷重 kg	壓縮强さ (kg/cm²)	備考
		cm cm cm	cm²			
A_1	管徑	3.00×3.00×3.00	9.00	10,950	1,220	試驗施行
A_2	〃	3.00×3.00×3.00	9.00	11,920	1,330	昭和13年12月19日
A_3	〃	3.00×2.95×3.00	8.85	9,400	1,060	材齡 111 日
A_4	〃	2.96×2.98×2.98	8.82	11,800	1,680	
A_5	〃	2.96×2.98×3.00	8.82	11,450	1,330	
平均					1,320	
B_1	管軸	2.95×3.00×3.00	8.85	7,800	881	
B_2	〃	3.00×3.00×2.95	9.00	7,150	795	
B_3	〃	3.00×3.00×3.00	9.00	10,300	1,150	
B_4	〃	2.97×2.98×2.98	8.85	9,200	1,040	
B_5	〃	2.96×2.98×2.95	8.82	9,300	1,050	
平均					983	
C_1	管周	3.00×3.00×3.00	9.00	8,230	914	
C_2	〃	3.00×3.00×3.00	9.00	10,600	1,180	
C_3	〃	2.95×3.00×3.00	8.85	7,100	802	
C_4	〃	3.00×2.98×2.95	8.94	9,300	1,040	
C_5	〃	3.00×2.99×3.00	8.97	10,500	1,170	
平均					1,020	

3) 飽水狀態に於ける壓縮强さ

試片の浸水期間は9日にして爾後重量の增加を認めざるを以て之を飽水狀態と考へ試驗を行つた．その成績は

表—3 の如くで管徑，管軸並管周方向の強さは各 1,220 kg/cm², 892 kg/cm² 及 846 kg/cm² を示しその比 1 : 0.73 : 0.69 である．

表—3 飽水狀態に於ける壓縮强さ

試片番號	加壓方向	試片寸法 長×巾×高 (cm cm cm)	斷面積 (cm²)	破壞荷重 (kg)	壓縮强さ (kg/cm²)	備考
Aw_1	管徑	2.95×3.00×3.00	8.85	9,050	1,020	試驗施行
Aw_2	〃	2.95×2.95×3.00	8.70	11,900	1,370	昭和13年12月19日
Aw_3	〃	3.00×2.95×2.95	8.85	9,850	1,110	材齡 111 日
Aw_4	〃	2.97×2.98×2.97	8.85	11,400	1,290	
Aw_5	〃	3.00×2.98×2.98	8.94	11,500	1,290	
平均					1,220	
Bw_1	管軸	2.95×3.00×2.95	8.85	8,630	975	
Bw_2	〃	3.00×3.00×3.00	9.00	8,150	906	
Bw_3	〃	3.00×3.00×2.95	9.00	7,770	863	
Bw_4	〃	2.97×2.98×2.98	8.85	7,200	814	
Bw_5	〃	2.98×2.97×2.98	8.85	8,000	904	
平均					892	
Cw_1	管周	3.00×3.00×2.95	9.00	7,900	878	
Cw_2	〃	2.95×3.00×2.95	8.85	6,250	706	
Cw_3	〃	3.00×3.00×3.00	9.00	8,650	961	
Cw_4	〃	2.94×2.99×3.00	8.79	7,950	905	
Cw_5	〃	2.95×2.95×2.95	8.70	6,800	782	
平均					846	

氣乾狀態の强さと飽水狀態の强さとを比較するに表—4 の如くである．

表—4 によれば，9日間の浸水により之が强さに及ぼす影響は最大 17% の減少を示してる．

表—4 氣乾狀態と飽水狀態との壓縮强さの比較

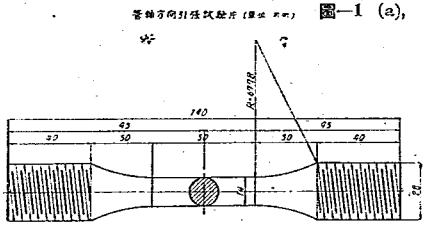
種別		管徑方向	管軸方向	管周方向
氣乾狀態	kg/cm²	1.320	983	1.020
	比	1.00	0.74	0.77
飽水狀態	kg/cm²	1.220	892	846
	比	1.00	0.73	0.69
飽水狀態と氣乾狀態との强さの比		0.93	0.91	0.83

[3] 引張强さ

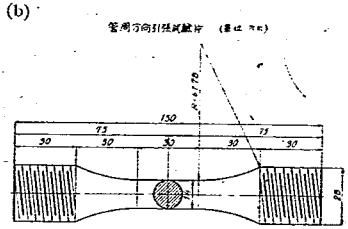
1) 試片並試驗方法

管軸方向と管周方向の2方向につき引張强さを試驗した．試片の形狀は圖—1 の如くとつた．

圖—1 (a),



(b)



試驗は氣乾狀態のものにつき行ひ，參考のために飽水狀態のものを 2, 3, について試驗した.

2) 氣乾狀態引張强さ

强さに及ぼす材齡の影響を求むるために，45 日，60 日，74 日，90 日，105 日，146 日，に就き各 5 本づつの試驗を行ひ，表—5 及 6 の結果を得た.

表—5 氣乾狀態に於ける管軸方向引張强さ

試片番號	引張方向	材齡 (日)	試片寸法 平均徑 (cm)	試片寸法 斷面積 (cm^2)	破壞荷重 (kg)	引張强さ (kg/cm^2)	備考
1	管軸	45	1.41	1.56	251	161	昭和13年10月14日試驗
2	〃	〃	1.40	1.54	324	211	
3	〃	〃	1.39	1.52	255	168	
4	〃	〃	1.40	1.54	271	176	
5	〃	〃	1.40	1.54	327	213	
平均						186	
1	管軸	60	1.41	1.56	363	233	10月29日試驗
2	〃	〃	1.41	1.56	337	216	
3	〃	〃	1.40	1.54	343	223	
4	〃	〃	1.40	1.54	362	235	
5	〃	〃	1.40	1.54	371	241	
平均						230	
1	管軸	74	1.40	1.54	353	229	11月12日試驗
2	〃	〃	1.39	1.52	341	224	
3	〃	〃	1.40	1.54	304	197	
4	〃	〃	1.40	1.54	347	225	
5	〃	〃	1.39	1.52	255	168	
平均						209	
1	管軸	90	1.40	1.54	360	234	11月28日試驗
2	〃	〃	1.39	1.52	282	186	
3	〃	〃	1.40	1.54	320	208	
4	〃	〃	1.40	1.54	321	203	
5	〃	〃	1.40	1.54	333	216	
平均						210	
1	管軸	105	1.40	1.54	334	217	12月13日試驗
2	〃	〃	1.40	1.54	342	222	
3	〃	〃	1.40	1.54	326	212	
4	〃	〃	1.41	1.56	340	218	
5	〃	〃	1.41	1.56	294	188	
平均						211	
1	管軸	146	1.40	1.54	376	244	昭和14年1月30日試驗
2	〃	〃	1.40	1.54	345	224	
3	〃	〃	1.41	1.56	288	185	
4	〃	〃	1.41	1.56	328	210	
5	〃	〃	1.41	1.56	387	248	
平均						222	

表—6　氣乾狀態に於ける管周方向引張強さ

試片番號	引張方向	材齡（日）	試片寸法 平均徑 (cm)	試片寸法 斷面積 (cm²)	破壞荷重 (kg)	引張強さ (kg/cm²)	備考
1	管周	45	1.41	1.56	345	221	昭和13年10月14日試驗
2	〃	〃	1.37	1.47	295	200	
3	〃	〃	1.36	1.45	279	192	
4	〃	〃	1.40	1.54	432	281	
5	〃	〃	1.40	1.54	390	253	
平均						229	
1	管周	60	1.40	1.54	416	270	10月29日試驗
2	〃	〃	1.40	1.54	375	244	
3	〃	〃	1.41	1.56	418	268	
4	〃	〃	1.40	1.54	400	260	
5	〃	〃	1.40	1.54	430	279	
平均						264	
1	管周	74	1.40	1.54	484	314	11月12日試驗
2	〃	〃	1.38	1.50	458	306	
3	〃	〃	1.40	1.54	531	345	
4	〃	〃	1.41	1.56	426	273	
5	〃	〃	1.39	1.52	520	342	
平均						316	
1	管周	90	1.40	1.54	553	359	11月28日試驗
2	〃	〃	1.40	1.54	501	325	
3	〃	〃	1.40	1.54	552	358	
4	〃	〃	1.39	1.52	491	323	
5	〃	〃	1.40	1.54	499	324	
平均						338	
1	管周	105	1.40	1.54	554	360	12月13日試驗
2	〃	〃	1.39	1.52	420	276	
3	〃	〃	1.40	1.54	486	316	
4	〃	〃	1.40	1.54	492	319	
5	〃	〃	1.40	1.54	530	344	
平均						323	
1	管周	146	1.38	1.50	503	336	昭和14年1月23日試驗
2	〃	〃	1.40	1.54	351	228	
3	〃	〃	1.40	1.54	568	369	
4	〃	〃	1.40	1.54	426	276	
5	〃	〃	1.40	1.54	384	249	
平均						292	

管周方向の試驗結果は，90 日迄は順次強さを增すもそれ以後は强度の增進を認められない．

管軸方向にありては，60 日迄は增大するも以後は增進を認められない．

3) **飽水狀態に於ける引張强さ**

試片は浸水期間 9 日を以て飽水の狀態となり．その成績表—7 の如くである．

表—7 飽水狀態に於ける引張强さ

試片番號	引張方向	材齡(日)	試片寸法 平均徑(cm)	試片寸法 斷面積(cm²)	破壞荷重(kg)	引張强さ(kg/cm²)	備考
1	管軸	113	1.40	1.54	226	147	昭和13年12月21日試驗
2	〃	〃	1.40	1.54	249	162	
3	〃	〃	1.40	1.54	240	156	
4	〃	〃	1.40	1.54	248	161	
5	〃	〃	1.40	1.54	278	180	
6	〃	〃	1.40	1.54	242	157	
7	〃	〃	1.40	1.54	203	132	
平均						156	
1	管周	113	1.39	1.52	402	264	12月21日試驗
2	〃	〃	1.40	1.54	342	222	
3	〃	〃	1.40	1.54	409	266	
4	〃	〃	1.40	1.54	368	239	
5	〃	〃	1.40	1.54	325	211	
6	〃	〃	1.40	1.54	421	273	
7	〃	〃	1.40	1.54	420	273	
平均						250	
1	管軸	146	1.40	1.54	266	173	昭和14年1月23日試驗
2	〃	〃	1.40	1.54	273	177	
平均						175	
1	管周	146	1.40	1.54	395	256	1月23日試驗
2	〃	〃	1.40	1.54	438	285	
平均						271	

表—7 の結果に依れば，浸水せるための影響は表—8 の如くにして 7% 乃至 27% の低下を示すを以て，水道管の如きものに使用する場合は浸水狀態と考へらるゝを以て氣乾狀態に比し少くも 30% の强度低下を見込むべきものと考へられる．

表—8

材齡(日)	管軸方向 飽水	管軸方向 氣乾	管軸方向 飽水/氣乾	管周方向 飽水	管周方向 氣乾	管周方向 飽水/氣乾
113	156	213	0.73	250	317	0.79
146	175	222	0.79	271	292	0.93

113日氣乾狀態の强さは表—5 及 6 より想定す．

4) 引張彈性係數の測定

毎回の引張試驗に於て管軸，管周の各 1 本に對して Huggenberger tensometer を用ひて標點距離 20mm としての歪みを測定し，之より引張彈性係數 E を算出した．

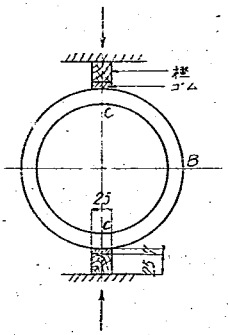
表—9 材齡と引張彈性係數との關係

材齡(日)	45	60	74	90	105	146
管軸方向	187,000	207,000	202,000	—	205,000	195,000
管周方向	196,000	200,000	—	—	—	194,000

彈性係數に及ぼす材齡の影響に關しては，表—9 の通りである．

管軸方向に於ては大體 187,000kg/cm²～207,000kg/cm² を示し，管周方向のは 194,000kg/cm²～200,000kg/cm² である．

圖—2
外圧試驗裝置（單位㎜）



III. 管體としての試驗

[1] 外壓試驗

1) 試片並試驗方法

試驗は氣乾狀態に於て行ひ，試材としては內徑 200mm 及 450mm の 2 種を用ひた．試驗裝置圖—2 の如くである．

2) 外壓强度

內徑 d．管厚 t なる管が外壓 P をうくるときその最大の應力は C 及 C' 點に起り次式にて示さる．

$$\sigma_c=\frac{0{,}954P(d+t)}{Lt^2}$$

管の龜裂は先づ上下內側に生ずるを以て，上式にて算出せる應力は次の様になる．

表—10 氣乾狀態に於ける外壓强度

試片番號	供試體			龜裂荷重			破壞荷重		摘要
	內徑 (mm)	有效長 (mm)	管厚 (mm)	P(kg)	P/m (kg/m)	σ (kg/cm²)	P_0 (kg)	P_0/m (kg/m)	
1	199	1,000	22	12,300	12,300	536	10,000	10,000	試驗昭和13年11月16日材齡78日
2	199	1,000	22	9,600	9,600	418	8,200	8,200	
3	199	1,000	22	11,900	11,900	476	10,450	10,450	
平均					11,670	477			
4	200	298	22	4,100	13,760	602	3,000	10,070	試驗13年11月16日材齡78日
5	199	299	22	4,200	14,500	632	3,200	10,700	
6	200	299	22	4,000	13,370	585	3,000	10,030	
7	200	300	22	4,050	13,500	591	3,100	10,330	
8	200	300	22	4,800	16,000	700	3,200	10,660	
平均					14,230	622			
9	453	300	46	5,800	19,330	435	2,500	8,330	試驗13年11月17日材齡79日
10	451	300	46	6,050	20,170	452	4,600	15,330	
11	451	300	46	6,450	21,500	482	4,500	15,000	
12	451	300	46	5,800	19,330	433	2,500	8,330	
13	451	300	46	6,300	21,000	471	4,550	15,170	
平均					20,270	455			
14	450	1,000	46	20,000	20,000	447	16,000	16,000	試驗13年11月17日材齡79日

以上の結果を見れば，試片 No. 1～3 及 No. 9～14 のものにありては大體に於て 450kg/cm² 前後の値を示

せるも，No. 4～8 に於ては之より約 1.4 倍の 622kg/cm² なる値を示し，尚何れも略近似の値を示してる．是はこの製品の不均一性を示すものにして，製作狀況の相違に基因するものと考へる．

次にこれが破壞狀況であるが，前回の試驗と略同樣なるが故に是を省略する．

尚參考のために管としての曲げ試驗を行つた．試驗は徑間 80cm，中央に載荷せるものにして，その結果を示せば表—11 の如くである．

各試片共中央荷重下に於て破折す

表—11　曲げ破壞係數

試片番號	管內徑 (mm)	管　厚 (mm)	破壞荷重 P(kg)	破壞係數 σ(kg/cm²)	備　考
1	199	21	13,900	377	試驗施行昭和13年11月16日村幹78日
2	200	21	10,900	294	
3	201	21	16,150	432	
平　均				368	

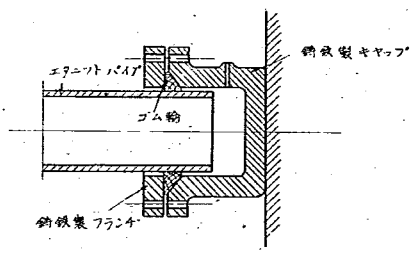
[2] 水壓試驗

1) 試片並試驗方法

水壓試驗は東京市水道局芝浦工場に於て昭和 14 年 1 月 16 日～20 日に行つた．その試驗成績次の通りである．

試驗は，管の兩側に圖—3 の如き鑄鐵製キヤップを裝置し，この中に管を入れゴム輪を挿入しボルトを以て締めつけ漏水を防止した．この方法により從來の方法に於ける兩側を押すために起る曲げと扭れとの影響等が除去することが出來た．

圖—3



エタニット・パイプには使用水壓に應じ其管厚を變へた A, B, C, D 4 種の製品がある．各種の標準水壓は次の如くである．

A 種 5.3 kg/cm²　　B 種 8.5 kg/cm²　　C 種 10.5 kg/cm²　　D 種 17.5 kg/cm²

2) 內壓強度

氣乾狀態のもとに於て水壓試驗を行へるもので，管周方向に作用する張力は，$\sigma=\frac{d_0 p}{2t}$ なる式により算出せらるゝものとして是が應力を計算した．試驗の結果を示せば 表—12 の如くである．

破壞の狀況を見るに，その何れもが先づ引張應力によるものと認められ，尚その強さに於ては公稱 200mm の D種管の 286kg/cm² を最大とし最低は D種管の 100mm の 168kg/cm² である．

これを引張試驗の結果と對照するに，管周方向の 140 日近くの強さは約 300kg/cm² にして略水壓の場合の最大の應力と同等と考へらるゝも 100 mm D種管が 168kg/cm² との低値を示せるは甚だ遺憾とするところである．併しその強度について以上の如き相違あれ共是を試驗規格水壓と比較する時は遙に大なる水壓に耐え，最小にても D 種 100mm 管にて 2.3 倍，最高 C 種 100mm 管にて 4.8 倍であつて相當の餘裕を有してゐる．

管　種	供試驗管徑 (mm)	試驗規格水壓 (kg/cm²)	本試驗水壓 (kg/cm²)	本試驗水壓 / 規格水壓
B	100	8.5	30	3.5
C	100	10.5	50	4.8
C	200	10.5	40	3.8
D	100	17.5	40	2.3
D	200	17.5	66	3.8

表—12 氣乾狀態水壓强度

試片番號	管種別	供試體 (mm) 內徑 (d)	管厚 (t)	管長	破壞水壓 (kg/cm²) d	σ	材齡 (日)	摘要
B— 1	B	101	8	3000	21.1	133	113	
B— 2	〃	101	8	3000	33.8	212	113	
B— 3	〃	100	8	3000	37.0	231	113	
B— 4	〃	101	8	3000	29.8	186	113	
平均						190		
C— 1	C	100	9.5	3000	49.0	257	111	
C— 2	〃	100	9.5	3000	51.0	268	113	
C— 3	〃	100	9.5	3000	52.0	273	114	
C— 4	〃	101	9.5	3000	44.8	238	114	
C— 5	〃	100	9.5	3000	51.8	267	114	
平均						261		
D— 1	D	100	12	3000	28.0	116	110	
D— 2	〃	100	12	3000	44.0	182	114	
D— 3	〃	100	12	3000	43.0	179	114	
D— 4	〃	101	12	3000	42.2	193	114	
D— 5	〃	100	12	3000	40.5	168	114	
平均						168		
C— 6	C	199	17	4000	32.2	194	140	軸方向に於て切斷
C— 7	〃	199	17	4000	15.8		141	
C— 8	〃	199	17	4000	45.8	268	142	
C— 9	〃	199	16.5	4000	37.8	227	142	
C—10	〃	199	16.5	4000	45.8	276	142	
平均						241		
D— 6	D	199	23	4000	67.0	289	139	
D— 7	〃	199	23	4000	70.0	302	140	
D— 8	〃	199	22	4000	65.0	293	141	
D— 9	〃	198	23.5	4000	63.3	266	141	
D—10	〃	199	22.5	4000	63.3	279	142	
平均						286		

IV. 本試驗結果と昭和7, 8年製品の試驗結果との比較

前回に於ける試驗成績は所報 25 號に發表せる處にして，この供試體は日本エタニットパイプ芝浦工場の製品にして創業尚日淺き昭和7年10月頃より8年5月頃迄の製作で，その大部分は8年3月のものである．

今回の試驗試料は昭和13年8月30日及び9月28日の製作のもので，工場の設備も相當完備せるものと考へられ，尙氣温その他も良好なりと認められる．

これら兩回の試驗結果を比較すれば次の如くである．

1) 比重，含水率及吸水率

比重及吸水率の測定に於て前回と異る處は，浸水日數を9日とせる事である．

前回は石材試験法に準じ，浸水日數を4日 (96 時間) とせるもエタニット・パイプの場合飽水狀態となるに約9日を要した．

	含水率	比重	吸水率
前回	7.6%	1.97	11.4%
今回	10.6%	1.77	17.3%

兩回の吸水率を比較すれば右表の如き差があるが，これ等は浸水日數の多少にも依ると考へるが比重の差から見て材質の差も大に影響してをると考へる．

2) 壓縮強さ

前回は氣乾狀態，飽水狀態，絕對乾燥狀態の3狀態について求めたが，今回は絕對乾燥のものは行はなかつた．

氣乾狀態のものに就いて見るに前回に比し材齡も多く製作の條件も優れりと考へらるゝに拘らず管周方向に於て僅かに強度大なるのみにて，他の2方向は前回に劣り，飽水狀態に於ても各方向とも強度低く，管經方向の如きは30%も低下してをる．

氣乾狀態の比較

	材齡	管徑方向	管軸方向	管周方向
前回	46 日	1,560kg/cm²	1,050kg/cm²	973kg/cm²
今回	111 日	1,320kg/cm²	983kg/cm²	1,020kg/cm²

飽水狀態の比較

	材齡	管徑方向	管軸方向	管周方向
前回	89 日	1,770kg/cm²	910kg/cm²	1,020kg/cm²
今回	111 日	1,220kg/cm²	892kg/cm²	846kg/cm²

3) 引張強さ

前回は管軸方向のみについて試驗せるために管軸方向強さのみを比較せんとす．

下表は兩回の試驗より求めた氣乾狀態管軸方向の強さを對照したものである．

材齡	49 日	53 日	57 日	60 日
前回	284kg/cm²	276kg/cm²	290kg/cm²	282kg/cm²
今回	200kg/cm²	210kg/cm²	220kg/cm²	230kg/cm²

表中今回の強度は60日以外は表—5の成績より想定せる値であつて實測値ではないが大體に於て可成りの強度低下を示してゐる事が認められる．

次に飽水狀態は試料不足にて比較し難いが，前回は管軸方向のみに就き是を行ひ材齡105日にて 218kg/cm² を示したが，今回は113日にて156kg/cm², 146 日にて 175kg/cm² を示すにすぎない．

4) 外壓試驗

氣乾狀態外壓試驗の結果は前回も今回と略近似し，前回が材齡 119 日乃至 211 日で 348kg/cm²～625kg/cm² に對し，今回のが材齡 78 日及 79 日で 447kg/cm²～622kg/cm² である．

次に曲げ破壞係數であるが．供試體の全長 1000mm にして前回と同樣の試驗が出來ず，經間 800mm とせるものであつて，前回の試驗成績と比較するに 200mm 管にては今回材齡 78 日で 368kg/cm² なるのに對し前回材齡 223 日で 331kg/cm² の强さであつて，今回の方が幾分强く 10% 大なる値を示してゐる．

5) 水壓試驗

前回の强さは 165kg/cm²～253kg/cm² の應力强度を示したが，今回は 168kg/cm²～486kg/cm² で前回より幾分强度の增加を見たが，是は材質そのものの强さの增加でなくむしろ試驗方法の改善の結果によるものと考へられる．

V. 要　　約

昭和13年8,9月の製品につき試驗を行ひ，之を昭和7年10月～8年5月の製品と比較した.

1) 比重，含水率及吸水率

比重 1.77，含水率 10.6% 吸水率 17.3% にして昭和7,8年のものより比重小，含水率及吸水率大で品質は幾分低下してをる.

2) 壓 縮 强 さ

前回に比して試片の材齡大であるが氣乾狀態の管經，管軸，管周方向の强さは約 1,300kg/cm², 980kg/cm², 1,000kg/cm² で前回の試驗に比して弱く，最大は管經方向の 15% である.

又飽水狀態のものは管徑，管軸，管周方向夫々 1,200kg/cm², 900kg/cm², 850kg/cm² で之を前回に比較すれば，管徑方向に於 31% の低下を示してをる.

3) 引 張 强 さ

氣乾狀態に於ける强さは材齡 45 日乃至 146 日にて，管軸方向 180kg/cm²～220kg/cm², 管周方向 230kg/cm²～240kg/cm², 飽水狀態は材齡 110～140 日にて，管軸方向 155kg/cm² 175kg/cm² であり，管周方向は 250kg/cm²～270kg/cm² で，管軸方向の氣乾狀態 60 日の强さを前回と比較すれば約 20% 弱く又飽水狀態のは 110 日附近にて約 30% 程の低下が認められた.

4) 外 壓 强 度

材齡約 80 日にて 440～620kg/cm² を示して，昭和7,8年の製品とは材齡を異にして比較し難いが，幾分弱きものと考へられる.

5) 內 壓 强 度

材齡 110～140 日のものに於て 170～285kg/cm² の內壓强度を示した．これを前回の强度に比較するとき幾分の强度增加を示してゐる．この原因は試驗方法の改善によるものであつて，材質の向上とは認め難い.

各種セメント(普通·早强·低熱·珪酸質混合·高爐)の耐水耐蝕性比較に就いて (第1報)

內務技師　福　島　彌　六

目　次

I. 緒　言……(1)
II. モルタル及びコンクリートのセメント硬化物に對する有害水及び鹽類の作用……(2)
III. セメントの耐水耐蝕性試驗に關する最近の文獻概要……(4)
IV. 試料及び試驗方法……(9)
[1] セメント試料及び品質……(9)
[2] 耐水耐蝕性比較試驗……(10)
V. 試驗結果及び其考察……(13)
[1] 單味ポルトランド·セメントの耐水耐蝕性……(20)
[2] 混合ポルトランド·セメントの耐水耐蝕性……(22)
IV. 結　論……(23)

I. 緒　言

セメントの水和作用に依つて生ずる水和生成物, 卽ち珪酸石灰鹽水和物($xCaO.\ ySiO_2.\ mH_2O$)及び礬土酸石灰鹽水和物($x'CaO.\ y'Al_2O_3.\ mH_2O$)等は化學的に見て全く安定なもので無く或るものは水に溶解し易く, 特に水和に依つて生ずる水酸化石灰 $Ca(OH)_2$ は最も水に溶解し易く又水中に溶解せる或る鹽類は水和物と作用してセメント·バチルスを生成し, 其の結果モルタル或はコンクリートが浸蝕され構造物の安定を阻害する事は廣く認められてゐる.

實際上の問題としても, 例へば河川護岸工事, 港灣防波堤工事, 堰提工事及び上下水道工事等に於けるコンクリートは絕えず河水, 海水, 地下水, 或は有害鹽類を含む水等には觸質又は浸蝕され長年月間には次第に老衰し著しく其の安定を喪失する場合が多く見られる. 此の例は四圍海岸に臨み海岸線長く又國內は火山系の山脈が走り火山國たる我國に於て比較的多く見うけられる問題である.

特に温泉地域より流出する河川, 地下水又は鑛水等は種々の鹽類或は遊離酸等を含みそれによるコンクリート構造物の浸蝕の被害は我國に於て相當に多い事を聞き, 當試驗所に於ても或る温泉沿ひの 2, 3 の縣より之れが改良或は對策に就いての依賴を受けてゐる.

元よりコンクリートの耐久性は設計及び施工法等の巧拙に依るコンクリートの品質に大いに關係するものであるが, 同時にそれに用ひるセメントの種類に依つても影響を受けるものと考へられる. 今日各工事に使用される市販のセメントにも普通, 早强, 珪酸質混合, 高爐等の各種セメントがあり之等のセメントは有害鹽を含む水に對する化學的抵抗性, 換言すれば其の耐水耐蝕性に就いて各セメントの成分, 性質の相違に基く差異があると考へられる.

從つて, 斯かる工事のコンクリートに使用するセメントの選擇及び使用に就いては當然豫め充分の調査と特に施工法上の注意を拂ふ必要が有り, 玆に一應各種のセメントの耐水耐蝕性に關して調査及び試驗をしてをく必要を生ずる.

セメントの耐水耐蝕性の比較試驗に關しては從來多數のセメント研究者又は使用者により主にセメント・モルタルに依る室內試驗が行はれ，之に關する文献は多數に存在してゐる．然しながら之を實際のコンクリート工事に關連せしめ實際の現場試驗と併行して行つた例は我國に於ては比較的少ない樣である．

米國は此の點に就て早くより着手し，最近に於ては例へば特に硫酸鹽類を含むコロラド河水道工事に際し此地方の土壤及び地下水（約 1.0% Na_2SO_4 液に相當する程度）に相當の硫酸鹽類を含有しコンクリート管が浸蝕されるに鑑みたる L.H. Thuthill 氏の試驗，或は桑港・オークランド間の金門大橋架橋工事に際し橋脚となるべき大塊コンクリートの海水による浸蝕を考慮したる加洲道路局の T.E. Stanton 氏の研究等の如き實施工事に關連した廣範圍の研究試驗が數々行はれてゐる．又米國聯邦規格には特に耐硫酸鹽セメント（Sulphate Resistance Cement）として耐蝕性の強い此のセメントの規定を設けてゐる．本所に於ては某縣と協力し同縣の温泉地域より流出する有害河川に於けるコンクリート施行工事と關聯し實地のコンクリートの腐蝕狀態を調査し，同現場にコンクリート浸蝕試驗地を設け之が實地試驗を行ひ，又同時にセメント試驗室內にて國產代表的各種セメントに就て硫酸鹽溶液に對する耐水耐蝕性比較試驗を行つた．

現在，現場に於けるコンクリート供試體の浸蝕試驗は中にして目下續行中であるが，試驗室に於けるセメント・モルタルに依る耐蝕性比較試驗は一先づ終了したるを以て本報告にては此の成績のみを報告する事とした．

本報告に於ては，先づ硫酸鹽溶液に對するセメント・モルタルの耐水耐蝕性試驗に關する參考事項竝に最近に於ける主なる文献を概述し，次に本比較試驗に用ひた試料及び試驗法を記し，最後に試驗結果より見たる考察及び結論の順に記述する事とした．

II. モルタル及びコンクリートのセメント硬化物に對する有害水及び鹽類の作用

セメントの硬化物は鹽基性なるにより鹽基には比較的冒され難いが，反對に一般の酸類又は酸性水には可成り速に溶解され易く，極めて稀い酸性水でも絕へず長年月に亙つて作用される時には著しく浸蝕され，老化し安定を喪失するに至る．

一方有害なる鹽を含める水の作用は酸の場合とは稍趣きを異にし此れはセメントの水和に依る硬化成物と結合して新に二次的結晶性物質を生成し其の結晶壓により膨脹しコンクリート構造物に膨脹性龜裂を生ぜしめ其の作用が次第に內部に及び遂に之が崩壞を促進する原因となると考へられてゐる．然しながら一般にモルタル及びコンクリートのセメント硬化物に有害な影響を與へる無機の酸類，鹽類，瓦斯類或は有機物質等は其の數が極めて多く且つ其の種類，濃度，温度等の條件により浸蝕の程度が可成りに多種多樣である．

今比較的實際上にて主なる有害物質とその浸蝕作用に就て述べる．

先づ 1. 酸類としては之を （1）無機酸……鹽酸 (HCl)，硫酸 (H_2SO_4)，亞硫酸 (H_2SO_3)，硝酸 (HNO_3)，炭酸 (H_2CO_3)……等，及び （2）有機酸……醋酸 (CH_3COOH)，乳酸 ($CH_3CHOH.COOH$)，腐蝕酸 (humic-acid) 類とに大別す．無機酸として硫酸或は亞硫酸類は火山地帶の硫黄温泉水或は温泉地域より流出する河水中に小量が遊離のまゝ混ぜる場合が多く又之に鹽酸が混合してゐる場合もある．我國に於ても Y 縣 S 河の河水の如きは之の適例である．

炭酸は炭酸性の鑛水又は地下水中に含まれてゐる場合があり，炭酸は弱酸であるがセメント硬化物中の石灰と容易に作用して難溶性の石灰鹽を可溶性の重炭酸石灰に變じ之を溶出せしめ一般の酸類と同樣にセメント・モル

タル又はコンクリートに就て浸蝕性の强大なるものであり然も炭酸は直接石灰を冒すものであるから其の浸蝕性に關しては充分に注意すべき事項であり之を含む河水又特に工場廢水等に就て充分考慮を拂ふべきである．一般に，酸類を含める水は極めて稀薄なるも絕へず直接の浸蝕をなし長年月に亘つて意外の浸蝕をなし單にコンクリートのみならず內部の鐵筋をも冒した實例もある故に特に注意すべきである．

次に鹽類としては之に關する主なものとして各種の鹽類は有害なものが多數に存在するが然し實際普通に問題視されてゐるものは主に硫酸鹽を主とする次のものである．（1）硫酸鹽類……硫酸曹達（Na_2SO_4），硫酸加里（K_2SO_4），硫酸石灰（$CaSO_4$），硫酸苦土（$MgSO_4$），明礬（$KAl(SO_4)$……類　（2）鹽化物……鹽化苦土（$MgCl_2$），食鹽（NaCl），鹽化アンモニウム（NH_4Cl）……等あり．

此の內で硫酸鹽類は特にセメント硬化物に對して浸蝕性が强大であり，著しい浸蝕作用を呈する．例へば海水中は其の千分中に約 25～30 分の NaCl，2～4 分の $MgCl_2$，0.5～1.0 分の KCl 等の鹽化物及び 1～2 分の $MgSO_4$，0.5～1.5 分の $CaSO_4$，1～2 分の Na_2SO_4 等の硫酸鹽類，其の他少量の臭化物・沃化物などより成り，計約 30～35 分即ち 3.0～3.5 % 位の鹽類を含んでゐる．然してコンクリート構造物には，此等の鹽類の內で比較的に多く含まれてゐる鹽化物（NaCl，$MgCl_2$，KCl）より寧ろ少量ではあるが Na_2SO_4，$MgSO_4$，$CaSO_4$ 等の硫酸鹽による浸蝕の害が遙かに著しく且つ恐ろしいものである．

其の他，此等の硫酸鹽類は廣く硫黄を含む溫泉水，鑛水，地下水，又は火山地帶より硫出する特殊河水，溫泉地域の土壤中に良く含まれてゐる場合が多い．硫酸鹽類はセメント硬化物又はコンクリート中の蓚土酸石灰鹽と作用し之を腐蝕せしむるセメント・バチルスを容易に生成しコンクリートを浸蝕し膨脹龜裂の發生となり崩壞を起すに至る最も有害なるものである．今之が代表として假に硫酸曹達（Na_2SO_4）に就て其の溶液がセメント硬化物に對する作用を考へて見ると次の如くである．

（1）$Ca(OH)_2+Na_2SO_4.nH_2O \rightarrow CaSO_4.2H_2O+2NaOH+n'H_2O$
水酸化石灰　硫酸曹達　硫酸石灰

（2）$3CaO.Al_2O_3.12H_2O+3(CaSO_4.2H_2O)+mH_2O \rightarrow 3CaO.Al_2O_3.3CaSO_4.m'H_2O$
蓚土酸石灰水和物　石灰スルホ・アルミネート（セメント・バチルス）

（3）$2(3CaO.Al_2O_3.12H_2O)+3(CaSO_4.2H_2O) \rightarrow 3CaO.Al_2O_3.3CaSO_4m''H_2O+2Al(OH)_3+6NaOH+n''H_2O$

即ち，硫酸鹽はセメント硬化物中にはセメントが水と作用して生成する．遊離水酸化石灰 $Ca(OH)_2$（25～35%）との間に抱水石膏 $CaSO_4.2H_2O$ を作り（(1) 式）更に之は共存するセメントの構成化合物の一なる蓚土酸三石灰鹽 $3CaO.Al_2O_3$，略字 C_3A (Tri-Calcium Aluminate) の水和物なる $3CaO.Al_2O_3.12H_2O$ と作用して石灰・スルホアルミネート或はセメント・バチルス (Cement Bacillus) と俗稱する $3CaO.Al_2O_3.3CaSO_4.mH_2O$（m＝30～32）を生ずる（(2)～(3)式）．此のセメント・バチルスは分子式に示す如く蓚土酸石灰に硫酸石灰鹽が結合したものであり多量の結晶水を有する抱水結晶をなし或ものは斜方晶系の尨大なる針狀結晶を生じ，其の結晶狀の爲めにセメント硬化物に局部的なる網狀龜裂を起し次第に內部にまで進展し遂にセメント又はコンクリート構造物の崩壞の素因をなすに至る．

斯く硫酸鹽類のコンクリートに及ぼす害は恐るべきものであるが實際の場合には此の化學的作用は施工後長年月後に至り始めて現れ來るもの多く，又海水或は河川工事の如き波浪の絕へざる擊突或は龜裂內部に滲透せる水の凍結等の物理的作用等が相錯綜してコンクリートの耐久性が次第に失なはれて行くのが實際であると考へられる．

其の他上に述べた鹽類の他に硝酸鹽，炭酸鹽類が問題となる場合もあり特に工場より流出する工場廢液は遊離

酸或は各種の複雜なる鹽類，有機化合物等を含有し工場内又は附近のコンクリート構造物に著しい害を與へる場合もある．

有機物としては亞麻仁油，綿實油の如き植物油は酸敗すると遊離酸を生じ石灰と作用して石灰鹽を生じ又蔗糖，葡萄糖，糖密の如き糖類は石灰と容易に作用してサツカラートを造り石灰を溶出し特に砂糖類はセメント又はコンクリート施工に際し注意すべき有害物と認められてゐる．其の他石炭酸，クレゾール，クレオソート類も之に影響を及ぼすものと云はれてゐる．

上記の如きセメント又はコンクリートに惡影響を與へる種々の物質及び浸蝕の實地調査試驗に就ては American Joint Comittee の調査があり，更に英報告書 Dexon and Grose-Deterioration of Structures of Timber, metal and conerete exposed to Action to Sea Water の實地の調査，研究の報告があり，又 R. Grün 氏のコンクリート書には可成り詳細に之に關する記述がある．

III. セメントの耐水耐蝕性試驗に關する最近の文獻概要

セメントの耐水耐蝕性はセメント・モルタル又はコンクリートの耐久性に大なる影響を及ぼす主要な一要素なるを以て各國の試驗所に於ける此れに關する試驗研究は著しく多數に上つて居る．此の内で最近に於ける主なる文獻の概要を記すると大體次記の様である．

（1） **各種の鹽類溶液に對するセメントの耐蝕性に關する Otto Graf 氏の試驗** (Zement 1934 Nr. 27, 28, 31, 32, 33)

此の試驗は各種のセメント（ポルトランド，高爐，礬土，混合セメント）を使用して，梁型セメント・モルタル供試體（10×10×56 cm）を造り之を各種の浸蝕性鹽類溶液（0.9, 21% Na_2SO_4; 2.4% $MgSO_4$; 5.0% NaCl; 人造海水，鹹水，蒸溜水，水道水等）中に浸漬して約2ケ年の長期間に亙り各供試體の浸蝕の比較をなした．供試體の浸蝕は其の外貌上の變化（表面の浸蝕，龜裂，セメント・バチルスの生成及び崩壞）竝に曲げ及び壓縮强さの測定をもなして比較して居る．此の場合强度は鹽類溶液中に浸漬した供試體の部分と浸漬せざる殘分とに就て測定し，一方比較用として單に清水中に漬けた供試體の强度との比率を求め之によつて强度の比較をなしてゐる．此の强度の比較より見た結論としては，一方溶液としては硫酸鹽溶液（Na_2SO_4, $MgSO_4$）が最も浸蝕性が强大であり，食鹽溶液は比較的に弱く，海水，鹹水等は清水に對して特に著しい作用は認められなかつた．

他方セメント供試體に就ては，單味ポルトランド・セメントは硫酸鹽溶液により著しく浸蝕され，表面が剝脫或は崩壞なし，從つて强度を喪失したものを多數認めたが，同氏はポルトランド・セメントの耐蝕性と其の成分及び諸比率との間に一定の關係を見出し得なかつたと報じてゐる．高爐セメントは略ポルトランド・セメントに類似し特に耐蝕性の良い事は此の試驗では認められなかつたが，礬土セメントが特に海水及び食鹽溶液に對し抵抗性が薄弱であつた．次に混合セメントはこれらの中で最も抵抗性が强く供試體の浸蝕による變化及び長期に於ける强度の減少の少なきを認めて居る．要するに O. Graf 氏は多數のセメント及び鹽類溶液に就て頗る廣範圍に亙る嚴密な比較試驗をなし，其の結果各個のものに就ては可成り詳細な比較をなしてゐるが，然し一般にセメントの成分と耐蝕性との關係及び耐蝕性の一般合理的な比較方法に關しては餘り觸れてゐない．

（2） **硫酸苦土溶液に對するセメントの耐蝕性に關する H. Haegermann 氏の試驗** (Zement, 14, 1937)

此試驗は種々の原料を用ひ特に原料の配合及び燒成温度，時間等の製造條件を變へて相當の範圍に成分割合を異にする各種の單味ポルトランド・セメントを試製し，之より梁型モルタル供試體を作り，養生後 10% $MgSO_4$

液中に2ケ年に亙つて浸漬し，各〻定つた期間に之を取出し其の供試體の壓縮强さを測定し，別に比較用として水中養生（28日）をしたものと其の强度比較してその强度比より耐蝕性の優劣を比較してゐる．

此の結論としては，一般に原料の種類は勿論，特に燒成の良否はセメントの化學的抵抗性に大なる影響を與へ燒成の不充分なものは此の性質が可成劣る事を認た．ポルトランド・セメントの成分上より見ると酸化鐵の含有量を適當に增す事は望ましく，單味ポルトランド・セメントでは $Al_2O_3+Fe_2O_3=10\sim7\%$，鐵率（$Al_2O_3/Fe_2O_3$）$=1.0\sim1.3$，$CaO/SiO_2=2.6\sim2.3$，MgO 少量，$CaSO_4\cdot10H_2O$ 必要量の成分範圍のものが抵抗性が强くそれに相當するクリンカーの成分の一例として，SiO_2 23%，Al_2O_3 5%，Fe_2O_3 4%，CaO 66%，MgO＋AlKali 2%，$Al_2O_3/Fe_2O_3=1.25$，$CaO/SiO_2=2.5$ と報じてゐる．

要するに，此の研究は供試體が浸蝕を受け老化して强度を喪失する事實に基きその强度試驗をなし一方清水中に養生をしたものとの强度比を求め之より耐蝕性を比較し，又單味ポルトランド・セメントに就ては其の原料の性質及び燒成の良否從つてセメントの構成化合物割合がセメントの化學的抵抗性と密接なる關係のある事を論じた點に注目すべきものがある．

（3）**硫酸鹽（Na_2SO_4, $MgSO_4$）溶液に對するセメントの耐蝕性に關する Gonnermann 氏の研究**（J. L. Savage : Special Cement for mass Concrete Wachingston D. C. 1936）

此の試驗は普通の原料より成分を異にした各種の單味ポルトランド・セメントを作り，之よりモルタル及びコンクリート供試體を作り，養生後夫々 2% Na_2SO_4 及び 2% $MgSO_4$ 溶液中に浸漬し，6 ケ月毎に浸蝕の檢査をなし其の度合を採點し，之を耐久係數と稱し之とセメントの主要構成化合物（C_3S, C_2S, C_3A, C_4AF）割合との關係を考察した．此の結果，硫酸鹽に對するセメントの抵抗性は主要化合物の內で蠟土酸三石灰 C_3A（3CaO. Al_2O_3）が最も惡影響を與へ此の化合物の含量の多いセメントは化學的抵抗性が薄弱なる事を確かめた．

卽ち，$MgSO_4$ 溶液中に浸けた供試體では $C_3A\leqq7\%$ のセメントは3年間も良好な抵抗性を表し，又 Na_2SO_4 溶液の場合は $C_3A\leqq10\%$ のものが充分な抵抗性を表したと報じて居る．要するに此の耐蝕性試驗は多數の單味ポルトランド・セメントに就て其の主要成分と耐蝕性との關係を實驗的に比較考察して主要化合物中蠟土酸三石灰（C_3A）が最も有害作用をなし，C_3A 含有量が比較的少く，$C_3A=6\sim7\%$ 程度なるポルトラント・セメントは良好な耐蝕性を表すと結論してゐる．

（4）**硫酸曹達溶液に對する各種セメントの耐水耐蝕性に關する L. H. Tuthill 氏の研究**（J. A. Concrete Inst. Vol. 8, No. 2, 83, 1937）

之は米國コロランド河水道工事に際し此の地方の土壤及び地下水に著しく硫酸鹽を含有し（地下水は約 1.0%/ Na_2SO_4 に相當する程度のもの）コンクリート管が著しく浸蝕されるので之に用ふるセメントの品質を檢討する必要を生じ，モルタル及びコンクリートの抵抗性を數ケ年に亙つて試驗したものである．セメントは單味ポルトランド・セメント，ボルダー堰堤用低熱ポルトランド・セメント，早强ポルトランド・セメント，低蠟土酸三石灰ポルトランド・セメント，珪酸質混合セメント類を使用し，浸漬溶液は 1.0% 及び 10% Na_2SO_4 溶液を用ひ實驗室內浸蝕促進試驗をなした．

此の試驗より得た結論は大略次の通りである．1.0% Na_2SO_4 溶液と 10.0% 溶液とに於ては濃厚溶液の方が一層浸蝕性が强大であるが結果は略一致してゐる．ポルトランド・セメントの耐蝕性は其の成分なる蠟土酸三石灰（C_3A）の含有量の多寡に關係があり，低蠟土高珪酸型のセメントが特に抵抗性が强く，一例として其のセメント燒塊の成分を示すと次のものである．

即ち C_3A (特に少量)…4%, $4C_4AF$ (比較的少量)…9%, C_3S…53%, C_2S…30% 程度である. 一般に早强及び普通の單味ポルトランド・セメントは最も抵抗性が弱く, 特殊の低暮土型ポルトランド・セメント及び高珪酸物質を混じた混合セメントが最も秀れた抵抗性を表してゐる.

要するに同氏はポルトランド・セメントの耐蝕性は其の燒塊成分中 C_3A 含有量の多寡が直接に關係するものであり, 同樣に他の成分 (C_4AF, C_3S, C_2S 等) との相對的割合にも關係し, 多數の試驗結果より耐硫酸鹽ポルトランド・セメントとして次の成分範圍のものが必要であると報じてゐる. 即ち, $C_3A \leqq 4\%$, $C_3A+C_4AF \leqq 12\%$, $C_3S \leqq 50\%$, $C_2S \leqq 30\%$, 比表面積 $\geqq 2000 cm^2/gr.$, 引張强さ (7 日) $\geqq 250$ lb/in^2.

同氏は又一般に單味ポルトランド・セメント類よりも高珪酸質の混合セメントの耐蝕性が秀れて居る事を指摘してゐる.

(5) 海水及び硫酸鹽溶液に對するセメントの耐水耐蝕性に關する California 道路局 T. E. Stanton 氏の試驗 (J. L. Savage Special Cement for Francisco-Oakland. 1936)

米國加洲道路局では San Francisco-Oakland 灣大橋及び Goldon Gate 大橋の築造に際し常に海水の影響を蒙る基礎工事及び橋脚, 緩衝構造物等に使用するセメントに就いて廣範圍なる耐水耐蝕性試驗を行つた. 此の結果, 低暮土型ポイトランド・セメント (Special low-C_3A Cement) 或は海水用セメント (Sea water Cement) とプッゾラン混合セメント (Portland Puzzolan Cement) とが特に海水に化學的抵抗性の强大なるを認め, 基礎及び橋脚等の常に海水の浸蝕作用を受けるコンクリートには此の 2 種のセメントを使用した. 此の內で低暮土型ポルトランド・セメントは總て米國標準規格に合格せる特質を有し然もセメント燒塊の C_3A 含有量は 8.0 % 以下のものと規定し, 實際は C_3A 含有量は 7.0～3.5% のものにして平均 5% 程度のものを使用した. プッゾラン混合セメントはセメント燒塊に高珪酸物質 (主に焼燒頁岩) を 15～30 % 混合したものを用ひ, 此の燒塊は C_3A 含有量 9.5% 以下, 平均 7% 程度のものと限定して造つたものである.

一例として此の混合セメントの成分割合を次に示す.

セメント燒塊……67.2%
石　膏……2.8%
混合材
　頁　岩……24.0%(80分)
　石　灰……6.0%(20分)
　800～900°C 焼燒…30.0%
} 100.0%

斯く同所に於ては桑港灣の海水, Na_2SO_4 溶液 (2%, 10%) 及び $MgSO_4$ 溶液 (2%, 10%) を用ひ多くのセメントに就て耐水耐蝕性試驗をなし, 結局單味ポルトランド・セメントでは C_3A が有害作用をなし, 一般に C_3A 含有量の大なるものが抵抗性が弱く, 小なるもの程强大なるを認め, 同時に上記の特殊暮土型ポルトランド・セメント及び混合セメントは普通の市販ポルトランド・セメントに比し海水及び鹽類溶液に對して抵抗性が遙に强大なる事を認めた.

上述の如き硫酸鹽溶液 (Na_2SO_4, $MgSO_4$, 2.0%, 10% 液) 中に供試驗浸漬して耐水耐蝕性を比較する試驗は硫酸鹽中に於ては海水中に於けるよりも浸蝕作用が最も顯著に表れるもので從つて比較的短期間に供試體の重量及び强度の減少竝に浸蝕, 龜裂, 崩壞の變化が顯著に現れるものである.

即ち, 硫酸鹽溶液中の浸漬試驗はセメント・モルタル或はコンクリートの有害鹽水に對する浸蝕を短期日に比較試驗する一種の人工促進試驗と見做し得るものである.

最後に此の耐久試驗結果より得たる結論を要約すれば次の如くである．

（1） セメントの化學的抵抗性はセメント・クリンカー中の礬土酸三石灰（$3CaO.\ Al_2O_3$）の含有量の少い程强い．

（2） 試驗の總ての場合に於て，低礬土ポルトランド・セメント及び混合セメントは一般市販のポルトランド・セメントに比し海水及び鹽類溶液に對する抵抗性が遙に强い．但し市販の單味ポルトランド・セメント內で或るものは低礬土にして例外的に抵抗性が强いものも存在する．

（3） 硫酸鹽中に於ても硫酸曹達（Na_2SO_4）と硫酸苦土（$MgSO_4$）とはセメントに對する浸蝕の狀態が少しく異るを認めた．

a. 卽ち硫酸曹達溶液の場合は，短期日に供試體が著しく膨脹し容積の增加をなす．此の現象は次の化學作用に依るセメント・バチルスの生成に起因するものと考へられるものである．

1. $3CaO.\ Al_2O_3+xH_2O\rightarrow 3CaO.\ Al_2O_3.\ mH_2O\quad m=6,8,\ 10,\ 12$ (Ca) (Ca)

2. $3CaO.Al_2O_3.\ mH_2O+3Na_2SO_4+xH_2O\rightarrow 3Ca_2O.\ Al_2O_2.\ 3Na_2SO_4.\ nH_2O$

$$\left.\begin{array}{l}3CaO.\ Al_2O_3.\ 3Na_2SO_4.\ nH_2O\\ 3CaO.\ Al_2O_3.\ 3CaSO_4.\ nH_2O\end{array}\right\}\ n=30\sim32$$

セメント・バチルス

3. $3CaO.\ Al_2O_3.\ mH_2O+Ca(OH)_2\rightarrow 4CaO.\ Al_2O_3.\ nH_2O+3CaSO_4+xH_2O$

$CaSO_4$ 結晶性石膏（コンクリート・崩壞）　　$3CaO.\ Al_2O_3.\ 3CaSO_4.\ nH_2O$ セメント・バチルス含水結晶（コンクリートの膨脹，龜裂，崩壞）

卽ち此の場合に，セメント・モルタル或はコンクリートに海水或は硫酸鹽溶液が作用して最後に生成する結晶性石膏及びセメント・バルチス含水結晶が龜裂，膨脹，崩壞の起因を爲すもので一般に硫酸鹽は直接に礬土酸三石灰（$3CaO.\ Al_2O_3$）に作用するも珪酸三石灰（$3CaO.\ SiO_3$）及び珪酸二石灰（$2CaO.\ SiO_2$）の珪酸鹽には直接作用しないものと考へられる．

b. 硫酸苦土の場合は，比較的に長期間に亘りセメント・モルタル或はコンクリートに作用する．此の場合には著しい膨脹或は容積の變化を示さずしてしかも强い浸蝕をなすと云ふ．

此れは硫酸苦土（$MgSO_4$）は直接にセメントの水和作用により生じた遊離の石灰 $Ca(OH)_2$ と結合して不溶性の水酸化苦土 $Mg(OH)_2$ を生じ，セメントのアルカリ性度を減少せしめ，其の結果一定のアルカリ性を有する溶液中のみ安定であるセメントの主成分なる珪酸三石灰（$3CaO.\ SiO_3$）及び珪酸二石灰（$2CaO.\ SiO_2$）の水和物を分解せしめるに依ると云ふ．

卽ち $3CaO.\ SiO_2.\ xH_2O+3MgSO_4\rightarrow 3CaSO_4+3Mg(OH)_2+SiO_2.\ yH_2O$

（4） 高珪酸質混合セメントは硫酸曹達の溶液に對する抵抗性は强大であるが硫酸苦土溶液に就てはそれ程でない．後者の場合には供試體の表層を主に浸蝕しその內部には固いコーアをのこす．

（5） 普通ポルトランド・セメント及び混合セメントの硫酸鹽溶液による浸蝕の遲速の度を供試體の重量の減少より試驗した結果によると，一般に普通ポルトランド・セメントは混合セメントに比して早く浸蝕されるが混合セメントの場合は反對に遲い．又普通ポルトランド・セメントは硫酸曹達溶液には極めて早く短日月に浸蝕されるが硫酸苦土の場合は少いし遲い．反對に混合セメントは硫酸苦土に徐々に浸蝕されるが硫酸曹達には殆んど冒されてゐない結果が表れて居る．

結局，桑港金門灣大橋梁建設當局に於ては上記の各試驗の他に更にセメント・モルタルのアルカリ性土壤に對する耐久力比較試驗及びセメントの水和作用に伴ふ發熱によるコンクリートの發熱量測定試驗等の研究試驗を行ひ，上述のプッゾラン混合セメント及び低發土特殊ポルトランド・セメントを基礎構造物及び橋脚コンクリートに使用することとした．

（6） セメント・モルタルの硫酸鹽溶液中浸漬に依る强度變化に就ての G. Baire 氏の試驗（Rerue générale des Materiaux des Construction. 1939 [361], 177）

之は佛國セメント協會試驗所長 G. Baire 氏が倫敦開催の建築材料國際會議で講演されたものであり，高級ポルトランド・セメント，普通セメント，海水用セメント，Gaize セメント各1種宛と高爐セメント2種とを $MgSO_4$, $CaSO_4$, Na_2SO_4 溶液に浸漬して耐蝕性を比較した場合の1週より2年迄の强度成績が發表されてゐる．其の結論としては，溶液では $MgSO_4$ が最も有害作用が顯著であり之に較べて Na_2SO_4 は可成り弱く，又セメントに就ては高石灰型の早强及び普通ポルトランド・セメントが最も弱く，反對に Gaize セメントが最も抵抗性が强大であり，高爐セメントも優良であると報じてゐる．然しながら原文には浸蝕による强度の變化のみを報じ各セメントの成分分析の記載が無いので各成分と强度變化とより此の性質を考察する事が遺憾ながら出來ない．

（7） プッゾラン混合セメントに關するソ聯國の研究（Cement & Lime Macuf. XII, 12 241～248, 1939）

最近ソ聯國は盛に大規模のコンクリート工事をなし同時に多量のセメントを生產し，特に比較的廉價であり多量に得られる各種の混合セメントを廣く使用してゐる．同國は混合セメントの研究委員を設け，凡そ6ケ年に亘つて主として其の清水・海水及び各鹽類溶液（NaCl, Na_2SO_4, $MgSO_4$, $CaSO_4$ 等）等に對する耐水耐蝕性試驗，發熱及び膨脹收縮試驗等の種々の研究を行つた．

其の結果同委員の研究報告によると，一般に單味ポルトランド・セメントは海水又は鹽類溶液に對して耐水耐蝕性が弱く，其の供試體は比較的短日月間に著しく浸蝕され終りに崩壞されるに至るものもあつたが鑛滓セメント又はトラス，珪藻土，珪酸白土等をセメント燒塊に混合したポルトランド・プッゾラン・セメントの如き混合セメント類は有害鹽類の浸蝕作用に對して最も抵抗性が强く耐水耐蝕性の秀れてゐると論じてゐる．斯く混合セメントは之を用ひたコンクリートが海水，鑛水，地下水等の有害水に對して化學的抵抗性が强大であり，特に水理構造物として水密性であり耐久性が良く又其の生產費の廉價な點に其の特有するものとしてゐる．

（8） 高珪酸質混合セメントの耐水耐蝕性に關する永井敎授の試驗

同氏は早くより混合セメントに着目され日本產高珪酸質を混合せる混合セメントに就いて廣汎なる研究を行はれ，（窯業協會誌昭和6～12年）特に其の耐水耐蝕性に對しても詳細に研究された（同誌，昭和10年43集572頁）．同氏は本邦に廣く分布せる珪酸白土，可溶白土，溶珪白土を混せる混合セメントを用ひ 1:1:2 軟練モルタル 4×4×16cm 試驗片を作り下半部を各種の鹽類溶液（10%Na_2SO_4, 4% $MgSO_4$, 10% Nacl, 10% $MgCl_2$）中に4～52 週間浸漬し，供試體の膨脹收縮，龜裂崩壞の有無又は壓縮强さ等を測定して耐蝕性を比較した．

此の結論としては，浸漬 52 週迄に於ては普通セメントは混合セメントに較べ甚だしく浸蝕され龜裂或は崩壞するに對し混合セメントは耐蝕性著しく優れてゐるを認め，此れらは混合材による遊離石灰の固定に基くと述べ，更に鹽類としては鹽化物の作用は割合に弱いが硫酸鹽の作用は最も强大にして普通セメントは全く之に浸蝕され供試體は崩壞したが，混合セメントは良く之に耐へ耐鹽性の强大なるを認めてゐる．高爐セメントは高珪酸混合セメントに較べ稍浸蝕のされ方が多い．

斯く同氏は早くより良質な混合セメントの耐水耐鹽性の優秀なるを認め，築港，河川護岸，上下水道等の工事

に於て特に直接海水或は有害水に接するコンクリートに混合セメントを使用する事の合理的なるを提唱してゐる．

IV. 試料及び試験方法

[1] セメント試料及品質

試料は國産市販各種セメントの代表的なものにして比較的品質が一定し且つ優良なる昭和13年3月～4月頃の既往の製品である．其の後石炭配給統制强化により國産セメントの品質は急に低下し各種の製品が市上に混淆し品質も混亂狀態となつた．此の試驗に用ひた試料は斯の如き現下の市販品でない事を特に斷つてをく．此等のセメントは各工場より石油空罐に密封して直送を受けた極めて新鮮なセメントであつた．

其の內譯は普通ポルトランド・セメント（以下普通セメントと略稱す）9個，早强ポルトランド・セメント（以下早强セメントと略稱す）6個，低發熱性ポルトランド・セメント（以下低熱セメントと略稱す）2個，珪酸質混合セメント3個及び高爐セメント1個，計21個（5種類）のセメントである．

表—1　供試各種セメントの化學成分，比率及係數

セメントの種類	試料番號	(1) 灼熱減量	不溶解殘法	珪酸 SiO_2	礬土 Al_2O_3	酸化鐵 Fe_2O_3	石灰 CaO	苦土 MgO	無水硫酸 SO_3	(2) 水硬率	(2) 珪酸率	(2) 活動係數	(2) 鐵率
		%	%	%	%	%	%	%	%				
低發熱性セメント(a)	No. 1a	0.24	0.20	24.88	3.57	4.57	63.18	2.02	1.01	1.90	3.03	6.91	0.78
	No. 2a	0.65	0.16	25.26	3.97	4.40	62.80	1.08	1.42	1.85	2.99	6.31	0.90
	No. 3b	0.90	0.10	22.43	4.88	3.50	65.49	1.33	1.08	2.13	2.68	4.60	1.39
	No. 4c	0.80	0.30	21.44	4.84	3.28	66.25	1.01	1.65	2.21	2.64	4.43	1.48
	No. 5b	0.80	0.10	22.16	5.01	3.45	65.62	1.76	0.90	2.14	2.61	4.42	1.44
	No. 6c	1.00	0.12	22.13	5.05	3.24	66.01	1.35	1.00	2.17	2.67	4.38	1.57
	No. 7c	0.56	0.20	21.72	4.93	3.02	66.57	1.02	1.74	2.22	2.71	4.36	1.63
	No. 8b	0.58	0.21	22.21	5.16	3.20	65.78	1.37	1.33	2.12	2.66	4.30	1.61
普通セメント(b)	No. 9b	1.04	—	21.28	5.84	3.86	64.74	1.70	1.33	2.09	2.19	3.64	1.51
早强セメント(c)	No. 10c	0.41	0.33	21.72	5.21	2.75	66.17	1.76	1.56	2.22	2.19	4.11	1.89
	No. 11b	1.10	0.40	22.32	5.66	3.56	64.14	1.55	1.18	2.03	2.42	3.94	1.59
	No. 12b	1.02	0.35	21.08	5.76	3.66	64.75	1.24	1.31	2.11	2.20	3.60	1.57
	No. 13c	1.42	0.38	22.16	5.53	3.26	64.72	1.50	1.32	2.09	2.52	4.01	1.70
	No. 14b	0.63	0.25	22.10	5.79	3.45	65.38	1.00	1.42	2.07	2.36	3.77	1.68
	No. 15c	1.27	—	21.37	5.31	2.34	66.53	1.34	1.66	2.25	2.79	4.02	2.27
	No. 16b	0.76	0.15	23.03	6.00	3.04	64.81	0.90	1.37	2.02	2.53	3.81	1.97
	No. 17b	1.08	0.26	22.00	6.33	3.24	64.65	0.98	1.12	2.04	2.27	3.43	1.95
	No. 18d	3.18	14.28	34.56	5.20	3.20	51.49	1.44	1.34	—	—	—	—
珪酸質混合セメント(d)	No. 19d	3.52	19.67	35.86	7.76	2.74	47.40	1.22	1.17	—	—	—	—
	No. 20d	2.58	18.44	38.30	4.66	2.44	49.13	1.18	1.18	—	—	—	—
高爐セメント(e)	No. 21e	0.71	0.55	26.93	10.33	1.93	53.70	4.06	1.44	—	—	—	—
低發熱性セメント	平均値	0.45	0.18	25.04	3.77	4.49	62.94	1.55	1.22	1.88	3.01	6.61	0.84
普通セメント	〃	0.88	0.24	22.34	5.60	3.44	65.04	1.31	1.23	2.09	2.45	3.95	1.63
早强セメント	〃	0.80	0.27	21.76	5.15	2.98	66.04	1.33	1.49	2.19	2.59	4.22	1.75
珪酸質混合セメント	〃	3.09	17.46	36.24	5.90	2.80	49.34	1.28	1.23	—	—	—	—

備考　(1) 試料番號は表—2に於ける礬土酸三石灰（C_3A）含有量の增加順である

(2) 水硬率$=\dfrac{CaO}{SiO_2+Al_2O_3+Fe_2O_3}$　　珪酸率$=\dfrac{SiO_2}{Al_2O_3+Fe_2O_3}$

活動係數$=\dfrac{SiO_2}{Al_2O_3}$　　鐵率$=\dfrac{Al_2O_3}{Fe_2O_3}$

此等のセメントに就いては夫め成分分析，物理的性質及びモルタル強度（1：3 硬練モルタル，1：2 軟練モルタル）の試驗を J. E. S. 規格法及び日本工學會法に依つて行ひ其の一般性質を試驗した．

此の結果は表—1（成分及び比率），表—2（構成化合物割合，R. H. Bague 氏法），表—3（物理的諸性質），表—4（1：3 硬練モルタル強度）及び表—5（1：2 軟練モルタル強度）に夫々表示する．

總ての試料は表—1～5 に表示する通り I. E. S. 規格に總て合格するは勿論，其の性質に異狀を認むるものなく強度も優れ，代表的な優秀製品と見做し得るセメントである．

［2］ 耐水耐蝕性比較試驗

供試體は從來の硬練 1：3 にモルタルの代りに梁型軟練モルタル供試體（4×4×16cm）を使用し，日本工學會規定の軟練モルタル試驗法に準じて之を製作した．即ち配合はセメント：朝鮮九味浦徵砂：標準砂 1：1：2 になし，水・セメント比はポルトランド・セメント及び高爐セメントにては 60% と爲した．其の軟度は小型フローデーブルにて測定したるに 200～240 の範圍とした．

珪酸質混合セメントはポルトランド・セメントと略同程度の軟度とする爲の水・セメント比を平均 64% と爲して製した．

表—2　供試各種ポルトランド・セメントの構成化合物割合(1)

セメントの種類	試料番號(2)	珪酸三石灰 $3CaO\cdot SiO_2$ (C_3S)%	珪酸二石灰 $2CaO\cdot SiO_2$ (C_2S)%	礬土酸三石灰 $3CaO\cdot Al_2O_3$ (C_3A)%		セリット部分 $4CaO\cdot Al_2O_3\cdot Fe_2O_3$ (C_4AF)%	硫酸石灰 $CaSO_4$ %	鐵率 $\frac{Al_2O_3}{Fe_2O_3}$
低發熱性セメント (a)	No. 1a	35.2	45.1	1.7	**2.4** (<6.0)	13.9	1.7	0.78
	No. 2a	27.4	51.7	3.1		13.4	2.4	0.90
普通セメント (b) 早强セメント (c)	No. 3b	55.3	22.6	7.0	**7.6** (7.0～8.2)	10.6	1.8	1.39
	No. 4c	64.9	12.6	7.3		10.0	2.8	1.48
	No. 5b	57.6	20.1	7.4		10.5	1.5	1.44
	No. 6c	59.1	18.9	7.9		9.9	1.7	1.56
	No. 7c	63.3	14.6	8.0		9.2	3.0	1.63
	No. 8b	56.0	21.4	8.2		9.7	2.3	1.61
	No. 9b	53.4	20.8	8.9	**9.1** (8.9～9.5)	11.7	2.3	1.51
	No. 10c	60.9	16.3	9.1		8.4	2.7	1.89
	No. 11b	45.2	29.2	9.1		10.8	2.0	1.59
	No. 12b	55.8	18.4	9.1		11.1	1.5	1.57
	No. 13c	49.6	26.2	9.1		9.5	2.2	1.70
	No. 14b	50.4	25.4	9.5		10.5	2.4	1.68
	No. 15c	64.0	13.0	10.1	**10.7** (>10.0)	7.1	2.8	2.27
	No. 16b	40.3	35.6	10.7		9.2	2.3	1.97
	No. 17b	45.5	28.8	11.3		9.9	1.9	1.95
低發熱性セメント	平均値	31.3	48.4	**2.4**		13.7	2.1	0.84
普通セメント	〃	51.1	24.7	**9.0**		10.4	2.0	1.63
早强セメント	〃	60.3	16.9	**8.4**		9.1	2.5	1.75

備考　（1）R. H. Bogne 氏に依り計算
　　（2）試料番號は礬土酸三石灰增加の順である

表—3　供試各種セメントの物理的諸性質

セメントの種類	試料番號	凝結時間 室内温(°C)	凝結時間 水量 w/c%	凝結時間 始發時 時分	凝結時間 終結時 時分	比重 (其儘)	4900孔 残流(%)	膨脹性龜裂煮沸法
低發熱性セメント(a)	No. 1a	20.5	26.3	5—35	7—15	3.27	3.41	完全
	No. 2b	18.5	26.8	3—40	5—05	3.24	3.92	〃
普通セメント(b) 早强セメント(c)	No. 3b	17.0	26.5	3—28	5—15	3.16	2.37	〃
	No. 4c	17.5	27.9	1—40	3—03	3.11	1.89	〃
	No. 5b	17.0	26.9	3—28	5—25	3.17	3.28	〃
	No. 6c	19.0	26.8	2—39	4—19	3.19	1.01	〃
	No. 7c	17.5	27.5	2—31	4—14	3.14	2.65	〃
	No. 8b	17.5	26.3	1—33	3—05	1.16	2.16	〃
	No. 9b	18.5	26.8	2—40	4—03	3.14	3.28	〃
	No. 10c	20.0	27.4	2—00	5—00	3.17	1.92	〃
	No. 11b	18.5	27.3	2—05	4—20	3.17	2.99	〃
	No. 12b	19.0	27.5	2—03	3—35	3.16	2.25	〃
	No. 13c	18.5	27.5	1—30	3—05	3.15	2.01	〃
	No. 14b	17.5	26.5	2—50	4—29	3.17	3.51	〃
	No. 15c	19.0	27.5	1—43	3—03	3.12	1.71	〃
	No. 16b	21.0	27.5	3—25	4—50	3.16	1.36	〃
	No. 17b	17.5	28.0	2—23	4—03	3.18	1.36	〃
珪酸質混合セメント(d)	No. 18d	18.5	30.0	1—50	4—10	3.03	1.49	〃
	No. 19d	18.5	36.8	2—10	5—00	2.89	0.94	〃
	No. 20d	18.5	32.8	2—40	5—05	2.92	1.13	〃
高爐セメント(e)	No. 21e	17.5	29.0	3—10	4—40	3.03	1.03	〃
低發熱性セメント	平均値	19.5	26.6	5—38	6—10	3.26	3.67	〃
普通セメント	〃	18.2	27.0	2—33	4—21	3.16	2.51	〃
早强セメント	〃	18.6	27.4	2—01	3—47	3.14	1.87	〃
珪酸質混合セメント	〃	18.5	33.2	2—13	4—45	2.95	1.15	〃

表—4　供試各種セメントの硬練 1:3 モルタル强度

セメントの種類	試料番號	引張强さ (kg/cm²) 水量w/c%	3日	7日	28日	壓縮强さ (kg/cm²) 水量w/c%	3日	7日	28日
低熱發性セメント(a)	No. 1a	26.7	22.7	29.3	37.0	27.6	180	253	429
	No. 2a	26.7	22.5	29.8	35.9	27.6	152	261	442
普通セメント(b) 早强セメント(c)	No. 3b	27.1	31.1	37.1	39.1	28.0	249	395	499
	No. 4c	28.0	43.0	45.7	46.8	28.8	476	537	621
	No. 5b	26.7	35.7	37.5	40.0	27.6	333	442	523
	No. 6c	28.0	39.2	42.9	45.2	28.8	460	494	629
	No. 7c	28.0	41.3	43.0	45.1	28.8	425	500	619
	No. 8b	27.1	37.7	41.5	43.2	28.0	426	523	564
	No. 9b	26.7	33.7	34.9	37.3	27.6	328	413	460
	No. 10c	28.0	38.7	41.2	46.8	28.8	484	513	641
	No. 11b	27.1	33.7	35.8	42.0	28.0	332	401	507
	No. 12b	27.1	32.4	34.1	38.8	28.0	323	394	500
	No. 13c	27.6	39.0	39.7	41.8	28.4	423	517	594
	No. 14b	27.1	36.1	37.6	38.6	28.0	301	399	521
	No. 15c	28.0	40.6	41.7	44.2	28.8	424	520	631
	No. 16b	26.7	32.0	33.9	42.4	27.6	316	395	524
	No. 17b	27.6	39.7	42.8	44.0	28.4	347	417	548
珪酸質混合セメント(d)	No. 18d	30.0	33.0	36.0	41.5	30.8	390	467	540
	No. 19d	30.0	31.5	33.6	41.1	30.8	283	431	532
	No. 20d	30.0	30.3	34.1	43.4	30.8	351	443	514
高爐セメント(e)	No. 21e	28.0	33.8	38.6	43.5	28.8	343	478	501
低發熱性セメント	平均値	26.7	22.9	29.6	36.5	27.6	169	251	436
普通セメント	〃	27.0	34.7	37.2	40.6	27.9	328	431	516
早强セメント	〃	28.0	40.3	42.4	45.0	28.8	449	514	623
珪酸質混合セメント	〃	30.0	31.6	34.6	42.0	30.8	341	447	527

備考　實驗室温度　17～24°C
　　水槽温度　20±2°C

表—5 供試各種セメントの軟練モルタル強度

セメントの種類	試料番號	フロー %	曲げ強さ (kg/cm²) 3日	7日	28日	壓縮強さ (kg/cm²) 3日	7日	28日
低發熱性セメント(a)	No. 1a	213	14.7	26.1	49.7	41.9	79.4	191
	No. 2a	204	14.6	23.7	55.5	40.0	74.5	227
普通セメント(b) 早强セメント(c)	No. 3b	210	24.2	41.4	67.9	88.0	183.	344
	No. 4c	212	25.3	65.0	75.0	245.	321.	406
	No. 5b	212	25.7	39.8	64.9	91.4	149.	288
	No. 6c	205	36.0	52.5	64.8	139.	226.	348
	No. 7c	202	40.6	59.3	80.4	174.	273.	377
	No. 8b	214	41.3	58.2	76.6	181.	324.	393
	No. 9b	190	23.9	40.4	70.5	95.7	185.	328
	No. 10c	204	48.0	67.9	27.0	214.	328.	418
	No. 11b	223	24.5	42.3	22.5	89.5	192.	328
	No. 12b	191	29.1	45.2	63.2	118.	195.	291
	No. 13c	223	33.3	43.7	73.5	131.	221.	380
	No. 14b	217	31.1	46.2	69.1	131.	203.	375
	No. 15c	216	39.4	60.0	69.2	168.	389.	375
	No. 16b	225	27.6	36.8	60.7	106.	146.	322
	No. 17b	202	38.5	52.2	70.4	132.	237.	382
珪酸質混合セメント(d)	No. 18d	194	30.8	45.9	68.6	107.	182.	292
	No. 19d	175	25.4	40.8	69.7	87.8	143.	330
	No. 20d	183	31.9	48.4	74.3	116.	194.	374
高爐セメント(e)	No. 21e	204	30.6	42.7	74.6	117.	179.	356
低發熱性セメント	平均値	209	14.7	24.9	52.6	41.0	77.0	209
普通セメント	〃	209	29.5	44.0	58.4	115.	201.	339
早强セメント	〃	210	41.8	58.1	72.2	179.	277.	394
珪酸質混合セメント	〃	184	29.4	45.0	69.9	104.	173.	333

備考 實驗室温度 20°C～27°C 水槽温度 20°C～25.5°C

供試體は製作後約 24 時間濕室中にて養生し，後脫型し 28 日間 20±2 C の恒温水槽中で養生した．養生後供試體は浸蝕性有害鹽の代表として硫酸曹達を選び，其の 10% 無水硫酸曹達 (Na_2SO_4) 溶液中にその全體を浸漬して，然る後 4 週，8 週，13 週，17 週，26 週(½年) 38 週及び 52 週 (1 ケ年) の各材齡毎に之を取出して浸蝕の試驗をなした．

一方，同樣な供試體を清水中でのみ同期間 (4 週～52 週) 養生をなし上記の各材齡毎に之を取出し試驗して硫酸曹達溶液中浸漬のものと併行して之が比較試驗をなした．

使用した硫酸曹達溶液は 4 週毎に 1 回之を取換へて新鮮なものに代へた．

供試體の耐水耐蝕性試驗は，先ず各材齡毎に其の浸蝕狀態を寫眞に撮り，表面の浸蝕膨脹龜裂，缺削狀態，セメント・パチルスの生成及び崩壞等の外貌上の變化を良く觀察して定性的に比較し且つ寫眞に記錄し，次に曲げ强さ及び壓縮强さを測定した．

但し，强度試驗に當り硫酸鹽溶液中浸漬の或る供試體は後揭の寫眞に示す如く長期間に著しく浸蝕され，原型を保たず嚴密に原斷面を有しないものがあつた．又一般に曲げ强さの測定に際しては，硫酸鹽溶液中浸漬の多くの供試體は載荷重時に龜裂部分より容易に切斷され其の結果曲げ强さの偏差が甚だしく現れ，從つて之による强さの比較は不適當と認められた．

從つて本報告では，浸蝕による供試體の壓縮强さを基準となし之と清水養生の供試體の壓縮强さとを比較して次記の强度比率又は强度低下率を算出し之を以つて各種セメントの耐水耐蝕性を數字的に比較する事にした．

卽ち，

a　强度比率＝$S_s/S_w\times100$

玆に，S_s……硫酸鹽溶液中に浸漬して一定期間養生した供試體の壓縮强さ（kg/cm²）

S_w……清水中にのみ養生をした同一材齡の供試體の壓縮强さ（kg/cm²）

b　强度低下率＝100－强度比率

卽ち强度比率は清水養生をなした供試體の壓縮强さを 100 となし之に對する硫酸鹽溶液中に浸漬養生をなした供試體の壓縮强さの率（%）を表したものである．

從つて，强度低下率は硫酸鹽溶液中に浸漬した供試體が浸蝕作用により受けた强度の低下を表したものである．

例へば强度比率 25 のものは $S_s=S_w/4$ にして强度低下率＝75 となり清水養生の供試體の强度 100 に對し浸蝕作用を受けた供試體は强度 25 となり，75 の强度を喪失した事を表はすものである．

斯く各種セメントの耐水耐蝕性は，一方供試體の外貌上の變化を寫眞に撮り定性的に比較すると同樣に他方其の强度を測り强度の喪失を求めて數字的に之を比較する事とした．

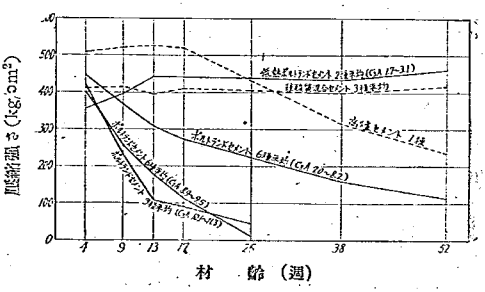
要するに，玆に報告する各種市販セメントの耐蝕性試驗は上記の通り供試體の 4 週（28 日）養生後，4 週に始り 52 週（364 日）にして一先づ終了し，約 1 ケ年の日月に亙つて實驗室內にて 10% 硫酸曹達溶液による促進試驗をなしたものである．

V. 試驗結果及び其の考察

試驗結果は總て之を表又は圖或は寫眞にて表す．卽ち表—6 は各種セメントのモルタル供試體の硫酸鹽溶液浸漬材齡 4～52 週間に至る壓縮强さを表はす．此の表中或供試體は材齡 17 週或はそれ以後に於て完全に崩壞をなし强度を測定し得ざるものがあつた之には ＊＊ 印を附した．圖—1 は浸漬材齡が進むに從ひ各供試體は强度を喪失して實際の强度が減退する關係を圖示したものである．

表—7 は比較試驗用の爲めに行つた同一供試體の水中養生のみをした同一材齡のもの>壓縮强さを表す．表—8 は浸蝕性硫酸曹達 10% 溶液中に浸漬した供試體が同一期間水中に養生せる供試體（强度 100%）に對する强度比率（壓縮

圖—1　供試各種セメント供試體の硫酸鹽溶液（10%）中に於ける强度の變化（平均値）配合（フロー 200, 1:1:2, 軟練 モルタル）



表—6　供試各種セメントの 10% 硫酸曹達溶液中に於ける壓縮の強さ
4 週間水中養生後溶液中に浸漬，軟練モルタル供試體

セメントの種類	水中養生 / 溶液浸漬 / 試料番號	壓縮強さ (kg/cm²) 4週	4週	4週	4週	4週	4週	4週	水セメント比 (%)	フロー
		4週	9週	13週	17週	26週	38週	52週		
低發熱性セメント (a)	No. 1a	328	338	420	414	—	423	436	60	218
	No. 2a	401	404	465	470	—	445	485	60	218
普通セメント (b) 早强セメント (c)	No. 3b	435	—	321	321	—	120	954	60	235
	No. 4c	429	282	182	121	96.8	＊＊	＊＊	60	200
	No. 5b	451	425	466	457	—	398	165	60	208
	No. 6c	449	431	480	412	—	454	448	60	220
	No. 7c	431	400	294	270	供試體ナシ	供試體ナシ	供試體ナシ	60	238
	No. 8b	485	302	127	76.7	＊＊	＊＊	＊＊	60	240
	No. 9b	437	148	119	69.2	＊＊	＊＊	＊＊	60	210
	No. 10c	457	393	400	399	—	92.9	28.0	60	200
	No. 11b	385	267	148	137	66.7	＊＊	＊＊	60	196
	No. 12b	374	290	173	90.6	9.0	0	＊＊	60	200
	No. 13c	365	205	125	6.0	＊＊	＊＊	＊＊	60	204
	No. 14b	388	233	102	0	＊＊	＊＊	＊＊	60	214
	No. 15c	397	190	0	＊＊	＊＊	＊＊	＊＊	60	218
	No. 16b	426	426	224	207	142	＊＊	＊＊	60	194
	No. 17b	441	246	112	75.4	＊＊	＊＊	＊＊	60	205
珪酸質混合セメント (d)	No. 18d	394	411	391	416	—	406	407	63	218
	No. 19d	364	359	357	393	—	377	384	67	210
	No. 20d	474	473	446	426	—	412	459	63	219
高爐セメント (e)	No. 21e	509	521	526	520	—	316	237	60	210
低發熱性セメント	平均値	365	396	443	442	—	434	461	60	218
普通セメント	〃	425	292	199	158	—	|	|	60	211
早强セメント	〃	421	289	247	201	|	|	|	60	213
珪酸質混合セメント	〃	411	414	395	412	—	398	417	64	216

備考　表中＊＊印は供試體の完全崩壞を意味する．

表—7　供試各種セメントの水中養生壓縮强さ供試體 4×416cm (フロー—200, 配合 1:1;2)

セメントの種類	水中養生期間 / 試料番號	壓縮強さ (kg/cm²) 8週	13週	17週	21週	30週	42週	56週	水比	フロー
低發熱性セメント (a)	No. 1a	299	387	410	409	—	435	428	60	218
	No. 2a	388	405	462	463	—	484	440	60	218
普通セメント (b) 早强セメント (c)	No. 3b	450	417	431	450	—	463	415	60	235
	No. 4c	414	414	438	408	440	—	—	60	200
	No. 5b	418	417	444	423	—	406	402	60	208
	No. 6c	449	425	451	433	—	469	465	60	220
	No. 7c	433	447	420	438	—	—	—	60	238
	No. 8b	439	487	455	485	—	—	—	60	240
	No. 9b	418	397	439	444	—	—	—	60	210
	No. 10c	426	463	459	461	—	458	428	60	200
	No. 11b	416	391	407	419	391	—	—	60	196
	No. 12b	367	397	405	417	381	—	—	60	200
	No. 13c	366	396	394	402	—	—	—	60	204
	No. 14b	374	402	424	438	—	—	—	60	214
	No. 15c	424	403	409	—	—	—	—	60	218
	No. 16b	414	444	405	427	384	386	—	60	194
	No. 17b	437	446	430	428	—	—	—	60	203
珪酸質混合セメント (d)	No. 18d	365	381	371	416	—	418	410	63	218
	No. 19d	322	315	367	373	—	398	415	67	210
	No. 20d	437	459	457	477	—	426	497	63	219
高爐セメント (e)	No. 21e	474	508	514	500	—	458	434	60	218
低發熱性セメント	平均値	343	396	346	436	—	458	434	60	218
普通セメント	〃	415	422	427	437	×	×	×	60	211
早强セメント	〃	420	420	427	428	×	×	×	60	213
珪酸質混合セメント	〃	375	385	398	422	—	414	431	64	218

表—8 強度比率及強度低下率

セメントの種類	試料番號 ＼ 鹽溶浸漬期間	強度比率[1] (%) 4週	9週	13週	17週	26週	38週	52週	強度低下率[2] (%) 4週	9週	13週	17週	26週	38週	52週
低發熱性セメント (a)	No. 1a	110	100	102	101	—	97	110	(−10)	0	− 2	− 1	—	+ 3	− 2
	No. 2a	106	100	101	102	—	92	110	(− 6)	0	− 1	− 2	—	+ 8	(−10)
普通セメント (b) 早強セメント (c)	No. 3b	97	—	74	69	—	26	23	+ 3	—	+ 26	+ 31	—	− 74	+ 77
	No. 4c	104	68	42	30	22	**0	**0	− 4	+32	+ 58	+ 70	+ 70	+100	+100
	No. 5b	108	102	105	108	—	98	41	− 8	− 2	− 5	− 8	—	+ 2	+ 59
	No. 6c	100	101	106	95	—	97	99	0	− 1	− 6	+ 5	—	+ 3	+ 4
	No. 7c	100	89	70	62	—	—	—	0	+11	+ 30	+ 38	—	—	—
	No. 8b*	110	62	28	16	**0	**0	**0	−10	+38	+ 71	+ 84	+100	+100	+100
	No. 9b*	105	37	24	16	**0	**0	**0	− 5	+63	+ 76	+ 84	+100	+100	+100
	No. 10c	107	58	90	87	—	14	7	− 7	+15	+ 10	+ 13	—	+ 86	+ 93
	No. 11b	93	68	36	33	17	**0	**0	+ 7	+32	+ 6	+ 69	+ 98	+100	+100
	No. 12b	102	73	43	22	2	**0	**0	− 2	+27	+ 56	+ 78	+ 98	+100	+100
	No. 13c*	100	56	32	1	**0	**0	**0	0	+44	+ 68	+ 99	+100	+100	+100
	No. 14b*	104	58	24	0	**0	**0	**0	− 4	+42	+ 76	+100	+100	+100	+100
	No. 15c*	94	5	0	0	**0	**0	**0	− 6	+95	+100	+100	+100	+100	+100
	No. 16b*	104	96	55	48	37	**0	**0	− 4	+ 4	+ 45	+ 52	+ 63	+100	+100
	No. 17b*	101	56	26	18	**0	**0	**0	− 1	+45	+ 74	+ 82	+100	+100	+100
珪酸質混合セメント (d)	No. 18d	108	108	105	100	—	97	99	− 8	− 8	− 5	0	—	+ 3	+ 1
	No. 19d	110	114	97	105	—	95	93	−10	−14	− 3	− 5	—	+ 5	+ 7
	No. 20d	108	103	98	89	—	97	92	− 8	− 3	+ 2	− 11	—	+ 3	+ 8
高爐セメント (e)	No. 21e	107	112	102	104	—	60	47	− 7	−12	− 2	− 4	—	+ 40	+ 53
低發熱性セメント	平均値	108	100	103	102	—	95	106	− 8	0	− 2	− 2	—	+ 5	− 6
普通セメント	〃	103	69	46	37	—	—	—	− 3	+31	+ 54	+ 63	—	—	—
早強セメント	〃	101	79	57	46	—	—	—	− 1	+21	+ 43	+ 54	—	—	—
珪酸質混合セメント	〃	109	108	100	98	—	96	96	− 9	− 8	0	+ 2	—	+ 4	—

備考 (1) 強度比率 $\frac{S_n}{S_m}\times 100$

(2) 強度低下率＝100%−強印比率 (%)

(3) 表中 (−) 印は強度低下を示さず (+) 印は強度低下を示す

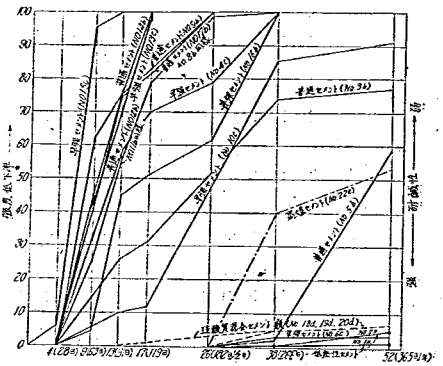
表中 ** 印は供試體が全く崩壞したるを表す

強さ）及び强度低下率を算出して示した表である．此の表は結果を總括せるものであり，卽ち表—6，表—7 及び表—8 より各種セメント（低發熱性 a，普通 b，早强 c，珪酸質混合 d，高爐 e）の耐水耐蝕性を比較し得るものである．

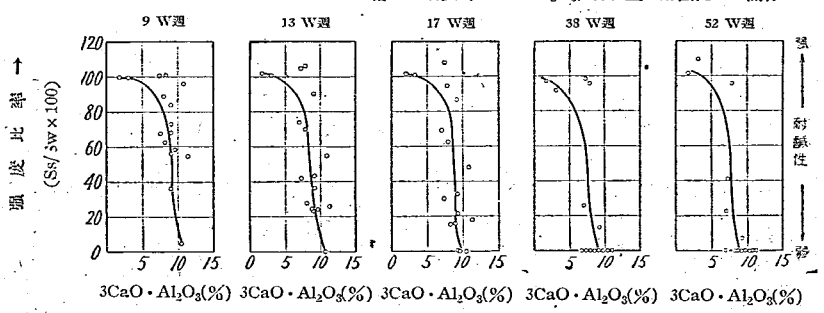
圖—2 は表—8 の關係を强度低下率より圖示したもので，之により各種セメントの耐水耐蝕性を比較する事が出來る．圖—3 は單味ポルトランド・セメントに就いて其の礬土酸三石灰（$3CaO \cdot A_2O_3$）含有量と耐蝕性（强度比率にて表す）との關係を表し，圖—4 は鐵率（Al_2O_3/Fe_2O_3）と同樣の關係を表示したものである．之は單味ポルトランド・セメントの成分と其の耐蝕性との關係を比較する爲めに揭げたものである．

寫眞 A, B, C は硫酸鹽溶液中浸漬期間 26, 38, 52 週の各材齡に於ける各種セメントのモルタル

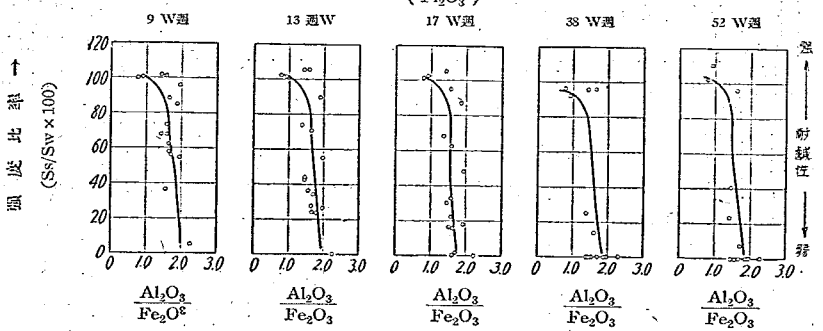
圖—2　供試各種セメント供試體の硫酸鹽溶液（10%）中に於ける强度低下率



圖—3 ポルトランドセメントの礬土三石灰（$3CaO \cdot Al_2O_3$）含有量と耐蝕性との關係

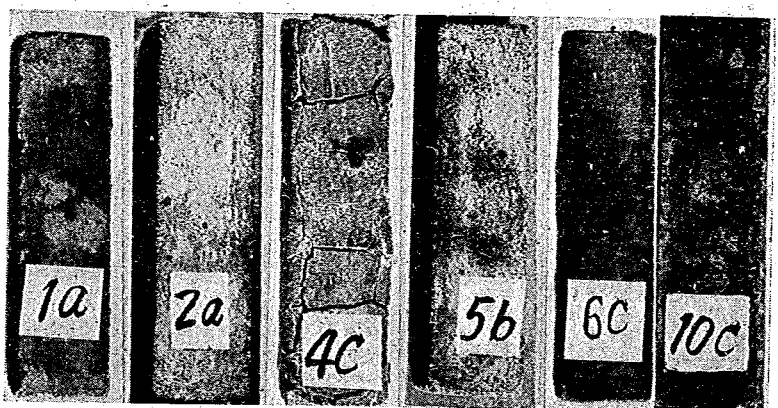


圖—4 ポルトランドセメントの鐵率$\left(\frac{Al_2O_3}{Fl_2O_3}\right)$と耐蝕性との關係

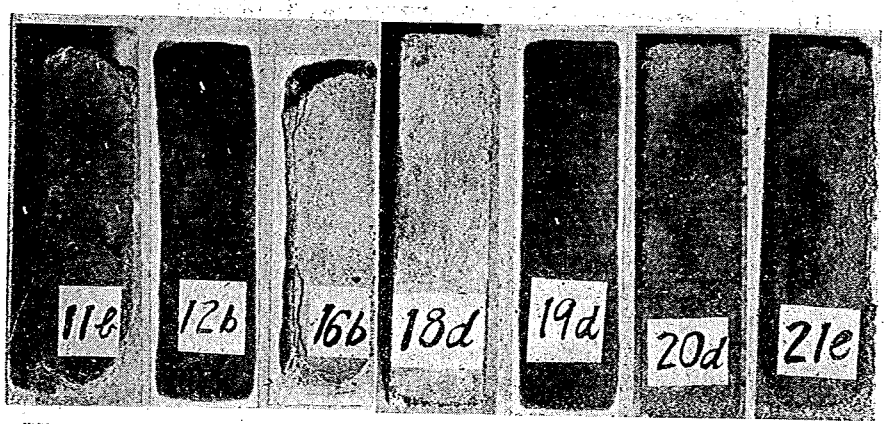


寫眞　本邦市販各種セメント供試體の浸蝕狀態（材齡1年間）

A.　浸漬期間 26 週（6ヶ月）



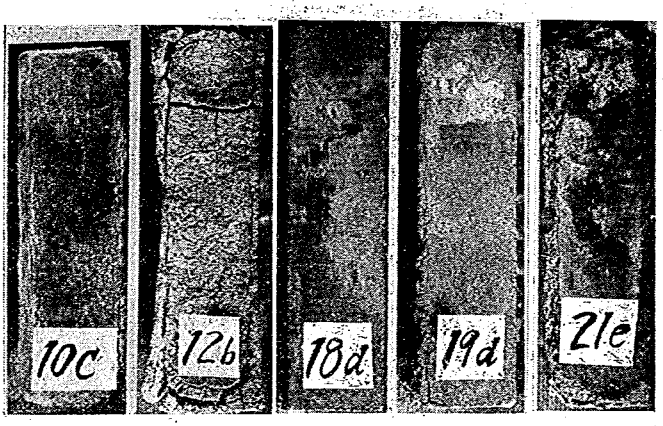
低發熱性セメント	低發熱性セメント	早强セメント	普通セメント	早强セメント	早强セメント
$C_3A \fallingdotseq 1.7$	$C_3A \fallingdotseq 3.1$	$C_3A = 7.3$	$C_3A \fallingdotseq 7.4$	$C_3A \fallingdotseq 7.9$	$C_3A \fallingdotseq 9.1$
龜裂を認めず	龜裂を認めず	龜裂甚だしく殆んど崩壞	殆んど龜裂を認めず	稜に各頂に龜裂を認む	供試體全面に相當の龜裂を生ず



普通セメント	普通セメント	普通セメント	珪酸質混合セメント	珪酸質混合セメント	珪酸質混合セメント	高爐セメント
$C_3A = 9.1$	$C_3A = 9.1$	$C_3A = 10.7$				
著しき浸蝕を受け崩壞に瀕す	龜裂甚し	相當の龜裂を生じ各頂缺除す	龜裂を認めず	各頂に僅かに龜裂を認む	龜裂を認めず	各稜及び頂に相當の龜裂を生ず

B. 浸漬期間 38週(9ヶ月)

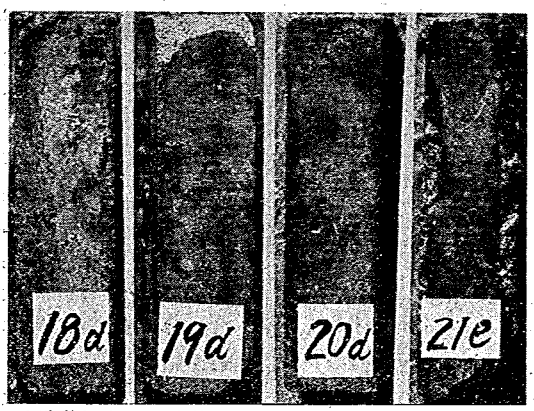
低發熱性セメント	低發熱性セメント	普通セメント	早强セメント	普通セメント	早强セメント
C_3A=1.7	C_3A=3.1	C_3A=7.0	C_3A=7.3	C_3A=7.4	C_3A=7.9
龜裂殆んど認め難し	龜裂を認めず	相當に龜裂を生じ稜及び頂缺除す	龜裂甚しく崩壊	各稜及び頂に相當の龜裂を認む	稜に僅かに龜裂を認む



早强セメント	普通セメント	珪酸質混合セメント	珪酸質混合セメント	高爐セメント
C_3A=9.1	C_3A=9.1			
龜裂甚しく殆んど崩壊に近し	龜裂甚しく殆んど崩壊	殆んど龜裂を認めず	稜及び頂に龜裂を認む	相當の浸蝕を受け稜及び頂缺除す

C. 浸 漬 期 間　52 週 (1ヶ年)

低發熱性セメント	低發熱性セメント	普通セメント	普通セメント	早强セメント	早强セメント
C_3A=1.7 殆んど龜裂を認め難し	C_3A=3.1 僅かに頂に龜裂を認む	C_3A=7.0 相當の龜裂を生じ稜及び頂缺除す	C_3A=7.4 相當の龜裂を生ず	C_3A=7.9 稜及頂に龜裂を生ず	C_3A=9.1 龜裂缺除甚しく殆んど崩壞



珪酸質混合セメント	珪酸質混合セメント	珪酸質混合セメント	高爐セメント
各稜に龜裂を認む	各頂龜裂の爲缺除す面には龜裂を認めず	殆んど龜裂を認め難し	相當の浸蝕を受け稜及び頂點缺除す

供試體の浸蝕狀態を記錄したものであり，之により浸蝕に依る外貌上の變化即ち，表面の龜裂發生，角稜の缺削，浸蝕により生じた生成物或はセメント・バチルス生成狀態更に供試體の崩壞等を明瞭に比較し得られる．從つて之により各種セメントの耐水耐蝕性を定性的に比較する事が出來る．

各種セメントの耐水耐蝕性を比較考察するには便宜上之を單味ポルトランド・セメント及び混合セメントに大別して比較する．

[1] 單味ポルトランド・セメントの耐蝕性

試驗結果を通覽するに，一般に單味ポルトランド・セメントは混合セメントに較べて耐水耐蝕性が弱い．即ち表—6 に表す如く硫酸鹽溶液浸漬材齡 26 週頃に於てポルトランド・セメント供試體の約半數は崩壞を始めたが混合セメントは全然此の傾向を認めなかつた．又浸蝕に依る强度の損失は圖—2 に示す如くポルトランド・セメントでは材齡 26 週前に殆んど强度を喪失したが混合セメントでは全く之を認めず同樣に材齡 36 週に於ける寫眞を比較してもポルトランド・セメント供試體の浸蝕狀態は甚だ著しいものがある．

次に，單味ポルトランド・セメント同志に就いて之を比較するに各個のセメントの間には其の耐蝕性に夫々相當の相違が認められる．

例へば，普通セメント試料 No. 5b 及び No. 14b は其の物理的性質が略類似し水中浸漬中の壓縮强さは約400 kg/cm² を示し一見同種のものと見做されるにも拘らず，硫酸鹽溶液中に浸漬した場合には No. 5b は 26 週まで著しき浸蝕を受けず，52 週に至つて膨脹性龜裂を表し浸蝕の狀態を明に表したが猶相當に强度を有し强度比率約 40% を保ち崩壞するに至らない．之に反して No. 14b は僅に 13 週にして旣に著しく浸蝕され膨脹性龜裂の發生が甚だしく强度を全く喪失して僅か 17 週にて全く崩壞するに至つた．

同樣な事實は早强セメント試料 No. 6c 及び No. 15c に於ても認められた．

斯く各ポルトランド・セメントの個々のもの>耐蝕性に大なる相違のある事は單にセメントの物理的性狀或は規格强度等に依つて此の性質を簡單に判斷し得られるものでなく；前述の Gonnermann, Haegermann; Thuthill. 氏等が旣に指摘した如くセメントの化學成分の關係より之を考察する必要のある事を示唆せるものと考へられる．

次に，單味ポルトランド・セメントの同志間に於て其の成分關係より其の耐蝕性を比較する．

先ず供試ポルトランド・セメントは化學分析をなし之より礬土酸三石灰($3CaO \cdot Al_2O_3$)含有量及び鐵率(Al_2O_3/Fe_2O_3) とを求めて之を表—2 及び表—4 に示した．

即ち礬土酸三石灰含有量の多寡及び鐵率の大小はポルトランド・セメント同志間に相當に相違してをり；低熱性セメントでは C_3A が平均 2.4%，鐵率平均 0.84 にして最低値を示し低礬土型のセメントであるが，普通及び早强セメントでは C_3A が 7.0～11.3% 及び鐵率 1.39～2.27 の範圍にして一般に礬土が多く鐵率が大である．

圖—1 は各種ポルトランド・セメントを礬土三石灰含有量の多寡，即ち $C_3A=1.7$～3.1%，$C_3A=7.0$～8.2%，$C_3A=8.9$～9.5%，$C_3A=10.1$～11.3% の群に分ち之と混合セメント類との硫酸鹽溶液中に於ける供試體の壓縮强さの低下を比較したものがあり，圖—3 は礬土酸三石灰及び鐵率と壓縮强度比との關係を以つて耐蝕性を比較したものである．

此の成績より見ると，一般に單味ポルトランド・セメントの硫酸鹽溶液に對する抵抗性は略礬土酸三石灰の含有量の多少に關係して居る事が明瞭であり，此の含有量或は鐵率と各材齡に於ける供試體の强度比との關係は夫々圖—3 及び圖—4 に示す如く此等の數値の或る限界を界として耐水耐蝕性の優秀の相違がつき，一曲線を以つ

て此の限界を略々表す事が出來る．次に單味ポルトランド・セメントの各々に就いて成分と耐蝕性とを比較してみる（表—2, 表—8 及び 圖—3, 圖—4 參照）．

低發熱性ポルトランド・セメント（試料 No.1a, No.2a）は珪酸及び酸化鐵分が多く礬土分が少く一種の低礬土型ポルトランド・セメントであり成分的には $3CaO.\ Al_2O_3=2\sim3\%$, $Al_2O_3/Fe_2O_3\leqq1.0$ である．

試驗成績より見ると此のセメントは頗る耐蝕性が優秀にして長期の材齡（26 週, 38 週及び 52 週）に於ても寫眞に示す如く供試體の浸蝕による外貌上の變化が少く肉眼的に膨脹性龜裂等を認めず頗る安定にして又强度の低下を殆ど表してゐない．

卽ち此の種のセメントは高壓提用低發熱性セメントとして製造されてゐるものであるが，同時に優れた耐硫酸鹽セメントとも見做し得られるものである．

普通及び早强ポルトランド・セメント類（試料 No.3b～No.17b 普通セメント b, 早强セメント e）は多少の例外はあるが大體其の耐蝕性は鐵率又は $3CaO.\ Al_2O_3$ の含有量の多寡に主として關係するものの如く，例へば $3CaO.\ Al_2O_3\geqq8\%$, $Al_2O_3/Fe_2O_3\geqq1.5$ なる普通セメント No.3b 及び早强セメント No.6c は耐蝕性比較的に强く，多くの普通セメント供試體が浸蝕材齡 26 週又は 38 週にして甚だしく浸蝕され崩壞したるに反し此のセメントは 52 週の長期に於ても比較的安定であつた．

一方例へば $3CaO\cdot Al_2O_3\geqq10\%$, $Al_2O_3/Fe_2O_3\geqq2.0$ なる普通セメント No.17b 及び早强セメント No.15c の如きは著しく耐蝕性が弱く浸漬材齡 9 週又は 13 週の比較的早期に於て强度の大部分を喪失し 26 週前に於て供試體は完全に崩壞するに至つた．一般に此の試驗の結果，供試單味ポルトランド・セメントに就ては主として成分上礬土及び酸化鐵分の多寡が之に關係し $CaO\cdot Al_2O_3\leqq7\sim8\%$, $Al_2O_3/Fe_2O_3\leqq1.0\sim1.5$ の限界內のセメントが比較的良好な耐蝕性を示す事實が認められた．

次に，以上の關係を前記の文獻と對象して見るに Haegermann 氏は燒きの充分なる試製の單味ポルトランド・セメントでは $Al_2O_3/Fe_2O_3=1.0\sim1.3$ のセメントが耐蝕性が優良であると報じ，又 Gonnermann 氏は多數の市販のポルトランド・セメントに就て其の主要化合物と耐蝕性とに就て試驗をなし圖—3 及び圖—4 に示した樣な類似の相互關係を見出し，要するに主要化合物中 $3CaO\cdot Al_2O_3$ が最も惡影響を與へるものであり此の含有量多くして或る限度を過ぐるセメントは抵抗性が薄弱であり，逆に此の含有量が比較的に少く $3CaO\cdot Al_2O_3=6\sim7\%$ を超へざるものが耐蝕性の優良であると論じ，又 Thushill 氏は多數の米國市販ポルトランド・セメントに就て此の關係を廣く檢討し $3CaO\cdot Al_2O_3\leqq4\%$, $3CaO\cdot Al_2O_3+4CaO\cdot Al_2O_3.\ Fe_2O_3\leqq12\%$ のものとなしてゐる．

更に實際上の問題としては米國聯邦規定の耐硫酸鹽セメントとして $3CaO\cdot Al_2O_3\leqq5\%$ と規定し，又桑港オークランド大橋用セメントとしては加州道路局の研究の結果 $3CaO\cdot Al_2O_3\leqq8\%$ の規定を設け實際は 8% 以下の市販セメントを使用した．

斯く本試驗と前記諸氏の研究とは略同樣なる結果を表し前記の文獻の報ずる處は相當之を支持すべきものであり又本邦市販のポルトランド・セメントに就ても之と略一致した關係のある事實を認めた．

然しながら，多くのポルトランド・セメント中には此の關係を以つて必ずしも一樣に律する事の出來ない場合もある．例へば早强セメント No. 6c と No. 4c 或は No. 7c とを比較するに成分上 $3CaO\cdot Al_2O_3$ 含有量及び鐵率が略等しいが耐蝕性は非常なる相違を認めた．卽ち，No. 4c 或は No. 7c の供試體が浸漬材齡 26 週或は 38 週に於て完全に崩壞したるに反し No. 6c の供試體は 52 週の長期にても全く安定にして僅かに膨脹性龜裂

を認めた程度に過ぎず，又強度の喪失も無く強度低下僅か 4% に過ぎず優秀なる耐蝕性を表してゐた．

此の事實より，セメントの耐水耐蝕性は單に上述の如きポルトランド・セメントの成分或は比率又は特に或る假定に基く Bogue 法の計算より求むる化合物割合のみに依り必ずしも直に判斷し得るものとは限らず Haegermann 氏が指摘した如く原料の性質及び配合割合，特に焼成の良否等の製造條件が此の性質に重大なる影響を與へるものと考へられる．

[2] 混合ポルトランド・セメントの耐蝕性

混合セメントはポルトランド・セメントの焼塊に高珪酸物質又は高爐鑛滓等の混合物を加へたものであり，此の場合に微粉狀の混合物はセメントの水和に際して生成する遊離の石灰を固定し又はモルタル或はコンクリートの空隙填充材として働くとの相互作用の結果單味ポルトランド・セメントの缺點を補ひ特に水密性に耐水耐蝕性を優良ならしむるものと認められてゐる．

本試驗は代表的な市販珪酸質混合ポルトランド・セメント 3 種に就て行つたが其の結果は一般に普通及び早强セメントの如き單味のポルトランド・セメントに較べて格段に優良なる耐蝕性を表した．即ち供試體は浸蝕作用に依る表面の削缺，バルチスの生成或は膨脹性龜裂の發生等が殆んど認められず又長期に於いて强度の喪失が殆んど見へなかつた．

此の事實は表—6，表—8 又は圖—1，圖—2 或は寫眞に依り表はされてゐる．

例へば普通セメント試料 No. 11b, 12b と同一會社の製品なる珪酸質混合セメント試料 No. 18b. 20d とを比較すると前者は硫酸鹽浸漬時間 26 週に於て著しい浸蝕を受け膨脹性龜裂が甚だしく殆んど崩壞狀態を表したが後者は殆んど浸蝕を受けず浸漬材齡 58 週の長時間にても僅に角稜が少し削缺した程度であり又强度の喪失も殆んどなく强度低下率が少く平均 5% にして著しく耐蝕性が秀れ，安定であつた．

要するに，良質なる珪酸質を混合したセメントは化學的抵抗性が强大であり之を用ひたモルタル及びコンクリートは水密性にして耐水耐蝕性が秀れてゐる事は既に多くの研究者に依り認められてゐる事實にして本試驗の結果も良くそれと一致した成績を表した．

然しながら此の種のセメントの性質は混合物の種類，品質，混合割合又はセメント焼塊の性質等に依り可成セメントの性質に相違を生ずるものであるから其の品質の選擇及び判斷には適當なる試驗と充分なる注意とが必要な事は勿論である．

混合セメントの一種なる高爐セメント（試料 No. 22e, 焼塊 50, 鑛滓 50）は表—8 及び圖—2 に表した如く浸漬材齡 12 週頃までは何等浸蝕された形跡を認められなかつたが，52 週間の長期には相當に浸蝕され多くの龜裂を表し强度を喪失し强度低下率 53% に至つた．

之を一般の普通セメント及び早强セメントと比較するに之よりは相當に良好な耐蝕性を表してゐるが，珪酸質混合セメントには幾分劣つた成績を表した．尙高爐セメントは試料僅に一種を試驗したに過ぎないから之を以て全體を律する事は出來ないが，要するに之も混和物なる水滓鑛滓の性質の良否に依り相當に製品の性質が支配されるものと考へられる．

尙，之に續き珪酸質混合セメント及び高爐セメント類に關しては更に多數の試料に就き改めて詳細なる耐水耐蝕性比較試驗を行ふ豫定である．

VI. 結　　論

各種のポルトランド・セメント 17 種，珪酸質混合セメント 3 種及び高爐セメント 1 種，總計 21 個の昭和 13 年 3 月～4 月頃の既往の代表的市販セメントを用ひてモルタル供試體を造り，之を 10% 無水硫酸曹達溶液中に約 1 ケ年に亙つて浸蝕し其の外貌上の檢査及び强度の測定に依り耐水耐蝕性（化學的抵抗性）の比較試驗を行つた結果を次に要約し結論する．

（1）一般に混合セメントは單味ポルトランド・セメントに比較して耐水耐蝕性が遙に優良である．即ち單味ポルトランド・セメント供試體の約半數は硫酸鹽溶液浸漬材齡 26 週（1/2 年）頃にて殆んど强度を喪失し且つ著しく浸蝕され終りに崩壞するに至るを認めたが，珪酸質混合セメントは全く此の傾向を認めず强度の喪失も殆んどなく約 52 週（1 ケ年）後に於ても安定であつた．

（2）單味ポルトランド・セメント中特殊の高珪酸低礬土型なる低發熱性セメントは各セメント中最良の抵抗性を表し，その供試體は約 1 ケ年後に於ても浸蝕に依る變化甚だ少なく何等强度の低下を認めず，優秀なる耐水耐蝕性を表した．此のセメントは低熱性セメントであると同時に優良なる耐硫酸鹽セメントと見做し得られるものと認めた．

（3）單味ポルトランド・セメントの化學的抵抗性は其の化學成分の含有割合と密接の關係を有し單に物理的性狀又は强度のみに依り評價し得ざるものと考へられる．化學成分中主として礬土及び酸化鐵の含有割合，即ち礬土三石灰（$3CaO \cdot Al_2O_3$）含有量或は鐵率（Al_2O_3/Fe_2O_3）の大小が耐蝕性に最も影響するものと考へる．

（4）本試驗の結果，單味ポルトランド・セメントの礬土酸三石灰含有量或は鐵率と耐蝕性との間には各材齡に於て圖—3 及び圖—4 に表す如き一曲線にて示される關係が認められ一般に單味ポルトランド・セメントの耐蝕性には礬土酸三石灰含有量或は鐵率が增し或る限界の値に達すると急に其の耐蝕性を弱くする傾向のある事を認めた．

一般に供試市販ポルトランド・セメントに就ては礬土酸三石灰含有量 7～8% 以下，鐵率 1～1.3 以下のセメントが比較的良好なる耐蝕性を示した．此の關係は Gonnermann, Haegermann, Thuthill 及び Stanton の諸氏の試驗結果と略一致する事が判り，諸氏の所說は充分に肯定し得ると考へた．

然しながら此の關係のみを以て必ずしも總てを律する事は尙不充分にして內には例外のものも存する事を認めた．

（5）一般に良質の珪酸質混合セメント類は普通或は早强セメントの如き單味ポルトランド・セメントに較べて格段に優良なる耐蝕性を表した．此の性質は從來珪酸質混合セメントの主なる特徵の 1 つと考へられてゐたが試驗に於ても此の事實を肯定し得る良好な成績を認めた．

然しながら，此種セメントの性質は混和物の品質，混合量竝びに燒塊の性質により相當に影響されるものと考へられる．

高爐セメントは之に次いで比較的良好な耐蝕性を認めたが供試セメント 1 種に過ぎずして充分に之を檢し得なかつた．

附記．本試驗に關しては川畑健雄氏の勞を煩した事大である．錄して深く感謝の意を表す．

（內務省土木試驗所セメント試驗室，昭和 15 年 4 月—1940）

中空壓縮材の挫屈に關する理論的研究 (第2報)

內務技師　横田周平

要旨

第1報に於て求めた中空壓縮材に對する安定條件を諸種の組合せ壓縮材及び管柱に就て計算し，次に中空壓縮材主として組合せ壓縮材の挫屈に及ぼす剪斷力の影響を明らかにした．

目次

III. 諸種の組合せ壓縮材及び管柱に對する安定條件の計算 …… (1)
[1] 緒　言 …… (1)
[2] 組合せ四角柱に對する計算 …… (2)
(i) 一側面の方向に挫屈する場合 …… (2)
(ii) 對角線の方向に挫屈する場合 …… (6)
[3] 組合せ三角柱に對する計算 …… (10)
(i) 一側面の方向に挫屈する場合 …… (10)
(ii) 一側面に直角の方向に挫屈する場合 …… (10)
[4] 管柱に對する計算 …… (14)
[5] 要　約 …… (18)
IV. 組合せ壓縮材の挫屈に及ぼす剪斷力の影響 …… (18)
[1] 壓縮材の挫屈に及ぼす剪斷力の影響に關する一般論 …… (18)
[2] 剪斷力の影響を考慮した場合の組合せ四角柱の限界荷重 …… (21)
(i) 一側面の方向に挫屈する場合 …… (21)
(ii) 對角線の方向に挫屈する場合 …… (25)
[3] 剪斷力の影響を考慮した場合の組合せ三角柱の限界荷重 …… (26)
(i) 一側面の方向に挫屈する場合 …… (26)
(ii) 一側面に直角の方向に挫屈する場合 …… (28)
[4] 要　約 …… (28)
[5] 第 III 篇及び第 IV 篇の總括 …… (29)

III. 諸種の組合せ壓縮材及び管柱に對する安定條件の計算

[1] 緒　言

著者は第 II 篇に於て中空壓縮材の撓曲線に對する微分方程式を導いて次の如き式を得た．

$$EI_0\left\{1-\beta^2\left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)^2\right\}\frac{d^2y}{dx^2}+Py=0 \quad \cdots\cdots (31)$$

但し

E：　材料の彈性係數

I_0：　挫屈しない前の壓縮材の斷面の慣性モーメント

P：　中心軸荷重

β^2：　中空壓縮材の內部的機構を示す特性的數値

挫屈の限界點附近の解を求むる事とし $\frac{P}{EI_0}=\frac{1}{\alpha^2}$ と置き換へれば次の式より出發すれば良い事になる．

$$\frac{d^2y}{dx^2}+\frac{y}{\alpha^2}\left(1+\frac{\beta^2y^2}{\alpha^4}\right)=0 \quad \cdots\cdots(34)$$

α と β とは共に長さのデイメンションを有する．此の微分方程式を解けば中空壓縮材の挫屈を不安定ならしめざる條件として，換言すれば中空壓縮材が不安定ならざる爲の條件として次の條件式が導かれる．

$$\frac{\beta^2}{\alpha^2}\leqq\frac{2}{3} \quad \cdots\cdots(41)$$

α^2 に對しては

$$\frac{1}{\alpha^2}=\frac{P}{EI_0}\fallingdotseq\frac{\pi^2}{L^2}\ (L:\text{壓縮材の長さ})$$

と置いて良い．結局中空壓縮材の安定不安定の問題はその壓縮材に固有な數値である β^2 を求むる事に歸する．

β^2 を求むるには其の壓縮材を曲げて見てその斷面の慣性モーメントの減少量を出せば良い．即ち曲げられる前には慣性モーメントが I_0 であつたものが曲率 $\frac{1}{R}$ に曲げられて後に I となつたとすれば β^2 は次式で與へられる．

$$\beta^2=\frac{I_0-I}{I_0}R^2 \quad \cdots\cdots(46)$$

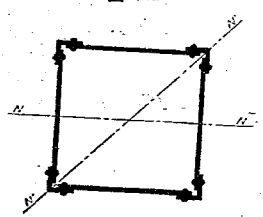
實際に計算して見れば常に R^2 は消え，β^2 は曲げには無關係に中空壓縮材の內部的機構の脆弱性を示す特性的常數として求められる．

本篇に於ては 5 種の骨組型式の組合せ四角柱，組合せ三角柱及び管柱に對して夫々の β^2 を計算しその安定條件を具體的に計算した．

[2] 組合せ四角柱に對する計算

斷面が正四邊形で全く對稱的に部材を配置して作つた組合せ四角柱の挫屈を考へるのに先づ大きく分けて 2 つの場合が考へられる．即ち圖—14 に於て $N-N$ を中軸面とする樣な挫屈と $N'-N'$ を中軸面とする樣な挫屈とである．四角柱の挫屈に於ては此の 2 つの方向の坐屈が兩極端であつて其の他の場合は此の 2 つの場合の中間にあるものと考へる事が出來る．

圖—14

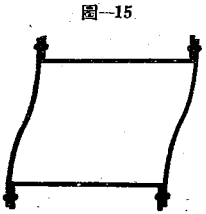


圖—14 の如き正四角柱に於ては何れの方向に對してもその慣性モーメントは一定不變であるが挫屈は對角線の方向に最も起り易い．此れは常識的にも直ちに豫想せられるが計算に於ても又明瞭に現れて來る．

然しながら從來一般に取扱はれてゐるのは $N-N$ を中軸面とする樣な挫屈（此れは四角柱としては最も挫屈し難い場合ではあるが）であるから先づ此の場合を取扱ふ事とする．

橋梁に於ける壓縮材の如く四邊形の相對する邊が溝型鋼或は之に類似の合成部材である樣な場合には $N-N$ を中軸面とする挫屈が最も重要となる．然しながら其の場合に於ても斷面が圖—15の如く變形する挫屈し方も起り得る．此れは綾片の挫屈に起因する事であつて第 V 篇に於て論ずるであらう．

圖—15



骨組の種類は圖—16 に於て示す 5 型式を取り上げて之に就て實際に計算を行つた．此の他無數の骨組型式が考へられるが同樣に計算すれば何れの場合でも解決されるであらう．骨組の靜定，不靜定は計算には大して問題とならない．

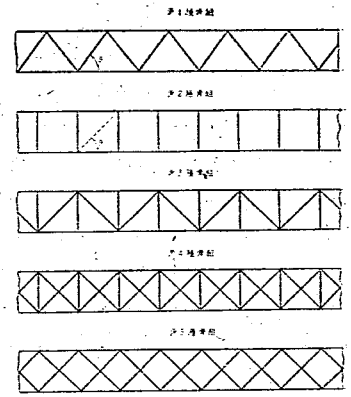
(i) 一側面の方向に挫屈する場合

（a）第1種骨組（ワレン型骨組）

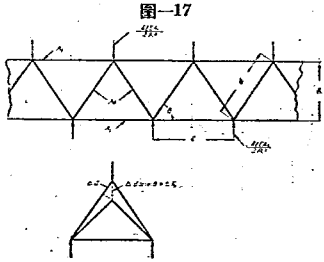
第1種骨組のその骨組面の方向の挫屈に對する安定計算は既に第 II 篇に於て詳細に述べたのであるが β^2 を簡單に機械的に計算する立場から此處に整理し直して見る．

第1種骨組の組合せ四角柱が曲率 $\frac{1}{R}$ に曲げられた場合各格點には弦材に直角に $\frac{hlEA_f}{2R^2}$ なる力が作用する事は既に述べた．玆に A_f は弦材の斷面積，h は骨組の幅，l は綾片の格間長である．綾片は之等の壓縮力を支へなければならない．

圖—16



圖—17



一本の綾片にかゝる壓縮力を P_d とすれば

$$2P_d\sin\theta=\frac{hlEA_f}{2R^2}$$

$$\therefore\quad P_d=\frac{hlEA_f}{4R^2}\operatorname{cosec}\theta=\frac{h^2EA_f\cos\theta}{2R^2\sin^2\theta}$$

綾片の長さを d とし P_d なる壓縮力を受けての縮みを Δd とすれば

$$\Delta d=\frac{P_d}{EA_d}d=\frac{A_f}{A_d}\cdot\frac{h^2d\cos\theta}{2R^2\sin^2\theta}=\frac{A_f}{A_d}\cdot\frac{h^2\cos\theta}{2R^2\sin^3\theta}$$

綾片の縮みが骨組の幅に如何に影響を及ぼすかは，柱の中立軸の長さが曲げの前後を通じて不變である事を考へれば，$\Delta d\times\operatorname{cosec}\theta$ で救いて來る事が解る（圖—17，下圖），即ち骨組の幅の減少を Δh で表はせば

$$\Delta h=\Delta d\operatorname{cosec}\theta=\frac{A_f}{A_d}\cdot\frac{h^3\cos\theta}{2R^2\sin^4\theta}$$

β^2 は (46) 式より

$$\beta^2=\frac{I_0-I}{I_0}R^2=2\frac{\Delta h}{h}R^2=\frac{A_f}{A_d}\cdot\frac{h^2\cos\theta}{\sin^4\theta}$$

此れを (41)の條件式に代入し $\frac{1}{\alpha^2}\fallingdotseq\frac{\pi^2}{L^2}$ なる關係を用ふれば

$$\frac{\beta^2}{\alpha^2}=\frac{A_f}{A_d}\cdot\frac{\pi^2h^2\cos\theta}{L^2\sin^4\theta}\leqq\frac{2}{3}$$

或は

$$\frac{A_d}{A_f}\geqq\frac{3\pi^2h^2\cos\theta}{2L^2\sin^4\theta}$$

細長比を $s=\frac{i}{L}$，$\left(i=\frac{h}{2}\right)$ で表はせば

$$\frac{A_d}{A_f}\geqq\frac{6\pi^2\cos\theta}{s^2\sin^4\theta}\qquad\cdots\cdots(47)$$

此れが第1種骨組の綾片に對する求むる條件式である．$\frac{\cos\theta}{\sin^4\theta}$ の値は $\theta=60°$ に於て $\frac{8}{9}\fallingdotseq1$ である．從つて

$\theta=60°$ に於て此の條件式の規定する具體的な條件を感得する事が出來るであらう。

第 II 篇に於て此の型式の骨組の曲げを解析して得た結果に依れば

$$\Delta h=\frac{A_f}{A_d}\cdot\frac{h^3\cos\theta}{2K^2\sin^4\theta}-\frac{h^3}{8K^2}\cot^2\theta$$

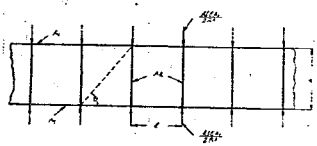
であつた．然しながら右邊の第2項は第1項に比較して一般に非常に小さく，又此れを省略する事は安全側でもあるから，省略して仕舞へば本節の結果と同樣になる．

以下の骨組に對しても本節と同樣な考へ方で機械的に計算して行く事とする．

（b）第2種骨組

第2種骨組はラーメンシュタープ (Rahmen-Stab) に相當するものであつて，兩弦材間の支材は綴片と呼ぶ事とする．

圖—18



柱が曲率 $\frac{1}{R}$ に曲げられた時に格點に加へられる壓縮力は前と同樣に $\frac{hlEA_f}{2K^2}$ であつて綴片 h の受ける壓縮力 P_h は此れに等しい．即ち

$$P_h=\frac{EA_fhl}{2K^2}$$

$$\therefore\quad \Delta h=\frac{A_f}{A_h}\cdot\frac{h^2l}{2K^2}=\frac{A_f}{A_h}\cdot\frac{h^3\cos\theta}{2K^2\sin\theta}$$

但し $$\frac{h}{l}=\frac{\sin\theta}{\cos\theta}$$

從つて $$\beta^2=2\frac{\Delta h}{h}K^2=\frac{A_f}{A_h}\cdot\frac{h^2\cos\theta}{\sin\theta}$$

$$\therefore\quad \frac{\beta^2}{\alpha^2}=\frac{A_f}{A_h}\cdot\frac{\pi^2h^2\cos\theta}{L^2\sin\theta}\leqq\frac{2}{3}$$

$$\therefore\quad \frac{A_h}{A_f}\geqq\frac{3\pi^2h^2\cos\theta}{2L^2\sin\theta}=\frac{6\pi^2\cos\theta}{s^2\sin\theta}\qquad\cdots\cdots(48)$$

但し s は柱の細長比である．

此處で第1種骨組と第2種骨組を比較して見れば次の如くである．

第1種及び第2種の骨組を有する組合せ壓縮材が同一の安定度に在る爲に要する綴片の總量を比較すれば第1種骨組に對しては

$$A_d\times L\sec\theta\geqq\frac{6\pi^2}{s^2\sin^4\theta}A_fL,$$

第2種骨組に對しては

$$A_h\times L\tan\theta\geqq\frac{6\pi^2}{s^2}A_fL,$$

となる．從つて 90° を除く如何なる θ の値に對しても第1種骨組の方が第2種骨組より餘計の材料を要する．

以上の結果のみより判斷すれば第2種骨組の方が有利の如く見えるが，此れは中空壓縮材の安定度に對してであつて，限界荷重の點より見れば第 IV 篇に於て計算する如く第2種骨組は第1種骨組に劣るのである．

(47) 式，(48) 式に對する數表は夫々表—3，表—4 に示す如くであつて此れに對するぐらふは夫々第1報に於ける圖—11，圖—12 となる．

表—3　$\frac{A_d}{A_f}=\frac{6\pi^2\cos\theta}{s^2\sin^4\theta}$ に於ける $\frac{A_f}{A_d}$ の數表

細長比 s	$\theta=40°$	45°	50°	55°	60°	65°
10	0.376	0.597	0.904	1.32	1.90	2.70
15	0.847	1.34	2.04	2.98	4.27	6.06
20	1.54	3.39	3.70	5.30	7.60	10.8
25	2.35	3.73	5.65	8.28	11.9	16.8
30	3.39	5.37	8.14	11.9	17.1	24.3
40	6.02	9.55	14.47	21.2	30.4	43.1
50	9.41	14.9	22.6	33.1	47.5	67.4
60	13.5	21.5	32.6	47.7	68.4	97.0
70	18.4	29.2	44.5	64.9	93.1	132
80	24.1	38.2	57.9	84.8	122	172
90	30.5	48.3	73.3	107.0	154	218
100	37.6	59.7	90.4	133	190	270
110	45.5	72.2	109	160	230	326
120	54.2	86.0	130	191	274	388
130	63.6	100	153	224	321	456
140	73.7	117	177	260	372	528
150	84.7	134	204	298	427	606

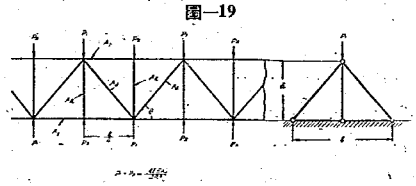
表—4　$\frac{A_h}{A_f}=\frac{6\pi^2\cos\theta}{s^2\sin\theta}$ に於ける $\frac{A_f}{A_h}$ の數表

細長比 s	$\theta=40°$	45°	50°	55°	60°	65°
10	1.42	1.69	2.01	2.41	2.92	3.62
15	3.19	3.80	4.53	5.43	6.58	8.15
20	5.67	6.75	8.05	9.64	11.7	14.5
25	8.85	10.6	12.6	15.1	18.3	22.6
30	12.7	15.2	18.1	21.7	26.3	32.6
40	22.7	27.0	32.2	38.6	46.8	57.9
50	35.4	42.2	50.3	60.3	73.1	90.5
60	51.0	60.8	72.4	86.8	105	130
70	69.4	82.7	98.6	118	143	177
80	90.9	108	129	154	187	232
90	115	137	163	195	237	293
100	142	169	201	241	292	362
110	172	204	243	292	354	438
120	204	243	290	347	421	521
130	239	285	340	407	494	612
140	278	331	394	473	573	710
150	322	380	453	543	658	815

（c）第3種骨組

第3種骨組に於ては荷重の分配が問題になるので多少複雜になる．圖—19 に示される如く各格點には P_1 と P_2 がかゝるものとすれば次の關係式が成立する．

圖—19



$$P_1+P_2=\frac{EA_fhl}{2R^2}$$

$$P_2=P_h$$

$$P_1=P_h+2P_d\sin\theta$$

竪片と綴片の縮みが相關聯してゐる條件より

$$\frac{P_dd}{EA_d}\operatorname{cosec}\theta=\frac{P_hh}{EA_h}$$

之等の條件より P_h を求むれば

$$P_h=\frac{EA_fA_hh^2\cos\theta}{2(A_h+A_d\sin^3\theta)\sin\theta}\cdot\frac{1}{R^2}$$

$$\therefore\quad \Delta h=\frac{P_hh}{EA_h}=\frac{A_fh^3\cos\theta}{2(A_h+A_d\sin^3\theta)\sin\theta}\cdot\frac{1}{R^2}$$

$$\beta^2=2\frac{\Delta h}{h}R^2=\frac{A_fh^2\cos\theta}{(A_h+A_d\sin^3\theta)\sin\theta}$$

(41) の條件式は次の如くなる．

$$\frac{\pi^2A_fh^2\cos\theta}{L^2(A_h+A_d\sin^3\theta)\sin\theta}\leqq\frac{2}{3}$$

或は

$$\frac{1}{A_f}(A_h+A_d\sin^3\theta)\geqq\frac{3\pi^2h^2\cos\theta}{2L^2\sin\theta}$$

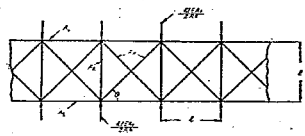
$$\therefore \quad \frac{1}{A_f}(A_h+A_d\sin^3\theta)\geqq\frac{6\pi^2\cos\theta}{s^2\sin\theta} \qquad (49)$$

$A_h=0$ と置けば第1種骨組となり結果は (47) 式と一致する．$A_d=0$ と置けば第2種骨組となり (48) 式と一致する．

(d) 第4種骨組

此の場合には綾片に作用する壓縮力 P_d，緩片に作用する壓縮力 P_h の間には次の關係が成立する．

圖—20



$$P_h+2P_d\sin\theta=\frac{EA_fh\Delta l}{2R^2}$$

$$\frac{P_Ad}{EA_d}\operatorname{cosec}\theta=\frac{P_h\Delta h}{EA_h}$$

$$\therefore \quad P_h=\frac{EA_fA_hh^2\cos\theta}{2(A_h+2A_d\sin^3\theta)\sin\theta}\cdot\frac{1}{R^2}$$

$$\frac{\Delta h}{h}=\frac{P_h}{EA_h}=\frac{A_fh^2\cos\theta}{2(A_h+2A_d\sin^3\theta)\sin\theta}\cdot\frac{1}{R^2}$$

$$\therefore \quad \beta^2=2\frac{\Delta h}{h}R^2=\frac{A_fh^2\cos\theta}{(A_h+2A_d\sin^3\theta)\sin\theta}$$

(41) の條件式は次の如く表はされる

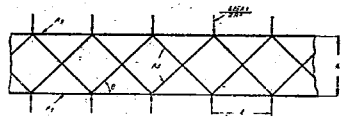
$$\frac{\pi^2A_fh^2\cos\theta}{L^2(A_h+2A_d\sin^3\theta)\sin\theta}\leqq\frac{2}{3}$$

或は

$$\frac{1}{A_f}(A_h+2A_d\sin^3\theta)\geqq\frac{6\pi^2\cos\theta}{s^2\sin\theta} \qquad (50)$$

此れが第4種骨組に對する條件式である．$A_d=0$ と置けば (48) 式と完全に一致する．

圖—21



(e) 第5種骨組

此れは複ワレン型であつて改めて計算する迄もなく，第4種骨組に於て $A_d=0$ と置けば求められる．

即ち

$$\frac{A_A}{A_f}\geqq\frac{3\pi^2\cos\theta}{s^2\sin^4\theta} \qquad (51)$$

此れは第1種骨組即ちワレン型骨組の場合に於て A_d を $2A_d$ に置き換へたものに等しい．從つて 表—3 或は圖—11 を利用する事が出來る．

以上は通常電柱等に見られる組合せ四角柱に就ての計算であつたが橋梁等に用ひられる組合せ壓縮材の場合には A_f を弦材の斷面積の半分とすれば (47)～(51) の各式は夫々1本の綾片又は緩片の斷面を決定する條件式となる．

(ii) 對角線の方向に挫屈する場合

斷面が正四邊形をなし部材の配置が完全に對稱的である樣な組合せ四角柱に於ては，(i) 節に於て假定した一側面の方向の挫屈よりは，對角線の方向の挫屈の方が遙かに可能性が多い．此れは常識的にも直ちに考へられる事であるが實際に四角柱の破壞狀態を觀察しても結論される．

限界荷重としては第 IV 篇に於て計算する如く何れの方向に挫屈する場合にも同一であるが，その安定度は對角線の方向に於て著るしく低い爲にかゝる結果となるのである．中空壓縮材に於ては限界荷重の外に，挫屈し

た狀態の安定不安定，換言すれば壓縮材の安定度の問題が非常に重大である事は本節の計算に於て特に明瞭に現はれる．

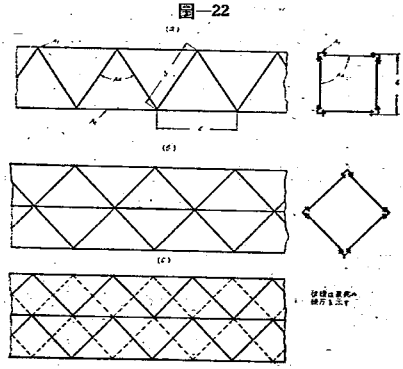
對角線の方向に對して安定度の低い原因は，此の方向の挫屈に對する綾片又は綴片の抵抗は其等の曲げ剛さに依存するものであるからである．

以下の計算に於て示される如く此の方向の挫屈に對して (41) の條件式を適用すると綾片又は綴片に對して實際には取り得ない樣な過重な曲げ剛さが要求される．即ち四角柱は對角線の方向の挫屈に對しては其れ程安定度に缺けてゐるのである．

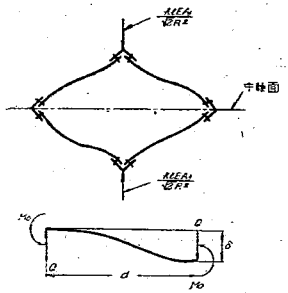
（a） 第1種骨組

先づ第1種骨組を取つて考へるのに，柱が曲げられた場合に弦材が中軸面に向つて押される事は前と同樣であり之に抵抗せんとする力は綾片又は綴片の曲げ剛さに關係して來る．骨組の平面で曲げられる時には綾片は壓縮力に對して抵抗すれば良かつたのであるが今度は充分な曲げ剛さが要求される事になつた．

圖—22



圖—23



即ち兩端固定の綾片又は綴片が圖の如く δ だけ變位せしめられた時に生ずる反力 Q で弦材が中軸面の方向に押し着けられるのを支へてゐる．綾片又は綴片に軸壓力もかゝるのであるがその影響は省略して差支へないであらう．Q を δ の函數として求めれば (52) 式の如くである．

$$Q=\frac{12EI_d}{d^3}\delta \qquad \cdots\cdots(52)$$

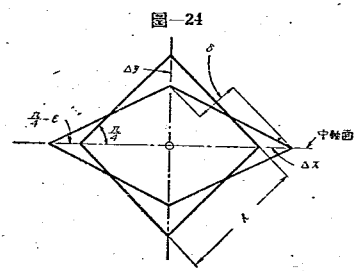
但し I_d：綾片の慣性モーメント

d：綾片の長さ

である．

四角柱が半徑 R の圓弧狀に曲げられて居るとすれば弦材の各格點には夫々 $\frac{EA_1hl}{\sqrt{2}R^2}$ が圖の如く作用し正方形の斷面を菱形に變形せんとする．

圖—24



圖—24 に就て此の變形を計算すれば

$$\Delta x=2h\cos\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varepsilon}{2}\right)\sin\frac{\varepsilon}{2}$$

$$\Delta y=2h\cos\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varepsilon}{2}\right)\sin\frac{\varepsilon}{2}$$

$$\delta=(\Delta x+\Delta y)\sin\frac{\pi}{4}$$

$$=h\sin\varepsilon$$

$$\fallingdotseq h\varepsilon$$

柱が曲げられると斷面がかく變形せられるから其處に慣性モーメントの減少が生ずる．即ち

$$I=2A_fh^2\sin^2\left(\frac{\pi}{4}-\varepsilon\right)$$
$$=A_fh^2(1-\sin 2\varepsilon)$$
$$\fallingdotseq I_0(1-2\varepsilon)$$
$$=I_0\left(1-\frac{2\delta}{h}\right)$$

但し　$I_0=A_fh^2$　（曲げられる前の慣性モーメント）

次に Q に對しては格點に於ては圖—22 (b) の如く 4 本の綾片が集中してゐるものと見做す事が出來るから次の式が成立する．實際には同圖 (c) の如く綾片を施すが力學的には (b) 圖と同樣に扱はれる．

$$4Q\sin\frac{\pi}{4}=2\sqrt{2}\,Q=\frac{EA_fhl}{\sqrt{2}\,K^2}$$

(52) 式を代入すれば

$$\delta=\frac{A_fhld^3}{48I_dK^2}$$

從つて

$$I=I_0\left(1-\frac{A_fld^3}{24I_d}\cdot\frac{1}{K^2}\right)$$

$$\therefore\quad \beta^2=\frac{A_fld^3}{24I_d}$$

(41) の條件式より

$$\frac{\beta^2}{\alpha^2}=\frac{\pi^2A_fd^3}{24L^2I_d}\leqq\frac{2}{3}$$

或ひは

$$\frac{I_d}{I_0}\geqq\frac{\pi^2\cos\theta}{2s^3\sin^4\theta}\qquad\cdots\cdots(53)$$

(b) 第2種骨組

第1種骨組の場合と同樣に計算される．計算の順序を示せば：——

(52) 式より

$$Q=\frac{12EI_h}{h^3}\delta$$

格點に於て

$$\sqrt{2}\,Q=\frac{EA_fhl}{\sqrt{2}\,K^2}$$

$$\therefore\quad \delta=\frac{A_fh^4l}{24I_hK^2}$$

$$\beta^2=\frac{2\delta}{h}K^2=\frac{A_fh^4\cos\theta}{12I_h\sin\theta}$$

$$\frac{\beta^2}{\alpha^2}=\frac{\pi^2A_fh^4\cos\theta}{12L^2I_h\sin\theta}\leqq\frac{2}{3}$$

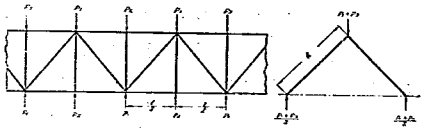
從つて

$$\frac{I_h}{I_0}\geqq\frac{\pi^2\cos\theta}{2s^3\sin\theta}\qquad\cdots\cdots(54)$$

（c）第3種骨組

第3種骨組に於ては矢張り荷重の配分が問題となり計算が多少複雜となる．圖—25 の如く格點に荷重がかゝつたとし之に對する鍛片，綴片の反力を夫夫 P_d, P_h とする．P_1, P_2 の方向は骨組の面に 45° をなして居り P_d, P_h は骨組の面に直角に作用してゐる．

圖—25



之等の諸力の間には次の關係が成立する．

$$P_1+P_2=\frac{EA_f hl}{\sqrt{2}\,R^2}$$

$$P_1=2(P_h+2P_d)\sin\frac{\pi}{4}$$

$$P_2=2P_h\sin\frac{\pi}{4}$$

$$P_h=\frac{12EI_h}{h^3}\delta$$

$$P_d=\frac{12EI_d}{d^3}\delta$$

以上より P_1, P_2, P_h, P_d を消去すれば

$$\delta=\frac{1}{48}\cdot\frac{A_f hl}{\frac{I_h}{h^3}+\frac{I_d}{d^3}}\cdot\frac{1}{R^2}$$

$$\therefore\quad \beta^2=\frac{2\delta}{h}R^2=\frac{1}{24}\cdot\frac{A_f l}{\frac{I_h}{h^3}+\frac{I_d}{d^3}}$$

$$\therefore\quad \frac{\beta^2}{\alpha^2}=\frac{\pi^2 A_f l}{24L^2\left(\frac{I_h}{h^3}+\frac{I_d}{d^3}\right)}\leqq\frac{2}{3}$$

或は

$$\frac{1}{I_0}\left(\frac{I_h}{h^3}+\frac{I_d}{d^3}\right)\geqq\frac{\pi^2\cos\theta}{2s^2h^2\sin\theta}\qquad\cdots\cdots(55)$$

(55) 式に於て $I_h=0$ と置けば (53) 式に，$I_d=0$ と置けば (54) 式に夫々一致する．

（d）第4種骨組

第4種骨組に於ては第3種骨組に於ける I_d を $2I_d$ に置き換へれば良い．即ち求むる條件式は

$$\frac{1}{I_0}\left(\frac{I_h}{h^3}+2\frac{I_d}{d^3}\right)\geqq\frac{\pi^2\cos\theta}{2s^2h^2\sin\theta}\qquad\cdots\cdots(56)$$

（e）第5種骨組

(56) 式に於て $I_h=0$ と置けば第5種骨組に對する條件式を得る．即ち

$$\frac{I_d}{I_0}\geqq\frac{\pi^2\cos\theta}{4s^2\sin^4\theta}\qquad\cdots\cdots(57)$$

四角柱の對角線の方向の挫屈を不安定ならしめない爲の條件は全て上述の如く $\frac{I_d}{I_0}$ 或は $\frac{I_h}{I_0}$ が細長比 s と角度 θ との函數として表はされる．即ち鍛片又は綴片の慣性モーメントが組合せ四角柱全體の慣性モーメントと對比せしめられるのであるから實際には殆ど施し得ない程過重な慣性モーメントが要求されてゐる事が解る．

之に對して骨組の平面内で挫屈する場合の條件式に於ては弦材の斷面積に對する綾片又は綴片の斷面積が限定され，常識的な見當とも良く一致してゐると思はれる．

四角柱の對角線の方向の挫屈に對して綾片又は綴片の曲げ剛さで抵抗せんとする事は殆ど不可能と謂つて良く，此の爲にはどうしても對角線の方向に繋材等の如き手段を必要とするのであらう．

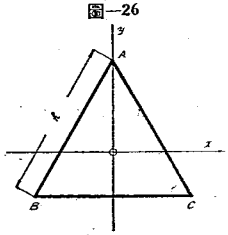
[3] 組合せ三角柱に對する計算

組合せ四角柱は斷面の對角線の方向に對して安定度が非常に低い事は前章 (ii) 節に於て計算に依つて實際に示された通りである．此れは四邊形の不靜定性に起因するものであつて，對角線の方向に繋材でも入れて靜定的な斷面とすれば充分な安定度を附與する事が出來るであらう．

之に對して組合せ三角柱は三角形が其れ自身靜定的である爲に安定度に對しては非常に有利である．本章に於ては組合せ三角柱に就てその挫屈を不安定ならしめざる條件を計算する．

三角柱としては正三角形斷面が最も效果的である．正三角形の重心を原點として圖—26 の如く坐標軸を取れば三角柱の挫屈に對しては一側面の方向に挫屈する場合即ち x 軸の方向に挫屈する場合と一側面に直角の方向に挫屈する場合即ち y 軸の方向に挫屈する場合との 2 つの特性的場合とが考へられる．

圖—26



(i) 一側面の方向に挫屈する場合

此の場合には BC なる骨組面がその平面内で挫屈するのであつて，その他の面は此の方向の挫屈に對しては殆ど作用して居ないと見做す事が出來る．從つて前章 (i) の場合の計算が直ちに此の場合に適用せられる．但し四角柱の場合と三角柱の場合とでは骨組の幅が同じであつても柱の斷面の回轉半徑は異なる．從つて細長比が異つて來る．四角柱に於ける細長比は $\frac{2L}{h}$ であるに對して三角柱に於ては $\frac{\sqrt{6}\,L}{h}$ である．即ち最後の條件式の右邊が形に於て前章 (i) の場合の $\frac{3}{2}$ 倍となる．5 種の骨組の三角柱に對して一側面の方向の挫屈を不安定ならしめざる爲の條件を別記すれば次の如くである．

第 1 種骨組 $$\frac{A_d}{A_f} \geqq \frac{9\pi^2 \cos\theta}{s^2 \sin^4\theta} \quad \cdots\cdots (58)$$

第 2 種骨組 $$\frac{A_h}{A_f} \geqq \frac{9\pi^2 \cos\theta}{s^2 \sin\theta} \quad \cdots\cdots (59)$$

第 3 種骨組 $$\frac{1}{A_f}(A_h + A_d \sin^3\theta) \geqq \frac{9\pi^2 \cos\theta}{s^2 \sin\theta} \quad \cdots\cdots (60)$$

第 4 種骨組 $$\frac{1}{A_f}(A_h + 2A_d \sin^3\theta) \geqq \frac{9\pi^2 \cos\theta}{s^2 \sin\theta} \quad \cdots\cdots (61)$$

第 5 種骨組 $$\frac{A_d}{A_f} \geqq \frac{9\pi^2 \cos\theta}{2s^2 \sin^4\theta} \quad \cdots\cdots (62)$$

(ii) 一側面に直角の方向に挫屈する場合

結論を先にすれば此の場合の安定條件は結局 (i) の場合と全く同一となる．即ち (58)～(62) の各式が其儘適用されるのであるが，計算過程を示せば次の如くである．

(a) 第 1 種骨組

第 1 種骨組に於ける關係諸量は圖—27 に示される如くであるとし柱が曲率 $\frac{1}{R}$ に曲げられてゐる狀態を考

へる．

弦材 A の歪度は $\frac{h}{\sqrt{3}R}$ となり從つて弦材 A_f に作用する應力は $\frac{EA_fh}{\sqrt{3}R}$ となる．從つて各格點に於て弦材が中軸面の方向に押される力 P_A は次の如く表はされる．

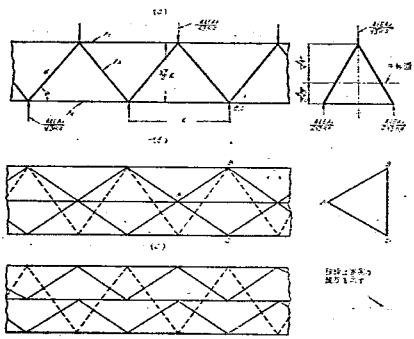
$$P_A=\frac{EA_fhl}{\sqrt{3}R^2}$$

同樣に弦材 B, C が中軸面の方向に押される力は各格點に於て

$$P_B=P_C=\frac{EA_fhl}{2\sqrt{3}R^2}=\frac{P}{2}$$

である．之等の力を支へてゐるものが綾片である．

圖—27



綾片の間隔は l であつて圖—27 (b) の如く施されてゐるとする．三角柱の各面に於て間隔が l でさへあれば，綾工の位相のづれは別に問題とはならない．從つて最も考へ易い場合を取つたのである．實際の場合には圖—27 (c) の如く施される．

先づ AB 面，AC 面に於ける綾片の受ける壓縮力を計算する．A 點に 4 本の綾片が集中してゐるとしてその一本にかゝる應力を P_d とすれば

$$P_A=\frac{EA_fhl}{\sqrt{3}R^2}=4P_d\sin\theta\sin\frac{\pi}{3}$$

$$\therefore\quad P_d=\frac{EA_fhl}{6R^2\sin\theta}=\frac{EA_fh^2\cos\theta}{3R^2\sin^2\theta}$$

AB 面，AC 面の綾片は壓縮力を受けるが BC 面の綾片は引張力を受ける．BC 面の各綾片の受ける引張力を P'_d とすれば

$$2P'_d\sin\theta=2P_d\sin\theta\cos\frac{\pi}{3}$$

$$\therefore\quad P'_d=\frac{1}{2}P_d=\frac{EA_fh^2\cos\theta}{6R^2\sin^2\theta}$$

實際の場合には各綾片には曲げモーメントが加へられるのであらうが三角形の靜定性から考へてその影響は省略して差支へないと考へられる．

次に AB 面に就て（AC 面に就ても同樣）その綾片が P_d なる壓縮力を受ける結果，最初幅が h であつたものが柱が曲率 $\frac{1}{R}$ に曲げられて後如何程減じたかを求める．綾片 d の彈性的縮み Δd は

$$\Delta d=\frac{P_dd}{EA_d}=\frac{A_fh^2d\cos\theta}{3A_d\sin^2\theta}\cdot\frac{1}{R^2}=\frac{A_fh^3\cos\theta}{3A_d\sin^3\theta}\cdot\frac{1}{R^2}$$

h の減少量を Δh とすれば

$$\Delta h=\Delta d\,\mathrm{cosec}\,\theta=\frac{A_fh^3\cos\theta}{3A_d\sin^4\theta}\cdot\frac{1}{R^2}$$

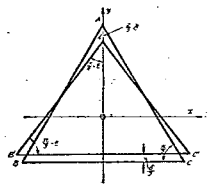
BC 面に於ては綾片が引張られてゐるからその幅は最初 h であつたものが曲げられて後には h より $\Delta h'$ だけ大きくなる．

$$\Delta h'=\frac{A_f h^3\cos\theta}{6A_d\sin^4\theta}\cdot\frac{1}{K^2}$$

從つて最初正三角形 ABC であつた斷面が，柱が曲げられた爲に圖—28 の如く $\Delta A'B'C'$ に變形された事になる．此の角變化を ε とする．

$$2A'B'\cos\left(\frac{\pi}{3}-\varepsilon\right)=B'C'$$

圖—28



$$\therefore\quad 2(h-\Delta h)\cos\left(\frac{\pi}{3}-\varepsilon\right)=h+\Delta h'$$

ε が小なる時は

$$\varepsilon=\frac{\Delta h+\Delta h'}{\sqrt{3}\,h}=\frac{A_f h^2\cos\theta}{2\sqrt{3}\,A_d\sin^4\theta}\cdot\frac{1}{K^2}$$

ΔABC, $\Delta A'B'C'$ を比較して曲げられる前後の高さの減少 δ を求むれば

$$\delta=h\sin\frac{\pi}{3}-(h-\Delta h)\sin\left(\frac{\pi}{3}-\varepsilon\right)$$

$$\fallingdotseq\frac{1}{2\sqrt{3}}(4\Delta h+\Delta h')$$

$$=\frac{\sqrt{3}\,A_f h^3\cos\theta}{4A_d\sin^4\theta}\cdot\frac{1}{K^2}$$

最後に慣性モーメントが柱の曲げられる前後でどう變化するかを計算する．曲げられない前の慣性モーメント I_0 は

$$I_0=A_f\left(\frac{h}{\sqrt{3}}\right)^2+2A_f\left(\frac{h}{2\sqrt{3}}\right)^2=\frac{A_f h^2}{2}$$

回轉半徑 $i=\frac{h}{\sqrt{6}}$

曲げれらた後の慣性モーメント I は

$$I=A_f\left(\frac{h}{\sqrt{3}}-\frac{2}{3}\delta\right)^2+2A_f\left(\frac{h}{2\sqrt{3}}-\frac{1}{3}\delta\right)^2$$

$$\fallingdotseq I_0\left(1-\frac{4\delta}{\sqrt{3}\,h}\right)$$

從つて

$$\beta^2=\frac{4\delta}{\sqrt{3}\,h}K^2=\frac{A_f h^2\cos\theta}{A_d\sin^4\theta}$$

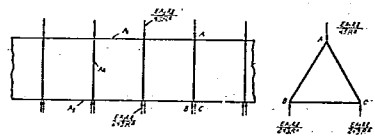
(41) の條件式より

$$\frac{\beta^2}{\alpha^2}=\frac{\pi^2 A_f h^2\cos\theta}{A_d L^2\sin^4\theta}\leqq\frac{2}{3}$$

或は

$$\frac{A_d}{A_f}\geqq\frac{9\pi^2\cos\theta}{s^2\sin^4\theta}$$

圖—29



但し s は細長比であつて三角柱の場合には

$$\frac{1}{s^2}=\frac{h^2}{6L^2}$$

此れは (58) 式と全く同じである．

(b) 第2種骨組

AB 面或は AC 面に就て考へるのに綴片 h の受ける壓縮力 P_h は

$$2P_h\sin\frac{\pi}{3}=P_A$$

$$\therefore\quad P_h=\frac{P_A}{\sqrt{3}}=\frac{EA_fhl}{3R^2}$$

綴片 h の縮み Δh は

$$\Delta h=\frac{P_hh}{A_hE}=\frac{A_fh^3\cos\theta}{3A_hR^2\sin\theta}$$

次に BC 面に就て考へるのに綴片 h の受ける引張力 P'_h は

$$P'_h=\frac{1}{2}P_h=\frac{EA_fhl}{6R^2}$$

綴片 h の延び $\Delta h'$ は

$$\Delta h'=\frac{A_fh^3\cos\theta}{6A_hR^2\sin\theta}$$

$$\therefore\quad \delta=\frac{1}{2\sqrt{3}}(4\Delta h+\Delta h')$$

$$=\frac{\sqrt{3}A_fh^3\cos\theta}{4A_h\sin\theta}\cdot\frac{1}{R^2}$$

從つて (a) の場合と同樣に

$$\beta^2=\frac{4\delta}{\sqrt{3}h}R^2=\frac{A_fh^2\cos\theta}{A_h\sin\theta}$$

(41) の條件式より

$$\frac{\beta^2}{\alpha^2}=\frac{\pi^2A_fh^2\cos\theta}{A_hL^2\sin\theta}\leqq\frac{2}{3}$$

或は

$$\frac{A_h}{A_f}\geqq\frac{9\pi^2\cos\theta}{s^2\sin\theta}$$

此れは (59) 式と全く同じである.

三角柱に於ける第1種骨組と第2種骨組との比較は四角柱に於ける同じ比較と全く同樣である.

(c) 第3種骨組

第3種骨組に對しても同樣に計算出來る. 結果に於ては (a) の場合と (b) の場合とを機械的に組合せたものと同じになる. (41) の條件式は次の如くなる.

$$\frac{1}{A_f}(A_h+A_d\sin^3\theta)\geqq\frac{9\pi^2\cos\theta}{s^2\sin\theta}$$

此れは (60) 式と全く同じである.

(d) 第4種骨組

安定條件の式は次の如くなる.

$$\frac{1}{A_f}(A_h+2A_d\sin^3\theta)\geqq\frac{9\pi^2\cos\theta}{s^2\sin\theta}$$

此れは (61) 式と全く同じである.

(e) 第5種骨組

安定條件の式は次の如くなる.

$$\frac{A_a}{A_f} \geqq \frac{9\pi^2 \cos\theta}{2s^2 \sin^4\theta}$$

此れは (62) 式と全く同じである.

以上で5種の骨組型式の組合せ三角柱に對して, その綾片又は綴片の斷面を規定する條件式を求むる事が出來た. その結果は骨組面の方向に挫屈する場合に對しても又骨組面に直角の方向に挫屈する場合に對しても同一の條件式を得た. 卽ち三角柱の挫屈に對する安定度は方向に無關係である事が判る. 此の點は四角柱と全然趣を異にしてゐる.

條件式の形としては四角柱の場合と良く類似してゐる.

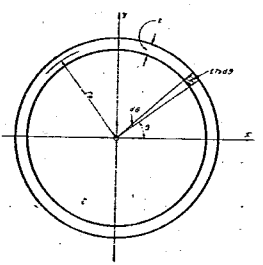
[4] 管柱に對する計算

本章に於ては管を柱として使用する場合此れが不安定なる挫屈を起さざる爲には, 換言すれば柱として安定である爲には, その肉厚が管の半徑に對して如何程でなければならないかを定める條件を求め樣とする. 組合せ壓縮材の場合と同じく中空壓縮材に對する基礎方程式に依つて取扱ひ得る事は第 II 編に於て示した. 求むる條件式は細長比或は長さと半徑の比のみの函數として求められる筈である.

問題は結局 β^2 の値を求むる事に歸するが, 此の爲には組合せ壓縮材の場合にもさうであつた如く, 管柱の曲げ剛さが曲げに依つて如何に變化するかを調べて見れば良い.

長い管柱が半徑 R の圓弧狀に曲げられたとすれば, その中軸面は伸び縮みがなく, 中軸面より外側は引伸され內側は壓縮される. 管の半徑 (肉厚の中心迄) を r_0, 厚さを t, 中軸面は圖—30 の如く x 軸を通るとし極坐標に依つて座度を出せば偏角 θ を有する點に於ては $\frac{r_0 \sin\theta}{R}$ である.

圖—30



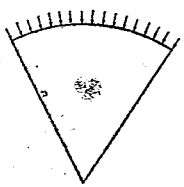
管の厚さ t は r_0 に比して小であるとする. 從つてその點を中心とする微小部分 $tr_0 d\theta$ に作用する引張乃至壓縮力は

$$E\frac{r_0 \sin\theta}{R} tr_0 d\theta = \frac{Er_0^2 t \sin\theta d\theta}{R}$$

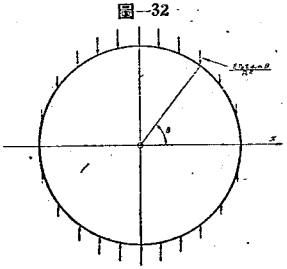
半徑 R に曲げられてその斷面 $tr_0 d\theta$ に上記の如き引張乃至壓縮力を働かせる爲には半徑 R なる圓に對して求心乃至遠心的に作用する靜水壓の如き力を此の圓弧にかけなければならない (圖—31). その單位長さ當りにかゝる靜水壓を dq とすれば

$$dq = \frac{Er_0^2 t \sin\theta d\theta}{R^2} \quad \cdots\cdots (63)$$

圖—31



圖—32

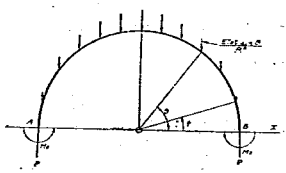


卽ち管の斷面を取つて考へれば管が半徑 R に曲げられた場合管の表面 $r_0 d\theta$ 當りに圖—32 に示される如き壓力を受けてゐる事になる. 從つて管の斷面は最初圓形であつても曲げられて後は圖—32 に示される如き力を受けて彈性的に變形する筈であり, 變形の仕方は變形が極く僅かであれば楕圓的であらうと豫め推定する事が出來る.

かゝる荷重を受けて厚さ t を有する圓環

が如何に變形するかをつぎに求めて見よう．但し圓環の軸方向の應力に基く歪度に依る變形は小なるものと推定せられるからこれは省略して，專ら曲げモーメントに依る圓環の變形を求むれば問題は解決されるのである．

圖—33



圓環を中軸面で截つて其の上半を取つて考へれば其の切口に於ては圖—33 に示す如き反力 P と曲げモーメント M_0 を加へなければならない．P を求むれば

$$P=\int_0^{\frac{\pi}{2}}dq=\int_0^{\frac{\pi}{2}}\frac{Er_0^2t\sin\theta}{R^2}d\theta$$

$$=\frac{Er_0^2t}{R^2} \qquad \cdots\cdots(64)$$

θ なる位置に於ける曲げモーメント M を計算すれば

$$M=M_0-Pr_0(1-\cos\theta)+\int_0^{\theta}dqr_0(\cos\phi-\cos\theta)$$

$$=M_0-\frac{Er_0^3t}{2R^2}\sin^2\theta \qquad \cdots\cdots(65)$$

圓環の變形を決定する微分方程式は次の如くである．

$$\frac{r^2+2r'^2-rr''}{(r^2+r'^2)^{\frac{3}{2}}}-\frac{1}{r_0}=\frac{M}{EI_t} \qquad \cdots\cdots(66)$$

但し

$$r'=\frac{dr}{d\theta}$$

$$r''=\frac{d^2r}{d\theta^2}$$

$$I_t=\frac{t^3}{12} \qquad \text{（管柱の單位長を取つて考へる）}$$

左邊の第1項は極坐標で表はした曲率の式である．第2項は曲げられる前の圓環の曲率であつて是れは常數である．變形の極く僅かな場合を論ずるのであるから第1項の r の値は r_0 の前後を僅かに變動するのみである．

上記の微分方程式を解いて截口 A 或は B に於ける切線が y 軸に平行であると謂ふ條件を入れゝば M_0 が決定せられる筈である．然しながら微分方程式を上記の儘で解く事は困難であるから最小仕事の原理に依り M_0 を決定する．

$$\frac{1}{4}W=\frac{1}{2EI_t}\int_0^{\frac{\pi}{2}}M^2ds=\frac{1}{2EI_t}\int_0^{\frac{\pi}{2}}\left(M_0-\frac{Er_0^3t}{2R^2}\sin^2\theta\right)^2r_0d\theta$$

$$\frac{dW}{dM_0}=0 \quad \text{と置けば} \qquad M_0=\frac{Er_0^3t}{4R^2} \qquad \cdots\cdots(67)$$

(67) 式を (65) 式に代入すれば

$$M=\frac{Er_0^3t}{4R^2}(1-2\sin^2\theta)=\frac{Er_0^3t}{4R^2}\cos2\theta \qquad \cdots\cdots(68)$$

(68) 式を (66) 式に代入して解けば圓環の變形が求められる．變形が極く僅かな時には楕圓となるであらう事が豫想せられるから逆に楕圓を假定して其の曲率を求めて見る．

楕圓の方程式は極坐標で表はせば

$$r^2\left(\frac{\cos^2\theta}{a^2}+\frac{\sin^2\theta}{b^2}\right)=1 \quad \cdots\cdots(69)$$

但し a, b は夫々楕圓の長軸及び短軸の長さの半分であつて，圓環の中心線の長さは不變であるとしてゐるから

$$r_0^2=ab \quad \cdots\cdots(70)$$

なる制約を受けてゐる．

此の楕圓の曲率 $\frac{1}{\rho}$ を計算すれば

$$\frac{1}{\rho}=\frac{r^2+2r'^2-rr''}{(r^2+r'^2)^{\frac{3}{2}}}=\frac{\left(\frac{\cos^2\theta}{a^2}+\frac{\sin^2\theta}{b^2}\right)^{\frac{3}{2}}}{a^2b^2\left(\frac{\cos^2\theta}{a^4}+\frac{\sin^2\theta}{b^4}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

$\frac{a^2-b^2}{a^2}=e^2$ と置けば e^2 は非常に小である故

$$\left.\begin{aligned}&\frac{b^2}{a^2}=1-e^2\\&\left(\frac{b}{a}\right)^n=(1-e^2)^{\frac{n}{2}}\fallingdotseq 1-\frac{n}{2}e^2\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(71)$$

と置く事が出來る．之等の關係を用ひて上式を近似的に簡易化すれば

$$\frac{1}{\rho}=\frac{1}{r_0}(1-e^2)^{\frac{3}{2}}(1-e^2\cos^2\theta)^{\frac{3}{2}}\{1-e^2(2-e^2)\cos^2\theta\}^{-\frac{3}{2}}$$

e^4 以下を省略すれば

$$\frac{1}{\rho}=\frac{1}{r_0}(1+\frac{3}{4}e^2\cos 2\theta)\quad\cdots\cdots(72)$$

此の値を (66) 式に代入し (68) 式を考慮に入れれば

$$\frac{3e^2}{4r_0}\cos 2\theta=\frac{M}{EI_t}=\frac{r_0^3t}{4I_tR^2}\cos 2\theta$$

從つて　　$I_t=\frac{t^3}{12}$ であるから

$$e^2=\frac{r_0^4t}{3I_tR^2}=\frac{4r_0^4}{t^2R^2}\quad\cdots\cdots(73)$$

即ち微分方程式 (66) の解は (73) 式の如き離心率を有する楕圓となつた譯である．管の場合に於ても組合せ壓縮材の場合と同樣に變形が $\frac{1}{R^2}$ に比例してゐる事は注目に値する．此の事は中空壓縮材を通じての特性であり之に依つて中空壓縮材を定義する事も出來るであらう．

以上で R^2 と e^2 の關係が求められた．次に慣性モーメントの變化と e^2 の關係が求められゝば，結局管柱が曲げられた爲に慣性モーメントが如何に減少するかゞ解かり，從つて中空壓縮材の基礎方程式に依つて挫屈の安定，不安定が判定せられる．

柱が曲げられる前の慣性モーメントを I_0 とすれば

$$I_0=\frac{\pi}{4}\left\{\left(r_0+\frac{t}{2}\right)^4-\left(r_0-\frac{t}{2}\right)^4\right\}$$

柱が曲げられて後の慣性モーメントを I とすれば

$$I=\frac{\pi}{4}\left\{\left(a+\frac{t}{2}\right)\left(b+\frac{t}{2}\right)^3-\left(a-\frac{t}{2}\right)\left(b-\frac{t}{2}\right)^3\right\}$$

然るに

$$\left.\begin{aligned} a &\fallingdotseq r_0\left(1+\frac{e^2}{4}\right) \\ b &\fallingdotseq r_0\left(1-\frac{e^2}{4}\right) \end{aligned}\right\}$$

と置き得る故

$$\begin{aligned} I &= \frac{\pi}{4}\left\{\left(r_0+\frac{t}{2}+\frac{r_0e^2}{4}\right)\left(r_0+\frac{t}{2}-\frac{r_0e^2}{4}\right)^3-\left(r_0-\frac{t}{2}+\frac{r_0e^2}{4}\right)\left(r_0-\frac{t}{2}-\frac{r_0e^2}{4}\right)^3\right\} \\ &\fallingdotseq \frac{\pi}{4}\left[\left(r_0+\frac{t}{2}\right)^4-\left(r_0-\frac{t}{2}\right)^4-\frac{r_0e^2}{2}\left\{\left(r_0+\frac{t}{2}\right)^3-\left(r_0-\frac{t}{2}\right)^3\right\}\right] \\ &= I_0\left\{1-\frac{12r_0^2+t^2}{8(4r_0^2+t^2}e^2\right\} \end{aligned}$$

(73) 式を代入すれば

$$I = I_0\left\{1-\frac{r_0^4(12r_0^2+t^2)}{2t^2(4r_0^2+t^2)}\cdot\frac{1}{K^2}\right\} \qquad \cdots\cdots(74)$$

$$\therefore \quad \beta^2 = \frac{r_0^4(12r_0^2+t^2)}{2t^2(4r_0^2+t^2)}$$

挫屈が不安定ならざる爲の條件は

$$\frac{\beta^2}{\alpha^2} = \frac{\pi^2r_0^4(12r_0^2+t^2)}{2L^2t^2(4r_0^2+t^2)} \leqq \frac{2}{3} \qquad \cdots\cdots(75)$$

(75) 式を $\frac{t^2}{r^2}$ に就て解けば

$$\frac{t^2}{r^2} \geqq \frac{1}{2}\left\{\sqrt{16+30\pi^2\left(\frac{r_0}{L}\right)^2+\frac{9}{16}\pi^4\left(\frac{r_0}{L}\right)^4}-4+\frac{3\pi^2}{4}\left(\frac{r_0}{L}\right)^2\right\} \qquad \cdots\cdots(76)$$

$\frac{r_0}{L}$ が小なる場合は (76) 式は近似的に次の如く表はされる.

$$\frac{t}{r_0} \geqq \frac{3\pi r_0}{2L} \qquad \cdots\cdots(77)$$

r_0 に對して t が小なる時は斷面の回轉半徑は近似的に $\frac{r_0}{\sqrt{2}}$ である. 從つて (76) 式を細長比 s で表はせば次式を得る.

$$\frac{t^2}{r_0^2} \geqq \frac{1}{2}\left\{\sqrt{16+\frac{60\pi^2}{s^2}+\frac{9\pi^4}{4s^4}}-4+\frac{3\pi^2}{2s^2}\right\} \qquad \cdots\cdots(78)$$

管柱に關して行つた以上の計算に於ては最初に t を r_0 に比較して小なりとし曲げモーメントのみに依る斷面の變形に就て考へて來た. 卽ち (66) の微分方程式を樹てる前に旣に t が r_0 に比して小であるとして近似的に取扱つてゐる. 以下 (76) 式迄は e^2 に關しては近似計算を行つてゐるが t に關しては近似計算を行つてゐない. (78) 式は (76) 式より近似的に求めたものであつて (76) 式の方が正確である. 管柱の場合には殊更に細長比の函數とする必要はなく, (76) 式の方が便利であらう. r_0 は管の厚さの中心迄の長さである事は勿論である.

(76) 式に對する數表は表—5 に示す如くであり, 之に對するぐらふは圖—13 に示した.

管柱の安定不安定に關聯して思ひ出されるのは竹の節の存在である. 竹の節に於ては, 外側に膨れ上つて居る部分は恰も補剛材の如き役割を果し, 內側には相等強い環を有し, 尙且つ節の附近に於ては材料が緻密となつてゐる. かくの如く三段構へに構へて曲げに依る斷面の變形に抵抗しようとしてゐる. 節の存在は植物生理學的に

表—5

$$\frac{l^2}{r_0^2} \geqq \frac{1}{2}\left\{\sqrt{16+30\pi^2\left(\frac{r_0}{L}\right)^2+\frac{9\pi^4}{16}\left(\frac{r_0}{L}\right)^4}-4+\frac{3\pi^2}{4}\left(\frac{r_0}{L}\right)^2\right\}$$

$\frac{r_0}{L}$ 小なるとき

$$\frac{l}{r_0} \geqq \frac{3\pi}{2}\left(\frac{r_0}{L}\right)\left\{1-\frac{3\pi^2}{16}\left(\frac{r_0}{L}\right)^2\right\} \fallingdotseq \frac{3\pi}{2}\left(\frac{r_0}{L}\right)$$

$\frac{L}{r_0}$	10	15	20	25	30	40	50	60
$\frac{r_0}{l}$	2.16	3.21	4.26	5.32	6.38	8.50	10.7	12.7

$\frac{L}{r_0}$	70	80	90	100	110	120	130	140
$\frac{r_0}{l}$	14.9	17.9	19.1	21.2	23.3	25.5	27.6	29.7

但 L: 管柱の長さ, r_0: 管の半徑, l: 肉厚

如何なる役割を果してゐるものか判らないが恐らく大した役割は有つてゐないであらう. 若しそうであるとすれば節の存在は自己の力學的安定度を增大せんとする目的以外の何物でもない. 節の間隔等も必要にして, 充分な程度の安定度を得る樣に美しい調和を保つて配置されてゐるものと思はれる.

從來の應用力學に於ては曲げに依る斷面の變形は重要視せられなかつた. 從つて竹の節の力學的意義は認められなかつた. 併しながら竹に節の無い場合を考へれば非常に弱くなり安定を保ち得ないであらう事は常識的にも豫想される. 竹の節は中空壓縮材に於ては限界荷重の他に安定不安定の問題が非常に重要である事を示す良き實例の1つとして擧げる事が出來る.

[5] 要　約

本篇に於ては第 II 篇に於て導いた中空壓縮材の安定條件を諸種の組合せ壓材竝に管柱に對して實際に適用した.

組合せ四角柱が一側面の方向に挫屈する場合の安定條件は橋梁等に用ひられる組合せ壓縮材にも適用せられる.

組合せ四角柱に綾片又は綴片に依つて對角線の方向の挫屈に對して充分の安定度を持たせる事は非常に困難である.

組合せ三角柱に對しては骨組面の方向と骨組面に直角の方向との2つの特性的方向が認められるが何れの方向に對しても安定度は同一である. 此の點は四角柱と大いに異る點である.

管柱の安定も中空壓縮材に對する基礎方程式に依つて論ずる事が出來る. その結果は (76) 乃至 (78) 式で表はされる.

本篇の結果は第 IV 篇の結果と相俟つて總括する.

IV. 組合せ壓縮材の挫屈に及ぼす剪斷力の影響

[1] 壓縮材の挫屈に及ぼす剪斷力の影響に關する一般論

第 III 編迄に於ては, 壓縮材が挫屈した場合の撓曲線は曲げモーメントのみに支配されるとして式を樹て, 之に依つて挫屈現象を論じ, 結論として中空壓縮材の限界荷重は常にオイレルの限界荷重に等しい事及び中空壓縮

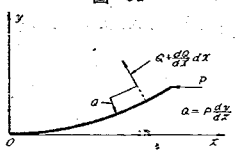
材が不安定なる挫屈を越さざる爲の條件を求める事が出來た．上記の所論に於ては剪斷力の影響を全然無視したのであつた．

中空壓縮材特に組合せ壓縮材に於ては剪斷力の影響は非常に大きく，之を無視する事の出來ない事は後に實際に計算される如くである．然しながら都合の良い事には剪斷力の影響は結局限界荷重を低下せしめるだけであつて，中空壓縮材が不安定なる挫屈を起さざる爲の條件に全然關係しない．從つて中空壓縮材の挫屈に及ぼす剪斷力の影響は第 III 篇迄の所論に之を積重ねれば良いのである．

限界荷重に對する剪斷力の影響に就てはテイモシエンコ氏挫屈理論第2章第26節に記述されてゐる．仲，濱川，久田三氏共譯書より原文通り引用すれば次の如くである．

“挫屈荷重に關する諸公式を前に導いた際には曲率が曲げモーメントに比例するものとして通常の撓曲線の微分方程式を用ひた．次に挫屈荷重に對する剪斷力の影響を 圖—34 (原著圖—85) に示す樣な簡單な場合に就て考へよう．剪斷力の正の方向を圖に示す樣にとれば，此の力の大きさは

圖—34



$$Q=P\frac{dy}{dx} \qquad \cdots\cdots(79)$$

となる．此の力に依つて起る撓曲線の撓角の變化は $\frac{nQ}{AG}$ となる．こゝに A は斷面積，G は剪斷彈性係數，n は斷面の形狀に關係する係數である．矩形斷面の場合には $n=1.2$，圓形斷面の場合には $n=1.11$ となる．剪斷力 Q に基づく撓角の變化の割合は剪斷に依つて生ずる附加的曲率を表すもので次の樣になる．

$$\frac{n}{AG}\cdot\frac{dQ}{dx}=\frac{nP}{AG}\frac{d^2y}{dx^2}$$

撓曲線の全曲率は曲げモーメントに依る曲率に剪斷力に依る曲率を加へたものである．從つて 圖—34 の場合の撓曲線の微分方程式は次の樣になる．

$$\frac{d^2y}{dx^2}=\frac{P(\delta-y)}{EI}+\frac{nP}{AG}\cdot\frac{d^2y}{dx^2}$$

即ち

$$\frac{d^2y}{dx^2}=\frac{P}{EI\left(1-\frac{nP}{AG}\right)}(\delta-y) \qquad \cdots\cdots(80)$$

此の方程式と次式（剪斷力を考慮しない場合）

$$EI\frac{d^2y}{dx^2}=P(\delta-y)$$

とを比べると右邊の分母に係數 $\left(1-\frac{nP}{AG}\right)$ を持つ點だけが異つてゐる．第12節に於けると同樣の方法を用ふれば，荷重 P の挫屈値を定める次式を得る．

$$\frac{P}{EI\left(1-\frac{nP}{AG}\right)}=\frac{\pi^2}{4l^2}$$

之から

$$P_{cr}=\frac{P_e}{1+\frac{nP_e}{AG}} \qquad \cdots\cdots(81)$$

となる．此の式の $P_e=\frac{\pi^2EI}{4l^2}$ は此の場合の Euler の挫屈荷重である．從つて挫屈荷重は剪斷力の爲に

$$\frac{1}{1+\frac{nP_e}{AG}}$$

なる割合で減少する．単一柱の場合には此の比が殆んど1となり，剪斷力の影響を無視する事が出來る．然し組立柱に對する影響は實用上重要な問題であつて考慮しなければならない．"

以上の式に於て用ひられてゐる G は材料固有の G であるが，中空壓縮材に於て之を一本の中實な柱と見做した場合にはその見かけの剪斷彈性係數はより小さくなるであらう．中空壓縮材に於ては此の見かけの G を計算すれば $\frac{n}{AG}$ に相等する數値が求められ從つて (81) 式に依つて限界荷重の低下が求められる筈である．

中空壓縮材の挫屈に對する基礎方程式は曲げられるに從つて曲げ剛さが減ずると謂ふ點を加味すれば誘導される．即ち (80) 式に於ける I を

$$I=I_0\left\{1-\beta^2\left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)^2\right\}$$

但し I_0：曲げられない前の慣性モーメントと置き換へれば，剪斷力の影響をも考慮した中空壓縮材の撓曲線に對する微分方程式が得られる．此處で

$$\frac{1}{\alpha^2}=\frac{P}{EI_0\left(1-\frac{nP}{AG}\right)}$$

と置けば剪斷力を考慮しない場合の中空壓縮材に對する基礎方程式と形に於て全然同一となる．(著者の挫標の取り方では (80) 式に於て $\delta=0$ となる．) 但し $\frac{1}{\alpha^2}$ の內容に於て $\frac{nP}{AG}$ なる項が含まれた處が異るのみである．

不安定なる挫屈を起さざる爲の條件は

$$\frac{\beta^2}{\alpha^2}\leqq\frac{2}{3}$$

である．α としては限界荷重 P_{cr} に於ける値を用ふべきであるが其の時は

$$\frac{1}{\alpha^2}\fallingdotseq\frac{P_{cr}}{EI_0\left(1-\frac{nP_{cr}}{AG}\right)}=\frac{P_e}{EI_0}$$

但し P_e：オイレルの限界荷重

であるから，兩端鉸支持の中空壓縮材の場合には結局

$$\frac{1}{\alpha^2}=\frac{\pi^2}{l^2}$$

と置かれる事になる．此の關係も亦剪斷力を無視した場合と全然同一である．

從つて中空壓縮材の挫屈に關して剪斷力を考慮すると謂ふ事はより正確な限界荷重を求むる事であつて，挫屈の安定，不安定の判斷には全然無關係である事が解る．從つて第III篇に於て求められた諸結果は剪斷力を考慮する場合に於ても其の儘適用せられるものである．

中空壓縮材に於ては剪斷力に依る曲げ剛さの減少も考へられるが曲げモーメントに依る減少に比較すれば無視し得る．

本篇に於ては剪斷力の影響を考慮に入れて第III篇に於て取扱うた諸種の組合せ壓縮材の限界荷重を計算する．

［2］ 剪斷力の影響を考慮した場合の組合せ四角柱の限界荷重

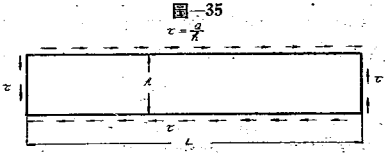
骨組の種類は圖—16 に揭げた 5 種とし，一側面の方向に屈挫する場合と對角線の方向に挫屈する場合とを計算する．結論を先に謂へば何れの方向の挫屈に對しても限界荷重は同じである．

（i） 一側面の方向に挫屈する場合

組合せ壓縮材の剪斷抵抗を之と大きさの同じである中實單體の壓縮材に置き換へて考へ，その剪斷彈性係數を求めんとするのであるが，之は元の組合せ壓縮材から見れば見かけの剪斷彈性係數とも呼ばるべきものであらう．是を求むる爲には純粹に剪斷力のみをかけて見て是れに對する抵抗を吟味すれば良い．

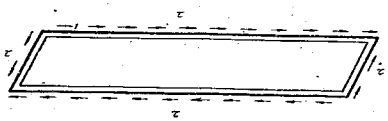
先づ置換した中實單體の壓縮材（紙面に垂直の方向には單位長さとする）を考へ之に純粹に剪斷力のみを作用せしめて見る．圖—35 に於ける如くに長さ L 幅 h なる壓縮材に外部から强度 τ なる剪斷力のみをかけたとする．之は壓縮材の或る斷面に　$Q=\tau h$　なる剪斷力をかけた場合に相當する．然る時は此の壓縮材の內部は何れの點に於ても剪斷應力は τ であつて引張應力，壓縮應力は全然生じない．卽ち純粹に剪斷力だけを考へる時は材の纖維に於ても引張或は壓縮力を生じない．從つて材の纖維が伸びたり縮んだりはしない．此の事は以後の考へ方に於て重要な事であると思はれる．

圖—35

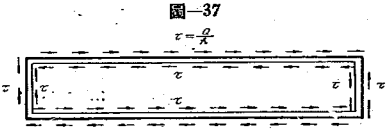


次に骨組の枠だけを考へ，圖—35 の如き剪斷力をかければ明らかに圖—36 の如く容易に變形するであらう．斯の如き變形を起させない爲には圖—37 に於ける如く此の枠の內側に逆向きの剪斷應力 τ（外側の剪斷應力と同じ大きさ）を與へなければならない．斯くすれば枠に於ける應力度分布は圖—2 の場合と同樣である．

圖—36



圖—37

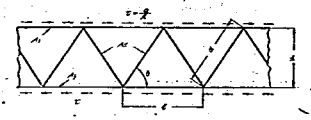


組合せ壓縮材に於ける綾工は此の內側に於ける剪斷力に對應すべきものである．此處に剪斷力に對する綾工の抵抗が認められる．

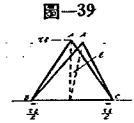
（a） 第1種骨組

ワレン型の第1種骨組に就て上述の見地から剪斷力に對する綾片 d の抵抗を吟味して見よう．弦材に對して全體としては引張力も壓縮力も作用して居ないと見做す事が出來る．格點の附近局部的には作用してゐるが是れは無視し得る．卽ち弦材には長さの變化は無い．從つて綾工の1格間長 l を採つてその變形を考へるには，圖—39 の如く綾片に力をかけて見れば良い．頂點 A に於ては格間長 l に作用する全剪斷應力の合計 τl が集中してかゝる．底點 B 及び C に於ては各〻隣りの綾片にかゝるべき力を除けば夫々 $\frac{\tau l}{2}$ づつが $\vec{CB}$ の方向にかゝる事となる．斯る力系に於て A, B, C 共に移動するのであるが弦材に伸縮がない故邊 BC を固定して考へ A のみ A' に變位したと考へる事が出來る．然る時は此の組合せ壓縮材は剪斷力 $Q=\tau h$ を受けて ε なる剪斷歪度を受けたのである．次に ε を求めて見よう．

圖—38



圖—39



綾片 AB にかゝる引張力は $\frac{\tau l}{2}\sec\theta$ である從つて AB の延びは

$$A'B-AB=\frac{\tau l d}{2EA_d\cos\theta}=\frac{\tau h^2}{EA_d\sin^2\theta}$$

AC の縮みも同量である.

$$\therefore\quad AA'\fallingdotseq\frac{\tau h^2}{EA_d\sin^2\theta\cos\theta}$$

$$\therefore\quad \varepsilon\fallingdotseq\frac{AA'}{h}=\frac{\tau h}{EA_d\sin^2\theta\cos\theta}$$

然るに $\tau h=Q=P\dfrac{dy}{dx}$

$$\therefore\quad \varepsilon=\frac{Q}{EA_d\sin^2\theta\cos\theta}=\frac{P}{EA_d\sin^2\theta\cos\theta}\frac{dy}{dx}$$

ε が一定であれば壓縮材の撓みにはならない. 即ち圖—36 の如く歪むだけである. ε に變化がある時是れが撓となる. 曲げモーメントに依る撓に附け加へらるべき剪斷力に依る撓は

$$\frac{d\varepsilon}{dx}=\frac{P}{EA_d\sin^2\theta\cos\theta}\frac{d^2y}{dx^2}$$

で表はされる. $\dfrac{d^2y}{dx^2}$ の係數である

$$\frac{P}{EA_d\sin^2\theta\cos\theta}$$

は (2) 式に於ける

$$\frac{nP}{AG}$$

に相等する項である. 從つて (81) 式と同樣の形で限界荷重を求むれば

$$P_{cr}=\frac{P_e}{1+\dfrac{P_e}{EA_d\sin^2\theta\cos\theta}}\qquad(82)$$

P_e はオイレルの限界荷重であつて兩端鉸支持の場合

$$P_e=\frac{\pi^2EI_0}{L^2}$$

である. 從つて其の場合には

$$P_{cr}=\frac{\pi^2EI_0}{L^2}\cdot\frac{1}{1+\dfrac{\pi^2I_0}{A_dL^2\sin^2\theta\cos\theta}}\qquad(83')$$

玆に $I_0=2A_f\left(\dfrac{h}{2}\right)^2$ であり, 細長比を $s=\dfrac{2L}{h}$ で表はせば

$$P_{cr}=\frac{\pi^2EI_0}{L^2}\cdot\frac{1}{1+\dfrac{2\pi^2}{s^2\sin^2\theta\cos\theta}\cdot\dfrac{A_f}{A_d}}\qquad(83)$$

此の組合せ壓縮材が骨組の平面に於て不安定な挫屈を起さない爲の條件は

$$\frac{A_d}{A_f}\geqq\frac{6\pi^2\cos\theta}{s^2\sin^4\theta}\qquad(47)$$

であつた. 此の關係を (83) 式に代入すれば次式を得る.

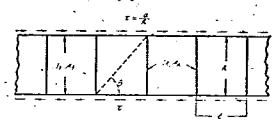
$$P_{cr}\geqq\frac{\pi^2EI_0}{L^2}\cdot\frac{1}{1+\dfrac{1}{3}\tan^2\theta}\qquad(84)$$

(84) 式に依つて見ても限界荷重は綾片の角度如何に依つてオイレルの限界荷重と零の間を變化する．$\theta\to 0$ なる時は限界荷重はオイレルの限界荷重に近附くが然しながら (47) 式に依れば $\frac{A_a}{A_f}\to\infty$ となり實現不可能であり，又 $\theta\to\frac{\pi}{2}$ ならしむれば (47) 式に對しては有利であるが (84) 式に於ては $P_{cr}\to 0$ となり又實際的でない．

(47) 式，(84) 式を同時に考慮すれば結局 $\theta=45°\sim60°$ 程度が最も適當な處であらう．

(83′) 式はテイモシエンコ氏著挫屈理論 27 節 (94) 式と同じものであつて，角度の取り方が $\phi=\frac{\pi}{2}-\theta$ になつてゐる點が異なるのみである．著者は不安定なる挫屈を起さゞる爲の條件を是に加へて考察を一歩進め様とするのである．

圖—40



b） 第2種骨組

第2種骨組に就ても同様の考への下に剪斷力の影響を加味して限界荷重を求むる事が出來る．即ち

$$P_{cr}=\frac{\pi^2EI_0}{L^2}\cdot\frac{1}{1+\frac{\pi^2EI_0}{L^2}\left\{\frac{h^2\cos^2\theta}{12EI_h\sin\theta}+\frac{h^2\cos\theta}{24EI_f\sin^2\theta}\right\}}\quad\cdots\cdots(85')^*$$

此の場合には綾片 h の慣性モーメント I_h のみならず弦材の損性モーメント I_f が入つて來る．此の種の構造が不靜定なる爲である．

第2種骨組の四角柱が其の骨組の平面で不安定なる挫屈を起さない爲の條件は

$$\frac{A_h}{A_f}\geqq\frac{6\pi^2\cos\theta}{s^2\sin\theta}\quad\cdots\cdots(48)$$

であつた．此の條件と關聯して考へるに都合よい様に (85′) 式を變形すれば

$$P_{cr}=\frac{\pi^2EI_0}{L^2}\cdot\frac{1}{1+\frac{\pi^2s_h^2\cos\theta}{6s^2\sin\theta}\cdot\frac{A_f}{A_h}+\frac{\pi^2s_f^2}{12t^2}}\quad\cdots\cdots(85)$$

但し

s：　組合壓縮材全體に關する細長比

s_h：　綾片 h に關する細長比

s_f：　格間長 l に關する弦材の細長比

である．此處に於て (48) 式の條件を入れれば

$$P_{cr}\geqq\frac{\pi^2EI_0}{L^2}\cdot\frac{1}{1+\frac{s_h^2}{36}+\frac{\pi^2s_f^2}{12s^2}}\quad\cdots\cdots(86)$$

$\frac{s_h^2}{36}$，$\frac{\pi^2s_f^2}{12s^2}$ は通常の場合可成りに大きい數値を示すであらうから，第2種骨組に於ては不安定なる挫屈を起さゞる爲の條件を滿足する程度に强力な綾片を施してもその限界荷重 P_{cr} はオイレルの限界荷重 P_e より甚だしく低いであらう．

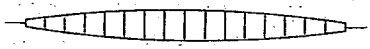
曲げモーメントのみを考へる時は第2種骨組は有利なる如く見えたが，剪斷力の影響を考へる時はその骨組の不靜定性に基く弱點が暴露され限界荷重の著るしき低下が見られる．

---

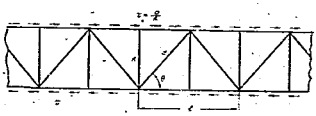
* テイモシエンコ氏挫屈理論 27 節 (95) 式と同じものである

此の種の骨組で圖—41 の如き變斷面組合せ壓縮材を集成すれば剪斷力の影響に依る限界荷重の低下を覆ひ得て有利であらう．此の事はフィーレンデイール橋の場合に就ても類似點を見出す．

圖—41



圖—42



（c）第3種骨組

此の場合には綾片 d に比較して緩片 h は剪斷力に對して殆ど抵抗を及ぼさない．從つて剪斷力に對しては第1種骨組と全く同樣に取扱はれる．即ち限界荷重に對しては (83) 式が基礎適用される．

第3種骨組の組合せ壓縮材がその骨組の面內で不安定なる挫屈を起さない爲の條件は

$$\frac{1}{A_f}(A_h+A_d\sin^3\theta)\geqq\frac{6\pi^2\cos\theta}{s^2\sin\theta} \qquad \cdots\cdots(49)$$

であつた．

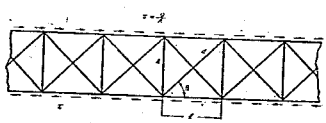
此の條件式を (83) 式に代入すれば

$$P_{cr}\geqq\frac{\pi^2EI_0}{L^2}\cdot\frac{1}{1+\frac{1}{3}\tan^2\theta+\frac{A_h}{3A_d\sin\theta\cos^2\theta}} \qquad \cdots\cdots(87)$$

是に依つて見れば緩片を併用ふるよりは綾片のみの方が有利の樣に見える．然しながら (49) の條件式は緩片を取りやめれば取止めた材料より遙かに多くの材料を綾片に附加しなければならぬ事を示してゐる．經濟的な柱を組立てるには 2,3 の場合に就て試算を行はなければならない．

（b）第4種骨組

圖—43



此の場合に於ても緩片は剪斷力に何等の抵抗をも及ぼさない．從つて第5種骨組（複ワレン型）と同樣に取扱はれる．複ワレン型と同樣であれば限界荷重に對する式は (83) 式に於て A_d を $2A_d$ と置けば良い．即ち

$$P_{cr}=\frac{\pi^2EI_0}{L^2}\cdot\frac{1}{1+\frac{\pi^2I_0}{2A_dL^2\sin^2\theta\cos\theta}}$$

$$=\frac{\pi^2EI_0}{L^2}\cdot\frac{1}{1+\frac{A.}{A_d}\cdot\frac{\pi^2}{s^2\sin^2\theta\cos\theta}} \qquad \cdots\cdots(88)$$

是に對して不安定なる挫屈を起さない爲の條件は

$$\frac{1}{A_f}(A_h+2Ad\sin^3\theta)\geqq\frac{6\pi^2\cos\theta}{s^2\sin\theta} \qquad \cdots\cdots(50)$$

であつた．(50) 式を (88) 式に代入すれば

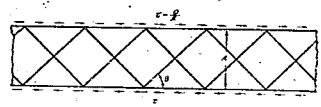
$$P_{cr}\geqq\frac{\pi^2EI_0}{L^2}\cdot\frac{1}{1+\frac{1}{3}\tan^2\theta+\frac{A_h}{6A_d\sin\theta\cos^2\theta}} \qquad \cdots\cdots(89)$$

となる．

（e）第5種骨組

此の種の骨組の限界荷重に對する式は (88) 式と全く同じである．不安定なる挫屈を起さない爲の條件は (50) 式に於て $A_h=0$ と置けば得られる．此の條件を考慮した限界荷重の式は (89) 式に於て同樣に $A_h=0$ と置けば良い．之は (84) 式と全く同じである．

圖—44



以上は四角柱の一側面を取つて考へたのであるから，四角柱全體を考へる時は限界荷重は本節に於ける P_{cr} の 2 倍となる．或は又 I_0 として柱全體の慣性モーメントを取れば (83) 式，(85) 式 (88) 式は其儘四角柱の限界荷重を與へる式となる．

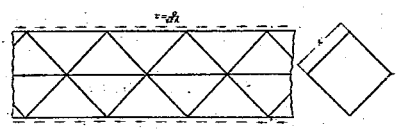
（ii） 對角線の方向に挫屈する場合

斷面が正四邊形をなし部材の配置が全く對稱的である四角柱の對角線の方向の挫屈を考へる．此の場合は四角柱全體を考へるのであるから此の點前節と區別しなければならない．

（a） 第1種骨組

組合壓縮材が剪斷力 Q のみを受けてゐる狀態は部分的に置換すれば圖—45 に於ける如く綠雜弦材に

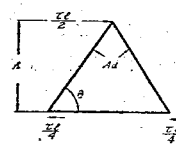
圖—45



$$\tau=\frac{Q}{\sqrt{2}\,h}$$

なる剪斷力が作用してゐるものと考へる事が出來る．此の剪斷力は 2 つの骨組側面で支持されるのであるから骨組の一側面を取つて考へれば圖—46 の如く力がかゝるものと見做す事が出來る．此れは圖—39 の場合と相似であるから骨組の面の剪斷歪度 ε' は次の如く表はされる．

圖—46



$$\varepsilon'=\frac{\tau h}{2EA_d\sin^2\theta\cos\theta}=\frac{Q}{2\sqrt{2}\,EA_d\sin^2\theta\cos\theta}$$

$$=\frac{P}{2\sqrt{2}\,EA_d\sin^2\theta\cos\theta}\cdot\frac{dy}{dx}$$

壓縮材全體としての剪斷歪度を ε とすれば

$$\varepsilon=\frac{\varepsilon'}{\cos\frac{\pi}{4}}=\sqrt{2}\,\varepsilon'$$

でなければならない．

故に

$$\varepsilon=\frac{P}{2EA_d\sin^2\theta\cos\theta}\cdot\frac{dy}{dx}$$

從つて剪斷力の影響を考慮に入れた場合の限界荷重は

$$P_{cr}=\frac{P_e}{1+\frac{P_e}{2EA_d\sin^2\theta\cos\theta}}$$

となる．兩端鉸支持の場合にはオイレルの限界荷重は

$$P_e=\frac{\pi^2EI_0}{L^2}$$

であるから

$$P_{cr}=\frac{\pi^2EI_0}{L^2}\cdot\frac{1}{1+\dfrac{\pi^2I_0}{2A_dL^2\sin^2\theta\cos\theta}}$$

$$=\frac{\pi^2EI_0}{L^2}\cdot\frac{1}{1+\dfrac{2\pi^2}{s^2\sin^2\theta\cos\theta}\cdot\dfrac{A_f}{A_d}} \quad \cdots\cdots(90)$$

となる．但し

$$I_0=4A_f\left(\frac{h}{2}\right)^2,\quad \frac{2L}{h}=s$$

である．(90) 式を骨組の平面内で挫屈する場合の (83) 式に比較すれば四角柱に於ては骨組の平面内で挫屈する場合も對角線の方向に挫屈する場合も限界荷重には變りが無い事が解る．

第1種骨組を有する組合せ四角柱が對角線の方向に不安定な挫屈を起さない爲の條件は

$$\frac{I_a}{I_0}\geqq\frac{\pi^2\cos\theta}{2s^2\sin^4\theta} \quad \cdots\cdots(53).$$

であつた．之を斷面積に對する式に書き改めれば

$$\frac{A_d}{A_f}\geqq\frac{\pi^2s_d^2\cos\theta}{2s^2\sin^2\theta} \quad \cdots\cdots(53')$$

となる．但し s_d は綾片の細長比である．此の條件は式より明らかなる如く著るしく強大な綾片を要求するものであつて實際の場合滿足され相にない，之は又一方より考へれば四角柱が對角線の方向の挫屈に對して非常に弱い事を示すものである．

(53′) 式の條件を (90) 式に代入すれば

$$P_{cr}\geqq\frac{\pi^2EI_0}{L^2}\cdot\frac{1}{1+\dfrac{4}{s_d^2\cos^2\theta}} \quad \cdots\cdots(91)$$

を得る．此れは骨組の平面内で挫屈する場合の (84) 式に相當する式である．

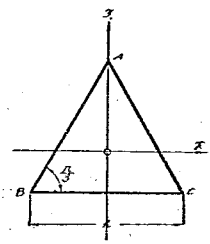
對角線の方向に挫屈する場合の第 2～5 種骨組の四角柱の限界荷重も第1種骨組に於けると同樣，骨組面の方向に挫屈する場合の限界荷重と相等しい．即ち第2種骨組に對する限界荷重に對しては (85) 式を，第3種骨組に對しては (83) 式を，第4種及び第5種骨組に對しては (88) 式を其儘使用する事が出來る．

對角線の方向に不安定なる挫屈を起さざる爲の條件は第2種以下の骨組の場合に於ても既に求められた．之等の條件を限界荷重の式に入れれば夫々の骨組に應する (91) 式の如き型の式が得られるであらう．

[3] 剪斷力の影響を考慮した場合の組合せ三角柱の限界荷重

三角柱の挫屈にも2つの特性的方向が考へられる．圖—47 を其の斷面 (正三角形) と考へれば，x 軸の方向に挫屈する場合 (一側面の方向に挫屈する場合) と y 軸の方向に挫屈する場合 (1 側面に直角の方向に挫屈する場合) とである．

圖—47



(i) 一側面の方向に挫屈する場合

三角柱が圖—47 に於ける BC の方向に挫屈する場合の剪斷力の影響に就て先づ計算する．此の場合綾繊維材は B と C の位置に在り其の間の剪斷力の傳達には BC, BAC の 2 つの徑路がある．此の 2 つの徑路を通つて傳達される剪斷

應力度を夫々 τ_1, τ_2 とする．但し τ_1, τ_2 は次の關係式を滿足しなければならない．

$$\tau=\tau_1+\tau_2 \quad , \quad Q=\tau h \qquad (92)$$

但し Q は壓縮材の或る點に於ける剪斷力であつて (79) 式に依り軸荷重と結び付けられてゐる．先づ τ_1 と τ_2 が如何なる割合になつてゐるかを求めなければならない．先づ第1種骨組に就て計算すれば次の如くである．

第1種骨組に於て BC の骨組面を考へれば圖—39 に於ける τ を τ_1 に置き換へれば良い．BC 面に於ける剪斷歪度を ε とすれば此れは BC の方向に挫屈する場合の三角柱の剪斷歪度であつて，

$$\varepsilon=\frac{\tau_1 h}{EA_d \sin^2\theta\cos\theta}$$

となる．次に BA 面（AC 面に就ても同樣）を考へその骨組面の剪斷歪度を ε' とすれば同樣に

$$\varepsilon'=\frac{\tau_2 h}{EA_d \sin^2\theta\cos\theta}$$

を得る．

ε と ε' の間には次の關係が存在する．

$$\varepsilon'=\varepsilon\cos\frac{\pi}{3}=\frac{\varepsilon}{2}$$

$$\therefore \quad \frac{\tau_1}{2}=\tau_2 \qquad (93)$$

(92), (93) 兩式より

$$\tau_1=\frac{2Q}{3h} \quad , \quad \tau_2=\frac{Q}{3h}$$

從つて三角柱の剪斷歪度は次の如く表はされる．

$$\varepsilon=\frac{2Q}{3EA_d\sin^2\theta\cos\theta}=\frac{2P}{3EA_d\sin^2\theta\cos\theta}\cdot\frac{dy}{dx}$$

以上より剪斷力の影響を考慮に入れた場合の限界荷重は次の如くなる．

$$P_{cr}=\frac{P_e}{1+\dfrac{2P_e}{3EA_d\sin^2\theta\cos\theta}} \qquad (94)$$

兩端鉸支持の場合

$$P_e=\frac{\pi^2EI_0}{L^2} \quad , \quad I_0=\frac{A_f h^2}{2}$$

である．之等の關係式を (94) 式に代入すれば

$$P_{cr}=\frac{\pi^2EI_0}{L^2}\cdot\frac{1}{1+\dfrac{2\pi^2}{s^2\sin^2\theta\cos\theta}\cdot\dfrac{A_f}{A_d}} \qquad (95)$$

を得る．但し細長比 s は $s=\dfrac{\sqrt{6}\,L}{h}$ である．(95) 式は形に於て (83) 式或は (90) 式と全然同一である．第2種以下の骨組に對しても四角柱の場合と全然同形である事が豫想されるので第2種以下の骨組に對する計算は省略する．第1種骨組の三角柱が不安定なる挫屈を起さざる爲の條件は

$$\frac{A_d}{A_f}\geqq\frac{9\pi^2\cos\theta}{s^2\sin^4\theta} \qquad (58)$$

であつた．此の條件式を (95) 式に代入すれば次式を得る．

$$P_{cr} \geqq \frac{\pi^2 EI_0}{L^2} \cdot \frac{1}{1+\frac{2}{9}\tan^2\theta} \quad \cdots\cdots (96)$$

(96) 式を (84) 式と比較すれば，不安定なる挫屈を起さざる爲の條件は三角柱の方が四角柱（骨組の面内で挫屈する場合）より過重なだけ限界荷重の低下率は三角柱の方が小さい．

第2種以下の骨組の組合せ三角柱に對しても同樣に剪斷力の影響を考慮に入れて x 軸の方向の挫屈に對する限界荷重を求むる事が出來る．之等は形に於て既に求めた四角柱の限界荷重の式と同一である．即ち第2種骨組に對しては (85) 式を，第3種骨組に對しては (83) 式或は (95) 式を，第4種，第5種骨組に對しては (88) 式を其儘使用する事が出來る．四角柱と三角柱の場合に於ける細長比の相異は既に式中に於て考慮されてゐる．

第 2～5 種骨組の三角柱が不完全なる挫屈を起さざる爲の條件は夫々第 III 篇式 (59), (60), (61), (62) で表はされた．之等の條件式をその對應する限界荷重の式に代入すれば各骨組に對して (96) 式と同樣な式が導かれる．

(ii) 一側面に直角の方向に挫屈する場合

圖—47 に於て y 軸の方向に挫屈する場合の剪斷力の影響に就て計算する．此の場合線維弦材は A 及び B, C であつて其の間の剪斷力の傳達は AB, AC の 2 つの骨組面に依つて同樣に傳へられる．

第1種骨組に就て AB 面（AC 面に就ても同じ）を取つて考へれば圖—39 に於て τ を $\frac{\tau}{2}$ に置き換へれば良い．但し此の場合の τ は次式に依つて與へられる．

$$\tau = \frac{2Q}{\sqrt{3}\,h}$$

Q は (79) 式に依つて軸荷重と結び付けられる．骨組面の剪斷歪度を ε' とすれば ε' は次式で表はされる．

$$\varepsilon' = \frac{Q}{\sqrt{3}\,EA_d \sin^2\theta\cos\theta}$$

之を y 軸の方向の剪斷歪度 ε に換算すれば

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon'}{\cos\frac{\pi}{6}} = \frac{2Q}{3EA_d \sin^2\theta\cos\theta}$$

$$= \frac{2P}{3EA_d \sin^2\theta\cos\theta}\,\frac{dy}{dx}$$

となる．此の式は x 軸の方向に挫屈する場合と全然同じである．從つて限界荷重も x 軸の方向に挫屈する場合の (94) 或は (95) 式と全然同じとなる．

y 軸の方向の挫屈に對して，挫屈を不安定ならしめざる條件は x 軸の方向の挫屈の場合と同樣である．第1種骨組に對しては (58) 式の條件式が成立する．此の條件式を限界荷重の式に入れれば同樣に (96) 式を得る．

三角柱の場合に於ては x 軸の方向の挫屈に於ても y 軸の方向の挫屈に於ても限界荷重，安定條件共に同一である事が解る．第2種以下の骨組に就て一々計算する必要はないであらう．

[4] 要　　約

第 IV 篇に於ては剪斷力の影響を考慮に入れて組合せ壓縮材の挫屈現象を解析した．その結果は次の2項目に要約される．

（1） 組合せ壓縮材の限界荷重は所謂オイレルの限界荷重より低下する．

中實壓縮材に於ては此の低下は殆ど問題にならぬ程度であるが組合せ壓縮材に於ては弦材の斷面積に比較して綾片の斷面積が非常に小である爲に兩弦材間の剪斷力の傳達に於て中實壓縮材に於けるよりは遙かに大なる剪斷歪度を示し，此の爲に限界荷重は非常に大なる影響を蒙り，曲げモーメントのみに着目した場合の限界荷重即ちオイレルの限界荷重より著るしく低下する．剪斷力の影響を考慮した場合の限界荷重が正しい限界荷重を與へるであらう．

（2） 中空壓縮材としての安定の問題に對しては剪斷力の影響を考慮すると否とは何等の關聯をも有しない．即ち限界荷重と安定度の問題とは全然別個の問題である．

［5］ 第III篇及び第IV篇の總括

組合せ四角柱と組合せ三角柱の限界荷重と安定條件とを總括すれば表に示す如くである．

限界荷重は四角柱に於ても同じ形の式で與へられ，且つ各2つの特性的方向に對しても變りはない．

安定條件は三角柱に於ては2つの特性的方向に對して相異はないが四角柱に於ては著るしい相異がある．

四角柱の限界荷重は何れの方向に對しても理論的には同一であるにも拘らず，實際には對角線の方向に著るしく弱いと謂ふ事實は，中空壓縮材の問題は限界荷重だけでは解決出來ず，安定度と謂ふ事が重大な問題となつて來る事を實證してゐるものと見る事が出來る．

以上著者の取扱つた組合せ壓縮材は部材を對稱的に排置した等斷面四角柱，三角柱であつて通常電柱等に多く見られる樣なものを對象とした．橋梁等の構造物に於ける壓縮材の場合には溝型の强力な弦材を綾片又は綴片で結合するのが通常であるが，此の場合に對しては四角柱が“一側面の方向に挫屈する場合”の式を適用すれば良い．

剪斷力の影響を考慮した場合の管柱の限界荷重は中實壓縮材の場合に準じて

$$P_{cr}=\frac{P_e}{1+\frac{nP_e}{2\pi r_0 lG}}$$

として良いであらう．管柱の場合には組合せ壓縮材と異つて剪斷力の傳達に對して充分な材料を有してゐるので剪斷力の影響を考慮に入れても限界荷重は所謂オイレルの限界荷重より大して低下しないであらう事が常識的にも豫期される．

之に對して管柱が不安定なる挫屈を起さざる爲の條件は

$$\frac{l^2}{r_0^2}\geqq\frac{1}{2}\left\{\sqrt{16+30\pi^2\left(\frac{r_0}{L}\right)^2+\frac{9\pi^4}{16}\left(\frac{r_0}{L}\right)^4}-4+\frac{3\pi^2}{4}\left(\frac{r_0}{L}\right)^2\right\}$$

$\frac{r_0}{L}$ 小なる時は略ゝ

$$\frac{l}{r_0}\geqq\frac{3\pi}{2}\left(\frac{r_0}{L}\right)\left\{1-\frac{3\pi^2}{16}\left(\frac{r_0}{L}\right)^2\right\}$$

である．

剪斷力の影響は結局組合せ壓縮材に就て重要視せらるべきものであつて中空壓縮材全般に關する問題ではないと言ふ事が出來る．

組合せ四角柱

	限界荷重	不安定なる挫屈を起さざる爲の條件	
		骨組の平面内で挫屈する場合	對角線の方向に挫屈する場合
第1種骨組	$\frac{\pi^2 EI_0}{l^2}\cdot\frac{1}{1+\frac{2\pi^2}{s^2\sin^2\theta\cos\theta}\cdot\frac{A_f}{A_d}}$	$\frac{A_d}{A_f}\geqq\frac{6\pi^2\cos\theta}{s^2\sin^4\theta}$	$\frac{A_d}{A_f}\geqq\frac{\pi^2 s_d^2\cos\theta}{2s^2\sin^2\theta}$
第2種骨組	$\frac{\pi^2 EI_0}{l^2}\cdot\frac{1}{1+\frac{\pi^2 s_h^2\cos\theta}{6s^2\sin\theta}\cdot\frac{A_f}{A_d}+\frac{\pi^2 s_f^2}{12s^2}}$	$\frac{A_h}{A_f}\geqq\frac{6\pi^2\cos\theta}{s^2\sin\theta}$	$\frac{A_h}{A_f}\geqq\frac{\pi^2 s_h^2\cos\theta}{2s^2\sin\theta}$
第3種骨組	$\frac{\pi^2 EI_0}{l^2}\cdot\frac{1}{1+\frac{2\pi^2}{s^2\sin^2\theta\cos\theta}\cdot\frac{A_f}{A_d}}$	$\frac{1}{A_f}(A_h+A_d\sin^3\theta)\geqq\frac{6\pi^2\cos\theta}{s^2\sin\theta}$	$\frac{A_d}{A_f}\left(\frac{A_h}{A_d s_h^2}+\frac{\sin\theta}{s_d^2}\right)\geqq\frac{\pi^2\cos\theta}{2s^2\sin\theta}$
第4種骨組	$\frac{\pi^2 EI_0}{l^2}\cdot\frac{1}{1+\frac{\pi^2}{s^2\sin^2\theta\cos\theta}\cdot\frac{A_f}{A_d}}$	$\frac{1}{A_f}(A_h+2A_d\sin^3\theta)\geqq\frac{6\pi^2\cos\theta}{s^2\sin\theta}$	$\frac{A_d}{A_f}\left(\frac{A_h}{A_d s_h^2}+\frac{2\sin\theta}{s_d^2}\right)\geqq\frac{\pi^2\cos\theta}{2s^2\sin\theta}$
第5種骨組	$\frac{\pi^2 EI_0}{l^2}\cdot\frac{1}{1+\frac{\pi^2}{s^2\sin^2\theta\cos\theta}\cdot\frac{A_f}{A_d}}$	$\frac{A_d}{A_f}\geqq\frac{3\pi^2\cos\theta}{s^2\sin^4\theta}$	$\frac{A_d}{A_f}\geqq\frac{\pi^2 s_d^2\cos\theta}{4s^2\sin^2\theta}$

組合せ三角柱

	限界荷重	不安定なる挫屈を起さざる爲の條件
第1種骨組	$\frac{\pi^2 EI_0}{l^2}\cdot\frac{1}{1+\frac{2\pi^2}{s^2\sin^2\theta\cos\theta}\cdot\frac{A_f}{A_d}}$	$\frac{A_d}{A_f}\geqq\frac{9\pi^2\cos\theta}{s^2\sin^4\theta}$
第2種骨組	$\frac{\pi^2 EI_0}{l^2}\cdot\frac{1}{1+\frac{\pi^2 s_h^2\cos\theta}{6s^2\sin\theta}\cdot\frac{A_f}{A_h}+\frac{\pi^2 s_f^2}{12s^2}}$	$\frac{A_h}{A_f}\geqq\frac{9\pi^2\cos\theta}{s^2\sin\theta}$
第3種骨組	$\frac{\pi^2 EI_0}{l^2}\cdot\frac{1}{1+\frac{2\pi^2}{s^2\sin^2\theta\cos\theta}\cdot\frac{A_f}{A_d}}$	$\frac{1}{A_f}(A_h+A_d\sin^3\theta)\geqq\frac{9\pi^2\cos\theta}{s^2\sin\theta}$
第4種骨組	$\frac{\pi^2 EI_0}{l^2}\cdot\frac{1}{1+\frac{\pi^2}{s^2\sin^2\theta\cos\theta}\cdot\frac{A_f}{A_d}}$	$\frac{1}{A_f}(A_h+2A_d\sin^3\theta)\geqq\frac{9\pi^2\cos\theta}{s^2\sin\theta}$
第5種骨組	$\frac{\pi^2 EI_0}{l^2}\cdot\frac{1}{1+\frac{\pi^2}{s^2\sin^2\theta\cos\theta}\cdot\frac{A_f}{A_d}}$	$\frac{A_d}{A_f}\geqq\frac{9\pi^2\cos\theta}{2s^2\sin^4\theta}$

支那煉瓦試驗成績

元內務技師　西川榮三

目　次

緒　言……（1）
I. 試驗の目的，試料及び試料の取扱ひ……（2）
［1］試驗の目的……（2）
［2］試　料……（2）
II. 煉瓦試料の外觀的檢査……（3）
［1］外狀，切斷面狀態，打音……（3）
［2］形狀，寸法及び重量……（7）
［3］刻　字……（8）
III. 比重，空隙率，吸水率，强度……（8）
［1］煉瓦試料の準備……（8）
［2］見掛比重，眞比重及び空隙率……（11）
［3］吸水率……（11）
［4］曲げ强さ……（12）
［5］壓縮强さ……（13）
［6］モルタル附着强さ……（14）
IV. 小銃に依る射撃試驗（1）……煉瓦其の他……（15）
［1］概　說……（15）
［2］外觀檢査……（15）
［3］彈丸穿入の深さ……（21）
［4］破碎せられた部分の面積……（25）
［5］破碎せられた部分の容積……（26）
［6］小銃射撃試驗概括……（27）
V. 小銃に依る射撃試驗（2）……アスファルト混合物……（28）
［1］供試體……（28）
［2］射撃條件……（30）
［3］射撃後の外觀，小銃彈穿入の深さ，破碎せる面積，破碎せる容積等……（30）
VI. 耐火度……（34）
VII. 要　約……（35）

緒　言

昭和13年10月1日附築丙第92號を以つて，陸軍築城部本部部員小倉尙氏より，本所所長宛支那煉瓦18個の品質及び强度試驗の依頼があり，內務技師西川榮三之が試驗を擔當し下記の成績を得たるを以つて，玆に之を報告する．

本試驗に關しては，初め陸軍工兵少佐杉山彬氏，陸軍工兵大尉數田正夫氏より試料18個を受け，試驗に關し協議し，其の後數田大尉の轉任により陸軍工兵大尉安成秀隆氏と連絡を保ち，更に杉山少佐及び安成大尉の轉任により陸軍工兵中尉神田寬氏と連絡を保ちつゝ試驗を進行せしめた．小銃射撃試驗については陸軍造兵廠東京研究所陸軍砲兵中尉中村邦輔氏の勞を煩したものである．

尙試驗施行には內務技手松本榮氏の助力を得たること多く其の勞を玆に謝す．

I. 試驗の目的，試料及びその取扱ひ

[1] 試驗の目的

本試驗は陸軍築城本部より送付せられたる支那煉瓦18個につき品質及び强度の試驗を行ふと共に，セメント・モルタル，セメント・コンクリート，日本煉瓦等についても同樣の試驗を行ひ，彼此比較し，築城材料として性狀研究の參考資料を得んとするを目的とした．但し試料18個中原形を損ぜず保存すべき試料8個については，單に外觀檢査を行ふに止めた．

[2] 試　　料

試料は支那煉瓦18個及び日本煉瓦4種とセメント・モルタル，セメント・コンクリート，膠石等である．

(1) 支 那 煉 瓦

試料として築城本部より送附せられたるものは下記18種(表—1)である．表—1は築城本部の調査に係るものである．

表—1 試 料 支 那 煉 瓦

番號	年號或は使用場所	國名	帝位	皇紀	逆年	個數
						個
C— 1	永和4年	後漢 東晉	順帝 穆帝	成務天皇9年紀元 799 仁徳天皇36年〃 1008	1799前 1590〃	1
C— 2	漢安2年	後漢	順帝	成務天皇13年〃 803	1796〃	1
C— 3	延喜4年	〃	桓帝	〃 31年〃 821	1777〃	1
C— 4	中平2年	〃	靈帝	〃 55年〃 845	1753〃	1
C— 5	永明9年	南北朝 齊	武帝	仁賢天皇4年〃 1151	1447〃	1
C— 6	太清2年	梁	武帝	欽明天皇9年〃 1208	1390〃	1
C— 7	開皇4年	隋	文帝	敏達天皇13年〃 1244	1354〃	1
C— 8	建隆3年	宋	太祖	村上天皇 應和2年〃 1633	976〃	1
C— 9	洪武7年 南京城壁	明	太祖	長慶天皇 文中3年〃 2034	564〃	1
C—10	嘉定南門	……	……	……	……	1
C—11	常州城壁	……	……	……	約100〃	1
C—12	南京彈藥庫壁(空洞)	……	……	……	……	1
C—13	蘇洲	……	……	……	……	1
C—14	太平門上	……	……	……	……	1
C—15	太平門上	……	……	……	……	1
C—16	故宮	……	……	……	……	1
C—17	富貴山	……	……	……	……	1
C—18	幕五	……	……	……	……	1

備考 1. 表—1は築城本部にて調査せしめられし所を其の儘寫したものである．
2. C—1の年代は表記2者の中のいづれかである．

支那煉瓦は表—1 に示せる 18 種で，各 1 個づゝの試料があり，C—1 よりC—8 までは，參考品として保存すべきものに屬したるを以つて，外觀的の檢査を行つたのみで，强度其の他の試驗は行ひ得なかつた．C—12 は南京彈藥庫壁に使用せられた空洞煉瓦にして，他の試料と竝行試驗を行ひ得るだけの大きさの供試體を切り取り得ざるため，之も外觀的檢査を行ふに止めた．從つて强度其の他の試驗を行ひ得たる試料は C—9, C—10, C—11, C—13, C—14, C—15, C—16, C—17, C—18 の 9 種のみであつた．

（2）日 本 煉 瓦

支那煉瓦と比較する爲に日本煉瓦 4 種について試驗を行つた．其の種類は表—2 の如くである．

右表はいづれも大阪窯業煉瓦株式會社より直接納入せしめたるものを試料として使用した．

表—2 試 料 日 本 煉 瓦

番 條	名 稱	摘 要
J—21	普通煉瓦	赤煉瓦にして普通に使用せらるゝもの
J—22	アスファルト普通煉瓦	普通煉瓦に石油アスファルトを滲透したるものにして，鋪裝用に供せらるゝもの，橫斷步道用として東京市內に用ゐられて居る．
J—23	鋪裝用煉瓦（或はクリンカー）	車道鋪裝用として特に硬質の煉瓦
J—24	アスファルト硬質煉瓦	硬質の煉瓦の表面に石油アスファルトを滲透せしめ，鋪裝用，殊に坂路鋪裝用とせるもの

（3）セメント混合物

セメントとして使用したるものは，淺野セメント株式會社川崎工場製品たる普通ポルトランド・セメント 1 種及び日本ソリヂチット株式會社製品たるネオソリヂチト 1 種合計 2 種である．小銃射擊試驗に於て射手の手馴らし用モルタル供試體を作製する爲に，宇部セメント製造株式會社製品たる早强ポルトランド・セメント及び普通ポルトランド・セメントを用ゐた．之等のセメント類を用ひてモルタル，コンクリート，膠石の供試體を作製し，是等について試驗を行つた．是等のセメント混合物の配合，水量，スランプ，フロー等は表—3 に示すが如し．

モルタル，コンクリート，膠石等の養生は 4 週間之を行つた．但し手馴らし用モルタル供試體の養生は約 2 週間之を行つたにすぎない．モルタル及びコンクリート供試體は本所に於て之を作製し，膠石供試體は日本ソリヂチット株式會社にて作製し，養生 1 週間後本所にこれを移し，他の供試體と共に養生を行つた．使用せるセメント類の强度試驗は表—3 に示すものとは別に之を行ひ，大體日本工學會軟煉モルタルの試驗方法に準じた方法に依つた．

II. 煉瓦試料の外觀的檢査

煉瓦の試料に就ては，其の外狀，切斷面の狀態，粉末の色，打音，寸法等を檢査した．

[1] 外狀，切斷面狀態，打音

支那煉瓦はすべて大形にして（後述寸法を參照されたし），粘土を水にて混捏し，成形乾燥後燒成して製造せるもの〻如く，概して砂の如き混和物は少い樣な外觀を呈して居る．

其の形狀は長方六面體で，たゞ C—12 の空洞煉瓦のみは其の形を異にして居る（圖—4 參照）．試料の多くは土にて汚れ或は白色の石灰モルタルらしきものを附着して居る．これによつて見るに煉瓦積の目筋に土或は石灰モルタル等が使用せられたものとも考へられるが，試料の外觀のみからは明かに判斷しにくい．外面は黑色を呈して居るものもあつた．

表—3 試料セメント混合物

番號	名稱	セメント	骨材		水量			養生
			細骨材	粗骨材	スランプ	フロー	W/C	
A—26	モルタル 1:2	ポルトランド・セメント (淺野川崎工場)	多摩川砂	……	…	200	44	全期間(28日)濕潤養生
N—28	モルタル 1:2	ネオソリヂチット (日本ソリヂチット)	同上	……	…	195	50	同上
A—27	コンクリート 1:2:4	ポルトランド (淺野川崎)	多摩川砂	多摩川砂利 30mm以下	11.2	205	60	同上
N—29	コンクリート 1:2:4	ネオソリヂチット	同上	同上	10.5	200	65	同上
A—31	膠石 1:2	ポルトランド (淺野, 川崎)	……	安山岩碎石 15～18mm	…	…	33	1週間水中其の後濕潤養生
A—32	膠石 1:2	同上	……	同上	…	…	33	同上
N—33	膠石 1:2	ネオソリヂチット	……	同上	…	…	33	同上
N—34	膠石 1:2	同上	……	同上	…	…	33	同上
NH—35	モルタル 1:2	早强ポルトランド (宇部)	多摩川砂	……	…	196	44	全期間(14日)濕潤養生
N—36	モルタル 1:2	普通ポルトランド (宇部)	同上	……	…	190	44	同上

支那煉瓦の外觀については表—4 に揭示した. 其の切斷面の色及び狀態は同表中記載の如く, C—12 の窒漬煉瓦を除きては, 概して白灰色, 灰色, 帶黃灰色, 帶青灰色等を呈し, 其の質は瓦に類するものが多かつた. 內部には燒成龜裂, 不規則な氣孔等ありて, 正しく均等ではない樣見受けられる. 其の1部を取りて粉末となし (50番篩通過位とす) 其の粉末の色を檢したるに表—4 中に記載せる如くであつた. 表中の色の表し方は內閣印刷局に於て作製せる標準色彩票 (商工省規格調査會の色の規格委員會に提出せられた未決定の一案) と照合して, 色彩票の番號を以つて行つた. この色彩票は未だ正式規格となつたものでないが, 他に適當な表し方がないので, 後の記憶の便宜上これを用ゐた.

試料 C—1 乃至 C—8 はこれを粉碎し得ないものであるから粉末の色は調べることが出來なかつた. C—9 乃至 C—18 の色は表中記載の如く, 灰色或は灰色に多少靑味がゝつた色, 或は灰色に赤橙色, 橙色, 黃色等のかかつた色を呈して居る.

打音は煉瓦そのものについて檢したが, 龜裂其の他の存在のため音響に變化を生ずるため, 音響のみで, 煉瓦の品質の硬軟を定めることは困難と思はれた. 表中 1, 2,……7 の數値は大略の比較のため, 附したる順位で音響低くして最も濁れるものを1とし, 音響高くして最も澄めるを 7 とした. 大體 1～4 は濁音, 5～7 は淸音に屬し, 打音 6 は日本普通煉瓦燒過品程度に聞かるゝ打音に類するものである. 煉瓦の形狀, 寸法, ひゞわれ等の條件も打音に影響を及ぼすからこれを以つて燒成の程度を判斷することは無理であるが, 支那煉瓦中のあるもの, 例へば C—3, C—5, C—7, C—10, C—11, C—18 等は燒成溫度低く, 其の質軟質なるものゝ如く推想さ

れる．この點については後述の强度試驗及び小銃射撃試驗と比較對照することゝする．

日本煉瓦につき外狀，切斷面狀態，粉末の色，打音等を表示すれば表—5 の如くである．試料として用ゐたる日本煉瓦は支那煉瓦に比して形狀小さく（表—6，29 頁參照），J—21 は普通煉瓦にして建築用に供せらるゝものであり，J—22 は普通煉瓦にアスファルトを滲透せしめて製したるアスファルト煉瓦にして横斷歩道其の他の鋪裝又は鋪床材料に用ゐらるる耐磨耗性の煉瓦である．J—23 は車道鋪裝用として製せるもので特に硬質堅緻なる

表—4 支那煉瓦試料の外觀檢査

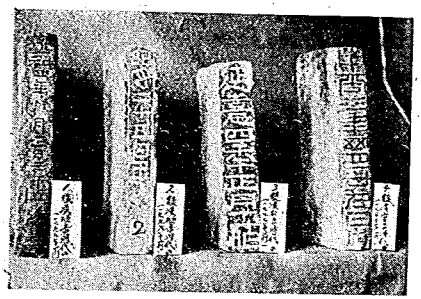
試料番號	外狀	切斷面狀態	粉末の色	打音	備考
C— 1	黒色（外面）他物を附着し汚れて居る．	灰色の瓦質を呈す	……	6（清）	
C— 2	同上	同上	……	5（清）	
C— 3	同上	同上	……	1（濁）	
C— 4	同上	青味を帶びた灰色	……	4（濁）	
C— 5	黒色（外面）	灰色	……	2（濁）	日本の普通煉瓦焼過一等品と同程度の音響
C— 6	同上	灰色	……	6（清）	
C— 7	同上	白灰色	……	3（濁）	
C— 8	同上	白灰色にしてC—7より白味强し	……	5（清）	
C— 9	土にて汚れて居る	灰色	4（灰色）	5（半濁）	
C—10	灰色	灰色	5（灰色，4より濃い色）	2（濁）	
C—11	灰色	灰色	04—43（薄ねづみ色）	3（濁）	
C—12	赤褐色の空洞煉瓦	赤褐色	05—63（灰色のかゝつた橙色）	……	空洞煉瓦
C—13	白灰色（外面）	白灰色の瓦質を呈す	15—54（青味がゝつたねづみ色）04—32	6（清）	
C—14	土にて汚れて居る	帶黄白色	（赤黄色がゝつた灰色）	7（清）	
C—15	同上	淡灰色の瓦質を呈す	03—54（黄色がゝつた灰色）	6（清）	
C—16	白色の石灰モルタルの如きもの附着す	灰色の瓦質を呈す	4（灰色）	7（清）	
C—17	土にて汚れてゐる	土色	04—65（少し橙がゝつた灰色）	7（清）	
C—18	外面は汚れて居る	白灰色の瓦質を呈す	02—65（黄色がゝつた灰色）	1（濁）	

表—5 日本煉瓦試料の外觀檢査

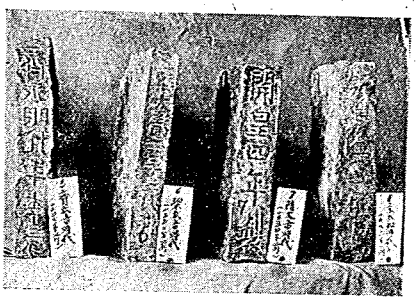
試料番號	外狀	切斷面の狀態	粉末の色	打音	備考
J—21	暗赤色，空隙多し．	同左	06—84（黒味を帶びた赤色）	6（清）	普通煉瓦
J—22	暗褐色，空隙はアスファルトにて塡充せらる．	表面より 20mm 以上迄は暗褐色を呈しアスファルトを含む．	……	……（濁）	普通煉瓦にアスファルトを滲透せるもの
J—23	チヨコレート色	チヨコレート色にして粗粒を含む	06—85（黒味を帶びた赤色但しJ—21 より黒味强し）	甚しく高い音（清）	空隙少く，硬質の煉瓦
J—24	黒褐色	表面より 7～10 mm の部分はアスファルトを含み黒褐色を呈し，中心部はチヨコレート色を呈す	……	？（清）	特種の硬質の煉瓦の表面より約 10mm 位アスファルトを滲透せるもの

支那煉瓦

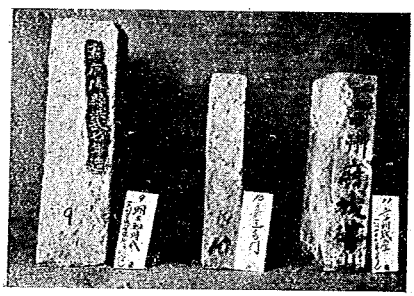
圖—1 (C—1)~(C—4)



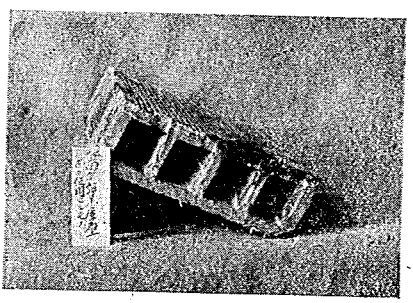
圖—2 (C—5)~(C—8)



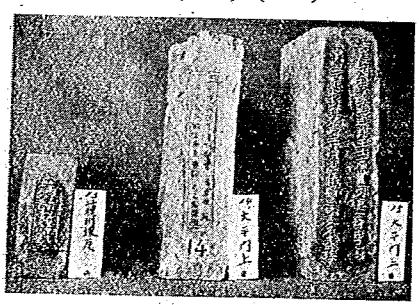
圖—3 (C—9)~(C—11)



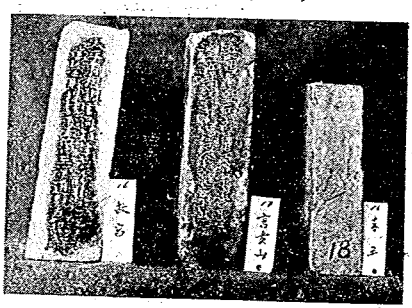
圖—4 C—12 空洞煉瓦



圖—5 (C—13)~(C—15)



圖—6 (C—16)~(C—18)



ものである．J—24. は硬質煉瓦に其の表面より約 10mm 以上の所までアスファルトを滲透せしめて製したもので坂路舗装用に供するものである．

支那煉瓦の外貌は圖—1 乃至圖—6 の如くで，其の1個々々に年代を刻してある．

[2] 形狀，寸法及び重量

上記諸煉瓦中，支那煉瓦の形狀は圖—1 乃至圖—6 に示せる寫眞に見る如きものであり，すべて日本煉瓦に比して大形である．其の寸法を示せば表—6 の如くである．

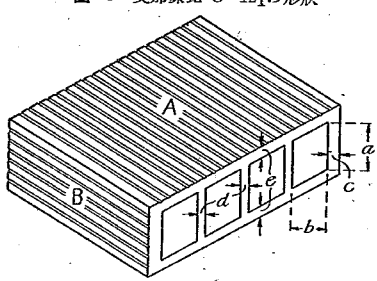
表—6 に示した長，幅，厚より各煉瓦の見掛容積を算出すれば，大約同表 5 行目（縱行）に示した通りである．煉瓦 1 個の大約重量は同表 6 行目に示した通りである．但し，表示の重量は試料 C—1 乃至 C—8 と C—12 とに就ては實測せるも，C—9, C—10, C—11 及び C—14 乃至 C—18 に對しては，見掛容積と見掛比重とより算出せるものである．C—13 は試料完全ならずして，全煉瓦の容積及び重量を知る便がない．

日本煉瓦の寸法は試料 3～4 個の平均値である．

表—6　煉瓦の寸法及び重量

煉瓦番號	長 (cm)	幅 (cm)	厚 (cm)	見掛容積 (lit)	重量 (kg)
C— 1	38.1	18.0	5.4	3.710	……
C— 2	36.8	17.4	6.1	3.902	……
C— 3	35.3	18.3	6.5	4.195	……
C— 4	39.0	17.8	6.4	4.440	……
C— 5	36.8	18.1	5.7	3.795	……
C— 6	36.5	18.2	5.2	3.450	……
C— 7	35.6	17.3	7.0	4.310	……
C— 8	37.6	18.2	7.1	4.860	……
C— 9	41.0	20.8	11.2	9.550	17.37
C—10	33.6	17.2	6.0	3.473	6.26
C—11	35.3	18.0	7.0	4.441	8.44
C—12	30.7	30.3	10.3	(空洞煉瓦)	……
C—13	不明．但し破片 24cm	19.0	8.2	……	……
C—14	41.0	20.1	10.7	8.820	15.35
C—15	44.3	20.6	11.6	10.570	18.62
C—16	41.2	20.7	11.9	10.150	19.17
C—17	43.6	20.7	11.1	10.010	16.71
C—18	36.0	17.9	9.1	5.860	11.18
J—21	21.4	10.2	6.2	1.353	2.53
J—22	21.6	10.1	6.1	1.330	2.65
J—23	21.3	9.6	7.7	1.574	3.38
J—24	20.8	8.0	7.7	1.280	2.73

圖—7　支那煉瓦 C—12 の形狀



備考　空洞の寸法　縱　a=6.7cm
　　横　b=5.7cm
　煉の厚　側面　c=1.8cm
　　中じきり　d=1.3cm
　　上面反下面　e=1.7cm
　溝の數　上下の表面　A=27本宛
　　左右の側表面　B=10本宛

重量はやはり，見掛容積と見掛比重とより算出した．故に J—24 の如く煉瓦の表面部と內部とで質を異にするものでは，眞の重量は表中記載の重量より幾分少いものと考へられる．表中記載の重量は見掛の容積とアスファルト滲透部分の見掛比重(2.13)とより算出したものである．

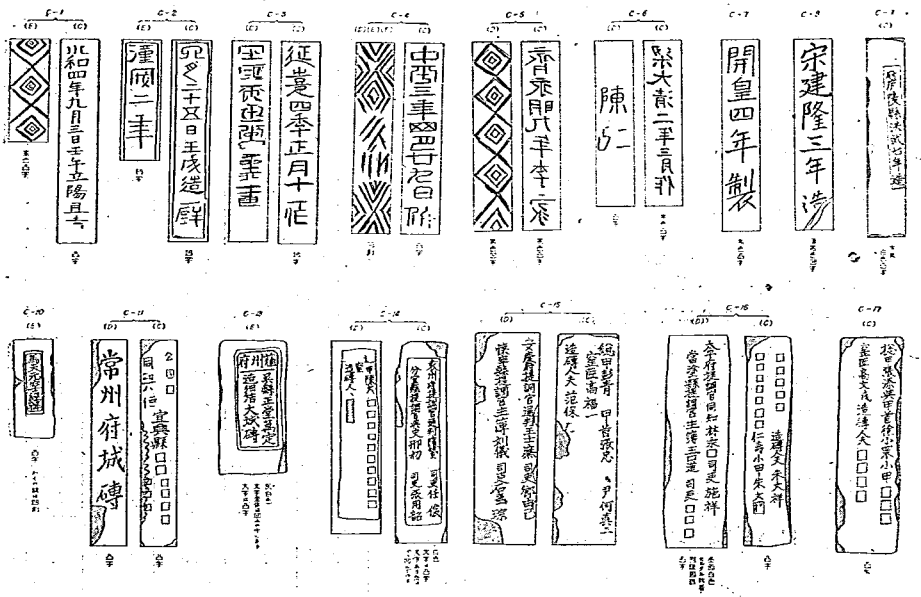
表—6 に依りて見れば，支那煉瓦は概して大形で，長約 30～44cm，幅約 17～21cm，厚約 5.5～12cm あり，重量は約 6～19kg である．これに比して日本煉瓦は遙かに小形で，1 個の重量は 2.5～3.5kg の範圍にある．

支那煉瓦 C—12 は空洞煉瓦で，其の形狀は圖—7 に示す如く，空洞の寸法 a=6.7cm, b=5.7cm; 壁の厚さ

c=1.8cm, d=1.3cm, e=1.7cm; 上面の溝の數 A=27 本, 側面の溝の數 B=10本である.

[3] 刻字（支那煉瓦）

支那煉瓦には1個毎に諸種の文字を刻し，煉瓦製作の年次，使用の箇所，官名，人名等が讀まれる．其の文字は諸所不明の箇所もあり，其の意義明瞭ならざるものもあれど，判明せる所のみを，參考の爲に次に寫記す．



上記の寫字は煉瓦の諸面にあるもので，a, b 面は面積最大の面，c, d は面積大なる側面，e, f は面積小なる側面を示す．文字あるも不明なる所は□印を以て示しておいた．

III. 比重，空隙率，吸水率，强度

煉瓦試料については，見掛比重，眞比重，空隙率，吸水率，硬度，曲げ强さ，壓縮强さ等の試驗と小銃による射撃試驗とを行つた．更に其の一部を細粉となし熔融溫度を觀測した．

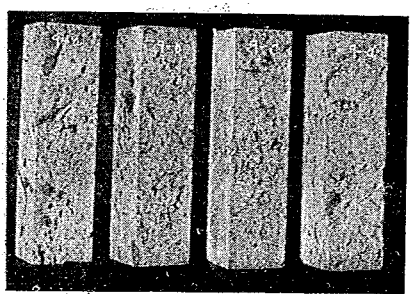
[1] 煉瓦試料の準備

支那煉瓦中 C—1 乃至 C—8 はそのまゝ保存する必要ありしため强度試驗其の他を行ひ得なかつたこと前述の如し．C—12 は空洞煉瓦にして，其の壁厚薄きため，他の煉瓦と平行試驗を行ふに足る供試驗體を作り得なかつたゝめ，是も强度試驗其の他を行ひ得なかつた．從つて强度其の他の試驗を行ひ得たる煉瓦試料は C—9 乃至 C—11, C—13 乃至 C—18, 及び J—21 乃至 J—24 である．

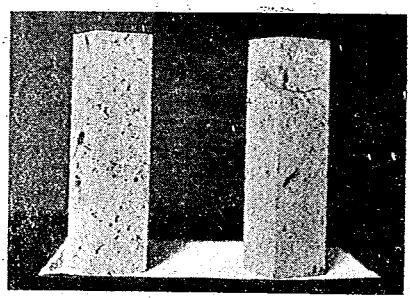
之等の煉瓦試料より 4×4×16cm 供試體及 4×2×7cm 供試體數個を切り取らせた. 供試體切取りには, 試料中なるべく龜裂, 孔, 缺落等なき部分を選ぶ樣努力したが, 原煉瓦には概ね龜裂, 孔等多く强度試驗の供試體として完全なるものを得る譯にはゆかなかつた.

强度試驗に用ゐたる 4×4×16cm の煉瓦供試體の龜裂, 孔等を示した寫眞は圖—8 乃至圖—17 の如くである. 圖—17 は日本煉瓦の供試體を示したもので龜裂, 孔等はないが, 圖—8 乃至圖—16 に示した支那煉瓦供試體の中には龜裂, 孔等の甚しいものも交つて居た. 之は試料の性質上止むを得なかつた. 圖—17 の中 21—a は日本の普通煉瓦で, 22—a は之にアスファルトの滲透せるものであり, 23—a は鋪裝用煉瓦であり, 24—a は硬質煉瓦の表面 1cm 許りにアスファルトを滲透せるものより切取りたるもので, 寫眞中色濃き部分はアスファルトの滲透せる部分で, 色うすき部分はアスファルトの滲透せざる部分である. 從つて供試體そのものは均質のものでないが, 止むを得ず其の儘試驗を行つた.

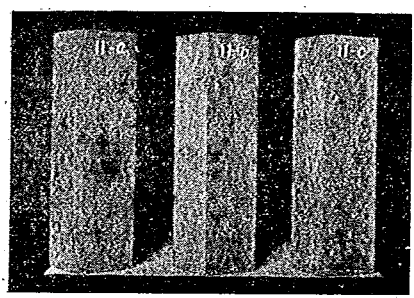
圖—8 强度試驗供試體
支那煉瓦 C—9



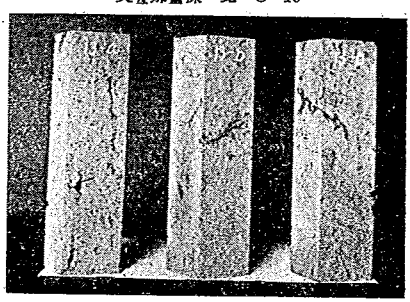
圖—9 强度試驗供試體
支那煉瓦 C—10



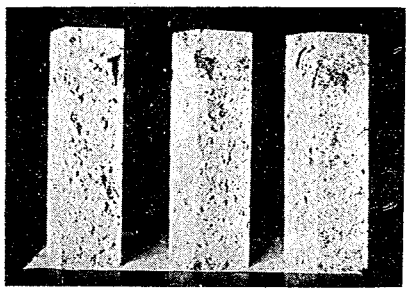
圖—10 强度試驗供試體
支那煉瓦 C—11



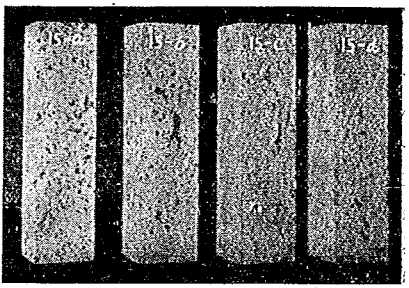
圖—11 强度試驗供試體
支那煉瓦 C—13



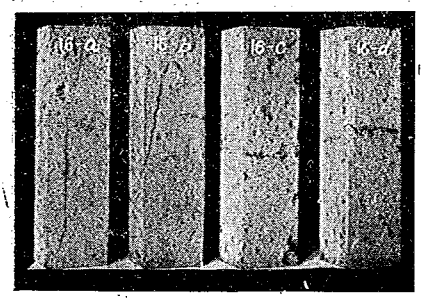
圖—12 强度試驗供試體
支那煉瓦 C—14



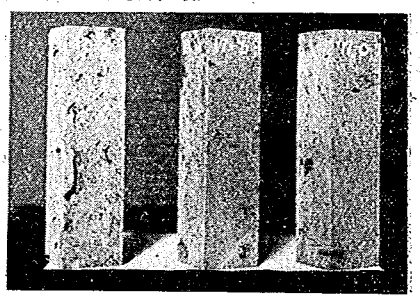
圖—13 强度試驗供試體
支那煉瓦 C—15



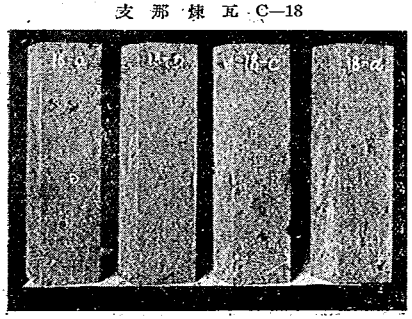
圖—14 强度試驗供試體
支那煉瓦 C—16



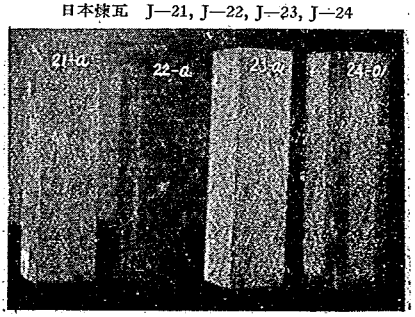
圖—15 强度試驗供試體
支那煉瓦 C—17



圖—16 强度試驗供試體
支那煉瓦 C—18



圖—17 强度試驗供試體
日本煉瓦 J—21, J—22, J—23, J—24



[2] 見掛比重 S, 眞比重 S_t 及び空隙率 V

見掛比重 S は 4×2×7cm 供試體（重量約 87～120g）を 105～120°C にて乾燥し，其の重量 W_1 を秤り，次に之を水中に浸漬して吸水せしめ，吸水後の空氣中重量 W_2 及び水中重量 W_3 を秤り次式に依り見掛比重 S を算出した．　$S=\frac{W_1}{W_2-W_3}$

眞比重 S_t は，微粉末とせる煉瓦試料 55g につきルシヤテリー比重瓶を以て測定を行つた．

上記兩測定値より次式により空隙率 V を算出した．

$$V=100\left(1-\frac{S}{S_t}\right)$$

見掛比重 S 及び眞比重 S_t は 2 回以上測定を行ひ其の平均値を以つて示した．見掛比重 S, 眞比重 S_t, 空隙率 V の値を表示すれば表—7 の如くである．

表—7　見掛比重 S, 眞比重 S_t, 及び空隙率 V

	試　料	見掛比重 S	眞比重 S_t	空隙率 V (%)
支那煉瓦	C— 9	1.82	2.73	33.3
	C—10	1.80	2.62	31.3
	C—11	1.90	2.63	27.7
	C—12	1.80	2.74	34.2
	C—13	1.58	2.73	42.1
	C—14	1.74	2.82	38.3
	C—15	1.76	2.70	34.8
	C—16	1.89	2.75	31.2
	C—17	1.67	2.75	39.2
	C—18	1.91	2.60	26.5
日本煉瓦	J—21	1.87	2.66	29.7
	J—22	1.99	…	…
	J—23	2.15	2.55	15.6
	J—24	2.13(a)	…	…

備考　(a) は供試體の中アスファルトを滲透せる部分と滲透せざる部分とあるを以つて，こゝにかゝげた數値は全煉瓦の見掛比重，眞比重，空隙率等を適確には表して居ない．

[3] 吸 水 率

煉瓦の吸水率は 4×2×7cm 供試體を 105～120°C にて乾燥秤量した後之を清水中に浸漬して 1, 2, 4, 7, 21 日毎に其の重量を秤り，吸水率 $A_w=\frac{W_2}{W_1}\times100$ の式により算出し，各煉瓦の吸水率は，2 回以上試驗の平均値を以つて示した．其の成績は表—8 の如くである．但し，上式中 W_1 は乾燥供試體の重量を，W_2 は吸水後の供試體重量を示す．

表—8　吸 水 率　7日～21日

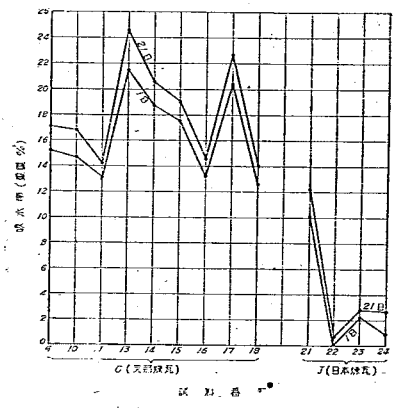
試　料	供試體重量 g	吸水率 A_w（重量%） 1 日	2 日	4 日	7 日	21 日	吸水容積率 A_v 21 日
C— 9	100.5	15.2	15.6	16.2	16.6	17.1	31.1
C—10	102.1	14.7	15.0	15.8	16.1	16.8	30.3
C—11	106.0	13.1	13.2	13.6	13.8	14.2	27.0
C—12	69.2	14.6	15.0	15.5	15.8	…	…
C—13	87.3	21.5	21.9	23.2	23.6	24.5	38.7
C—14	97.3	18.7	18.8	19.4	19.9	20.5	35.7
C—15	97.4	17.6	17.8	18.4	18.7	19.0	33.5
C—16	105.6	13.2	13.5	13.8	14.2	14.6	27.6
C—17	92.0	20.4	20.7	21.6	22.0	22.6	37.7
C—18	107.1	12.6	12.7	13.2	13.5	14.0	26.8
J—21	104.2	10.1	10.3	11.2	11.7	12.2	22.8
J—22	112.0	0.1	0.1	0.3	0.5	0.7	…
J—23	120.5	2.2	2.3	2.4	2.6	2.8	6.0
J—24	113.1	0.9	1.1	1.4	2.2	2.7	…

上記の成績に依れば，各煉瓦供試體の吸水率は浸漬日數と共に僅か宛增加を示して居るが，其の大部分は最初の 1 日に吸水せられて居る．之を圖示すれば，圖—18 (a) の如くである．21 日間の吸水率に依つて，各煉瓦を比較して見ると支那煉瓦は最小 14.0%，最大 24.5% で，各煉瓦間にかなりの相違が認められ，其の品質が，各々相當に異なることを示して居る．之を日本煉瓦 J—21 (普通煉瓦) に較べるといづれも吸

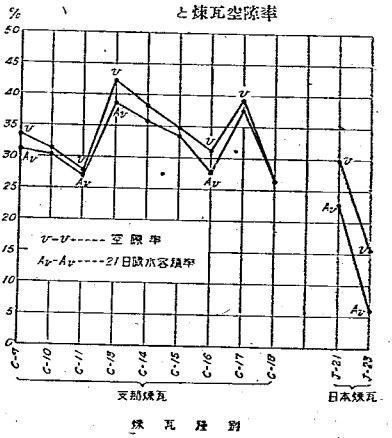
水が多い．尤も日本の普通煉瓦中にも J—21 より吸水率の多いものがあるから，この比較から直ちに支那煉瓦と日本煉瓦との吸水率について吸水の多少を論斷することは出來ない．

J—22 は煉瓦の空隙をアスファルトを以つて塡充したものであるから，當然の結果として吸水率は極めて少く，殆んど吸水しないと言ふてよい程度である．J—23 は特種硬質緻密なる煉瓦で之も吸水率は普通煉瓦に比して遙かに小である．J—24 は硬質煉瓦の表面部のみにアスファルトを滲透せるものであるから，全煉瓦の吸水と，供試體の吸水との間には差が生ずる．(供試體の一部にはアスファルトの滲透して居ない部分が幾分露出して居た．)從つて表—8 中の數値は單に參考のために揭げたにすぎぬものである．

圖—18 (a)　煉瓦吸水率



圖—18 (b)　煉瓦供試體吸水容積と煉瓦空隙率



水の比重を 1 と見做し，吸收せられた水の容積の煉瓦見掛容積に對する百分率卽ち吸水容積率 A_v を求むれば次の如くである．

$$A_v = A_w \times S \quad (S \text{ は煉瓦見掛の比重})$$

21 日吸水容積率 A_v の値は表—8 の 8 行目に示してある．

煉瓦空隙率 (表—7 の 5 行目頁) V の値と，21 日吸水容積率 A_v の値とを比較すれば，圖—18 (b) の如く，支那煉瓦にありては，21 日間の吸水の結果は，煉瓦の空隙の殆ど全部に水が行き亙つて居ることを示して居る．換言すれば支那煉瓦の空隙は殆ど全部が外界に直通して居るものと考へてよい．之に反して日本煉瓦は，空隙率 V と吸水容積率 A_v との間に可成りの相違があり，空隙の一部には，水の到達し難き部分卽ち外界より隔離された部分があることを示して居る．之に依つて考ふるに支那煉瓦は概ね其の燒成溫度があまり高からざるものゝ如くである．

[4] 曲げ強さ

(1) 煉瓦の曲げ強さ

前揭寫眞 (圖—8 乃至圖—17) に示した樣な 4×4×16cm 供試體を徑間 10cm の 2 支點上に支へ，其の中央に荷重をかけ，漸次荷重を增加しつゝ，荷重に對する撓みを讀み，遂に供試體が切斷せる時の荷重 (kg) を測定

し，之より煉瓦の曲げ強さ (kg/cm²) を算出した．

試料の曲げ強さは 2～4 個の供試體の曲げ強さの平均を以つて示した．然し，供試體中には前述の如く龜裂，孔等の甚しきものがあり，其の爲に意外の點に於て切斷し，極端に低い强度を示したものが往々見受けられたが，之等の數値は煉瓦全體の本來の强度を示すものではないから平均値の計算には除外した．各煉瓦の曲げ強さを表示すれば表—9 の如くである．

上記煉瓦と比較の目的を以つて ポルトランド・セメント (淺野，川崎工場) 及びネオソリヂチツトにて，軟煉モルタル供試體を作り，28 日養生後其の曲げ强さを測定し，6 個の平均を以つて之等の試料の曲げ强さを示した．モルタルの曲げ強さは表—10 に示した．

表—10　セメント・モルタルの曲げ强さ
但し　供試體 4×4×16cm　徑間 10cm

セメント	配合	水量 フロー	全荷重 kg	曲げ强さ kg/cm²
ポルトランド	1:1	200	402	93.9
	1:2	200	279	65.2
ネオチソリト	1:1	200	320	74.9
	1:2	195	219	51.4

表—9　煉瓦の曲げ强さ
但し 供試體 4×4×16cm
徑　間 10cm

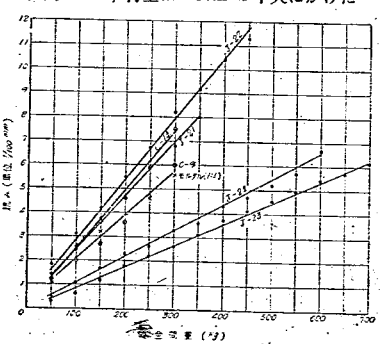
	試料	全荷重 kg	曲げ强さ kJ/cm²
支那煉瓦	C— 9	348	81.5
	C—10	205	48.0
	C—11	205	48.0
	C—13	127	29.8
	C—14	267	93.8
	C—15	106	24.2
	C—16	350	81.9
	C—17	206	48.3
	C—18	275	64.4
日本煉瓦	J—21	395	92.4
	J—22	537	125.6
	J—23	891	208.5
	J—24	719	168.3
支那煉瓦	平均		62.3
日本煉瓦	J—21		92.4
同上	J—23及24 平均		188.4

上記セメント・モルタル類の曲げ强さと煉瓦の夫れとを比較するに，支那煉瓦の平均値は略ポルトランド・セメント 1:2 モルタルと等しく，日本煉瓦 J—21 は ポルトランド・セメント 1:1 モルタルと等しい程度である．各試料の曲げ强さを圖示すれば圖—20 (14 頁) の如くである．

(2) 撓　み

煉瓦及びモルタルの曲げ强さの測定に際しては撓みをも測定したが，支那煉瓦に於ては，撓みに多少の相違はあるが，大體日本煉瓦 J—21 の程度と類似して居る．日本煉瓦 J—22 (アスファルト普通煉瓦) はやゝ撓みが大であり，J—23，J—24 は撓みは格段に少い．セメント・モルタル類は大體普通煉瓦 J—21 程度である．數個の試料につき撓みの程度を例示するに圖—19 の如くである．

圖—19　煉瓦及びモルタルの撓み
供試體　4×4×16cm
徑間 10cm，荷重は 10cm の中央にかけた



[5] 壓縮强さ

煉瓦の壓縮强さは，前記 4×4×16cm 供試體曲げ試驗の結果生じたる 4×4× 約 8cm の切斷片を供試體として用ひ，軟煉セメント・モルタル壓縮試驗の場合に準じて之

を測定した．其の結果を表示すれば表—11の如くである．各煉瓦の壓縮强さは6個の供試體の試驗結果の平均値を以て示した．供試體中にはひゞわれ，孔等の存在のため，極端に低き數値を與へたものがあるが，之等は平均値計算には除外した．

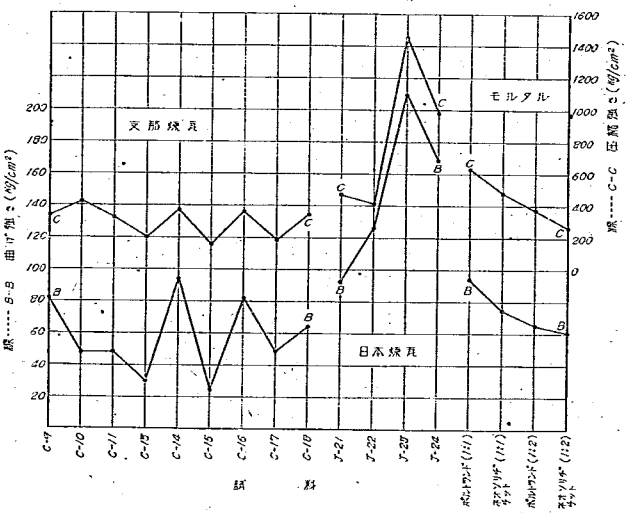
表—11によれば支那煉瓦の壓縮强さは最低約 150kg/cm², 最高約 420kg/cm² にして平均約 310kg/cm² 位である．日本普通煉瓦 J—21 は約 470kg/cm² で之より强度が高い．J—23, J—24 は壓縮强さは，上記の煉瓦に比して遙かに强い．軟練標準モルタル (28 日養生) の壓縮强さと煉瓦强さとを比較すれば，1:1 配合のモルタルは支那煉瓦及び日本普通煉瓦より强く，1:2 配合のモルタルは日本普通煉瓦 J—21 より弱い程度である．

各試料の壓縮强さを圖示すれば，圖—20 の如くで，大體に於て曲げ强さの大なるものは，壓縮强さも大である．其の關係の逆になつて居るものは，曲げ强さの供試體が不均等であつた事に歸因するものと考へられる．

表—11　煉瓦及びセメント・モルタルの壓縮强さ

種別	試料番號	壓縮の强さ kg/cm²	種別	試料番號	壓縮の强さ kg/cm²
支那煉瓦	C— 9	334.7	日本煉瓦	J—21	467.7
	C—10	418.1		J—22	404.1
	C—11	321.7		J—23	1452.2
	C—13	199.5		J—24	979.0
	C—14	365.0	ポルトランドセメント・モルタル	1:1	623.1
	C—15	150.5		1:2	366.8
	C—16	359.6	ネオソリモデルチタニツト・モルタル	1:1	481.2
	C—17	184.8		1:2	267.2
	C—18	344.8			
	平均	308.5			

圖—20　曲げ强さ及び壓縮强さ



[6] モルタル附着强さ

4×2×7cm の煉瓦供試體 2 個に充分吸水せしめ，その長約 4.0cm だけの部分をモルタル (1:2) を以つて附着せしめ，28 日養生後其の附着の强さを測定した．各試料につき 2~4 回の試驗を行ひ，其の平均値を以つて附着の强さ (Shearing bonding Strength) を表した．其の

表—12　モルタル附着の强さ

試料	附着强さ kg/cm²	試料	附着强さ kg/cm²	試料	附着强さ kg/cm²
C— 9	11.5	C—15	4.7	J—21	10.6
C—10	5.5	C—16	6.3	J—22	9.0
C—11	7.7	C—17	2.0	J—23	8.4
C—13	6.1	C—18	7.1	J—24	6.6
C—14	9.1				

結果は表—12 の如くである.

供試體の面は磨り上げて仕上げせるもので, 煉瓦そのまゝの面より平滑であるから, 實際の施工の場合に比して一般に低い數値を與へて居るものと推測せられる. 支那煉瓦中 C—17, C—15, C—10 等は附着力として比較的低い數値を示して居るが, 煉瓦の性質より考へて, 其の他の試料と格段の相違あるはやゝ疑問とせざるを得ない.

本試驗を行ふに當り 2 個の供試體をモルタルにて膠着せしむる場合, 其の操作上の僅かの相違が, 試驗結果に對して重大なる影響を及ぼし易いから上記の結果から直ちに試料自體のモルタルに對する附着力を比較することは危險なしとせず, 表—12 は單に參考に揭げたのみである. 更に充分の試驗を行つた上ならでは其の關係を明かにし難いが, 試料少量にして之以上の實驗を行ひ得なかつた事を遺憾とする. 煉瓦とモルタルとの附着の良否は單に煉瓦の本質の相違により變化するのみならず. 煉瓦面の粗度, モルタルを附着せしむる場合の諸條件等の相違によりて, 大なる相違が生ずる. 從つて煉瓦製造に當りて其の面を粗鬆ならしめ且つ施工に注意すれば, おそらく附着上の問題は解決し得らるゝものと考へられる.

IV. 小銃に依る射撃試驗

[1] 概　說

前記諸試驗の供試體を切り取りたる殘餘の切斷片は, 其の大さが區々であつたが, 之を小銃射撃試驗に供し, 小銃彈による破壞の狀況を檢することゝした.

小銃射撃試驗の供試體はすべて 30×30×15cm の木箱内に置くこととし, 箱の底部には 1:2:4 コンクリートをクツシヨンとし, 其の上に煉瓦を箱の中央に置き, 其の周圍は 1:2 モルタルを以つて固め, モルタル及びコンクリートは 28 日間濕潤養生を行つた. 各供試體の表面には黒布を張り, 射撃の際破碎片の散逸を防ぎ, 黒布の中央煉瓦供試體の存在する場所には白圓を畫き的印とした.

本試驗は支那煉瓦の切斷片, 日本煉瓦 (1 個の大さのものを用ひた), セメント・モルタル (1:2配合), セメント・コンクリート, 膠石等につき昭和 13 年 12 月 2 日, 陸軍造兵廠東京研究所内の射撃場に於て陸軍築城本部陸軍工兵中尉神田實氏, 陸軍技師久野直氏及び勝瀞氏等立會, 陸軍砲兵中尉中村邦輔氏指揮の下に, 射程 50m に於て行はれた. 試料は支那煉瓦 C—9 乃至 C—11 及び C—14 乃至 C—18, (C—13 は試料小にして射撃試驗の供試體を得ることが出來なかつた.) 日本煉瓦 J—21 乃至 J—24, モルタル (1:2) [A—26, N—28], コンクリート (1:2:4)[A—27, N—29], 膠石 (1:2) [A—31, A—32, N—33, N—34] 等で, この中 A—32, N—34 は弱裝藥彈にて射撃し, 他はすべて普通量の火藥を用るた. 弱裝藥彈を用るて射程 50m に於ける射撃は普通裝藥彈により射程 500m に於て射撃せる場合に相當するものである. 射撃の標準決定に便する爲, 日本普通煉瓦 J—25, ポルトランド・セメント・モルタル (配合 1:2, 2 週間養生) uH—35, uH—36 等の供試體を別に作り, 豫備射撃を行ひ, 射手の標準決定方法が定りたる後に本射撃を行つた.

射撃試料については, 表—1 乃至表—3 (2 頁～ 4 頁) にその種別配合等をかゝげてある.

[2] 外　觀　檢　査

小銃射撃試驗に於ては, 50m の射程を以つて射撃を行つたが, 煉瓦試料に於ては, 的となる部分が比較的小であつた爲, 豫め手馴らし射撃を行はしむる必要があつた. 手馴らし用としては上記各試料の他に, 日本普通煉

瓦J—25 及ポルトランド・セメント・モルタル (1:2) UH—35, UH—36 等の供試體を利用した. 圖—21乃至圖—43 は試供體射撃後の外觀を示したものである.

彈丸命中後の外狀を略記すれば次の如くである.

(1) 支那煉瓦

C—9, 支那煉瓦. 彈丸は普通裝藥のもので, 左上部に命中し, 煉瓦の一部は破碎せるも彈丸は深く透らず, はね返されたるもの丶如し.

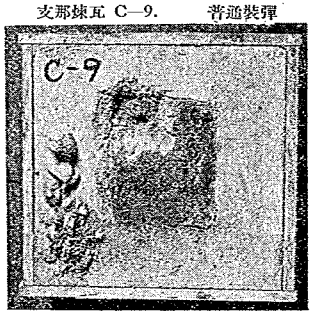
C—10, 同　上. 普通裝藥彈, 上部に命中, 彈丸は供試體中に止りしものの如し. 後に調査せる所によれば, 彈丸は煉瓦を貫通し, 其の後のコンクリート中に止つて居た.

C—11. 同　上. 普通裝藥彈, 右側稍下部に命中, 破片は少きも, 彈丸は煉瓦中に深く穿入して居る.

C—14. 同　上. 普通裝藥彈, 右上部に命中, 破片は極めて少く, 彈丸は煉瓦中に深く入る.

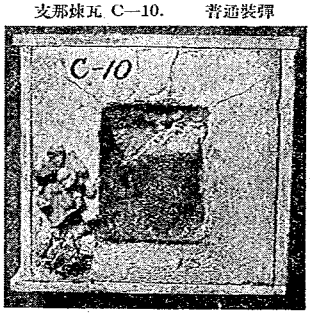
C—15. 同　上. 普通裝藥彈, 稍下部に命中, 破片は極めて少く, 彈丸は煉瓦を貫通せるもの丶如し.

圖—21 小銃射撃後外觀
支那煉瓦 C—9.　普通裝彈



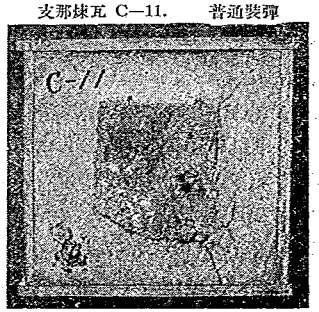
備考　中央は煉瓦, 周圍はコンクリート, 左下にあるは破片, 小銃彈左上部へ命中

圖—22 小銃射撃後外觀
支那煉瓦 C—10.　普通裝彈



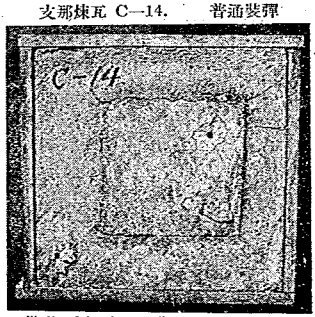
備考　中央は煉瓦, 周圍はコンクリート, 左下にあるは破片, 稍右へより上部へ命中

圖—23 小銃射撃後外觀
支那煉瓦 C—11.　普通裝彈



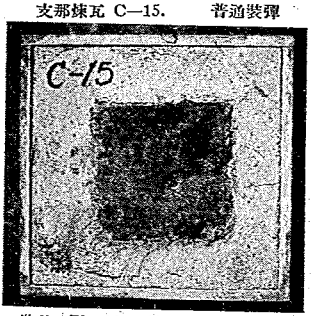
備考　中央は煉瓦, 周圍はコンクリート, 左下にあるは破片で, 破片は少いが彈丸は深く穿入せるものの如し.

圖—24 小銃射撃後外觀
支那煉瓦 C—14.　普通裝彈



備考　圖—22 の備考と同じ. はじきかへさる.

圖—25　小銃射撃後外觀
支那煉瓦 C—15.　普通裝彈



備考　圖—22 の備考と同じ.

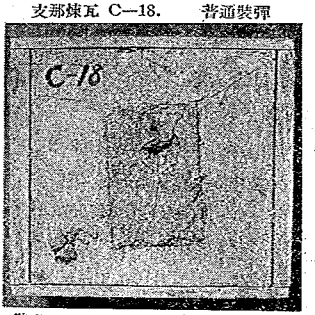
圖—26　小銃射撃後外觀
支那煉瓦 C—16.　普通裝彈

備考　中央は煉瓦，周圍はコンクリート，左側にあるは破片；破片多し

圖—27　小銃射撃後外觀
支那煉瓦 C—17.　普通裝彈

備考　中央は煉瓦，周圍はコンクリート，左下にあるのは破片，小銃彈は 2 ヶ所 (2 回射撃す) に命中，破片少く，彈丸は深く穿入せるものの如し.

圖—28　小銃射撃後外觀
支那煉瓦 C—18.　普通裝彈



備考　中央は煉瓦，周圍はコンクリート，左下にあるは破片，やゝ上部に命中，破片少く，彈丸は深く穿入せるものゝ如し.

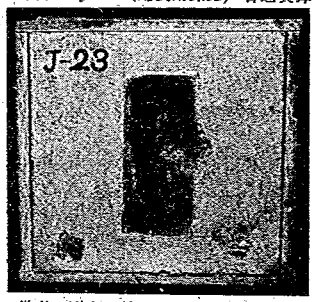
圖—29　小銃射撃後外觀
日本煉瓦 J—21. (普通煉瓦). 普通裝彈

備考　中央は煉瓦，周圍はコンクリート，左下にあるは破片，彈丸はやゝ上部殆ど中央に命中し，煉瓦中に穿入せるものゝ如し.

圖—30　小銃射撃後外觀
日本煉瓦 J—22 (アスファルトを滲透せる普通煉瓦) 普通裝彈

備考　中央は煉瓦，周圍はコンクリート，左下にあるは破片，J—21 程彈丸は穿入せずして，はじきかへされたるものゝ如し.

圖—31　小銃射撃後外觀
日本煉瓦 J—23（鋪裝用煉瓦）普通裝彈



備考　中央は煉瓦，周圍はコンクリート，左下にあるは煉瓦の破片，右下にあるはコンクリートの破片，彈丸はやゝ右へよりて命中したるも，煉瓦の質極めて固くしてはじきかへされたるものゝ如し．

圖—32　小銃射撃後外觀
日本煉瓦 J—24（アスファルト硬質煉瓦）普通裝彈

備考　中央は煉瓦，周圍はコンクリート，左下は煉瓦の破片，右下はコンクリートの破片，彈丸中の一發は煉瓦をはづれたるを以つて，他の一發を以つて煉瓦に命中せしめた．

C—16. 支那煉瓦. 普通裝藥彈，稍右側中央部に命中，破片多く，彈丸は煉瓦中に止りしごとし．

C—17. 同　上. 普通裝藥彈，右側及左側下部に 2 發命中，左側下部のものは煉瓦を貫通せるものゝ如し．破片少し．

C—18. 同　上. 普通裝藥彈，稍上部に命中，破片少く，彈丸は煉瓦中に深く穿入せるものゝ如し．

上記支那煉瓦は C—9, C—10, C—16 を除きては破片が少い．又 C—9 を除く他の煉瓦は概ね煉瓦中深く彈丸が穿入して居る．C—15 及び C—17 は彈丸は煉瓦を貫通せるものゝ如し．

彈丸が彈きかへされたもの，然らざるものゝ區別及び煉瓦中に穿入せる深さ等は表—13 に示してある．

支那煉瓦射撃後の外狀は圖—21 乃至圖—28 の如し．

圖—33　小銃射撃後外觀
日本煉瓦 J—25（普通煉瓦手割し用）普通裝彈

備考　中央は煉瓦，周圍はコンクリート，左下は煉瓦破片，本供試體は射手の手割し用に供したもので，煉瓦に對する他の試驗成績はない．

（2）日本煉瓦

J—21. 日本煉瓦. 彈丸は普通裝藥のもので中央附近に命中し，煉瓦には對角線狀に龜裂を生じ，彈丸は深く煉瓦中に穿入し，破片多し．供試體は煉瓦 2 枚を重ねてあつたが，後に檢査せる所によれば，彈丸は其の中の 1 枚を貫通してゐた．

J—22. 同　上. 彈丸は普通裝藥．やゝ上部に命中し，煉瓦には龜裂を生ぜず，彈丸はあまり深く穿入せず，はじきかへされたるものゝ如し．破片は相當にある．

J—23. 同　上. 彈丸は普通裝藥．稍右へより命中．煉瓦周圍のモルタルの一部にまで影響を及ぼしてゐる．彈丸ははじきかへされ，破片は少い．

J—24. 同　上. 彈丸は普通裝藥．彈丸中一發は煉瓦に命中せざりしを以つて，第 2 發を以て煉瓦のやゝ上部に命中せしめた．從つて下部の破碎個所は，最初の一發の影響が多い．彈丸ははじきかへされてゐる．煉瓦破

片は少い.

以上日本煉瓦は J—21 を除く他は，皆特殊製品で強度大なるものであり，彈丸は煉瓦中に穿入し得ず，はじきかへされ，煉瓦破片も少い．之等供試體の外狀は圖—29 乃至圖—32 の如し．圖—33 は手馴らし用に用ゐた普通煉瓦の射撃後外狀を示したものである．

（3） モルタル，コンクリート，膠石

A—26. ポルトランド・セメント・モルタル (1:2), 彈丸は普通裝藥．略中央に命中，深くは穿入せず，モルタル破片相當多し．

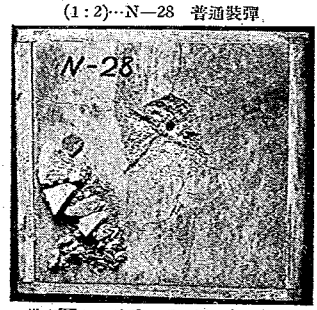
A—28. ネオソリヂチット・モルタル (1:2), 彈丸は普通裝藥．やゝ上部に命中，深くは穿入せず，モルタルに龜裂を見るも，破碎面積は A—26 より少い．

A—27. ポルトランド・セメント・コンクリート (1:2:4), 彈丸は普通裝藥．やゝ上部に命中，彈丸ははじきか

圖—34 小銃射撃後外觀
ポルトランド・セメント・モルタル
(1:2)……A—26 普通裝彈

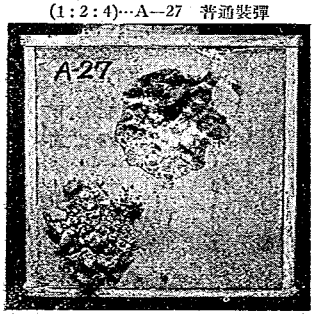
備考　彈丸は略中央に命中，下部にあるはモルタルの破片

圖—35 小銃射撃後外觀
ネオソリヂチット・モルタル
(1:2)…N—28 普通裝彈



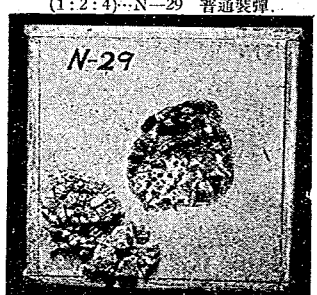
備考　本供試體は J—26 とセメントを異にするのみ（水量稍多く，フロー略等しい）.

圖—36 小銃射撃後外觀
ポルトランド・セメント・コンクリート
(1:2:4)…A—27 普通裝彈



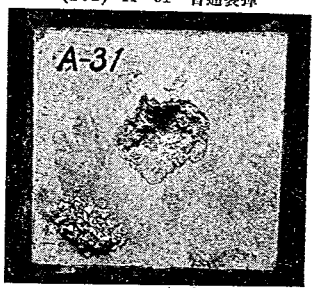
備考　彈丸は稍上部に命中せるもはじきかへされたる如し．左下にあるはコンクリートの破片

圖—37 小銃射撃後外觀
ネオソリヂチット・コンクリート
(1:2:4)…N—29 普通裝彈



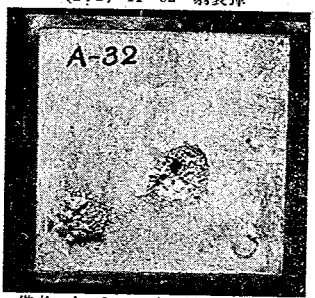
備考　本供試體は J—27 とセメントを異にするのみ．小銃射撃の結果は J—27, N—29 は外觀的に略似て居る．

圖—38 小銃射撃後外觀
ポルトランド・セメント膠石
(1:2)…A—31 普通裝彈



備考 彈丸はやゝ上部に命中，はじきかへさる．

圖—39 小銃射撃後外觀
ポルトランド・セメント膠石
(1:2)…A—32 弱裝彈

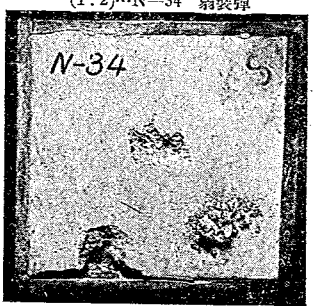


備考 A—31 と A—32 とは同等な供試體であるが，彈丸の火藥量の異る場合の比較を示す．

圖—40 小銃射撃後外觀
ネオソリヂチット膠石
(1:2)…N—33 普通裝彈

備考 N—33 は A—31 と比較してセメントを異にするのみである．射撃の結果も略似て居る．

圖—41 小鉄射撃後外觀
ネオソリヂチット膠石
(1:2)…N—34 弱裝彈

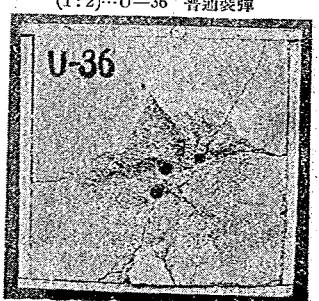


備考 N—33 と N—34 とは同等な供試體を火藥量の異なる彈丸で射撃した場合の比較を示す．N—34 と A—32 とは唯セメントを異にするのみである．

圖—42 小銃射撃後外觀
セメント・モルタル
(1:2)…UH—35 普通裝彈

備考 本供試體は射手の手馴し用に供したもので，A—26 とはセメントを異にし，發生期間をも異にす．彈丸は 2 發命中して居り，彈丸の斷片をのこす．

圖—43 小銃射撃後外觀
セメント・モルタル
(1:2)…U—36 普通裝彈



備考 U—35 と同質．射手手馴し用，彈丸は 3 發命中

へさる．破片相當多し．

A—29. ネオソリヂチツト・コンクリート (1:2:4), 彈丸は普通裝藥．やゝ右よりへ命中，破片多く略 A—27 と類似せる結果を示す．

A—31. ポルトランド・セメント膠石 (1:2), 彈丸は普通裝藥，やゝ上部に命中，はじきかへさる．A—27, A—29 等のコンクリートに比して破片は稍少い．

A—32. 同　上．彈丸は弱裝藥．やゝ下部に命中．A—31 と A—32 は全く等しい供試體につき，裝藥量の異なる場合の比較を示す．A—32 の場合は A—31 に比して破片は著しく少い．

N—33. ネオソリヂツト膠石．彈丸は普通裝藥．中央に命中．A—31 と N—33 とは，單にセメントを異にするのみで，射撃の結果も類似してゐる．

N—34. 同　上．彈丸は弱裝藥．略中央に命中，N—33 と N—34 とは全く等しい供試體につき，裝藥量の異る場合の比較を示す．N—34 の場合は N—33 に比して破片は著しく少い．又 N—34 と A—32 とは單にセメントを異にするのみで，其の結果は類似してゐる．

これ等の外狀は圖—34 乃至圖—41 に示してある．圖—42 及び圖—43 は手馴らし用に供したもので，養生期間の少いものである．

[3] 彈丸穿入の深さ

上記の各供試體につき，彈丸穿入の深さの概略値を外部より測定し表—13 の 3 行目に示した．彈丸が深く供試體に穿入せるものにありては，殘留彈の模樣が不明であるから，こゝに得た數値は極めて概略的なもので殘留彈が供試體内部に止る時は，殘留彈の長さだけ少く測定して居る譯である．表—13 の 4 行目に於て・印を附したるものは，供試體中へ深く彈丸の穿入したる形跡のあるもので，其の他無印のものは破片の飛散と共に彈丸も彈きかへされて，供試體中に其の形跡を止めざるものである．

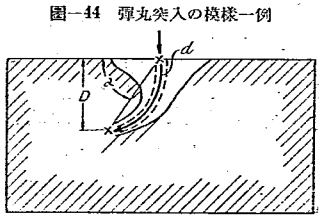
支那煉瓦は C—9 を除く外概ね彈丸が煉瓦供試體内に止りし如く，就中 C—15, C—17 は，彈丸が煉瓦 (厚 11cm 餘を) を貫通して居る．之等は强度試驗に於ても，特に壓縮强さ低き (夫々 150.5 及 185kg/cm²) ものである．之に反し壓縮强さ頗る大なる J—23, J—24 (夫々 1452 及 979kg/cm²) 等の日本煉瓦は彈丸をはじき返し，且つ破碎せられた深さも少い．即ち彈丸の穿入せる深さは夫々 1.21 及 1.50cm に過ぎない．

モルタル，コンクリート，膠石等は，彈丸により其の面が破碎せられるが，彈丸ははじき返されてゐる．破碎の深さは，本試驗では 3.3～3.8cm 程度である．

上記の如き外部的觀察では，彈丸の行衛を明かならしめ且つ穿入の深さを正確に知るに困難であつた．仍つて，彈丸命中個所を通過する平面に沿ひて石鋸を以つて試料を切斷し，その内部に殘留せる彈丸を摘出し，試料表面より彈丸の先端の止りし所までの深さ D (垂直距離) を測定した．(圖—44參照) 表—13 の 4 行目に記した數値は，試料表面より彈丸の先端迄の垂直距離である．この切斷作業を行ひたる試料は下記 13 種である．

C—10, C—11, C—14, C—15, C—16, C—17
C—18, J—21, J—22, J—23, A—26, A—27
N—33

圖—44 彈丸突入の模樣一例



表—13 彈丸穿入の深さ

試料		彈丸穿入の深さ概略値(1) cm	彈丸穿入の深さ(2) cm	煉瓦の厚さ cm	破碎せる面積(a) cm²	同(b) cm²	破碎せる容積(a) cm³	同(b) cm³	破碎容積と破碎面積との比	彈丸進行距離 cm	角 α	備考
支那煉瓦	C—9	3.22	• 3.2	11.2	54.1	61.6	58.2	58.2	0.95	…	…	
	C—10	3.80	•> 6.0	6.0	69.7	82.6	58.4	58.4	0.71	> 7.1	77°	彈丸コンクリート中に止る
	C—11	2.70	• 4.9	7.0	18.6	18.6	7.7	7.7	0.41	5.4	59°	彈丸煉瓦中に止る
	C—14	4.21(α)	• 5.8	10.7	11.8	11.8	3.8	3.8	0.32	不明	不明	同上
	C—15	貫通	•>11.6	11.6	7.3	7.3	2.1	2.1	0.29	> 11.6	90°	貫通
	C—16	4.51	• 5.1	11.9	117.9	117.9	153.5	153.5	1.30	不明	60°	彈丸煉瓦中に止る
	C—17	3.24	• 7.5	11.1	17.9	17.9	…	…	…	不明	不明	同上
	(角)	14.0(貫通)	貫通	11.1	18.8	18.8	10.4	10.4	0.55	…	…	(切斷せず)
	C—18	4.45	• 6.6	9.1	16.7	16.7	7.8	7.8	0.47	8.4	46°	彈丸煉瓦中に止る
日本煉瓦	J—21	4.20	• 6.6	6.2	49.2	49.2	25.4	25.4	0.52	6.9	71°	煉瓦1枚を通過す
	J—22	3.45	3.5	6.1	110.1	110.1	96.8	96.8	0.88			
	J—23	1.21	1.2	7.7	34.9	28.6	15.2	15.2	0.53			
	J—24	1.50	1.5	7.7	59.2	34.4	108.4	33.6	0.98			
	J—25	3.83	• 3.9	…	103.1	150.8	58.9	69.6	0.45			
モルタル	A—26	3.54	3.5	供試體厚 15.0	193.5	193.5	156.8	156.8	0.81			
	N—28	3.30	3.3	15.0	84.0	84.0	53.5	53.5	0.64			
コンクリート	A—27	3.40	3.4	15.0	145.4	145.4	143.9	143.9	0.99			
	N—29	3.81	3.8	15.0	143.4	143.4	142.5	142.5	0.99			
膠石	A—31	3.38	3.9	15.0	87.7	87.7	80.2	80.2	0.90			
	N—33	3.49	3.5	15.0	94.1	94.1	96.4	96.4	1.02			
	A—32	1.72	1.7	15.0	51.9	51.9	27.3	27.3	0.53			
	N—34	1.03	1.1	15.0	32.2	32.2	12.9	12.9	0.40			
モルタル	UH—35	3.95	• 4.0+b	15.0	280.3	…	381.8	…				
		3.65	• 3.7+b	15.0								
	U—36	5.31	• 5.3+b	15.0								
		5.94	• 5.9+b	15.0	290.1	…	388.2	…				
		4.50	• 4.5+b	15.0								

備考 1. 彈丸穿入の深さ概略値(1)は，外部より測定せる數値である．供試體内に彈丸が止つて居るものでは上記の數値は彈丸の長さ（供試體内では原長より短くなつて居るものと思ふ）だけ異るかも知れない．

2. 供試體を切斷して測定したもので(1)よりは正確である．

3. 本表4行目の • 印は彈丸が供試體内に止つて居るものと推測されるものである．

4. 破碎せる面積(a)は，供試體面の破碎せる面積全部即ち煉瓦の部分も，周圍のモルタルの部分も區別せず測定せる面積である．

5. 破碎せる面積(b)は1個の彈丸により，目的とする試料が破碎せらるゝもの豫想される面積である．

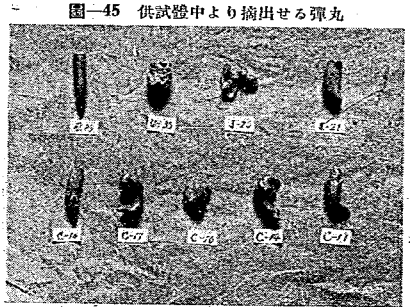
6. 破碎せる容積(a)及(b)につきても，4,5と同樣の區別をなせるものである．

7. 4行目の +b は彈子の長さ

この中 J—22 乃至 N—33 は試料中に彈丸の止つて居ないものである．C—10 乃至 J—21 の 8 個は試料中に彈丸が止つて居るものと推測されたものである．之等 8 個について表—13 の 3 行目の概測値 (1) と 4 行目の實測値 (2) とを比較するに，いづれも實測値 (2) の方が概測値 (1) より大である．其の差は彈丸の先端までの距離と後端までの距離の差に原因する．

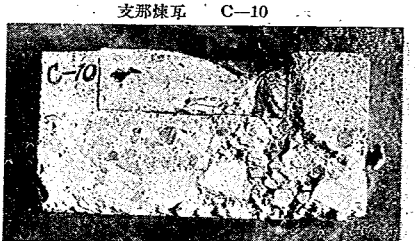
彈丸は供試體内に穿入するに際して垂直にのみ進行せず，多くは斜の方向にそれて居る．彈丸自身も種々に變形して居ることは圖—45 に示すが如くであるから，彈丸穿入の深さを其の進行の經路に沿つて測定せる距離 (d) は實測値 (2) (圖—44 では D にて示す) とは相違する．彈丸進行經路に沿ひ測定せる距離を示せば表—13 の 11 行目の如くである．彈丸進行經路の模様は圖—46 乃至圖—58 の寫眞に見る如くである．圖中彈丸の先端の止りし位置は×印を以つて示してある．又彈丸のはじき返された試料では，×印を以つて破碎部の最深個所を示した．彈丸命中點の中心と彈丸先端位置とを結ぶ直線と供試體表面とのなす角 α は表—13 の 12 行目に記入してある．この角 α (圖—44 參照) の小なる程 垂直方向より餘計それて居るものと考へてよい．摘出せる彈丸は圖—45 に示すが如し．

圖—45 供試體中より摘出せる彈丸



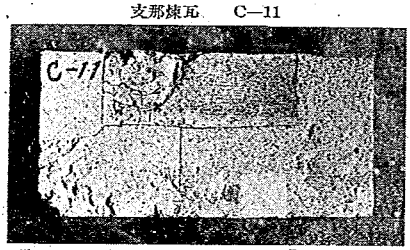
備考 上左端は彈丸の原形を示す．其の他は供試體中より摘出せるもので，附記せる番號は彈丸を摘出したる試料の番號である．

圖—46 射撃後供試體切斷面
支那煉瓦 C—10



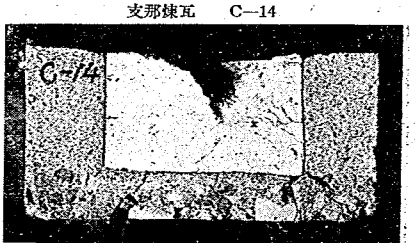
備考 上部中央は煉瓦，下部はコンクリート，煉瓦の周圍はモルタル．彈丸は煉瓦を貫通しコンクリート中に止つて居た．彈丸は右へそれ，角 $\alpha=77°$

圖—47 射撃後供試體切斷面
支那煉瓦 C—11



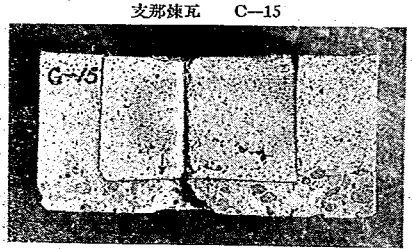
備考 彈丸の先端は煉瓦中×印に止つて居た．煉瓦中の彈丸の經路は稍斜左にそれて居る．角 $\alpha=59°$

圖—48 射撃後供試體切斷面
支那煉瓦 C—14



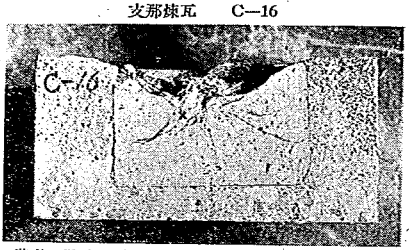
備考 彈丸の先端は煉瓦中×印に止つて居た．彈丸はやゝ右にそれたるが如きも，角 α は不明である．

圖—49 射撃後供試體切斷面
支那煉瓦 C—15



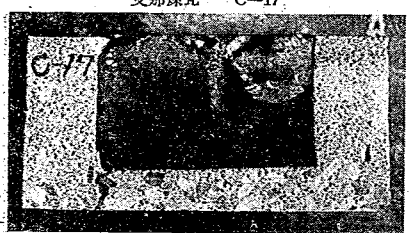
備考 彈丸は煉瓦を略垂直に貫通し，下部のコンクリートをも貫通破壞して居る．

圖—50 射撃後供試體切斷面
支那煉瓦 C—16



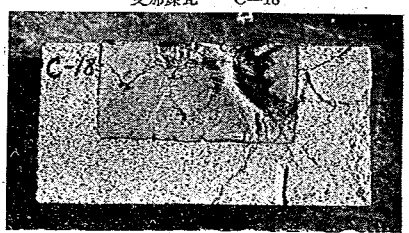
備考 彈丸の先端は煉瓦中×印に止つて居る．彈丸の衝撃をうけたる所は甚しく破壞せられ破片甚多し．彈丸はやゝ左にそれ，角 $\alpha=60°$ である．

圖—51 射撃後供試體切斷面
支那煉瓦 C—17



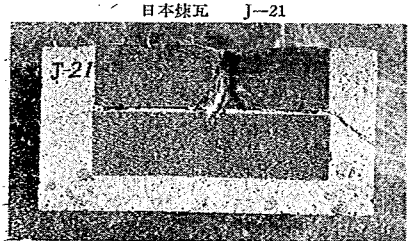
備考 この供試體は2發射撃を受けて居る．其の中1發は煉瓦を貫通した．他の1發は本圖に示す如く煉瓦中に止つた．

圖—52 射撃後供試體切斷面
支那煉瓦 C—18



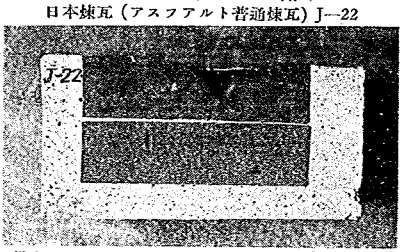
備考 彈丸の先端は煉瓦中×印に止つた．彈丸の經路はやゝ斜右にそれて居る．角 $\alpha=46°$

圖—53 射撃後供試體切斷面
日本煉瓦 J—21



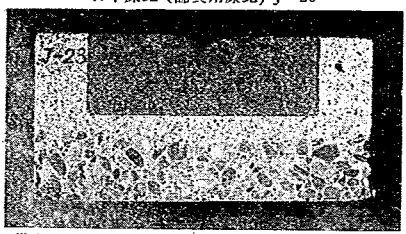
備考 本煉瓦は普通煉瓦である．その2枚をうすいモルタルで結合して重ねてある．彈丸は煉瓦1枚を貫通し，2枚目の表面で止つて居る．角 $\alpha=71°$

圖—54 射撃後供試體切斷面
日本煉瓦（アスファルト普通煉瓦）J—22



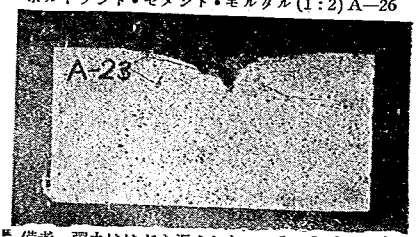
備考 本煉瓦は普通煉瓦にアスファルトを滲透せしめたものである．彈丸は煉瓦を深 3.5cm 許り破壞せるのみで彈き返されて行衛不明となつた．

圖—55 射撃後供試體切斷面
日本煉瓦（舖裝用煉瓦）J=23



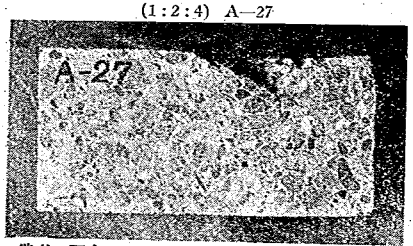
備考 彈丸ははじき返されて行衛不明である．破壞極めて少し．本煉瓦は强度頗る大なるものである．

圖—56 射撃後供試體切斷面
ポルトランド・セメント・モルタル（1：2）A—26



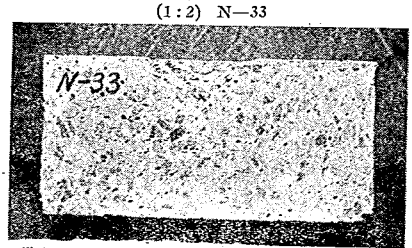
備考 彈丸ははじき返された．×印は彈丸の衝撃により破壞された最深個所を示す．

圖—57 射撃後供試體切斷面
ポルトランド・セメント・コンクリート
（1：2：4） A—27



備考 彈丸ははじきかへされた．

圖—58 射撃後供試體切斷面
ネオソリヂチツト膠石
（1：2） N—33



備考 彈丸ははじき返された．

［4］ 破碎せられた部分の面積

各供試體面の彈丸により破碎せられた部分を紙上に寫し取り，プラニメーターを以つて，其の面積（a）を測定した．破碎面積が煉瓦と其の周圍のモルタルとの兩部に及ぶものについては，煉瓦部分につき彈丸命中點を通る直徑と破碎面積の周とに圍まるる面積を求め，この2倍を以つて煉瓦の破碎面積（b）と見なした．表—13 中6行目及び7行目に，破碎面積（a）及（b）を揭げてある．C—9, C—10, C—16 を除き，支那煉瓦は破碎面積は少い．卽ち彈丸は煉瓦の表面をあまり多く破碎せずして煉瓦內部に突入し，其の甚しきものは煉瓦を貫通する．

日本煉瓦 J—21, J—25（いづれも普通煉瓦）も支那煉瓦に類する．然るに J—22, J—23, J—24 は之と異る．J—22 は破碎面積大なるも彈丸は煉瓦內に止らない．J—23, J—24 は彈丸をはじきかへし，且つ破碎面の深さ及び面積共に少い．この結果はこの2つの煉瓦が緻密で强度の頗る大なるに依るものと考へられる．

モルタル，コンクリート，膠石類は概して破碎面積は大きい．膠石については普通裝藥の彈丸と弱裝藥の彈丸との兩者を用ゐて射擊を行つたが，當然の結果として弱裝藥の場合は普通裝藥の場合に比して，破碎の深さ及び破碎面積は共に小である．卽ち射程が 50m の場合と 500m の場合とでは，上記配合の膠石に於て，試料破壞の程度は表—14の如き比較結果を示し，射程 500m の場合は彈丸穿入深は 50m 場合の半分以下であり，破碎

面積 (b) は6割以下である.

[5] 破碎せられた部分の容積

各供試體の破碎せられた部分の面積比較は [4] 節に揭げた通りであるが, 破碎量を比較するには其の容積を考ふる方が適確である. 仍ち破碎部分にパテ詰め表面を平にし, 然る後にパテを剝して其の重量を秤り, パテの比重を以つて之を除して, 破碎部分の容積の概略値を求めた. 本實驗はあまり精確を期する譯には行かないが, 各供試體につき大約の比較をなすには充分である. 本實驗に用ゐたパテの比重は 2.17 であつた.

表—14　射程 50m 及び 500m の場合の膠石破碎程度の比較

試料		射程	彈丸穿入深	破碎面積 (b)	破碎容積 (b)	破碎平均厚	平均比率
A—31		50m	1	1	1	1	1
A—32		500	0.44	0.59	0.34	0.59	0.49
ネオソリデット膠石	N—33	50	1	1	1	1	1
	N—34	500	0.32	0.34	0.13	0.40	0.30

破碎容積は表—13 の 8 行目 (a) 及び 9 行目 (b) に記載してある. (a) は全破碎部分の容積で, (b) は彈丸 1 發に對し, 問題とする煉瓦或はセメント混合物の破碎容積である.

之に依つて見ると破碎容積 (b) は略破碎面積 (b) と平行して居る. 即ち支那煉瓦 C—11, C—14, C—15, C—17, C—18 等は破碎容積は少く, C—16 のみは破碎容積は大である.

日本煉瓦 J—21, J—25 は支那煉瓦に類する. J—22 は破碎容積は比較的大であるが, 支那煉瓦 C—16 と異なる所は彈丸の彈きかへされてゐることである. J—23, J—24 は破碎容積は小である.

モルタル, コンクリート, 膠石類は概して破碎容積は大である. モルタルに於て A—26 と N—28 とが破碎容積に於て著しく異るは, 偶然の結果か, セメントの種類の異る爲か不明である. コンクリートに於ては A—27 及 N—29 はセメントを異にするが, 破碎容積に於て殆ど相違がない.

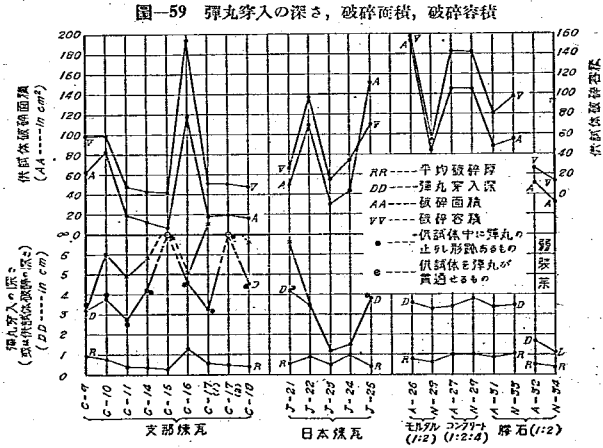
膠石に於ても A—31 と N—33 とは, セメントを異にするが, 破碎容積が著しく異つて居ない.

普通裝藥彈丸にて射擊せる A—31 及 N—33 と弱裝藥彈丸にて射擊せる A—32 及 N—34 とを比較すれば, 弱裝藥によるもの>破碎容積の小なることは當然と言ひ得る.

破碎容積と破碎面積との比を取れば表—13 の 10 行目に示す如くで, この數値は破碎部分の平均厚とも見做さるべきものである. 平均破碎厚は 0.29 乃至 1.30 cm で試料毎に異る.

彈丸穿入深概測値, (DD), 同實測値(×印) 供試體破碎面積, (AA), 供試體破碎容積, (VV) 平均破碎厚 (RR)

圖—59　彈丸穿入の深さ, 破碎面積, 破碎容積



を圖示すれば圖—59 の如くである．圖—59 に示せる彈丸穿入の深さ (DD) は，概測値を掲げたものであるが，支那煉瓦に於ては，其の實測値 (×印) は，之より遙かに大であることは前述せる通りである．

[6] 小銃射撃試驗概括

小銃射撃の結果を見るに C—9 以外の支那煉瓦はすべて彈丸が煉瓦の内部まで穿入する．强度の低い支那煉瓦 C—15, C—17) では彈丸は厚 11cm 以上を貫通して居る．之等の煉瓦は彈丸の衝撃による破碎片は少く，從つて破碎容積は少い．强度稍大なる支那煉瓦 (C—16, C—9) にありては彈丸は煉瓦内に止るが破碎容積は却つて大である．

日本煉瓦 J—21 (普通煉瓦) は，支那煉瓦の强度大なるものほど破碎容積は多くない．

之に反してセメント・モルタル，コンクリート，膠石等は强度に於ては，支那煉瓦中の强度大なるものと格段の相違なきに拘らず，彈丸は供試體より彈き返され，供試體内には止らない．いづれも，彈丸は表面より 4.0cm の所までは達してゐないが破碎容積は比較的大である．

更に强度大なる日本煉瓦 J—23, J—24 では彈丸が煉瓦を深く穿たずして彈き返され，煉瓦の破碎容積も少く，小銃彈に對する抵抗が最も强い．

上記の狀態を類別すれば，

1. 强度甚だ小なる煉瓦は，小銃彈深く穿入するも，破片は少い．
2. これより强度の稍大なる煉瓦は，彈丸は煉瓦内に止るも破片はかへつて多い．
3. セメント混合物に對しては，彈丸は深く穿入せず，はじきかへさるゝも破片は多い．

表—15 小銃射撃結果比較例

狀態類別	試料番號	强度 kg/cm² 壓縮	强度 kg/cm² 曲げ	射撃後 穿入深實測値 cm	射撃後 破碎平均厚 cm	射撃後 破碎容積 cm³	備考
① 彈丸深く穿入し破片少き煉瓦	C—15	150.5	24.2	> 11.6	0.29	2.1	
	C—17	184.8	48.3	> 11.1	0.55	10.4	4 種ともすべて支那煉瓦である．
	C—11	321.7	48.0	4.9	0.41	7.7	
	C—18	344.8	64.4	6.6	0.47	7.8	
② 破片多き煉瓦	J—21	467.7	92.4	6.6	0.52	25.4	日本普通煉瓦
	C— 9	334.7	81.5	3.2	0.95	58.2	支那煉瓦
	C—16	359.6	81.9	5.1	1.30	153.5	同上
	J—22	404.1	125.6	3.5	0.88	96.8	日本アスファルト煉瓦
③ モルタル 1:2	A—26	366.8	44.0	3.5	0.81	156.8	ポルトランド・セメント・モルタル
	N—28	267.2	50.0	3.5	0.64	53.5	ネオソリヂチット・モルタル
③ コンクリート 1:2:4	A—27	…	…	3.4	0.99	143.9	ポルトランド
	N—29	…	…	3.8	0.99	142.5	ネオソリヂチット
③ 膠石 1:2	A—31	…	…	3.9	0.90	80.2	ポルトランド
	N—33	…	…	3.5	1.02	96.4	ネオソリヂチット
④ 彈丸深く穿入せず，破片も少き煉瓦	J—23	1452.2	208 5	1.2	0.53	15.2	鉛裝煉瓦
	J—24	979.0	168.3	1.5	0.98	33.6	アスファルト礎質煉瓦

4. 强度極めて大なる煉瓦は，彈丸の穿入することも少く，破片も少い．

これ等の關係を代表的の試料に依つて例示すれば表—15の如くになる．同表中 ①, ②, ③, ④ にて狀態類別を示した．

V. 小銃による射撃試驗 (2)……アスファルト混合物

曩に煉瓦及びセメント混合物に就て小銃射撃試驗を行つたが，之れ等はいづれも剛質體であるに反し，アスファルト混合物は可塑性物質に屬し，其の性狀を著しく異にする．仍つて煉瓦の場合と比較する目的を以つて，之等についても小銃射撃試驗を行つた．

[1] 供 試 體

小銃射撃試驗に用ゐた供試體は 20×20×15cm の大きさを有し，配合 1:3:6 のセメント・コンクリート基礎上に次の4種類のアスファルト混合物を置いたものである．

1. アスファルト・モルタル (砂及びアスファルトの混合物)
2. シート・アスファルト混合物 (中間層を有す)
3. アスファルト及び石粉，砂混合物 (中間層を有せず)
4. トペカ混合物

上記4種の供試體の材料混合割合，厚さ等は下記の通りである (表—16)．

(1) アスファルト・モルタル供試體

アスファルト・モルタル供試體は，配合 1:3:6，厚 7cm のセメント・コンクリート基礎上に砂及びアスファルトの混合物厚 8cm を置いたものである．砂及びアスファルトの配合は表—16(A) に示す如く 90:10 より 80:20 まで 5 種の變化がある．針度 40～50 の硬質アスファルトを用ゐたものは5種，針度 170 の軟質アスファルトを用ゐたもの3種である．

(2) シート・アスファルト供試體

シート・アスファルト供試體は，厚 7cm の基礎の上に碎石70%，砂 19.5% 石粉 3.5% 及びアスファルト 7%よりなる中間層 4cm を置き，其の上に，砂，石粉及びアスファルトの混合物よりなるシート・アスファルト層厚 4cm を置いたものである．表層の配合は表—16 の (B) に示す如く，4 種の變化がある．

この中アスファルト 10%, 12.5%, を含むものは，通常の道路鋪裝に用ゐられるシート・アスファルト表層混合物に近い配合のものである．アスファルト 5% のものは，アスファルト量甚だ少く，アスファルトは單に砂石粉混合物の形態を保つに役立つ程度のものである．アスファルト量 15% の混合物は，鋪裝用としては甚だ軟質に過ぐるものあでる．アスファルトの針度はすべて 40～50 を用ゐた．

シート・アスファルトに使用した砂は次の配合を有する．

10番～40番	25%
80番～200番	30%
計	100%

表—16 小銃射撃試驗用アスファルト混合物供試體

(A) アスファルト・モルタル混合物

符號	表層の厚さ cm	中間層の厚さ cm	基礎の厚さ cm	表層混合の配合% 碎石	砂	石粉	アスファルト	備考
SA—1	8	—	7	—	90	—	10	日石アスファルト針度 40～50
SA—2	8	—	7	—	87.5	—	12.5	
SA—3	8	—	7	—	85	—	15	
SA—4	8	—	7	—	82.5	—	17.5	
SA—5	8	—	7	—	80	—	20	
SA—6	8	—	7	—	90	—	10	日石アスファルト針度 170
SA—7	8	—	7	—	85	—	15	
SA—8	8	—	7	—	80	—	20	

(B) シート・アスファルト混合物

SP—0	4	4	7	—	80	15	5	表層，中間層とも，日石アスファルト，針度 40～50
SP—1	4	4	7	—	75	15	10	
SP—2	4	4	7	—	72.5	15	12.5	
SP—3	4	4	7	—	70	15	15	

(C) 砂石粉アスファルト混合物

SM—1	8	—	7	—	62.5	20	17.5	日石アスファルト針度 40～50
SM—2	8	—	7	—	60	20	20	
SM—3	8	—	7	—	55	20	25	

(D) トベカ混合物

T—0	8	—	7	25	50	11	7	日石アスファルト針度 40～50
T—1	8	—	7	25	55.5	11	8.5	
T—2	8	—	7	25	55	11	9	
T—3	8	—	7	25	54.5	11	9.5	
T—4	8	—	7	25	53	11	11	

備考 i) 基礎は何れも 1:3:6 セメント，コンクリートである．(昭和14 年 2 月 3 日作製)

ii) 中間層は SP 類のみに設けた．其の配合は碎石 70%，砂 19.5%，石粉 3.5% 及びアスファルト 7% である．

iii) SP 類に使用した砂の粒度は 10～40 番 25%，40～80 番 45%，80～200 番 30% である．

(3) 砂—石粉—アスファルト混合物供試體

この混合物供試體は，前記シート・アスファルト供試體の中間層を除き，厚 8cm 全部を シート・アスファルト表層に類する砂—石粉—アスファルトの混合物を以つて置きかへたるもので，唯アスファルト量を多量とし 17.5～25% を用ゐたものである．基礎は 1:3:6 セメント・コンクリート を用ゐた．砂の配合及びアスファルト針度はシート・アスファルト供試體の表層と同様である．

(4) トベカ供試體

この供試體は 1:3:6 セメント・コンクリート基礎厚 7cm 上にトベカ混合物厚 8cm を置いたもので，トベカ混合物は 15～2mm の碎石を 25%，2～0.075mm の砂 55～53%，塡充材(石粉) 11%，アスファルト 9.0～11.0% を混合鋪設せるもので，アスファルトの針度は 40～50 である．これ等のトベカ配合 J—1 乃至 J—3 は通常街路或は交通頻繁なる國道等の鋪裝に使用せらるゝものと同程度のものである．

[2] 射撃條件

アスファルト混合物は，其の機械的強度の上より見て煉瓦或はセメント混合物に比して低いのを常とする．2～3 個のアスファルト混合物供試體を射程 50m，普通裝藥彈を以つて射撃したるに，殆ど供試體の全厚を貫通したるを以つて，比較試驗としては弱裝藥彈を用ふるを適當と認め，其の他の全供試體につき弱裝藥彈を以つて射撃を行つた．射撃は昭和 14 年 3 月 3 日，前回と同樣に陸軍造兵廠東京研究所内射撃場に於て行はれた．氣溫は 13～15°C であり，供試體混合物の溫度も略之と同樣と考へられた．アスファルト混合物の性質は溫度の影響を受くること多きを以つて，嚴冬期，夏季等に試驗を行へば，其の結果は本試驗と多少異るであらう．

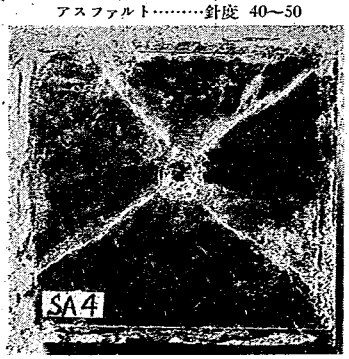
[3] 射撃後の外觀，小銃彈穿入の深さ，破碎せる面積，破碎せる容積等

上記諸種のアスファルト混合物供試體射撃後，煉瓦の場合と同樣に其の外觀，小銃彈穿入の深さ，破碎せる面積，破碎せる容積等を測定した．之等の結果は總括して表—17，表—18，表—19 に示した．

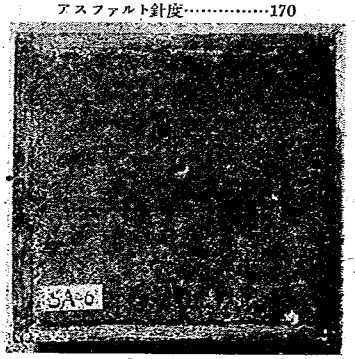
(1) 外觀檢査

20 個の供試體中，アスファルト・モルタル供試體 SA—1，SA—2 SA—3 は普通裝藥彈を以つて，射程 50m にて射撃を行つたが，裝藥量が多すぎ，SA—1 及び SA—3 の 2 供試體は全然破損してしまつた．依つて其の他の供試體については裝藥量を半減し弱裝藥彈を以つて試驗を行つた．

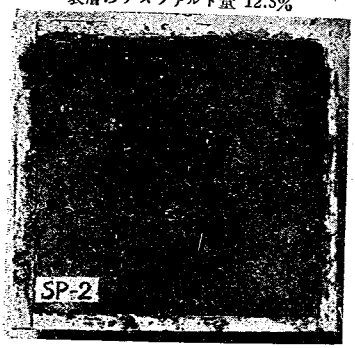
圖—60 アスファルト・モルタル
SA—4 (砂：アスファルト=82.5：17.5)
厚……8cm
アスファルト……針度 40～50



圖—61 アスファルト・モルタル
SA—6 (砂：アスファルト=90：10)
厚……8cm
アスファルト針度……170



圖—62 シート・アスファルト
中間層 4cm 表 層 4cm
表層のアスファルト量 12.5%

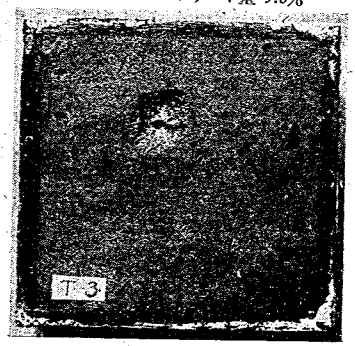


圖—63 砂—石粉—アスファルト
混合物. 厚 8cm, アスファルト量 20%

アスファルト・モルタル SA—4 及 SA—5 の 2 供試體は比較的アスファルト量の多いものであるが, 小銃彈は供試體面を破損することは少く, 彈丸は供試體內部に深く穿入し, 供試體の表面には. 表—17 の 4 行目に記載せる如き龜裂を生じて居るに過ぎない. 其の I 例として SA—4 につき其の外觀を示せば圖—60 の如くである.

アスファルト・モルタル SA—6 乃至 SA—8 は SA—1 乃至 SA—5 に比し其のアスファルトを異にし, 軟質アスファルトが用ゐられて居る. 硬質アスファルトを用ゐたものに比して龜裂が著しく少い. SA—6 の如きは龜裂全くなく, 彈丸の穿入せる孔以外に破損を見ないことは圖—61 に示す通りである.

圖—64 トベカ T—3
厚 8cm アスファルト量 9.5%



中間層を有するシート・アスファルト供試體 SP—0 乃至 SP—3 にありても, 表面の破損は概して少く. 唯龜裂を生ずることは表—18 の 4 行目に記した通りである. SP—2 の外觀は圖—62 に示してある.

中間層を有せず, アスファルト量比較的多きシート・アスファルト表層混合物 SM—1 乃至 SM—3 についても龜裂を生ずることは同樣で, アスファルト量の增加によりて龜裂を防ぐことは困難な樣である. この種類の混合物の射撃後外觀は圖—63 に示してある.

トベカ供試體 T—0 乃至 T—4 は碎石を含み. アスファルトモルタル或はシート・アスファルト供試體に比し其の質が不均等であり, 彈丸の衝撃により表面の破碎することは幾分多い. 其の一例は圖—64 に示す如くである.

(2) 彈丸穿入の深さ

アスファルト混合物の供試體は煉瓦供試體の如く, 之を鋸にて切斷して其の中の彈丸を取り出すに困難なりし爲, 供試體を適當に破碎し彈丸の穿入せる深さを測定した. 小銃彈は場合により供試體中に垂直に穿入して居な

表—17 アスファルト混合物供試體

射撃後狀態……アスファルトモルタル供試體

但し 氣温 13～15°C

裝藥量 弱裝（但し SA—1, 2, 3 を除く）

試料符號	試料厚 cm	アスファルト含有量 %	概狀	小銃彈(4)穿入の深 cm	破碎せる部分の 深さ cm	面積 cm²	容積 cm³	破碎平均厚 cm
SA—1	〃	10	(1), (2),	…	…	…	…	…
SA—2	〃	12.5	放射狀龜裂3本(3)	7.02	1.08	3.3	1.4	0.42
SA—3	〃	15.0	(1), (2),	…	…	…	…	…
SA—4	〃	17.5	放射狀龜裂4本，環狀龜裂4本	8.04(3)	1.04	3.7	2.2	0.59
SA—5	〃	20.0	放射狀龜裂4本，環狀龜裂2本	8.85(3)	0.43	7.0	1.8	0.26
SA—6	〃	10.0	小銃彈の穿入せる孔あるのみにして，龜裂なし.	7.92(3)	…	0.4	…	…
SA—7	〃	15.0	放射狀龜裂3本，但し短くして毛髮狀龜裂である.	8.97(3)	0.21	8.2	2.0	0.24
SA—8	〃	20.0	殆ど龜裂なし.	8.54(3)	0.5	1.6	1.2	0.74

表—18 アスファルト混合物供體射撃後狀態

シート・アスファルト供試體及び砂—石粉—アスファルト混合物供試體

但し, 氣温 13～15°C, 弱裝藥彈

試料符號	試料厚 cm	アスファルト含有率 %	概狀	小銃彈穿入の深さ cm	破碎せる部分の 深さ cm	面積 cm²	容積 cm³	破碎平均厚 cm
SP—0	8	5	放射狀龜裂5本，環狀龜裂2本	5.85	…	0.2	0.0	…
SP—1	8	10	放射狀龜裂5本，環狀龜裂2本	6.85	1.24	11.9	3.9	0.33
SP—2	8	12.5	放射狀龜裂6本，環狀龜裂2本	6.82	0.20	3.9	1.5	0.39
SP—3	8	15.0	放射狀龜裂6本，環狀龜裂2本，恰も蜘蛛の巢の如く生ず.	6.15	0.35	4.9	2.1	0.43
SM—1	8	17.5	放射龜裂5本，環狀龜裂1本	8.21(3)	0.85	24.3	5.0	0.21
SM—2	8	20.0	放射狀及び環狀龜裂無數に生じ，蜘蛛の巢狀を呈す.	7.70	0.54	2.2	1.1	0.50
SM—3	8	25.0	同上，其の程度一層大である.	8.21(3)	0.13	1.6	0.5	0.31

表—19 アスファルト混合物供試體射撃後狀態

トベカ供試體 附膠石・

但し 氣温 13～15°C, 弱裝藥彈

試料符號	試料厚 cm	アスファルト含有率 %	概狀	小銃彈穿入の深さ cm	破碎せる部分の 深さ cm	面積 cm²	容積 cm³	破碎平均厚 cm
T— 0	8	7	破碎せるも龜裂を生ぜず	2.54	2.46	56.4	25.1	0.45
T— 1	8	8.5	放射狀龜裂3本	4.43	0.93	24.0	12.4	0.52
T— 2	8	9.0	短き放射狀龜裂8本，環狀龜裂1本	2.55	2.45	17.0	29.7	1.70
T— 3	8	9.5	毛髮狀の放射狀龜裂4本	3.97	0.74	7.7	17.3	2.25
T— 4	8	11.0	短き放射狀龜裂8本，環狀龜裂2本	3.12	0.93	6.1	2.5	0.41
A—35	…	15		1.7		51.9	27.3	0.53
N—35	…	15		1.1		32.2	12.9	0.40

表—17 乃至表—19 に對する備考

（1） SA—1, SA—2, SA—3 は普通裝藥彈にて射撃した.

（2） SA—1, SA—3 は全く破壞せるを以つて測定せず.

（3） 小銃彈がアスファルト混合物を全く貫徹し，基礎セメント・コンクリート部分にまで達したものである.

（4） 小銃彈穿入の深さは，供試體表面より，小銃彈の尖端までの垂直距離にて示す.

い場合もあるが，彈道に沿ふての穿入距離を測定し難がりしを以つて，こゝに示した深さは供試體表面より彈丸先端までの垂直距離である．各供試體中の彈丸穿入深さは表—17 乃至表—19 の 5 行目に記載してある．アスファルト・モルタル SA—4 乃至 SA—8 にありては，彈丸はすべて厚 8cm の供試體を貫通して基礎コンクリートまで及んで居る．シート・アスファルト供試體 SP—0 乃至 SP—3 に於ては穿入の深さは 6～7cm である．砂—石粉—アスファルト混合物 SM—1 乃至 SM—3 にありては，殆どこれを通過して居る．

トペカ供試體にありては，其の中に含まるゝ碎石によつて阻まるゝ爲，穿入深は 2.5 乃至 4.5 位に止つて居る．アスファルト量 7.0～11.0% 位の範圍に於てはアスファルト量の相違が穿入深に及ぼす影響は明かでない．これはトペカ混合物が碎石を含む不均等混合物 (Heterogeneous mixture) なるに歸因する．ある供試體に於ては，彈丸の所在の明でないものがある．かゝるものにあつては穿入深は破碎部の最深個所に於ける深さを測定した．

(3) 供試體中より摘出せる彈丸

穿入深測定の爲供試體中より摘出せる彈丸は，殆ど原形に近いものもあり，全く原形を止めざる程度まで打ちひしがれてゐるものもある．大體に於て砂—石粉—アスファルト混合物に止りしものは原形に近く，アスファルト・モルタルを貫して基礎コンクリートに及びしもの，シート・アスファルト表層を通過して中間層の碎石に及びしものは其の尖端がうちひしがれて居る．トペカ供試體に於けるものゝ中には甚しく變形して原形をとゞめないものもある．摘出彈丸の外狀は圖—66 圖—67 に示した通りである．

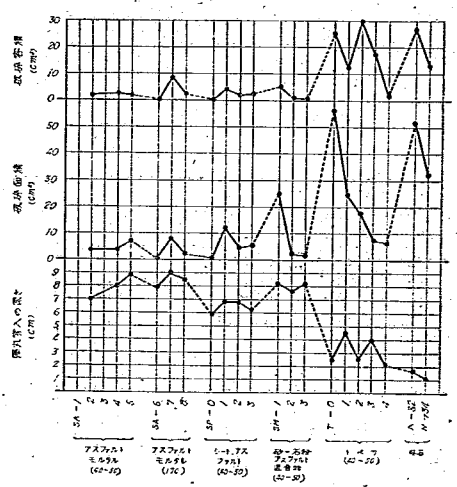
(4) 破碎せられた部分の面積

各供試體面の彈丸により破碎せられた部分 (輪廓) を紙上に寫し取り，プラニメーターを以つて其の面積を測定した．表—17 乃至 表—19 の 7 行目に記した數字はこの面積を示したものである．大體に於てアスファルト・モルタル，シート・アスファルト，砂—石粉—アスファルト混合物等の供試體にありては，破碎面積は少いが，トペカ供試體では稍多い．然しながらトペカ供試體中アスファルト量の比較的多いものは破碎面積が比較的少い傾向が見える．

(5) 破碎せられた部分の容積

破碎せられた部分の容積は煉瓦の場合と同樣にして測定したが，其の結果は 表—17 乃至表—19 の 8 行目に記した通りである．アスファルト・モルタル，シート・アスファルト，砂—石粉—アスファルト混合物にありては破碎容積は極めて少く，大體に於て小銃彈は供試體の表面をあまり破碎することなくして，供試體の內部に穿入してしまふことが分る．トペカ供試體に於ては，破碎容積は稍多く，小銃彈が供試體內部に穿入する前に，其の衝擊個所附近を幾分破損する．

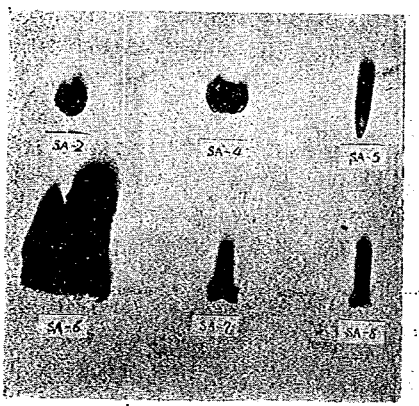
圖—65　彈丸穿入の深さ，破碎面積，破碎容積



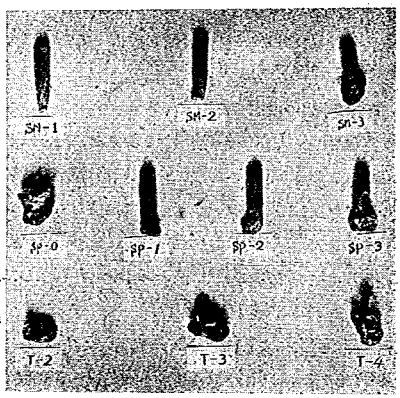
彈丸穿入の深さ，破碎面積，破碎容積等を比較圖示すれば 圖—65 の如くである．アスファルト混合物の場合

をセメント混合物の場合と比較すれば，アスファルト混合物に於ては，概して彈丸は供試體中に穿入し易いが，其の表面の破碎せらる事は少い．アスファルト混合物同志を比較すれば，石粉を含まざるアスファルト・モルタルは彈丸の穿入最も容易であり，石粉を含むシート・アスファルト表層混合物は幾分穿入の深さが少い．トペカ式混合物に於ては彈丸の穿入は遙かに少いが表面の破碎される事が多くなる．

圖—66 アスファルト・モルタルより摘出した彈丸



圖—67 シート・アスファルト(SP)，砂—石粉—アスファルト混合物(SM)，トペカ等より摘出せる彈丸



VI. 耐　火　度

支那煉瓦 C—9 乃至 C—18 及び日本煉瓦 J—21 及び J—23 の 12 種の試料については其の耐火度（熔融して軟化する溫度）を比較した．耐火度の測定は試料を粉碎しこれを練り固めゼーゲル錐と同形同大の試驗錐を作り，爐中に之をゼーゲル錐と共に置き，其の熔融軟化の狀態を比較し，或は熔融軟化の溫度をオプテイカル・パイロメーターを以つて測定し，更にオプテイカル・パイロメーターとゼーゲル錐とを比較し，溫度の補正を行ひて之を定めた．其の試驗結果は表—20 の如くである．

表—20 煉瓦の耐火度

試　料	耐火度	試　料	耐火度	試　料	耐火度
C— 9	1390°C	C—13	1260°C	C—17	1190°C
C—10	1290	C—14	>1425	C—18	1285
C—11	1285	C—15	1410	J—21	1220
C—12	1175	C—16	1290	J—23	1350

上記試驗の成績に依れば，日本煉瓦（普通煉瓦）J—21 の耐火度は 1220°C であり，J—23（舖裝用煉瓦）の耐火度は 1350°C である．支那煉瓦中耐火度の J—21 より低きものは C—16 及 C—17 の 2 つで，其の他はすべて之より耐火度が大である．支那煉瓦 C—9，C—14，C—15 の 3 者は硬質の日本煉瓦 J—23 より耐火度が遙かに高い．C—14 の如きは耐火度最も高く 1425°C 以上に達し，耐火度のみについては甚だ良質である．以上の結果より推察するに，支那煉瓦の原土は其の耐火的の性質に於ては，優良のもの多きを思はしめる．之等の中の適當粘土を用ゐ，本邦の煉瓦燒成技術を以つて製造を行へば，耐火度よろしく，且つ强度其の他の性質の優良なる煉瓦を得べき可能性がある．

要　約

本報告は支那煉瓦 18 個及び比較材料たる日本煉瓦，セメント混合物，アスファルト混合物等に關する試驗の成績を記載したもので．其の要點を摘記すれば凡そ次の如くである．

1. 支那煉瓦の大半は年代の古いもので，原形のまゝ保存の必要ありし爲，唯外觀檢査のみに止め强度の試驗を行はなかつた．

2. 試驗に供したる支那煉瓦中 C—9 は稍古いものであるが，其の他は比較的近代のもので，多くは城壁，城門等に使用せられて居たものである．(表—1 參照)

3. 支那煉瓦は概ね大形 (表—6 參照) のもので，其の色は灰色，帶青灰色，淡灰色，帶黃白色，帶黃灰色等である C—12 空洞煉瓦は赤褐色を呈して居る．打音は C—1, 2, 6, 8, 13, 14, 15, 16, 17 等は清音，其の他は濁音若しくは半濁音を發し，過半は焼成溫度あまり高からざるものゝ如く，推想される．(表—4 參照)

4. 煉瓦の試料は，石鋸を以つて適當に切斷し諸種試驗の供試體を作製したが，支那煉瓦の供試體は孔，龜裂等があり，其質が均一でなかつた．從つて强度試驗の供試體としては完全なものでなかつたが，試料が唯一個のみしかなかつたゝめに止むを得ず，切斷作成せる供試體により强度試驗を行つた．能ふべくは，かゝる試料にありては原形のまゝ强度試驗を行ふべきものたること論を俟たない．(圖—8 乃至圖—17 參照)

5. 支那煉瓦の見掛比重は 1.58～1.91 で多くは 1.70 以上であり，日本普通煉瓦の 1.89 に比して低いものもある．支那煉瓦眞比重は 2.60 乃至 2.83 で多くは 2.7 前後である．日本普通煉瓦の 2.66 より大なるものも多い．支那煉瓦空隙率は 27.7 乃至 42.1% で，其の多くは日本煉瓦の 29.7% より大である．卽ち其の質は概して多孔性である．(表—7 參照)

6. 支那煉瓦の吸水率 (21 日) は 14.0 乃至 24.5% で，之を容積率に換算すれば，空隙率の殆と全部に吸水して居ることゝなる．日本煉瓦 (J—21) の吸水率は遙かに少い．(表—8 參照)

7. 支那煉瓦の强度は，供試體が小型なりし關係上試驗の結果が充分なるものとは考へ難いが，曲げ强さ 24.2～82kg/cm², で，日本煉瓦より低く (表—9 參照)，セメント・モルタル (1:2) 或は (1:1) の程度である．(表—10 參照) 支那煉瓦壓縮强さは 150 乃至 418kg/cm² で概して日本煉瓦より低く，(表—11 參照) セメント・モルタル (1:2) 程度或は之より低いものもある．日本の硬質煉瓦は强度が遙かに大である．

8. 小銃射擊試驗 (50m の射程) に於ては，支那煉瓦の殆と全部が彈丸を供試體內に止むるか，貫通せらるゝかして，これを彈き返す力はない．其の中强度の低いものは破片が少いが，强度の稍大なるものは破片が多い．セメント混合物の强度は煉瓦と同程度であるに拘らず彈丸は彈き返へされ，破片を生ずることが多い．日本の硬質煉瓦は强度遙かに大なる爲，彈丸は彈き返され且つ破片を生ずることも少い．(圖—21 乃至圖—43 及び表—13 參照)

9. 支那煉瓦の耐火度は概して日本の普通煉瓦以上であり，中には耐火度のかなり高いものがある．支那原土が耐火物に優良なものと思はれる．(表—20 參照)

10. 小銃彈射擊試驗の結果に依れば，アスファルト混合物は煉瓦，セメント混合物等と異り可塑性物質に屬し，小銃彈の衝擊に對して，之を反發するだけの力はないが，其の代りに，其の表面の破碎せられる事は少く，小銃彈は供試體內に穿入，抑留さるゝを以つて，破片飛散の被害を受くることが少い．この意味に於てトーチカコンクリート內壁の表面の如き場所にアスファルト混合物を使用することは有利なりと考へられる．

アスファルト混合物中に於ては砂及びアスファルトのみの混合物たるアスファルト・モルタルはこの性質最も良好である．アスファルト・モルタル中，軟質アスファルトを用ゐたるものは硬質アスファルトを用ゐたるものに比し，表面の破碎更に少く，龜裂を生ずることも少い．龜裂發生に關してはアスファルト・モルタル中に於けるアスファルト量を極端に增加してもあまり效果がない．從つて壁體最表面混合物としては，砂：アスファルト＝90：10 前後の割合で充分である．但しかゝる層は垂直壁に於ては溫度に對する安定性良好ならずして，層厚を大ならしめ得ざるを以つて，表面 1.5～2.0cm 位に止め，其の下層は安定度よき他のアスファルト混合物を以つて築造するをよしとす．但しかゝる築造物にアスファルト混合物を實施するには，其の配合，實施の方法等につき更に研究する要あるべし．

尙本試驗は氣溫 13～15°C に於て行はれたものであるから，之より氣溫の低き場合或は高き場合に於ては，試驗結果にある程度の相違あることは考へ得られるが，上記の試驗に於て大體の傾向は推知し得るものと考へられる．

11. 要するに支那煉瓦の原土は相當に優良なものが使用されて居るが，其の形狀寸法が大型であり，原料の配合，燒成技術等が充分でない爲，其の質は均一性を缺き，孔，龜裂等の缺陷があり，空隙比較的多く，吸水することも多い．從つて强度も日本の普通煉瓦以下であるが就中其の 1～2 は極めて强度が低い．小銃彈は支那煉瓦中には深く穿入し，セメント混合物或は日本の硬質煉瓦と趣を異にする．其の耐火度は優良であり，原土は良質なることを推察せしめられる．從つて支那の原土中適當なるものを用ゐ．本邦の燒成技術を以つて煉瓦の製造を行へば，煉瓦として優良なるものを得べし．

昭和十六年一月十日印刷
昭和十六年一月十五日發行

内務省土木試驗所
東京市本鄉區駒込上富士前町二十六番地
電話大塚(86)自3101番至3103番

印刷者　井上源之丞
東京市板橋區志村町五番地

印刷所　凸版印刷株式會社
東京市板橋區志村町五番地