





(1) コンクリート舗装・衣土・切込砂利其の他附近に得易き材料を用ひて、地耐力係数 8.0 以上の路盤を造り、其の上に施工する事を条件として、重交通路線（幅員 18~25m）にはセメント立米當り 4.0 袋使ひ、大體の配合比 1:2:8 の碎石コンクリートを用ひ、中交通路線（11~15m）にはセメント立米當り 3.5 袋と 3.0 袋使ひの 2 種を適宜に用ひ、大體の配合比 1:2:10 の碎石コンクリートを用ふ。何れも表面均しに立米 6.0 袋使ひの碎石コンクリートを用ひ、1m<sup>2</sup> 當りの材料は〔表-4〕の如くである。

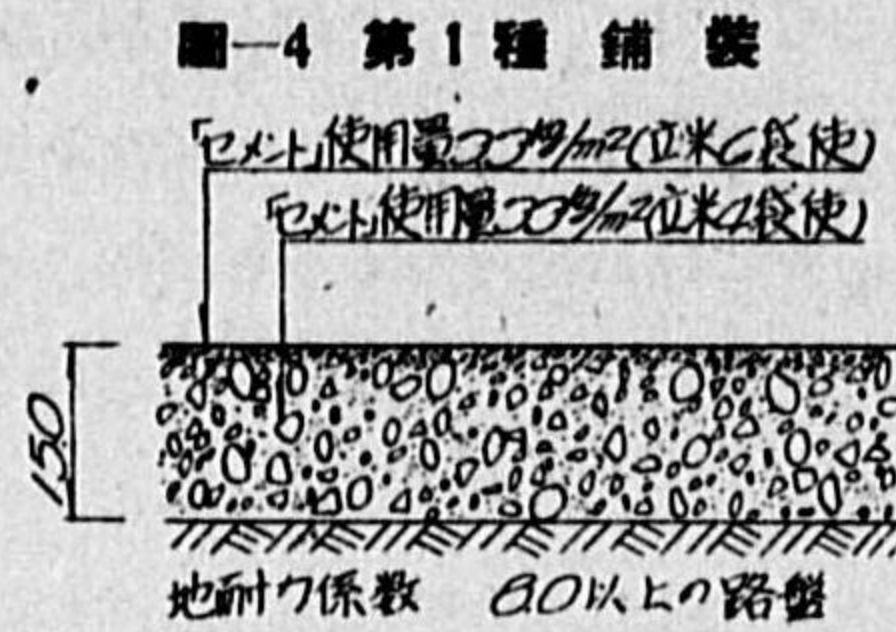


表-4 1m<sup>2</sup> 當り材料表

種 別	セメント (袋)	砂 (立米)	碎石 (立米)
第 1 種	4.0	0.25	1.00
第 2 種	3.5	0.20	1.00
第 3 種	3.0	0.20	1.00
表面均し用	6.0	0.45	0.90

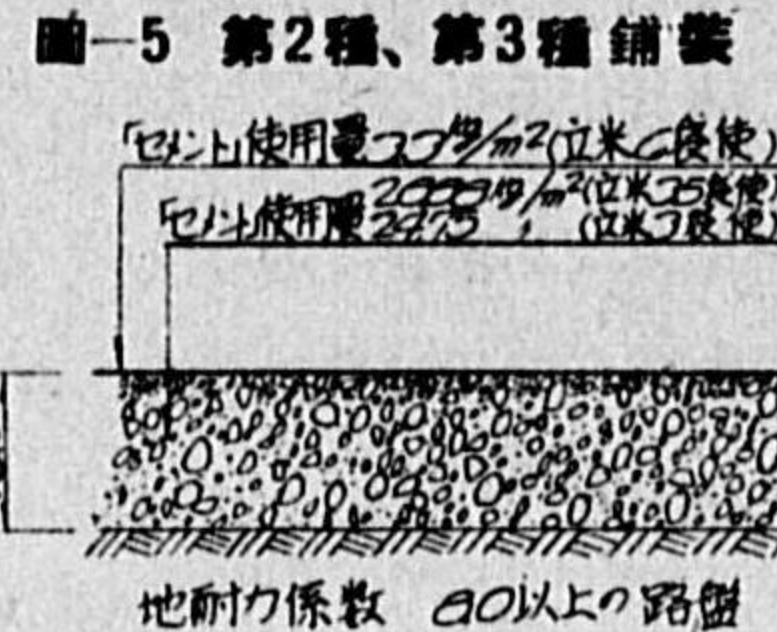


表-5 1m<sup>2</sup> 當り材料表

種 別	セメント (kg)	砂 (m <sup>3</sup> )	碎石 (m <sup>3</sup> )
第 1 種	33.00	0.0410	0.165
第 2 種	28.88	0.0330	0.165
第 3 種	24.75	0.0330	0.165
表面均し用	3.30	0.0005	0.010

材料の粒度は 4. (1) に準據し、所定の路盤に豫め撒水をなし、壓縮減を見込んだ厚さに敷均し、其の上に表面均しコンクリートを不陸無く敷均し、ヴァイブレーター又は第 1 號木蛸にてコンクリートが全面均一性となる迄締固め、次に第 2 號木蛸とテンプレートを用ひ表面均しコンクリートを用ひて不陸を完全に直しつゝ充分に締固めたる後、450kg 手引ローラーを用ひ輾壓し、然る後仕上テンプレートを用ひ仕上をなす。此の間に縦定規を用ひて不陸を検定する。かくして表面の乾き状態適當の頃合に横斷方向に棕櫚箒目を入れる。本工法は充分なる締固めと輾壓に依つて始めて所期の目的を達し得るもの故、入念なる施工の許に密度の高いコンクリートを造る爲材料は 10% 増とする。従つて 1m<sup>2</sup> 當りの材料は〔表-5〕の如くである。

従來東京府土木部に於て施工したコンクリート舗装は、二層式の場合は表層厚 5cm、其の配合 1:1.5:3 (セメント使用立米當り 8.5 袋使ひ) にしてセメント使用量は 21.25kg、下層厚 15cm 其の配合 1:3:6 (セメント使用立米當り 4.53 袋使ひ) にしてセメント使用量は 33.975kg、故に平米當りの使用量は 55.23kg である。尙一層式の場合は厚 15cm、其の配合 1:2:4 (セメント使用立米當り 6.8 袋使ひ) にして、平米當りセメント使用量は 51.0kg である。故に従來の舗装のセメント使用量に對し、節約工法のセメント使用量割合は〔表-6〕の如くである。

(2) コンクリート基礎 地耐力係数 8.0 以上の路盤上に、附近に得易き資材を用ひて地耐力

表-6 1m<sup>2</sup> 當りセメント使用割合

種 別	セメント使用量 kg/m <sup>2</sup>	二層式舗装に對し (%)	一層式舗装に對し (%)
二層式舗装	55.23		
一層式舗装	51.00		
第 1 種舗装	36.30	65.7	71.2
第 2 種舗装	32.18	58.3	63.1
第 3 種舗装	28.05	50.8	55.0

表-7 1m<sup>2</sup> 當り材料表

種 別	セメント (kg)	砂 (立米)	砂利 (立米)	小玉石 (立米)
第 1 種	21.0	0.042	0.084	0.0204
	18.0	0.042	0.084	0.0204
第 2 種	17.5	0.035	0.070	0.022
	15.0	0.035	0.070	0.022

圖-6 第 1 種基礎

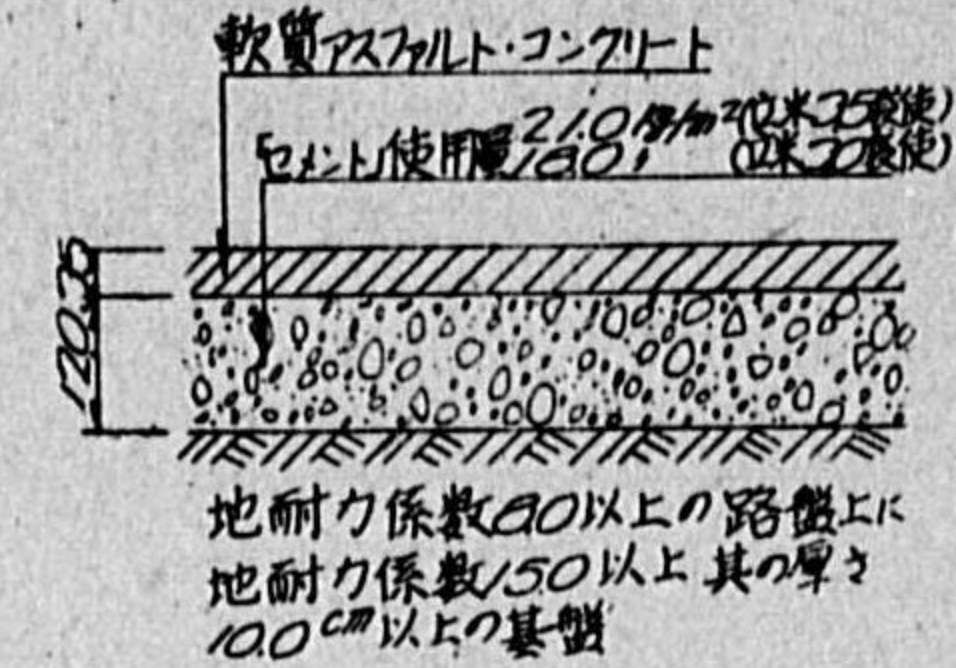
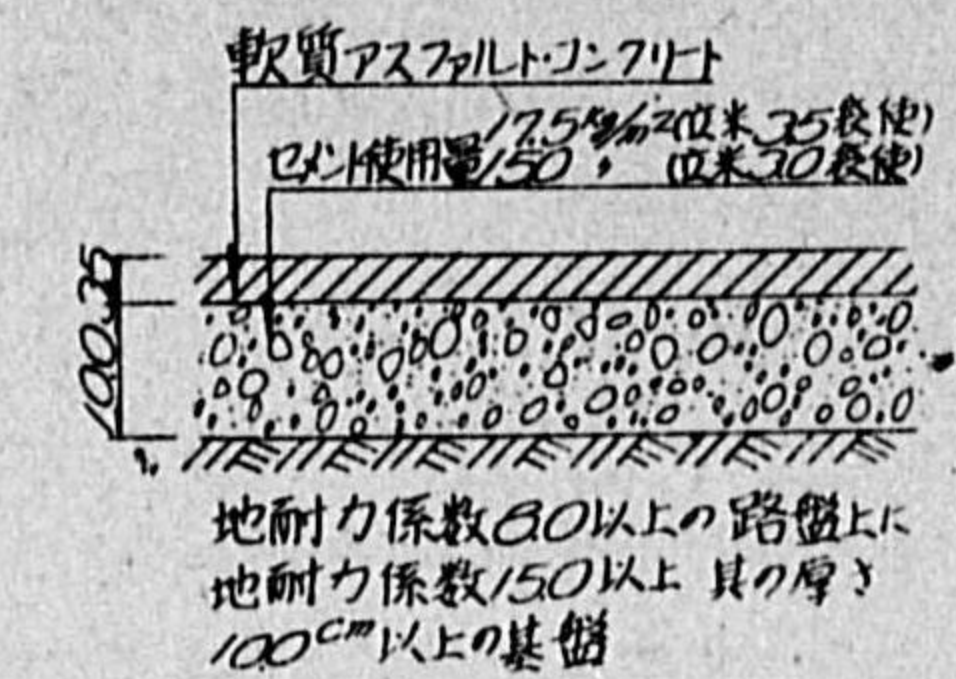


圖-7 第 2 種基礎



係数 15.0 以上、厚さ 10.0cm 以上の基礎を施工する事を条件として、重交通路線には厚さ 12cm〔圖-6〕、中交通路線には厚さ 12cm〔圖-7〕を用ひ、立米當りのセメント使用量は 3.5 及 3.0 袋使ひ、砂 0.35 立米、砂利 0.70 立米、小玉石 (60mm) 0.22 立米とし、1m<sup>2</sup> 當りの材料は〔表-7〕の如くである。

表-8 1m<sup>2</sup> 當りセメント使用割合

従來の舗装基礎コンクリート厚さ 15cm、12cm の 2 種、配合 1:3:6 のセメント使用量に對する割合は〔表-8〕の如くである。尙表装は従來のアスファルト・コンクリート厚さ 5cm、平米當りアスファルトの使用量 10.0kg (割合 9%) に對し、軟質アスファルト・コンクリート厚さ 3.5cm とし、アスファルト使用量 6.72kg (割合 8.5%) 以下となし、其の割合は 62.2% にしてアスファルトの節約を圖つてゐる。

種 別	セメント使用量 kg/m <sup>2</sup>	在來の基礎に對し (%)	
		15cm	12cm
在來の基礎	15 cm	33.98	
	12 cm	27.18	
第 1 種基礎	21.00	61.8	77.3
	18.00	53.0	66.2
第 2 種基礎	17.50	51.5	64.4
	15.00	44.1	55.2



### 4. 舗装用セメント節約に對する一考察

内務技師 中村政男  
内務省横濱土木出張所

#### I. 緒言

セメントを節約すると云ふ事は従來のものより悪いものを作つてもよいと云ふ事ではない。其の工法に改良を加へこれに勝るとも劣ることなきものを必要とするのである。

300 キロの配合のコンクリートの代りに 250 キロのものを用ひる時は、必ず其の強度の低下するは自明の理である。今まで 300 キロを使用して居た舗装を、何等工法上の改良なくしてこれを 250 キロにしてそれで舗装が充分であつたとするならばそれは始めから配合を落すのが當然であつたので研究の不充分と安全率の過大が原因して居たのである。然るに過去に於て一般に現場に於て採用せる施工法に基き實施せる舗装の配合が 300 キロ程度なる時之が安全率を見極め且つ其の施工法を改良する事に依り同一の効果を發揮せしめ多少共セメントを節約するを得たりとすればこれこそ眞の節約となるのである。又は之と構造を異にする貧配合のものに置換へ前者の總工費と維持費との和と後者のそれと比較して安ければこれも經濟的考察からすれば立派な節約となるのである。しかしこの場合には施工者の過去に於ける經驗と上司の理解ある協力を要するのであつて簡單には解決し得ない問題が残されて居る。

次に節約に最も關係深き路盤の改良と舗設作業の改良に就き一言する。

#### II. 路盤の施工法改良による節約

舗装路盤の地耐力を見極め之が増大を圖る事はコンクリートの厚さに影響を齎らす。地耐力の計量方法は下式を以て算出し得る。

$R$  = 輾壓機の重量 (キログラム)

$l$  = 同上の巾 (センチ)

$r$  = 同上の半径 (センチ)

$\sigma_c$  = 地耐力

$\delta_1$  = 輾壓直後の路盤の沈下量 (センチ)

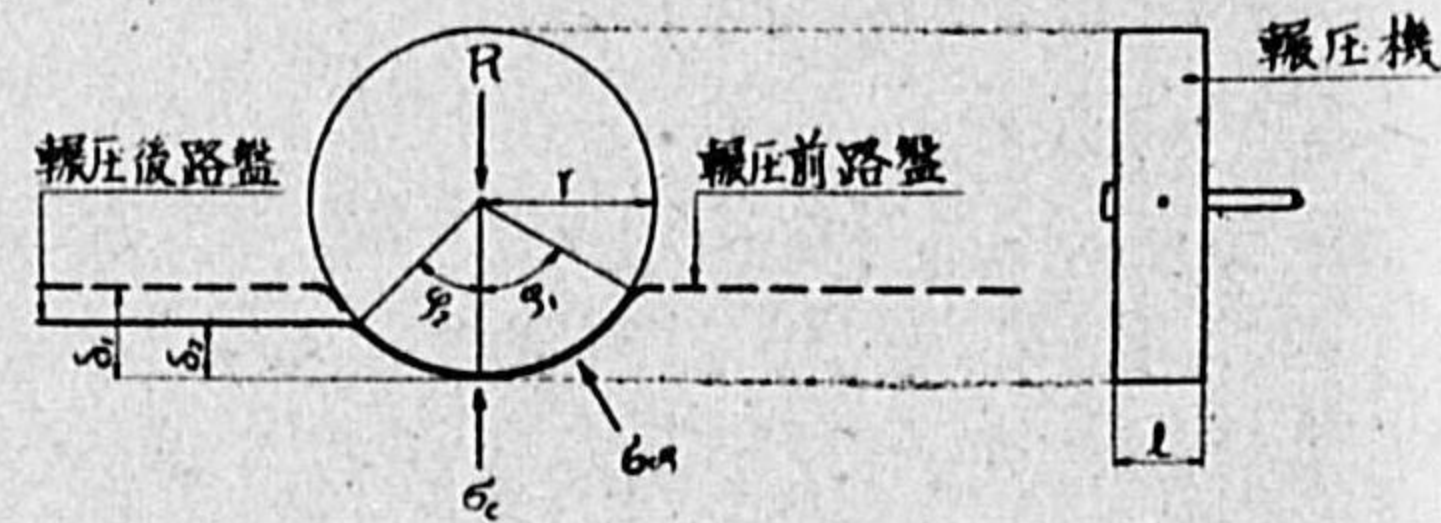
$\varphi_1$  = 同上輾壓機との中心角

$\delta_2$  = 輾壓後の路盤の弾性による盛り上り量 (センチ)

$\varphi_2$  = 同上輾壓機との中心角

$$R = \int \sigma_c \cdot r \cdot d\varphi \cdot l \cdot \cos\varphi$$

$$= \sigma_c \cdot r \cdot l \cdot \left[ \int_0^{\varphi_1} \cos^2\varphi \cdot d\varphi + \int_0^{\varphi_2} \cos^2\varphi \cdot d\varphi \right]$$



$$= \sigma_c \cdot r \cdot l \left[ \int_0^{\varphi_1} \frac{1}{2} (\varphi + \sin\varphi \cos\varphi) \right] + \sigma_c \cdot r \cdot l \left[ \int_0^{\varphi_2} \frac{1}{2} (\varphi + \sin\varphi \cos\varphi) \right]$$

$$= \sigma_c \cdot r \cdot l \left[ \frac{1}{2} (\varphi_1 + \sin\varphi_1 \cos\varphi_1) + \frac{1}{2} (\varphi_2 + \sin\varphi_2 \cos\varphi_2) \right]$$

$$\sigma_c = \frac{R}{r \cdot l \left[ \frac{1}{2} (\varphi_1 + \sin\varphi_1 \cos\varphi_1) + \frac{1}{2} (\varphi_2 + \sin\varphi_2 \cos\varphi_2) \right]}$$

$$\delta = r - r \cos\varphi = r(1 - \cos\varphi)$$

$$\cos\varphi = 1 - \frac{\delta}{r}$$

例  $\delta_1 = 1$  センチ  $\delta_2 = 0.5$  センチ  $r = 70$  センチ  $l = 45$  センチ  $R = 3500$  キログラム

とする時は、

$$\sigma_c = \frac{3500}{70 \times 45 \times 0.2865} = 3.88 \text{ キログラム/センチ}^2$$

$$= 38.8 \text{ トン/メータ}^2$$

$\delta_1, \delta_2$  等は簡單なる装置を以て計量し得。

地耐力の測定により安全率の大體を知る事が出来る。地耐力の増大は輾壓回数の増加に依り得る事も自然輾壓を以て其の優たるものとする。吾人は局部的な地耐力の増大又は弱點を作らない様心掛けねばならない。即ち版として働かしめる様心掛くべきで梁として働かない様に施工すべきである。在來道路を擴築し舗装をする場合其の接續部は特に留意が必要である。在來路盤の砂利層を全部叩起し之を全面に撒布し不足分は砂利等を以て補ふ方法は前述の一樣なる路盤を得る方法として充分考慮の餘地がある。次に考慮すべきは排水の問題である。路床に水分を多く含む事は全てに悪影響を及ぼすも特に地耐力への影響甚大なるを以て出来るだけ盲暗渠を作る必要がある。又側溝等の改良も必要である。新道路の切取部分及縦斷勾配の變化甚だしき所には絶對的に盲暗渠を必要とする。

#### III. 舗設作業改良による節約

道路の舗装は已むを得ざる場合を除き機械力に依らねばならない。人力を以て施工する場合は如何に嚴重に施工すると雖もコンクリートの完全なる締固めは期待出来ない。人力に依る固練りは最悪の結果を招來する危険ある事を覺悟せねばならない。機械力は大別して、

- i) 壓力を與へるもの
- ii) 振動を與へるもの
- iii) 兩者を混用せるもの

となす。

i) 壓力を與へるものとしては輾壓機、壓縮機等を擧ぐる事が出来る。輾壓機に依るものは極端なる固練を必要とするのみならず人孔等の爲其の施工に弱點を残す恐れあるも熟練すれば推賞すべき方法である。機動力に依り機械を跳躍せしむる壓縮機は工程緩慢にして大なる期待を持ち得ざるも其の操作簡單にして舗装の小修理等をなす時には便利である。壓搾空氣に依る壓縮機は如何なる軟度にも適し其の操作簡單然も完全なる締固めを期待し得。但し人體に與ふる振動甚だ



しき爲め一人にて長時間の操作は不適當である。

ii) 振動を與へるものゝ内代表的ものは振動機である。この機械は操作が非常に簡單であるが多少共コンクリートが軟くなると其の効果を極端に減ずる。又固練の爲に混合機を特種のものとする必要がある。型は棒型、長方形型等あり作業状態に應じて之を選択する。

iii) 兩者混用せるものとしては路面仕上機を擧げる事が出来る。一定の型枠上を運行しつつ締固めをするもので如何なる軟度にも適し操作簡單なるも型枠に相當の費用を要し且つ片勾配等の施工に定規を修正する必要がある。

以上機械力の大要を記したのであるが、之等の機械力を使用する時は過去の實驗により人力施工に比し其壓縮強さに於て 2 割以上の増加を期待する事が出来る。換言すれば約 2 割程度のセメントを節約する事可能なりと考へる次第である。

次に之等の実績による比較表を掲記し御参考に供する。

コンクリート採取資料壓縮強さ成績表

セメント	骨材産地	件			機械別壓縮強さ kg/cm <sup>2</sup>					摘 要
		モルタル強さ 7 日	コンクリート配合	材 齢	壓縮機	振動機	路面仕上機	人力テムプレート		
ポルトランドセメント	相模川	440kg/cm <sup>2</sup>	上層 420kg 下層 230kg	28 日	208	—	260	175	資料の平均値	
ポルトランドセメント	酒匂川	440 "	上層 420kg 下層 230kg	28 日 5ヶ月	290 435	—	—	—	"	
高 爐セメント	砂—多摩川 砂利—相模川	270 "	上層 400kg 下層 300kg	28 日 5ヶ月	—	190	—	—	"	

振動機使用による成績の他に比して不良なるはモルタル強さに示す如く、其の質の低下に原因するものにして優良なるセメントを使用するに於ては 250 キログラム程度のものは容易に得らるゝものと考えらる。

舗装 100 平米當各種材料成績表

材 料	揮發油	モビール	グリース	ボ ロ	運轉手	人 夫	金 額
壓縮機	20.0 <sup>立</sup>	3.5 <sup>立</sup>	0.1 <sup>立</sup>	0.1 <sup>立</sup>	0.3 <sup>人</sup>	0.2 <sup>人</sup>	7.54 <sup>円</sup>
振動機	1.5	0.1	0.1	0.1	—	1.5	3.80
路面仕上機	5.0	1.5	0.1	0.1	0.5	0.5	4.46
人力テムプレート	—	—	—	—	—	3.0	6.60
摘 要	平均値を示す						

### 5. ソイルコンクリート舗装工法

京都帝國大學教授 近 藤 泰 夫

路面衣土が多年砂利撒布によつて、砂、砂利を多量に含有する場合、これを骨材として利用したるコンクリート、即ちソイルコンクリートは、昭和 14 年堺市に於て試験的に實施を見たる以來、大阪市及び京都市に於て、試験的に又實用的に相當廣範圍に實施せられ、或程度の成績を示してゐる。

日本道路技術協會關西支部に於ては下記の如きソイルコンクリート標準示方書を制定した。これは同支部にあるコンクリート舗装調査委員會に於て、上記京阪に於ける試験舗装其の他の經驗を基として審議決定したものであつて、尙今後に残された研究問題が多數存在することは否めない。その主なるものは、

- (1) 掘鑿せる衣土の粒度分布とセメント配合量との關係、これは適當の濕度を與へたコンクリートを試験的に混合し、そのコンクリート供試體の強度を試験することによつて決定することが出来る。濕度はコンクリートの施工軟度によつて測定し、強度は壓縮強度で測定する。
- (2) 衣土の粒度分布の甚しく不良なる場合には之に或量の砂又は砂利を添加することも考へられる。
- (3) 被覆層の種類と耐久性につき、更に實地試験の必要を認める。
- (4) セメントとして規格セメント以外のものも使用可能であらうと思はれる。
- (5) 掘鑿土の乾燥及粉碎方法につき實施上の工夫を必要とする。
- (6) 混合を完全となすための工夫を要す。ミキサの構造も再考慮の餘地があらう。
- (7) ローラ、ミキサ等の使用は絶對的に必要であるから、その燃料をガソリン以外に求める

考察が時局下必要である。

茲に一例として大阪に實施の工法と工費とを掲げて参考に供す。

ソイルコンクリート (大阪市兩國橋筋に施工、施工面積 1313m<sup>2</sup>、(昭和 14 年 11~12 月)

セメント 15 % 使ひ (容積配合 1:6)、一層式厚 10cm、瀝青乳劑被覆厚 10cm

工 費 (1m <sup>2</sup> 當)	材 料 費	0.70 圓
瀝 青 乳 劑	材 料 費	0.25 圓
勞 力 費		0.70 圓
計		1.65 圓
比較: 1:3:6 コンクリート基礎 (厚 10cm)	乳劑被覆	2.80 圓
1:2:4 コンクリート舗装 (厚 10cm)		3.00 圓



## ソイルコンクリート舗装示方書

日本道路技術協會關西支部

## 説

1. ソイルコンクリートは砂、砂利を適度に含有する土砂に適量のセメント及び水を加へ混合したるものを云ふ。

2. 本工法は在來土砂道の表土を利用して経済的なる舗装を行ふに適するものなり。

## 構 造

3. 本舗装の厚さは 6cm 乃至 15cm を以て標準とし其の表面は被覆すべきものとす。

4. 被覆層としては交通状態に應じ、アスファルト乳劑、シートアスファルト、コールタール、セメントコンクリート等を適當に施工するものとす。

5. 横斷勾配は被覆層の種別に應じ 2% 乃至 5% を以て標準とす。

## 材 料

6. セメントは、ポルトランドセメント又は混合セメントを用ひ、日本標準規格に準據せるものたるべし。

7. 土砂の含有する砂利、砂、泥土の重量割合は次の範囲のものを標準とす。

砂	利	40mm 篩通過	5mm 篩止り	30~60%
砂		5mm 篩通過	0.15mm 篩止り	20~50%
泥	土	0.15mm 篩通過		0~30%

8. 土砂及び水は酸、アルカリ、有機物其他ソイルコンクリートの硬化、強度に影響を及ぼす物質の有害量を含有すべからず。

## 配 合

9. セメント量は土砂重量の 5% 乃至 15% とし、水量は混合物を握締めたる時、塊状を呈し掌の僅かに濡る程度とすべし。

## 掘 鑿

10. 掘鑿は掘過のため路盤を損傷せざる様注意し且つ一時に長距離に渉らざる様にすべし。

11. 施工中は天候に留意し、掘鑿土は成るべく乾燥せしむる様手當を爲すべし。

12. 掘鑿土は豫め掛矢等により成るべく細微に破碎すべし。

## 混 合

13. 混合には 7 切以上のミサキを用ひ、土砂投入後 2 分間以上、セメント及水を加へ更に 2 分間以上回轉せしむべし。

## 舗 設

14. 1 回の舗設区間は夏期 30 分冬期 1 時間以内に輾壓及仕上を完了すべし。

15. 仕上面は舗装表面勾配に合せ、輾壓餘盛を充分に見込み置くべし。

16. 締固は先づ蛸、タンパー又は軽量輾壓機 (2, 3t) を以てし、續いて重量輾壓機 (5t) 以上にて極めて徐々に行ふべし。

17. 輾壓は入念に之を行ふべし、輾壓機の急激なる方向轉換は之を避け、且つ既設部分に荷重の及ばざる様充分注意すべし、又輾壓不能の箇所は鐵製タンパーの類を以て不陸なき様丁寧に搗固むべし。

## 養 生

18. 輾壓後直ちに藎類を以て覆ひ、充分水を與へ少くとも夏期 1 週間以上、冬期 2 週間以上濕氣を保たしめ、交通を遮斷すべし。

19. 本舗装は冬季凍結の虞ある場合には施工を避くべし。

## 6. 石灰コンクリート舗装に就て

大睦科學院研究官 山 田 元  
新京工業大學教授

石灰を舗装に使用する場合には、火山灰マカダム及び三和土工法が最も普通であるが、之等兩者は共に、適當な火山灰の併存を必要とする。従つてこれが経済的利用は比較的局部的である。本報告は、かゝる特種の地方的材料に限定せられることなく廣くセメント・コンクリートのセメントに代つて石灰を利用する工法を明にせむが爲に行つた實驗の結果を考察せるもので其の主要なるものを摘記すれば次の如くである。

(1) 石灰をセメントに代用する石灰コンクリート舗装に於ては配合は 1:2:4 より富配合とするは経済的ではない。

(2) 關東ロームを主要結合材とする砂利道材料を利用する場合には之等の乾重量に對して 15% の石灰を混和すれば現行車輪に對する相當の耐力ある路面を得る。

(3) アスファルト乳劑を使用する路面處理は路面仕上後季節に應じ 2 乃至 3 週間経過せしめた後施行する方效果大である。在來砂利道を利用する場合は特に冬季を避くべきである。

(4) 使用水量は施行し得る限り少量とし、施行後相當期間輾壓又は搗固めを行ふは極めて有効である。

(5) 水量及輾壓 (又は搗固め) を適當にすれば配合 1:2:4 にして施行後 1 週間後に交通に開放し得る。

(6) 急速に交通に開放せむとする場合には珪酸曹達を石灰の 10% 混合することは極めて有効である。



## 7. 貧配合コンクリート舗装の磨耗試験

大陸科學院研究官 山 田 元  
新東京工業大學教授

配合 1:2:4 以下 1:2:12、又は 1:5:10 等從來あまり使用せられなかつた様な貧配合に至る 38 種のコンクリート舗装に對し、バルーン・タイヤ又は鐵輪等の車輪の磨耗を試験した結果中主要なるものを摘記すれば次の如くである。

(1) 現行バス・バルーン程度以下(以下は單位壓力度の小なるものゝ意)のバルーン・タイヤのみの交通に對しては配合 1:2:4、1:2:6 及び 1:3:6 等は安全であるが 1:2:8、1:4:8、1:5:10、1:2:10 又は之等以下の配合は特殊の増強工法を講ずるに非ざれば適當でない。

(2) 1:2:8、1:2:10、1:2:12 等の如き貧配合のものもバルーン・タイヤのみの交通に對しては配合 1:1 程度のモルタルを塗裝すれば 1 日交通量 200 臺の路線に於て尠くとも約 7 ケ年間は充分堪へ得るものゝ如し。

(3) 鐵輪の交通稀少にして主としてバルーン・タイヤの交通する路線に於ては 1:3:6 の配合が最も經濟的である。

(4) 鐵輪の重量・形状及び其の交通量の本邦現時の一般地方道の程度ならば 1:2:4 より富配合とするは經濟的に非ず。

(5) 配合 1:4:8、1:5:10 及 1:2:12等は 1:3:6 に比し所要セメント量尠きも 1 日の自動車交通量 200 臺程度にしてバルーン・タイヤのみの場合に於ても 2 ケ月乃至 1 ケ年半以内に路面修理の必要を生じ却つて不經濟である。

(6) 1:3:6 は 1:2:6 に比し所要セメント量尠きのみならず、バルーン・タイヤを主とする交通量に對し磨耗均等なる點で稍勝つて居る。

## 8. 滑走路の舗装に就いて

航空局技師 糸 川 一 郎  
航空局第一建設課

### 1. 序

元來滑走路は飛行機の離陸及び着陸滑走を最も能率的ならしむる目的を以つて設けられたものであり、その計畫の基本である所の滑走路の長さ、幅員等の諸項目は、従つて飛行機の發達に左

右されて一定の安住の地を見出し得ない現状にある。例へば幅員の如きも最小限 50 米あれば充分であるとされてゐたものが、僅に 1 年後の昨今では最小 100 米、若し盲目着陸或は氣象狀況の如何によつては 100 米前後を必要とする事が常識となつて來てゐる如きである。

又舗装自體に於ても最初高級舗装を行つてゐたのであつたが、漸く道路舗装の觀念から獨立して、何等かの滑走路舗装の獨自性を見出さんとしつゝある状態で、各國共通に中級舗装への移行が顯著に認められてゐる。

### 2. 滑走路の概念

滑走路は飛行機の離着陸滑走を爲さしめる舗装地帯の謂である。但し着陸の場合にも必ずしも舗装路面に降着するとは限らないが、飛行機の重量が増加し、その性能が高まつて來ると飛行場面及び機に與へる衝撃や、引込脚の強度不足を補ふ意味で今後は離着共に滑走路を利用する事になるであらう。

滑走路を設置する事が飛行機に對して有利である諸點は(イ)摩擦係数の減少により離着陸滑走距離を短縮せしめ得る事、(ロ)これを換言すれば同一滑走距離を疾走する場合には滑走路を用ひる方が多くの荷重を塔載し得る事、(ハ)表面が平滑であるから衝撃が少く、乗客に不快の念を與へぬのみならず、機の壽命に好影響を與へ得る、(ニ)機は風に正對して走る故に非舗装地帯では砂塵が吹き付ける方向に向ふ事になり發動機その他を損傷する憂ひがあるが、舗装地帯にはこれがない事等である。

滑走路の配置は鐵道に於ける構内配線、港に於ける航路の如く、交通機關の接續地としての後方通路や、その整備關係或はこれ等の保安施設等と同時に考慮した上での飛行場の一部でなければならぬ。従つて全體として經濟的、能率的運用を期する上には不必要な計畫は却つて使用者の困惑を招き、不要の經費と能率の低下とを來す所以となる。

滑走路の方向及び敷も前述の長さ及び幅員と同様に種々論議されて來た所であつて、要するに飛行機はその進行方向に對して 22.5 度までの斜風は受け得るから、この前提の下に總ゆる風向に對して 45 度に交る滑走路 4 本を設ければ先づ充分であるとされてゐる。但しその配置は飛行場の形により、又長さも各々の方向に於ける風の頻度に應じて一様ではない。

### 3. 飛行機の離着陸と滑走路面

滑走路の舗装を選定するに際して先づ問題となるのは飛行機の滑走路面に及ぶ影響である。離陸の場合には最初飛行機の自重及び搭載荷重による靜荷重のみであるが、滑走と同時に翼面揚力が働き路面に及ぶ輪荷重は漸時減少し離陸と同時に零となる。併し路面の凸凹による衝撃が作用するから之れに對して附加倍數乃至は安全係數を見る必要があるが、これは着陸の場合に比べては舗装面の如き比較的平滑なる場所では特に考慮する要はない。これに對して着陸の場合の衝撃であるが、降着時の姿勢により異つて來る。通例の着陸時に於ては所謂 3 點着陸による車輪降着であつて、この場合には路面にも機體にも極めて無理の少い着陸法である。併し尙この場合でも飛行機の有する垂直な力が路面に衝撃を與へ、更に跳躍となり、路面に凹凸がある時には機の速



度が大である程滑走路面及び機體に及ぶ影響も大となる。通常着陸時の衝撃荷重としては脚の緩衝装置の構造の如何にもよるけれど、車輪のタイヤが全荷重の  $\frac{1}{3}$ 、残りの  $\frac{2}{3}$  をショック・アブソーバーが取ると考へて全備重量の 3 乃至 4 倍の衝撃が掛るものと假定する。然し實際には翼の浮揚力によつて上の値程大きな衝撃は働かないのであつて、寧ろ表面の凹凸の方が飛行機のような高速度のものに就いては大きな要素となる様である。

#### 4. 滑走路の形状

滑走路の形状と云つてもその長さや幅員は前述の通りであるから、問題は断面の形状、換言すれば横断勾配及び舗装厚の決定にある。

(イ) 横断勾配 滑走路の横断勾配はそれ自體排水に支障なき限り努めて緩である事が望ましい。これは道路の場合と異り飛行場に於ては風向により滑走路を横断する如き交通が起り得る故で、而も高速度を以つて疾走するため僅かの勾配もその影響が擴大され、乗客に不快の念を與ふる許りでなく場面及び機體の命數に關係して來るからである。このため通常 100 分の 1 程度を限度としてゐるが、將來は工事の施工方法、施工機械の改良と相俟つて更に緩にして排水上に支障なき面に仕上ぐべきである。

(ロ) 舗装の厚さ 厚さの決定は道路の場合と同様に荷重及び地盤の強弱によつて定める。荷重となる飛行機の重量は 10 噸前後が、現在の輸送機の最大であるが、この數字は日を逐ふて増大するものと見るべきであり、軍用機の如き特殊のものにあつては、この値より數等大であると考へねばならぬ。現在の厚さは飛行機の重量によつて定めたものではなく、舗装自體としての必要性から決定せられてゐる様であるが輪荷重によつて破壊せられた例はない様である。之等の決定には飛行機の重量、着陸衝撃、地盤の支持力等から算出する公式もある様であるが、舗装の種類や、土地の状況によりその信頼度は検討の餘地がある。

#### 5. 滑走路舗装の特質

前項に述べた滑走路の特殊な性格から、舗装に必要な要件は次の如くに要約される。

- (イ) 車輪荷重及び衝撃に對して充分の耐力を有し、且つ波状の凹凸を生ぜぬ事
  - (ロ) 衝撃なき様に弾性に富み、且つ砂塵となつて飛散し航空機の發動機其他に損傷を與へぬものである事
  - (ハ) 離陸に對しては摩擦抵抗少ない、車輪のタイヤ、尾橈等を損傷せぬものであり、着陸に際しては或る程度の摩擦係数を有すること
- 以上は飛行機の立場から要求される項目であるが、これを土木技術の方から見ると更に次の如き要件が加つて來る。
- (ニ) 滑走路の横断勾配は高速を以つて横断する飛行機交通のため出来るだけ緩でなければならぬ
  - (ホ) 天候や季節によつて影響を受ける事が少く、排水及び維持に容易である事
  - (ヘ) 防空的に見て龜裂傳播の少く破壊に際し他に危険を及ぼさず、且つ修理に容易である

事

(ト) 特別の場合を除き上空より認識し易く、且つ日光及び照明により眩覺を生じないものである事

之等の諸條件は互に相容れぬものを含み、然もその要求する所は極めて多角的であつて、その何れに適當せる舗装と決定するは決して容易な業ではない。そこで先づ以上の觀點からして從來の施工せられた實際の舗装について検討して見る事とする。

現在までの滑走路の舗装は道路の舗装と同様に施行されて來た。これは兩者共經驗を主として發達して來た關係にもよると思はれるのであるが、即ちコンクリート系のものと及びアスファルト系のものと及びこの兩者を組合せた高級舗装に類するもの等であつて、これを概括的に云ふと數に於てはアスファルト系の方がコンクリート系に比して多く、全體の 70% で、又質的に云ふと乳劑マカダム式の中級舗装が最近増加しつつある様である。

#### (1) コンクリート舗装

コンクリート舗装を滑走路に用ふる事は航空機の側から云ふと弾力性に乏しき事がその最大の缺點であるが、その他の點ではアスファルト系の舗装に比して利點が多い。特に一度舗設したものは其の維持に人手を要しない點が飛行場の様な廣い地域にあつては極めて好都合である。従つて若し經費が許すならばこの種の舗装は前述の諸條件に適するものと云ふ事が出来るが、唯耐爆的及び上空よりの識別が容易であつて防空上遺憾の點がないでもない。現在統計的に見てコンクリート系の舗装の割合に少いのは主として工費と施工の關係から來てゐると見るべきであつて、必ずしも此の種の舗装が滑走路に不適當であると云ふ意味ではない。

最近滿洲國に於て滑走路舗装にソイルコンクリートを使用してゐる由であるが、この結果は大量コンクリート工の舗装工として注目すべきものであると思はれる。

#### (2) アスファルト舗装

滑走路舗装の大部分を占める本舗装も、種々の經驗を経て最近では稍その一定の動向を示して來た如くである。その過程は道路舗装に於けると同様の變遷を辿つてゐる。即ち當初は高級舗装を専ら行つてゐたものが、基礎工法に意を注ぎ路盤の排水と安定化を確保した後、舗装を薄く、而も柔いものを施行する方向に進みつつある。

アスファルト舗装が滑走路に不適であるのは何よりも交通量の少い點で、風化によつて損傷が早く、強靱な雑草の叢生を見、一方これが補修、除去は仲々云ふべくして行ひ難いため、常に良好な状態を保ちにくいことにある。

このためにはアスファルトの量を多くしなければならぬと云ふ説も生じて來るのであるが、この問題も道路舗装と同じく路盤及び舗装自體を十分に緻密な層に造り上げて風化の影響を少にする事に盡きる。従つて軟質のアスファルトを以つて基礎の安定を計り、骨材とアスファルトの混和の完璧を計ることが必要になつて來る。故に簡易舗装ではこの意味で、滑走路舗装には不充份であり、結局高級舗装と簡易舗装の中間を行く所の所謂中級舗装あたりが落付き場所になる譯で



ある。

要するに舗装が軽易になつて來つゝあると云ふ事及び基盤と上層との密着を計ると云ふ點に一般の傾向が認められるのであつて、道路に於けると同一歩調を取りつゝあるは興味ある事である。

### 6. 結 語

以上を綜合し、アスファルト系、コンクリート系何れもが一長一短を有し、滑走路舗装としての特異性を滿すべき特殊舗装は、歴史が浅いためと、經驗の不足のためとか未だ現れてゐない態状である。更に防空的見地よりして有効にして適切なる舗装の探求は一に今後の急速なる研究と努力に俟つて他はない。

## 9. 滑走路の混凝土舗装工事 (直轄工事)

道 路 技 師 德 弘 澄 重  
東京府青梅土木出張所長

### 1. 滑走路舗装に混凝土採用の理由

飛行場の滑走路に、如何なる舗装を選択採用するかと云ふ問題は、飛行場の生命とする滑走路だけに、相當考へさせられる事柄であり、その選擇に當つては、豫算と經濟とを離れては考へられない事勿論である。その飛行場の使用目的、氣候とか土地の状況等に依つて、その選擇も亦自ら變化するものではあるが、如何にしてその材料を大量に、而も安價に得られるかと云ふ問題が、舗装の選擇を左右する重要な要素である。それにはローカルマテリアル、即ちその地方で得られる材料を、出來得る限り利用すると云ふ事が、手つ取り早くもあり一番適して居るのである。

この意味に於て、本飛行場は〇〇川に近く、〇〇鐵道にも接近し、運搬に至極便利な關係上、砂利、砂を採取して、セメントコンクリートを採用する事が一般に考へられる。アスファルト乳劑と碎石を用ひたる簡易舗装に比し、強度に於て、經濟に於ても、將又將來の維持修繕に於ても、遙かにより有利なるを認めたのである。

當初は、砂利、砂を用ひて、普通のセメント混凝土を一部施工したのであるが、其の後、本工事の急速を迫られ、砂利類採取も直營の關係上、最も能率的に採取し得る、篩機より出づる徑 7.5 糎以下の玉石、砂利、砂は三者共大體等量であり、之等を全部使用する事が最も有利であると認め、滑走路以外の工事と睨み合せ、舗装として骨材の配合を決定したのである。

以上の如く、ローカルマテリアルを充分に活用したる結果が、玉石コンクリート舗装として現はれたる理由である。

## 2. 構 造

滑走路の構造に就ては、飛行場に於ける滑走路の位置、地盤並に排水關係等に依り左右されるものである。

基礎 本滑走路の地盤は、山林畑地にして、切盛り何れも 4.50 糎程度の輾壓のみにて充分なる、基礎盤ではあつたが、その位置、場内表面排水の下流に位するを以て、上流芝生面には、有效なる表面排水溝數條を設置し、且つ滑走路の周圍にも表面排水溝をめぐらしたとは云へ、上流芝生面よりの地下水、並に舗装伸縮目地よりの浸透水を考慮に入れ、且、滑走路に於ける日當りは良好なるも、その面積廣大にして、乾燥不良なるものとの見地よりして、それ等水分のドレネージの目的を以て、玉石を厚 9 糎に敷き並べ、舗装の基礎としても充分活用せしめたのである。

玉石基礎 厚 9 糎	}	玉石 (徑 7.5~4.0 糎)	厚 9 糎
		目潰砂利 (徑 3.0 糎以下)	玉石の 3 割

### 舗 装

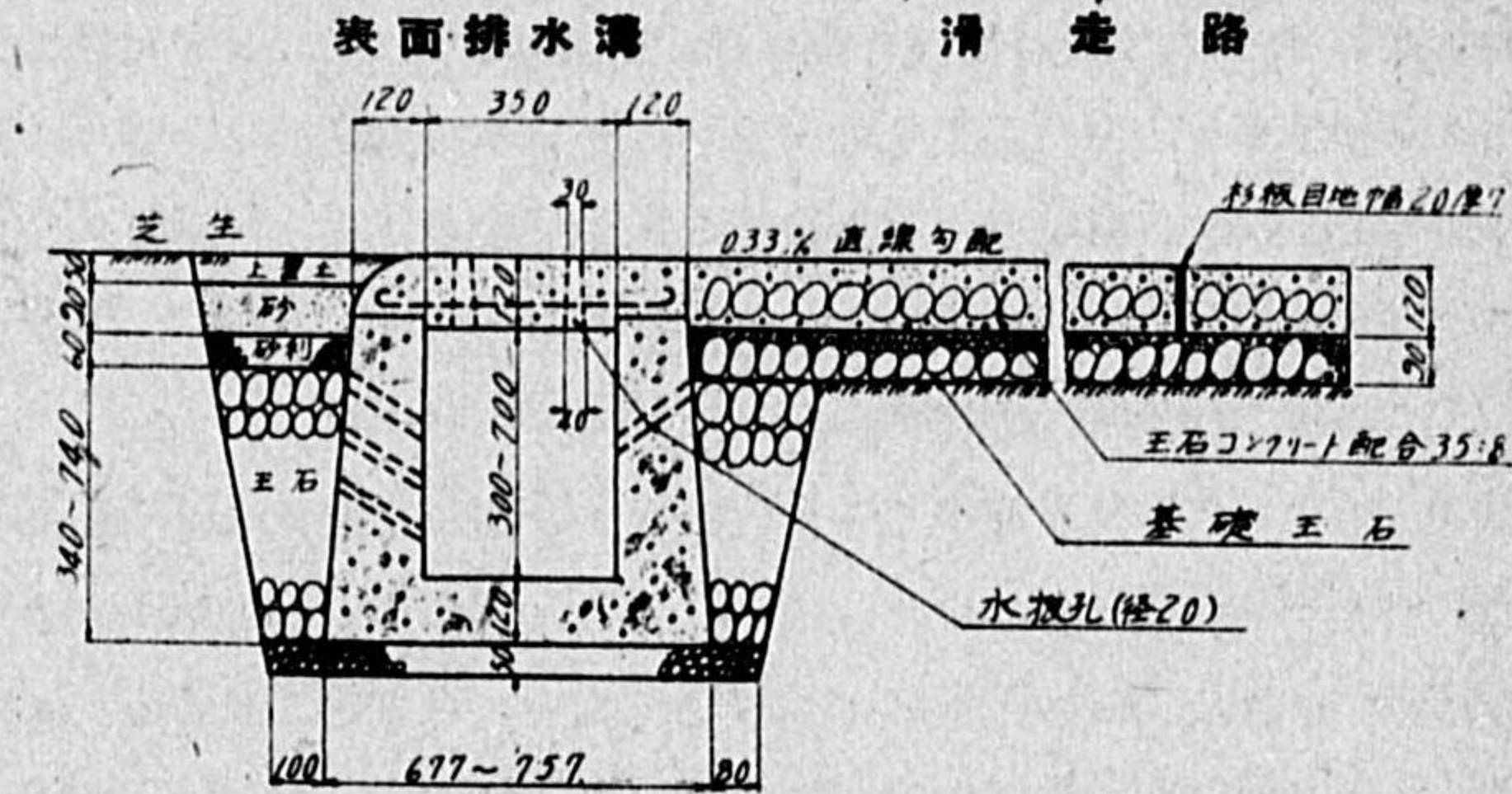
玉石コンクリート (配合 3.5:8.0) 厚 12 糎	}	玉石 0.35 立米 (玉石混凝土 1 立米に付)
		混凝土 0.8 立米 (配合 1:5:5)

—コンクリート 1 立米に付	}	セメント	3.75 袋
		砂 利	0.63 立米
		砂	0.63 立米

即ち、セメントは玉石コンクリートとしては、1 立米に付き 3 袋使ひとした。

伸縮目地 舗装ブロック割を 5 米角とし、目地には凡て厚 7 糎の杉板を、舗装面と平に挿入した。

表面勾配 滑走路の幅員 80 米にして、道路に比し相當大なるを以て、表面排水を速かならしむるため、一應は中央高にすべく考へられたるが、周邊芝生面との取付勾配と、飛行機滑走路横斷に對して思はしから



ざるを以て、舗装横斷勾配は凡て、周邊芝生面と一致させ、概ね、0.33% の片勾配とした。

## 3. 施 工

路盤 地盤は 50 糎前後の切盛土工の上、12 噸ローラーを以て 1 回輾壓し、大不陸直しの後 6~8 噸ローラーにて、概ね 2 回輾壓し、仕上を了した。

基礎 路盤に玉石厚 9 糎を敷き並べ、砂利目潰しの上、6~8 噸ローラーを以て 2 回輾壓し



た。

**コンクリートの配合** 玉石コンクリートの混泥土製作に就ては、舗装面積廣大なるを以て、數ヶ所に於て之を混合する事とし、材料及び混泥土の運搬、水の供給、ミキサー其の他機械の性能、並に舗装順序等の關係を考慮し、固定式と移動式のプラントを設置し、夫々の機能を發揮せしめた。

固定式プラントは地下式とし、飛行場内への鐵道引込線に近く設けて、材料の運搬に便ならしめ、石油ミキサー 3 臺を据付け、内 2 臺は 14 切練、1 臺は 8 切練にてスペヤーとした。本プラントは主として遠距離の施工に利用せしめ、混泥土は自動車を以て運搬した。

移動式プラントは地上式とし、4 ヶ所に 10 切練重油ミキサーを据付け、外にスペヤーとして 1 臺を準備した。本プラントは何れも、數日間を置いて移動せしめ、主として之を近距離舗装に利用し、鍋トロに依つて混泥土を運搬した。

以上 6 臺のミキサーを以て、常時活動せしめ 1 日 240 乃至 280 立米の混泥土（玉石コンクリートとして 300 乃至 350 立米分）を混合し、使用セメント量は、1 日 1,000 袋に及んだ。従つて、混泥土其の他に要する水量又大にして、1 日約 50 立米、其の他の工事を合せて、相當量に達するを以て、固定式プラントには、5 馬力モーターのポンプを以て、直接給水した。移動式プラントにありては、このポンプよりトラックにて運搬するもの、附近河川より、自動式吸揚洗滌車にて運搬するもの、或は、滑走路周邊に井戸を掘り、之より給水する等、凡ゆる方法を以て、給水に萬遺漏なきを期した。

扱て、混泥土を製作するに當り、我々の最も頭を悩ましたる事柄は、如何なるスランプを有する混泥土を造るべきか、と云ふ點にあつた。一般道路舗装に比し、貧配合である上、舗装として最小限度と思はれる、厚 12 糎には、3 割 5 分の玉石が混入され、この玉石に充分混泥土を填充さす必要あり、製造混泥土量に比し、仕上り面積増大し、従つて、尻鉄が混泥土に追はれると云ふこと、及び、混泥土には充分なる撒水養生不可能なる關係上、混泥土には、或る程度の軟かさを持たせて、施工を容易ならしめたいのであつた。而して、混泥土の運搬は相當遠距離なるを以て、混泥土の分離は避け得られない状態である。

以上凡ゆる悪條件を克服する爲めには、筆者の経験上、何うしても、セメントはナマ（生）で使用することを許されなかつた。今こそセメントペイストを用ふべきであると考へた。

セメント水は、田中式セメントペイスター（セメントペイスト混合供給機）に依り、セメントペイストを數バッチ分製造し、骨材投入と同時にドラムに注入し、混泥土を混合した。この結果、混泥土に適當なるウオーカビリチーを得、分離と云ふ事も相當避けられ、又最小限度の水量にて足りる事を得た。セメントペイストの水、セメント比（重量比）は、75 乃至 85% にして、混泥土のスランプは概ね 7.0 乃至 7.5 糎であつた。扱て、愈々セメントペイストを使つて、混泥土舗装に着手したが、初めは不馴れの關係上、良い結果が得られなかつた。熟練するに従ひ、次第に良い結果を生じて來た。機械の故障等で、止むを得ず、普通の混合方法を以て、施工した

場合もあつたが、水は多量に要するし、混泥土は運搬中に、水、セメントを分離し、尻鉄は一日中追はれ通して、然も、仕上りは全く不良であつた。

**コンクリートの運搬** 固定式プラントに於ては、トラックの通路を掘り下げ、混泥土をミキサーよりトラック（ダンプカー）に受け、主として、遠距離の運搬に利用せしめたが、混合にセメントペイストを用ひたる結果、水、セメントの分離は全く無く、時には多少、骨材とモルタルの分離は免れなかつた。

移動式プラントにありては、地上に於て、手押鍋トロに混泥土を受け、數本の軌條に依り、主として、近距離に運搬せしめた。混泥土の分離と云ふ點に就ては、トラック運搬の場合と、略同様であつた。

**舗装順序** 舗装の平面的順序に就ては、舗装面積廣大（延長 1,700 米、幅員 80 米）なるを以て、相當考慮を要するものがある。混泥土のトラック運搬のものにありては、主として、縦斷方向に、トロ運搬にありては、横斷方向に進め、混泥土の運搬方法、型枠、テンプレート等の關係上、ブロックは一つ置きに施工した。

**玉石コンクリート舗設** 玉石基礎上に、先づ、混泥土を厚さ 5 糎に敷き並べ、次に玉石を箕によつて、混泥土上に撒布し、更に、混泥土を以てサンドウキツチとし、5 米のテンプレートを以て、片押しに搗き進み、表面は 3.6 米の大貫を以て、貫仕上げとした。尙上層混泥土打ちは、テンプレートに接近せしめ、テンプレートより餘り早く先へ進まざる様、施工せしめた。

**コンクリートの養生** 飛行場に風は付きものであり、日當りも亦良好なる結果、混泥土の乾燥は又非常なるものがある。この廣大なる混泥土舗装面積を、如何にして養生するかと云ふ問題は、工事擔當者として、相當考へさせられる事柄である。この非常時下に於て、菰なり筵なりを大量に得ると云ふ事は、到底不可能であり、假に得られるとしても、その費用は莫大なものである。之を覆つて見ても、一々撒水と云ふ事は、一寸出来ない相談であり、風によつて、めくり上げられ、又は吹き飛ばされ、之は一々押へると云ふ事も、言つて行はれざる事である。故に一應は、砂、鋸クズで養生すべく考へて見たが、材料と手間に於て、難問題がある。こゝに幸なる事には、飛行場に風は付きものである如く、雜草も亦付きものである。飛行場としてなかなか侮り難いこの大敵雜草を、工事中は、年 2 回以上除去しないことには、芝生は成り立たない。本飛行場では、この雜草除去に、數萬圓を費したのであるから、その量も亦、大變なものである。

そこで、この刈り取つた雜草を、利用して見たらと云ふ事に着眼し、之を混泥土の養生に使用して見た。互に絡み合つて居て、風にも餘り吹き飛ばされなく、撒水なくして、相當、濕氣も湿度も保たれ、非常に良き結果を得たのである。菰使用の場合と比較して、1 萬圓以上の費用を、節約する事を得た。飛行場工事に用材料の、ローカルマテリアルとして、最も有效なる利用方法ではあるまいか。

#### 4. 結 論

本工事は急を要したる結果、計畫にも、施行に於ても、尙幾多の改善すべき點がある。時恰



も、支那事變下にあり、資材、勞力に於て、何れも量的、質的に遺憾の點あり、充分なる目的を達し得なかつた事は、時局下として、又止むを得ざる事であつた。

#### 遺憾なる點

玉石コンクリート鋪設後、1 日にして、相當大なるクラックを生じた部分あり、之は、珪酸質セメントを使用した箇所に限られ、普通セメント使用部分には、起らない様であるから、施工に依るクラックとは認められない。

混凝土の鋪装工事には、熟練工を必要とするも、人夫拂底のため、大部分は不熟練人夫を役使し、その上、功を急いだ關係上、充分なる施工を行ひ得なかつた。

飛行場の保護色として、滑走路を餘り反射させない程度に、鋪装面を混凝土自體に於て、着色する積りであつたが、餘り賛成者がなかつた爲め、普通の混凝土鋪装とし、別に處理しなかつた。將來、アスファルト乳劑を以て、表面處理するとしても、一時的のものであり、相當費用も要するのであるから、最初から考ふべきである。現に、本滑走路も 1 年を出でずして防空の意味に於て、アスファルト乳劑を塗布したのであるが、4、5 萬圓は要した事と思ふ。

#### 改良を要する點

玉石コンクリートの玉石の量に就ては、砂利採取に於て、發生する玉石を、出來得る限り利用する關係上、玉石コンクリート 1 立米に付、0.35 立米を使用したのであるが、施工の結果よりして、玉石の量は、0.3 立米以下を適當と認める。

#### 理想的と認められた點

混凝土の製造に當り、セメントペーストを用ひたる結果、貧配合にも關らず、理想的なる施工をなし得たる事と、表面仕上げには、コテを用ひず、大貫仕上げとしたるに依り、費用も省け、滑走路として充分なる仕上げを爲し得た。

滑走路の混凝土養生として、雜草利用に着眼したる事は、資材、勞力不足の折柄、最も當を得たる處置と認め、この種死材を、大いに活用せられん事を望む。

#### 將來への參考

將來、滑走路鋪装に、混凝土を採用する場合は、防空の意味に於て、混凝土自體に着色する事を奨む。松煙を用ひる場合は、セメント量の 5% 程度にて充分と認めらる。

玉石コンクリートの玉石の量は、3 割を以て最適と認む。其他各種配合の試験鋪装の結果、混凝土の砂の配合は、砂利と等量までは、クラックに於て差支へなく、それ以上増すに従ひ、次第にクラックの多くなる傾向あり。又セメント 3 袋使ひのモルタル鋪装に於ても、相當クラックの生ずるを認めたるが、其後滑走路として使用 1 年後の結果より推して、將來に於ても大して支障は起らざる模様であるから、砂の豊富なる海岸地方にありては、相當考ふる餘地がある。要するに滑走路混凝土鋪装にありては、地下排水に充分なる考慮を拂ひ、セメントペーストさへ用ふれば、厚さ 12 糎、1:4:8 混凝土一層式にて、充分なりと確信する次第である。

## 10. 地方道に於けるアスファルト乳劑 鋪装基礎の考察

道路技手 二階堂清  
東京府土木部

### 總 論

我國道路鋪装の中アスファルト乳劑鋪装は全鋪装面積の約 50% にして、中級以下の道路鋪装に於ては其の大半はアスファルト乳劑鋪装と云ふても過言ではない状態にあり、如何に乳劑鋪装が鋪装界の重要地位を占めて居るか明かにして、此の鋪装を良好に維持すると否とはアスファルト節約に對する重要な條件となるのである。殊に戦時下の我國に於ては、アスファルト原油の輸入殆ど杜絶し、地方に依りてはアスファルトの使用不可能と言ふが如き状態となり、アスファルトを節約する事が極めて肝要な事態となつた。茲に於て乳劑鋪装と云ふ問題をもう一度見直して、如何にしてアスファルトを最も有效適切に使用するかと云ふ事を研究する事が必要になるのである。而して此の鋪装を維持する上に於て最も重大なる要素は、其の地方地方に於ける各種の状態例へば氣象状態、交通状態等にある事は勿論であるが、更に又、鋪装基礎の良否が最も重要な條件の一つである事は言を俟たない。然るに乳劑鋪装は施工、維持が容易なるが如く見るの故を以て簡易鋪装と稱せられ、使用者は往々にして無造作に之を取扱ひ、従つて鋪装の生命たる基礎の造成に於ても同様に慎重を缺く嫌なきにあらず、加之使用範圍擴大するに従ひ經驗淺き者或は無經驗者に依つて取扱はるゝ場合も見受けられ、爲に之を必要以上に使用したり、或は全然使用方法を誤り、往々にして乳劑の効果を疑ひ其の價値を著しく減ぜらる場合が多々あり、誠に遺憾とする所である。故に乳劑鋪装基礎に對する觀念を更に一新し、各地方地方に適應する基礎造成の研究をする事は極めて重要な事である。以下は東京府下三多摩地方（西多摩郡、南多摩郡、北多摩郡）に於ける各府縣道に於て、粗面時代を過ぎ既に完成期にある乳劑鋪装の中で維持の良好なる箇所及び不良なる箇所に就いて、支持力係數、路盤の組成、龜裂破損の原因等に就き調査し、之に依つて今後に於ける乳劑鋪装の施工基準を定める爲行つたものであるが何分本調査は地域の關係及び天候、豫定日數等の爲に充分なる調査は出來ず甚だ遺憾に考へるが、只三多摩地方引いては本邦地方道路に於ける乳劑鋪装基礎の一般的概念を知り得る參考とはなり得ると考へる次第にして、之が地方道の乳劑鋪装の維持に一助とならば幸甚である。尙三多摩地方に於ける氣温は場所に依りて各々差異はあるが最高 33°~35°C、最低 -50°~-10°C 程度にして、交通量は概ね中交通量以下である。

#### 1. 龜裂並に破損を生ずる箇所

##### (1) 龜裂並に破損の原因

龜裂並に破損を生じ年々多額の維持費を要する箇所 18 路線に於て支持力係數、路盤の状態、



龜裂、破損の原因等に就き調査したる結果は〔第 1 表〕の通りである。

第 1 表 龜裂及破損箇所の調査表

種別 路線番號	支持力係數 kg/cm <sup>2</sup>	沈下量 mm	復原量 mm	構造		施經 工過 後年 の數	砂利層の組成				砂利層の 砂の率 %	砂利層の 水の率 %	砂利層の 中の率 %	龜裂破損の主なる原因																			
				表層 厚 cm	砂層 厚 cm		砂 利 %	砂 泥 土 及 %	粘 土 の 率 %	支持力				地下水	鋪装側端部の 水の滲透	凍上	路床土	排水設備	砂利層厚	鋪装厚													
1	12.5	6.24	3.40	2	4	6年	47.8	41.9	10.3	3.1	5.9	不足									薄												
1'	10.9	7.18	3.33			1年	47.9	43.5	8.6	3.3	6.3	不足																					
2	16.85	4.63	3.65	2	10	1年	47.9	43.5	8.6	3.3	6.3	不足	有	有							不備												
2'	14.0	5.50	8.86																														
3	20.16	3.87	3.80	3	10	8年	50.4	43.2	6.4	8.2	16.5		高	有	有																		
3'	7.2	11.1	0.83																														
4	16.26	4.97	3.89	2	12	8年	38.4	46.6	15.0	2.0	3.3	不足	有								不良	不備											
4'	1.8	25.23	5.87																														
5	22.2	3.57	2.72	2	10		49.6	36.6	13.8	1.6	3.2		有	有								不備											
5'	8.7	8.91	5.47																														
6	23.5	3.38	3.03	2	1.0		45.4	40.0	8.6	2.9	5.3		有	有																			
6'	7.8	10.05	5.43																														
7	31.0	2.49	2.11	0.6	1.8		61.4	34.0	4.6	3.3	8.5		高								不良		薄										
7'	1.7	8.87	8.87																														
8	12.0	6.51	0.89	2.5	6		43.2	39.0	12.8			不足		有									薄										
9	29.5	2.64	0.42	4.0	10	10年	67.4	25.4	7.2	2.04	6.3												不備										
9'	14.0	5.50	2.63																														
10	10.9	7.19	0.72	3.5	6	12年	41.0	48.6	10.4	3.7	6.3	不足											薄										
10'	0.2	11.93	6.12																					薄									
11	15.4	5.07	0.30	1	6		64.0	24.8	11.2	3.10	8.6	不足																					
11'	12.2	6.42	0.79																														
12	20.75	3.15	3.11	3		10年																											
13	14.2	5.44	6.00	1.2	6	13年	59.0	27.2	13.8	7.5	18.3	不足	高	有										薄									
13'	6.1	12.65	3.74																														
14	6.8	11.48	7.95	2	10	6年	46.2	43.2	10.6	16.3	30.3	不足	高																				
14'	0.31	24.7																															
15	15.95	4.89	4.86	2		7年	46.5	45.5	8.0	4.6	8.6	不足		有										不備									
16	14.6	5.34		1.8	10	9年	55.7	33.1	11.2	5.04	11.4		高																				
16'	8.0	8.68	4.51									不足																					
17	11.45	6.81	1.67	4		13年	62.2	32.4	5.4	5.93	15.4	不足	高																				
17'	10.8	7.39	1.83																														
18	7.15	10.91	8.56	2	11	盛土3年	55.1	35.0	9.9	3.3	7.3	不足	高																				
調査路線數 18 箇所												龜裂、破損箇所數							12	7	7	6	6	5	5	1							
												同							百分率 (%)							24.5	14.3	14.3	12.2	12.2	10.2	10.2	2.1

摘要 { 路線番號に ' を附したるは砂利層の下部路床土を示す  
各測定値は同一路線内の 2~3 箇所の平均値を示す

本表より見るに調査路線 18 箇所の維持困難なる箇所の龜裂破損の發生原因は各々相互關係を有してはゐるが、其の主なる原因を挙げれば次の如し。

(1) 支持力不足 路盤の砂利層が薄いか(6cm以下)或は路床土不良(路床土上の支持力が極めて小なるものを路床土不良とせり。勿論粒度粗成並に土質の不良、含水過多等に基因するものである)の爲、基礎支持力に不足(20kg/cm<sup>2</sup>以下)を生じ、之が龜裂、破損の主なる原因と思はるゝもの、24.5%

(2) 地下水高し 地下水高く降雨時、乾天時に於て支持力に差異があり場所に依りては之が凍上に影響を及ぼし、爲に之が龜裂、破損の主なる原因と思はるゝもの、14.3%

(3) 鋪装側端よりの滲水 全幅員鋪装せざる爲(概ね二車線鋪装)、未鋪設部分より雨水滲透し、鋪装側端部の路盤を軟化し且表層と路盤との結合力が失はれ、之に依りて側端部より破損若しくは龜裂を生じ、此の龜裂及び破損箇所より更に雨水が滲透して、之が次第に中心部に傳播するもの、14.3%

(4) 凍上 路線が主に東西に走り、路線の南側に喬木があるか、山地があるか、或は高い家屋が並んで居る箇所は、冬期殆ど日射せざる爲(東京地方に於ては日中の日向と日蔭の温度差は8°C内外である)含有水分が凍結し、更に之が地下水を吸引して著しい凍上(10~15cm)を起し、之が融解期に於て路盤は軟化し、之が龜裂及び破損の主なる原因と思はるゝもの、12.2%

(5) 路床土不良 砂利路盤の下の路床土質が不良の爲含有水分が多量か、或は其他の理由に依り特に路床土上の支持力が僅少にして、之が龜裂破損の主なる原因と思はるゝもの、12.2%

(6) 排水設備不良 側溝の設備が無く降雨の際路端部より漸次浸水し、路盤が軟化するか或は表層と路盤との結合が失はれる爲、之が龜裂、破損の主なる原因と思はるゝもの、10.2%

(7) 砂利層が特に薄い 砂利層が特に薄い(6cm以下程度)場合は、荷重が路床土に及ぼす影響極めて大にして、爲に支持力係數が僅少となり、之が龜裂、破損の主なる原因と思はるゝもの10.2%

(8) 鋪装厚が特に薄い 鋪装厚特に薄い(10mm以下)場合は、砂利面の凸部に於て特に薄い箇所を生じ、車輛に依りて局部的に磨損され、此の部分より雨水が滲透し之が龜裂破損の主なる原因と思はるゝもの、2.1%

以上は凡て乳劑鋪装の初期である骨材の遊離時代、或いは粗面時代を經過して、既に完成期即ち下層に滲透せるアスファルトが表面に浮び上り、背材は交通輾壓に依つて密度を増し表面平滑となつた完成状態の路線で然も概ね數年間斷の注意と監視を以て維持しつゝある路線上に於いて調査したるものにして、此の他にも尙多少の原因があるとは思はるゝが、大體上述の如き原因で主に損傷されて居る如くである。尙本調査に於ては未だ調査箇所僅少な爲之を以て全般を豫斷する事は早計であるが大體の傾向を推測する参考とはなり得る。

以上の如く地方道路に於ける乳劑鋪装の龜裂及び破損の原因は極めて複雑性に富み、東京市内の乳劑鋪装箇所の様に排水設備良好にして全幅員鋪装せられ、爲に滲透水の影響が少く、然も三



多摩地方に比して温暖なる爲凍上も僅少にして、又、砂利層厚も或る一定以上保持せしめて、然る後乳劑舗装を施工したる場合の如く支持力の大小のみを以てしては到底不解決の問題にして、以上の如き総合的な原因に對し充分なる對策を講じなければならぬ。

2. 龜裂破損の諸對策

(1) 支持力不足 支持力の不足は砂利層の組成が特に不良なる箇所を除いては砂利層厚が薄いか、或は下部路床土の不良に基因する場合が多く、路床土支持力の大小に應じて砂利層厚を適當に決定しなければならぬ。

今、乳劑舗装を維持し得べき最少の路盤支持力係数を  $20\text{kg/cm}^2$  (第 2 表より龜裂及破損の生ぜざる箇所の路盤支持力係数の最少の値は  $20.2\text{kg/cm}^2$  にして、又第 1 表に於ても龜裂及破損の生ずる箇所は特殊の場合を除いては概ね支持力係数  $20\text{kg/cm}^2$  以下である故乳劑舗装を維持し得べき最少支持力係数を  $20.0\text{kg/cm}^2$  とせり) とし、此の値を得べき路床土支持力係数と必要なる砂利層厚の關係を第 1 表及第 2 表より求むれば [第 1 圖] の如くなる。

路床土支持力係数	路盤支持力係数 $20\text{kg/cm}^2$ を得べき砂利層厚
$3\text{kg/cm}^2$ 以下 (含水量多き赤土路床土を軽く輾壓し未だ波狀の存する程度)	約 14cm
3~6 " (同上路床土を大體波狀の存せざる程度まで輾壓したる程度)	約 12cm
6~9 " (路床土相當乾燥し幾分交通輾壓したる程度)	約 10cm
9 以上 " (同上路床土が相當固結したる程度)	約 8cm

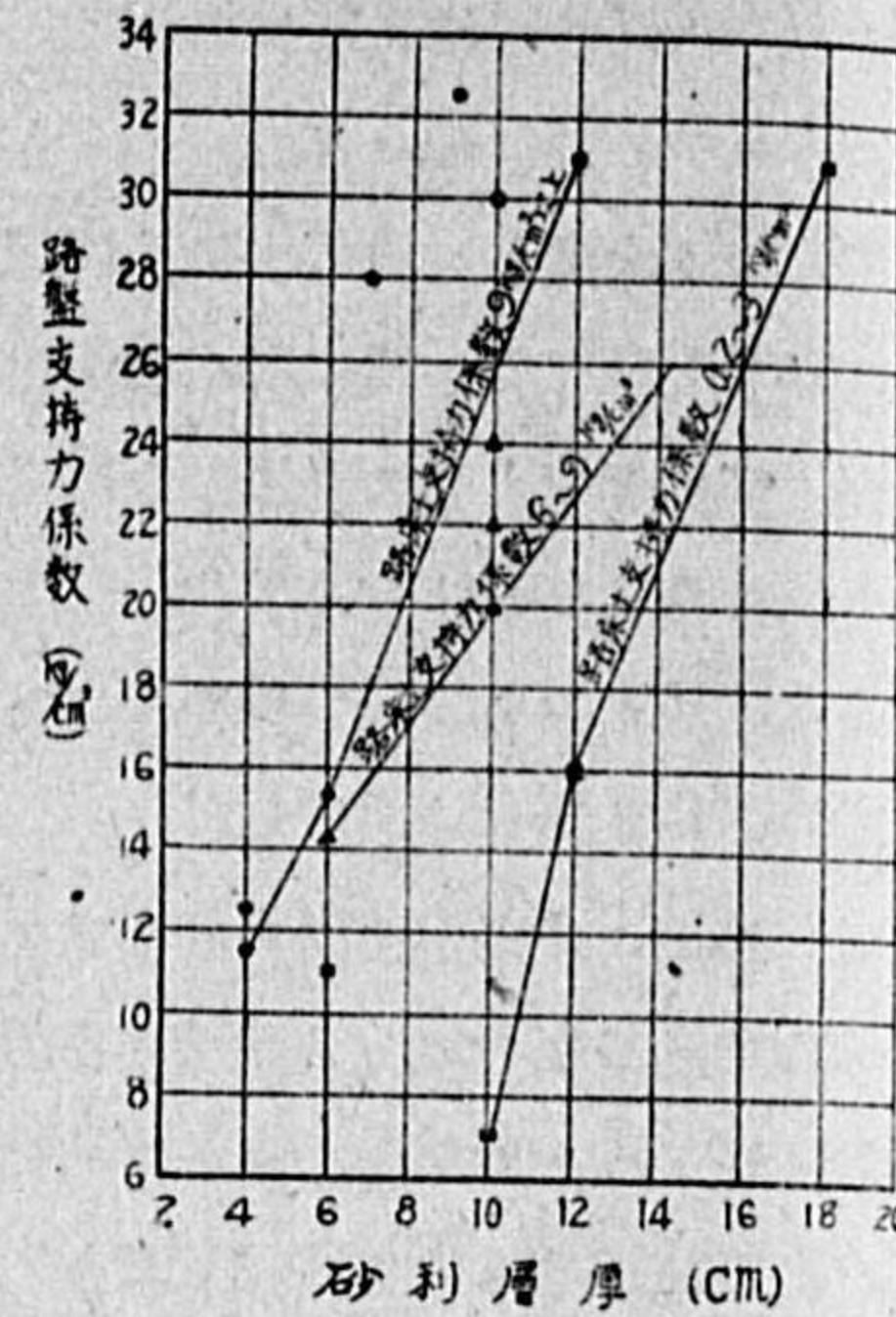
即ち上記の關係より安全側を採り、路床土支持力係数  $3\text{kg/cm}^2$  の場合の必要砂利層厚を 14cm とし、以下同様に

$6\text{kg/cm}^2$ の場合で	12cm
$9\text{kg/cm}^2$ の場合で	10cm

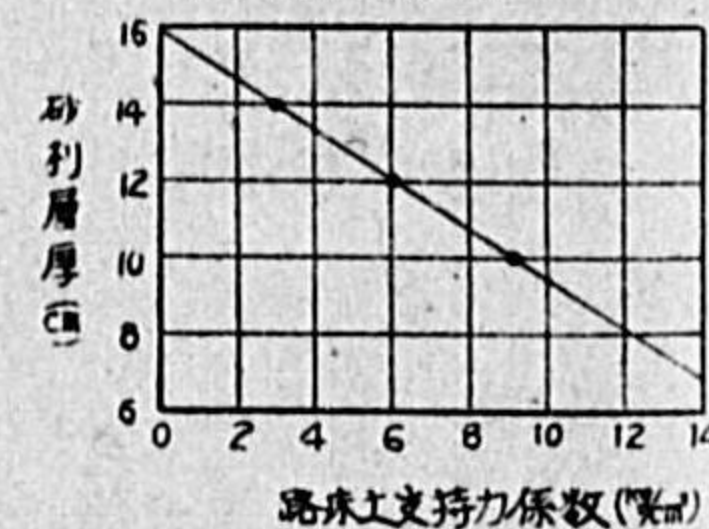
とすれば [第 2 圖] の如くなり、路床土支持力係数に應じて路盤支持力係数  $20\text{kg/cm}^2$  を得べき砂利層厚の關係圖が出来。此の關係圖より地方の各狀況に應じて砂利層厚を決定すれば大差ないと思はる。

勿論之は路床土支持力と砂利層厚さのみの關係であつて、他の龜裂破損の發生原因は勿論除去しなければならぬ。

第 1 圖 砂利層厚と路盤及路床支持力係数の關係圖



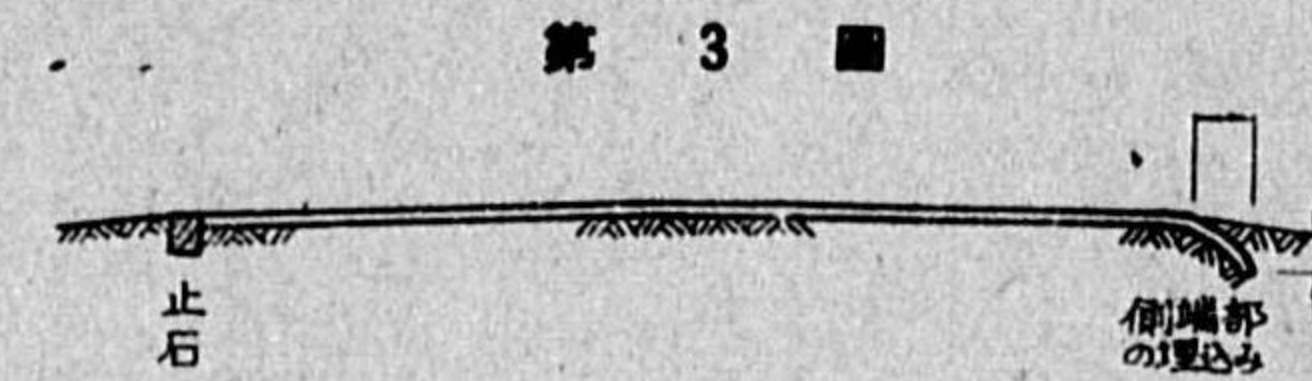
第 2 圖 路盤支持力係数  $20\text{kg/cm}^2$  を得べき路床土支持力と砂利層厚の關係圖



尚、路床土支持力の僅少は勿論地下水位高く土質不良等の原因にも依るものであるが、之は地下水位の低下路床土質の改良若くは良質土との置換等に依つて支持力を増加せしめる事が出来る。

(2) 地下水位高し 地下水位高き場所は中心部或は路側部に深き盲溝を構築して地下水位を低下せしめるか、或は地下水上の適當の位置に於て砂利、碎石、玉石等の類を以て地下水が毛細管現象に依り路盤に上昇せしめざる様適當なる厚さに抵抗層を設くるを要す。

(3) 舗装側端よりの滲水 全幅員舗装するか或は、舗装側端部に舗装止石を設くるか又は舗装側端部を路盤中に埋込む方法に依りて之を防止する事が出来る。



(4) 凍上 出来得る限り冬期日射する如く注意し、路表及び路側よりの滲透水を防止し、且、地下水の上昇を防げる抵抗層を造る事に依り、之を防止する事が出来る。

尚含水量多き粘土質路床土は凍上が起り易く、砂質系のものゝ少い事は勿論である。一例を挙げれば飽和含水量は土質に依り容積比で次の如き差異がある。

珪砂 85~40% 粘土 50~57% 腐蝕土 55~75% 泥沼土 126%

次に毛細管高は土質に依り次の如く大なる相違がある。

砂	利 ( 20mm~ 6mm)	< 1cm
粗	砂 ( 2mm~ 0.6mm)	8~10cm
微	砂 ( 0.6mm~ 0.02mm)	1~ 3m
沈	泥 ( 0.02mm~ 0.002mm)	3~ 30m
粘	土 (0.002mm~0.0002mm)	10~300m

即ち粒徑の小なるもの程毛細管高大にして、地下深部の地下水を毛細管に依り吸引する事になる故毛細管引力を破壊する抵抗層を造らなければならぬ。即ち路盤面から 30~40cm 下部に厚さ 20~30cm の粗粒質路床を置くか、アスファルト、又はタールペーパーの如きもので抵抗層を造成する方法がある。

又熱傳導率の少さい石炭殻、火山礫等の如き材料を以て保温層を造る方法、或は良質土との置換に依りて之を防止する事が出来る。

(5) 路床土不良 地下水位の低下、土質の改良、良質土との置換に依りて之を改良す。

(6) 排水設備の不具 排水溝を設くる事が最も重要であつて、假令排水設備を有しても地方道に於ては側壁を玉石乾積とし、底部も滲透性のもの多く、爲に降雨の際側溝中の雨水は路盤内に滲透し、之が破損の原因となる場合多きを以て、側溝は不浸透性に築造するを要し、常に排水に留意し塵埃等の堆積せざる様にしなければならぬ。

(7) 砂利層厚 前述せる如く路床土支持力係数に應じて適當なる厚さを有せしめなければならぬ。

(8) 舗装厚 舗装厚は少くも 1cm 以上となし、舗設前路盤面は凹凸なき様平滑に仕上ぐるを



要す。

2. 龜裂及破損を生ぜざる箇所

龜裂及破損を生ぜず、年々少額の維持費にて良好の路面を維持する箇所 7 路線に於て調査せる結果は第 2 表の通りである。

第 2 表 龜裂及破損を生ぜざる箇所の調査表

種別 路線 番号	支保 持力 kg/cm <sup>2</sup>	沈下 量 mm	復原 量 mm	構 造			砂利層の組成			砂利層 含水量 %	砂利層 含水量 の砂率 %
				表層 cm	砂層厚 cm	路 状 床 態	砂利 %	砂 %	沈泥及粘 土 %		
1	31.0	2.47	1.31	2	12		35.4	54.4	10.2	9.8	15.2
1'	18.2	4.29	1.07			舊道					
2	2.98	2.78	1.88			舊道	45.4	40.9	13.7	8.2	15.0
3	23.7	3.25	1.99	2			53.4	33.0	13.6	9.4	20.2
3'	13.6	5.65	3.58			盛土					
4	44.8	1.60	0.77	3	40		46.4	41.0	12.6	13.6	25.4
4'	10.20	6.77	0.69			舊道					
5	32.60	2.40	0.31	1.2	9	盛土	48.2	39.0	12.8	2.0	3.0
5'	21.90	3.58	1.07								
6	42.40	1.85	1.55	2	15	盛土					
7	20.20	3.90	3.74	1.2	7		51.0	35.8	13.2	3.0	6.1
7'	11.40	6.85	2.58			切土					

調査路線数 7 箇所

摘要 (路線番号に ' を附したるは砂利道の下部路床土を示す  
各測定値は同一路線内の 2~3 箇所の平均値を示す

本調査箇所は大體に於て前記の如き龜裂並破損を生ずべき種々の悪條件を有せず、従つて舗装の良否は大體路盤支持力の大小に依り左右される場合が多く、第 2 表の如く最少の場合で、20.2 kg/cm<sup>2</sup> の値を示してゐる。然し未だ調査例僅少にして、之を以て地方道の支持力の標準を決定する事は早計であるが、之は東京市が市内道路に就き調査したる結果と大體一致して居る故、地方道に於ても最少支持力係数 20kg/cm<sup>2</sup> 程度と決定しても大差ないと思ふ。但し、地方道は東京市内に於ける場合よりも他の諸條件が一般に劣つてゐる故、出來得る限り支持力を増大せしむる様注意すべきは勿論である。

路床土支持力は最少の場合で 11.4kg/cm<sup>2</sup> にして、1 の場合よりも遙かに良好なる結果を得て居る。

3. 支持力係数 20kg/cm<sup>2</sup> を限界とする砂利層の組成並に復原率の關係

本表を見るに砂利層の組成は各々 11 路線の平均に於て、支持力係数 20kg/cm<sup>2</sup> 以上の場合、及び以下の場合に於ても殆ど變化なく大體次の範囲内にある。

第 3 表 支持力係数 20kg/cm<sup>2</sup> を限界とする砂利層の組成並復原率の關係

種別 番号	支持力係数 20 以上							支持力係数 20 以下						
	支保 持力 kg/cm <sup>2</sup>	沈下 量 mm	復原 量 mm	復原 率 %	砂利層の組成 %			支保 持力 kg/cm <sup>2</sup>	沈下 量 mm	復原 量 mm	復原 率 %	砂利層の組成 %		
					砂利	砂	沈粘 泥及土					砂利	砂	沈粘 泥及土
1	31.0	2.47	1.31	53.0	35.4	54.4	10.2	12.5	6.24	3.40	54.5	47.8	41.9	10.3
2	29.8	2.78	1.88	67.5	45.4	40.9	13.7	16.9	4.63	3.65	78.8	47.9	43.5	8.6
3	23.7	3.25	1.99	61.2	53.4	33.0	13.6	16.3	4.97	3.89	78.2	38.4	46.6	15.0
4	44.8	1.60	0.77	48.1	46.4	41.0	12.6	12.0	6.51	0.89	13.7	48.2	39.0	12.8
5	32.6	2.40	0.13	54.0	48.2	39.0	12.8	10.9	7.19	0.72	10.0	41.0	48.6	10.4
6	20.2	3.90	3.74	45.8	51.0	35.8	13.2	15.4	5.07	0.30	5.0	6.40	24.8	11.2
7	20.2	3.87	3.80	98.2	50.4	43.2	6.4	14.2	5.49	4.00	72.8	59.0	27.2	13.8
8	22.2	3.37	-2.72	76.3	49.6	36.6	13.8	6.8	11.48	7.95	69.2	46.2	43.2	10.6
9	23.5	3.30	3.03	91.8	45.4	46.0	8.6	16.0	4.89	4.86	99.2	46.5	45.5	8.0
10	31.0	2.49	2.11	84.7	61.4	34.0	4.6	11.5	6.81	1.67	24.5	62.2	32.4	5.4
11	29.5	2.64	0.42	7.59	67.4	25.4	7.2	7.15	10.91	8.56	78.4	55.1	35.0	9.9
平均				67.86	50.36	39.03	10.61				53.20	50.57	38.88	10.55

砂 利 35~68% 平均値約 50.5%  
砂 25~55% 同 39.0%  
沈泥及粘土 4~15% 同 10.5%

併し此の中砂利 35%、砂 55% 等の特殊の例を除けば大體次の如くなる。

砂利 45~70% 砂 25~45% 沈泥及粘土 15%以下

即ち地方道に於ける乳劑舗装の基礎或は砂利道は大體以上の如き組成を有すれば可なるべく、只、路床土支持力に應じて以上の如き組成を有する砂利層の厚さを適當に決定すれば良好なる結果を得るものと推意す。

次に復原率（路盤に載荷すれば路盤の支持力及荷重に應じて路盤は沈下するが荷重を取り除けば一旦沈下した路盤は或る程度まで上昇する。此の量を復原量と稱し、復原量を沈下量で除したるものを復原率とす）は支持力係数 20kg/cm<sup>2</sup> 以上の場合で平均 67.86%、以下の場合で 53.20% にして強固なる路盤程彈性路盤として作用する事が分る。



# 11. セメント及びアスファルトを以て安定化する路表土の利用に就て

道 路 技 手 武 山 廣 志  
北海道廳土木部

## 1. 概 説

地勢や人口の分布が大陸的な北海道の幹線道路を急速に改善する爲の簡易工法として、路床土にセメント又はアスファルトの少量を混じて安定化し、表面を薄い磨耗層で被覆する所謂安定處理工法が試験に供されてから 5 年目を迎へ、今や其の結論を必要とするに至つた。

試験道路の或る工法は年々損傷が甚しく、維持困難と認められるものもあるが、又他方殆ど修理を要せざるものもある。試験道路の築造にあつて、最も重大な手落ちは當初安定處理の工法にのみ専心し、磨耗層の研究を比較的閑却にした事であつたが、今では安定處理の得失を磨耗層の工法と無關係に論議する事は無意味であると思はれるに至つた。

従つて試験道路の築造も次第に磨耗層の改善に注意が拂はれる様になつたが、それは主として

第 1 表 試験道路に採用した代表的工法、実施単價並に交通量

種別	仕上厚	工法番號	處理上の配合		埋込碎石 100m <sup>2</sup> に 對し (m <sup>3</sup> )	磨耗層 100m <sup>2</sup> 當り配合表		安定處理道 100m <sup>2</sup> 當り使用材料計		施工 年 度	實施單 價 1 平 方米當 り (圓)	交通量 一日平 均 (臺)	摘 要
			セメント 路表土 1m <sup>3</sup> に對し (kg)	アスファルト 路表土 1 m <sup>3</sup> に對し (lit)		アスフ アル ト乳 劑 (lit)	セメン ト 乳 劑 (kg)	アスフ アル ト乳 劑 (lit)	セメン ト kg 入 (袋)				
ア ス フ ア ル ト 處 理 道	8 種	1		上層厚 3cm 167 下層厚 5cm 80	200			1,100		13	1.16	自動車 272 馬車 191	
		2		100		300			1,100	14	1.31	"	
		3		113	45mm 級 3.0	300			920	"	1.32	"	
		4		100		400			900	"	1.06	"	
	5 種	5		100	30mm 級 3.0	400			800	15	1.43	自動車 146 馬車 287	
		6		路表土中 20 mm 以下に對 し 100	路表土 20mm 以上 に對し 400 立を 混合使用す				700	"	1.01	"	
		7	3.5 種	175	30mm 級 2.5	150			500	14	0.73	自動車 157 馬車 15	
セ メ ン ト 處 理 道	15 種	8	120		300			300	36	1.22	自動車 272 馬車 191		
		9	150		400	200		400	200	36	1.74	"	
		10	上層厚 5cm 180 下層厚 10cm 90		200	200			200	200	36	1.37	"
	10 種	11	180							36	1.51	自動車 146 馬車 287	
		12	150		30mm 級 3.0	400			400	24	1.51	"	
		13	路表土中 20 mm 以下に對 し 100		路表土 20mm 以上 に對し 400 立を 混合使用す				400	36	1.17	"	
25 種	14	處理厚 100cm 100						116	"	基礎の み 0.63			

今後の研究に屬し、安定處理基盤との有機的な關聯の下に調査を進めねばならない。

以下は試験道路より得たる資料の上より幾分参考となる可き事項を摘記せんとするものであるが、路面の環境並に之れに働く破壊作用が甚だ複雑である爲と、特に北海道に於ては破壊の最も甚しい融雪期の觀察が不可能である爲に、破壊の原因並に過程等を説明する事は困難で、只簡単な結果を紹介し得るのみである。

## 2. 試験道路より得たる諸資料

1) 厚さ 1cm 内外の薄膜に作られた磨耗層を有する安定處理道の維持費は最大であつたが、安定處理基盤が適當であれば、修理の大半は剝離せる磨耗層の補修のみである。(寫眞 1 参照)

此の事は第 2 表に於て示される通りであつて、最も破損の甚しい箇所に於ては、其の修理面積が施工全面積の約 40% にも達してゐる。しかし此の修理面積中の約 80% 迄は唯剝離された磨耗層の修理で、安定處理基盤の破壊は僅少である。

寫眞-1 セメント安定處理道  
(磨耗層 タール 2kg/m<sup>2</sup> 乳劑 2立/m<sup>2</sup> 15mm 級碎石)



第 2 表

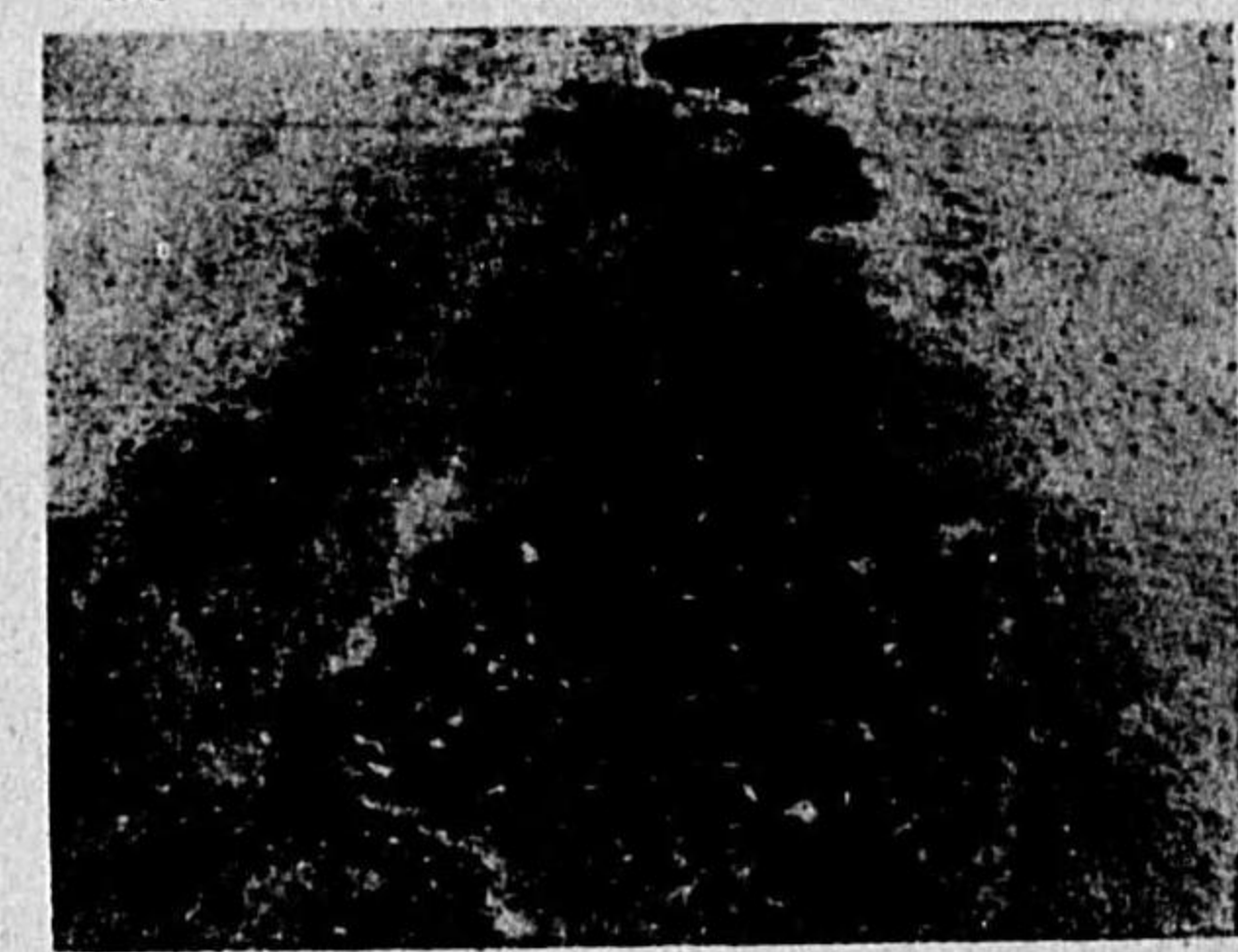
種 別	磨 耗 層 の 配 合	施工面積に對する 修理面積百分率 (A)	施工面積に對する 修理面積百分率 (B)	計	摘 要
アスファルト處理道	乳劑 2立/m <sup>2</sup> 15mm 級碎石使用	31	7	38	
同 上	乳劑 4立/m <sup>2</sup> 20mm 級碎石使用	2	10	12	
セメント處理道	タール 2kg/m <sup>2</sup> 乳劑 2立/m <sup>2</sup> 15mm 級碎石使用	17	2	19	

表中 (A) は磨耗層の修理のみにて済む破損を表はす (寫眞 2)  
" (B) は安定處理基盤迄破損してゐる箇所を表はす (寫眞 2)

寫眞-2 磨耗層の修理のみにて済む破損 (A)



寫眞-3 安定處理基盤迄破損してゐる箇所 (B)





又、磨耗層の剝離が安定處理基盤の破壊に起因したと認められる例は僅少で、凍上箇所及び安定材の混合不良であつた箇所のみ幾分発生した。混合不良と認められる箇所は、試験道路中の約 1.0% 程度であつたが、それは施工當時混合乳剤が早期分解を起し、充分均一な混合土が得られず、施工に困難を來した所であつた。(寫眞 4 参照)

勿論斯かる箇所では磨耗層の破壊と共に、安定處理基盤に於ても殆ど全厚に亘り破壊された。

寫眞-4 アスファルト處理道  
安定材混合不良に依る破壊状況



寫眞-5 アスファルト處理道  
(磨耗層乳剤 3立/m<sup>2</sup> 15mm 級碎石)



2) 磨耗層と安定處理基盤との附着力はセメント處理土に對してよりもアスファルト處理土に對して良好の様である。

此の事柄に對する適當な例證は無いが、アスファルト處理道に於ける磨耗層の剝離状態が寫眞 3 に示される如く小部分の細かい面積に數多く発生してゐるのに反し、セメント處理道の場合は寫眞 1 の如く比較的廣面積に剝離されてゐる。もつとも之れには磨耗層施工上の缺陷も加味されてゐるものと考へられるが、兩者の剝離状況を同一現場に於て比較する時、セメント處理道では安定處理基盤の強度不足に起因したと認められる例は殆ど無く附着力の不足が主因の如く觀取された。之れに反しアスファルト處理道の場合は、安定處理基盤が交通荷重に對し此の程度の磨耗層を安全に保持出来なかつた様であり、附着力の缺如が直接影響を及ぼしたとは認められなかつた。

又、爪付馬蹄の穿孔被害より見れば、セメント處理道は浅い傷痕を留めるに反し、アスファルト處理道に於ては深部迄達する穴となる。之れはセメント處理土がアスファルト處理土に比し剛質で地耐力が大なる事にも依るが、又磨耗層の輻壓密度もアスファルト處理基礎の場合より高くなるにも原因すると認められる。アスファルト處理道に於ける小面積の數多い磨耗層の剝離原因は結局之等爪付馬蹄の穿孔箇所が漸次擴大されつゝ発生したものと考へられる。

3) 磨耗層を失つた後の基盤の磨損に就いては、セメント處理土の方が遙かに有效である。

寫眞 6 はアスファルト處理道、寫眞 7 はセメント處理道の各々磨耗層を失つた後の基盤磨損状況を示すものである。前者は殆ど砂利道の場合と同様な磨耗の進行を繼續し 30mm 以上を失

寫眞-6 アスファルト處理道  
(基盤乳剤 113立/m<sup>2</sup>)



寫眞-7 セメント處理道  
(基盤セメント 120kg/m<sup>2</sup>)



つた所も多數あり、甚しい所では處理全厚を失つた。之れに反し、後者の磨耗は殆ど肉眼で測定する事が出来ぬ程度であつた。

第 3 表 セメント處理土の磨耗量

路面状況	耐 歴 強 度	一ヶ年後の磨耗量	一日の交通量	摘 要
磨耗層剝離後の磨耗	23.2kg/cm <sup>2</sup>	2~3mm	自動車 272 馬 車 191	處理土中に不良火山灰を含有硬化不良箇所
同 上	6.7 "	10~20 "	同 上	
磨 耗 層 無 し	26.0 "	2~3 "	自動車 146 馬 車 287	

又、第 3 表はセメント處理道 1 年後の磨耗量の平均値を表はしたものであるが、此の表にても判る如く、セメント處理土が良質であれば其の磨耗量は甚だ僅少で、交通閑散な箇所なれば磨耗層無しでも用をなすであらう。

セメント處理土の磨耗防止には處理土の粒度改善や混合セメント量の増加に依つて或る程度の期待出来るが、アスファルト處理土では經濟的な範圍内に於て、之等に期待を持つ事は出来ないから、磨耗層の改善に意を用ひる方が有效適切である。

4) 鋪装面の破壊、特に磨耗層の剝離防止に對しては、安定處理基盤の質の影響は僅少の様に認められ、寧ろ磨耗層の厚さと質を向上させる事が必要である。此の事は安定處理基盤が磨耗層の剝離防止上より見て、不必要な存在であつたと云ふ意味では無い。事實當試験道路箇所に安定處理道と比較する爲、在來の砂利道上に厚さ 1~2cm の瀝青塗裝道も試験的に實施したのであつたが、之等の總ては一冬を經過した時其の 90% 以上を失つてしまつた。従つて安定處理基盤は之等の道路に對し必要なくべからざるものであると云ふ事に疑ひの餘地は無いのである。唯安定處理道は必ず磨耗層を併用すべきであると云ふ考へから見ると、第 4 表に示される事實は、此の程度の交通量に對し、安定處理基盤が必要とする性能は吾々の豫想よりも未だ低位に在る事を暗示して居ると思はれる。



第 4 表

種 別	基 盤 配 合	磨 耗 層 の 配 合	施工面積に対する修理面積百分率		計	摘 要
			(A)	(B)		
アスファルト処理道	乳 劑 150立/m <sup>3</sup>	乳 劑 2立/m <sup>3</sup> 15mm 級碎石使用	31	7	38	
同 上	" 100立/m <sup>3</sup>	乳 劑 4立/m <sup>3</sup> 20mm 級碎石使用	2	10	12	
セメント処理道	セメント 144kg/m <sup>3</sup>	タール 2kg/m <sup>3</sup> 乳 劑 2立/m <sup>3</sup> 15mm 級碎石使用	19	0	19	坂路に 施工
同 上	" 96kg/m <sup>3</sup>	同 上	17	2	19	同 上

表中 (A) 及び (B) の分類は第 2 表に同じ

5) 磨耗層の膜厚を増す代りに、磨耗層の骨材に荒碎石を使用し、之れを基盤に壓入してアスファルトを節約する工法は有効であり、基盤と磨耗層の密着に對して役立つ。(第 5 表裏頁 8 参照)

第 5 表

種別	埋込碎石の有無	基盤配合	磨耗層の配合	施工面積に対する修理面積百分率 (A+B)	1日の交通量		摘 要
					自動車	馬車	
アスファルト処理道	無	乳 劑 140立/m <sup>3</sup>	乳 劑 3立/m <sup>3</sup> 15mm 級碎石	31	272	191	
	"	" 113立/m <sup>3</sup>	タール 1.5kg/m <sup>3</sup> 乳 劑 1.5立/m <sup>3</sup> 15mm 級碎石	43	同	上	凍上、施工継手の不良、アスファルト再乳化等に依る破損箇所一式を含む
	有 45mm 級	" 113立/m <sup>3</sup>	乳 劑 3立/m <sup>3</sup> 15mm 級碎石	9	同	上	修理の總ては乳劑 1 回撒程度の小破なり
	" 30mm 級	" 200立/m <sup>3</sup>	乳 劑 4立/m <sup>3</sup> 15mm 級碎石	4	自動車 146 馬車 287	同	上
セメント処理道	無	セメント 144kg/m <sup>3</sup>	タール 2kg/m <sup>3</sup> 乳 劑 2立/m <sup>3</sup> 15mm 級碎石	19	自動車 272 馬車 191		坂路に施工
	"	" 96kg/m <sup>3</sup>	同 上	19	同	上	同
	有 45mm 級	" 150kg/m <sup>3</sup>	タール 2kg/m <sup>3</sup> 乳 劑 4立/m <sup>3</sup> 20mm 級碎石	0	同	上	同
	" 30mm 級	" 150kg/m <sup>3</sup>	乳 劑 4立/m <sup>3</sup> 15mm 級碎石	0	自動車 146 馬車 287		部分的に乳劑 1 回撒程度の小破損箇所あり

表中 (A) (B) の符號は第 2 表に同じ

此の工法は従來のマカダム式簡易舗装に近似して來るが、試験道路内の例に於てはマカダム式簡易舗装工(仕上厚 5cm 乳劑 7立/m<sup>3</sup> 使ひ)の築造費 1.50圓/m<sup>2</sup>に對し、之れと同程度のアスファルト安定處理道は 1.25圓/m<sup>2</sup>を以て築造されたが 1 年後の舗修面積の比率は 10:4 程度であつたから、安定處理工法の方が、工費、維持費共に少ない。しかし乍ら試験面積が僅少であるから、之等に就て早計に斷定は出來難いと思ふ。

6) 砂利道として維持されてあつた當時、毎年凍上を繰返した區間に施工したアスファルト處理道に於ては、引續き凍上が起り、凍上防止の手段を講ずることの肝要な事を認めたが、斯る場

所に於て又アスファルトの再乳化した形跡が認められたので其の附近より處理土を採取して、室内實驗を行つた結果、一部再乳化を起す傾向を示した。此の再乳化は處理土に對して致命的な打撃であるから、今後乳劑の分解緩和劑の種類や其の使用量及び舗設混合物の最高乾燥度等に就て更に研究する必要が認められる。

7) 現在迄最も成績の良い型式は第 1 表中 9、12、5、6 (工法番號) の各種類であつた。その内 9、12 の何れも 1 箇年經過後部分的に小破損箇所を認めた程度であり、維持費としては計上するに足らぬものであつた。5、6 の工法は之等に次ぐ好成绩を保持してゐる。又 7 號の型式は施工後補修を殆んど必要とせず、築造費も 0.73圓/m<sup>2</sup>で最低位であつた。但し 7 號の區間は馬車の交通量が他の區間に比し可成り少ない箇所である。

8) 安定處理土をセメントコンクリート舗装の基礎として使用すれば、玉石或は碎石基礎より安價な場合が甚だ多く、均一性に富み、安定度の高い平滑な基礎面を容易に得られるので本舗装施工に際し敷紙、砂褥層等の廢止も可能であり、且つ基盤の凹凸に依る施工厚の不均等を防止し得る。同様の事は他的高级舗装の基礎としても云ふ事が出來、コンクリート基礎に代つて廣範な利用が考へられる。

此の例では第 1 表第 14 號の如くに、セメント處理土を玉石基礎と比較して、試験的に實施されたが、其後の經過も良好で舗装龜裂の發生も認められない。又該箇所の玉石運搬距離が片道約 2km の近距離であつたのにも不關ず、セメント處理基礎の方が安價であつた。

第 6 表 基礎單價比較表

基 礎 種 別	實 施 年 度	1 平 方 米 當 り 單 價	摘 要
セメント處理厚 15cm		0.93	推定單價
" " " 100 "	15	0.85	
" " " 120 "		0.68	推定單價
" " " 100 "	16	0.68	
玉石基礎厚 15cm	15	0.90	玉石運搬距離片道 2km
玉石基礎厚 15cm 1:4:8コンクリート厚 10cm	16	2.80	" 3km

目下實施中の國道改良工事コンクリート舗装に於て石材の入手困難な地方に對しては、本工法の廣範な利用が計畫されてゐる。

3. 結 語

安定處理土が舗装の基礎に過ぎないと云ふ事は當初よりの假定であつたが、各種の經驗により

裏頁-8 セメント處理道荒碎石壓入面





其の假定の妥當である事を知つた。従つて此の工法は在來の各種の基礎工法と比較して研究し、且つ利用の適地を考へる可きであると思ふ。

基礎である安定處理土は必ず鋪裝體を必要とし、鋪裝體は氣象や交通量により厚薄宜しきを得ねばならない。交通量に關聯して適當な厚さの鋪裝體と、之れと釣合ひのとれた安定處理基礎とを決定する事は、今後に残された問題である。吾々が試験道路に就て採用した工法は、概して交通量に對し鋪裝體が弱過ぎ、基礎體が強過ぎたものゝ様である。

茲に最大の收穫と認められる事は、安定處理工法の研究により、從來閑却されてゐた路盤土質に對する研究が促進され、更に又、從來の石材及びコンクリートを主體とする基礎工法を加へ現場の土を主體とする此の工法の参加によつて、吾々の鋪裝基礎に對する撰擇の範圍が大いに擴大した事であらう。

## 12. 著色コンクリート試験鋪裝に就いて

大阪市土木局道路建設課長 浦 上 衛 門

### (1) 施 工 の 動 機

歐米は勿論近時我國に於ても防空上の見地から重要建築物の屋上壁面などに段々と迷彩が試みられる様になつた。迷彩の効果如何は暫く之を措くも之を施せるは専ら建築物そのものに限られてゐてそれらの周囲との關係などは餘り考へられてゐない現状である。併し是のみでは迷彩としては不完全であつて少くともそれら建築物の周囲を取巻く空地即ち廣場、道路などの色彩、明度等をも考慮に入れ之等の識別困難になる様に施すに非ればその効果が少いものと考へられる。従つて廣場、道路などにも着色を施すことの必要が考へられねばならないわけである。

現今用ひられつゝある着色剤としては液體塗料とセメントに混用する粉末着色剤との2種類がある。前者はセメントに混用するのは不適當であり、又塗抹そのものは荷重の通過する場所に於ては消え易く度々之を塗り替へねばならぬから専ら建築用に適するものであつて、従つてこゝにはコンクリートに混和し得べき粉末着色剤について述べんとするものである。さて粉末着色剤は現在のところ甚だ高價であつて之をコンクリートの鋪裝厚全般に混入することは經濟的に殆ど不可能であり、一つには混入によりコンクリート強度が幾分低下する關係をも考慮に入れ之を二層式にしてその表層のみに混入するのが妥當であると考へられる。然らば二層式にするとして表層厚を如何程とし、如何なる工法とすれば經濟的であり、然も通過荷重に對して安全であり剝脱等の虞もないか等々に關して検討する必要があるので、即ち本試験鋪裝を行つた所以である。

### (2) 試 験 鋪 裝 の 位 置

所は市内東成區片江町である。

### (3) 試 験 鋪 裝 現 場 の 交 通 調 査

本試験箇所交通は比較的閑散であつて、その點試験箇所としては不適當であるが色々の都合上本箇所を撰定するの止むを得なかつたものである。〔表-1〕参照

表-1 交 通 調 査 表

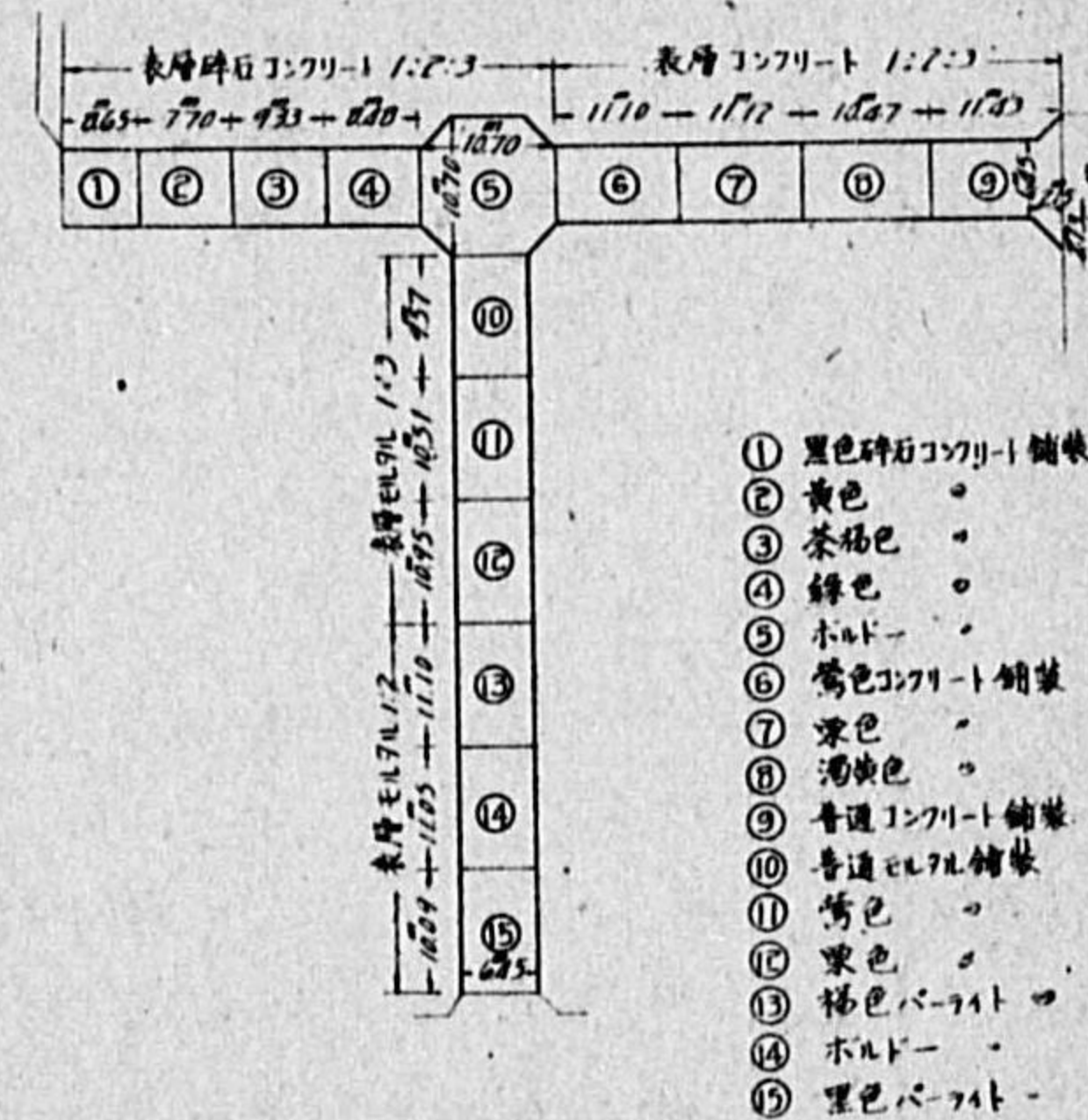
昭和16年5月29日(晴)	自午前7時30分 至午前9時30分	自午後1時0分 至午後3時0分	自午後6時0分 至午後8時0分	合 計
貨物自動車(臺)	3	1	5	9
乗用自動車(臺)	1	1	2	4
自 轉 車(臺)	188	213	200	601
自動二輪車(臺)	3	3	2	8
牛 馬 車(臺)	3	1	4	8
荷 車(臺)	6	2	5	13
人 力 車(臺)	0	2	3	5
通 行 人(人)	136	124	129	489
三 輪 車(臺)	11	19	14	44
小 型 自 動 車(臺)	0	5	3	8

### (4) 試 験 鋪 裝 の 工 法 、 工 費 等 の 概 要

〔圖-1〕並〔表-2〕にその概要を表示す。

〔圖-1〕は各色により夫れ夫れ施工區を別にして全體で15區分をして施工した。表中基礎として示せる下層には第5工法を除きたる全部をソイルコンクリートを以つてし、第5工法では1:3:6コンクリートを以つてした。ソイルコンクリートを用ひたるは施工單價を低廉ならしむる目的であつて、然も在來の研究によつて下層として用ひれば相當なる載荷力、耐久力を有するとの考への下に試みたるものである。表層としては着色コンクリート配合1:2:3及着色モルタル1:2及1:3をそして着色コンクリートには一部碎石を使用した。着色モルタルは設計厚1.5種及2種、着色コンクリートは3種とした。併し施工の結果表示の如く多少の厚薄を生じた。之等が原因して施工單價も設計のものよりも多少の高下を生じた。結局1平米當り單價に於てソイルコンクリートを用ひたものは、1:3:6コンクリートのものよりも1圓以上安價に上つたことは表に見る如くである。茲に表示せるセメント量並に着色剤の百分率は總て出來上りコンクリート或はモルタルの全重量に對するものであることを附言す。

圖-1 着 色 鋪 裝 見 取 圖





表一2

種別	名	積	延長	面積	工法	法	(厚さは設計厚)	工	費	(附帯工費を含まず)	単価
第一工法	黒 砕石コンクリート舗装	色	8.57	60.107	基礎 表層	ソイルコンクリート 黒色砕石コンクリート (配合 1:2:3) 着色剤 1.4%	{ 厚さ 10cm セメント量 10% { 厚さ 3.5cm(3cm) 着色剤 1.4%	209,454 { 基礎 表層	97,988 砕石着色 剤 42,000	3,484 圓/m <sup>2</sup> (3,207)	
第二工法	黄 砕石コンクリート舗装	色	7.71	49.73	基礎 表層	ソイルコンクリート 黄色砕石コンクリート (配合 1:2:3) 着色剤 1.34%	{ 厚さ 10cm セメント量 10% { 厚さ 3.3cm(3cm) 着色剤 1.34%	195,709 { 基礎 表層	87,586 砕石着色 剤 50,220	3,935 圓/m <sup>2</sup> (3,410)	
第三工法	茶 砕石コンクリート舗装	色	9.35	60.307	基礎 表層	ソイルコンクリート 茶褐色砕石コンクリート (配合 1:2:3) 着色剤 1.11%	{ 厚さ 10cm セメント量 10% { 厚さ 3.2cm(3cm) 着色剤 1.11%	204,069 { 基礎 表層	102,307 砕石着色 剤 36,000	3,383 圓/m <sup>2</sup> (3,106)	
第四工法	緑 砕石コンクリート舗装	色	8.44	54.438	基礎 表層	ソイルコンクリート 緑色砕石コンクリート (配合 1:2:3) 着色剤 1%	{ 厚さ 10cm セメント量 10% { 厚さ 4.1cm(3cm) 着色剤 1%	219,403 { 基礎 表層	88,040 砕石着色 剤 72,923	4,030 圓/m <sup>2</sup> (3,314)	
第五工法	ボ 砕石コンクリート舗装	-	10.70	104.501	基礎 表層	コンクリート ボルドー砕石コンクリート (配合 1:2:3) 着色剤 1%	{ 厚さ 10cm { 厚さ 3.2cm(3cm) 着色剤 1%	542,533 { 基礎 表層	314,596 砕石着色 剤 111,147	5,191 圓/m <sup>2</sup> (4,763)	
第六工法	鶯 コンクリート舗装	色	11.00	70.95	基礎 表層	ソイルコンクリート 鶯色コンクリート (配合 1:2:3) 着色剤 1%	{ 厚さ 10cm セメント量 10% { 厚さ 4.5cm(3cm) 着色剤 1%	288,580 { 基礎 表層	100,924 コンクリート 着色剤 93,600	4,067 圓/m <sup>2</sup> (3,293)	
第七工法	栗 コンクリート舗装	色	11.14	71.85	基礎 表層	ソイルコンクリート 栗色コンクリート (配合 1:2:3) 着色剤 0.5%	{ 厚さ 10cm セメント量 10% { 厚さ 3.7cm(3cm) 着色剤 0.5%	234,257 { 基礎 表層	113,981 コンクリート 着色剤 40,092	3,260 圓/m <sup>2</sup> (3,363)	

第八工法	黄 コンクリート舗装	色	10.71	69.08	基礎 表層	ソイルコンクリート 黄色コンクリート (配合 1:2:3) 着色剤 1%	{ 厚さ 10cm セメント量 10% { 厚さ 3.6cm(3cm) 着色剤 1%	241,628 { 基礎 表層	109,036 コンクリート 着色剤 56,350	3,497 圓/m <sup>2</sup> (3,256)
第九工法	普 コンクリート舗装	通	11.43	78.30	基礎 表層	ソイルコンクリート 普通コンクリート (配合 1:2:3)	{ 厚さ 10cm セメント量 10% { 厚さ 3.5cm(3cm)	192,728 { 基礎 表層	119,772 コンクリート	2,461 圓/m <sup>2</sup> (2,486)
第十工法	普 モルタル舗装	通	9.57	61.73	基礎 表層	ソイルコンクリート 普通モルタル (配合 1:3)	{ 厚さ 10cm セメント量 10% { 厚さ 1.1cm(2cm)	148,665 { 基礎 表層	105,805 モルタル	2,408 圓/m <sup>2</sup> (2,067)
第十一工法	鶯 モルタル舗装	色	10.51	67.79	基礎 表層	ソイルコンクリート 鶯色モルタル (配合 1:3)	{ 厚さ 10cm セメント量 10% { 厚さ 2.7cm(2cm) 着色剤 1%	195,395 { 基礎 表層	106,492 モルタル 着色剤 26,400	2,882 圓/m <sup>2</sup> (2,655)
第十二工法	栗 モルタル舗装	色	10.95	70.63	基礎 表層	ソイルコンクリート 栗色モルタル (配合 1:3)	{ 厚さ 10cm セメント量 10% { 厚さ 2.6cm(2cm) 着色剤 0.5%	214,954 { 基礎 表層	114,026 モルタル 着色剤 37,700	3,043 圓/m <sup>2</sup> (2,696)
第十三工法	褐色 モルタル舗装	ト	11.10	71.60	基礎 表層	ソイルコンクリート 褐色パライトモルタル 舗装(配合 1:2) 着色剤 1%	{ 厚さ 10cm セメント量 10% { 厚さ 1.9cm(1.5cm) 着色剤 1%	179,671 { 基礎 表層	116,200 モルタル 着色剤 12,800	2,509 圓/m <sup>2</sup> (2,370)
第十四工法	ボ モルタル舗装	-	11.05	71.27	基礎 表層	ソイルコンクリート ボルドーモルタル 舗装(配合 1:2) 着色剤 1%	{ 厚さ 10cm セメント量 10% { 厚さ 2cm(1.5cm) 着色剤 1%	217,612 { 基礎 表層	108,326 モルタル 着色剤 55,500	3,054 圓/m <sup>2</sup> (2,530)
第十五工法	黒色 モルタル舗装	ト	10.09	65.08	基礎 表層	ソイルコンクリート 黒色パライトモルタル 舗装(配合 1:2) 着色剤 1%	{ 厚さ 10cm セメント量 10% { 厚さ 1.4cm(1.1cm) 着色剤 1%	156,943 { 基礎 表層	105,414 モルタル 着色剤 38,809	2,411 圓/m <sup>2</sup> (2,280)



(5) 試験舗装に使用したる着色剤、セメント並に骨材

[表-3] 並 [表-4] に之を示す。

表-3 使用したるセメント並骨材

名稱	産地	比重	粒 度 (百分率)		
			15mm~5mm止	5mm~2mm	2mm以下
碎石	高槻	2.64	48.7	41.6	9.7
砂利	桂川	2.63	20mm止 39.0	20mm~10mm 56.0	10mm~2.5mm 15.0
砂	淀川	2.61	2.5mm~0.6mm 34.0	0.6mm~0.15mm 66.0	—
セメント	窯業普通セメント				

表-4 各種着色剤、商店名、化学成分分析及單價表

番號	品 種	商店名	分 析 表 (百分率)											1 疋 當り 單價 円	比重	
			酸化第一鐵	酸化第二鐵	礬土	珪酸	可溶性珪酸	石灰	苦土	アルカリ	炭素	灼熱減量	水分			三井
1	黒色着色剤	小西藥品商店	10.50	75.00	1.08	.53	—	—	—	—	—	—	—	12.85	1.00	5.83
2	黄色着色剤	同上	3.30	77.90	.90	.46	—	—	—	—	—	—	—	17.44	1.15	4.76
3	茶褐色着色剤	同上	5.42	79.90	.86	.65	—	—	—	—	—	—	—	13.07	1.05	5.56
4	綠色着色剤	同上	5.15	79.70	.98	.60	—	—	—	—	—	—	—	13.68	1.25	4.70
5	ボルドー着色剤	同上	未入手											1.50	6.04	
6	鶯色着色剤	同上	未入手											1.20	4.65	
7	栗色着色剤	同上	未入手											1.30	5.62	
8	濁黄色着色剤	同上	未入手											1.20	4.83	
番號	品 種	商店名	珪酸	可溶性珪酸	酸化第一鐵	礬土	石灰	苦土	アルカリ	灼熱減量	固定炭素	灰分	水分及揮發物	三井	單價	比重
9	黒色パーライト	中島白土	41.01	37.55	2.13	8.04	0.55	0.55	6.67	6.00	—	—	—	—	11	2.80
10	褐色パーライト	同上	41.01	37.55	2.13	8.04	0.55	0.55	6.67	6.00	29.18	61.53	5.99	—	10	2.80

普通セメント比重ハ 3.10

(6) 着色剤を混入したる 1:3 モルタルの比重並に強度

[表-5] [圖-2、圖-3、圖-4] に之を示す如くで本試験は實驗室に於て現場の豫備試験として試みたるものである。

壓縮強度に於て見れば初期強度線は着色剤含有率の如何に關らず概ね併行してゐるが、4 週となれば強度に相當の相違を生じて來てゐる。特に注意すべきは試用したるパーライトは他のものに比較して比重も小さく、壓縮並に引張強度に於ても他のものより相當低位にあることである。尙強度の點からは、ボルドー、鶯色、黄色などが比較的安心出来るようである。

表-5 着色モルタル強度表 1:3

使用材料 { 淀川粗砂 室温 15°C  
窯業普通セメント 水温 20°C

種 別	比重	壓縮強度 kg/cm <sup>2</sup>						引張強度 kg/cm <sup>2</sup>					
		着色剤 1%		着色剤 2%		着色剤 3%		着色剤 1%		着色剤 2%		着色剤 3%	
		1 週	4 週	1 週	4 週	1 週	4 週	1 週	4 週	1 週	4 週	1 週	4 週
黒色	4.17	252	337	278	283	279	284	34	36	31	34	31	33
黄色	3.17	289	375	277	360	238	331	32	36	33	35	32	35
茶褐色	3.98	254	320	236	317	248	291	34	36	31	33	33	36
綠色	3.16	292	348	288	347	286	340	32	34	31	32	31	33
ボルドー	4.19	306	386	304	379	299	355	32	35	34	34	32	35
鶯色	3.14	260	389	247	355	250	322	32	36	31	33	31	34
栗色	3.79	262	360	232	288	237	287	35	36	32	35	32	34
褐色パーライト	3.15	240	306	234	266	220	259	27	29	25	28	25	27
黒色パーライト	3.14	234	298	228	257	216	240	25	27	24	27	24	26
普通モルタル	3.24	300	412										

% = 全重量に對する百分率

表-6 各路線路面土砂篩分析表

篩 分	路 線	喜連	赤川	森	都	島	毛馬	大黒	淡	三津	元今	櫻ノ宮	阿部	野	兩國	國道	片江	
		津線	小路線	守口線	筋線	社前線	三國線	北通線	南通線	横手線	堺線	筋線	橋線	平均	片江			
50ms																		
50~40												160				110	240	
40~30												70	540			310	480	
30ms		0	150						100									
30~25		1220	1310	360	250	180	140	450	840	300	90					420	660	
25~20		500	760	1180	680	80	380	580	720	320	320	110				570	670	
20~15		630	1030	890	720	380	390	600	620	490	440	800				780	610	
15~10		850	680	1020	1420	880	760	1170	540	830	320	1180				1080	520	
10~7		450	650	550	1250	940	640	980	760	610	240	850				680	560	
7~5		470	720	470	930	790	470	720	780	470	170	690				410	470	
合計		4120	5300	4470	5250	3250	2880	4500	4580	3250	2120	3630				4360	4210	
5~2.5		840	600	650	720	970	610	420	660	460	320	650				350	510	
2.5~1.2		1010	620	1000	630	850	750	560	920	520	640	710				390	520	
1.2~0.6		1270	520	840	550	840	630	580	860	660	730	720				510	890	
0.6~0.3		880	550	460	500	870	490	320	700	860	910	750				650	810	
0.3~0.15		620	460	500	750	890	630	450	820	1040	860	810				730	1530	
合計		4620	2720	3450	3150	4420	3110	2270	3960	3540	3460	3640				2630	4260	
0.15ms pass		410	720	420	650	700	550	850	380	740	610	930				910	630	
dec loss		850	1230	1660	950	1630	3460	2380	1080	2470	3810	1800				2110	900	
合計		1260	1950	2080	1600	2330	4010	3230	1460	3210	4420	2730				3020	1530	



圖-2 1:3 着色モルタル比重表

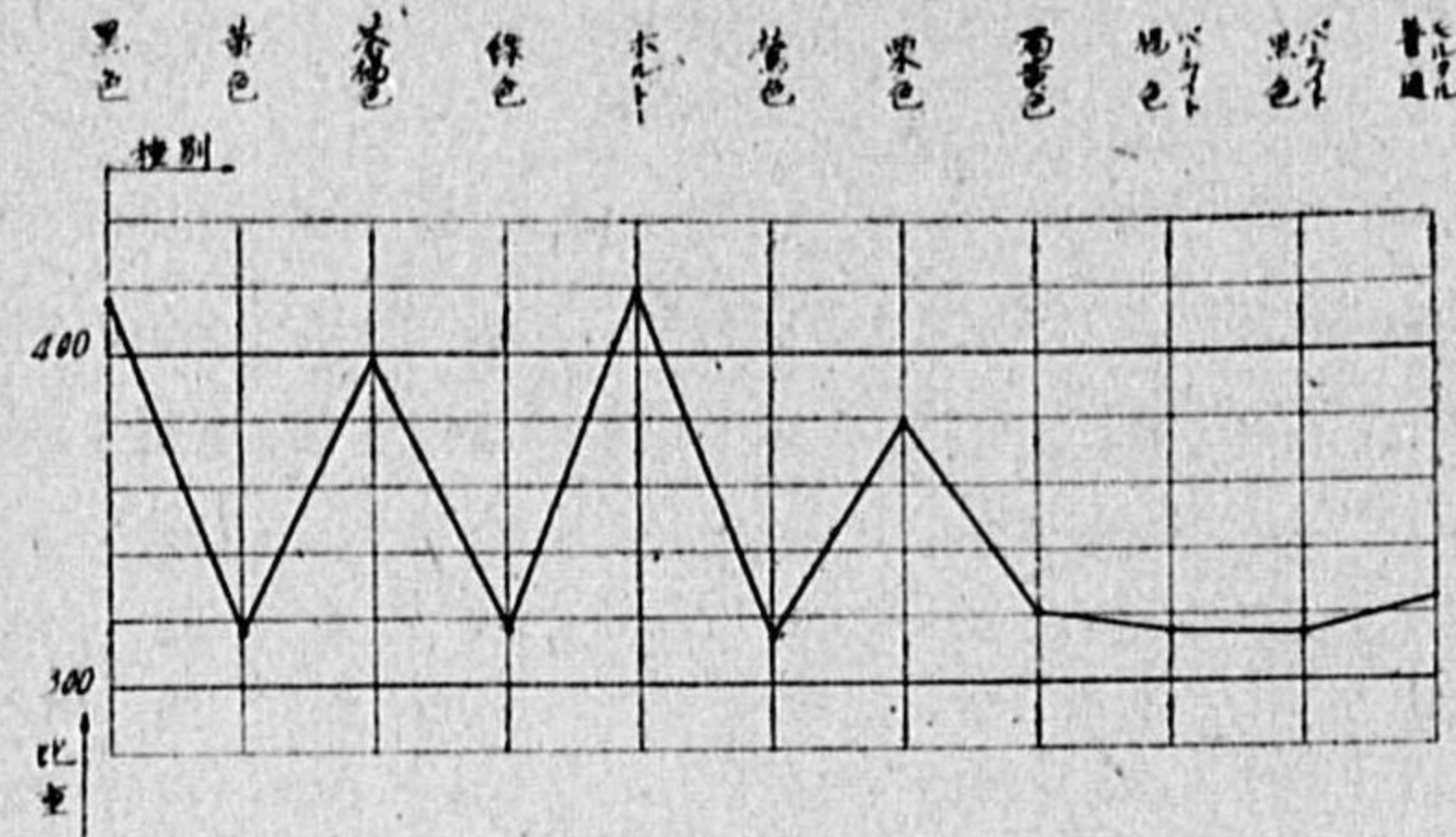
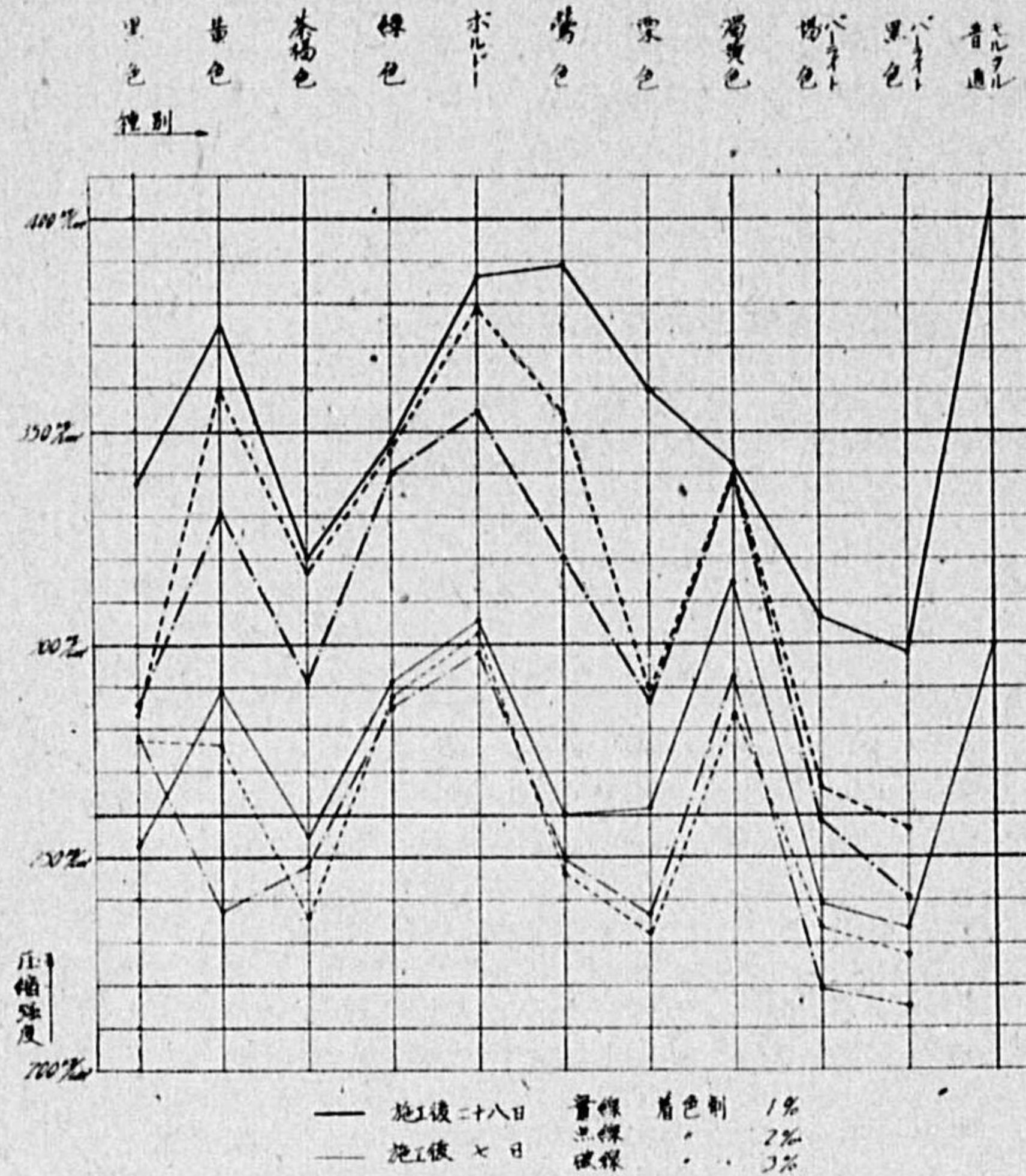


圖-3 着色モルタル壓縮強度表 (kg/cm<sup>2</sup>)



〔圖 8〕〔寫眞 8 葉〕参照

試験箇所の路床の地質は砂利、粘土を含む砂質にして堅硬、舗装基礎としては先づ申分なし。

施工月日自昭和 16 年 8 月 6 日  
至同 8 月 21 日 延 16 日間

實施工日數 10 日間  
時間 55 時間半

(7) 試験舗装の下層として用ひたるソイルコンクリート並にコンクリート

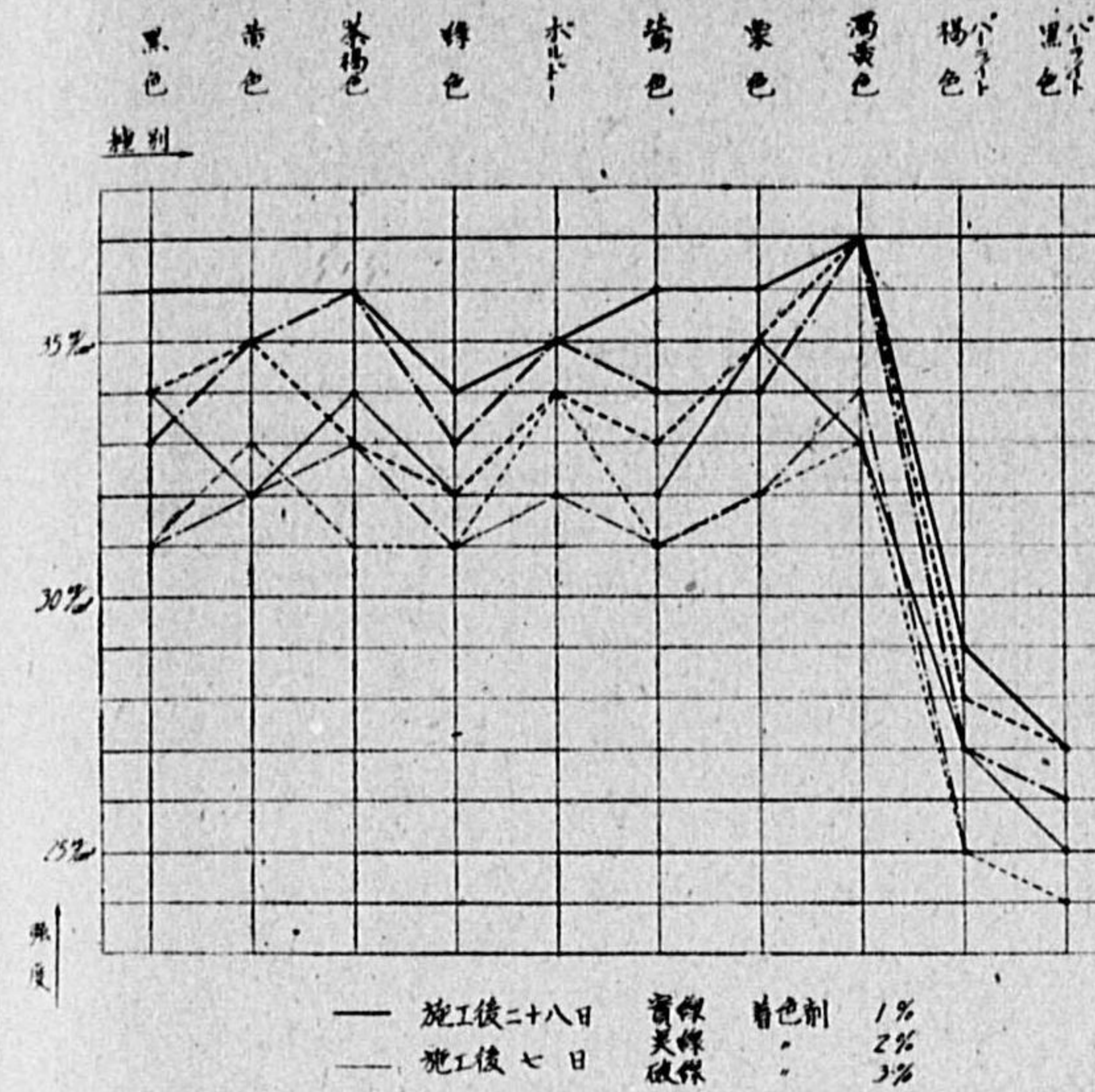
〔表 6、表 7、表 8〕を参照せらるべく、ソイルコンクリートに関しては既に前年會誌道路上にも一部發表したることゆゑ之を省略するがたゞ参考のために大阪市内に於ける路床土に含有する砂利、砂、泥の比率及ソイルコンクリートの壓縮強度を表示す。

(8) 試験舗装の上層として用ひたる着色コンクリート、着色モルタルの明度並強度

〔表 9〕〔圖 5、圖 6、圖 7〕に見る如く明度に於ては 1% を混じたるものにあつても普通コンクリート或はモルタルに比して低いこと、壓縮強度に於ては、着色剤が左程の妨げをしてゐない。とりわけ黒色、ボルドーなどに於ては強度の低下が少い様である。

(9) 施工中の様様

圖-4 1:3 着色モルタル引張強度表 (kg/cm<sup>2</sup>)



全面積 1027 平米  
1 日施工面積 102.7 平米  
1 時間 18.51 平米  
養生は濡れ筵被覆 10 日間  
交通開始 施工後 3 週間  
尙本試験舗装施工中、降雨、輾壓機の故障等ありしたため多少施工不完全と思はるゝ部分もある。  
着色剤の内パーライトは 30 疋袋入り、其他は 50 疋及 60 疋入りの箱及樽であるので之を一度木製函 (8 寸、8 寸 5 分、及 8 寸、8 寸 3 分) に移入し、50 疋入セメント 1 袋を標準としてその重さを夫れ夫れ計量したる

表-7 ソイルコンクリート成績表

供試體番 號	セメント全重量に對する百分率	水全重量に對する百分率	スランプ (cm)	粒 度 全土量に對する百分率			壓縮強度 28 日
				砂 利 分 50mm~5mm止	砂 分 5mm~0.15mm止	泥 土 分 0.15mm 以下	
1	10	7.5	0	41.4	46.1	12.5	74
2	"	7.0	0	44.4	42.0	14.0	78
3	"	7.5	0	40.2	44.2	15.6	85
4	"	8.0	0	45.1	35.7	19.2	75
5	"	7.5	0	39.6	45.1	15.3	71

表-8 1:3:6 コンクリート成績表

供試體番 號	材 日 齡	試料重量 (kg)	室 温	壓縮強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	水全重量に對する百分率	スランプ (cm)
1	28	12.68	25°C	142.0	55	13.7
2	"	12.66	"	141.5	55	12.1
3	"	12.55	"	140.0	60	14.1
4	"	12.66	"	144.6	55	11.0
5	"	12.61	"	141.0	55	11.3

上セメントに混和した。セメント及着色剤の混和は別に作製したる廻轉式木箱 (圖 8) (寫眞 6) に夫れ夫れ投入後約 2 分間把を廻轉して混和し然る後之を混凝土混和機に投入した。コンクリート材料投入は特に砂、セメント⊕着色剤、水、砂利の順序を嚴守し 2 分間以上混和した。混和の



際は、セメントと着色剤との比重が割合近いから混和し易かつた。混和用水量は最初下層のソイルコンクリートと同時輾壓をなす意圖のもとに使用セメントに対する水量を 50% 程度となし 3 噸マカダム輾壓機を用ひて輾壓をなしたところ下層ソイルコンクリートの敷均し厚の不均等に原因し表層出來上り表面に凹凸の生ずること甚だしく之を補修するには多量の着色コンクリートを要し然も表層厚に著しき厚薄不同を生ずるなど施工困難を極むるため之を中止した。即ち下層

表-9 着色舗装明度及強度試験表

施工區號	品 種	明 度 標準 (白100)	壓縮強度 (kg/cm <sup>2</sup> )		舗 裝 種 類	
			7 日	28 日	種 別	表層配合
1	黒 色	7.9	108	172	砕 コ ン ク リ ー ト	1:2:3 厚 3cm
2	黄 色	13.5	110	161		
3	茶 褐 色	8.0	114	168		
4	緑 色	7.3	120	164		
5	ボ ル ド ー	12.8	108	174		
6	鶯 色	13.8	112	165	普 通 コ ン ト	1:2:3 厚 3cm
7	栗 色	10.4	110	164		
8	濁 黄 色	10.6	117	160		
9	普通コンクリート	26.0	116	174		
10	普通モルタル	26.0	300	412	モ ル タ ル	1:2 厚 1.5cm
11	鶯 色	13.8	260	389		
12	栗 色	10.4	262	360		
13	褐色パーライト	24.0	240	306		
14	ボ ル ド ー	12.8	300	386		
15	黒色パーライト	11.0	234	298		

圖-5 着色舗装明度表 (使用明度計—プロフリツヒ光度計)

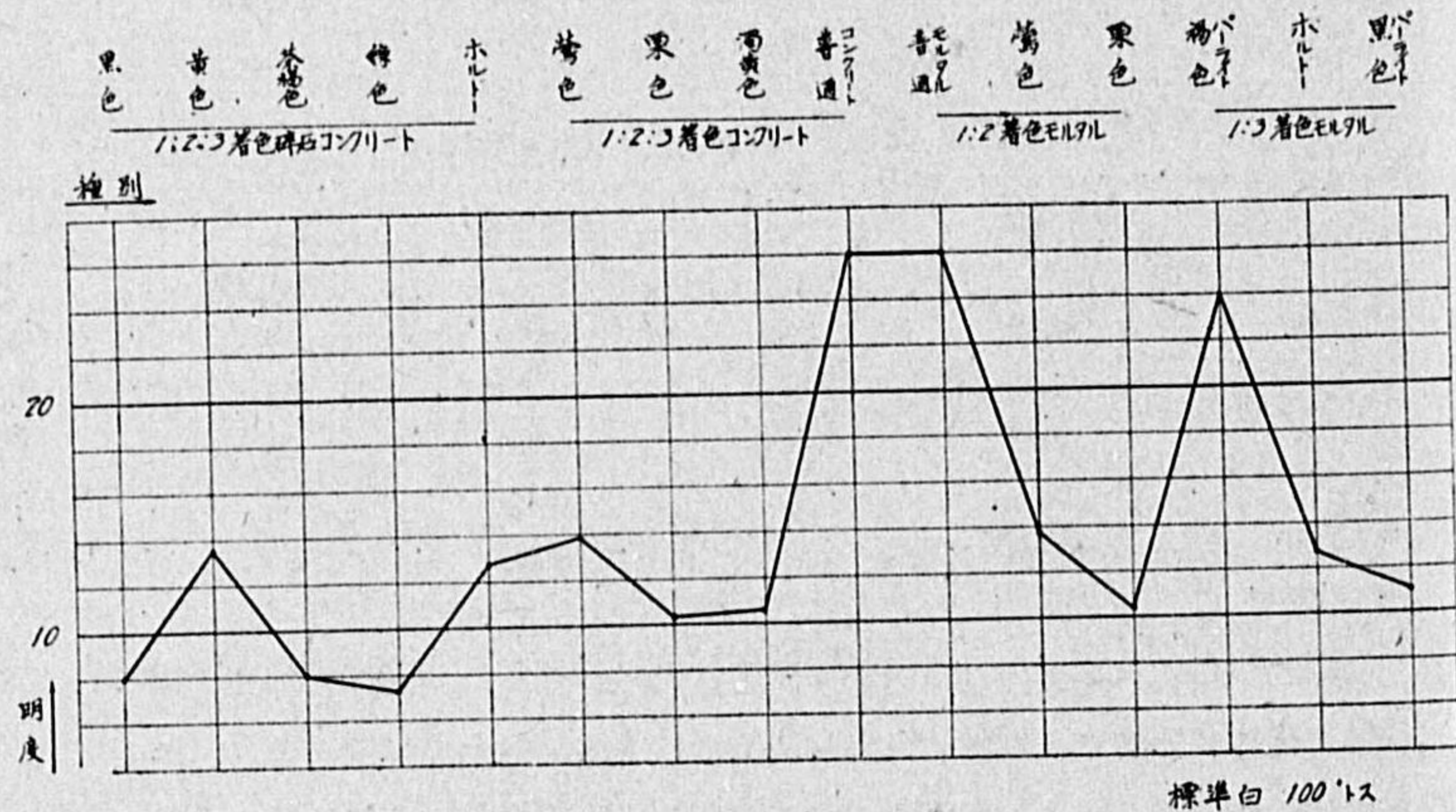


圖-6 1:2:3 着色コンクリート輾壓強度表 (kg/cm<sup>2</sup>)

黒 黄 茶 緑 ホ 鶯 栗 濁 黒  
色 色 色 色 ト 色 色 色 色  
1:2:3 着色砕石コンクリート 1:2:3 着色コンクリート  
種別

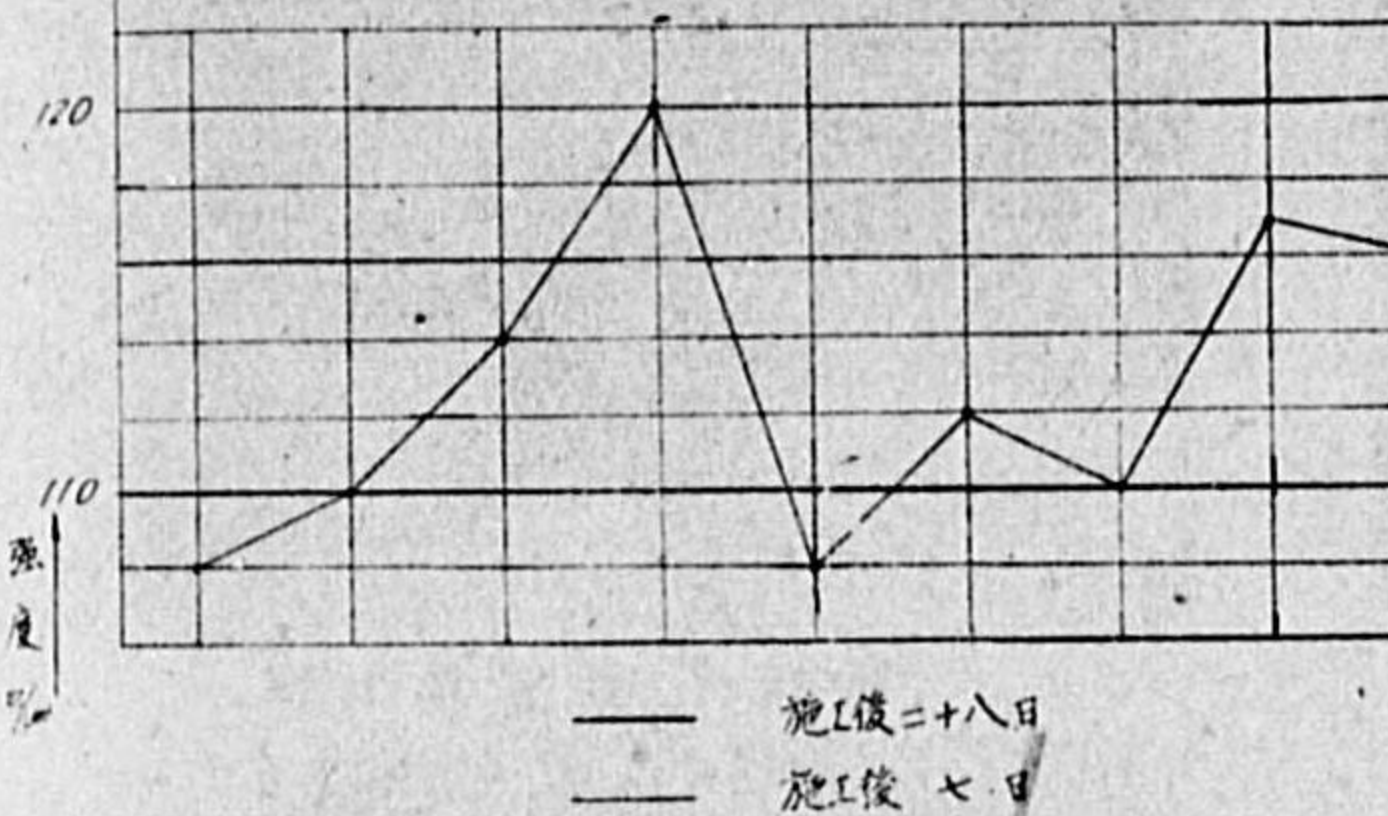
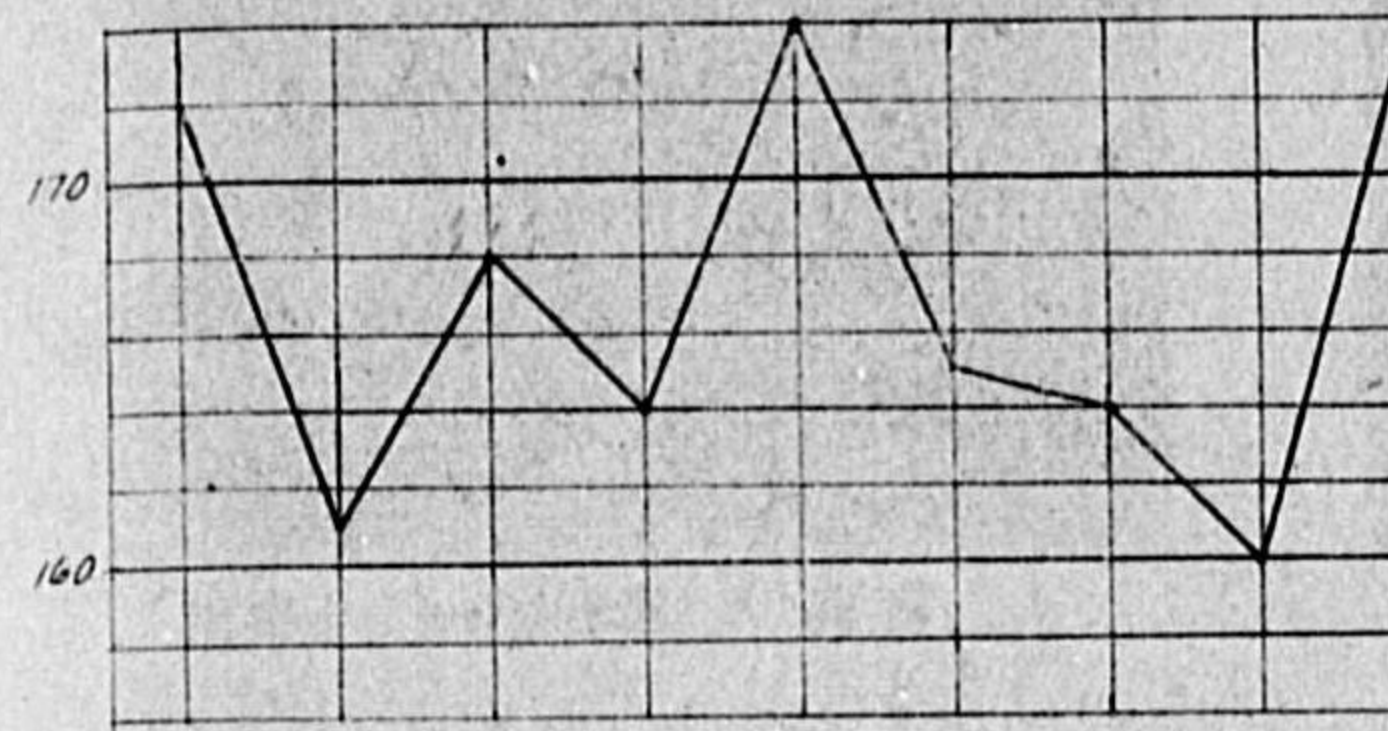
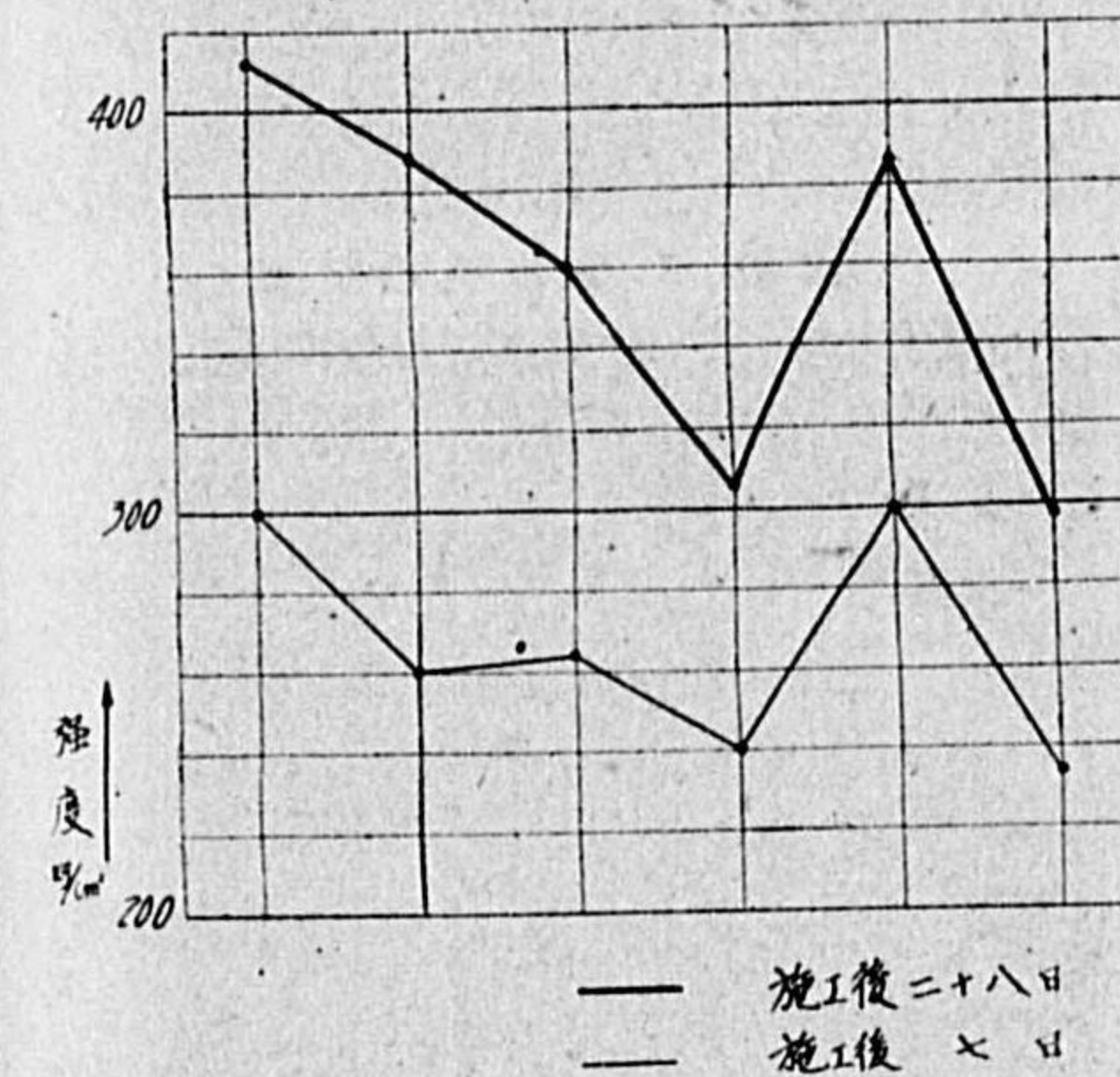


圖-7 1:2, 1:3 着色モルタル輾壓強度表 (kg/cm<sup>2</sup>)

普 鶯 栗 濁 黒  
通 色 色 色 ト 色  
1:2 着色モルタル 1:3 着色モルタル  
種別



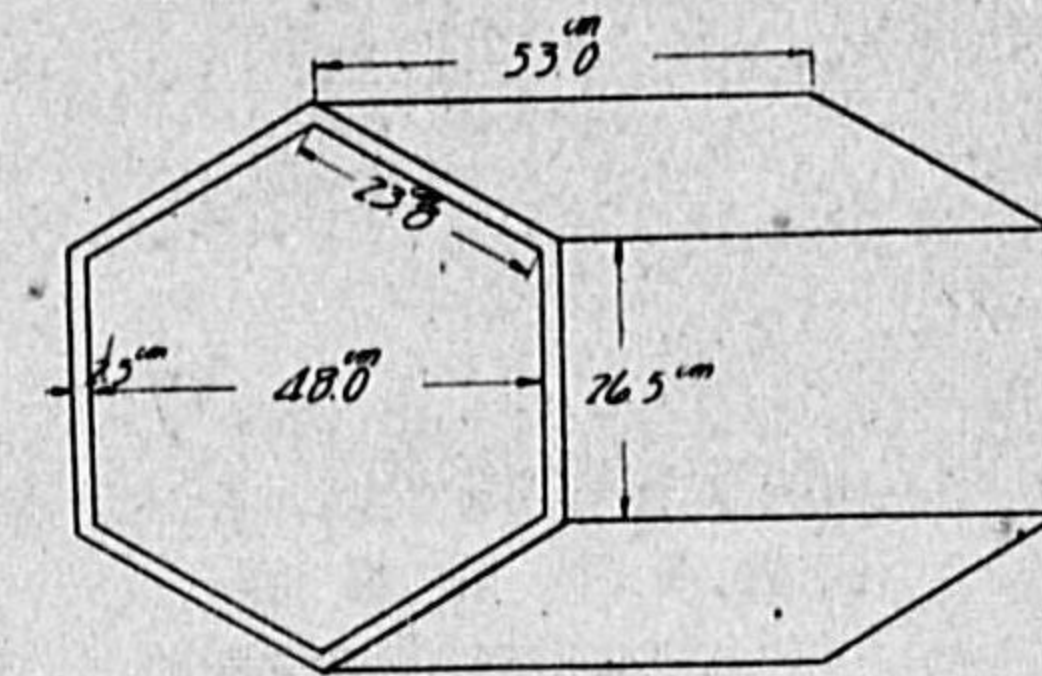
ソイルコンクリートを舗設 3 噸マカダム續いて 6 噸タンデムによりて十分輾壓し平滑なる上面を作りたる直後に於て着色コンクリートを施工せり。此の場合表層コンクリートの混和水は概ね使用セメントの 60% 内外とし羽口により天端付をなし鑢仕上とせり。尙使用砂利は 30 耗目篩を通し砂は 6 耗目篩を通したり。

(10) 施工後の模様

[圖-9-圖-15] 参照

表層として着色モルタルを使用したものゝ中、一部 (第 13 工法) に於て施工直後網状龜裂を生じたるものあり、(原因不明) その他に於ては施工後約 8 ヶ月餘何等の異状を認めざりしも本年 4 月頃より表層として着色モルタルを用ひたる部に小龜裂の生ずるを

圖-8 着色劑混合機



羽 長 380 中 12mm 厚 25mm 三枚  
心棒 長 530 直径 54mm  
容積 0.1254



写真-1 路床拵へ



写真-2 ソイルコンクリート混和



写真-3 ソイルコンクリート鋪設



写真-4 下層輾壓

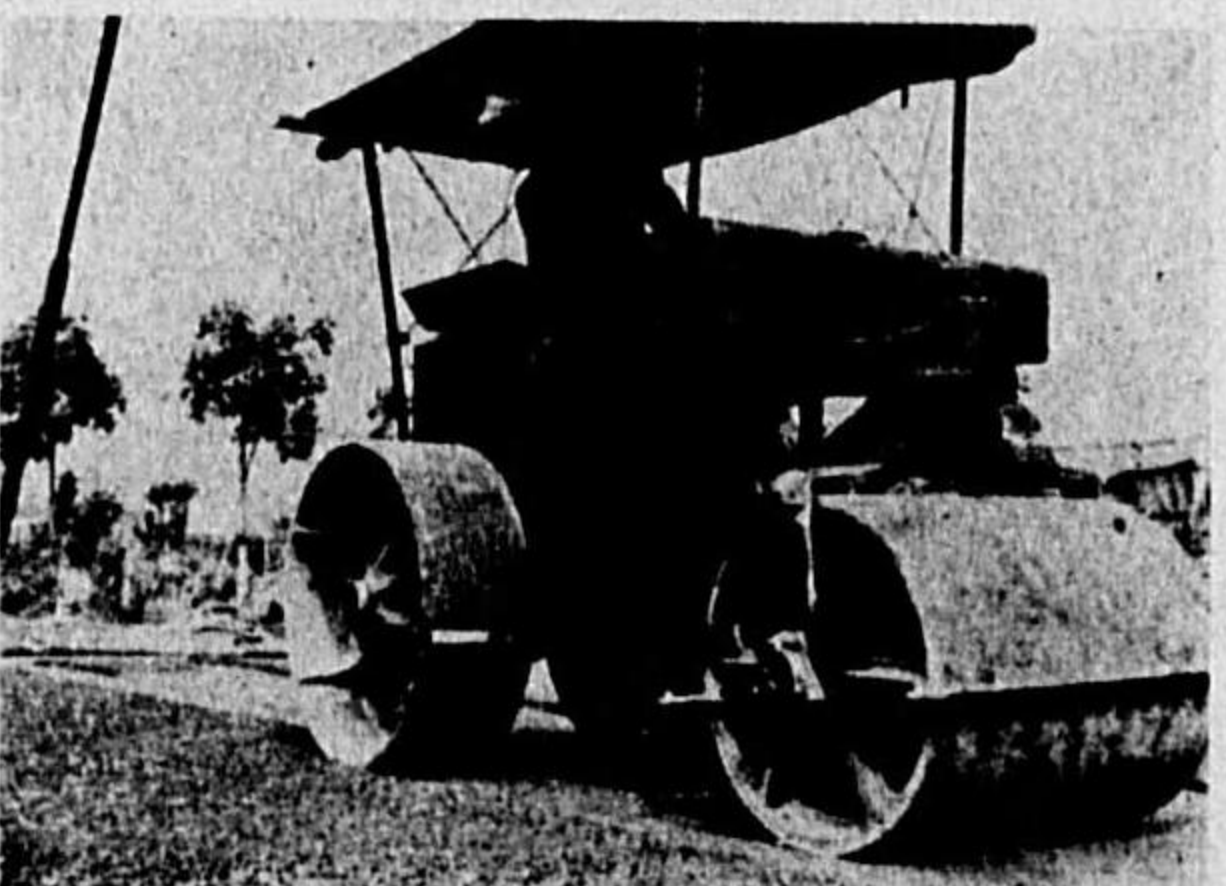


写真-5 下層輾壓

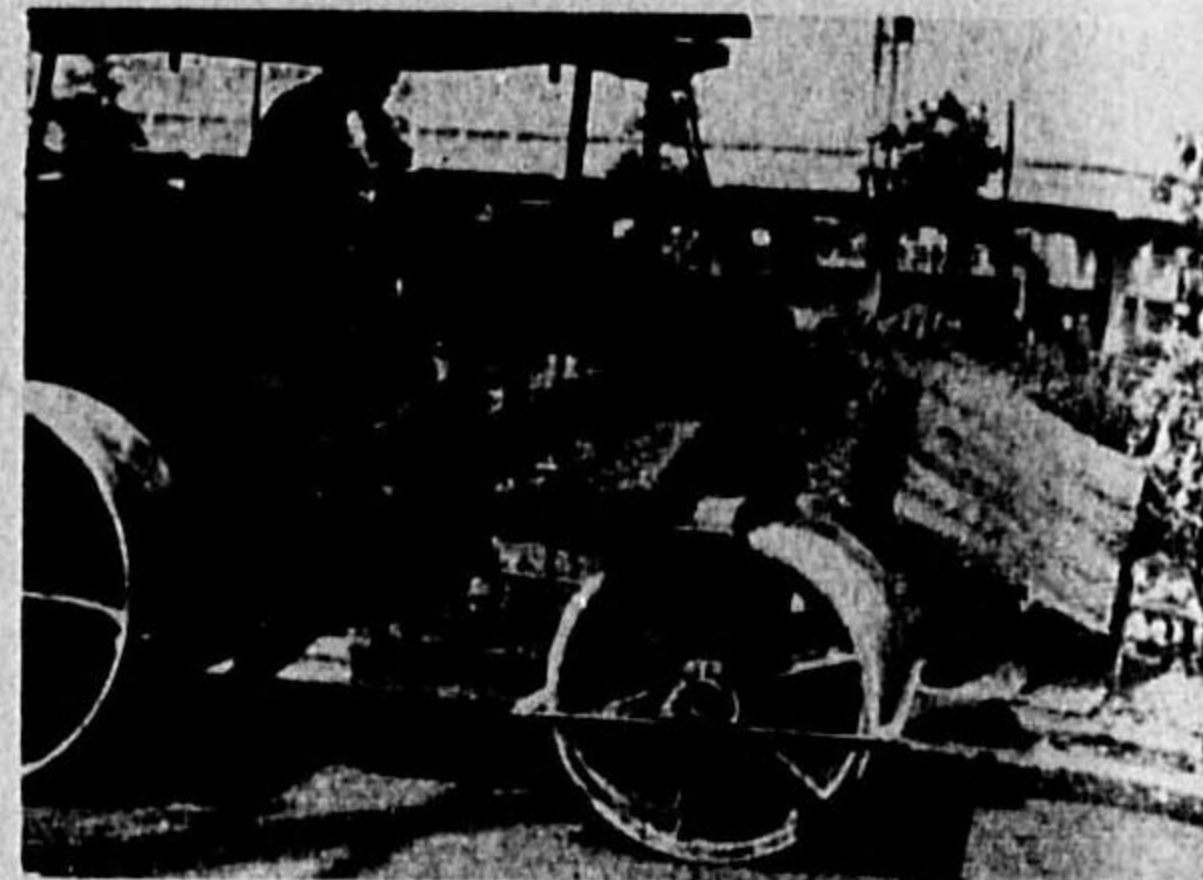


写真-6 着色劑セメント混和

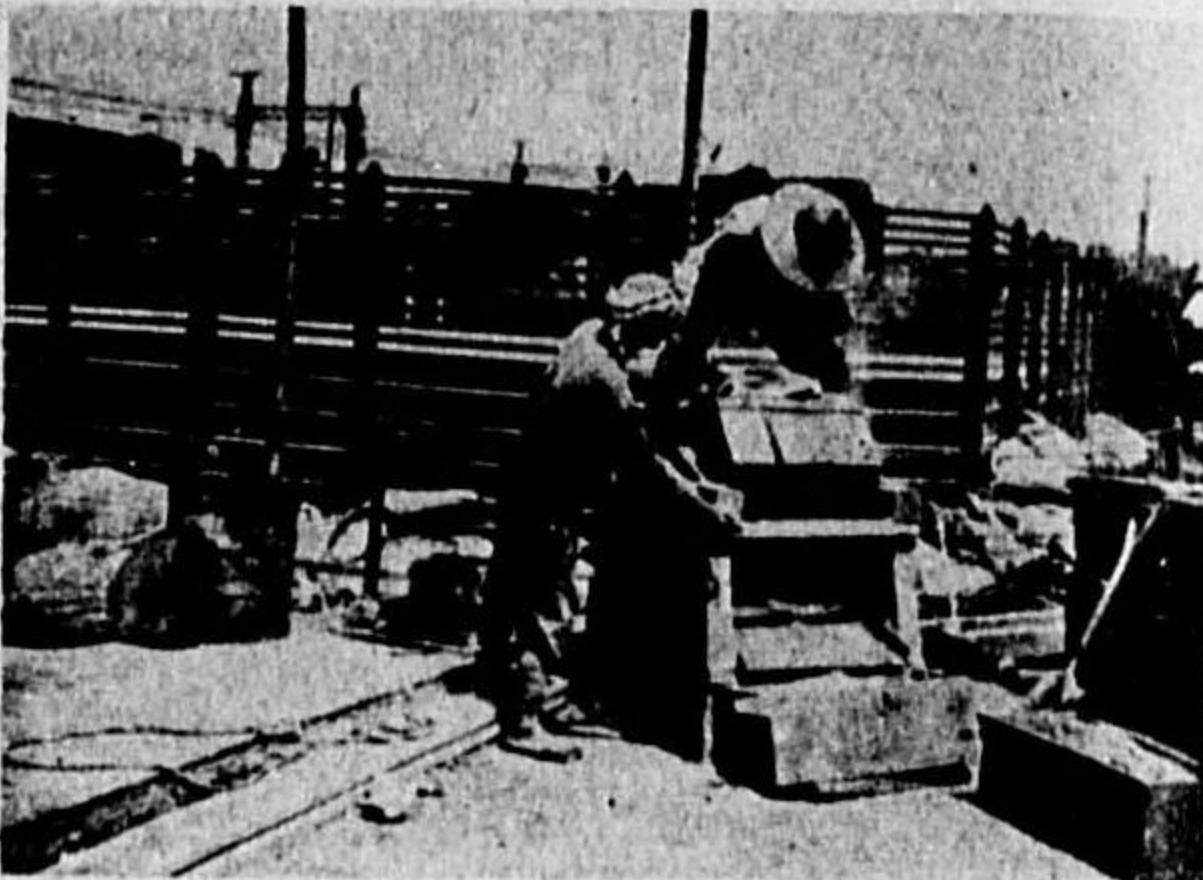


写真-7 表面仕上げ



写真-8 施工後の表面



圖-9 施行區 9 に於ける龜裂

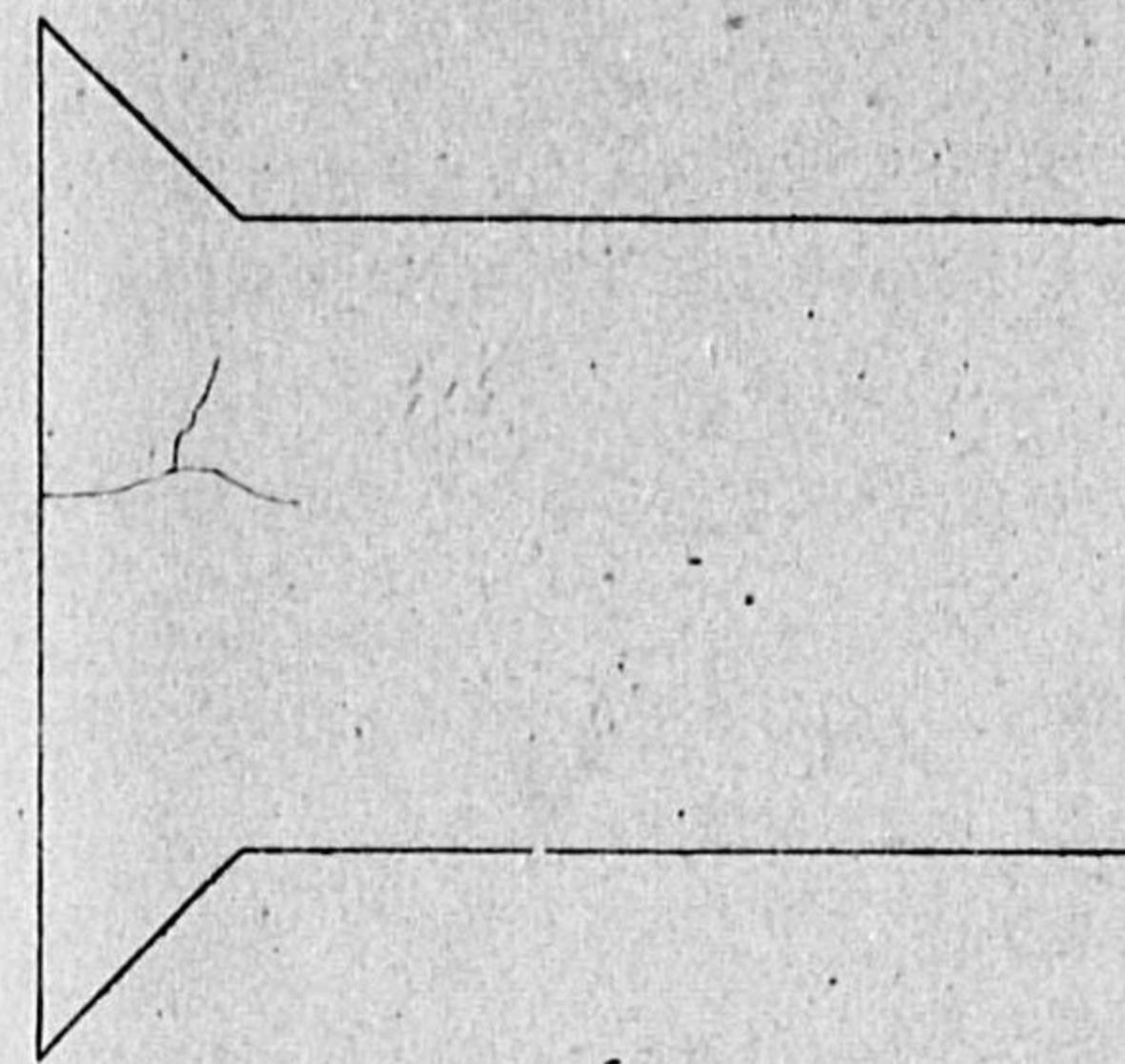


圖-10 施行區 10 に於ける龜裂

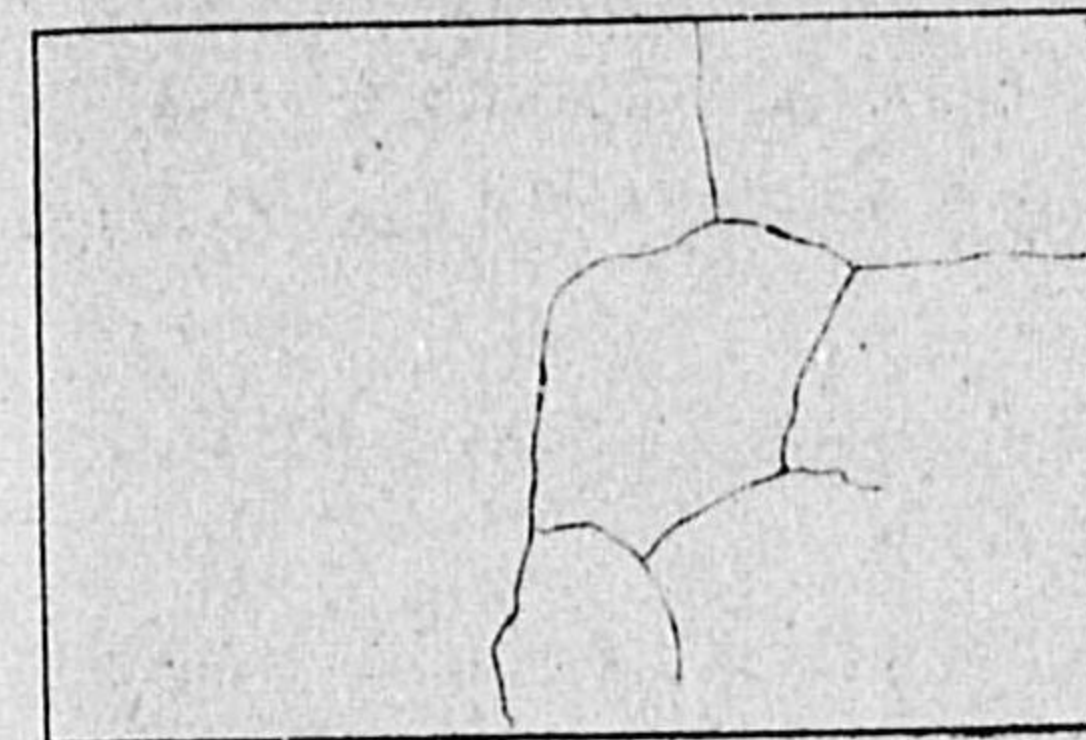


圖-11 施行區 11 に於ける龜裂

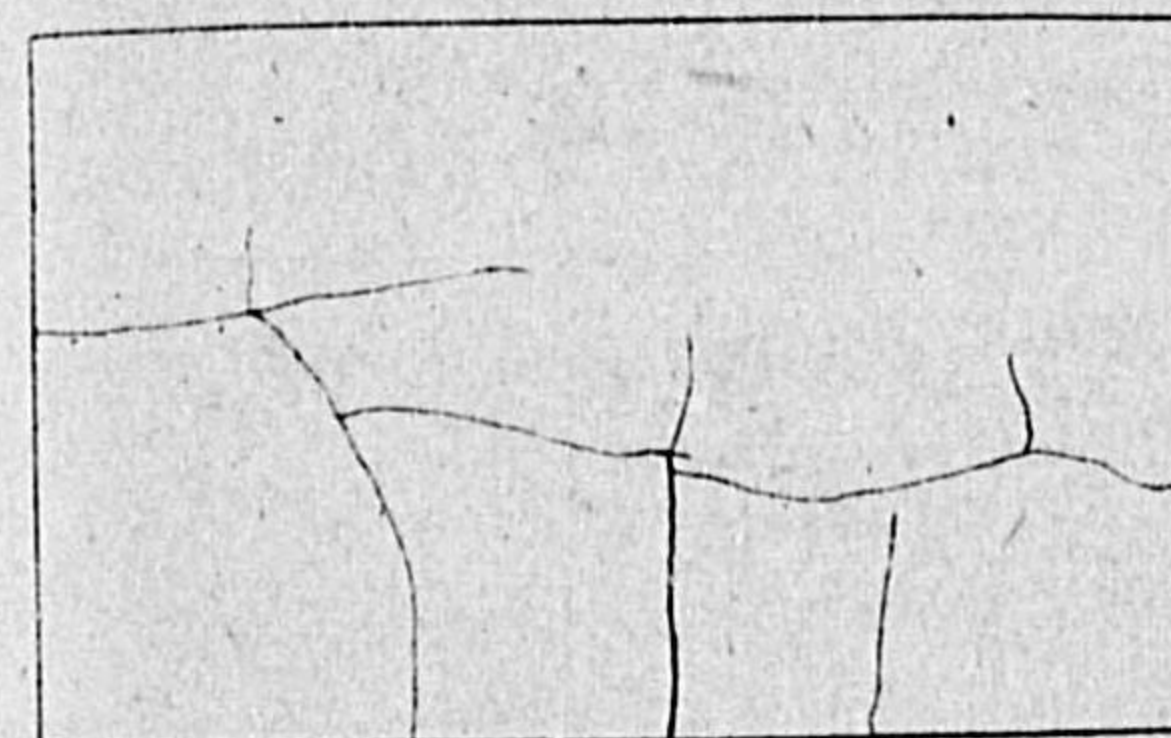


圖-12 施行區 12 に於ける龜裂

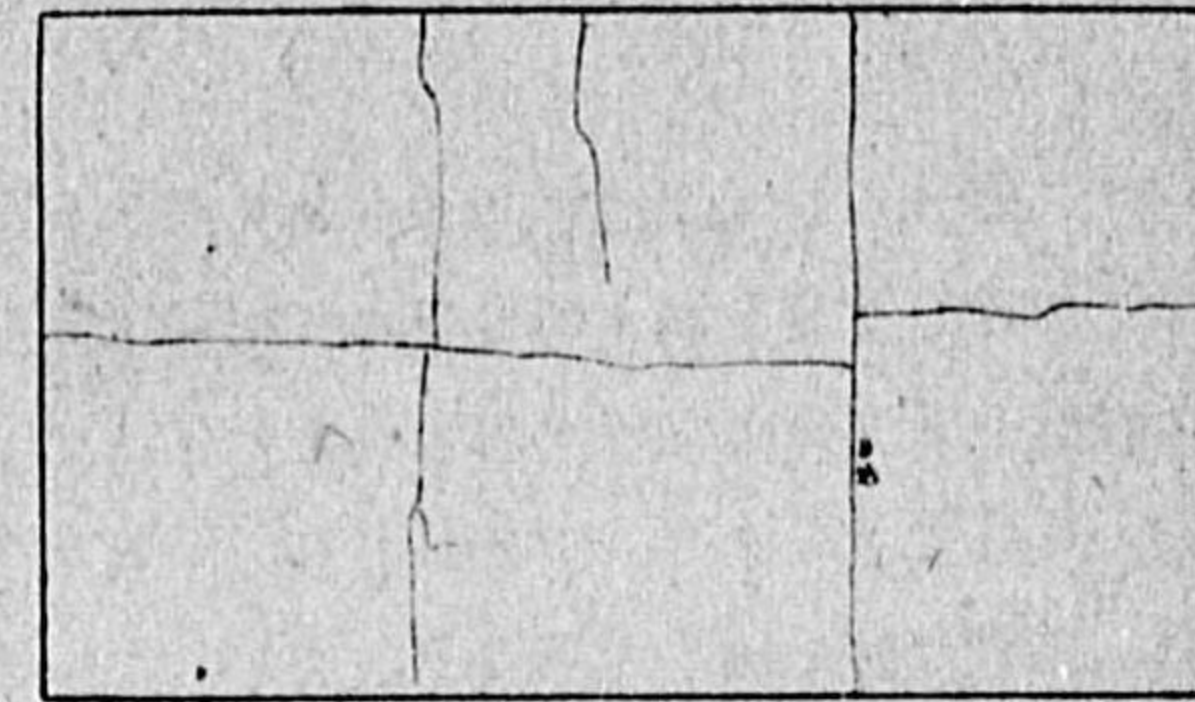


圖-13 施行區 13 に於ける龜裂

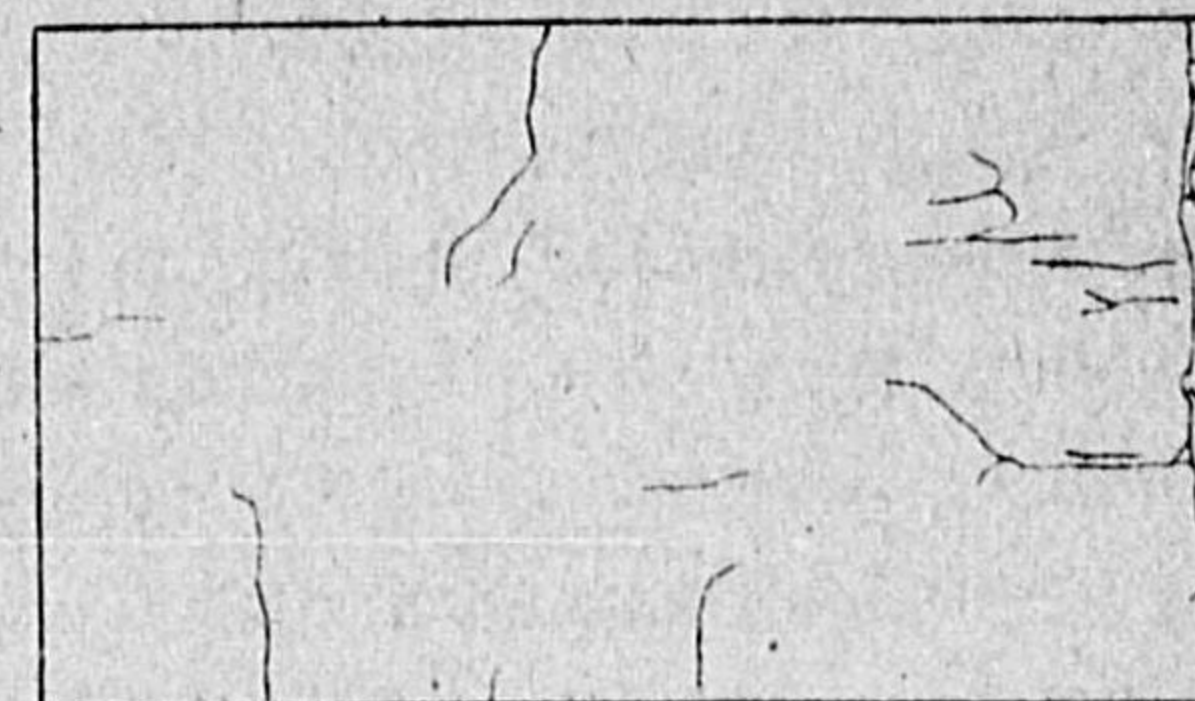


圖-14 施行區 14 に於ける龜裂

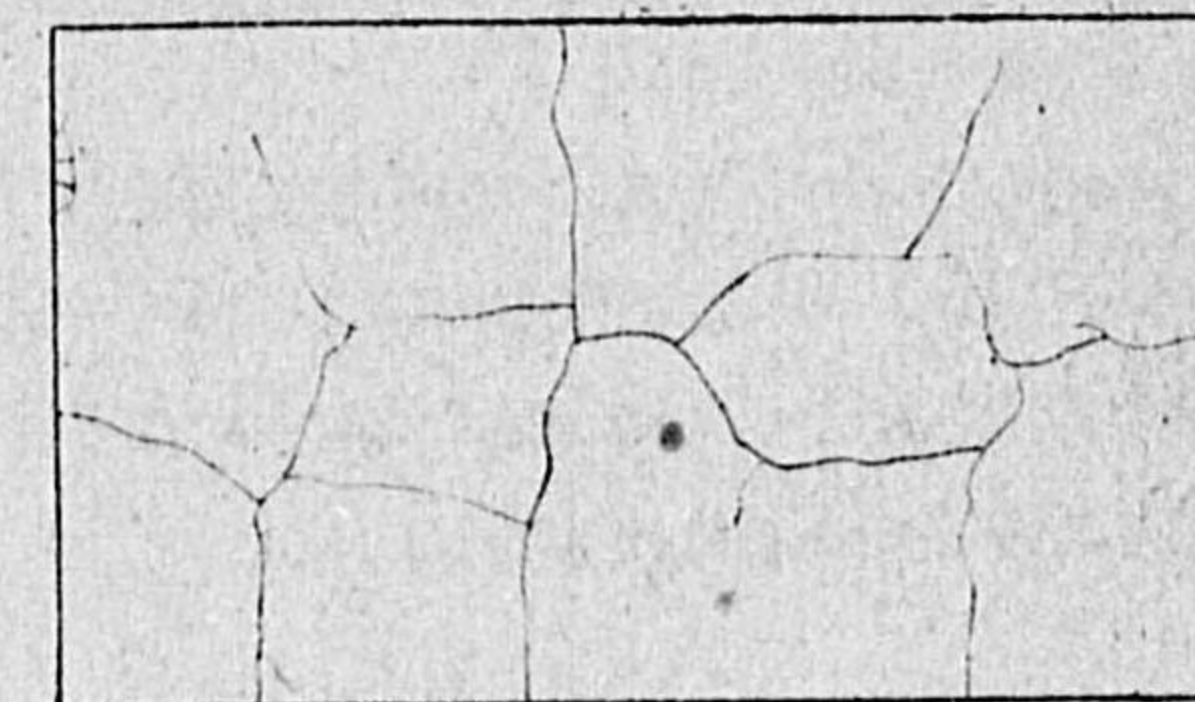
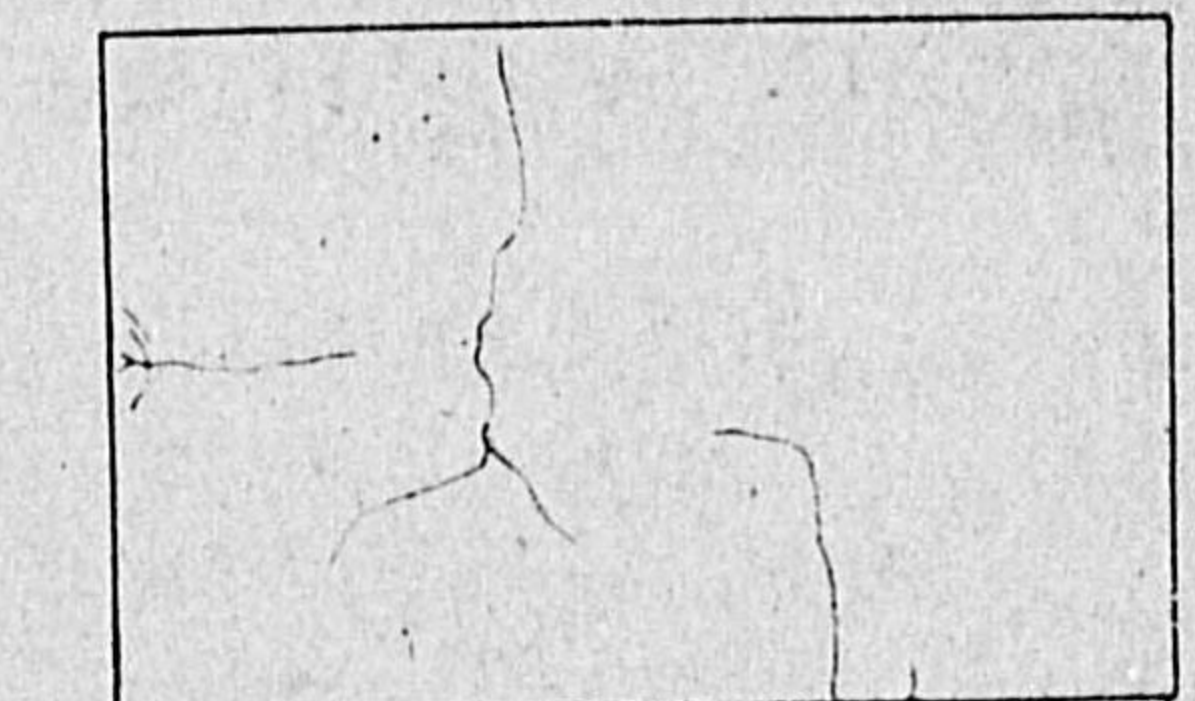


圖-15 施行區 15 に於ける龜裂



見る之が次第に増大して圖示の如き龜裂の現狀となれり (幅約 1 耗)

尙施工區 13 及 9 に於ける目地に近き龜裂は目地の不完全と施工路盤の軟弱によるものなり。

試みに施工後約 3 ヶ月及び 9 ヶ月經過後 10 噸タンデム輾壓機を用ひ之を數十回往復せしめ



てその影響を観察したるに何等變異したるを認めず。

結 論

- (1) 二層式として下層にソイルコンクリートを用ひる場合には混和機は少くとも 2 臺を準備し、表層 下層を別々のものにて混和すること。然も 1 回の仕上は 1 時間以内に敷設終了する程度となすことが好ましい。
- (2) 表層はコンクリートを可とし、厚さも 3 種ならば先づ大丈夫かと考へられる。尙表層用砂、砂利は篩を通す方可なり。
- (3) 碎石を砂利の代りに用ひても強度には大した影響はなく色彩及明度の関係上好ましい様に考へられる。但しボルドーに混用したものは特に黒色に目立つ缺點はある。
- (4) 色彩の點からは黒色、黄色、ボルドー色等が最も鮮明であり、栗色、濁黄色、綠色、茶褐色、鶯色などが之に次ぐ。併し明度に於ては大同小異である。
- (5) 強度に於てもパーライトは珪酸質を多量に含む關係から、壓縮、引張共に弱い、が他のものでは大同小異で混入によつて大したる強度の低下は來さない。
- (6) 着色劑混和量は本試験に於ては出來上りコンクリート或はモルタル重量の 1% を標準として用ひたが、明度に於ても色彩に於ても相當有效であつた。之を 2% に増量しても強度には大した影響はないが色は左程濃くならないで値段のみ高くなるから混和量は先づ 1% 内外にて適當かと考へる。
- (7) 將來はセメント自體に何か鹽化物を加へて色を出すことは考へられないかと思ふ。
- (8) コールタール、乳劑等の彩色に関する研究も必要かと考へらる。
- (9) 尙着色劑としては、感光性のないこと即ち有機質を含まぬこと、のびのよいこと、變質せざること等が必要條件である。

13. セメントに依る土壤の安定工法に就て

道路技手 二階堂 清  
東京府土木部

總 論

土砂にセメントと適當の水を加へれば安定強度を増進せしめる事が出来るが、此の事實を道路工法に利用する場合を大別すれば 1、路面安定工法 2、路體安定工法の二つとなる。

1. 路面安定工法

路面安定工法とは本工法に依つて安定強度を増進せしめた路體の表面を直接路面として利用する工法で、其の主要組成に據つて分つと、

- 1、土砂とセメント(ソイル・セメント)
- 2、土砂及砂利とセメント(ソイル・コンクリート)の二種に大別される。

(1.) ソイル・セメント路面安定工法

土砂とセメントを主要の組成として安定せしめたものを直接に路面として利用せんとする場合は、

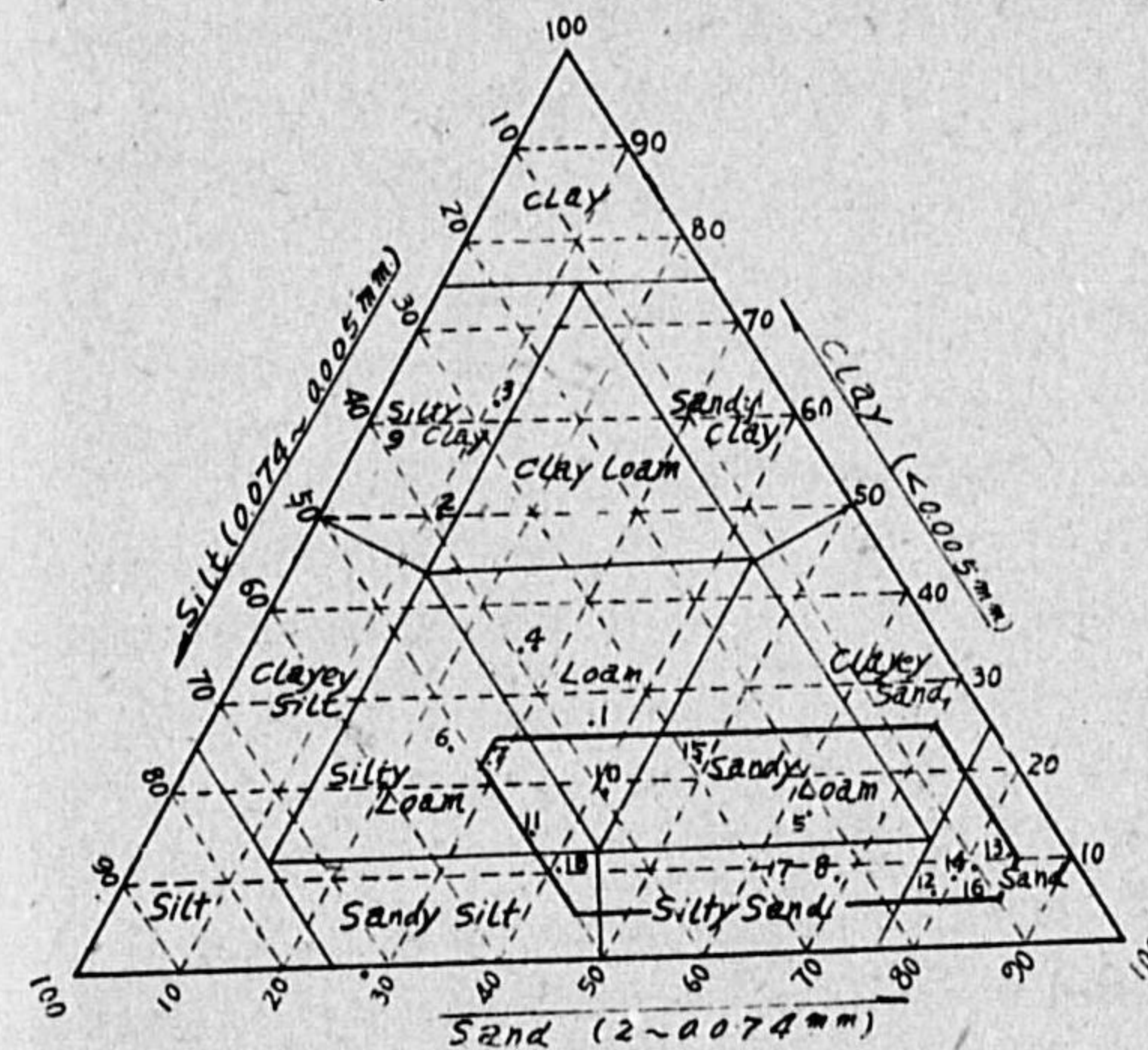
- (1) 土砂の性質が特に適當なる時
- (2) 他材料(砂、砂利、碎石等)を経済的に得られざる時、
- (3) 交通量比較的閑散にして且其の大部分がゴム輪帯なる時

等の諸條件に適合する場合にのみ限る可きである。

而して(1)の土の適、不適に對する標準は未だ一定されて居ないが、現在迄の所種々の試験の結果次の如く提唱されて居る。

- (a) 液狀限界は 50% 以下
- (b) 塑性指數は 25% 以下
- (c) 粘土含有量は 35% 以下
- (d) 最大密度に於ける空隙率は 40% 又は其れより以下
- (e) 土砂の含水率と密度の關係は正常なるを要す。

第 1 圖 粒度組成と標準限界との關係圖



然し、本邦に於ける各地の土砂が斯る標準に適合するや否やの調査が未了なるも、一般に(a),(b),(c)なる3つの條件を満足し、且砂含有量が大きなる土壤程セメントに依る増強率は大である。今東京附近に於ける各種の土砂に就いて調査したる結果及内務省土木試験所に於て或る種の土に就いて調査したる結果を引用し、之等の結果より上記の(a),(b),(c)なる標準に適合する土を其の機械分析に依る組成に比較對照すれば第1圖の如くなる。

附記 (1) 11~18 は内務省土木試験所調査の資料より標準限界に適合するもののみを引用す。  
(2) 標準限界とはソイル・セメントに使用し得べき土として通常許容される値

即ち上記の表より液狀限界、塑性指數、粘土含有量が標準限界以内にあるものを摘出し、之等



の機械分析に依る粒度組成を三角標に記す入れば第1圖の如くなり、之に依り次の如き結果を得る。

即ちソイル・セメントに使用し得べき土を其の機械分析に依る組成のみに依り区分すれば、大體第1圖の實線の範圍内となる。換言すれば此の實線の範圍内にある土は大體ソイル・セメントに使用し得べき土と言ひ得るのである。

即ち粒度組成の限界は次の如くなる。

砂	30~85%
沈 泥	5~50%
粘 土	5~25%

土の物理的試験結果

試料 番號	産 地	比重	收 縮 限 界	收 縮 比	液 狀 限 界	塑 性 限 界	塑 性 指 數	透 心 力 含 水 量	單 位 重 量	空 隙 率 (標 準 法)	機 械 分 析			土 の 名 稱
											砂 5- 0.074	沈 泥 0.074- 0.005	粘 土 0.005 以下	
1	東京市澁谷區富ヶ谷町	2.44	63.0	0.97	83.2	60.8	22.4	44.2	824	66.2	35.9	36.3	27.8	ロ - ム
2	茨城縣結城郡石下町	2.51	28.6	1.52	52.4	30.9	21.5	21.5	1100	56.2	11.9	38.8	49.3	沈泥質粘土
3	東京府北多摩郡東村山 村大字回り田	2.64	21.0	1.73	76.2	33.9	42.3	31.0	1240	53.0	10.7	26.2	63.1	同
4	同 上	2.61	39.9	1.38	70.6	35.5	35.1	33.8	892	65.8	25.7	38.1	36.2	ロ - ム
5	東京府北多摩郡村山 村大字中藤	2.66	26.8	1.59	43.8	26.7	17.1	7.0	1186	55.4	62.7	21.3	16.0	砂質ローム
6	同 村大字横田	2.54	43.9	1.34	71.5	33.2	38.3	34.5	1046	58.8	23.2	51.8	25.0	沈泥質ローム
7	東京府北多摩郡拜島 村大字拜島	2.63	24.7	1.63	38.1	22.2	15.9	10.4	1232	53.2	27.3	49.9	22.8	同
8	東京府南多摩郡由井 村大字西長沼	2.62	30.2	1.49	36.3	24.9	11.4	9.0	1178	55.0	67.6	24.7	7.7	沈泥質砂土
9	同 上	2.56	23.0	1.63	57.8	24.6	33.2	28.2	891	65.2	1.8	40.0	58.2	沈泥質粘土
10	同 上	2.57	35.8	1.42	61.9	34.2	27.7	27.1	1020	60.3	41.8	39.6	18.8	ロ - ム
11	内務省土木試験所調 査試験より引用	2.38	20.3	1.66	26.4	18.2	8.2	6.5	-	-	35.97	49.02	15.06	沈泥質ローム
12	同 上	2.61	收縮せず	-	18.1	14.3	3.8	2.7	-	-	79.43	15.06	5.51	砂 土
13	同 上	2.62	"	-	18.8	12.4	6.4	6.0	-	-	84.02	6.74	9.24	同
14	同 上	2.63	"	-	21.9	18.4	3.5	3.7	-	-	81.49	10.59	7.92	同
15	同 上	2.60	24.9	1.64	38.0	18.3	19.7	12.8	-	-	47.70	29.77	22.53	砂質ローム
16	同 上	2.55	20.1	1.68	33.3	18.6	14.7	18.7	-	-	80.65	13.04	6.31	砂 土
17	同 上	2.59	15.3	1.86	23.6	11.7	11.9	6.0	-	-	62.14	29.67	8.10	沈泥質砂土
18	同 上	2.50	27.4	1.49	44.3	23.5	20.8	12.7	-	-	40.61	48.89	10.50	砂質沈泥
標 準 限 界					<50	<25				< 35				

以上の結果より土砂を單に機械分析するのみにて、其の土砂がソイル・セメントに適するや否やの大體の判断が出来得るを以つて、現場に於いて比較的簡易に實驗し得る事と思ふ。

然し以上の如き適當の土であつても之に添加すべきセメント量は本邦の如き多少でも鐵輪交通のある地方では尠くとも 20kg/m<sup>2</sup> (厚 15 糎程度) 以上を要し、而も磨耗に對する抵抗も充分期し得ない爲、路體として利用する場合に比し必ずしも經濟的と斷定することは出来ないから特殊の場合の外は推奨することは出来ない工法である。

(2) ソイル・コンクリート路面安定工法

小規模の實驗結果に依れば通常本邦地方道に見られる程度の砂利含有量のある場合はセメント混和量 15~20 kg/m<sup>2</sup> にて相當の耐力ある事明かであるが、鐵輪交通或は中交通量程度に依り表面の磨耗大なる故、輕交通量か特殊の場合の外はソイル・コンクリートを直接路面として利用する事は推奨出来ない。

本工法の施工方法に就いては次の本工法を路體とする場合に準ずるが、表面磨耗に對しては充分の抵抗力を有せしむる様表面は幾分富配合とすべきである。

2. 路體安定工法

此の場合に於てもソイル・セメント及ソイル・コンクリートの2工法がある。

(1) ソイル・セメント

ソイル・セメントを路體として使用する場合は輕交通量の場所に適するが、使用する土の物理的性質は大體上記の如き標準限界以内たるべく、表装は原則として瀝青質材料を以て適當に被覆しなければならぬ。然し、本邦の如き砂利の豊富に得られる所に於ては特殊の場合の外は其の例は少い。セメント量は 20 kg/m<sup>2</sup>/15 cm 厚にて相當の耐力があり、施工方法は次のソイル・コンクリートを路體とする場合に準ずる。

(2) ソイル・コンクリート

(1) 鋪設 路體ソイル・コンクリートは適當なる粒度を有する砂利交り土砂に適量のセメント及水を加へ混合鋪設したるものにして、主に中交通量以下の道路に適し、交通状態、氣象状態及組成等より考察して、鋪裝基礎として不充分なりと認められる在來の砂利道の衣土を利用して經濟的なる鋪裝基礎を築造するに適し、本邦地方道に於ては最も普通の場合にして推奨すべき工法である。

(2) 構造 ソイル・コンクリートの厚さは交通量其の他の條件を考慮し、10~15 糎の範圍内に於て決定し、表装は瀝青質材料を用ひ適當に施工しなければならぬ。

即ち輕交通量の場合に於ては厚 10~12 糎のソイル・コンクリート上に厚 15 糎以下中交通量の場合は厚 15 糎のソイル・コンクリート上に厚 20~30 糎の瀝青質鋪裝を施すのである。

(3) 材料 衣土の組成は重量比にて大體次の範圍を標準とすべきである。

砂 利	40 糎通過 5 糎止	45~70%
砂	5 糎通過 0.075 糎止	20~45%
沈 泥 及 粘 土	0.075 糎通過	15% 以下

即ち各所に於ける衣土を調査するに路面状態の極めて悪い箇所を除いては大體上記の範圍内にあり、且實驗の結果に依ればソイル・コンクリートの壓縮強度は沈泥及粘土量が 15% を超過すれば著しく減少するを以て大體上記の範圍内を標準とすべきものと思ふ。

(4) 掘鑿並破砕 掘鑿に際しては掘過の爲路盤を損傷せざる様注意し、且常に天候に由意し掘



鑿は一時に長距離に渉らざる様適當なる區間毎に打切り、路床土は成るべく乾燥せしむる様心掛けなければならぬ。尙、衣土は豫め掛矢、三本鍬等に依り成る可く微細に破碎しなければならぬ。ソイル・コンクリート施工に於て衣土の破碎は極めて重要な事項にして、微細に破碎すればする程齊等質なる強度の高いコンクリートが得られるのである。

(5) 配合及混合 セメント量は交通状態並に組成等に應じ衣土重量の約 4.5~10% (仕上り 1 立方メートルに付約 75~175 斤) の範圍内とし、使用水量は人力搗固めの場合はスランプテストに依りスランプ 10 耗内外とし、機械締固めの場合は混合物を掌で固く握り締めたる時其れが塊状に纏り、掌の僅かに濕る程度が良好である。

而して、混合は成る可くミキサーを使用し、粗細骨材を分離せしむる目的の爲に乾燥は 2 分以上注水後 1 分以上混合するを可とし、止むを得ず手練混合の場合は十分に乾燥して出來得る限り粗細骨材を分離せしめ、尙注水後に於ても齊等質なる混合物を得るまで十分に切返す様心掛けなければならぬ。

(6) 舗設 路盤の輾壓及型枠設置に對する注意はコンクリート舗装の場合と同様である。先づソイル・コンクリート混合後輾壓減を適當に見込み速かに路盤上に敷き均し、先づ木蛸、タンパー又は輕量輾壓機 (2~3 廻) を以て締固め、續いて重量輾壓機 (5 廻以上) にて極めて徐々に輾壓仕上を行ふのである。而して舗設箇所にて急激なる方向變換は之を避け、且未硬化部分に荷重の及ばざる様注意しなければならぬ。

其の他舗設上に對する注意はコンクリート舗装と同様である。

(7) 養生 輾壓仕上後直ちに濡簷類を以て覆ひ、少くとも夏期 1 週間以上、冬期 2 週間以上交通を遮断し、適當な養生をしなければならぬ。

## 14. セメントによる黄土路床の安定工法

建設總署技正 永島國村  
北支建設總署公路局

### I 緒 論

華北の既往に於ける道路は一部市街地を除き大部分は黄土質からなる土道であり、近年に至り少部分ではあるが、砂利碎石を以て處理されたに過ぎぬ状態である。従つて近代交通機關たる自動車に對して常に其の安全快速なる交通を期待する事は出來なかつた。古來より南船北馬と稱されて居つた如く物資の大部分は人や家畜の背及夫れらを動力とせる推車、牽引車によつて輸送されて居り従つて道路網は山門僻地に至るも四通八達と言葉の如くよく行きとゞいてゐるが道路とは名ばかりで幅員狭少にして構造又原始的であり自動車の通行は勿論車馬さへも屢々通行不能に

陥る程度のものが大部分を占めてゐる。

自動車と道路とは相互的に發達して行く可きものなる事は言を俟たないが華北に於ては道路の發達が一步立遅れの感があり之が原因としては次の諸點を擧げることが出来る。

- (1) 砂利、碎石、砂等の産地が局部的に限られ一般に廣くは得難い實状にあること、鐵道、自動車、馬車等により輸送して使用せんとすれば非常に高價なものとなる
- (2) 瀝青材料は全部輸入に俟たねばならず、セメントの産量も充分需要を充すに至らなかつたこと
- (3) 氣象的に寒暑、乾濕の作用が烈しく特に凍結融解の路床に及ぼす影響が甚大なること

本事變後道路の整備は治安の確立、産業開發上愈々焦眉の問題となり民國 27 年度 (昭和 12 年) より 30 年度に至る 4 ヶ年間に建設總署の手によつて新設、改修されたる國道、省道等幹線の延長は實に 7000 軒に及んでゐる。この中舗装延長は僅かに 90 軒に過ぎずその他に於ては砂利、碎石を 5 乃至 15 廻敷均すか又は土道其の儘の状態であつて之が維持補修、舗装に當つては資材及經濟の兩方面から相當困難なる問題となつて來る。上述の理由から華北に於ける路床の安定工法は一層切實な要求となり民國 28 年度以來北京附近に於て 3 箇所を試験舗装が施工され相當の効果を擧げ今や中級舗装、飛行場滑走路舗装に實用される時期に到達した。華北に於て現在入手可能の安定材料としてはセメントと石灰の 2 種類であつて本報告は於てはセメントを使用せる場合の室内實驗を行ひ凍結融解、乾濕に對する影響を調査し併せて現場に施工せる場合の指針を與えんとするものである。

### II 試料黄土

本實驗に使用した黄土は北京、天津、濟南、青島、海州、徐州、開封、太原等の飛行場より採取せるものであつて各飛行場毎に數箇所より採取せる試料につき次の様な一般的性質試驗を行つた。この結果北京飛行場の土質は從來本實驗室に於て諸種の試驗に使用してゐた通州西門外の黄土と大體同一性質であつたので後者を使用した、海州飛行場土は試料到着が遅れた爲本實驗の間に合はなかつたので本報告から除外した。實驗は 8 月 1 日開始 9 月末終了したものである。

(1) 試料黄土の一般性質試驗 一般性質試驗としては機械分析、眞比重、緊硬度試驗を行ひ其の他一部に於て天然状態の含水率、見掛比重、間隙率、摩擦角、凝集力の測定及崩壊試驗を行つた。機械分析、眞比重、緊硬度試驗等の結果は第 1 表の如くである。試驗方法は一般土質試驗法によつたのであるが機械分析試験は當山道三教授の御指導を仰ぎ次の如く改めた。即ち沈澱法により沈泥と粘土を分つ場合ストークスの公式によれば粒子がビーカーの最上層より 8 廻沈降するに要する時間は直徑 0.005 耗の粒子にありては 58 分間となる。之を數十回も繰返す時は少なからざる時間となり實驗時間を延長して能率的ならざる爲前記 8 廻を沈降するに要する時間を 8 分間とした。この時の粒子の直徑は計算によれば 0.013 耗となり、タイラー標準篩の 200 番を通過する徑 0.07 耗から 0.013 耗の間のもを沈泥とした。従つて一般に行はれてゐる分類法と



第 1 表 黄土一般性質試験結果 (△印洋灰土試験を行ひしもの)

番 號	試料採取箇所	深度 (m)	色相	土質名稱	土質成分 (%)			眞比重	緊 硬 度		
					砂	沈泥	粘土		成形	流出	成形係數
E-110	開封飛行場滑走路	0.5	淡黄	沈 泥	1.50	86.44	12.06	2.65	25.8	30.6	4.8
E-111	" "	0	"	"	3.40	76.56	20.04	2.61	25.0	30.1	5.1
E-112	" 東部	0.5	"	"	3.38	82.64	13.98	2.67	26.4	30.1	3.7
E-113	" "	0	"	"	4.30	86.44	9.26	2.64	23.4	29.0	5.6
E-114	" "	0.50	"	"	4.94	75.70	19.36	2.62	23.2	27.6	4.4
E-115	" "	0	"	砂質沈泥	22.11	73.34	4.55	2.63	24.2	27.6	3.2
△E-116	" 滑走路附近	0	"	沈 泥	3.34	81.04	15.62	2.63	22.6	28.4	5.8
E-117	天津飛行場東部	0	灰黒	粘 土	3.90	18.74	77.36	2.56	24.4	58.4	24.0
E-117-1	" "	0.50	"	粘土質沈泥	7.80	47.56	44.64	2.53	24.8	42.8	18.0
E-118	" 西部	0	"	粘土質沃土	12.50	26.44	61.06	2.57	23.4	47.0	24.0
E-118-1	" "	0.5	"	"	14.46	24.40	61.12	2.56	28.4	64.4	36.0
E-119	" 南部	0	"	沈泥質粘土	8.64	28.04	63.32	2.58	23.4	58.6	35.2
E-119-1	" "	0.5	"	粘土質沃土	18.36	13.36	68.22	2.58	32.8	66.2	33.4
△E-120	" 中央	0	"	粘 土	5.06	18.44	76.50	2.53	27.2	48.8	21.6
E-121	太原飛行場東部	0	淡黄	沈泥質粘土	6.22	35.20	58.58	2.64	21.2	37.4	16.2
E-122	" 西部	0	"	粘土質沈泥	10.48	49.34	40.18	2.59	20.6	33.9	13.3
E-123	" 南部	0	"	粘土質沃土	13.38	41.14	45.48	2.62	29.9	38.6	8.7
E-124	" 北部	0	"	沈泥質粘土	2.48	40.32	57.20	2.67	20.4	34.0	13.6
E-91	青島飛行場西部△	0	深黄	沈泥質沃土	22.40	58.48	19.12	2.62	18.8	21.6	2.8
E-91-1	" "	0.50	"	粘土質沈泥	8.00	54.14	37.86	2.52	18.4	23.4	5.0
E-92	" 北部	0.50	褐黄	粘土質沃土	18.30	36.90	44.80	2.52	17.4	34.0	16.6
E-93	" 東部	0.50	深黄	沈泥質沃土	14.22	55.64	30.14	2.59	17.5	22.4	4.9
E-94	濟南飛行場西南部	0	黄紅	粘土質沈泥	3.90	65.08	31.02	2.59	19.8	29.2	9.4
E-94-1	" "	0.50	"	"	7.42	72.88	19.66	2.57	18.7	27.6	8.9
E-95	" 東部	0	"	"	2.24	61.16	36.60	2.56	18.4	29.7	11.3
E-95-1	" "	0.50	"	"	5.00	49.00	46.00	2.59	18.0	33.2	15.2
F-96	" 東北部	0	"	"	2.44	60.04	37.52	2.58	20.4	29.8	9.4
E-96-1	" "	0.50	"	沈 泥	1.92	88.32	4.86	2.61	18.2	28.8	10.6
E-97	" 中央△	0	"	粘土質沈泥	2.04	70.50	27.46	2.57	18.6	28.8	10.2
E-98	徐州飛行場中央	0.50	淡黄	沈 泥	5.22	93.46	1.32	2.68	29.5	31.6	2.1
E-99	" "	0.50	"	"	15.44	79.90	4.66	2.67	23.6	27.7	4.1
E-100	" "	0.50	"	"	4.42	93.86	1.72	2.67	26.0	29.2	3.2
E-101	" "	0	黄	沈泥質粘土	9.24	36.74	54.02	2.56	19.6	38.2	18.6
E-102	" "	0	"	沃 土	15.10	41.50	43.40	2.59	18.0	28.0	10.0
E-103	" "	0	"	沈泥質沃土	11.94	57.20	30.86	2.60	19.2	24.5	5.3
△E-104	徐州飛行場滑走路東	0	淡黄	沈泥質粘土	9.54	36.34	54.12	2.56	19.4	35.2	15.8
△E-125	太原飛行場滑走路	0	"	粘土質沈泥	2.78	69.88	27.34	2.66	21.0	29.1	8.1
△E-126	北京通州西門外	1.00	淡紅	"	12.08	54.60	33.32	2.62	26.9	33.5	6.6
	北京飛行場中央	0	黒褐	"	8.00	54.96	37.04	2.68	21.8	32.2	10.4

番 號	試料採取箇所	深度 (m)	色相	土質名稱	土質成分 %			眞比重	緊 硬 度		
					砂	沈泥	粘土		成形	流出	成形係數
	北京飛行場 南部	0	深黄	沈泥質沃土	12.92	54.14	32.94	2.69	22.6	31.2	8.6
	" 北部	0	茶褐	"	16.34	52.00	31.66	2.71	21.4	32.6	11.2
E-134	海州飛行場	0	深黄	沈泥質粘土	6.48	20.94	72.54	2.59	27.8	70	42.2
E-135	" 中央	0	灰黒	粘 土	8.14	16.98	74.86	2.65	26.4	68	41.6
E-136	" "	0	黄	"	10.80	12.92	76.24	2.62	26.4	69	42.6
E-139	" 滑走路	0	灰	沈泥質粘土	8.72	23.54	67.72	2.68	25.4	58	32.6
E-133	" "	0	深黄	"	12.06	19.82	68.10	2.65	25	54	29

名 稱	砂	沈 泥	粘 土
一般試験法	0.05 耗以上	0.05—0.005	0.005 耗以下
本室試験	0.07 耗以上	0.07—0.013	0.013 耗以下

比較すれば上表の如くなつて粘土を以て表はされてゐる量は多少多くなつてゐることになる。

(2) 試験結果の要約

(a) 第 1 表によつて見ると沈泥の量は 50~90% を占めて居り他に本實驗室に於て華北各地の土質 700 餘種を試験した結果に於ても大部分この範囲内にあつた。これは黄土に共通的特徴と云ふ事が出来る。天津、海州のものは之と反對に粘土の量が 60~80% に達し一般に云はれる黄土の性質とは多少異なる様である。

(b) 沈泥に富む黄土にあつては成形限界、流出限界の間には大差なく兩者の差成形係數は第 1 表に見る如く 10 内外であるが、天津、海州の如き粘土質土壤にありては夫々 18~36、32~42 の如く大なる數値を示した。成形限界、流出限界が小なる程水に對する影響が大なる事を意味する。換言すれば水分の浸透並に飽和力が大であつて華北黄土質路床が降雨により急速に泥濘化し屢々車馬の通行不能に陥るが如きは此の限界値が小なる爲である。

(3) セメント安定處理に對する適應性 シカゴのポルトランド・セメント協會に於て實驗した結果によるとセメントによつて有効に處理せらる可き土の條件は次の通りである。

- a. 流出限界 50 以下
- b. 成形係數 25 以下
- c. 最大密度状態に於ける時の間隙率 40 以下
- d. 粘土含有量 (%) 35 以下
- e. 含水率と密度との關係 規則的

之を第 1 表中△印を付したる各飛行場代表土 7 種につき實驗せる結果は第 2 表の通りである。

表中 a, b, d は第 1 表の數値であり、e, e は次の III 土セメント試験の項に於て述ぶる供試體の搗固回數を 30 回としたる場合の含水率と密度の關係 第 1 圖 及最適含水率の時の見掛の比重を測定し次式によつて間隙率を算出したものである。



第 2 表

名 稱	E-126 北 京	E-120 天 津	E-97 濟 南	E-91 青 島	E-104 徐 州	E-116 開 封	E-125 太 原
a. 流 出 限 界	33.5	48.8	28.8	21.6	35.2	28.4	29.1
b. 成 形 係 數	6.6	21.6	10.2	2.8	15.8	5.8	8.1
c. 最 大 密 度 狀 態 に 於 け る 時 の 間 隙 率	31.1	35.0	30.4	32.5	28.4	36.9	39.8
d. 粘 土 含 有 量	33.33	76.50	27.46	19.12	54.12	15.62	27.34
e. 含 水 率 と 密 度 と の 關 係	規 則 的	稍 不 規 則	規 則 的	規 則 的	規 則 的	規 則 的	規 則 的

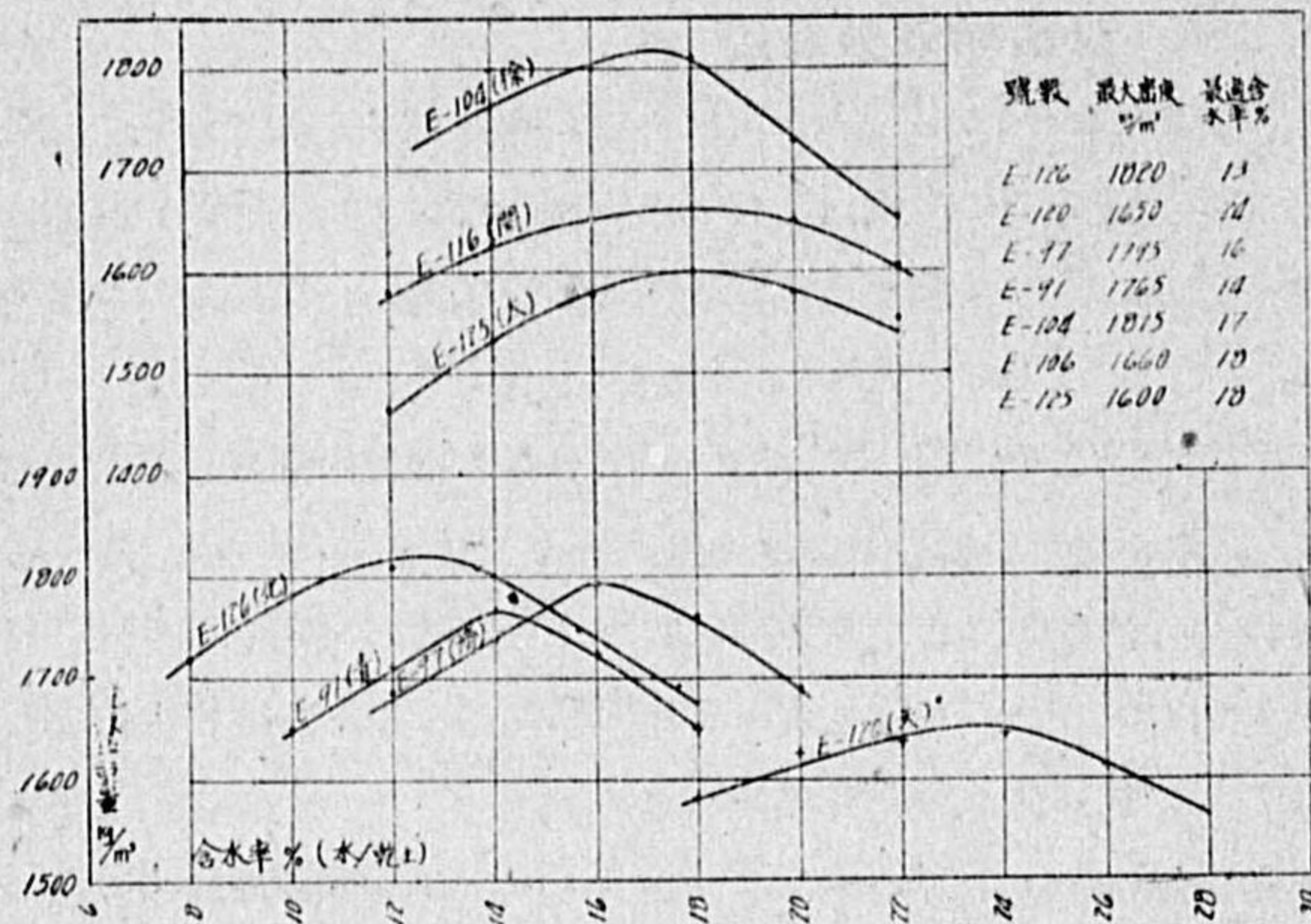
$$P = \left[ 1 - \frac{G}{G_s} (1 - W_u) \right] \times 100\%$$

P = 間隙率、G = 最適含水率時見掛けの比重、G<sub>s</sub> = 眞の比重

$$W_u = \frac{W_w}{W_s + W_w}$$

W<sub>s</sub> = 乾燥土の重量、W<sub>w</sub> = 最適含水率時土中の水重量

第 1 圖 含 水 率 - 密 度 圖



III 土セメント試験

上記 7 種の黄土にセメントを 5、10、15、20、25% 加へた土セメントモルタル (以下土セメントと稱す) 供試体につき吸水率、乾濕繰返及凍結融解繰返に對する耐久度、壓縮強度の諸試験を行つた。

(1) セメント 唐山啓新セメント 内務省土木試験所に依頼し試験せる結果は次の通りである。( ) は臨時日本標準規格

- a 比重 3.108 (> 3.05)
- b 凝結時間 始發 3 時 38 分 (> 1 時間)  
終結 4 時 30 分 (< 10 時間)

第 2 表に明かなる如く天津土を除いた外は概ね前記條件を満足し、第 1 圖によつて最大密度は夫々 1 立方メートル北京 1,820 斤、天津 1,650、濟南 1,795、青島 1,765、徐州 1,815、開封 1,660、太原 1,600 となり最適含水率は北京 13、天津 24、濟南 16、青島 14、徐州 17、開封 18、太原 18 となつた。

- e 膨張性龜裂 浸水法 完全 (完全)  
煮沸法 完全 (完全)
- d 日本標準規格による引張及壓縮強さ

名 稱	抗張力 (kg/cm²)			耐壓力 (kg/cm²)		
	3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
唐山セメント	23.5	23.6	30.5	324.3	416.2	566.7
日本標準規格	> 20	> 25	> 25	> 150	> 220	> 300

- e 臨時日本標準規格による 1:2 軟練モルタルの抗折及耐壓力

名 稱	抗折力 (kg/cm²)			耐壓力 (kg/cm²)		
	3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
唐山セメント	17.4	28.5	44.3	59.3	99.0	155.8
臨時日本標準規格	> 10	> 20	> 30	> 35	> 70	> 150

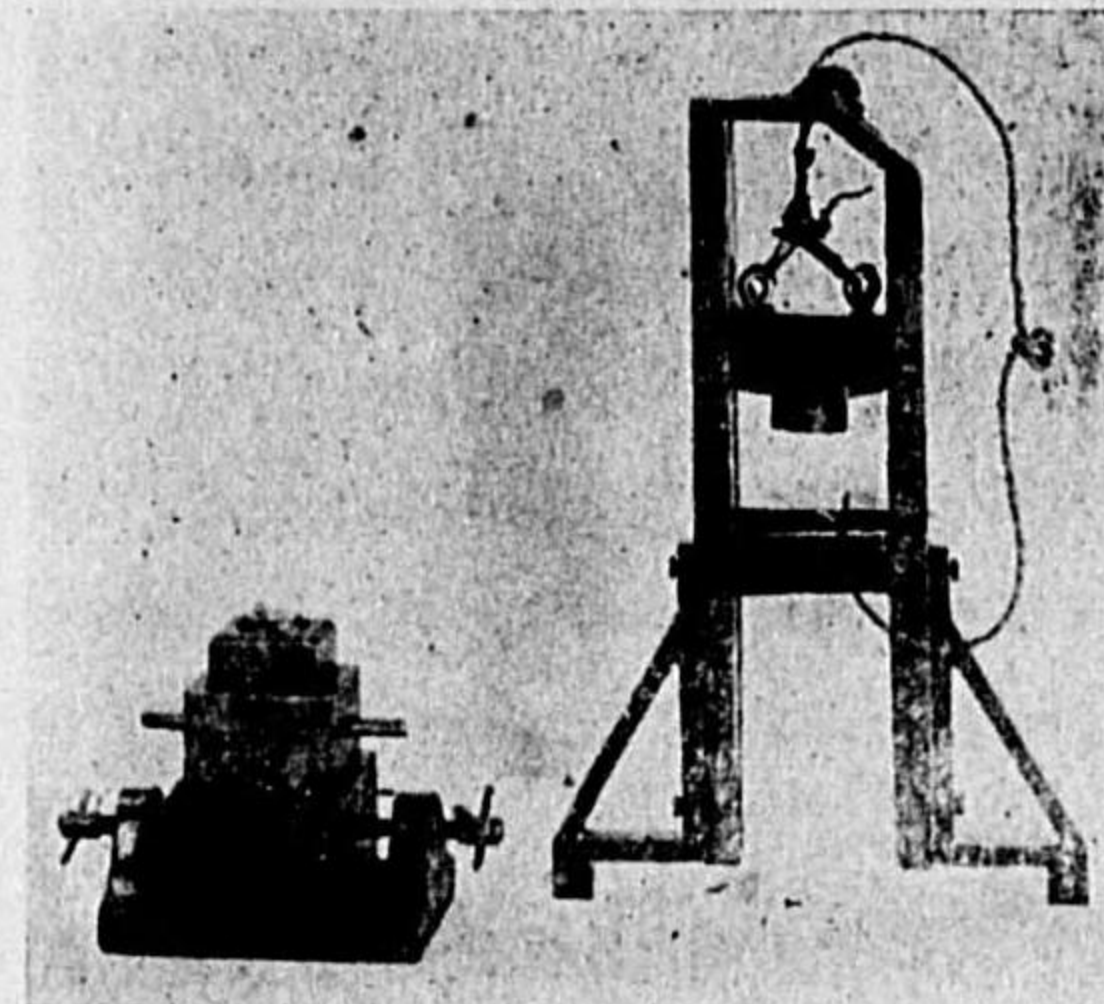
- f 試験施行期日 昭和 16 年 8 月~9 月

上記の如くセメントは日本標準規格及臨時日本標準規格の各項に合格せるものである。

(2) 黄土は 3 耗目篩通過のものを 100°C の乾燥爐にて含水率 2% 内外に乾燥使用した。

- (3) 供試體の作製

第 2 圖 搗 固 器



- a. 供試體寸法、6 糎立方體、壓縮試験のみ 4 糎立方體を用ふ。

- b. 搗固器、第 2 圖の如きもので鐵錘の落下高は 20 糎鐵錘の重量は 2.25 斤である。

- c. 搗固回数 30 回  
北京土含水率 14% のものにつき試験せる結果によれば搗固回数 30 回の供試體の密度は重量 1.2 噸の手曳ローラーを以て 14 回輾壓した場合に相當した。

- (4) 使用水量 黄土のみについては最適含水量を土セメントについては黄土に對する最適含水量とセメント重量の 35% を加へたる水量を使用した。

[第 10—16 表参照]

IV 吸 水 率

- (1) 目的 黄土は水分の浸透並に飽和力が大であつて之が爲乾燥固結せる路床もある程度以上の水分に逢ふと急速に泥濘状態となる。本試験はかかる黄土にセメントを處理した場合の吸水



率に如何なる影響を生ずるかを調査せんとするものである。

(2) 試験方法 供試體を 14 日間養生 (7 日間濕氣中後 7 日間空氣中) せる後 100°C 前後の乾燥爐中にて恒量に達する迄乾燥し之を 48 時間浸水せしめ次式によつて吸水率を算出する。

第 3 表 吸 水 率

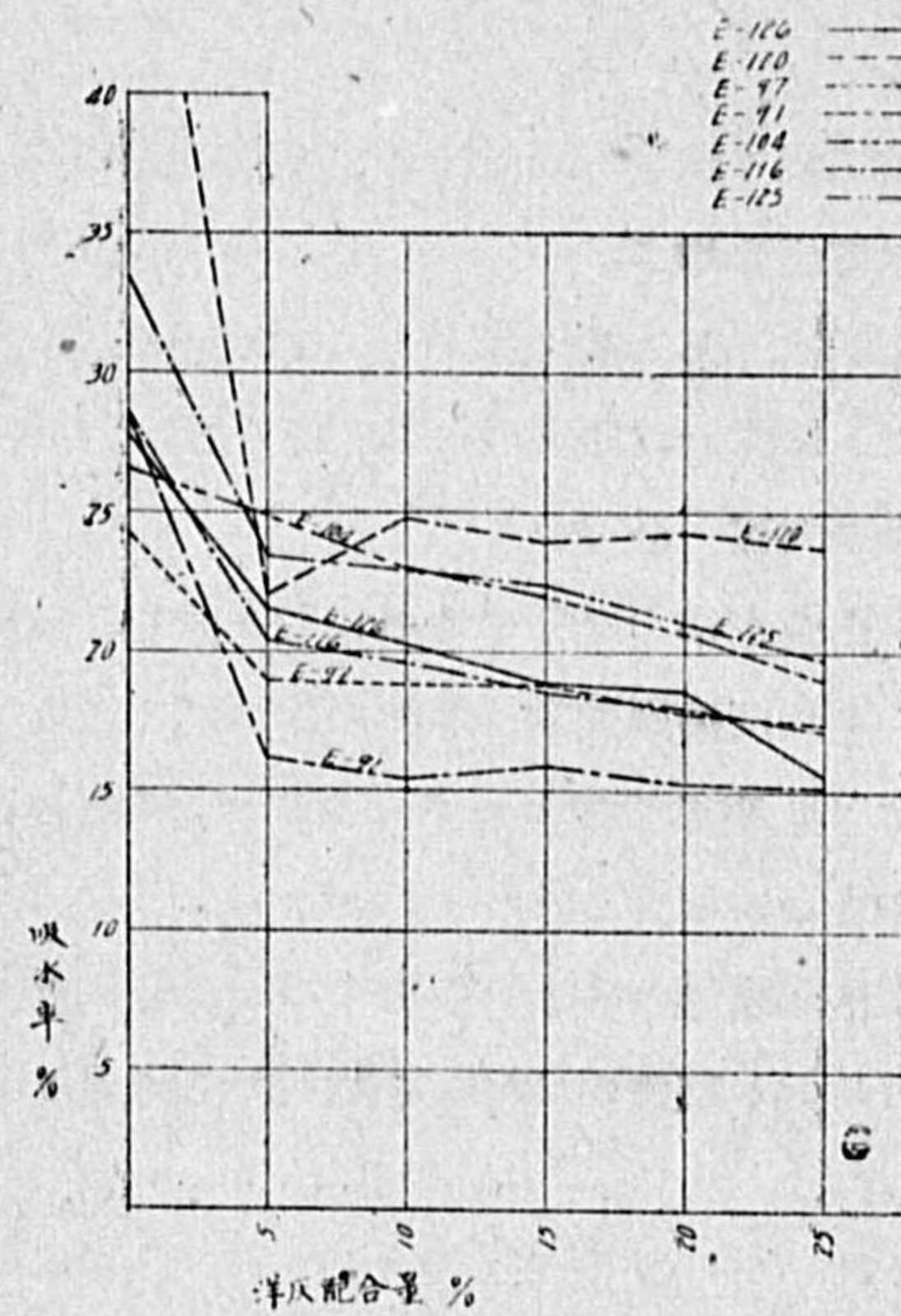
種 類		洋灰配合量	0	5	10	15	20	25
北 京	E-126		27.7	21.5	20.2	18.9	18.6	15.5
天 津	E-120		51.5	22.0	24.9	24.0	24.2	23.8
濟 南	E-97		24.2	19.0	18.8	18.8	17.9	17.5
青 島	E-91		28.5	16.2	15.5	15.9	15.3	15.1
徐 州	E-104		26.5	24.9	23.0	22.1	20.7	19.0
開 封	E-116		28.6	20.6	19.6	18.6	18.0	17.2
太 原	E-125		33.6	23.5	22.9	22.4	20.8	19.7

$$\text{吸水率} = \frac{W_w - W_D}{W_D} \times 100\%$$

$W_D$  = 乾燥恒量に達した時の重量 (g)

$W_w$  = 48 時間浸水後の重量 (g)

第 3 圖 吸 水 率



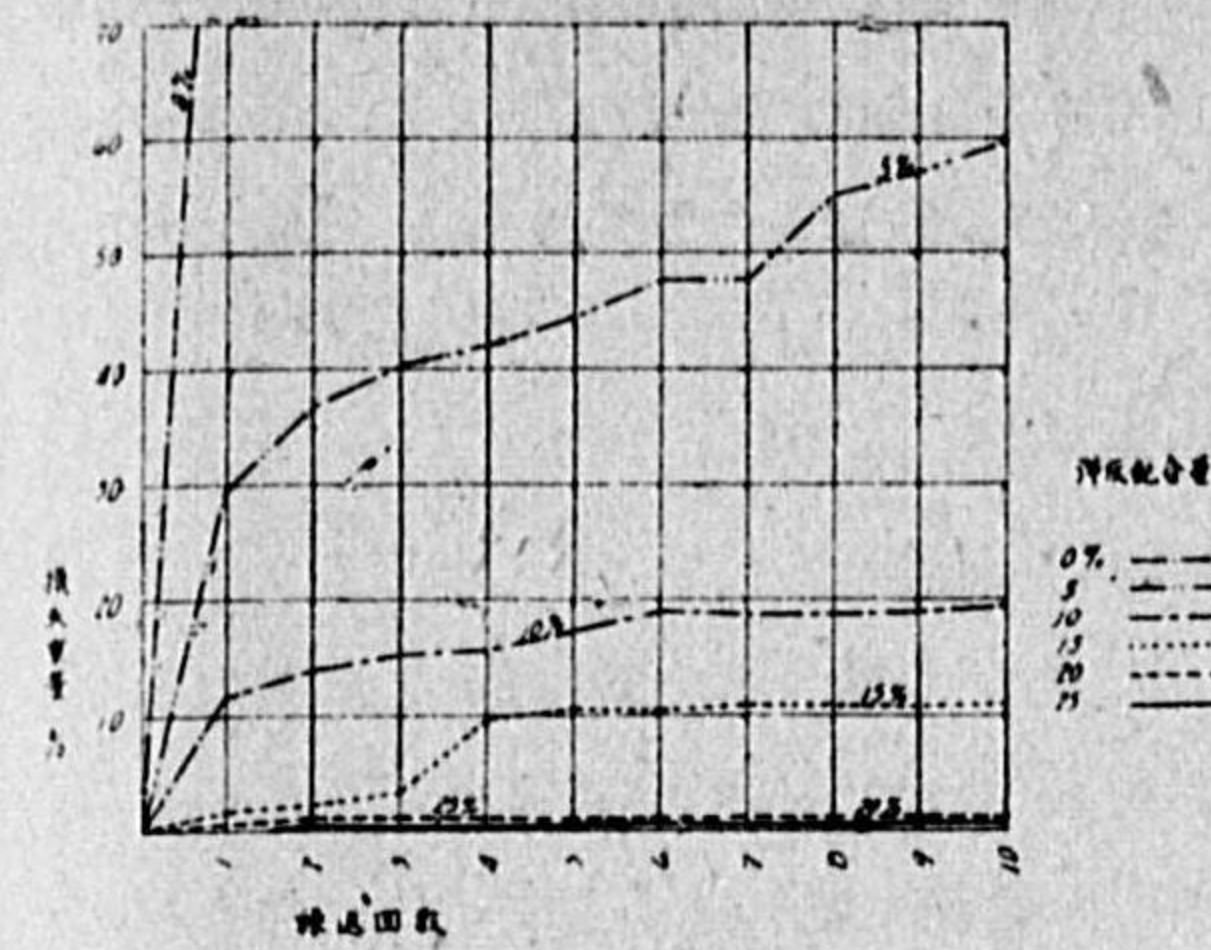
度については次の乾濕繰返試験を行った。

V 乾濕繰返に對する耐久度

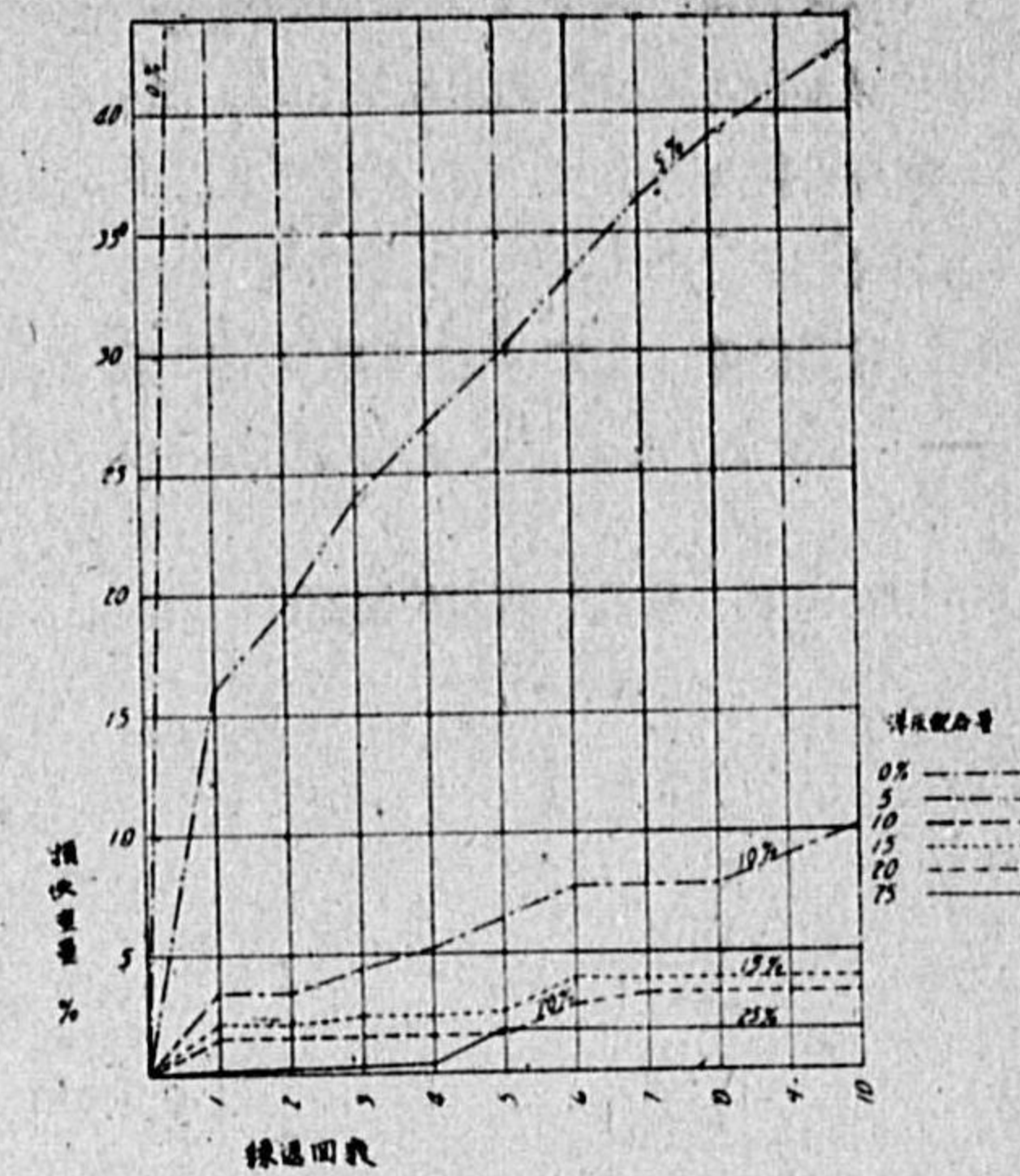
(3) 試験結果 第 3 表及第 3 圖の通りである。

- a 黄土のみの供試體を浸水せしめたる場合は短時間内に飽和状態に達し供試體は形を保ち得なかつたので豫め紙を以て之を包み試験を行った。
- b 各土ともセメント配合量 5% と 0% の間には吸水率は相當の差異が認められるが 5% 以上に於てはその差は僅少であつた、併し大體の傾向としてはセメントの配合量が増す程吸水率は低下してゐる。
- c 0% の時の吸水率は緊硬度試験に於ける流出限界値に略等しく 5%~25% の吸水率は成形限界値に略等しい。後者に於ける水量は素土に於ては不均等荷重によつて容易に變形し得る程度のものである。斯くの如く吸水した場合の耐久

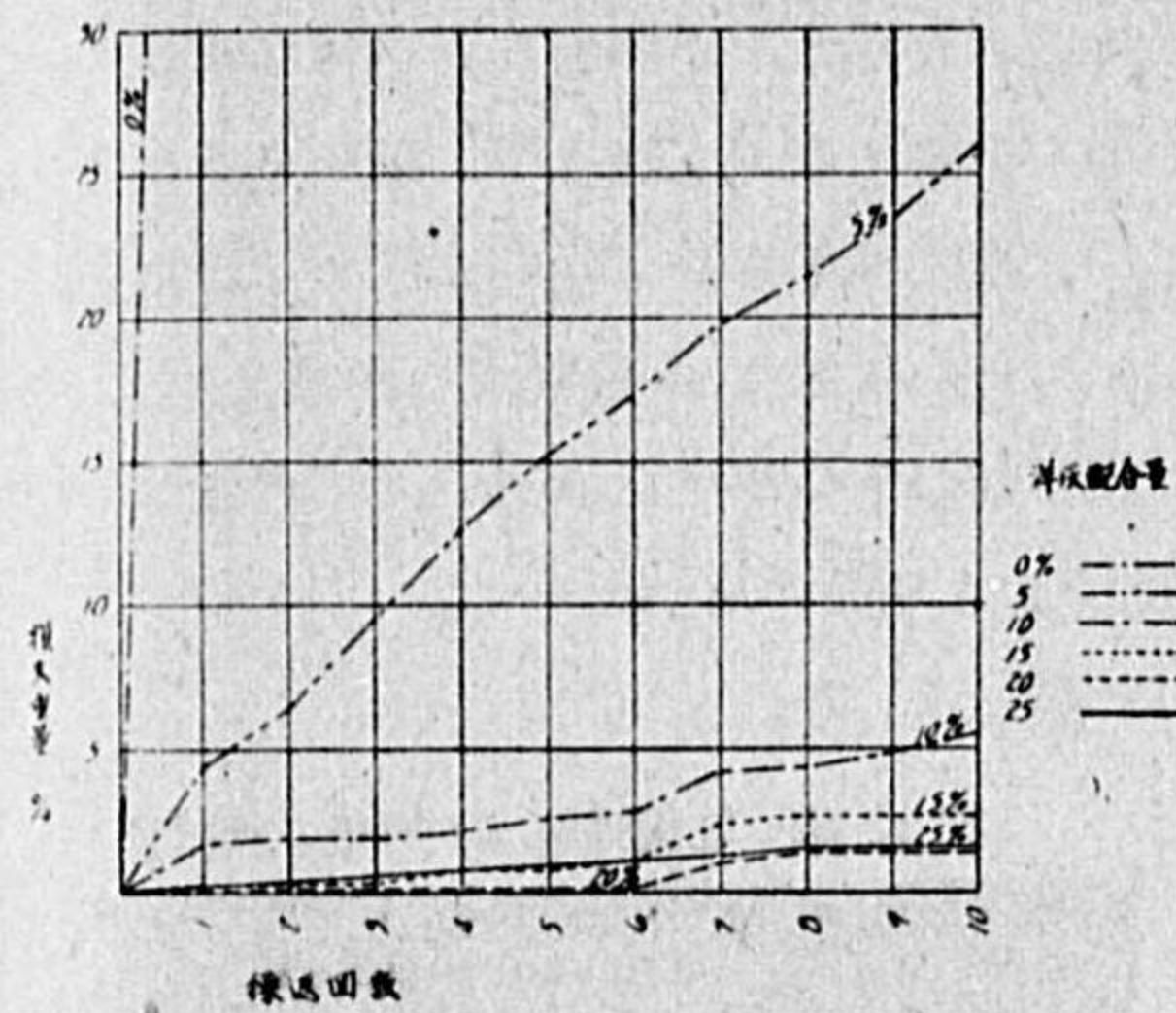
第 4 圖 E-126 乾濕繰返試験 (北京)



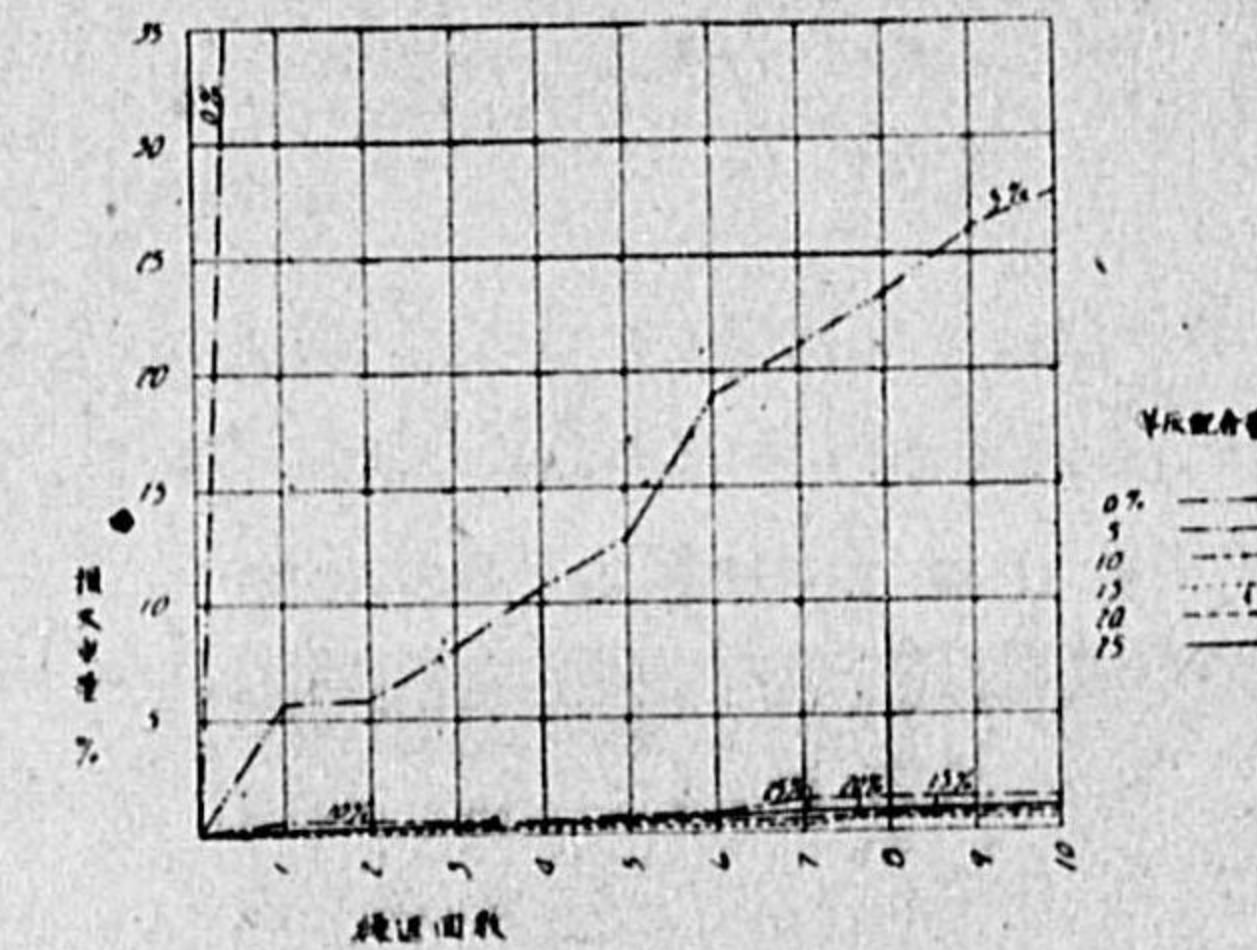
第 5 圖 E-120 乾濕繰返試験 (天津)



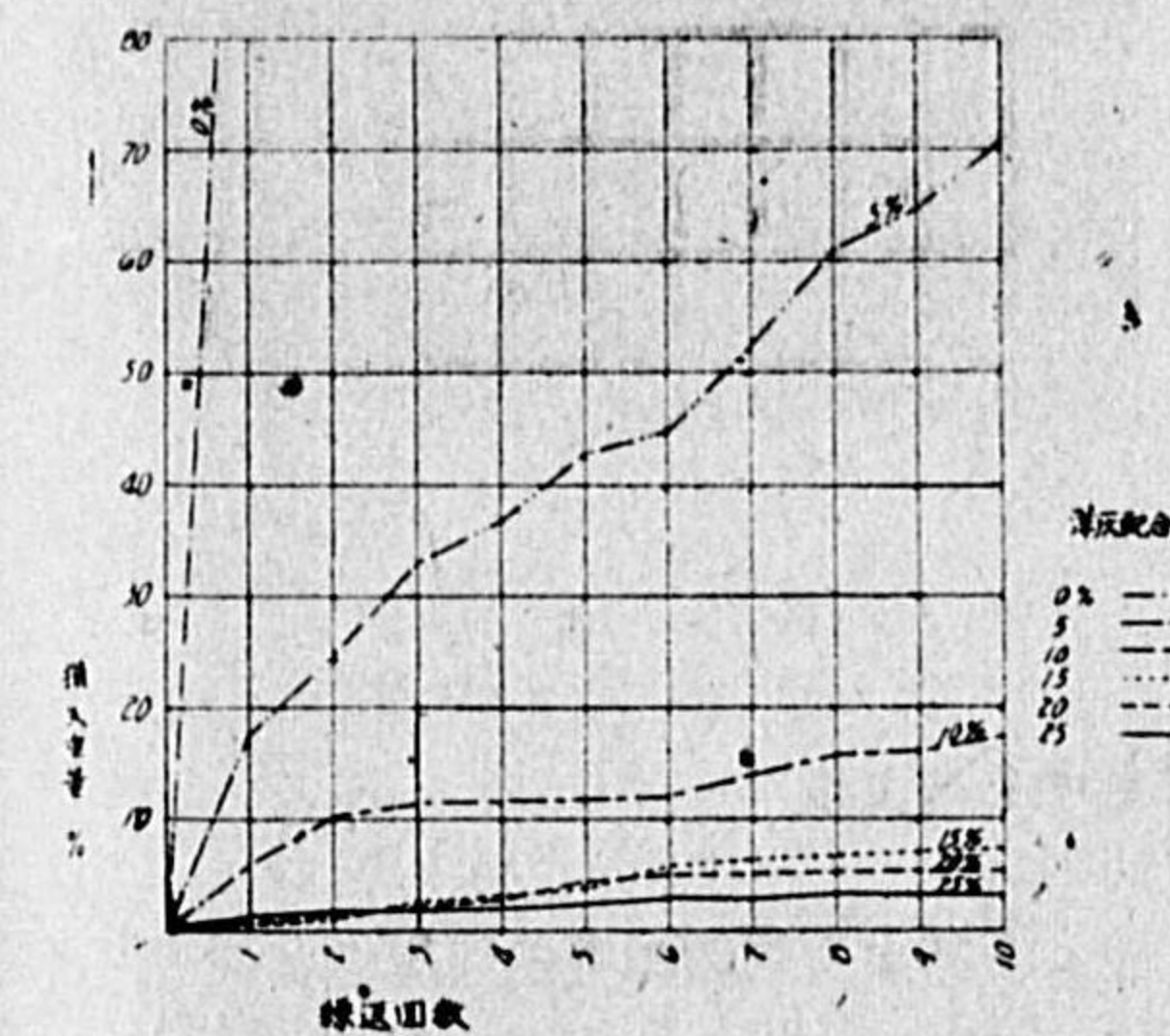
第 6 圖 E-97 乾濕繰返試験 (濟南)



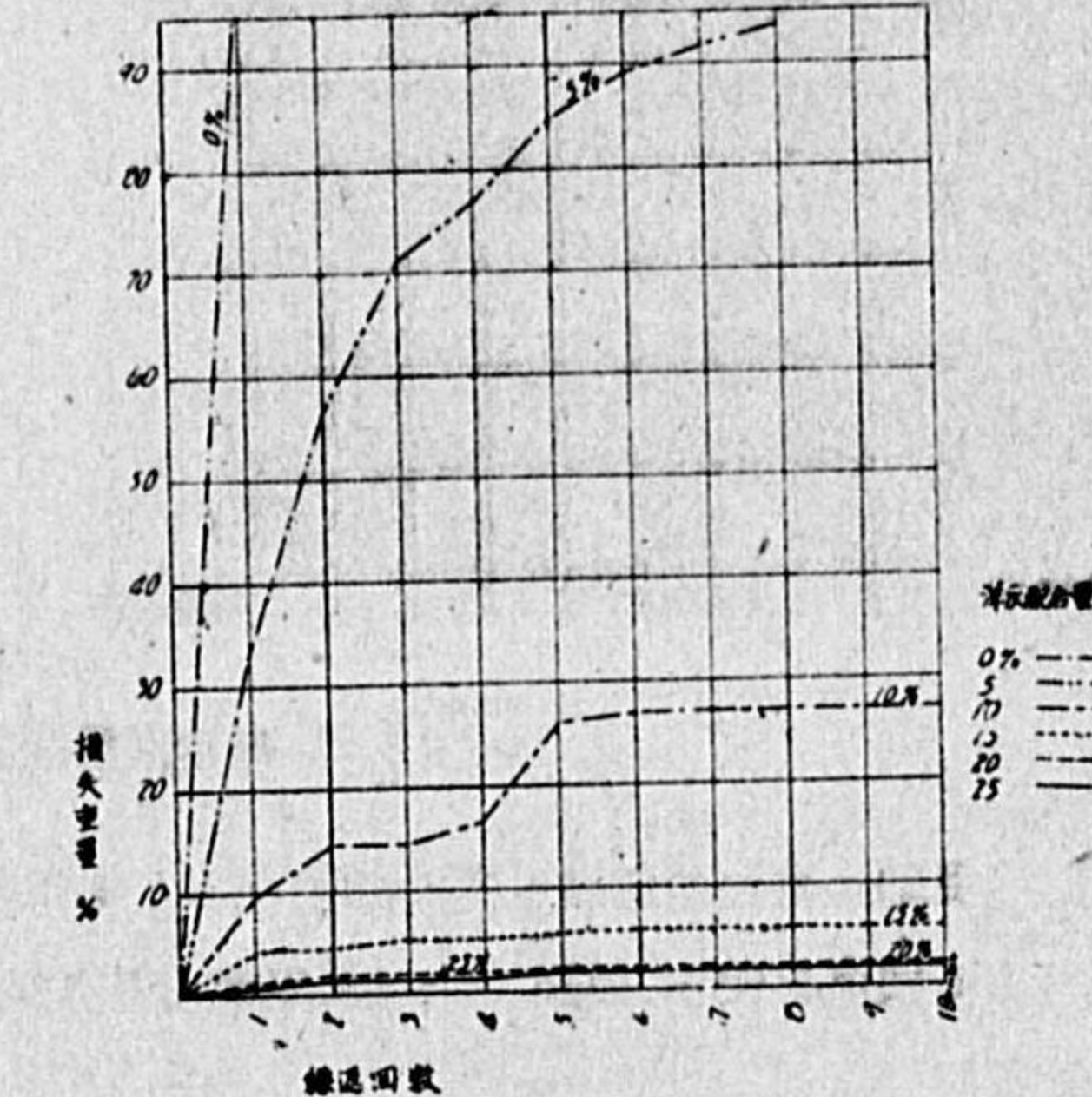
第 7 圖 E-91 乾濕繰返試験 (青島)



第 8 圖 E-104 乾濕繰返試験 (徐州)



第 9 圖 E-116 乾濕繰返試験 (開封)









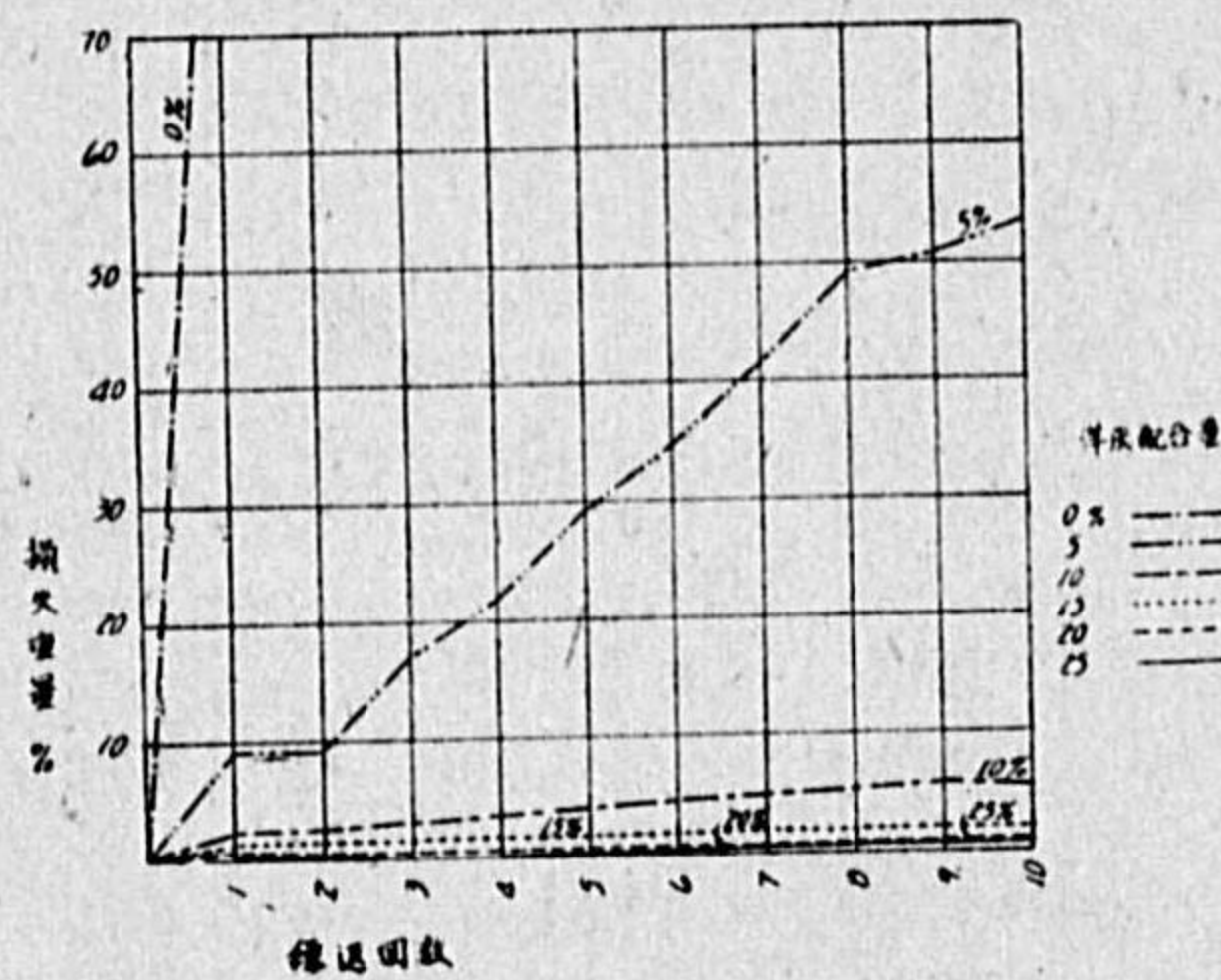
気温は第5表の通りである。凍結及融解時に路床に及ぼす影響としては a 霜柱の爲の路盤の  
 扛上、b 舗装材料中の水分の凍結による膨脹破壊、c 解氷期に於ける含水率過多の爲の路床の  
 軟弱化等が考へられるが本試験に於ては b、c に對する耐久度を調査せんとするものである。

第5表 凍結厚、期間最低気温表

地 點	凍 結 厚 厘	期 間	最低気温 -C°	摘 要
大 原	85	10、下—3、中	14	10、下は 10 月下旬
唐 山	80	11、下—3、上	10	3、中は 3 月中旬
北 京	60	11、下—3、上	14	
保 定	60	11、下—3、上	—	
天 津	55	12、上—3、上	15	
信 縣	50	12、中—3、上	13	
石 門	45	11、下—3、中	—	
濟 南	40	1、中—2、下	11	
塘 沽	40	12、上—2、下	12	
臨 汾	35	11、下—2、下	13	
芝 罘	30	1、上—2、中	10	

(2) 試験方法 脱型後 7 日間濕氣中にて養生し更に 5 日間濕氣多き室中にて供試體底面を水  
 面に接觸せしむる様置き毛管吸収を行はせたる後第1回目の試験にとりかゝる。先づ零下 20°C  
 の冷凍機に入れ 20 時間凍結せしめたる後濕氣多き室中にて前記同様の方法にて 24 時間融解  
 と同時に毛管吸収せしめ、この時刷子を以てこすり剝離せる部分を取り去り供試體の重量減に

第13圖 E-126 凍結融解繰返試験(北京)

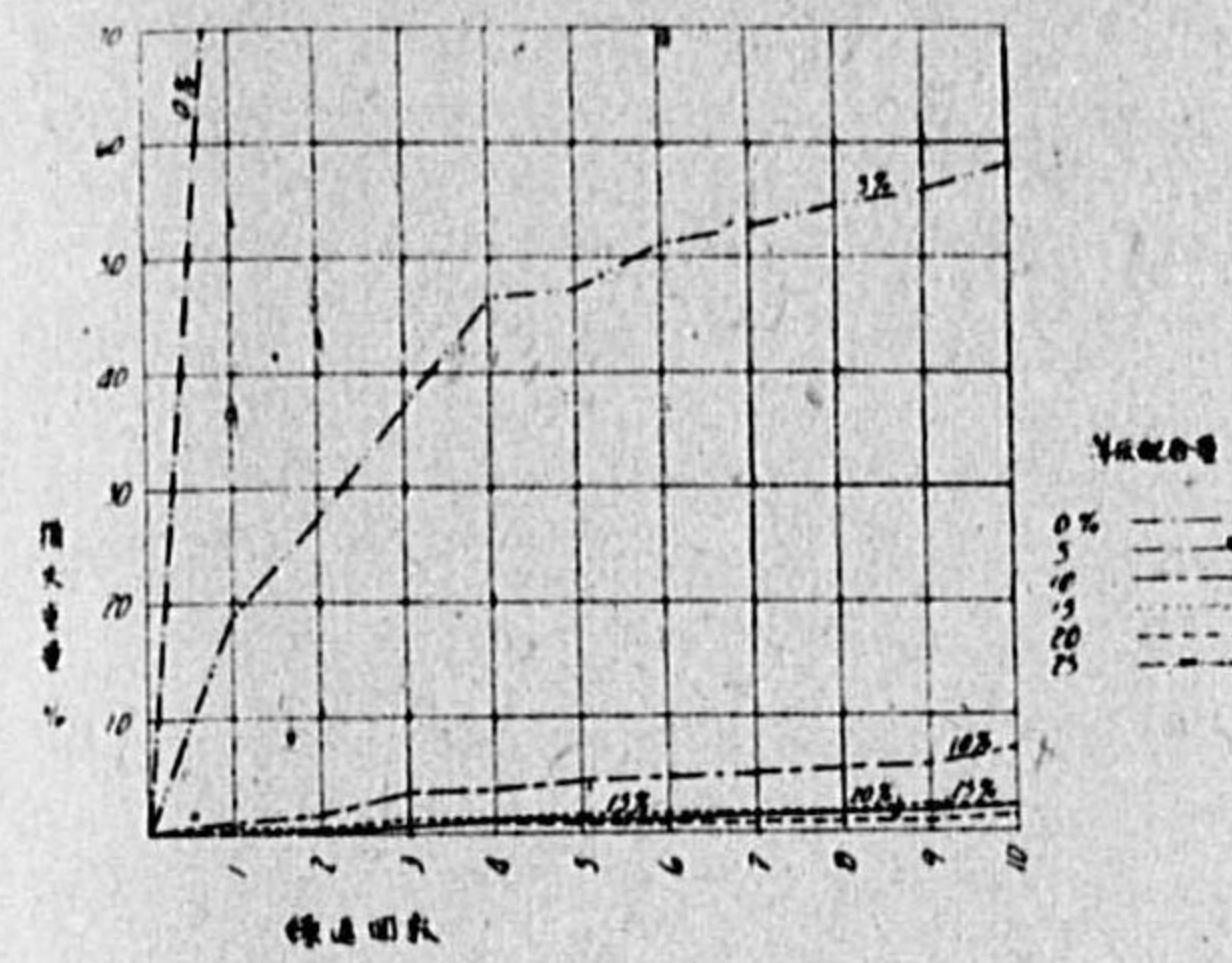


よりて損失重量及%を測定する。損失重量及  
 %は乾燥土の重量及%に換算して表示し之の  
 操作を 10 回繰返すものとす。冷凍機に入れ  
 たる供試體は 1 時間 20 分で完全に中心部迄  
 凍結し 20 時間を経たる時の中心部温度は零  
 下 20°C であつた。

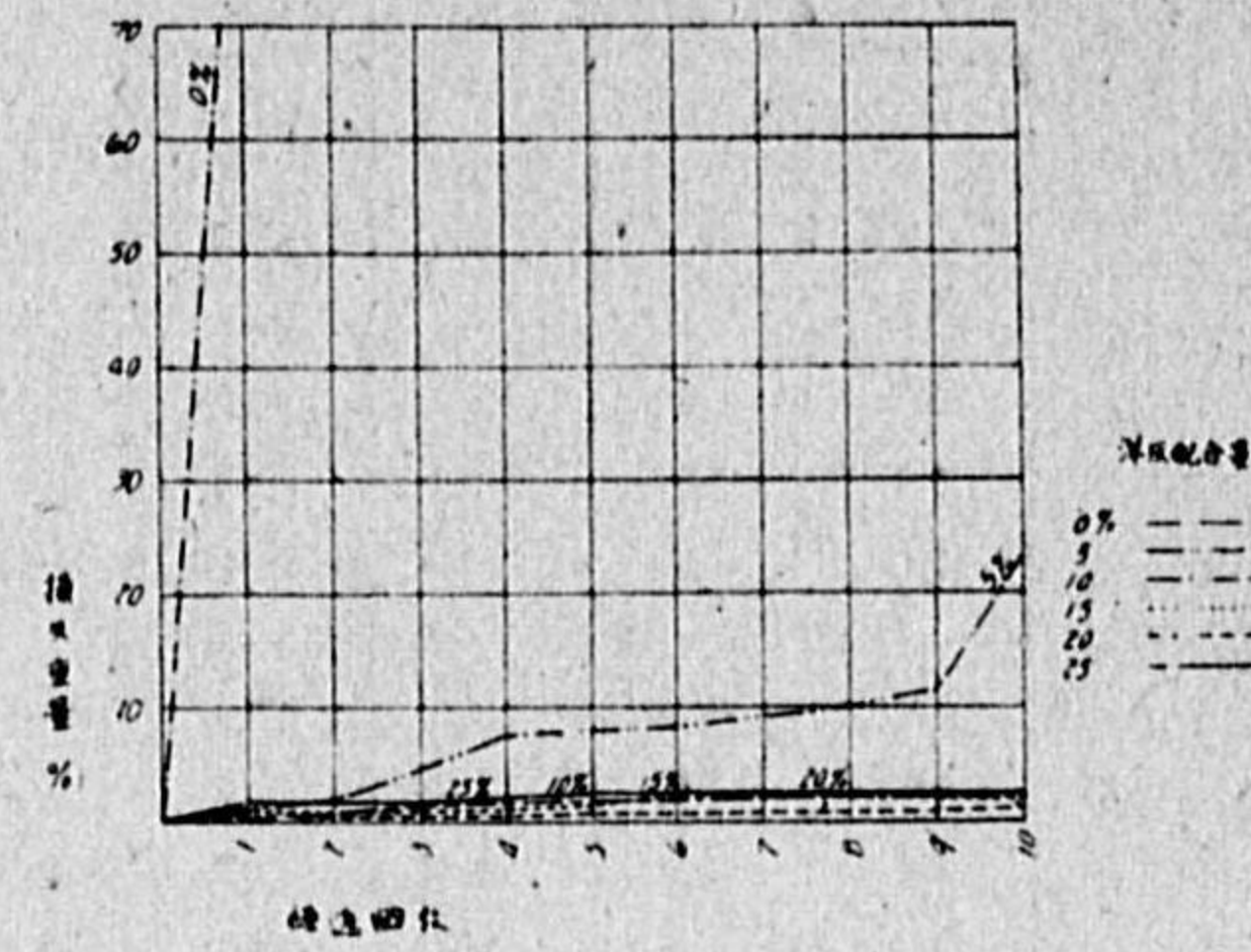
(3) 試験の結果は第 6 表及第 13~19 圖の  
 通りである。

- a セメント配合量 0% の場合は各土とも第 1  
 回目に崩壊した。
- b 5% の場合の損失重量%は濟南土 23%、青島土 35% にしてその他は何れも 50% 以上に及  
 び表示線は何れも上向、不安定であつた。
- c 10% の場合損失重量%は徐州土 40% 太原土 39% 開封土 23% で表示線も不安定なる上向  
 を示したが其の他の土に於ては何れも 7% 以下であつた。
- d 15% の場合太原土のみ 15% で其の他は損失僅少にして略安定と見做す事が出来る。
- e 各供試體の 10 回試験後に於ける狀況は第 20~21 圖の通りである。

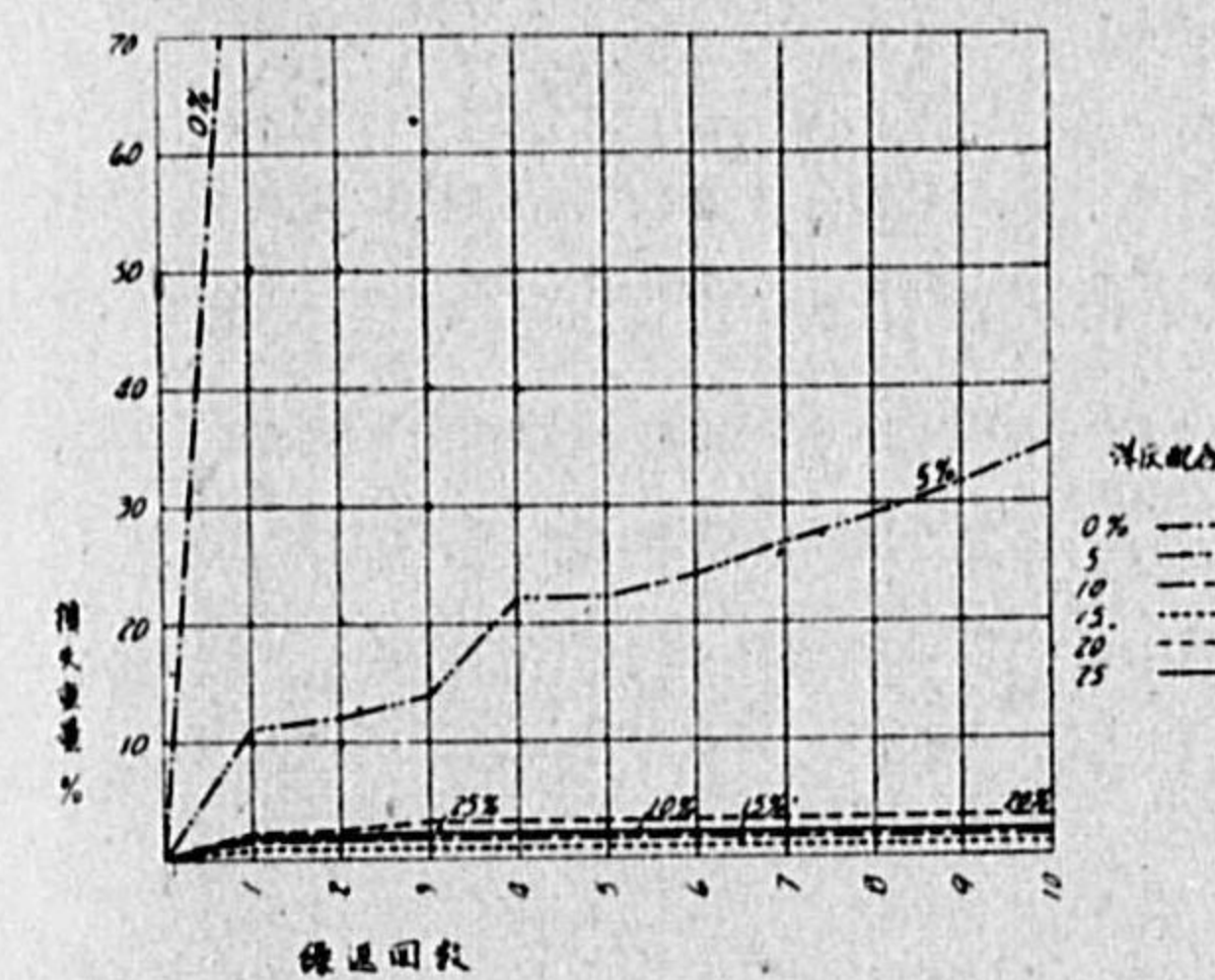
第14圖 E-120 凍結融解繰返試験(天津)



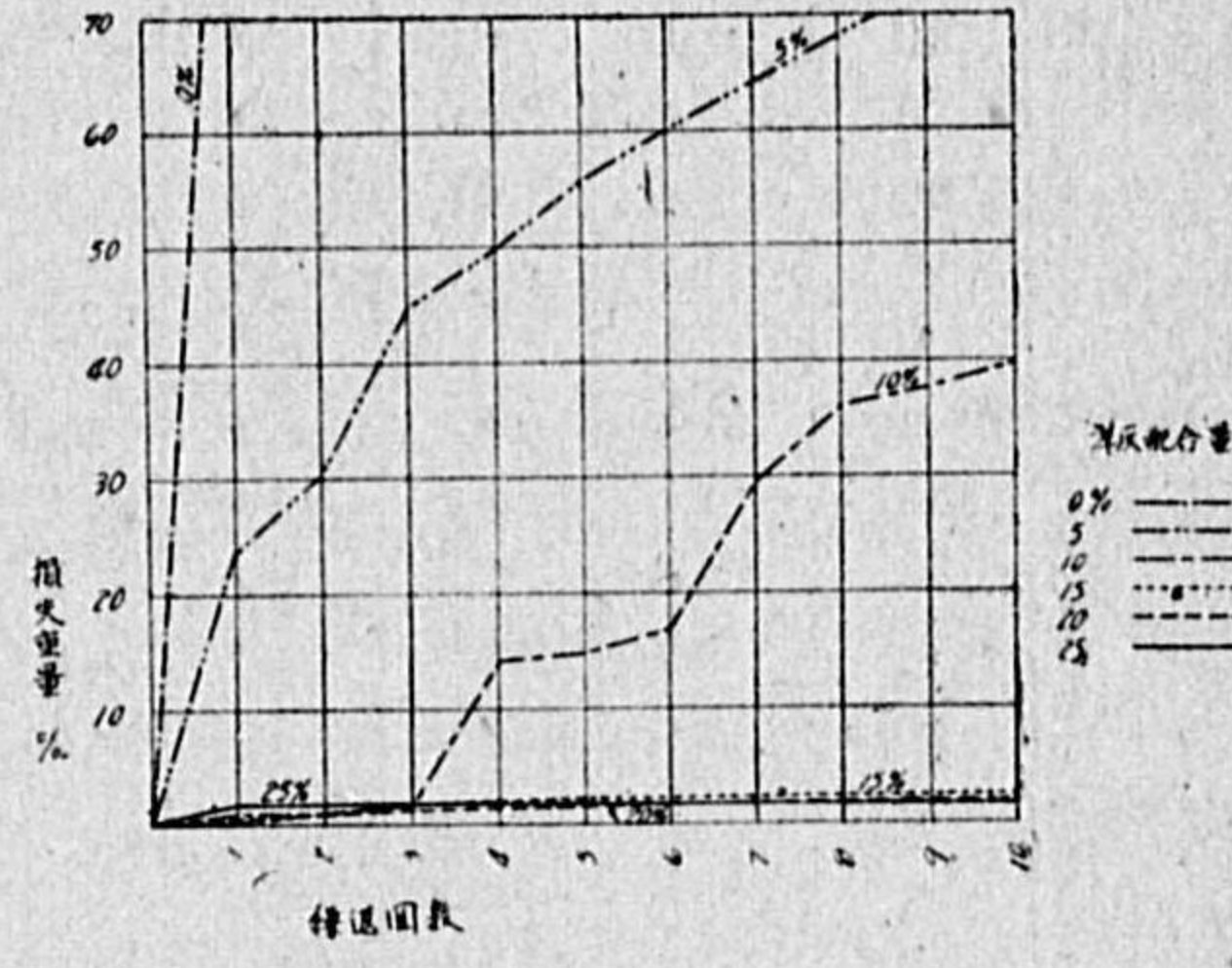
第15圖 E-97 凍結融解繰返試験(濟南)



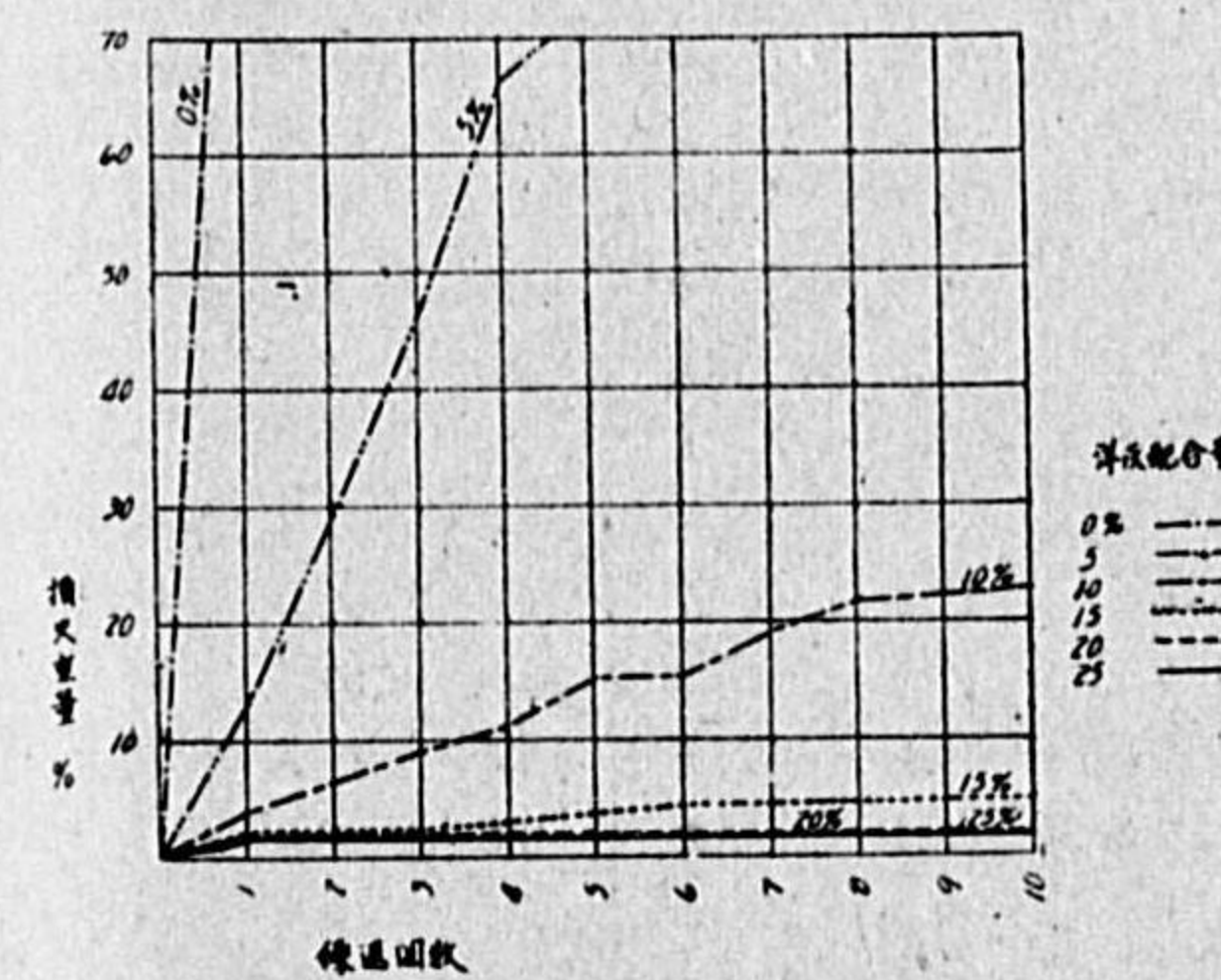
第16圖 E-91 凍結融解繰返試験(青島)



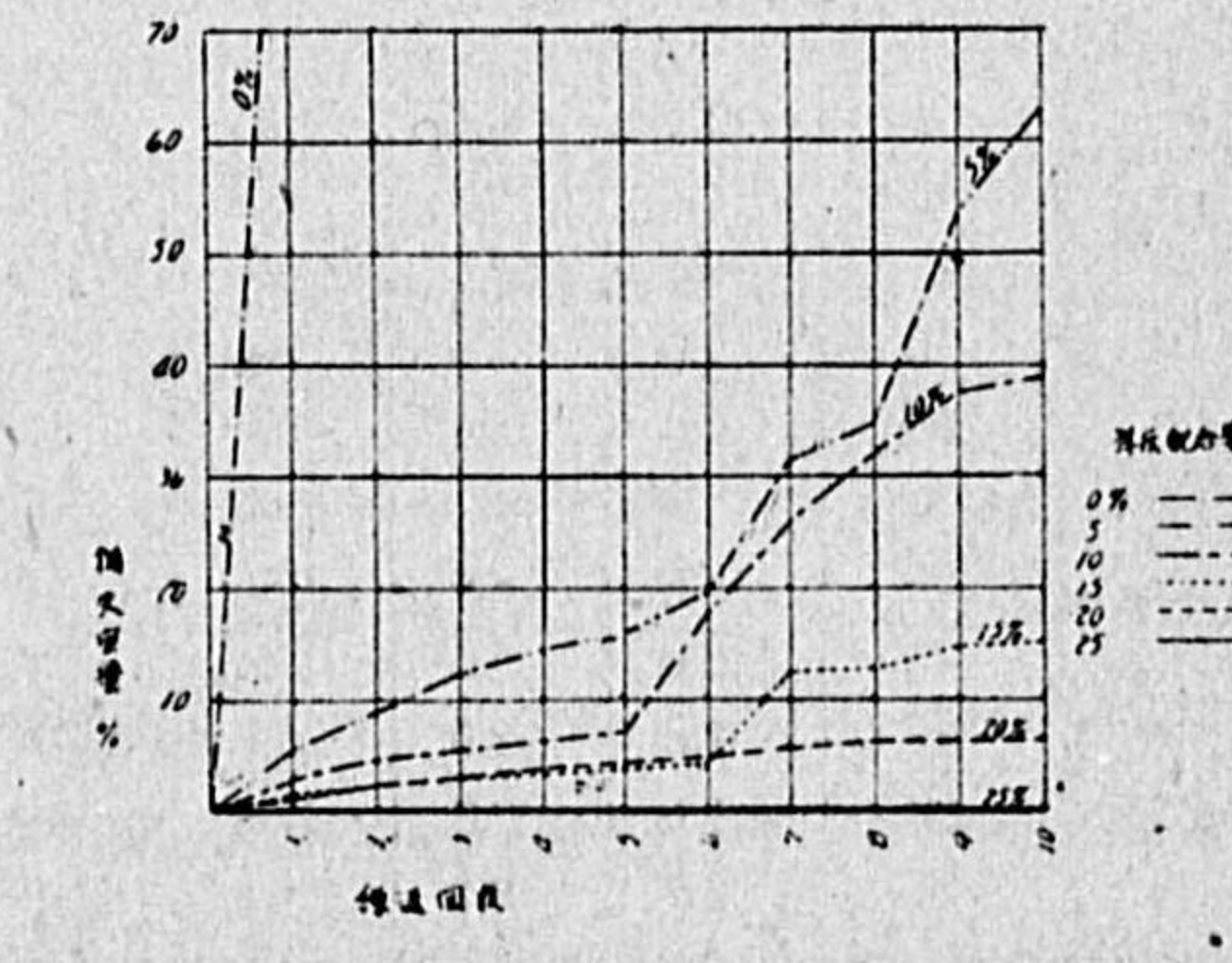
第17圖 E-104 凍結融解繰返試験(徐州)



第18圖 E-116 凍結融解繰返試験(開封)



第19圖 E-125 凍結融解繰返試験(太原)

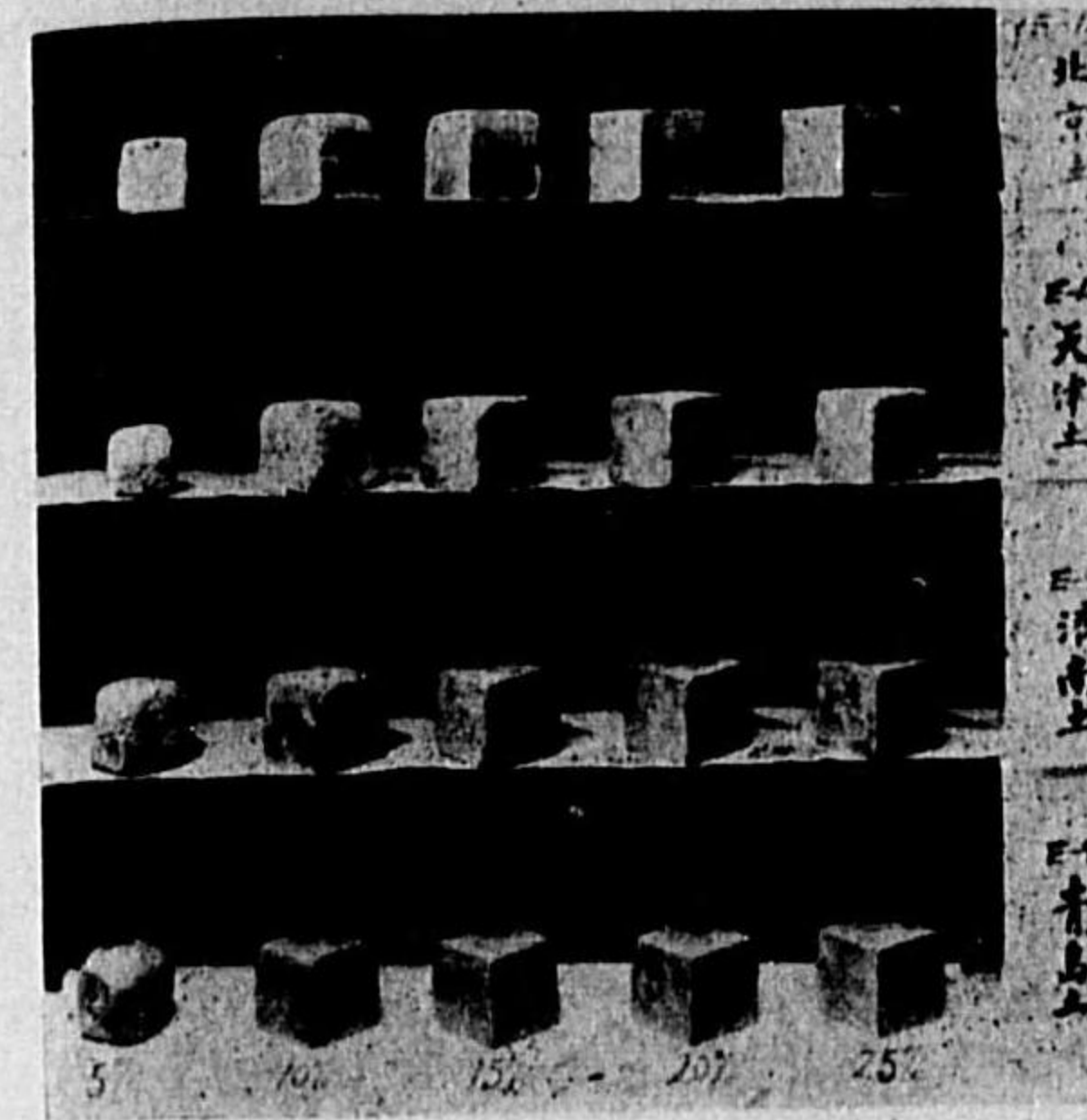




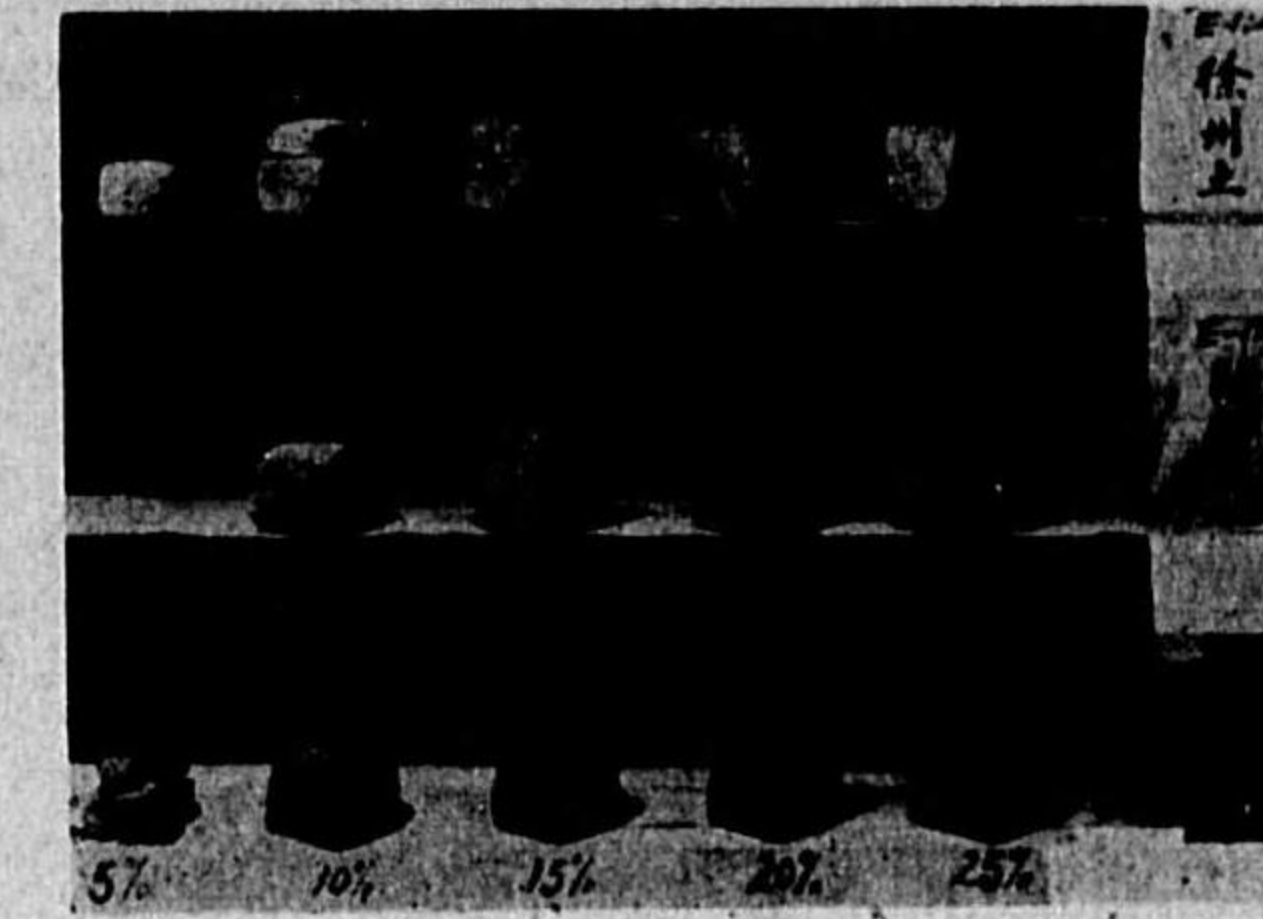
第 6 表 凍結融解凍結試験損失重量 (%)

種 類	回数 配合量	回数									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
E-126 北 京	0										
	5	9.0	9.0	16.8	21.7	29.1	34.7	40.9	49.1	50.5	53.4
	10	2.41	2.41	2.89	3.47	3.80	4.25	4.83	5.16	5.2	5.2
	15	1.05	1.17	1.28	1.39	1.39	1.50	1.61	1.83	1.8	1.8
	20	0.37	0.37	0.37	0.48	0.48	0.48	0.59	0.59	0.5	0.5
E-120 天 津	25	0.08	0.19	0.19	0.19	0.19	0.30	0.41	0.41	0.4	0.4
	0										
	5	18.9	26.9	37.2	46.1	47.3	51.0	52.6	54.5	55.8	58.1
	10	0.9	1.5	3.7	3.9	4.4	4.8	5.0	5.5	5.9	7.1
	15	0.4	0.4	1.3	1.3	1.4	1.6	1.7	1.8	2.1	2.1
E-97 濟 南	20	0.2	0.2	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	1.4
	25	0.2	0.2	0.5	1.1	1.1	1.1	1.4	1.7	1.7	2.1
	0										
	5	1.3	1.8	4.4	7.6	8.0	8.2	9.3	10.0	11.5	23.3
	10	0	0.9	1.6	1.8	1.8	1.8	2.0	2.2	2.2	2.2
E-91 青 島	15	1.0	1.0	1.0	1.0	1.6	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1
	20	0.4	0.4	0.4	0.4	0.7	0.7	0.7	0.8	0.8	1.1
	25	1.7	1.7	1.7	2.0	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
	0										
	5	11.4	12.2	14.0	22.3	22.3	24.1	26.8	29.0	31.7	34.7
E-104 徐 州	10	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7
	15	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	20	2.2	2.2	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1
	25	2.0	2.0	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1
	0										
E-116 開 封	5	23.3	30.2	44.6	50.1	56.4	60.4	63.4	68.0	73.0	77.1
	10	1.1	1.1	1.6	1.4	1.7	2.0	2.0	2.1	2.2	2.2
	15	0	1.0	1.4	1.7	2.0	2.0	2.1	2.2	2.2	2.2
	20	0.5	0.9	1.3	1.5	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
	25	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
E-125 太 原	0										
	5	13.3	28.6	46.1	66.4	72.9	80.8	0	0	0	0
	10	4.0	6.4	8.8	11.4	15.2	14.6	18.9	21.8	22.3	22.8
	15	2.4	2.4	2.4	3.2	3.9	4.2	4.4	4.5	4.5	4.5
	20	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
E-125 太 原	25	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	0										
	5	5.5	8.9	12.5	14.7	16.1	19.4	31.7	34.8	53.5	62.9
	10	3.0	4.6	5.4	6.4	7.1	17.5	26.2	32.2	37.6	38.9
	15	1.8	2.6	3.0	3.6	3.9	4.5	12.5	12.7	14.7	15.1
E-125 太 原	20	1.4	2.6	2.9	3.8	4.3	5.1	5.8	6.3	6.5	6.6
	25	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2

第 20 圖 凍結融解凍結試験 10 回後の供試體



第 21 圖 同 上

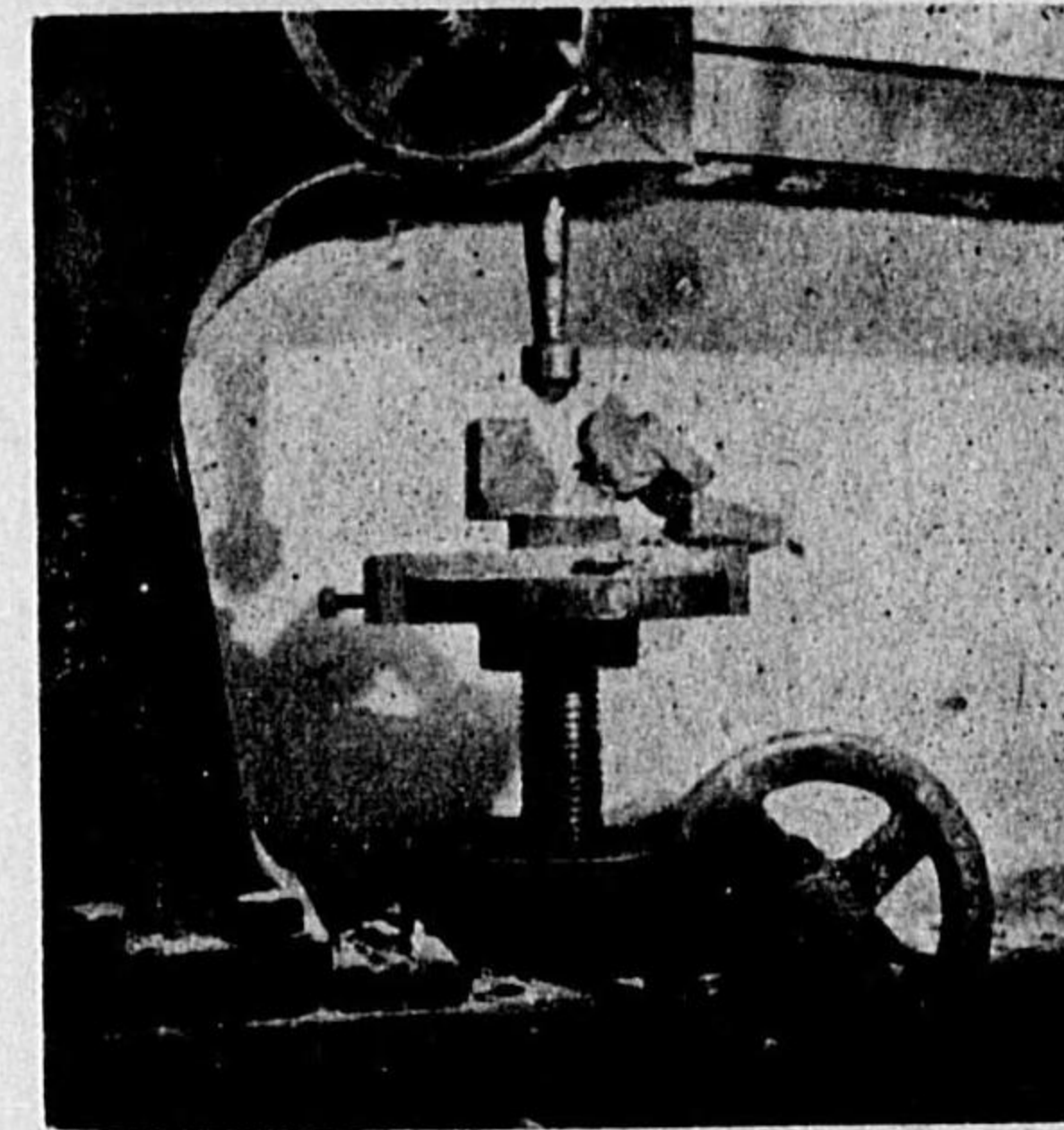


VII 壓縮強度

(1) 試験方法

a 壓縮試験機の備へ無き爲土質圧密透水試験機 (容量 1250 ㊦) を利用した。第 22 圖に見る如く機械の構造上、上端加壓棒は底面に直角なる一平面内にて自由に動き得、加壓棒の尖端と

第 22 圖 壓縮破壊試験状況



供試體の中立軸とを完全に一致せしめる事は仲々困難であり、些少ではあるが中立軸を外れたる爲供試體は一様に荷重されず一方に片寄つて破壊した場合が屢々起つた。この影響は供試體の含水量多く未だ固結してゐないものに大であつた。

b 供試體の寸法は 4 種立方體とした。型は第 2 圖と同様の型式で鐵錘の落下高は 20 種、鐵錘の重量は 1 ㊦である。搗固回数は 6 種型のものと同密度なる回数測定試験の結果 25 回とした。  
c 養生日数は 7 日 (濕氣中) 及 14 日 (7 日間濕氣中後 7 日間空氣中) とした。

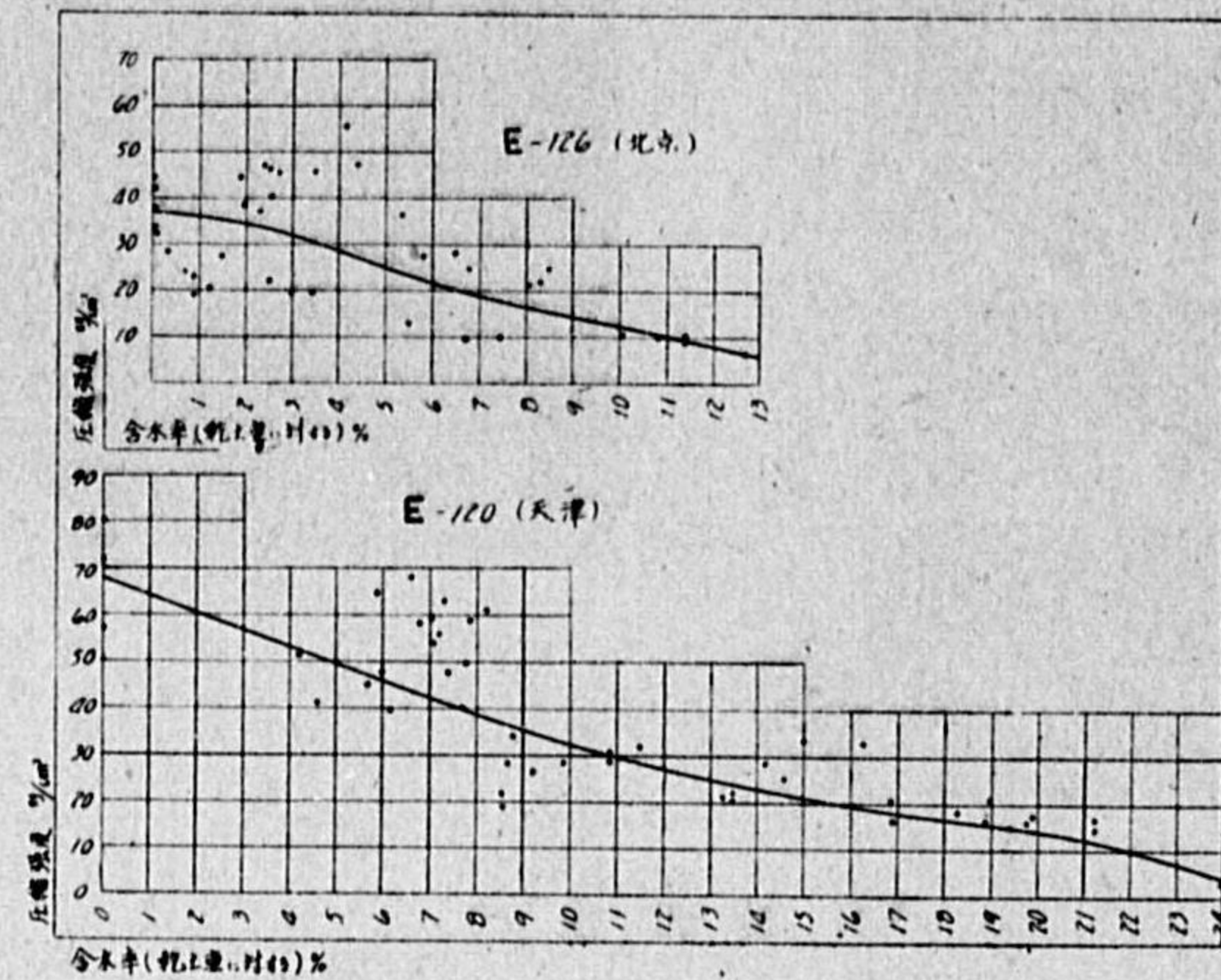
(2) 試験結果

A セメント配合量 0% に於ける含水量と壓縮強度。土セメントの壓縮強度と比較する爲、最適含水量 24% の天津土と 13% の北京土に就て試験せる結果は第 23 圖の通りである。數値はまちまちであつたが大體の傾向としては乾燥による水分の減少に伴ひ強度は増大し粘土分に富む天津土は沈泥質なる北京土よりも強度大であり絶對乾燥時に於ては天津土は 55~80 kg/cm<sup>2</sup>



北京土は 30~45 kg/cm<sup>2</sup> を示した。

第 23 圖 含水率と壓縮強度の關係



B 土セメント壓縮強度の試験結果は第 7 表及第 24~30 圖の通りである。

a 試験機の最大容量 1250 瓩に達するも破壊しなかつた供試體の壓縮強度は >78.1 kg/cm<sup>2</sup> と記載し圖面の強度曲線は破線を以て示した。

b 一般にセメント配合量が増すにつれて強度は漸進的に増大したが天津土に於ては材齡 7 日の

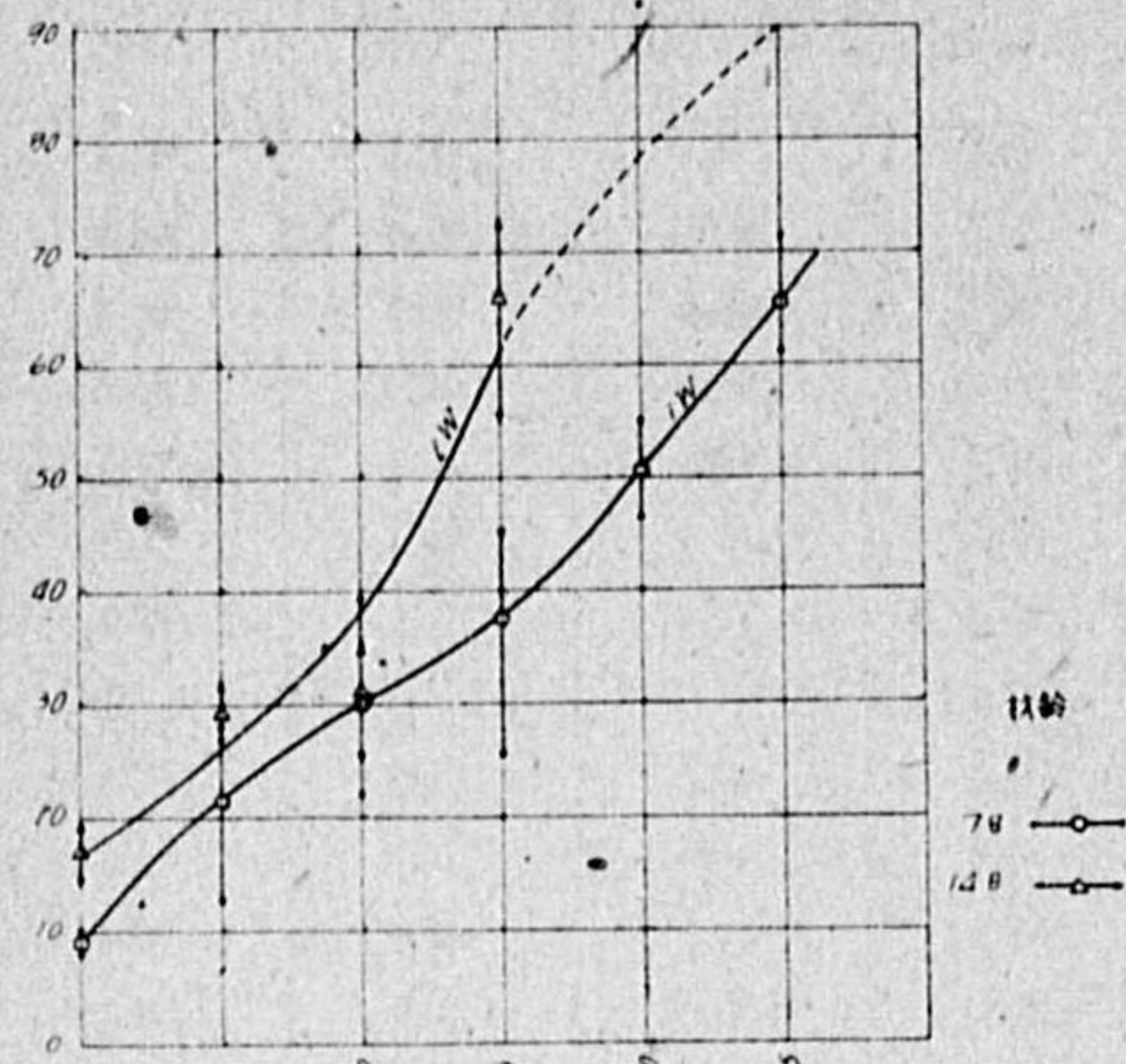
第 7 表 壓縮強度 kg/cm<sup>2</sup> ( )=平均値

種類	材 齡	0%	5%	10%	15%	20%	25%
北 京	7	9.1	27.8	40	25.3	46.9	61.3
		8.4	12.8	27.2	45.3	55.3	64.1
		(9.1)	(21.1)	(29.6)	(37.5)	(50.9)	(65.7)
	14	14.7	32.5	24.7	70.3	> 78.1	> 78.1
		18.1	28.4	35.6	55.0	> 78.1	> 78.1
		(17.6)	(29.7)	(31.4)	(66.1)	( )	( )
天 津	7	28.2	22.6	38.8	34.6	44.5	29.4
		23.1	21.5	24.8	31.0	36.6	26.9
		(24.9)	(22.6)	(30.4)	(34.3)	(38.6)	(28.7)
	14	50.0	48.7	56.0	61.9	46.4	50.7
		48.4	48.9	72.5	56.9	62.1	49.8
		(47.8)	(53.7)	(63.7)	(58.9)	(52.3)	(46.9)

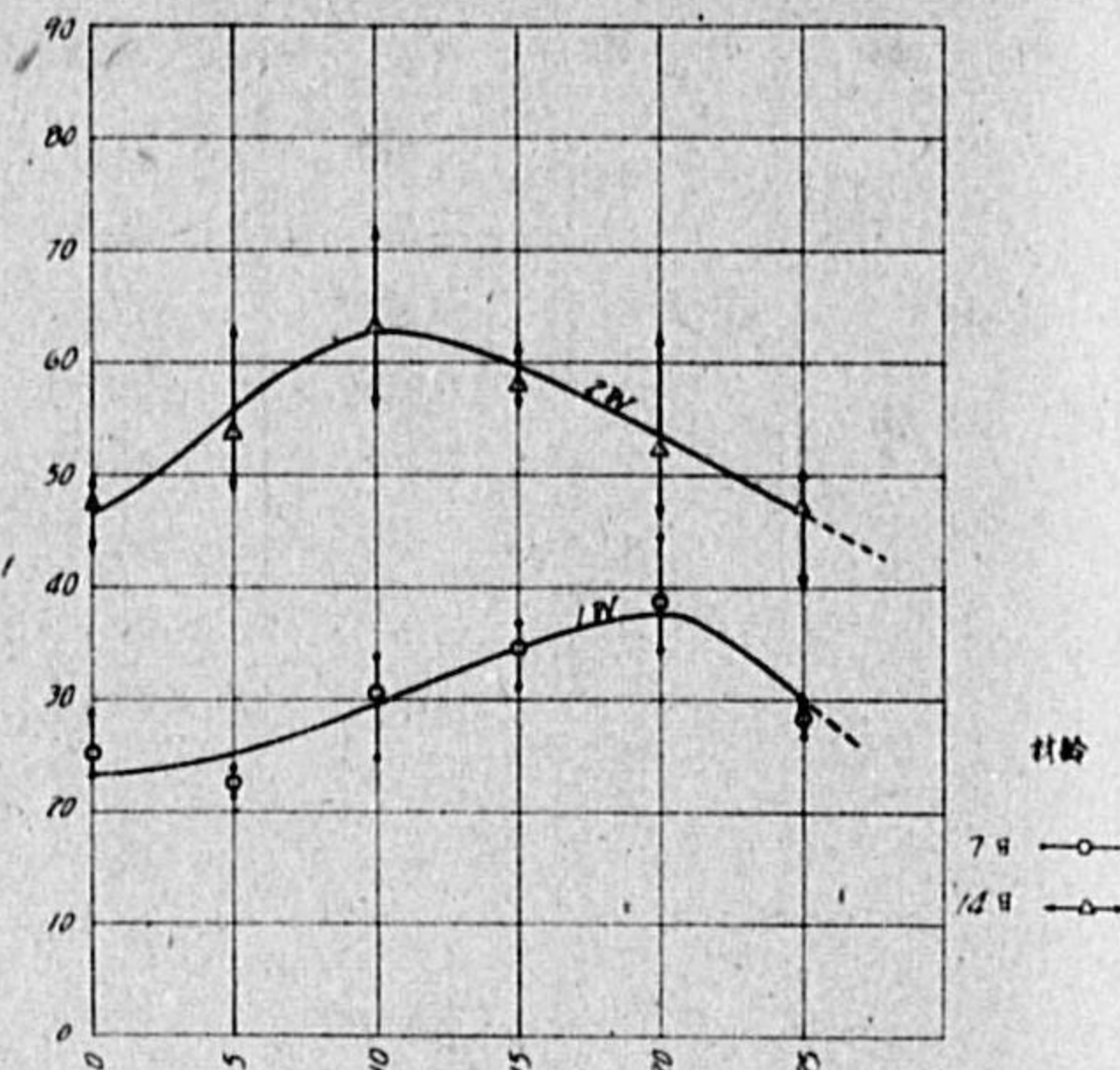
種類	材 齡	0%	5%	10%	15%	20%	25%
濟 南	7	5.0	19.0	29.0	43.8	50.0	61.4
		4.4	20.2	23.8	49.6	57.5	54.5
		(4.4)	(19.0)	(27.2)	(46.3)	(52.6)	(59.3)
	14	4.7	44.5	54.8	> 78.1	> 78.1	> 78.1
		4.9	36.8	59.5	> 78.1	> 78.1	> 78.1
		(4.9)	(38.6)	(47.8)	( )	( )	( )
青 島	7	3.7	15.5	34.5	47.3	55.1	32.8
		3.6	15.9	20.2	35.8	31.5	34.2
		(3.7)	(17.2)	(28.3)	(38.8)	(38.1)	(36.4)
	14	19.4	27.6	54.6	78.2	> 78.1	> 78.1
		21.2	30.3	63.8	74.5	> 78.1	> 78.1
		(20.9)	(31.0)	(57.7)	(74.7)	( )	( )
徐 州	7	25.0	32.2	36.2	47.8	46.9	55.0
		21.8	30.9	39.0	59.6	65.0	50.6
		(23.6)	(33.6)	(35.4)	(50.5)	(52.7)	(54.8)
	14	27.8	44.0	60.9	> 78.1	> 78.1	> 78.1
		29.0	41.3	60.6	> 78.1	> 78.1	> 78.1
		(28.9)	(40.5)	(65.1)	( )	( )	( )
開 封	7	3.7	13.1	18.7	27.5	36.5	49.4
		4.6	12.5	18.4	27.2	33.7	48.1
		(4.4)	(12.8)	(18.7)	(27.2)	(36.5)	(50.0)
	14	7.3	24.6	37.2	37.5	51.9	54.0
		7.2	25.3	34.4	42.8	52.5	55.6
		(7.4)	(25.5)	(35.7)	(41.4)	(52.4)	(56.0)
太 原	7	7.2	16.6	27.8	27.8	39.1	44.1
		4.1	19.1	30.9	36.3	43.4	43.8
		(5.3)	(18.0)	(28.9)	(35.4)	(41.6)	(44.4)
	14	15.9	29.2	41.9	65.0	65.0	> 78.1
		15.3	26.3	34.4	60.9	77.8	> 78.1
		(14.7)	27.3	(37.2)	(59.2)	(70.8)	( )



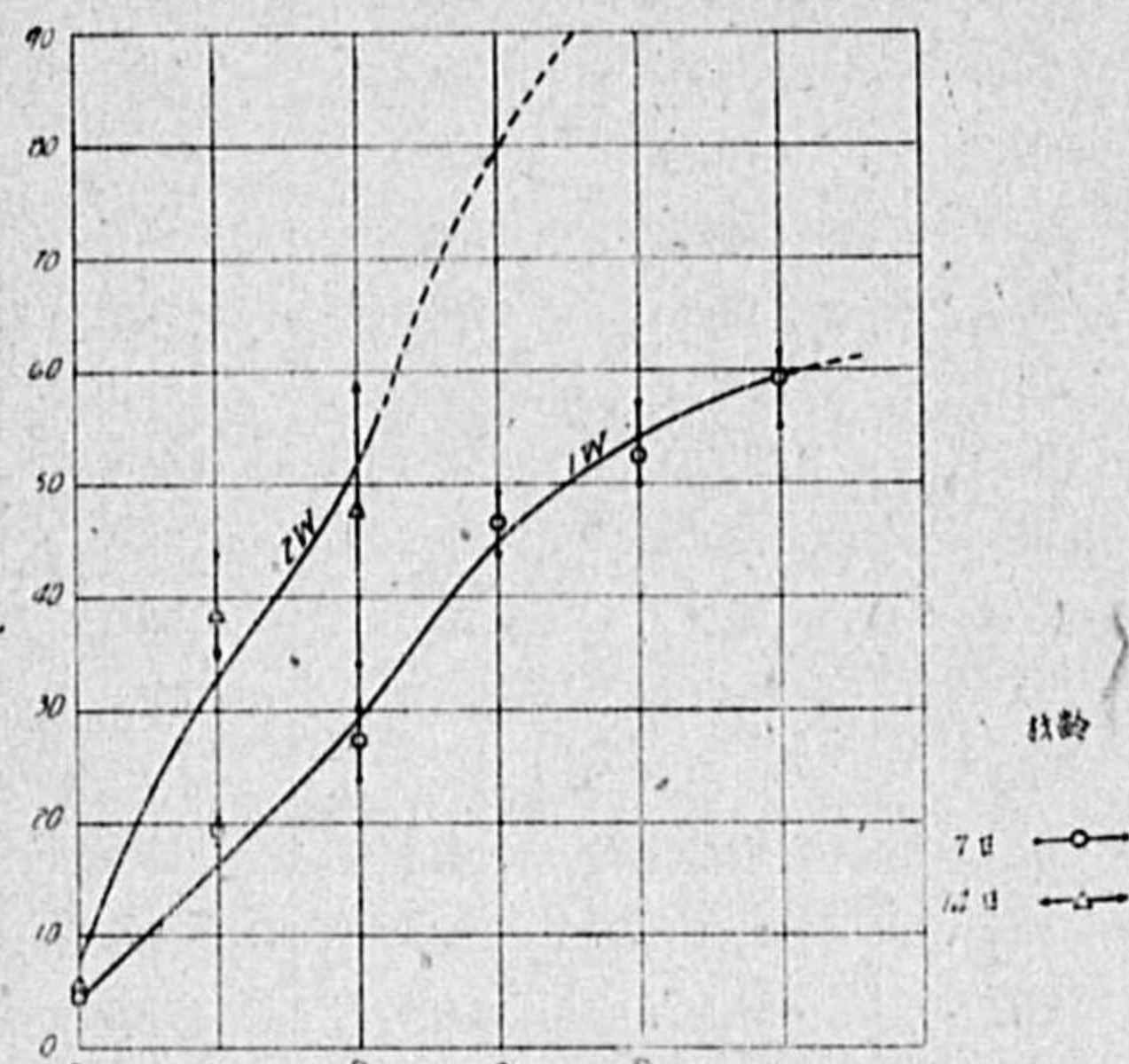
第 24 圖 E-126 (北京) 壓輪強度



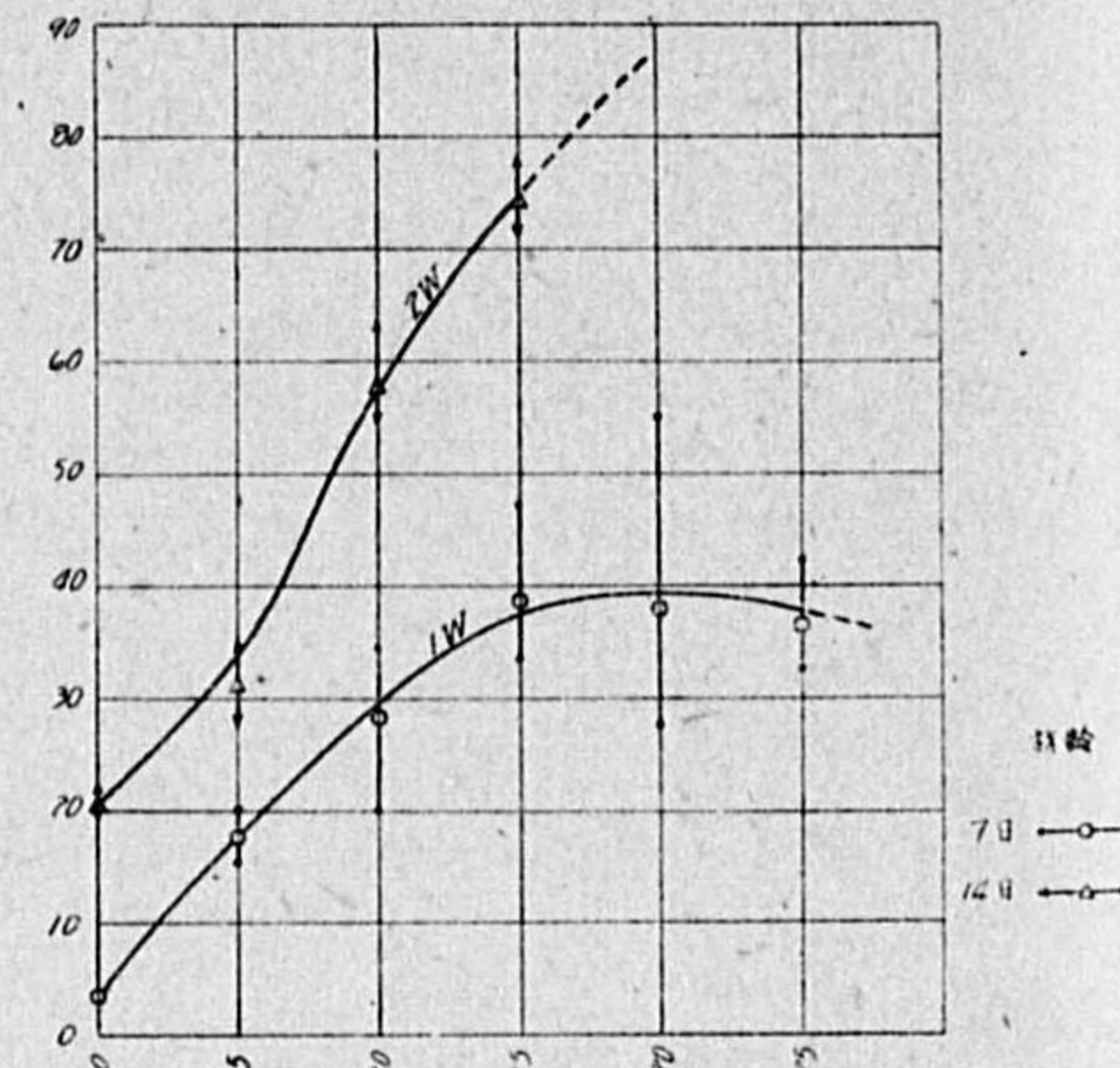
第 25 圖 E-120 (天津) 壓輪強度



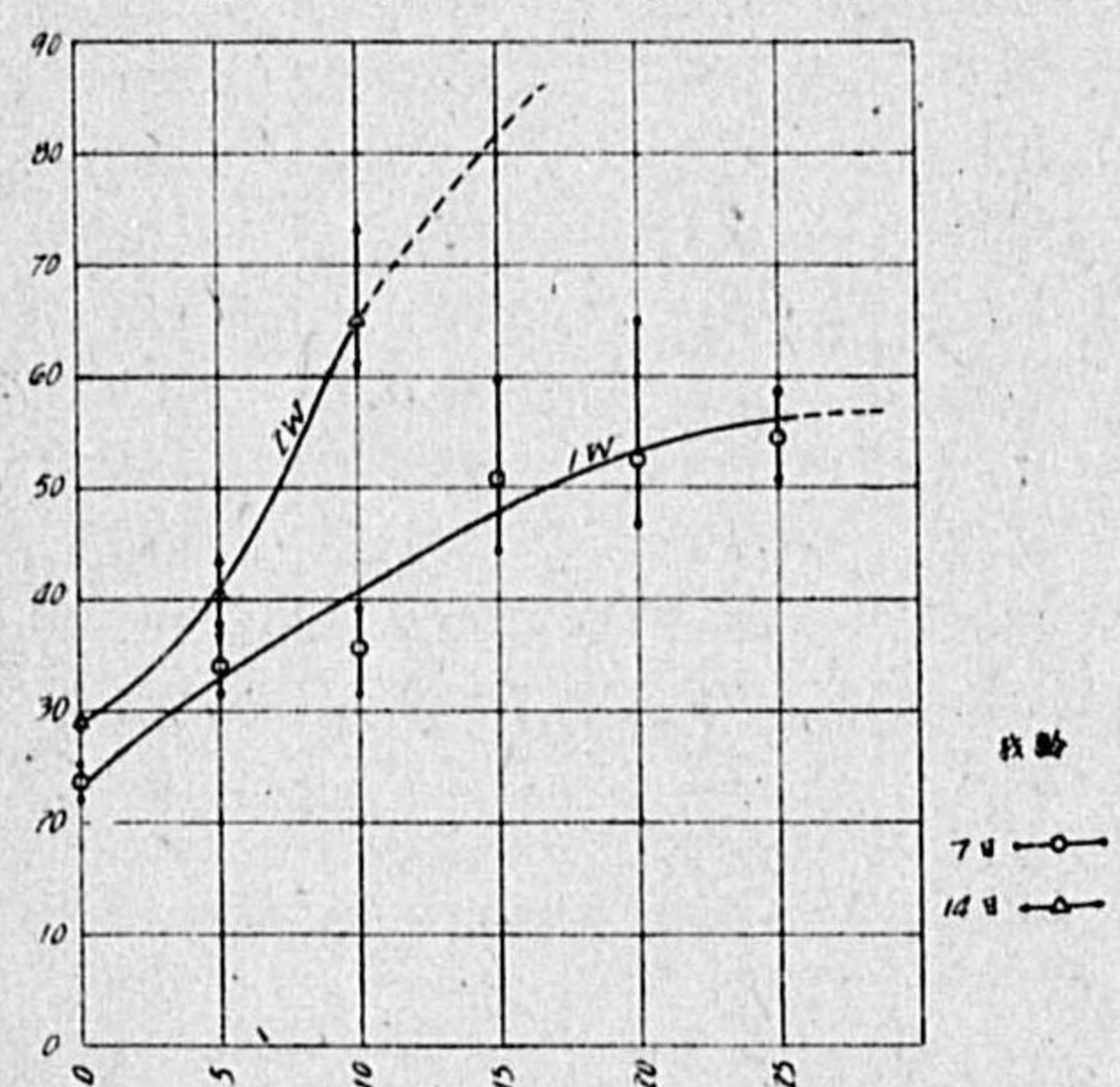
第 26 圖 E-97 (濟南) 壓輪強度



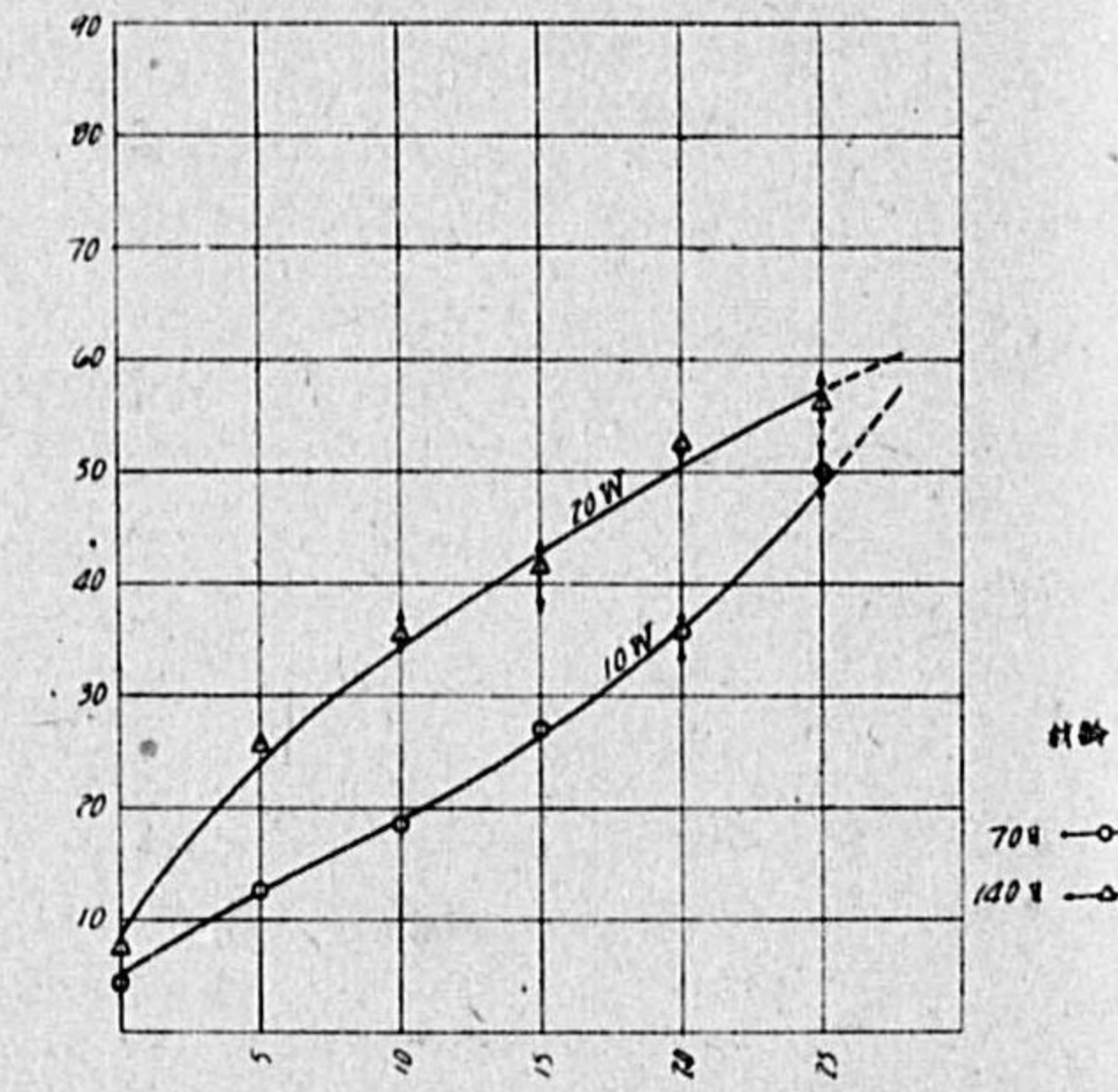
第 27 圖 E-91 (青島) 壓輪強度



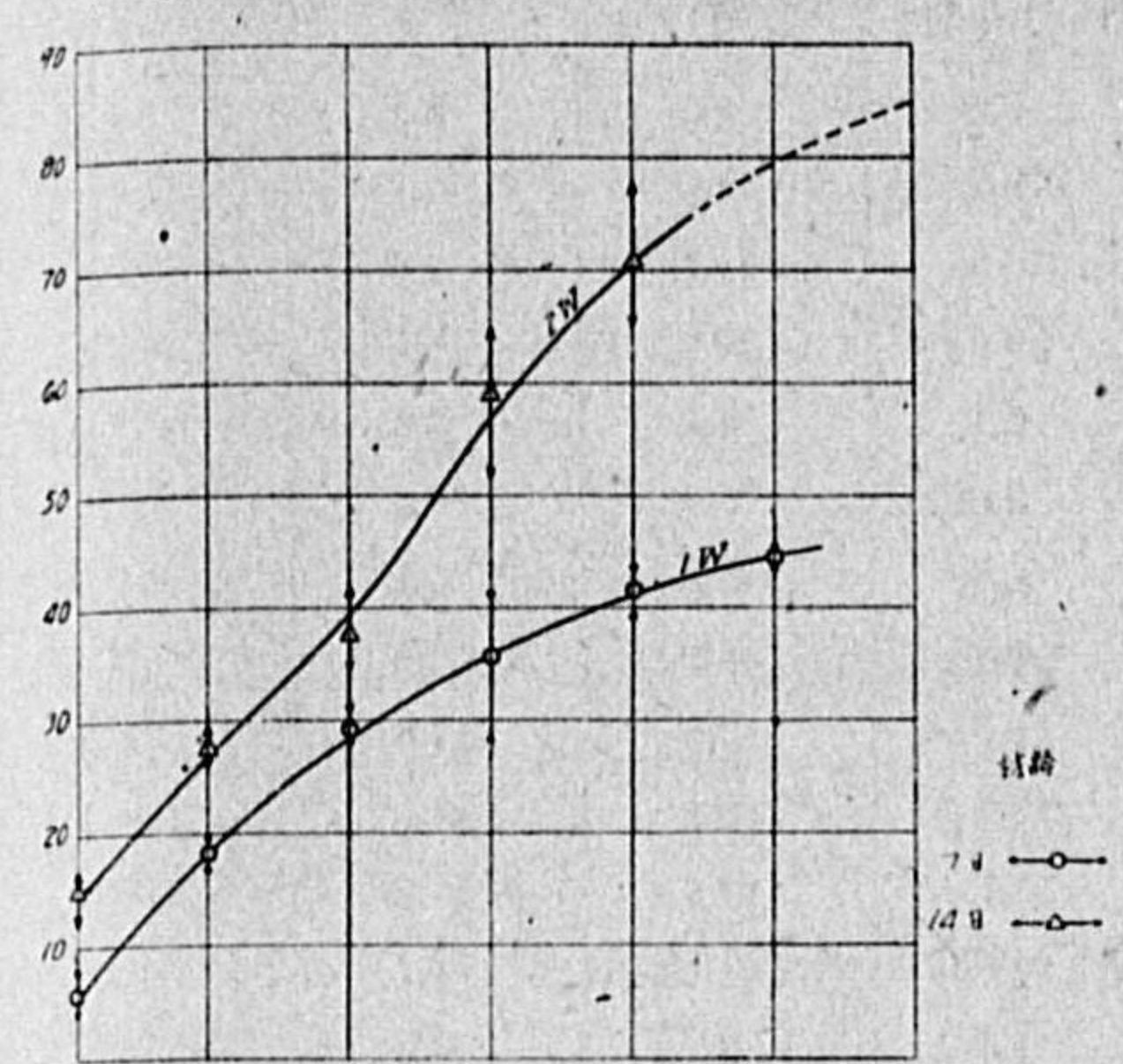
第 28 圖 E-104 (徐州) 壓輪強度



第 29 圖 E-116 (開封) 壓輪強度



第 30 圖 E-125 (太原) 壓輪強度



ものにありては配合量 20%、材齢 14 日のものに於ては配合量 10% の時に強度は最大値を示し之より漸次低下する傾向が表はれた。

e 全部を通じ材齢 7 日のものより材齢 14 日のものの方が強度は大であつた。

d セメント配合量 0% の供試體に於ては材齢を 7 日、14 日とせずセメント 15% の時と略等しき含水率の時に壓縮試験を行つた。

e 第 11、12 表に於ける各供試體の壓縮破壊前の含水率は第 8 表の通りである。

第 8 表 壓輪試験時含水率表 ( )=平均値

$$\text{含水率} = \frac{\text{水}}{\text{土} + \text{洋灰}} \times 100\%$$

種類	材 齢	0%	5%	10%	15%	20%	25%
E-126 北 京	7	3.8	5.7	6.7	4.6	7.0	7.4
		4.5	7.8	8.0	5.3	8.9	8.3
		(4.4)	(7.1)	(7.7)	(5.0)	(7.6)	(7.8)
	14	2.3	2.4	4.0	5.0	6.3	7.2
		2.3	2.9	3.9	6.0	6.5	7.6
		(2.2)	(2.8)	(4.1)	(5.3)	(6.4)	(7.2)
E-120 天 津	7	10.9	15.4	16.1	12.9	14.2	17.2
		12.1	17.3	19.5	15.5	17.7	20.0
		(11.1)	(17.1)	(18.5)	(14.7)	(16.6)	(19.1)
	14	3.1	13.4	12.7	5.6	6.7	7.5
		4.5	8.2	14.3	6.0	6.4	6.9
		(4.3)	(12.4)	(13.7)	(5.8)	(6.4)	(7.0)
E-97 濟 南	7	10.6	7.4	9.0	10.9	9.8	9.5
		10.5	10.1	11.3	13.4	9.4	12.3
		(10.8)	(9.4)	(11.1)	(12.7)	(10.8)	(11.6)
	14	5.9	2.1	3.6	6.8	7.1	7.3
		5.5	2.1	3.4	6.5	7.1	7.4
		(5.7)	(2.1)	(3.7)	(7.6)	(6.9)	(7.3)



種 類	材 齡	0%	5%	10%	15%	20%	25%
E-91 青 島	7	9.0	7.5	6.9	8.0	8.1	8.4
		10.0	8.4	9.8	11.0	11.1	11.6
		9.4	8.7	10.5	11.7	11.8	12.0
	14	(9.5)	(8.2)	(9.1)	(10.2)	(10.3)	(10.7)
		1.6	1.9	6.1	5.0	5.4	5.7
		1.7	4.4	3.6	5.1	9.4	5.5
E-104 徐 州	7	1.7	4.1	4.8	5.0	5.1	6.0
		(1.7)	(3.5)	(4.8)	(5.0)	(6.6)	(5.7)
		10.9	7.9	12.2	13.6	13.6	8.8
	14	11.1	5.4	12.6	12.4	13.6	10.7
		11.1	5.5	12.7	10.3	10.9	11.5
		(11.0)	(6.3)	(12.5)	(12.1)	(12.7)	(10.3)
E-116 開 封	7	4.0	3.0	4.3	4.3	4.3	5.6
		3.9	3.0	2.8	4.1	4.6	3.0
		4.0	3.0	2.9	4.5	4.7	5.6
	14	(4.0)	(3.0)	(3.3)	(4.3)	(4.5)	(4.7)
		9.5	6.9	6.6	7.4	9.3	5.2
		9.6	10.0	10.7	11.9	13.0	6.0
E-125 太 原	7	10.2	11.3	11.9	13.2	12.8	5.4
		(9.8)	(9.4)	(9.7)	(10.8)	(11.7)	5.6
		4.0	2.0	3.2	3.9	5.2	5.0
	14	3.7	2.3	2.8	4.5	4.8	5.5
		3.9	2.6	3.0	4.7	4.9	4.7
		(3.9)	(2.3)	(3.0)	(4.4)	(5.0)	(5.1)
E-126 太 原	7	4.7	7.5	10.9	6.8	6.8	6.4
		8.6	11.7	13.4	7.9	6.3	7.1
		8.8	11.1	13.4	8.2	7.2	7.6
	14	(7.4)	(10.1)	(12.6)	(7.6)	(6.8)	(7.0)
		2.3	5.3	4.3	4.7	6.4	7.0
		2.3	6.4	4.3	5.1	5.4	6.8
E-127 太 原	14	2.4	5.8	4.0	5.3	5.8	4.7
		(2.3)	(5.8)	(4.2)	(5.0)	(5.9)	(6.2)

VIII 試験結果に対する考察

(1) セメントの配合量に就て 吸水率、乾濕繰返、凍結融解繰返、壓縮強度等の諸試験の結果、黄土にある程度のセメントを混合し搗固めると乾濕及凍結融解に対しては著しく安定的となり壓縮強度も増大することがわかつた。今乾濕及凍結融解繰返試験 10 回後の損失重量 10% 以下、材齡 7 日に於ける壓縮強度 30 kg/cm<sup>2</sup> 以上となる如き各土のセメント最少配合量を挙げれば第 9 表の通りである。

第 9 表 セメント最少配合量 (%)

種 類	北 京	天 津	濟 南	青 島	徐 州	開 封	太 原
乾濕試験損失重量 10% 以下	15	10	10	10	15	15	15
凍結試験損失重量 10% 以下	10	10	10	10	15	15	15
壓縮強度 30 kg/cm <sup>2</sup> 以上	15	15	15	15		15	15

第 9 表により黄土にセメントを處理する場合の配合量は大体 15% 前後が有効であると云ひ得る。

(2) 仕上り 1 立方米當所要材料配合表 土セメント仕上り 1 立方米に要する材料の重量及容積配合表は第 10~16 表の通りである。表によればセメント配合量 15% は平均 1 立方米當 215 斤遣ひとなる。

第 10 表 E-126 (北京) 洋灰土 1 立方米當所要材料配合表

セメント 乾 土	土セメント 重 量	配 合 (重量)				配 合 (容積)				備 考		
		土	kg %	セメ ント %	水	kg %	土	m <sup>3</sup> %	セメ ント %		m <sup>3</sup> %	水
0	1925	1703	100	0	222	13.0	1.593	100	0	0.222	13.9	O.M=最適含水率 = $\frac{\text{水}}{\text{土}} \times 100\%$
5	1938	1618	100	80	240	14.8	1.514	100	0.080	0.240	15.8	=13%
10	1919	1512	100	151	256	16.9	1.414	100	0.151	0.256	18.1	
15	1907	1426	100	214	267	18.7	1.334	100	0.214	0.267	20.0	
20	1940	1382	100	276	282	20.4	1.293	100	0.276	0.282	21.8	
25	1944	1321	100	330	293	22.2	1.236	100	0.330	0.293	23.7	

- 備考 1、容積配合表に於ける土、セメントは混合前乾燥状態のものなるを以て實際施工に當りある程度含水せる土を使用する時は重量及水量の補正を要す。  
2、セメント及水の單位重量は共に 1000 kg/m<sup>3</sup> とす。  
3、混合用水は土に対しては O. M を、セメントに対しては 35% (重量) を使用す。以下同様

第 11 表 E-120 洋灰土 (天津) 1 立方米當所要材料配合表

0	1937	1562	100	0	375	24.0	1.512	100	0	0.375	24.8	O.M.=24%
5	1900	1453	100	72	375	25.8	1.407	100	0.072	0.375	26.7	
10	1941	1412	100	141	388	27.5	1.367	100	0.141	0.388	28.4	
15	1948	1350	100	202	396	29.3	1.307	100	0.202	0.396	30.3	
20	1948	1287	100	257	399	31.0	1.264	100	0.257	0.399	32.0	
25	1938	1228	100	307	403	32.8	1.189	100	0.307	0.403	33.9	



第 12 表 E-97 洋灰土 (濟南) 1 立方米當所置材料配合表

セメント 乾土 %	土セメント 重量 kg/m <sup>3</sup>	配 合 (重量)				配 合 (容積)				備 考
		土	kg %	セメ ント %	水 %	土	m <sup>3</sup> %	セメ ント %	水 %	
0	2081	1794	0	287	1.650	0	0.287	O.M. = 16%		
		100	0	16.0	100	0	17.4			
5	2052	1671	84	297	1.537	0.084	0.297			
		100	5	17.8	100	5.5	19.3			
10	2006	1549	155	302	1.425	0.155	0.302			
		100	10	19.5	100	10.9	21.2			
15	2028	1488	223	317	1.368	0.223	0.317			
		100	15	21.3	100	16.3	23.2			
20	1974	1380	276	318	1.269	0.276	0.318			
		100	20	23.0	100	21.7	25.1			
25	2036	1359	340	337	1.250	0.340	0.337			
		100	25	24.8	100	27.2	27.0			

第 13 表 E-91 洋灰土 (青島) 1 立方米當所置材料配合表

0	2019	1771	0	248	1.520	0	0.248	O.M. = 14%
		100	0	14.0	100	0	16.3	
5	2001	1656	83	262	1.421	0.083	0.262	
		100	5	15.8	100	5.8	18.4	
10	2047	1605	161	281	1.378	0.161	0.281	
		100	10	17.5	100	11.7	20.4	
15	2029	1511	226	292	1.297	0.226	0.292	
		100	15	19.3	100	17.4	22.5	
20	2025	1436	287	302	1.233	0.287	0.302	
		100	20	21.0	100	23.3	24.5	
25	2025	1370	343	312	1.176	0.343	0.312	
		100	25	22.8	100	29.2	26.5	

第 14 表 E-104 洋灰土 (徐州) 1 立方米當所置材料配合表

0	1920	1641	0	279	1.588	0	0.279	O.M. = 17%
		100	0	17	100	0	17.5	
5	1860	1503	75	282	1.455	0.075	0.282	
		100	5	18.8	100	5.2	19.4	
10	2001	1534	153	314	1.485	0.153	0.314	
		100	10	20.5	100	10.3	21.2	
15	2002	1458	219	325	1.411	0.219	0.325	
		100	15	22.3	100	15.5	23.0	
20	2030	1410	282	338	1.365	0.282	0.338	
		100	20	24.0	100	20.7	24.8	
25	1989	1319	330	340	1.277	0.330	0.340	
		100	25	25.8	100	25.8	26.6	

(3) 土セメントの収縮膨脹 最適含水率を以て作製された供試體は自然乾燥による水分の蒸發にともなひ収縮し、吸水により再び膨脹する事が考へられるが本實驗に於ては粘土質なる天津土に於て特に収縮が顯著であつた。即ち供試體作製時の含水率約 27% から 10% に乾燥された時容積にして約 14% の収縮を來した、線収縮では約 5% となり斯くの如き粘土含有量のなる

第 15 表 E-116 洋灰土 (開封) 1 立方米當所置材料配合表

セメント 乾土 %	土セメント 重量 kg/m <sup>3</sup>	配 合 (重量)				配 合 (容積)				備 考
		土	kg %	セメ ント %	水 %	土	m <sup>3</sup> %	セメ ント %	水 %	
0	1959	1660	0	299	1.517	0	0.299	O.M. = 18%		
		100	0	18.0	100	0	19.7			
5	1974	1582	79	313	1.446	0.079	0.313			
		100	5	19.8	100	5.5	21.6			
10	2001	1552	152	327	1.391	0.152	0.327			
		100	10	21.5	100	10.9	23.5			
15	1986	1486	216	334	1.313	0.216	0.334			
		100	15	23.3	100	16.5	25.4			
20	1999	1379	276	344	1.261	0.276	0.344			
		100	20	25.0	100	21.9	27.3			
25	1991	1311	328	352	1.198	0.328	0.352			
		100	25	26.8	100	27.4	29.4			

第 16 表 E-125 洋灰土 (太原) 1 立方米當所置材料配合表

0	1943	1647	0	296	1.463	0	0.296	O.M. = 18%
		100	0	18.0	100	0	20.2	
5	1986	1551	78	307	1.379	0.078	0.307	
		100	5	19.8	100	5.7	22.3	
10	1911	1454	145	312	1.292	0.145	0.312	
		100	10	21.5	100	11.2	24.1	
15	1912	1383	207	322	1.229	0.207	0.322	
		100	15	23.3	100	16.9	26.2	
20	1917	1322	264	331	1.175	0.264	0.331	
		100	20	25.0	100	22.5	28.2	
25	1929	1270	318	341	1.129	0.318	0.341	
		100	25	26.8	100	28.2	30.2	

土質に對しては其の土質成分が更正されない限りセメントによる安定處理の効果は望まれない。其の他の黄土では供試體が小なりし爲に収縮は認められなかつた。

(4) 試驗鋪裝 北京附近 3 箇所に於て施工された土セメント試驗鋪裝の結果から次の事が云へる。

a 土セメントは磨耗抵抗力が小なる爲に夫れ自體表層工としては使用出来ないが之を基礎にしてコンクリート (配合 1: 1.5: 3 又は 1: 2: 4 厚 10~15 種) 又は瀝青コンクリート (厚 5 種) 等の表層工を施工すれば相當の交通量にも耐え得られ、飛行場滑走路の如き輕交通量に對してはターフ表面處理が經濟的である。

b 交通量の輕重、地下水位の高低等により異なるも土セメント基礎厚はセメント配合量 15% の場合 10~25 種とし伸縮目地の設置は不要と思はれる。



### 15. 土砂の壓縮強さに及ぼす土量の影響に就て

大鹽科學院研究官 山 田 元  
 新京工業大學教授

砂に種々の割合で土と水とを混和して直径 10 cm 高さ約 8 cm の供試體を作り其の壓縮強さを試験すると次表の如き結果を得る。之より路床築造上参考に資し得る主要な點を摘記すれば次の如くである。

(1) 砂に、實際的影響ある程度の固結力を與へる爲に必要な土量は、之に加へる水量によつて異り、表中 B 程度の含水率以上なれば 3% である。

(2) 砂が土及び水との混合によつて與へられる壓縮強さは配合(即ち土量)、含水率(混合する時及び試験するとき)及び供試體製作のときに加へられる加壓力(茲では製作壓力と假稱)等に影響される所が大きい。故に、之等の諸項目中の 1 又は 2 のみを以て壓縮強さ(従つて路床の支持力)を推定するは困難である。

(3) 他の條件同一ならば、土砂の壓縮強さは、乾燥の前後を問はず、土量の異なるもの程大である。特に壓縮強さを増大せしめる様な特異な土量と認むべきものは存在しない。

供試體製作の 際に加へた壓力 (kg/cm <sup>2</sup> )	土 量 (砂の乾對重する%)	壓縮強さ (kg/cm <sup>2</sup> ) (3 個の平均)					
		[A] 含水率 {土 70% 砂氣乾状態}		[B] 含水率 {土 70% 砂 5%}		[C] 含水率 {土 70% 砂 10%}	
		製作直後 $\sigma_a$	14日乾燥後 $\sigma_b$	$\sigma_a$	$\sigma_b$	$\sigma_a$	$\sigma_b$
10	3	成形不能	—	0.06	0.30	0.05	0.34
	5	測定不能	—	0.08	0.38	0.05	0.50
	10	0.24	0.13	0.24	0.98	0.12	1.08
	20	0.80	1.08	0.76	2.41	0.29	2.63
	30	1.18	2.24	1.24	4.26	0.71	4.61
	40	1.65	3.61	1.47	5.53	1.04	7.16
30	50	1.90	4.92	1.82	7.10	1.31	8.16
	3	成形不能	—	0.13	0.64	0.08	0.79
	5	0.16	0.14	0.13	1.11	0.11	1.30
	10	0.97	1.08	0.52	2.33	0.24	2.12
	20	1.71	3.32	1.12	5.81	0.58	5.36
	30	3.55	7.97	2.41	10.77	1.01	10.16
30	40	4.20	11.38	3.20	14.03	1.67	14.12
	50	5.32	14.53	3.67	17.22	2.12	16.69

(4) 製作壓力の大なるものは小なるものに比し常に壓縮強さ大である。而して此の製作壓力の影響は乾燥後に於て更に擴大される。

(5) 土量、製作壓力同一ならば、原含水量が異つても或る範囲内にある限り(本試験の B, C 等)乾燥後の壓縮強さは甚だしき差違なく其の土量製作壓力及含水率に相當する値を有するものである。

(6) 土の使用量を僅少にしてその固結力を利用せんが爲には本試験の B 程度の含水率となる様充分撒水するを可とす。

(7) 製作直後の壓縮強さ(即ち築造直後の支持力の一標準)は土量を 50% としても尙製作壓力(即ち輾壓力)の 20% に達せざるものゝ如し。

(8) 乾燥後の壓縮強さは土量 50% ならば製作壓力(輾壓力)の 50% 以上に達せしめることは容易である。

### 16. 砂利路盤の構成とその性状

東京市技師 星 野 市 郎  
 東京市土木技術研究所

茲に砂利路盤とは支持力増大のため砂利を以て加工した部分を意味し、砂利道の母體はこの範疇に屬する。

砂利路盤は簡易瀝青鋪裝の支持層として又各種安定工法の素材として各々独自の研究を要すべきは言を俟たない。

本論はアスファルト乳劑による表面處理の施工を目的とする砂利路盤について専ら東京市に於ける過去 10 ケ年の經驗に基づき調査した事項を報告せんとするものである。

#### 1. 調査方法

表面處理の實施成績から見て維持状態の良好なもの、不良なもの即ち路盤が軟弱なために表層が沈下龜裂を生ずるもの、路盤の凍結により破壊するものを區別し、その各々について路盤の支持力係數(貨物自動車による測定法)路盤厚(砂利の混入してゐる層厚)粒度、土(0.6 網篩通過物)の稠度限界等を測定した。

路盤の凍結による被害は最近最も顯著であつた昭和 13 年 1 月 20 日に於ける實例について調査したものである。即ち昭和 12 年末から翌 13 年 1 月中旬にかけ寒氣のため凍結した路盤が 1 月 19 日及 20 日に於ける氣温の上昇と降雨により急激に融解し路盤の支持力を失ひ表面處理層の破壊と路面の泥化、路床の側流を生じ著しい交通の支障を來たした。(實例參照)被害區域は廣汎に及んだが概ね山手赤土を路床とする比較的新しい路線に顯著であつた。調査は代表



写真-1 表面處理の凍害

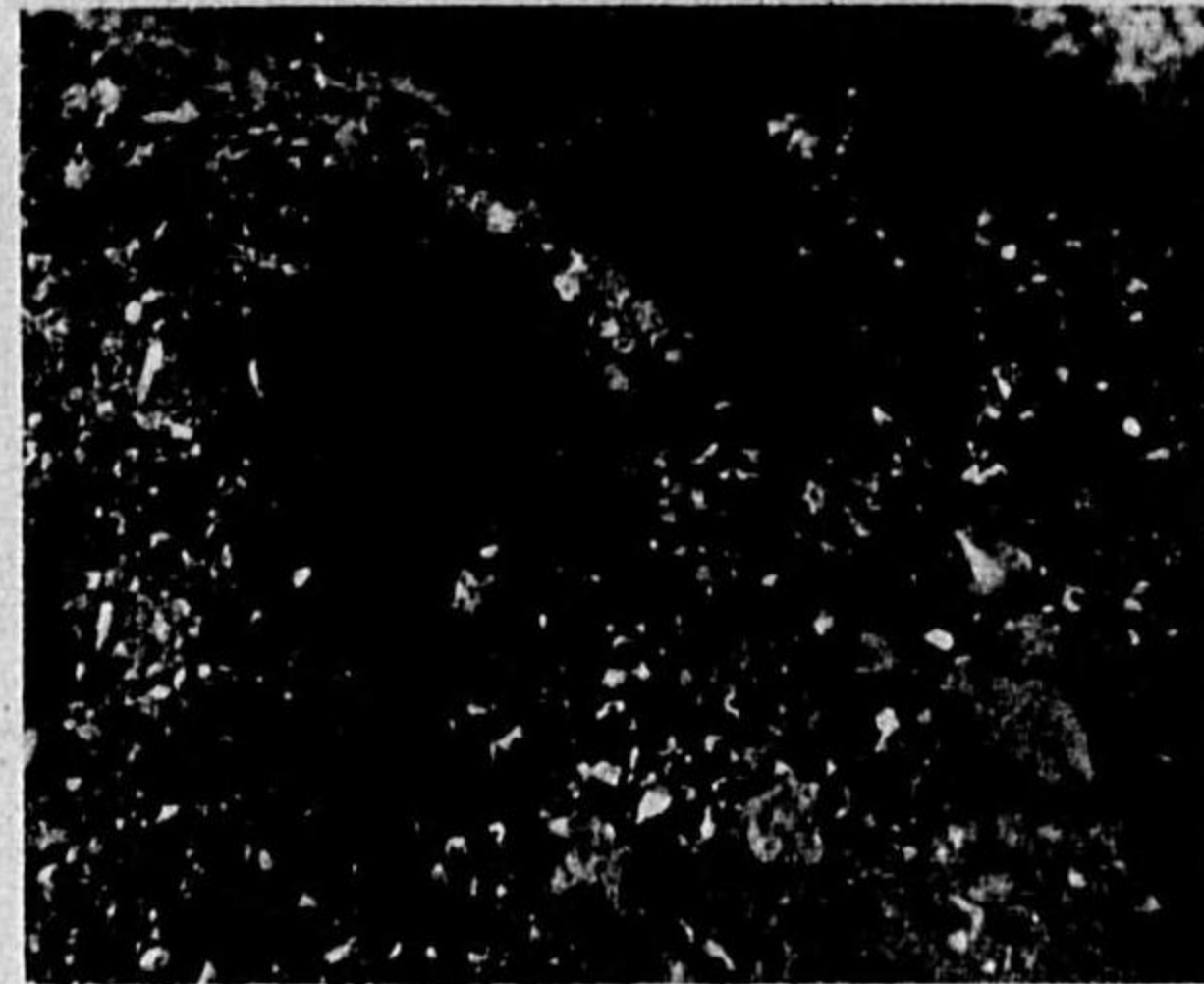


写真-2 凍結路盤の断面



的の被害路線と之に隣接し且つ路線方向が略々等しい無被害路線を選び對照的に路盤の構造を比較した。

昭和 12 年 12 月 1 日から翌年 1 月 23 日に至る東京地方の氣温と降水量を示せば 圖-1 の通りである。

圖-1 東京地方の氣温と降水量  
(昭和 12.12.1-13.1.23)

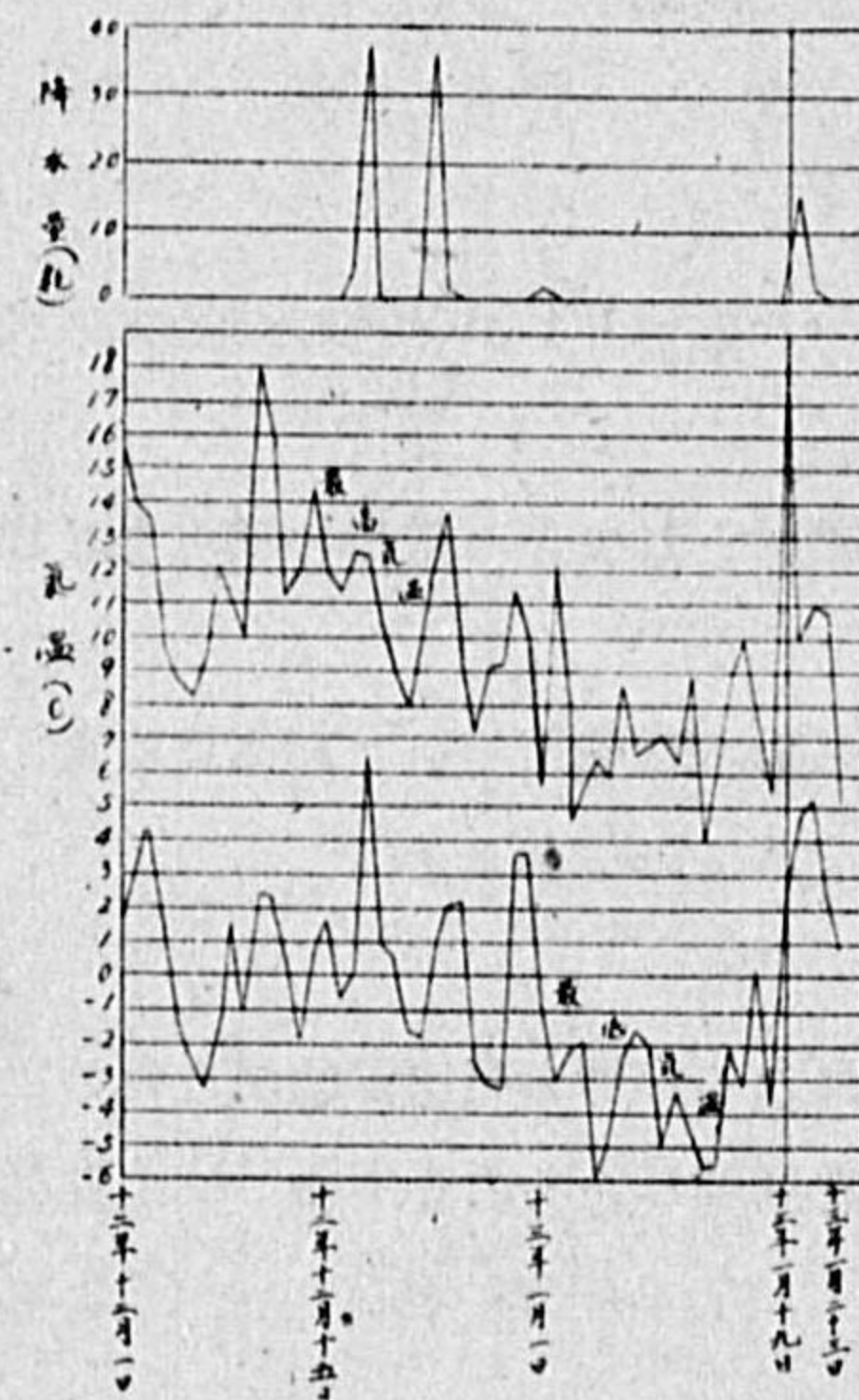
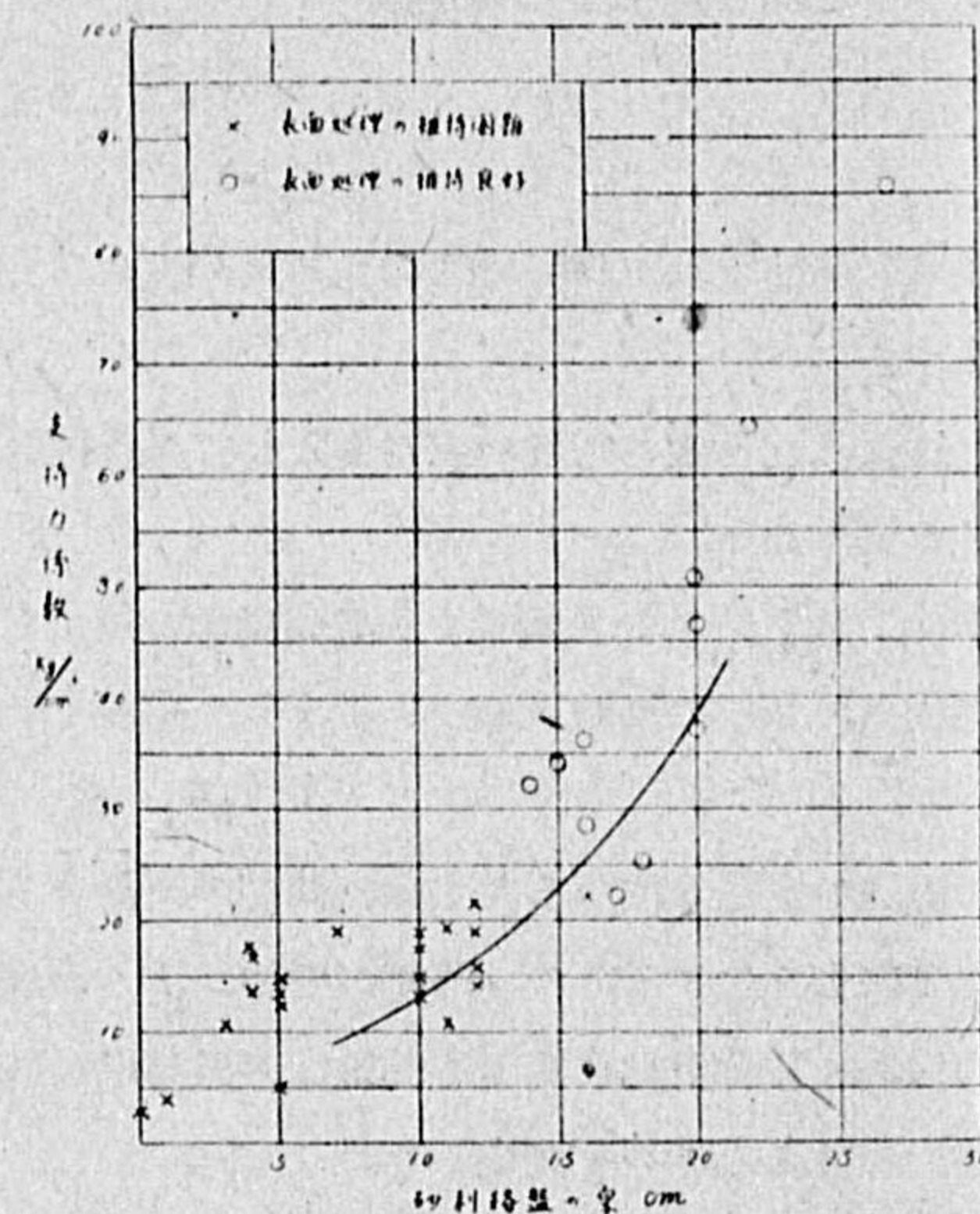


圖-2 砂利路盤の厚と  
支持力係數



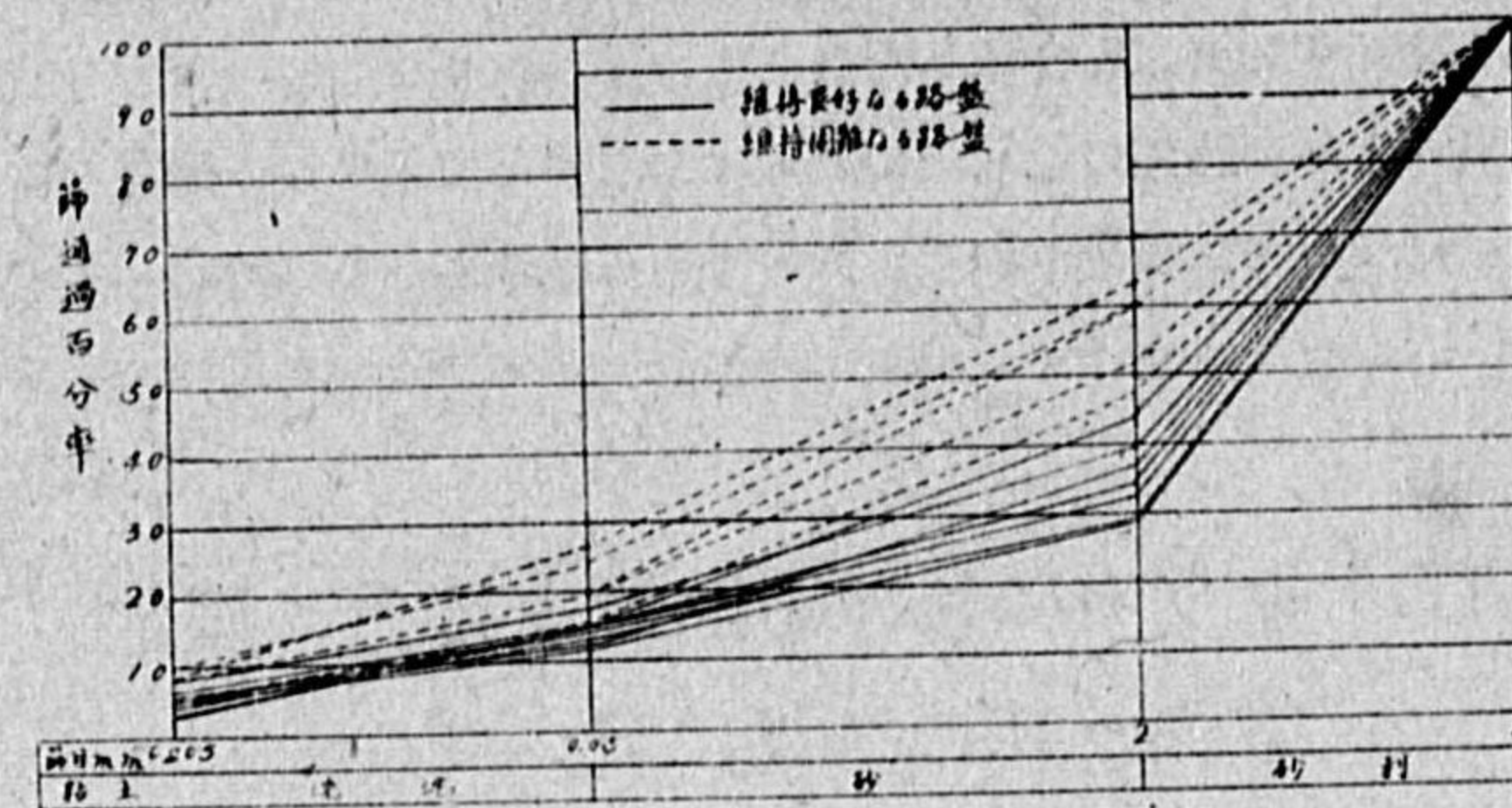
2. 結 果

(イ) 支持力係數と路盤厚並に表層龜裂發生の關係は 圖-2 の如く支持力係數が 22 以上を示す路盤に於ては表層の龜裂を生ずることなく良好の維持狀態を保持し得る。このことは既に第 8 回國際道路會議に報告したのであるが、その後の調査により益々その確實なことが實證せられ之

を實地施工に於ける路盤強度の標準として採用し好結果を収めてゐる。

(ロ) 前項の標準強度を得る路盤厚は粒度が適當である限り、最小 15 cm を必要とする。之は東京地方に於ける凍結深とも略々一致する様である。

圖-3 砂利路盤の粒度と表面處理の成績



(ハ) 砂利路盤の粒度は 圖-3 の如く粒度曲線がある範囲に限定さるべきことを示してゐる。即ち東京市に於ける實驗値は次の如くである。仍て路盤材料の粒度は次の如く推奨し度い。

	良好路盤	不良路盤
砂 利	55.5~72.0	37.1~53.0
砂	14.2~28.9	30.8~36.7
沈泥と粘土	11.5~17.3	15.5~26.2

- 砂 利 (粒徑 5 mm 以上) 55~75%
- 砂 (粒徑 2~0.075 mm) 15~30%
- 沈泥と粘度 (粒徑 0.075 mm 以下) 5~15%

(ニ) 凍害に関しては路盤厚と基礎の有無が決定的の影響を與へるらしい。これらの關係を表すれば次の如くである。

所 在	凍 害 路 盤			健 全 路 盤		
	砂利路盤厚	基 礎 厚	地下水位	砂利路盤厚	基 礎 厚	地下水位
荏原區中延町	5.4cm	ナ シ	4.5m	19.0cm	玉石 12.0cm	5.0m
同 上	3.8	〃	5.0	12.5	割栗 25.5	5.0
目黒區上目黒	5.5	玉石 8.0cm	3.0	15.0	ナ シ	3.0
中野區天沼町	7.8	ナ シ	1.5	21.0	割栗 11.0	5.0
中野區宮園町	13.0	〃	—			
澁谷區永住町	9.7	〃	10.0	12.0	玉石 15.0	10.0
澁谷區松濤	3.4	〃	13.0	21.0	ナ シ	5.0
澁谷區宇田川町	12.5	〃	7.0			

凍害の調査に當り凍結深を測定するに最大 15 cm であつた。

上記によれば凍害路盤の大部分は基礎を有せず路盤厚はすべて 13 cm 以下であるに反し凍害



をうけない健全路盤は厚 11 cm 以上の割栗又は玉石基礎を有するもの 4 路線、基礎を有せざるもの 2 路線で、その路盤厚は 12 cm 以上であつた。基礎を有せざるもの、路盤厚 15 cm (上目黒) は凍害に對して安全な最小限と認められる。凍害対策は周知の如く凍結深だけを砂利、砂等の様に大なる孔隙を有し地下より上昇する毛管水を遮断する材料を以て置き換へることであるが、本調査の結果も期せずして之に合致した。

(木) 土の稠度限界と砂利路盤の性状との関係は未だ明かでないが、砂利と砂が支配的に多量なる本論の路盤材料については影響が極めて微弱である様に考へられる。

## 17. 東京府に於ける路盤支持力の測定 方法と其の結果に就いて

道路技手 二 階 堂 清  
東京府土木部

### 1. 路盤支持力測定の目的

従來に於ける道路舗装は舗装と路盤支持力との有機的な関係を單に個々の經驗に委せて置て、之を合理的に解決する基準を定めず設計並に施工を行つた關係上、安全保持と云ふ觀念のみに捉はれて、安全過ぎたり又或るものは路盤軟弱の爲、大なる失敗をすと云ふ場合が少なくなつたのである。

然るに、最近に於ては時局の影響に依りて道路用諸資材の著しき不足を招來したる爲、之等資材の極度の節約を餘儀なくせられ、従つて路床に各種の安定工法を施して路盤の支持力を増大せしめ、此の支持力と舗装との關係に於て最も合理的なる基準に立脚して設計施工を施し、道路舗装として必要且つ安全なる強度を有する舗装を築造しなければならない様になつたのである。此の目的の爲に最も合理的なる路盤支持力の基準を定め、此の支持力に相當する舗装を築造する事が必要となり、従つて支持力を測定する事が舗装築造の上に於て必須の要件となつて來たのである。斯くする事に依り戦時下重要な各種の材料を節約し、労力を省き、且つ監督員は道路舗装を最も合理的に而も自信を持つて施工出來得る様になるのである。此の意味に於て瞬時も早く之が標準測定方法及び支持力の基準を制定し、之を全国的に實施して技術新體制の一具現と致し度いものである。

### 2. 路盤支持力の表し方

實在路盤は極めて多種多様なる爲、その力學的性質は非常に複雑にして、變形と應力との間の關係を一つの式にて表はすは元より個々の路盤に就ても簡單なる式にて示す事は多くの場合殆んど不可能な状態である。

然し地盤が岩石等より構成するが如き堅硬なる場合には、之は近似的に弾性地盤と見做し、弾性力學の理論が其の儘當嵌るのである。粘土、ローム、砂質の地盤に就いては多くの載荷試験が行はれて居り、其等の結果に依れば地盤表面の沈下は載荷面の附近のみならず其の周邊にも生じ、又單位荷重強度が等しい場合に於ても沈下量は載荷面積の形狀或は大きさ等に関係するものである。従つて特別なる場合を除き所謂彈床地盤として假定する事は實在路盤の力學的性質と異つてゐる。然も實在路盤は水分を含有し而も粘土、砂、砂利等を含有する場合はその組成個々に就いて一々力學的性質を實驗する事は極めて困難である。従つて實在路盤に代るに比較的簡單なる力學的性質を有する地盤を假定し、それより得たる結果を實在路盤に適用して満足しなければならぬ状態にあるのである。

コンクリート舗装版に於ては之を力學的に取扱ふ場合には、一般に弾性床の版と假定して解かれる場合が多い。弾性床とは「力を受けた時の土の垂直反力が其の點の垂直變位に比例する様な連續支承」であつて、鐵道軌道の道床等も之の一例である、即ち土の反力を  $L$ 、垂直變位を  $S$  とすれば  $L=KS$  となり、反力と變位との比例常數  $K$  が即ち支持力係數である。換言すれば  $K$  の値は單位面積を單位長さ沈下せしむるに要する荷重であつて、其の單位は  $\text{kg/cm}^2/\text{cm}=\text{kg/cm}^3$  である。此の値は路盤の荷重に對する力學的性質を表はすのであるが、前述の如く同一土質で單位荷重強度が等しい場合に於ても、載荷面の形狀或は大きさ等に依り異り、又同一土質で荷重強度の大きさが變つた場合に於ても此の係數は異つた値となり、特に此種の塑性のものとしては時間的影響に依つても異なる。併し、路盤に對しては車輛の載荷状態は略一定してゐるから、此の載荷状態に近い或る一定の方法で測定した支持力係數は路盤の強さを表はす一つの尺度となり得る故、此の支持力係數  $K$  を以て路盤支持力を表すものとす。

今、荷重を  $L$  (kg)、載荷面積を  $A$  ( $\text{cm}^2$ )、沈下量を  $S$  (cm) とし支持力係數を  $K$  とすれば

$$K (\text{kg/cm}^3) = \frac{L}{A \cdot S}$$

### 3. 測定方法

支持力係數の測定方法として、

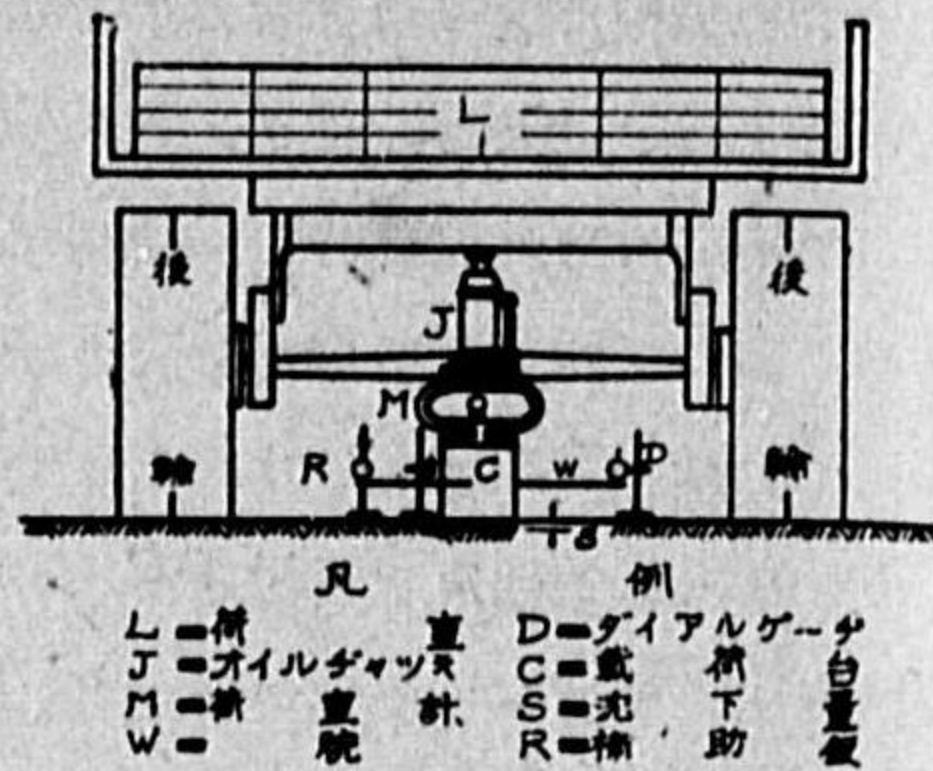
- (1) 路床支持力試験機に依る方法
- (2) 輾壓機に依る方法
- (3) 貨物自動車に依る方法

等種々あるが、本府に於ては最も迅速に、而も簡易に測定し得る方法として(3)の方法を採用して居る。即ち、[第1圖]の如く先づ  $W$  なる鐵製腕を等間隔に 3 本配置せる  $C$  なる直徑 20 厘のコンクリート製載荷臺(上下鐵板製)を、豫め清掃したる測定せんとする平坦なる路盤上に置く。此の載荷臺の上に  $M$  なる荷重計を置き、 $J$  なるオイル、チャツキにて貨物自動車の  $L$  なる荷重を持ち上げ、自動車後輪が路盤を離れたる瞬間に於て、 $M$  なる 5 噸用荷重計の變形量を讀む。 $M$  なる荷重計は荷重に依る鋼環の變形量が真中の 1/100 耗讀みのダイヤル、ゲージに表示

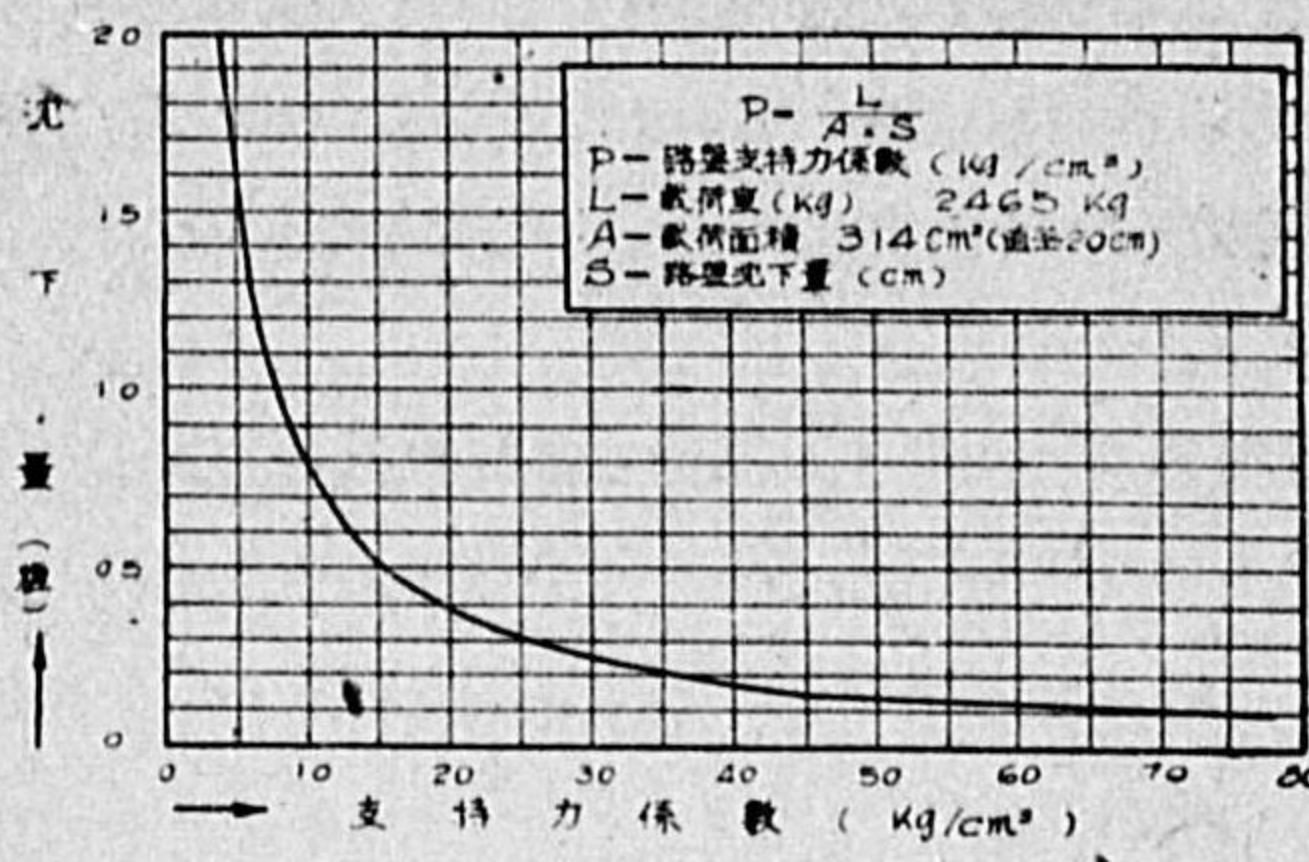


され、此の變形量と荷重の關係は豫め製作會社に於て原基に依り嚴密に測定されて居る故、第2表に依りて直ちに算出出来る様になつてゐる。路盤沈下量は3本の鐵製腕の先端に於て1/100 耗讀みのDなるダイヤル、ゲージに依りて測定し、3つの平均値を以て其の箇所の沈下量とす。尙、Dなるダイヤル、ゲージはストローグ20 耗なるを以て、路盤軟弱で20 耗以上の沈下量ある場合は5 耗或は10 耗の補助鉞を腕の先端に重ねてダイヤル、ゲージを讀み、其の讀みに補助鉞の厚さを加算して沈下量を算出す。現場に於て實際測定する場合は豫め荷重計に依りて荷重を測定し、之を一定として居る故、普通荷重計は使用しない。尙之に依り不等沈下に依る荷重計の破損を防止し、且之が取扱ひの勞力を省いて居る。但し測定箇所の勾配に依り荷重に多少の誤差を生ずるも、之は支持力係數に殆んど影響ない事は後記の實驗に依り明かである。測定したる沈下量と支持力係數は「第1表」より簡單に求め得る。尙測定装置（載荷重をも測定する場合）並に現場測定方法（普通現場に於ては荷重を一定とする故荷重計を使用せず）は「第2、3圖」の寫眞を参照すべし。

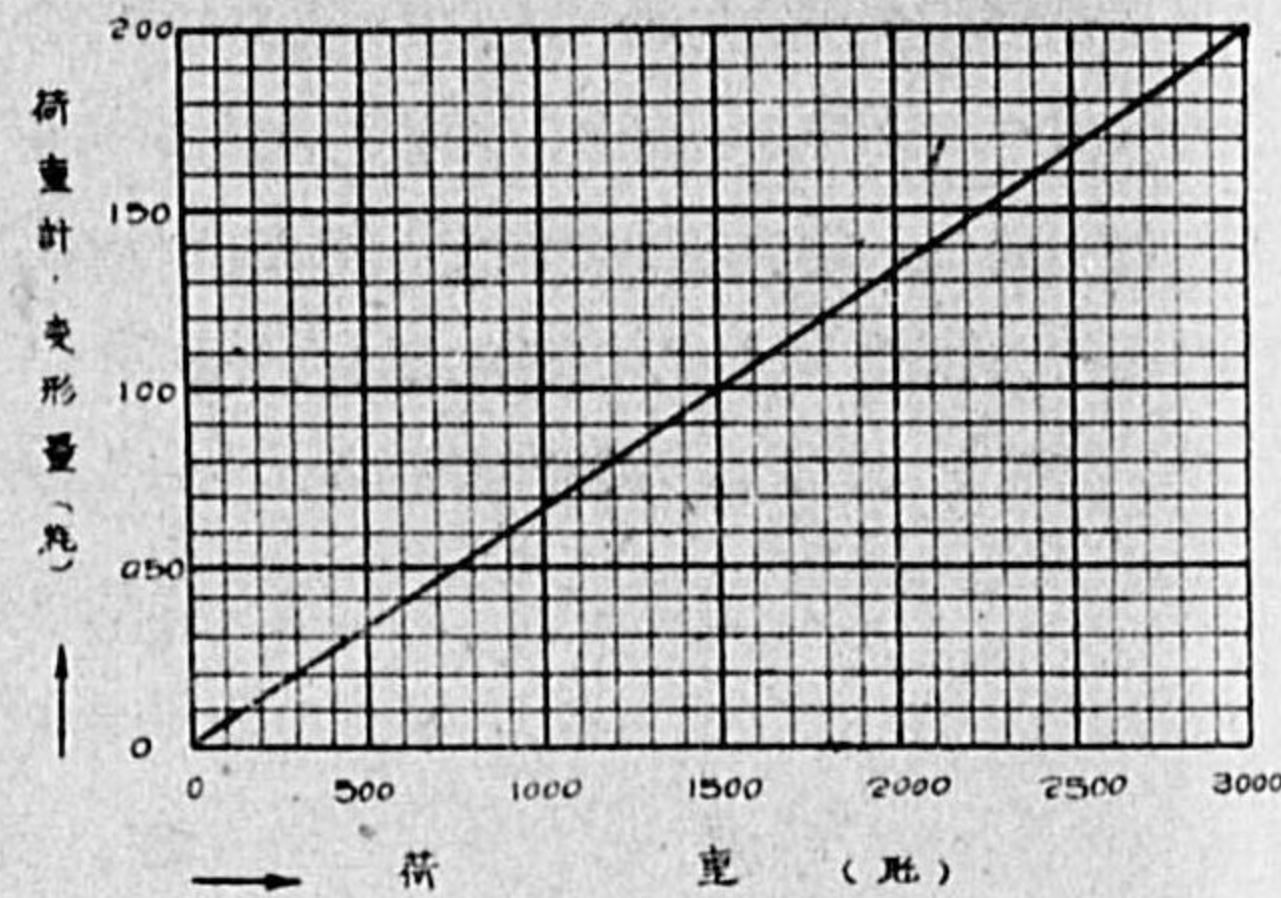
第1圖 路盤支持力測定装置



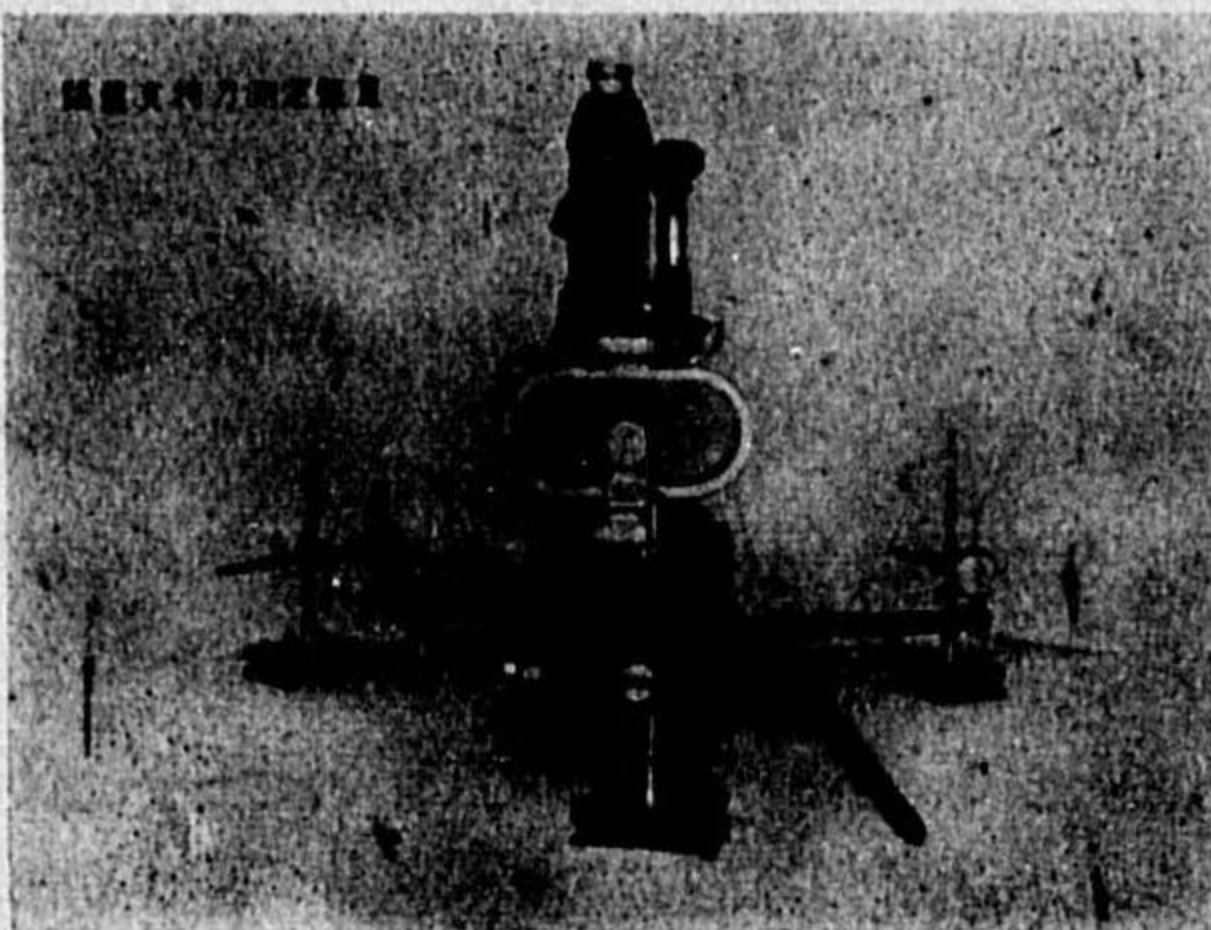
第1表 沈下量に依る支持力係數算出表



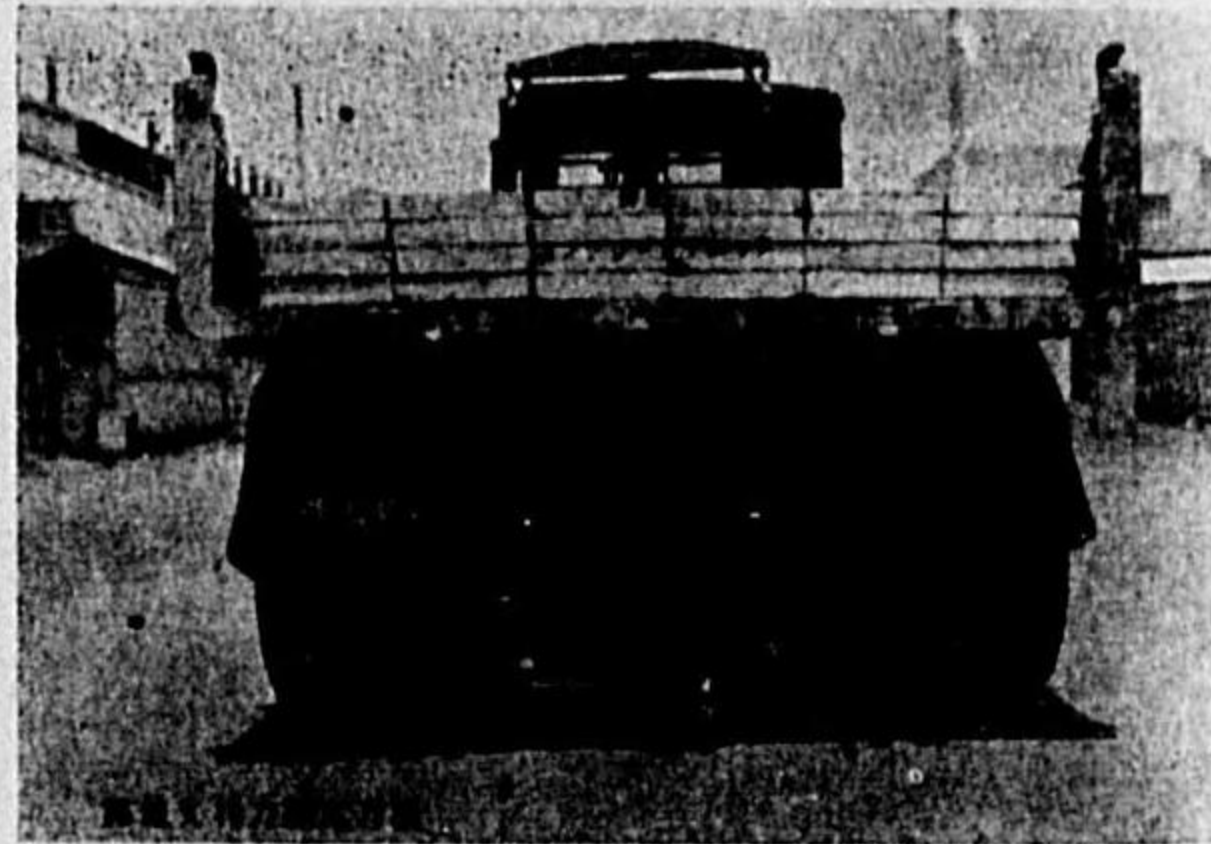
第2表 荷重計の變形量と荷重の關係



第2圖



第3圖



4. 測定結果に就いて

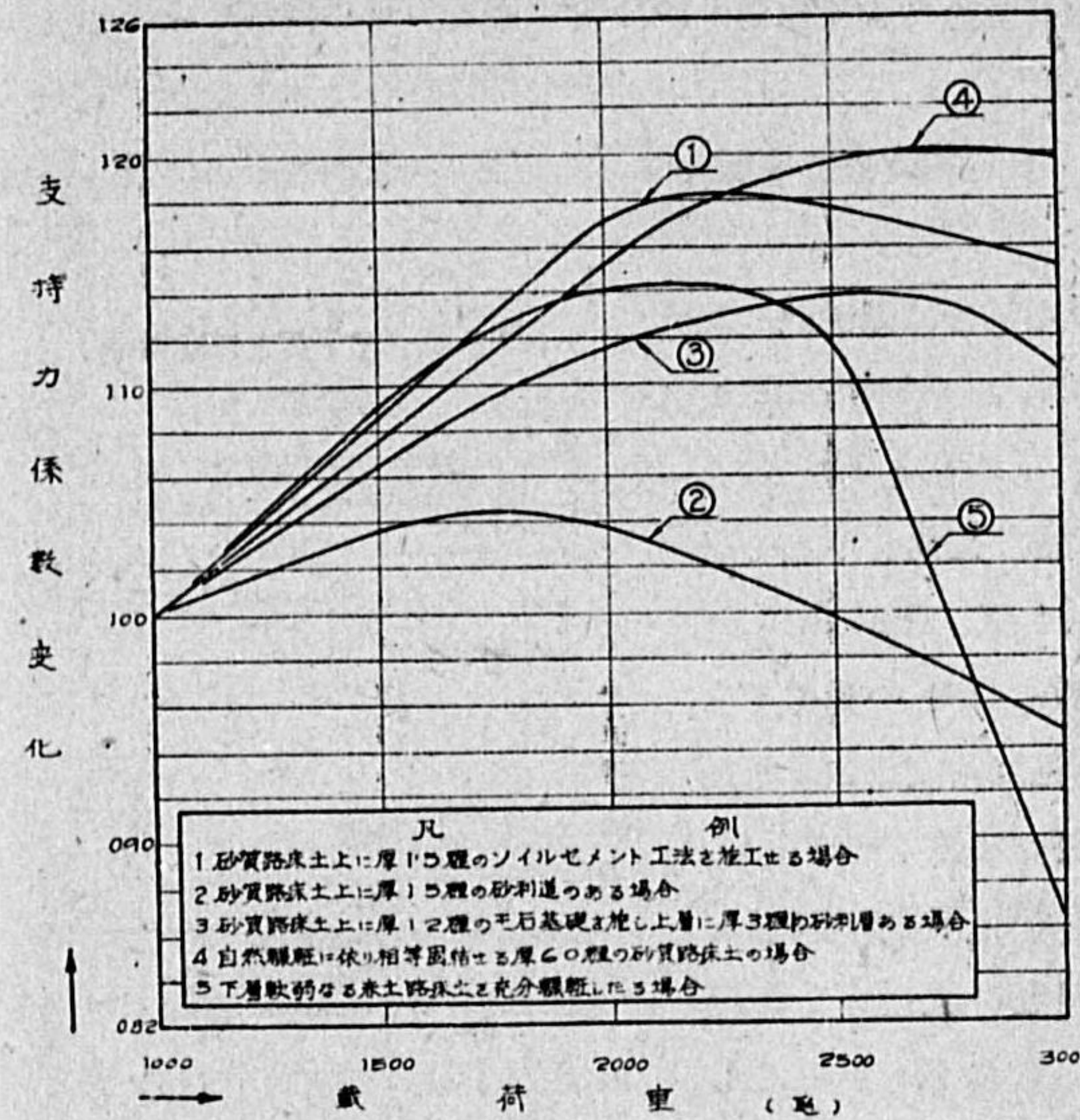
支持力係數は同一土質、同一状態の場合に於ても表面壓力即ち荷重の大小、載荷面積の廣さ及時間的影響に依りて異なる故、之等の關係に就ての實驗的結果を述べんとす。但し載荷面積の廣さの影響に就ては設備の關係上實驗せざるも一般に同一土質の路盤に於ては大なる面の方が同一載荷強度に對して大なる沈下を生ずるものである。

ゴールドベック (Goldbeck) は沈下量は同一地盤、同一載荷強度ならば載荷面の大きさに比例すると稱し、エンペルゲン (Emperger) は載荷面の平方根に比例すると言つて居る。本府に於ては内務省土木試験所及東京市と同様直径 20 cm、314 cm² の圓形載荷臺を使用して居るが、標準の形狀及大きさに就て全國的に統一規定の要あり。

(1) 荷重の大小と支持力係數の關係

此の關係に就き荷重を 1,000 kg より 500 kg 毎に 3,000 kg 迄増加せしめ各種の路盤上にて支持力係數を測定し、各々數回測定の平均値より「第3表」の如き關係圖を得た。

第3表 載荷重に依る支持力係數變化 (但し載荷重 1000 瓦に於ける支持力係數を各々 1 とす)



即ち、第3表は各路盤共載荷重 1,000 kg に於る支持力係數を各々 1.00 とし荷重の大きさを變化せしめて支持力係數の變化率を算出せるものである。即ち①の砂質路床土上に厚 15cm のソイル、セメント工法を施工せる路盤上に於ては、荷重 2,200kg 程度にて支持力係數比率は荷重 1,000kg の場合の 1.18 倍程度となり、荷重が下部路盤に及ぶに従ひ次第に減少し、荷重 3,000kg の場合に於て支持力係數は 1.15 倍程度となる。②の砂質路床土上に厚 15cm の砂利道ある路盤上にては、荷重 1,800kg 程度にて支持力係數比率 1.04 程度となり荷重が下部に及ぶに従ひ次第に減少し、荷重 3,000kg の場合に

於て比率 0.95 程度となる。又、⑤の下層軟弱なる赤土路床土 (切取部) を充分輾壓したる路表に於ては、荷重 2,200 kg 程度で比率 1.14 程度となり、荷重が下部軟弱層に及ぶに従ひ次第に減少し、荷重 3,000 kg の場合に於て比率 0.86 程度になる。

斯くの如く、同一土質の路盤に於ても荷重の大小に依りて支持力係數が種々異なり、最大最少



の差は最も大なる⑤の場合で 0.28 にして、最大支持力係数は路盤の状態にも依るが、大體荷重 1,750 kg より 2,750 kg の範囲内に生ず。故に支持力測定に於ては最も適當なる荷重の基準を定めなければならない事になる。今道路鋼橋示方書に依る第一種荷重 13 噸の貨物自動車後輪 (5,200 kg) に對し 1.50 の衝撃係数を加算し、之が輪帯の單位接地面積 (cm<sup>2</sup>) に於ける荷重に換算すれば

$$\frac{5200 \times 1.50}{52 \times 20} = 7.5 \text{ kg/cm}^2$$

となる。

今載荷臺の底面積に 7.5 kg/cm<sup>2</sup> の壓力を生ずべき荷重を逆に算出すれば

$$7.5 \text{ kg} \times 314 = 2,355 \text{ kg}$$

となる。

即ち、載荷重は 2,350 kg 程度に一定すべきものと考へる。

本府に於ては載重物の關係上 2,465 kg を標準として居る。

(2) 沈下量の時間的影響

沈下量は同一荷重に於ても載荷後の經過時間に應じて次第に増加し、或る時間經過後に於ては土質或は荷重の大いさにも依るが變化は極めて少くなるか或は無くなる。此の關係は次の第 4 表に依り明かである。

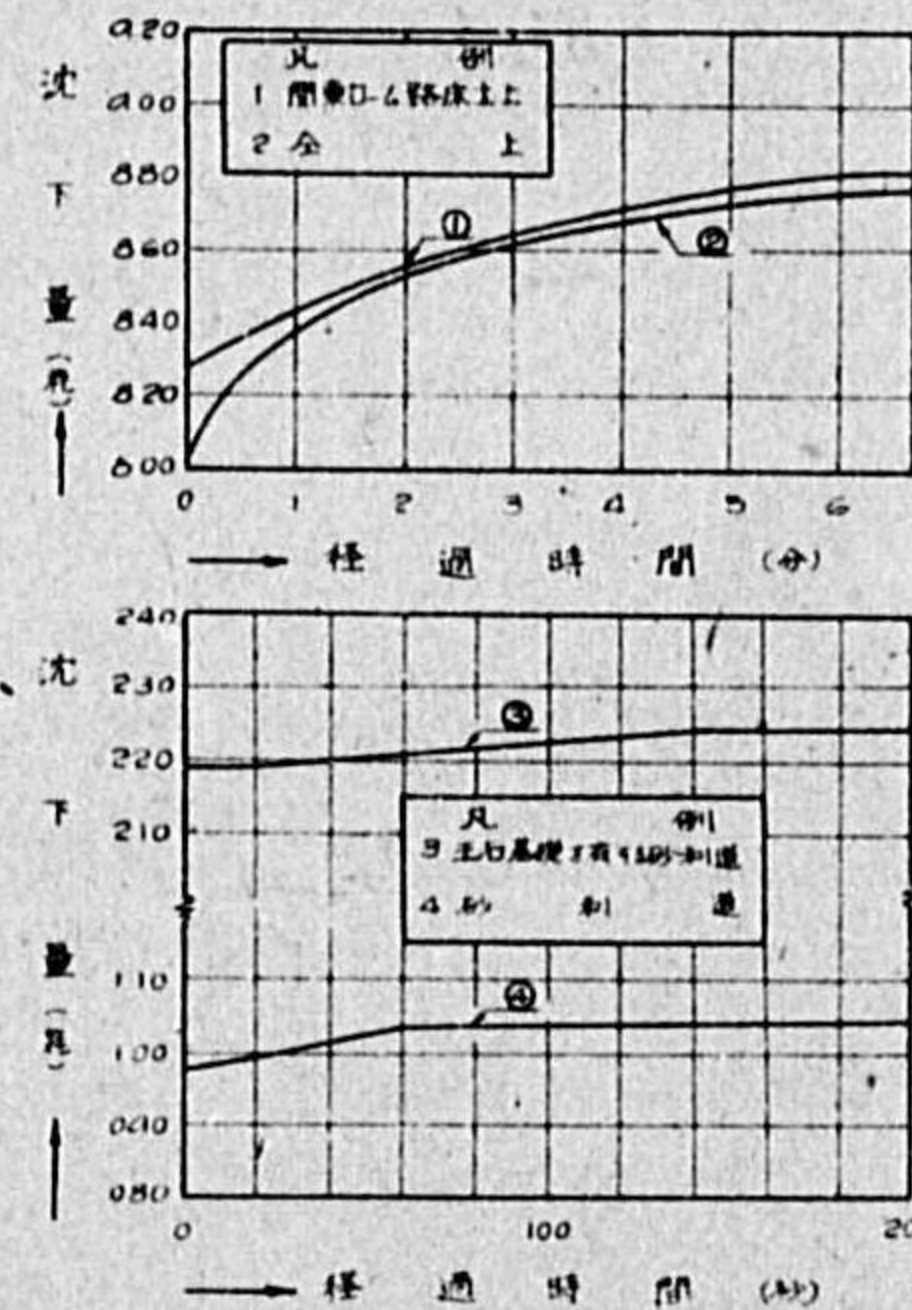
即ち [第 4 表] は荷重を 2,500 kg とし、載荷後の經過時間と沈下量の關係を三つの異なる路盤上にて測定せるものである。

第 4 表の關東ローム路床土上に於ける場合は漸進的に沈下量を増加し、載荷後 6 分にて①の場合で 0.52 耗、②の場合で 0.77 耗沈下を増加し、30 分にして①は 1.00 耗、②は 1.23 耗沈下し、尙僅かながら増加の傾向を示して居る。然し、20 秒程度に於ては①が 0.04 耗、②が 0.16 耗にして、②の場合に於ても支持力係數に 2% の誤差として現はれる程度故殆んど影響しないと見て差支ない。③及④の場合は載荷後 2 分 40 秒以後に於ては沈下が停止し、20 秒程度に於ては③が 0、④が 0.02 耗沈下量を増加し、④の場合に於ても支持力係數に 2% 程度の誤差として現はれるに過ぎない故殆んど影響ない。故に何れにしても 20 秒程度の時間内に於て沈下量を測定すれば大差はない事になる。實際現場に於て測定する場合に於ても載荷後 20 秒以内には測定し得るものである。

(3) 勾配と荷重の關係

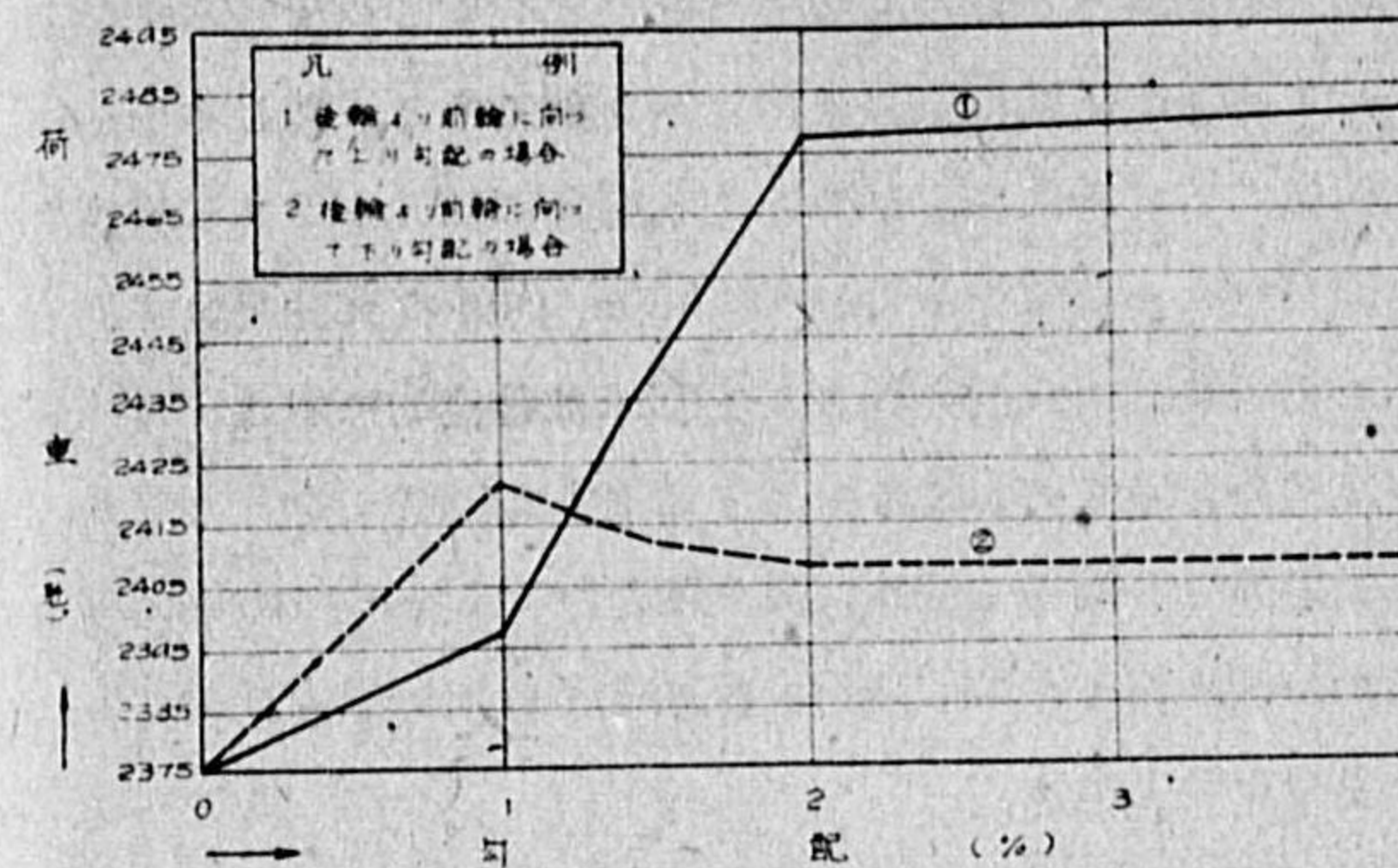
本府に於ては荷重を一定とし、荷重計は普通使用せざる關係上 (不等沈下に依る荷重計の破損

第 4 表 沈下量と經過時間の關係



を防止し、且之が取扱ひの勞力を省く爲) 同一荷重に於て測定箇所の勾配に依つて如何なる状態に荷重が變化するかを實驗した。

第 5 表 勾配と荷重の關係



[第 5 表] を見るに①の場合、即ち、後輪より前輪に向つて上り勾配の場合は、勾配 2% 迄は荷重が増加し、それより 4% 程度までは殆んど變化しない事が明かとなつた。即ち、水平の場合の荷重は 2,375 kg にして、2% の場合は 2,478 kg となるが、支持力係數に於ては第 3 表より最も變化の大なる⑤の赤土路床土の場合に於ても 1.3% 程

度の誤差となるに過ぎず、③の玉石基礎を有する砂利道に於ては殆んど支持力係數に變化なし。故に支持力係數測定に於ては勾配は殆んど考慮しなくとも支障ない様である。

以上の結果を要約すれば次の如し。

- (1) 支持力係數測定の場合の荷重は 2,350 kg 程度にすべきである。
- (2) 沈下量の測定は載荷臺に全荷重が載荷した直後出来る限り速かなるを要し少くとも 20 秒以内に測定すべきである。
- (3) 道路の勾配は支持力係數には殆んど影響ない。故に荷重を一定にして測定しても差支へは無い。

18. 木橋の型式

道路技師 田島治身  
愛知縣土木部

I. 木橋の架設を必要とする理由

關東大震災以來急速に交通機關が發達し道路改良の必要に迫られ、大都市内及び其の附近又は主要幹線中の主なる橋梁の大部分は近代的水久構造に改められてはゐるが、内地に於ける道路橋の總數は約 40 萬餘橋に達し、その内 60% の 24 萬餘橋は今日の重荷重に耐え得ぬ舊體依然の全く脆弱な構造の木橋である。これ等の道路橋の改築並維持に要する費用は 1 ヶ年平均 3 千餘萬圓の巨額に達し、且つ本邦の地勢と氣象との關係から年々災害に依つて流失又は破壊される橋



梁數も更に多く、最近に於ける 1 ケ年平均復舊費は 1 千餘萬圓を超へ極めて重視すべき現象を示してゐる。然るに時局は支那事變から大東亞戰爭に擴大され橋梁工事に不可欠の主要物資である鐵鋼材とセメントは全く入手し難い状態となり、今日では鋼橋や鐵筋コンクリート橋の如き永久構造を計畫することが困難となつて來たのである。従つて相當の延長を有する橋梁は木桁橋とするか、又は改築を出來得る限り延長して補強と修繕に全力を注ぐべき秋である。然し木桁橋は支間長に自から限度があり精々 6, 7m 程度にしてそれ以上必要とする場合には、トラスの構造を必要とする。古來我邦は水災に依つて流失される橋梁が多く従つて 20m 内外の支間長を必要とする場合が多い。斯様な場合には下部工を可及的永久的構造とし上部工は暫定的に木造トラスを架し將來上部工を永久構造となし得る工法を計畫するが現今に處する最も合法的であると思ふ。然し木材の利用効率増進を目的とする引張部材の接手法には種々困難な點があつて木橋計畫上最も苦心を要する問題である。木構造物の接手増強に關し鐵材の經濟化を計り缺點を補ふためにチベル (dübel) 接合法が應用されるに至つたのである。

即ち鐵骨トラスは木造トラスに變換されつゝあり、この變換の可能性はチベルの性能如何に依つてのみ左右される。即ち木構造物の接手は優秀なチベルを使用することに依つて出來得る限り完全にすることがこの可能性を増大することになる。茲に於て時代の變遷に即應するためチベルの効率程度と平行して橋梁の可能支間長と型式とが決定されることになる。チベルは前の第一次歐洲大戰の終り頃から各交戰國が鐵材の不足に悩まれ、その節約に迫られて考案されたもので、中でもドイツに於ては、木構造物の發達と同時に研究され獨特の型をしたチベルを案出使用してゐる。更に第二次歐洲大戰の昨今では、再びドイツに於ても研究が盛になり新考案型も發表されつゝある。然るに我國に於ては茲 2, 3 年前迄は差程鐵材を節約する必要に迫られては居らなかつたために木材接手の方法は漫然と舊來の方法に依つて殆んどボルト締め工法のみを依頼してゐた。然るに今日にありては、極めて少量の鐵材でも不要の箇所は出來得る限り節約することとなつて來たので甚だ遅滞ながら我邦に於ても獨特の型をした各種のチベルが考案される様になつて來たのである。

現局に於ける橋梁の計畫は重要資材を多量に使用しない工法を採り、尙維持に關しても釘一本と雖も無駄に使用することを許さず假令大橋梁の設計架設はなくとも量よりも質を重んじ小徑間の木橋と雖も決して輕視せず純日本的獨自の橋梁姿態を現出すべくその構想に新しい工夫を凝すべきであると信ずる。以下順を追つて木橋の長所、短所を論じ、木橋の各種型式を列記してその應用範圍を述べて見る。

## II. 木橋の長所と短所

木橋が他の永久構造と比較して長所となる點と短所となる點を擧げて見れば次の通りである。長所となる點は：

1. 木材は重量が軽く空間面積が僅少である。
2. 材料の價格が低廉である。殊に山間部に於ては更に低廉である。

3. 容易に建設し得る材料なるが故に建設費が安い。
4. 各部材が全體的に一個の組織となるも各部材は部分的に取換へ易い。
5. 木材の加工組立に要する大工職工はどんな地方でも容易に雇傭し得る。

短所とする點は：

1. 木材は固性に乏しく従つて負能力が小さい。
2. 構造部分が弛緩し易い。
3. 耐久性に乏しく且つ外觀がよくない。
4. 木材と土質との接する部分が著しく耐久力に缺けてゐる。
5. 木材は燃焼し易い材料なるがため空爆に對して速に破壊され得る。
6. 維持修繕に多額の費用を要する。
7. 固性に乏しく従つて腐朽し易く壽命短かく且つ長尺物が得られない關係上一般に小徑間に制限される。
8. 引張部材の接手、特に格點の接手法が困難である。

以上の如く木橋は他の構造の橋梁に比して頗る短所が多い。然しこれらの缺點である短所を出來得る限り補ふべく細部の構造に到る迄科學的に、力學力に、研究し木橋が假設構造物であると輕視して來た從來の觀念を放出して時局の變遷に即應する木橋計畫技術を發揮しなければならぬ。

木橋の命數は構造材料、橋長及木材の處理方法如何に依つて非常に相違があり、檜、樺類の堅木にありては 20 年～30 年、内地松、杉等の針葉樹にありては 10 年～15 年、米松は平均 8 年位の様である。本邦の木道路橋の大部分は松又は杉材を使用し然も何等の防腐處理を施してゐないものが多いために橋命は一般に 8 年程度である。殊に近時は重荷重の交通物が激増し動的作用のため壽命は益々短縮されんとしつゝある傾向を示して來た。今日の木橋架設費は鐵筋コンクリート橋よりも遙に高い様である。従つて木橋の命數を少くとも 10 年以上保持すべく木材には相當の防腐處理を施し、伐採時期を考慮し缺點の少ない良材を使用し、型式の選擇には充分の研究をして時局に對處しなければならない。

## III. 型 式

木橋は橋梁中で最も古い構造物でその起源は詳に知る由もないが恐らく有史前に屬するものと推定される。即ち原始時代の橋は單に小川に落ちた一本丸太であつたと思ふ。亦自然人は川を渡過するに自然の竹や蔓の類を組み合わせ吊橋の型式にしたり、白猿の藤蔓を傳ひて對岸に到るを見て兩岸から肱木を幾重にも積み立て、肱木橋の型式に仕組みて目的を達し得たことと思ふ。我國の木橋にも古來世界的名橋が尠くない。その代表的のものとして周防の國岩國の錦帶橋、甲斐の猿橋、黒部の愛本橋、日光の神橋等があつて、錦帶橋は木拱橋、猿橋と愛本橋は肱木型式の典型的なものにして、その技功の優秀さは驚嘆するに値し我國橋梁工學上特筆すべき橋梁にして何れも天下の奇橋と稱へられて有名である。斯くして時代の進歩發達するに伴ひて構造力學上から桁橋、肱木橋、方杖橋、吊構桁橋、結構橋、拱橋等の型式が生れて來たのである。

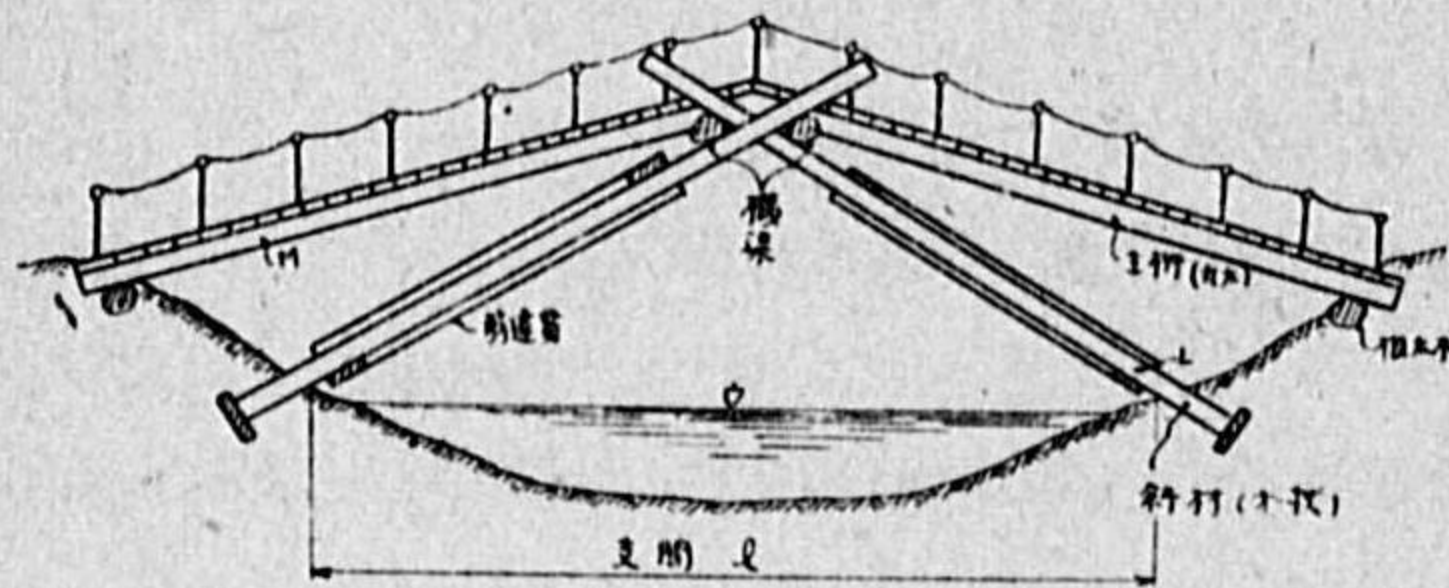


〔I〕 桁 橋

1. 單 桁 橋

橋梁の初めて架設せられたるは竿橋、投渡橋、一本橋、丸木橋等でこれ等の橋は型式上桁橋であることは疑を入れる餘地がない。この單桁の内最も簡単な構造は人のみを通す丸木橋や肱木橋を擧げることが出来る。

第 1 圖 (a) 丸 木 橋



(a) 丸木橋 この橋は公園や假橋又は軍隊の通交に資する程度の所謂一時的の人のみ通し得るもので至極簡単に急速に架設することが出来る。この理論は後に於て説明する方杖橋の一種で靜定構造である。即ち圖中 L なる部材は方杖に相當し之を上流下流の 2 箇所で 1 對宛十字

形に組合せ其の交叉角内に横梁を挿入してこれと兩岸の根元に配置した根太枕木上を通じて主桁 (M) を數本並列せしめて其の上に敷板或は並木を取り付けて交通の用に具へしむる方法である。支間 l の長さが 5m 前後となれば梯形方杖式とし 10m 前後のものに對しては多角形方杖式とすればよい。

〔第 1 圖 (b)〕は農業用の占有橋梁で手押車或は荷車程度の荷重に耐ゆる構造で〔第 1 圖 (a)〕の構造を改良したものである。

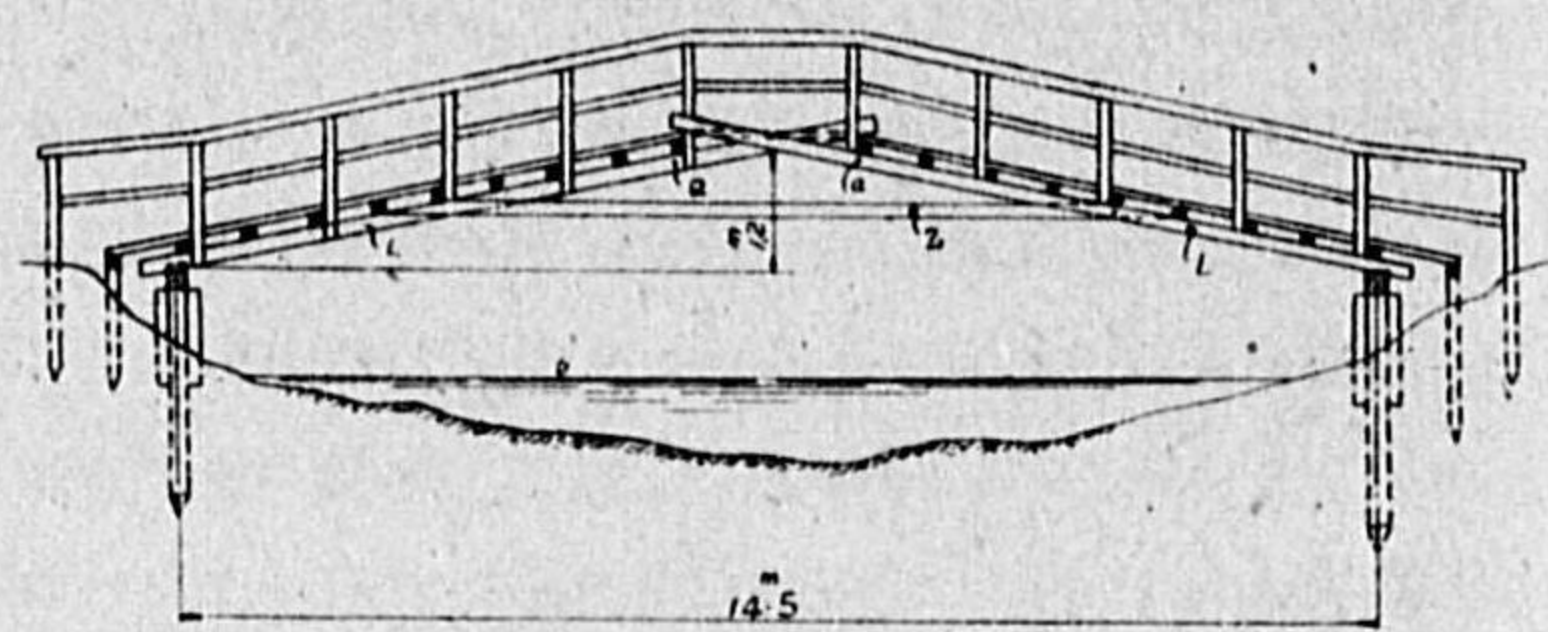
斯様な構造にありては主桁 L の中央に Z なる狭貫を取付けるがよい。然し支間が長くなるとこの狭

貫が弛み主桁の交叉點に存在する Q なる横桁の箇所には纖維方向に垂直に非常に大きな壓力が発生する故短期間に桁の頂頭部が甚しく沈下するであらう。

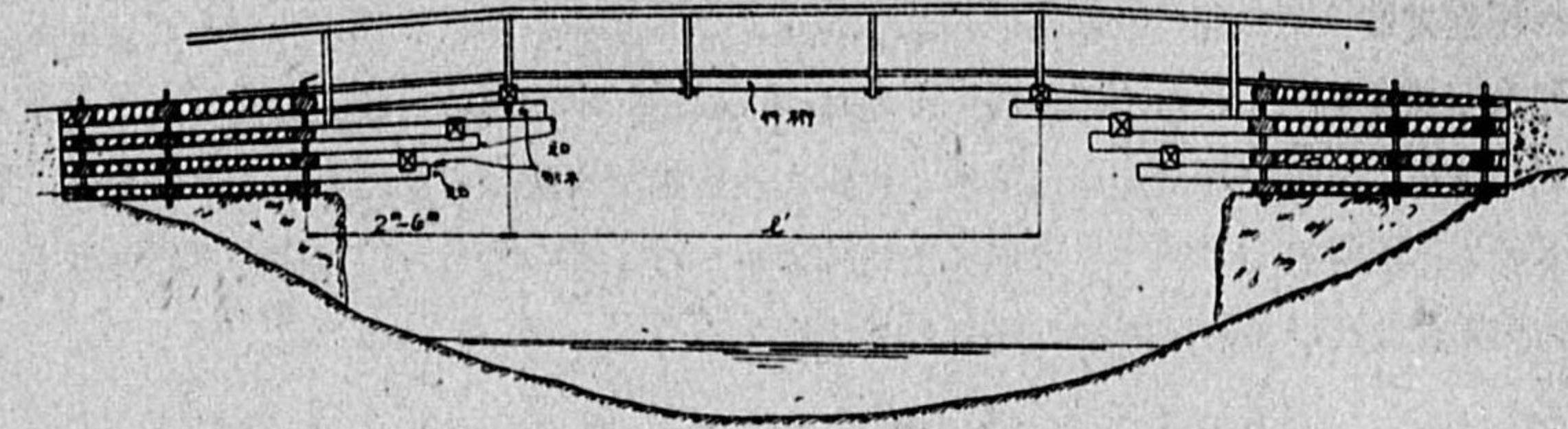
(b) 肱木橋 我國で肱木橋として世に初めて知られたものは甲斐の猿橋である。本橋は木曾の懸橋と周防國岩國の錦帶橋と共に日本の 3 奇橋と稱せられてゐる。猿橋の架設年紀は詳ではないが 800 年前に架せられた様である。橋の長さ 31m 幅員 5.4m 橋面以下水面迄 30m 餘を有してゐる。其の構造を見るに、肱木を 4 本使用し最低の第一刎木の長さ 12m 第二の刎木長 13.3m 第三の刎木長 14.6m、第四の刎木長は 15.8m にして其の一端を地中に埋設し其の長は刎出し長さに等しく取り之等肱木を臺持として其の上に長さ 17.5m 餘の行桁を架け渡したものである。

次に越中國黒部の峡谷に肱木橋の構造で著名な愛本橋が架設されてゐたが今は永久構造の近代橋に改築されたのである。舊橋は寛永 3 年 (2286 年) の創設と聞く、尙昔君雜錄に據れば「日本無雙のハネ橋なり」と記してある。

第 1 圖 (b)



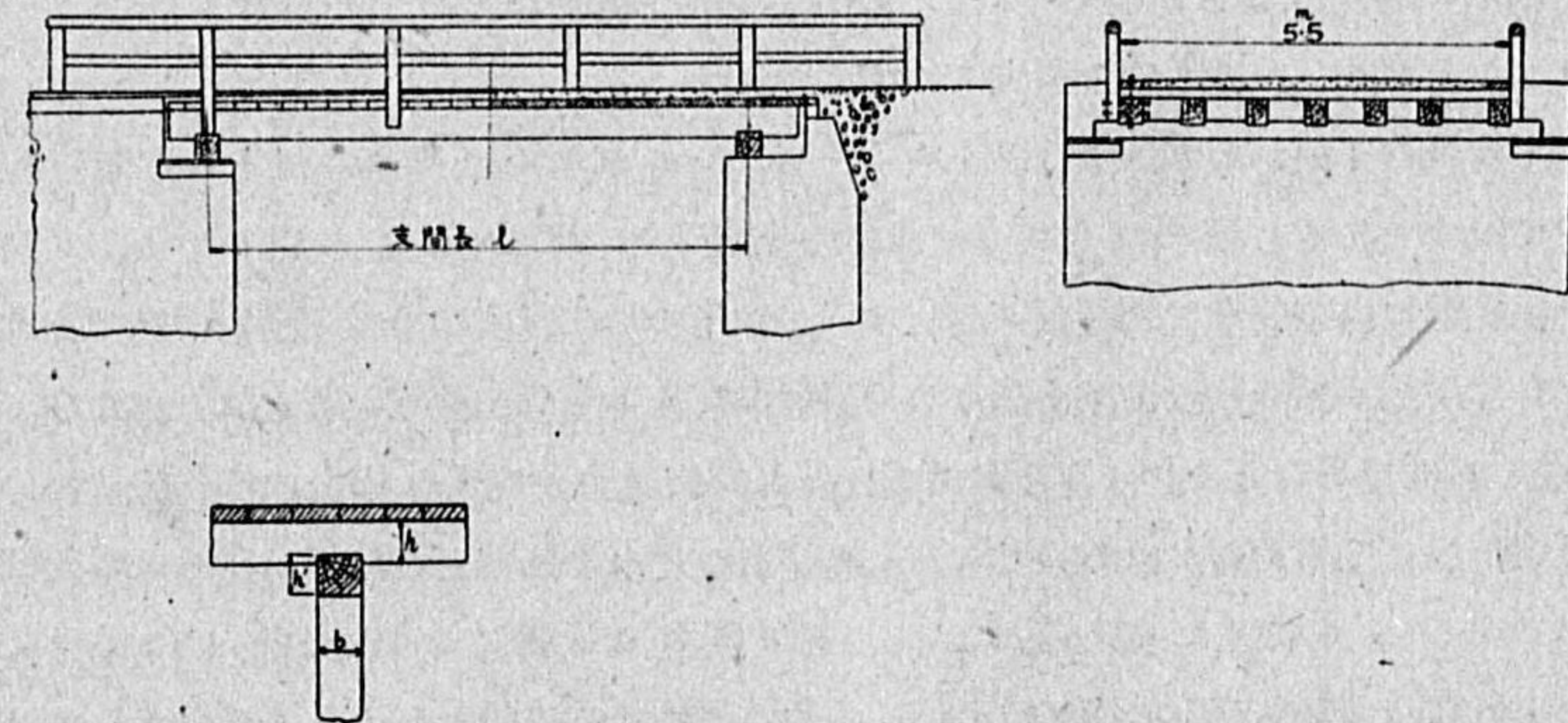
第 2 圖



肱木橋の一般的構造は〔第 2 圖〕に示す如く岩盤上に刎出し木を積み重ね後方に石類を以て填充した箱を配置して對重とする。若し兩岸に自然の岩盤が存在しない場合には川床上に特別の臺持基礎箱を設置する必要がある。各刎出木 (肱木) は川中へ 1m~2m 凸起せしむる。石枠部分を一體とするために垂直に狭貫を取り付けて各刎出木が顛覆せんとする作用を防ぐことが肝要である。肱木橋の本來の目的とするところは主桁の支間長を減少するためである。即ち l の間が行桁の支間となるのである。尙肱木は其の元口を川中に突出せしめて各肱木に作用する曲げ強さに對して出来る限り大なる断面を持たせる方法を探る可きである。

(c) 實用的單桁橋 單桁橋は一名投渡橋とも謂はれて兩端が自由に支臺上に架設された桁橋の構造で普通は一徑間の場合が多い。現今の荷重に耐へ得る道路橋の木橋の支間は先づ 6m 迄とされてゐる。桁の中心間隔は 0.7m から 1.2m 迄で普通は 0.8m~0.9m が最も多い。然し如何なる場合でも中心間隔は橋上を通過する車軸軌間 (兩車間) より小さくすべきである。従つて少くとも常に 2 本の桁を使用することとなる。然し桁の間隔を大にすれば桁數は減ずるが實驗上其の割合に木材の節約を計ることにはならないのである。要は敷板の厚さが適當なものになる様に桁の間隔を選択するが最もよい方法である。

第 3 圖



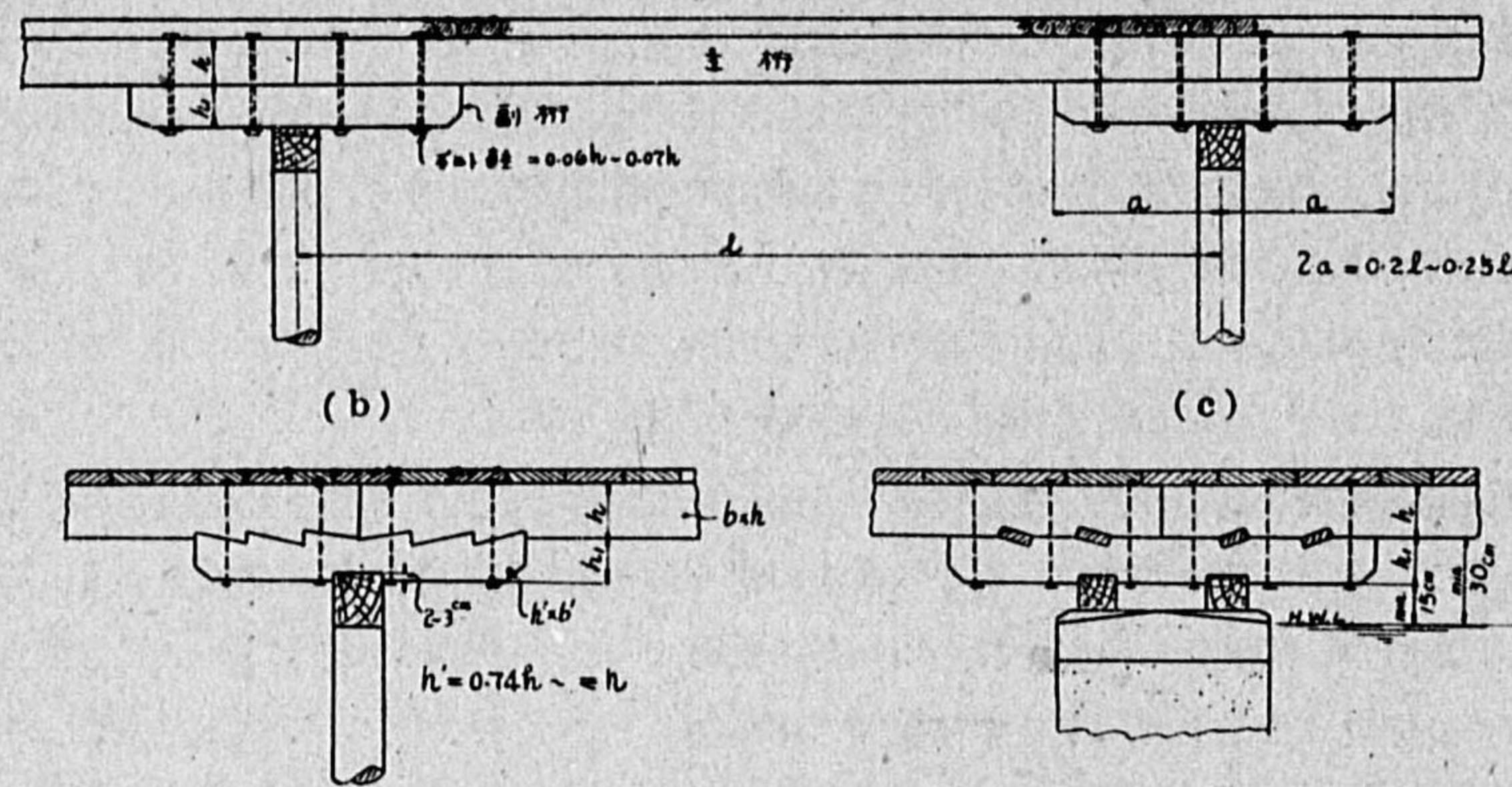
次に桁と支持臺との關係を述べれば、枕梁は普通矩形断面にして其の高さ h' は主桁の高さ h の 7 割~8 割とする。然し幅は許容壓縮應力即支壓應力から求める。



2. 補強桁橋

(a) 副桁附桁橋 前に述べた単桁橋の支間が長く且つ數多の橋脚を要する場合には行桁を補強して計算支間長を縮小するために、橋脚上に 1 本又は 2 本の副桁（肱木とも云ふ）を配置して行桁とボルトを以て締付けるが或は肱木と行桁との接觸面を齒狀に切込むか、又は堅木の栓（一名錨とも云ふ）を挿入してチベルとボルトで結合せしむるものである。斯様な構造にすれば活荷重を受けた場合曲げのために桁端が持ち上らなくなる。

第 4 圖 (a)



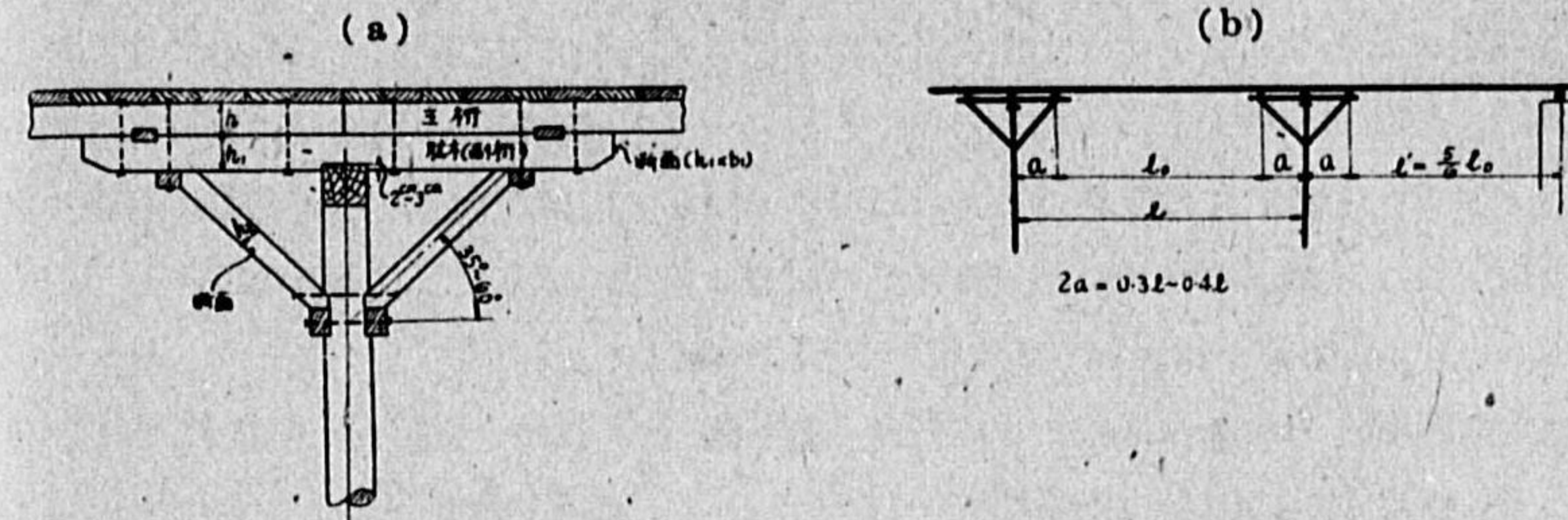
副桁附桁橋の場合橋脚の兩側徑間に等量分布荷重が作用した時に副桁上に最大壓力が生じ副桁が行桁と結合されない場合には、行桁の端が副桁から持ち上りて支點が副桁の前端に作用することになる。故に行桁の曲げモーメントは  $l$  を單桁としての曲げモーメントから全支間上の死荷重の半分が副木の端に作用するものとして、これに対する橋脚からの 芻出長即ち  $a$  をアームとするモーメントを控除したるものと假定すればよい。

次に副木は其の下面が最大洪水位以上少くとも 15cm 又行桁は 30cm 以上の空間を保持する様に計畫すべきである。副木の全長  $2a$  は桁の支間  $l$  の 20%~25% に採りて  $h_1 = 0.74h$  にする。然し主徑間に滿載荷重（死荷重+活荷重）が作用すれば行桁の支點は副桁の端でなく少し内部に存在して所謂支點の移動が擴くなるので副木の長さを無闇に長くしても效力がない。この副木の最大長  $a$  は 1.7m とされてゐるが尙それ以上の長さを要求する場合には、後に於て述べる肱木方杖附桁橋を採用するが經濟的である。橋臺上の枕木や橋脚上の横梁と副桁との取付けは、横梁を 2cm~3cm の深さに切込むがよい。〔第 4 圖 b 及 c 圖〕。行桁と副桁との締付けボルトの直徑は主桁高の 6%~7% に採ればよい。多數の連續せる徑間を有する橋梁の場合には、全徑間の桁が同一断面となる様に橋臺寄側徑間の長さを中間徑間よりも短く擇ぶべきである。

(b) 肱木方杖附桁橋 副桁附桁橋の副桁の突出長が長すぎる時には、肱木の端を下向から方杖

を以て支持せしむる工法を採るがよい〔第 5 圖〕。而して其の方杖の上部を行桁の支點と考へて靜定計算を行ふものでこの構造を肱木方杖附桁橋と稱する。

第 5 圖



副桁（肱木とも云ふ）は行桁と單にボルト締めとするか、兩桁の接觸面に副桁の端近くに一個宛の堅木栓（チベル）を挿入して第 5 圖の如くボルトを以て締めつける。このチベルは方杖の剪力を行桁に傳導する役目を持つものである。方杖が水平となす傾斜角度は 35°~60° にして普通は 45° に選ぶ。亦副桁の有効全長は（有効全長とは方杖と副桁との交點の位置にして支持面間の長さを云ふ）支間長の 30%~40% に採ればよい。即ち  $2a = 0.3l \sim 0.4l$  である。副桁は方杖に依つて其の扭歪が防止される。副桁と行桁とが橋脚の枕梁から持ち揚げられず兩桁を片側少くとも 2 本のボルトで締めつけられてゐれば、滿載荷重の場合行桁の中央支間  $l_0$  部分と隣接格間とは相互に連結された桁と見做しても支障はない。斯く假定すれば  $q$  を等量分布荷重 (kg/m) として行桁の中央曲げモーメントを求めば  $M = \frac{1}{12} q l_0^2$  となる。然し副桁は荷重が作用すれば上向に曲りボルトが弛み尙橋脚の枕梁が多少沈下するであらう。そしてボルトは彈性的であるを以て主桁の連結性は完全なものと考へられないので曲げモーメント量は少くとも  $M = \frac{1}{10} q l_0^2$  として計算するがよい。然し Melan の説に依れば副木と行桁との締めつけボルトを完全に緊結されず弛み勝ちであるを以て行桁は方杖の端に於て自由に支持されて、外方に  $a$  の部分丈け 芻ね出されたものと假定するが實用的であると論じてゐる。この假定は安全にして且つ實際に近きものと筆者も認信する故に設計の曲げモーメントはこの假定に基き次の式を採用したい。

$$\text{最大曲げモーメント } M = \frac{1}{8} (p+q) l_0^2 - \frac{1}{2} q a^2$$

茲に  $l_0 =$  支間長 (m),  $P =$  單位活荷重量 (kg/m),  $q =$  單位死荷量 (kg/m),  $a =$  肱木の支承部長 (m), 副桁の断面を  $h_1 \times b_1$  ( $h_1 =$  高,  $b_1 =$  幅) 方杖の断面を  $h_2 \times b_2$  ( $h_2 =$  高,  $b_2 =$  幅) とし、 $b_1 = b_2$  とすれば副桁の高さと行桁の高さの関係は  $h_1 = 0.7h \sim 0.75h$  に採ればよい。

3. 集成桁橋

桁橋として支間が長くて 1 本の断面にて處理出来ない時に  $n$  個の桁を垂直に重ねて組み合せてボルト締めとして 1 個の桁の如く考へて架設する桁橋を集成桁と稱してゐる。

$n$  個の同一断面の桁を使用すれば支持力は 1 個の桁の支持力の  $n$  倍となりて各桁は全體的

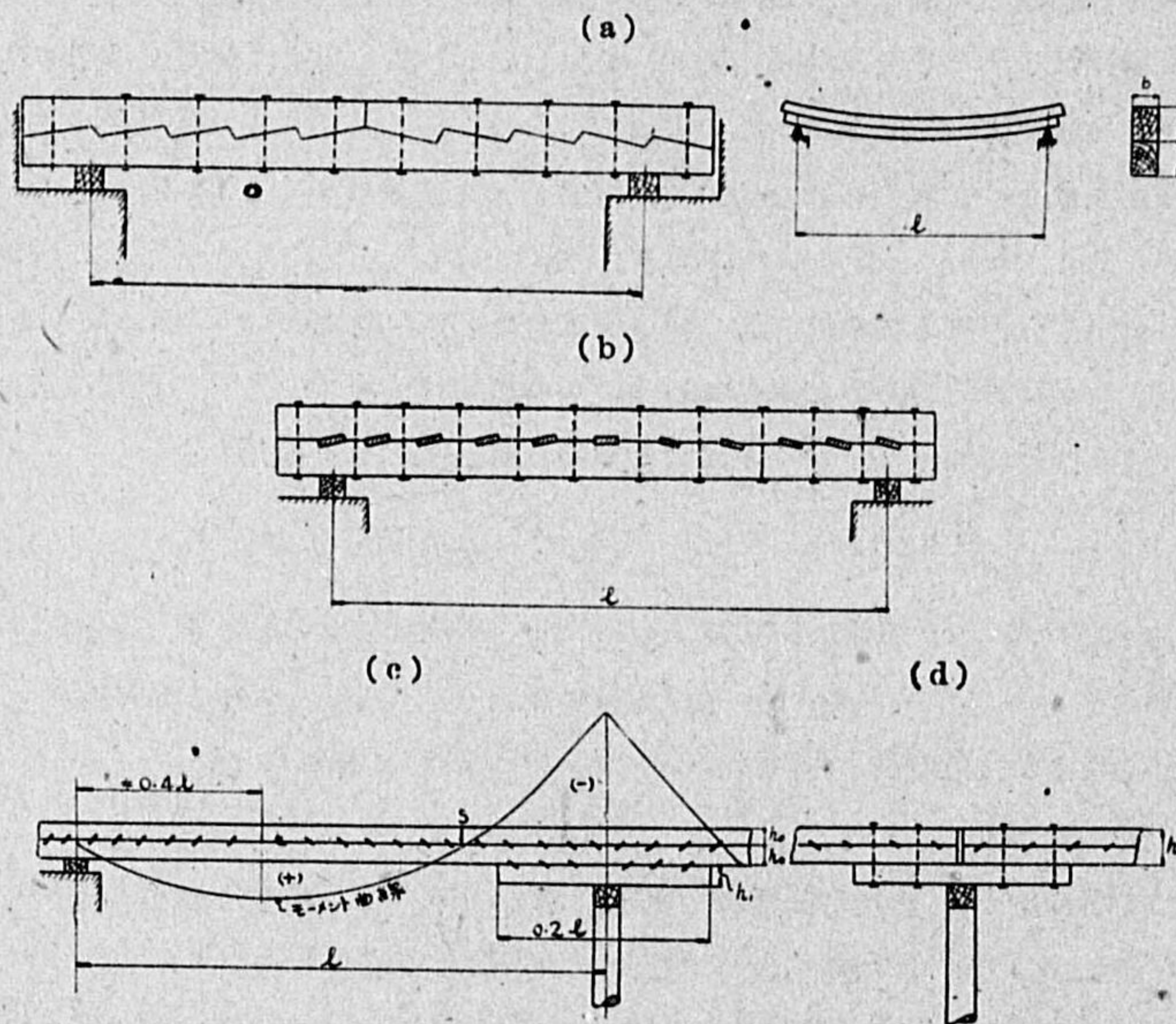


に彎曲する時、長さの方向に沿ひて互に移動する傾向がある。其の移動（桁間の剪力に依るもの）を防止するために各桁の接觸面内に堅木又は鐵製のチベルを挿入するか、或は接觸面を齒狀の切込み仕上として相互桁をボルトで緊結すれば支持力は強くなる。集成桁を短期間に急速に架設する場合には桁の結合にボルトの代りに鋸を桁の中心から左右に向て 45° の角度に打ち込むこともある。尙桁間の移動を防ぐために各桁を締めつける前に桁の接觸面間に荒砂又は鐵の鋸屑を撒布すれば摩擦を減じて効果的であると云はれてゐる。尙鋸の代りに桁の周圍に帶鐵を取りつけてネチ締めとする場合もある。集成桁は桁の組合せ構造に依りて (a) 齒形刻込桁、(b) チベル挿入桁、(c) 桁間に臺架を挿入せる集成桁の 3 種に分類する。

(a) 齒形刻込桁と (b) チベル桁 集成桁は [第 6 圖 (c)] の如く支點上に連続的に架け渡すか或は (d) 圖の如く各支點間に單純桁として架設される。連續桁の場合には 1 個の桁の接手を曲げモーメントが最小となる位置に設けねばならぬ。副桁の高  $h_1$  は集成桁の高さ  $h$  の 70% 又は  $h$  に等しく採る。

[第 6 圖 (c)] に於て、支間の正號モーメントの生ずる位置は左支點から約支間長の 4 割にして S 點に於ては零となるを以て茲に上部の桁の接手を設ける。2 重桁の場合には、[第 6 圖 (a)] の如く普通は 3 個の部材から形成されてゐる。即ち 1 個は下側に支點を通し他の 2 個は其の上に置かれて中央で接合する。一般に桁の中心から左右に對稱的でチベル又は齒狀切込の方向は支點から中心に向つて傾斜をしてゐる。齒狀刻込桁の刻込深は大體集成桁の全高  $h$  の 10% (3cm

第 6 圖



~6cm) とし、其の長さは  $0.8h \sim 1.0h$  (但し常に 1m よりは短かく採る) に採る。締め付けボルトの直徑は桁端附近に於て約  $0.13b$  以上 ( $b$ =幅) 桁の中央部にありては  $0.10b$  以上に採ればよい。亦座金の厚さは 8mm~12mm とし其の邊又は直徑はボルト徑の 3~4 倍にすればよい。桁は時間が経過するに連れて收縮し其の結果ボルトが後方に曳かれて弛み、楔柄が移動するを以て必要が起れば厚い楔と取換ればよい。集成桁は活荷重を受ければ彎曲して桁面の接觸が不完全となるので、集成桁の中心に上向きの反りを附ける必要がある。Winkler は桁中心に於ける附すべき反りの量を次式で表してゐる。

$$\frac{x}{l} \leq 0.0002 \frac{l}{h} \sim 0.00027 \frac{l}{h}$$

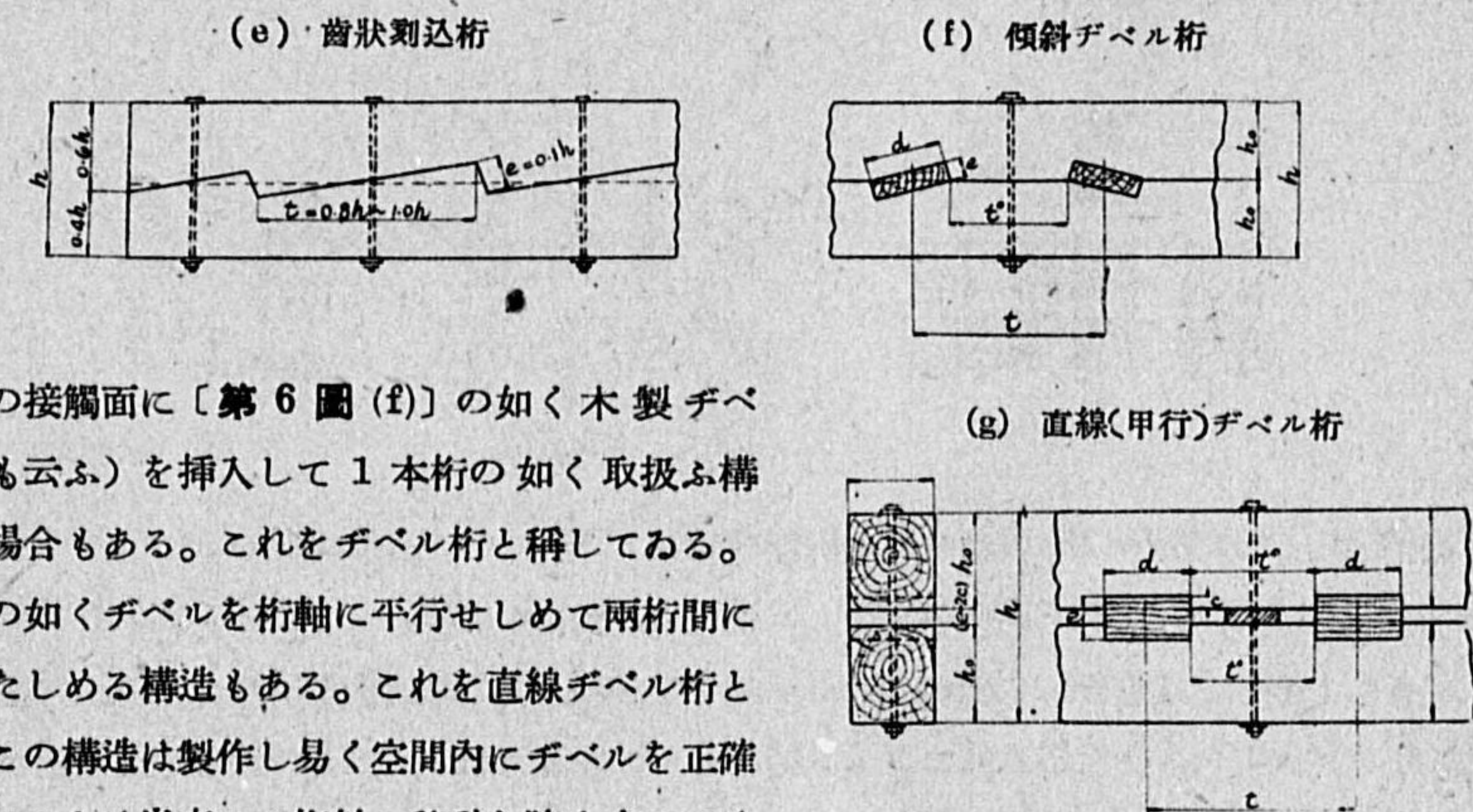
(平均値は、 $\frac{x}{l} = \frac{1}{400}$ ) 茲に、 $x$ =反り、 $l$ =支間長、 $h$ =桁全高

反りを附けなければ必ず刻み込れた桁は沈下するを以て集成桁には反りは絶対に必要なことである。集成桁は 1 個の桁の如く考へて其の全高を用ひて計算してよい。併し接合の効率に對しては普通の 1 本桁の應力よりも少く取らねばならぬ。普通の標準は

- 2 重桁の場合 …… 許容應力  $\sigma'_{zul} = 0.8 \sigma'_{zul}$
- 3 重桁の場合 …… ”  $\sigma'_{zul} = 0.6 \sigma'_{zul}$

本邦産の松又は杉の場合には  $\sigma'_{zul} = 60 \text{ kg/cm}^2 \sim 50 \text{ kg/cm}^2$  位に採ればよからう。

第 6 圖



次に桁の接觸面に [第 6 圖 (f)] の如く木製チベル (鋸とも云ふ) を挿入して 1 本桁の如く取扱ふ構造にする場合もある。これをチベル桁と稱してゐる。(g) 圖の如くチベルを桁軸に平行せしめて兩桁間に空隙を保たしめる構造もある。これを直線チベル桁と稱する。この構造は製作し易く空間内にチベルを正確に挿入することは出来るが桁軸の移動を防止するには (f) 圖の傾斜チベル桁の方が有効で直線チベル桁は曲り易く従つて耐荷力は傾斜チベル桁の方が大である。斯様な理由で橋梁には (f) 圖の傾斜チベル桁を採用するがよい。併し桁の中心は剪力の方向が變化するのでこの位置に於けるチベルは水平に配置すべきである。

チベルの大きさ及間隔は次の關係を標準とする。  
(i) 平行チベル桁の場合 [第 6 圖 (g) 参照]



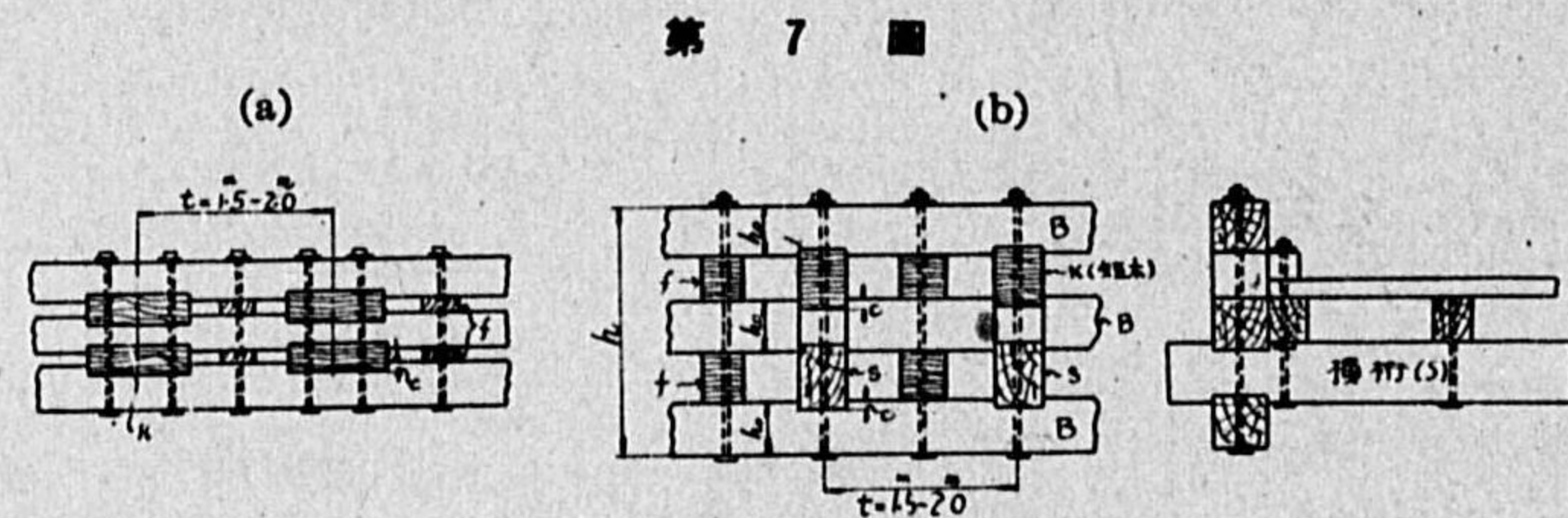
刻込深	(平均値)	$c=0.10h_0 \sim 0.13h_0$
同	(桁端附近)	$c=0.13h_0 \sim 0.16h_0$
同	(桁中心附近)	$c=0.03h_0 \sim 0.06h_0$
チベルの高さ		$e=0.3h_0 \sim 0.35h_0 (=0.10h_0+2c)$
チベルの幅		$d=5c \sim 6c$
チベルの中心間距離		$t=14c \sim 16c (<1.2m)$
桁間の空隙の高さ		$(e-2c) \approx 0.10h_0$

以上の如くすればチベルは廻轉しない。若し刻込深さ  $c$  を一定にすれば剪力の増加するに従ひ桁の中心から支點に向つて間隔を遞減すればよい。

(ii) 傾斜チベル桁の場合 (第6圖(f)参照)

チベルの高さ	$e = \text{刻込の深} = \frac{1}{8}h_0 > 4cm$
チベルの幅	$d = 0.5h_0 \sim 0.7h_0$
チベルの中心間距離	$\begin{cases} t = 11e & (\text{一般}) \\ t > 8e \\ t < 20e \end{cases}$

(c) 桁間に臺架を挿入した集成桁 [第7圖] に示す如く集合すべき桁間に短い臺架或は橋床を支持する横桁(S)を挿入して相互に分離してこれをボルトで締めつけた組合桁を便宜上桁間に臺架を挿入した集成桁と稱する。



臺架(K)又は横桁(S)の高さは主桁部材(B)の高さの9~12割即ち $0.9h_0 \sim 1.2h_0$ にしてCの刻込深さは $c=0.07h_0 \sim 0.2h_0$ とし、臺架又は横桁の間隔 $t$ は1.5m~2.0mに配置する。次に各桁と臺架とは直径19mm~22mmのボルトを以て全集成桁を締めつける。尙臺架間に填材(f)を挿入して之を主桁と共にボルト締めとすれば臺架締め付けの際臺架間の桁が曲がらない。

この種の集成桁は簡單で少しも堅木を必要としないので齒状刻込桁やチベル桁よりも安價に作られて且つ臺架使用の結果桁の高さに関して利益となるため桁の支持力が更に大きくなる。然し臺架は主桁と充分接觸し、桁と堅牢にボルト締めとななければ目的を達し得ない。縦の長いボルトは天氣が乾燥せる場合、甚しく後へ曳り寄せられると水分が入り込みてボルトの頭とナツトに於ける木材が壓し潰され、従つて更に乾燥すればボルトが弛む心配がある。

臺架の計算

臺架も齒状刻込桁やチベル桁と同様に計算することが出来る。Melanの公式を引用して

$$\sigma'_{zul} = \sigma_{zul} - \frac{(n-1)}{2n} \cdot \varphi \sigma_x$$

茲に  $\sigma'_{zul}$  = 集成桁の許容曲げ應力

$\sigma_{zul}$  = 普通桁の許容曲げ應力

$\eta = \frac{\sigma'_{zul}}{\sigma_{zul}}$  = 集成桁の効率 (接合の効率を意味するもので實用抵抗モーメントと理論的抵抗モーメントとの比)

$\sigma_x$  = チベル刻込深の側面壓力

$n$  = 桁の數

$\varphi$  = 係數

上の式中  $\varphi = 3$   $\sigma_x = 0.6\sigma_{zul} \sim 0.8\sigma_{zul}$ , 平均  $0.7\sigma_{zul}$  として、 $\sigma_{zul} = 90 \text{ kg/cm}^2$  とすれば  
桁2個の場合:  $\sigma_x = 0.7 \times 90 = 63 \text{ kg/cm}^2$ , 故に  $60 \text{ kg/cm}^2$  とする。

依つて  $\sigma'_{zul} = \sigma_{zul} - 0.75\sigma_x$  又は  $\sigma'_{zul} = \sigma_{zul} - 0.75 \times 0.7\sigma_{zul} = 0.5\sigma_{zul}$

故に  $\eta = \frac{\sigma'_{zul}}{\sigma_{zul}} = \frac{0.5\sigma_{zul}}{\sigma_{zul}} = 0.5$

桁3個の場合:  $\sigma'_{zul} = \sigma_{zul} - 0.7\sigma_{zul} = 0.3\sigma_{zul}$  故  $\eta = 0.3$

さて、ボルト穴を除去した桁の幅を  $b_1$  とし桁の全高を  $h$  とすれば

$$h = \alpha \frac{W_0}{F_0} \quad \text{及} \quad b_1 \cdot h = \beta F_0$$

$$\text{又} \quad F_0 = \frac{V_{\max}}{\tau_{zul}} = \frac{\text{最大剪力}}{\text{許容應剪力度}}, \quad W_0 = \frac{M_{\max}}{\sigma'_{zul}}$$

尙  $\alpha$  及  $\beta$  の値を Melan に従ひて、桁間に挿入する物質の高  $h_s$  に依り次の値をとる。

2本桁の場合:	$\frac{h_s}{h}$	0	0.1	0.2	0.3	0.4
	$\alpha = 4$	4.02	4.09	4.24	4.51	
	$\beta = 1.5$	1.5	1.48	1.46	1.42	
3本桁の場合:	$\frac{h_s}{h}$	0.05	0.08	0.11	0.14	0.17
	$\alpha = 4.39$	4.56	4.78	5.04	5.35	5.74
	$\beta = 1.42$	1.40	1.39	1.37	1.34	1.32

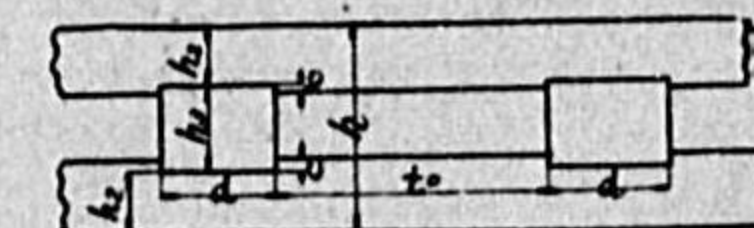
纖維に平行する應剪力度  $\tau_{zul} = 8 \text{ kg/cm}^2 \sim 12 \text{ kg/cm}^2$  とする。

臺架の長  $d > 7c$  (茲に  $c$  は臺架が主桁に刻込まれる深)

刻込の深  $c = 0.07h_2 \sim 0.2h_2$

臺架の中心間隔  $t$  はチベル桁の場合と同様である。

第7圖(c)

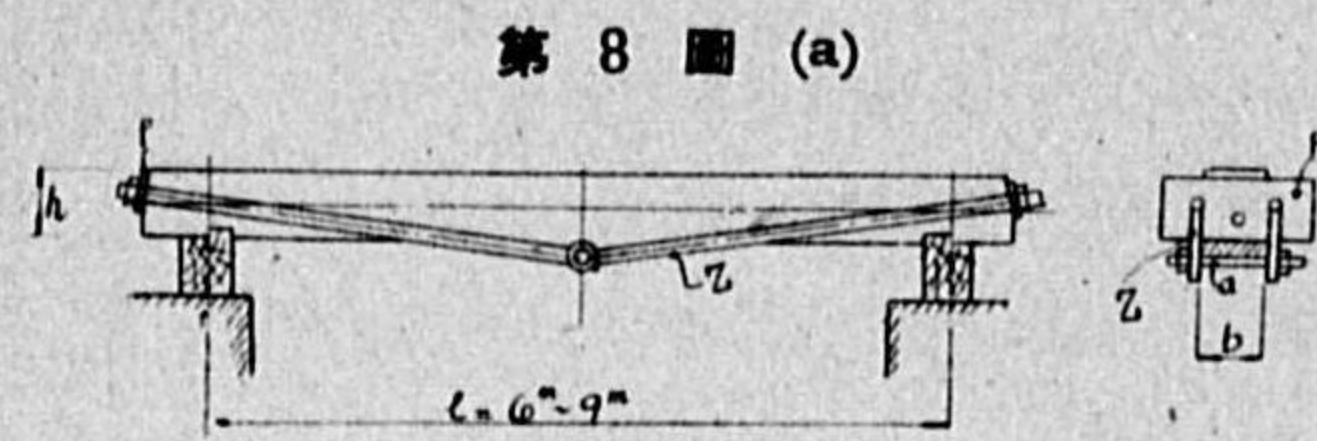




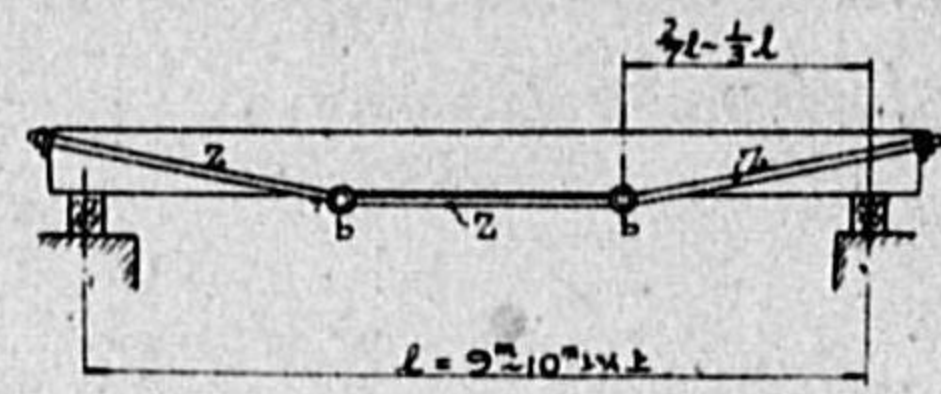
〔II〕 結 構 桁 橋

1. 下部に引張補剛構を有する桁橋

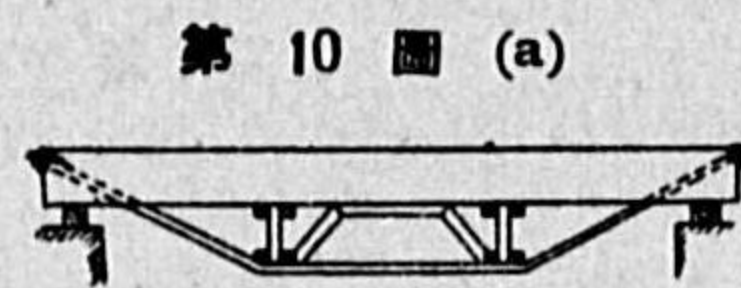
この種の橋梁は一時的橋梁に屢々有利な構造で特に人道橋に多く利用されてゐる。これが計算方法は後項に於て述べんとする吊構橋 (Hängwerk) と類似してゐる。橋臺は垂直反力のみを受け取り補強材が車道の上部に配置されず下側に取りついてゐる點が吊構と異なる。従つて引張力は吊構の場合と反對である。而してこの補強桁は結構の高さが高くはなるが一面橋面が低く制限される。



第 8 圖 (a)



第 9 圖



第 10 圖 (a)

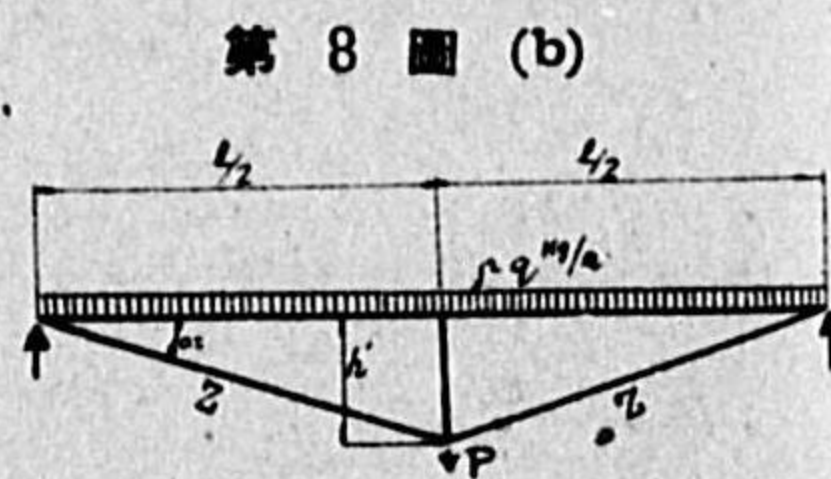
支間長が 6m~9m 迄の場合には三角形をなす引張補強棒のみで中央に支點を置く構造とし、9m~10m 以上の場合には補強棒を梯形として桁の 1/3 に支點を設けるか或は橋臺から支間長  $l$  の  $\frac{2}{7} \sim \frac{1}{3}$  の距離に支點を設置すればよい〔第 9 圖〕〔第 8 圖〕と〔第 9 圖〕とは桁の外側面からこれに接觸して引張棒を緊張し桁の中間支點には横ボルトを挿入して其の兩端をナツトで締めつける。併し桁断面の中心に 1 本丈の引張棒を使用する場合には〔第 10 圖〕の如き構造とする。引張棒の斜角を餘り鈍くしてはならぬ。然ら

ざれば引張力が大きすぎる結果となる。即ちこの傾斜角は實驗の結果、1:3 がよく、この角度に對して桁の高が満足されない場合には、〔第 8 圖〕及〔第 9 圖〕の横ボルト a, b の位置に木の支柱を立て其の下側に引張材を軽く曲げて配置しなければならぬ。併し最小の傾斜は 1:4 迄とする。

鐵材は弾性があるので引張棒を中央支柱の下に幾分曲げ得られる。斯様にすれば桁は引張棒の端に於けるナツトに依つて多少引き締めることが出来るので桁の三つ支承は活荷重が作用する間同一高さにあるものと假定して計算しなければならぬ。併し桁の中央が無載荷状態に於て幾分上向に彎曲する程度に棒を引き締める様に努めることは問題である。そこで少くとも活荷重が作用する時にはこの 3 個の支點は大體同一の高さになるものと假定して計算を行ふ。

桁の中央に支點を有する補強桁の計算方法:

〔第 8 圖 (b)〕に於て  $q$  を支間  $l$  上に等量に分布された荷重、 $P$  を桁中心に作用する單荷重とし、桁は普通 3 個の同一高さの支承上にある連續桁として計算する。この時引張棒は中央支點に來る壓力を受け取るものである。中央支點上の壓力は  $= P + \frac{5}{8} ql$



第 8 圖 (b)

故に引張棒の張力、  $Z = \frac{P + \frac{5}{8} ql}{2 \sin \alpha}$

(1) 中央支點上の最大曲げモーメント  $M_1 = \frac{1}{8} \cdot \frac{ql}{2} \cdot \frac{l}{2} = \frac{ql^2}{32}$

(2) 格間中央の最大正號曲げモーメント  $M_{max} = \frac{9}{128} \cdot \frac{ql}{2} \cdot \frac{l}{2} = \frac{9}{512} ql^2$

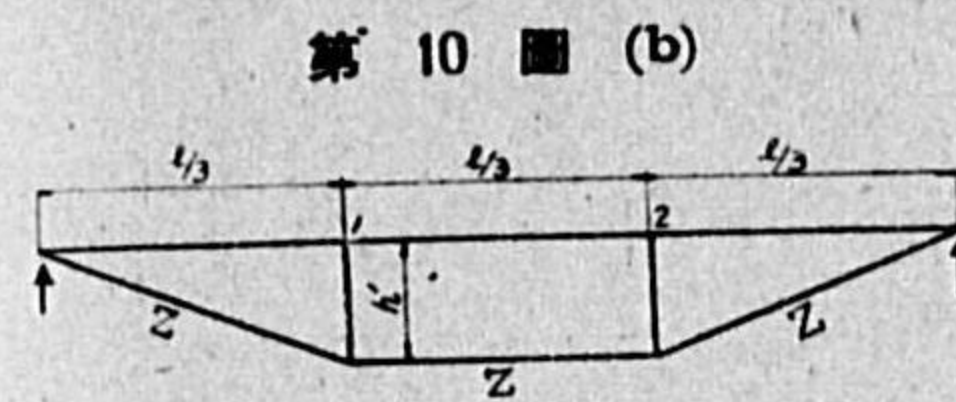
(3) 桁の軸方向に於ける壓力  $= Z \cos \alpha$

格間に於ける最大纖維應力(上側)  $\dots \sigma_o = \frac{Z \cos \alpha}{bh} + \frac{9}{512} \cdot \frac{ql^2}{1/6 bh^2}$  (壓縮力)

支點上の最大纖維應力 (下側)  $\dots \sigma_u = \frac{Z \cos \alpha}{bh} + \frac{M_1}{W}$

$= \frac{Z \cos \alpha}{bh} + \frac{1}{32} \cdot \frac{ql^2}{1/6 bh^2}$  (壓縮力)

桁の 1/3l に支點を有する補強桁の計算:



第 10 圖 (b)

引張棒の張力

$Z = \frac{P + \frac{11}{31} ql}{\sin \alpha}$

支點モーメント

$M_1 = \frac{1}{10} \cdot \frac{ql}{3} \cdot \frac{l}{3} = \frac{ql^2}{90}$

最大格間モーメント

$M_{max} = \frac{1}{40} \cdot \frac{ql}{3} \cdot \frac{l}{3} = \frac{ql^2}{360}$

2. 吊 構 桁 橋 (Hängwerk Brücken)

一徑間内に架設する桁の断面が標準寸法よりも大きくして市場に得られない様な場合に適當な断面を與へるため桁の中間に於て上向に (桁より上のこと) 構を組み立て、桁を補強する構造のものを吊構桁と稱する。桁はその上に 1 個或はそれ以上の位置に吊支柱を立て空支間を數個の小格間に分割するを以て再び標準断面が得られるのである。桁は各支點を通して 1 本の連續桁とするか、或は各吊材の位置に於て接合される。吊構桁は吊材の數に依りて (a) 單式吊構桁と (b) 複式吊構桁の 2 種に分類する。

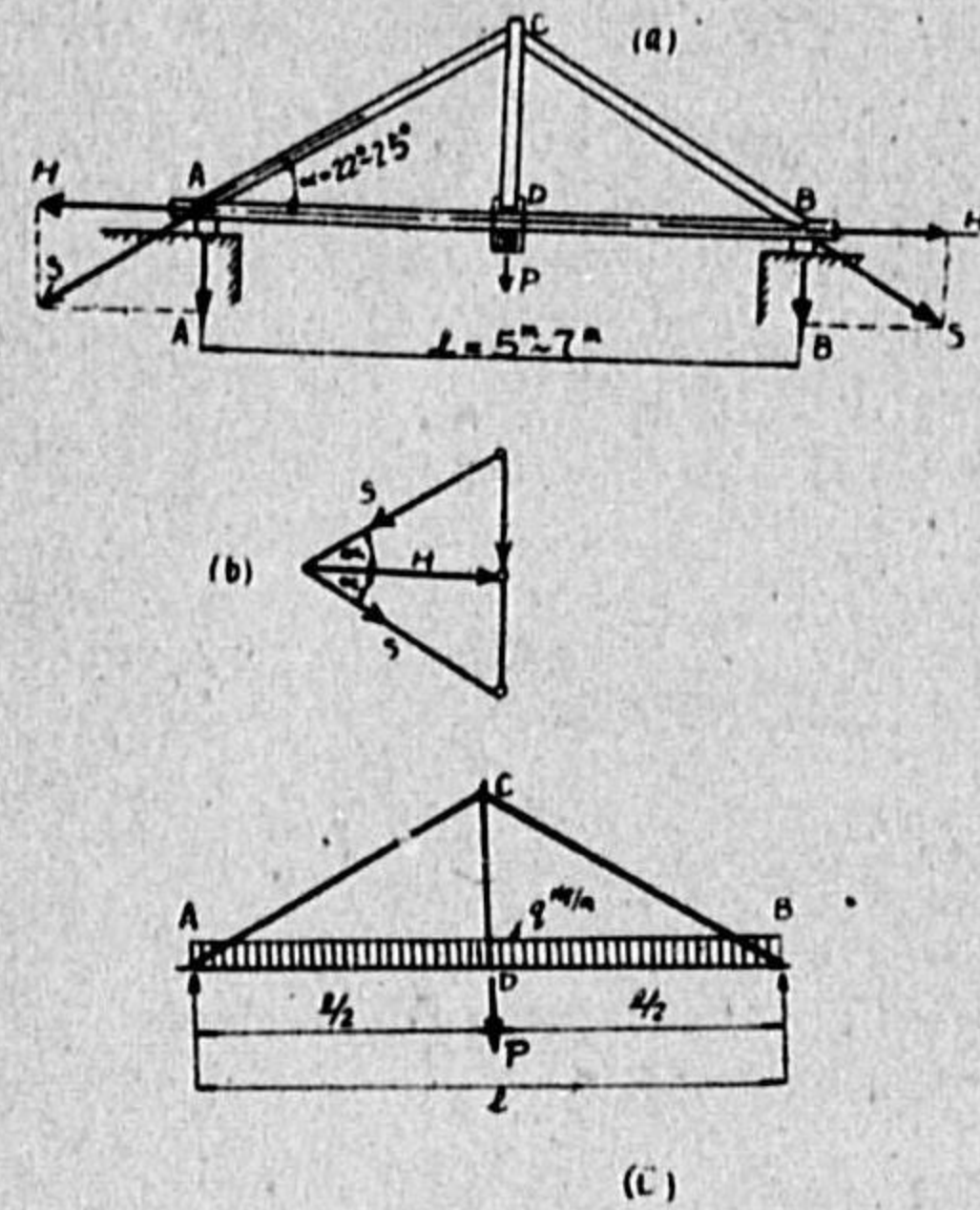
(a) 單式吊構桁 (三角型吊構桁又は雄支柱構桁とも云ふ) 吊構の内最も簡單なものは〔第 11 圖〕の如く三角形の構にして、支間長 5m~7m に適用される。この型式は AB なる引張材と CD なる吊材及 AC と CB の斜材から形成されてゐる。

桁 AB はトラスの働きをすると同時に桁の作用をもなすもので米國では之を Trussed Beam と稱してゐる。第 11 圖に於て明かである如く桁の荷重  $P$  は CD なる吊材に依つて兩側の斜材 AC と CB に導かれ、それから再び AB に傳ひ、AB 桁にはこの外に引張力が生ずる。 $P$  なる格點荷重は斜材の方向に分解されて斜材壓力  $S$  を得る。

即ち (b) 圖に従つて  $S = \frac{P}{2 \sin \alpha}$  となる。この壓力は橋臺上に於て垂直反力  $A$  と水平反力  $H$



第 11 圖



とに分解される。即ち  $A=B=\frac{P}{2}$ ,

$$H = \text{水平推力} = \frac{P}{2 \tan \alpha}$$

吊材に於ける荷重は下弦材(引張材)が吊材の位置に接合されるか或は 1 本桁であるかに依りて非常に相違してゐる。即ち下弦材が D 點に於て接合すれば  $P = \frac{ql}{2}$  となる。連続桁の場合には、 $P = \frac{5}{8} ql$  で表す。精密な計算を行ふ場合には、下弦材は連続桁として取扱ふのである。即ち普通吊柱の長さの方杖の頭部の位置に於ける弾性變形と木材の収縮に依りて生ずる變形は實際無視してもよい。然れば下弦材は 3 個の支點上に連続して其の支點の高さが同一水平線にあるものとして計算することが出来る。

然る時、支點上の負曲げモーメント

$$M' = -\frac{1}{8} ql^2$$

格間正曲げモーメント

$$M_{\max} = \frac{9}{128} ql^2$$

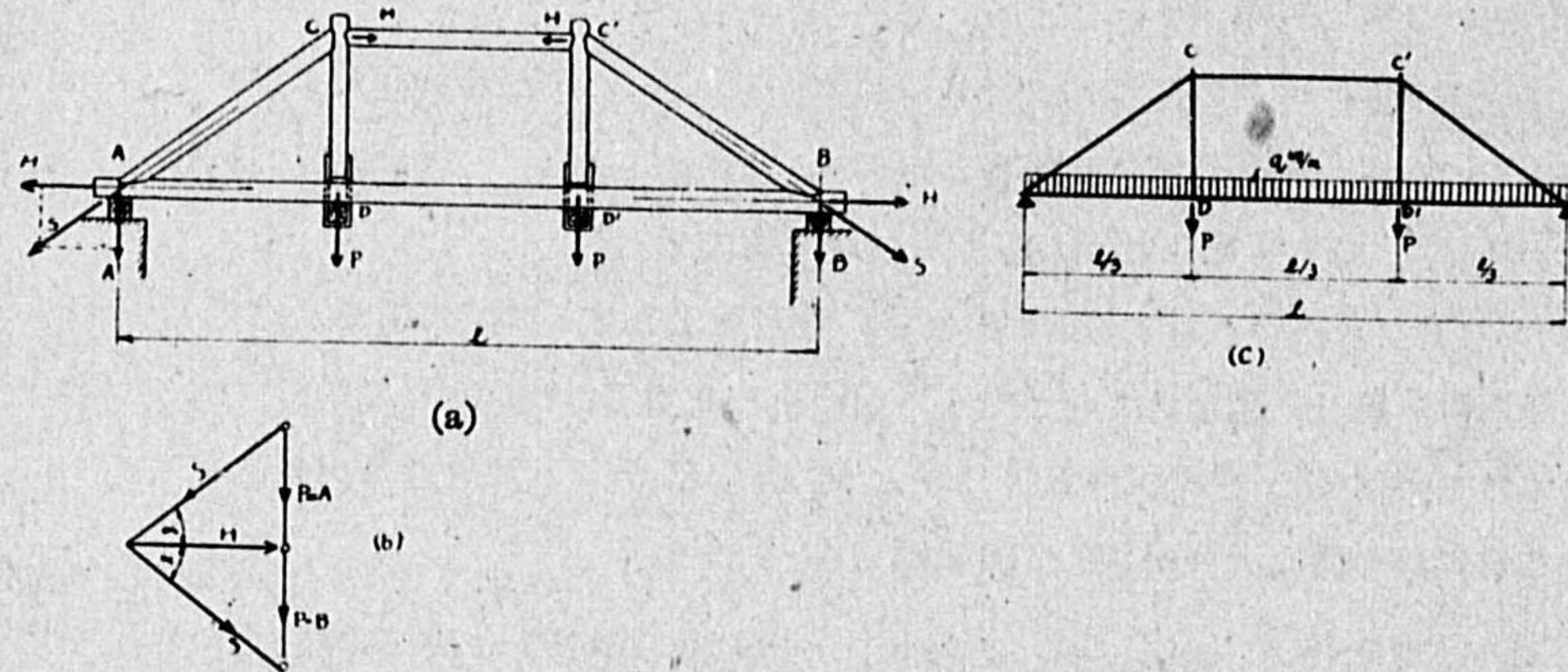
支點上の壓力

$$D = 1.25 ql$$

斜材と下弦材となす角度を  $22^\circ \sim 25^\circ$  に採れば、吊構の高さを略々高欄高 (1.0m~1.5m) と同一にすることが出来る。斜材の角度を  $22^\circ$  以下とすれば斜材に生ずる壓力が大きくなりて構造物の曲げが急に増加して斜材の根元に於ては下弦材を shear off することになる。亦角度を急にすれば力の効果としては有利ではあるが、構の高さが増加して支柱が 2m 以上となれば横桁上兩側から斜支柱を設置しなければならぬ。

(b) 複式吊構桁 この種の基本構造は [第 27 圖] に示す如く梯形型にして一名 queen post truss (雌柱構桁) と云ふ。

第 12 圖



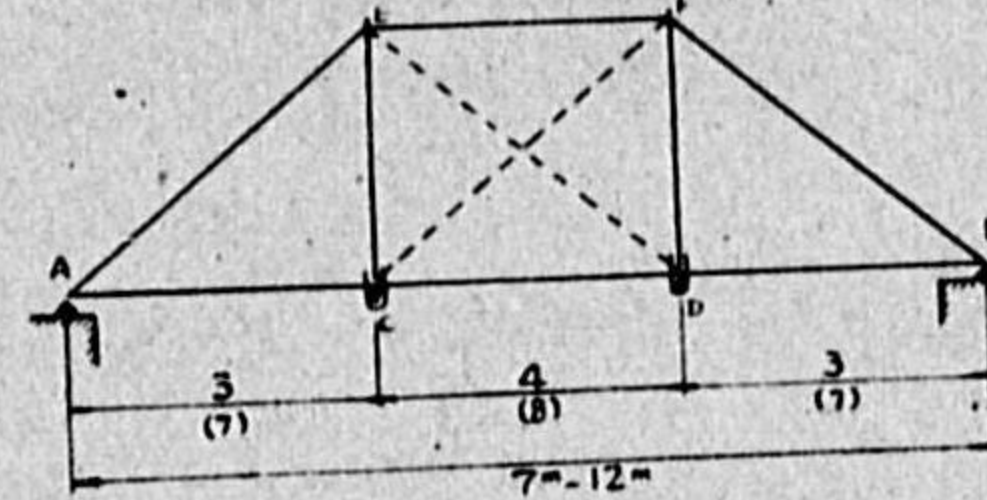
此の型式は屋根構造の如く荷重が對稱的で死荷重のみの場合には適するも橋梁の如く荷重が移動する場合には中央格間 CC'DD' の四邊形は變形し易い。下弦材には 2 個の等荷重が作用したものとて部材力を計算する。

下弦材が連続し 4 個の支點上にある場合  $P = \frac{ql}{3}$

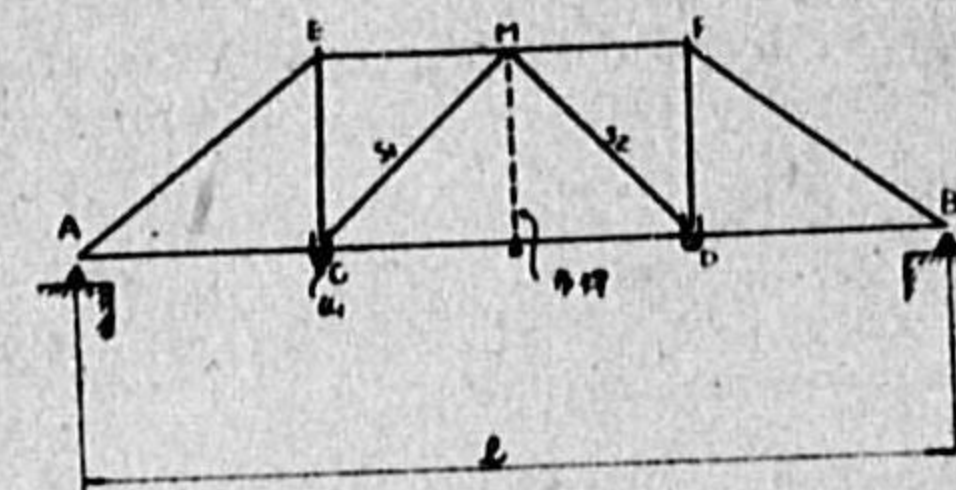
下弦材が支點上に於て接合された場合  $P = \frac{11}{30} ql$

次に梯形吊構の變形を防止する目的に [第 13 圖] に於て點線にて表した CF 及 ED の對材を挿入するか [第 14 圖] の如く中央格間の上弦材の中點から急角度に 2 本の斜材を挿入して中點に引張棒を取りつける。併し斯の如き構造となれば嚴密に云へば最早吊構ではなくトラスと云わなければならぬ。尙下弦材の格間長の比を略々 3:4:3 又は 7:8:7 に選べば各格間に平等な應力が生ずる。

第 13 圖



第 14 圖



吊構桁橋の長所となる點を擧ぐれば、

- (1) 洪水位と橋面間の高さが短縮すること。
- (2) 支點上には垂直反力のみが作用するを以て橋臺及橋脚上の支承面積が僅少で目的を達することが出来る。

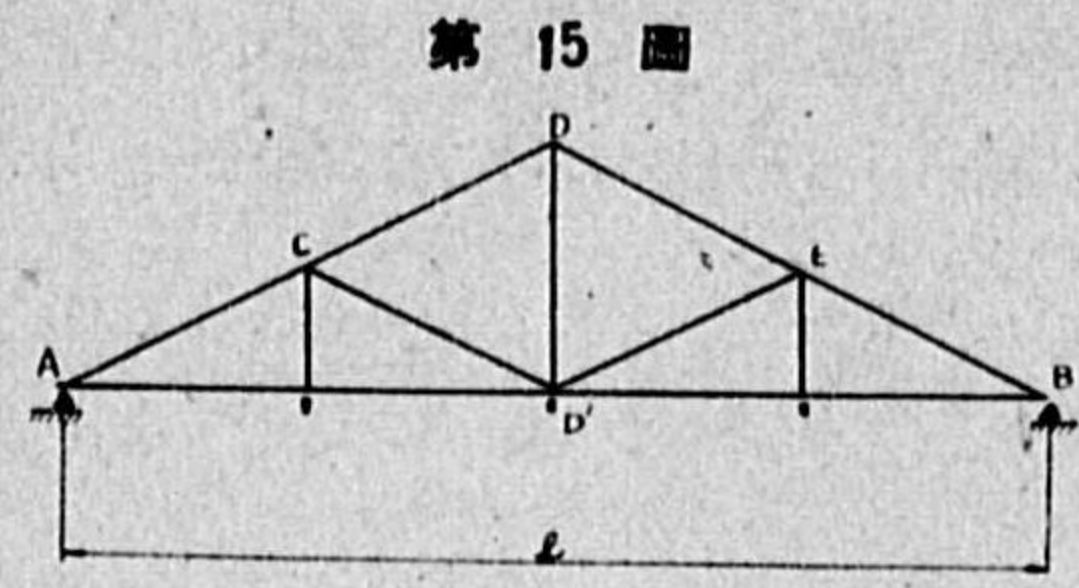
短所となる點を擧ぐれば、

- (1) 側剛性が乏しきこと。
- (2) 部材の接合箇所は刻込構造とするを以て加工組立がかなり困難なること。
- (3) 力を傳導する部材の位置が車道上に存在する故を以て安定度が乏しい。結局活荷重が作用すれば壓力が不利の状態となる。即ち力は斷續して部材から部材に傳ふることになる。
- (4) 以上の短所から吊構桁は人道橋や幅の狭い道路橋には適用してよい。

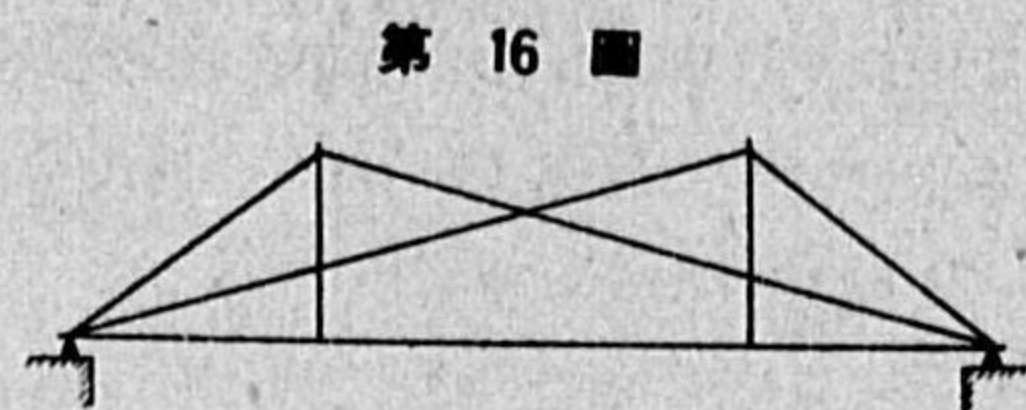
吊構の主桁は出来れば 1 本物を使用したい。桁に接手を必要とする場合には曲げモーメントの僅少な位置に設け荷桁の撓度に対して中央に支間長の  $\frac{1}{75} \sim \frac{1}{100} l$  の反りを附すべきである。三角型吊構の集合した構造のものを集成吊構桁と云ふ [第 15 圖]。

[第 15 圖] は ACD', D'EB 及 ADB の 3 つの三角型吊構の集合である。[第 16 圖] は不等邊三角型吊構を 2 對組み合せ其の長邊が中央格間に於て十文字に交叉してゐる。





第 15 圖



第 16 圖

### 3. 方 杖 橋 (Sprengwerk Brücken)

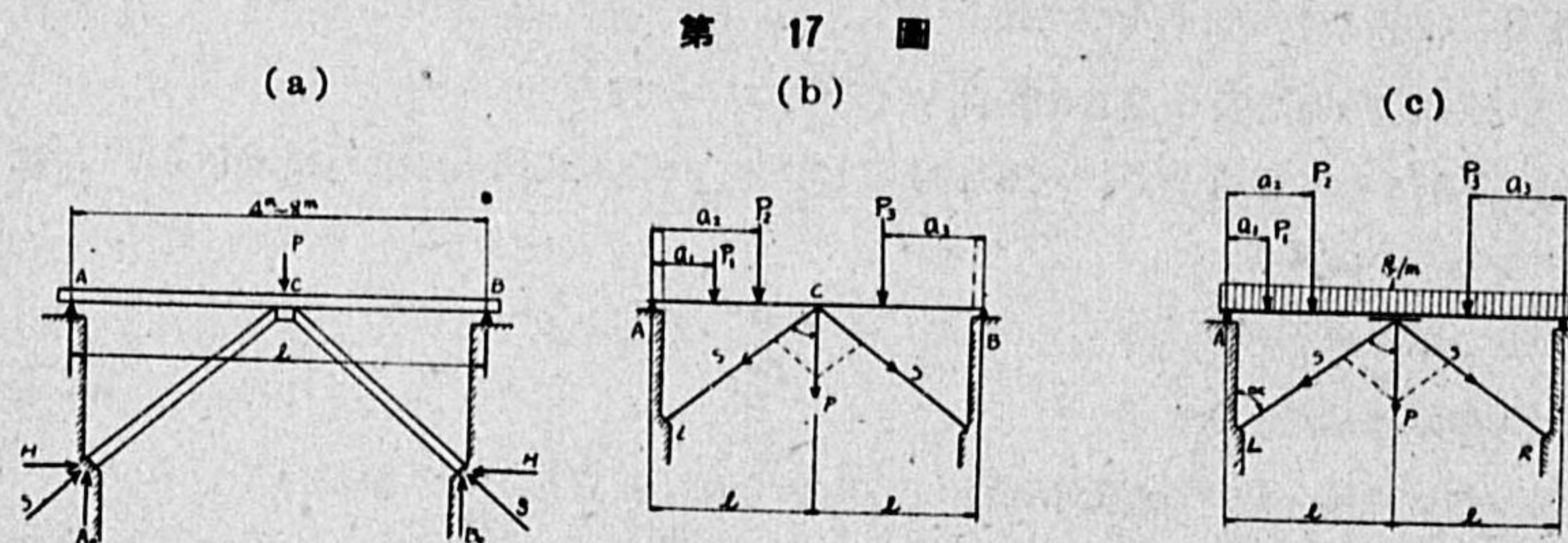
方杖橋は前節に於て説明した吊構桁橋と反對に桁が支間  $l$  のみで支持出来ない時に桁の下を橋臺又は橋脚から斜めに支持する構造にして桁を支持する支點の數に従ひて單式方杖橋と複式方杖橋に分類する。尙方杖橋は吊柱がなく主桁が直接斜材(方杖)上に支持されてゐるので斜材壓力は橋臺に傳ひて垂直反力  $A_0$  と水平反力  $H$  に分解される。この水平推力は橋臺に受取られるが吊構桁の場合には主桁に傳りて引張が生ずる。

(a) 單式方杖桁(一名三角型方杖橋とも云ふ) 方杖橋の計算は吊構の場合と類似である。[第 17 圖 (a)] は主桁が兩橋臺上連続した場合で b 圖は主桁が副桁上に於て繼手を有する場合である。

$$P = \frac{\sum Pa}{l}$$

斜材の壓力、  $S = -\frac{P}{2 \cos \alpha}$

等分布荷重の場合桁の最大曲げモーメント、  $M = \frac{ql^2}{8}$

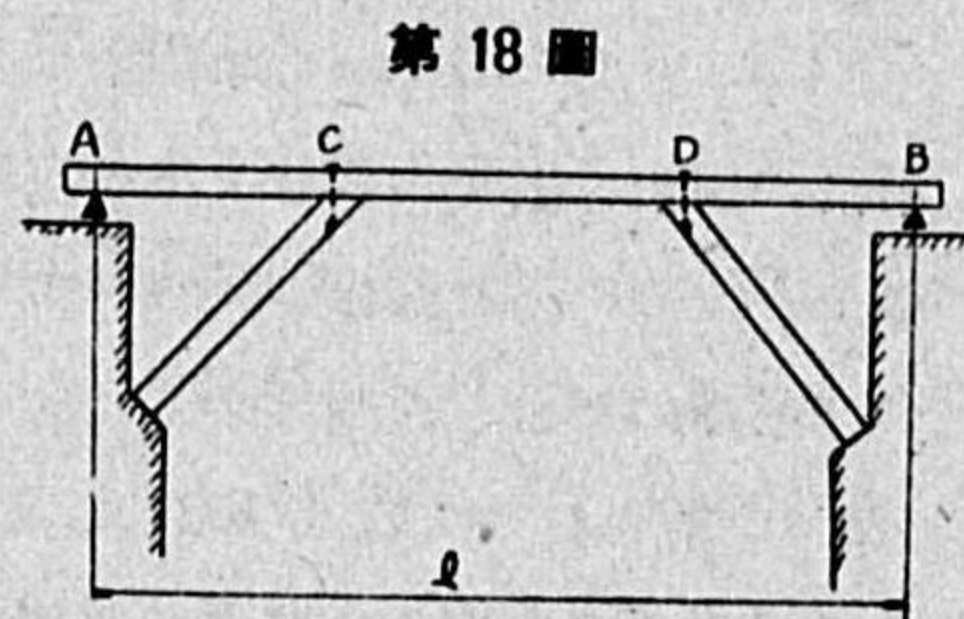


第 17 圖

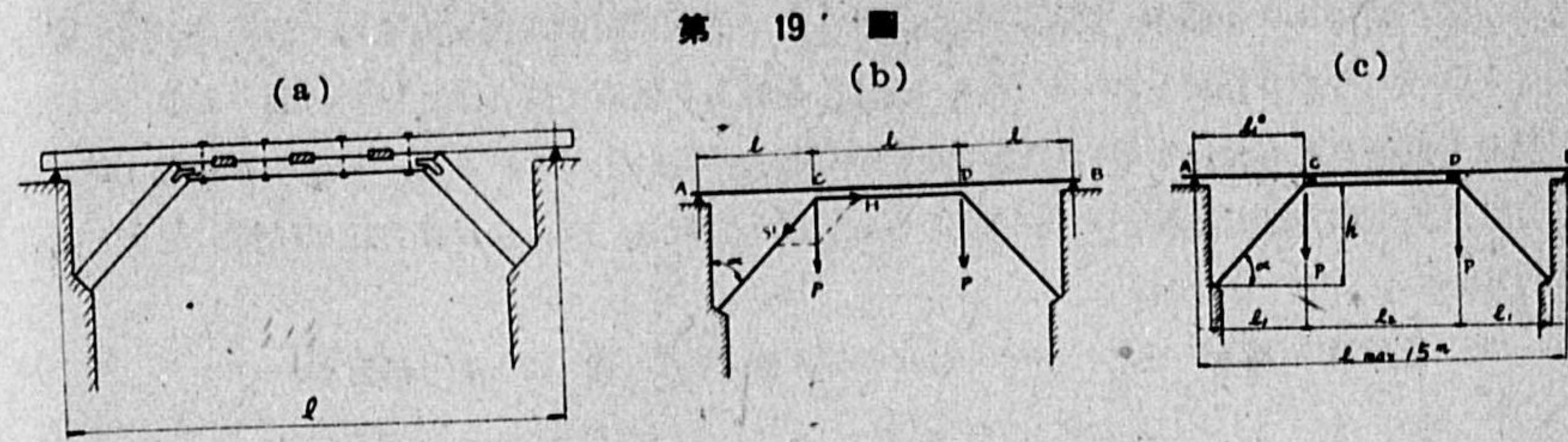
#### (b) 複式方杖桁橋

(i) 梯形方杖桁 この場合には主桁の中央 CD 部分は斜材に依つて壓力を受ける。従つて [第 19 圖] の如く主桁の下に副桁を配置してこれに斜材から生ずる推力  $H$  を受け取らしめ且つ主桁を補強する役目をもなすものである。橋臺側格間は中央格間よりも短かくすれば斜材が水平となす角度が大きくなつて推力が小さくなる利益がある。

[第 19 圖 (b)] の如く桁が 3 個の等長の格間に分割さ



第 18 圖



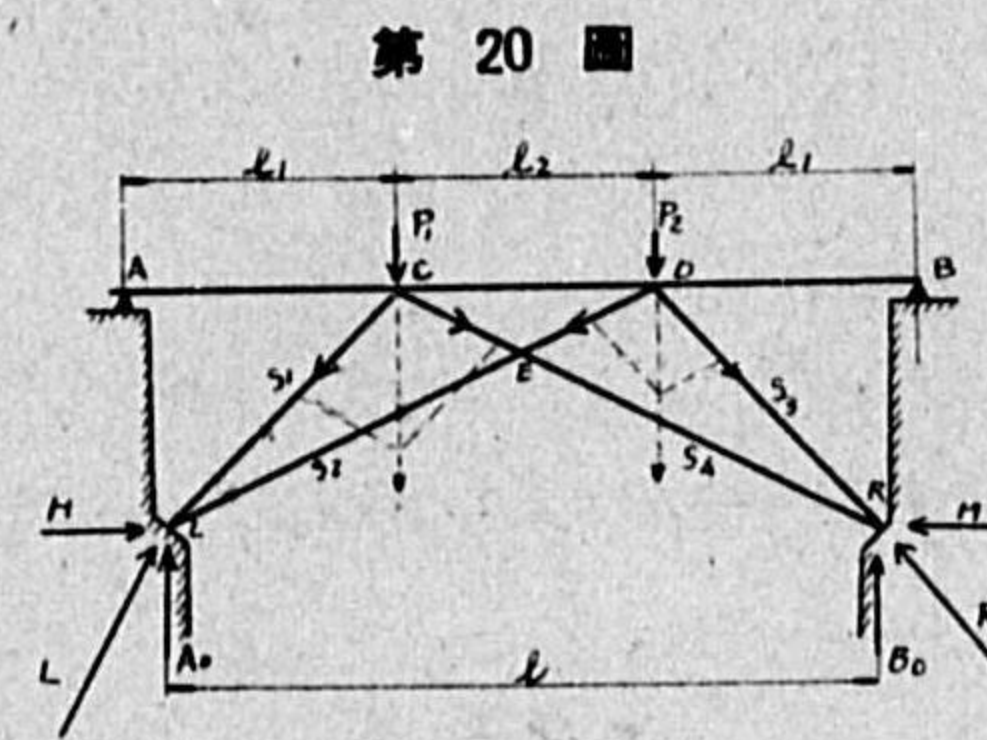
第 19 圖

れた對稱荷重を受ける場合には、  $A = B = 0.9 ql$

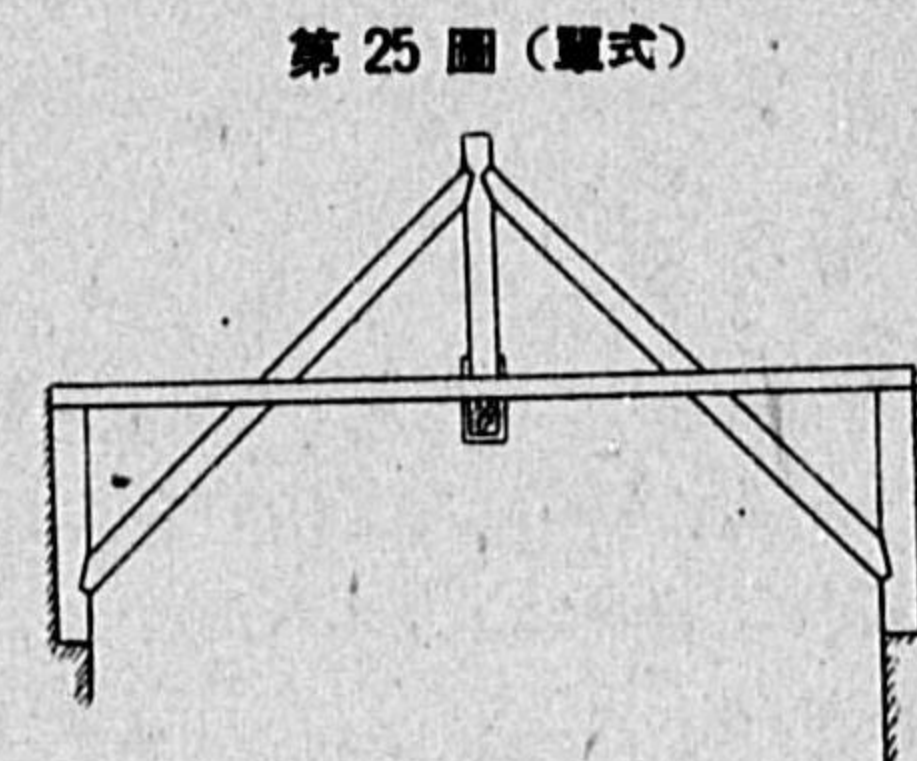
格間長が異なる場合には大約  $l_1^0 : l_2 : l_1^0 = 3 : 4 : 3$  又は  $7 : 8 : 7$  の比に配置し方杖が水平となす角度は  $30^\circ \sim 60^\circ$  とし普通  $45^\circ$  に採る。

(ii) 複合方杖桁 [第 20 圖] の如く不等邊の三角方杖橋を 2 組々み合せて移動防止を計る場合もある。併しこの構造は其の長邊 CR, DL が市場に得られる程度の長さとなる支間に適用しなければならぬ。部材の計算は靜定である。長邊の斜材は E 點で交叉し相缺きとしてボルト締めとする。この際短邊の斜材に依る軸壓力の傳導が妨げられない様に接合する必要がある。

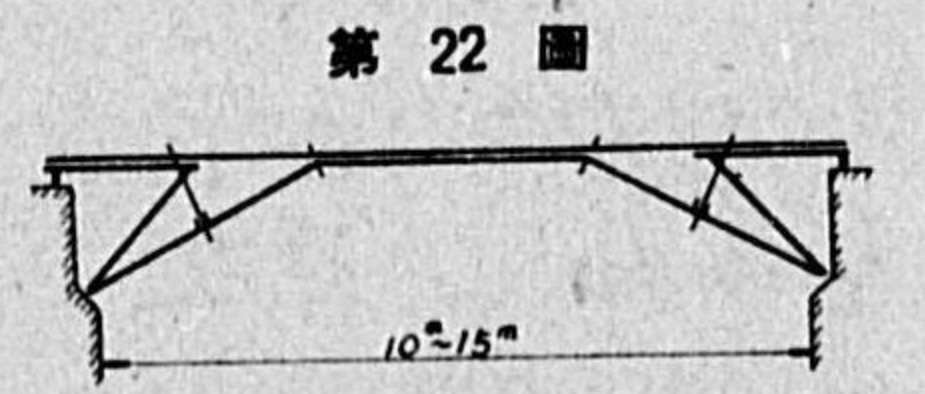
次に支間長が 10m~15m の場合には [第 22 圖] の如く二重方杖桁の構造とし支間長が 25m~30m 程度となれば [第 23 圖] に示す如く三重方杖桁を採用する。



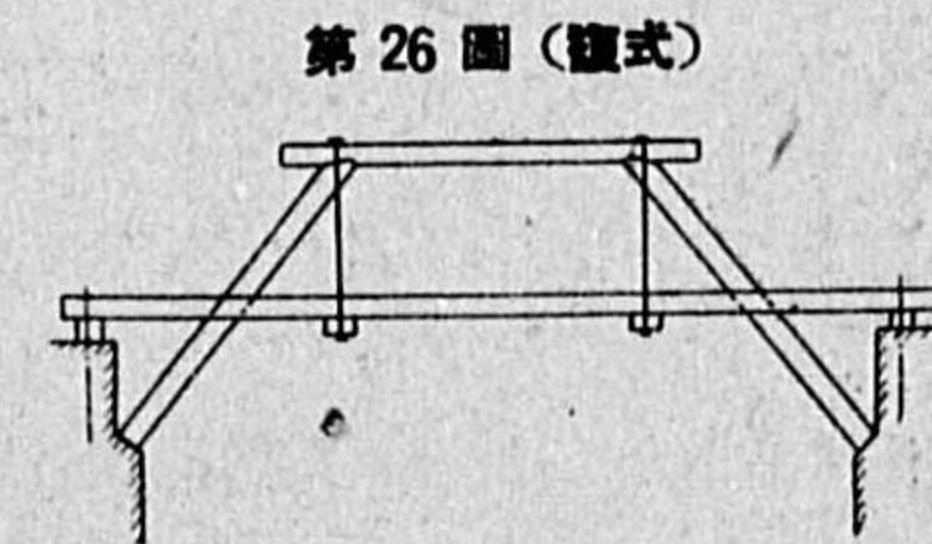
第 20 圖



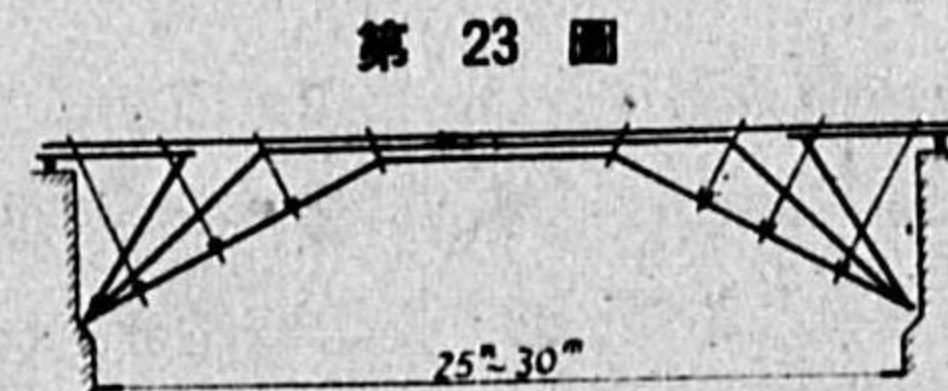
第 25 圖 (雙式)



第 22 圖



第 26 圖 (雙式)



第 23 圖

### 4. 吊方杖桁橋 (Hänge sprengwerk Brücken)

これは吊構と方杖とを組み合わせた型式で橋面上に方杖が突出した一種の方杖桁橋である。この型式は橋面から方杖の根元迄の高さが普通の方杖橋よりも餘程減少される關係上桁下から洪水面

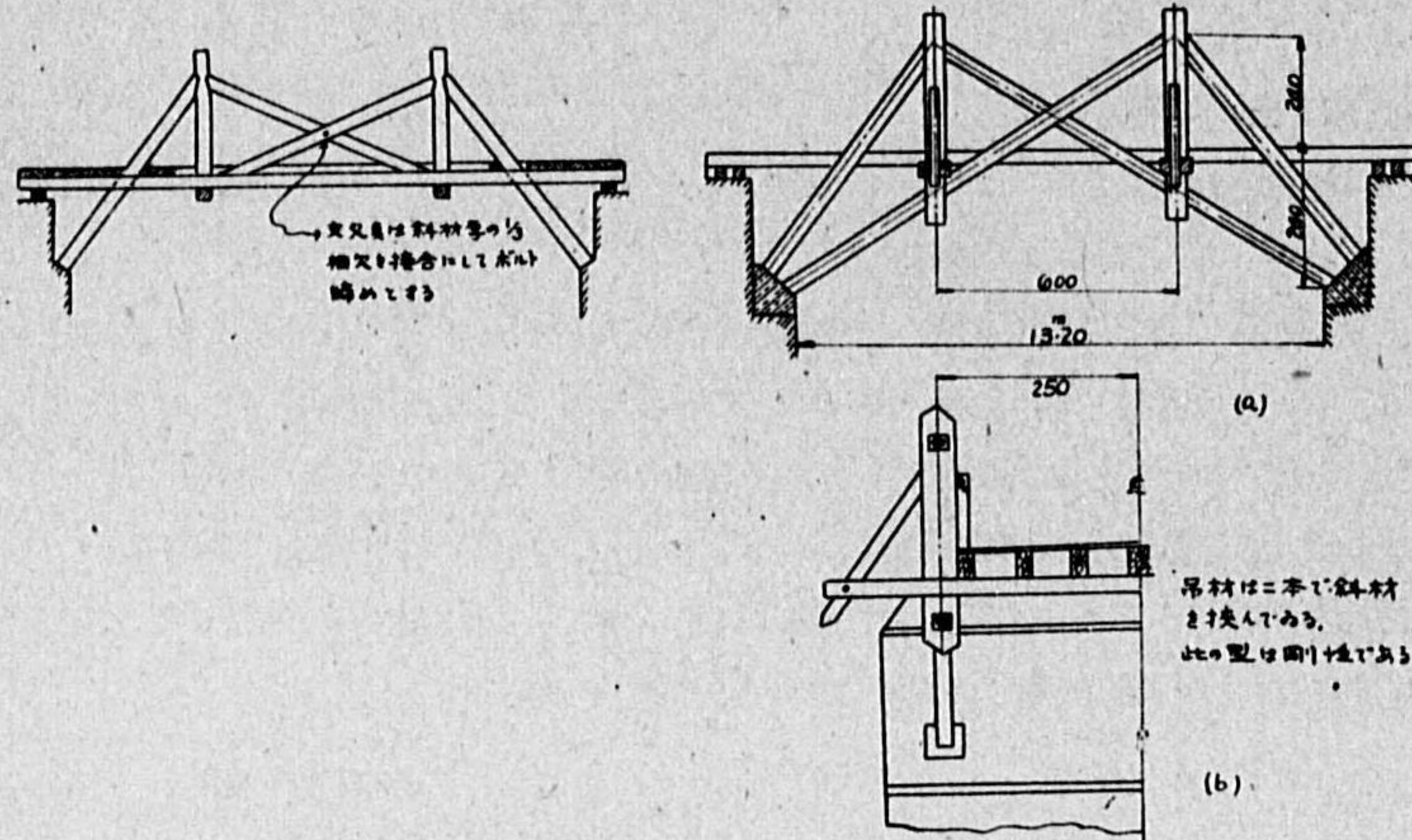


迄の空間が制限される場合に適用される。併しこの構造は振動が相當起るので活荷重の軽い場合又は人道橋の外餘り採用しないがよい。斜材は全壓力を橋臺に傳へ主桁は斜材壓力に依つて何等引張力も壓縮力をも受けず單に自己の重量のみを受け入れるのみである。普通の方杖橋と特に異なる點は主桁が方杖を兩側から挟み合せてゐることである。應力の計算方法は吊構の場合と同様である。

第 27 圖 (複式)

Heinzerling 型

第 28 圖 (剛性である)



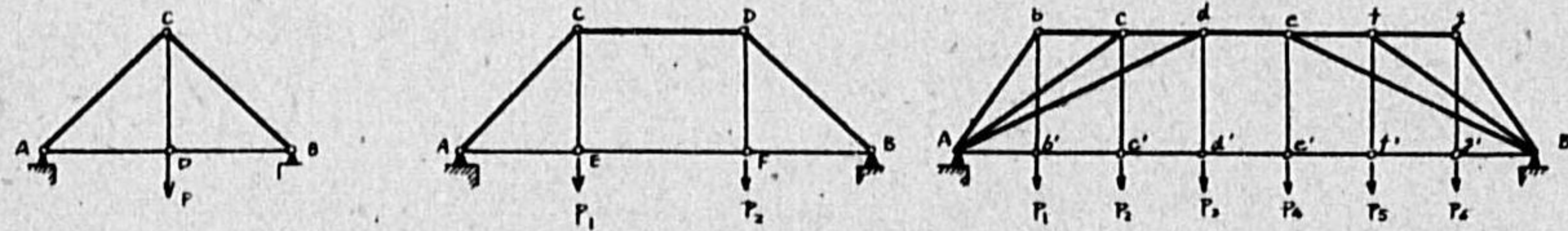
〔III〕 單 構 橋

〔第 T<sub>1</sub> 圖〕はトラスの初歩で三角形である。古石器時代に於て原始人が住んだ洞穴であると云はれてゐるが 16 世紀頃にはイタリアでこの種の住宅を作つたのが今日の木造トラスの起りにして、18 世紀頃に橋梁に應用されたのである。

第 T<sub>1</sub> 圖

第 T<sub>2</sub> 圖

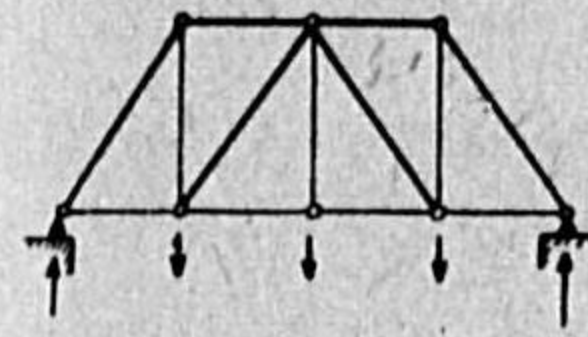
第 T<sub>3</sub> 圖



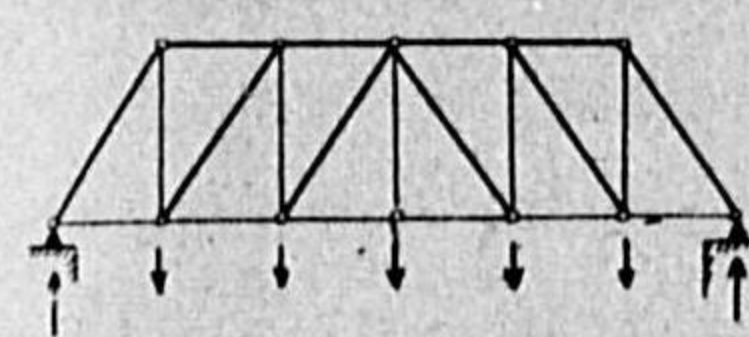
橋に應用する場合には〔第 T<sub>1</sub> 圖〕に示す如く垂直材を取り附ける。この型が前に述べた吊構桁で一名 King post truss と稱してゐる。更に支間が長くなれば〔第 T<sub>2</sub> 圖〕の梯形吊構(一名 Queen post truss)を尙遙に長支間を必要とする時には〔第 T<sub>3</sub> 圖〕の如き構造としたものである。この第 T<sub>3</sub> 圖の目的は吊材の格點荷重を上弦材に傳へて最短距離にて橋臺に傳導せしめんとすることである。即ち P<sub>3</sub> の荷重は斜材 Ad に依つて直接橋臺に傳る。この方法は簡単な考案ではあるが斜材が長くなるので不經濟である。其の理由は斜材が長くなれば斜材が垂直となす角度が大きくなり従つて應力が増加するからである。併しこの型の木造トラスが 18 世紀中に

歐洲及米國に盛んに架設され、特に 1758 年にはドイツに支間長 131m と云ふ長大な木造トラスを架設した。

第 T<sub>4</sub> 圖 (Burr Truss)



第 T<sub>5</sub> 圖 (Burr Truss)



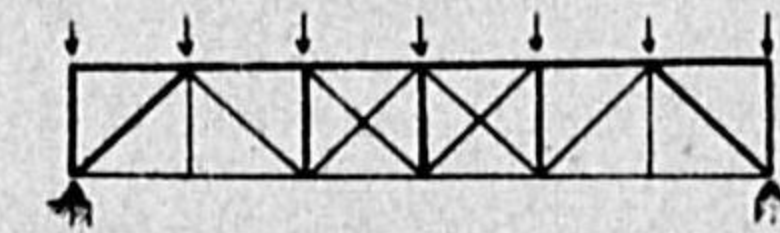
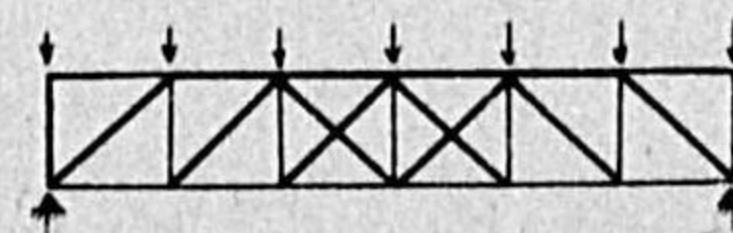
次に 18 世紀の末期に於て Timothy Palmer 及 Theodore Burr が〔第 T<sub>4</sub> 圖〕に示すトラスを提出した。この構造は格間原理と稱し、荷重が上弦材に傳導された後で斜材に依つて再び下弦材に傳ひ、最後に橋臺に導く方法である。このことは第 T<sub>1</sub> 圖の King Post truss の理論から導びかれたもので King Post truss の左右に 1 個又は 2 個の格間を追加すれば第 T<sub>4</sub> 圖及〔第 T<sub>5</sub> 圖〕となるのである。これが Burr Truss の起りである。あらゆる型式の橋梁の殆ど全部がこの原理から導びかれてゐる。併しこの構造は活荷重が作用した場合剛性が乏しい。

次に 1837 年 Stephen H. Long が格間に對材を挿入することを推奨した。對材を挿入すれば、トラスの distortion を防ぐことも出来るのである。更に 1840 年に於て Willian Howe が前述の格間原理と對材挿入の兩方を取り入れた構造を案出した。然もこのトラスの細部は簡單である。尙このトラスは Burr Truss 及 Long Truss と同様に垂直材は引張力を斜材は壓縮力を受けるのであるが Howe 氏は垂直材のみに鐵桿を使用し、其の他の斜材は堅木のアングルブロックの上に納入れとした木材である。1840 年~1870 年の間は米國では多くのトラス橋はこの Howe truss を採用したものである。この支間長は一般に 30m~45m で中には最大 90m に及ぶものもあつた。

次いで 1844 年 Thomas Pratt が木鐵混合の truss を案出した。その目的とする所は Howe Truss と反對に斜材に鐵材を垂直材に木材を使用することである。併しこの型式は垂直材の取付けが非常に困難である。〔第 T<sub>6</sub> 圖〕は Howe Truss の上路橋で、〔第 33 圖〕は Pratt Truss の上路橋を示し、圖で明かなる如く端格間を除いた其他の格間の垂直材と斜材とは Howe Truss から取換へて作つたものである。

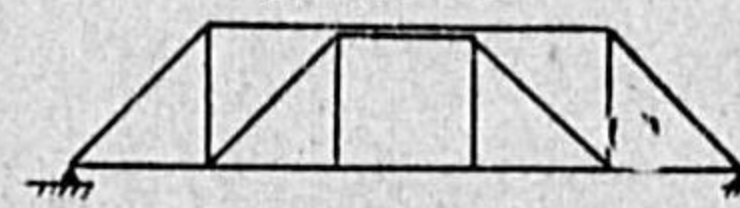
第 T<sub>6</sub> 圖 Howe Truss

第 33 圖 Pratt Truss

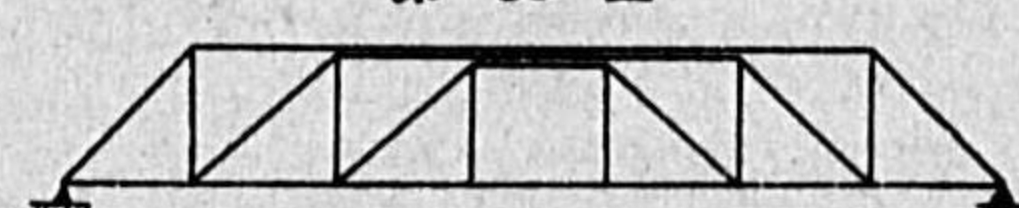


斯くして 1850 年頃に至りて米國では全斜材を鐵材に改めた。

第 29 圖



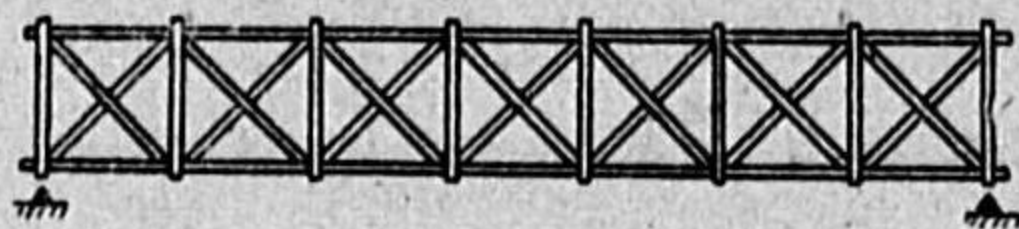
第 30 圖



1830 年米國で架設された。この型式は吊構桁を組み合せたものである。



第 31 圖 Long Truss



→ 1830 年米人 Long が創案した型式で全部材が木材で形成されてゐる。

第 32 圖 (a) Howe Truss



→ 1840 年 Howe が Long truss の垂直材に鐵棒を使用したもの。

木造トラスは平行弦が經濟的で結合が簡單である。構の高さは支間長の  $\frac{1}{8} \sim \frac{1}{12}$  に選り撓度に對して支間長の  $\frac{1}{100} \sim \frac{1}{50}$  の反りを付けねばならぬ。鐵橋の場合の如く材料節約の目的のために構高を減少することは木橋には禁物である。亦木橋にありては引張垂直材と壓縮斜材とを組み合せる構造とし、斜材を交叉せしむる所謂複斜材を使用することは避けるがよい。斯の如き構造とすれば內的に不靜定となる。そこで複斜材を使用する場合には其の接觸面の接合は不完全な構造としなければならぬ。

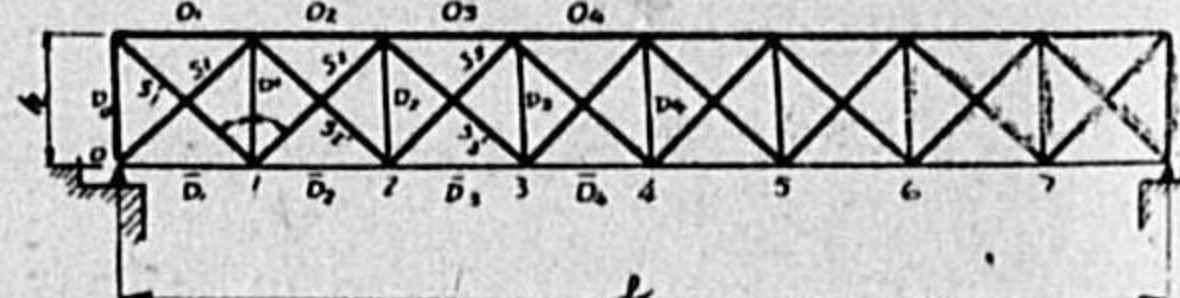
次に現今木造トラスとして實用的型式を擧げて見る。

1. ハウトラス

この型式の橋は前にも述べたる如く米國では現今もかなり使用されてゐる。我國に於ても昔時屢々架設されて長徑間の木橋として重寶視されたものであつたが大正の末期以來永久的構造の型式が採用されるに従ひて自然的に姿を消去する様になつて來たのである。Howe Truss は內的に不靜定で計算は面倒である。併し一般にこの複式腹材を單式腹材に分解して其の各々が荷重の半分宛を受け取るものと假定して計算すれば近似的結果を求め易く實際に満足な断面が得らるゝのである。

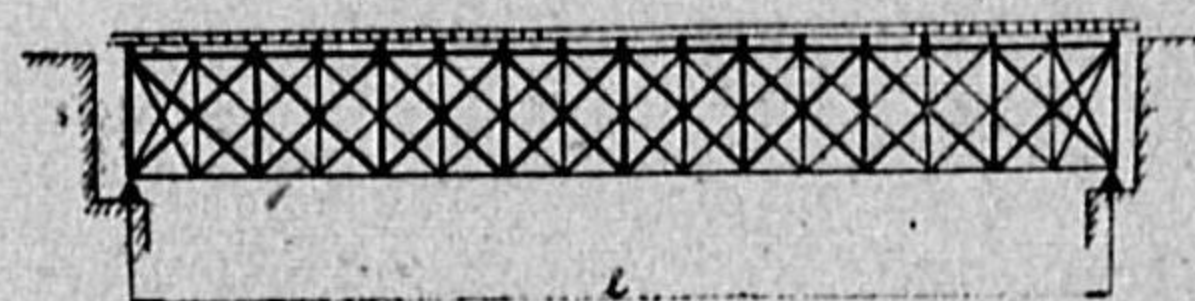
トラスに外力を受ければ構中心から左方向に傾斜せる主斜材  $S_1 S_2 S_3 \dots$  には壓縮力が生じ、右方向に傾斜せる斜材 (對材)  $S'_1 S'_2 S'_3 \dots$  には引張力が生ずる。併し無載荷状態に於ては斜材は何れも壓縮力を生じてゐるが、この對材に生ずる壓縮力が外力に依つて生ずる引張力を超過する様に務めなければならぬ。換言すれば對材に生ずる最大壓縮力は吊材が正しい緊張力を保持する構造となつてゐれば主斜材壓縮力の半分でよいことになる。一般に主斜材は 2 個、對材は 1 個から形成されてゐる。主斜材の断面を端格間に於ける剪力から求めたものを全斜材に使用する習慣があるが、これは非常な材料浪費となる。併し對材は理論的にはトラスの端には無用ではあるが格點の移動を防ぐためと部材結合を容易ならしむるために全格間に配置するがよい。トラスの高  $h$  は普通支間長  $l$  の  $\frac{1}{8} \sim \frac{1}{12}$  で多くは  $\frac{1}{10} \sim \frac{1}{8}$  としてゐる。米國では  $\frac{1}{6}$  迄を採用してゐる。斜材が垂直となす角度は  $45^\circ \sim 30^\circ$  とし

第 32 圖 (b)

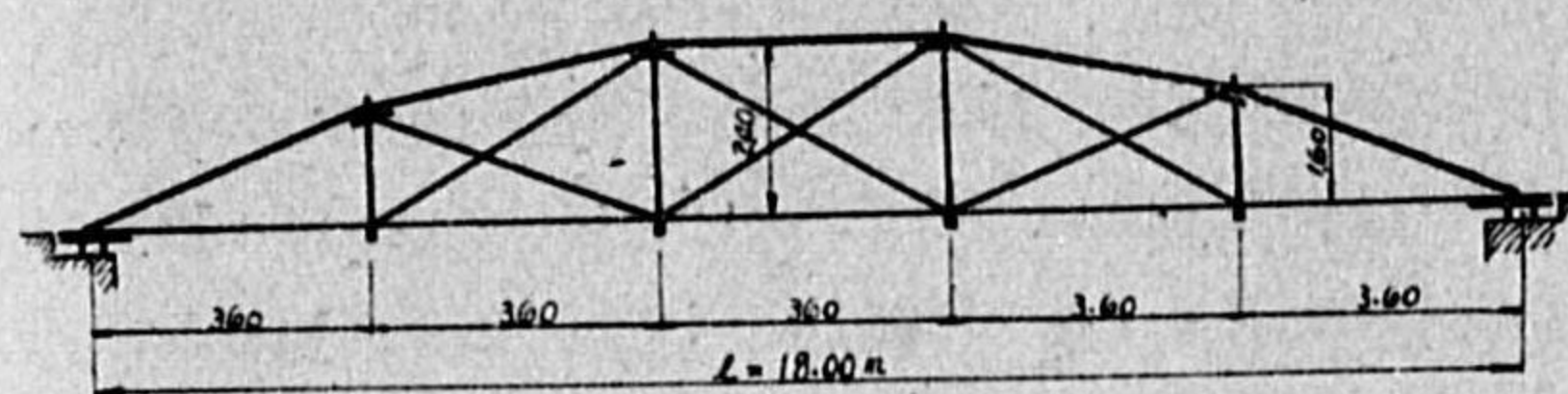


トラスの高さ  $h=3.0m \sim 3.5m$  迄は [第 32 圖 (b)] の如く單腹結構としトラスの高さが  $3.5m$  以上となれば [第 34 圖] の如く多腹結構とする場合もある。従つて單腹トラスの格間長の高さに等しいか或はそれよりも幾分短かくする。多腹トラスの場合は吊材の間隔を大體トラトの高さの半分に等しくする。

第 34 圖



第 35 圖



[第 35 圖] は曲弦ハウトラスの一例である。上弦材は拋物線形狀を呈し、斜材は互に交叉し、横桁は下弦材の下に取り付け集成桁となつてゐる。部材の接合には Ring dübel を使用し鐵材の節約を計り吊材は  $10cm \times 16cm$  の角材を使用し其の兩側から直徑  $28mm$  の圓桿を以て横桁を吊つてゐる。

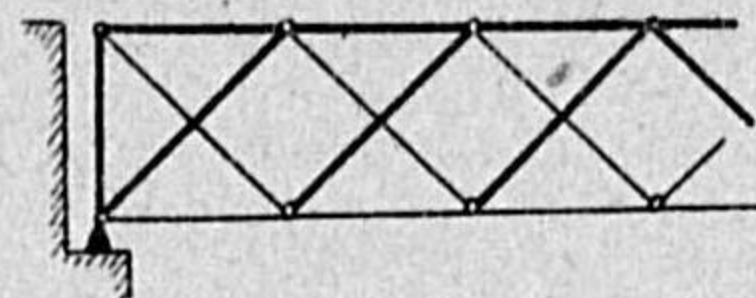
2. キッター桁 (Gitter träger)

1880 年頃歐洲では 2 個或は 2 個以上の腹材を相互に交叉せしめた多次複式構桁が流行した。この型式をギッター桁 (Gitter träger) 又は Mehrstens truss と稱してゐる。これを考案した理由は格點間距離を短かくして縦桁の支間長を制限するためである。この型式のものは戦争に際し爆破された橋梁の復舊に工兵隊が迅速に架設し得る構造である關係上一名戰橋と稱せられてゐる。即ち 1870 年獨佛戦争の時既に支間長  $17m$  6 連のギッター構桁が架設されたのである。この考案者は獨逸 Dresden 工科大學教授 Mehrstens 博士にして 1899 年特許を得たものである。併し 2 次ワーレン型が 1840 年英國で既に發明されてゐた。

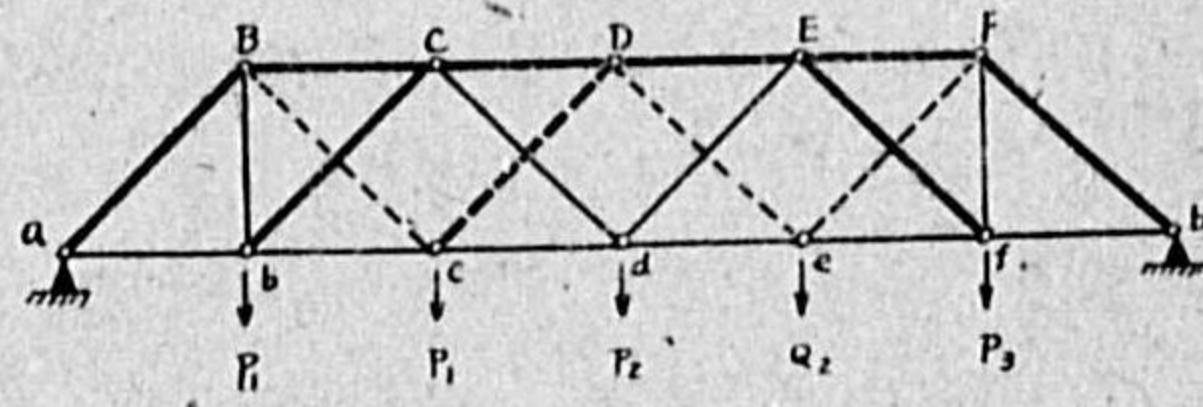
第 37 圖



第 38 圖



第 39 圖



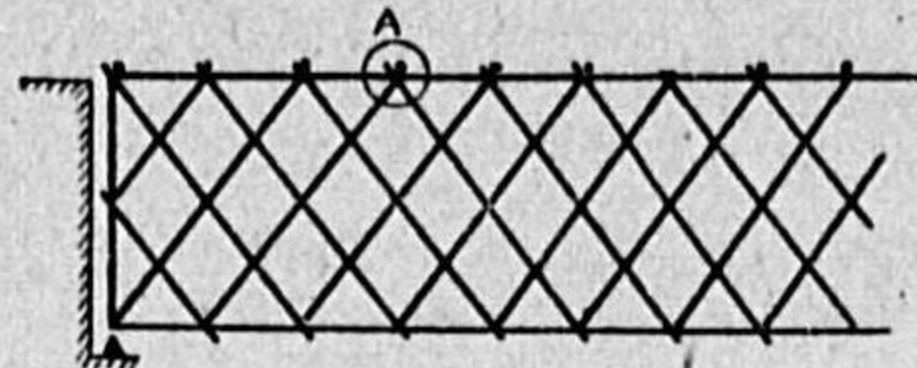
第 37 圖は下路式 double Warren truss にして第 38 圖は上路式 double Warren truss である。

斯様なトラスはどんな垂直断面に於いても、3 個以上の部材を切斷することになるを以て應力は不靜定となる。従つて精確な計算は Müller-Baerlan の彈性定理に依らなければならぬ。併し近似的には各組のワーレントラスに分解し其れに屬する格點上に作用する荷重のみに依つて應力を受けるものと假定して實際差支はない。故に [第 39 圖] に於て格點荷重  $P$  は實線にて示

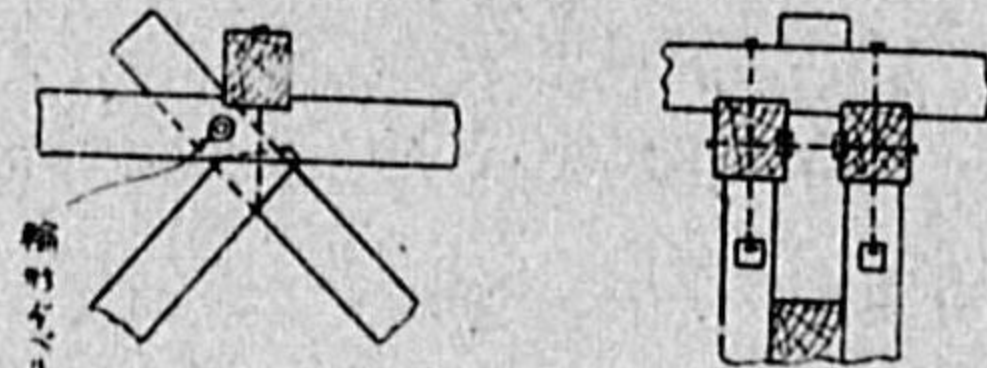


した斜材に又 Q 荷重は点線の斜材に依つて支持されるものと考えればよい。斯くすれば 2 次ワーレントラスは各独立した 1 次ワーレンの組み合わせであつて、弦材は兩者に共通である。故に弦材應力例へば  $\overline{cd}$  は  $\overline{bd}$  と  $\overline{ce}$  とを別々に計算して最後に之を加算すればよい。次に格点間距離を短縮するために 4 次ワーレン型とする場合が屢々起る(第 40 圖)。

第 40 圖 4 次ワーレン型



第 41 圖 格点 A



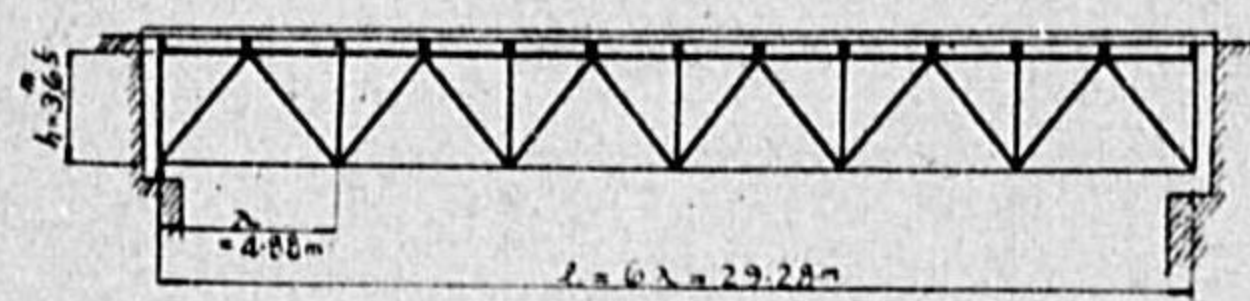
### 3. ワーレントラス

ギッター桁は腹材が多数交叉して外貌が重苦しく且つ格間長が短いため弦材の接合が困難となり各部材の大きさが小さい割に餘り経済的とはならない。然も垂直材を有しないために撓度が大きく修理に困難を伴ふものである。缺點を補ふため〔第 42 圖〕に示す如く格点に堅材を有するワーレン型を採用すれば、腹部は全く對稱的で外觀簡素にして弦材の接合に不都合がなく、ギッター桁よりも剛性に富み全木造トラスとしては現今最も實用に値する構造のものと思ふ。

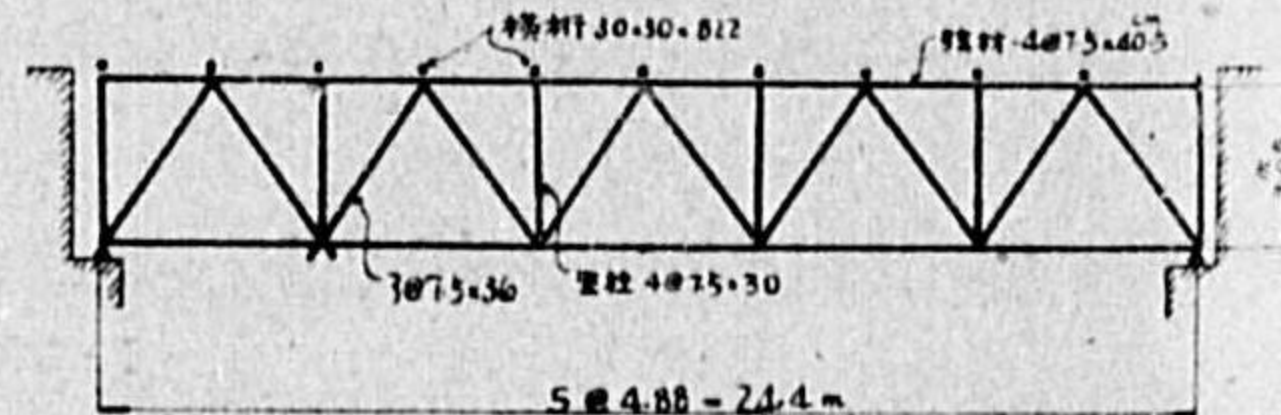
最近架設された外國の實施例を擧ぐれば

(1) 1939 年ワシントン洲コロンビヤに新に架設されたカスラメツト橋は全木造構橋で其の延長 273m 餘に及んでゐる。支間  $l=29.29$  m, 格間長  $\lambda=4.88$  m, 構の高さ  $h=3.65$  m にして支間長  $1/8$  に相當してゐる。尙部材の接手には切割チベル附剪斷繼片板を併用し外に 24 萬餘個の輪形チベルを使用してゐる。上弦材の各格点上には、 $30\text{cm} \times 60\text{cm} \times 8.53$  m の横桁を取り付け其の上に厚 7.5cm 幅 15cm の鋪板を張り立てた構造である。

第 42 圖



第 43 圖



(2) これも 1939 年コロンビヤ河に架設された實例である。この橋梁は常水部には 110m, 128m, 91m の三徑間から成る鐵橋と洪水敷に支間長 24.4m の第 42 圖と同型の全木造トラス 9 連とを混合したものである。木造トラス 1 連長は 5 格間を有し高さは支間の  $1/8$  を採りて 3.05m とし、上弦材の格点上に 2.44mm 毎に  $30\text{cm} \times 35\text{cm} \times 8.22$  m の横桁を配置し、構の中心間距離は 4.88m (16 呎) にして、部材の接手には輪形チベルを使用してゐる(第 43 圖)。

### IV. 結 論

木橋として全部材に木材を使用し架設し得る前述各項の型式以外にも理論的には一應鋼橋と同

型の構造に計畫可能のものがある。例へばランガートラス、タイドアーチ、ブレスドアーチの類である。この中でもブレスドアーチは實施可能性は充分あるが、ランガートラスやタイドアーチにありては、建築物や人道橋や極めて軽い荷重の通行する幅員の狭い木橋としては利用し得るも一般府縣道の木橋として實施するにはかなり難色があり實用的とは思はれない。現今の荷重に耐へ得る構造として推挙し得べき實用的木橋型式は、——單桁橋の外には、——支間長 10m~15m 迄は、集成桁、キングトラス又はクイントラスの如き吊橋桁を擧ぐることが出来る。この種の型式の引張部材及格点の接手にはチベルを使用して鐵材を節約することが出来る。尙桁下と洪水位との空間が相當に存在する架橋地點にありては方杖橋が適當する。

次に支間長 15m~25m 迄の場合には、單ワーレントラス或は 2 次ワーレントラスが應用され得る。この外に 4 次のワーレントラス(一名 Gitter Träger と云ふ)も屢々採用されるがこの構造は小さい部材を組み合せることが出来る故に材料の蒐集には非常な便利ではあるが、部材断面が小さい丈けに耐久性に乏しく、格間長が短いため弦材の接合に困難があり、單にワーレントラスに比較して使用鐵材の量も多くなり更に加工組立に相當の費用がかかるばかりでなく、外觀が快的でない等の缺點がある。筆者はこの種の型式を餘り賞揚したくない。更に支間長が 25m 以上ともなれば、從來一般に重寶視されて來たハウストラスが最も無難であると思ふ。只この型式は吊材に鋼材を使用する關係で前述の各型式のものよりも遙に鋼材使用量が多くなる缺點がある。併し重荷重の通交する橋梁には鋼橋の代用として本型式を採用するも亦止むを得ない。尤も部材の接合には性能確實であるチベルを使用して出來得る限り鋼材の節約を計るは當然な處置である。

橋面は板張りの儘とせず、上置層を施す方針を採りたい。上置層を施せば死荷重が増加して桁断面が大きくなり不經濟であると一般に宣傳されてゐるが心配する程なことはない。即ち上置層を施したのために働的作用によるインパクトが減少して荷重の分布が良好となつて、上置層の無い場合に比して桁の断面も左程の變化なく、鋪板の耐久力が増加する利益もある。上置層としては、一枚張鋪板の場合には上部に配合 1:3:4 のセメントコンクリートを平均厚 6cm 施し上層へ厚さ平均 3cm~4cm のアスファルト又は乳劑鋪裝を布設する。二重張り鋪板の場合には、上層板上に直接アスファルト又は乳劑を以て鋪裝すればよい。最後に特に附言するが、木材には必ず少くとも防腐塗料を塗布することに勉めなければならぬ。



### 19. 壓縮木板桁の理論的發足

道路技師 調 強  
佐賀縣土木課

戦時下高強度資材が擧げて戦争目的に集中されてゐる時に當り、吾人は是等資材を如何にして、節用するか乃至代替するかと云ふ事を考へなければならなくなつた。此目的の爲に吾人は木構造が他の鐵骨構造、鐵筋コンクリート構造に比較して多少不利なる點を有するに拘らず改めて認識を新にする必要を感じるものである。

特に本邦は木材に恵まれ最も安價に供給されてゐる點に於て他の材料よりも經濟的に有利であり且力學的に之を觀れば多少の難點が無いではないが最も有利な應力状態の下に之を配列すれば極度に能率を發揮し得るものと信ずるものである。

故に吾人は過去に於て發達して來た有效なる桁様式を鋼材節約の見地から材料を木材に限定して研究しよう。

- (1) 木材のトラス桁は實現出來たか。
- (2) 木材のアーチ桁は實現出來たか。
- (3) 木材の I 形桁は實現出來たか。

前三者の中(1)に關してはハウ式トラスとして經濟的な構造様式が決定され尙進んで接合方法に關する若干の問題を残してプラット・トラス、ワーレン・トラス、ギッター・トラス等が實現され長徑間と重荷重に對し有効に採用されてゐる。(2)に關しては元來眞直なる木材をアーチ形に變形する事乃至折曲げに伴ひ部材接合方法が困難なる爲一部に於て採用されて來たが經濟的な工法の決定には尙幾多の問題が残されてゐる。歐洲大陸では薄板を彎曲して重ね合せた膠着重板拱(ヘツツェル構造)が20年前既に工業的に生産されてゐるが大戦の爲膠の原料たるカゼインの生産が極度に制限された一方木材の有効な機械的接合法が考案された爲他の桁様式に較べて經濟的に採用されなくなつた。尙且當時膠自體の接合力(特に其の耐久性に就て)に就て不尠疑問があつた爲に建築物とか特殊の人道橋等比較的輕荷重の支持構造物として採用されたに過ぎない。

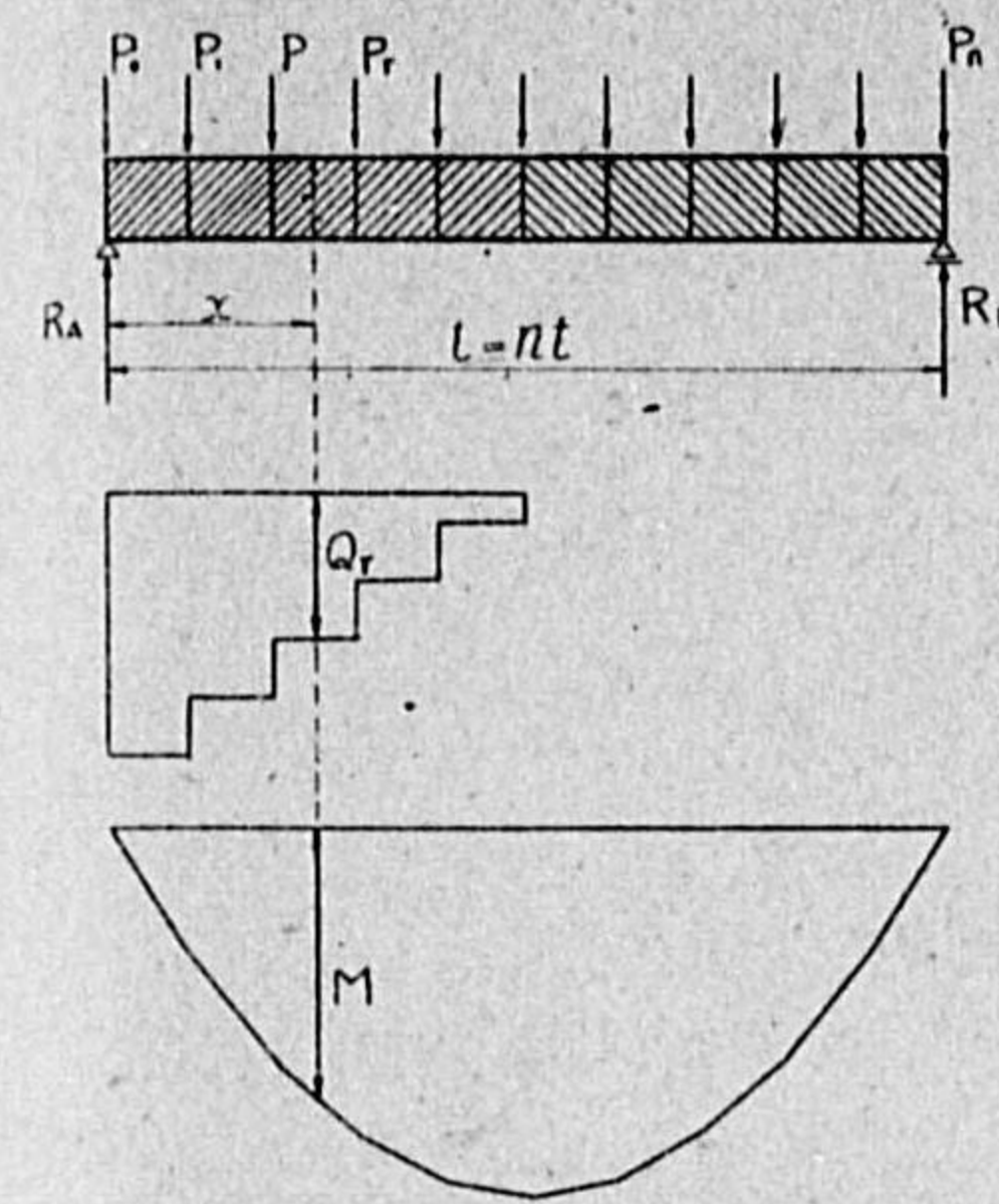
(1)に關しては先づ所謂合成桁として桁様式が從來發達したけれ共桁断面の大部分を中立面から隔離して慣性能率を増大する事は構造上非常に困難であつた。特殊の目的の爲に3段乃至4段と云ふ重ね桁も採用されたけれ共材料の節約と云ふ點に關しては單一桁の域を一步も脱してゐない。前述のヘツツェル構造に依る矩形、I 形及び箱形桁の製作も試みられたけれ共同様の理由に依つて經濟的に採用されてゐない。然るに最近極度の資材の逼迫にともなひ木構造の研究が益々盛んになるに従つて木材に依つて I 形桁を完成せんとする意圖は思案から實驗の過程に進んだ。

吾人は外國の研究報告として E. Gaber 氏の“近世木構造に於ける木材と鐵材の節約”と云ふ

論文を見た。氏は I 形桁の構造方法を或理論的な考察の下に於て完成し荷重試験を行つてゐる。而して腹板の構造に關して氏は特に新しい構造様式を採用し部材應力の傳達方法に關して極めて詳細な説明を加へてゐるが、合理的なる構造方法が如何なる理論に立脚してなされたかと云ふ事に就ては何等の説明を與へてゐない。故に吾人は一定の假定を交へて是が理論的な解説を行ひ Gaber 氏の試験桁に對し多少の補正を與へよう。

次の理論は其後更に幾多の荷重試験に依つて整理されなければならないと思ふ。

第 1 圖



本桁様式を特に吾人が壓縮木板桁とした理由は Herbert Wagner 氏の完全張力場の理論と全く其の根本理論を同じくすると云ふ前提に依つた故であり特に從來の鉄桁と區別しなければならぬと考へたからである。この桁様式に依れば鐵材の節約のみならず木材の節約が可能である。即ち大なる桁を製作する場合餘分の材料を使用する事なく小なる應力を受ける部分には小なる部材を使用し大なる應力を受ける部分には多くの材料を使用する様にして桁を組立てる事が出来る。

今〔第 1 圖〕に示す如く上下 2 本の互に平行なる弦材間に  $t$  なる間隔を以て補剛材を配列し水平と  $\alpha$  なる傾斜をなせる板を以て腹板を構成した桁に  $P_0, P_1, P_2, \dots, P_n$  なる集中荷重を作用せしめ腹板はこの荷重の爲に斜

壓縮 (Diagonal Compression) を受けたと假定すれば次の關係式を得。

- 茲に  $H_0 \dots$  上弦材の軸方向力
- $H_u \dots$  下弦材の軸方向力
- $D \dots$  腹板の  $h \cos \alpha$  に生ずる全壓力
- $\sigma \dots$  腹板の壓應力度  $V \dots$  補剛材に生ずる軸方向力
- $h \dots$  腹板の高さ  $t \dots$  補剛材の間隔
- $\delta \dots$  腹材の厚さ

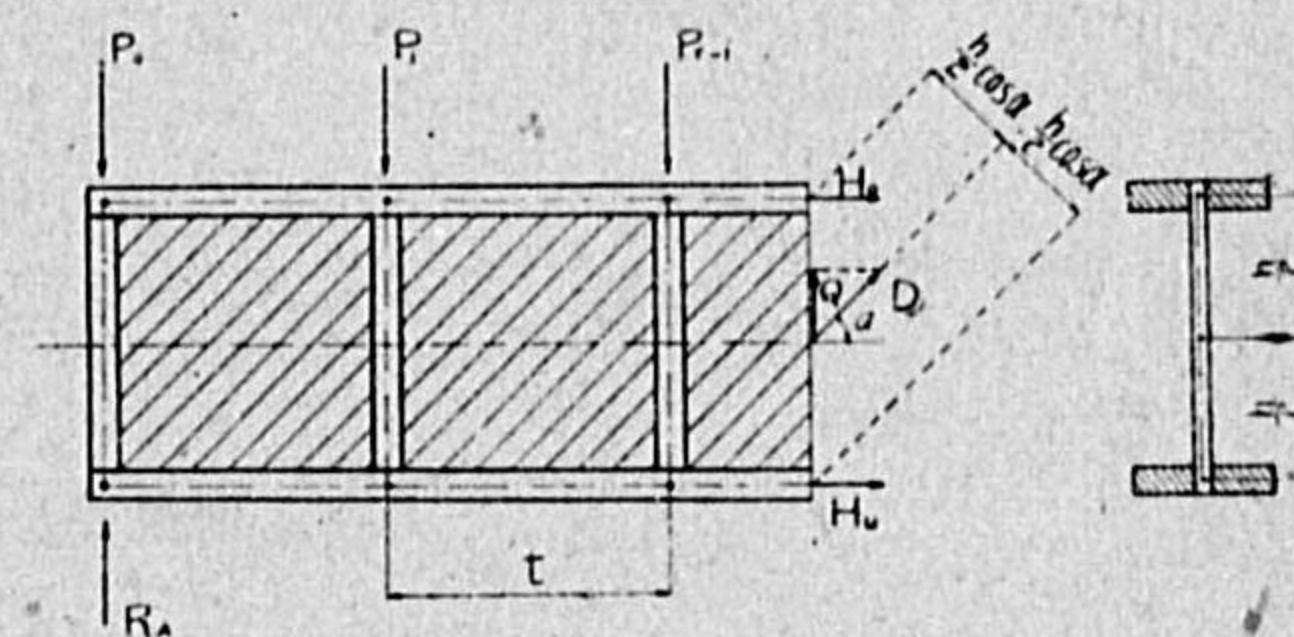
但し補剛材はその左右腹板に生ずる應力即ち斜壓力の水平分力に對して充分なる剛性を有するものとす。

〔第 1 圖〕に示す如く今桁の  $r$  番目格間に於て垂直なる切斷面を考へ該斷面の剪斷力を  $Q_r$  曲げモーメントとを  $M$  とす。

次に〔第 2 圖〕に桁の左半分を摘出し 内外力の平衡を考ふれば

$$\sum M = 0 \text{ の關係から } H_0 h + M + D \frac{h}{2} \cos \alpha = 0$$

第 2 圖





$$H_0 h = -M - D \frac{h}{2} \cos \alpha$$

$$H_0 = -\frac{M}{h} - \frac{D}{2} \cos \alpha \dots\dots\dots (1)$$

$$-H_u h + M - D \frac{h}{2} \cos \alpha = 0$$

$$H_u h = +M - D \frac{h}{2} \cos \alpha$$

$$H_u = +\frac{M}{h} - \frac{D}{2} \cos \alpha \dots\dots\dots (2)$$

茲に  $\sum V = 0$  なる關係から  $D \sin \alpha + Q_r = 0 \quad D = \frac{-Q_r}{\sin \alpha}$   
 之を (1) (2) 式に代入すれば

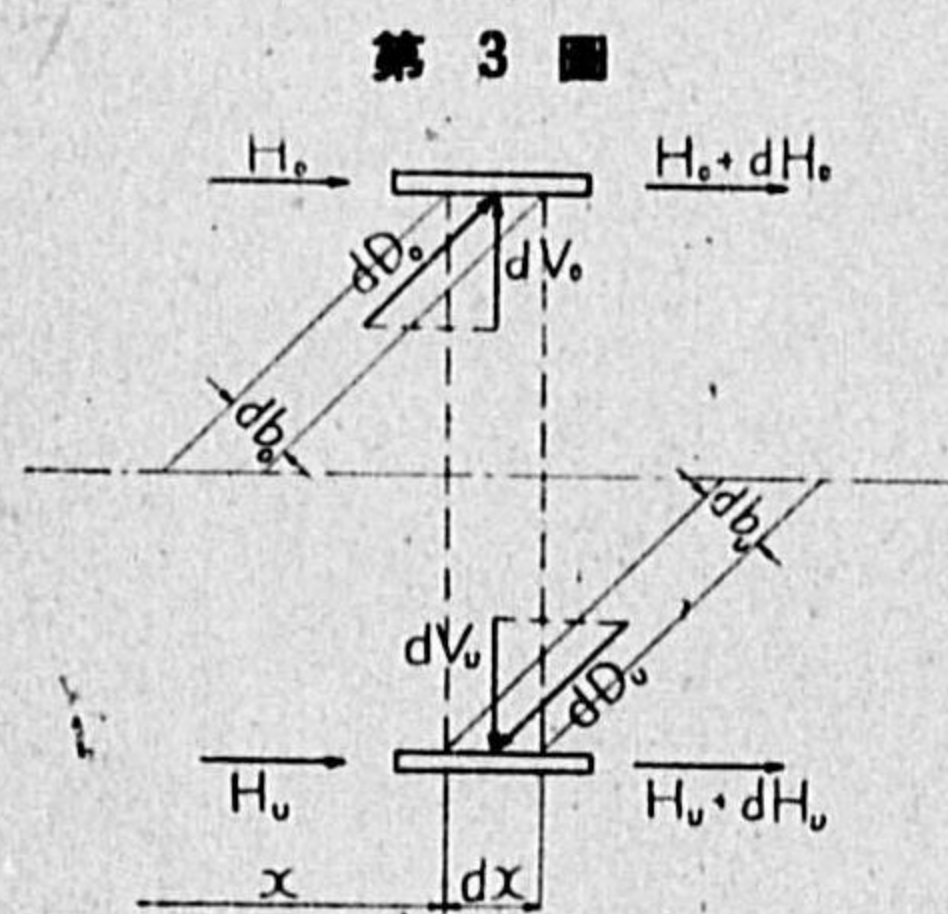
$$H_0 = -\frac{M}{h} + \frac{Q_r}{2} \cot \alpha \dots\dots\dots (3)$$

$$H_u = +\frac{M}{h} + \frac{Q_r}{2} \cot \alpha \dots\dots\dots (4)$$

(3) 式を微分すれば  $\frac{dH_0}{dx} = -\frac{1}{h} \cdot \frac{dM}{dx} + \frac{\cot \alpha}{2} \cdot \frac{dQ_r}{dx} = \frac{-Q_r}{h} \dots\dots\dots (5)$

即ち  $\frac{dH_{0u}}{dx} = \mp \frac{Q_r}{h}$

$$dH_{0u} = \mp \frac{Q_r}{h} dx \dots\dots\dots (6)$$



〔第3圖〕は桁の同断面附近の内部應力状態を示すものとすれば平衡の條件から

$$dH_0 + dD_0 \cos \alpha = 0$$

$$dD_0 = \frac{-dH_0}{\cos \alpha}$$

(6) 式を代入すれば

$$dD_0 = -\left(\frac{-Q_r}{h} dx\right) \frac{1}{\cos \alpha}$$

$$= \frac{Q_r}{h} \cdot \frac{dx}{\cos \alpha}$$

同様にして

$$dD_u = \frac{Q_r}{h} \cdot \frac{dx}{\cos \alpha} \dots\dots\dots (7)$$

腹板の上下縁に生ずる應力強度は〔第3圖〕より  $\sigma_0 = \frac{dD_0}{\delta \cdot db_0}$   $\sigma_u = \frac{dD_u}{\delta \cdot db_u}$

故に  $\sigma_0 = \sigma_u = \frac{Q_r dx}{h \cdot \cos \alpha} \cdot \frac{1}{\delta \cdot dx \cdot \sin \alpha}$

$$= \frac{Q_r}{\delta \cdot h \sin \alpha \cos \alpha} = \frac{2Q_r}{\delta \cdot h \cdot \sin 2\alpha} \dots\dots\dots (8)$$

又補剛材に生ずる軸方向力は次の如し。

$$dV_0 = dD_0 \sin \alpha = \frac{Q}{h} \cdot \frac{dx}{\cos \alpha} \sin \alpha = \frac{Q}{h} \tan \alpha dx$$

$$dV_u = dD_u \sin \alpha = \frac{Q}{h} \cdot \frac{dx}{\cos \alpha} \sin \alpha = \frac{Q}{h} \tan \alpha dx \dots\dots\dots (9)$$

故に  $V_r = \int_{x_r - \frac{t}{2}}^{x_r + \frac{t}{2}} dV = \frac{Q_t}{h} \tan \alpha \dots\dots\dots (10)$

茲に  $Q = \frac{Q_r + Q_{r+1}}{2}$

次に  $P_r$  を荷ふ補剛材に生ずる應力は上端が最小で下方に行くに従つて増大す。

即ち  $V_{rmin} = \frac{t}{h} \tan \alpha \left( Q_{r+1} + \frac{P_r}{2} \right) - P_r \dots\dots\dots (11)$

$V_{rmax} = \frac{t}{h} \tan \alpha \left( Q_{r+1} + \frac{P_r}{2} \right) \dots\dots\dots (12)$

次に弦材の剪断力を  $Q_{r0}$ ,  $Q_{ru}$  とし曲げモーメントを  $M_{H0}$ ,  $M_{Hu}$  とすれば

$$\frac{dQ_{ou}}{dx} = -\frac{dV}{dx} = \mp \frac{Q_r}{h} \tan \alpha = \text{const.}$$

$$Q_{rou} = \mp \int \frac{Q_r}{h} \tan \alpha \cdot dx \dots\dots\dots (13)$$

即ち  $Q_{r0} + Q_{ru} = 0$

弦材の曲げモーメントは補剛材の附根に於て最大、中間に於て最小となる其の大きさは上下相等し。

即ち  $M_H \max = \frac{Vt}{12} = \frac{t^2}{12} \cdot \frac{Q_r}{h} \tan \alpha$

$$M_H \min = \frac{Vt}{24} = \frac{t^2}{24} \cdot \frac{Q_r}{h} \tan \alpha \dots\dots\dots (14)$$

$$M_{H0} + M_{Hu} = 0$$

従て弦材断面は (3) (4) (13) (14) 式より決定し腹板の断面は (8) 式、補剛材の断面は (12) 式より決定する事が出来る。



## 20. 組合せ木桁と木造ランガー桁に就て

内務技師 中島 武  
内務省神戸土木出張所

### 1. 緒 言

鋼桁及び鐵筋コンクリート桁に代る可き木桁も、スパン 5m を超ゆるものゝ實施が殆ど不可能なる現状を打開する爲、容易に入手し得る程度の小断面短尺物を用ひて、スパン 5m 以上の組合せ木桁を作らんと企圖した。

木材を組合せる方法にも種々あるが、主として最近頃に發達せる噛合せデュベルを用ひる事とした。その理由は、組合せ木桁を利用して木造ランガー桁を計畫する豫定であり、噛合せデュベルの性質上之により組合せた場合が、部材間の移動が最も僅少なると考へた爲である。

小断面の木材を組合せて大断面の桁材を得る爲の實驗が試みられた例は少ないが、短尺物を用ひて長尺の桁材を得る爲の實驗は餘り行はれて居らぬ様である。著者は此の點に就ても二三の實驗を試みて良好なる結果を得て居る。

木材の接合に噛合せデュベルを用ひた場合に、非常に良好なる實驗結果を示すに拘らず、其の實際に用ひらるゝ事の割合に少きは、現場に於て之を壓入する事の甚しき困難なるに因るものにして、此の施工上の困難を解決するに非ざれば、如何に良好なる實驗結果を示すとも畫餅に等しく之を利用する事は出来ない。著者は之を解決せん爲に二三の實驗を行ひ、稍満足すべき結果を得た。

施工上の困難さへ解決出来れば、噛合せデュベルの木材接合に對する性能は諸デュベル中最も良好なるものであつて、木造橋に一時代を劃するものであると云ふも過言ではあるまいと思ふ。

由來木造橋は合理的接合法無く、各部材の彈性變形よりも接合部に於ける部材間の移動が大きく、爲に木造不靜定橋の實施は殆ど不可能であつた。然るに噛合せデュベルの出現を見るに及んで、信頼し得る木部材接合法を得たる事となり、之を用ひる事に依り諸種の不靜定木橋を實施し得る事となつた。

木材の性質と噛合せデュベルに依る木材接合法の合理性を考へれば、上路構腹拱等は木造不靜定橋として先づ考慮さる可きものであらうが、著者は從來殆どハウトラスに限られて居た木造下路橋に代るものとして、補剛桁に組合せ木桁を利用せる木造ランガー桁を計畫して見た。

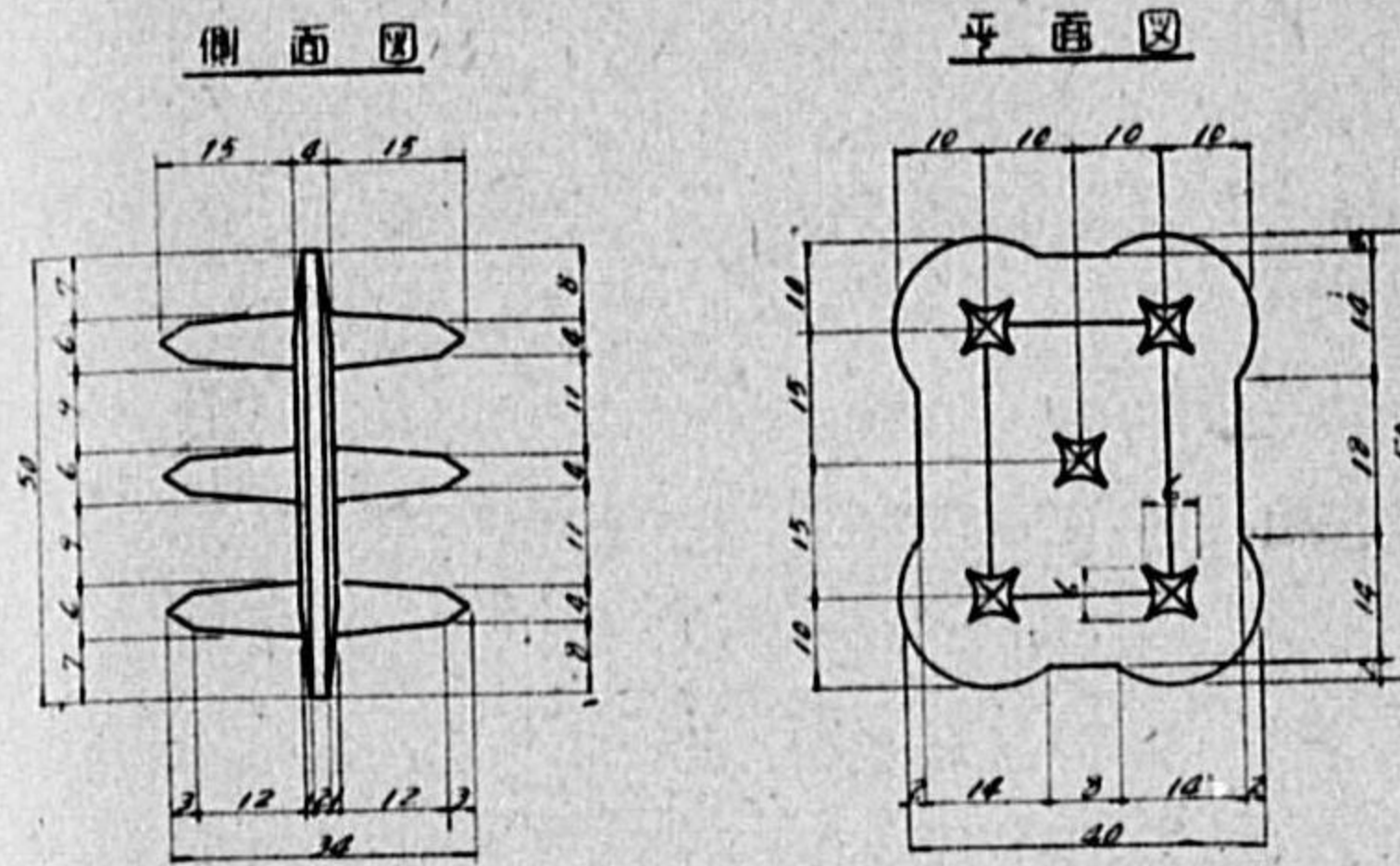
以上の實驗結果及び木造ランガー桁の試案に就き報告せんとペンを執つた次第である。

### 2. 噛合せデュベルの施工法に就て

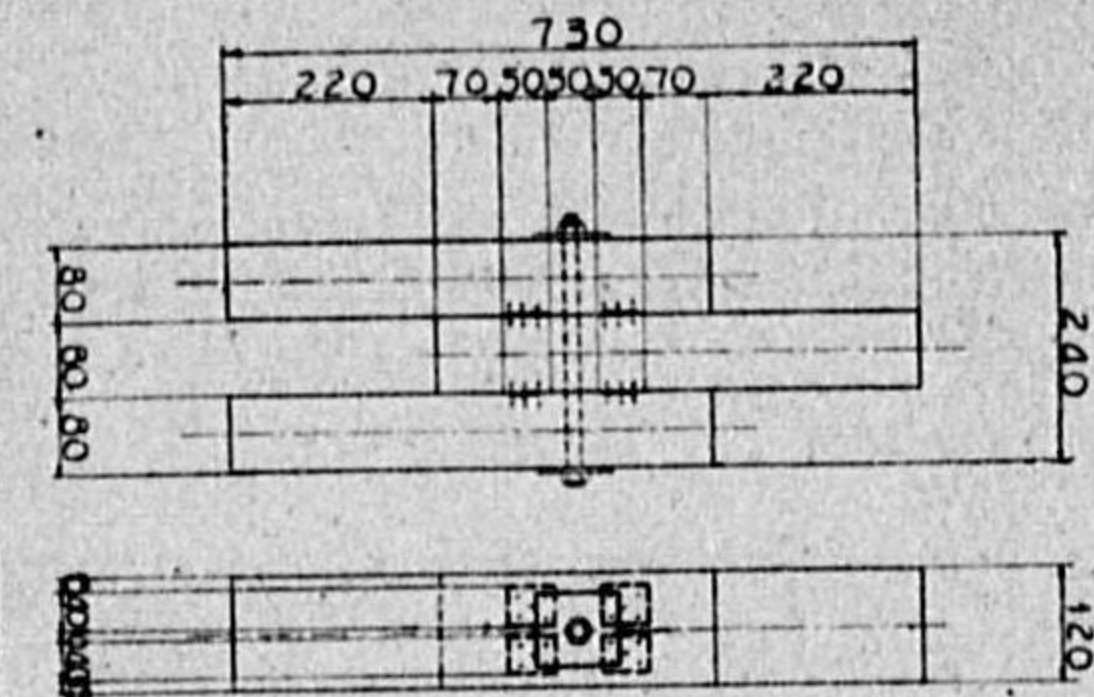
噛合せデュベルは、その爪を木材纖維間に壓入する爲に、爪と木材との間に隙間を生ずる憂なきのみならず木材纖維を切斷する事少く、随つて部材間の移動極めて微小にして、しかも部材の

強度を損ずる虞少い長所がある。然し乍ら一方に於て、壓入しなければならぬ事は現場に於ける施工を甚しく困難ならしめる缺點となり、只此の一事ある爲に噛合せデュベルの偉大なる長所も影を潜むるの觀あり、實際に利用する事の割合に少い原因をなして居る。

圖一 噛合せデュベル詳細圖



圖二 デュベル施工法試験片



此の缺點を除きしかも長所を生かす方法として、著者は

- (1) 豫めデュベルの爪と全く等しい打込孔を穿ち置く方法
- (2) 此の孔に膠の如き填隙物を併用する方法を考へ、先づ(1)の方法に就き〔圖一〕の如きデュベルを用ひたる〔圖二〕の如き試験片にて兩面剪斷試験を行つた。即ち先づデュベルを壓入したる試験片を用ひて載荷試験を行ひ、1/100 m.m. 讀のダイヤルゲージ四個を用ひて部材間の迄を測定した。次に、材質に依る試験結果の不同を防ぐ爲に、同じ木片の他端或は裏面を利用し、(1)の方法に據つて試験片を作製して載荷測定した。〔寫眞一〕は載荷測定の状態を示し、〔圖三〕の圖表は各試験片毎にデュベルを壓入した場合及び豫め打込孔を穿ちたる場合の荷重—たがり曲線であつて、太線は前者を細線は後者を示す。

之等の曲線に據つて考ふるに、試験片 1 及び 3 は太細兩線殆ど相重り、荷重の小なる場合は打込孔を穿ちたる場合がたがり大きく、荷重大となるに及びて壓入した場合が却てたがり大となる。試験片 2 及び 4 の場合は、載荷の初期即ち荷重が 3~4 應迄は打込孔を穿ちたる場合が僅かに好成績を示し、更に荷重の増すに及びて打込孔を穿ちたる場合が悪い結果を示して居る。之はデュベルの形に不規則なものがあつたか、或は木目に缺點があつたかに因るものならんと考へらるゝも、之等の結果を一圖表に纏めると〔圖四〕の如くなり、太線と細線は殆ど相重なり、概して大差なしと言ひ得る。併し各の平均値の曲線を描けば〔圖五〕の如き結果となり、概して穿孔したる場合が劣つて居る事是否定出来ぬ。

寫眞一 兩面剪斷試験

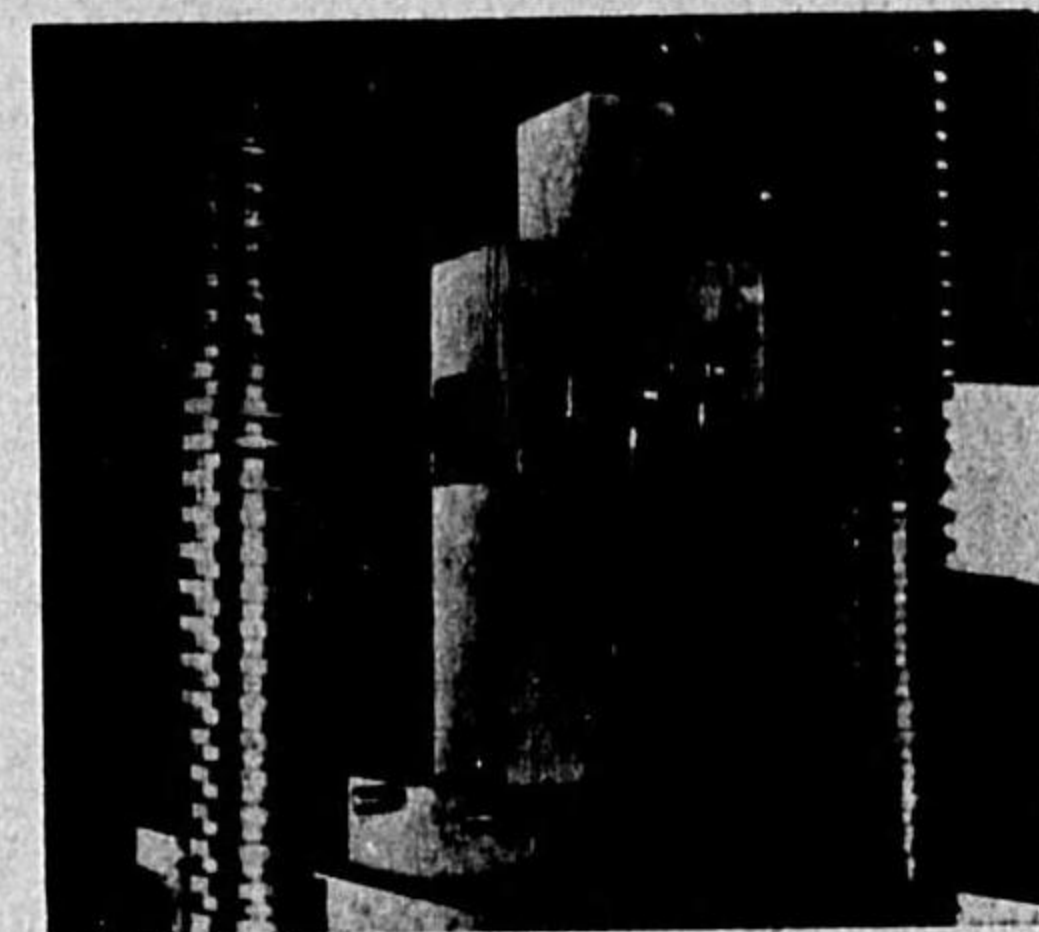




圖-3 荷重の曲線

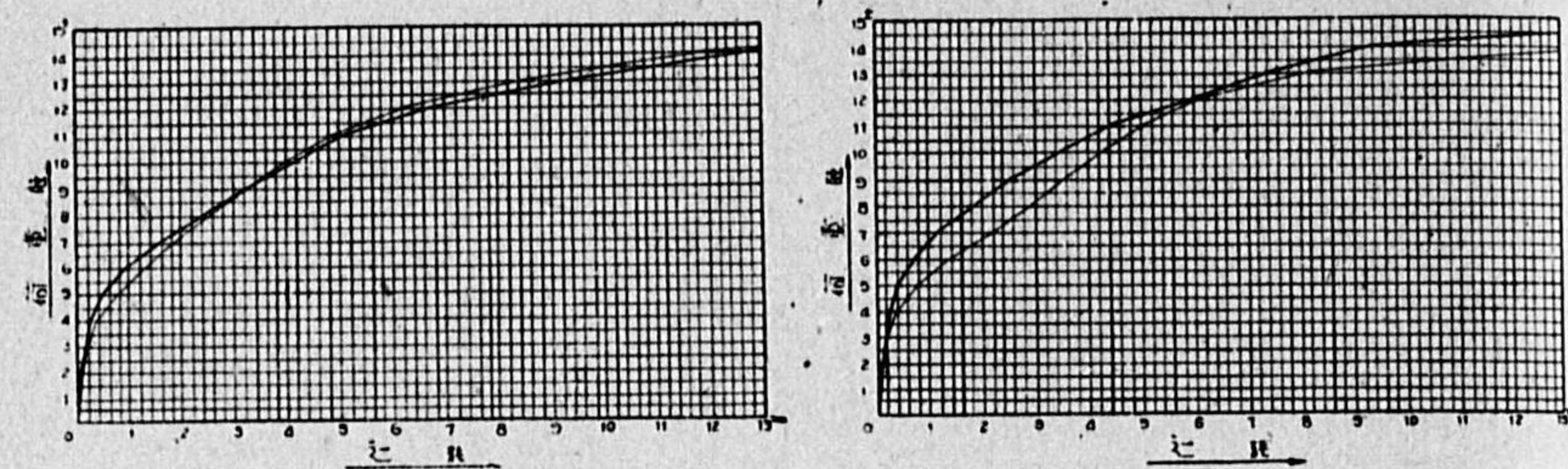
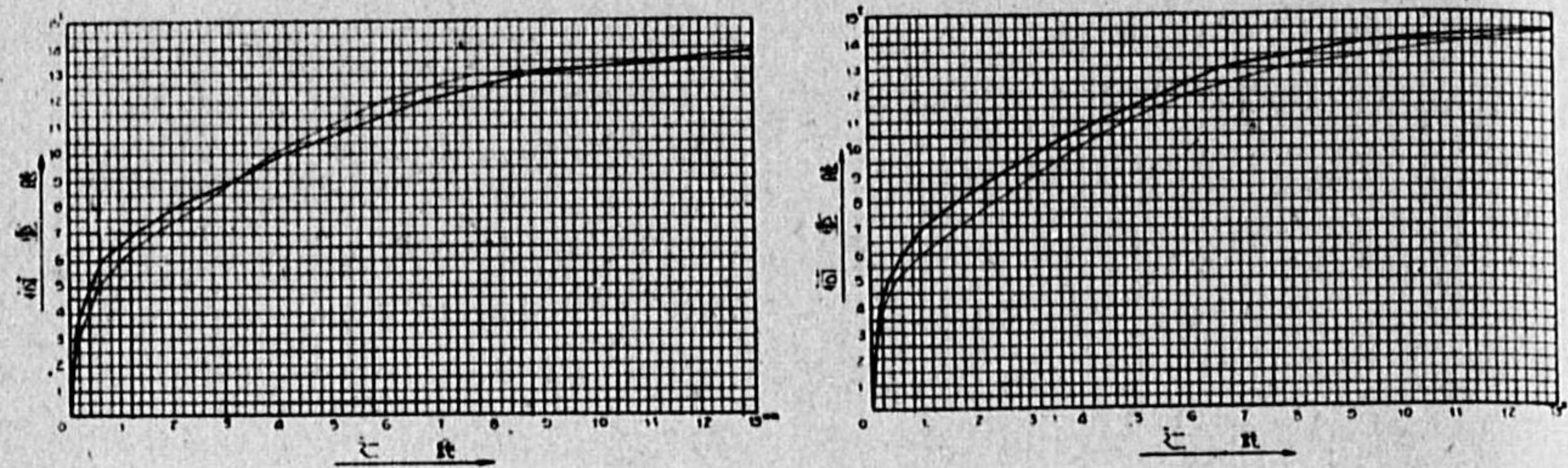


圖-4 荷重一たり曲線比較圖表

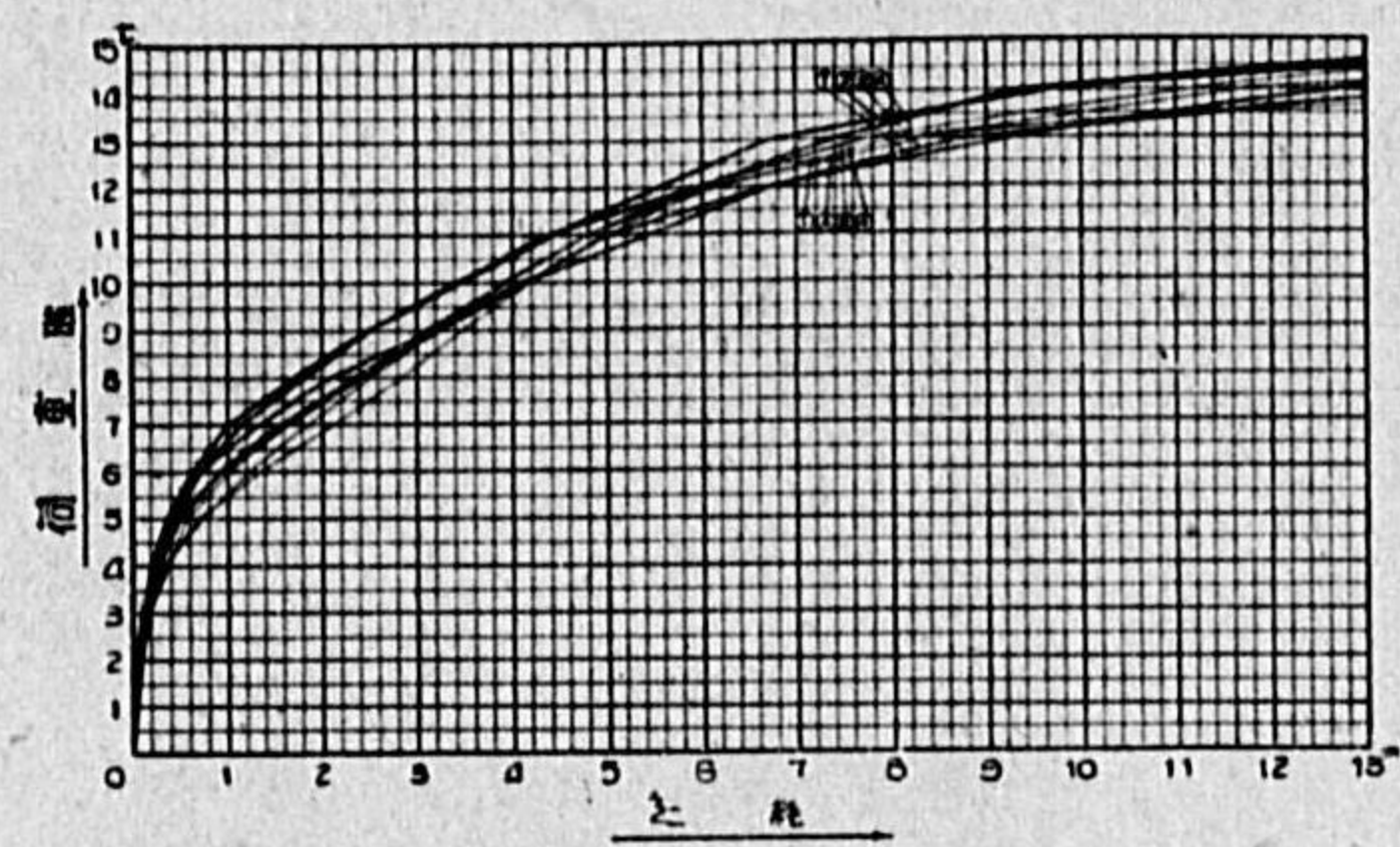


圖-5 荷重一たり平均曲線

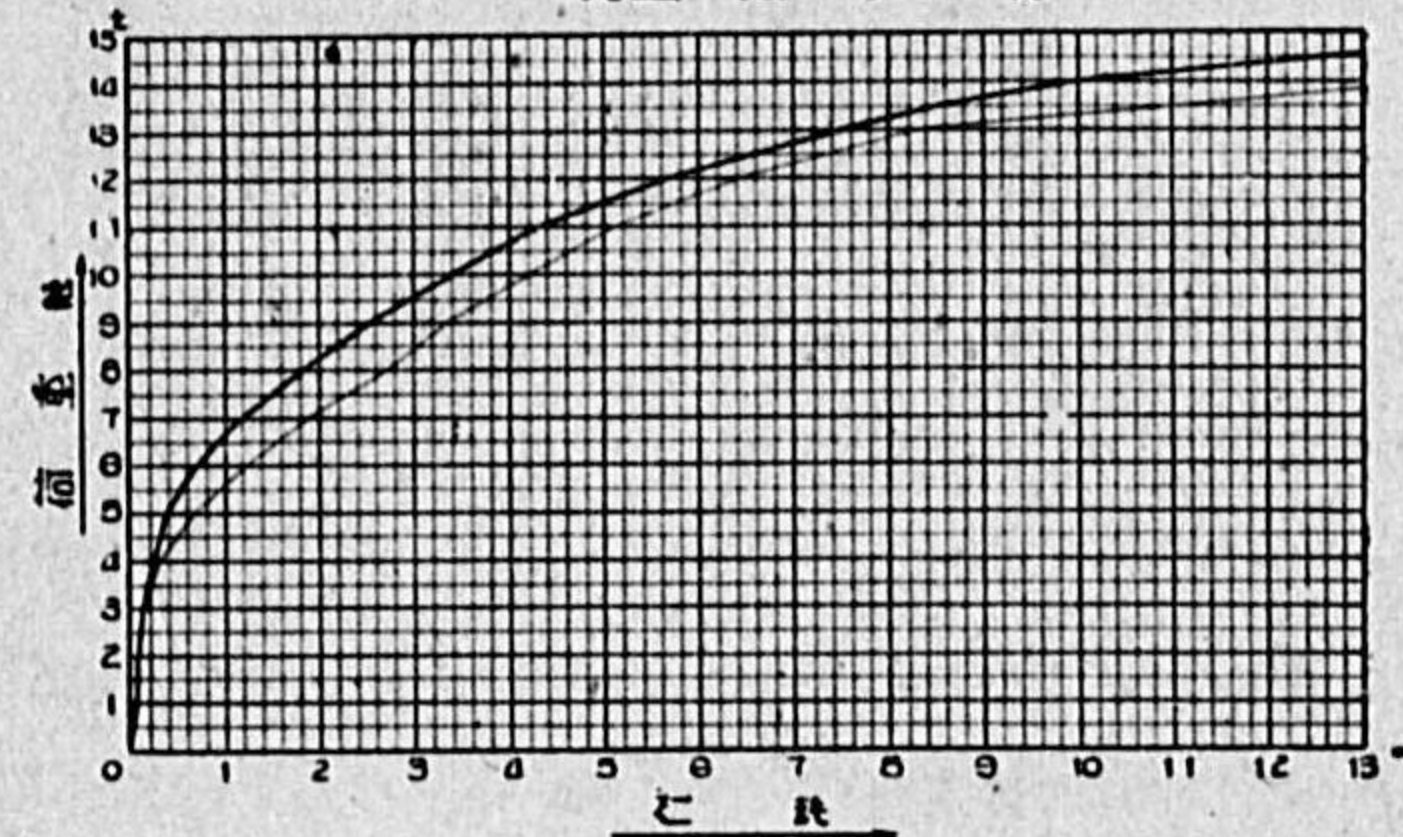
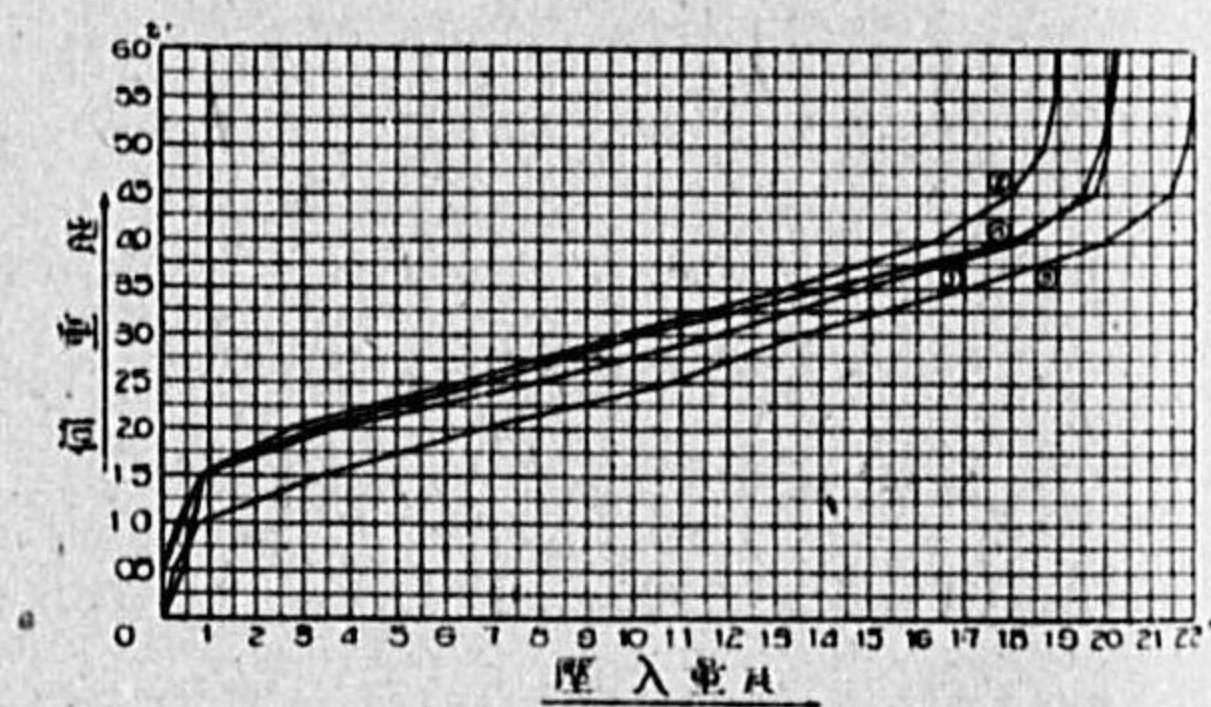


圖-6 壓入面積



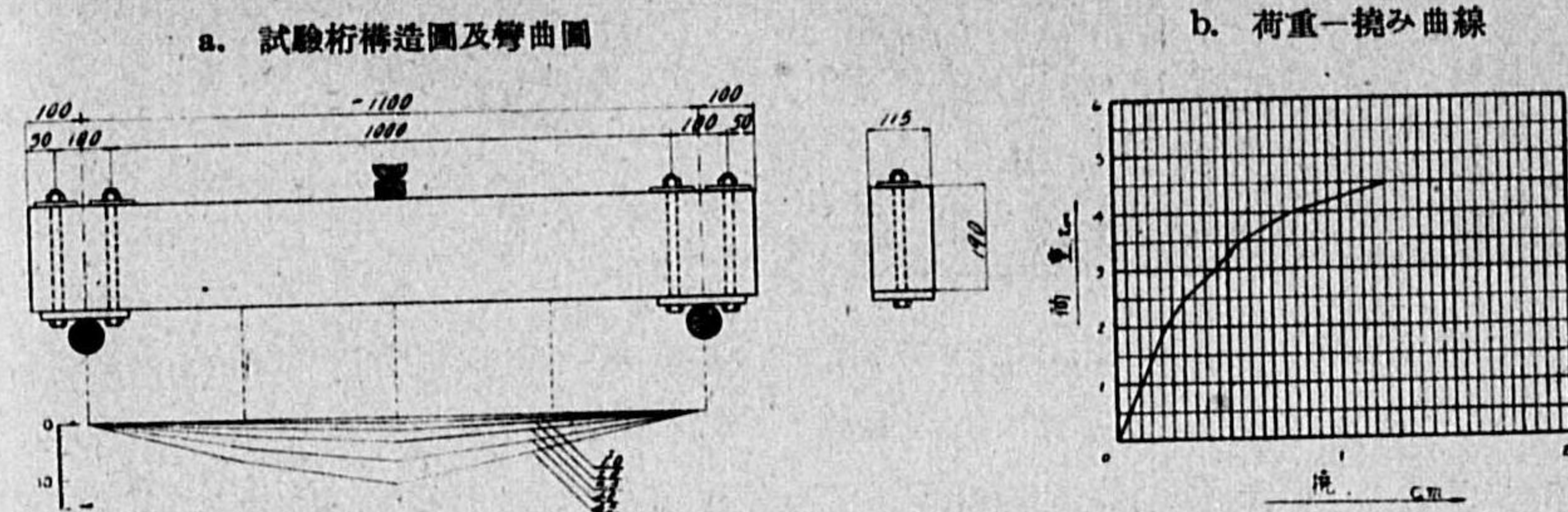
然し乍ら一方之を壓入するに要する荷重を考ふるに、[圖-6]に見る如く約 6 處を必要とし、之に對し豫め打込孔を穿ち置く時は、只單にナットを強く締付ける程度にて足りるのであつて、斯る施工の容易化はデュベルの數に於て多少の損失を豫期しても好ましい事である。

尙前述(2)の方法に従つて施工するならば、更に良好なる結果を得るならんと考へ、其後試験を進めて居る。

3. 組合せ木桁の彎曲試験

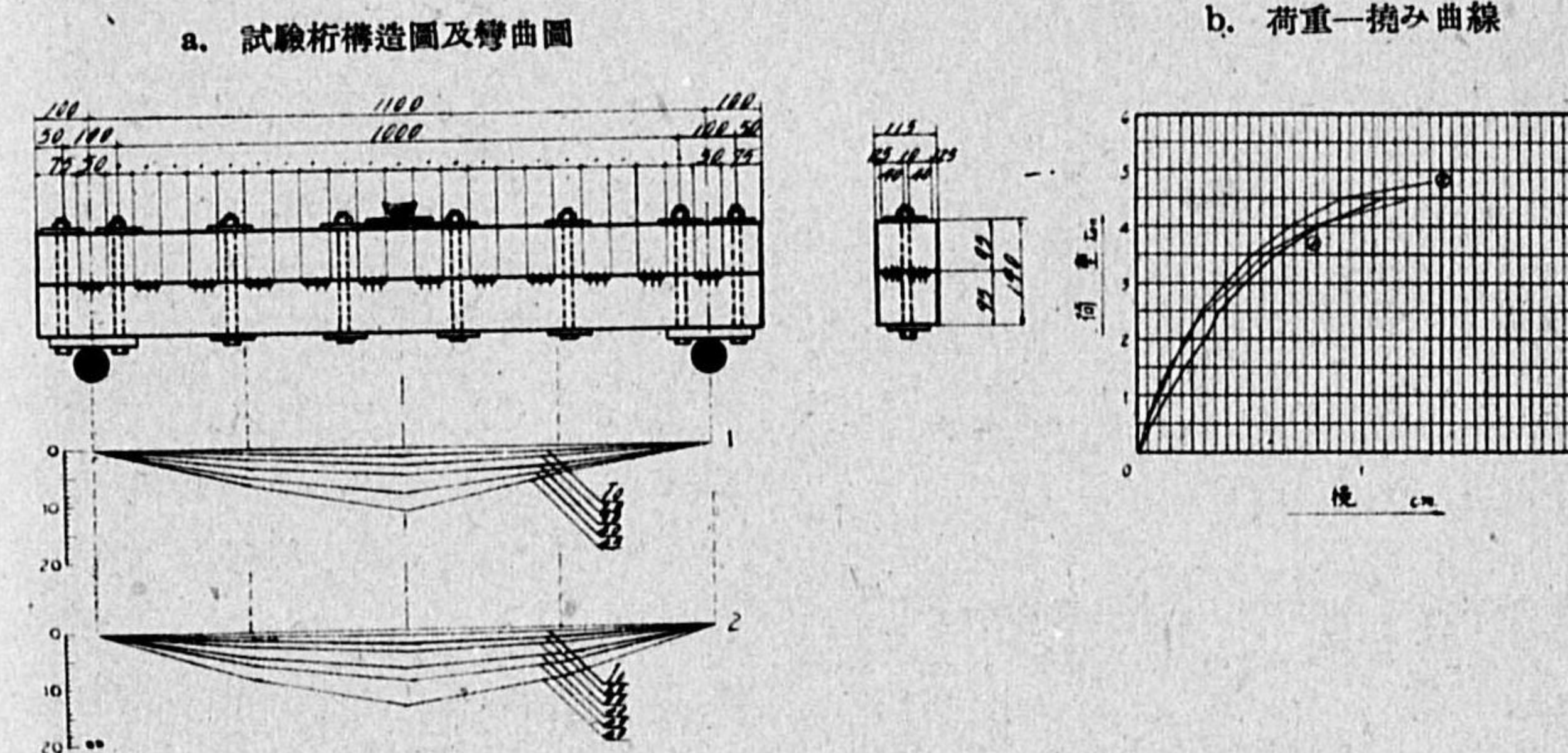
組合せ木桁に於けるデュベルの木材組合せ能力を知る爲に、[圖-1]に示す如きデュベルを用ひて數種の試験を行つた。此の場合デュベルの配置を算定する爲のデュベル一個當りの安全値は、内務省土木試験所に於ける實驗結果を參酌して、約 600 疋とした。

圖-7 完全桁



a) 完全桁 組合せ木桁と等スパン等断面の完全桁に就き彎曲試験を行つた。組合せ木桁の彎曲試験の結果を之と比較せんが爲である。然し結果に於て此の試験は極めて拙く、折角の意圖も水泡に歸してしまつた。と言ふのは、載荷點(スパン中央)に幅 5cm の椋の木片を置いて之に載荷したるに、此の木片が甚しく桁に喰込みて載荷點に於ける桁高が減少し、爲に拋物線形を示す可き彎曲圖が[圖-7]に見る如く載荷點に於て尖り、殆ど三角形に近い形を示すに至り、随つ

圖-8 二設重ね桁





て破壊荷重も意外に小さくなったからである。即ち最高荷重は 4.5 吨であつて、此の荷重のもとに全断面が有効に働いたものと假定すれば、破壊時に於ける應力は僅かに  $180 \text{ kg/cm}^2$  となる。此の失敗を補はんが爲に、断面  $3.7 \text{ cm} \times 2.8 \text{ cm}$  スパン  $45 \text{ cm}$  の桁を以て多くの曲げ試験を行ったが、大きな桁の場合と著しく異なつた値を與へ、組合せ桁と比較する目的には副ひ得なかつた。

写真-2 二段重ね桁の彎曲試験

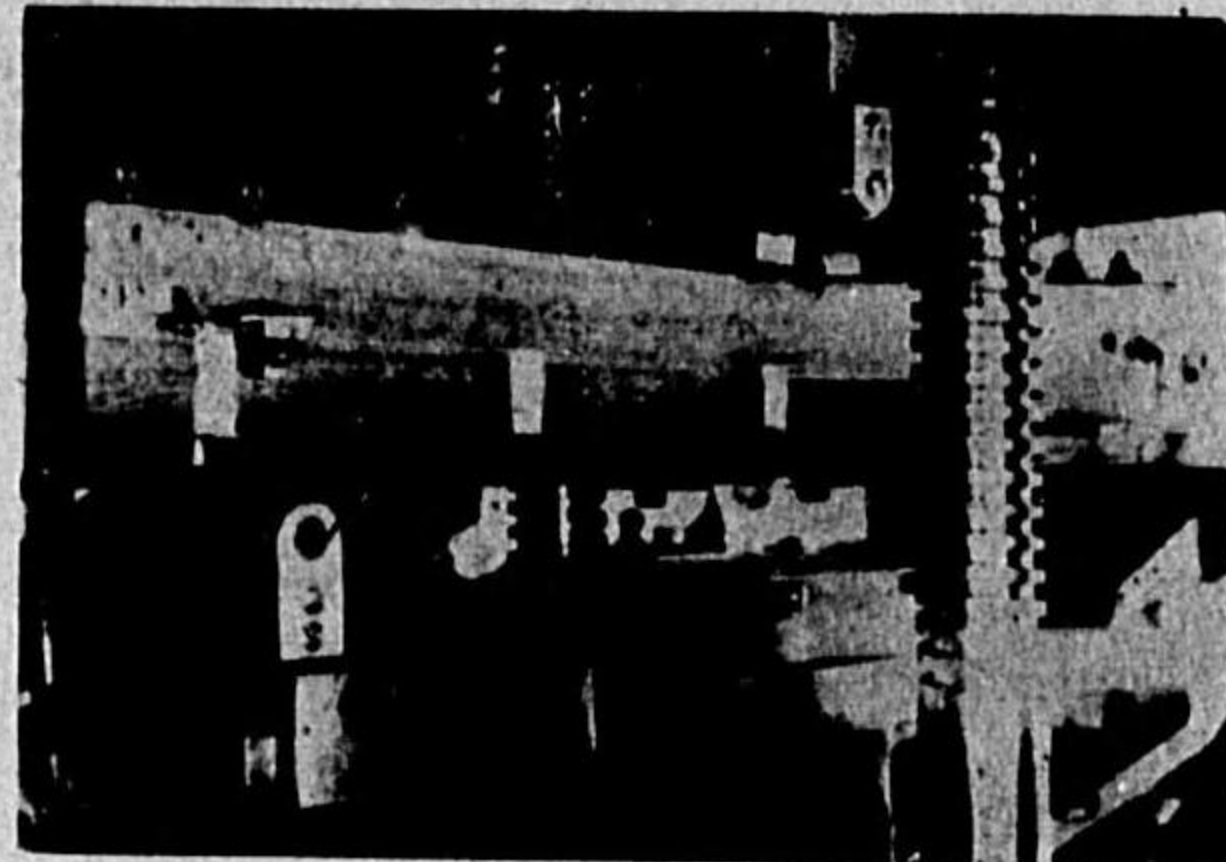


写真-3 二段重ね桁のデュベル配置面 (載荷試験終了後)

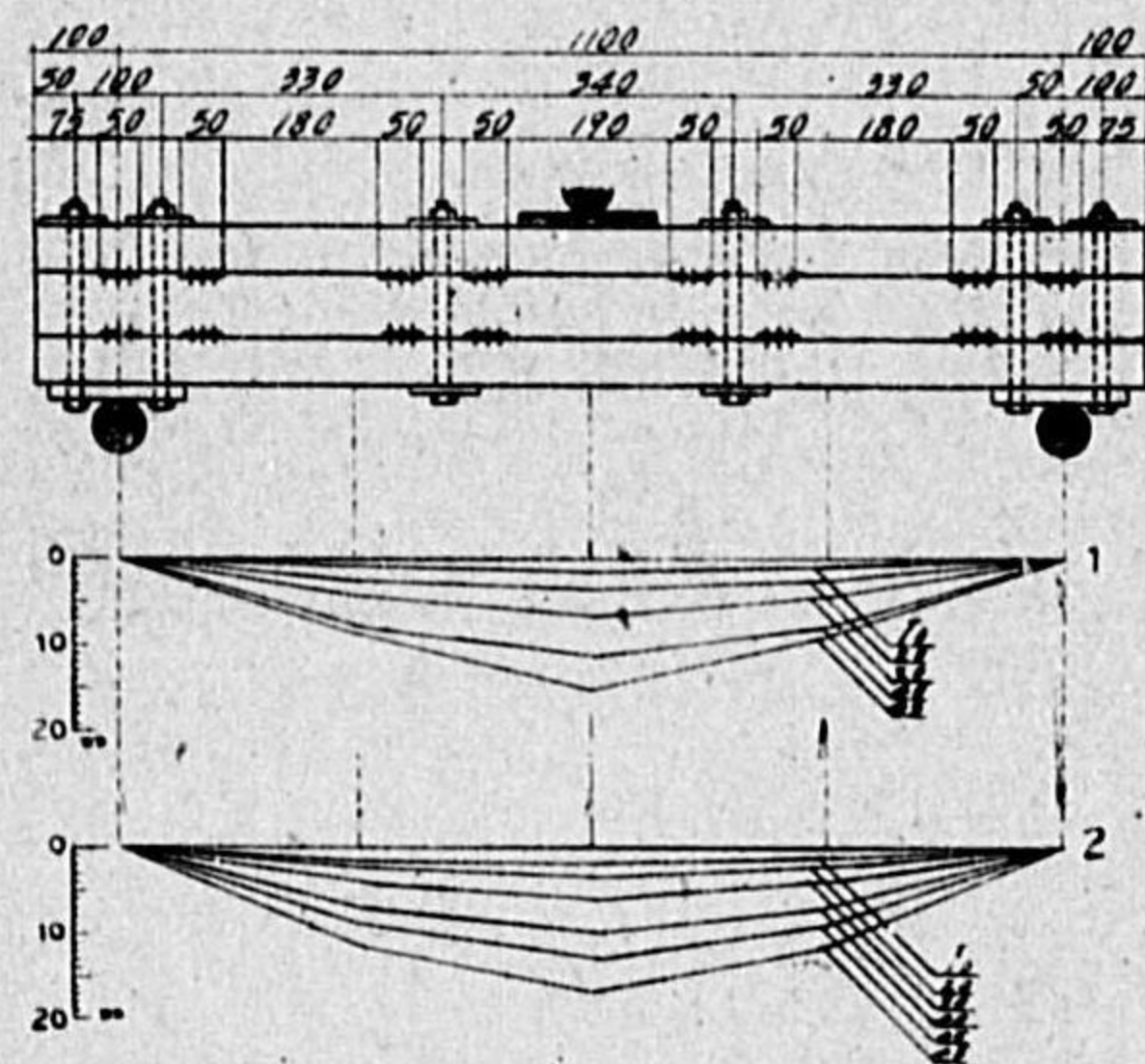


b) 二段重ね桁 上記の失敗を繰返さぬ爲に、二段重ね桁に於ては [圖-8] の如く厚  $12 \text{ mm}$  幅  $12 \text{ cm}$  の鋼鉄を置いて之に載荷した。[写真-2 及び 3 参照] 其の彎曲圖及び撓み曲線は圖の通りであつて、完全桁の場合よりは稍良好なる結果を得た。併し 2 個の試験桁何れも多少鋼鉄が木材に喰込み、殊に試験桁 1 が甚しく、随つて彎曲圖は三角形に近い形となつた。最高荷重は 4.5 吨及び 4.8 吨であつて、完全桁の場合と略々等しいが、勿論此の最高荷重は前述の理由に依り比較にはならぬ。[圖-8] 以下の撓み曲線の圖表に於ける細線は完全桁の撓み曲線である。

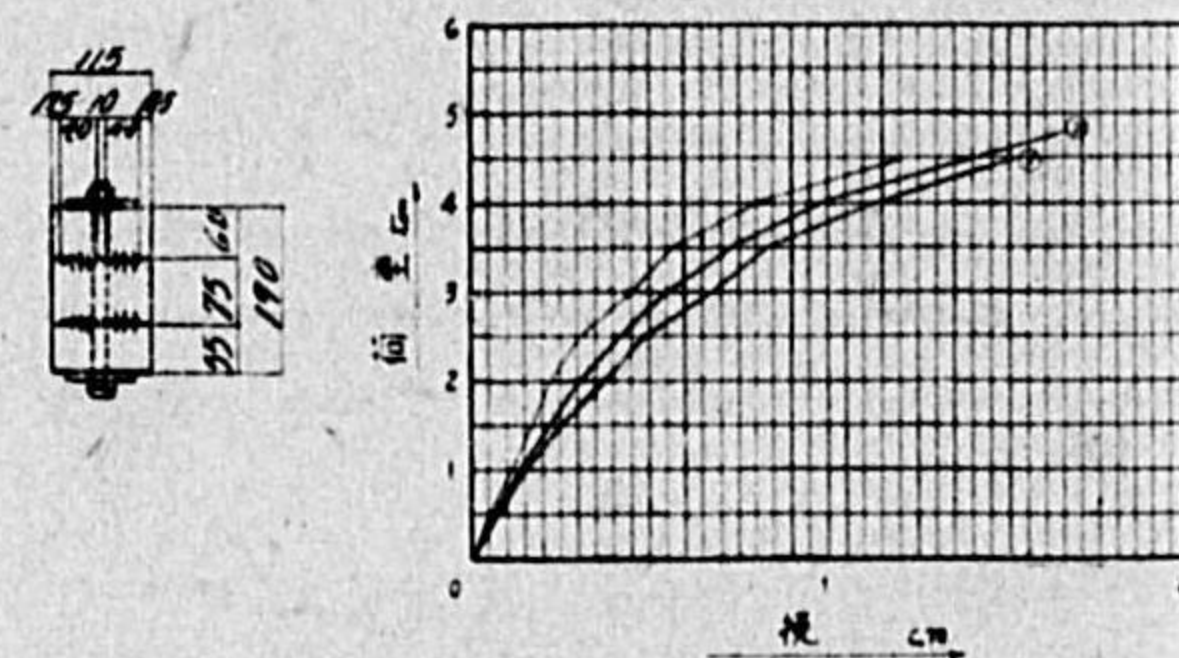
c) 三段重ね桁 三段重ね桁の試験桁 2 個の内、試験桁 1 を二段重ね桁の場合と同様の方法に依り載荷したところ、やはり多少喰込み傾向が認められたので、試験桁 2 は幅  $16 \text{ cm}$  の鋼

圖-9 三段重ね桁

a. 試験桁構造圖及彎曲圖

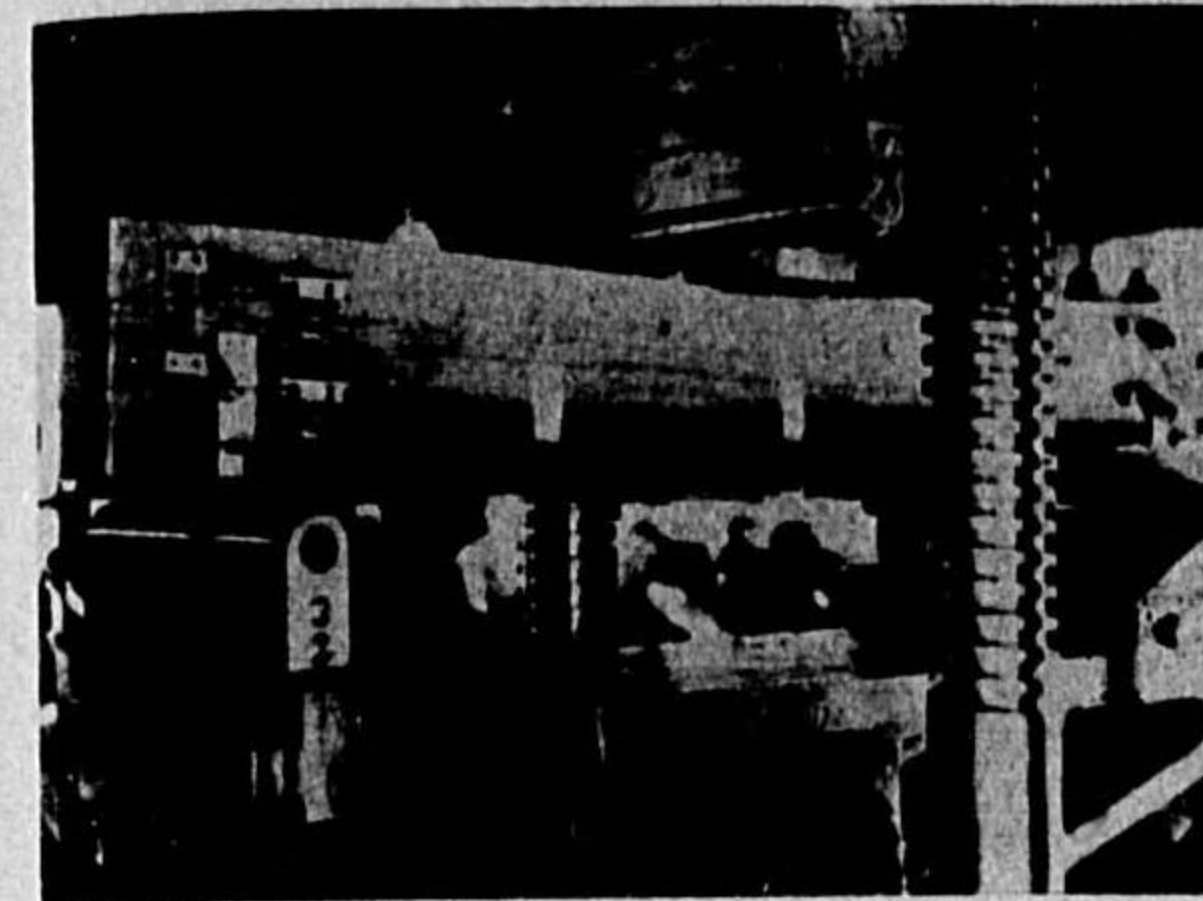


b. 荷重-撓み曲線



鉄を用いた [写真-4 参照]。その結果喰込みは殆ど無く、彎曲圖も [圖-9] の如く拋物線形を示すに至つた。尤も此の鋼鉄の幅及び厚さの大となるに随つて集中荷重から部分等布荷重に移行するは勿論である。

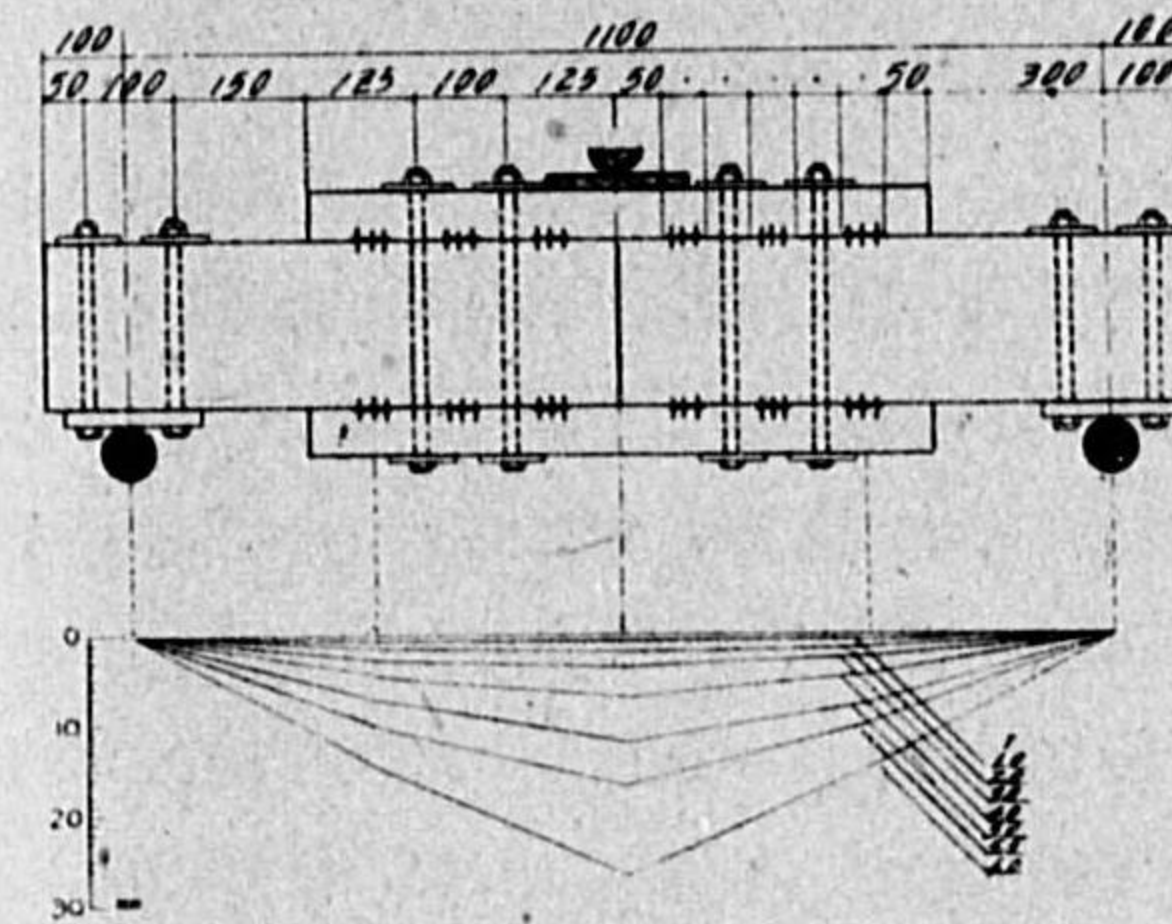
写真-4 三段重ね桁の彎曲試験



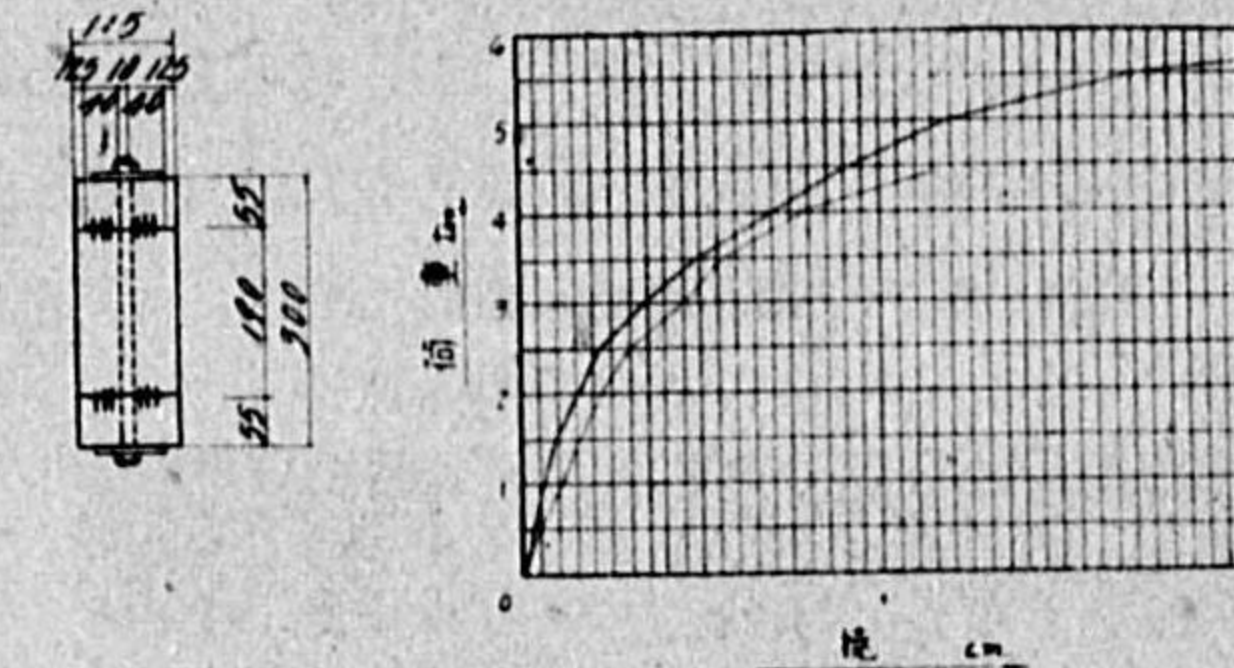
d) 全断面添接 曲げ應力を受くる桁をスパンの中途に於て切斷し、之を添接して元の桁と等しい強度の桁を得んとする場合に就き試験を行つた。即ち短尺の木材を以て長尺の桁を得んとする場合である。a) の完全桁を中央に於て切斷したものを突合せ、之に上下より添接片をボルト締して、その間に噛合せデュベルを挿入したのである。

圖-10 全断面添接

a. 試験桁構造圖及彎曲圖



b. 荷重-撓み曲線



本試験に於て荷重 6 吨に至るも破壊せず、デュベルが滑動して撓みが増加するのみであつた。[圖-10] の如く添接さる可き桁が  $19 \text{ cm} \times 11.5 \text{ cm}$  なる断面を有し、長さは僅かに  $65 \text{ cm}$  であつて曲げ剛さ大なる爲、載荷に依る之が彎曲は極めて少く、桁としての撓みは [圖-11 及 写真-5] の如く座鐵の喰込と之に依り弱化されたるデュベルの滑動とに因つて生じた。實際の場合にも斯る傾向が豫想されるので、此の種の繼手に於ては特に座鐵の寸法を大きくしなければならぬ。

e) 一部断面添接 二段重ね桁或は三段重ね桁の内下層の 1 本のみを添接する場合であつ

写真-5 全断面添接桁の彎曲試験

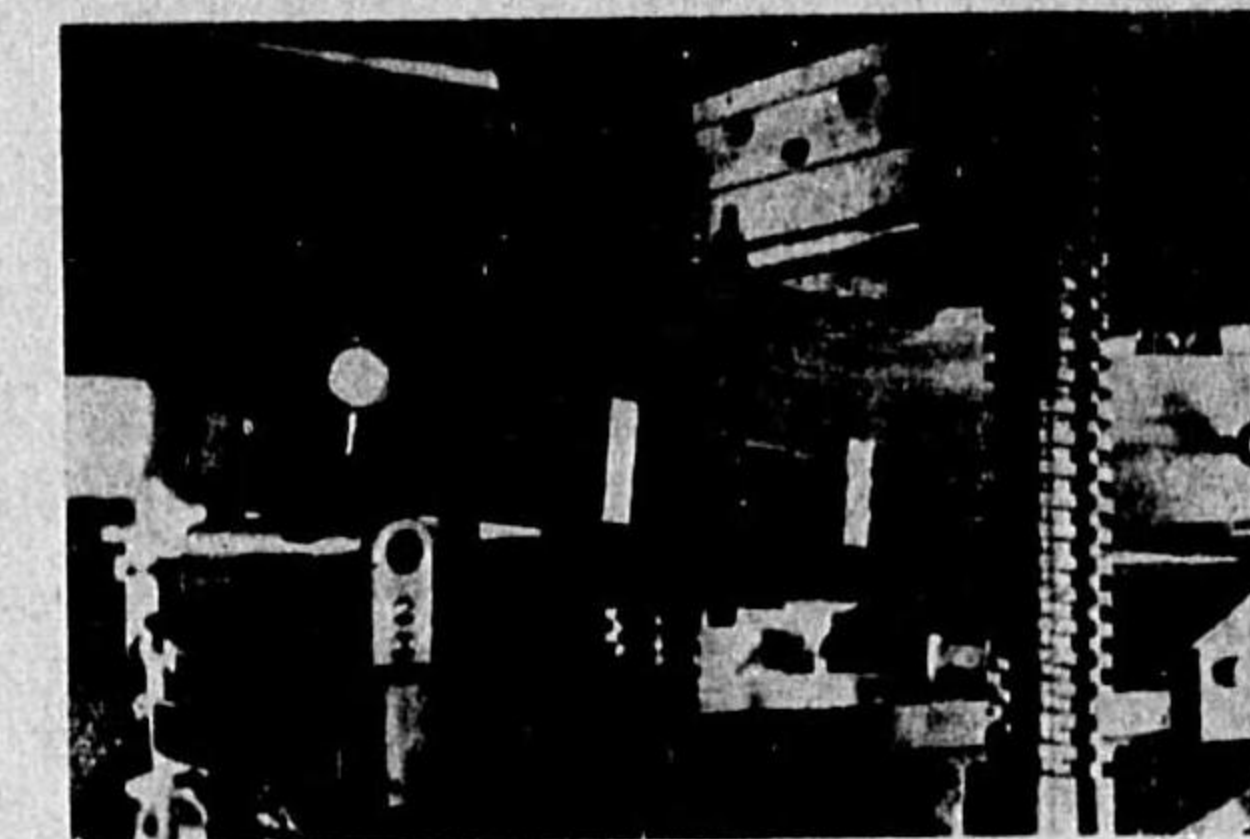


圖-11 全断面添接試験桁の彎曲狀況

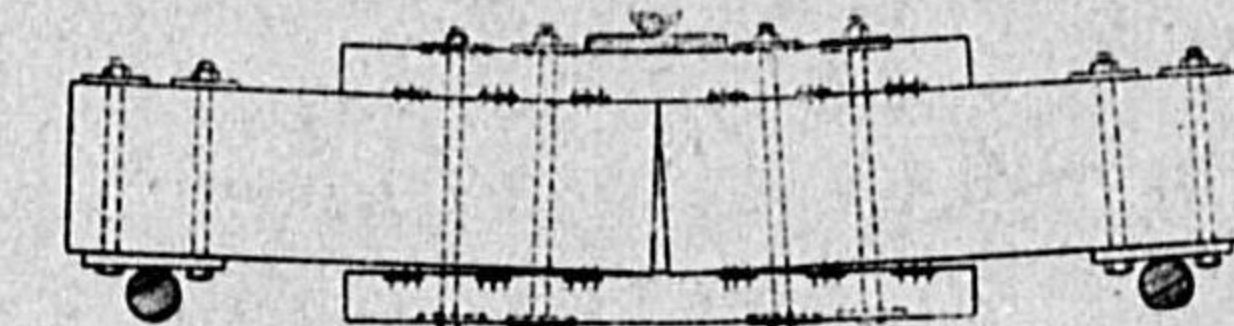
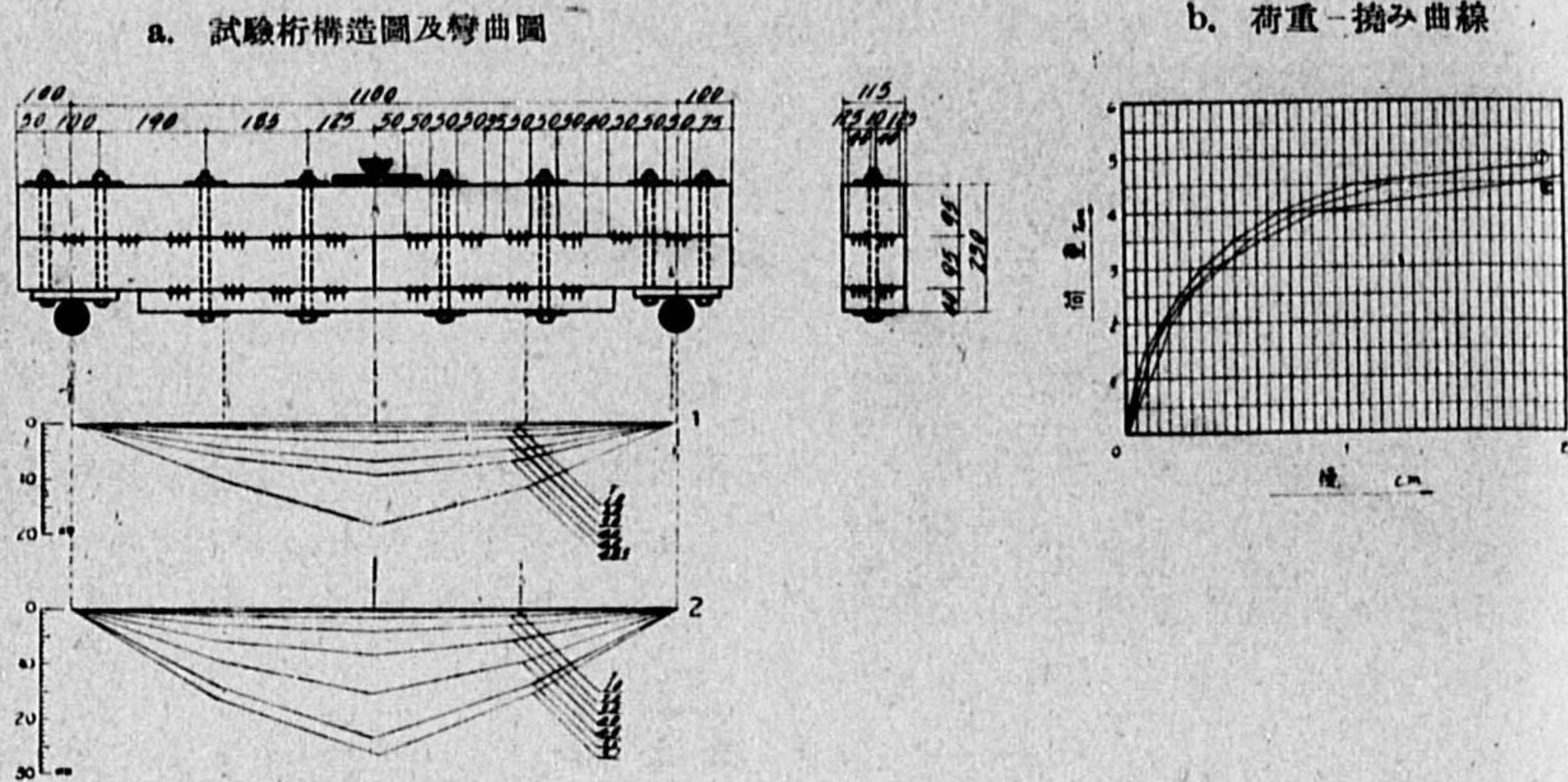




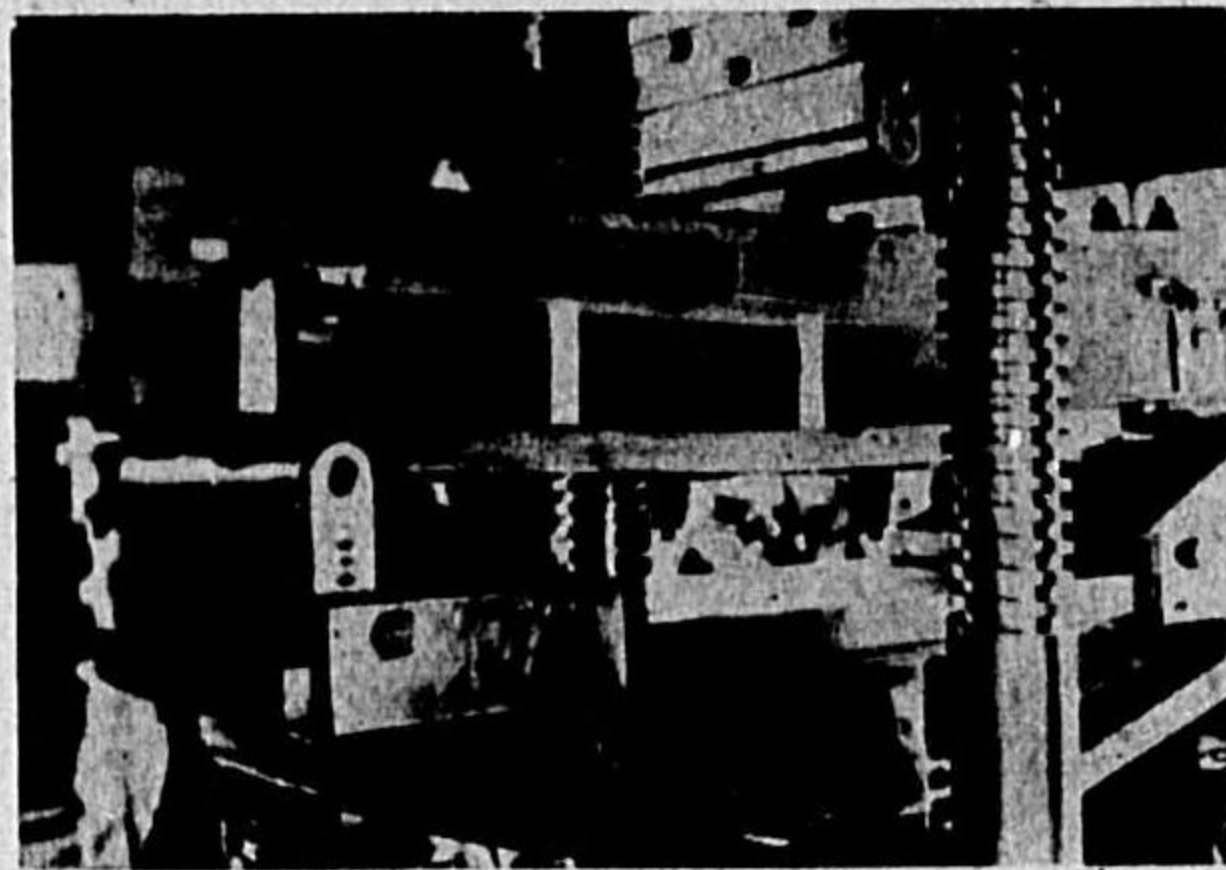
圖-12 一部断面添接



て、2本の試験桁の添接材の厚を4.0cm及5.5cmとした。

此の試験の結果は、[圖-12]に見る如く最高荷重は試験桁1(添接材の厚4.0cm)が小なるも、撓みは却つて試験桁1に於て良好なる値を與へて居る。此の原因は試験桁2の添接材の曲げ剛さ大なる爲、桁の撓曲に際し座鐵が喰込み

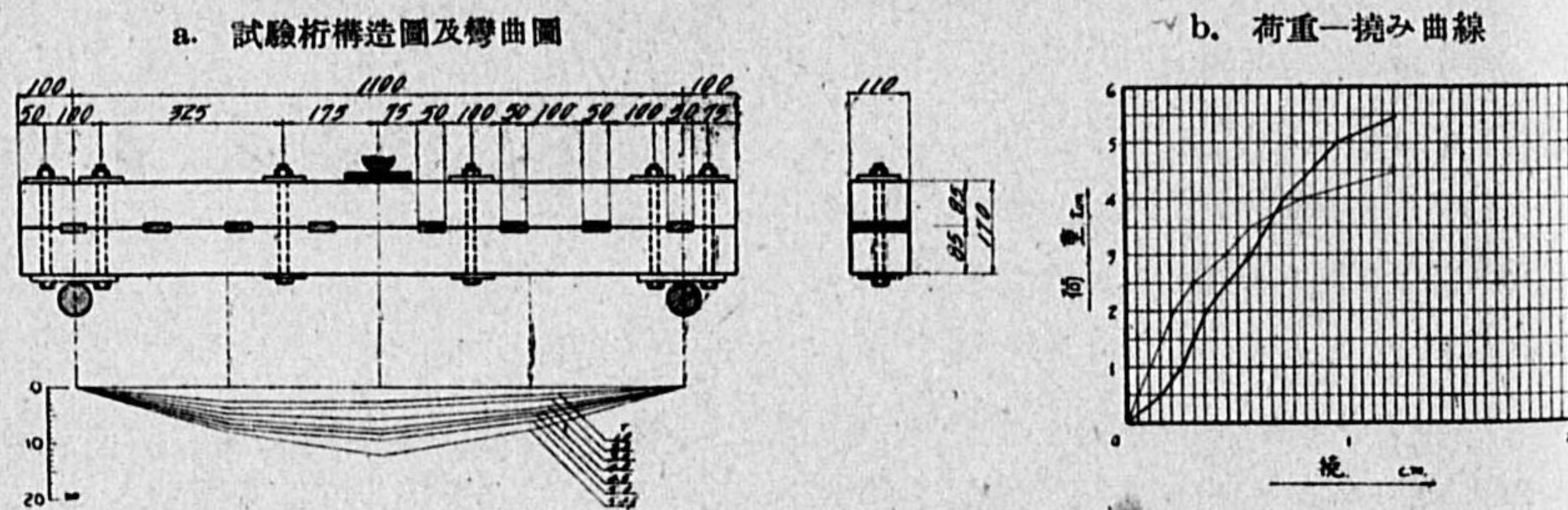
写真-6 一部断面添接試験桁(添接片厚4.0cm)の撓曲試験



添接材の先端が桁より離れ、デュベルの爪は此の爲に抜けて充分に働き得ず、全断面添接試験の場合と同様の現象を呈したるに因るものである。之に反して試験桁1の添接材は厚さ薄き爲に曲げに對する抵抗少く、桁の撓曲に際して桁に密着して容易に撓曲し、デュベルが充分に働きたるを以て撓みが少かつたのであらう。[写真-6参照]故に此の種の継手に於ては、添接材は徒に大なる断面を用ひる事なく、ボルト

も座鐵も大きくして添接材を撓曲せしむるに充分なる力を保持せしむ可きである。

圖-13 木栓を用ひたる二段重ね桁



f) 木栓を用ひたる二段重ね桁 従来用ひられた木栓の効果を檢し、且つ噛合せデュベルの効果を比較する爲に、木栓を用ひたる二段重ね桁の試験をした。[写真-7参照]試験片の構造及び寸法は[圖-13]に見る通りであつて、木材の都合上デュベルを用ひたる試験片に等しい寸法をとり得なかつた。栓は脛を用ひ、栓の繊維は桁材の繊維と其の方向を一致せしめ、楔形の2個の栓を兩側より打込んだ。

此の試験の結果は[圖-13]に見る通りであつて、載荷の初より破壊に至るまで撓み曲線は殆ど直線となり、好ましい成績を示した。最高荷重は5.45噸であつて、木栓に依り2本の桁材が完全に合成され一體となつて働きたるものと假定すれば、破壊應力は283kg/cm<sup>2</sup>となり、デュベルを用ひたる二段重ね桁の179及び191kg/cm<sup>2</sup>に比し著しく良好なる結果を與へて居る。此の理由は木栓として2個の楔形の栓を用ひ、之を兩側より打込みたる爲に栓と桁材との支壓面に初應力を與へ得、栓が充分なる桁材合成能力を發揮したる爲ならんと考へられる。

然し乍ら木栓の製作は堅木の繊維に直角の面を入念に仕上げなければならぬ困難を伴ひ、且つ施工上の缺點が直ちに桁の強度に影響を及ぼすので、木栓の効果は實際上可なり割引して考へなければならぬと思ふ。

写真-7 木栓を用ひたる二段重ね桁の撓曲試験

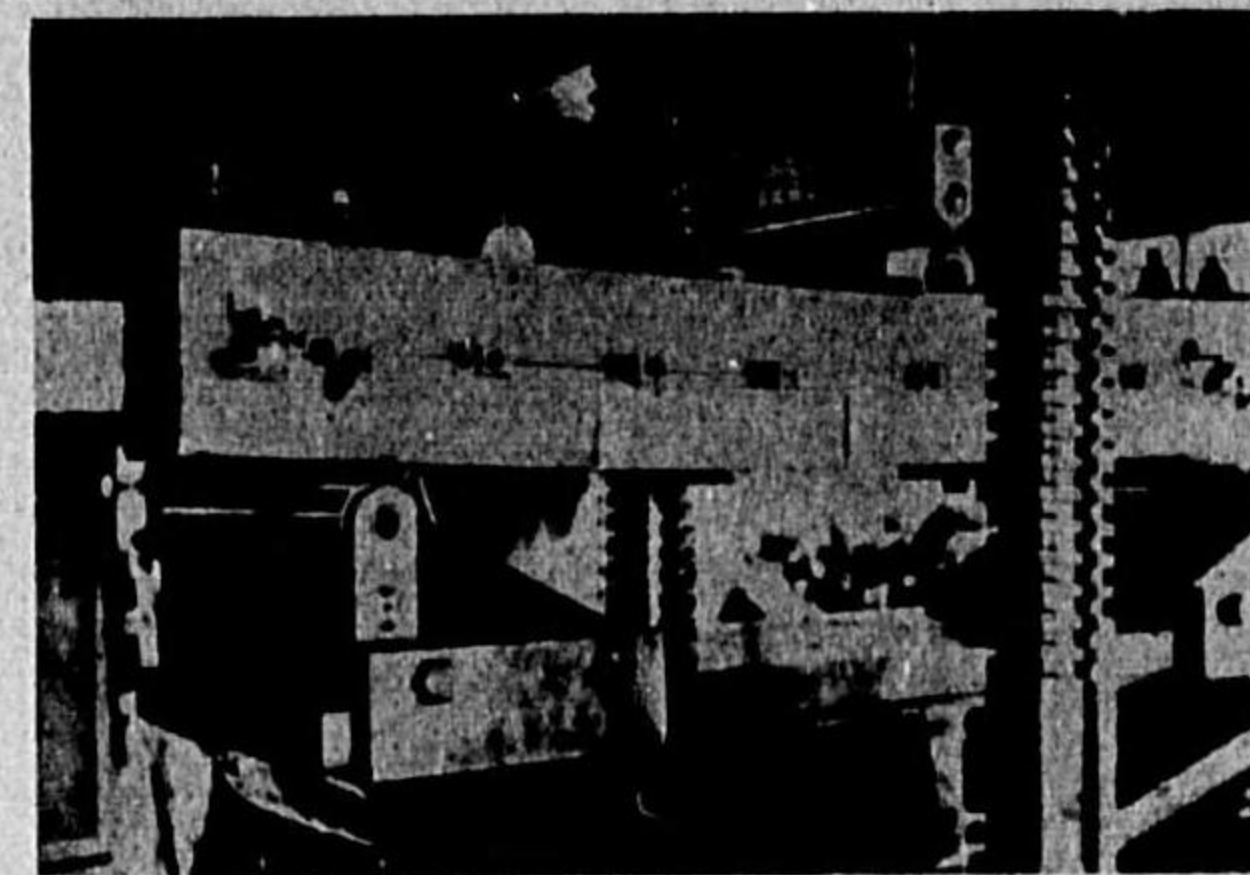
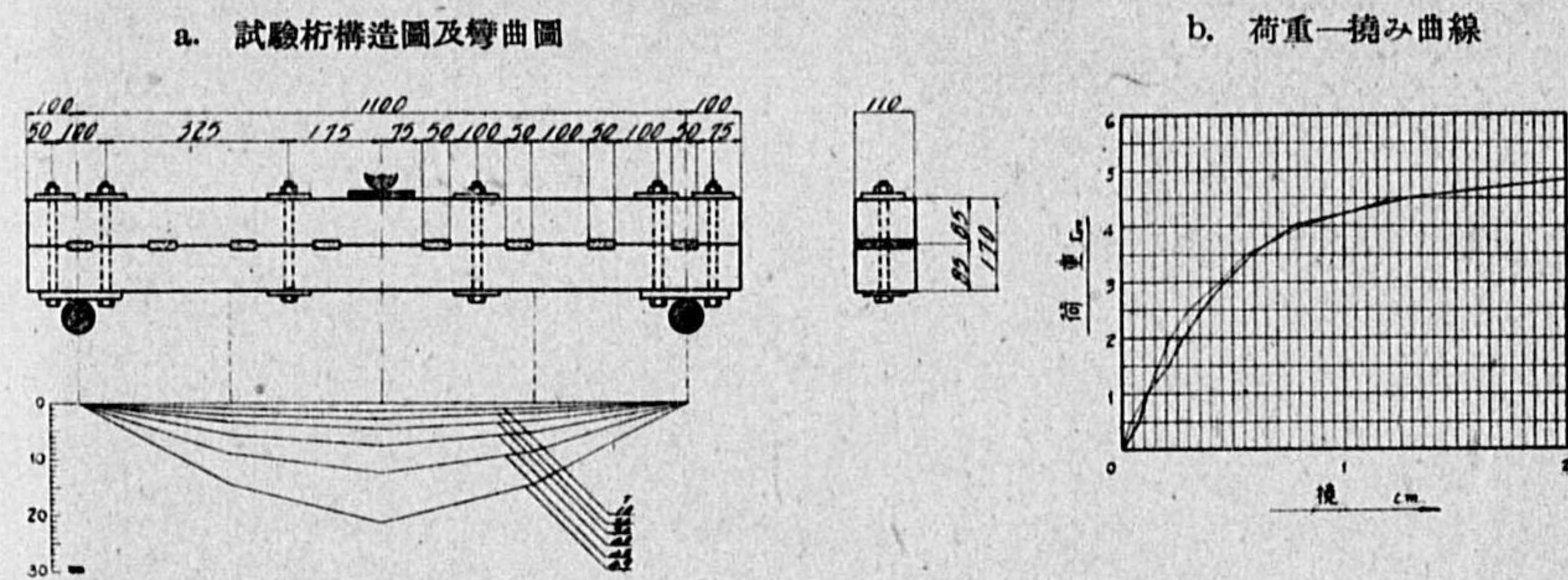


圖-14 モルター栓を用ひたる二段重ね桁

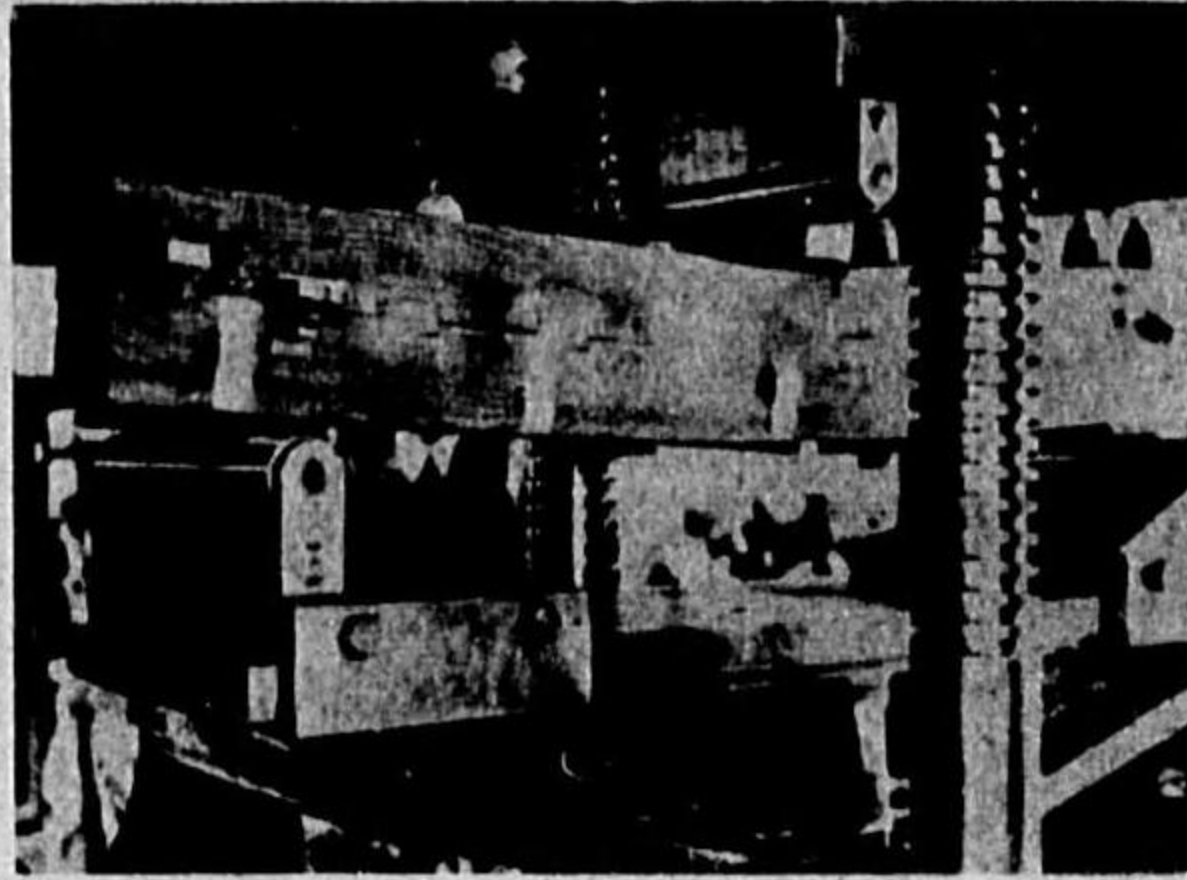


g) モルター栓を用ひたる二段重ね桁 木栓より遙かに施工が容易であり、且つ施工上の缺點が直ちに桁の性能に影響を及ぼす事なき方法として、木栓の代りにモルター栓を用ひる事を考へ、木栓の場合と全く等しい二段重ね桁を作製し、木栓を打込みたる孔に配合1:1水セメント比30%のモルターを填充し、4週間後載荷測定した。[写真-8参照]試験桁の寸法、撓曲圖及撓み曲線は[圖-14]に見る通りであつて、載荷の初期に於ては甚だ良好なる成績を示して木栓の



場合より却て良く、荷重 4 吨以上となるに及びて木栓の場合より劣つて居る。試験結果不良に

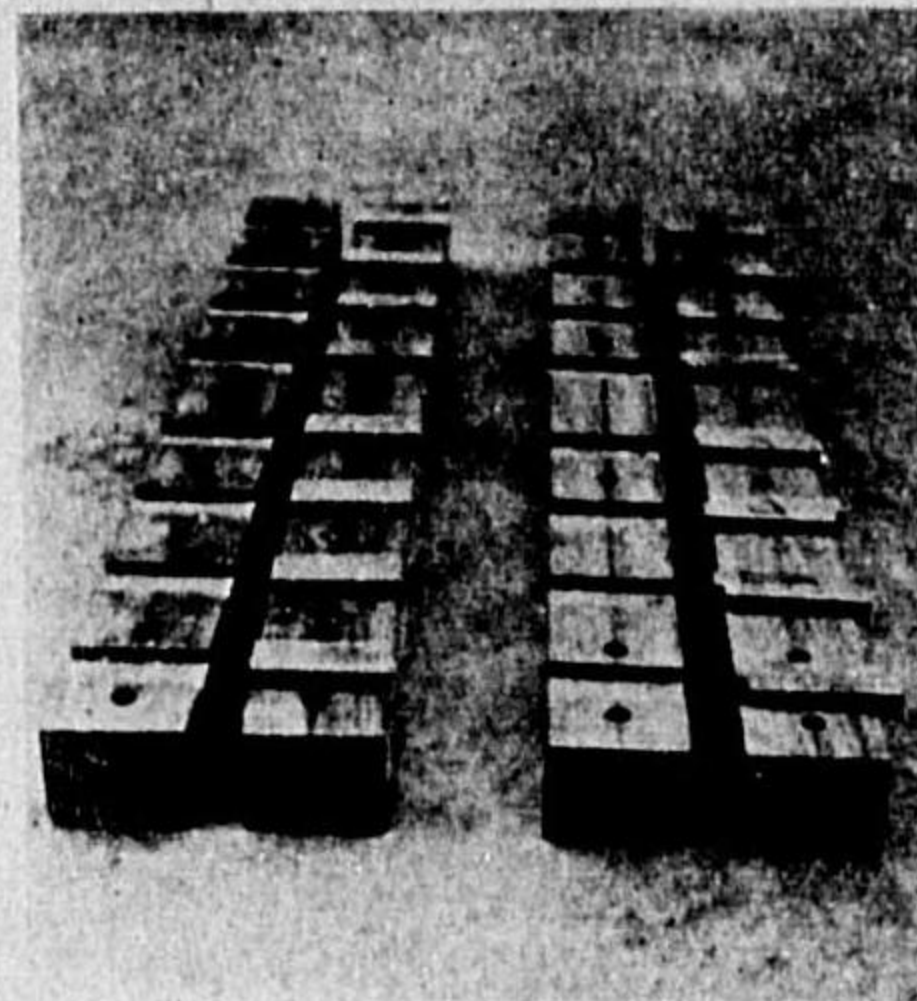
写真-8 モルター栓を用ひたる  
二段重み桁の彎曲試験



吸収を防ぐ方法を考究すれば更に良好なる結果を期待し得るであらう。

写真-9

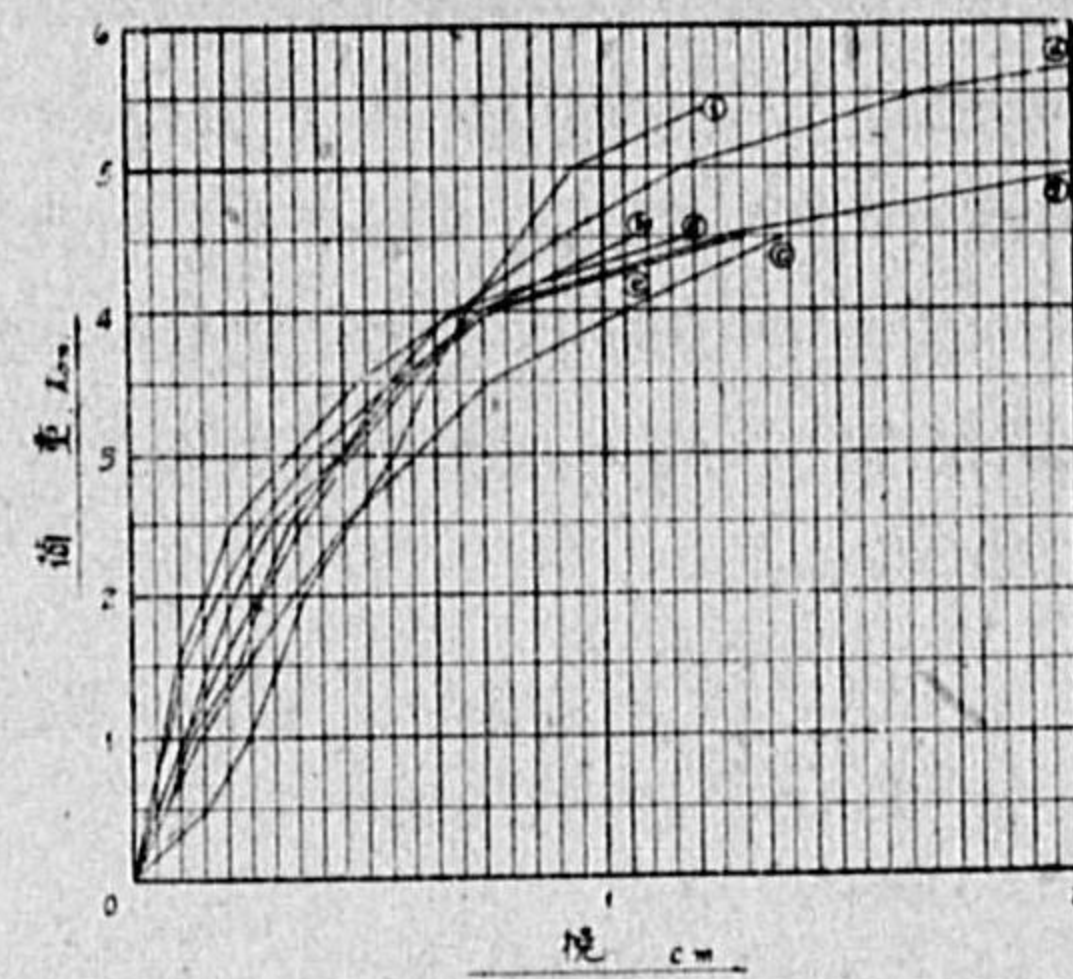
左-モルター栓を用ひたる桁  
右-木栓を用ひたる桁



して比較にはならぬが、全體として断面の大なる完全桁の撓み曲線と殆ど一致して居る。

此の桁の試験を終りたる後、組合せられたる上下の木材を引離して見たるに、[写真-9参照]モルター栓の表面はセメント粉に被はれて居た。之は孔の周壁に水を塗布したるも尙木材にモルターの水分を吸収され、モルターの木材に接する部分が全く硬化しなかつたか、或は硬化不十分の爲に載荷に際して表面が壓挫したるかの何れかに因るならんと考へられ、此の水分の

圖-15 各種試験桁の荷重  
—撓み曲線



以上種々の試験を行つた結果を一括すると[圖-15]の如くなるが、之等の結果を以て直ちにどの合成法が最も優れたりとも判断は出来ない。殊に只1本の完全桁の試験に失敗し、しかも木材の都合で他に同じ寸法の完全桁を探り得なかつたので、本試験の結果を直ちに實際の場合に適用し得なくなつた。木材の如き質の不規則なものに於ては、寸法が異なる場合は、同じ木材を用ひても甚しく異なる値を與へるので、手中に在る木材を以て上記の失敗を補ひ得なかつた。

試験の範囲が狭く、試験法にも考ふ可き餘地ありと思考されるが、前記の結果を以て各種合成法の大體の傾向は判断し得る可く、殊に桁の添接に関する試験結果は、その強度より考へて充分信頼し得ると思ふ。但し剪断力大なる箇處に用ひる場合は其の構造につき特に考慮を要する。

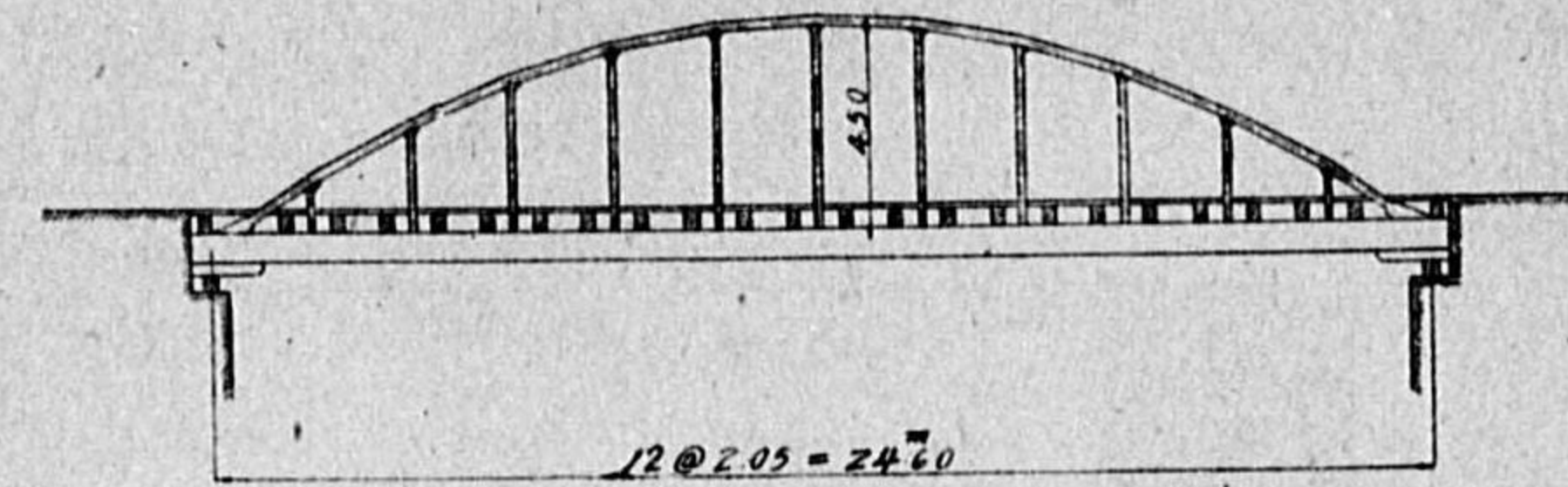
唯茲に特記したいのはモルター栓を用ひたる組合せ桁である。前述の如くモルター栓の表面の硬化不十分なりしに不拘、相當の成績を見たるは甚だ希望を感じしむるものであり、研究の價値ありと考へられ、其の後モルター栓を用ひたる合成桁に関して根本的な研究を進めて居る。

因に此の實驗に用ひたる木材は滿洲杉であつて、含水率は平均10.5%、破壊壓縮強度242kg/cm<sup>2</sup>、弾性係數約47,000kg/cm<sup>2</sup>であつた。

4. 木造ランガー桁に就て

従來は木造下路構桁と言へばハウトラスを意味して居た。之は木部材の抗張連結法として適當のもの無く、木部材を殆ど抗壓材として用ひんと努めた爲であり、抗壓材として用ひた部材の小ロヤアングルブロックの腐蝕は構桁全體の死命を制する結果となつて居た。今や嚙合せデュベルの出現を見るに及び、殆ど理想的なる木材の抗張連結法を得たわけであつて、此の連結法を用ひて殆どあらゆる型式の木橋を實施し得る事となつたわけである。一方此の嚙合せデュベル、輪形デュベル、或は木栓等を用ひて長尺の組合せ木桁を得んとする企が各方面に於て試みられつゝあるので、之等の研究を結合して木造ランガー桁を實施し、以て長スパン下路橋の進路を開拓せんと企圖した。

圖-16 木造ランガー桁



本稿を終る迄には[圖-16]の如きスパン24.

60mの木造ランガー桁を實施する豫定であつたのであるが、都合に依り未だ其の實現を見ず、實驗の進捗が思はしくない爲に實施設計も未だ完了して居らぬので、實例に就き具體的な説明を試み得ぬ事を遺憾とする。然し構造の細部に就き考ふる場合、最も困難を感じる部分に關して私見を述べ、参考に供する事とする。

a) 兩端の構造 敢て木橋の場合のみに限らず、鋼橋の場合に於てさへ、ランガー桁の兩端は應力の傳達が不明瞭であつて、設計者の均しく苦しむところである。特に木造ランガー桁の場合には、補剛桁に組合せ桁を使用するので、此の點の詳細に就ては充分の注意を拂はなければならぬ。

先づ吊拱材と補剛桁との連結であるが、吊拱材の軸方向壓縮力を補剛桁に傳へ、且つ出来る限り補剛桁の斷面を損耗せしめぬ爲には、吊拱材端を其の軸線に直角な多くの面を持たしむる如く加工しなければならぬ。然し乍ら斯の如く加工された面は、吊拱材の纖維に直角であるから吊拱材端の支壓力は相當に働き得るが、補剛桁材の纖維には或る角度を保つので、補剛材面に於ける支壓力は劣弱を免れない。此の缺陷を補はんが爲には、支壓面積を増大しなければならぬのであるが、此の爲には[圖-17]の如くデュベルを利用して吊拱材端に小木片を添加すれば簡単に目的を達し得、嚙合せデュベルの妙味を遺憾なく發揮出来る。之をボルトにて補剛桁に締め付ければ、充分安全であらう。

吊拱と補剛桁は夫々の中立線の交點に於て連結さるゝものと假定するのであるが、事實は吊拱の軸方向力は補剛桁の上縁に於て傳へられるのであるから、此の力が成る可く短區間に於て補



圖-17 木造ランガー桁の端部

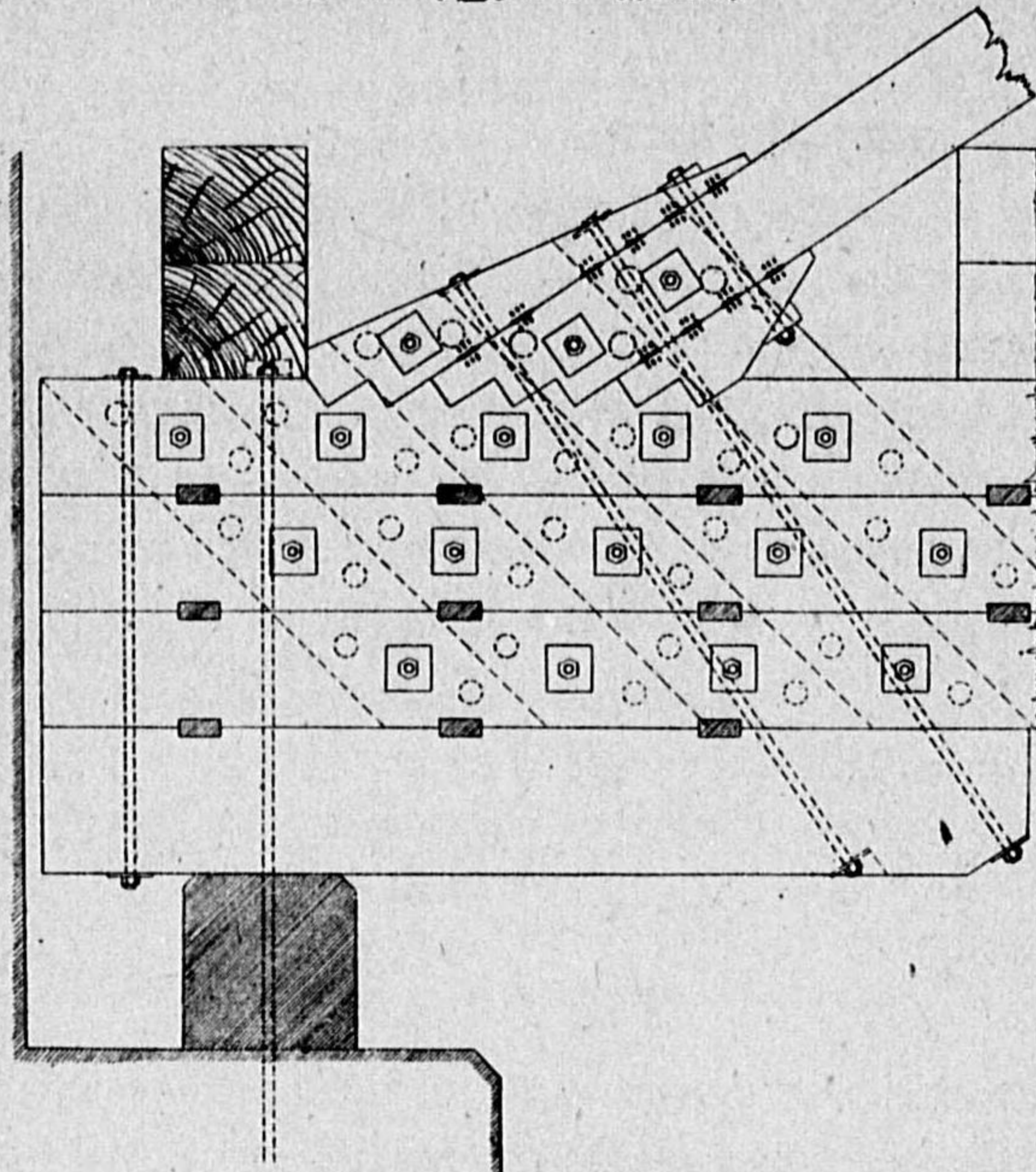
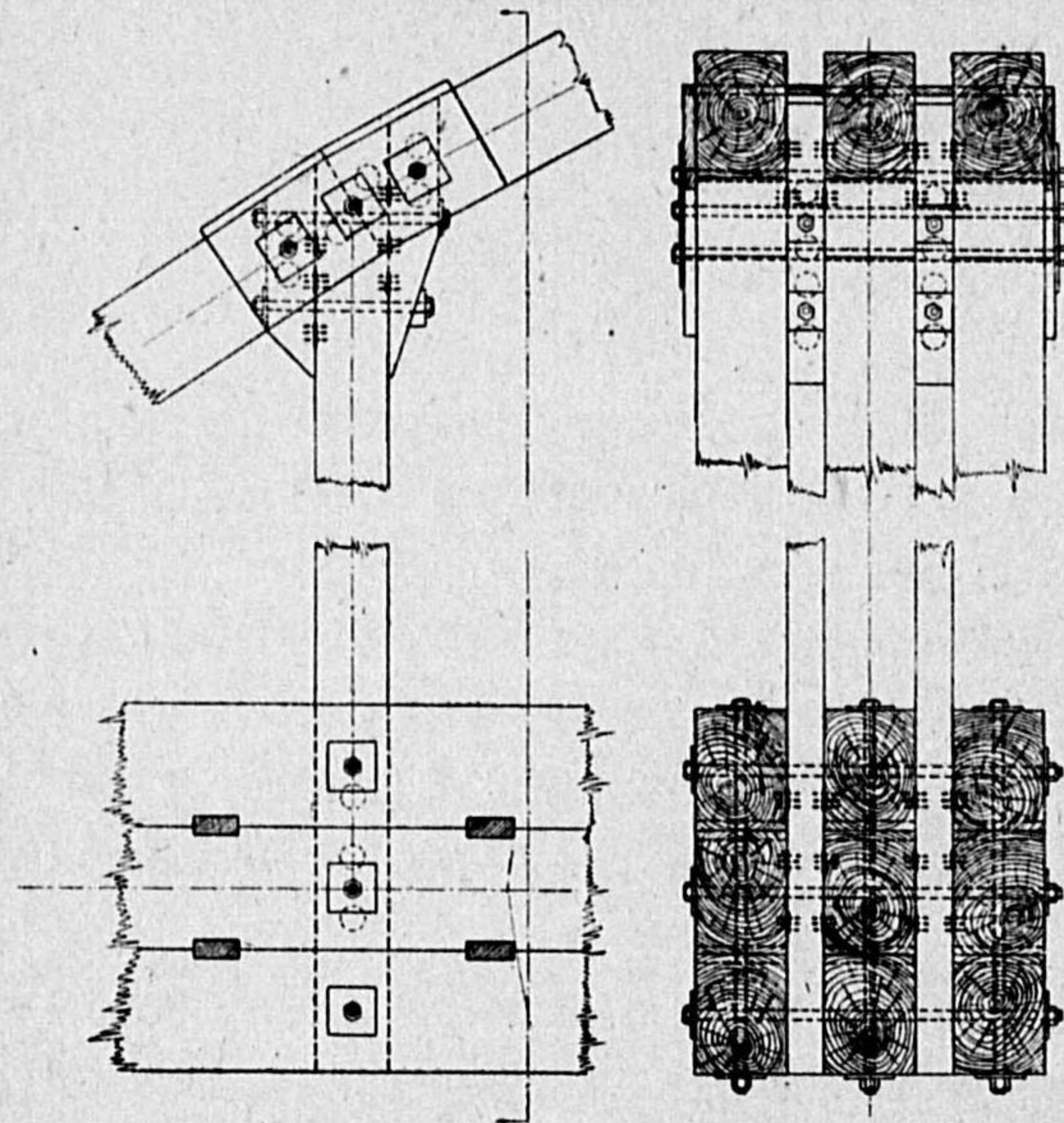


圖-18 吊材と吊拱及補剛桁との連結



剛桁の中立線を中心として傳播する如き構造を考へなければならぬ。此の爲に補剛材の間に圖の如く板材を挟み、噛合せデュベルを挿入してボルトにて締め付ける。圖に於ては板材が概して引張力を受くる如く配置したのであるが、逆に壓力を受くる如く即ち圖の板材の方向に直角に配置してもよく、木材の壓縮に対する彈性係数が一般に引張力に対する彈性係数より大なる傾向ある事を考へれば、却つて良好なる結果を得るかも知れぬ。此の板材を更に吊拱材の間に延長して、吊拱と補剛桁との連結を補強する方法ともなし得る。

#### b) 吊材と吊拱との連結

木造構桁の吊材には専ら鋼棒が用ひられて來たが、噛合せデュベルを用ひればその必要はない。吊材に木材を用ひても一般に断面は極めて小さくなるが、此の爲に吊拱との連結箇處に於てデュベルを配置する餘地少く、殊に吊材と吊拱の連結點は吊拱材の接合點となるので、デュベルを配置する事が出来ぬ。此の惱を解く爲には、[圖-18]に見る如く噛合せデュベルを用ひて吊材端に小木片を取付け、デュ

ベルを配置し得るだけの餘地を保たしむるのである。斯くして吊拱材との間に噛合せデュベルを挿入してボルト締めすれば、之が吊拱材の添接をも兼ね、極めて手際の良い連結法となる。

c) 吊材と補剛桁との連結 此の場合は補剛桁の高さが極めて大なる爲に、デュベルの必要数を吊材軸に沿ひて一列に配置し得、此の點の詳細は吊材の軸方向力を補剛材に傳達する目的に關する限り問題はない。只此の目的の爲には吊材を補剛桁の下端迄延す必要なく、ボルトも一本にて充分であるが、此の吊材の補剛桁の間に挟まれた部分は鋼橋に於ける隔鉄の作用をも兼ね、數個に分たれたる補剛桁断面に均しく力を傳へ、同時に働かしむる作用をもなすので、吊材は必ず補剛桁の下端迄延して之をボルト締めしなければならぬ。[圖-18]がその實例である。

#### 5. 結 語

茲に報告したるころは何れも中間報告に過ぎず、更に進んで多くの實驗をしなければ結論を導くことは出来ぬ。然し乍ら大體の傾向は知る事を得可く、殊にデュベルの施工法に關する試驗結果は、或る程度の安全率を見込みて實地に利用する事が出来る。

本試驗結果の示唆するところより、著者は其の後専らモルタル栓を用ひたる合成桁に就き試驗を試みつゝあるので、何等かの方法に依り其の結果を報告せん事を約してペンを擱く。

## 21. 木材接合の各種工法の強度試験結果の比較

内務技師 村上 永一  
内務省土木試験所

木材は引張強さ、壓縮強さ共に  $200 \sim 500 \text{ kg/cm}^2$  あつて、構造材料として相當の強さをもつものであるが、之が十分に利用されてゐないのは、木材の接合工法、殊に引張接合工法の不完全な爲であつた。

従來不完全であつた此の木材の接合工法を改良し、木材の利用率を高めんとしたのがデュベル工法の考案であつた。

#### (1) デュベルの種類

廣い意味でデュベルなる用語で呼ばれる接合具を大別すれば、次の如く分けられる。

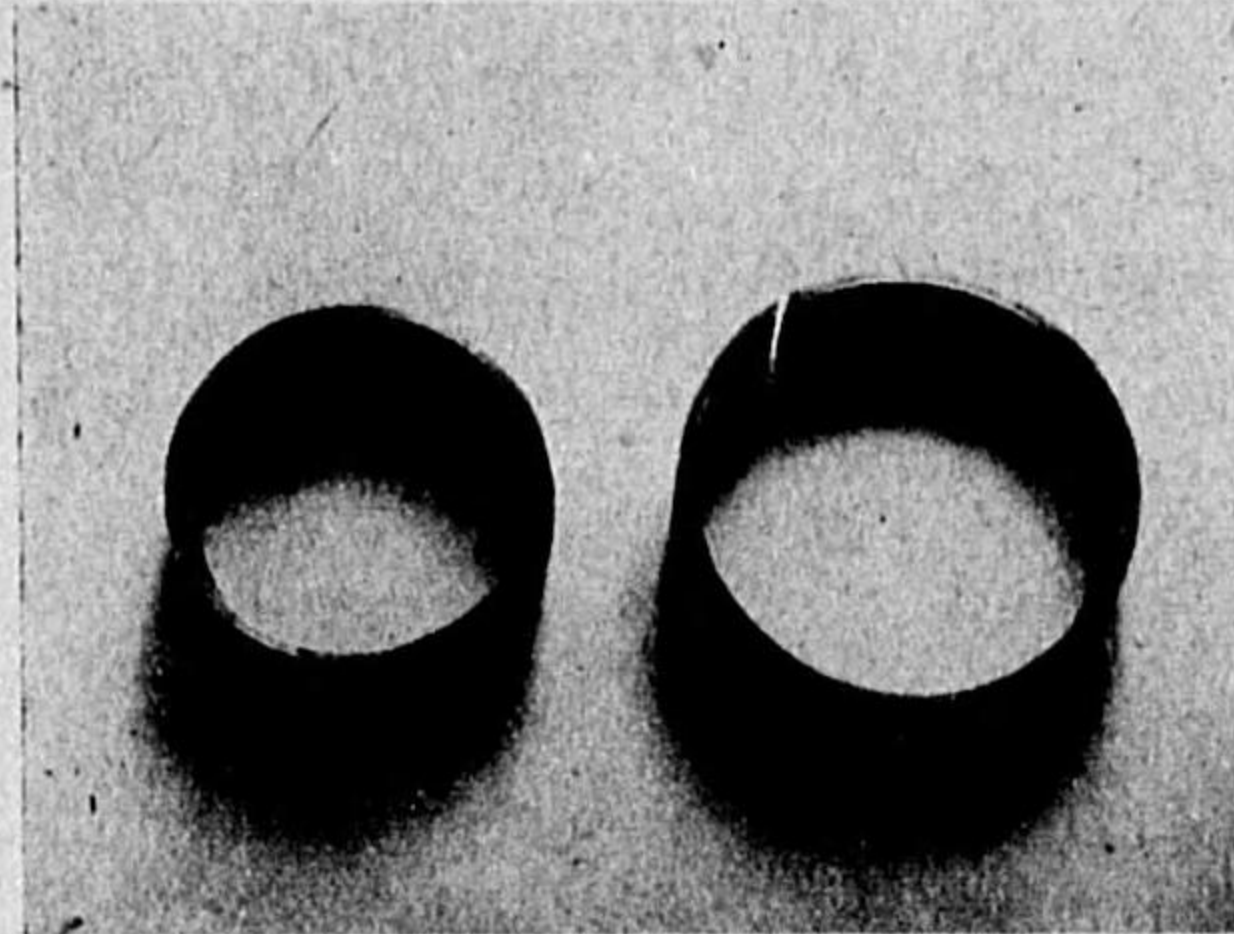
- 2部材間に挟みボルトの締付けに依りその両面に出た齒形、又は爪等のある金屬板を木材中に壓入し部材間に一種の摩擦抵抗を増大せしめ、部材の變位を防止するもので、噛合せデュベル又は壓入デュベルと稱す。
- 矩形又は棒形の金屬又は堅木製の栓で部材間にあつて部材の變位を防止し、ボルトの彎曲及び縁部集中應力の増大を防ぐもの、銃、樽型デュベル又はブロック型デュベルと稱す。
- 輪形をなし豫め部材中に穿つた溝にその兩半を嵌め、材の支壓抵抗と剪斷抵抗と更に割裂



抵抗とに依り、部材間の變位を防止せんとするもので輪形デュベルと稱す。尚ほ輪形デュベルは輪形に切斷部のある開式輪形デュベル(切目ありデュベル)と切斷部のない閉式輪形デュベル(切目なしデュベル)とに二大別される。

内務省土木試験所に於ては昭和 14 年來鯪接合、輪形デュベル接合、壓入デュベル接合に就いて試験を行つて來たが、鯪接合としては從來使用されてゐる堅木製矩形木栓、輪形デュベルとしては引抜鋼管をその径の 1/4 の幅に切斷した 4 吋デュベル、5 吋デュベルの試験を行ひ、壓入デュベル接合に對してはコマ形鋸、矩形噛合せデュベル、圓形噛合せデュベルに就いて試験を行つた。

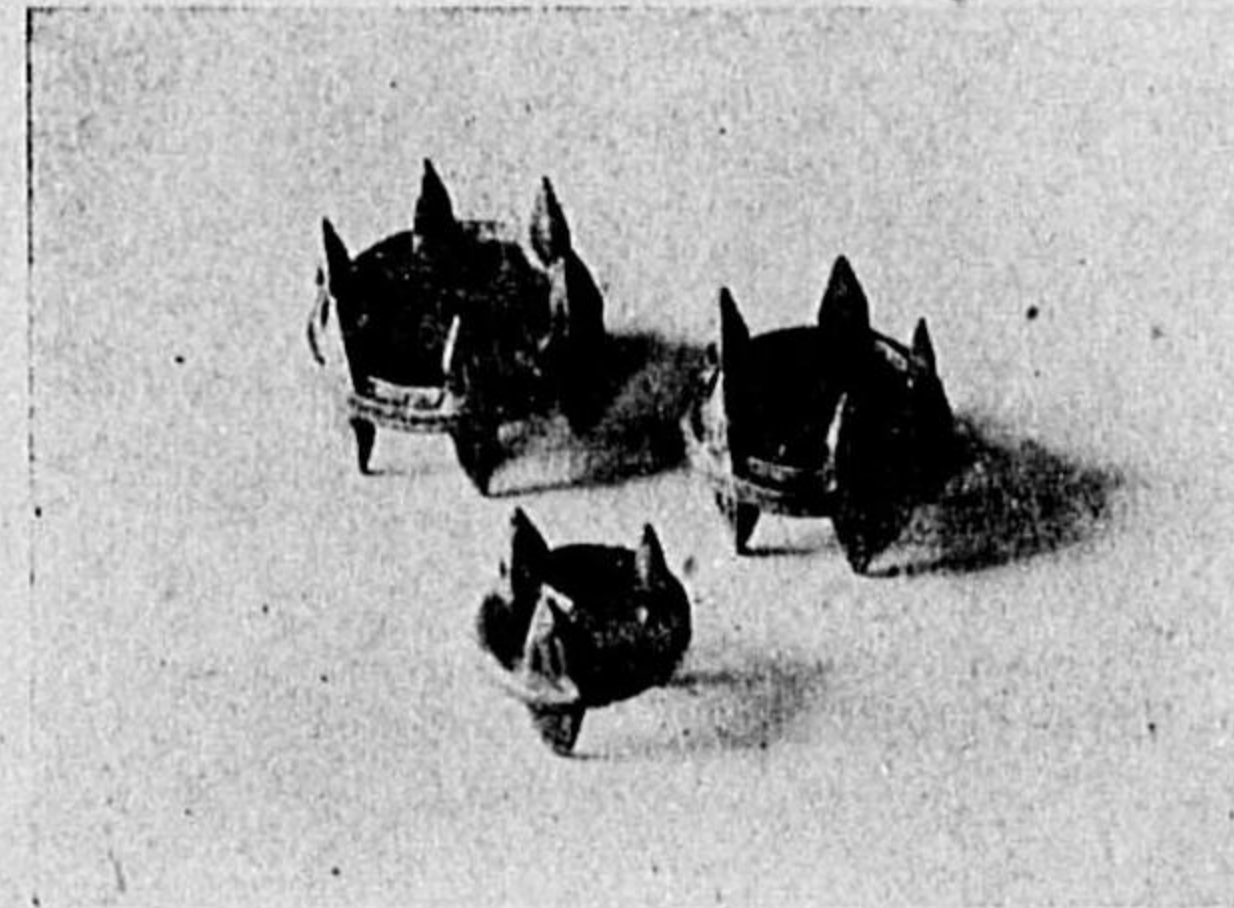
第 1 圖 輪形デュベル



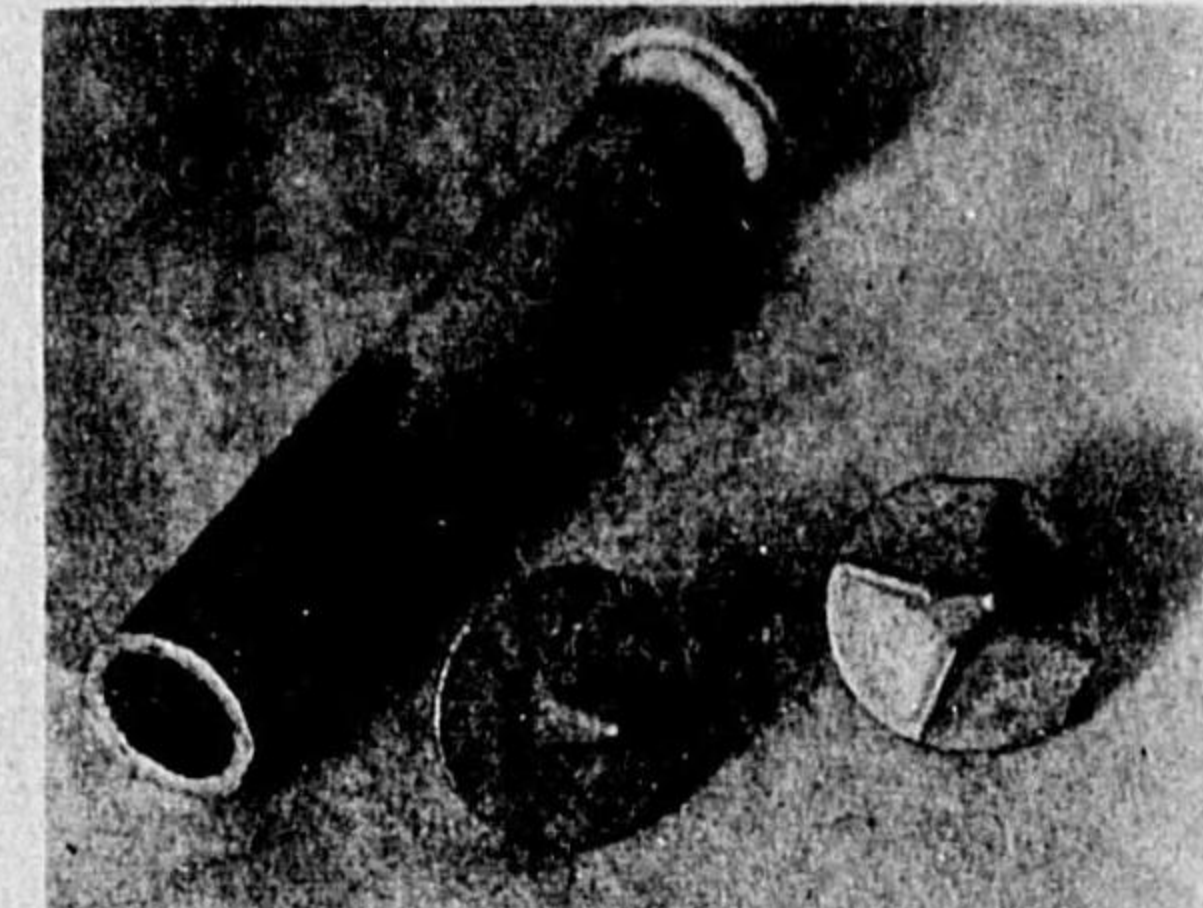
第 2 圖 矩形噛合せデュベル



第 3 圖 コマ形鋸



第 4 圖 圓形噛合せデュベル



(2) 試験方法の比較及び安全率

デュベル接合は通常引張接合に使用した場合最もその特長を發揮するものであるから、デュベル接合の強度及び許容荷重は引張試験に依つて求むべきものである。

然るに引張試験は著者は輪形デュベル接合に就いて行つたが、壓縮試験に對して約 3 倍の木材を消費し、取扱ひ不便にして装置に特別の工夫を要するもので、一般には行ひ難い。

依つて壓縮試験にて代用するのが普通である。然るに壓縮試験では引張試験の強度より大きく出る。4 吋輪形デュベルの引張試験の破壊強度はデュベル 1 組(兩側に 1 個づゝ計 2 個)に對

し 9,500~10,200 kg あり、壓縮試験では 11,200~12,400 kg であつた。この差は大體 2,500 kg で、引張試験強度は壓縮試験強度の 20% 減である。この點の考慮をすれば壓縮試験強度よりデュベルの許容荷重を求めることが出来る。

依つて著者は木橋接合部の許容荷重を次の如く取つてを提案する。

(3) 使用木材の材質に依る  
接合部強度の差異

表-1

試験方法	破壊荷重に對する安全率		比例限界荷重に對する安全率
	氣燥状態の木	含水率30%以上の木材	
壓縮試験	3.5	3.0	1.8
引張試験	3.0	2.5	1.8

デュベル接合は原則的には實際に使用する木材に就いてその強度試験を行ふべきである。併し内地産の杉材、松材、又は北海道材に就いて試験を行ふことに於ても相當の手續を要するものであるが、本會議の目途とする

大東亞の各材種に就いて試験を行ふことは出来ない。

この爲に代表的材種に就いて試験した結果を利用して、未だ試験してない木材の接合強度を算定することが必要である。これに對して次の事項を提案する。

輪形デュベル接合及び鯪接合の如く木材の支壓強度が直接に耐荷力の對稱となる接合具に對しては、木材の材質試験強度に正比例する。

$$P_0 = P_t \frac{\sigma_0}{\sigma_t}$$

$P_0$ : 或る木材を使用した時の接合強度。

$\sigma_0$ : この木材の壓縮強さ。

$P_t$ : 既に試験した接合強度。

$\sigma_t$ : 既に接合部強度試験を行つた木材の壓縮強さ。

壓入デュベル接合の如く木材の支壓強度が直接に耐荷力の對稱とならず、部材間に一種の摩擦力の如きもので耐荷する接合具に對しては、

$$P_0 = P_t \sqrt{\frac{\sigma_0}{\sigma_t}}$$

を使用すべし。

但しこの場合デュベル自身の強度が木材の強度に比較して劣る場合はこの限りにあらず。

(4) 加工上よりの比較

**輪形デュベル** 輪形デュベルの加工の要點は輪形デュベルを嵌込むべきデュベル嵌込み溝の加工であるが、之の穿溝器は手動で便利なのが考案された今日この方面の問題は解消した。それ故にボルト孔を一致する如く部材に加工すれば、ボルト孔の一致はデュベル自身の一一致しない他の接合に比較して施工は容易である。尚ほ輪形デュベルでは開式(切目あり)のものが施工上融通性があり、然も閉式(切目なし)のものに比較して強度が 10% 程大であつたから、これが使用を望むものである。



**壓入デュベル** この種に属するものは總て部材を締附けることに依り、デュベルを部材中に壓入するものであるから、施工上部材のボルト孔を一致せしめる他に、壓入する装置が必要であり、コマ形鋸の如くボルトの締附けに依り、壓入出来るものは強度が低く、強度の大なるものは壓入に大なる力を要するもので、一般に壓入力に大なる力を要するもの程、強度が大きくなる。

この點より接合部の強度と壓入力の方が大きい程、壓入デュベルとしては能率がよいわけである。矩形壓入デュベルを壓入するに要する力は 1 個當り 500~650kg であり、圓型壓入デュベルでは徑 40mm 1 個當り 450kg, 徑 50mm 1 個當り 800kg, 徑 60mm 1 個當り 900kg である。尙徑 60mm のもの片面に 6 個、計 12 個を使用した接合部の完成には約 11 趣の壓入力を要するものである。

**鯪接合** ボルト孔の一致とは別個に木栓の切込み溝を一致させる必要がある。之は相當に念入りの施工を要するものである。更に部材方向が傾いてゐる場合には施工は一段と困難となり、又合成桁の如く澤山の木栓を使用する場合に全部の木栓を一致せしめることは極めて困難で、この點モルタル製鯪の如く後から鯪を形成するものが便利に使用される。

(5) 部材間變位及び破壊状況よりの比較

木橋の接合部として荷重に依る變位が少いことが望ましい。この點より見てボルト接合は荷重が少し増すと部材間の變位が急激に増加し、接合工法として信頼し得ないものである。

**輪形デュベル** 輪形デュベルは[圖-5]の曲線 4 に示す如く變位をなす。即ち荷重が 1 趣以下ではボルトの締附けに依る部材間の摩擦で耐荷しほとんど變位がないが、之を過ぎると施工上の滑りが起る。之からは木材の支壓抵抗に依り一定の割合で變位が増加し、内材(デュベルに圍まれた部分の木材)が先づ剪斷破壊する。内材が破壊すると今まで 2 支壓面、2 剪斷面であつた接合は 1 支壓面、1 剪斷面となり支壓應力も、剪斷應力も、割裂應力も急に増加し、餘材(ボルトより部材端に至る部分の木材)は剪斷又は割裂破壊し、荷重は急激に低下し完全に部材が破壊し耐荷力を失ふ。これ故に餘材に針金を巻附ければ割裂に依る部材に最悪の破壊は防止されるから、破壊荷重は著しく増すことが實驗結果より明かになつた。

**壓入デュベル** 壓入デュベルは部材間に一種の摩擦抵抗を増加せしめる如き工法であるが故に荷重に對する部材間の變位は極めて少い。依つて變位のみより許容荷重を求めることは壓入デュベルに於ては極めて危険である。

壓入デュベル接合は變位が現はれ出すと急に増加を示し、一定の傾きの直線的關係を示さず、傾きはどんどん増して水平になつてしまふ、即ち荷重は上らないが變位のみ増加する様になり、接合としての機能を喪失する。

破壊は外面的には何ら見受けられず、接合面の内部がデュベルの齒に依り搔きむしられるだけで部材の完全な破壊は見られない。

尙ほ壓入デュベルは部材間初期變位に於て施工上の滑りのないことが特徴である。

**鯪接合** 鯪接合は施工の良否が部材間の變位及び施工上の滑りの大小を支配する。施工上の滑

りを除ければ、鯪接合は支壓面積を大きく取りうるから、荷重に依る變位の増加は割合に小さい。破壊の餘材の部分剪斷破壊するが故に一度破壊すれば完全に部材は駄目になる。

(6) 許容荷重の比較

許容荷重は表-2 に示した如くであるが、この場合の數値は部材方向が互に平行方向である場合の 2 面剪斷接合の強度を示したものでデュベル 1 組(左右に 1 個づゝ計 2 個)に對する許容荷重である。

デュベル接合としての能率の良否は許容荷重のみに依つて定まるものでない。これに對して著者は接合能率係數なるものを提案する。接合能率係數とはこのデュベル接合を使用しうる部材幅と許容荷重との比である。

$$\text{接合能率係數} = \frac{\text{許容荷重 (kg)}}{\text{使用最小部材幅 (mm)}}$$

即ちこの係數が大きい程、接合能率がよいことになる。

[表-2]で示した許容荷重は部材の方向が互に平行方向である場合であるが、部材の方向が傾いた場合に對しては次の係數を乗ずるを要するものである。

輪形デュベル	90° の傾きをなすとき	$C_{90} = 0.65$
	45° の "	$C_{45} = 0.85$
壓入デュベル	90° の "	$C_{90} = 0.80$
	45° の "	$C_{45} = 0.90$

第 5 圖 デュベルの 2 面剪斷接合の荷重-變位曲線

1. φ 16mm ボルト
2. コマ形鋸片面 8 個 (ボルト φ 16mm)
3. 輪形デュベル徑 5 吋 (ボルト φ 16mm)
4. 矩形嚙合せデュベル片面 4 個 (ボルト φ 16mm)
5. 矩形嚙合せデュベル片面 6 個 (ボルト 2×φ 16mm)
6. 圓形嚙合せデュベル (徑 4cm) 片面 8 個 (ボルト φ 16mm)
7. 圓形嚙合せデュベル (徑 5cm) 片面 6 個 (ボルト φ 19mm)
8. 圓形嚙合せデュベル (徑 6cm) 片面 6 個 (ボルト φ 22mm)

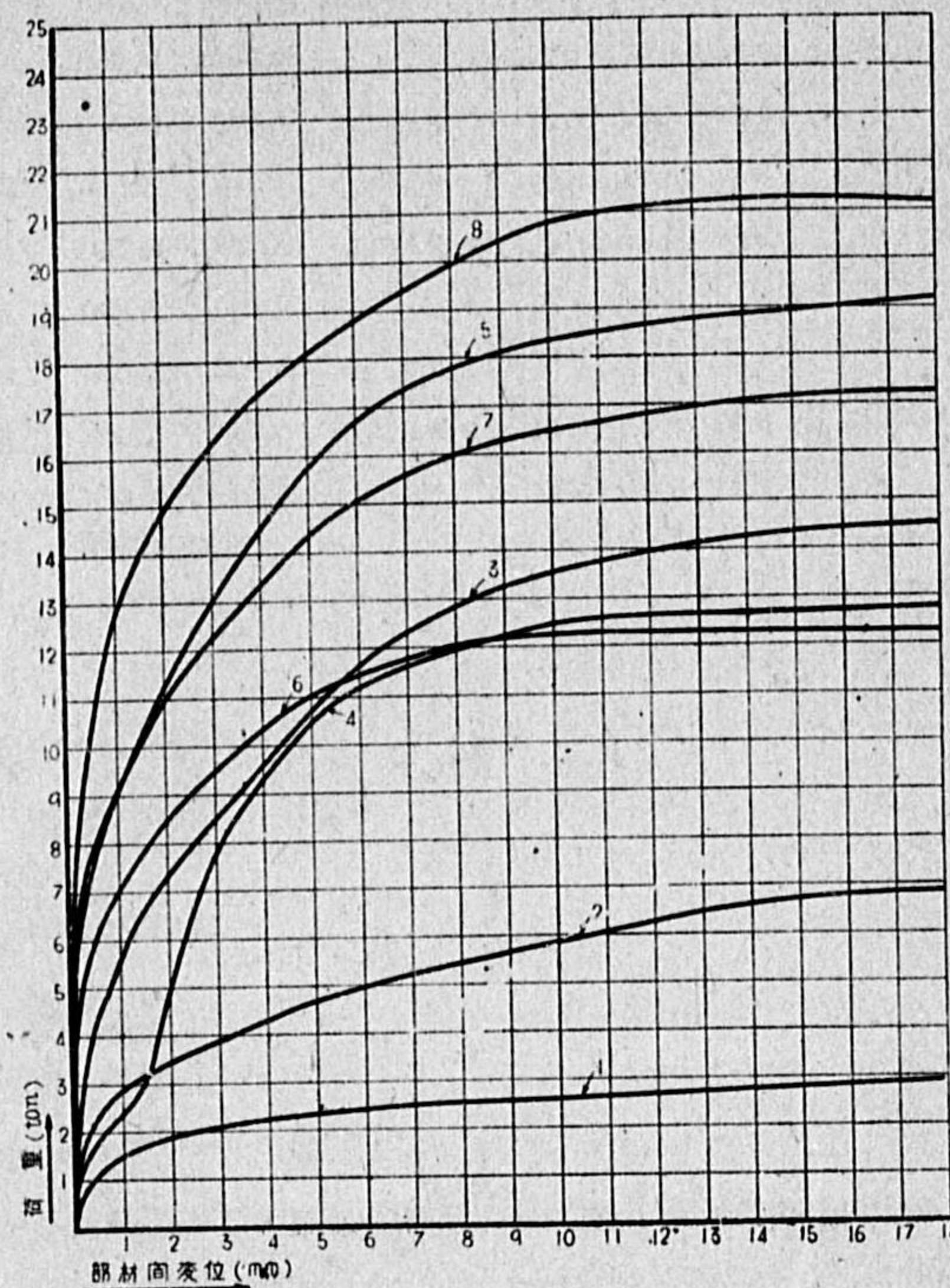




表-2 デュベル1組(2個)に対する許容荷重及び接合能率係数

デュベルの種数	デュベルの大きさ(mm)	デュベルの使用法	使用ボルト	破壊荷重(kg)		許容荷重(kg)	許容荷重時の變形量(mm)	デュベル壓入に要する力(kg)	最小部材幅(mm)	餘材長(mm)	接合能率係数
				最低	最高						
輪形デュベル	φ115(4吋)	切目なし	1×φ16mm	9,000	9,050	3,400	1.25~1.45	—	150	210	22.7
	φ115(4吋)	切目あり	"	9,500	10,200	3,700	0.45~1.43	—	150	210	24.6
	φ140(5吋)	切目なし	"	10,500	10,900	4,300	1.53~1.60	—	180	250	23.9
	φ140(5吋)	切目あり	"	10,700	13,600	4,600	0.50~2.52	—	180	250	25.6
矩形吻合デュベル	40×50	片面に3個	1×φ16mm	10,950	11,000	3,650	0.19~0.42	4,700	120	125	30.4
	40×50	片面に4個	"	14,000	14,650	4,790	0.40~0.64	5,200	120	125	40.0
	40×50	片面に6個	2×φ16mm	18,800	19,150	6,300	0.24~0.27	6,500	170	125	37.0
圓形吻合デュベル	φ40	片面に8個	1×φ16mm	12,100	12,880	4,114	0.13~0.42	7,100	180	140	22.8
	φ50	片面に6個	1×φ19mm	15,750	18,000	5,614	0.10~0.18	9,700	200	140	28.0
	φ50	片面に8個	"	21,000	21,950	7,150	0.16~0.37	9,500	200	150	35.7
	φ60	片面に6個	1×φ22mm	22,800	24,000	7,830	0.08~0.41	10,800	240	160	32.6
コマ形釘	φ30	片面に8個	1×φ16mm	7,030	7,400	2,880	1.02~1.20	ボルトの耐力に依る	140	110	20.6
	φ30	片面に16個	"	9,500	10,000	3,900	0.38~0.85	同上	160	120	24.4

## 22. 木コンクリート橋に就て

道路技師 高橋 敏 五 郎  
北海道廳土木部  
道路技師 上 戸 斌 司  
北海道廳土木部

### 1. 要 旨

戦時下鐵鋼材節約の爲めに木造橋を使用する機会が多くなり、近代交通に對して木造橋を再吟味することが必要となつた。

- 凡そ木造橋の缺點と認められるものは、1) 腐朽し易く壽命が短い。2) 維持費を多く要する。
- 3) 不經濟を敢えてしない限り一般に強度が低い。4) 長徑間になる程設計困難で不經濟となる。
- 5) 工費が比較的高い。等の諸點であらう。

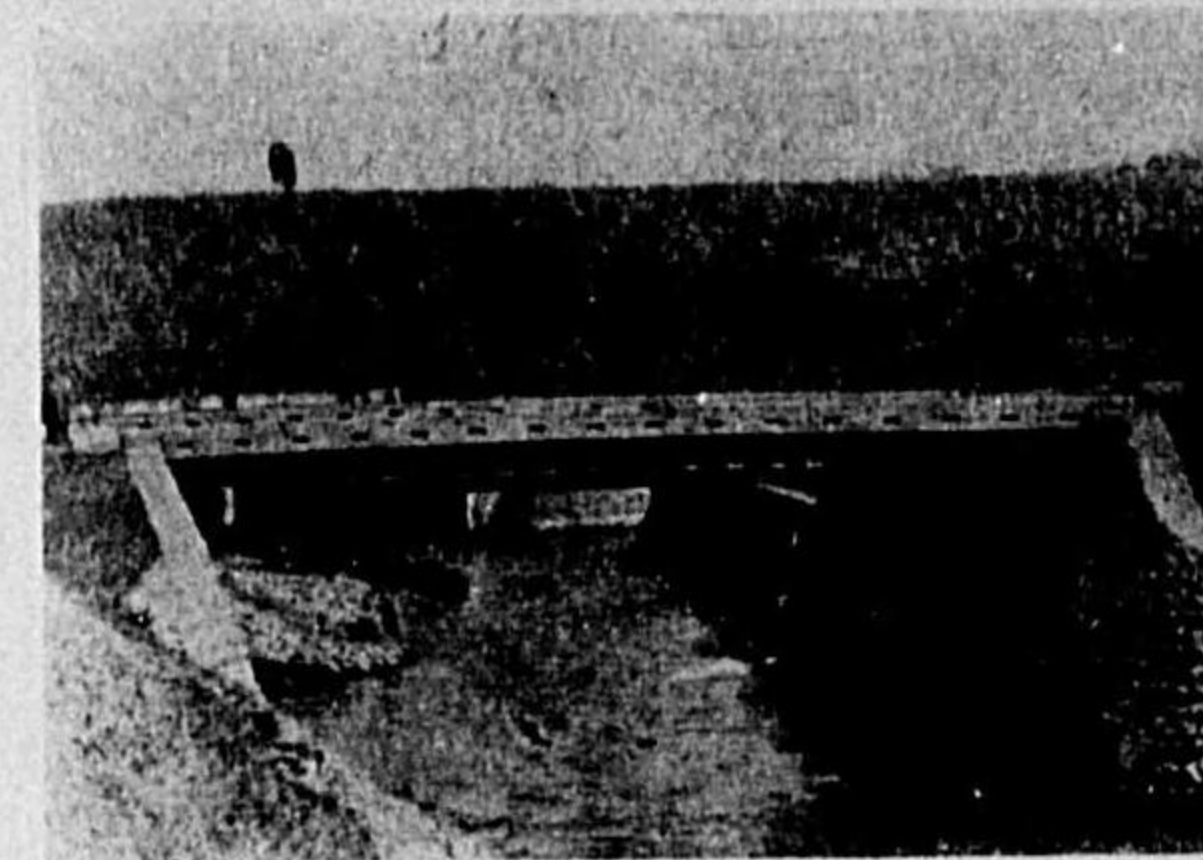
茲に提案する木コンクリート橋は一種の木造橋であるが、敍上の諸缺點を可成改善することが出來、單に理論に止らず多くの實施例に於て、いづれも良好な結果を示して居るので大方の研究により更に工法、其の他の改善を計り、木造橋の進歩せる一型式として速かに普及せらるべ

きものと信ずる。

## 2. 木コンクリート橋の構造

木コンクリート橋は、桁の壓縮部にコンクリートを使用し、引張部に木材を使用した合成桁の一種である。木筋コンクリートと異なる點は大断面の木材を露出して使用し、木材が剪斷力を負擔するものとして設計する點にある。

写真-1 長徑間型式木コンクリート橋



茲に提案する型式はT型のものであつて、突縁部はコンクリート床版とし、腹部は木材桁とするものである。木材とコンクリートとの接合には駒形デュベル、種々の形状の木材缺込、其の他の方法が考へられたが、實驗の結果最良であつた。〔圖-2, 圖-3〕の如き三角形乃至短形

の缺込を木材に切り込み、これにコンクリートを填充して、接合面に於ける水平剪力に對抗させてゐる。此の様な合成桁の曲げ應力算定はコンクリートと木材の彈性比  $n$  を決定すれば鐵筋コンクリートと同様に計算することが出来る。現在吾々の使用してゐる  $n$  の値は約 0.35 内外であるが之は北海道産松材を使用した、實驗桁の撓みと破壊強度が、コンクリートの彈性係數  $E_c=140,000 \text{ kg/cm}^2$  と假定して行つた計算値と大略合致する様に定めたものである。〔圖-1〕は實驗結果の一例である。

木材の幅及び缺込深とピッチとの關係は水平剪力によつて制限されてくるが、普通缺込深は 25 種、缺込ピッチは 15 種乃至 20 種が適當の様に認められる。

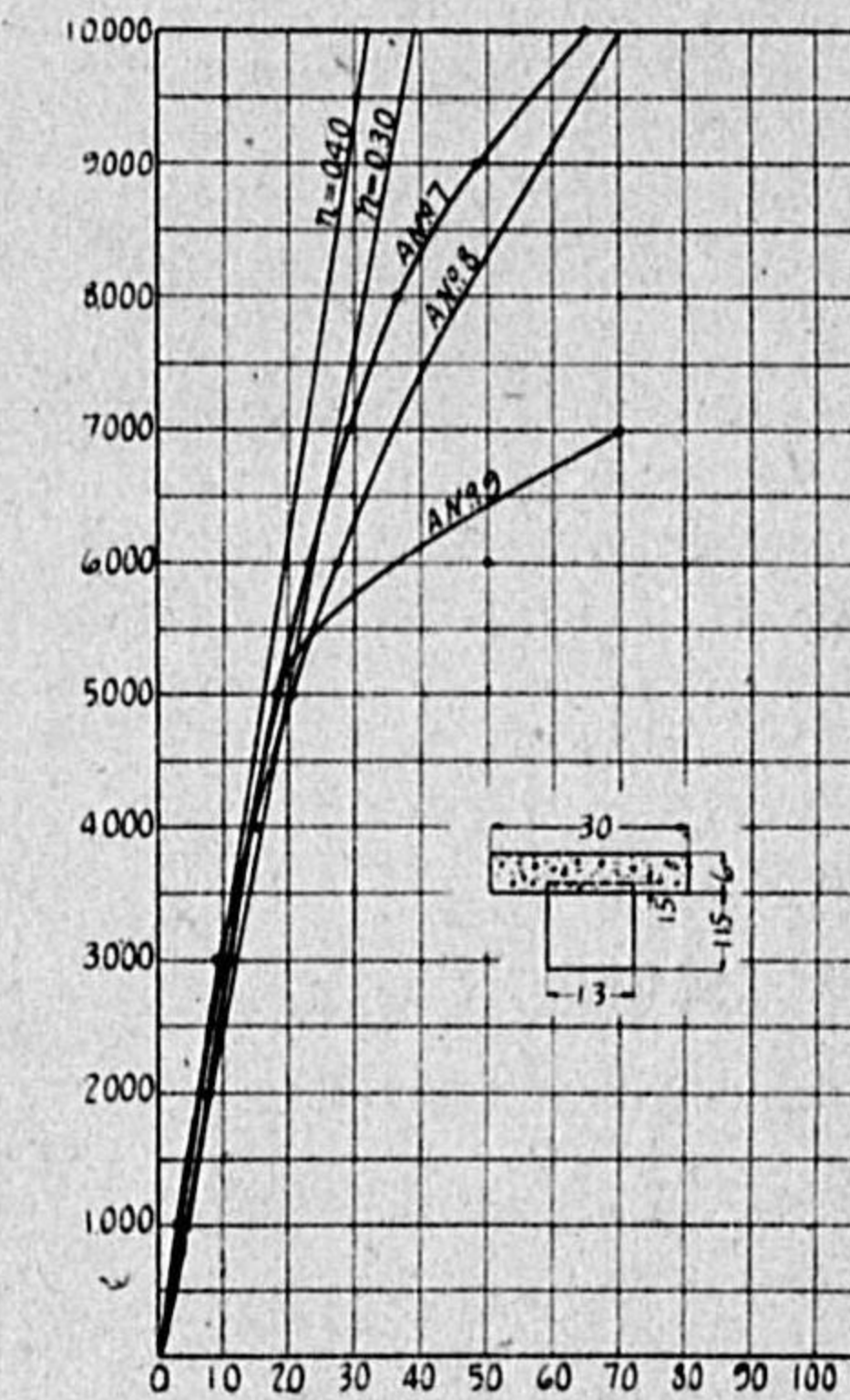
木材とコンクリートとの材質の相異に基因する溫度變化並に乾濕の影響に關しては實施橋に就き調査してゐるが、現在までのところ未だ何等の異狀も發見するに至つてゐない。要するに其の伸縮差は微少であるから或る場合は彈性變形の容易な木材がコンクリートに制肘せられて變形する。が、又他の場合には両者が微少な下垂變形をなして協力を保つものと想像される。

尙木コンクリート橋の實驗及び細部構造等に就いては「道路」第 2 卷第 12 號を参照されたい。

## 3. 短徑間型式木コンクリート橋

短徑間型式木コンクリート橋は〔圖-2〕の如く繼手の無い木材を用ひる型式である。此の型式は市場の木材寸法によつて支間長が制限を受け、北海道に於ては長徑 30 種、長 8 米を制限寸法

圖-1 實驗桁の撓みと彈性比  $n = \frac{E_t}{E_c}$  の關係









長径間型式の木コンクリート橋は〔圖-3〕に示す如く短桁を継ぎ合せた型式で、主桁と添桁はモルタル鯨及び少数のボルトにより連結したものである。此の型式の特長は桁高の増加と長さの継手が同時に行はれ、しかも複雑なる加工を要せず鋼材の使用も比較的少い点にある。木材とコンクリートとの合成が良好に行はれることは其の構造よりみて推測出来るが、木材添桁の合成が比較的良好であるのは接合線と中立軸との間に相當の間隔を有する爲めと認められる。しかし乍ら此の継手方法は構造學的には強度の不明瞭な部分も存在する。鯨は1:1モルタルを使用し、添桁が中心に於て全強を發揮し得るに必要な箇数を配置してゐる。モルタル鯨は工作が簡易であること、應力傳達が正確であること、収縮量の僅少なること等の點に於て木材鯨よりも優れてゐるものと考へる。

此の桁の構造をみるに端部に於ては通常の木コンクリート桁である。第一の鯨より中心に向ふに従ひ次第に断面係数を増大するが、其の増加量を計算することは困難である。中心に於てはコンクリート床版と添桁の純断面のみが有効な働きをなすものと考へる。

中心のボルトは剪力に對して設計してあるが、其の他のボルトは單に添桁の離脱と鯨の回轉を防ぐ働きをなすものとして配置してある。此の桁の最弱點は普通兩端の鯨の位置に存在し、従つて添桁の長さによつて支間長に一定の制限を受ける。北海道に於ては前記の木材制限寸法により支間12米を最大限度としてゐる。又コンクリートの打ち揚高を高くすれば木材断面を尙縮小出来るが、木桁の負擔する剪力、木材の腐朽防止或はコンクリートの龜裂防止等の點から自ら其の制限が定つて來ると考へる。

此の型式は工作が稍複雑であるから短径間型式の如く桁間隔の縮少を行はず床版コンクリート

圖-4 短径間型式木コンクリート橋荷重試験

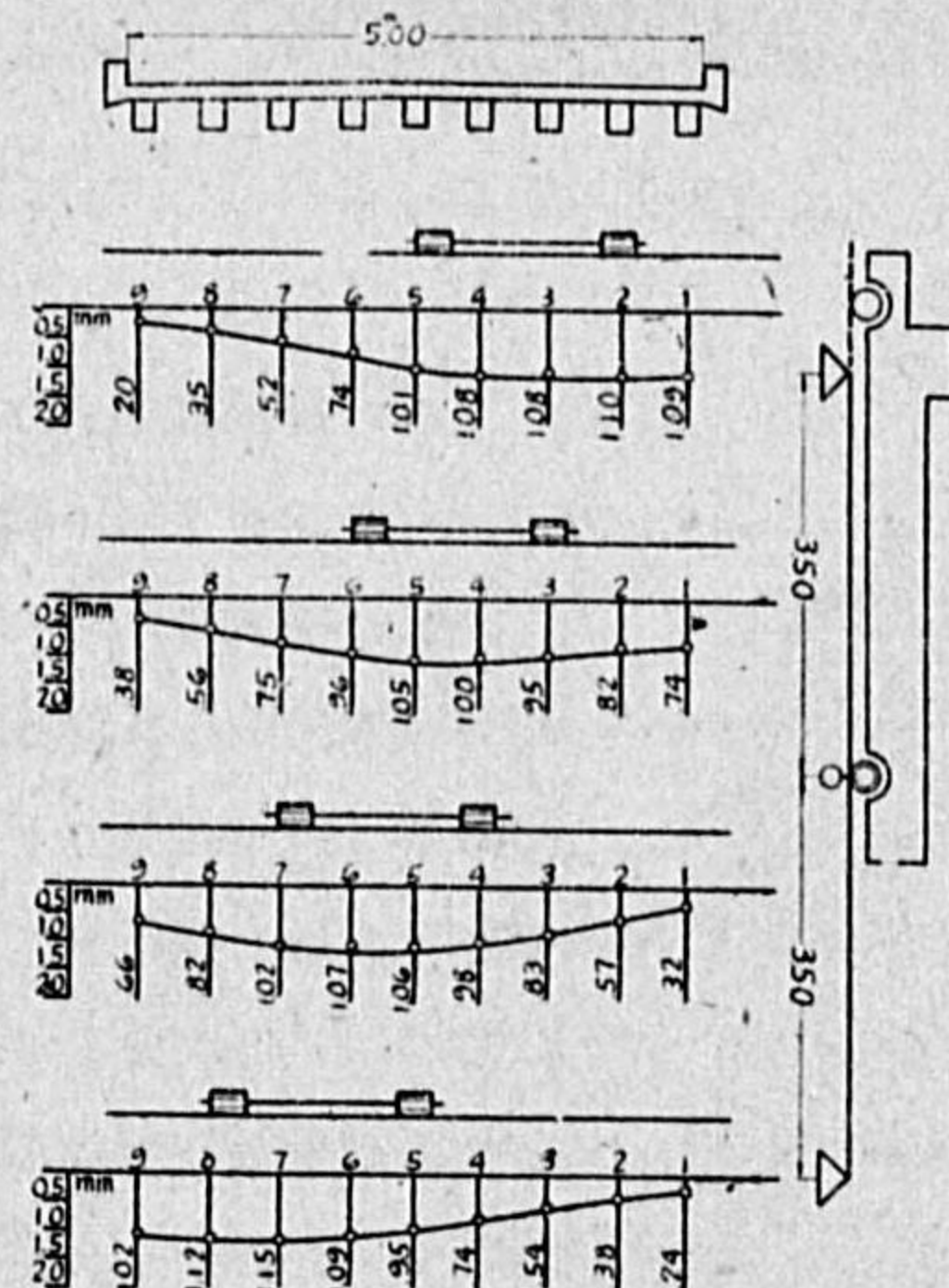
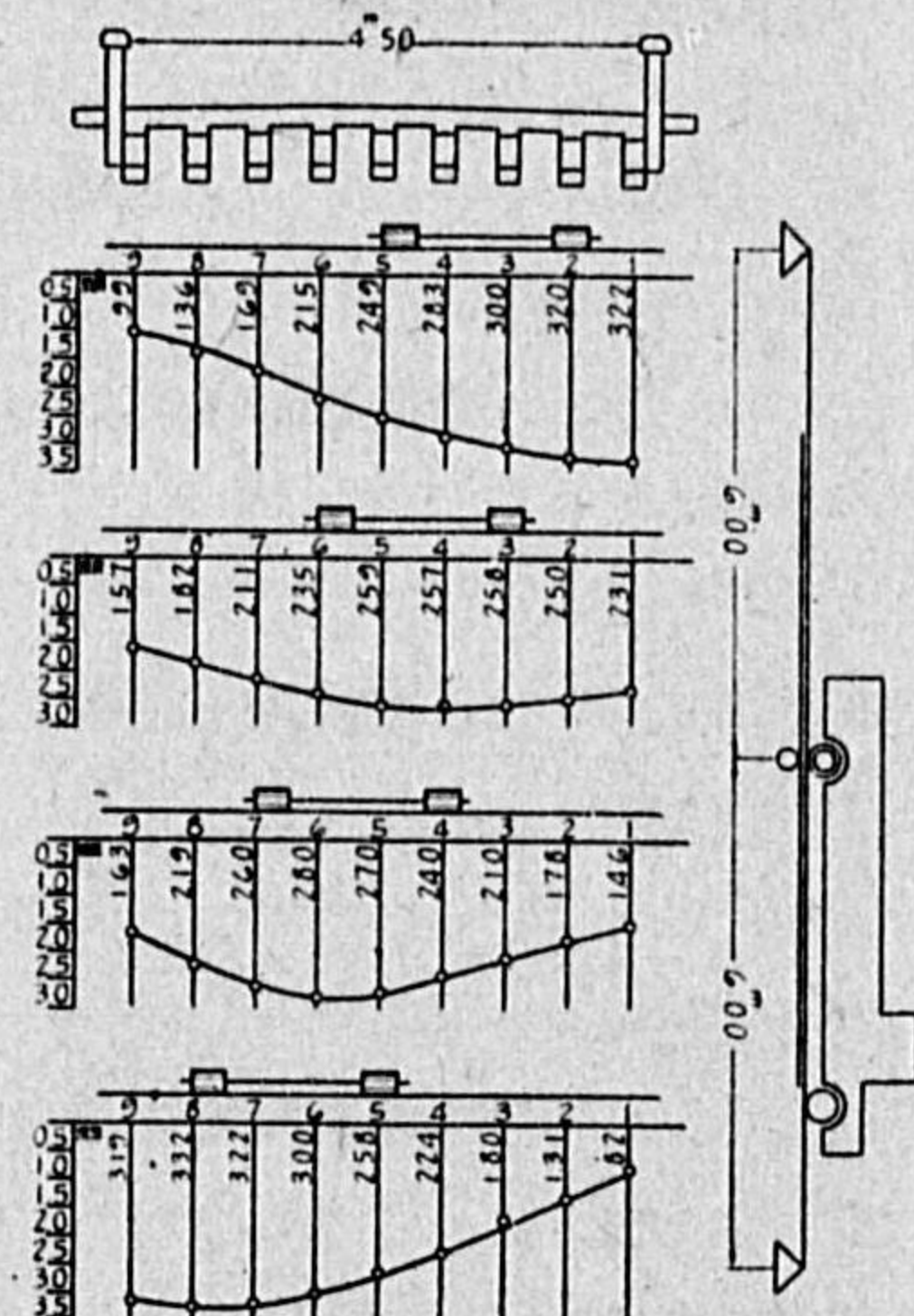


圖-5 長径間型式木コンクリート橋荷重試験



に對する危険性はコンクリートの配合及び施工を吟味することにより防止したい。

5. 實 施 成 績

木コンクリート橋は北海道では最近各所に於て實施せられてゐるが、成績極めて良好である。其の安全性を確實にする爲めに實施の數橋に就て、6.5 吨乃至 7 吨の自動車を使用し、荷重試験を行つてゐるが、〔圖-4, 圖-5〕により知られる如く、その最大撓みは短径間型式に於ては1/6000、長径間型式に於ては1/3600で大なる剛性を有することを示してゐる。

木コンクリート橋は木桁断面を縮少することが出来、又コンクリートが木材に比較して甚しく安價である現状に於てはその工費も一般に僅少で大略等径間の板橋よりは安く、土橋と同等の工費で施工出来る。木桁の加工は大工の熟練の程度により異なるが大略1日15米乃至30米を仕上げる事が出来る。

實施に際して注意すべき點はコンクリートの自重により施工中に桁の撓みを生ずる懼れがある故これを防止する爲め完全な支保工が必要なことである。

橋梁の外側即ち耳桁は日光の直射を受け、日割れを生じ易いので、日覆の施設をなす必要があると思はれる。

此の橋の特長として一般に木材の應力に比しコンクリート側の應力が過大となるので富配合コンクリートを使用し、許容應力を高めることが經濟的で、又無筋コンクリートを使用する爲めにも必要である。木コンクリート橋は永久構造物でない故50kg/cm<sup>2</sup>乃至70kg/cm<sup>2</sup>の許容應力を許すべきものと考へる。

23. 無筋コンクリート拱橋の施工に就て

道路技師 田 坂 榮 美  
京都府土木部

平時にあつては比較的入手し易い鐵材は今日の如く超非常時局に於ては特別の場合を除いて入手不可能の状態であります。従つて非常に進歩してゐる鋼橋、鐵筋コンクリート橋等は全く架設し得られず、木材、石材等を主材料とするか、コンクリートを主材料にするかしなければ橋梁は架換出来なくなりました。

此處に京都府に於て施行致しました無筋コンクリート拱橋の内代表的なもの2つに就いて述べ御批判を仰ぎ御指導を御願ひする次第であります。

1. 拱肋をブロック積とした場合

(イ) 設 計 概 要

橋 名 宵待橋

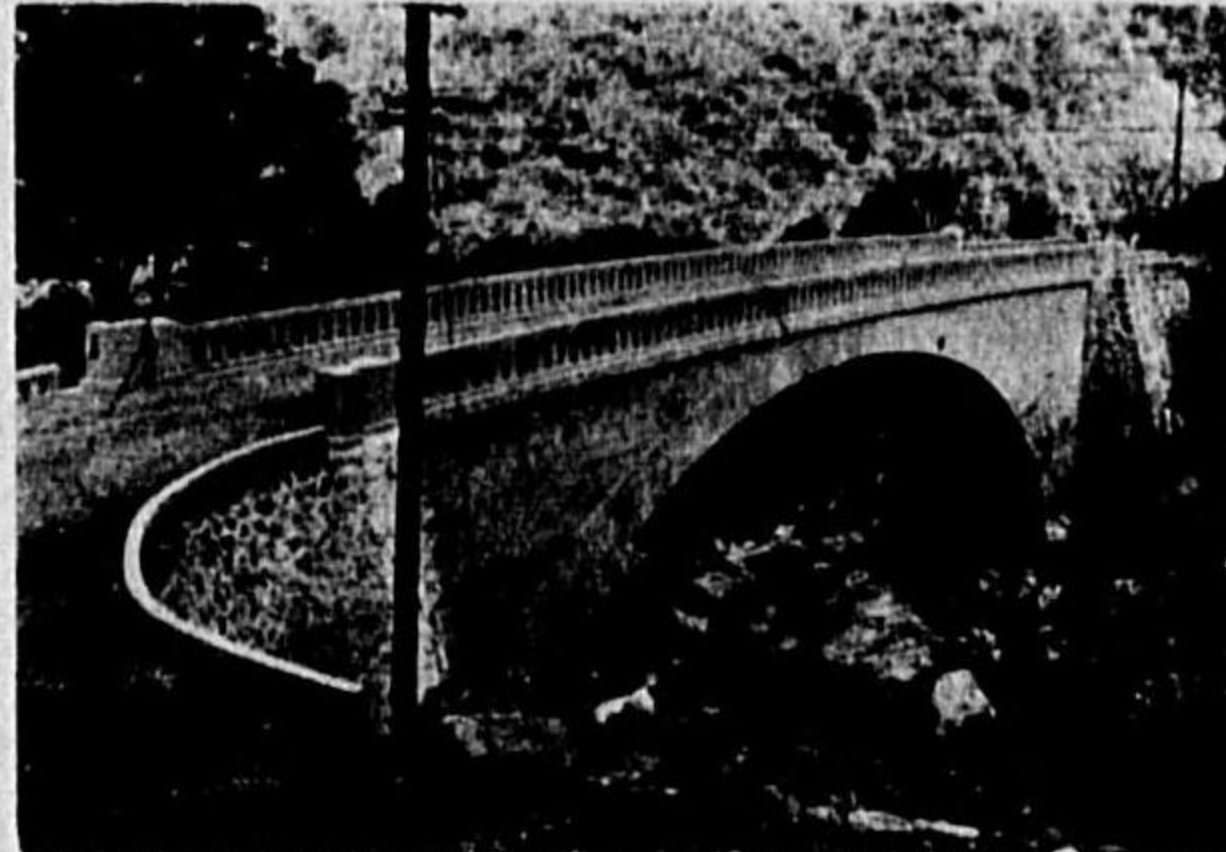
架 設 位 置 京都府綴喜郡田原村宇高尾



橋 長 31.80 米  
 有效幅員 4.50 米  
 拱肋支間 30 米  
 拱 矢 8.5 米  
 拱頂點肋厚 90 糎  
 起拱點肋厚 1.80 米  
 拱 臺 1:3:6 及 1:2.5:5 コンクリ  
 ート

拱 肋 1:2.5:5 コンクリートブロッ  
 ク目地 1:2 モルタル  
 側 壁 3:8.5 栗石コンクリート  
 中埋填充材 3:8.5 栗石コンクリート  
 工 事 費 26,356.23 圓  
 着 手 昭和 15 年 1 月 10 日  
 竣 功 昭和 15 年 11 月 17 日  
 執行方法 直營

青待橋 竣工圖



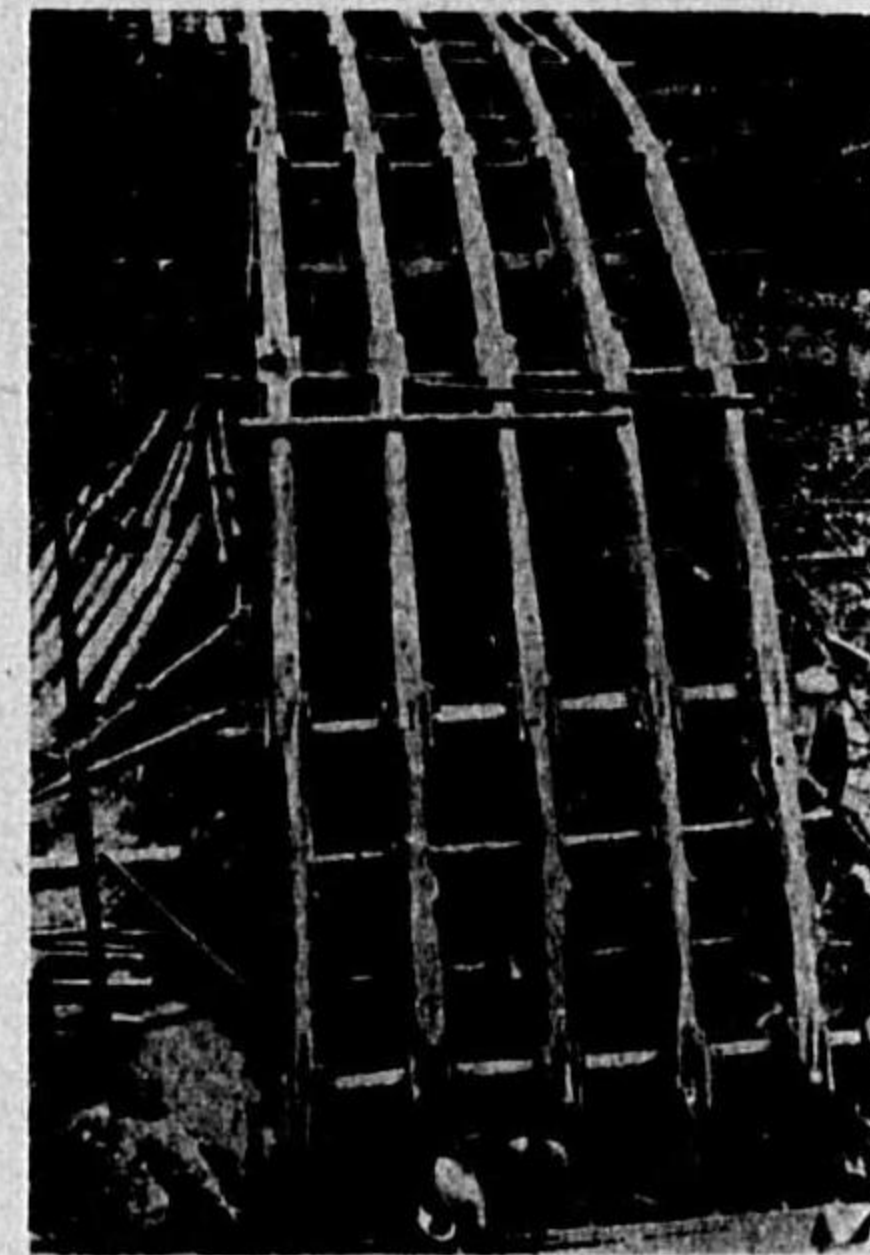
青待橋 架橋圖



青待橋 側壁型枠組立圖



青待橋 架橋組立圖



青待橋 括肋ブロック積立中



所 要 材 料

セメント 3,090 袋、洗砂 276 立米、洗砂利 524 立米、木材 402 石、栗石 78 立米、洋釘 239 疋、亜鉛引鐵線 53 疋、エラストイト 3.2 平米、ダイナマイト 22.5 疋、雷管 260 個、導火線 145 米  
 ポールト 89.3 疋、10 番線 118 疋、錠 273 疋、土砂 177 立米、白色セメント 16 袋、花崗岩細砂 2.2 立米、黄土 0.24 立米

各 部 分 工 費

拱 臺	3,977.26	親柱並高欄	1,116.99
拱 肋	11,585.57	架 構	4,816.50
拱 側 壁	2,998.12	其 の 他	770.14
裏込コンクリート	1,090.65	橋面積 1 平米當り	184.00

(口) 施 工

架設位置は兩側より急峻な山の迫つてゐる場所にあつて而も表面に蛇紋岩が露出してゐるので、當初より無筋コンクリート拱を架設するものとして豫算を取り設計に着手したのであります。實施に當りまして一番問題になりましたのは拱肋をコンクリートの場所打とするかコンクリートブロック積とするかでありましたが現場附近の狹隘なる事と長徑間拱橋なので安全の爲メイソニー、アーチの如きブロック積とする事としました。

ブロックヤードは砂、砂利の豊富な木津川の河敷に取り堅固な型枠を數回利用し得る如く作り、ブロック作成に當つては入念に施工し出來上つたブロックは附近の濕砂の中で養生しました。

拱臺、右岸は表面が風化してゐましたが掘鑿して行くと比較的石理の少い蛇紋岩となり湧水もなく豫定通りの切欠を作る事が出來ました。右岸は轉石多く頼りにする様な岩盤に到達し難く其の上湧水が多く、この水を他に流入せしめたり空隙をコンクリートにて塞いだり中々困難を感じましたが豫想線より約 1 米位深い處で硬質の蛇紋岩に達しました。

架構は附近に産する松材と橋梁古材(杉材)を並用したので反りを 10 糎に見込んで組立てましたが豫想に反し 5 糎で止り、架構接合點 1 箇所に付き 2 乃至 3 耗となつてゐました。基礎は全部岩石上に建込みましたから沈下の心配はありませんでした。

本工事で最も心配し苦心し困難を感じたのは拱肋のブロック組立で拱肋半徑間を 8 區間に分ち 1 區間に於ては同種のブロックを用ひ、拱頂點に向つて次第に斷面を縮少すると云ふ事をせずに各區間毎に斷面を變へました。ブロックの組立は起拱點、拱頂點及びその中間と云ふ順序にて施工し極力偏荷重の生じない様にしました。

目地の施工については水平目地はブロックの重さによつて充分密着し空隙も出來ませんでした。が縦方向の目地は中々密着しないので 8 番線、竹べら等を用ひて軟練モルタルを流し込み、思ふ様に流れ込まない處にはセメントペイストを流入して空隙が出來ない様にしました。それでもブロック其物に可成りの凹凸があつた爲施工は中々口で云ふ様に簡単には運ばなかつたのです。



ブロックは全部で 8,076 個、1 個の重量は人夫 2 人で運び得る程度とし約 70 斤のものを標準にとつたのですが丁度手頃の様でした。ブロック全部の組立に丁度 1 ヶ月懸りましたので 1 月平均 260 個組立た事になります。時期が 5 月、6 月でしたから出水の心配があり随分急いで施工した爲速く完了しました。

拱肋部の組立が終つて 10 日位で出水があつたのですが損害も比較的少くて済みました。

拱肋上の側壁、中埋、等につきましては殊更に申上る事はありませんが排水管には竹を用ひないで常滑管位のものを用ひた方がよいのではないかと思います。

## 2. 拱肋コンクリートを場所打とした場合

### (イ) 設計概要

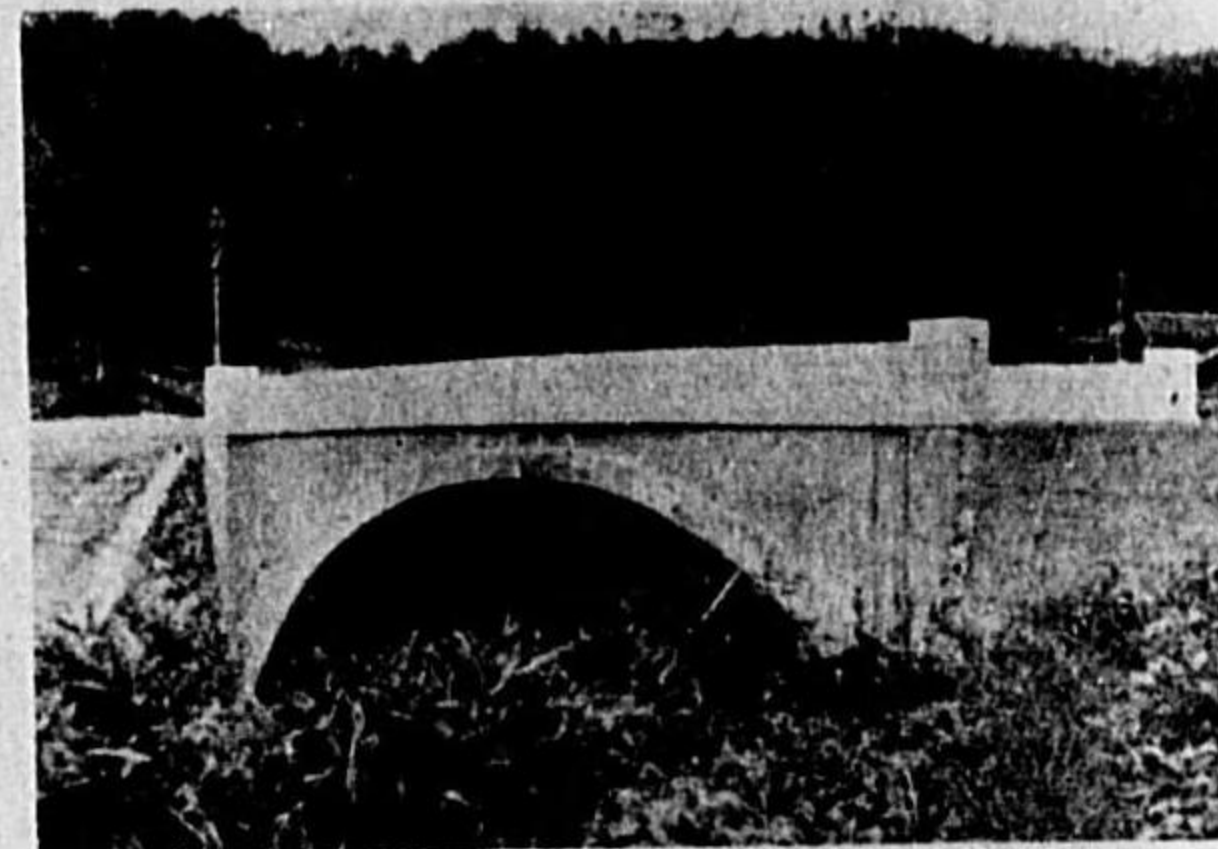
橋名	似多橋
架設位置	京都府北桑田郡尙國村大字井戸
橋長	13.52 米
有效幅員	4.50 米
拱肋支間	13 米
拱矢	3.70 米
拱頂點肋厚	40 糎
起拱點肋厚	80 糎
拱臺	1:3:6 コンクリート
拱肋、側壁	1:2:4 コンクリート
中埋填充材	栗石、土砂
工事費	5,218.07 円
着手	昭和 16 年 1 月 18 日
竣功	昭和 16 年 5 月 15 日
執行方法	請負
所要材料	

セメント 889 袋、洗砂 64.5 立米、洗砂利 127 立米、木材 153 石、栗石 47.2 立米、洋釘 26 疋、ボルト 228 疋、錠 225 疋

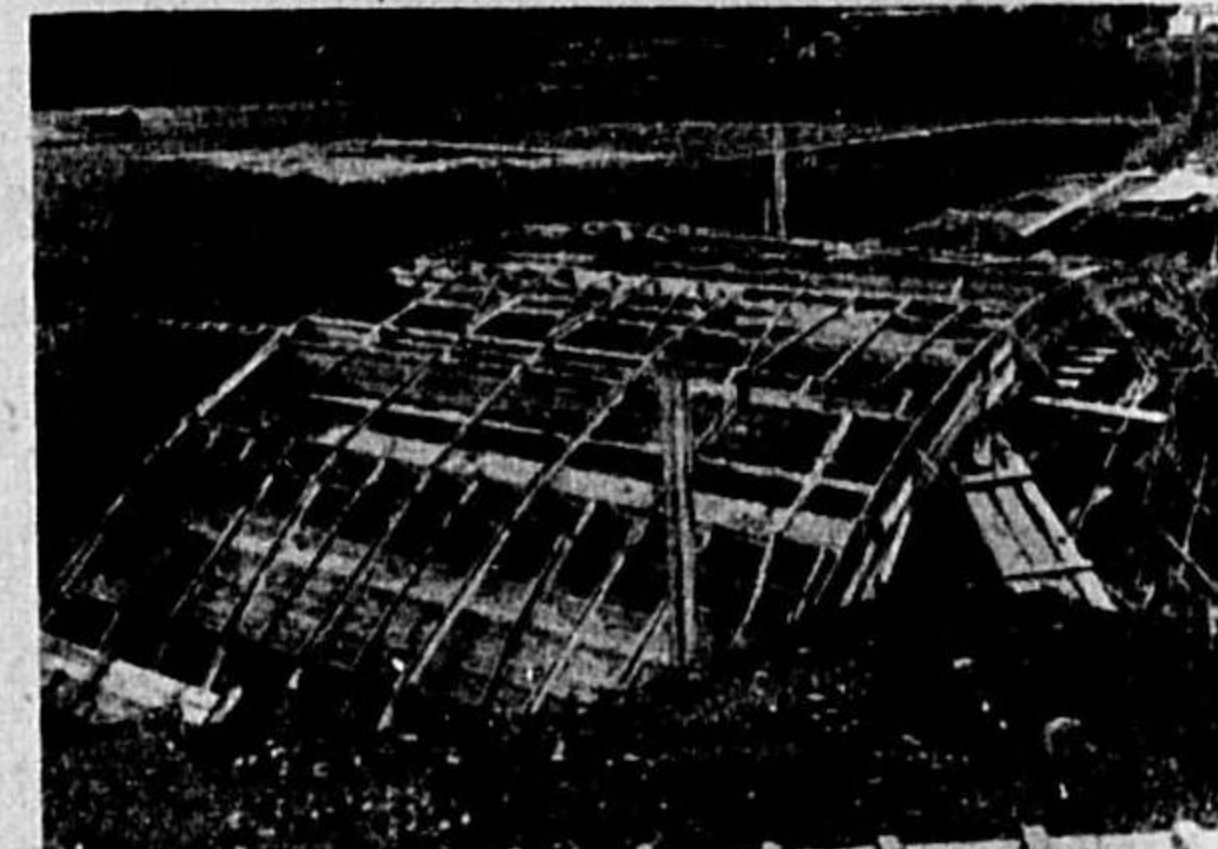
### 各部工費

拱肋	1,706.44 円
側壁	484.54
基礎	245.94
高欄親柱	645.36
填充	254.24

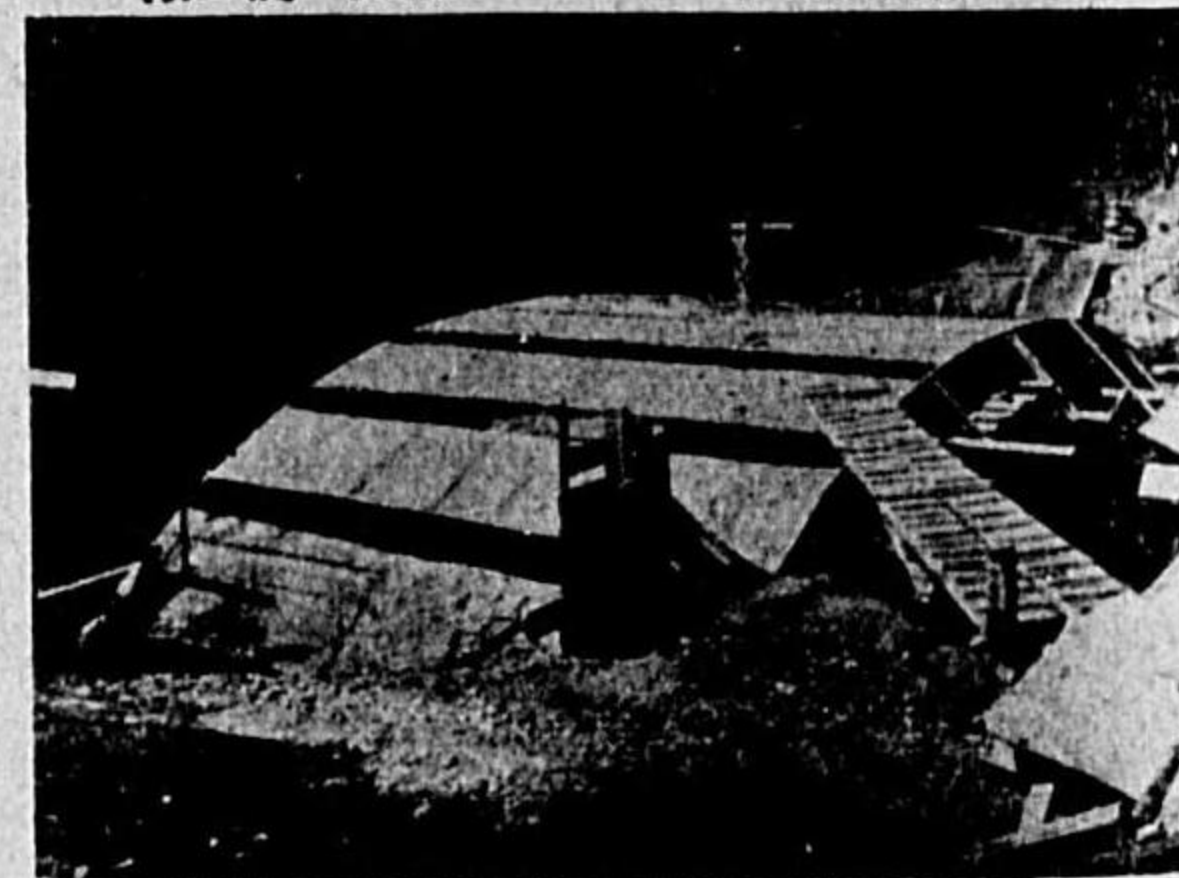
似多橋竣功圖



似多橋 架橋型枠組立圖



似多橋 拱肋コンクリート場所打施行中



排水工	423.25	型枠	461.33
架構	1,046.97	橋面積 1 平米當り	70.00

### (ロ) 施工

この現場も河の兩岸に山が狭く相迫つてゐる個所で岩盤が露出してゐましたのでコンクリート拱橋を架設する事としました。此の場合は短徑間なので弾性體と見なして計算する普通の弾性理論を用ひて設計致しました。

橋臺の基礎を掘鑿して行くと非常に硬い外殻が出てこれを切開いて行くと内部は鶴嘴でも掘る事が出来る位の石理の多い粘板岩が出ました。右岸は豫想より 1 米深く、左岸は豫想通りの深さにて拱臺を築造する事が出来ました。石理の多い割には湧水も少く施工も比較的樂でした。

架構は橋材を以て組立て下部は岩盤上に建込み兩外側の構の足を少し開いてコンクリート施工中の振動による架構全體の横振れを防ぎました。架構がその荷重に對して比較的堅硬な爲、上越 1 糎にして置きましたが殆ど沈下を見ない位でした。

コンクリートの場所打は半徑間を 4 區分に分ち通常の拱肋コンクリート打の順序で施工し、この 4 區分の間に間詰部分を設けこの處には練返しコンクリートを填充し既設コンクリートとの馴染をよくし収縮を減ずる様にしました。

以上 2 橋の工事施工状態を極く簡単に申上りましたがプラスチックなコンクリートを弾性體と考へた似多橋の施工に疑問があるのですが施工して今の處は龜裂が目立ちません。然し早晚來る事と思ひますから豫め龜裂が來ると思はれる處に接目を設けて置きました。宥待橋に於ては拱厚が厚きに過ぎ二次的作用が生ずる爲これも目地に異變が生ずるのではないかと思つてゐますが今の處斯の如き状態は見受けられません。

此處で何故一方をブロック積拱肋として一方を場所打にしたかと云ふ事につきましては別に明瞭な理由はありません。今もつて徑間何米以上はブロック積にしなければならぬか解りません。前記工費を比較しても場所打施工の方が遙かに工費が安い事が解ります。従つてこの分岐點を明かにする事が最も必要な事ではないかと考へてゐる次第であります。

## 24. 大阪市高速鐵道に於ける無鐵筋混凝土拱型隧道工事に就いて

大阪市技師 光井三郎  
大阪市電氣局

### 1. 緒言

大阪市高速鐵道工事は或る特殊區間を除いては多くが鋼矢板土留工法又は鐵杭土留工法を以て



開鑿式に依り施工したるも昭和 12 年以來土質良好なるのと鋼材節約の目的を以つて無鐵筋混凝土拱型隧道を築造しつゝあり。今工事方法よりこれを 2 種に分類す。即ち

(1) 逆卷工法

本工法は當高速鐵道第 1 號路線中住吉區天王寺高臺附近に於いて地質良好なるため延長約 80 米間に於いて路面を交通使用の必要に迫られざるに因り其拱部のみは開鑿式によつたが、側壁以下は逆卷工法によりたり。本工事は昭和 12 年 2 月着手し、昭和 12 年 10 月完成したり。

(2) 開鑿工法

日支事變後鋼材節約の目的を以て已むを得ざる構造部を除き普通一般隧道部は概ね無鐵筋混凝土拱型隧道を築造し開鑿工法を以つてし、路面交通の頻繁なる工事區域は路面覆工をなしたり。目下第 1 號線天王寺驛以南工事及び第 3 號線工事を施工中なり。

2. 工 事 概 要

(1) 地 質

地質は第 3 號線より第 1 號線の方が遙かに良好なれど今第 3 號線の地質のみを述ぶる事とする。即ち O.P.—1.00m 位迄は淡褐色の砂層にて O.P.—5.50m 迄は青灰色の沈泥交り細砂、其の下層に (a) 青白色の砂層 (b) 青灰色の砂質礫層 (c) 青黝色の粘土層なり。基礎地盤は前記 (a) (b) (c) の三層附近にして側部底面に働く設計反力は 21.6t/m<sup>2</sup>~31.7t/m<sup>2</sup> にして基礎地盤が有する耐荷力を耐荷試験により〔表-1〕の如き結果を得たり。

表-1 耐荷試験成績報告

圧力計 kg/cm <sup>2</sup>	50	100	140	200	250	300	400
荷 重 t	8.927	7.85	10.99	15.70	19.63	23.56	31.42
耐 荷 力 t/m <sup>2</sup>	32.06	64.11	89.76	128.23	160.29	192.34	256.46
沈 下 mm	1.0	2.5	3.5	4.0	4.5	6.5	8.5

1. 圧力計の針は 400kg/cm<sup>2</sup> の字盛以上に上昇せず。
2. 上記加壓の折附近に地盤の隆起を認めず。

(2) 施 工 順 序

(イ) 逆卷工法 約 8 分の法勾配を附し切り下げ所定の高さに支保工を設けて拱部を構築する。尙起拱部迄掘鑿したる後側壁外側に沿ひ土留板 (6cm×25cm 長 450cm) を打込む。拱部構築後拱支保工を除去し掘鑿を進め更に側部へ向つて掘鑿を爲す。此の側壁の掘鑿は 3 区分し 1 区分の長さは最大 2.5m を限度とし (拱部打繼箇所は 2m とした) 左右對稱に同時に掘鑿する事は絶対に避けた。本工事に於て最も留意すべきは側壁背面に弛緩空隙を生ぜしめると能働土壓が側壁に働く必要があるから絶対に背面地盤との間に些かの空隙を生ぜざる様又地盤の弛緩を來さない様に最小區間づゝ急速に混凝土打を爲した。

(ロ) 開鑿工法 目下第 3 號線に施工中の工法である (1) 先づ 1.5m 間隔に鐵杭を打込み掘鑿進行と共に 1 段梁 2 段梁及土留横板を挿入し側壁部基礎面より約 1 米邊りまで掘鑿す。(2)

次に側壁部の幅のみ工區延長を 20 米毎に區切り先づ 20 米分を掘鑿し側壁部混凝土を打つ。(3) 側壁部コンクリートの硬化後第 4 段梁を入れ、然る後抑拱部の掘鑿を爲し、排水土管、敷砂利を入れ、然る後に抑拱部混凝土を打ち、次いで道床混凝土を打つ。(4) 抑拱部混凝土硬化後第 3 段梁を撤出し拱部支保工を組立てる。(5) 拱部は一度に外側型枠を組立て兩側對稱に起拱部の混凝土を打上げる。次に拱頂部を打ち硬化したる後この中間拱部混凝土をなす。(6) 隧道構築後鐵杭を引抜く。この撤去工事により生ずる側壁背面の空隙を充す目的を以つてセメント注入工事をなしたり。即ち側部混凝土を打つ時、5 種内徑のエクソット管を約 7 米間隔に上下交互に挿入しおき、セメント注入用管となしたり。使用機械は 3 切用「カニフ」ミキサーにして注入壓搾空氣は約 40#/ロ"~70#/ロ" なり。

3. 無鐵筋混凝土の配合及其強度

表-2 配 合 表

種 別	セメント	水	砂	砂 利	骨 材 セメント比	施 工 部
甲	1	0.65	2.7	4.3	7.0	下床版、拱部 (無筋)
乙	1	0.65	2.5	4.0	6.5	上床版、梁、支柱、側壁
丙	1	0.65	2.1	3.4	5.5	特に断面小なるもの
丁	1	0.65	2.5	4.5	7.0	無筋拱部及側部

表-3 無鐵筋コンクリート強度表 (逆卷工法部)

コンクリート 打回数	W C	歴 縮 強 度 (kg/cm <sup>2</sup> )				使用セ メント	スラ ンプ (cm)	摘 要
		3 日	7 日	28 日				
No. 1	L	0.62	—	—	—	淺野ベロ	max. 2.2 min. 0.2	Lは起拱部 Uは拱頂部 Mは兩者の中間部。
	M	0.62	201	232	200			
	U	0.62	—	—	—			
No. 2	L	0.62	147	192	252	同 上	max. 14.4 min. 0.7	振動機使用
	M	0.55	—	—	—			
	U	—	—	—	—			
No. 3	L	0.63	178	240	276	同 上	max. 11.5 min. 1.1	振動機使用
	M	0.63	170	310	310			
	U	0.55	184	229	361			
No. 4	L	0.61	118	187	256	同 上	max. 10.0 min. 1.9	
	M	0.60	103	177	271			
	U	0.53	154	187	287			
No. 5	L	—	—	—	—	淺野普通	max. 15.0 min. 0.1	
	M	0.60	65	145	291			
	U	0.55	89	214	215			
No. 6	L	0.65	89	176	311	竊業高級	max. 16.4 min. 2.1	
	M	0.60	114	199	331			
	U	0.55	108	205	223			
No. 7	L	0.64	130	164	215	淺野ベロ	max. 12.9 min. 3.0	
	M	—	—	—	—			
	U	0.60	124	173	263			
No. 8	L	0.60	109	193	229	淺野ベロ	max. 17.7 min. 3.1	
	M	0.60	123	176	226			
	U	0.56	165	188	236			
No. 9	L	0.65	139	205	258	竊業高級	max. 14.3 min. 3.3	
	M	0.64	116	175	228			
	U	0.60	112	157	227			



表-4 無鐵筋コンクリート強度表(開鑿工法部)  
(昭和13年12月~昭和15年11月)

施工部	使用セメント	配合種別	スランプ	壓縮強度 kg/cm <sup>2</sup>
側部	窯業高級	甲	7.2	239
"	大分	甲	2.4	271
"	淺野ベロ	甲	2.2	304
拱部	小野田普通	甲	12.0	276
"	淺野普通	甲	4.7	189
"	"	甲	12.3	204
"	窯業普通	甲	13.0	174
"	"	丁	7.9	228
側部	窯業普通	"	12.7	215
"	宇部珪酸	"	4.3	204
"	窯業普通	"	14.0	215
"	"	甲	3.9	187
側部	窯業高爐	"	2.6	259
拱部	"	丁	2.2	239
"	窯業普通	"	4.9	281
"	"	"	9.1	215
"	"	"	1.36	250

をなし其後拱内部の掘鑿をなす法

(C) 前述の第3號線に目下施工中の鐵杭

表-5 工事費比較表(昭和11年12月)

	A. 及 B		C		D		備 考
	數量	金額 (圓)	數量	金額 (圓)	數量	金額 (圓)	
掘 鑿	13,386m <sup>3</sup>	26,592	12,200m <sup>3</sup>	13,420	12,200m <sup>3</sup>	13,420	鐵杭打込費、支保工、土留板損料及撤去費鐵杭引拔費、鐵杭損料
土 留 工	—	—	80m	24,220	80m	24,220	
基 礎 工	80m	5,190	80m	5,190	80m	2,830	(A)(C)は底板コンクリート打費及其の材料費
コンクリート	1,650m <sup>3</sup>	35,200	1,650m <sup>3</sup>	35,200	1,200m <sup>3</sup>	21,400	材料費共
鐵 筋	—	—	—	—	130t	28,600	
防 水	—	640	—	640	—	8,710	工費材料費共
埋 戻	—	6,050	—	3,650	—	4,480	
剩 土 撤 出	—	10,260	—	10,260	—	4,720	
雜 費	—	1,678	—	1,851	—	4,193	
合 計	—	85,610	—	94,431	—	110,573	
1 米 當 り	—	1,070	—	1,180	—	1,382	

土留開鑿法

大阪市高速鐵道工事にては實驗の結果鐵筋混凝土の配合に就いては砂利砂比(G/S)を1.6とし骨材セメント比 $\frac{S+G}{C}$ によつて3種別にしてある。即〔表-2〕に示す如し。扱て無鐵筋混凝土には如何なる配合のものが最も適當なるやを經濟上、強度上より研究の結果水量60~65%の範圍内に於て甲配合(1:2.7:4.3)及丁配合(1:2.5:4.5)が本工事に最も適當なりとして採用した。即ち一般拱部には丁配合を用ひ、側壁部には甲配合を用ひたり。〔表-3〕〔表-4〕

4. 工事費及各種工法比較

無鐵筋拱型隧道工法に次の數種の工法がある。

(A) 當現場にて施工したる逆卷工法

(B) (A)と大體類似なれども先づ(1)部掘鑿をなし(2)に側壁部を木杭土留をなしつつ掘鑿し、側部混凝土打をなし(3)には拱部混凝土打

以上3方法に夫々長所短所がある。先づ工事施工の難易から云へば(C)(B)(A)の順であらう。(C)(B)は拱部の沈下の心配少く従つて龜裂の生ずる程度も少い。(C)の場合は路面を一般交通に使用するために路面覆工費及其撤去費を餘分に要し、又一時的にも多少の交通の障害を來す事があるが地下鐵工事としては最も一般的施工法である。

次に工事費の比較であるが事變前の契約單價を以つて作成したから現在とは可なり相違して居ることと思ふ。尙参考として從來施工した鐵筋型隧道の費用を(D)として附け加へて比較して置いた。

25. 鋼 橋 の 補 強 工 法

横河橋梁製作所 小 室 親 一  
取締役技師長

1. 概 説

大東亞戰爭の進展に伴ひ各種重要資材の圓滑急速なる輸送力の増強の爲めには必要に應じて新らしき交通路を建設し又は從來の施設を整備強化して激増する交通量と荷重に耐へしめねばならぬ。

然るに其の目的に使用さるべき資材中の鋼材は今後も相當なる制限を受けるものと考へられる。此の相矛盾したる條件を満足せしめる事即ち少量の鋼材を最も有効に使用する事は非常時下の技術者に課せられたる責務と云はなければならぬ。

元來鋼橋は半永久的構造物と考へられて居るのであるが鋼材の腐蝕と荷重又は交通量の増加等に依つて架設後3, 40年にして架換の時期に達するものである。其の場合に僅少の鋼材と勞力とを以て補強するときは再び相當長期間に亘つて安全に且大なる交通量に耐へしめ得る事が多いのである。

我日本に於ける棧橋の歴史は明治元年に道路橋を、又明治7年に鐵道橋を架設したるを以て嚆矢とし爾來今日迄七十有五年間逐次其數を増加し、此間或るものは腐蝕の爲め新術と架換し又或るものは舊來の鋸工法に依り補強せる等其數枚舉に暇なきも電弧熔接の進歩發達に伴ひ我鐵道省は昭和6年鐵道橋梁の熔接による補強計畫を樹立し爾來全國に亘つて之れを實施し、又南滿洲鐵道其他の會社線、道路橋等にも實施されて來たのである。

尙北支那に於て事變開始以來設計荷重の増加並に軌間變更に依る鐵道橋梁の熔接補強の外多數の爆破橋梁を修復して我軍の作戰に協力して來たのであるが大東亞戰爭に依る占領地に於ては更に重要視される問題と思はれる。

2. 補 強 の 構 造



強度の不足してゐる橋桁を補強する場合、第一に考ふべき事は銲接に依るか熔接に依るかである。其の工法を決定するには橋桁の構造と補強を要すべき程度と部位並に其施工を現場の使用状態の儘行ふか又は工場で行ふかを考慮する必要がある。尙又經濟的條件即ち費用の點も比較検討して決定すべきである。

鋼工形桁や蓋板のない鉸桁では突縁背面に殆ど銲頭を有しないので鐵工法でも熔接工法でも良いが使用状態の儘銲孔を明けることは強度の點からも施工の點からも困難であるから銲工法は現場補強に適しないことは明らかである。工場内で補強を施すには或る場合は銲工法が適してゐることもあるが作業の簡易、鋼材の節約の見地からすれば大體に於て熔接工法に歩があるものと考られる。只單位重量當りの工賃が現在も尙熔接工法は銲工法に比べて相當高く所要鋼材の節約が20~30% であるとしても償へない場合がある。併しながら一般的に云つて補強と云へば直ぐに熔接が考へられる程であるのも結局は熔接工法が交通に何等の支障を來す事なく比較的安全にして補強後の結果も宜しいからに外ならぬ。

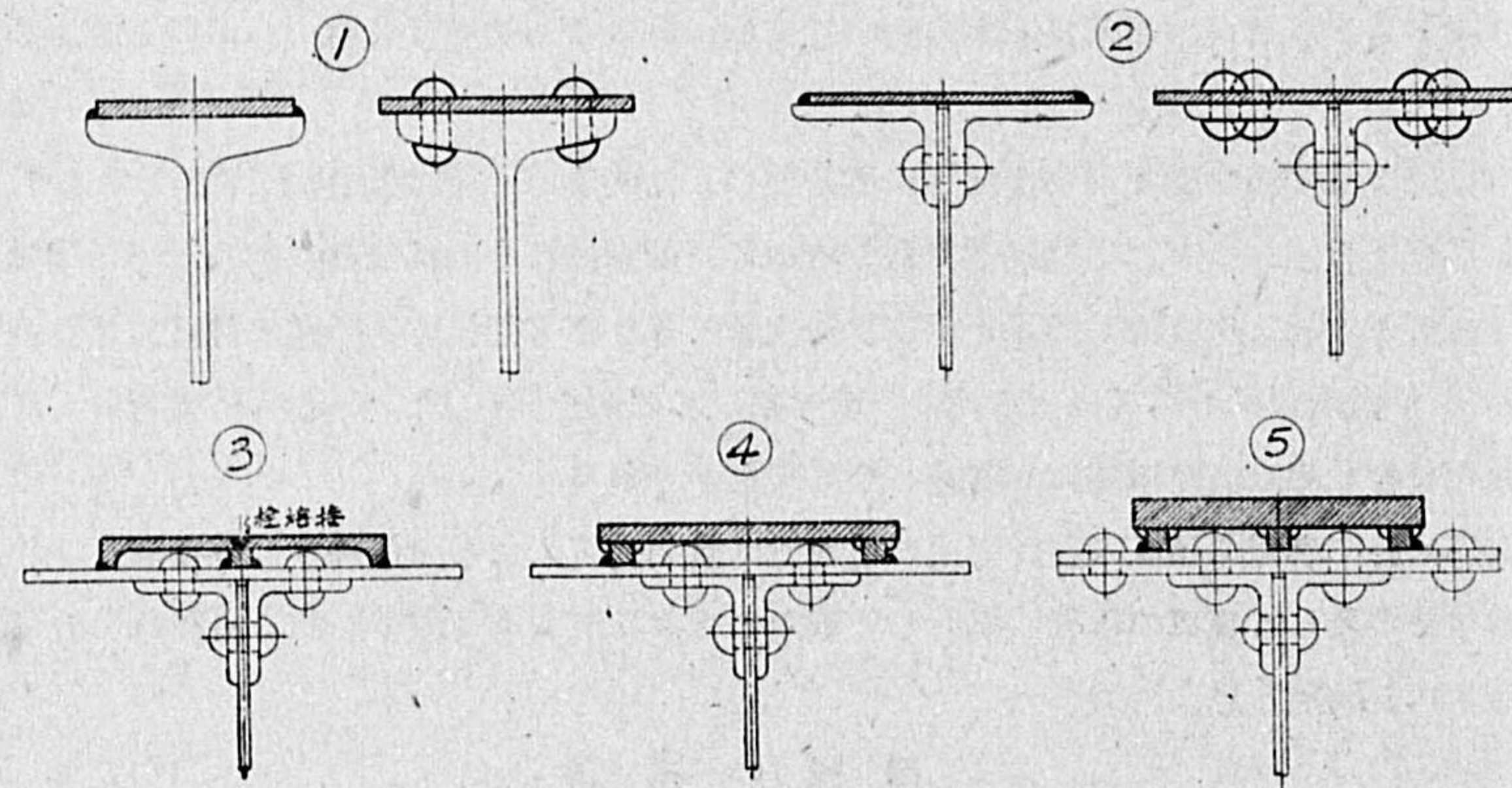
現在我國に於て一般に熔接工法が銲工法に比して高價となる理由は種々あるが、一に熔接工事が少い爲めに熔接の専門的工場又は設備の完全を阻んで居り鉸銲工場の一部に於て不備な施設の下に熔接を行つてゐるが故に能率が上らず、又適當なる準備の下に熔接を行ふ場合でも其準備施設が構造物の種類毎に變るので其費用を相當見込まざるを得ないからであつて何等熔接の本質に関する問題ではないのである。

(イ) 鉸桁突縁の補強

鉸桁の突縁は主に曲げモーメントに抵抗するものであり最も強度に關係ある部位である。夫れは斷面決定の第一要素であり且又腐蝕も起り易いからである。

〔第①圖〕及〔第②圖〕は突縁背面に銲頭のない場合で單に補強鉸を上下突縁背面へ熔着又は銲結すれば良い。

工場内で補強する場合には銲工法、熔接工法の何れに依るも可にして且補強效果や費用の點も



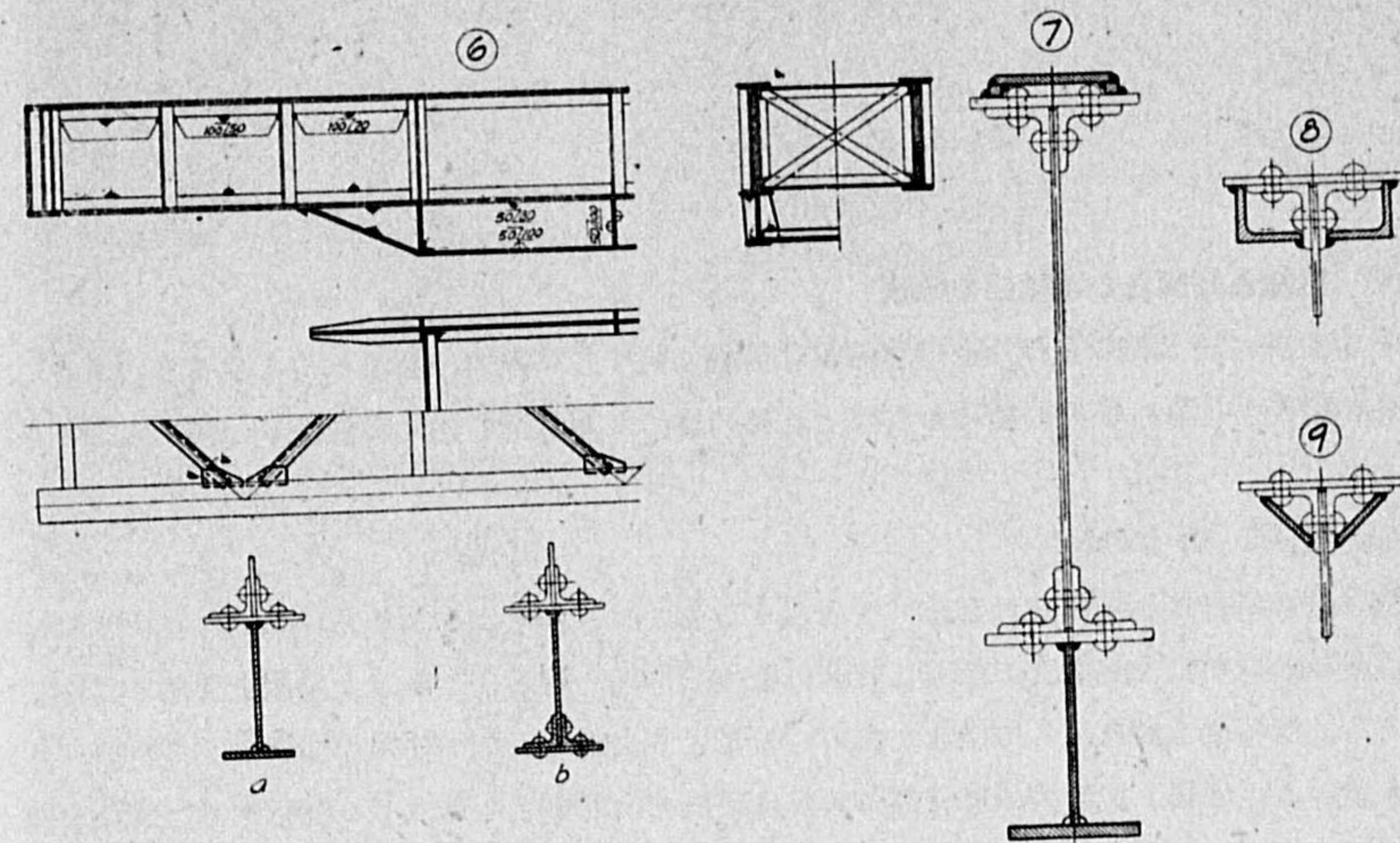
大差はないが現場架設の儘施工の場合は熔接工法が簡便である。

〔第③圖〕に示すものは溝形補強の一例で溝形鋼の脚を切斷して銲頭を避くる丈けの長さとしたものであつて、熔接長さは少いが溝形鋼の腹厚は比較的薄く又脚を切捨てるのは鋼材が無駄となるばかりでなく切削費を嵩むので餘り有利な方法ではない。

〔第④圖〕及〔第⑤圖〕に示すものも溝形補強法の例で我國で考案され鐵道橋には最も廣く應用されてゐる。

此方法は銲頭を避ける爲めに角鋼の脚を用ひ工場内で溝形の補強材を作製して現場に送り突縁に熔着せしめるのである。

此方法は〔第③圖〕の工法よりも熔接長は大いが適當な幅と厚さの鉸を角鋼と組合せて用ふるのであるから銲線の近接や複雑なものでも容易に施工し得る。



以上〔第①圖〕—〔第⑤圖〕の工法は桁下端を下げ得ない場合に用ひられるのであるが桁下端に充分の空頭ある場合或は橋床の爲めに上突縁の補強困難なる場合には〔第⑥圖〕に示す如き丁形補強法を用ふれば有利である。之れは桁の高さを増して抵抗モーメントを増大せしめんとするもので其高さを適當に選んで最も經濟的な設計を行ふべきである。此補強材は船形をなして居り工場内で熔接又は銲工法により(a)(b)の如く組立て現場に於て下突縁に熔着せしめるのである。

〔第⑦圖〕は溝形と丁形との併用形であつて桁下端の空頭が充分でも上突縁の強度を増す必要ある場合に用ひられる。

〔第⑧圖〕及〔第⑨圖〕に示すものは橋床等の爲めに突縁の上面に補強材を熔着すること困難なる場合に行ふものであつて使用鋼材の割合に補強效果の少いのは止むを得ない。

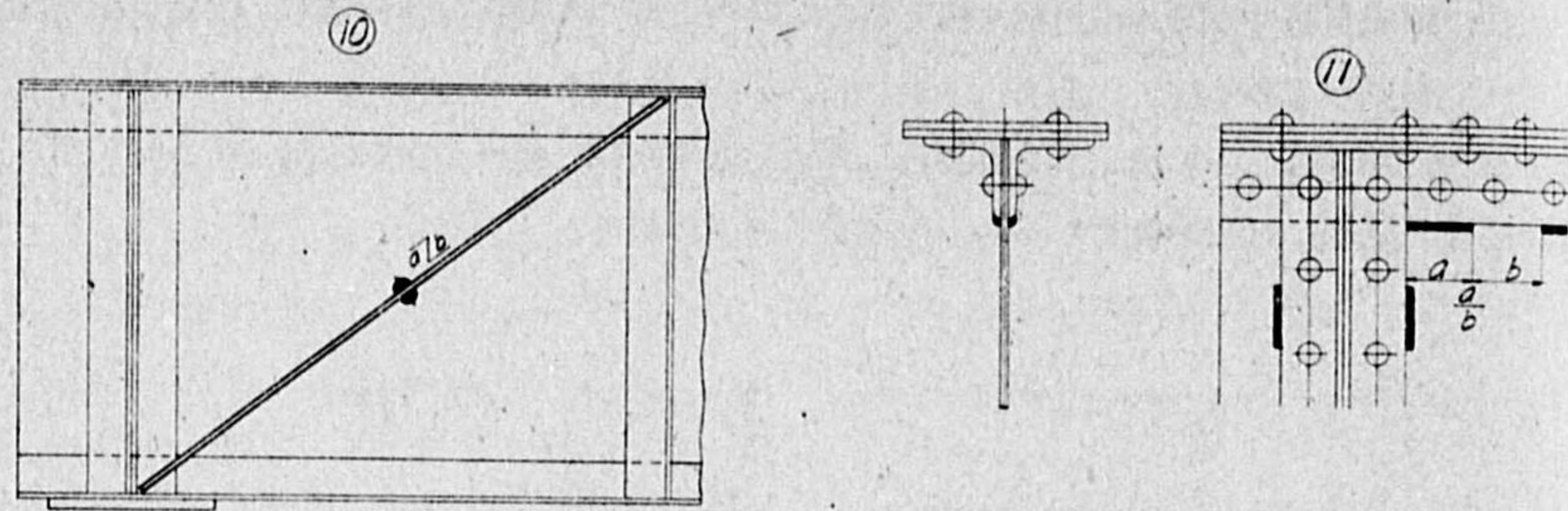
(ロ) 腹鉸の補強



腹版の断面が不足することは殆どないが全般的に補強するとすれば〔第⑩圖〕に示す如く斜補剛材を用ふるが良いと思はれる。

夫れは舊來の補剛材の間に斜に平鋼を熔着してハウトラス形とするのである。

此斜補剛材は腹版の挫屈を防ぐばかりでなく荷重の一部を分擔するから効果的であつて其角度は垂直線と 55 度の場合が最も良いと云はれてゐるが補強の場合は舊補剛材の位置に依て定まるものである。(熔接協會誌第 11 號第 8 號「斜補剛材を用ひた熔接術」参照)



(ハ) 突縁と腹版との連結鉄の補強

最初の設計に於て突縁と腹版との連結鉄は桁端に於て許容應力一杯にとつてあるものが多いので大抵の鉄桁では此の部分の補強を要する。其の爲めに第⑩圖の如く突縁山形の脚と腹版とを熔着せしめる。

(ニ) 横構、對傾構

横構、對傾構のない桁に之れを設けて補強する場合には勿論山形鋼を用ひて之れを作らねばならぬ。横構の取付には其場合に應じて突縁に直接山形鋼を熔着するか又は繫鉄を使用して間接に取付ける。對傾構も同様にして簡単に取付けることが出来る。丁形補強の場合は其の部分にも對傾構を設ける。横構、對傾構の取付鉄の不足は繫鉄と山形鋼とを熔着して補強する。又山形鋼の断面の不足のものは平鋼等を熔着して補強する。

(木) 補 剛 材

補剛材取付鉄数の不足は〔第⑩圖〕の如く腹版と補剛材とを熔接すれば良い。又補剛材断面の不足は適當な大きさの平鋼又は山形鋼を熔着する。

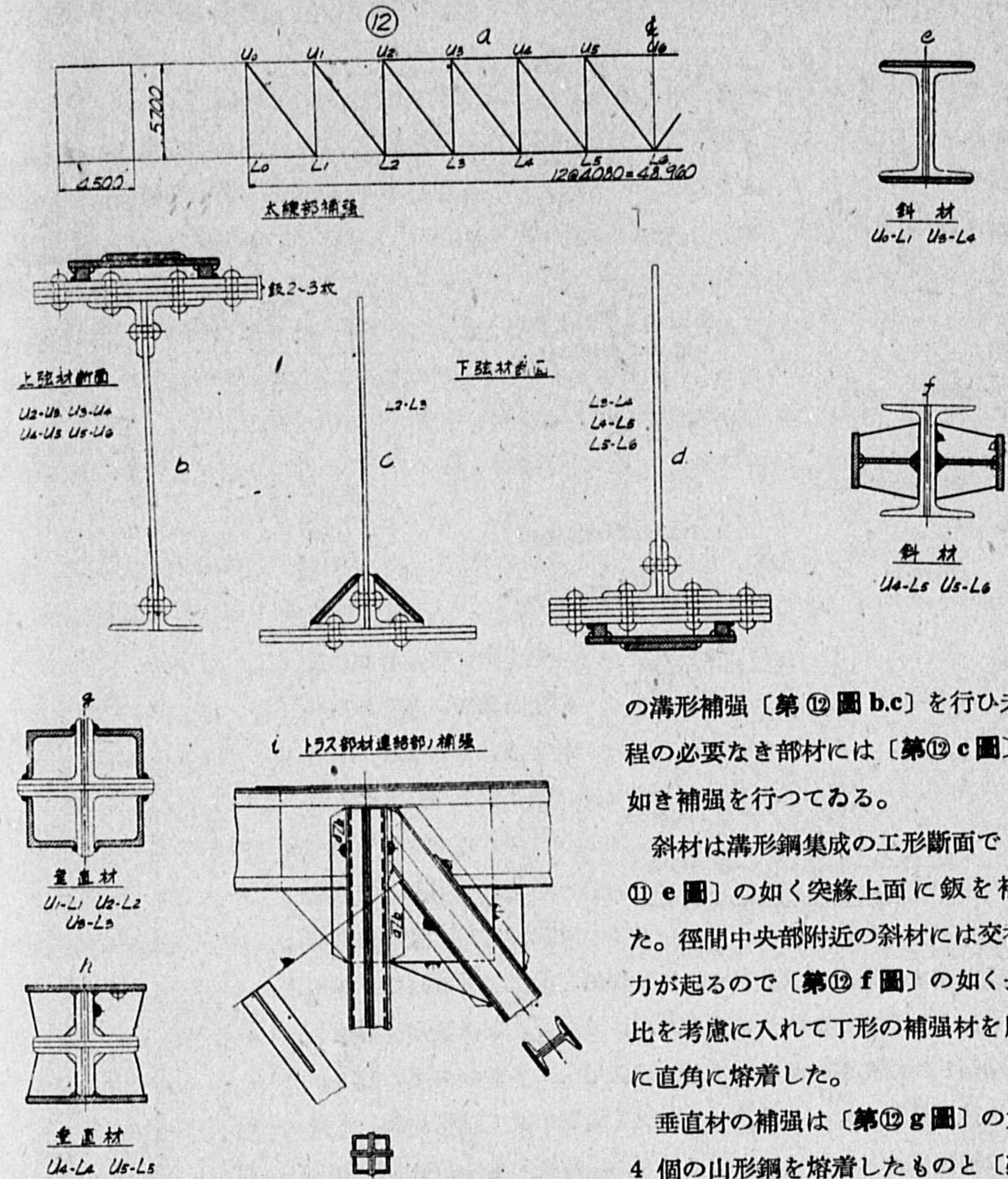
(へ) トラス部材の補強

トラスの部材は各種多様であるから補強の構造も一概には云へないが原則的には可成中立軸の位置が變らない様に補強することが望ましい。

床桁、縦桁、横構等は多くの場合鉄桁であるから前述の鉄桁の補強構造に習つて行へば良い。

第 1 例 トラス部材補強の 1 例として北支に於ける某下路鐵道橋の設計荷重を増す爲めに行つた補強構造を〔第⑫圖〕に示す。

圖示の如くトラスの弦材は丁形断面で大なる断面増加を必要とする部分には鉄 1 枚又は 2 枚



の溝形補強〔第⑫圖 b.c〕を行ひ夫れ程の必要な部材には〔第⑫圖 c〕の如き補強を行つてゐる。

斜材は溝形鋼集成の工形断面で〔第⑫圖 e〕の如く突縁上面に鉄を補つた。徑間中央部附近の斜材には交番應力が起るので〔第⑫圖 f〕の如く長柱比を考慮に入れて丁形の補強材を腹部に直角に熔着した。

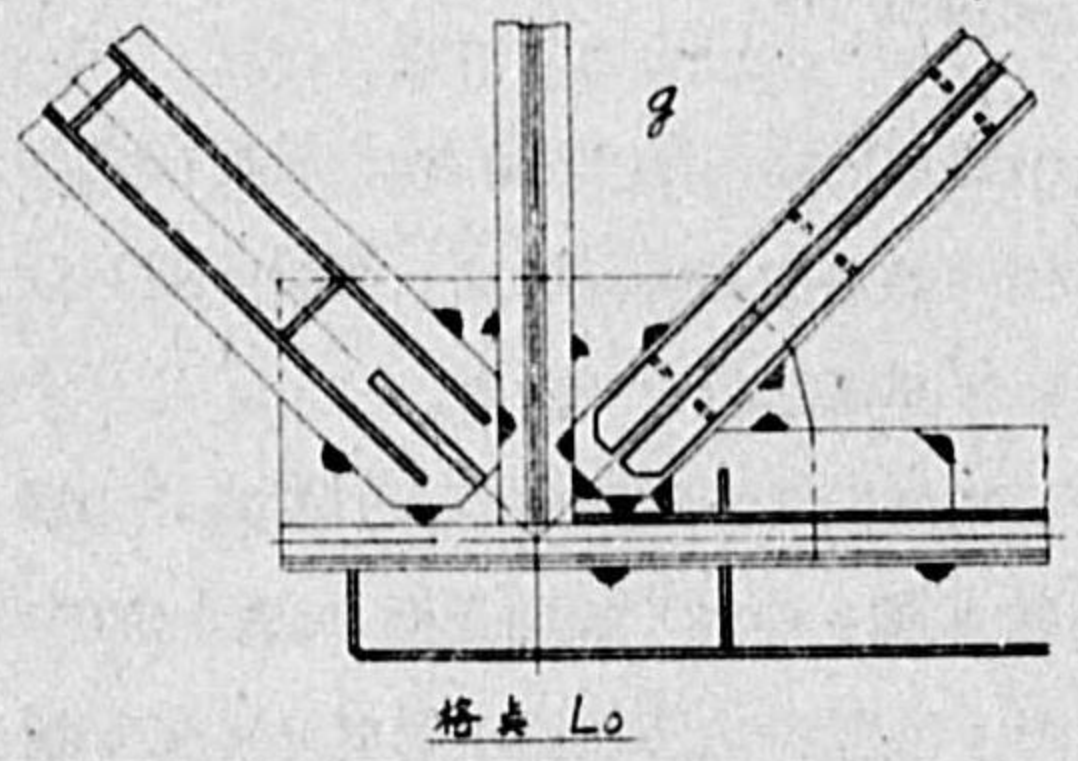
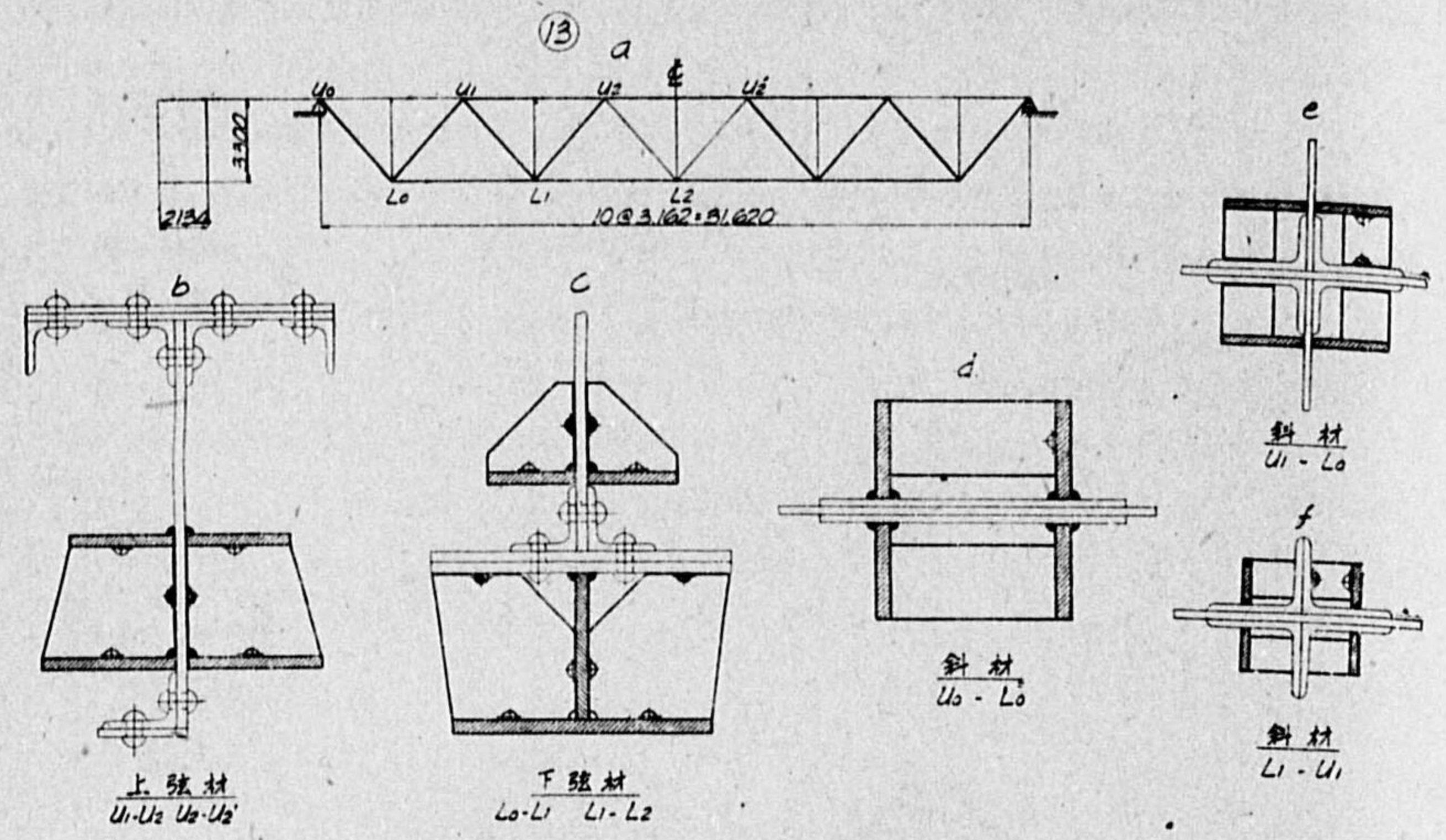
垂直材の補強は〔第⑫圖 g〕の如く 4 個の山形鋼を熔着したものと〔第⑫

h 圖〕の如く鉄の補強材を熔着したものとある。

部材連結部の補強は連結鉄の補強であつて繫鉄と斜材及繫鉄と垂直材を隅肉熔着したる外尙斜材に對しては舊來の繫鉄に新繫鉄を衝合熔接に依り附加して強度の不足の一部を補つて居る。

第 2 例 本橋は滿洲の某上路鐵道橋であつて丁形断面の弦材を持ち又斜材は 2 枚の鉄のみより成る鉄結構のトラスである。補強の様子は〔第⑫圖〕に示す如くで上弦材には b 圖の如く 4 枚の鉄を腹版の兩側へ凸片双形に熔着し下弦材は c 圖の如く丁形補強と凸片双形を併用した。又斜材の補強は d, e, f 圖の如く 4 枚の鉄をトラスの面に直角に熔着し部材連結部補強は g 圖に一例を示す如くである。





垂直材は荷重増加に對し断面補強の必要がないから行つてゐない。

第3例 [第⑭圖] はフランスのオーステリツ橋 (Austerlitz) 徑間略 110 米三鉸拱鐵道橋の補強構造を示す。補強材は上下に角棒を使用し拱に接する面はグラインダー仕上とし型鋳を取つて火造つたのである。又拱腹は丁形鋼を以て補強し尙片持拱の部分には別に補強用トラスを取付けてゐる。

以上補強構造は最も一般的のもの或は實例に就て説明した。凡て補強構造としては出來得る限り現場溶接を少くし且つ上向溶接を避けねばならぬ。上向溶接は施工困難にして強度低く溶接棒も多く要するものである。

3. 補強材の工場製作

(イ) 材料及溶接工の檢定

普通の橋梁用鋼材 (SS 41) の溶接性に就ては何等の心配はないのであるが古い橋桁には材質の悪い鋼材や鍊鐵等が使用されてゐるものがあるから母材の性質に疑問ある場合は設計に先立ちて補強さるべき橋桁から試料を採つて物理的及化學的の試験を行ひ其の強度、伸、溶接性等を調査すべきである。

補強材の材料試験は其加工に先立ちて行ふべきであつて之れは一般橋梁用壓延鋼材の場合と同一である。

完全なる溶接を行ふためには優秀なる電弧溶接棒と溶接工とを嚴選することが第一要件である。溶接棒の選定は其施工方法 (溶接機が直流か交流か、溶接姿勢が下向、横向又は上向等) 及要求的程度 (強度、伸、衝擊値) 等を考慮して決定すべきである。

溶接工の資格は其仕事の種類等により規定されたる檢定規格に合格したる者でなければならぬ。其檢定は豫め指定されたる溶接棒を用ひて引張試験、曲げ試験等の技倆試験の外に學科試験としては溶接一般の基礎知識、歪を避くる爲めの施工順序、溶接熱に起因する内部應力の事更に進んで監督の如何に係らず誠意と責任とを以て優秀なる仕事に努むべき人格者たる事を要する。

特に現場施工に於ては機械の狀態や足場も宜しからず尙上向、横向等の困難なる姿勢に於て且つ狹隘なる箇所にて施工するのであるから工場溶接に比して一層優秀なる溶接工を得なければならぬ。

商工省に於ては附録第一號に示す如く電弧溶接工資格檢定規格 (臨時日本標準規格第 195 號) が制定されてあるから橋梁の補強に従事する溶接工は此規格に依るべきである。

(ロ) 材料加工

鉸接構造の場合には一般に現寸→罫線→切斷→穴明→組立→鉸鉸等の順序で工場加工が行はれるのであるが茲には鉸接工法を省略し溶接構造の場合に就て述べる。

溶接に依るものと鉸接に依るものとの工法の相違點は大體上述の順序に於て穴明鉸鉸の代りに溶接を置換へたるものに過ぎないのであるけれども各工程の内容には可成の相違がある。

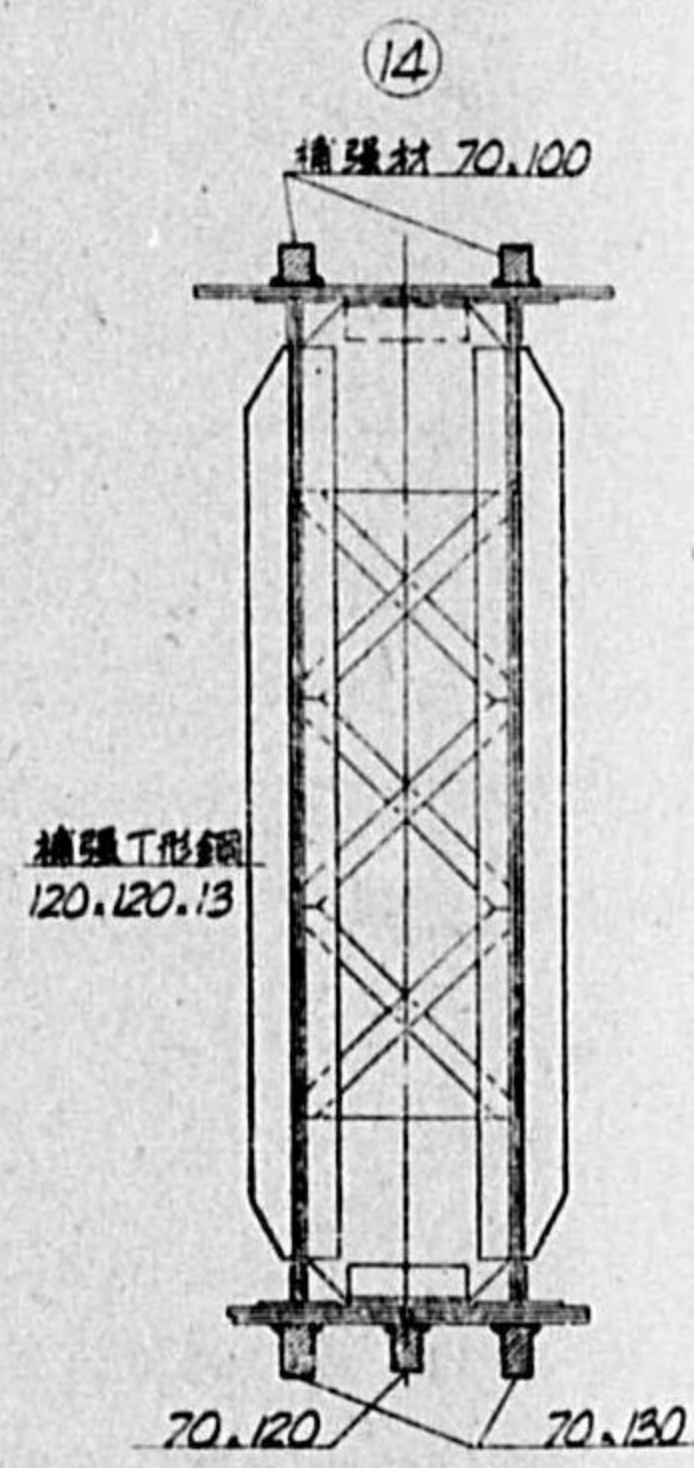
溶接加工に於ては第一に現寸罫線の際溶接に依る收縮量を見込んで置く必要がある。收縮量は其構造、溶接量、夫々の断面比、施工方法、順序等に関係するものであつて一概に其の絶對量を指示することは出來ないが、其 1 例として溝形補強材の工場製作に於て溶接に伴ふ收縮量は後述第 2 表の如く其 2000 分の 1 乃至 3000 分の 1 であるから更に複雑なる構造では尙大なる收縮をなすものと考へられる。普通の全溶接鉸桁に於て測定したる收縮量は其略 1000 分の 1 であつた。

一般に溶接工法に於ては鉸鉸に依る場合の如く穴の位置を記し書く等の穴明作業はないが集結又は現場の假組立の爲め止むを得ざる場合は其の位置を記し書きに穴明する。但し溶接の位置や、長さ等は各加工部材の集結後に行ふのであつて斷續溶接の場合には其の限界を見易くしてやらねば斷續の寸法が不規則になり易い。

衝合溶接の開き角度 (X 形又は V 形の場合) 等は鉸 1 枚毎に罫線することなしに圖面に依つて直に其の角度に工作する。

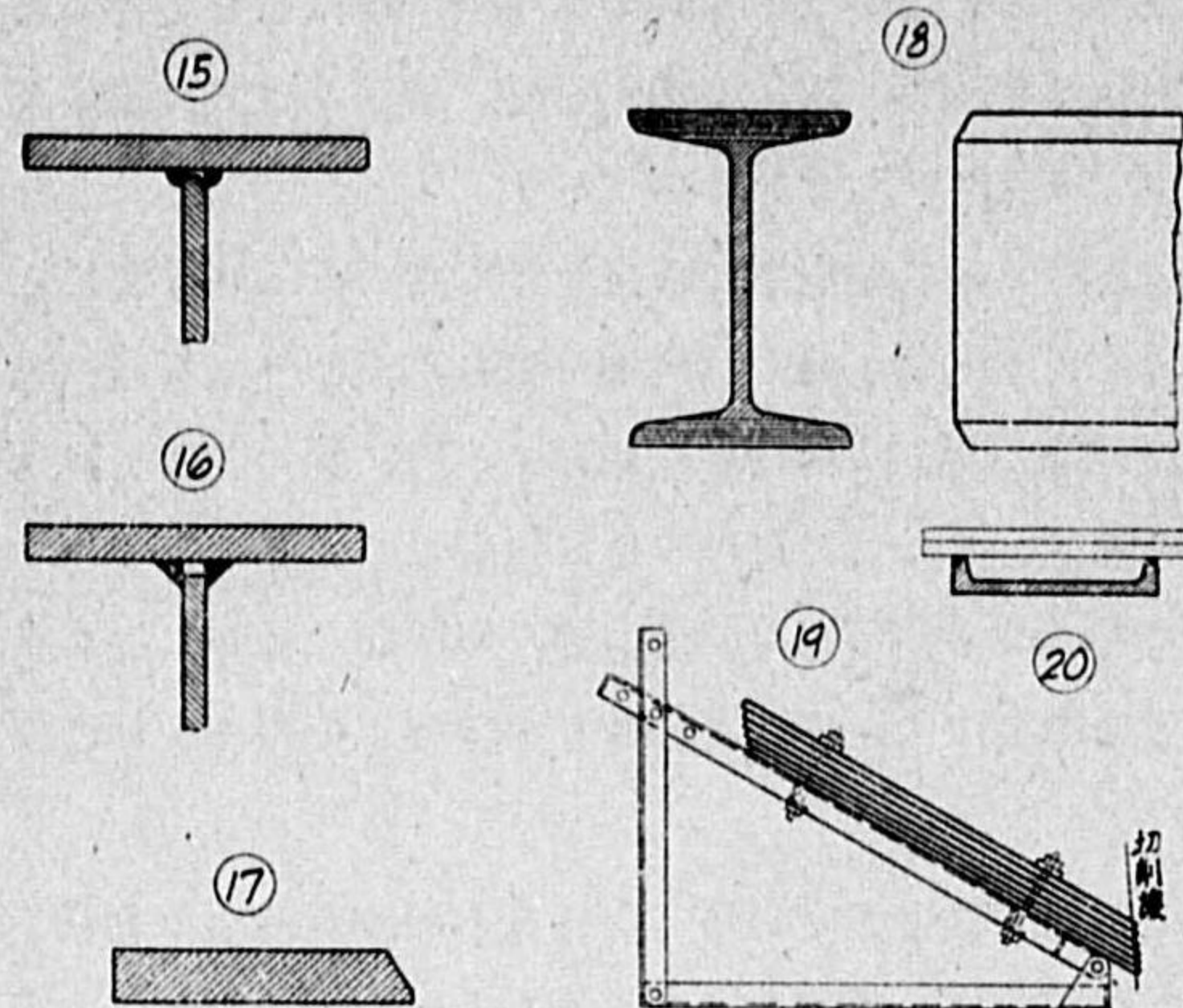
厚さ 9 耗以下の鉸にして隅肉溶接の行はるべき鉸の端面は剪斷で充分であるが鉸厚の大なるものでは剪斷面が丸味を持ち或はマクレが出來易いから注意を要する。

丸味のある鉸を腹材として用ひた丁形接手は [第 ⑮圖] の如く有效喉厚が減少し、又マクレのある鉸は母材との完全な接觸と溶込とを阻害するから溶接に先立つて取去らねばならぬ。又腹鉸





の切断が不正の場合にも〔第16圖〕の如く突縁との接觸を害し有効喉厚を減少せしめる。銲接の銲桁に於ては一般に腹銲の上下端面は仕上げないのであるが熔接の場合には以上の缺點を除く爲めに此端面を仕上げる方がよい。



め此端面を仕上げる方がよい。

衝合熔接のV形又はX形の準備としては自動ガス切断が推奨されてゐるが此方法は30耗や40耗の銲も速かに且希望の角度に自動的に切断するのであつて、其端面は優秀にして實に綺麗で丸味やマクレがなく良好なる接手準備となる。

小さな銲や工形鋼の突縁等は一般に形削盤で仕上げる。(第17、18圖)

同一の銲を多數仕上げる場合には水平を25度乃至40度位の範囲に勾配

を變へられる臺を作り此上に銲を積重ねて緊定しロータリーエツチプレーナーで所要の角度に仕上げる。〔第19圖〕

補強材と桁とが接觸する部分は良く測定して密着せしむる様加工する必要がある。溝形補強の場合蓋銲の厚さの變る箇所では溝形の銲及角鋼は火造りに依り段下して桁に適合せしめる。

尙下突縁に用ふる溝形補強材では現場上向熔接を容易ならしむるために〔第20圖〕の如く熔接部分を斜めに切削する場合もある。

#### (ハ) 電弧熔接棒及熔接機

熔接の良否を決定する重要な一つの因子は熔接棒である事は前述した。商工省では附録第2號に示す如く鋼材用電弧熔接棒規格(臨時日本標準規格第196號)を制定してあるが之れによれば心線径3.2耗乃至6耗の熔接棒に依り下向の姿勢(希望に依り他の姿勢)に於て全熔着鋼試験片を作製し抗張力、伸、衝撃値を測定して一級品、二級品を規定してゐるが之等の性質中強度は勿論伸び及び衝撃値は構造物の安全性(強靱性)を規定する要素として最も重要な問題である。

本規格は多層熔接に依つて全熔着鋼試験片を作るのであるから初層の鑄造組織は次層の加熱に依つて次々と精鍊化されてゐるに反し實際の施工状態では層數も少く又母材に依つて急冷される爲め同一の熔接棒でも以上の如き結果は得られないと考ふべきである。

熔接棒には厚被覆、薄被覆、裸等の種類があつて被覆劑に依つて其使用の目的に適する様多種多様の考案があるが心線の化學成分が適當でなければ被覆劑のみにては良好の結果は得られない。附録第3號は被覆熔接棒心線(臨時日本標準規格第40號)の規格を示す。

以上の外に我々が實際に熔接棒の選定に當つて留意すべきことは熔接作業の容易さである。殊に橋梁補強の現場熔接には相當無理な姿勢で施工しなければならぬことも多いのであつて下向に

は優秀なものでも上向、横向の姿勢では非常に困難なものもあるから其の用途を考へて選擇しなければならぬ。理想としては如何なる姿勢に於ても操作容易にして所要の目的を満足するものを要望する。又電弧の發生及び維持の容易なることも優秀なる熔接棒の具備すべき條件である。

熔接機は大別して直流電弧熔接機と交流電弧熔接機からなる。直流電弧熔接機の主體は直流發電機であつて之を廻轉せしむるには普通交流電動機が用ひられるが電力を得るに不便な場所の電弧熔接にはガソリン機關を直結したものが用ひられる。之れは橋梁の現場補強を行ふと屢々起る問題である。

電弧熔接用發電機として具備すべき要件は

1. 電弧の長さの急激なる變化に依る電流の脈動が出来る丈け少いこと。
2. 電流が減少せんとするとき電壓は敏速に上昇して電弧の消滅を防ぐこと。
3. 電弧の發生容易なること、即電極と被熔接物との接觸が破れたとき電壓が敏速に上昇して確實に電弧を發生すること。
4. 短絡電流が餘り大ならざること。
5. 適當なる無負荷電壓を有すること。

等の諸點が擧げられる。(村上氏に依る)

現今本邦に於ては次に述べる交流電弧熔接機が多く用ひられてゐる。夫れは交流機は直流機に比して安價で且つ熔接機と熔接棒の進歩に依つて交流機の缺點が補はれるに至つたからである。元來直流機の交流機に勝ると思はれる點は電弧安定にして作業容易なること、加熱度の高い陽極と低い陰極とを放熱量の大なる母材と小なる熔接棒との間に適當に按配する事に依つて良質の熔接を行ふことが出来る點にある。(一般に母材を陽極にとるとも原被覆の棒では逆にとることが多い)

交流熔接機の主體は單相の變壓器であつて電弧發生の容易、電弧の持續安定、熔接電流の不變等、電弧熔接遂行に必要な特性に適應する様にしたものである。

熔接機の容量としては橋梁補強に對し直流交流共200, 300又は400A程度の單用型が便利である。

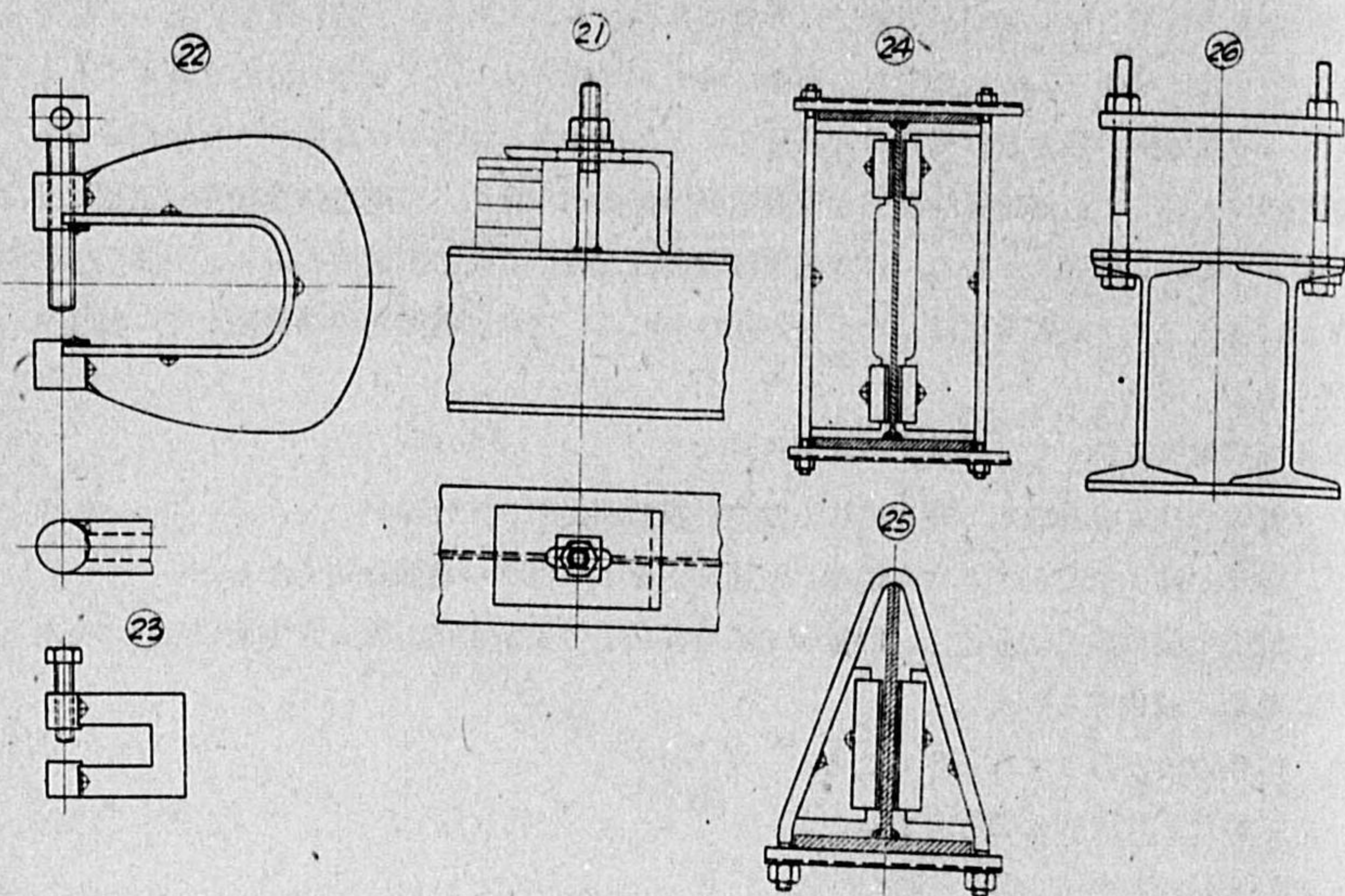
#### (ニ) 熔接準備及作業

加工を終つた鋼材は設計圖に従つて工場熔接を行ふのであるが其準備としては熔接補強材には一般に銲孔の如き穴がないから集結に際して〔第21圖乃至22圖〕の如き緊締具を其構造に應じて大小種々作つて置けば便利である。

緊締具を用ひて集結を終つた補強材は假着熔接を行つた後締付けた儘或は緊締具を外して自由の状態の本熔接を行ふのである。熔接の施工に當つて完全なる熔接を行ふ爲めに最も注意を要する事項は

1. 母材の錆ペンキ等を良く清掃し母材厚に従つて適當なる太さの熔接棒を用ひ熔接電流を適當に調節して充分な熔込を得る様にする。





鋼材厚と溶接棒並に電流との関係は「第1表」の如くである。

2. 歪の量を少なくする爲めに溶接方法と順序とを適當に選んで施工すべきは勿論拘束に依る内部應力をも考へて施工する。止むを得ざる場合には應力の累積を避けて各部に均分させる様な工法をとる。例へば對稱断面の溶接にしても溶接順序に前後があ

第 1 表

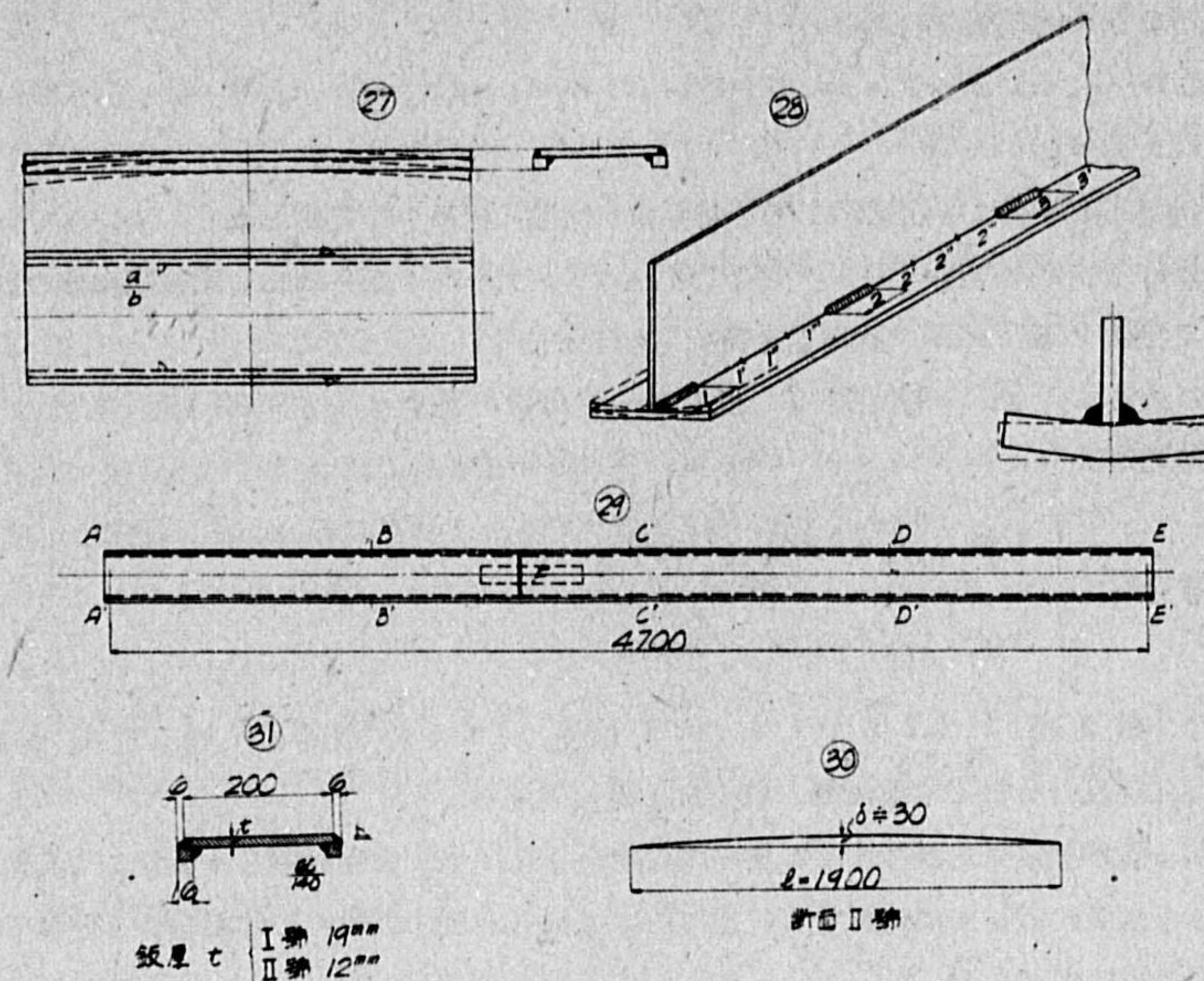
鋼材厚	溶接棒徑	使用電流	
		直 流	交 流
6~7m/m	3m/m	85~130A	125~180A
8~10	3.5	100~150	145~220
11~15	4	120~180	150~225
16~20	5	140~200	150~250

ると曲りを生ずるから2人の溶接工をして對稱に溶接を行ふ方がよい。但し磁氣吹を避けるための僅少の前後は差支ない。1人で溶接を行ふ場合も對稱に近い順序で行ふことは勿論である。自由状態で溝形補強材を溶接すれば「第29圖」の如く彎曲するから溶接終了後ビームパンダーで曲りを矯正する、丁形補強材の突縁が熔着鋼に引張られて腹板に曲がるのを防ぐためには「第30圖」の如くステップバック法を用ひ一溶接のビードの長さは溶接棒1本で出来る長さとする。

溶接の施工順序と収縮量とを「第29、30圖」の如き溝形補強材の例を以て示せば

I 號 補 強 材

1- 鋼 200×19×4780 m/m } 162 kg  
2- 角 16×16×4780



II 號 補 強 材

1- 鋼 200×12×4780 m/m } 109 kg  
2- 角 16×16×4780

補強材は各 16 本を作り溶接隅肉脚長 6 耗とし溶接棒はアジレ特青印及青印を使用した。

第 2 表

記 號	溶接棒徑 (m/m)	收 縮 量 (m/m)		記 號	溶接棒徑 (m/m)	收 縮 量 (m/m)	
		I 號補強材	II 號補強材			I 號補強材	II 號補強材
1	4	1.5	2.8	10	5	1.5	2.5
2	4	1	3	11	5	2.5	3.2
3	4	1.8	3	12	5	1	2
4	5	3	3	13	5	2	2.8
5	5	1.2	1.5	14	4	2.6	3
6	5	2.8	1.8	15	5	2	2.8
7	5	2	3	16	5	2	2.5
8	4	1	2	平均 値		1.82	2.43
9	4	1.2	0				

溶接の順序操作等は

1. 溶接臺の上に補強鋼を置き 16×16 耗の角棒を規定の位置に並べシヤコ萬力に依つて緊縮したる後斷續溶接片 3 個飛位に假着溶接して後シヤコ萬力を外し A→C, A'→C', C→E, C'→E' の順で溝形内面の斷續溶接を完了した後補強材を裏返して表面の連續溶接を行ふ。



## 2. 溝形表面の連続焊接の順序は

- i. A→B, ii. A'→B', iii. B'→C', iv. B→C, v. C→D, vi. C'→D', vii. D'→E',  
viii. D→E, ix. F

3. 表面の連続焊接は焊接線が水平V面の如き位置に置換へて作業した。

4. 焊接終了後完全に冷却するを待つてビームベンダーにて歪を矯正した後標点間の距離を測定して〔第2表〕に示す収縮量を得たものである。

熔着鋼の重量はI號、II號共略3.1 疋であつて母材の重量はI號162 疋、II號109 疋であるから其比率は

$$\text{熔着鋼比} \begin{cases} \text{I 號} & \frac{3.1}{162} = 0.019 & 1.9\% \\ \text{II 號} & \frac{3.1}{109} = 0.028 & 2.8\% \end{cases}$$

収縮量は〔第2表〕に依り長さ1米に付I號略0.4 疋、II號略0.5 疋である。是れに依つて見れば此程度の焊接では熔着鋼と収縮量と略比例する。

上述の如く溝形補強材を製作するに當つて焊接終了後に生ずべき収縮量を豫定して其量丈け母材を長く作り又歪に對しては其歪量丈け逆に曲げて即ち逆歪法に依つて焊接を行へば其収縮及歪を相殺せしめ得る理である。

歪の量としては其一例として第II號溝形補強材長さ1.9米に於て〔第31圖〕の如く30 疋を測定し得た。

## (ホ) 検査及塗工

焊接部の検査としては肉眼検査、削取試験、X線検査其の他種々の方法が考案されてゐるが最も完全なものはX線検査であらう。併し乍ら之れは簡単な構造部例へば衝合焊接部には非常に工合が良いが一般の橋梁補強材では應用範圍が狭い。其の上非常に高價な設備を要し工場内据付式のもの多く例へ移動式のものでも仲々大掛りとなる。従つて何處でも直ぐに使用し得ると云ふことは困難である。

夫れで最も簡単な肉眼検査に依ることが多い。此方法は完全とは云へないが何等の機械等を要せず現場に於ても隨時に行ふことが出来然も熟練すれば可なり正確に其の外観、寸法等に依つて焊接の良否を判定し得る。

熔着補強材の工場製作が終了すれば錆落を充分に行ひ亜麻仁油を塗つた後前記の検査を受け現場熔接部分を除いて規定の塗工を行ひ組立符號を附して現場に發送する。

以上は現場で補強材を取付ける場合であるが補強材を工場内に搬入し得る場合は一切の補強工事を工場内で完了する。其の場合は焊接に依るも鉸鉸に依るも完全な作業を行ふことが出来る。従つて補強の効果も充分に行くものと考へられる。但し電弧焊接に依る補強の長所は橋桁の使用状態に於て交通に支障を與へることなしに遂行出来る點にあるのであつて工場内で一切の補強を終了することは架橋撤去した桁を又別の地點に補強して架設する場合のみに行はれ得る。

## 4. 現場施工

## (イ) 準備作業

準備作業に先立ち現場施工に必要な動力を得る手段を調査せねばならぬ。附近から電力の供給を受け得れば最も好都合であつて使用地點迄配線すれば宜しい。適當な電力が得られない場合はガソリン機關付の電弧焊接機を用意する。何れの場合も焊接機は補強材取付箇所近く基礎を堅固にして振動せざる様に据付ける。尚鉸鉸鉋、穿孔機、グラインダー等に壓搾空気を必要とする場合にはガソリン又はディーゼル機關付のコンプレッサーを用ひる。

準備作業中補強材の焊接部に於ける錆落は重要な作業であつて補強を要する桁は多くの場合架設後數十年経過し腐蝕が可なり甚しいものであるから丁寧に錆落することが大切である。ペンキや錆の残つてゐる部分に焊接を行つても完全な結果を得ることが出来ないからである。ハンドグラインダー等で入念に磨上げ銀肌としたる例も報告されてゐる。

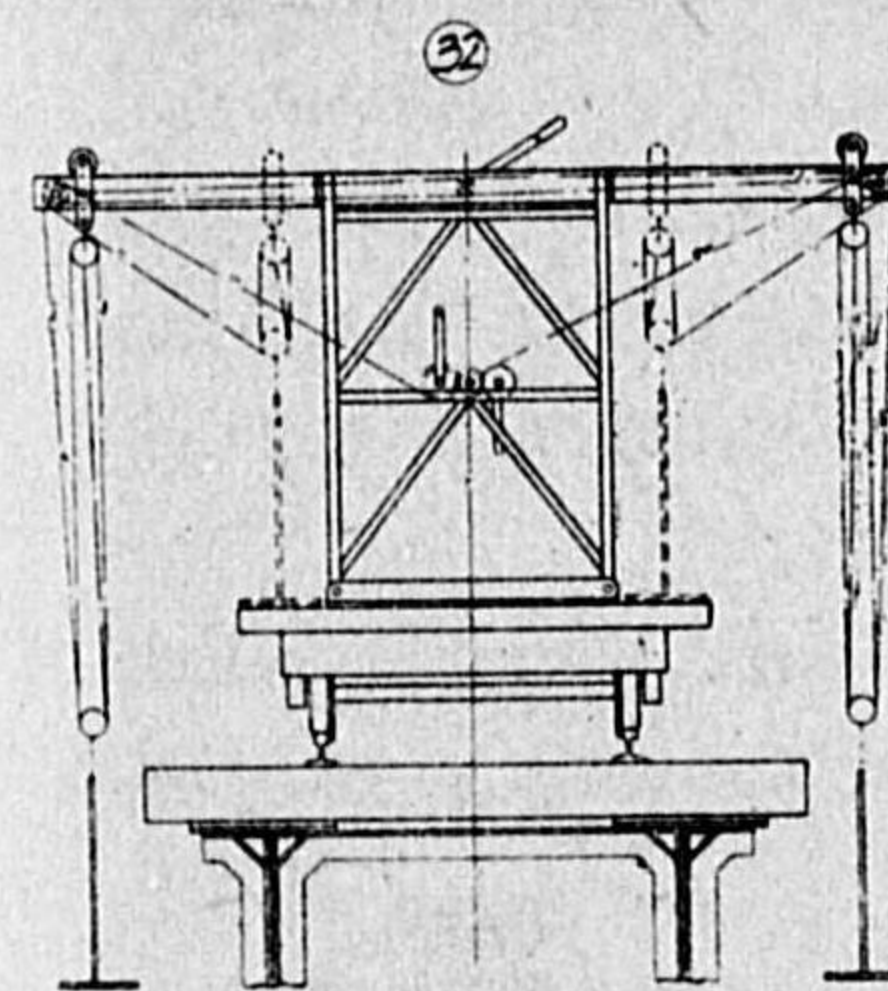
補強材は補強材に密着する様良く實測して設計製作されて居るものである。然るに往々にして鉸頭又は他の材片に當り取付かない場合があるから豫め之れを良く調査し缺點ある時は之れを修正して置かなければならぬ。

## (ロ) 補強材運搬取付

補強材の運搬取付は出来る丈け既存橋桁を利用しウキンチ、チェーンブロック又は人力等に依り橋上より吊下し或は橋下より吊上げ取付けることが出来るが橋下に水のない架道橋の場合を除き一般に橋上より吊下す方が便利である。

〔第32圖〕は臺車上に門型起重機を裝備した移動式平衡起重機で補強材を橋上より吊下し取付に便なる様考案したるもので横河橋梁製作所では屢々之れを使用した。

橋梁工事に用い得る平衡起重機



此起重機による時は其2臺を用意し補強材の両端を左右對稱に支へ所定の位置に移動して吊下し、緊締具に依り假締取付けるのであるが上突縁の補強材は枕木の兩側に突出する長さの腕材を上突縁に締付け一時其上に吊下し軌道を扛上して上突縁上に移動し假締めをするのである。

補強材の重量大なる時又は數多の補強材を連続的に取付ける場合は上述の如き平衡起重機を使用するを便利とするが重量の輕きものは人力に依り容易に吊上げ又は吊下し取付ける事が出来る。

## (ハ) 焊接作業

焊接作業のための足場は簡單にして工費低廉なるものを要する。但し焊接工が電撃を受けて墜落する等のことなきは勿論充分安心して所要の姿勢に依り作業が出来るものでなければならぬ。

焊接足場は橋下が相當低く水害を蒙ることなき時又は架道橋の如き場合等は梯子、踏臺等にて



最も簡単に施工が出来るが其他の場合是一般に吊足場を使用する方が便利である。

簡単な吊足場は橋桁又は枕木にハンガーを懸垂し之れに丸太、板材等を取付けて作ることが出来るが又〔第33圖〕の如き移動式吊足場を使用すれば最も便利である。

此足場は小形山形鋼にて作り、組立分解容易にして枕木又は下突縁に吊下げ桁の高さ幅等の異なるものにも適合し、桁の側面及下突縁の溶接等に便なる様考案されたもので横河橋梁製作所にては屢々之れを使用した。

溝形又は船形補強材の如き長ものは支間によりて2本繼或は3本繼となる。此場合は豫め陸上には1本ものに溶接して後吊下し取付けるか或は別々に吊下し取付けたる後補強桁への本溶接に先立ちて接合箇所の衝合本溶接を完了し拘束状態を避けるのである。

補強材の取付溶接は豫め假着溶接を施したる後支間中央より両端に向ひ無負荷状態に於て左右對稱的に本溶接を完了するのであるが此場合ステップバック法に依る可とする。

其他横構、對傾構、補剛材、突縁山形に於ける鉄の補強等は前述の如く歪又は内部應力を最小限度に止め優秀なる溶接を行ふ様充分注意を要する。

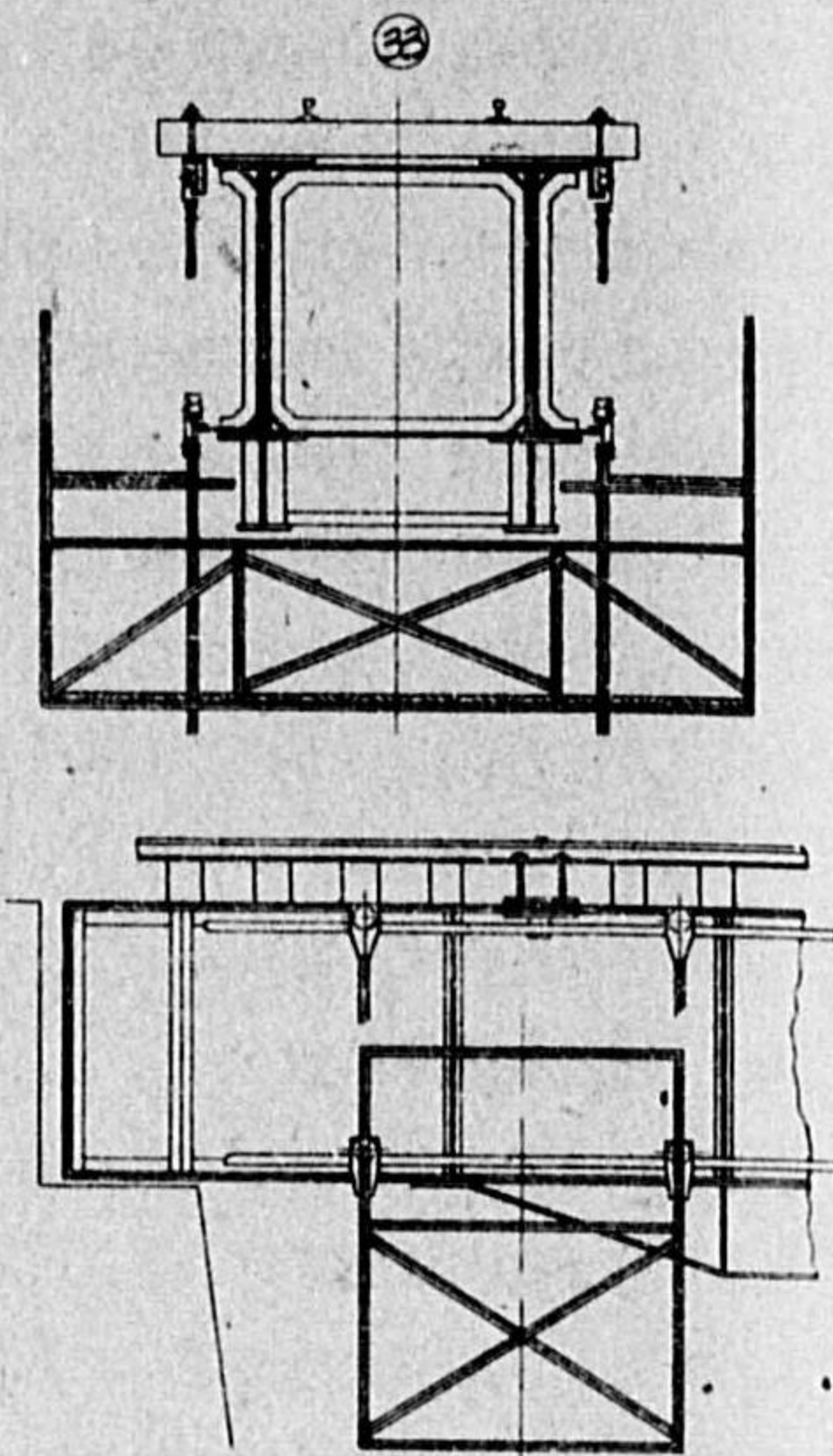
### 5. 結 論

鋼橋の補強工法は鉄工法、溶接工法或は之等二者の併用法に依る事を得べくも、其何れを選ぶべき哉は補強の構造及設計の方針等に依つて決定すべき問題であつて又補強の程度、現場の状況或は設備等に依つても異なるものであるから簡単に論議する事は出来ないが、補強材の高さを極度に小ならしむる溝形補強の如き場合は溶接に依る外なく又丁形補強の如きは鉄及溶接の併用工法に依る事も出来る。又補強さるべき桁を撤去して工場内に持込み施工する場合は鉄工法のみにより行ふ事も可能であるが現今の状勢では極力鋼材を節約する意味に於て溶接工法を採用すべきものと思はれる。

補強材の現場取付は架橋現場に於て交通を遮断せずに施工する場合は一般に溶接工法に依る方が最も有利にして簡便である。鉄工法に依る時は負荷状態に於ては鉄の切斷又は一部分の解體も不可能であるから交通を遮断し行ふ外はないのである。

以上結論として聊か蛇足を加へ拙劣不備なる稿を脱したのであるが之れに對し先輩諸兄の御批判御示教を希ふものである。

橋梁工事に用移動式吊足場



## 附 録 第 1 號

### 電 弧 溶 接 工 資 格 檢 定 規 格

(臨時日本標準規格第195號)

工業品規格統一調査會(第4部第13委員會)昭和16年9月29日決定

#### 第 1 章 總 則

第 1 條 本規格は主として一般構造用壓延鋼材の電弧溶接(以下單に溶接と稱す)に従事する溶接工の資格檢定に之を適用す。

#### 第 2 章 資 格

第 2 條 溶接工の資格は之を分ちて次の3種とす。

1. 3 級 溶 接 工
2. 2 級 溶 接 工
3. 1 級 溶 接 工

第 3 條 前條の資格は檢定試験施行機關(以下單に檢定機關と稱す)に於て次に示す學科試験並に第4條乃至第6條に示す技倆試験の上之を定むるものとす。

#### 學 科 試 験

國民學校初等科修了者を入學せしむる 修業年限 3 年又は國民學校高等科修了者を入學せしむる 修業年限 2 年の實業學校學科程度に於て溶接に関する基礎知識に關し次に例示する如き事項に付之を行ふ。

1. 溶接棒並に溶接部性質の概要
2. 溶接施工法概要
3. 溶接検査法概要
4. 溶接機取扱方法
5. 溶接災害防止法

但し上記實業學校程度以上の養成機關に於て檢定機關の十分と認むる程度に學科を習得せる者は既に學科試験に合格せる者に対しては學科試験を省略す。

技倆試験に不合格となりたる者は爾後 6 箇月以上溶接技術の習得を爲し又は溶接作業に従事したる後にあらざれば其の試験を受くることを得ず。

第 4 條 3 級溶接工 6 箇月以上溶接技術の習得を爲したる滿 16 歳以上の者にして次の技倆試験に合格したる者とす。

#### 下 向 衝 合 溶 接

第 5 條 2 級溶接工 3 級溶接工として 1 箇年以上溶接實務に従事せるものにして次の技倆試験に合格したる者とす。

1. 豎向衝合溶接、豎向隅肉溶接中の 1 種目



2. 下向衝合溶接、下向隅肉溶接中の 1 種目

第 6 條 1 級溶接工 2 級溶接工として 1 箇年以上溶接實務に従事せるものにして次の技備試験に合格したるものとす。

- 1. 上向衝合溶接、上向隅肉溶接中の 1 種目
- 2. 横向衝合溶接、横向隅肉溶接、堅向衝合溶接、堅向隅肉溶接、下向衝合溶接、下向隅肉溶接中の 1 種目

第 3 章 技 備 試 験

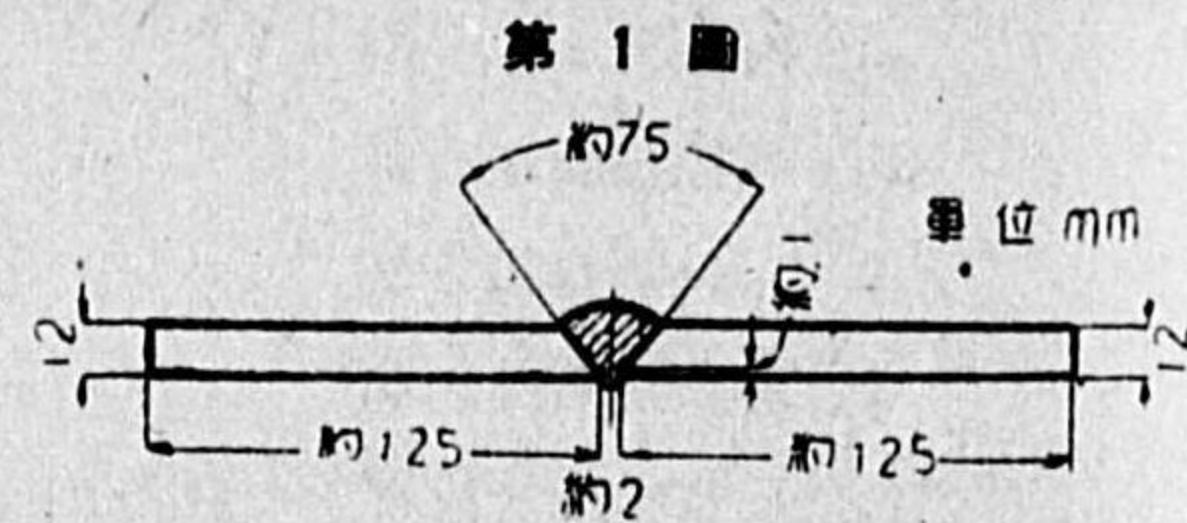
第 7 條 技備試験に於ては試験員立會の下に第 8 條乃至第 10 條に依り受験者の溶接したる試験材より熱処理を施さずして第 11 條に示す試験片を製作し之を用ひて第 12 條乃至第 14 條の試験を行ふものとす。

第 8 條 試験に用ふる鋼材、溶接棒及電流は次の通とす。

- 1. 鋼材 日本標準規格第 430 號一般構造用壓延鋼材の鋼板第 2 種 (SS41) とし其の寸法は次の通とす。
  - (1) 衝合溶接に用ふるもの  
厚 12mm, 幅約 250mm, 長約 125mm
  - (2) 隅肉溶接に用ふるもの  
厚 12mm, 幅約 110mm, 長約 200mm  
當金厚 6mm, 幅約 110mm, 長約 80mm
- 2. 溶接棒 徑 4mm にして検定機關の支給又は認定せるもの。
- 3. 電流 交流又は直流但し直流合格者は直流以外の作業に従事し得ざるものとす。

第 9 條 衝合溶接は次の各號に依り之を行ふものとす。

- 1. 溶接の種類は V 形衝合溶接とし各部の寸法は [第 1 圖] に依る。
- 2. 接手部裏面への當板の使用並に裏面よりの再溶接は之を爲さざるものとす但し上向溶接の場合には當板を使用することを得。

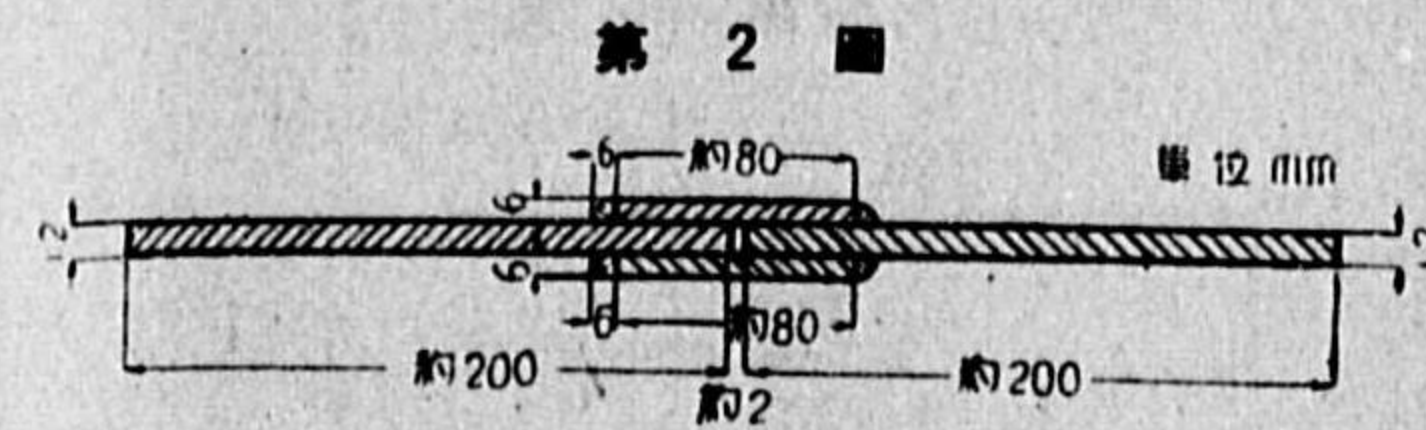


- 3. 試験材の置き方は次の通とし作業を終る迄其の位置を變更せざるものとす。
 

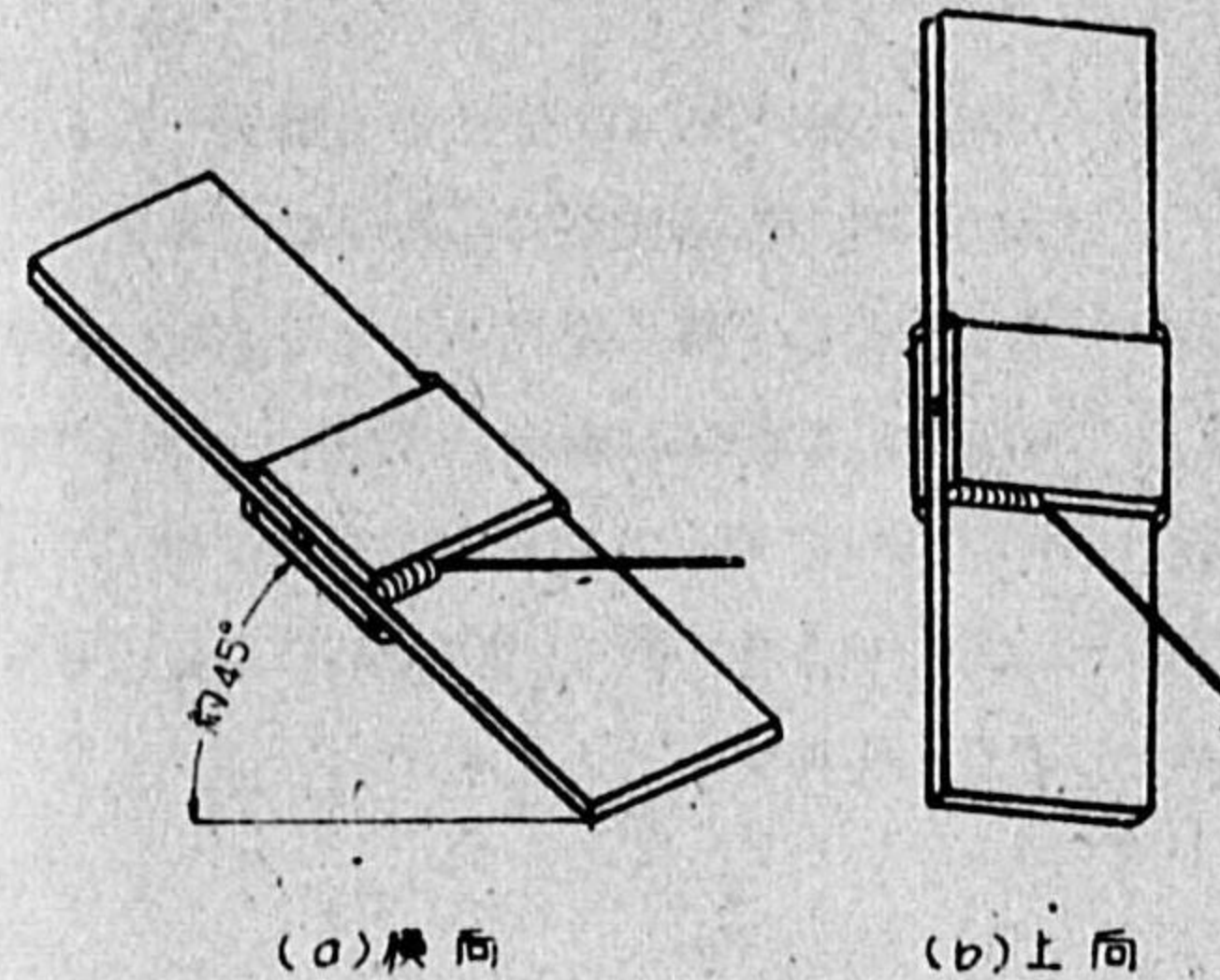
作業の方向	試験材の置き方	作業の方向	試験材の置き方
下 向	水 平	堅 向	垂 直
上 向		横 向	
- 4. 前各號に定むるもの、外作業の方法は受験者の任意とす。

第 10 條 隅肉溶接は次の各號に依り之を行ふものとす。

- 1. 溶接の種類は両面當金接手隅肉溶接とし各部の寸法は [第 2 圖] に依る。



第 3 圖 隅肉溶接ノ作業方向



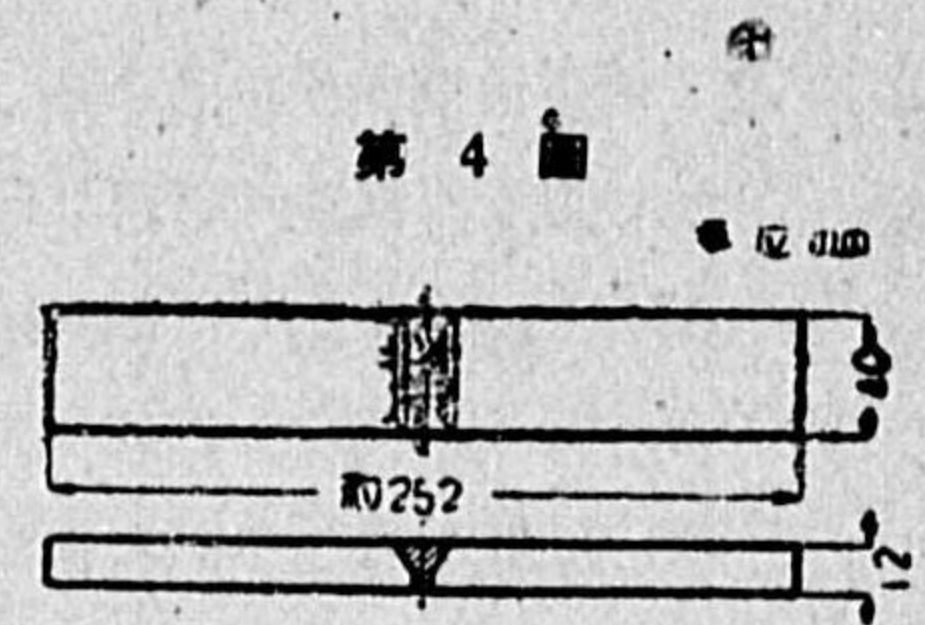
2. 試験材の置き方は次の通とし作業を終る迄其の位置を變更せざるものとす。

- |       |           |
|-------|-----------|
| 作業の方向 | 試験材の置き方   |
| 下 向   | 水 平       |
| 作業の方向 | 試験材の置き方   |
| 堅 向   | 垂 直       |
| 上 向   |           |
| 作業の方向 | 試験材の置き方   |
| 横 向   | 約 45° 上 向 |

- 3. 横向及上向作業に於ては [第 3 圖 a, b] に示す如く溶接線を水平に保ち下側より溶接を爲すものとす。
- 4. 前各號に定むるもの外作業の方法は受験者の任意とす。

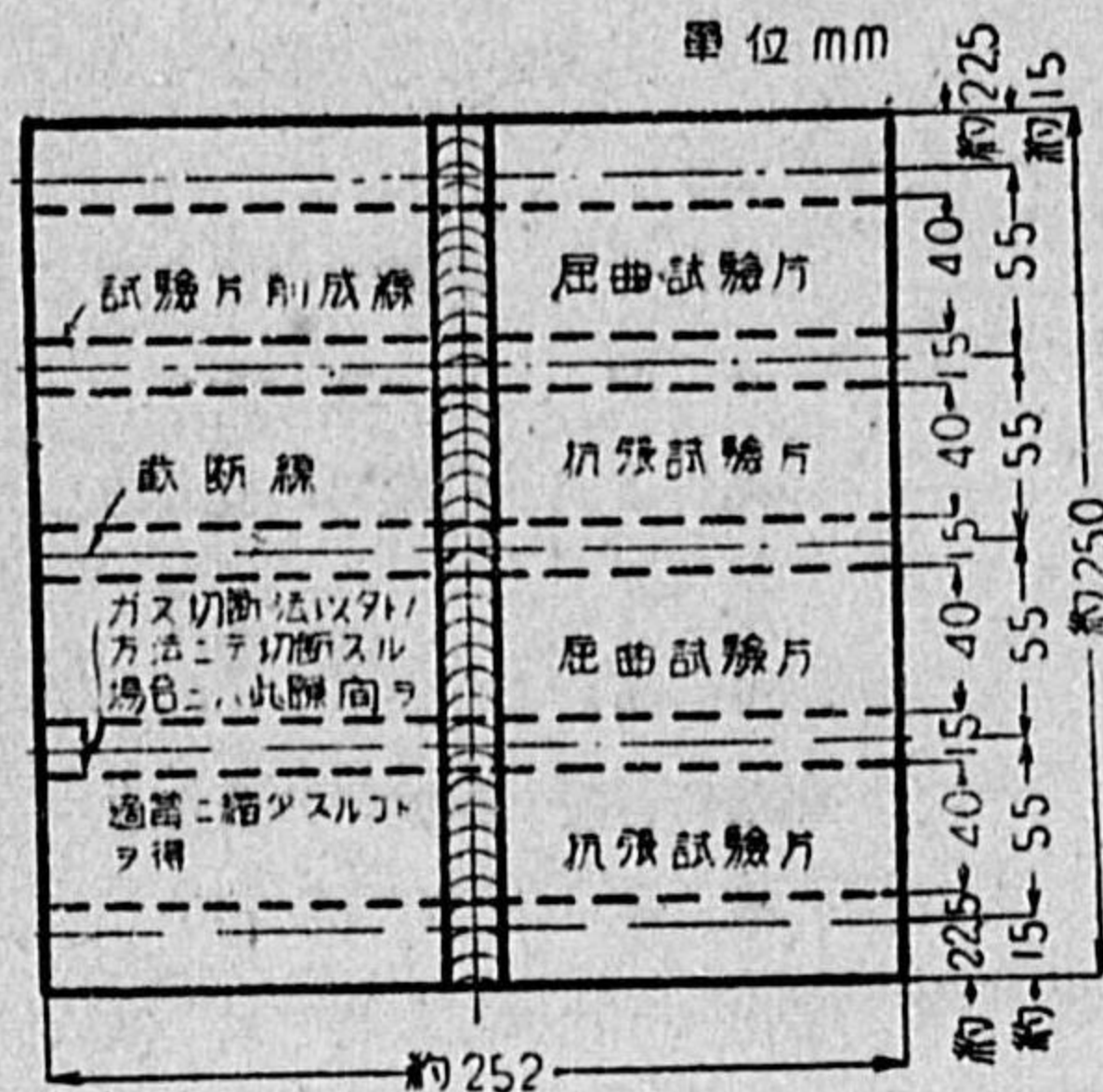
第 11 條 試験片の寸法、箇數及製作方法は次の各號に依る。

- 1. 衝合溶接抗張試験片
  - (1) 寸法 [第 4 圖] に依る。
  - (2) 製作箇數 2 箇
  - (3) 製作方法 第 9 條に依り溶接したる試験材の溶接部を母材と同じ厚となる迄削成し [第 5 圖] に示せる劃線に従ひ截斷したる後其の兩縁を規定の寸法に削成するものとす。
- 2. 衝合溶接屈曲試験片
  - (1) 寸法 [第 6 圖] に依る。
  - (2) 製作箇數 2 箇
  - (3) 製作方法 第 9 條に依り溶接したる試験材の溶接部を母材と同じ厚となる迄削成し [第 5 圖] に示せる劃線に従ひ截斷したる後其の兩縁を規定の寸法に削成し次に厚が 10mm を降らざる様表面を仕上げたる後 [第 6 圖] に示す如く 20mm の距離に 3 對の標點を刻するものとす。
- 3. 隅肉溶接抗張試験片
  - (1) 寸法 [第 7 圖] に依る。
  - (2) 製作箇數 2 箇

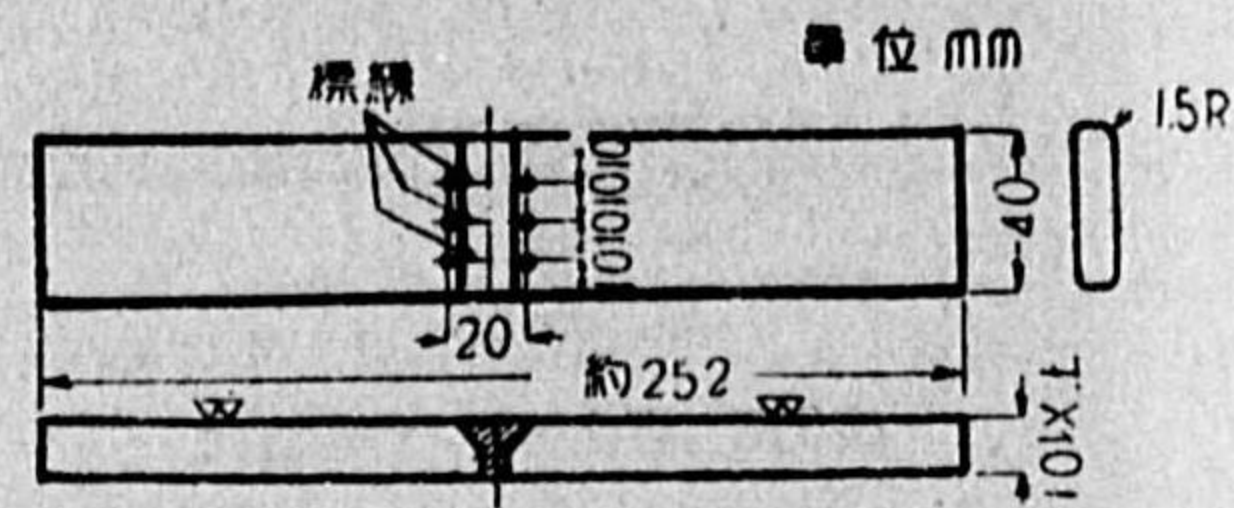




第 5 圖



第 6 圖



(3) 製作方法 第 10 條に依り熔接したる試験材の隅肉熔接部を脚 6mm の二等邊三角形に削成し〔第 8 圖〕に示せる劃線に従ひ截断したる後其の兩縁を規定の寸法に削成するものとす。

第 12 條 衝合熔接抗張試験は第 11 條に規定

せる試験片を用ひて之を行ひ兩試験片共次の規定に合格することを要す。

$$\sigma = \frac{P}{A} \geq 41$$

$\sigma$  = 抗張力  $\text{kg/mm}^2$ ,  $P$  = 抗張荷重  $\text{kg}$ ,  $A$  = 熔接部の實測断面面積  $\text{mm}^2$

切断が母材部に起りたる場合  $\sigma$  の値が  $41 \text{kg/mm}^2$  未滿なるときは再試験を行ふものとす。

第 13 條 衝合熔接屈曲試験は第 11 條

に規定せる試験片を用ひ徐々に壓力を加へて之を〔第 9 圖〕に示す如く屈曲せしめ其の角度が  $90^\circ$  に達したるとき標點距離  $20\text{mm}$  に於て兩試験片共伸  $20\%$  以上なることを要す。

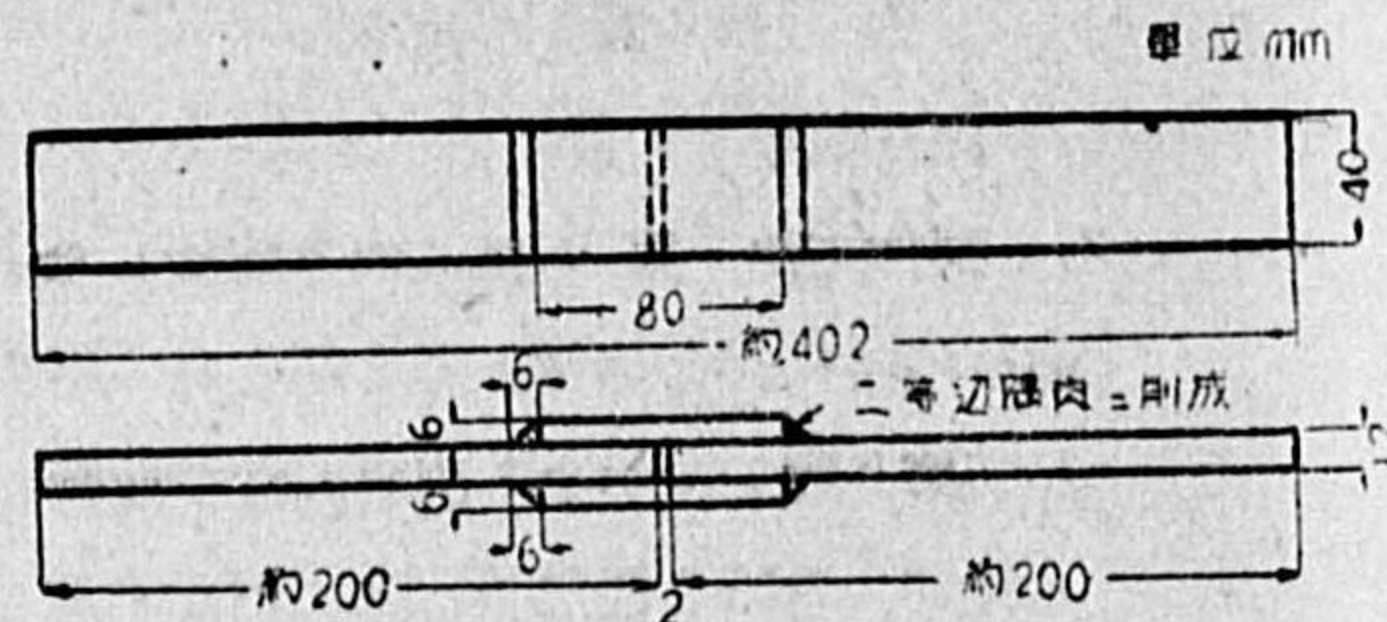
伸は標線に沿ひ 3 對の標點間に於て測りたる平均値を採るものとす。〔第 6 圖参照〕

試験片に龜裂を生じたるときは標線上に於ける龜裂の部分は之を除外して伸を測るものとす。

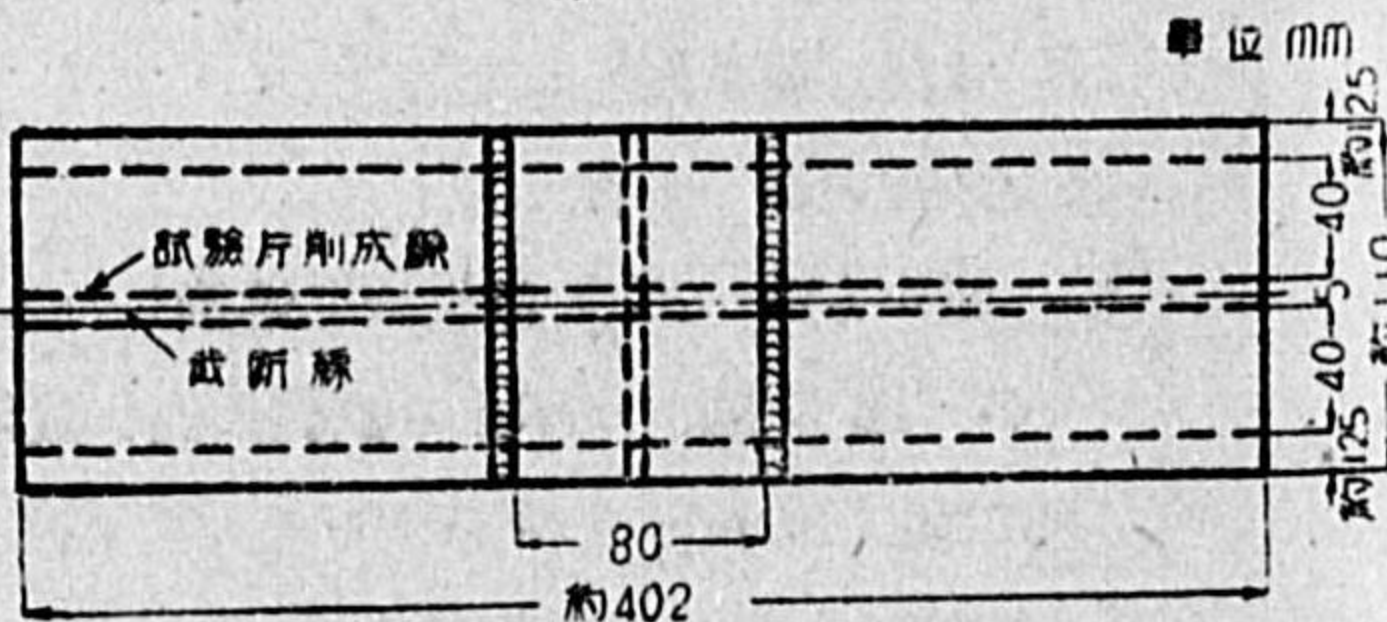
第 14 條 隅肉熔接抗張試験は第 11 條に規定せる試験片を用ひて之を行ひ兩試験片共次の規定に合格することを要す。

$$\sigma = \frac{P}{A} \geq 35$$

第 7 圖



第 8 圖



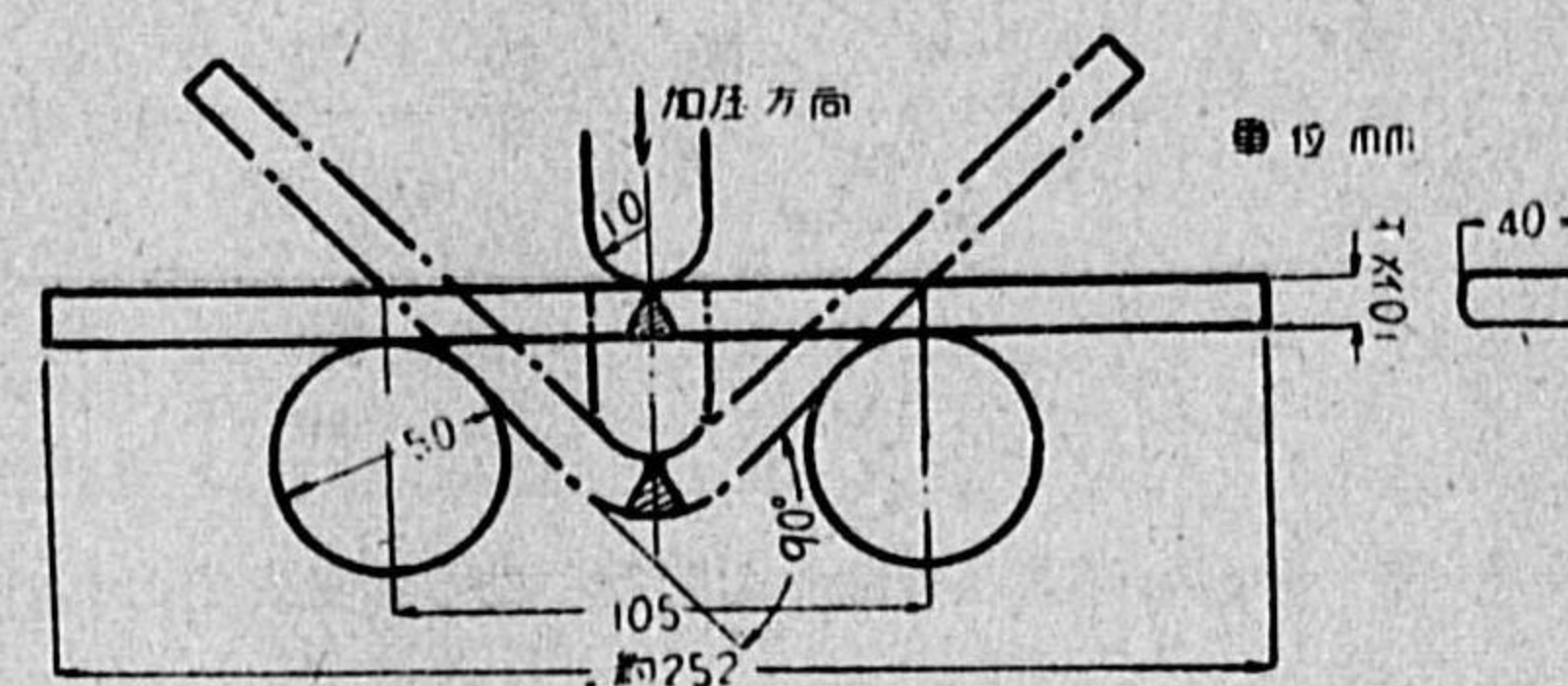
$\sigma$  = 抗張力  $\text{kg/mm}^2$ ,

$P$  = 抗張荷重  $\text{kg}$ ,

$A$  = 切斷熔接部の實測

喉断面面積  $\text{mm}^2$

第 6 圖



第 4 章 雜 則

第 15 條 檢定に依り取得せる資格の有効期間は 1 箇年と

す但し檢定機關の認定に

依り技術試験の一部又は全部を省略して資格を繼續せしむることを得。

第 16 條 受験に際し不正行為ありたるときは其の檢定を無効とす。

第 17 條 資格檢定試験に合格せる者に對しては檢定機關の定むる檢定合格證を交付す。

附 錄 第 2 號

鋼 材 用 電 弧 熔 接 棒

(臨時日本標準規格第 196 號)

工業品規格統一調査會 (第 4 部第 13 委員會) 昭和 16 年 9 月 29 日決定

本規格は時局に鑑み臨時的に制定したるものにして當分の内之に依るものとす。

第 1 條 本規格は主として鋼材の電弧熔接に用ふる電弧熔接棒 (以下單に熔接棒と稱す) に之を適用す。

第 2 條 熔接棒の品質は之を分ちて 1 級及 2 級とす。

第 3 條 熔接棒の心線は臨時日本標準規格第 40 號に合格せるものたることを要す。

第 4 條 熔接棒の長は第 1 表の通とす。

第 1 表 單位 mm

心線ノ徑	1	1.4	2	2.6	3.2	4	5	6
熔接棒ノ長	150	200	250	300	350	400	400	400

第 5 條 熔接棒の品質は全熔着金屬に付下記の試験に依り定む。

1. 抗張試験

2. 衝擊試験

各試験に於ける試験片の製作及試験方法は附錄に依る。

第 6 條 前條の各試験に於ける成績は第 2 表の値以上なることを要す。

第 7 條 熔接棒の被覆は厚均等にして其の被覆若は挿入劑は容易に化學變化、濕氣の吸收或は剝離する等のことなく熔接作業中有毒「ガス」を發生することなきものたることを要す。



第 2 表

品 質	試 驗	抗 張 試 験		衝 撃 試 験	
		抗 張 力 kg/mm <sup>2</sup>	伸 %	シャルピー kg·m/cm <sup>2</sup>	アイゾット kg·m
1 級		41	32	12	8
2 級		41	26	6	4

第 8 條 熔接棒は其の指定作業状態に於て電弧安定にして容易に作業し得るものたることを要す。

第 9 條 熔接棒には充分なる包装を施したる上級別、心線の種別、心線の径、長、重量、本数、製造年月日、製造者名又は其の略號を表示するものとす。  
作業方向及電流の種類が特定のものとは之を表示するものとす。

附 録

試験片の製作及試験方法

A. 試験片製作一般要項

1. 試験片の製作に使用する熔接棒心線の径は 3.2mm 乃至 6mm とす。
2. 熔接の歪を考慮して豫め適當なる方法を講ずるものとす。
3. 仕上不可能なる程度の歪を生じたる場合は再び製作するものとす。
4. 熔接中及熔接後の各種の處理（熱處理、槌打、「ピーニング」其の他）を行ふことを得ず但し熔滓除去の爲に行ふ小槌輕打のみは差支なし。

B. 抗張試験

(イ) 試験片 (単位 mm)

製作要項

1. 熔接姿勢 下向熔接 但し希望ありたる場合は下向以外の方向に依ることを得。
2. 熔接「ビード」 圖示の如く直角方向とす。
3. 仕上は豫め裏座板を削除したる後に行ふものとす。

(ロ) 試験片筒數

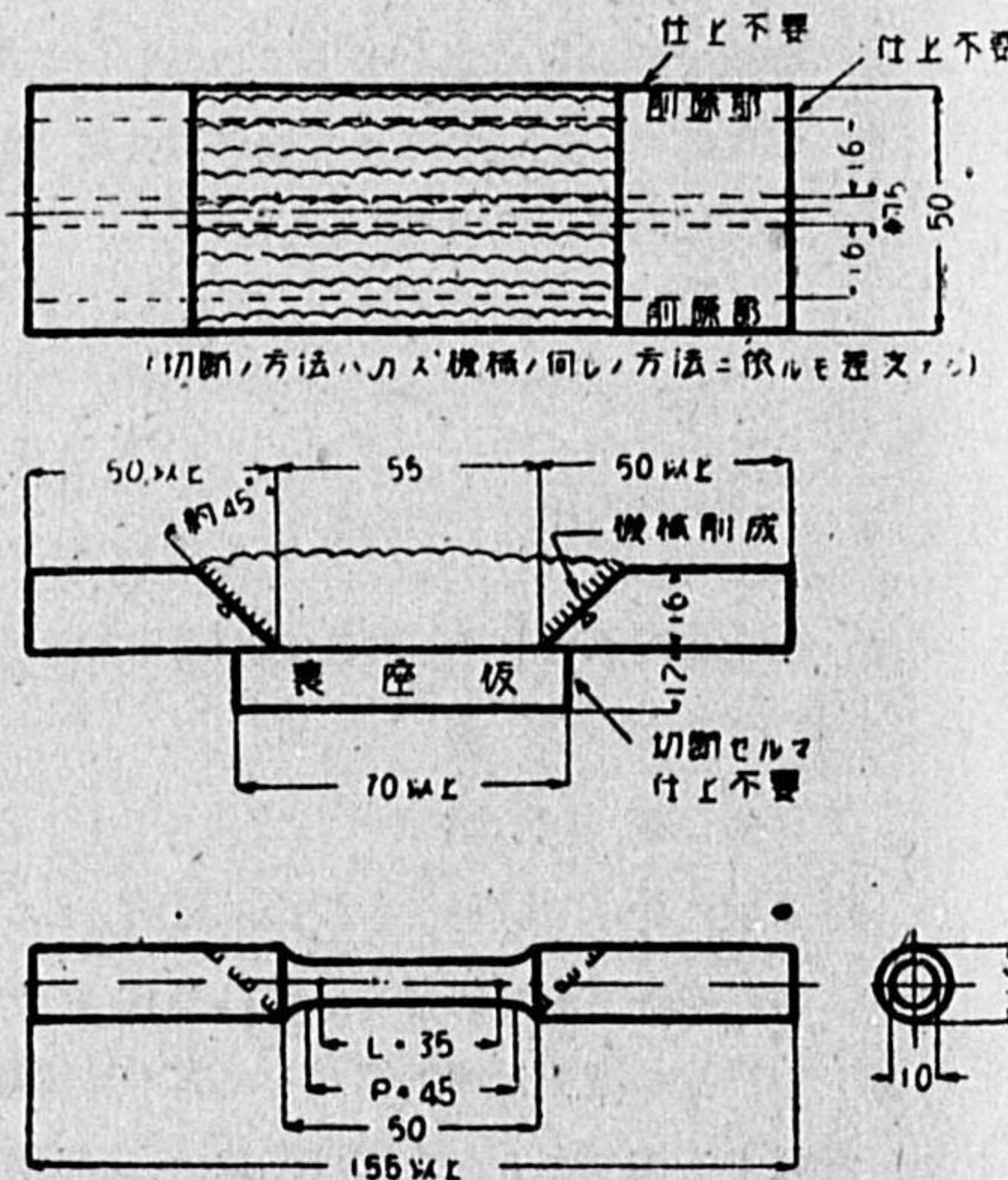
仕上済試験片 2 個

(ハ) 成績

2 筒の平均値

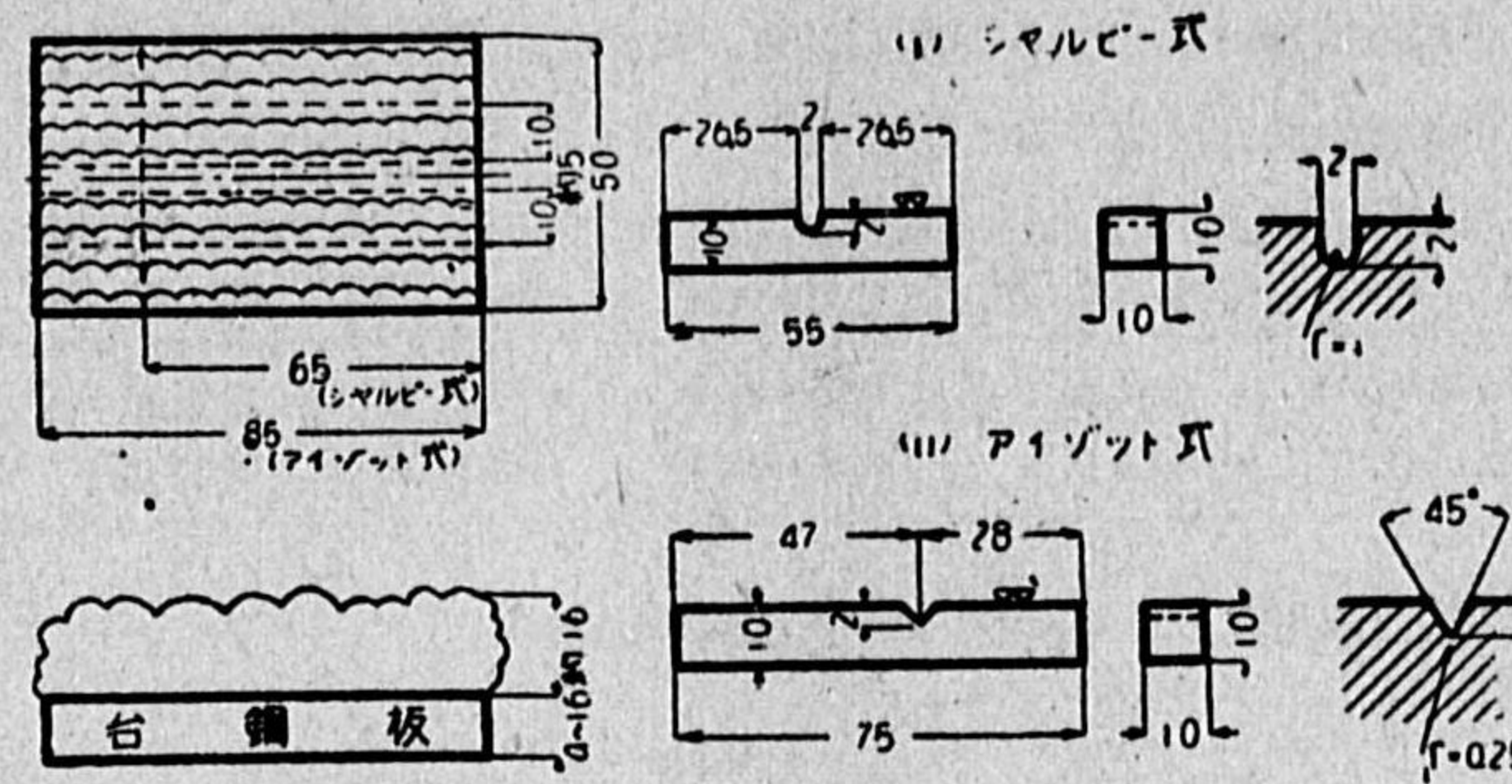
C. 衝撃試験

第 1 圖



(イ) 試験片 (単位 mm)

第 2 圖



製作要項

1. 熔接姿勢 下向熔接 但し希望ありたる場合は下向以外の方向に依ることを得。
2. 熔接「ビード」 圖示の如く直角方向とす。
3. 仕上は豫め裏座板を削除したる後行ふものとす。
4. 切断に際し「ガス」切断を使用するときは熱影響部 (約 3mm) を削除するものとす。
5. 切込部は「ゲージ」に依り精密に仕上ぐるものとす。

(ロ) 試験片筒數

仕上済試験片 2 筒

(ハ) 成績

2 筒の平均値

(ニ) 衝撃値算定式

i シャルピー式

$$\text{衝撃値} = \frac{\text{折斷「エネルギー」(kg·m)}}{\text{切込部實測原斷面積(cm}^2\text{)}}$$

ii アイゾット式

$$\text{衝撃値} = \text{折斷「エネルギー」(kg·m)}$$

附録第 3 號

被覆熔接棒心線 (線材第 2 種)

(臨時日本標準規格第 40 號)

工業品規格統一調査會 (第 4 部第 13 委員會)

昭和 14 年 11 月 20 日決定 昭和 16 年 9 月 29 日改正

本規格は時局に鑑み臨時的に制定したるものにして當分の内之に依るものとす。



第 1 條 本規格は主として鋼材の電弧溶接に使用する被覆溶接棒の心線(以下單に心線と稱す)に之を適用す。

第 2 條 心線は其の質均一にして有害なる錆蝕、疵等なき鋼線たることを要す。

第 3 條 心線は次表の成分を有することを要す。

種 別	炭 素 %	珪 素 %	マンガン %	磷 %	硫 黄 %	銅 %
甲	0.06~0.12	0.04 以下	0.25~0.40	0.04 以下	0.04 以下	0.30 以下
乙	0.15 以下	0.04 以下	0.25~0.45	0.04 以下	0.05 以下	0.30 以下

第 4 條 心線は断面圓形にして其の徑 (mm) は次の通とす。

- 1 1.4 2 2.6 3.2 4 5 6

第 5 條 適宜の試験材を採り軟鋼板上に豎向直線「ビード」を作り心線の熔着性を判定す。

本試験に於て電弧は過度の「スパツタ」を發せず且「ビード」の表面は不規則なる凹凸を生ぜざることを要す。

本條の試験は註文者の指定ありたる場合にのみ之を行ふものとす。

### 26. コンクリートに依る鋼橋の補強工法の 1 例

道 路 技 師 南 保 賀  
東京府第四道路出張所長

近年に於ける建設資材特に鋼材の極端なる不足は鋼橋の架換を非常に困難ならしめてゐる。茲に於て架換に代ふるに在來橋の補強に依りその更生策を計るの方法が處々に於て計畫施工されてゐる様である。

鋼橋の補強方法としては銲接工法若しくは近年漸次發達を來しつゝある溶接工法により必要鋼材を補足して所要断面を得る方法と、鐵筋コンクリートに依つて在來橋の骨組鋼材を補強し、所謂メラン式鐵骨鐵筋コンクリート橋に改造するの 2 方法が擧げられる。

今回東京府に於て試みたる施行例は後者に屬するものであるが、その大要を述べれば次の通りである。

- 1. 橋 名 萬年橋
- 1. 架橋地點  
東京府西多摩郡青梅町・吉野村入會多摩川に架す。
- 1. 在來橋の規模  
在來橋は徑間 75.78 米、拱矢 10.55 米の二鉸構助鋼拱にして、床版のみを有効幅員 3.63

米の板張りとしたものである。その築造年月が詳かでないが村民の話によると大體明治 40 年頃との由である。

以上の様に萬年橋は築造後長年月を経てゐると、近年に於ける車輛荷重の増加は經年の結果による部材の腐蝕と相俟つて、部材断面の不足を招來し、歩行者によつてさえ相當大なる動搖を生ずるに至り、振動試験の結果は 4 噸自動車にて最大沈下 9 釐に達し、走行車輛に對する安全を保し難い狀況である。そこで本橋の架換を痛感するに至つたが、資材難克服のため架換に代ふるに在來橋の補強を施すこととした次第である。

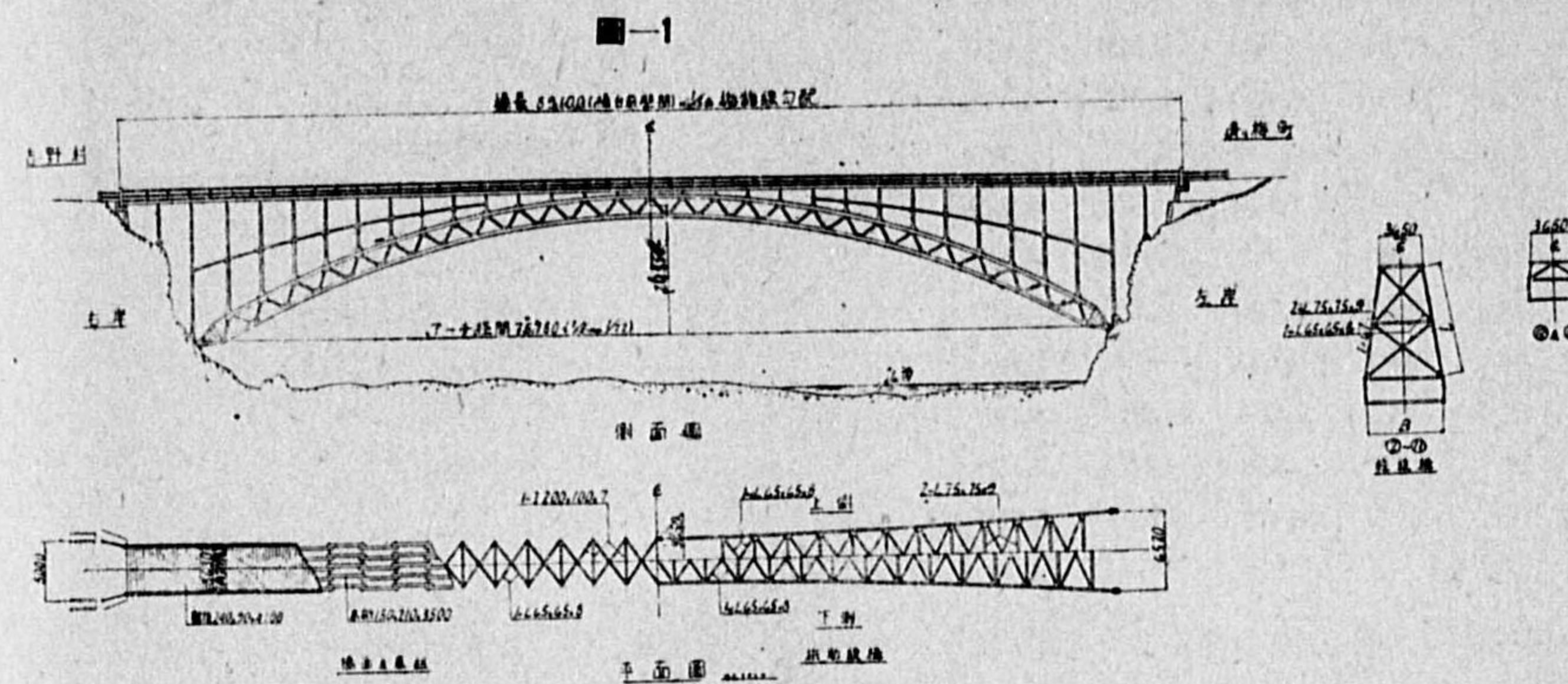
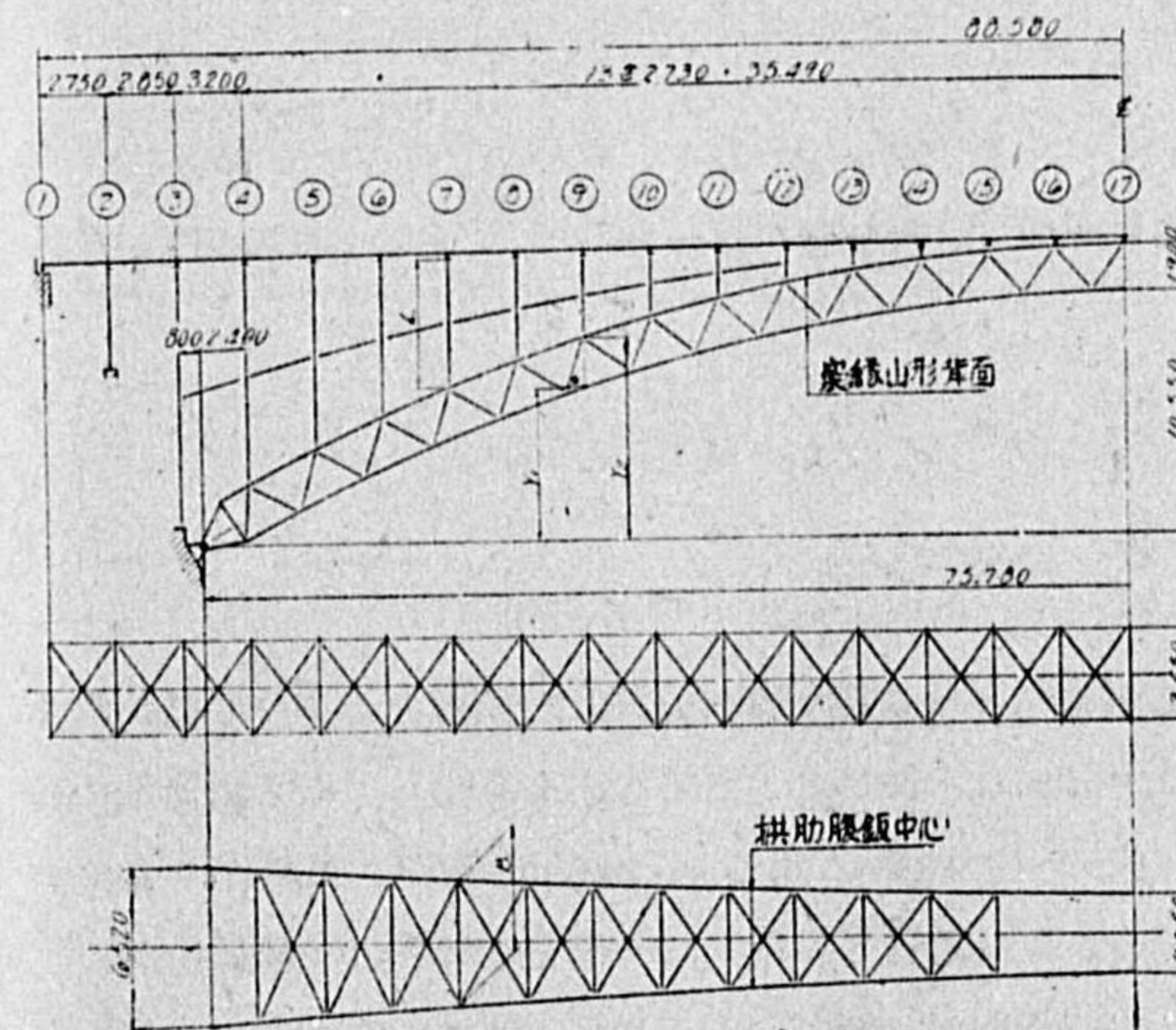


圖-2 骨組圖



補強工法を採用するに當り、その第一着手として在來橋の各部材寸法を檢討し、断面不足の狀況を調査することとした。

以下その概要を述べて見やう。

#### 1. 横 桁

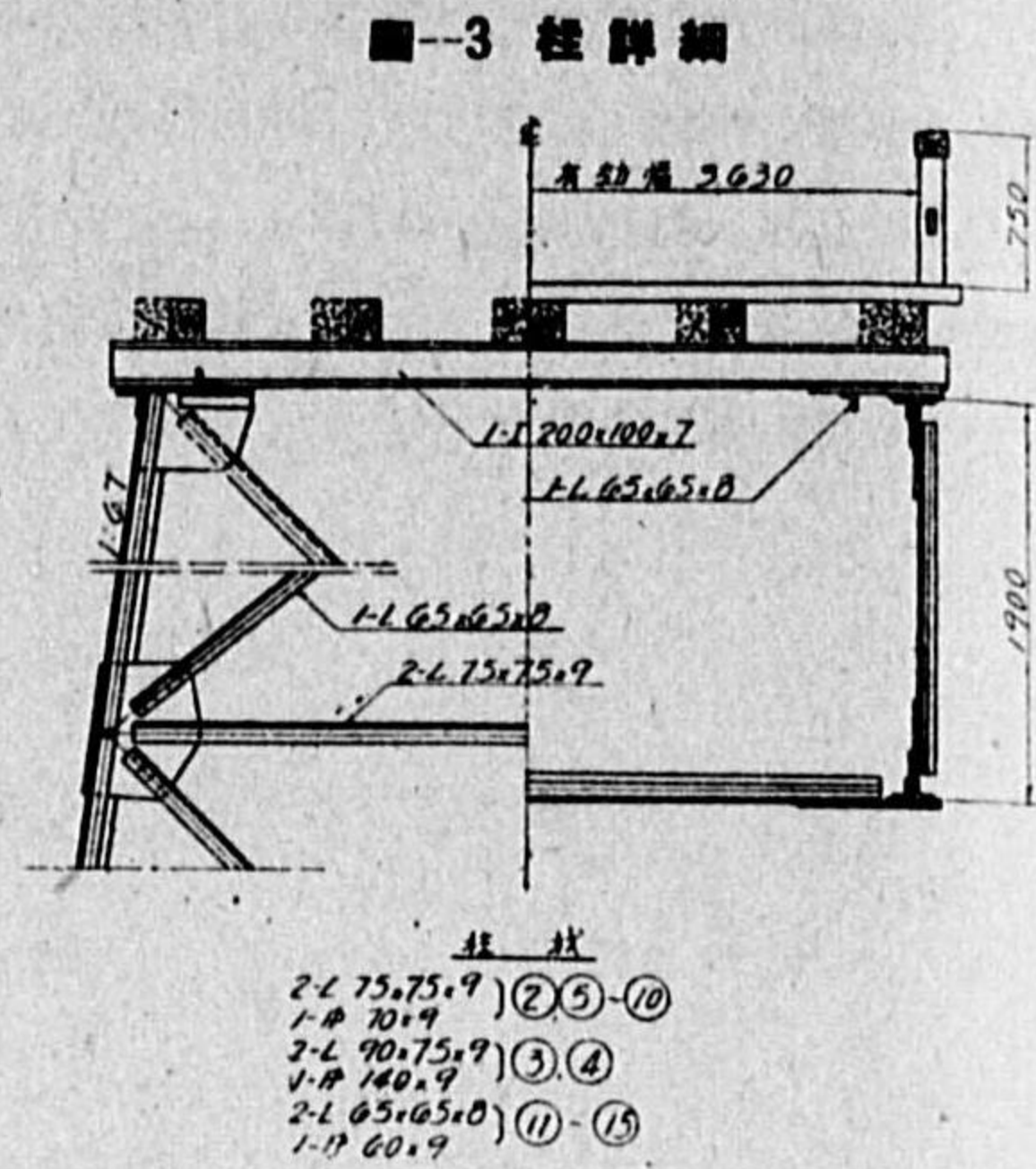
横桁は〔圖-3〕に示す如く 1-I 200×100×7 が使用されて居り、その支間は 3.65 m と推定される。之に 9 噸自動車を載荷せる場合の最大曲げモーメントは死活兩荷重合計 (衝擊を含む。以下同じ) にて 5,380 kg.m にして、曲げ應用は 2,470 kg/cm<sup>2</sup> となり許容應力たる 1,300 kg/cm<sup>2</sup> に比し、遙かに

大となる。本横桁に對しては計算上 1-I 300×150×8 を使用するを適當とするものである。尙



L, Y<sub>1</sub>, Y<sub>2</sub> 及 B 表

點	L	Y <sub>1</sub>	Y <sub>2</sub>	B	摘 要
1	0	—	—	—	
2	3,980	—	—	—	L右岸2,860
3	10,600	—	—	—	
4	8,980	0,300	2,470	6,300	L,Bへ實測
5	7,620	1,760	3,890	5,900	Y <sub>1</sub> , Y <sub>2</sub> へ計算
6	6,340	3,240	5,320	5,550	
7	5,250	4,250	6,300	5,210	
8	4,250	5,300	7,320	4,920	
9	3,350	6,230	8,220	4,660	
10	2,550	6,730	8,900	4,390	
11	1,860	7,720	9,670	4,200	
12	1,280	8,310	10,250	4,000	
13	840	8,790	10,670	3,880	
14	490	9,150	11,030	3,800	
15	210	9,400	11,290	3,740	
16	10	9,550	11,450	3,700	
17	0	9,600	11,500	3,650	



横桁相互の縦方向の連結は木縦桁のボルト締めと横縁構 (1-L 65×65×8) にして横桁の縦方向 (橋軸方向) 直結部材を缺くことは支柱の不安定を招來し、従つて在來橋の縦方向動搖を來す結果を招いてゐる。

2. 支 柱

支柱の長は [圖-2]、その断面は [圖-3] に示す如くであるが、試みにその X-X 軸及び Y-Y 軸の周の回轉半径を求め、その小なる方を採つて、長柱長を支柱長の 1/2 として柱の細長比を求めたるに、③及⑤に於て夫々

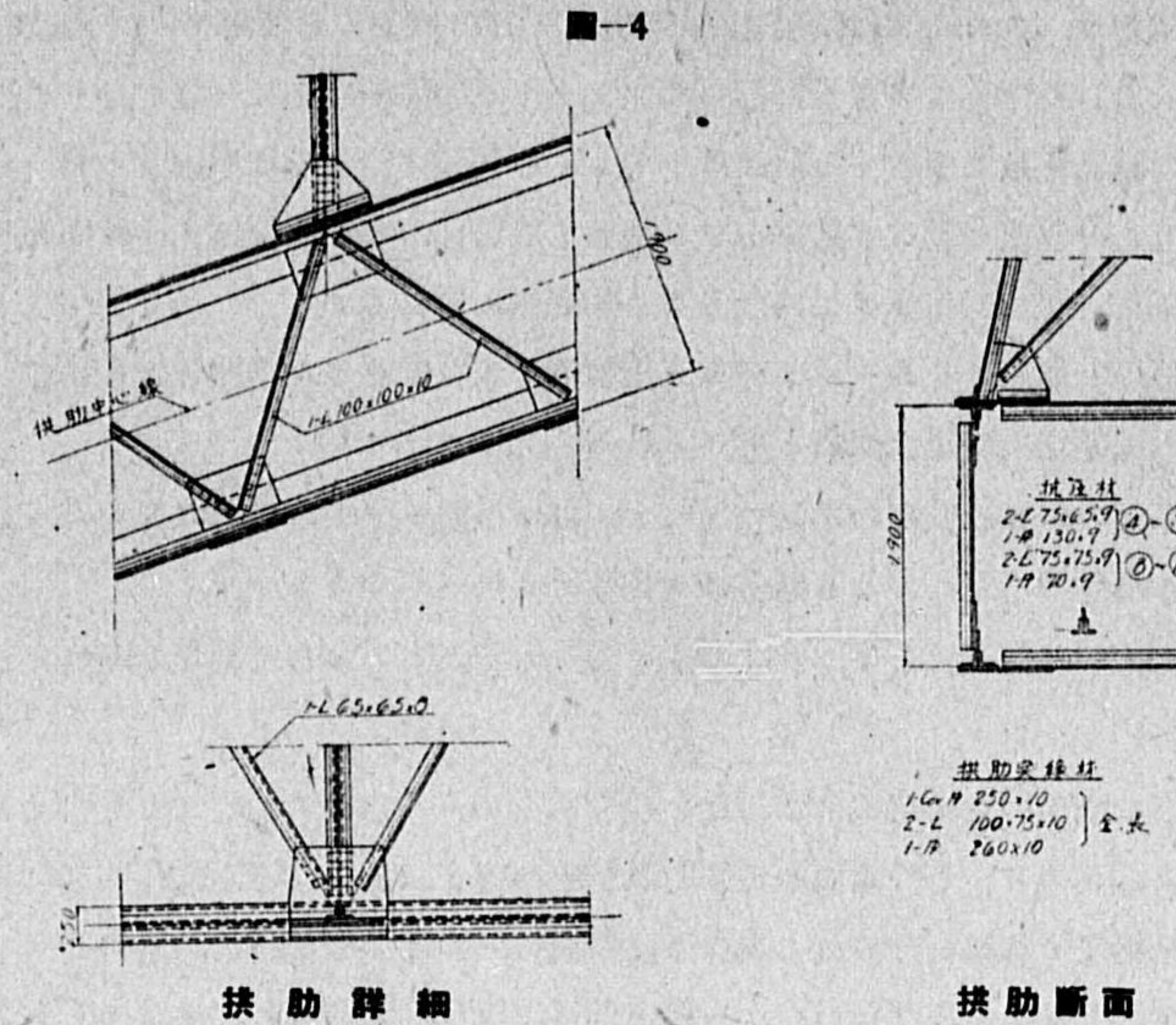
$$\frac{l}{r} = \frac{530}{2.8} = 189 > 120$$

$$\frac{l}{r} = \frac{381}{2.2} = 173 > 120$$

となり、何れも内務省鋼道路橋設計示方書案に示せる壓縮部材細長比の限度たる 120 を遙かに超過してゐる。尙試みにこの算出された支柱細長比を用ひて、許容應力を算出し、死活兩荷重に基づく實應力を求めたるに③及⑤に對し、夫々 168 kg/cm<sup>2</sup> 及び 217 kg/cm<sup>2</sup> を得、これはさきに求めたる許容應力 195 kg/cm<sup>2</sup> 及び 233 kg/cm<sup>2</sup> の範圍内にあり、一應安全なるかの感が抱かれるが、細長比の大は柱の彎曲振動を伴ひ、本橋振動の一原因たるが、領づかれる。

3. 縁 構

縁構の断面 [圖-3 及び 圖-4 参照] 及びその細長比を表示すれば次表の如くであつて何れ



も 150 より甚だ大である。

使用箇所	使用断面	断面積	回轉半径 (r)	部材長 (l)	l/r
床 縁 構	1-L 65×65×8	9.8 cm <sup>2</sup>	1.94 cm	4.50 m	232 > 150
柱	1-L 65×65×8	"	"	7.00 "	361 > "
拱 肋	1-L 65×65×8	"	"	6.50 "	335 > "

従つて本縁構は少くとも 1-L 125×75×9 (r=3.96 cm) 以上の断面を有する山形を使用すべきものにして、在來橋の縁構断面は抗壓材として全くその作用を期待出來ざるものと思考される。更に縁構交會點を銲結し居らざるは本縁構の一大缺點である。

VI. 拱 肋

拱肋は [圖-1, 圖-2, 及び 圖-4] に示す如くであつて、その弦材断面寸法は

1-蓋板	250×10	=25.0 cm <sup>2</sup>
2-山形	100×75×10	=33.0 "
1-腹板	260×10	=26.0 "
計		84.0 cm <sup>2</sup> × 2 = 168.0 cm <sup>2</sup>

であつて、拱肋の山形背面間隔は 1.90 m である。

この拱肋弦材が拱腹縁片 1-L 100×100×10 (断面積 19 cm<sup>2</sup>) として作用するものとし、充腹拱環を有する二鉸拱として、拱肋の曲げ應力及び温度變化應力を算出したるに何れも許容應力の範圍内たることを確め得た。併し、これは拱腹の脆弱を無視し、上下突縁の完全一體なる充腹拱環として計算せし誤差なりと考へらる。即ち拱腹縁片は 1-L 100×100×10 (断面積 19 cm<sup>2</sup>)



にして充腹拱環厚 12mm (兩突縁鉄線間距離の 1/160 以上) を使用する場合に比し、拱腹断面面積は僅かにその 11.4% にすぎず、然るに之を上下兩突縁が完全に一體となりて作用するものと假定し、この断面係數に相當する曲げモーメントを負擔せしむるは不適當と考へられる。更に又充腹拱環なりとの假定を避けて結構として考慮する場合、突縁と腹材との断面差過大にして、之によつて求めたる應力の信頼に足らざること亦想像に難くない。

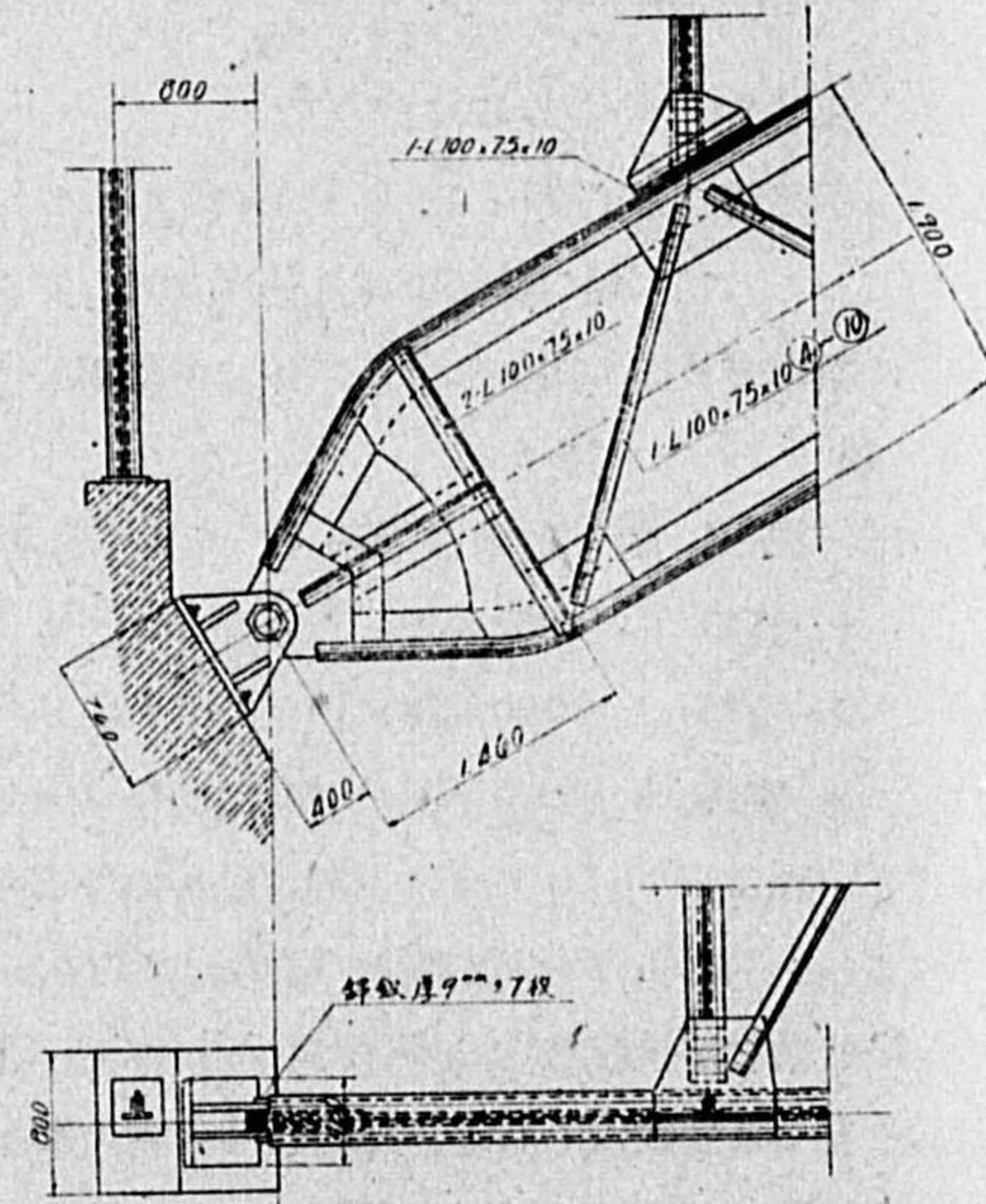
加ふるに支柱面を傾斜せしめたるに拘らず拱肋面を垂直に置きたる關係上、拱肋に捩れ應力を招來せしめたるに構造上の重大缺陷と考へられる。

要するに在來橋の缺點は断面の不足に加へて、部材全體としての均整に乏しく、更に設計上構造上今日の如き考慮の不足してゐる點が多々見受けられるものであつた。

東京府として之が補強工法をコンクリートに依つて行ふこととした主なる理由として、次の諸點が擧げられる。

1. 全體として断面の均整が採れてゐないのであるから、溶接工法によるものとすれば全般に互つて行ふ必要あり、その断面不足箇所及びその程度の限定に迷ふ怖れありたること。
1. 在來橋を構成する鋼材の材質と現在市販の鋼材との間に相當品質の差異あり、且部分的には部材の疲勞も豫期せねばならぬから在來部材に現在市販鋼材を溶接添加するも兩者が完全に一體として働き得るか否かに疑問ありたること。
1. 以上2點は鐵道橋の場合の如く單に荷重増加に耐えしむるための溶接補強工法と根本的に相異してゐること。

圖-5 鉄 詳 細

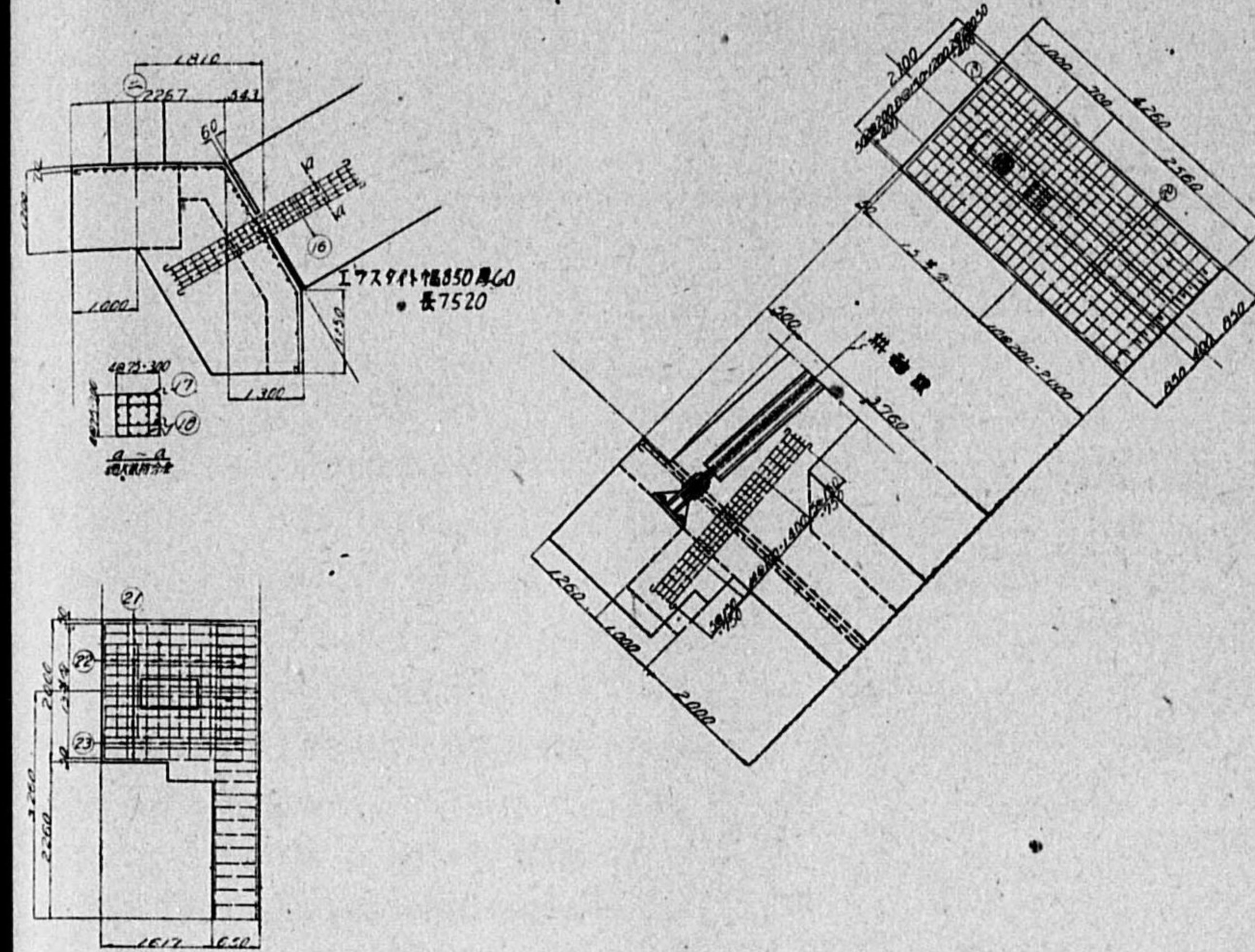


1. 東京府に於ては溶接工法に對する經驗に乏しく斯かる大規模の溶接補強工法に對しては自信を有せざりしこと。

1. 以上諸點を克服するものと假定するも材料費及び溶接費の諸點を考慮するとき、尙コンクリート補強工法の方劃安なりと考へたこと。

以上の諸點よりコンクリート工法によつたのであるが、その要領は拱肋をそのまま鐵筋コンクリートを以て覆ひ、鐵骨鐵筋コンクリート造とし、兩端の鉸部はメナーゼ鉸の設計とし、[圖-5、及び圖-6 参照] 在來の鉸はその儘補助的に存置せしむることとした。柱數は在來の位置にては數が多すぎるので (29 本、柱間隔 3.18 米) 之を減じたる上 (14 本、柱間隔 4.50 米、中央

圖-6



部充腔)、床版と共に鐵筋コンクリート造とし、有效幅員を 5.50 米に増大することとした。以上に要したる鐵筋量は次の通りである。

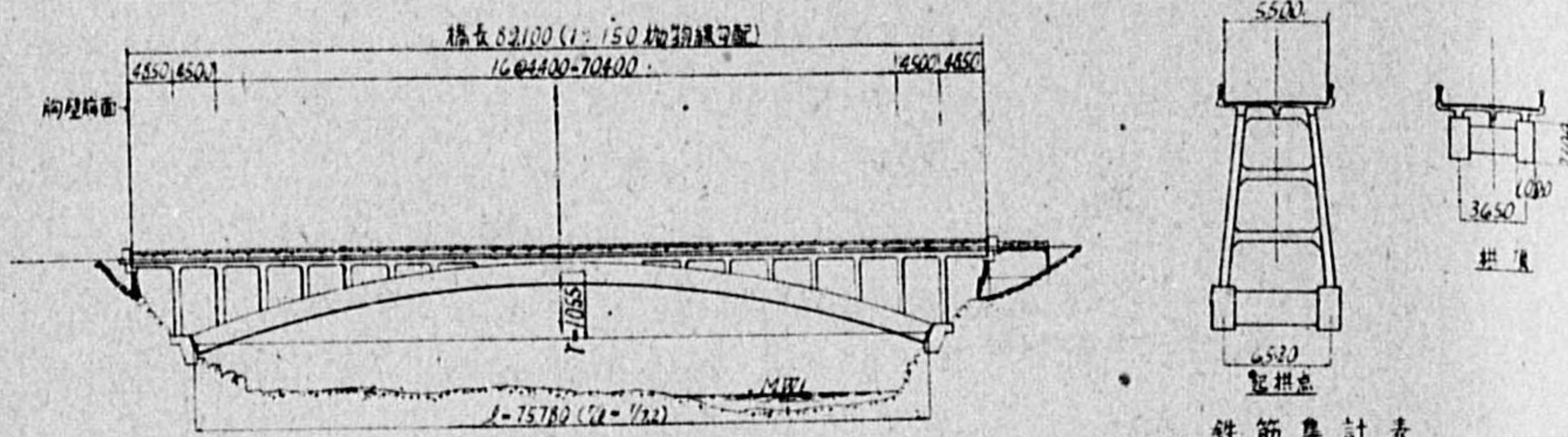
側 徑 間	5,797.4 呎	中 桁	3,535.1 呎
支 承	3,413.6 "	横 桁	3,184.6 "
拱 肋	30,118.0 "	床 版	9,468.4 "
柱	11,263.6 "	高 欄	1,978.0 "
側 桁	5,045.2 "	總 計	73,803.9 "

尙又使用コンクリート量は次の如くである。

ベデスタル橋臺	5.98 立米	横 桁	14.46 立米
袖 高 欄	0.59 "	床版及地覆	92.95 "
橋 脚	55.2 "	高 欄	12.62 "
拱 肋	350.76 "	鋪 装	25.55 "
拱 肋 繫 材	56.63 "	填充コンクリート	2.67 "
柱	53.98 "	總 計	721.32 "
縦 桁	49.93 "		

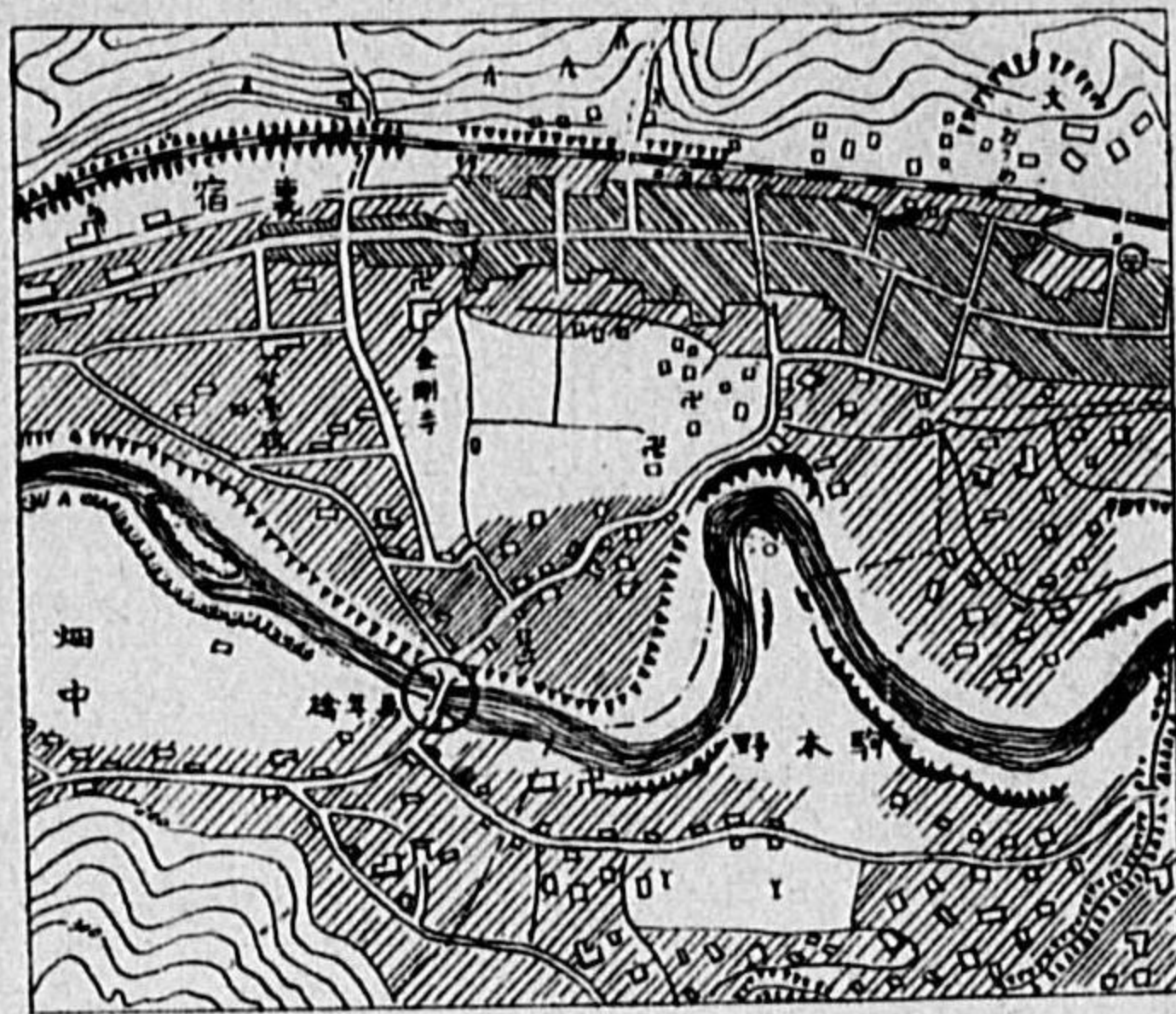


圖-7



鉄筋量計表

図面番号	使用箇所	計量量	備 考
2	側柱間	57,974	
	支 承	34,136	
1/2	拱脚	3,011.80	
4	柱	1,126.36	
	中桁	5,045.2	
	横桁	3,184.6	
	床版	24,684	
	基礎	1,378.0	
	總 計	77,503.9	73,000



斯かる工法の特長として、一般には支保構を築造せざるを常としてゐるが、本橋では拱肋コンクリートの重量が非常に大(拱肋長1米に付約 噸)となるので、到底貧弱なる在來拱肋にてはこの荷重に耐ふべくもないので、不経済ではあるが橋全長に

互つて支保構を築造することとした。

尙本橋工事は目下請負施行中にしてその工費總額並びにその内譯大要を示せば次の如くである。

請負工事費	78,433.2 圓
内 譯	
橋 臺 工	1,273.0 圓
橋 體 工	31,885.3 圓
鋪裝コンクリート工 (489.7 平米)	1,327.7 圓
支保工損料	33,446.6 圓
セメント運搬工 (5003 袋分)	1,000.6 圓
舊橋撤去及假橋假道工	4500.0 圓
諸 設 備 工	5000.0 圓
外に 支給セメント費 (5003 袋)	6,503.9 圓
支給鋼材費 (74,440 kg)	15,961.1 圓
監督員費及諸雜費	3,080.0 圓

總 工 事 費

103,978.20 圓

## 27. 橋 梁 の 爆 撃 と 其 の 對 策

東京帝國大學教授 田 中 豊  
工 學 博 士

### 1. 緒 言

橋梁の爆撃対策は、交通防空上緊急の一問題である。重要な大橋梁は單に之を耐爆的ならしむるのみならず、飛行機の衝突に依りて、其の墜落を見るが如きことなからしむべきである。

橋梁の爆撃対策を論ぜんとせば、爆撃並に防空效果に関する知識を必要とする。然も、今日に即すべき吾々の覺悟は「百の議論よりも一の實行」であり、又「難局打開の途は研究にあり」であり、實行は平素の研究と體驗に據るべきである。然るに、筆者はこれ等の問題に就て、未だ經驗も知識も極めて僅少である。従つて、茲に述ぶる所も、橋梁技術家の一家言として諒讀せられんことを希望する。

### 2. 爆彈の命中率並に爆撃の目標

第1の問題は、爆彈の命中率である。此の度の歐洲戦争で吾々の最も注意して居つた橋梁は、ライン河の橋梁である。戦時の報告は秘密が多く、真相は不明であるが、相當爆撃されて居るが當らぬと謂ふのが最近迄の事實らしい。

之に反して皇軍の爆撃を集中したビルマルートの功果橋には、相當によく命中して居る。最近仄聞する所に依ると、本橋は皇軍の第 10 回目の空襲爆撃で、其の主要ケーブルが切斷せられ、其の後、無補剛桁吊橋として復舊せられ、ケーブルは土囊で防護せられて居るとのことである。此の様な次第で、吾々橋梁技術家としては、爆彈の命中率に關して一應の見解を有することが必要と考へる。

此の問題に關する一資料として接手したものに、米國で行はれた、投錨せる軍艦に對する投下爆彈の命中率として、次の様な試験結果が示されて居る。

表-1 投彈高度 H=500~1000 m

目 標	長 l (m)	幅 b (m)	命 中 率 μ (%)	l/b
潛 水 艦	71	6	8	11.8
驅 逐 艦	93	9	11	9.3
巡 洋 艦	125	13	15	9.6
戰 艦	~170	23	30	7.5

此の資料に依つて、大體次の如きことを知ることが出来る。



戦艦以外のものでは  $\frac{l}{b}=10$  であつて、此の場合、命中率  $\mu$  (%) は次式で略算し得る。

$$\mu = 0.38 \sqrt{bl} \dots\dots\dots(1)$$

又は  $\mu = 1.20b \dots\dots\dots(2)$

但し  $H = 500 \sim 1000 \text{ m}$ ,

$$l = 10b$$

上式で求めた  $\mu$  を資料の  $\mu$  と比較すると次の如くである。

	潜	驅	巡	戦
資料に依る	8	11	15	30
(1) 式に依る	7.9	10.9	15.3	26.2
(2) 式に依る	7.2	10.8	15.6	33.7

爆弾投下の高度  $H$  が大となれば命中率の低下すべきことは當然である。従つて一般に  $\mu$  は  $H$  の  $n$  乗に逆比例するとすべきであるが假に  $n=1$  とすれば、(2) 式から

$$\mu = 1.20b \times \frac{750}{H} \dots\dots\dots(3)$$

但し  $H = >750 \text{ m}$

となる。之に依つて、支間  $l=60 \text{ m}$ 、幅  $b=6 \text{ m}$  の橋梁の  $\mu$  を求めて見ると、 $H=750 \text{ m}$  に對して 7.2%、 $H=3000 \text{ m}$  に對して、 $\mu=2\%$  となる。

軍艦の平面投射影はレンズ形をなして居り、橋梁は矩形であるが、其の目標が、ある一點に在りと考へるならば、大略此の様な試験結果による推算が参考となる。

尙實際問題として、道路橋は間隙なき路面を有し、鐵道橋は空隙の多いのが一般であること、又命中率の問題として、水平投弾、急降下投弾、超低空水平投弾等の方式と、爆弾の投下角度と命中率との関係も考へられる。

此の關係に就ては要するに、高度の大なるとき、又は急降下のときは橋梁の方向に投弾する方が命中率が大となる。

これ等を綜合して考へると、高度の大なる場合又は急降下に依る投弾の命中率は幅  $b$  に比例し、平面の投射影の間隙率に逆比例するとして大差ない。従つて、開床構造の鐵道橋の命中率は極めて小である。故に爆撃の目標としては、橋臺又は橋脚を選ぶべきは當然のことである。

此の機會に、被害に就て一言すれば、單構橋の主要部材に、爆弾が正しく命中すれば、其の部材は致命的被害を受くべきであるが、無載荷下路鐵道橋に在りては、抗壓材の破壊を見るに非ざれば、橋梁の墜落を見ることは、蓋し稀であらう。之に反して道路橋に在りては、其の床重量が、一般に甚大であるから、構の主要部材の破壊に依つて、墜落の可能性が、著しく大である。

次に爆撃の目標として選ばれる橋梁としては、重要路線に在りて、復舊の困難なるものを第 1 とするであらう。例へば、鐵道橋に於ては、大河の橋梁とか山間の隧道間の橋梁、谷の深い箇所

の橋梁を選ぶであらう。又場合に依りては 2 箇所の橋梁を破壊して、其の間の區間を獨立せしむ

ることも考へられる。

### 3. 重要橋梁に對する應急對策

#### (イ) 橋臺、橋脚の防護

前述の如く橋臺橋脚は爆撃の目標として、重要視せらるべきものであるから橋臺は土囊、蛇籠等を以て之を防護し、その附近の堤防の幅を 2 倍位にして置くのがよい。尙出來得べくば、橋臺に接近して、應急構脚を設置し得る如き基礎を設置して置くことも肝要である。

橋脚は、命中率から考へると、橋臺に比して安全であるが、應急對策としては、其の頭部を補強し、桁の支承面を高め、固定端の支承脊は或る程度迄コンクリート内に埋込むのがよい。

古き煉瓦造の橋脚等にありては出來得る限り深く迄、鐵筋コンクリート補強をなすべきである。

#### (ロ) 鋼橋の主桁に對する應急策

重要橋梁の主構並に主桁は二徑間又は三徑間宛伸縮し得る連結装置を施すがよい。

此の種の連結は、被害橋梁が、その自重に依る墜落を阻止せしめんとするものである。支間 60m 程度の單線鐵道橋に在りては、連結材の引張力は各構に對し約 100t として大差なかるべきも、道路橋に在りては、有效幅員 6.4m の二等橋の場合にありても、約 200t の引張力を考へなくてはならぬ。従つて、道路橋の連結には相當多額の費用を要することとなる。

單線鐵道橋の自重(軌道全量を含む)と有效幅員 6~7m の道路橋の自重の比は、大略次の如くである。支間 60m 程度の下路構橋に在りては 1:2、支間 20m 程度の鋼板桁橋に在りては 1:(2.5~3) 位である。

尙場合に依りては、偽裝迷彩等を施すことも有利と考へられる。

#### 1. 應急修理

##### (イ) 破壊橋梁を利用する場合

構脚及びサンドル(疊築枕木支保工)に依り破壊橋梁の主桁を利用して、通路を構築するもので北支中支等で幾多の經驗を有して居る。

##### (ロ) 別に假橋を設くる場合

洪水敷に水の少なきときは、土工又はサンドルに依り、低水敷は假橋又は舟橋に依る。舟橋に依るときは、既設の橋脚を利用する爲め、其の下流側に架設するのが一般と考へられる。

##### (ハ) 破壊橋梁を除去して、他の橋桁を利用架設する場合

これに對しては、其の橋梁の一部又は其の附近に在る橋桁の利用並に應急用橋桁の架設によることが考へられる。

(ニ) 不通期間に於ける交通は、他の回路に依るか、又は、舟に依りて連絡することも考へられるが、場合に依りては、鐵道橋の利用に就ても豫め相當の考慮をなし置くべきである。又鐵道橋にありては、附近の道路橋の一部を利用して、修築をなす如きことに就ても考慮して置くべきである。



2. 應急資材の準備

應急工事を遂行する爲めには、資材、器具、機械、勞力等を必要とすることは言を俟たない。然も橋梁用特殊資材として鋼材、ボルト、鋸、ドリフトピン等が必要である。特に鋼材は形鋼並に鋼板等に於て、其の形狀寸法に就て、豫め一應の調査検討を経て準備するに非ざれば、實用上種々なる不便を生ずる虞がある。

就中鋼材として、現在筆者の考へて居るものは、100mm×100mm×10mm の山形鋼と厚 10mm の鋼板である。

而して、應急用桁の單位を〔表-2〕の如きものとする。

孔徑は 22mm ボルト又は 22mm 鋸に適應する爲め 23.5mm とし、孔距は一貫して 100mm 但し蓋板の中央のみ 140mm とする。

表-2 KS-15 荷重 (一機關車の重量 107.5t) の徐行運轉に對する所要形式

支 間 (m)	9.8	22.5	34.5
形 式			
各材全重量	4t	20t	60t

表-3

鋼 材	長 10m	長 5m
1—山形鋼 (100×100×10)	149 kg	75 kg
1—蓋板 (440×10)	345 "	173 "
1—腹板 (700×10)	550 "	275 "

りても、他に轉用し得るものであるから、極めて好都合である。此の機會に少くとも、試験桁を製作して、實際の組立並に載荷の試験を實施せられんことを希望して已まない次第である。

其の他鐵道橋に在りては、軌條及び枕木の利用、一般橋梁としても、丸太、ボルト、カスガヒの準備等に就き考慮して置くべきである。

4. 新設橋梁の設計要領

1. 架設地點の選定

- (イ) 特殊の事由なき限り、道路橋と鐵道橋とは互に近接せしめざること。
- (ロ) 應急修理並に假橋の架設に便なる地點。
- (ハ) 堤防の破壊影響の小なる地點。

此の種の材料に依りて、大略次の如き假桁を構成することが出来る。

桁の單位長を 10m とすれば、單位桁 1 個の重量は約 2t であつて、構成部材各片の重量は〔表-3〕の如くである。

即ち取扱の便からは、各片長を 5m とした方がよい。此の場合、單位桁は中央で添接せらるゝこととなる。

上記の如き材料を、重要橋梁に對して、相當量保有することゝし度い。然もこれ等の材料は、平時に在りても非常時に在

- (ニ) 爆撃に不利なる地點特に橋臺の爆撃に不利なる地點。
- (ホ) 道路橋としては、吊橋の架設に便なる如き地點。
- (ヘ) 地質良好にして、アーチ橋、連續橋等の架設に適する地點に就て考慮すること。
- (ト) 他の橋梁との連絡路に就て考慮すること。
- (チ) 附近に爆撃を受くる可能性大なる施設なき地點。

2. 徑間割り

徑間並に支間はなるべく小なるを可とす。特に橋臺附近には小支間の近接徑間を設くるを可とす。近接徑間長は主徑間桁の應急桁として便なる如く定むるを可とする。但し吊橋の如き場合は此の限りでない。

主徑間の橋臺は堤防上に設けざること。

3. 上部構造の形式

- (イ) 下路より上路の方が有利である。床構造が抗壓弦の補強作用に役立つことが、その理由の一つである。
- (ロ) 有效幅員はなるべく小とすること、主桁の間隔も小とした方が一般に有利である。此の點で三主桁橋梁も一應考慮すべきである。
- (ハ) 架橋地點の狀況に依り、アーチ橋、繫拱橋、連續橋等の適否を検討し、單純構又は單純桁橋、片持橋等を採用する場合には、主桁の連結を計ること。
- (ニ) 主桁の形式。鋼板桁橋に在りては、主桁數の多きを可とすべく、構橋に在りては、垂直端柱を有する平行弦プラット形式が有利である。徒に複雑な形式を採用することは考へものである。ランガー桁に在りては門構又は端補剛構を設くるを可とする。
- (ホ) 道路橋として、吊橋は有利なる一形式である。此の場合、4本のケーブルを使用することゝし度い。相當な重構造の床を有する長大橋に在りては補剛桁を必要としない場合も考へられる。
- (ヘ) 一般に不靜定構造並に不靜定結構は、耐彈性が大であると考へられるが、支間の特に大ならざる限り、構造効率の低下することは必然である。故に靜定結構を選び、之に、なるべく主要應力に關係なき補剛部材を取り付くる方法を講ずるのが推奨すべき一策である。重複構の形式を採用する場合には、なるべく簡單な形式に依るのが良い。

5. 結 語

以上述べたる所は、一橋梁技術家としての筆者の所信を披瀝したに過ぎない。本問題に關しては、既に各當局に於て、それぞれ、慎重に對策を講ぜられて居ることゝ信するが、要するに、準備と訓練とが、此の際の急務である。特に鋼材の如きは、之を準備するに至難の現狀に即し、問題は更に多くの問題を生むであらう。幸に吾々の同志は既に震災に於て、水害に於て、又大陸の第一線に於て、幾多の試練と體驗を有して居る。其意氣と精神力を以て、一致協力、事に當り、以て、此の難局に對處しなければならぬ。又これを念願して已まない。



茲に敢て、本文を草したる所以も亦、其の微衷に他ならない次第である。

## 28. 耐弾性長大橋梁の計算に就て

北海道帝國大學教授  
工 學 博 士 鷹 部 屋 福 平

### 梗 概

茲に提案の耐弾性長大橋梁は平行弦を有するラーメン型構橋を主體とし、これを連続構造たらしめ且つ吊橋式又は衡拱橋式に下方より支持し、防空上より補強したもので高次の不静定構造物である。

ラーメン構橋が耐弾的に考へて効果的なる所以は、成るべく部材数を減少せしめ、多數の細材を用ふるよりも、これを集成して強剛部材の少数を用ひんとするところにその特徴は存する。

即ち、ラーメン構には、上部横構、並に主構にも斜材を使用せず材料の節約と爆弾命中率の選減が考へられて居る。

而して、萬一の爆撃被害に對しては、吊材作用と突桁性を有効に利用せんと企圖するもので、連続桁の短所たる支點の不等沈下現象に就ての對策は當初よりその豫定にて填材を用意し、且つ橋脚上の支承部分には充分なる支持面を與へ、支持作用の有効範圍を大ならしめる。

本技術會議に於ては主として、その計算方針を述べ、[圖-1]に示すもの及びその吊材構造を有せざる連続フィレンディール構の計算に就て述べんとするものである。

### 耐弾橋梁の考察

従來考へられて居た橋梁は、荷重としては静荷重・動荷重・風壓・温度變化・地震荷重と云ふ様な荷重が主であつた。然るに、支那事變以來、特に大東亞戰爭が勃發致して以來は、是等の荷重以外にやゝ毛色の變つた爆弾荷重とでも云ふべき新荷重がはいつて來た。

此の爆弾に對しては何分相手が相手であるから、爆弾が命中しても部材が破壊されないと云ふ様なことを想定して居るのではなく、次の様な2つの考へ方をして居る。即ち、第1の考へ方は爆弾が命中し、橋梁が破壊するならば、その被害の波及する範圍が局部的に止まり、従つて、その架換又は修理が容易に出来る様な構造を選定する——と云ふ行き方である。

第2の考へ方は、爆弾が命中し、橋梁のある部材が破壊された時に、その破壊部材が無くても橋梁全體としては何とか持ちこたえる構造にしておく——即ち、被害を蒙つたその部材が無くても、或は又その次の部材がやられても——二重にも三重にも持ちこたえる様な安全性を與へる工夫をこらした構造にしておく——と云ふ行き方である。

即ち第1の考へ方に對しては出来るだけ、其の徑間の短い様に選定し、又複線を避けて單線で

行かう。トラス構造を避けて、桁橋で行かうと云ふ考へ方である。これなれば、落されても、すぐに架換が出来るのである。

従つて、この方法は短徑間のものでないと出来にくい。短いスパンで渡ることの出来るところでなければいけない。

然らば地形上、どうしても長いスパンで渡らなければならぬ様な處は如何にするかと云ふと、これは、いや應なしに、橋が全體的の崩落をなさぬ様に造らなければならない。丁度、地震によつて家が崩れる場合に、倒れかゝつて居ても、まだ何處かに支へられて居て地上に崩れ落ちてしまはぬ際には其修理は比較的容易であるが、一旦地上にまで崩れ落ちて了つては其の修繕の手數は大變になるのと同様である。従つて茲に問題となるのは、この長大徑間の橋梁なのである。

普通の重要構造物にあつては、その重要性に應じて、之を隠蔽し、偽裝、迷彩等によつて敵機の偵察、視界から欺瞞することが出来るのであるが、大橋梁の存在と云ふものは、延々長蛇の河川と幹線道路の交點にある爲に如何なる工作もその用をなさぬのである。

扱て本日、茲で考へるものは、此の長大スパンの橋梁に就てであるが、此の種のものにあつてはトラスの格點は如何にしても強固な結合構造を必要とする。ピン結合の構造はよろしくない様に考へられる。従つて、その構造は不静定性のものとなるが、更にその部材のあるものが破壊されても、橋體全體が崩れ落ちずに持ちこたへて居る様にすると、部材の數も餘計に要ることになる。静定構造のトラスが必要條件を充すに入用な部材數では不足であつて、それら遙かに超過するところの部材數をもつ構造となるのである。それで、一般に不静定性の構造物を取扱ふ場合に吾々は、(1) 仕事式系統の解法による場合と、(2) 弾性變形式系統の解法による場合とがある。

第1の場合に於ては假想仕事の式、最小仕事又はカスチリアノの仕事式を應用する。

特にトラス構造の様なものにあつては假想仕事の式がよく用ひられて居る。

第2の場合に於ては剛連結のラーメン構造、連続梁等のものであつて撓角式系統のものが取扱ひの便なる爲めによく用ひられて居る。

曲げモーメントの影響だけで計算すると、仕事式系統のものと、撓角式系統のものと同じ答を與へる。

これは、どちらでやつても同一解答に導かれることの證明が出来るのであつて興味深く考へられる。同一の答が出来るならば簡単な方がよいと云ふことになり、従つて撓角式は時々便なる場合がある。

私が本日茲に新型防空耐弾橋梁として取扱つたものは、甚だ高次の構造であるところの、ラーメン構橋(フィレンディール・トラス)が根本になつて居つて、その一般解は研究の結果撓角式よりも假想仕事式の方が便なることがわかつた。

當初は撓角法が便である様に思はれたが、さうではなく、反つて複雑であり、之に反して、やつて見る迄は複雑の様に見えて居つた假想仕事系統のものが意外にも便利な結果を與へた。

結局、高次の不静定量を簡易に取扱ふにはその場合、場合に應じて、或る時には弾性變形を不

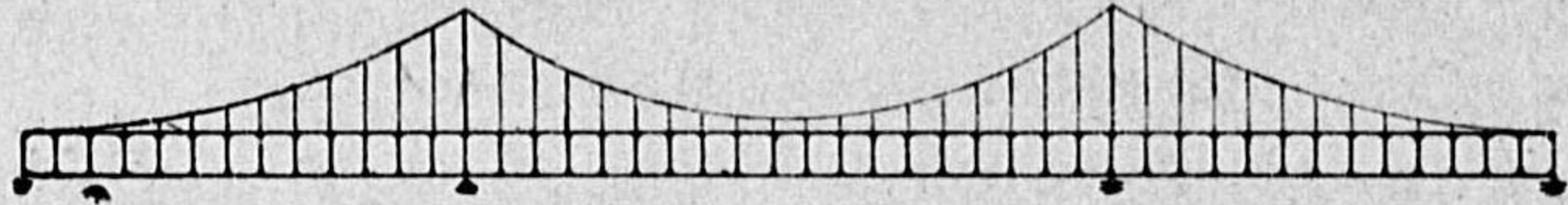


静定量に選ぶ方法を採用した方がよく、又ある場合には仕事式系統のものを採用した方が便利であると云ふ様なことになる。何れにしても、数多くの不静定量を取扱ふことになるので、機械的にその取扱ひが簡易化されて一々面倒な釣合条件を考へて居ると云ふことはない様にするのが肝要だと考へて居る。

又、不静定量が  $n$  個あるとすると、 $n$  個の釣合条件式が取扱はれるのであるが、その 1 個の式が 3 個か 4 個の不静定量を含んで居て 6 個も 7 個もの不静定量を含んで居ない様なものを作ると云ふことが、これ又重要なこととなるのである。数多くの不静定量を含んで居る一群の聯立方程式を解くと云ふことは實用目的のために煩瑣な仕事となるからである。

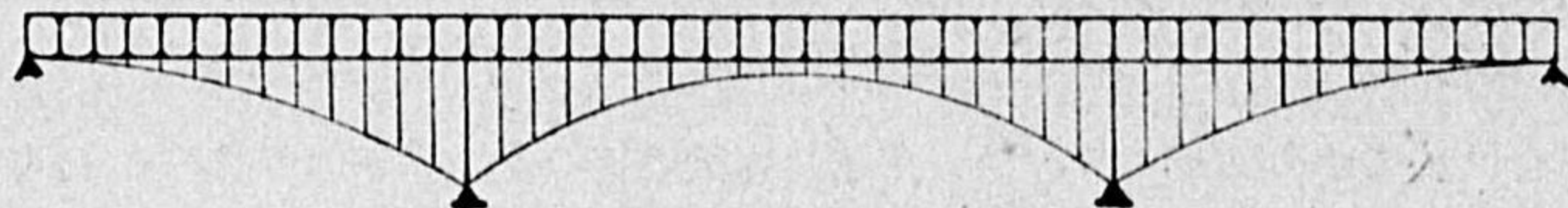
偕て、耐弾橋梁の話に移るが、私が考へて居る新型の中、本日は次の二つに就てお話しする。

■-1



其一つはこの [圖-1] に示す様に、剛結合格點のラーメン構橋が 4 個の支點で支へられ、連續式構造になつて居る上に吊橋構造になつて居るものである。此の構造の規ひどころは、細い部材の斜材をやめて太い少數部材に集中したこと、連續式にやつて居る爲めに、その一部が破壊されても突桁作用に依つて、ある程度まで崩れ落ちずに持ち耐えることが出来ること、吊材の作用によつて、更に之ら補強して居ると考へられることである。

■-2



又、第 2 のものは [圖-2] に示す様に連續構造以外にバランスド・アーチの作用によつて、その一部が破壊せられる様なことがあつても、崩れ落ちずに持ち耐える性質が多分にあると考へられるものであつて、前の吊橋の場合とは逆に下からアーチで支へて補強するものである。

橋梁技術者が、單純構橋の中で最も複雑であると考へて居るものはラーメン構橋即ちフィレンディール構橋である。

此のトラスは仕事式を用ひて考へると、各格間毎に 3 個の不静定量がはいつて来るものである。従て 10 個の格間あるラーメン構橋にあつて 30 個の不静定量がはいつて来る。

その一般的な解法は曾て發表したところであつて、[第 1 表] に於て、 $A_1 B_1 C_1 a_1 b_1 c_1 d_1 e_1 Q_1 R_1 S_1$  等を (1) 式より (15) 式に至る解式から算出して用ふれば  $X_1 Y_1 Z_1$  を求めることが出来る。

$X_1 Y_1 Z_1$  が求むれば [圖-3 (b)] に示す様に一切の應力は決定出来る。

第 1 表

$X_1 h_0$	$Y_1$	$Z_1$	$X_2 h_0$	$Y_2$	$Z_2$	$X_3 h_0$	$Y_3$	$Z_3$	$X_4 h_0$	$Y_4$	$Z_4$	
$A_1$	$a_1$	$C_1$	$-d_1$									$Q_1$
$a_1$	$B_1$	$b_1$										$R_1$
$c_1$	$b_1$	$C_1$		$-e_1$								$S_1$
$-d_1$			$A_2$	$a_2$	$c_2$	$-d_2$						$Q_2$
		$-e_1$	$a_2$	$B_2$	$b_2$							$R_2$
			$c_2$	$b_2$	$C_2$		$-e_2$					$S_2$
			$-d_2$			$A_3$	$a_3$	$c_3$	$-d_3$			$Q_3$
						$a_3$	$B_3$	$b_3$				$R_3$
						$c_3$	$b_3$	$C_3$				$S_3$
						$-d_3$			$A_4$	$a_4$	$c_4$	$Q_4$
								$e_4$	$a_4$	$B_4$	$b_4$	$R_4$
									$c_4$	$b_4$	$C_4$	$S_4$

$$K_n = \frac{I_n}{l_n} \dots \dots \dots (1)$$

$$\bar{K}_n = \frac{\bar{I}_n}{l_n} \dots \dots \dots (2)$$

$$K'_n = \frac{I'_n}{l'_n} \dots \dots \dots (3)$$

$$\delta_n = \frac{h_n}{h_c} \dots \dots \dots (4)$$

$$Q_n = M_{n-1}^2 (2\delta_{n-1} + \delta_n) + M_n^2 (\delta_{n-1} + 2\delta_n) \dots \dots \dots (5)$$

$$R_n = 4M_{n-1}^2 + 2M_n^2 \dots \dots \dots (6)$$

$$S_n = 2M_{n-1}^2 + 4M_n^2 \dots \dots \dots (7)$$

$$A_n = (\delta_{n-1}^2 + \delta_{n-1}\delta_n + \delta_n^2) \left(1 + \frac{\bar{K}_n}{K_n}\right) + \delta_{n-1}^2 \left(\frac{\bar{K}_n}{K'_{n-1}}\right) + \delta_n^2 \left(\frac{\bar{K}_n}{K'_n}\right) \dots \dots \dots (8)$$

$$B_n = 4 \left(1 + \frac{\bar{K}_n}{K_n} + 3 \frac{\bar{K}_n}{K'_{n-1}}\right) \dots \dots \dots (9)$$

$$C_n = 4 \left(1 + \frac{\bar{K}_n}{K_n} + 3 \frac{\bar{K}_n}{K'_n}\right) \dots \dots \dots (10)$$

$$a_n = (2\delta_{n-1} + \delta_n) \left(1 - \frac{\bar{K}_n}{K_n}\right) \dots \dots \dots (11)$$

$$b_n = 2 \left(1 + \frac{\bar{K}_n}{K_n}\right) \dots \dots \dots (12)$$

$$c_n = (\delta_{n-1} + 2\delta_n) \left(1 - \frac{\bar{K}_n}{K_n}\right) \dots \dots \dots (13)$$

$$d_n = \delta_n^2 \left(\frac{\bar{K}_n}{K'_n}\right) \dots \dots \dots (14)$$



$$e_n = 12 \frac{\bar{K}_n}{K'_n} \dots \dots \dots (15)$$

併し、此のトラスも平行弦のものに対しては非常に簡単になり、私のところの酒井博士の研究により、簡単な式が出て居る。

例へば荷重満載の場合には

$$M_{1,r} = 0.10912n - 0.0681 \quad \text{係数: } -P \cdot \lambda$$

$$M_{2,r} = 0.12298n - 0.2949$$

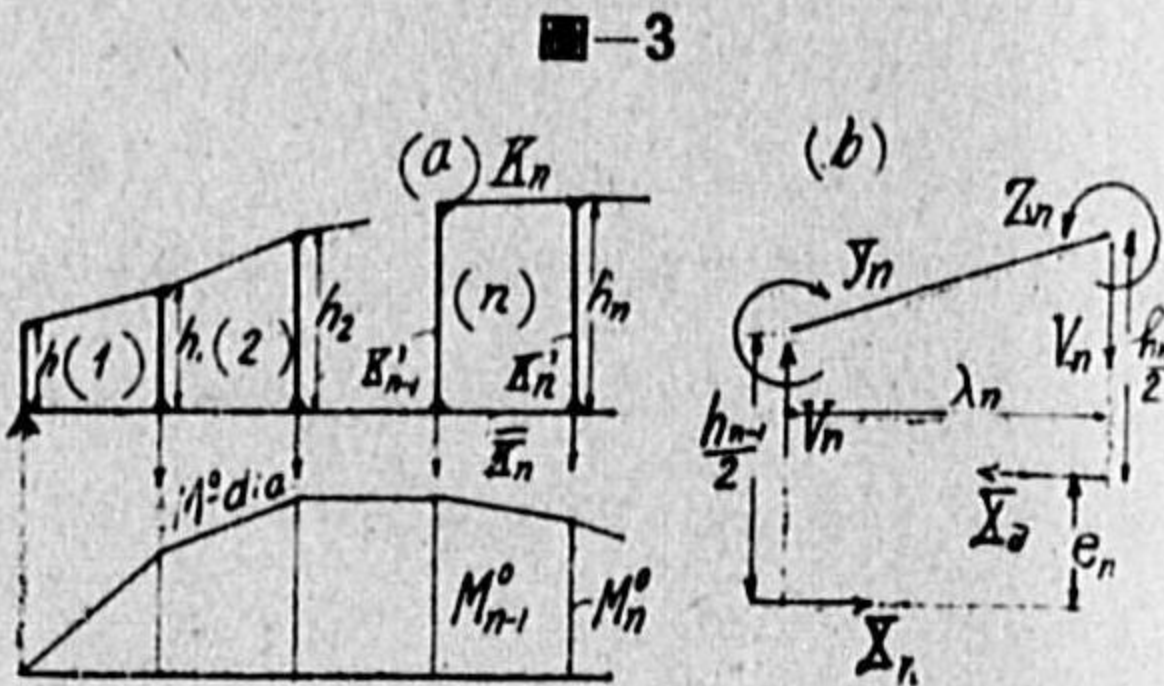
$$M_{m,r} = 0.125n - 0.25m + 0.2083$$

$$4 < m < n - 4$$

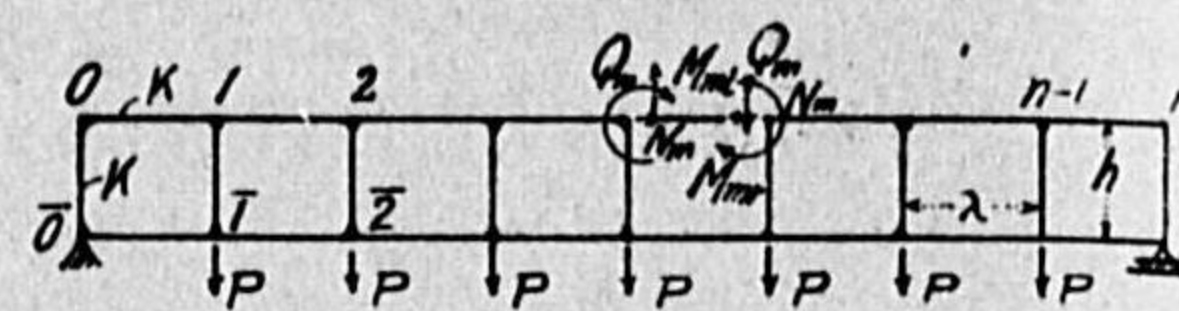
$$N_1 = 0.28176n - 0.3639 \quad \text{係数: } \frac{P\lambda}{h}$$

$$N_2 = 0.75404n - 1.4102$$

$$N_m = \left(\frac{m}{2} - 0.25\right)n - \frac{1}{2}m(m-1) - 0.4167$$



■-4



$$Q_m = (0.25n + 0.25 - 0.5m)$$

の如き式があるので、格間数  $n$  を入れると 2, 3 分の時間で應力が出ることになる。

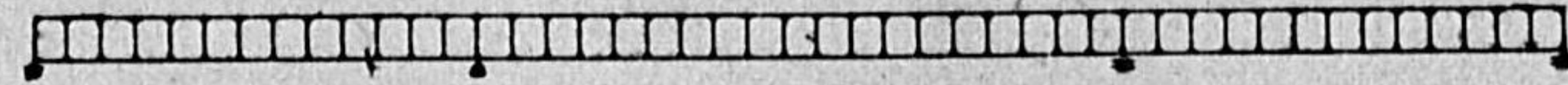
又、同様に最大應力に関しても同じく一次式で簡単な計算式が出来て居る。

併し、耐弾橋梁としては是非とも、連続式にシ度く、少くも三つのスパンにまたがつて架け度いのである。即ち [圖-5] の様にしたいのであつて、斯くなれば、支點の反力が更に又二つ不静定量としてはいつて来る。

第 2 表

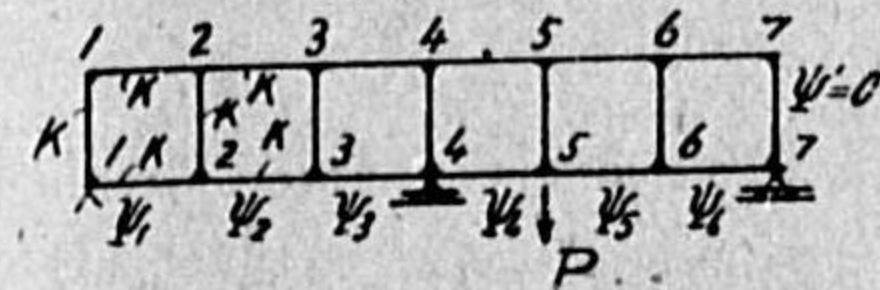
式番號	左							右						
	$\varphi_1$	$\varphi_2$	$\varphi_3$	$\varphi_4$	$\varphi_5$	$\varphi_6$	$\varphi_7$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_3$	$\psi_4$	$\psi_5$	$\psi_6$	
1	5	1						1						0
2	1	7	1					1	1					0
3		1	7	1					1	1				0
4			1	7	1					1	1			0
5				1	7	1					1	1		0
6					1	7	1					1	1	0
7						1	5						1	0
8	1.5		-1.5					1	-1					0
9		1.5		-1.5					1	-1				0
10			1.5		-1.5						1	-1		$\frac{P\lambda}{4}$
11				1.5		-1.5						1	-1	0
12								1	1	1				0
13											1	1	1	0

■-5



計算的方面を研究した結果、この問題は仕事式系統のものをやめて、撓角法系統の行き方によるのが便であると云ふことになつた。

■-6



それは、機械的に表示が割合簡単に出来ると云ふこと、今一つは、それを解くことがそれ程面倒でないと云ふことである。

簡単な例題で説明申上げると、[圖-6] に示す様な連続式フィレンディール構橋が第 5 格間に単一荷重  $P$  を有する場合に就ては、第 2 表を機械的に表示することが出来る。又、これより 7 個の  $\varphi$  と 6 個の  $\psi$  を割合簡単に見出すことが出来る。

即ち

$$\varphi_1 = -0.00428 P\lambda$$

$$\varphi_2 = -0.00654 P\lambda$$

$$\varphi_3 = -0.00126 P\lambda$$

$$\varphi_4 = +0.04326 P\lambda$$

$$\varphi_5 = +0.02458 P\lambda$$

$$\varphi_6 = -0.03884 P\lambda$$

$$\varphi_7 = -0.02753 P\lambda$$

$$\psi_1 = +0.02794 P\lambda$$

$$\psi_2 = +0.02338 P\lambda$$

$$\psi_3 = -0.05128 P\lambda$$

$$\psi_4 = -0.27486 P\lambda$$

$$\psi_5 = +0.09838 P\lambda$$

$$\psi_6 = +0.17645 P\lambda$$

となる。

これと同様に 3 個のスパンを有するものに対しても全く機械的に之を計算することが出来るのである。

以上の計算方法により連続式のフィレンディール構橋の設計が可能となるのであるが、未だこの形式の橋梁は世界に何處にも出来て居ない。

此處までの計算は剛節構造のみのものであるが、[圖-1] 及び [圖-2] に示した新型耐弾橋梁は更に上記のラーメン構造を吊材にて吊り、或はバランスド・アーチの様にヒンチ構造で支へるのである。

バランスド・アーチの場合は吊橋の場合と比較するに、抗壓材が吊材の抗張材に變る以外、力學的には差異がないので、茲には吊橋の場合につき、更に少しばかりその細部構造に對しての特徴を補足する。

今、吊材の下端と上弦材の取付けの場所を縦に並る様にスロッチッド・ホールにあけて置く時は、その分量の如何により、動荷重だけをトラスと共同で引き受ける様になすことも出来るし、又動荷重の一部だけをトラスと共同で負擔することも出来るのである。

若し必要ならば——少し不經濟であるが——ある部材が破壊された後初めて働いて来る様にも



設計することが可能なのである。

結 論

耐弾橋梁としては、短いスパンのものと、長い大きなスパンのものに分けて考へて居るのであつて短スパンのものに對しては、被害範圍の局限と修理の容易性が主眼となつて居り、長大スパンのものに對しては、極力、強剛性が考へられ、出来るだけ耐弾的に、出来るだけ崩れ落ちない様にと考慮せられて居るのである。

従つて、茲に御話ししたものは、細部材を多數使用すると云ふよりも、細部材の多數を集結して太い強剛部材を少數用ひ且つ完全剛結構造たらしめ、更に之を連続式構造にして、外的に耐弾的補強工作を施し、加ふるに之を吊橋構造たらしめ、或は衡拱構造（バランスド・アーチ式）たらしめて內的に補強せんと企圖したものである。

御静聽を感謝すると共に、本耐弾橋梁に對しての嚴評を御願ひして止まぬ次第である。

(昭和 17 年 5 月 29 日)

29. フラックス油及これに類似せる礦物油の  
道路舗装材としての利用

東 京 市 技 師 岸 文 雄  
東京市土木技術研究所

1. は し が き

フラックス油及これに類似せる礦物油がボツムの道路舗装材として利用せる結果を報告せんとするものである。

2. 既 往 の 利 用 状 況

既往に於ける此種の瀝青材料にはフラックス及道路油があつた。

フラックスはトリニダツトレーキアスファルトの軟化油として使用せられたものであるが本邦に於ては大正の末期にて其の使用が廢止せられたので、フラックスも従つて自然消滅の形となつた。その性質を示せば次の如くであつて之をトリニダツトレーキアスファルトに重量割合にて 30~40% 加へ軟化して舗装材を製造したのである。

道路油は大正の末期東京市に於て水締マカダム道路の維持用に利用したのが最初である。道路油は漸次新興の瀝青乳劑に驅逐せられた爲め自然と消滅してしまつた。道路油は硬質アスファルト（針入度 30~40）に加へて軟化しマカダム用アスファルト（針入度 80~100）として利用せられたこともあつた。道路油の一般性質は次の如くである。

	日石フラックス	小倉フラックス	カリホルニヤフラックス		1	2
水 分	—	—	—	比 重	0.930	0.995
比 重	0.971	0.973	0.976	水 分	—	—
比粘度(エングラール 攝氏 60 度)	38.1	57.3	273.1	引 火 點 開 蓋 式 攝 氏	202	210
同 (攝氏 100 度)	5.1	6.5	18.6	蒸 發 減 %	0.331	0.288
蒸 發 減 %	1.608	1.327	3.779	固 體 ア ス フ ァ ル ト (針入度 100) 量 %	79.5	78.0
殘滓のフローテスト 攝氏 50 度秒	24	69	98	同 張 度 (攝氏 25 度)	100 以上	100 以上
瀝 青 分 %	99.875	99.950	99.775	瀝 青 分 %	99.97	99.81
固 定 炭 素 %	4.70	6.928	6.976	比 粘 度 (エングラール 攝氏 100 度)	16.1	16.3
引 火 點 開 蓋 式 攝 氏	202	215	130	パ ラ フ ィ ン 量 %	0.126	—
				固 定 炭 素 %	7.420	7.531

3. フラックス油の性状と利用法

(1) フラックス油の性状

フラックス油はアスファルト基原油をトツプングプラントにて若干の溜出油を蒸溜したる釜残り残滓油である。その一般性状は次の如くである。(東京市技術試験所施行)

フラックス油は次表に依りて明かなるが如く既往に利用せられたフラックス油及道路油より遙に軟質のもの(液状に近きもの)である。

	1	2	3	4	5
水 分	—	—	—	—	—
比 重	0.975	0.971	0.974	0.974	0.976
引 火 點 開 蓋 式 攝 氏	120	114	117	117	121
粘 度 レ ッ ト ウ ッ ド (攝氏 50 度 秒)	493	549	527	534	457
蒸 發 減 %	5.62	6.25	5.12	5.12	6.23
瀝 青 分 %	99.72	99.80	99.80	99.80	99.81

(2) 軟化油としての利用

硬質アスファルト（針入度 30~40）にフラックス油 10~15%（重量割合）を加へ軟化したるものを以て軟質アスファルト（針入度 120~150）同様瀝青乳劑を製造して利用した。東京市に於ては此の方法に依り昭和 14 年 4 月以降昭和 16 年 3 月まで約 1600 軒の瀝青乳劑を製造し之を道路の維持及築造に使用した。

(3) 簡易舗装路面のペイントコートに利用

簡易舗装の維持の一法として従來コールタールのペイントコートを行つた。これの代用としてフラックス油と石油アスファルト（針入度 30~100）を略等量混合せるものを原料として瀝青乳劑となし之を以て簡易舗装路面 1 平方米に付き 0.5 立宛ペイントコートを行つた。洗砂の撒布量は 1 平米に付き 2 立（コールタールの場合に同じ）である。夏季に於て乾燥時間は約 25 分であつた。東京市にてはこの種の乳劑を昭和 15 年度中 220 軒餘を製造したのである。尙乳劑となさざる場合は乾燥時間短縮する爲め重油約 3% を混合したるものをペイントコートして好



成績を得た。

(4) 剛質瀝青舗装廢材と加熱式混合材を製造し之を簡易舗装の修繕に利用

舗装道路の掘鑿工事より出る剛質瀝青舗装體を入手又はクラツシャーに依り破碎し大體次の如き粒徑を有するものたらしめる。

之を攝氏約 30 度に加熱し一方フラツクス油を攝氏 70 度以下に於て加熱せるものを重量にて 5~7% 加へ瀝青混合材を製造し、之を簡易舗装の輪窪に補貼し修繕を行つて好成績を得たのである。

(5) 剛質瀝青舗装廢材と冷式混合材を製造し之を簡易舗装の修繕に利用

剛質瀝青舗装廢材は前項に於て記せる如く破碎せるものを使用し、一方フラツクス油は之を乳劑として混合するものである。即ち廢材は鐵板上に取り之れに重量にて 8~10% のフラツクス油乳劑を加へセメントコンクリートを練ると同一様式にて混合物を作り之を簡易舗装の輪窪に補貼し修繕を行ふのである。フラツクス油乳劑の製造はアスファルト乳劑の製造と全く同様に製造し得らる。瀝青含有量は 50~53%、攝氏 25 度に於ける比粘度は 2.0~3.0 である。本法に準據した簡易舗装修繕法が東京市全區に互り昭和 16 年 4 月以降實施されてゐるのである。

4. ボツトムの性状と利用法

A ボツトム、C ボツトムと稱するものがある。フラツクス油と略同様の製造法に依り得られるものであるが其の性状は次の如くである。

A ボツ ト ム		1	3
水 分		—	—
比 重		0.952	0.922
引火點 開蓋式攝氏		295	255
粘度 レットウッド 攝氏 100 度秒		476	412
蒸 發 減 %		0.022	0.060
瀝 青 分 %		99.50	99.54

C ボツ ト ム		1	2	3	4	5
針 入 度 (攝氏 15 度)		121	113	184	81	85
伸 張 度 (攝氏 5 度)		100 以上	100 以上	100 以上	100 以上	100 以上
瀝 青 分 %		99.75	99.60	99.64	99.56	99.67
蒸發後の針入度(攝氏 15 度) 減少率 %		32	7	9	14	16

前記の性状に依り明かなるが如く A ボツトムはフラツクス油より硬質にして C ボツトムは更に硬質である。A ボツトムはフラツクス油と同様の方法にて利用し得。C ボツトムは之を軟質石油アスファルト同様に瀝青乳劑として使用することが出来た。東京市に於ては昭和 16 年 4 月以降約 800 軒の C ボツトム乳劑を製造し道路の維持及築造に用ひたのである。

5. 各種礦油類の稠度一覽表

前記各種の礦油類は其の稠度を表示するに夫々異なる試験法に依つてゐるが比較に便ならしめ

る爲めに一覽表として示せば次の如くである。

名 稱	レ ッ ト ウ ッ ド 攝氏 50 度	同 攝氏 100 度	エン グ ラー 比 粘 度 攝氏 50 度	同 攝氏 100 度	針入度 100 殘滓量(%)	針 入 度 攝氏 15 度	針 入 度 攝氏 25 度
フ ラ ツ ク ス 道 路 油	—	—	—	5.1~18.6	72.6	—	—
フ ラ ツ ク ス 油	200~1.000	—	6.5~35	16.1~16.3	78.0~79.5	—	—
A ボ ツ ト ム	3.135	412~476	—	13~16	—	—	—
C ボ ツ ト ム	—	3.250	—	—	—	81~121	—
參 考 軟 質 ア ス フ ァ ル ト	—	—	—	—	—	47	120~220
參 考 重 油	42.4	—	—	—	—	—	—

本表に依りて明かなるが如く稠度小(軟きもの)より順次に擧ぐれば重油、フラツクス油、フラツクス、A ボツトム、道路油、C ボツトム、軟質アスファルトとなる。

6. 結 言

石油アスファルトの入手難時代に前記の如き礦油類が容易且つ多量に何處に於ても入手出来るとは信ぜられないが入手したる場合は既往に於て『軟質の爲め用ひ得なかつた材料』も利用法を考究すれば使用し得る事が出来る 1 例として本報文を提出するものである。

30. リグニンを利用する舗装工法に関する試験

大陸科學院研究官 山 田 元  
新東京工業大學教授

製紙廢液リグニンを膠着材とする舗装工法を明にせんが爲に之を砂、石粉、又は土を混和せるものにつき沸化及壓縮強さ試験を行つた結果中主要なるものを摘記すれば次の如くである。

- (1) 土砂に砂 10% 以上のリグニンを混和すれば土砂の組成、加壓度又は混和量等に係はらず 24 時間経過すれば水中極めて安全である。
- (2) リグニンの適當量は、土砂の組成により異なるが其の範圍は砂の 10~20% であるが多くの場合 10% が最も經濟的である。
- (3) 土砂を母體とするものゝ壓縮強さは供試體製作の際の壓縮強さに影響さるゝこと極めて大である。
- (4) 土砂を母體とするときは配合、乾燥輾壓を適當にすれば施行後 3 日にて交通に利用し得る。
- (5) 石粉を填充材として使用するときには砂に對し 30% (最大密度の組成に近き) が最も適當であり、リグニン混和量は砂の 10% が適當である。



(6) 石粉を使用する場合は輾壓の強度は一定限度以上は大なる影響なし。

(7) 石粉を使用するものは土の場合に比し水に對し甚だしく不安定であり、如何なる組成配合とするも充分の安定を期し難いから之を鋪裝に使用する場合は別に水密ならしめる必要がある。

### 31. 黄土の温度傳導率並に熱傳導度に関する 2, 3 の特性に就て

内務技師 島田八郎  
内務省土木試験所

農業關係分野に於ては舊くより土壤の熱的性質が重視されてゐるが土木工事分野に於ては顧みられる事が少く、従つて實驗的研究の資料も至つて少い現状である。而して最近地盤凍上等地下温度分布地下凍結深度等の問題に對し又現地に於て使用されてゐる壁體原料として土壤の熱的粘性が重要視されるに至つた。此際其特性を一應吟味したい必要がある。今土壤の一例とし黄土並に本邦關東地方の赤土をとり其の熱的特性の試験せる結果の概要を茲に述んとする。元來土壤の熱的特性は熱容量、熱傳導度温度、傳導(擴散)率等により判別されるが、此等は勿論土壤の構成要素例へば礦物的要素によるも土壤の如き生熟過程を有するものに於ては寧ろ構造的要素即ち空隙含水量等による影響を究明する方が直截的且つ實用上必要な場合がある。以下乾燥、濕潤状態に於ける土壤の熱的特性を斯かる見地より考察す。

#### I. 試料

本實驗に使用せるは4種で〔表-1〕に示す。1) 2) 3) は所謂黄土(壩斯) 4) は關東ローム(壩母) 共に濃淡異なるも黄褐色の土壤である。2, 3 の物理性を實測せるも組成要素には可成りの差異がある様である。實測値は取纏め〔表-2〕に示す。

表-1

資 料 名	記 號
1) 山西省芹縣黄土	LA
2) 北京郊外黄土(主として煉瓦製造用)	LB
3) 北京郊外黄土	O
4) 東京關東ローム	赤土

表-2

	LA	LB	O	赤土 (ローム質)
眞比重 $\rho_s$	2.62	2.64	2.69	2.42
可塑性限界(%)	16.1	19.0	18.2	49.3
液性限界(%)	37.1	55.3	37.4	83.3
收縮限界(%)	23.5	13.9	26.4	63.0
遠心力含水當量(%)	8.98	21.6	6.27	56.2
PH 値	7.6~8.0	7.7~7.6	8~8.5	5.5

#### II. 實驗結果に就いて

1) 温度傳導率實驗方法 恒温水槽2個(温度夫々  $\theta_i, \theta_a$  とす)を使用せる過渡法をとる。

最初低温(又は高温)水槽に浸し中心温度一定となれる後素早く試體を高温(又は低温)水槽に移し中心温度の上昇(又は下降)速度より温度傳導率( $k^2$ )を算定す。供試體は内徑5cm, 高さ約12.1cm 厚さ0.05cm 眞鍮中空圓壻内に3層に分ち填充し、銅コンスタン熱電對で測温す。温度  $\theta_i, \theta_a$  は夫々  $20^\circ\text{C}$  及び  $35^\circ\sim 40^\circ\text{C}$  で大體  $\pm 0.05^\circ\text{C}$  の範圍で一定に保つた。

2) 比熱試驗 温度  $90^\circ\text{C}\sim 20^\circ\text{C}$  の平均比熱と混合法により求む。一般に土壤比熱は  $0.19\sim 0.4\text{cal/gr}$  と云れ土壤特性により著しく異なるものとされ、粘土質等粒子の微細のもの其の値を増大するは周知の事で、本資料に就ての結果は〔表-3〕の

表-3

試料名	LA	LB	O	赤土	標準砂
比熱	0.281	0.289	0.274	0.44	0.202

但し測定温度範圍約  $90^\circ\sim 20^\circ\text{C}$

如く黄土系と赤土(ローム質)にては等しく其の異なるを見る。含水せるもの熱容量は加算法で求め得。

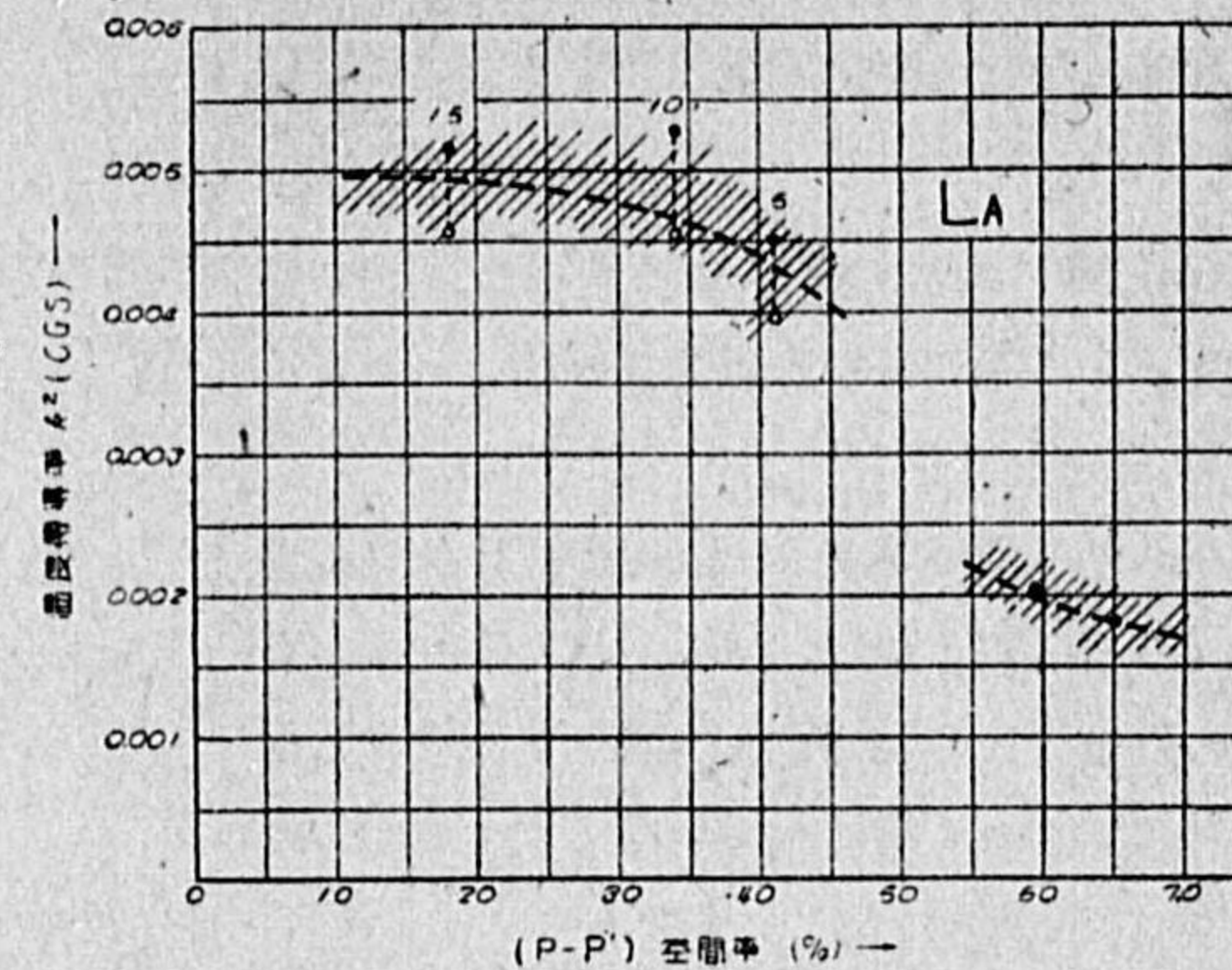
3) 温度傳導率( $k^2$ )並に熱傳導度

(λ) 簡単に結果のみ述べん。加壓力  $3.27\text{kg/cm}^2$  にて成形しつゝ常に供試體の一樣性に注意を拂ひ、空隙率  $P$  及び空隙率  $P-P'$  との關係を考察す。但し空隙率  $P$  は一般土壤工學に採用されてゐるものにて、 $P' = \rho_a \cdot \frac{W_w}{W_s + W_w}$ ,  $\rho_a$  = 見掛比重,  $W_s$  = 土の眞味重量,  $W_w$  = 含水重量にて含水容積に相當するもので、 $P-P'$  は空隙部のみを考慮せるものである。結果は C. G. S 單位で記述す。熱容量は  $\rho_t C (1-P) + P'$ ,  $\rho_t$  = 眞比重,  $C$  = 同體部比熱...より計算す。(省略)

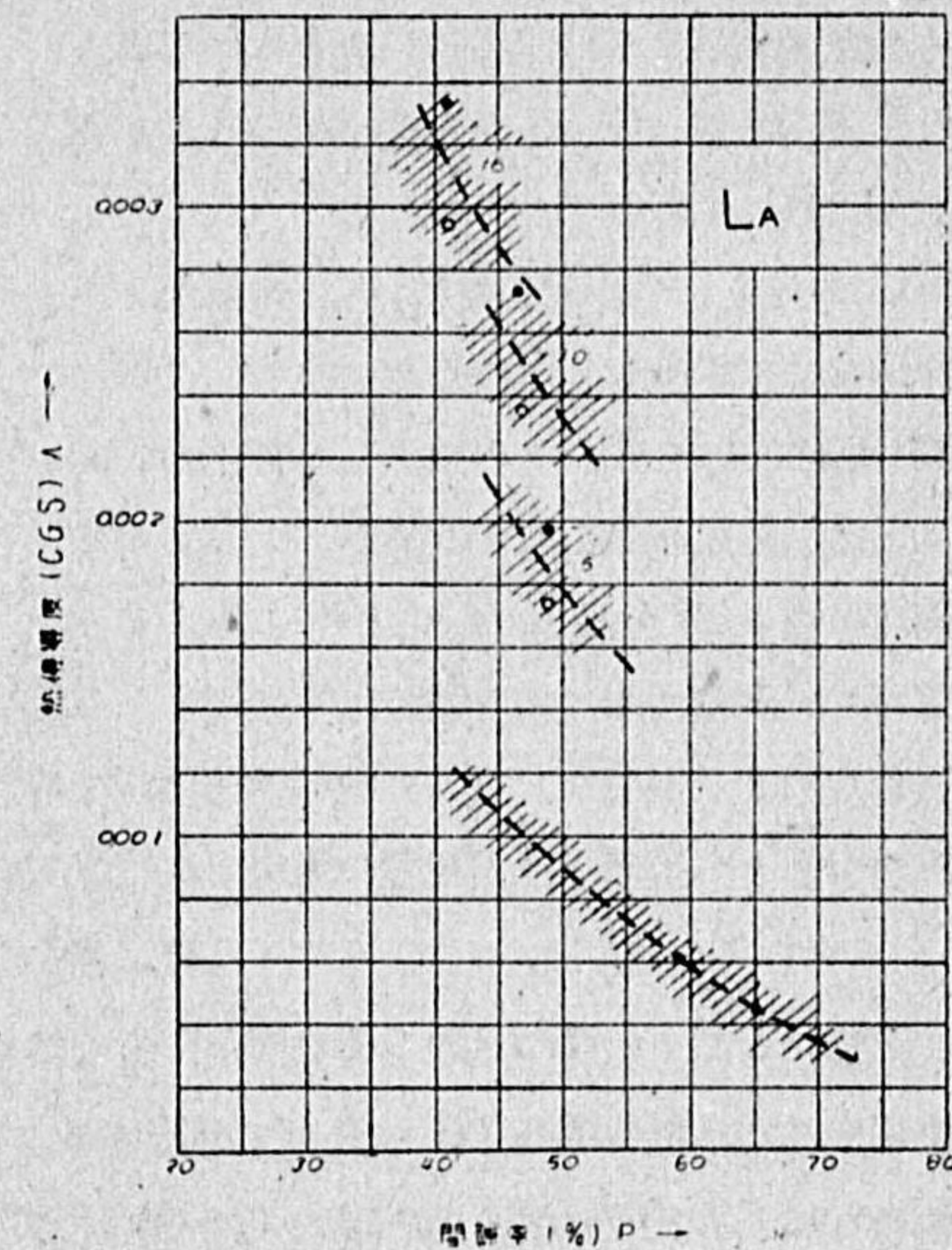
資料 LA, LB, O, 赤土の風乾資料と約 5, 10, 15% 含水せるに就き全く同様に試験す。今〔圖-1, 2, 3〕に黄土に關するもの此等の關係を示す。〔(a) 圖〕は總て温度傳導率( $k^2$ )~空隙率( $P-P'$ )との關係を示すもので

圖-1

(a) 温度傳導率  $k^2$  と空隙率 ( $P-P'$ ) との關係



(b) 熱傳導度 λ と空隙率 P との關係





ある。點布中 5, 10, 15 等の數字記號は含水量を示すもので數字無きものは風乾狀態のものである。且つ一定の空間率に對し●○と 2 點の存在せるは溫度移轉方向による差異を示す。此等〔圖 1〕2) 3) の關係は全く同様の傾向を有するも一般に砂質の場合風乾、含水狀態に於ける變化範圍が大である。

〔b) 圖〕は別に計算せる熱容量〔 $W$ 〕と既に得たる溫度傳導率〔 $k^2$ 〕とより〔 $W$ 〕・ $k^2$  ……にて

與へられる熱傳導度  $\lambda$  と間隙率  $P$  又は空間率  $(P-P')$  との關係を與ふものである。資料の數僅少なため定量的關係を推論するは早計の感あるも特に乾燥狀態に於ては  $\lambda-P$  の關係が明瞭である。

4) 含水の影響 圖-1, 2, 3, 等に示したものは熱傳導度 ( $\lambda$ ) に對する含水の影響とし重量%の値に據る。今各含水狀態及び風乾狀態に於ける熱傳導度を値を夫々  $\lambda, \lambda_0$  とし  $\lambda/\lambda_0$  の値と、含水量の容積と土の總嵩との比即ち含水容積比との關係を導いた。〔圖-4〕は斯くして得たものである。赤土の場合供試體作成法異なるため間隙率  $P$  は可成廣範圍にあり圖 4, d 中  $P >, P <$  と圖示せるは同一程度の含水にても詰め込み狀況により間隙率に大小ありしを示す。

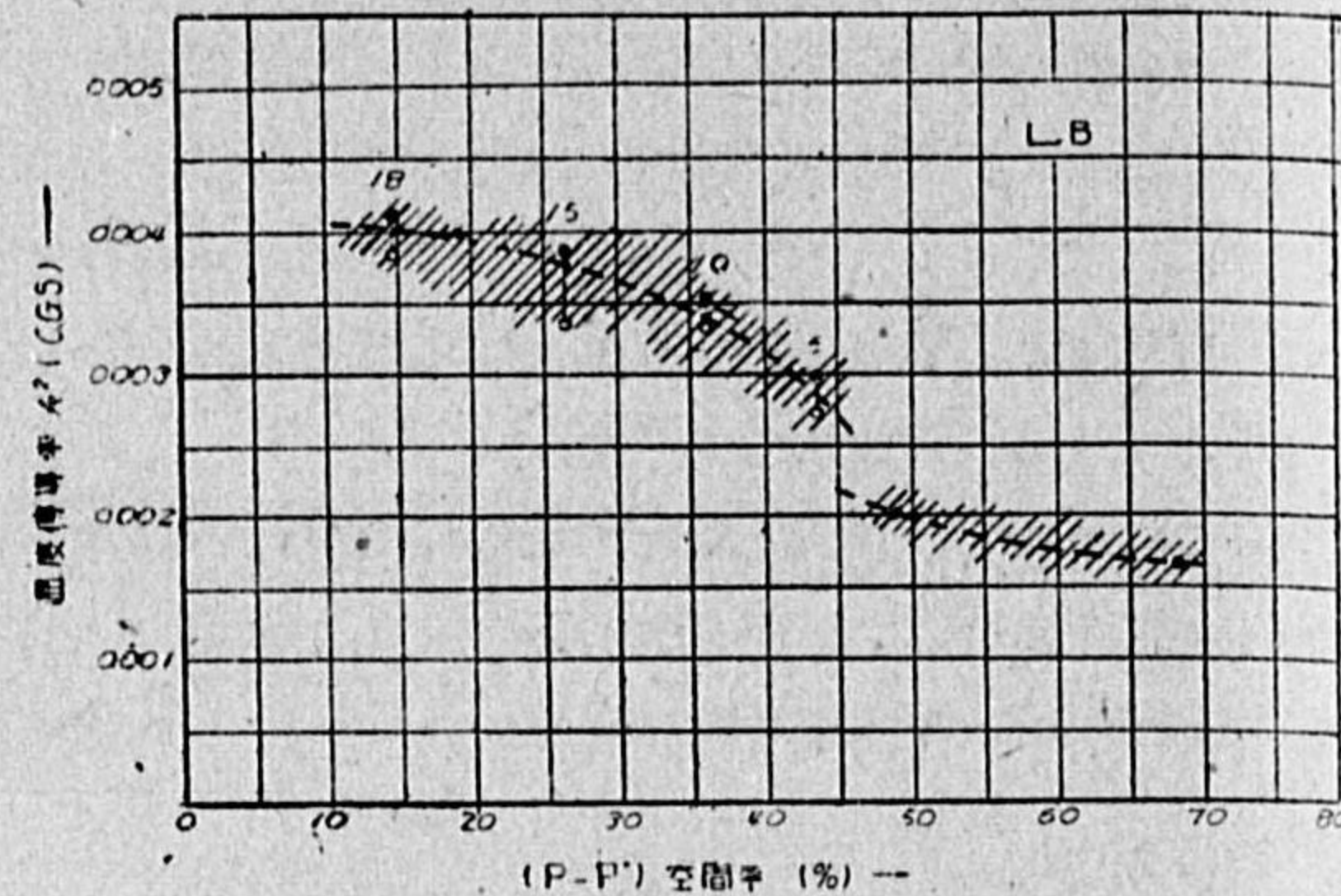
含水による影響とし最初急劇に熱傳導度の増大する事を示し、セメントペーストの場合と異なるものである。増加率も本實驗の範圍では乾燥時の 2~3 倍程度であつた。

III. 要 約

上述せる如く土壤の熱的特性を明かにせん爲め黃土 (3 種) 關東赤土に就き熱的要素たる溫度傳導率 ( $k^2$ )、熱傳導度 ( $\lambda$ ) に及ぼす間隙率及び含水の影響の一端を明かにす。要約に代りて他の材料とも比較に便の爲め下記〔表-4〕に其の特性を表示す。

圖-2

(a) 溫度傳導率  $k^2$  と空間率  $(P-P')$  との關係



(b) 熱傳導度  $\lambda$  と間隙率  $P$  との關係

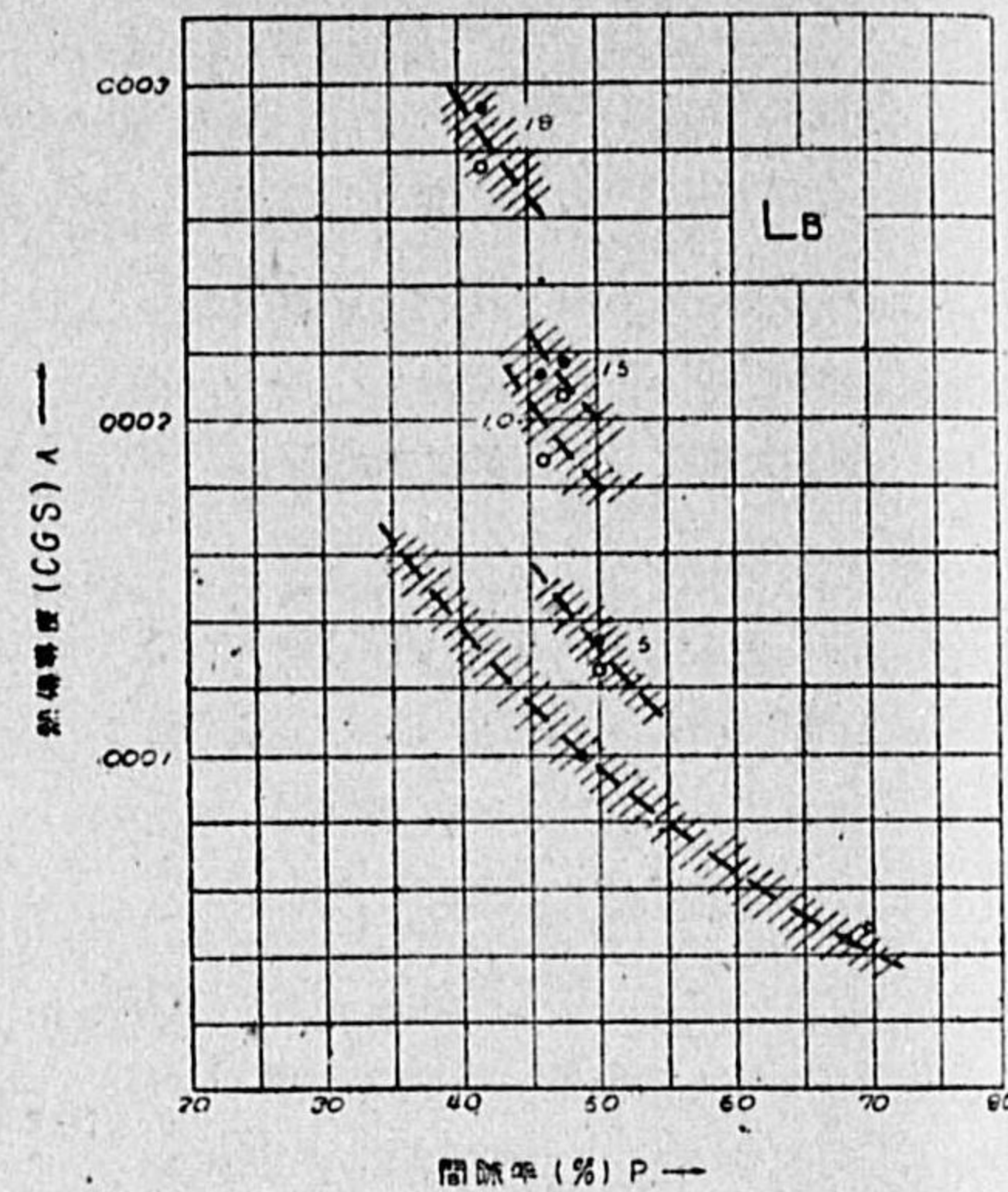
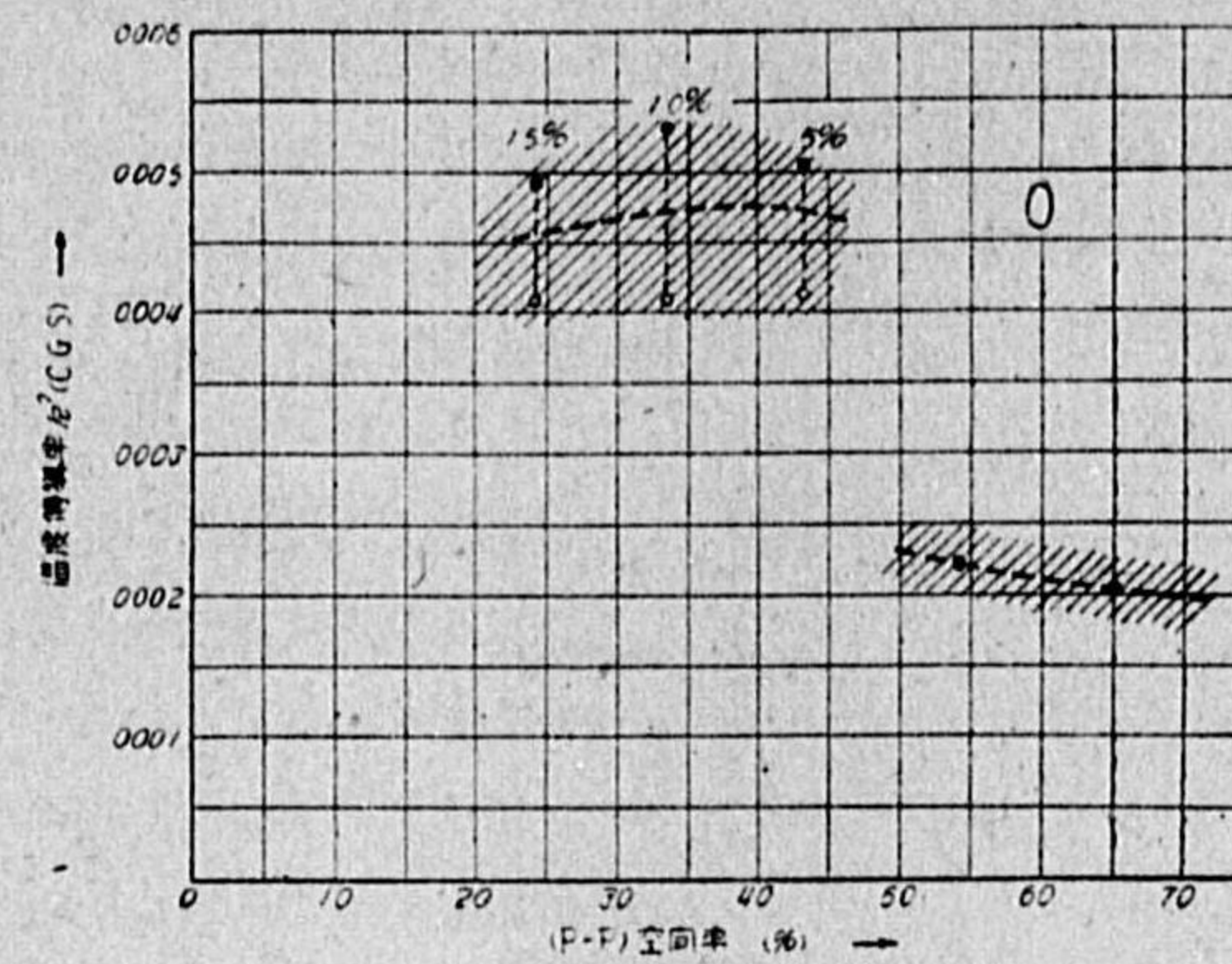


圖-3

(a) 溫度傳導率  $k^2$  と空間率  $(P-P')$  との關係



(b) 熱傳導度  $\lambda$  と間隙率  $(P)$  との關係

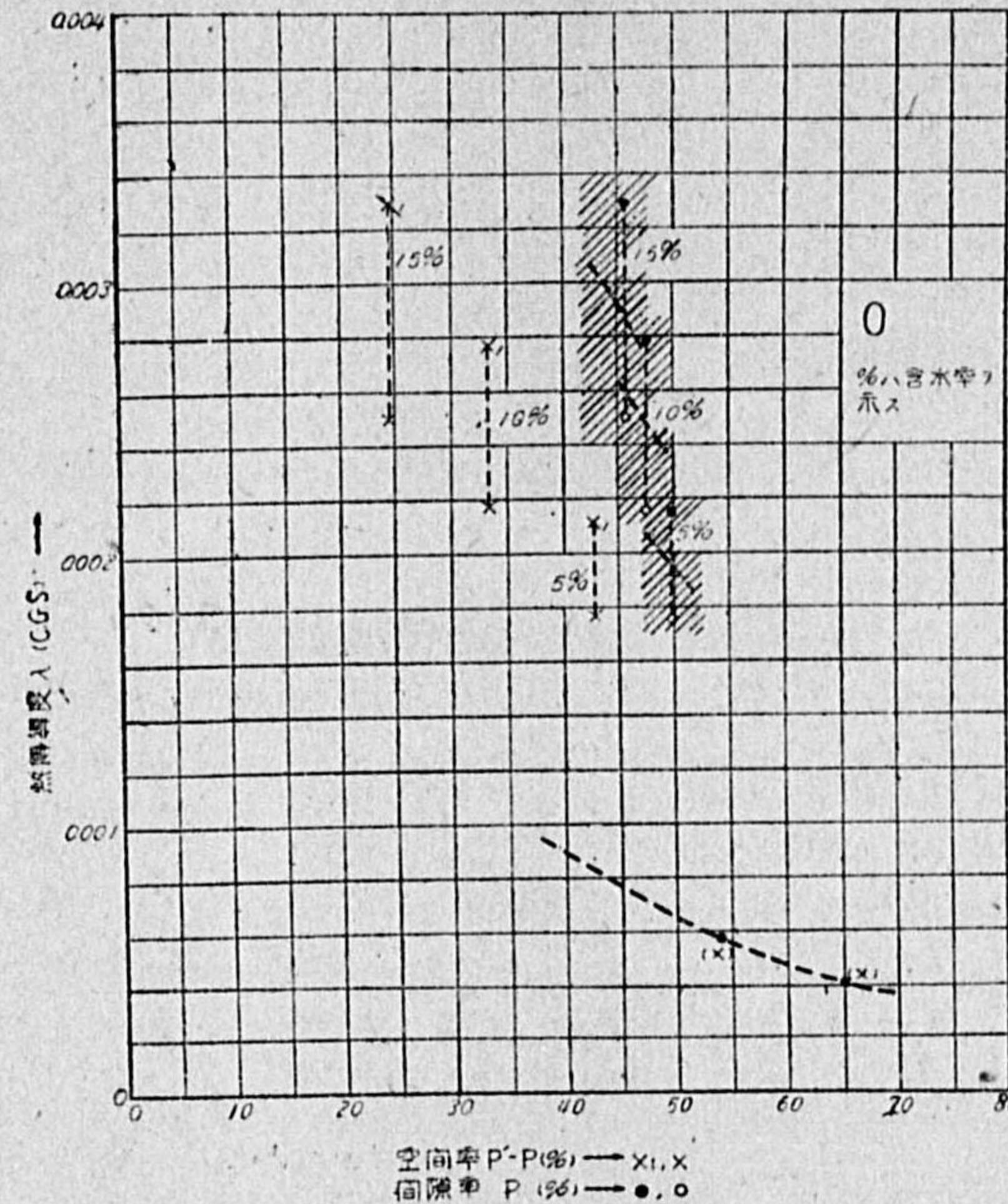
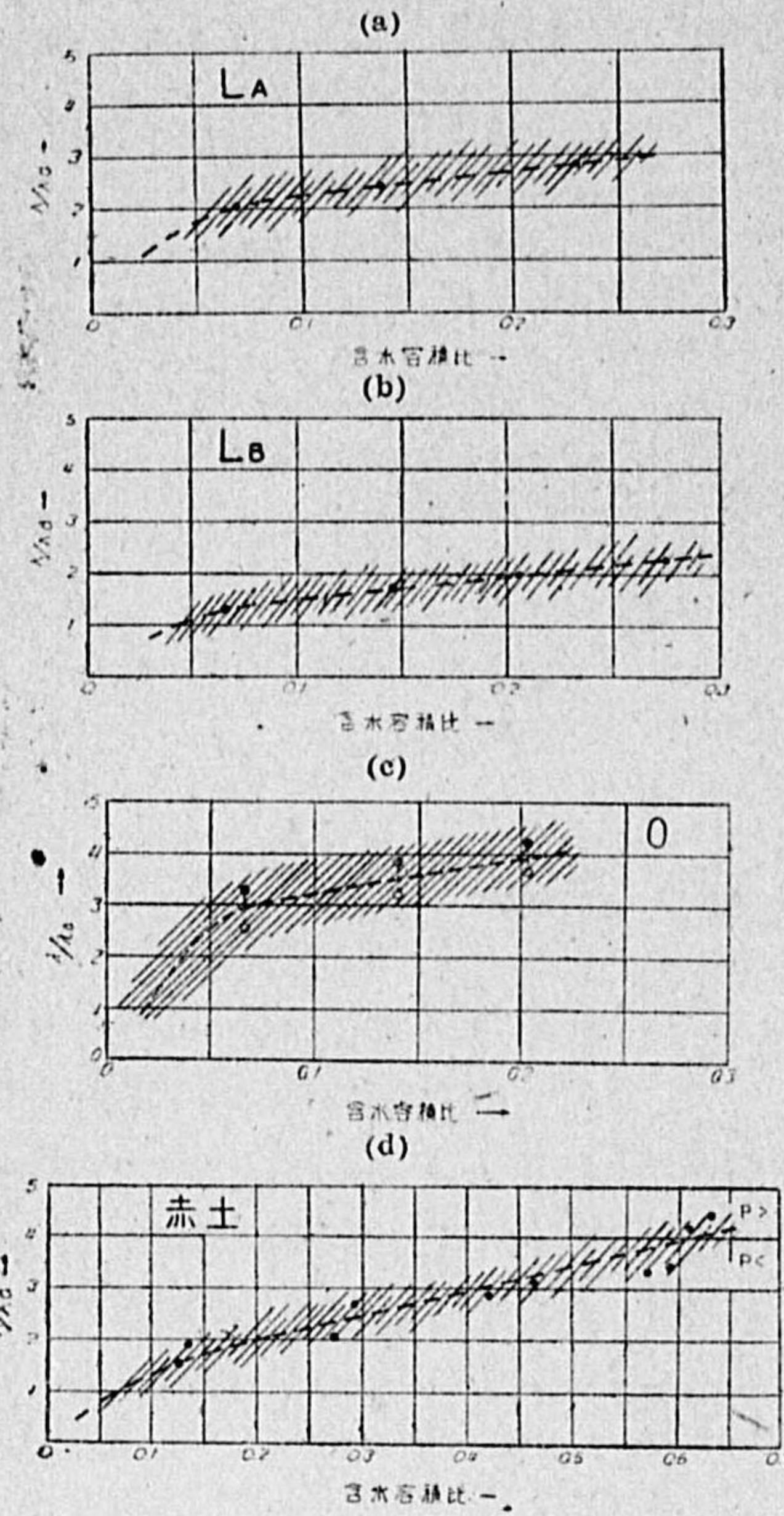




圖-4



尙人工的に作成又は天然に於ける含水状況に對する溫度傳導率  $k^2$  は下記〔表-5〕の如きものであらう。

最後に一言含水土壤の熱傳導度は測定状況の溫度傾度の方向により異なるものなる事を繰返し附加へてをく。

以上の如く熱的特性に及ぼす影響を實驗的に考察し、壁體其の他遮熱的に利用する場合及び凍結深度推定時に於ける基本的數値を得たものである。

黃土資料其の他に關しては内務省土木試験所藤井所長並に白鳥技師の御配慮に依ること多し、本機會に深甚なる謝意を表す。

表-4 風乾土壤の溫度傳導率及び熱傳導度

種 別	$k^2$ (C. G. S)	$\lambda$ (C. G. S)
風乾土 間隙率 60% 黃土 LA	0.0020	0.00059
風乾土 間隙率 60% 黃土 LB	0.00175	0.00065
風乾土 間隙率 60% 黃土 O	0.00215	0.0008
風乾土 間隙率 60% 赤土	0.00142	0.00075
コンクリート, 乾燥 1:3:7, w/c=0.8	0.0098	0.00477
モルタル, 乾燥 1:3, w/c=0.8	0.0062	0.00269
	$\lambda$ kcal/m.hr°C	$\lambda$ C. G. S.
玉川土	0.665	0.00185
埼玉土	0.522	0.00145
海土	0.288	0.00082

雪	田口瀧雄著 "雪" 所載	積雪密度 0.18 0.24	0.00028 } 岡田氏 0.00045 }
氷	理科年表	積雪深さ 10-20cm. 20-30cm.	0.00045 } 藤原、宮澤氏 0.00075 }
水	抜山氏公式	1.9-1.8 t; 溫度 °C	0.001358 (1+0.0020 t)
コルク板	若杉松三郎著 "保溫材の理論及び實際" 所載	0.049-0.053	
松		0.121	
アスベスト板		0.112-0.139	

但し  $\lambda$  (Kcal/m. hr, °C) =  $\lambda$  (C.G.S.)  $\times 10^3 \times 36$

表-4

種 別	$k^2$ (C. G. S.)	
	含 水 状 態	風 乾 状 態
LA	0.005 ~ 0.004	0.002 ~ 0.0018
LB	0.004 ~ 0.0028	0.003 ~ 0.0017
O	0.0045 ~	0.0023 ~ 0.0021
赤土 (ローム質)	0.0021 ~ 0.0017	0.0014 ~ 0.0013
赤土 (砂質)	0.0065 ~ 0.0045	0.0024 ~ 0.0018

## 32. 國產アルミナセメントの試験研究

東京帝國大學教授 工學博士 永井彰一郎

### 1. アルミナセメントの概要

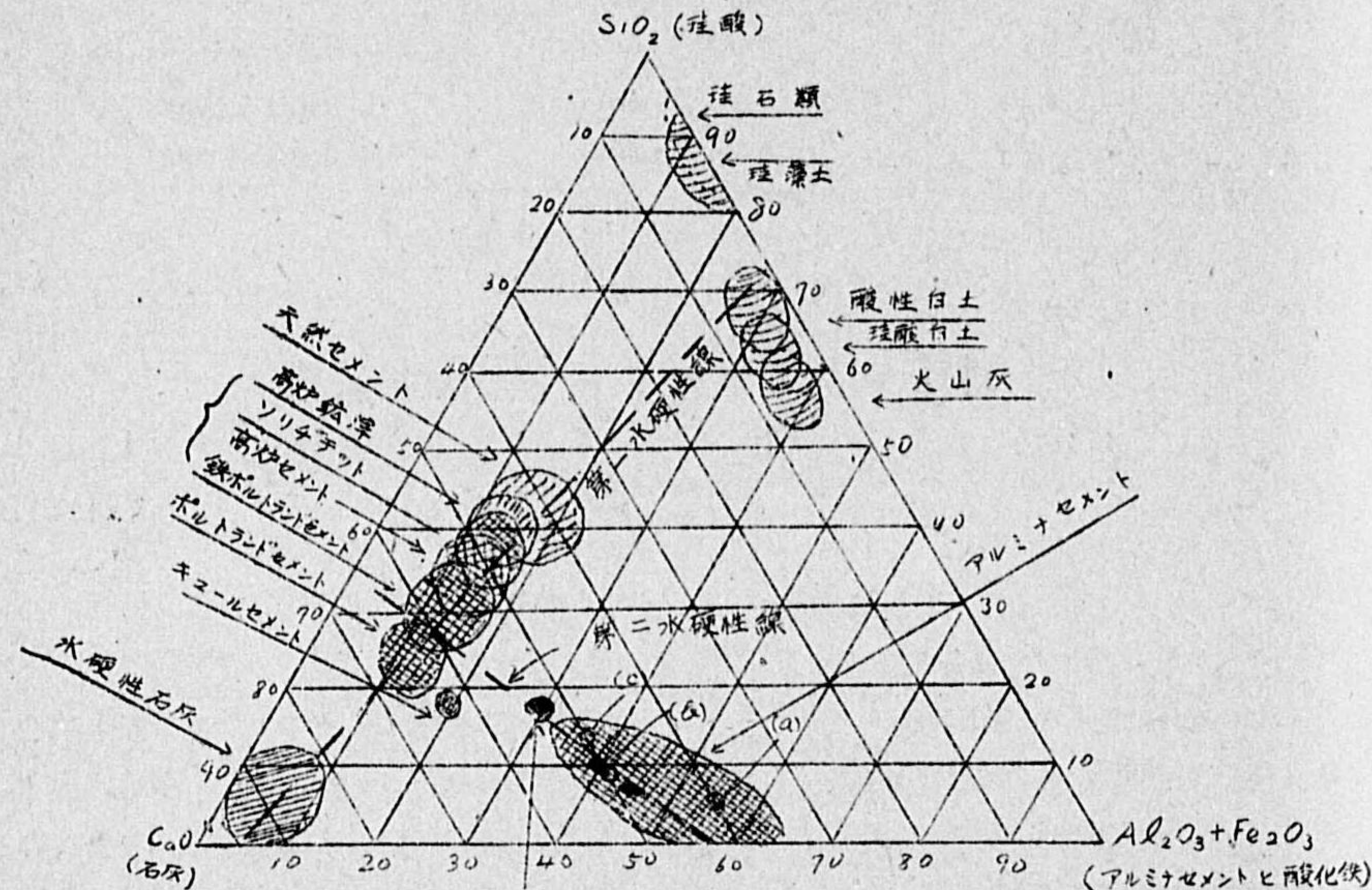
普通ポルトランドセメントに對して全く別個のセメントとして出現した高アルミナ質セメントは其の化學成分に於ても普通のポルトランドセメントと比較して著しく異つて居ることは次の〔第1表〕の各種セメント類の化學成分及び比率係數の表から見ても、尙又〔第1圖〕に示す各種セメント類の珪酸-アルミナ-石灰3成分系圖から見ても極めて明らかなるところである。即ち普通セメントが石灰約 60~65% を主成分とし之に珪酸、アルミナ、酸化鐵等の酸基成分合計約 30~32% から成るのに對し、アルミナセメントは石灰は約 40% に減じ、アルミナが約 40% に増し、之に珪酸、酸化鐵を加へたもの合計は約 50~55% にも達する。従つて〔第1表〕の右端に示してある通りセメント成分の均齊度の批判に用ゐる水硬率 (石灰/(珪酸+アルミナ+酸化鐵)、又は  $\text{CaO}/(\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3)$ 、 $\text{C}/(\text{S} + \text{A} + \text{F})$ 、Hydraulic modulus H. M) で比較しても又は殆んど其の逆數に近い水硬係數 (珪酸+アルミナ)/石灰、又は  $(\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3)/\text{CaO}$ 、 $(\text{S} + \text{A})/\text{C}$ 、Hydraulic index, H. I. で比較してもポルトランドセメントとアルミナセメントとは是等兩種



第 1 表 各種セメント類の化學組成と比率係數

各種セメント類	珪 酸	礬土(酸化鉄を含む)	石 灰	水硬係數 (N. I.)	水 硬 率 (H. M.)	
1. 石 灰	1~5%	1~3%	90~95%	0.02~0.10	40~10	
2. 水硬性石灰	弱水硬性	15~20	1~5	75~85	0.10~0.20	10~5
	強水硬性	20~25	5~10	65~75	0.20~0.40	5~2.5
3. ボルトランドセメント	22~28	8~12	62~68	0.40~0.60	2.5~1.7	
4. 鐵ボルトランドセメント	25~32	10~14	58~64	0.70~0.60	1.7~1.5	
5. 高 爐 セ メ ン ト	27~32	12~16	55~60	0.70~0.80	1.5~1.2	
6. ソリヂテツト	28~35	12~16	55~60	0.70~0.80	1.5~1.2	
7. 礬 土 セ メ ン ト	8~10	45~50	40~45	1.2~1.5	0.8~0.7	
8. 天 然 セ メ ン ト	25~30	10~15	60~70	0.60~1.5	1.7~0.7	
9. 鐵 洋 熔 洋 等	30~35	15~20	50~55	1.5~1.8	0.7~0.5	
10. 火山灰、珪酸礬土等	45~55	35~45	2~8	3.0~	0.3~	

第 2 圖 各種セメント類の三成分系圖



の比率係數は全く劃然と異つた數値を取り、[第 1 圖] から見ても全く異つた系統のセメントであることが知れる。即ち石灰からボルトランドセメント、鐵ボルトランドセメント、高爐セメント、天然セメント等を通ねる第 1 水硬性線とでも稱するものに對し略直角になつた第 2 水硬性線とでも稱すべき全く別個のものとしてアルミナセメントがあつて、他のセメントと異つて最もアルミナの含有の無いセメントであることが明らかに知れる。

此のアルミナセメントは上述の通り佛人ビエーが最初に研究報告した 1908 年のもの及び其の

後アルミナセメントの成分範圍として一般に考へられて居る 3 種 (a)、(b)、(c)、更に著者が昭和 3、4 年頃以來十數年間に蒐集した佛、米、獨等世界各國で製造されたもの、アルミナセメント試料に就て其の化學成分を試験比較したものは [第 2 表] の通りであつて此の表から次に示

第 2 表 アルミナセメントの成分範圍と外國製品の分析結果

番 號	灼 減 量	不溶解渣	珪 酸	アルミナ	酸 化 ナ タ ン	酸 化 第 1 鐵	酸 化 第 2 鐵	石 灰	マ グ ネ シ ャ	無 水 硫 酸
1908年ビエーの試製發表のもの										
(A)	—	—	6.65	39.63	2.08	10.01	2.04	39.00	—	—
(B)	—	—	6.25	39.07	2.08	7.55	3.60	41.25	—	—
(C)	—	—	5.00	38.73	1.67	6.50	10.88	37.00	—	—
(D)	—	—	5.45	37.77	1.86	6.80	10.32	37.25	—	—
アルミナセメントの成分範圍										
(a)	—	—	5	45	1~3	—	15	35.0	0.5	0.5
(b)	—	—	10	40	1~3	—	10	40.0	0.5	0.5
(c)	—	—	15	35	1~3	—	15	35.05	0.5	0.5
佛國ジマソフオンヂユ										
(1)	(+) 1.43	0.54	8.77	40.96	2.07	—	11.63	37.06	0.31	0.46
(2)	—	—	9.03	40.41	—	—	7.17	41.50	0.56	0.66
(3)	0.23	—	8.42	42.87	—	—	7.90	39.97	0.45	0.06
(4)	0.98	—	11.85	37.46	—	—	6.78	41.62	0.79	0.25
(5)	0.58	1.64	6.03	37.25	1.02	—	19.88	35.12	0.47	0.36
(6)	(+) 0.88	0.10	11.48	33.11	—	—	17.66	37.54	0.55	—
(7)	(+) 0.66	0.16	8.94	35.90	—	—	16.64	37.98	0.48	—
(8)	—	0.80	7.80	36.23	3.92	—	8.21	41.98	0.47	0.22
米國ラムナイト										
(9)	2.74	2.84	8.03	38.92	1.77	—	6.92	36.06	0.96	0.68
(10)	3.13	6.84	9.46	29.99	2.21	—	15.60	38.27	0.68	0.28
(11)	3.21	4.57	4.45	34.30	—	—	12.98	38.84	0.75	0.18
(12)	1.03	—	4.64	39.26	—	—	16.70	36.64	0.12	0.40
(13)	(+) 0.98	0.86	8.74	38.46	2.30	—	1.06	40.37	0.88	0.16
獨逸 (アルカ)										
(14)	—	—	10.11	42.32	1.74	—	6.52	38.80	0.61	—
(15)	3.00	7.71	7.17	43.65	—	—	5.06	39.04	0.47	0.07
伊太利										
(16)	—	—	5.46	36.84	2.00	5.66	12.58	36.84	—	—
何 (ヂュル)										
(17)	0.29	4.11	6.90	40.56	2.00	—	12.34	37.00	0.39	硫化石灰 1.75
(18)	1.70	—	6.93	44.05	1.55	—	0.82	43.09	0.91	2.43
産國不明										
(19)	0.90	1.67	5.03	38.89	0.62	—	16.59	36.60	0.89	0.09
(20)	(+) 0.07	0.97	5.58	35.69	0.61	—	16.80	38.00	0.82	—
(21)	(+) 0.27	0.33	2.30	41.42	0.62	—	16.80	38.05	0.77	—

す様な種々の點が後節に示す本邦製アルミナセメントの特異性が觀られる。即ち (i) ビエーが最初 (1908 頃) 發表のものも、多數の歐米製品も何れも大體アルミナ 38~40% でアルミナセメント範圍の (6) に屬して居る。(15)、(18) が稍アルミナが多く、43.7~44.1% である。石灰も亦 38~40% で之も (b) の範圍にあるものである。(ii) 珪酸は略 7~8% を中心とし少い 4~5



%、多い 10% を越すものであるが 13~15% にも達するものはない。(iii) 酸化鐵は少ないものもあるが多くは 6~8% のものと更に殆んど其の倍量位に多い 16~18% 位のものもある。何れも酸化第 2 鐵 (Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) として定量し、事實其の形であるが中には少量酸化第 1 鐵として含まれると思はれるものは灼熱増量 (+) となつて來ることからも知れる。然し最初ビエー氏の發表した (A) 2 種、(B) 2 種の様に酸化第 1 鐵が多くない。此の (A)、(B) は電氣爐であるから還元され、原料ボーキサイトの鐵分が酸化第 1 鐵として珪酸と結合したり、遊離鐵となるものもあつて之を含むとセメントが有害な點が起るので後に電氣爐法をやめて 1923 年以來は反射爐又は鼓風爐、キューボラ爐に依り、稀に回轉爐に依るものとある様な變遷が起つて居る様である。(iv) 無水硫酸の少いのは石膏を普通セメントの様に加へないこと、マグネシアは少く、酸化チタンはボーキサイトから來るだけで少量は含まれる。不溶解残渣は 1% 以下位に少いのは熔融反應がよく進んだもので、4~5% 以上もあるのはコランダム形アルミナとして遊離する様なことになり全アルミナ分が多くても此の不溶解性遊離アルミナが多く出来る様ではよいセメントとはなり難い。

以上を要するに歐米のアルミナセメントはアルミナ石灰共に 35~40% 位のものが多く、アルミナセメント成分範圍が (b) のものが一般であることが知れる。之に對し後節に述べる本邦製アルミナセメントはアルミナ 50% 以上にも及ぶ全く特異の高アルミナセメントであつて外國に類例のないものである。

2. 外國製アルミナセメント試料の試験結果

上述の様な觀點から約 20 種の歐米産アルミナセメントの試料を得、其の化學成分から見た大

第 3 表 外國製アルミナセメント試料の物理性試験

番 號	真比重	容 積 比	粉 末 度 (篩分残渣)			凝 結 時 間		
			900 目篩 残渣 %	2500 目篩 残渣 %	4900 目篩 残渣 %	混 捏 水量 %	始 發 時一分	終 結 時一分
(1)	3.13	1.81	—	1.4	9.8	26.0	2-10	5-00
(3)	—	—	0.2	1.8	10.0	25.5	3-10	6-25
(4)	3.04	1.64	0.1	0.8	2.8	25.0	3-15	3-45
(5)	3.19	1.92	—	—	6.0	—	—	—
(9)	3.02	1.66	—	1.4	3.1	25.5	2-35	4-20
(10)	3.06	1.62	0.1	0.8	1.1	26.0	2-30	4-30
(11)	—	—	—	0.3	2.8	25.0	3-05	3-50
(12)	3.16	1.56	0.2	0.4	2.0	26.0	4-25	4-50
(13)	3.14	1.68	—	—	4.7	—	1-10	2-55
(15)	—	—	0.3	0.8	8.5	26.5	3-10	4-07
(19)	3.19	—	—	—	11.8	—	3-30	4-14
(20)	3.23	1.77	—	—	11.0	—	3-43	4-26
(21)	3.27	—	—	—	13.8	26.0	0-42	4-32
セメント規格	> 3.05	—	—	—	< 1.2	—	> 1-0	< 10-00

體の傾向を知つたが、茲には是等試料の中で稍量の多いもので各種物理性を試験し得るもの、更に硬化強度を試験し得るものに就て種々の強度試験を行ふことにした。今其の主要點を表示して是等外國製品に就ての批判を加へやう。先づ第一に次の [第 3 表] は外國製アルミナセメント試料の比重粉末度等のセメント試験の第一に行ふ各種性状の比較試験結果を表示したものである。

此の結果を見ると比重は略 3.0~3.2 で、粉末度 4900 目篩 3~12% 位、凝結時間も略始發 2 時間、終結 4 時間位で普通ボルトランドセメントと大差のない數値である。セメント規格にも略合致する。

次に第二に是等のセメント試料の混水硬化の強度を比較試験した結果を次の [第 4 及び第 5

第 4 表 外國製アルミナセメントの 1:3-硬練モルタルの強度試験  
(日本標準規格第 28、第 29 號、臨第 92 號)

番 號	T: 抗 張 強 度 (kg/cm <sup>2</sup> )				Cd: 耐 壓 強 度 (kg/cm <sup>2</sup> )			
	3 日	7 日	28 日	聯 結 28 日	3 日	7 日	28 日	聯 結 28 日
(1)	37.4	40.8	39.2	45.4	612	625	671	769
(2)	—	—	—	—	586	594	651	—
(3)	35.5	35.8	36.2	—	537	339	605	619
(5)	38.9	36.2	41.4	46.5	554	654	599	644
(9)	28.0	29.0	30.3	40.6	576	611	645	684
(10)	33.7	34.4	30.3	40.3	622	613	623	740
(11)	33.7	36.2	37.5	—	511	534	543	611
(13)	42.4	38.9	38.8	50.0	559	551	569	669
(14)	—	—	—	—	524	588	671	—
(15)	30.8	27.3	24.8	28.0	444	463	519	551
(19)	33.7	35.6	38.1	50.7	498	532	587	663
(20)	35.4	36.3	40.0	50.7	495	510	618	662
(21)	31.9	34.8	36.1	50.7	500	553	556	663
早強セメント規格	> 30	> 34	> 38	—	> 400	> 500	> 600	—

第 5 表 外國製アルミナセメントの軟練モルタルの強度試験

番 號	配 合 割 合			水セメント比 %	B: 曲 げ 破 壊 強 度 (kg/cm <sup>2</sup> )				Cw: 耐 壓 強 度 (kg/cm <sup>2</sup> )			
	セメント	微珪砂	標準砂		3 日	7 日	28 日	聯 結 28 日	3 日	7 日	28 日	聯 結 28 日
(5)	1	1	2	60.0	81.6	81.6	70.5	73.1	627	664	636	769
(13)	1	1	2	58.8	78.0	73.7	69.3	87.0	564	570	462	671
(19)	1	1	2	61.5	54.5	60.4	60.7	83.7	462	518	543	660
(20)	1	1	2	61.0	58.1	59.0	64.0	86.4	460	534	590	682
(21)	1	1	2	62.0	50.9	61.8	57.3	81.0	431	502	496	637
早強セメントの軟練法の臨時規格	1	2	0	65	> 20	> 35	> 55	—	> 80	> 160	> 250	—
臨時規格 (臨第 149 號)	1	1	0	45	> 45	> 60	> 75	—	> 200	> 300	> 400	—



表]に示した。[第4表]は舊規格の水量の少い硬練モルタルの強度で水量が少く、アルミナセメントの硬化化合物の十分な水和硬化に不十分なためアルミナセメントの強度の發揮が制約されて充分な結果を擧げないことは明らかで此の點から見るとアルミナセメントはポルトランドセメント系の早強高級セメントに餘り優るところがなく、之にはどうしても水量を多くしアルミナセメントの水和硬化化合物の完全な水和硬化能力を出させて比較試験すべきである。此の爲めに参考となるのが次の[第5表]の試験である。

此の結果に依つて明らかな様にアルミナセメントの水量の多い軟練モルタルの強度は早強セメント規格を遙かに凌駕する高強度のもので外國製アルミナセメントは何れも充分強大な優秀なセメントでポルトランドセメント系の早強高級ポルトランドセメントに優つて居る。尙後節に述べる本邦製アルミナセメントは是等の點に於て一層強大優秀なものが得られることを知り得た。

### 3. アルミナセメント製造原料に就て

上述の様に外國製アルミナセメント試料約 20 種の各種成分及び性状を比較試験して其の優秀性を認めたが其の製造原料としてはアルミナ含有分の多いボーキサイト等を使用しなければならぬことは[第2表]の化學成分から見てアルミナ 38~40%、之に石灰を同じく 38~40% である以上、一方に石灰質原料を用ひ、他方にアルミナ 50~60% 以上(灼熱減量を除いて考へるとアルミナ 70~80% 以上、或は灼熱減量、酸化鐵と珪酸分とを考慮に入れるとアルミナ 56~60% 以上のものを用ひねばならぬこととなり、自然アルミニウム工業にはボーキサイトが最も適して居るもので佛國にアルミナセメント製造が最も早く且つ盛大に發達して來た所以であらう。佛國に於けるアルミナセメントの製造高は詳かではないが天然セメント、石灰石膏セメント、ポルトランドセメント、鑛滓セメント、混合セメント等の全部のセメント類の製造工場 150 箇所、全製造能力 1000 萬トンの中アルミナセメントは約 7.5 萬トン、即ち約 0.75% に達して居る(R. Wilimek. Zement. 1941. 30, 65)。之に次いで米國、英國等でもアルミナセメントが製造されて居るが何れもボーキサイトが主原料であり、之を得られなければアルミナセメントの製造が不可能に近いのである。

此の意味に於て本邦に於ても多年アルミナセメントの様な早強高級セメントが要望されながら昭和 11、12 年迄全く望みがないとされたのは此の主原料としての高アルミナ原料ボーキサイトが産出しない爲めで、輕金屬アルミニウム製造工業の勃興が遅かつたのと同様である。アルミニウムはカオリン質の粘土から硫酸法に依るアルミナの製出、次いで明礬石からアルミナの製出に依つて先鞭をつけたがやはり大工業化されたのはギリシヤ、印度等からの輸入ボーキサイトに依つて興り、更に蘭印ビンタン島ボーキサイト、南洋委任統治領パラオ島などから輸入ボーキサイトを獲得確立したのである。

他面滿洲事變後の滿洲各地産の高アルミナ質の所謂礬土頁岩、次いで北支河北省、山東省産の礬土頁岩等が其の豊富な埋藏高が知れ、其の採掘に依つて之を原料とする各種の工業が昭和 10、11 年頃から興り殊に日支事變以來輕金屬アルミニウム、高耐火度の耐火煉瓦、研磨材のアラン

ダム等の製造用として此の滿支の礬土頁岩が重要視されて來た。其の結果殊に礬土頁岩からアルミ酸石灰鹽に依るアルミナの製造に關して著者等の研究も關係を以つてアルミナの製出と最も緊密な關係の有る此のアルミ酸石灰鹽を主體とするアルミナセメントの製出が興り、茲に初めて本邦に於ても滿支線に北支河北省、山東省の高アルミナ質の礬土頁岩を主原料としてアルミナとアルミナセメントとの平行製出法が確立し、世界に類例のない高アルミナ質で高強度のアルミナセメントの製造が昭和 12、13 年來達成され日支事變以來の非常時局下に注目される國産アルミナセメントとなつたものである。

此の意味に於て其の産出量の最も多量な北支河北省冀東地區殊に秦皇島附近の石門秦、柳江から西の唐山附近の古冶、開平等の各地に主産する所謂長城粘土等と稱せられたものに就ては著者も逸早く其の現産地を數回視察し、其の礬土頁岩に就て試験研究報告(大日本窯業協會雜誌、昭和 12 年、45 66.)して以來各方面に於てアルミナ溶出原料、高アルミナ質耐火煉瓦製造用、アランダム製造用等として試験研究されたものは枚擧に遑のない位多數に昇つて居る。更に最近では山東省の淄川、博山方面にも大量の埋藏と採掘とが報道され、上述河北省のものと共に本邦に此の 4、5 年來數 10 萬トンの輸入が行はれて來て居り、専ら華北礬土鑛業會社が一手に採掘し日滿支の需要に應じて居る。是等の北支産礬土頁岩に就ては其の構成成分がカオリナイト( $Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 2H_2O$ , Kaolinite)とダイアスポル( $Al_2O_3 \cdot H_2O$ , Diaspore)とから  $x \times (Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 2H_2O) + (1-x) \times (Al_2O_3 \cdot H_2O)$  となつて居るもので、更に之に酸化鐵を相當に含んで居るもの、即ち岩石のカオリン化(Kaolinization)及び次いで鐵礬土化(又は紅土化 Laterization)を受けて出來たものであるから其の品位は著しく不同、アルミナの含有率はカオリナイトの 39.5% からダイアスポルの 85.0% の間に變化し、之に酸化鐵含有の多少、石灰、苦土等の含有等に依つてアルミナの量に影響を及ぼすものである。従つて北支那産の礬土頁岩はアルミナ最高 60~70%、最低 35~40% の間にあるものである。

斯様なわけで北支那産の礬土頁岩は著者等の試験研究等を基礎として華北礬土鑛業會社は礬土頁岩を數個に區分してアルミナの含有量、耐火度等に依つて品等をつけて居り、更に用途も亦之に應じて適材適所に配當する様にして居る。次の[第6表]は其の大體を示したものである。此の中 SK, A, B, C, D, E, F は酸化鐵分が少く、耐火物に適し、FA, FB, FC は酸化鐵分が多い含鐵礬土頁岩で耐火物には全く不向で之は[第7表]にも示す通り酸化鐵分が少いのも 8~10%、多いのは 15~30% に及ぶものもあつて、之は電氣爐法に(後述の方法に依る)依つてアルミナ、アルミナセメント、アランダム等の製造に専用し、更に A, B, C 等の高アルミナ質のものも共に使用されることになつて居り、最近數年間に内地、朝鮮に輸入される北支那産礬土頁岩の各品等品の割合を等級別及び用途別を[第8表]に見ても次第にアルミナ、アルミナセメント、アランダム製造用が急増して來ることが知れる。

斯様に滿洲殊に北支に豊富な埋藏量がある高アルミナ含有の礬土頁岩が見出され、其の採掘が行はれ、之を用ひてアルミナの製出、アルミナセメントの製出、アランダムの製出、高アルミナ



第 6 表 北支那産高礬土質（礬土頁岩）の差別成分及用途

等級	灼減 %	珪酸 %	アルミナ %	酸化鐵 %	酸化チタン %	保證 限度		用 途
						アルミナ %	耐火度 SK	
SK (特A)	14~15 14.87	0.5~5 0.71	80 79.59	1~2 1.65	1~3 2.5	> 75	> 40	特殊耐火物用 (高礬土高耐火度)
A	14~15 14.72	5~15 8.05	70 73.24	1~3 1.64	1~3 2.0	> 65	> 38	高礬土耐火物用 アルミナ用、アラシダム用 ◎アルミナセメント用
B	14~15 14.89	10~25 15.55	60 63.65	1~3 1.42	1~3 2.2	> 55	> 37	同 上
C	14~15 14.44	20~30 28.55	50 52.70	1~3 2.70	1~3 1.8	> 50	> 36	同 上
D	14~15	30~40	45	1~3	1~3	> 40	> 35	シヤモット質耐火物用
E	14~15	40~45	40	1~3	1~2	> 35	> 34	同 上
F	14~15	45~50	35	1~3	1~2	> 35	> 32	同 上
FA (鐵A)	13~15 14.59	1~10 1.01	70 72.40	5~10 8.94	1~3 2.9	> 65	—	アルミナ用 アラシダム用 ◎アルミナセメント用
FB (鐵B)	12~14 13.77	5~10 3.42	60 63.33	5~20 16.22	1~3 1.6	> 55	—	同 上
FC (鐵C)	12~14 12.53	10~25 14.00	50 54.03	10~20 17.35	1~3 1.5	> 45	—	同 上

第 7 表 含 鐵 礬 土 頁 岩

産 地 記 號	Tg. Loss %	Si O <sub>2</sub> %	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> %	Ti O <sub>2</sub> %	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> %	Ca O %	Mg O %
北 支、河 北 省 FA	14.67	0.77	73.25	2.5	8.09	0.24	tr
" " "	14.59	1.01	72.40	2.9	8.94	0.10	0.15
" " FB	14.74	2.04	69.12	3.7	10.03	0.03	0.17
" " "	13.40	10.80	58.25	2.8	14.20	0.35	0.13
" " FC	15.36	5.48	48.41	1.0	29.80	tr	0.07
" 山 東 省 FA	14.15	0.68	75.90	1.5	8.46	0.29	0.13
" " "	13.58	2.09	70.97	0.7	11.72	0.69	0.68
" " FB	13.77	3.42	63.33	1.6	16.22	0.89	0.23
" " "	13.69	13.38	59.30	1.0	11.72	0.46	0.43
" " FC	12.53	14.00	54.03	1.5	17.35	0.08	0.25
滿 洲、復 州	13.30	8.91	61.79	1.5	13.87	0.37	0.35
" " "	13.10	13.92	55.64	1.0	15.87	0.45	0.27

質耐火物の製出が原料的に可能となり、特にアルミナとアルミナセメントとを同一方法に依る高アルミ酸石灰鹽の製出を共通とする特殊製法に依つて達成し得たが爲め本邦に於ても多年待遇のアルミナセメントの製出が達成され、此の方法は何も上述の北支那、滿洲等の礬土頁岩だけに依るものでなく、佛印から馬來半島を初め南洋各地のボーキサイトをを用ゐる事に依つても同様であり、殊に大東亞戦争の赫々の大戦果以來此の南洋資源が我が手に入り、而も富礦である珪酸少

第 8 表 北支那産礬土頁岩輸入品の等級及用途別

等 級	(甲) 等 級 別		用 途	(乙) 用 途 別			
	昭和 15 年 %	昭和 16 年 %		昭和 14 年 %	昭和 15 年 %	昭和 16 年 %	昭和 17 年 %
SA (又は特A)	0.5	1.0	アルミナ及セメント製造用	15.8	22.7	27.1	30.7
A	8.1	8.5					
B	9.5	11.4					
C	11.1	9.4					
D	24.9	17.3					
E	11.7	11.3	アラシダム製造用	6.7	13.2	18.9	19.3
FA (又は鐵A)	11.4	15.5	耐火煉瓦製造用	77.5	64.1	54.0	50.0
FB (又は鐵B)	22.7	25.2					
FC (又は鐵C)	—	0.4					

く、アルミナ多き優良ボーキサイトをアルミナ製造に専用し、之に數倍する不良質礬である珪酸多く、アルミナ製出に不適なものから礬土頁岩同様にアルミナセメント製出に好適な事を考へると我が勢力圏内にはアルミナセメント製造可能な原料としては含鐵礬土頁岩と不良ボーキサイトとの莫大な量がアラシダムの製出、特殊法に依るアルミナ製出と共に供用し得る點はアルミナセメント製造原料の見地から見て誠に心強いことである。

4. アルミナセメントの製法に就て

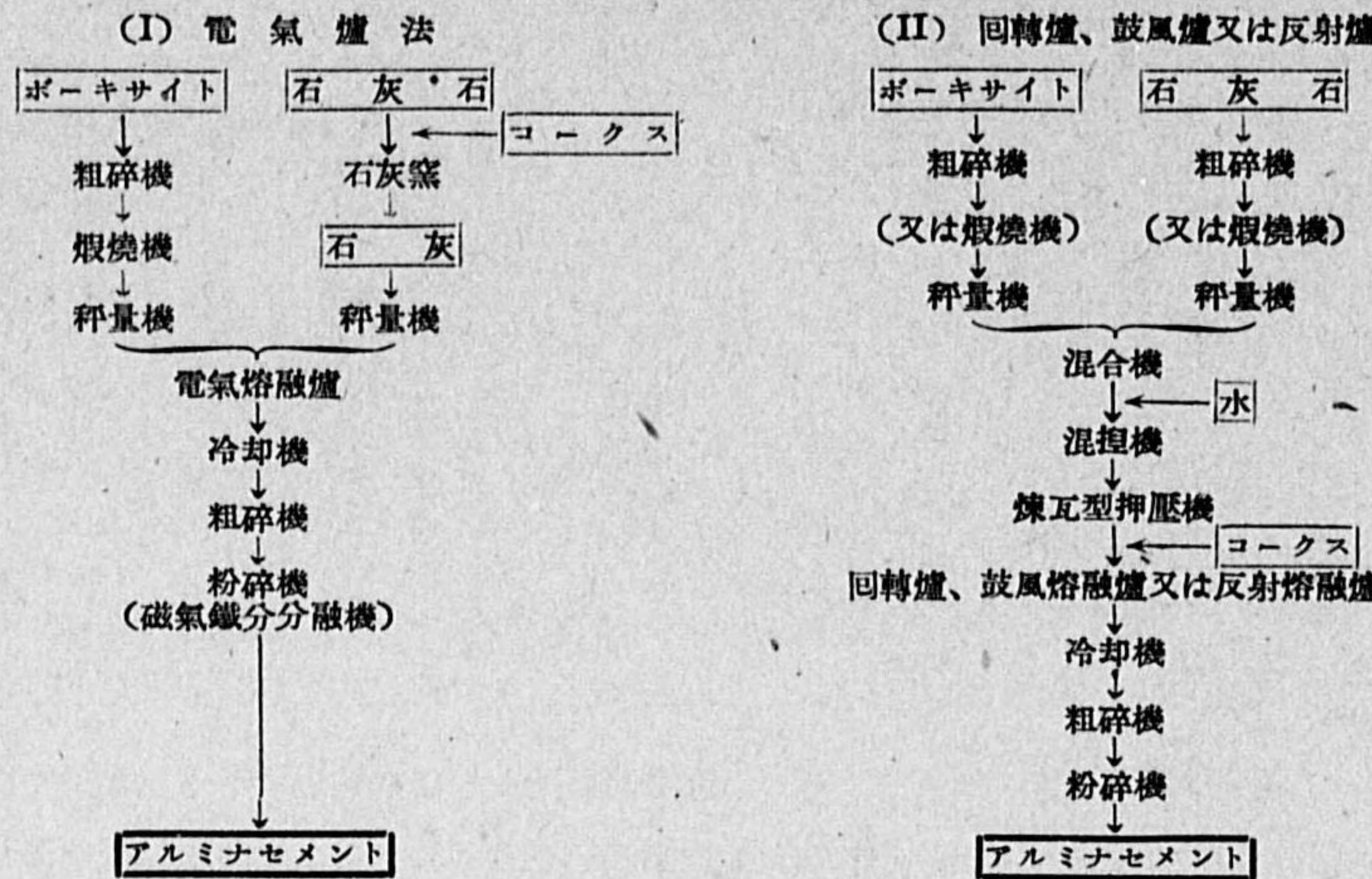
アルミナセメントの製造は〔第 2 表〕の化學成分から見て主原料としては主原料のアルミナと石灰とを同時に含むものは稀であるからアルミナを主成分とするボーキサイト又は礬土頁岩と、石灰を主成分とする石灰石とを用ゐ、而も是等は生の原料のままではボーキサイト又は礬土頁岩が結合水（前者が約 15.30%、後者が約 15%）を有し製造の高熱窯爐に於て結合水發出が急激に起るため操作上不便危険があるため一度 500~600°C 位に煨焼して結合水を除いたもの、他方石灰石も其の炭酸ガス發出の粉塵飛散に依る操作の困難などのため先づ 900~1000°C 位に石灰窯で煨焼して生石灰にして使用する必要がある。

先づ最初の方法は次の〔第 2 圖〕に示す様に佛人ビユー氏が電氣爐熔融法をラフェルヂ會社に使用させて丁度カーバイド製造の時の様に熔融生成させ、爐から熔出するものを薄片のケーキ状に急冷する方法で〔第 2 圖〕の左半分の電氣爐を用ゐて熔融し、冷却してケーキ状となして粉碎易くして行く電氣爐として使用し初めたと考へられる。然し今日では此のビユー法も 1923 年になつてから電氣爐法を〔第 2 圖〕右半分の回轉爐、鼓風爐又は反射爐の何れかに依つた製造方法になり、ボーキサイトを回轉窯の小型のものを使用して上述の無水のダイアスは生のボーキサイト、礬土頁岩は其の儘粗碎して使用し、石灰石も亦 900~1000°C 位に燒付し生石灰にしないで生の石灰石其の儘使用するものもある。従つて是等の原料を粗碎するだけで微粉碎で其の儘秤量、配合しながら燒成窯爐に裝入されるのである。

斯様に電氣爐法が次第に鼓風爐、反射爐、稀には回轉爐等の方法に轉換されるに到つた主な理



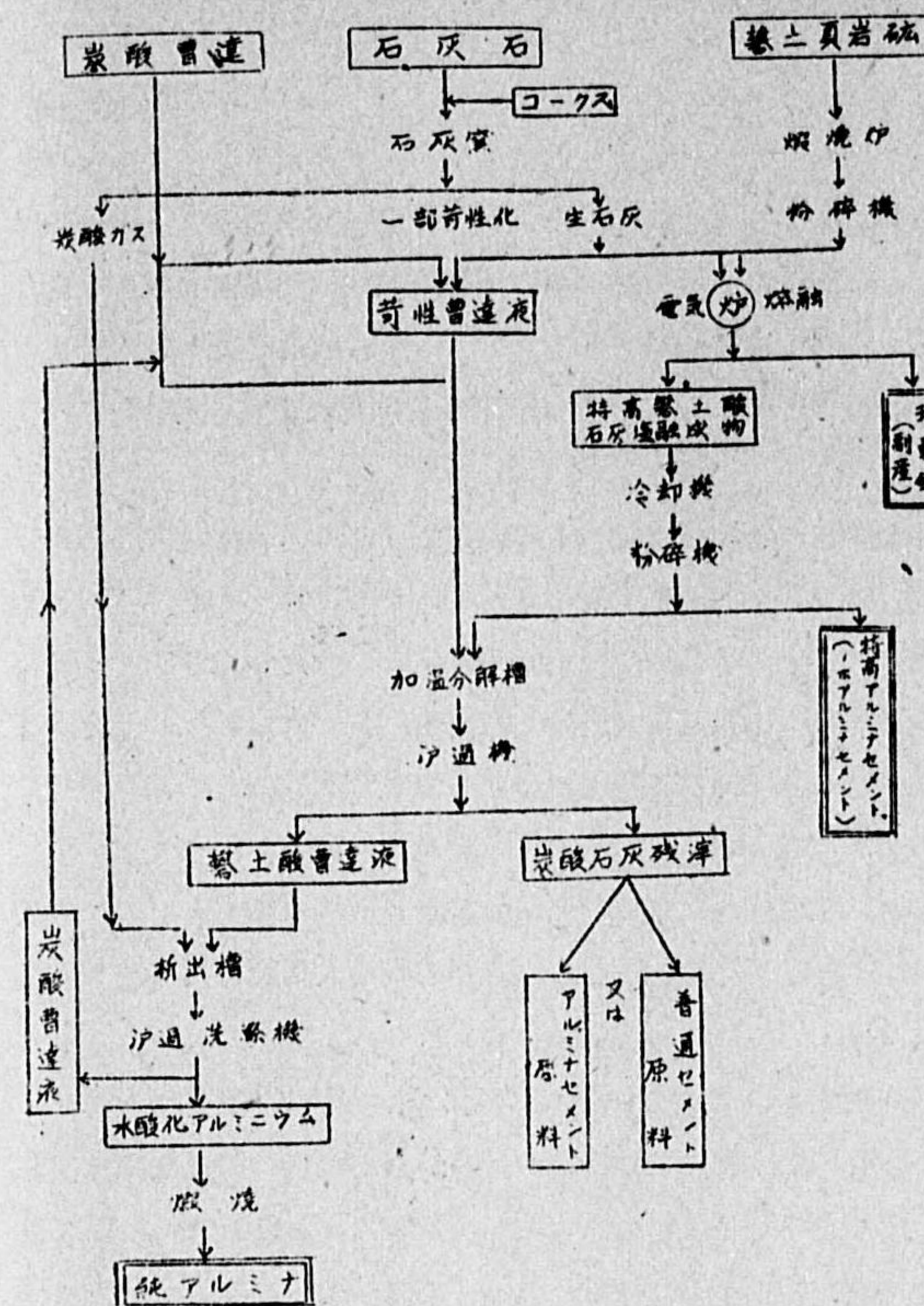
第 2 圖 アルミナセメント製造法の略圖解



由とされる点を挙げると (a) 先づ電気爐法の使用電力の問題である。即ち電気爐製法ではアルミナセメント 1 トン當り少いもので 1000 キロ、多いものは 1500~1800 キロ位の数が挙げられて居て、此の電氣量はセメントとしては相當に大きい高價につくものであるから電気爐をやめて他の方法にしたい点である。次に (b) 酸化鐵が電気爐で還元される。此の電気爐が電極炭素に依つてボーキサイト中の酸化鐵分が還元されて酸化第 2 鐵 (Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) が酸化第 1 鐵 (FeO) 又は遊離鐵 (Fe)、更に其の一部は珪酸の還元された珪素との間に珪素鐵に迄到るものがある。其の爲め一方に電極の消耗が多い上に他方ではセメントの中に酸化第 1 鐵と珪酸との間に鐵橄欖石 (Fayalite 2FeO·SiO<sub>2</sub>) の様なものが生成含有される。此の種のはセメントには不良危険性化合物とされるものであつて、電気爐製法では電極消耗の還元力に依つて其の生成が避けられないし、尙還元が進んだ遊離鐵になり或は珪素鐵等の粒が含まれることも等しく有害である。

是等の諸點から電気爐製法が廢止され、石炭に依る反射爐又は鼓風爐、或は稀に同轉爐が使用されて居るのが佛米其の他のアルミナセメント製法の一般であるが尙還元状態にならぬ様に充分工夫して電気爐法に依つて居るものも無いことはない様である。本邦に於けるアルミナセメント製造の第一は大坂窯業セメント會社に於て故谷口徳政氏の盡力、同社橋本太郎氏の盡力に依つて昭和 11、12 年頃から秋山桂一氏及び著者の共同研究になる礬土頁岩と石灰とから電気爐法に依りアルミナ 50~55% 以上を含む高アルミナ含有のアルミ酸石灰鹽 (主に 3Ca·5Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> と CaO·Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> とから成る) を熔融生成せしめ、之を碎いて微粉碎したものが一方に特高アルミナ含有のノボアルミナセメントとし、他方には此の微粉碎物に珪酸分含有 3~5% 以下の優良なものからは炭酸ソーダ (少量の苛性ソーダ含有) 溶液で處理してアルミ酸ソーダ液とし之から常法に依つて水酸化アルミニウム、アルミナの製造に供する方法を採ることは [第 3 圖] の様に行つて行く。之を NA 式アルミナ及びアルミナセメント製造法として大坂窯業セメント會社工場に於て

第 3 圖 特高アルミナセメント及びアルミナの製造法圖解



稍大規模な試験製造が行はれたのがアルミナセメント製出の端緒となつて昭和 11、12 年以來強度の著しく高い優良なアルミナセメントが製造され、其の最短期 6 時間、12 時間等の硬化強度の高い 6 時間コンクリート用として軍需は勿論、道路工事、工場に於ても急速を要する機械据附の基礎土臺等の築造上重要な資材となつて重要視されるやうになつて來た。

斯様にして本邦に於けるアルミナセメントは滿洲、北支の礬土頁岩を手にし、之からアルミニウム用純アルミナ製造と相俟つてアルミナセメントをも平行製造を行ふといふ特別の方法として發達して來た爲め、上述の様に唯アルミナセメントだけの製造では不向な電気爐を極端に迄使用し、即ち充分に電氣を使用し原料中の酸化鐵分は出来る

だけ充分還元して珪素鐵に迄して除き、従つて珪酸分も含有少く、アルミナ含有の多い、殆んど 3Ca 0.5 Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> と CaO·Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> とのアルミ酸石灰鹽融生成物を主體とし珪酸分 3~5% 以下のものはアルミナ溶出に向け、珪酸分稍多くアルミナ流出に不向なものだけアルミナ溶出に向け、珪酸分稍多くアルミナ溶出に不向なものだけアルミナセメントにする 2 目的を持つて興つたものであるから、此の日本獨特の製造に依るアルミナセメントはアルミナが著しく多く約 50~55% に達し、石灰約 35% 位、珪酸は 5~7% 位の少量、酸化鐵 2~3% 位の少量の特高アルミナセメントであることは次節の本邦製アルミナセメントの試験研究結果に依つて明らかである。

5. 本邦製アルミナセメントの比較試験

上述の様な順序に依り北支、滿洲に豊富な高アルミナ質原料の礬土頁岩を得て之からアルミナの製出とアルミナセメントの製出との二つながら本邦に於ける久しい待望の工業として興つたもので原料礬土頁岩の中アルミナ含有の最も高く且つ量の多いものとして A. B. C. 級のものと珪



酸を珪素鐵として除く爲め酸化鐵含有の多い FA, FB, FC 級の原料（前節の第 6、第 7、第 8 表参照）を使用するのであるから珪酸分の 7~10% 以上もあつてアルミナ製出に不向きな低品位不良ボーキサイトでも充分此の方法に依るアルミナとアルミナセメントとの平行製造に供し得るものであるが、前節に述べた通り、礬土頁岩の試験研究に依るアルミナ溶出とアルミナセメント製出とを目的として著者等の方法を工業化した大阪窯業セメント会社の特殊事情（上記の外向北支河北省石門寨の元長城粘土会社との関係、セメント工場の廢熱蒸氣に依る自家發電の有用な利用法等の事情）のため此の北支礬土頁岩使用に依るアルミナセメントの發達を見たもので次に此の大阪窯業セメント会社に於けるアルミナセメントを其の操業以來數次に互つて採取した試料に於ての比較試験結果を示さう。

更に此のアルミナセメントの製出は最近大阪窯業セメント会社に於けるセメント焼成用石炭の不足、熱量低下に依り餘剰電力少く、且つアルミナを水酸化アルミニウム、ホワイトアランダム等への使用等の幾多の事情から充分アルミナセメントの製出が不如意となつたが此のアルミナセメントの必要性から同一方法に依り製造可能な他工場に於ける製出が必要である結果、著者等は之を日本窒素（元朝鮮窒素）会社の興南工場に於ける礬土頁岩から電氣爐法に依りアルミ酸石灰鹽の融成と之からアルミナの溶出を行つて居る殆んど同一方法の融成物に就てアルミナセメントの製出に就き數次の試験を重ねて略其の目的を達し得て、茲に相當著量のアルミナセメントの製出が豊富な北鮮の水力電氣と、山東省の豊富な高礬土頁岩とに依つて我が大東亞圈内に於て可能である確信を得た次第である。

尙此の大阪窯業セメント会社の NA 法以來著者は某方面の依囑に依り此の早強高級セメントであるアルミナセメントの製出の可能性と其の技術の培養との見地から他の 2, 3 の電爐操作を主とする工場、例へば最も似通つた電氣爐操作であるアランダムの製造カーボランダムの製造等の工場に於て、北支滿洲の礬土頁岩、佛印の高礬土原料等を用ゐて同様の高アルミ酸石灰鹽の融成と之からのアルミナセメントの試製とを行つて其の比較試験を行つた（大日本窯業協會雜誌、昭和 16 年、49、17 参照）が未だ充分な結果を擧げては居ないが充分其の見込みが附いた矢先、上述の大阪窯業セメント会社、日本窒素肥料会社に於て充分優秀な製品を得るに到つたので茲には専ら是等兩社製品に關する比較試験結果を掲げることとする。尙此の試験表には参考の爲め昭和 15 年末其の節より著者へ送られた獨逸品と稱するアルミナセメントの試験結果をも併記して比較検討に供する。但し此の獨逸品は入手試験迄に相當の長日月を経て居て風化も多い爲めか本邦品にして決して優れて居るものではない。

(A) 本邦製アルミナセメントの化學成分の比較

上記の如く大阪窯業セメント会社（O社）製品十數種は昭和 11、12 年から昭和 15、16 年迄のもの、日本窒素肥料会社（N社）製品十數種は昭和 15 年秋以來昭和 17 年初めにかけてのものである。先づ其の化學成分を試料入手到着の順に表記したものは次の〔第 9 表〕である。此の〔第 9 表〕の結果を通覽すると O 社製品は O-6 を除いてはアルミナ含有率 50% 以上、56

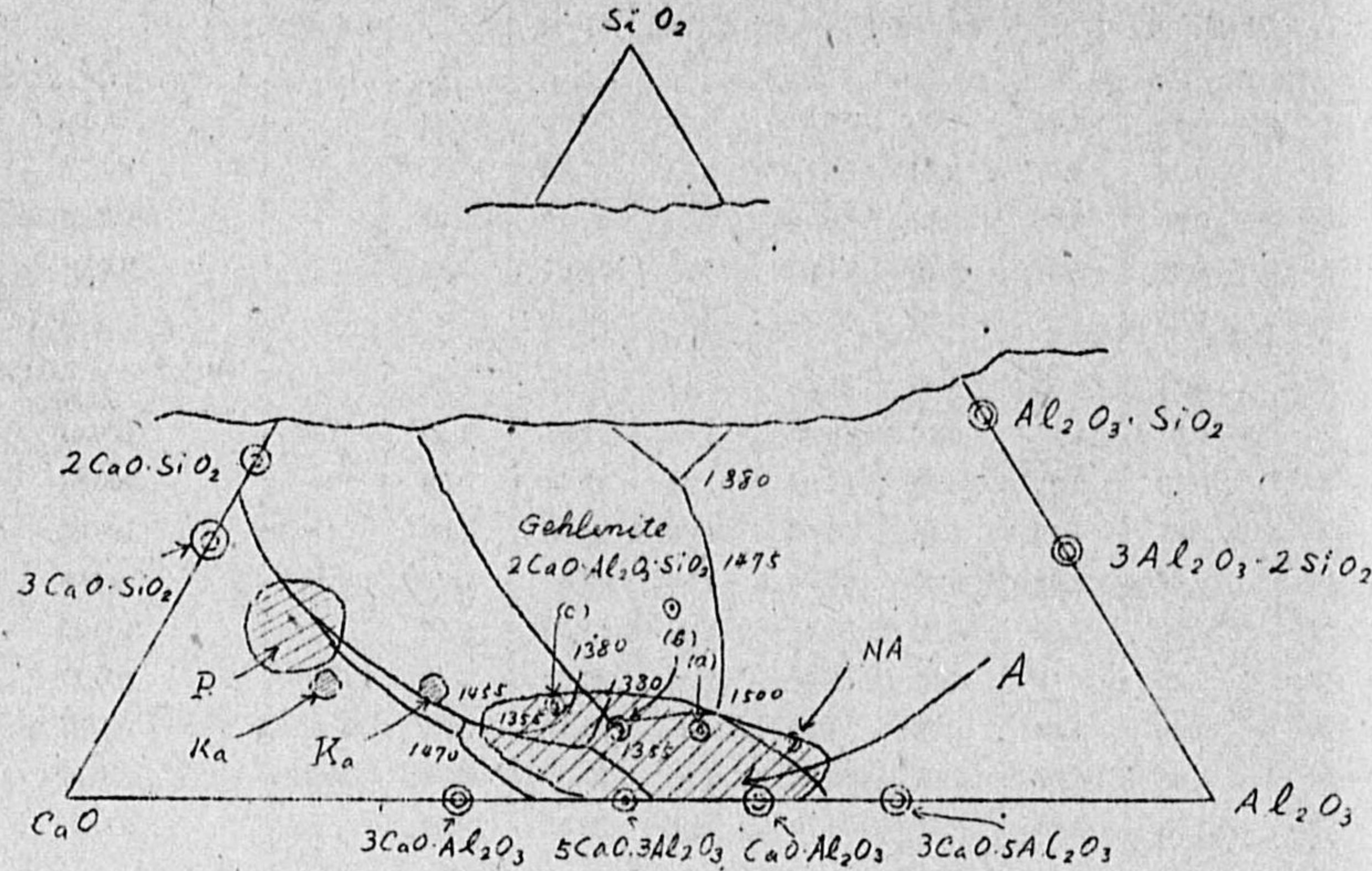
第 9 表 本邦製アルミナセメントの化學成分

番 號	灼熱減量 %	不溶解殘渣 %	珪 酸 %	アルミナ %	酸化鐵 %	石 灰 %	マグネシヤ %	無水硫酸 %	合 計 %
O-1	(+) 0.36	3.64	7.28	53.86	2.38	36.12	0.04	—	99.68
O-2	0.26	4.57	3.04	56.18	3.34	37.40	tr	—	100.22
O-3	0.68	3.68	3.68	50.78	1.54	38.32	0.93	—	100.33
O-4	0.12	3.24	6.40	51.67	1.21	39.89	0.72	—	100.01
O-5	0.21	—	6.91	53.21	1.80	36.30	tr	—	酸化チタン 1.10 共 99.53
O-6	0.21	2.59	8.20	49.60	2.11	36.30	0.58	—	酸化チタン 2.00 共 99.00
O-7	(+) 0.56	5.24	6.76	52.69	1.66	37.84	1.39	0.13	100.47
O-8	0.10	2.55	5.66	57.00	1.44	35.46	0.38	tr	100.04
O-9	tr	4.12	6.43	54.63	1.67	36.50	0.86	tr	100.09
O-10	0.01	3.38	5.40	55.16	1.86	37.00	0.40	0.06	99.89
O-11	0.22	4.89	10.26	50.16	1.39	37.50	0.52	—	100.05
O-12	2.12	—	4.55	56.40	3.24	32.60	1.18	0.08	100.17
O-13	1.00	1.48	6.53	54.24	5.88	32.19	0.31	0.16	100.31
O-14	1.68	2.07	7.95	53.35	5.32	31.37	0.36	0.09	100.12
O-15	1.13	0.98	8.48	52.76	2.16	34.56	0.74	—	100.31
N-1	0.04	0.24	4.78	56.10	3.71	34.49	0.53	0.09	99.72
N-2	(+) 0.40	0.58	6.61	52.29	3.49	36.01	0.64	0.08	99.70
N-3	0.42	1.04	9.64	55.44	2.86	29.40	2.23	0.17	100.16
N-4	tr	1.38	7.86	53.69	3.71	32.62	1.01	0.18	99.97
N-5	2.43	0.59	6.19	46.78	2.35	38.96	2.74	tr	99.45
N-6	0.32	0.85	6.59	53.01	1.28	37.23	0.71	—	99.99
N-7	(+) 0.66	0.48	11.78	43.76	2.19	40.45	0.34	—	99.90
N-8	tr	0.56	9.52	45.62	1.98	40.10	2.12	—	99.98
N-9	(+) 0.65	0.46	5.81	54.67	2.41	37.52	0.31	tr	100.17
N-10	(+) 0.52	0.43	5.85	48.66	3.72	40.48	0.78	—	99.96
N-11	(+) 0.78	0.83	5.02	53.68	2.29	37.36	1.12	0.16	100.48
N-12	0.45	0.65	6.92	53.91	0.58	35.80	2.13	—	99.79
N-13	(+) 0.23	0.76	6.26	50.74	2.51	37.58	1.82	0.04	99.68
N-14	0.18	0.48	6.00	50.58	2.79	37.51	2.17	0.02	99.73
N-15	(+) 0.30	0.66	4.89	53.97	2.24	35.91	2.76	0.02	99.82
N-16	tr	0.64	5.90	53.58	2.69	36.02	1.90	0.03	100.12
N-17	(+) 0.46	1.33	6.78	51.32	2.00	37.77	2.00	0.03	99.93
獨逸品	1.86	0.48	8.12	46.50	4.26	36.90	0.73	0.02	98.72

~57% に及ぶが N 社品は N-5、N-7、N-8、N-10 の様に 50% 以下のものがあつて、全體としても稍アルミナ少く、50~51% 位が平均とならう。獨逸品が前掲〔第 2 表〕の往年の歐米品よりアルミナは高いが本邦品の多くのものには及ばない。珪酸の量は多くは 5% 以上（O-2、O-12、N-1 だけ 5% 以下）6.7% 位、中には 10% 以上（O-11、N-7）のものもある。酸



第 4 圖 CaO-SiO<sub>2</sub>-Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> 三成分系のセメント生成部分



化鐵は多くは 1~2% 位稀に稍多く 5% 位 (O-11, N-7) のものもある。酸化鐵は多くは 1~2% 位、稀に稍多く 5% 位 (O-13, O-14) のものもあるが概して少いのは上述の様に電氣爐で充分作用させて珪素鐵として除かれて居る (獨逸品も酸化鐵少く、恐らくは電氣爐に依つたものと思はれる) のものである。之を要するには等本邦製品はアルミナの含有量が多くは 50% を越える高アルミナ質のアルミ酸石灰鹽 (主として 3CaO, 5Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> と CaO, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> との共融物) から成つて居て、[第 2 表] のアルミナセメントの成分範圍の (a), (b), (c) の中の最もアルミナ分の多い (a) よりも更に多く含まれて居て、普通外國製品のアルミナ約 38~40%、石灰約 38~40% の (b) のものとは劃然と區別し得るものであることは [第 1 圖] 及び之を更にセメント生成領域を擴大して示した [第 4 圖] 上の (a), (b), (c) と著者等の特高アルミナセメントの領域 (NA) とを比較對照することに依つて明瞭である。此の因つて來るところは上述し [第 3 圖] で知る通り礬土頁岩と石灰とから特高アルミナ酸石灰鹽を融成し充分酸化鐵を珪素鐵として除き、珪酸分の少いものを作り珪酸分 3~5% 以下のものからは純アルミナを溶出し、珪酸分 5~7% 以上のものからは特高アルミナセメントを製出せんとする獨特の方法に依るためである。

(B) 本邦製アルミナセメントの各種物理性の比較

次に是等 O-1~O-15, N-1~N-17, 獨逸品の合計 33 種の試料から其の量の充分あるものに就き、一般セメントの比較試験研究を行ふ場合と同様、又前掲 [第 3 表] の外國製品と比較するために同様に、比重、粉末度、凝結時間等につき詳細に比較試験した結果を次の [第 10 表] に示さう。此の [第 10 表] を前の [第 3 表] と比較すると殆んど何れの性状に於てもよ

番 號	真 重 比	容 積 比 重	粉 末 度 (篩 分 殘 渣)		凝 結 時 間		
			2500 目篩 殘渣 %	4900 目篩 殘渣 %	標準水量 %	始 發 時一分	終 結 時一分
O-1	2.98	1.55	—	0.7	—	0-38	1-12
O-2	2.94	1.46	—	0.8	—	0-44	2-22
O-3	2.97	1.52	—	0.8	—	1-25	4-46
O-4	2.98	1.52	—	1.0	—	1-28	3-43
O-6	2.99	—	—	2.5	—	1-20	3-37
O-8	2.98	1.44	0.2	0.6	28.0	0-38	5-33
O-9	2.91	1.39	0.2	0.4	27.5	0-53	2-38
O-10	2.96	1.42	0.3	1.0	29.2	0-40	4-28
O-11	2.92	1.51	0.5	1.4	29.0	0-59	4-24
O-13	2.90	1.64	0.2	0.4	33.3	5-25	6-30
O-14	3.03	1.62	0.1	0.2	33.0	5-20	7-15
N-1	3.07	1.56	1.4	2.6	33.0	4-40	6-50
N-2	3.03	1.66	1.4	1.8	29.9	3-20	5-45
N-3	2.90	1.54	0.3	0.5	29.3	3-00	6-30
N-4	3.03	1.63	0.4	0.9	28.7	4-45	6-04
N-5	2.90	1.51	0.1	0.1	28.9	2-10	5-22
N-6	2.94	1.49	0.1	0.1	31.6	0-20	2-10
N-7	3.02	1.51	0.4	0.7	30.9	6-12	6-55
N-8	3.02	1.43	0.2	0.6	31.8	3-55	6-47
N-9	2.99	1.51	0.4	0.7	26.3	0-54	2-52
N-10	2.95	1.44	0.4	0.6	27.0	1-25	5-15
N-11	3.02	1.48	0.4	0.7	27.4	2-55	9-20
N-12	3.00	1.49	0.6	0.6	26.1	3-57	8-12
N-13	2.99	1.53	0.4	0.4	28.0	0-42	2-57
N-14	2.99	1.50	0.4	0.7	26.4	0-18	1-55
N-15	3.03	1.55	0.4	1.0	25.6	3-56	8-28
N-16	3.01	1.56	0.4	1.0	27.6	1-16	3-08
N-17	3.00	1.54	0.5	0.9	27.4	4-10	7-40
獨逸品	3.10	1.63	0.7	6.7	28.9	8-18	10-00

く一致し、比較は多くは 3.0 より稍小さく、粉末度は何れも 4900 目篩迄の全殘渣 1~1.5% 以下 (獨逸品だけ稍粗)、凝結時間は稍不同で始發 1 時間以内のものがあるのは此のアルミナセメントが 3CaO·5Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>、CaO·Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> が大部分で成り、珪酸が少く 2CaO·SiO<sub>2</sub> 等の珪酸石灰鹽の少いためで、之には少量 3~5% の石灰等を混和すれば充分 1 時間以上に調節出来る。凝結の終結は 5, 6 時間以上のものも見られ、O-13, O-14, N-4, N-7 等は貯藏中稍風化したものゝ様であり、獨逸品は明らかに風化に依つて凝結時間が著しく遅くなつて居るものである。[第 3 表] に比して [第 10 表] 本邦製品の比較が概して小さく 0.3 以下のものゝ多いのは外國品には酸化鐵が多く (2CaO·Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> の比重は 3.9)、珪酸=石灰 (2CaO·SiO<sub>2</sub> の比重 3.28) 等



に依り、本邦品は  $3\text{CaO}\cdot 5\text{Al}_2\text{O}_3$  (比重 2.90)、 $\text{CaO}\cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$  (比重 2.89) が主である (拙著「セメント概論」、昭和 9 年版、108~111 参照) 點などに依るものと考へられる。

(C) 本邦製アルミナセメントの 1:3 一硬練モルタルの強度の比較

是等本邦製アルミナセメントのセメントとしての比較の第一義である 1:3 一砂入セメントモルタルの硬練モルタルの強度試験法 (日本標準規格第 28 號ポルトランドセメント、第 28 號高爐セメント、臨時日本標準規格第 92 號珪酸質混合セメント等参照) に依る硬化強度 (耐壓及び

第 11 表 本邦製アルミナセメントの 1:3 一硬練モルタルの強度試験  
(日本標準規格第 28、第 29 號、臨第 92 號)

番 號	T: 抗 張 強 度 (kg/cm <sup>2</sup> )				Od: 耐 壓 強 度 (kg/cm <sup>2</sup> )			
	3 日	7 日	28 日	聯 結 28 日	3 日	7 日	28 日	聯 結 28 日
O-2	36.3	41.9	42.0	53.4	434	497	503	647
O-3	59.1	64.5	56.5	67.8	591	735	645	835
O-4	60.9	64.2	56.4	66.5	567	668	687	808
O-6	57.0	62.3	65.2	68.0	758	790	843	900
O-8	48.9	48.0	45.1	54.1	586	659	555	674
O-9	55.0	52.1	49.0	56.1	650	630	770	852
O-10	55.9	53.2	50.9	53.3	673	691	784	841
O-13	44.5	47.1	49.7	53.2	440	466	490	506
O-14	44.3	50.6	50.9	57.3	546	572	570	580
N-1	39.6	42.4	43.2	51.3	680	696	748	825
N-2	47.3	38.8	41.7	48.7	660	610	670	700
N-3	48.8	53.9	58.2	59.8	640	645	658	732
N-4	53.4	51.7	50.5	55.2	616	696	774	720
N-5	48.8	51.1	52.5	60.8	552	581	649	711
N-6	55.8	62.1	64.9	69.6	610	685	720	832
N-7	40.3	43.4	48.2	60.9	515	548	584	650
N-8	32.6	34.9	41.8	55.6	438	486	520	676
N-9	45.5	46.6	54.3	57.9	539	592	674	700
N-10	54.2	54.5	56.7	62.1	555	579	644	688
N-11	55.0	55.7	57.6	58.2	501	615	718	852
N-12	45.1	49.4	50.3	63.4	531	665	700	714
N-13	54.1	55.6	55.9	59.3	625	708	725	757
N-14	54.5	56.2	58.5	53.2	603	631	719	730
N-15	42.4	44.4	46.4	52.6	593	648	674	680
N-16	48.9	49.4	50.9	58.6	672	690	716	764
N-17	47.1	47.8	52.7	55.6	648	715	728	739
獨 逸 品	33.5	40.1	32.8	59.2	300	477	368	554
早強セメン ト規格 (JES 第 28 號)	> 30	> 34	> 38	—	> 400	> 500	> 600	—

抗張強度)の比較試験を行つた結果は次の〔第 11 表〕の通りで之を上掲〔第 4 表〕の外國製品と同様の試験結果と比較検討しやう。此の〔第 11 表〕を上掲〔第 4 表〕の外國品の結果と比較して見ると抗張強度、耐壓強度共に優れて居ることを知り得るが尙 O-13、O-14、N-7、N-8、獨逸品等に於て稍強度の不充分なのは貯蔵が長く風化したもの(O-13、O-14、獨逸品)が、其の化學成分上アルミナの少い(〔第 9 表〕、獨逸品及び N-7、N-8)、爲め等に依るものと考へられる。獨逸品は此の兩原因のため 1:3 一硬練モルタルの強度は本邦工業規格第 28 號の早強セメントの強度限度にすら不合格のことは〔第 11 表〕の末尾を見れば知れる。尙此のアルミナセメントの強度がポルトランドセメント系の早強セメントに比して稍低く、又 3 日の強度より 7 日、又は 7 日の強度より 28 日の強度が低下することを往々見受ける(〔第 4 表〕及び〔第 11 表〕参照)のは此の 1:3 一硬練モルタルの様にセメントに對し混捏水を 25~28% (規格上 1:3 一砂入セメントで水は 6~8% で多くは 6.5~7.5% 位)の少量に規格されて居るためアルミナセメントの主要水硬性化合物殊にアルミナの多い  $3\text{CaO}\cdot 5\text{Al}_2\text{O}_3$ 、 $\text{CaO}\cdot \text{Al}_2\text{O}_3$  の完全水和には不充分であるから強度の完全な發揮が出来ない爲め上述の様に餘り充分な強度を得がたいものである。従つてアルミナセメントにはどうしても此の規格(第 28 號)の硬練モルタル試験法では不適當であるから新しく制定公布された臨時日本標準規格第 149 號(臨 JES 149)に依つて軟練モルタルに依る強度試験を行ふべきで之は次項に示さう。

(D) 本邦製アルミナセメントの 1:2 一軟練モルタルの強度の比較

上述の舊規格(JES 28)の 1:3 一硬練モルタルの強度試験はセメントに對し水量 25~28% の少量のためアルミナセメントには完全水和を達し難く不充分な水和強度しか出して居ないので之を新規格(臨 JES 149)の水量 65%の多量とし、セメントと微珪砂とを 1:2 の配合の軟練モルタルに依る強度試験を行つてアルミナセメントの合理的な強度の發揮に依つて本報研究の本邦製アルミナセメントが如何なる品位のものであるかを詳かにしたものは次の〔第 12 表〕の通りである。即ち此の結果が示す様にアルミナセメントは水量を多くして其の水硬性化合物が完全

第 12 表 本邦製アルミナセメントの 1:2 一軟練モルタルの強度試験  
(臨時日本標準規格第 149 號)

番 號	水セメ ント比 %	B: 曲げ破壊強度 (kg/cm <sup>2</sup> )				Cw: 耐 壓 強 度 (kg/cm <sup>2</sup> )			
		3 日	7 日	28 日	聯 結 28 日	3 日	7 日	28 日	聯 結 28 日
O-2	65	47.9	53.8	53.2	60.0	310	337	332	376
O-3	"	57.0	64.5	69.2	63.7	400	417	493	577
O-4	"	67.3	64.4	71.2	70.3	423	479	590	609
O-8	"	75.8	74.6	85.2	79.3	447	535	669	572
O-9	"	63.4	58.8	66.3	83.6	334	382	406	528
O-10	"	72.6	73.4	81.3	96.3	424	564	690	706
O-13	"	40.3	55.3	57.7	70.4	365	363	376	494
O-14	"	37.0	47.0	54.2	52.2	302	349	423	524