土木試驗所報告

第二十三號

昭和七年七月

簡易鋪裝に關する實地比較試驗

鋼矢板試驗

大和川筋龜ノ瀨地辷に關する調査（第一）

內務省土木試驗所

建設省沼津支所圖書

分類	Ⅱ－K	番号	1－13
購入年月日	年　月　日		

正　誤　表

頁又ハ表	行又ハ場所	正	誤
4	下より2行	第二表	第一表
第二表	1シートアスファルトの厚	6	5
〃	19アスカルの面積	50	200
第四表	No. 3	20mm～12mm	20mm～6mm
第六表	説明 1　載荷面積	5 cm^2	5 m^2
13	上より 2 行	60～30mm	60～30cm
第十七表	耐壓强度	小數點を全部除く	
第十九表	下部 4 行(軟化點，針度，彈性率)	小數點を全部除く	
第二十四表	番號7の軀體掃目潰碎石	25	2.5
59	第五表	ξ(耗), h(耗)	ξ(糎), h(糎)
77	4	第十六表	第十五表
80	15	〃	〃
97	下カラ 8	〃	〃
101	8	〃	〃
146	6	276.4	274.4

土木試驗所報告

第二十三號

序　言

本報告は、簡易鋪裝に關する實地比較試驗、鋼矢板試驗及大和川筋龜ノ瀨地辷に關する調査を輯錄せるものである。

簡易鋪裝に關する實地比較試驗は、昭和五年十月より六年三月に至る間に東京府戸塚町地内に於て、鋪裝材料業者及鋪裝業者等の一部が東京府の援助に依り各種の簡易鋪裝を實施せるに際し、其基礎の狀況、施工方法、使用材料及竣工後の狀況等に就き本所に於て調査試驗せる結果を報告せるものにして、アスハルト、タール、アスハルト乳劑及セメント等を使用する簡易鋪裝の採擇及工法の研究に資せむとするものである。

鋼矢板試驗は八幡製鐵所竝に數種の外國製鋼矢板につき、組立てたる矢板壁の慣性能率及び斷面率が個々の矢板片の夫等に對して增加する割合の矢板片形狀によつて生ずる相違を實驗的に求め、更にこれ等各種の矢板の繼手につき、實物竝に模型を用ひて其强度及び應力分布狀況を明かにしたものである。

大和川筋龜ノ瀨地辷に關する調査（第一）は昨年十一月以來大阪府奈良縣界に當る大和川筋に起りたる地辷の實相を明かならしめんが爲め行ひつゝある調査の一部を報告せしものにして、諸種の觀測及調査の結果地辷狀態及地質構造等の大要を明瞭ならしめたものである。

昭和七年七月

內務省土木試驗所長　內務技師　物　部　長　穗

目　　次

簡易鋪裝に關する實地比較試驗……（1）

内務技師　山　田　元
内務技手　船　山　晴　雄

鋼矢板試驗……（45）

内務技師　青　木　楠　男

大和川筋龜ノ瀬地辷に關する調査（第一）……（143）

内務技師　高　田　昭

土木試驗所報告

第二十三號

簡易鋪裝に關する實地比較試驗

內務技師　山田　元
內務技手　船山晴雄

目次

I 緒言……1
II 工事概要……2
III 使用材料……6
IV 基礎の施工……8
V 表層の施工……16
VI 施工後の經過……31
VII 結論……42

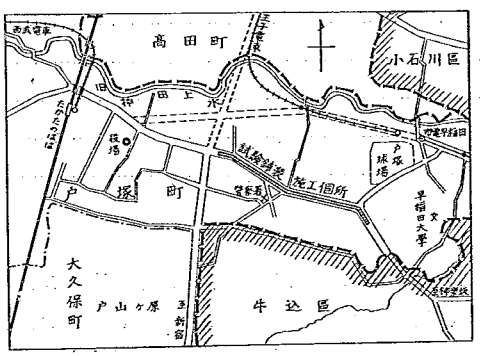
I 緒言

所謂簡易鋪裝なるものは比較的の意味のものであるから簡單なる定義に據つて之を明確に表現することは不可能であるが、大體、1) 施工比較的簡易なること、2) 工費比較的低廉なること、3) 特に基礎層を新設せず、4) 應急的施設、5) 必しも力學的計算に準據せず、等を豫想せしめる鋪裝を一括總稱するものである。從つて、種々雜多の種類を包含して居り、之が選定又は工法に關しては、現行の室內的試驗又は力學的推論に據つて闡明し得る範圍は極めて狹小であるから、之が實際的解決は勢實地の試驗に俟たざるを得ないのである。故に本所に於ては、曩に簡易鋪裝に關する實地試驗を行ひ其詳細を報告したが、爾後數年間に於て、新材料、新工法の創案されしもの尠からざりしが爲之等の主要なるものに就て、其性能、從來の工種との比較等を明にせむが爲に再び實地試驗を施工する必要に迫られて居つた。然るに適々アスハルト乳劑、アスハルト、タール及セメント業者及鋪

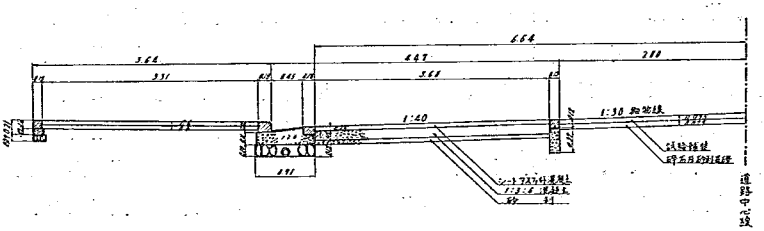
裝業者等の一部が東京府の援助に依り、昭和五年十月より六年三月に亘り、東京府下戸塚町内に於て、比較的簡易な鋪裝 19 種を試驗的に竝列施工せるを以て、本所は夫等施工に際し、路盤材料等に關する試驗を行ひ尙交通量竝に竣工後の狀態を調査したるを以て玆に夫等の經過を報告し、斯種鋪裝の工法及性能の究明に資せむとするものである。本工事成立の原因上述の如くであるから、玆に採擇せられた工種が、本邦現時の簡易鋪裝として必しも最適なりとするに非ざるは云ふ迄もない。而して、斯種の鋪裝にあつては、其築造及維持の費用は經濟的優劣を比較する上に於て至大の影響あるも本工事は一工種の區域極めて狹小にして精確なる算定に適しないから之を省畧した。又路床土質の如何は特に密接の關係があるから之を精査せるも其結果は本所報告第二十二號中に詳報せるを以て玆には反復しない。

II　工 事 概 要

本工事は東京府戸塚町第二十二號放射路線中高田馬場驛早稻田間（昭和五年五月竣工）の一部に施行し、延長 679.7 m, 幅員 5.45 m, 面積 3700 m² である。本道路は第二圖に示すが如く、幅員約 22 m にして歩車道の別あり、車道は幅 14.5 m の內兩側幅各 3.68 m は混凝土基礎（厚 15 cm）を有する厚 6 cm のシ



第　一　圖



第 二 圖　試驗鋪裝施工道路構造

第一表　交通調査表

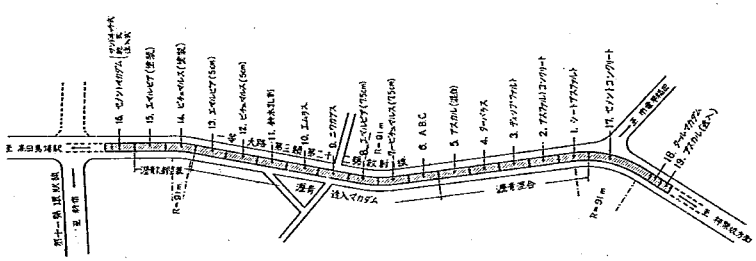
1. 昭和六年十月十五日午前六時より午后六時に至る12時間
2. 施工區域の略中間

種別＼項目	自動車 貨物 空	自動車 貨物 盈	自動車 乘用	自動車 乘合	荷車 空	荷車 盈	牛馬車 二輪 空	牛馬車 二輪 盈	牛馬車 四輪 空	牛馬車 四輪 盈	自動自轉車	自轉車	人力車	牛馬	其の他	摘要
總數量 上	219	100	1017	216	46	137	4	5	10	21	135	3967	1	1		北側
總數量 下	51	289	977	224	45	126	0	4	6	16	119	3794	1	6		南側
總數量 計	270	389	1994	440	19	263	4	9	16	37	254	7761	2	7		
總數量 平均	135	194.5	997	220	45.5	131.5	2	4.5	8	18.5	127	3880.5	1	8.5		
一時間平均量	22.5	32.2	166.2	36.8 40.0 …(1)	7.6	21.9	0.3	0.7	1.3	3.1	21.2	646.7	0.2	0.6		(1) 乘合開始午前七時ヨリ午後六時迄十一時間ノ一時間平均量
重量係數	1.7	3.5	1.5	2.5	0.2	0.4	0.5	1	0.5	1	0.4	0.02	0.02			
換算重量 上	372.3	350	1525.5	540.0	9.2	54.8	2	5	5	21	54	79.34	0.02			
換算重量 下	86.7	1011.5	1465.5	560.0	9.0	50.4	0	4	3	16	47.6	75.88	0.02			
換算重量 計	459.0	1361.5	2991.0	1100.0	18.2	105.2	2	9	8	37	101.6	155.22	0.04			
換算重量 平均	229.5	680.7	1495.5	550.0	9.1	52.6	1	4.5	4	18.5	50.8	77.61	0.02			
一時間平均量	38.2	113.5	249.2	91.7 100.0 …(1)	1.5	8.8	0.2	0.7	0.7	3.1	8.5	12.94	0.003			(1) 乘合開始午前七時ヨリ午後六時迄十一時間ノ一時間平均換算荷重
占用係數	2	2	1	1.4	6	6	7	7	8	8	0.3	0.4	1.4	3.5		
占用數	540	778	1994	616	546	1578	28	63	128	296	75.9	3104.4	2.8	24.5		

ートアスハルト鋪裝にして、中央 5.45 m は將來の軌道敷として未鋪裝の儘殘され表層厚 10 cm は砂利層より成り其兩側は幅 15 cm の花崗岩緣石(厚基礎混凝土共約 55 cm)を以て界して居る。試驗鋪裝を施工せるは此中央部分である。

本路線の交通量は工區により多少の相違あるも區域中央部附近に於て昭和六年十月十五日午前六時より午後六時に至る 12 時間に實測せる結果は第一表に示すが如くにして、自動車合計 3093 臺此換算重量 5911 噸、鐵輪車輛 240 臺換算重量 179 噸、其他の換算重量約 257 噸合計 6347 噸に達し東京市內二流の地點に比しても遜色ない。而して、此の內鐵輪車輛以下は殆んど全部兩側車道のみを通過するも自動車の約 $^3/_4$ は試驗鋪裝上を通過し、其約 $^1/_2$ は一輪のみ本區域內に這入るから、試驗鋪裝上の交通量を概算すれば、自動車 1740 臺換算重量 3320 噸となり、一車線平均 870 臺 1600 噸に達し、通常高級鋪裝の最低限界と看做されろ 1000 噸を遙に突破して居る。而して南北兩車線を比較するに乘合又は乘用車に關しては兩者畧々相似て居るが、貨物自動車に於ては北側が空車多きに反し南側は盛車遙に多く著しき相違を示して居る。

工種は、アスハルト鋪裝としてはシートアスハルト、アスハルト混凝土及デイツプハルトの三種、タール鋪裝としては製鐵所製ターバラス及タール混合マカダムの二種、タール及アスハルトを混用せるものとしては ABC 鋪裝にして以上は何れも加熱式である。アスハルト乳劑を使用せるものは混合式一種、透入式八種、塗裝(路面處理)二種にして何れも常溫施工、又セメントを使用せるものは二層式混凝土及セメント、マカダムの二種にして合計十九種である。各工種は通常長 36.7 m. 面積約 200 m² とし二、三特殊のものは 50 m² 又は 400 m² とし第三圖の如く配置した。各工種の概要を一括すれは第一表の如くである。



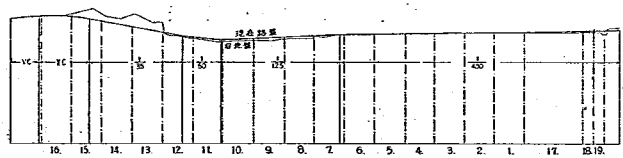
第 三 圖　　試驗鋪裝各工種配置圖

第二表　工種一覽表

種別		番號	名稱	仕上厚(cm)	延長(m)	面積(m²)	構造概要	主要材料 結合材	主要材料 主要骨材
加熱式	アスファルト用	1	シートアスファルト	5	36.7	200	表層 3 cm 中層 3 cm	アスファルト 表層 12 % 中層 6 %	表層 砂 中層 碎石
		2	アスファルト混凝土	6.5	36.7	200	粗粒混凝土層及封緘層	アスファルト 8 %	碎石及砂
		3	デイツプファルト	5	36.7	200	アスファルト中に漬せる碎石を積層	アスファルト	碎　石
	タール用	4	タールバラス	5	36.7	200	混合材にタールを透入	タール	鐵　滓
		18	タールマカダム	7.5	9.2	50	現場にて混合マカダム層を造る	同上	碎　石
	アルタストファルト混用	6	A.B.C. 鋪裝	7.5	36.7	200	アスファルト及タールの混合材を碎石層に透入せしむ	アスファルト及タール混合材	同　上
アスファルト乳剤使用	混合式	5	アスカル	5	36.7	200	容積比 1:2:4 の乳剤混凝土	アスファルト乳剤	碎石及砂
	透入マカダム	7	ピチユマルス	7.5	36.7	200	碎石層に乳剤を透入	同　上	碎　石
		8	エマルピア	7.5	36.7	200	同　上	同　上	同　上
		9	ニウカース	7.5	36.7	200	同　上	同　上	同　上
		10	エムラス	7.5	36.7	200	同　上	同　上	同　上
		11	鈴木乳劑	5	36.7	200	同　上	同　上	同　上
		12	ピチユマルス	5	36.7	200	同　上	同　上	同　上
		13	エマルピア	5	36.7	200	同　上	同　上	同　上
		19	アスカル	5	9.2	200	同　上	同　上	同　上
	塗裝	14	ピチユマルス	1	36.7	200	在來路表面を處理す	同　上	細粒碎石
		15	エマルピア	1	36.7	200	同　上	同　上	同　上
セメント		16	セメントマカダム	10	36.7	200	碎石層にモルタルを透入	モルタル	碎　石
		17	混凝土	15	74.6	400	二層式	セメント	砂利、砂

施工區域中には第四圖に示すが如く一部に $1/30$ の勾配が在る外概して平坦である。路線中には著しい屈曲が無いから同一の橫斷勾配とし $1/30$ の拋物線形とした。

工種中の或るものに於ては獨得の工法を有するものがあるから各企業者の意志を尊重するに努め、表層施工の如きは多くは企業者若くは其代理者之に當つたが比較研究上の必要



第四圖　試驗鋪裝施工區域縱斷圖

より其構造を二、三種に限定し、基礎工法、材料及輾壓等も大體統一を計つたが爲必しも各企業者の企圖と完全に一致したとは云ひ難い。而して斯種鋪裝に於ては些少の工法の相違が重大なる結果を齎すことがあり得るから竣功後の結果の如きも必しも企業者の企圖を完全に反映するものとは稱し難い。

III　使用材料

本工事に於ては特に必要を認めたるもの>外なるべく同種の材料を使用して工種の比較に便にした。使用材料中共通のもの又は一括表示するを便とするものの性狀を玆に一括記述する。

碎石　は栃木縣阿蘇郡葛生町山産(本所報告第十六號 92 頁參照)の石灰岩をジョー式碎石機にて破碎せるものにして、石灰岩中に在つては比較的優良なるものにして形狀偏平又は細長なるもの尠く、其性狀は第三表の如く、粒度は其用途に應じ第四表に示す 5 種に分れて居る。

第三表　石灰岩試驗成績

名稱	比重	吸水率	耐壓強度	磨損率	硬度	磨耗量	靱性	締合力
數値	2.72	0.15 %	1257 kg/cm²	2.9 %	13.8	7.10 mm	28	29

第四表　石灰岩碎石篩分試驗成績

番號		No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5
篩		基礎及表層	一部の表層	表層目潰用	表層目潰用	表層封緘用
通過	殘留	主骨材用 (60mm～30mm)	主骨材用 (30mm～12mm)	(20mm～6mm)	(12mm～6mm)	(6mm～3mm)
2½″	2″	12.2 %				
2	1½	23.5				
1½	1¼	23.4				
1¼	1	24.5				
1	¾	11.0	85.6 %			
¾	½	3.1	14.0	21.7 %		
½	¼	1.7	0.4	50.8	36.7 %	
¼	10番	0.6		26.9	58.1	48.9 %
10番	20番			0.6	5.2	43.9
20番以下						7.7

瀝青乳劑　は 8 種を使用し内混合用 1 種、混凝土養生用 1 種、他は總て透入用のものにして其性質第五表に示すが如くである。

第五表　瀝青乳劑試驗成績

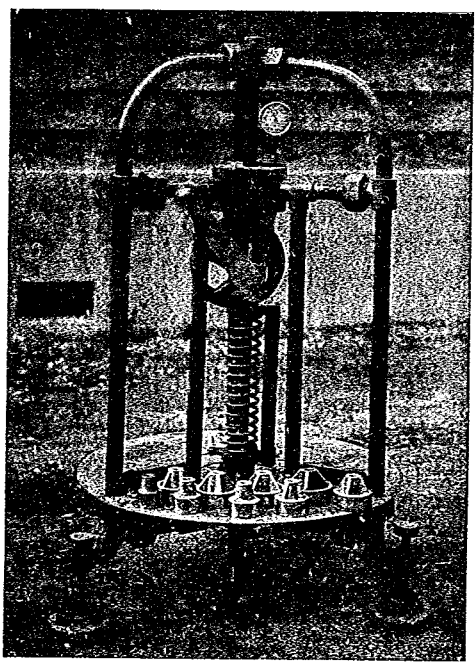
（土木試驗所報告第二十一號所載）

番號	1	2	3	4	5	6	7	8
名稱	アスカル	ビチウマルス	エマルビア	ニウカアス	エムラメ	鈴木乳劑	アスカルエツキメ	キユアクリート
使用工區	5	7. 12. 14	8. 13. 15	9	10	11	17	19
1. 外觀	分離し易し	褐色均等	均等、沈澱の傾向あり	褐色均等	褐色均等	均等	褐色均等	分離の傾向あり
2. 比重 25°/25°C	1.068	1.016	1.015	1.015	1.009	1.020	1.015	1.002
3. 比粘度エングラ								
25°C, 50 cc	4.1	4.7	3.5	2.3	3.5	5.1	2.1	6.8
4°C, 50 cc	…	14.5	6.9	3.9	5.9	7.6	…	19.4
4. 瀝青質殘留物%	35.0	57.0	54.5	50.0	51.0	52.0	50.0	56.0
5. 同上性質								
針度 25°C	47	135	138	126	119	98	…	84
延性 25°C	71	>100	>100	>100	81	>100	…	>100
15°C	…	…	…	…	…	…	…	…
軟化點R＆B°C	55	43	43	43	42	51	…	48
6. 貯藏安定度 %	21.4	1.5	11.8	6.5	5.5	2.9	…	0.7
7. 分解速度	遲し	…	<2時	<2時	<2時	<2時	セメントモルタル上にて2時間以内	…
8. 被膜の狀態	不良	…	良	可	良	良	良	…
9. 低温安定度	可	可	變化なし良	良	一部分離	全く分離	…	可
10. 混水安定度	可	良	可	可	可	分解	…	可
11. 瀝青								
CCl_4 %	…	…	…	…	…	…	…	…
CS_2 %	30.8	56.2	54.0	49.7	50.8	51.6	…	55.7
12. 鑛物性物質 %	4.2	…	…	…	0.2	…	…	0.3
備考	碎石に對する附着力弱し	良	稍良し	良	良	低温には使用し難し	良	低温にては粘度高きに過ぐ

IV　基礎の施工

本路線は丘陵地の一端に近く且在來道路と交錯せるを以て切取盛土甚だ錯雜し、從つて路床の性狀極めて復雜不均一であるから其全豹を明にすることは不可能であるが各工區中央部の在來路盤の中より採取せる試料に據る地質試驗の結果は本所報告第 22 號中「高田馬場簡易鋪裝の路床土質に關する試驗」中に報告せられたるが如くにして其性狀の大要は其第三表中に記載せるが如くである。

簡易鋪裝に於ては通常在來の固結路盤を直に基礎として利用するを本態とするが、本區域の切取盛土及砂利敷は昭和五年五月に行はれ、本試驗工事着手まで僅に五ケ月を經過したるに過ぎず、粗粒砂利が未だ表面に浮動せる狀態なりしのみならず兩側緣石表面を以て施工高を限定せられし爲直に之を基礎として利用し得ざるを以て已むなく在來路面を堀り下け新基礎層を築設した。



第五圖　路床支持力試驗機

新設基礎層は厚 7.5 cm を標準とし之に所定の鋪裝厚さを加へた深さに在來路面を堀り下け其表面を所定路面に並行に均して先づ其支持力を檢し、12 噸マカダムローラーを以て輾壓整形し再び支持力を檢して路床とした。地質復雜なる路床の支持力の檢定は、實際の載荷に近き荷重狀態に從つて行ふべきであるが、本區域の如く、相當長亘離に亘り頻繁に移動する必要ある場合には實行困難であるから本試驗に於ては、路床支持力試驗機を用ひて小面積の載荷に由る沈下を測定すると共に 12 噸マカダムローラーの後輪に依る沈下をも竝せ測定して考察するこ

とゝした。

路床支持力試驗機は第五圖に示すが如く、5～50 cm² の圓形底面積を有する 10 個の圓盤中の任意の一を路床上に置き、之に地質の硬軟に應じて 100 kg 以內の荷重を與へ其沈下をダイヤルゲーヂにて測定せむが爲に本所に於て試作せるものにして、曾て北米 Bates 試驗道路に使用せるものと畧同樣の構造を有し、固より直接に支持力の實用的値を指示するものではないが極めて簡單に之を比較し得るのみならず他の大規模の試驗に竝行すれば實用的値を推測するに充分にして且容易に移動使用し得るものである。

各工區中央部竇に試料採取せる個所附近に於いて輾壓の前後に測定せる結果は第六表及第六圖に示すが如く、又輾壓中の沈下狀況を示せば第七表及第七圖の如くである。使用ローラーは第八表中の 1 である。

路床輾壓整形後在來路盤堀鑿土中比較的砂利分多き部分を採りて敷均し 12 噸マカダム

第六表　路床支持力係數試驗結果

1. 支持力試驗機を用ひ、載荷面積 5m² とし第六圖中の單位荷重中最大値と之に對應する沈下量とを掲ぐ。
2. 輾壓は公稱 12 噸のマカダムローラーを用ひ通常 10 回とす。

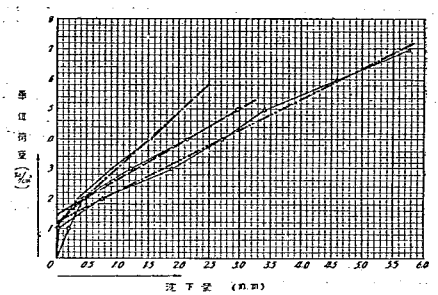
工區	輾壓前			輾壓後			輾壓前後に於ける路床支持力係數平均値の比率 (%)	摘要
	單位荷重 (kg/cm²)	沈下量 (mm)	路床支持力係數平均値 (kg/cm³)	單位荷重 (kg/cm²)	沈下量 (mm)	路床支持力係數平均値 (kg/cm³)		
2_1	5	2.9	12	5	2.0	20	167	
2_2				7	5.7	10	83	前夜の降雨の爲路床軟化す
3	4	0.9	34	6	5.5	9	37	輾壓後試驗前夜降雨あり
5	6	2.0	27	5	1.6	27	100	本試驗は輾壓 2 回後のもの
7	6	3.4	15					
8	8	2.3	32	6	1.4	41	128	
9	7	1.4	48	8	1.5	46	96	
10	6	1.7	30	8	0.9	96	320	
11	7	2.3	26	5	0.9	55	212	
12	6	4.6	13	5	2.5	20	154	
15	5	5.3	7	6	2.8	19	270	
16	7	2.1	33	6	1.8	29	88	
17	8	3.6	19					

第六圖　路床載荷試驗結果

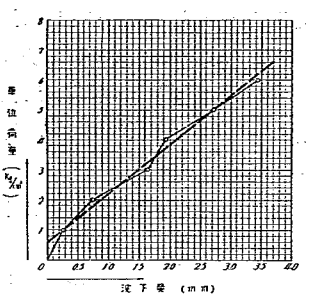
1. 圖上の數字は工區番號を表す
2. 試驗は 5cm² の圓形支持面を使用す

凡例　轢壓前 ——○——○——
　　轢壓後 ——×——×——
　　雨後試驗 ——●——●——

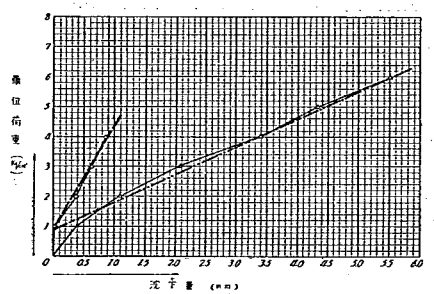
2



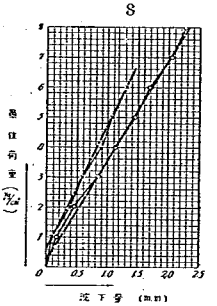
7



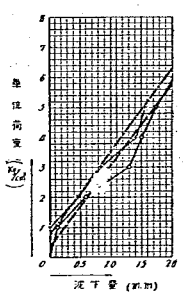
3



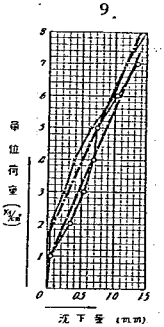
8



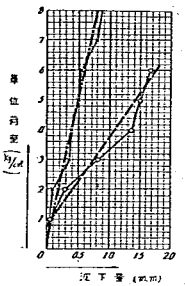
5



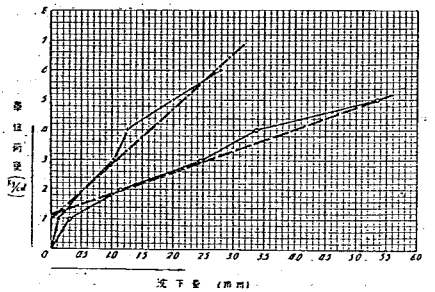
9



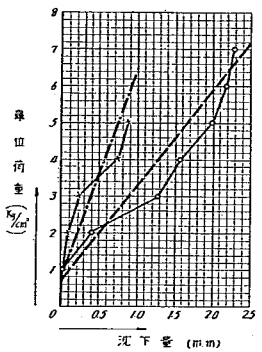
10



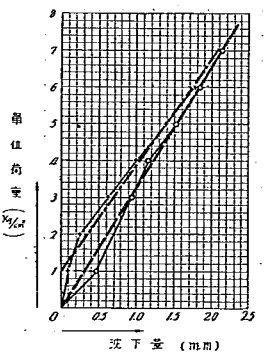
15



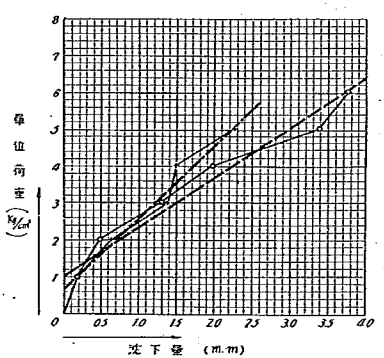
11



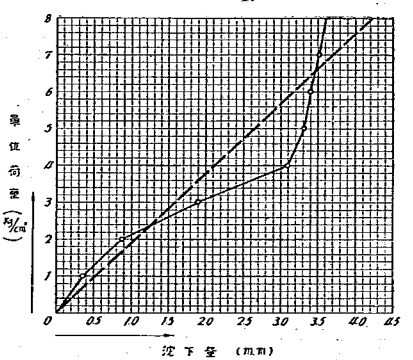
16



12



17



第七表　輾壓に因る路床の平均沈下量

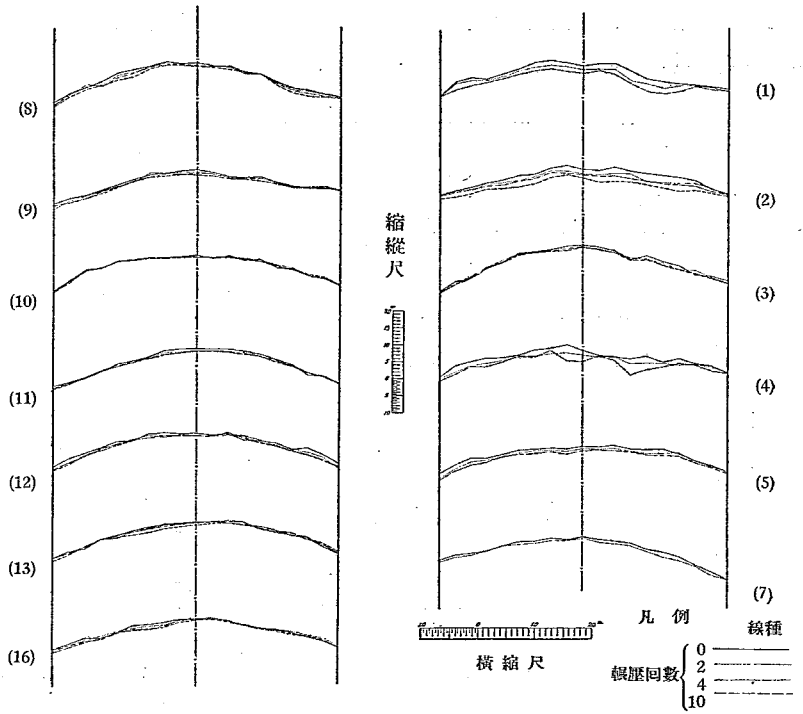
1. 輾壓には 12 噸マカダムローラーを用ふ
2. 平均沈下量は全幅 19 等分點の平均値を示す
3. (−) 印は上昇を意味す

工區	輾壓に因る平均沈下量 (cm)											摘要
	第二回		第四回			第六回			第十回			
	本回	平均	本回	累計	平均	本回	累計	平均	本回	累計	平均	
1	0.96	0.48	1.01	1.97	0.49							六回以後欠
2	1.01	0.51	0.46	1.47	0.37	0.46	1.93	0.32	0.37	2.65	0.27	
3	0.18	0.09	0.27	0.45	0.11	0.30	0.75	0.13		0.46	0.05	十回輾壓後夜間降雨翌日測定.
4	0.11	0.06	1.63	1.79	0.45							
5	0.66	0.33	0.45	1.11	0.28							
6	0.17	0.09	0.15	0.32	0.08	0.09	0.41	0.07				
7	0.62	0.31	0.65	1.27	0.32							
8				0.24	0.06	0.20	0.44	0.07		0.92	0.09	輾壓前の地盤高不規則の爲測定せず
9				0.24	0.06	0.19	0.43	0.07		0.59	0.06	同上
10	−0.02	−0.01	0.02	0.00	0.00	0.16	0.16	0.03				
12	0.39	0.20	0.25	0.64	0.16					0.67	0.07	
15	0.06	0.03	0.03	0.09	0.02					0.36	0.04	
16	0.02	0.01	0.31	0.33	0.08					0.46	0.05	
平均	0.38	0.19	0.46	0.72	0.18	0.23	0.69	0.12		0.87	0.09	

第八表　使用ローラー一括

番號	名稱	型式		主要寸法 (cm)				重量 (kg)					運轉速度 (km/h)
				前輪		後輪		前輪		後輪			
		公稱噸數	種別	直徑	幅	直徑	幅	重量	1糎輪幅輾壓 kg/cm	重量	1糎輪幅輾壓 kg/cm	計	
1	Austin	12	モーターマカダム	115	102	183	44×2	2,860	28	4,400×2	100	11,660	1.83 ～1.86
2	Barford & perkins T.H. (pioneer)	10	モーターマカダム	108	127	152	43×2					10,300	1.32 ～1.81
3	Monarch	10	スチームマカダム	108	120	172	46×2					11,120	
4	Austin motor roller	8	モータータンデム	88	122	137	122	2,250	18.5	5,900	48.3	8,150	3.87
5	Barford & perkins (pioneer)	8	モータータンデム	100	127	106	124					8,120	2.60
6	三菱	7	スチームタンデム	91	106	105	106	2,480	23.4	4,640	43.7	7,120	4.00
7	Buffalo-Springfield	6	モータータンデム	92	112	106	112	2,000	17.8	4,100	36.6	6,100	1.60
8	Barford & perkins (pioneer)	2½	モータータンデム	65	75	75	92					2,510	1.80

第七圖　輾壓に因る路床の沈下
（輾壓には 12 噸マカダムローラーを使用）



但し (10) (11)に限り最後輾壓回數 6 とす

ローラーを以て輾壓し、不足量を補塡しつゝ輾壓約 10 回にして厚約 2.5 cm の固結層を造り其上に 60～30 cm の石灰岩碎石（第四表 No. 1）を厚約 6 cm に敷均し之に第九表の如き粒度を有する在來衣土を撒布しつゝ輾壓約 10 回にして厚約 5 cm、計畫路面高以下略所定鋪裝厚に等しく仕上げ之を標準基礎とした。

第九表　目潰用衣土粒度

篩寸法	%	篩寸法	%
1″～¾″	2.75	No. 10 ～ No. 40	12.20
¾ ～ ½	13.45	No. 40 ～ No. 80	9.17
½ ～ ¼	17.21	No. 80 ～ No. 200	7.22
¼ ～ No. 10	22.20	No. 200 以下	15.82

表層施工前各工區中央部に於て基礎面上に、機關運轉中の 12 噸マカダムローラーを放置せしめ其後輪に由る沈下量を測定し、之より路床支持力係數を次式に據つて算定し其結果を示せば第十表の如くである。

$$C=\frac{3P}{4b\sqrt{u^3D}} \quad \cdots\cdots (1)$$

上式中 P は荷重にして 4400 kg, b は輪帶幅にして 44 cm, D は車輪直徑にして 183 cm, u は沈下量 (cm), C は求むる係數 (kg/cm³) である。

第十表　ローラーに因る基礎の支持力試驗結果

(實測なき區は第六表輾壓後の路床支持力係數より推定し( )内に示す。)

工區番號	沈下量 (mm) (1) 載荷直後	(2) 載荷 10 分後	(3) 載荷撤去後	支持力係數 (2) の沈下量に據る (kg/cm³)	摘要
1	3.9	5.8	3.0	13.4	試驗施工 12 月 27 日
2	15.1	17.3	5.8	2.6	〃 12 27
3	13.6	19.7	6.1	2.1	〃 12 24
4	39.1	44.0	24.5	0.6	〃 12 28
5	7.0	7.9	5.5	8.4	〃 12 27
6				(2.5)	第七表により 9 區と同様と推定
7	8.5	12.5	6.1	4.2	試驗施工 12 月 28 日
8				(2.5)	9 區と同様と推定
9	17.6	17.9	6.4	2.5	試驗施工 12 月 28 日
10				(27.9)	11 區より推定
11	5.2	5.2	5.2	16.0	試驗施工 12 月 26 日
12,13	微量	微量	微量	(5.8)	〃 1 月 11 日 / 11 區より推定
14,15				(5.5)	同上
17,18				(2.6)	2 區と同様と推定

第7工區は一旦上述の標準基礎層を用ひ表層を施工したが竣工後直ちに改造を必要とせし爲之を除却し、所定路面高以下 23 cm に堀下げ 8 噸タンデム (第八表 5) にて 2 回輾壓整形せる後破碎せる古煉瓦層(最大徑 10 cm) 以下を厚 16 cm に敷均し 12 噸マカダム (第八表 1)にて輾壓しつゝ目潰として 20～12 mm 碎石 (第四表 No. 3) を 10 l/m² の割に撒布し、撒水しつゝ輾壓 12 回にして所定路面高以下 7.5 cm に仕上げて基礎層とした。

第8工區の一部第7工區に隣接する東南隅約 37 m² も前述の基礎層を除却し砂厚 1 cm を敷均したる上に徑約 15 cm の安山岩割栗石を敷列べ徑 8 分以下の砂利を以て目潰せる上に容積比セメント 2 砂 1 の液狀セメントモルタルを空隙中に流し込み 12 噸マカダムを以て 8 回輾壓し所定路面下 3 cm の高さに仕上けて基礎とした。

第 13 工區に於ては、特に路床仕上面を隣接第十二區より 2.5 cm 低くして表層厚 7.5 cm の部分と同樣とし、60～30 cm 石灰岩碎石層を約 4 cm 增加して 10 cm の厚とし上述の工法に據り仕上けた。

第 16 工區はセメント・マカダム鋪裝にして質剛性であるが斯種鋪裝の性質上其厚を軟地盤に對して充分ならしむるを得ないから前述の標準的基礎を廢し、第7工區と略同工とし、計畫路面高以下 25 cm に堀下け破碎せる古煉瓦を厚 16 cm に敷均し砂利交り衣土(第九表)を撒布しつゝ、12 噸マカダムにて約 12 回輾壓し所定路面以下 10 cm の高さに仕上けて基礎とした。

第 17 工區はセメント混凝土鋪裝にして相當の抗曲强度を有するから碎石層を新設せず在來路面を所要鋪裝厚に堀下け輾壓と共に必要に應じ砂利交り衣土を撒布し所定路面以下鋪裝厚に仕上けて基礎とした。

上述の諸操作及諸試驗の結果に據り路床及基礎の性狀を要約すれば次の如くである。

1. 路床の支持力其他の性質は各工區に依り又同一工區內に於ても所に依つて異る。

2. 路床は大體に於て輾壓に據つて固結の度を增し其支持力を增大したが其程度は區々である。

3. 本區域の路床に對する 12 噸マカダムローラーに依る輾壓の効果は、測定面積 5 cm の場合 1 kg/cm² の單位荷重の範圍內に於ては確實に期待し得るが之以上の單位荷重に對しては必しも確實ではない。

4. 第二、第三工區等は本區域內の標準的路床と看做されるのであるが之等の區域に於ても日量 6.4 mm 程度の雨量でも其支持力に對する影響著しく、輾壓に因つて相當硬化せる部分も降雨翌日輾壓前よりも軟化せる部分があつた。

5. 第六表及第十表の支持力係數は測定の時、場所、條件及方法等を異にするから其値の異なるは當然であるが、兩者竝行の結果は大體に於て同一の趨勢を示す樣である。

6. 本工事に採用せる前述の標準的基礎工法を以てしては、各工區の基礎面の支持力を均等ならしむることは困難であつた。

7. 第 7, 第 16 工區の如き基礎工法を以てすれば、斯の如き路床に對しても充分均等に固結せる基礎層を造り得た。

V　表層の施工

表層は第二表に示すが如く第一工區より第十九工區に至る 19 種にして、前述の如く準備せる基礎上に施工した。其施工方法は以下 1～19 に述べる通りである。本工事關係の企業者の大部分は、夫々整備せる工事方法書を制定して居るが、之等は各業者の手許より容易に入手し得られ、同種のものは重復する部分多く且本工事に於ては、必しも夫等示方書の全部を踏襲したのでないから、茲には掲載しない。

1. シートアスハルト（株式會社高野組施工）

前述の如く仕上げた基礎上に下層用瀝青質混合材を厚 4 cm に敷均し、7 噸タンデムローラー(第八表中の 6)を以て約 20 回輾壓せる上に上層用瀝青質混合材を厚 4.5 cm に敷均し約 40 回輾壓し厚平均各層 3 cm 計 6 cm 所定の形狀に仕上げた。

瀝青質混合材は第十一表に示すが如き配合とし、アスハルトは針度 50 の石油アスハルトを用ひ、東京市京橋區月島東海岸通りに設置せるイロコイス型混合機に依り混合し 2 噸貨物自動車にて約 10 km を運搬した。工事は一月十五日施行し、翌日交通を許した。工

第十一表　瀝青質混合材配合表

名稱	上層用		下層用	
	一回混合量 (#)	配合比 (%)	一回混合量 (#)	配合比 (%)
石灰岩碎石			350	70
砂	370	74	120	24
填充材 (石灰石粉)	70	14	—	—
アスハルト	60	12	30	6
計	500	100	500	100

事中の最低氣温は 10°C, 混合材の鋪設現場に於ける溫度は最低 130°C であつた。工事完了後約一ケ月後採取せる試料分析の結果は第十二表の如くである。

2. 粗粒アスハルト混凝土（日本石油株式會社道路部施工）

前述基礎直上に瀝青質混合材を敷均し厚平均 6.5 cm に輾壓整形する。瀝青質混合材は石灰岩碎石 50 %, 洗砂 38 %, 石灰石粉 4 % 及針度 60 度のアスハルト 8 % の配合比

第十二表　瀝青混合材試驗成績

試驗項目	シートアスハルト		粗粒アスハルト混凝土
	上層	下層	
比重 25°/25°C	1.88		2.27
瀝青全量(CS_2可溶分) %	11.95	6.27	8.14
非瀝青質物質 %	88.05	93.73	91.86
同上比重	2.686		2.71
空隙率 %	26.1		4.94
非瀝青質物篩分 %			
1″ ～ 3/4″	—	12.64	6.96
3/4 ～ 1/2	—	10.17	9.25
1/2 ～ 1/4	—	26.96	19.36
1/4 ～ No. 10	1.12	25.92	9.61
No. 10 ～ No. 40	11.35	5.23	8.91
No. 40 ～ No. 80	32.25	5.71	17.26
No. 80 ～ No. 200	38.59	5.05	15.76
No. 200 以下	4.74	2.05	4.75

に據り、東京市本所區業平橋所在ワーレン型 2000 平方碼パッグミル式混合機にて混合し溫度 135°～170°C に於て 2 噸貨物自動車にて約 10 km を運搬し 25 分乃至 48 分を經て一旦鋪設區域外に卸し、溫度 125°～155°C に於て加熱ショベルを以て所定の區域に配布し、加熱レーキを以て厚約 8.5 cm に敷均し 10 噸マカダム(第八表 2)を以て 34 回輾壓し厚 6.5 cm 所定の形狀に仕上ぐ。一月二十一日施工し卽日交通に開放す。竣工後切取つた試料分析の結果は第十二表に示す通りである。

3. デツプフアルト鋪裝（日本石油株式會社道路部施工）

デツプフアルト鋪裝は日本石油株式會社の特許に係り、アスハルトにクレオソートを交ぜ 150°C 以上に加熱熔融し、之に細粗適當に混交せる碎石を常溫の儘浸漬し其表面に均一にアスハルトを被覆せしめ、之を基礎層上に運搬敷均し其上に目潰用碎石を撒布して輾壓し其表面を封緘（シールコート）して厚 2.5 ～ 5 cm に鋪設するものであるが本工事に於ては基礎及交通の關係上厚 5 cm とした。

先づ第十三表 No. 1 に示す針度 45 度の石油アスハルトを約 200 l 入の熔融釜にて薪を用ひて 150°～180°C に加熱し之に同表中 No. 2 に示すが如きクレオソート油 5 %を混和せしめて同表中 No. 3 に示すが如き瀝青混和劑を造り、之に豫め熔融釜の周圍に堆積乾燥せしめ置きたる石灰岩碎石 30～12 cm (第四表中の No. 2)を二人持鐵網籠に入れて

約 2～3 秒間浸漬せしめたる後引上げ約 10～15 秒間釜上に放置して過剰アスハルトを滴下せしめたる後薄鐵板上に載せて運搬し加熱ショベル及レーキを以て所定の位置に平均 6.5 cm の厚に敷均し(敷均し後は溫度 60°～70°C となる) 其上に 150°C 内外に加熱せる 12～6 mm 碎石(第四表 No. 4)を 8 l/m² の割に撒布し 8 噸タンデムローラー(第八表 5)を以て 14 回輾壓し、前記アスハルトを 0.7～1.4 l/m² の割に如露を以て撒布し直に其上に加熱乾燥せる 6～3 mm 碎石(第四表 No. 5)を 4 l/m² の割に撒布し再び上記ローラーを用ひ 6 回輾壓した。工事は十二月廿四、廿五兩日に渉り施工した。

第十三表　デツプフアルト用瀝青材試驗成績

名稱	No. 1 アスファルト 針度 45 度	No. 2 クレヲソート	No. 3 デツプフアルト用瀝青材 No.1 ＋ 5 % No.2
比重 25°/25°C	1.056	1.030	1.041
針度 25°C, 100g, 5sec	45	……	150
延性 15°C, 5 cm/min	>100	……	>100
軟化點 環球法 °C	50.5	……	42
引火點 開放式 °C	250	73	170
燃燒點 °C	295	78	270
蒸發減 163°C, 50g, 5h, %	0.15	……	2.08
同 殘留物針度 25°C	38	瀝青ヲ含ス	56
同 %	85	〃	37
瀝青 CS_2 %	99.76	……	……
比粘度 ニングラー50cc,130°C		1.42 (25°C)	12.0
同 〃 〃 150°C		1.05 (60°C)	5.9
蒸溜試驗 CS_2			
初溜溫度 °C		95	
初溜～170°C %		痕跡	
170 ～ 235°C %		51	
235 ～ 270°C %		25	
270 ～ 300°C %		7	
殘留物 %		16	
タール酸 容積 %		6.7	
ナフタリン %		11.5	

4. 製鐵所式ターバラス鋪裝（製鐵所代理店杉山商店道路部施工）

第十表に示すが如く本工區の基礎は他區に比し特に軟弱であるから表層施工直前再び 12 噸マカダムを以て輾壓せしに、東北隅約 1/4 は 12 噸ローラーの荷重に堪へず輾壓と共に益々基礎面形狀不整となる傾向顯著となつたから、8 噸タンデム(第八表 4)に代へ碎石(第四表 No.1) を追加して輾壓し基礎面を整形せる後一部濕潤過度なる部分を乾燥せし

めたる後豫め熔融せるタール(第十四表)を溫度 120°C 內外に於て 1.5 l/m² の割に壓力撒布機を以て撒布し其上に第二號鑛滓ターバラスを木製箕を以て撒布し約 6 cm の厚に敷均し上記8噸タンデムを以て8回輾壓し、次て第二回のタール撒布 2 l/m² を行ひ直に第一號鑛滓ターバラスを厚 1.2 cm に撒布し 6 回輾壓し、第三回タール撒布 1.5 l/m² を行ひたる上に零號鑛滓ターバラスを厚 6 mm に撒布し輾壓 2 回にして更に第四回タール撒布 1 l/m² を行ひ 6～3 mm 石灰岩碎石 (第四表 No.5) を3.5 l/m² の割に撒布し輾壓2回の後路面常溫に復するを待つて交通に開放した。工事は十二月卅日に施工した。

鑛滓ターバラスは一定の粒度に破碎せる鑛滓を豫めタールを以て其表面を被覆せしものにして其粒度は第十五表の通りである。

第十四表　ターバラス鋪裝用瀝靑材試驗成績

名稱	No. 1 製鐵所ピッチ	No. 2 脫酸中油	No. 3 No.1 + 10 % No.2
比重 25°/25°C	1.230	1.055	1.212
針度 25°C, 100g, 5sec	65	.....	半液狀
延性 25°C, 5 cm/min	>100	.....	
引火點 開放式 °C	120	75	90
燃燒點 °C	145	83	101
軟化點 °C	47	.....	19 (環球法)
蒸發減 163°C, 50g, 5h, %	2.86	.....	
殘留物針度 25°C	21	.....	
同 %	32	.....	
瀝靑 CS^2 %	80.6	99.88	83.7
遊離炭素 %	19.4	0.12	16.3
蒸溜試驗			
初溜溫度 °C	190	90	.....
初溜～ 170°C %	.....	1.5	0.5
170 ～ 235°C %	痕跡	51.0	2.3
235 ～ 270°C %	2.8	25.1	7.2
270 ～ 300°C %	7.2	15.6	11.0
殘留物 %	90.0	15.8	79.0
同 軟化點 °C	65	軟	
同 針度			18
タール酸 容積 %	0.2	2.0	0.6
ナフタリン %	0.4	17.4	1.9

第十五表　鐵滓ターバラス篩分試驗成績

篩寸法		第二號	第一號	零號
通過	殘留	(%)	(%)	(%)
1 1/2″	1 1/4″	11.5		
1 1/4	1	21.4		
1	3/4	41.5		
3/4	1/2	22.6	13.8	
1/2	1/4	3.0	61.6	
1/4	No. 10		24.6	99.1
No. 10	No. 20			0.9

5. 混合式アスハルト乳劑アスカル鋪裝（日本アスカル工業合資會社施工）

混合式アスハルト乳劑アスカルを使用するアスハルト乳劑混凝土鋪裝にして、前述の基礎上に更に 20～12 mm 石灰岩碎石(第四表 No.3) 0.2 m³ を四所に撒布し最初 12 噸マカダム、次に 8 噸タンデムを以て各一通り輾壓せる後前日隣接第 6 區内に混合貯藏し置きたる乳劑混凝土を計畫路面高上約 3 cm 厚約 8 cm に敷均し 8 噸タンデムにて 8 回輾壓し、其表面にアスカルエツキスと稱する透入用乳劑を 2.2 l/m² の割に撒布し續いて 6～3 mm の石灰岩碎石(第四表 No. 5) を 5 l/m² の割に撒布し、輾壓せずして 48 時間放置し更にアスカルエツキス 0.6 l/m², 砂 7 l/m² を撒布し輾壓せずして直に交通を許した。

アスカル混凝土は、容積比にてアスカル 1, 砂 2, 碎石 4 の配合とし碎石は 20 mm 以下の石灰岩にして第四表 No. 3, No. 4, No. 5 を等量に混用し、骨材は混合前充分吸水せしめる。混合には Jager 型 4 切混凝土混合機を用ひ一回練量碎石 120 l, 砂 60 l, アスカル 30 l とし混合時間 1 分 30 秒、施工前日混合して貯藏する。本工事は十二月二十七日混合二十八日施工した。

6. ABC 鋪裝（淺野物產株式會社代理高野組施工）

前述の基礎上に 60～30 mm 碎石(第四表 No. 1)を約 6 cm 厚に敷均し、7 噸タンデム(第八表 7)にて 4 回輾壓せる上に砂 3 l/m² を撒布し更に 6 回輾壓せる上に 30～12 mm 碎石を 8 l/m² 撒布し 10 噸マカダム(第八表 2)にて 2 回輾壓せる後タール 70 %, アスハルト 30 % を混合し 137℃ に加熱せる A 液を 4.5 l/m² の割に壓力撒布器を以て撒布し、直に 20～12 mm 碎石(第四表 No.3)を 10 l/m² の割に撒布し 4 回輾壓して A 層を造る。A層上にタール 30%, アスハルト 70 % を熔融混合せる B 液を温度 171℃

にて 3.5 l/m², 12～6 mm 碎石(第四表 No. 4)を 9 l/m² の割合に撒布し 4 回輾壓して B 層を造る。更にタール 15 %, アスハルト 85 % より成る C 液を約 160°C にて 3.75 l/m², 6～3 mm 碎石 (第四表 No. 5) 7 l/m², の割合に撒布し 4 回輾壓せる後砂 8 l/m² を撒布し翌日交通に開放した。本工事は一月十七、十八の雨日に亘り施工した。使用せる瀝青材の性質は第十六表に示す通りである。

第十六表　ABC 鋪裝用瀝青材試驗成績

名稱	A	B	C
組成	タール 70 % アスハルト 30 %	タール 30 % アスハルト 70 %	タール 15 % アスハルト 85 %
針度 0°C 200 g 60 sec	11	11	11
針度 25°C 100 g 5 sec	93	59	51
針度 46°C 50 g 5 sec	>300	>300	>300
感應比	1:8.5:—	1:5.4:—	1:4.6:—
引火點 開放式 °C	120	180	200
燃燒點 °C	140	250	270
延性 25°C, 5 cm/min	22	61	>100
軟化點 環球法 °C	46	50	51
蒸發減 163°C, 50 g, 5 h	3.5	2.6	1.5
殘留物針度 25°C, 100 g, 5 sec	29	24	25
同 %	31	41	49

7. ビチウマルス透入マカダム鋪裝 (厚 7.5 cm) (日本ビチウマルス株式會社及ビチウマルス鋪裝工業株式會社施工)

本工區は最初標準基礎層を用ひ之に砂厚 1.5 cm を敷均し、主骨材 60～30 mm 碎石 (第四表 No. 1) を厚 7.5 cm に敷均し 10 噸マカダム(第八表 2) にて 6 回輾壓後細砂 5 l/m² を撒布し撒水 4 l/m² を行ひ之に 6～3 mm 碎石 2.5 l/m² を撒布しつゝ輾壓 4 回の後更に 20～12 mm 碎石 7 l/m², 6～3 mm 碎石 2.5 l/m² を撒布掃き込みつゝ 4 回輾壓し、豫め約 40°C に加熱せるビチウマルス 2.2 l/m², 20～12 mm 碎石 5 l/m² を撒布して 3 回輾壓、第二回撒布には溫度 30°～50° C のビチウマルス 3.2 l/m², 12～6 mm 碎石 5 l/m² を用ひ輾壓 4 回, 第三回には 30° C 內外のビチウマルス 2 l/m², 6～3 mm 碎石 3.7 l/m² を撒布して 4 回輾壓し、第四回には 30° C 內外のビチウマルス 2 l/m², 砂 2.2 l/m² を撒布し翌日數回輾壓して交通に開放した。本工事は一月十四、十五兩日に亘り施工した。然るに一月廿三日午前 2 噸貨物自動車通過後路面弛緩し以後自癒せず其後降雨の爲基礎に浸水し益々破損擴大の虞ありし爲全區域に亘り基礎工を前述の如く改築し表層の再鋪裝を行

つた。

再鋪裝は改築基礎上に直に主骨材碎石(第四表 No. 1)を厚約 7.5 cm に敷均し 12 噸マカダムにて 4 回輾壓したる後 20～12 mm 碎石 15 l/m², 12～6 mm 碎石 10 l/m² を撒布しつゝ 8 回輾壓し、次に第一回に 40°C 內外に溫めたるピチウマルス 2.5 l/m², (路心に並行に) 20～12 mm 碎石 3 l/m², 12～6 mm 碎石 3 l/m² を撒布し輾壓 4 回、第二回に 40°C 內外のピチウマルス 4 l/m² (路心に直角に)、12～6 mm 碎石 8 l/m² 撒布し輾壓 2 回、續く 2 日間降雪の爲休止したる後更に 4 回輾壓せる後第三回に約 50°C のピチウマルス 2.7 l/m², 6～3 mm 碎石 4.5 l/m² を撒布し 2 回輾壓、第四回には豫め約 0.2 l/m² 撒水せる後約 50°C に溫めたるピチウマルス 2.2 l/m², 6～3 mm 碎石 6 l/m² 撒布し輾壓 2 回にして翌日交通に開放した。改築工事は二月廿一日及廿四日施工した。

8. エマルピア透入マカダム(厚 7.5 cm) (東京瀝材工業所工事部大倉土木株式會社施工)

前述の仕上げ基礎上に砂利交り表土 4 m³, 砂 2 m³ を各別に順次敷均して平均 2.5 cm の厚とし、其上に 60～30 碎石を 7 cm に敷均し 12 噸マカダムにて 2 回輾壓整形し、20～12 mm 碎石 8.6 l/m² を撒布し 6 回輾壓、翌日更に 4 回輾壓せる後、第一回エマルピア 3.4 l/m², 20～12 mm 碎石 8 l/m² を撒布し 8 噸タンデム(第八表 5) 輾壓 4 回、翌日第二回エマルピア 2.4 l/m², 12～6 mm 碎石 8 l/m² を撒布し輾壓 10 回、第三回エマルピア 2.4 l/m², 6～3 mm 碎石 4.3 l/m², 輾壓 4 回、第四回エマルピア 1.5 l/m², 6～3 mm 碎石 1.5 l/m², 砂 1.5 l/m² 輾壓 6 回の功程を經 1 日後交通に開放した。工事は一月十四日より三日間に亘り施工した。第7區に隣接せる南側の一部隣接區よりの浸水の爲基礎改築せる部分は 20 mm 以下の礎石を用ひ前述同樣に施工した。

9. ニウカアス透入マカダム(厚 7.5 cm) (日本土木建築株式會社施工)

仕上基礎直上に 60～30 mm 主骨材碎石を厚 7 cm 敷均し 10 噸マカダム (第八表 3) にて 2 回輾壓整形せる後 20～12 mm 碎石 5.25 l/m² を撒布し8噸タンデム(第八表 5) に代へて輾壓 4 回の後第一回ニウカアス 3.6 l/m², 20～12 mm 碎石 11 l/m² 撒布、輾壓 2 回、第二回ニウカアス 2.8 l/m², 6～3 mm 碎石 6 l/m², 輾壓 4 回及 2.5 噸タンデム(第八表 8) にて輾壓 30 分間、第三回ニウカアス 2.9 l/m², 6～3 mm 碎石 1 l/m² 撒布 2.5 噸ローラー輾壓 4 回の工程にて仕上げた。工事は一月十四、十五の兩日に亘つて施工した。

10. エムラス透入マカダム(厚 7.5 cm) (エムラス道路工業株式會社施工)

前述の仕上基礎直上に 60～30 mm 碎石を厚 7 cm に敷均し、如露を以て輕く撒水し

つゝ 12 噸マカダムにて 4 回轢壓整形せる後 20～12 mm 及 12～6 mm 碎石を順次に各約 10 l/m² 撒布し撒水しつゝ 4 回轢壓し、第一回エムラス 2.7 l/m², 20～12 mm 碎石 8 l/m² 撒布 8 噸タンデムにて 4 回轢壓し其上に 12～6 mm 碎石 8 l/m² 撒布し 12 噸マカダムにて 4 回轢壓、第二回エムラス 3.6 l/m², 12 mm 碎石 5 l/m² 撒布 12 噸マカダムにて 4 回轢壓、第三回エムラス 2.5 l/m², 6～3 mm 碎石 2.5 l/m² 撒布 8 噸タンデムにて 2 回轢壓、第四回エムラス 1.8 l/m², 6～3 mm 碎石 3 l/m² 撒布 4 回轢壓して仕上けた。工事は十二月廿五、廿六日に亘り施工し廿七日交通に開放した。

11. 鈴木乳劑透入マカダム(厚 5 cm)(日本アスファルト乳劑株式會社施工)

仕上け基礎直上に 60～30 cm 碎石を厚 6 cm に敷均し、12 噸マカダムにて 4 回轢壓し、水 0.6 l/m², 12～6 mm 碎石 6 l/m² を撒布しつゝ 8 回轢壓し、第一回鈴木乳劑 4.6 l/m², 豫め濡らした 12～6 mm 碎石 10 l/m² 撒布、8 噸タンデム(第八表 4)にて 12 回轢壓、第二回乳劑 2.9 l/m², 12～6 mm 碎石 4 l/m², 轢壓 10 回、第三回乳劑 2.7 l/m², 6～3 mm 碎石 6 l/m² 撒布轢壓 12 回にして仕上けた。工事は一月廿七、廿八日に亘り行ひ廿九日交通に開放した。

12. ピチウマルス透入マカダム(厚 5 cm)(日本ピチウマルス鋪裝工業株式會社施工)

仕上け基礎上に濕砂を厚 1.5 cm 敷均したる上に 60～30 mm 碎石を厚 5 cm に敷均し 10 噸マカダム(第八表 2)にて 6 回轢壓し、砂 5 l/m², 6～3 mm 碎石 2 l/m² 及水 2.5 l/m² を撒布しつゝ轢壓 4 回にして更に 20～12 mm 碎石 6 l/m² 12～6 mm 碎石 2 l/m² を順次撒布掃込みつゝ 4 回轢壓し、第一回ピチウマルス(溫度約 50°C) 1.8 l/m², 20～12 mm 碎石 5 l/m² 撒布、4 回轢壓、第二回乳劑 2.6 l/m², 12～6 mm 碎石 3 l/m² 撒布 4 回轢壓、第三回乳劑 2.1 l/m², 6～3 mm 碎石 3.6 l/m² 撒布、2 回轢壓、第四回乳劑 1 l/m², 砂 6 l/m² 2 回轢壓の功程を以て仕上けた。工事は一月十三日施工し翌朝 2 回轢壓の後交通に開放した。

13. エマルビア透入マカダム(厚 5 cm)(東京瀝材工業所工事部大倉土木株式會社施工)

前述の仕上基礎上に更に砂利交り衣土約 2.5 m³, 砂 1 m³ を各別に順次敷均して約 1.5 cm の厚とし、其上に 60～30 mm 碎石を厚 5 cm に敷均し 12 噸マカダムを以て 2 回轢壓整形せる後、12～6 mm 碎石 6.2 l/m² 撒布し 4 回轢壓し翌日第一回エマルビア 4.1 l/m², 20～12 mm 碎石 9.3 l/m を撒布し 8 噸タンデム(第八表 5)にて 4 回轢壓、第二回乳劑 3.8 l/m² 12～6 mm 碎石 9.1 l/m² 撒布 8 回轢壓、翌日第三回乳劑 2.6 l/m², 6～3 mm 碎石 5.2 l/m² 撒布、轢壓 6 回、翌日浮動碎石を除去し第四回にエマルビアに 15

%の水を添加せるもの 1 l/m², 6～3 mm 碎石 2.5 l/m², 砂 1.25 l/m² 撒布靜置し翌日交通に開放した。本工事は他工事との關係上一月十四日に着手一月十七日に完了した。

14. ビチウマルス路面處理(塗裝)(日本ビチウマルス鋪裝工業株式會社施工)

前述の如き工法に據り所定路面以下 1 cm に仕上げたる路盤は直に交通に開放したるも隣接區域の施工、材料貯藏等の關係及期間僅に一ケ月半に滿たざりしとの爲に交通に因る固結不充分にして且路面形狀も不整なりしも、更に交通に由る固結整形を待つを得なかつたから已むなく 6～3 mm 碎石平均 2.5 l/m², 水 0.8 l/m² を撒布しつゝ 10 噸マカダム(第八表 2)にて 8 回輾壓して整形せる後、10 % の水を混入せるビチウマルス 1.5 l/m², 12～6 mm 碎石 6 l/m² を撒布し 2 回輾壓して在來路面に近似せしめ然る後路面處理法として、第一回ビチウマルス(約 20°C に加溫) 2 l/m², 6～3 mm 碎石 5.5 l/m² 撒布、2 回輾壓、翌日第二回ビチウマルス 1.7 l/m², 砂 6 l/m² を撒布し一日靜置せる後浮動せる砂を掃取り交通に開放した。一月二十日着手二十二日竣工。

15. エマルビア路面處理 (塗裝)(東京瀝材工業所工事部大倉土木株式會社施工)

本區も 14 同樣交通に因る固結充分ならず且形狀不整なるを以て、先づ 0.3 l/m² 撒水して路面を潤はしめたる後、エマルビア 1.6 l/m², 30～12 mm 碎石(第四表 No.2) 3.5 l/m² 撒布し 8 噸タンデムにて 2 回輾壓して整形し然る後第一回エマルビア 2.5 l/m², 20～12mm 碎石 6 l/m² 撒布、2 回輾壓、第二回エマルビア 2,5 l/m², 12～6 mm 碎石 8 l/m² を撒布 4 回輾壓、卽日交通に開放した。一月廿四日施工。

16. セメント・マカダム鋪裝 (淺野セメント株式會社施工)

前述の如く、煉瓦屑を以て厚 15 cm に仕上げた基礎上に、三種の工法に據り厚 10 cm のセメント・マカダムを次表の如く施工した。

配置順 (第15區より數へて)	施工順	種別	延長 (m)	面積 (m²)
1	1	注入法	18,3	100
2	3	乾式	9.2	50
3	2	サンドキツチ法	9.2	50

セメントは淺野セメント株式會社製ペロセメント、砂は多摩川產のものにして何れも第 17 工區に使用せるものと同種のものである。

(1) 注入法 に據るセメント・マカダムは碎石屑に其表面よりセメント・モルタルを注入輾壓せるもの二層を重ねたものにして、仕上基礎上に輕く撒水したる後 60～30 mm 碎石を厚 6 cm に敷均し 6 噸タンデム (第八表 7) にて 2 回輾壓整形し、セメント 50 kg,

に對し氣乾狀態の砂 110 kg, 水 35 l を加へて鐵板上にて充分練合せ容積比 1:2, 水比 70% のセメント・モルタルを造り、之を豫め撒水濕潤ならしめた碎石層上に厚約 2 cm に敷均し、ローラー車輪に充分撒水して二回輾壓せしもモルタルの碎石間隙への注入充分ならざる爲直に上層用碎石を厚 6 cm に敷き竝べ此上より縱橫に輾壓し更に前同樣モルタルを敷均して再び縱橫に輾壓し、下層モルタル注入開始後二時間にして完工、其後二時間にして莚二重に掩ひ翌日より 4 日間撒水養生した。使用材料は、セメント 26.5 kg/m², 砂 34.5 l/m², 碎石 0.12 m³/m² である。工事は三月十二日施工同十七日交通に開放した。

(2) 乾式　仕上基礎上に輕く撒水し、60～30 mm 碎石を厚 6 cm に敷均し其上に配合 1:2 の空練セルタルを厚 2 cm 敷均し輾壓 4 回の後 4.4 l/m² の割に撒水しつゝ更に 10回輾壓し、其上に再び同樣の工法を繰返し、最後に少量のセメント及 12 mm 以下の碎石屑を以て表面の凹凸を整形した。使用材料は、セメント 27.5 kg/m², 砂 36 l/m², 碎石 0.12 m³/m², 碎石屑 2 l/m² にして三月十三日完工、前工同樣養生の後同日交通に開放した。

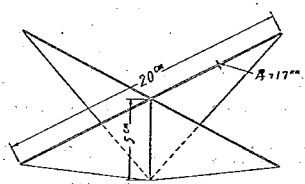
(3) サンドキツチ法　通常サンドキツチ法と稱せられるセメント・マカダム工法は上下兩層の碎石間に一層のモルタル層を挿入し、輾壓に依つて之を上下の碎石間隙に透入せしめて一層となすものであるが、本工事に於ては之を修正し、下層碎石の下に更にモルタル層を加へ、主として輾壓の際に於けるモルタルの上昇に依つて碎石間隙を塡充せしめむとするものである。仕上基礎上に輕く撒水せる後濕砂（含水量約 5.5%）を厚 2 cm に敷均し、配合 1:2（容積比）、水比 50% のセメント・モルタルを約 2 cm 厚に敷均したる上に、豫め撒水して濡した 60～30 cm 碎石を厚 6 cm に敷均し輾壓 10 回の後更に同樣の工法を繰返したるも表面の主骨材間隙に充分モルタルの上昇塡充せざる部分を生じた爲同種のモルタルを浮板にて敷均して空隙を塡充せしめた。最終端長 2 m の部分は參考の爲特に浮板仕上げを不充分にし其表面にモルタル波紋を在置せしめた。工事は三月十二日施工し、(1) 同樣の養生の後三月十七日交通に開放した。使用材料は、セメント 30 kg/m², 砂 38 l/m², 及碎石 0.12 m³/m² である。

17. セメント混凝土鋪裝（淺野セメント株式會社施工）

本工事は、瀝靑質簡易鋪裝に比し工費大差なき程度のセメント混凝土鋪裝の性能を明にせむが爲に特に表層に砂利を用ひ施工せるものにして、セメントは施工者の希望に基き淺野ベロセメントを用ひ、一部に鹽化カルシウムを混じ、又一部の養生には大倉商事株式會社の好意に依りキユアクリート養生法を施工して比較に資した。

尙斯種鋪裝の伸縮測定の爲頭部に測線を記印せる眞鍮棒を鋪裝纖目の前後に挿入し、溫

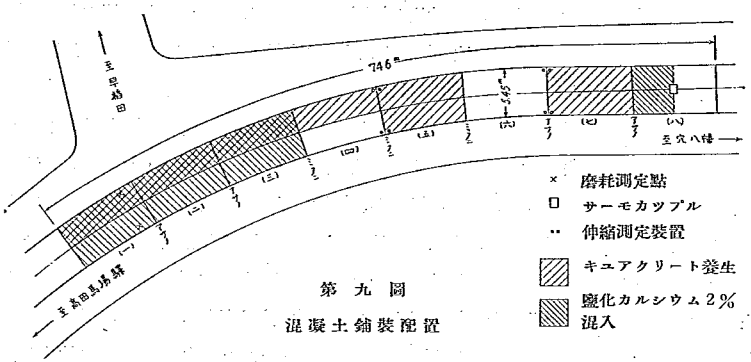
第八圖　磨耗測定用亞鉛板



度測定の爲サーモカツプルを挿入し且磨耗測定の爲第八圖に示すが如き羽型亞鉛板を組立てたるものを挿入した。之等の種別配置を示せば第九圖の如くである。

材料の性質　使用材料中主なるもの>性狀は次の如くである。

セメント　淺野ペロセメントを用ひ、比重3.12, 1500 kg を 1 m³ として使用し、强度は第十七表の如くである。



第九圖

混凝土鋪裝配置

第十七表　ペロセメント試驗强度

名稱			水量(%)	材齡(日) 1	2	3	7	28	聯28
强	抗	純セメント	17.5				67.0		
	張	1:3 モルタル	8.5	33.1	—	40.3	43.9	44.3	59.2
度	耐	1:3 モルタル	9.0	21.9	39.3	53.4	67.0	78.0	87.3
kg/cm²	壓	1:3 モルタル $CaCl_2$ 2% 入	9.0	40.2	49.2	56.8	62.8	73.7	78.9
養生溫度(°C)		成型室溫	17		浸水池	〃	〃	〃	
		溫氣箱	21		19	19	20	20	

骨材　砂及砂利は共に多摩川產の市販のもの、砂利は粗細二種あり、20 mm 以下の細粒のものは表層に、40 mm 以下の粗粒のものは基層に用ひた。之等の粒度其他は第十八表に示す通りである。砂の含水率は平均 5.5% である。

第十八表　骨材性質

名稱	砂利		砂
	表層用細粒	基層用粗粒	
比重	2.64	2.64	2.66
單位重量 (kg/m³)	1,720	1,830	1,600
空隙率 (%)	35.3	37.5	39.4
篩分成績			
3/4″ 止リ	—	39.0	—
3/4″— 3/8″	59.4	24.8	—
3/8″— No.4	34.7	27.0	3.6
No.4— No.8	5.8	7.5	4.8
No.8— No.14	0.1	1.4	6.8
No.14— No.28	—	0.3	18.6
No.28— No.48	—	—	43.4
No.48— No.100	—	—	17.8
No.100 通過	—	—	5.0
粒度率	6.53	6.92	2.33

鹽化カルシウム　は市販の工業用品にして次表の如き成分を有し、セメント重量の2%を稼め混用水中に溶解せしめて使用した。

成分	水分	$CaCl_2$	$CaSo_4$	NaCl	其他
重量%	30.23	67.10	0.05	2.6	0.02

キユアクリート　一部混凝土の養生に使用せるキユアクリートは米國 Barbar Asphalt Co. 製造のアスハルト乳劑を大倉商事株式會社に於て代理販賣施工せるものにして其性狀は第五表8に示す通りである。

纖目用エラスタイト　は淺野物産株式會社製品及日本ソリデチツト株式會社製ミクニ印の二種にして其性狀第十九表の如くである。

第十九表　纖目用エラスタイト試驗成績

名稱	ミクニ エラスタイト	アサノ エラスタイト
厚 (cm)	1.5	1.5
瀝青混合材中の瀝青全量 (%)	81.6	69.9
瀝青混合材の軟化點 °C (環球法)	11.3	12.5
瀝青混合材中の瀝青針度 25 °C	2.8	1.7
同 軟化點 °C (環球法)	11.5	11.5
平均彈性率 (kg/cm²)	5.0	4.0

配合　は鐵輪帶を考慮し、表層及基層の二種に分ち共に經濟的限界に於ける最貧配合と

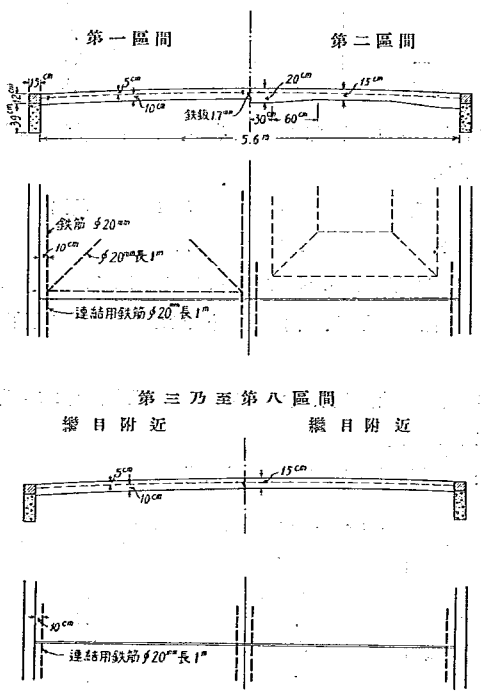
認むべきものを採り、表層 1:4.5, 基層 1:7 とした。[1] 骨材の混合比は抗曲強度を主とし表層には磨耗抵抗力を考慮し、水比は施工方法に伴ひスランプ 1～3 cm を標準とし、夫々次表の如く定めた。

混凝土配合表

名稱	表層	基層
容積配合	1:4.5	1:7
水比（重量%）	42	62
容積比	1:1.5:4	1:2.4:6.4

構造　厚は通常斯種環境に對し最小と目せらるゝ 15 cm とし、表層 5 cm, 基層 10 cm, 表面は $1/30$ の拋物線形とする。構造は大要第十圖に示すが如く通常 15 cm の均等厚とし僅に繼目に跨つて徑 20 mm 長 1 m の鐵筋四本(約 10 kg)を挿入せるのみであるが、第一區間は、繼目鐵筋の外更に緣邊より 10 cm 亘てた周圍に徑 20 mm 丸鋼一本（重量 135 kg）を挿入し、第二區間は緣端厚を 20 cm に擴大し通常斷面とすれば表層 2.54 m^3, 基層 5.08 m^3 計 7.62 m^3 を要するに對し基層容積を 1.37 m^3 增して 6.45 m^3 とし合計 8.99m^3 とした。

第十圖　混凝土鋪裝の構造種別



繼目は縱橫の二種とし、縱繼目は、厚 1.7 mm 第十圖に示す形狀の鐵板を仕上路面

1) 土木試驗所報告第十三號

下 1 cm に固定し其半面にグリースを塗布した。横斷繼目は全部膨張繼目とし、設置間隔は 7.25 m 乃至 10.05 m, 間隙は 1.5 cm, 隅角を半徑 1 cm に丸め、淺野製エラスタイト 4 ケ所、ミクニ印エラスタイト 3 ケ所を第九圖の如く配置し、豫め頭部約 2 cm を路面上に突出せしめ燒鏝を以て丸めアスファルト（針度 20, 延性 20 cm, 軟化點 60°C）を注入して間隙上部を填充した。繼目に跨る鐵筋はエラスタイトを貫き、片側に鐵管を被せて鋪裝軀體と絶緣した。

施工　混合には Koehring 混合機（7 切）を用ひ諸材料填入後 1.5 分間混合し、豫め輕く撒水せる基礎上に基層材料を敷均し木鎚を以て搗固め木型に據り所定形狀に捧へたる上に表層材料を敷均し木鎚、木型を以て搗固め敷均し基層着手後約一時間の後畧完工し、表面乾燥せる後不整部分を鏝を以て仕上げ、キユアクリート養生は完工三時間後イロコイス式壓力撒布機を以て 0.5 l/m² の割に撒布して其儘放置し、他は莚二枚を重ねて掩ひ交通開始まで三日間灌水した。施工日時は第二十表中成型日時に示す通りである。

第二十表　混凝土耐壓試驗結果

層	區域	成型月日時	$CaCl_2$ (%)	スランプ (cm)	耐壓强度 (kg/cm²) 3日	7日	28日	養生期中平均氣温 (°C) 最高	最低
表層（配合 1：1.5：4）	(一)	3. 2. 9. A.M.	2	3.5	201.9	312.0	430.3	19	0
	(二)	3. 2. 0. P.M.	2	1.5	278.1	363.6	458.5	〃	〃
	(三)	2. 4. 0. P.M.	2	2.5	297.9	378.4	547.1	9	−4
	(四)	2. 4. 3. P.M.	0	1.0	134.2	234.6	403.7	〃	〃
	(五)	3. 3. 9. A.M.	0	0.5	147.9	223.4	327.0	15	6
	(六)	3. 3. 2. P.M.	0	2.0	142.4	260.7	359.1	〃	〃
	(七)	3. 4. 9. A.M.	0	2.2	119.7	247.3	368.0	〃	〃
	(八)	3. 4.10. A.M.	0	1.0	126.9	244.3	367.7	〃	〃
	平均		2	2.5	259.3	351.3	478.6		
			0	1.3	134.2	242.1	365.1		
基層（配合 1：2.4：6.4）	(一)	上層と畧同じ	2	1.3	97.4	163.4	254.9	19	0
	(二)	同上	2	2.2	98.1	133.2	188.3	〃	〃
	(三)	同上	2	3.5	69.6	130.2	216.5	9	−4
	(四)	同上	0	3.8	47.2	117.6	229.1	〃	〃
	(五)	同上	0	1.8	44.4	102.1	165.9	15	6
	(六)	同上	0	1.6	37.2	112.6	150.4	〃	〃
	(七)	同上	0	2.0	39.1	101.8	156.8	〃	〃
	(八)	同上	0	0.5	40.2	116.2	159.8	〃	〃
	平均		2	2.3	85.4	142.3	219.9		
			0	1.9	41.6	110.1	172.4		

混凝土試驗結果　施工に伴ひスランプ、耐壓及抗曲强度等の諸試驗を施行した結果は第二十表及第二十一表の通りである。耐壓試驗は標準方法に從つて行ひ、唯養生のみは屋外に放置して鋪裝同樣とし三個の平均を採る。抗曲試驗は 15×15×75 cm の寸法とし徑間 60 cm 中央の一點に載荷した。試驗體は先づ基層材料を塡充し周圍を小スコップにて突き詰め鋼棒にて搗固めて厚 10 cm とし其上に表層材料を塡充し同樣搗固め厚 5 cm とし其表面を鏝にて仕上げ屋外に放置し鋪裝同樣に養生し表層を上面として載荷した。耐壓試驗片各個の値は表示しないが其最大及最小を比較すれば第二十二表の如くである。

第二十一表　混凝土抗曲試驗結果

區域	$CaCl_2$ (%)	スランプ (cm)		抗曲强度 (kg/cm²)		養生期中平均氣温 (°C)	
		上層	下層	7日	28日	最高	最低
(二)	2	2.8	3.0	61.5	58.2	15	6
(四)	0	1.0	3.8	75.6	67.2	7	−1
(五)	0	0.3	2.0	51.2	52.8	15	6

第二十二表　耐壓强度最大最小比較表

配合	種別	日數	最小强度 (kg/cm²)	最大强度 (kg/cm²)	最大/最小	摘要
表層(1:1.5:4)	鹽化カルシウム2% ペロセメント	3	198.1	313.0	1.58	
		7	302.8	422.8	1.40	
		28	404.7	567.1	1.40	
	ペロセメント	3	110.3	156.8	1.42	
		7	130.2 175.5[1]	274.5	2.11 1.56[1]	1) 二次最小
		28	298.3	438.6	1.47	
基層(1:2.4:6.4)	鹽化カルシウム2% ペロセメント	3	67.9	117.7	1.53	
		7	121.7	181.1	1.49	
		28	164.1	277.3	1.69	
	ペロセメント	3	35.1	50.1	1.43	
		7	84.9	121.7	1.43	
		28	130.2	243.4	1.87	

18. 混合式タールマカダム　(大倉土木株式會社施工)

石灰岩碎石 (45～25 mm) を 120°C 內外に加熱乾燥せしめて鐵板上に載せ、重量比 8% のコールタール (溫度 150°C 以內) を加へてショベルにて切返し均等の色を帶びるまで混合したるものを仕上基礎上に厚 7.5 cm に敷均し 8 噸タンデムにて 8 回輾壓したる後

加熱乾燥せしめた碎石屑（12 mm 乃至 No. 10）に 8% のタールを混合せるものを厚 3 cm に敷均し 4 回輾壓せる後乾燥せる荒目砂を 10 l/m² の割に撒布し 2 回輾壓して仕上げた。工事は四月二十日施工し二十三日交通に開放した。使用コールタールは東京瓦斯株式會社製第一號コールタールにして第二十三表の規格に據るものである。

第二十三表　第一號タール規格

1.	質均等にして水分を含まず		
2.	比　重　15°C	1.10 以上	1.25 以下
3.	タール酸（容積）		5 %以下
4.	游離炭素		22%以下
5.	稠　度（ハツチンソン 25°C）	20～130	
6.	蒸溜試驗	170°C 以下	2 %以下
		170～270	10～24%
		270～300	3 ～15%
7.	ナフタリン		5 %以下

19. アスカルエツキス透入マカダム（アスカル工業合資會社施工）

仕上基礎上に濕砂厚 1.5 cm 敷均し 40～25 mm 石灰岩碎石を厚 5 cm に敷均し 10 噸マカダムにて 2 回輾壓整形せる後 6 mm 以下の碎石屑を 8 l/m² 撒布し、撒水しつゝ輾壓 4 回の後、第一回アスカルエツキス 2 l/m², 12～6 mm 碎石 12 l/m² 撒布輾壓 4 回、第二回乳劑 1.7 l/m², 6～3 mm 碎石 10 l/m² 撒布輾壓 4 回、第三回乳劑 1.7 l/m², 3 mm 以下碎石屑 5 l/m² 撒布輾壓 2 回、第四回乳劑 1.7 l/m² 荒目砂 5 l/m² 撒布 2 回輾壓して仕上げ翌日交通に開放した。工事は四月二十八日施工した。

上述諸工種中アスハルト乳劑を透入又は塗裝せる工種に就き其工法の大要を比較表示すれば第二十四表の通りである。又本工事中及其前後に於ける氣象概畧は第二十五表の如くである。

VI　施行後の經過

本工事は施工後未だ一ケ年半に滿たざるを以て充分其成積を比較論究するを得ないが、昭和七年五月までの經過を見るに、特に基礎を鞏固ならしめしもの (7, 16) 鋪裝軀體の支持力充分なるもの(17)工法と基礎の性狀と適合せるもの(2, 8) 施工時期宜しきを得たるも

第二十四表　アスハルト乳剤透入及塗装工法比較一覧

番號	基礎工概略	骨材	目潰	振動		第一回			第二回			第三回			第四回			表層計(骨材を除く)		
		主骨材厚 (cm)	目潰石碎 (l/m²)	順	壓回數	乳劑 (l/m²)	目潰石碎 (l/m²)	振動壓回數 S 順	乳劑 (l/m²)	目潰石碎 (l/m²)	振動壓回數 S 順	乳劑 (l/m²)	目潰石碎 (l/m²)	振動壓回數 S 順	乳劑 (l/m²)	目潰石碎 (l/m²)	振動壓回數 S 順	乳劑 (l/m²)	目潰石碎 (l/m²)	振動壓回數 回
7	煉瓦屑厚 15 cm	7.5	2.5	12	12	2.5	6.0	4	4.0	8.0	6	2.7	4.5	2	2.2	6.0	2	11.4	24.5	14
8	標準基礎上に砂衣土厚 2.5 cm	7.0	8.6	12	12	3.4	8.0	4	2.4	8.0	10	2.4	4.3	4	1.5	3.0	6	9.7	23.3	24
9	標準基礎	7.0	5.3	10 8	2 4	3.6	11.0	2	2.8	6.0	4 1)	2.9	1.0	4 2)				9.3	18.0	10
10	同　上	7.0	20.0	12	8	2.7	16.0	8 3)	3.6	5.0	4 3)	2.5	2.5	2	1.8	3.0	4	10.6	26.5	18
11	同　上	6.0	6.0	12	12	4.6	10.0	12	2.9	4.0	10	2.7	6.0	12				10.2	20.0	34
12	砂粗厚 1.5 cm を加ふ	5.0	15.0	10	14	1.8	5.0	4	2.6	3.0	4	2.1	3.6	2	1·0	6.0	2	7.5	17.6	12
13	碎石層厚 10cm の上に砂及衣土層 1.5cm を加	5.0	6.2	12	6	4.1	9.3	4	3.8	9.1	8	2.6	5.2	6	1.0	3.75	—	11.5	27.35	18
19	標準基礎上に砂粗 1.5 cm	5.0	8.0	10	6	2.0	1.20	4	1.7	10.0	4	1.7	5.0	2	1.7	5.0	2	7.1	32.0	12
14	乳劑 1.5 l/m² 碎石 6 l/m² 撒布					2.0	5.5	2	1.7	6.0	—							3.7	11.5	2
15	乳劑 1.6 l/m² 碎石 3.5 l/m² 撒布					2.5	6.0	2	2.5	8.0	4							5.0	14.0	6

註　1) 2 1/2 噸タンデムにて 30 分振壓　2) 2 1/2 噸タンデム　3) 12 噸タンデム

第二十五表　工事中及其前后に於ける氣象概況

	月	日	天氣概況	平均氣温 °C	最高氣温 °C	最低氣温 °C	日照時間	降水總量 mm
5年	12	15	晴	4.6	9.6	0.5	8.5	—
		16	快晴	4.1	10.8	—2.1	8.4	—
		17	快晴	4.0	9.6	0.5	6.9	—
		18	晴	2.7	9.5	—2.7	6.0	—
		19	快晴	4.9	13.4	—2.0	7.6	—
		20	曇一時晴小雨	5.9	9.1	3.3	0.6	0.0
		21	曇	6.6	9.4	4.0	0.4	—
		22	曇小雨後小雪	3.1	5.8	1.3	0.0	1.7
		23	快晴	3.4	8.1	—0.2	8.6	—
		24	晴	2.1	8.4	—1.4	3.5	—
		25	晴	3.7	11.0	—2.2	8.2	—
		26	快晴	3.1	11.9	—3.4	7.7	—
		27	快晴	4.4	13.3	—1.6	8.4	—
		28	晴後曇	4.4	11.4	—1.9	5.6	—
		29	曇小雨	5.5	7.5	3.4	0.0	0.1
		30	小雨後晴	4.1	7.8	1.6	2.8	0.2
		31	晴	2.7	7.0	0.5	6.5	—
6年	1	1	曇後雪	0.5	2.6	—2.3	0.1	13.0
		2	早曉雪曇	2.9	7.3	—1.5	0.7	16.1
		3	快晴	5.2	10.4	—1.6	9.0	—
		4	曇	4.8	10.6	—1.4	5.0	—
		5	晴時々曇	8.6	16.5	1.7	7.0	—
		6	雨小雪	4.1	8.0	1.4	0.0	8.9
		7	曇後雨雪	4.3	7.4	1.3	1.5	0.2
		8	雪	0.6	1.8	—0.6	0.0	9.3
		9	雪後雨	1.0	2.5	—1.0	0.0	15.4
		10	曇小雨後晴	2.0	7.8	—2.4	4.8	5.2
		11	快晴	0.1	2.1	—6.1	8.6	—
		12	曇後晴	—0.7	4.7	—4.3	4.6	—
		13	晴時々曇	1.1	7.4	—5.8	6 6	—
		14	快晴	1.5	8.9	—4.4	8.9	—
		15	快晴	2.0	9.1	—4.0	8.6	—
		16	曇後晴	2.1	7.0	—0.6	3.8	—
		17	晴後曇	3.1	10.9	—3.4	6.6	—
		18	曇一時晴	3.2	6.5	0.8	1.7	—
		19	快晴	3.4	9.9	—2.7	8.3	—
		20	快晴	2.9	10.7	—2.9	8.4	—
		21	快晴	1.1	5.3	—1.7	8.3	—
		22	曇一時晴後雨	2.2	7.0	—1.4	4.7	0.2
		23	曇後雨後晴	5.4	11.5	1.0	2.8	0.0

第二十五表　工事中及其前后に於ける氣象概況

6年	1	24	快晴	5.9	10.4	1.9	9.5	—
		25	曇	2.6	8.8	1.0	0.1	—
		26	小雨後曇後雨	4.3	7.6	1.0	0.5	2.9
		27	快晴一時曇早曉雨	2.1	4.8	—0.6	7.9	1.8
		28	快晴曇間曇	1.8	7.0	—4.6	8.2	—
		29	晴時々曇	3.2	9.5	—1.9	4.6	—
		30	晴時々曇	5.9	13.3	0.1	8.8	—
		31	雪後曇	4.9	8.1	2.2	0.1	0.0
	2	1	曇雨後晴	2.5	4.8	—0.6	0.1	10.5
		2	曇一時晴	7.4	15.6	—0.5	6.1	—
		3	曇後小雨	7.3	9.6	5.9	0.0	0.6
		4	雨時々曇	5.3	6.3	4.1	0.0	1.2
		5	雨	3.9	5.5	2.2	0.0	6.2
		6	雪後雨後晴	1.3	2.3	—0.3	0.0	11.1
		7	曇後晴	2.2	11.0	—1.5	6.5	—
		8	快晴	0.0	5.1	—3.4	9.6	—
		9	晴曇後雪	0.9	5.4	—6.1	4.3	0.0
		10	雪	—1.1	—0.2	—2.0	0.0	14.7
		11	晴	0.5	5.0	—3.2	7.0	—
		12	曇後晴	—0.4	3.5	—4.1	5.0	—
		13	曇後雪	—1.9	0.8	—5.5	0.0	23.6
		14	曇一時雪及雨	2.7	6.2	0.5	0.3	2.3
		15	早曉雨曇一時晴	4.2	7.4	1.5	4.7	0.3
		16	曇後小雨	2.5	4.9	1.2	0.0	6.9
		17	曇	1.9	3.7	—0.6	0.4	0.0
		18	雪後曇	—0.4	1.7	—2.8	0.2	0.6
		19	曇小雪	1.6	6.5	—3.8	1.5	0.0
		20	晴時々曇	5.0	10.9	1.0	7.8	—
		21	曇小雨小雪	4.3	6.5	2.1	0.3	0.0
		22	曇後雪	0.9	3.1	—0.7	0.3	3.9
		23	曇小雪	1.9	6.9	—1.4	2.3	0.2
		24	晴一時曇小雪	2.5	9.4	—2.1	7.9	0.0
		25	快晴一時曇	2.2	7.9	—3.8	9.4	—
		26	曇後晴	4.7	11.3	—1.5	7.3	—
		27	晴後曇後雨	6.1	11.5	0.5	7.3	0.4
		28	雨一時雪夕方ヨリ晴	2.6	5.2	0.7	1.0	2.8
	3	1	快晴	2.4	6.9	—0.4	10.6	—
		2	快晴	2.8	8.1	—2.0	10.5	—
		3	晴後曇	5.4	10.4	—1.0	9.0	—
		4	雨	4.4	5.6	2.2	0.0	12.5
		5	晴	6.9	11.9	3.3	10.4	0.0
		6	曇	6.8	12.6	1.4	2.2	—

第二十五表　工事中及其前后に於ける氣象概況

6年	3	7	雨	後	晴	9.5	19.9	4.7	6.3	4.3
		8	晴			6.0	11.9	1.0	9.4	—
		9	晴			7.1	13.9	0.7	6.8	—
		10	曇			7.7	12.5	2.5	0.2	—
		11	曇	後	雨	9.2	12.9	5.5	1.2	4.6
		12	快		晴	7.0	12.8	3.7	10.6	—
		13	快		晴	6.7	14.6	0.1	10.2	—
		14	快		晴	7.3	14.2	2.3	11.0	—
		15	快		晴	6.3	13.1	0.3	10.4	—

の（19）等は未だ修理を行ふに到らないが、局部的に軟弱なる地盤ありしものは該部分を修理し（1,3 及 4）、使用結合材の性質適當ならざりしものは或は冬季中龜裂を生ずるか（4, 第十一圖）然らざれば夏季軟化して附着せむとする傾向を生じ（6,18）、又乳劑鋪裝中、輾壓不充分なりし爲施工路盤の沈下せるもの（9, 第十二圖）、施工中過剩の水量を使用せるもの（5,12 第十三圖）及基礎に特殊の補强を行はず施工後路體及路床乾燥前嚴寒に遭ひし部分（10,11 第十四圖）等には冬季中龜裂を發生し夏期に及んでも自癒せず修理の必要を生じた。併し乍ら之等も簡單なる修理の後は快適なる路面となり、鋪裝前に於ては弛緩遊離せる砂利が交通の爲兩側シートアスハルト表面に痘痕様の凹點を印して鋪裝を危殆に瀕せしめしが如き狀態は完全に一掃され、或る種のものに於ては少許の局部的修理又は封緘工程度の修理の必要を生ずべきも尙充分本區域の交通を許容し得るは明である。各工種の經過及現況の大要は次の如くである。

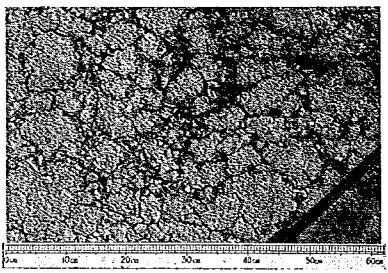
1.　シートアスハルト

施工中輾壓の爲第2工區に近き一部に路心（卽ち輾壓の方向）に直角に細龜裂數條を生じたるも別に擴大の徵候なく交通に支障なかつたが、溫暖期に及んでも自癒せざりし爲外觀上該部分を除却し再鋪裝した。又北側緣石沿中部に幅 0.3 m 長 3 m に亘り龜裂を生じた爲前記修理と同時に除却再鋪裝したが、七年冬中再び該部分に近く幅 0.6 m 長 2 m 半隋圓形の區域3ヶ所に龜裂を生じた。之等は何れも元來基礎の支持力が局部的に不充分なるのみならず、緣石と鋪裝間の接續充分ならず其間隙より浸入せる水分が更に基礎を軟化せしめる爲である。之等の小部分を除いては路面は極めて良好である。

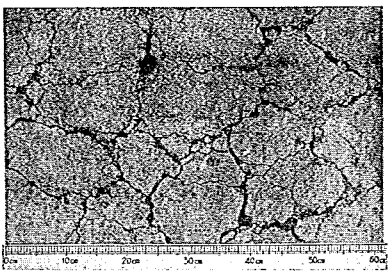
2.　アスハルト混凝土

本區も亦路面良好である。本工も施工中第1區同樣一部に輾壓中長約 1 m の龜裂數條を生じたが今日に到るまで別に擴大せず交通に支障ない。第1區に接する北隅に約 1 m,² 南側緣石沿中央部 2 m² に亘り龜裂あるも施工後未だ修理しない。

第十一圖　施工後二年目の冬季中タール鋪裝に生じたる龜裂

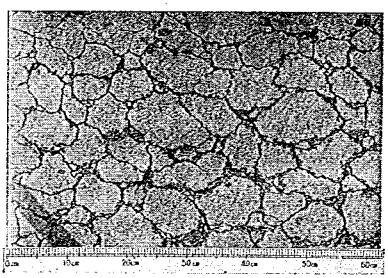


第十二圖　輾壓不充分に因る路盤沈下の爲乳劑透入マカダムに生じたる龜裂

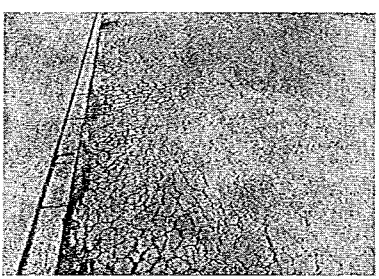


第十三圖　過剩水量を使用せる乳劑鋪裝に冬季發生せる龜裂

其一　透入マカダムの龜裂

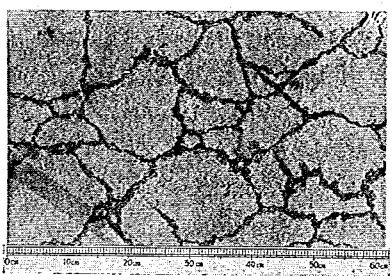


其二　混合マカダムの龜裂

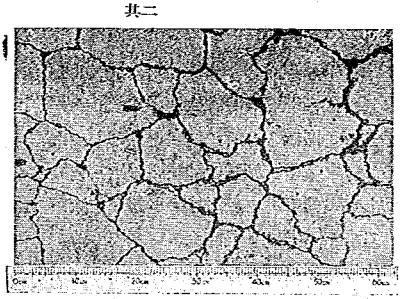


第十四圖　酷寒中施工せる乳劑マカダムに冬季中に生じたる龜裂

其一



其二



3. デイツプフアルト

六年夏期中表面稍軟化したが別に車輪に附著する程度に至らず、冬期中は極めて良好の狀態である。七年冬中約 0.5 m² に亘り最大深さ 2 cm 沈下した外二、三の龜裂を生じたが未だ急速に修理を要する程ではない。本工は施工直後基礎不良の爲沈下せる部分を再鋪裝せし外未だ修理しない。

4. ターバラス

本工は冬期中は路面粗鬆となり所謂 Non-Skid の路面を呈し極めて良好であるが、夏期酷熱の際表面タール軟化し一部は兩側緣石沿の低所に流れ集り、爲に該部は軟かになり過ぎ中央高所は冬期硬くなり過ぎる。七年冬中鰐皮模樣の龜裂を發生したが未だ急速に破損の徵候なく、基礎軟弱なりしに比し良好の狀況である。

5. アスカル混凝土

施工後數日各部に龜裂を生じ、次第に發達し六年冬中既に殆んど全面に擴大せし爲六年三月アスカルエツキス及砂を用ひ一回封緘工を行ひしも充分に龜裂を塡充するに至らず且夏期に及んでも自癒するの力なく交通大なる緣石沿部分は一部表面剝奪されるに至つたが中央の大部分は良好の狀態である。

6. ＡＢＣ鋪裝

本區域は基礎仕上後隣接アスカル鋪裝の混合劑材料を一日間堆積貯藏せるに該材料中の水分洩出して基礎を軟化せしめ、爲に施工後間もなく路面一體に變形し規定の形狀を保持し得ざるに到つた爲六年三月中全區域に亘り B.C 兩層を改造してより良好の狀態となり、夏期稍軟か過ぎて靴跡を印し且附著する傾向あるも、冬期は異狀なく殆んど龜裂の徵候もない。

7. ピチウマルス透入マカダム（厚 7.5 cm）

基礎工改造後は極めて良好にして中央一局部に毛細龜裂を生じたが未だ一回も修理の必要なく兩側シートアスハルト鋪裝に比して遜色ない。

8. エマルピア透入マカダム（厚 7.5 cm）

基礎層を改造せし部分は勿論其他の部分も何等異狀なく龜裂の徵候も更になく極めて良好の狀態である。

9. ニウカース透入マカダム

本區は輾壓充分ならざりし爲施工後間も無く路面の孤形低減し水平に近づき之と共に鰐皮模樣の龜裂を生じ一部は表皮剝離したるを以て全面に亙り封緘せし後は一時龜裂消滅せ

しも七年冬期中一部に再び龜裂を示し初めたが大部分は極めて良好である。

10. エムラス透入マカダム

本區域中第9區寄り南側緣石沿の部分は基礎特に軟弱なりし爲施工後間もなく該部分に龜裂を生じ六年冬中全區域に擴大せるも、交通上支障なく且表皮剝離するに到らず、六年七月封緘層を施工せる後は良好の狀態となつたが七年冬中前記基礎軟弱の一部分に再び龜裂を生じたが未だ著しくない。

11. 鈴木乳劑透入マカダム

本工區は坂路の中途にあり、上部隣接第 12 區に施工せる撒水の過剩部分が兩側緣石沿に流下せし爲緣石沿の部分幅 60 cm に亘り最大約 1 cm 沈下し之が爲該部分及其附近に鰐皮模樣の龜裂を生じたが表皮の剝離せざる內に六年十月封緘を施工せし以後は極めて良好にして、七年冬期中一小部分に再び龜裂を生じたが未だ修理の必要はない。

12. ピチウマルス透入マカダム（厚 5 cm）

施工中撒水過多なりし爲特に兩側緣石沿の部分の基礎軟化し爲に最大 2 cm 沈下し附近に龜裂を生じ漸次發達して六年冬中殆んど全區域に亘り、交通大なる緣石沿の一部は表皮剝離し主骨材を露出するに到つたが六年夏期全面を封緘せる後は結果良好にして、七年冬中一部に再び龜裂を示したが未だ修理を要する程度に到らない。

13. エマルピア透入マカダム（厚 5 cm）

施工後間もなく兩側緣石沿に幅 1 m, 長 18 m 及第 12 區に接する部分の中央幅 3.5 m 長 15 m に亘り鰐皮模樣の龜裂を生じたるも六年夏封緘工に據つて之を修理せる後は、緣石沿の間隙を乳劑に依つて密閉せる爲か徑過極めて良好にして、七年冬中も龜裝を生じない。

14. ピチウマルス路面處理（塗裝）

施工後間もなく先づ兩側緣石沿の部分より龜裂を生じ初め終に表皮剝離する傾向を示したるを以て六年二月中一度該部分を封緘したるも、七年四月迄に表皮剝離せるもの各部分に亘り 9 ケ所面積約 3 m^2 に及び且緣石沿幅 1 m の範圍內に 3 ケ所面積合計 8 m^2 に亘り最大沈下約 2 cm に及び龜裂を生じたるを以て之を修理した。之等修理部分以外にも鰐皮模樣龜裂を現はせる所尠くないが、未だ表皮剝離の徵候がない。

15. エマルピア路面處理（塗裝）

本區は殆んど第 14 區と同程度にして施工後間もなく龜裂發生せる爲封緘工を一回施工し、六年十月兩側緣石沿約 1 m 幅を封緘せしも七年冬中再び各部に亘り 7 ケ所計 20 m^2 に達する沈下又は表皮剝離を生じたるを以て七年四月中三度封緘工を施工した。本區域に

は上記修理ケ所以外には殆んど龜裂を見ない。

16. セメント・マカダム

濕式注入法に據つた部分はモルタルの透入充分ならず、全表面モルタルを以て覆はれて居るが、本鋪裝上を通過する鐵輪帶殆んど絕無であるから施工直後と大差なく、唯次の乾式區との間に施工時期に一日の差ありし爲其境界に全幅に亘る龜裂一線を生じたが、現在に於ては之が爲破損の進展する惧はない。交通開放直後北側第 15 區寄の隅角に所謂隅角龜裂と認むべきものを生じたが以後更に擴大の模樣なし。

乾式工法に據れる部分も未だ全表面モルタルにて覆はれ粗鬆であるが何等異狀なし。

サンドキツチ式の部分も何等異狀なく、最終端約 2 m に亘り特に表面モルタルを均さず粗鬆の狀態に存置した部分も殆んど變化を見ない。

17. セメント混凝土

殆んど施工直後と異ならず別に異狀を見ない。縱斷繼目を伏設せる箇所は豫期の如く細龜裂を略直線的に生じたるも之より磨損進展の傾向はない。キユアクリート養生の部は殆んどキユアクリート剝離されて僅に識別し得る程度であるが路面狀況は他と異らない。

18. 混合式タールマカダム

施工後約一週間充分硬化せず自動車の輪轍を印し、夏期は熔融せるタールが兩側に流出し終に外側車道に迄溢れ通行物に附着したが路面は破損せず、七年冬期は所謂Non-Skidの表面を呈し極めて良好の狀態である。夏期熔融部に乾砂を撒布せし外未だ修理の必要なし。

19. アスカル透入マカダム（5 cm）

徑過極めて良好にして未だ一回も修理せず、僅少の龜裂と 0.02m² の表皮剝離せるのみである。

本試驗鋪裝の路面狀況を知らむが爲七年四月 Vialog に據る凹凸係數[1] を測定せる結果は第二十六表及第十五圖の如くである。試驗車は Buick 1927 年型 5 人乘、管氣壓 33#/□″の Dunlop Chord Tyre を附せるものにして、時速 28 km に於て Vialog 係數 2.76（路面凹凸高總計 2.76 cm に達したる時 1.00 を指示す）を有するものである。

之等圖表より見るに、本試驗區域の平均値は兩外側の混凝土基層を有するシートアスハルト鋪裝に比すれば甚しく不良の觀あるも之は主として短距離間に多數工種を並列せし爲異種鋪裝間の境界の接續平滑なるを得ざりし爲にして、各區間個々の値は區間餘りに短小

---

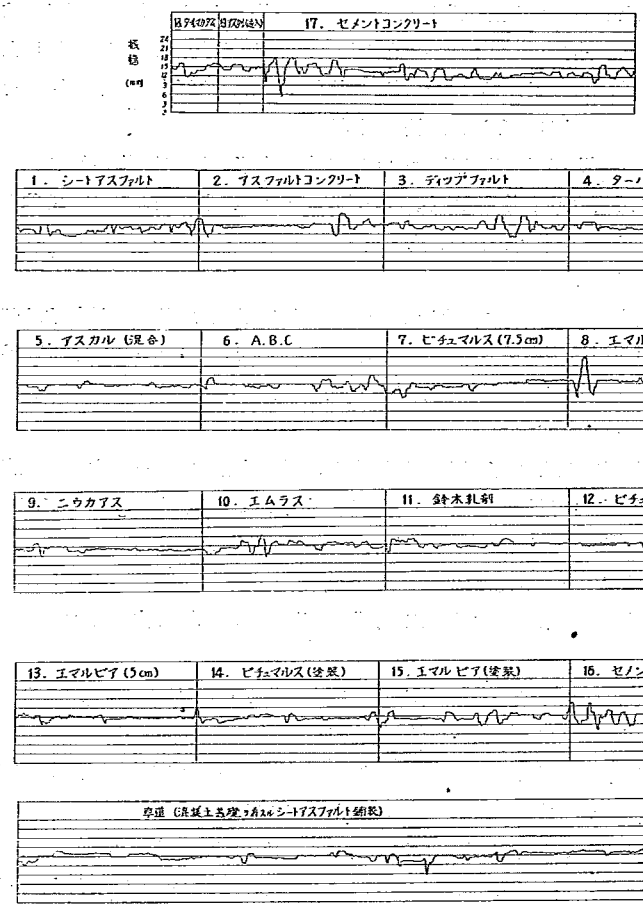
1) 本所報告第 3 號及第 16 號參照

第十五圖

Vialog に據る路面凹凸係數測定圖

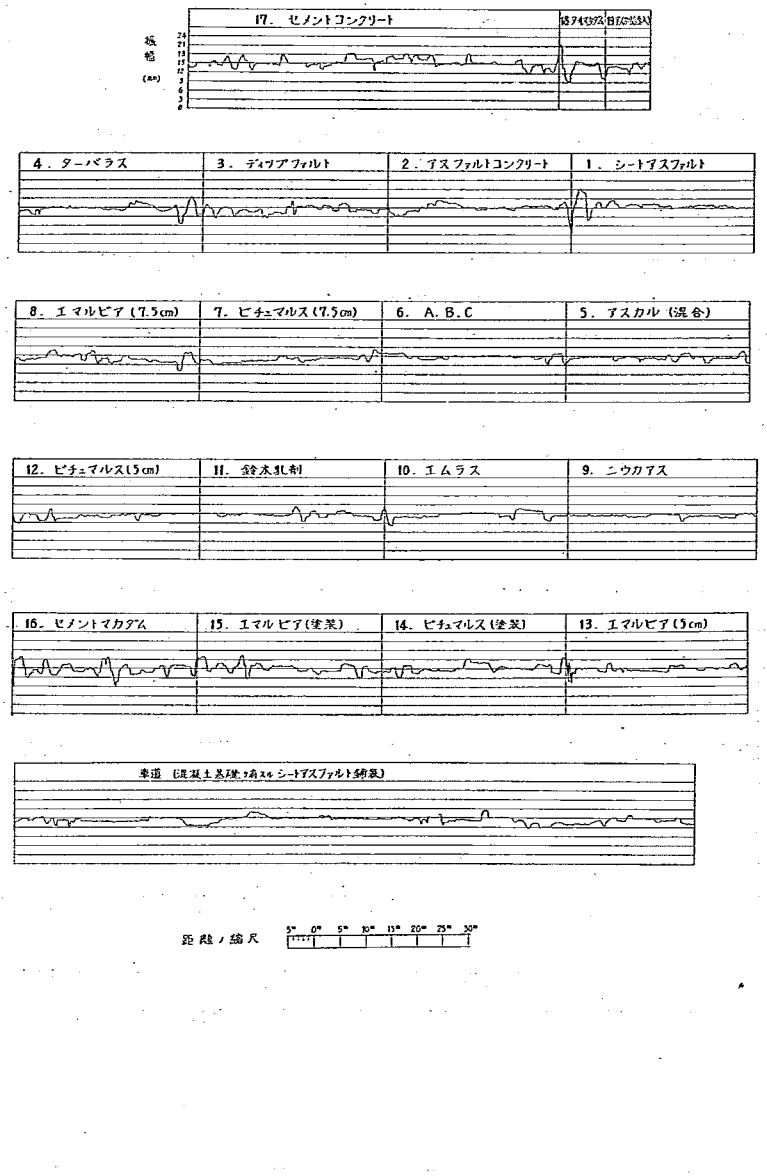
其一 南側

車輛方向 →



第十五圖　其二　北側

車輛方向　→



第二十六表 Vialog に據る路面狀況の比較

1. Buick 1927 年型 5 人乘、Dunlop chord Tyre 管氣壓 33 #/□″
2. 速度 28 km/hr., Vialog 係數 2.76

區域	鋪裝種別	凹凸係數 (cm/km)
全區域	各種平均	44.23
No.1～No.5	混合式瀝青鋪裝	40.52
No.6～No.13	透入式瀝青鋪裝	28.52
No.14～No.15	瀝青路面處理	45.16
No.16	セメント・マカダム	99.45
No.17	砂利セメント混凝土	72.65
雨外側車道	シートアスハルト(混凝土基層)	14.81

なる爲數値を以て表示するは困難であるが圖面を對照すれば瀝青質鋪裝の大部分は大差なき程度なること明である。而して上記平均値も之を鋪裝前の砂利道の係數 400 cm/km 程度に比すれば遙に改善されたるを示して居る。セメントマカダムの最も大なるは一面施工に不熟練なる爲と一部仕上げを行はず特に粗鬆ならしめた爲であつて更に之を低減することは容易である。混凝土の係數比較的大なるは本區間のみ曲線なると繼目は總て膨脹繼目にして且其間隔極めて短い爲である。

VII 結 論

本工事は前述の如く、斯種鋪裝に必須である固結充分なる在來路盤を利用し得ず、其大部分は比較的軟弱なる地盤上に急造せる砂利及碎石の薄層を基礎とするに過ぎず、斯種鋪裝の基礎としては最低限度と目すべきものであり、且施工の時期も多くは最も不適當と看做すべき極寒中であつたから、施工上些少の手違も重大なる影響を及ぼし、鋪裝性能の判定上最も過酷の條件の下に在つたから、本工事の結果を以て之等鋪裝の常態となすことは出來ない。又基礎の性狀意外に複雜にして其支持力極めて區々であるから、基礎支持力の影響特に密接なる斯種鋪裝に對して單に表面的の結果のみを以て直に其優劣を比較的論評することは出來ない、加之施工後の經過年月も未だ極めて短きが故に精確なる成績を徵し難いから單に今日までの經過に徵し、斯種鋪裝の採擇及施工上參考に資すべき點を概括すれば大要次の如くである。

1. 混凝土の如き比較的剛質の基層を有せざる瀝青質鋪裝、特に路面處理の如き簡易なるものに於ても適當に維持修繕すれば其路面狀態を高級鋪裝に比して劣らざらしめ得る可

能性がある、從つて車輛運轉費の如きも兩者必しも區別するの必要はない。

2. 本工事に採用せる加熱式アスハルト鋪裝は、本工の標準基礎の程度に於ても、特に浸水排水等に不利ならざる限り、一日一車線自動車 870 臺程度の交通に對し充分耐へ得らるゝが如くである。

3. 加熱混合式アスハルト鋪裝に於ては、本工程度の基礎に於ては輾壓中龜裂發生の惧があり、之が擴大して破損の直接原因となるが如き傾向はないが單なる封緘工の程度では之を消滅せしめることは出來ない樣である。

4. タールを使用又は混用する鋪裝に於ては、夏期と冬期とに由つて其性能著しく異るから、骨材の粒度に應じて其質及使用量を考慮する必要がある。

5. 混合式アスハルト乳劑鋪裝に於て豫め骨材を潤ほすに使用する水量は最少限度の所要量たるべきである。

6. アスハルト乳劑マカダムに於ても適當の工法に據れば（假令へば 8）本標準程度の基礎及工法を用ひて嚴寒中施工しても尙本路線程度の交通に耐へ得る。

7. 第 7 區に採せるが如き煉瓦屑厚さ 15 cm の基礎及表層工法を用ふれば嚴冬中に於ても耐力充分なるアスハルト乳劑マカダムを造り得る。

8. 本區域の如き地質基礎に於て嚴冬中アスハルトマカダムを施工する場合は特に過度の撒水は有害である。

9. 冬期マカダム施工に際し過多のアスハルト乳劑を使用するは有害なるものの如くである。

10. 本區域の如く、含水等量相當大なる土質より成る路床上に於て、嚴冬中アスハルトマカダムを施工するには、凍結に因る昻上を許容し、且表層直下に毛細現象に由る水分の上昇を阻止する爲相當厚の砂利又は碎石層を設くべきである。

11. 異質物との境界にして浸込水の排除不充分なる場合は、瀝靑質材料に依つて水密ならしめることは極めて有効である。

12. 本工標準基礎の如き程度の基礎の乳劑鋪裝に於ては、優良なる乳劑も施工上又は地質の缺陷を償ふに足りない。

鋼 矢 板 試 驗

(禁 轉 載)

內務技師 靑 木 楠 男

目 次

頁

第一章 緒 言 …… 2

第二章 斷面率試驗 …… 5

第一節 概說 …… 5

第二節 個々の矢板の斷面率 …… 7

1. 斷面特性 …… 7
2. 斷面率の測定 …… 8
3. 製鐵所鋼矢板 …… 10
4. Larssen 鋼矢板 …… 15
5. Lackawanna DP 型鋼矢板 …… 18
6. Terres Rouges 鋼矢板 …… 20
7. Krupp 鋼矢板 …… 24
8. Klöckner 鋼矢板 …… 25
9. 斷面效率 …… 26

第三節 矢板壁の斷面率 …… 28

1. 實驗裝置 …… 28
2. 斷面率の算定 …… 30
3. 撓度より見たる矢板壁慣性能率の比較 …… 31

A. 溝型斷面鋼矢板 …… 31

B. 波型斷面鋼矢板 …… 44

C. Z 型斷面鋼矢板 …… 51

4. 應力分布狀態より見たる矢板壁斷面率 …… 58

A. 溝型斷面鋼矢板 …… 58

B. 波型斷面鋼矢板..... 65
C. Z 型斷面鋼矢板..... 70
5. 各種斷面形の比較..... 77
第三章 繼手試驗..... 79
第一節 概說..... 79
第二節 繼手强度試驗..... 81
第三節 矢板繼手部に於ける應力の分布..... 85
1. 製鐵所型 A號繼手..... 85
2. Larssen 型繼手..... 86
3. Lackawanna 型繼手..... 87
4. Terres Rouges 型繼手..... 89
5. Krupp 型繼手..... 89
6. Hoesch 型繼手..... 90
7. Klöckner 型繼手..... 91

第一章 緒 言

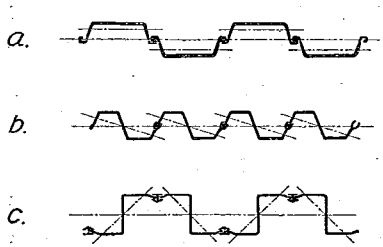
大正十二年大震災以後、復興工事其他一般土木事業界に於ける鋼矢板の活躍は刮目に値するものがある。橋臺橋脚築造に當つての締切工、建築物基礎根堀に於ける土留工等各種の假設工事に、或は閘門の擁壁、港灣の岸壁等の永久構造物に使用されたる量は夥しい額に達する。これ一面に於て製造者の宣傳の力によるところ大なるべきも、他面に於て鋼矢板の使用が、從來の工法に比して著しく勝れたる點あることに原因するものである。而して今日まで本邦に於て使用せられたる鋼矢板は不幸總て外國製品にして、或は獨逸に或は北米合衆國に或はルクセンブルグに其供給を仰ぎ、其輸入年額は最近事業界不況の影響をうけ、其增加率に減少を示せるも昭和五年度に於て尙三萬噸に近き多量に達してをる。然るに昭和六年に入り八幡製鐵所は新たに鋼矢板の壓延を計畫し、今日にては已に各方面に其販路を擴張しつゝあるを以て從來に比して一層低廉なる價格を以て供給せらるべく、從つて將來各種工事に於ける鋼矢板の使用量は愈々增加するに至るものと認められる。

抑も鋼矢板が工事用に使用せらるゝに至れるより今日まで未だ 50 年の年月を閲したるに過ぎず。其最初に於ては單なる構造用壓延鋼の組合せであり、稍進んで後もこれに異形の形鋼を混用せるに過ず、今日の如く特殊形狀の壓延鋼のみを以て鋼矢板を形成するに至れるは僅々 20 年このかたのことである。

現今世界市場に現はれたる鋼矢板の種類は 10 種に餘るものあるも、これ等の中本邦に於て多量に使用せられたるものは數種にすぎない、而してこれ等のものを見るに、組合せたる矢板壁の强度のなるべく大なるものゝ喜ばるゝ關係上殆んど全部が波型に組立てらるゝものである。今これ等の矢板壁を其壁軸と個々の矢板材片の主軸との關係より區別するときは大體次の 3 種となる。

1. **溝型斷面のもの**　個々の矢板は溝形をなし、これ等の主軸は壁軸に平行にしてその兩側に交互に存するものにして（第一圖 a）製鐵所型、Larssen 型、Lackawanna 型等はこれに屬してゐる。

第一圖　鋼矢板の分類



2. **波型斷面のもの**　個々の矢板がすでに波型を呈し、其主軸は壁軸に一定方向に一定の角度にて斜交せるものにして(第一圖 b) Terres Rouges 型が其の代表的のものである。

3. **Z 型斷面のもの**　個々の矢板は Z 型をなし、主軸が壁軸と一定角度にて斜交すること 2. と同樣なるも其方向を交互に變化するものにして（第一圖 c) Krupp 型、Hoesch 型、Klöckner 型等がこれに屬してゐる。

斯くの如く其壁軸と主軸との相對位置に著しき相違の存する結果として組合せたる矢板壁の性能に顯著なる差異のあるべきことの豫想せらるゝと同時に、矢板の種類毎に其繼手形狀を異にすることが一層この問題を複雜ならしめてゐる。從つて今日この點に就て概念的に其相違を認むる技術者は少なからざるも、未だ其程度を數量的に示す資料の發表せられたるものを見ず、一方鋼矢板販賣者の多くは其商策上よりして矢板壁の斷面率として壁軸に基いて算出したるものを使用し得べしと稱してゐる。其理由として發表されて居るものは第二章に掲げたる數項であるが、これ等は矢板壁が最良の環境にある場合の事項のみであつて、決して矢板構造物が常に斯くの如き環境にのみ置かるゝものとは考へられず、寧ろ斷面率を問題視せねばならぬ場合には多く地盤不良にしてこれ等の條件を滿足し得ざ

る狀態にある。

從つて矢板壁については斯くの如き最良の環境の場合を論ずるより、寧ろ先づ最惡の狀態に於ける斷面率の値、更に其値の矢板の形狀、繼手の種類による變化を明かにし、進んで前揭諸補剛條件のこれに及ぼす影響を確むることが最も重要なりと信ずるものであるが、不幸にして未だこれ等に關する信賴すべき文獻に接し得ないのである。

更に矢板の繼手について考ふるに、現今使用せられつゝある繼手の種類は第三章に揭げたる4種にして、各矢板共比較的多量の材料集中を免れざる繼手に對し、其形狀竝に配置に充分なる考慮を拂つてをり、且つ矢板の目的上より充分なる水密性を與へ得るものたること、壁の方向の强度の充分なること等を主眼として造られてをる。從つて其水密性に關しては工事施工上の經驗に基いて技術者間に多く論評されてをり、其强度についても多くの試驗成績が發表されてをる。併し矢板の重量より見て極めて重要なる繼手內部の應力分布狀態に關する研究は未だ其例を聞かないのである。應力分布狀態が明かとなりて初めて鋼材利用の充分なる效果を擧げ得べく、この點に立脚して繼手を見るとき現在の形狀に對して不用部分の削り取り、重要個所の肉盛り等幾多合理的なる改良の餘地の存することを信ずるものである。

更に鋼矢板に關しては其腐蝕と含銅量の問題が重要視されてをる、震災後最も活躍せりと認められゝ二大鋼矢板は海水工事用材として其含銅鋼の防蝕効果を力說して 80－100 年の耐久力ありとまで稱してをり、一般的にも含銅鋼の海水中の耐蝕性を認むる技術者も多い。

抑も含銅が鋼材の空氣中に於ける防蝕に著しい効果のあることは 1913 年、1915 年の Buch 氏、1916 年の Richardson 氏の實驗報告によつて極めて明白なる事實であり、稀薄酸中にての耐蝕性の勝れたることは Dortmund Union に於ける實驗、Heinrichs 氏の實驗等によつて確められてをり、最有効の含銅量も決定されてをるが、これと同等の効果が海水又は河水中にても期待し得るや否やは尙疑問をさし挾む餘地がある。この點に關して米國材料試驗協會に於ける試驗、Speller 氏の鋼管についての實驗等にては含銅の著明なる効果は認められず、獨乙國立材料試驗所に於ける海水竝に河水を用ひての常溫及高溫に於ける試驗結果を見ても耐酸試驗の場合の如き顯著なる効果は現はれてをらぬ。

從つて含銅によつて起る鋼材價格の增加と耐蝕性の增進との關係を充分考究することなく、徒らに高價なる費用を拂つて外國製の含銅鋼矢板を購入することは更に周到なる調査を要する問題である。殊に八幡製鐵所鋼材が其鑛石の關係上自然的に銅を含み、其含有量

が外國製含銅鋼矢板の夫れに優るものあるに至つては更に深甚なる考慮を必要とする。

以上の如く鋼矢板の現狀に鑑みるに、そこに幾多未決の問題の殘されたることを知るものであつて、筆者の實驗はこれ等の諸問題の幾分かを解決せんがために行ひたるものであるが、本文は其第一回の報告である。

本實驗は曩きに東京市橋梁課よりの鋼矢板依頼試驗に其端を發し、其後當所試驗室の增築工事等のために一時中斷せるも、昭和六年春、八幡製鐵所より新製品に就て外國品との比較試驗の依頼をうくるに至つて其歩を進むるに至りしものにして、此間鋼矢板の貸與、運搬其他各種の試驗準備に東京市並に製鐵所吏員諸氏竝に鋼矢板取扱商店の援助を煩はす事尠なからざりしを以てこゝに厚く謝意を表するものである。尙實驗は內務技手鈴木倫虎氏外當所所員諸氏の助力に俟つた點が極めて多い。

第二章 斷面率試驗

第一節 概 說

地中に打ち込まれたる矢板壁の斷面率として壁軸に據つた値 R_W を採用し得べしとは、多くの鋼矢板販賣者の稱するところであつて、其理由として擧げられたる主なる事項は大約次の6項につきる。

1. 鋼矢板繼手鋼材表面の粗なることによる摩擦
2. 打ち込みに際して繼手の小間隙に入込む土砂による摩擦の增加
3. 繼手內に生ずる錆による摩擦の增加
4. 矢板壁が彎曲せる場合これによる摩擦力の增加
5. 矢板壁の兩面に働く土壓又は水壓によつて矢板個々の自由變位の妨げらるゝことによる剛率の增加
6. 基礎岩盤腹起し又は笠石によつて個々の矢板間の縱剪力に堪えしめ得ること。

上記の矢板間の摩擦力の大なる證據として、打ち込みに際しての「すり」又は引き抜きが單なる牽引のみによつては不可能なる事實等を擧げ、更にこの假定の下に實施せられたる既存の諸構造物の安定を說いて、壁體の斷面率としては R_W の 100%、特に環境不良なる場合に對し 85~90% を採るも差し支へなしと主張してをる、併しこれ等の說は單に經驗に基いての推論であつて 100% と云ひ 85% と云ふも何等解析的又は實驗的の根據に出てたものでなく一の推測に過ぎないのである。而してこの斷面率の眞値を、地中に打ち

込まれたる矢板壁に生ずる縁維應力、又は撓度より實驗的に決定することは多種多様なるべき土質、土壓理論の不確實、竝に實驗に伴つて起るべき各種の困難等を考ふるときは、殆んど不可能と云はねばならぬ、一二此種實驗の計畫せられたるものなきにあらざるも、何れも數量的に矢板壁の剛性を推斷するに足るべき資料を發表するに到らない。

併し孰れにせよ前揭諸條件は壁の斷面率を增大せしむる傾向を有することは疑ひを入れざる處なるも、其增加の程度は多岐に亘る環境條件の變化に支配せらるべきものにして數量的にこれを推定することは困難である。これ等環境條件の相違の主なるものとしては、

1. 打ち込み長及自由長の大小
2. 腹起、笠石の大小及其有無
3. 土質の種類
4. 矢板の形狀、繼手の種類による變化

等を擧けることが出來る、打ち込み長竝に自由長の影響は主として第 5 頁記載の第 5 項に關聯せる問題にして、其大小が矢板壁の剛性に大なる變化を生ずべき事は 2. の腹起、笠石の有無大小の影響と共に自明の事柄である、土質の種類の問題は一方に於て前揭第 5 項に關聯すると共に第2項にも大なる關係を有してをり、砂層、砂利層の如きものが矢板壁の斷面率增進に極めて効果的であり、粘土泥土層の如き軟弱なる土質が充分なる効果を擧げ得ないことも衆知の事實である。

最後に最も重大なる問題は矢板の斷面形狀、繼手の種類による効果の相違であつて、溝型矢板に於けるが如く壁が一體として作用するがためには壁の中軸に沿ひ縱方向に生ずべき最大剪力に打ち勝つ摩擦を要するが如き形狀と、波型又は Z 型の如く矢板壁軸と傾斜せる方向への偏倚を妨ぐるのみにて充分なるものとの間に諸條件の効果の差異あることは自ら明らかなことであり、波型と Z 型との間に於ても一部の論者の如く兩者共に懸念なく R_w の全値を取り得べしとなすはあまりに壁軸と主軸間との關係の相違を無視したものと云はねばならぬ。

併しこの點に關しては更に繼手の種類の問題が入つて來る。縱方向の相互移動を妨ぐる點に於て勝れたる、間隙の極めて少き繼手、旋回の比較的自由なる圓形の繼手、繼手金物を別に有し間隙の重複する繼手等、これ等が縱剪力或は横偏倚の防止に如何に作用するかは壁の斷面率增加の上に極めて重要なる問題と云はねばならぬ。

以上の如き諸點を考慮し來るとき問題は甚だ複雜にして、單に矢板の形狀、繼手の種類のみを考へても打ち込まれたる矢板壁の剛率の最大値を實驗的に求むることは非常に困難

であり、假令これを爲し得たりとするも、今日の土壓論を根據として土壓力を假定し算出したる斷面率に如何程の信賴を置き得るやは大なる疑問たらざるを得ない。

こゝに筆者は斯の如く錯雜せる諸條件を省き、斷面率を增大すべき摩擦としては繼手の鋼材表面の粗度と彎曲による夫れの增加のみを採り荷重としては其數値の明瞭なるものを選びこれに應ずる彎曲率剪力等の數値を用ひて、矢板壁としての最惡環境に對する剛率を求め、最も不良なる地盤に最少の打ち込み長と最大の自由長を有する場合に採用せらるべき剛率の近似値を決定し、同時にこの條件の下に生ずる矢板形狀、繼手種類の効果の相違を求めんとするものであつて、其結果によつて、より良き環境に於ける矢板壁の强度增加が其種類によつて如何に變化すべきかを推定し、其最大値として、最良の効果をあげたる矢板に對し 100% を採り得る場合、他の矢板に對して如何なる增大率を採るべきかを決定せんとするものである。勿論諸條件の最良なる場合に於ては矢板の種類を問はず孰れのものに對しても壁軸による斷面率を認め得べき機會のあり得ることは勿論である。更にこゝに問題とせらるゝは地中に打ち込まれたる鋼矢板に對して作用する前揭各種の補剛事項の影響が矢板の種類によつて差異あるべきことで、この點を充分明かならしむることの困難なることを甚だ遺憾とするものである。本試驗に於ては多少にてもこの點を明瞭ならしめんがために製鐵所鋼矢板につきては縱剪力に對する補强の影響について幾分の實驗を行つた。

第 二 節　個々の矢板の斷面率

1. 斷面特性　個々の矢板の斷面特性として溝型、波型、Z 型を通して次のものが考へられる。(第四圖、第十一圖及第十三圖參照)

$E-E$ 軸、個々の矢板片の主軸

$W-W$ 軸、組立てられたる矢板壁の壁軸

$D-D$ 軸、非對稱彎曲をうくる波型又は Z 型矢板に於て壁軸に垂直なる外力に對應して起る中立軸。

ξ_1, ξ_2. $E-E$ 軸又は $D-D$ 軸よりの最大緣維距離 (糎)

$\xi=\xi_1+\xi_2$ (糎)

h. 溝型斷面に於ては $W-W$ 軸より緣維まで、波型及 Z 型にては $W-W$ 軸に直角の方向に測りたる兩緣維間の距離 (糎)

I_E^1, I_W, I_D; R_E, R_W, R_D. 夫々 $E-E$, $W-W$, $D-D$ 軸に關する慣性能率 (糎⁴) 及斷

面率（糎³）

B. 矢板壁の方向に測りたる矢板繼手中心間の距離（糎）

G. 矢板一枚長一米當りの重量（瓲）

此等斷面特性中、市販の鋼矢板につきて數字的に發表されたるものは R_W, h, B, G 等にして、其他の數値はこれを取扱商店に照會するも不明なるものが多い。從つて此等の値は今日までに發表された各種の文献に掲げられた數値を採るか、又は取扱商店にて發表せる不完全なる斷面形狀圖又は實物斷面につきて、圖式計算又は測定機を用ひて算定するの他ない。本節第三項以下に掲げた數値中、製鐵所製品につきては同所からの回答によつたものであるが、其他のものは二三文献より拾ひ出したものあるも全然不明なるものが多い。而してこれ等斷面特性を斷面形より計算にて求むることは Integrater 類の測定機を有せざる限り可成の勞力と時間とを要するのみならず、精確を期し難く、且つ斷面形狀の正確なる幾何學的寸法を得ること困難なるものが多い。

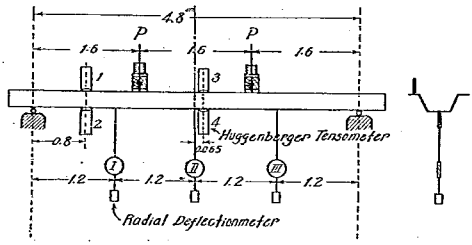
依つて本實驗にては試驗用に供したる大さのものについては必要に應じ斷面形よりこれが圖式計算を行ひたる外に、實物矢板一片につきて抗曲試驗を行ひ、其斷面率の實測を行つた。實驗の結果と斷面特性の公稱値との間に相當の差異を認めたるものもある。これ等は一部測定上の誤差に基因するものあらんも、むしろ矢板其物の壓延に當つての寸法形狀の誤差に基くものが多いと考へられる。斷面厚の誤差卽ち單位長重量に著しき差を認めざる場合も溝型の開き、Z 型の角度に公差あるとき、測定數値に相當の差異の生ずべきことは當然である。

2. 斷面率の測定　抗曲試驗によつて個々の矢板の斷面率を測定したものであつて、其目的は斷面率の不明なる種類に於て其の大體の數値を求めこれにより文献又は直接斷面形より圖上計算を行ひたる結果を實物につきて確め更にこの測定裝置を引續き行ふべき組合せ矢板壁の斷面率測定に使用することの可否を判斷したい爲であつた。

實驗は當所備付の床版試驗機上に矢板一枚を据え、適當に載荷の上其撓度、竝に縁維應力を測定し此等の結果を用ひて斷面率を算出したものである。載荷法、應力及撓度測定法、慣性能率、斷面率の算出方法等は下記の如くである。

a. 載荷方法　床版試驗機徑間 4.8 米に對し、荷重は徑間の兩 $\frac{1}{3}$ 點に加へ、支點としては轉子を用ひ轉子と矢板間には鋼鈑を挿入した、應力の測定點としては兩側 $\frac{1}{8}$ 點及中央定彎曲率部のなるべく中心に近き點を選び、撓度測定點としては徑間の各 $\frac{1}{4}$ 點を採つた。第二圖によつてこれ等各種觀測裝置配置の大體を知ることが出來る。

第二圖 矢板抗曲試驗各種觀測裝置配置圖



この2集中荷重 P による桁の任意の點 x (左支點を原點とす) の彎曲率及撓度は次式によつて與へられる

	x	$0<x<\frac{l}{3}$	$\frac{l}{3}<x<\frac{l}{2}$
彎曲率	M	Px	$\frac{Pl}{3}$
撓 度	δ	$\frac{Px}{6EI}\left(\frac{2}{3}l^2-x^2\right)$	$\frac{Pl}{6EI}\left(lx-x^2-\frac{l^2}{27}\right)$

床版試驗機の載荷用加壓ピストンの作用する荷重と壓力計の示度との關係は數回の試驗の結果によれば、10 瓲壓力計を用ひたる場合次の如くである。

第一表 荷重 (P) と壓力計示度 (G) との關係

(10 瓲壓力計使用の場合)

壓力計示度 (G) (瓲/糎²)	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0
荷 重 (P) (瓲)	77	154	228	304	390	480	578	666	758	848
壓力計示度 (G) (瓲/糎²)	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10.0
荷 重 (P) (瓲)	938	1,025	1,114	1,202	1,290	1,375	1,460	1,545	1,636	1,723

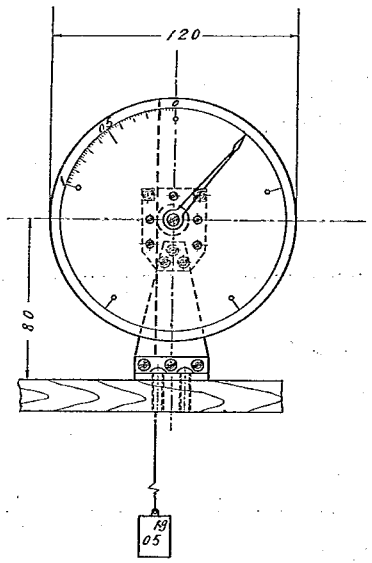
b. 撓度竝に應力の測定　　撓度の測定には當所製作の撓度測定機を使用した。倍率 10、$\frac{1}{10}$ 粍讀み、第三圖は其外形を示したものである。

應力測定機としては主として Huggenberger Tensometer を用ひた、標點距離 20 粍、目盛 $\frac{1}{1000}$ 粍、讀數 z と應力度との間に次の關係がある

$$\text{變形率}=\frac{z}{1000}\times\frac{1}{20}=50z\times10^{-6}$$

$$\text{應力度}=E\times\text{變形率}=2.15\times10^{6}\times50z\times10^{-6}=107.5z\ (\text{瓲/糎}^2)$$

第三圖　撓度測定機($\frac{1}{10}$耗讀)



鋼矢板腹鈑中央へのTensometer取付は 10 V. 0.4 Amp. 程度の電流を用ひた電磁器を使用してをる、吸引力約45瓲である。

之のほか緣部の應力を測定する場合にBerry's Strain gauge を用ひた、標點距離 2 吋、目盛$\frac{2}{10000}$吋、讀數 z とすれば應力度は次式で與へられる。

$$\text{變形率}=\frac{2\times z}{10000}\times\frac{1}{2}=z\times10^{-4}$$

$$\text{應力度}=2.15\times10^{6}\times z\times10^{-4}$$

$$=215\times z\ (\text{瓲/糎}^2)$$

孰れの場合も彈性係數として、普通軟鋼に對する $E=2.15\times10^{6}$ (瓲/糎^2) を採用した、實材料について實測した E を使用することがより妥當であると考へられるが、これがために實驗の結果に甚しい差異が起るものとは考へられない。

c. 斷面率又は慣性能率の算定法　(緣維應力による場合)　一矢板が斷面中立軸に平行に支持せられ、且つこれに垂直にて矢板斷面の對稱面中にある荷重をうけて M なる彎曲力率を生じたるときの兩緣維應力の觀測値を f_1 及 f_2 とすれば斷面率は

$$R'_E=\frac{M}{f_1}\quad\text{又は}\quad R''_E=\frac{M}{f_2}$$

慣性能率は　　$I_E=R'_E\times\xi_1$　又は　$R''_E\times\xi_2$

中立軸の位置不明なる場合　　$$I_E=\frac{\xi_1+\xi_2}{\frac{1}{R'_E}+\frac{1}{R''_E}}=\frac{R'_E R''_E\xi}{R'_E+R''_E}$$

にて與へらる。

(撓度による場合)　一般に單桁が P なる集中荷重を有するとき、任意の點 x の撓度は

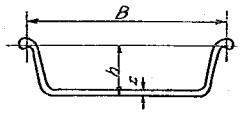
$$\delta=\frac{\alpha}{EI}Pf(x)$$

にて示され、E を假定すれば實測撓度 δ により I を求めることが出來る。

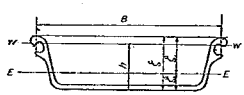
3. 製鐵所鋼矢板　a. 斷面特性　　斷面形は溝型である、繼手の形狀によつて A 型、

第四圖 製鐵所鋼矢板斷面形

(A 型)



(B 型)



B 型に區分せられ各型とも 4 乃至 5 種類の大さを有してをる、A 型の繼手は爪型で、B 型は枘型、前者は同種のみの組合せによつて複爪型の繼手を有する矢板壁を形成し、後者は前者と交互に組合つて枘爪型繼手の矢板壁を形作る、第四圖が A, B 兩型を示したものである。

之の矢板の取扱店たる三井物産株式會社機械部發表の目錄と、製鐵所との好意とによつて知り得た斷面特性は下表の如くである。

第二表 製鐵所鋼矢板斷面特性 (第四圖參照)

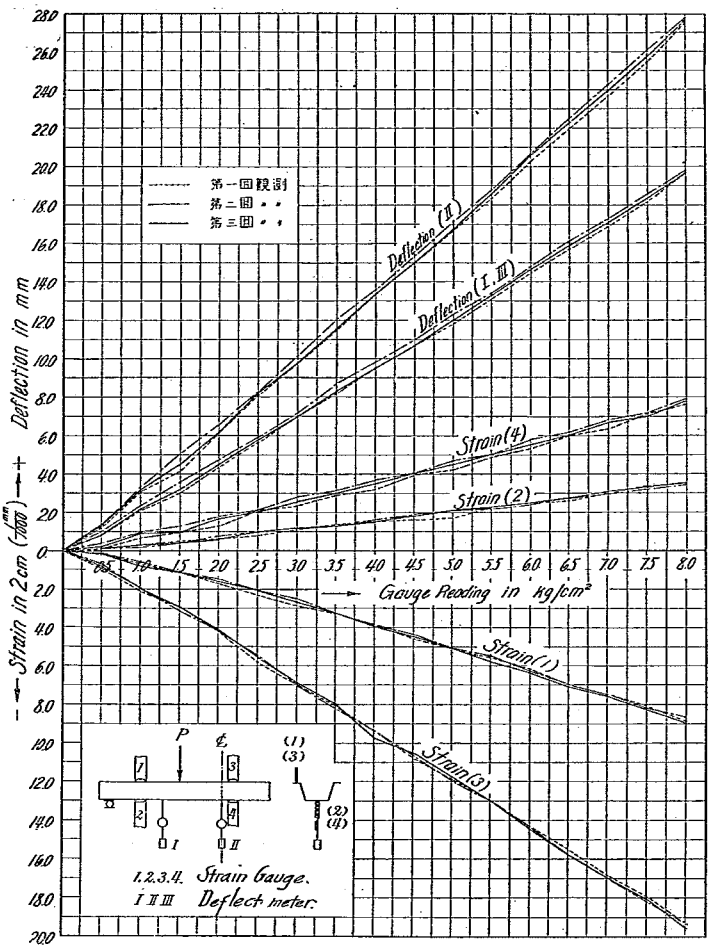
種類 / 特性		A 型					A, B 型 組 合			
		I	II	III	IV	V	I	II	III	IV
R_W	(糎)³	203.6	347.5	523.6	822.4	1,261.6	201.8	345.9	512.7	826.6
R_E	(〃)	66.4	120.6	196.2	311.1	432.5	62.4*	113.3*	183.7*	278.1*
R_E/R_W	(%)	33.0	34.7	37.5	37.8	34.3	30.9	32.8	35.8	33.6
I_E	(糎⁴)	428.7	986.0	1,919.1	3,580.0	5,789.8				
ξ_1	(糎)	6.46	8.18	9.78	11.96	13.74				
ξ_2	(〃)	2.64	3.62	4.72	5.74	6.16				
ξ	(〃)	9.10	11.80	14.50	17.70	19.90				
h	(〃)	7.50	10.00	12.50	15.50	17.5	7.5	10.0	12.5	15.5
B	(〃)	40.0	40.0	40.0	40.0	42.0	40.0	40.0	40.0	40.0
G	(瓩/米)	36.50	48.01	59.99	76.44	105.03	34.96*	46.09*	57.6*	73.54*
$V=G/B$		0.912	1.200	1.500	1.910	2.4	0.874	1.152	1.440	1.838
R_W/G		5.65	7.24	8.73	10.84	12.01	5.77	7.50	8.90	11.24
R_E/G		1.82	2.51	3.27	3.92	4.12	1.78	2.46	3.19	3.78

備考 A, B 型組合欄中 * 印は A. B 兩型の平均値を揭げた、B 型のみの R_E は I, II, III, IV 各 58.3, 106.1, 171.1, 256.8, G は 33.42, 44.17, 55.20, 70.64 である

b. 斷面率の測定 實驗試片は製鐵所鋼矢板第二號 A 型である、各觀測とも三回之を繰返し、斷面特性の算出には夫等の平均値を用ひた。第五圖は其結果を圖表としたもので撓度と變形との加壓ピストンの壓力計示度に對する關係を示してをる。圖表は孰れも荷重少なき部分に於ては多少曲線形をなすも、荷重の增加につれて大體直線形を呈してをり、各三回の觀測結果には著しい變化のないことが知られる。

觀測撓度より慣性能率竝に斷面率を求むるに第 9 頁の撓度式により

第五圖 製鐵所銅矢板抗曲試驗成績（第二號 A 型）



$$\delta=\frac{Pl}{6EI}\left(lx-x^2-\frac{l^2}{27}\right) \quad \text{從つて} \quad I=\frac{P}{6E\delta}l\left(lx-x^2-\frac{l^2}{27}\right)$$

撓度計 II に對しては

$$x=\frac{l}{2} \qquad \therefore \quad I_E=\frac{P}{6E\delta}\frac{23}{108}l^3=1.826\frac{P}{\delta}$$

撓度計 I 及 III に對しては

$$x=\frac{l}{4} \qquad \therefore \quad I_E=1.295\frac{P}{\delta}$$

上記兩關係式を用ひ δ より I_E を求め、更に $R_E=\frac{I_E}{e_1}$ として斷面率を算出すれは次表の如くである。

第三表 撓度による斷面率

壓力計示度 G (瓲/糎²)	荷重 P (瓲)	撓度計 II			撓度計 I 及 III 平均		
		δ (糎)	I_E(糎⁴)	R_E(糎³)	δ (糎)	I_E (糎⁴)	R_E (糎³)
0	0	0	—	—	0	—	—
1	154	0.32	890.2	108.8	0.225	886.4	108.4
2	304	0.63	881.1	107.7	0.455	865.2	105.8
3	480	0.99	885.3	108.2	0.700	888.0	108.6
4	666	1.35	900.8	110.1	0.960	898.4	109.8
5	848	1.69	916.2	112.0	1.200	915.1	111.9
6	1,025	2.05	913.0	111.6	1.465	906.1	110.8
7	1,202	2.40	914.5	111.8	1.705	913.0	111.6
8	1,375	2.77	906.4	110.8	1.97	903.9	110.5
平均			901.0	110.1		897.0	109.7

Huggenberger 應力計を用ひての線維應力測定の結果による斷面率及慣性能率は觀測點 1, 2 及 3, 4 に對し

彎曲率 $M=P\times 80$ (瓲糎) 及 $M=P\times 160$ (瓲糎)

線維應力 f_1 (又は f_2)$=107.5\,Z_1$ (又は Z_2)

斷面率 $R'_E=\frac{M}{f_1}$ 又は $R''_E=\frac{M}{f_2}$

慣性能率 $I_E=\frac{R'_E\cdot R''_E}{R'_E+R''_E}\times 11.8.$

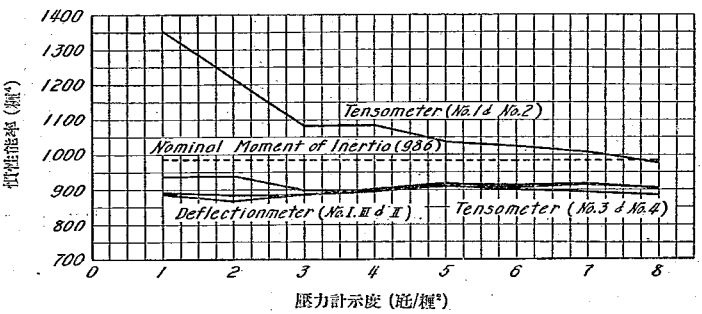
第四表 線維應力による斷面率

G	應力計 1 及 2						應力計 3 及 4					
(瓲/糎²)	$M=80\times P$ (瓲糎)	Z_1	R'_E (糎³)	Z_2	R''_E (糎³)	I_E (糎⁴)	$M=160\times P$ (瓲糎)	Z_3	R'_E (糎³)	Z_4	R''_E (糎³)	I_E (糎⁴)
0	0	0	—	0	—	—	0	0	—	0	—	—
1	12.32×10^3	−0.7	163.7	0.3	382.0	1,352	24.64×10^3	−2.0	114.6	0.9	254.7	933
2	$24.32\times$ 〃	−1.6	141.4	0.6	377.1	1,213	$48.64\times$ 〃	−4.1	110.5	1.6	282.8	938
3	$38.40\times$ 〃	−2.7	132.3	1.2	297.7	1,080	$76.80\times$ 〃	−6.9	103.5	2.5	285.8	897

4	53.28×10^3	−3.9	127.1	1.5	330.4	1,083	106.56×10^3	−9.6	103.3	3.5	283.2	893
5	$67.84\times$ 〃	−5.1	123.7	2.1	300.5	1,034	$135.68\times$ 〃	−11.9	106.1	4.5	280.5	908
6	$82.00\times$ 〃	−6.3	121.1	2.5	305.1	1,023	$164.00\times$ 〃	−14.5	105.2	5.5	277.5	900
7	$96.16\times$ 〃	−7.5	119.3	3.0	298.2	1,006	$192.32\times$ 〃	−17.0	105.2	6.6	271.1	894
8	$110.00\times$ 〃	−8.9	115.0	3.5	292.4	974	$220.00\times$ 〃	−19.5	104.9	7.8	262.4	884
平均			130.5			1,095			106.7			906

上記の兩試驗結果を公稱斷面率 $R_E=120.6$ (糎^3)、慣性能率 $I_E=986$ (糎^4) に比較するに、(第六圖參照) 撓度によるものは測定器 II 又は I 及 III の孰れに於ても稍小なる値を示し、兩者の差異最大−10%、最小−5% の程度に達してをる、線維應力による結果を見るに測定器 3 及 4 卽ち應力の大なる點に取付たる應力計によるものは、撓度より求めたる

第六圖 製鐵所鋼矢板第二號慣性能率測定圖表



結果と殆んど同樣であるが、比較的應力小なる點の測定器 1 及 2 によるものは其結果に可成の變動がある。この傾向は荷重の小なる間が特に著しく壓力計示度が 5 瓲/糎^2 に達して初めて略一樣なる數値を示すに至るも尙順次下向するの徵が見え 8 瓲/糎^2 に於ては公稱値と近似せる結果を示してをる。實驗荷重は應力が鋼の屈伏點以上に及ぶことを恐れて稍輕きにすぐる荷重 8 瓲/糎^2 にて止めたるが故に、確固たる推斷はなし得ざるも、更に荷重の增加するに從ひ觀測値は漸次應力計 No. 3, No. 4 及撓度計の示せる結果に近づくものと考へられる。

今撓度計によつて與へられた測定値を實物の有する慣性能率とするならば公稱されたる數値との間に 5% 內外の相違が認められる、併しこの程度の誤差は比較的複雜なる形狀を有する鋼矢板に於ては壓延に當つての誤差によつても起り得べき範圍のものなるべく、又一方測定上に於ても實驗の性質上止むを得ざる程度のものと思考する。

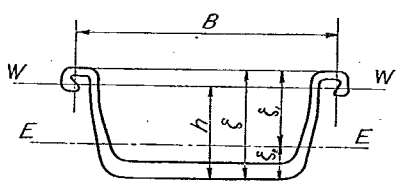
以上實驗の結果を綜合して 1. 撓度計による結果は應力計によるものよりも一様である。 2. 應力計による結果は荷重僅少なるものに就ては誤差大なるを免れず、 3. 孰れの方法によるも適當なる注意と判斷の下に於ては其誤差5～10% 內外の範圍にて慣性能率を推定することを得べし等の點を明かにすることが出來た。

4. Larssen 鋼矢板 a. 斷面特性　斷面は溝型、兩端鉤型の繼手を有し組合せによつて複鉤型繼手の矢板壁を形成する、個々の矢板の斷面特性中取扱商店の發表してをるものは R_W, B, h 及腹鈑厚であつて其慣性能率、中立軸の位置其他については詳細を知り得ないが、R_E の數値は Erich Lohmeyer 氏によつて發表されたもの (Bautechnik 7. Jan. 1927) 及他商店の型錄に記載されたものとがある。第五表に揭載した數値は昭和五年八月版取扱商店型錄と Lohmeyer 氏の發表せられたるもの等に據つたものである。

第五表　Larssen 鋼矢板斷面特性 (第七圖參照)

種類 / 特性	I_b	I_a	I	II	II_a	III	III_a	IV_a	IV	V	VI	XI
R_W (糎³)	90	152	200	340	388	545	562	800	815	1,244	1,751	55
R_E (〃)	(44.8)	66	90	152		203	332		316	423		
R_E/R_W(%)	49.8	43	45	44.7		37.3	59.1		38.8	34		
I_E (糎⁴)		368	562									
ξ_1 (糎)		5.58*	6.25*									
ξ_2 (糎)		2.82*	3.45*									
ξ (糎)		84	97									
h (糎)	50	65	75	100	135	123.5	145	180	155	172	220	50
B (糎)	36	40	40	40	40	40	40	40	40	42	42	29
G (瓩/糎)	27.4	33	38	49	45.6	62	57.2	69.0	75.0	100	123	43.5
$V=G/B$	0.76	0.83	0.95	1.22	1.14	1.55	1.43	1.72	1.88	2.38	2.93	1.5
R_W/G	3.28	4.61	5.26	6.94	8.51	8.79	9.83	11.59	10.87	12.44	14.25	12.64
R_E/G	1.64	2.0	2.37	3.10		3.27	5.80		4.21	4.23		

第七圖　Larssen 鋼矢板斷面形



發表されてをる R_E, R_W は矢板壁一米當りのものであるが上表は幅の關係から矢板一枚に對する値に換算した、R_E/R_W は最も普通に用ひらるゝ大さのものにては約 45%、大なるものにて 34% を示してをる、これ製鐵所型の 33～36% に比べると稍大にして矢板壁を一體と認めた場合の組合せによる斷面率

の增加率は劣つてをることゝなるが、この型の强味としては多數の大さを有することで10種以上の種類を有する鋼矢板は他に見當らない。

撓度又は應力測定の結果より I 又は R を算出するに必要なる ξ, ξ_1, ξ_2, の數値は發表されたものがない。よつて本試驗に於ては當所備付の斷面見本竝に供試體の斷面について實測した結果を用ひた、上表掲載のものが夫れである。ξ_1, ξ_2 の測定には試驗片を吊下けて重心位置を定め圖上にて此等の長さを決定したものであつて、見本斷面の狂ひ其他の原因により公稱斷面形より解析的に求め得べき數値と多少の相違あるを免れない。

b. 斷面率の測定　試驗材は Larssen 型 I_a 號長 6 米のものである、試驗方法、觀測回數、測定器取付位置等製鐵所型鋼矢板の場合と全く同樣である。

撓度計 II の結果に對しては　$I_E=1.826\frac{P}{\delta}$

撓度計 I 及 III の結果に對しては　$I_E=1.295\frac{P}{\delta}$

を適用して求めた慣性能率は第六表の如くである。尙同表に掲げた R_E の値は I_E を算出したる後、實測せる $\xi_1=5.58$ を用ひて計算したるものである。

第六表　撓度による斷面率

壓力計示度 G (瓲/糎²)	荷重 P (瓲)	撓度計 II			撓度計 I 及 III 平均		
		δ (糎)	I_E (糎⁴)	R_E (糎³)	δ (糎)	I_E (糎⁴)	R_E (糎³)
0	0	0	—	—	0	—	—
0.5	77	0.21	474.8	85.1	0.30	468.7	84.0
1.0	154	0.50	398.8	71.5	0.71	396.1	71.0
1.5	228	0.69	427.9	76.7	0.99	420.5	75.4
2.0	304	0.98	401.7	72.0	1.40	396.5	71.1
2.5	390	1.28	394.6	70.7	1.79	397.8	71.3
3.0	480	1.56	398.5	71.4	2.19	400.2	71.7
3.5	579	1.85	405.3	72.6	2.60	406.6	72.9
4.0	666	2.13	404.9	72.6	3.00	405.4	72.7
4.5	758	2.40	409.0	73.3	3.39	408.3	73.2
總平均			412.8	74.0		411.0	73.7
2.0以下平均			402.3	72.1		402.1	72.1

應力測定の結果に基く斷面率

$$M=P\times 80\ (\text{瓲糎})\ \text{及}\ P\times 160,\qquad f=107.5\,z,$$

$$R'_E=\frac{M}{f_1},\qquad R''_E=\frac{M}{f_2},\qquad I_E=\frac{R'_E\cdot R''_E}{R'_E+R''_E}\times 8.4$$

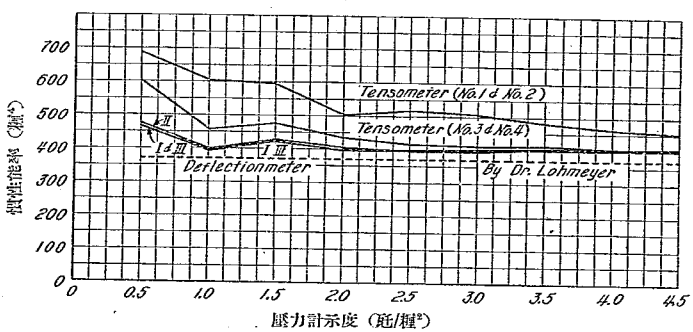
によつて下表の如くである。

第七表 線維應力による斷面率

G (瓲/糎²)	應力計 1 及 2						應力計 3 及 4					
	$M=80\times P$ (瓲糎)	Z_1	R'_E (糎³)	Z_2	R''_E (糎³)	I_E(糎⁴)	$M=160\times P$ (瓲糎)	Z_3	R'_E (糎³)	Z_4	R''_E (糎³)	I_E(糎⁴)
0	0	0	—	0	—	—	0	0	—	0	—	—
0.5	6.16×10^3	−0.4	143.3	0.3	191.0	687.7	12.32×10^3	−1.1	104.2	0.5	229.0	601.5
1.0	$12.32\times$ 〃	−1.2	95.5	0.4	286.5	601.6	$24.64\times$ 〃	−2.8	81.9	1.4	163.7	458.6
1.5	$18.24\times$ 〃	−1.8	94.3	0.6	282.8	594.0	$36.48\times$ 〃	−3.9	87.0	2.1	161.6	475.0
2.0	$24.32\times$ 〃	−2.5	90.5	1.3	174.0	500.0	$48.64\times$ 〃	−5.9	76.7	2.9	156.0	431.9
2.5	$31.20\times$ 〃	−3.3	87.9	1.4	207.3	518.5	$62.40\times$ 〃	−8.1	71.7	3.7	156.9	413.4
3.0	$39.68\times$ 〃	−4.2	87.7	1.9	193.9	507.3	$76.80\times$ 〃	−10.0	71.4	4.6	155.3	410.8
3.5	$46.24\times$ 〃	−5.2	82.7	2.3	187.0	481.7	$92.48\times$ 〃	−12.0	71.7	5.5	156.4	412.9
4.0	$53.28\times$ 〃	−6.2	79.9	2.7	183.6	467.6	$106.56\times$ 〃	−14.1	70.3	6.5	152.5	404.2
4.5	$60.64\times$ 〃	−7.2	78.3	3.2	176.3	455.4	$121.28\times$ 〃	−15.9	71.0	7.4	152.5	407.0
總平均			93.3			534.8			78.4			446.1
2.0 以下平均			84.5			488.4			72.1			413.4

これ等の實測の結果を第八圖の圖表について見るに應力强度小なる應力計 No. 1 及 No. 2 の測定値は他のものに比して著しき懸隔あるも、他の測定値は壓力計示度 2.0 瓲/糎² 以上に於て殆んど同一の値を示し I_E=400～410 糎⁴ である、今この値を Lohmeyer 氏に

第 八 圖 Larssen 鋼矢板 Ia 號慣性能率測定圖表

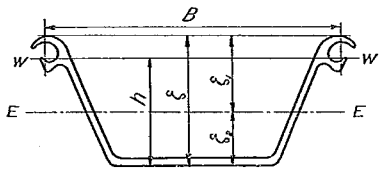


よつて示されたる R_E=66 糎³ と矢板實物につきて實測せる ξ_2=5.58 糎とより算出せる慣性能率 I_E=368.3 糎⁴ に比するとき約 10% の相違を示してをる。製鐵所型の場合に比べて誤差が多少大となつてをるがこれは製鐵所型の項に於て述べた誤差の生ずべき原因のほかに、比較資料に不確實な點もあるので止むを得ないものと考へる。圖表の傾向は兩者

全く同一であつて製鐵所矢板について考へられた諸點はこの矢板に就ても同樣に認められる。

5. Lackawanna DP 型鋼矢板 a 斷面特性 Lackawanna 型に直線狀の腹鈑を有する SP 型と淺き溝型をなせる AP 型あるも、製鐵所型 Larssen 型其他との比較試驗用としては其形狀全然異なるが故に、試料としては深き溝型をなす DP 型を採つた、大さの種類少く僅に DP 166. DP 165 の二種を有するのみである。斷面形は溝型、繼手は爪型で其斷面特性は 1929 年の Bethelehem 製鋼會社の型錄によれば第八表の如くである。

第九圖 Lackawanna DP 型鋼矢斷面形



第八表 Lackawanna DP 型鋼矢板斷面特性 (第九圖參照)

特 性	DP 166	DP 165
R_W (糎³)	541.59	345.60
R_E (〃)	332.33	219.91
R_E/R_W (%)	61.4	63.6
I_E (糎⁴)	3,578.7	2,039.1
ξ_1 (糎)	10.8	9.3
ξ_2 (〃)	7.7	6.6
ξ (〃)	18.5	15.9
h (〃)	15.2	12.7
B (〃)	40.6	40.6
G (瓲/米)	63.4	49.6
$V=G/B$	1.56	1.22
R_W/G	8.54	6.97
R_E/G	5.24	4.42

Lackawanna 型に於ては個々の矢板の組合せによる剛率の增加を他の矢板の場合ほどに主張してをらぬ、從つて型錄にも R_E 及 I_E を發表せるのみにて R_W の値は示してをらぬ、第八表に揭げたものは R_E 及 I_E より ξ_1 を算出し、壁軸と個々の矢板の主軸との距離を求めて I_W を計算し、R_W を決定したものである。數れの數値も英單位のものを米突單位に換算して揭げた。R_E/R_W は 60% 以上であつて前揭二者に比して壁を一體と認め

た場合の組合せによる剛率の増加率は著しく悪い。この矢板が他型に比して比較的腹鈑の薄きこと、壁軸に位する繼手の使用鋼材量の多量なる點より見て當然の結果と云はねばならぬ。

b. 斷面率の測定　供試體は DP 型 165、長 5.5 米のもので、實驗方法其他前揭同樣、實驗成績下表の如くである。

撓度によるものには　$I_E=1.826\frac{P}{\delta}$ 及 $1.295\frac{P}{\delta}$, $R_E=I_E/9.271$ の關係式を用ひた。

第九表　撓度による斷面率

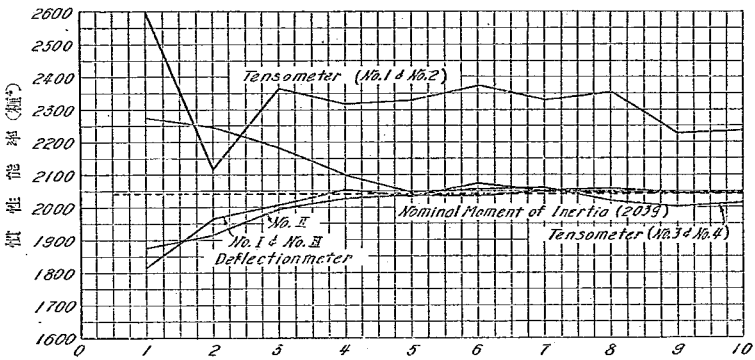
壓力計示度 G (瓲/糎²)	荷重 P (瓲)	撓度計 II			撓度計 I 及 III 平均		
		δ (糎)	I_E (糎⁴)	R_E (糎³)	δ (糎)	I_E (糎⁴)	R_E (糎³)
0	0	0	—	—	0	—	—
1	154	0.15	1,875	202.2	0.11	1,813	195.6
2	304	0.29	1,914	206.4	0.20	1,968	212.3
3	480	0.44	1,992	214.9	0.31	2,005	216.3
4	666	0.60	2,027	218.6	0.42	2,053	221.5
5	848	0.76	2,037	219.8	0.54	2,033	219.3
6	1,025	0.92	2,034	219.4	0.64	2,074	223.7
7	1,202	1.07	2,051	221.3	0.76	2,048	220.9
8	1,375	1.22	2,058	222.0	0.87	2,047	220.8
9	1,545	1.38	2,044	220.5	0.98	2,042	220.2
10	1,723	1.54	2,043	220.4	1.09	2,047	220.8
平均			2,007	216.6		2,013	217.1

第十表　緣維應力による斷面率

G (瓲/糎²)	應計力 1 及 2						應力計 3 及 4					
	$M=80\times P$ (瓲糎)	Z_1	R'_E (糎³)	Z_2	R''_E (糎³)	I_E (糎⁴)	$M=160\times P$ (瓲糎)	Z_3	R'_E (糎³)	Z_4	R''_E (糎³)	I_E (糎⁴)
0	0	0	—	0	—	—	0	0	—	0	—	—
1	12.32×10^3	−0.4	286.5	0.3	382.0	2,600	24.64×10^3	− 1.0	229.2	0.6	382.0	2,275
2	$24.32\times$ 〃	−1.0	226.2	0.7	323.2	2,113	$48.64\times$ 〃	− 2.0	226.2	1.2	377.1	2,245
3	$38.40\times$ 〃	−1.4	255.2	1.0	357.2	2,364	$76.80\times$ 〃	− 3.1	230.5	2.1	340.2	2,182
4	$53.28\times$ 〃	−2.0	247.8	1.4	354.0	2,315	$106.56\times$ 〃	− 4.5	220.3	3.0	330.4	2,099
5	$67.84\times$ 〃	−2.5	252.3	1.8	350.6	2,330	$135.68\times$ 〃	− 5.9	213.9	3.9	323.6	2,045
6	$82.00\times$ 〃	−3.0	254.3	2.1	363.2	2,375	$164.00\times$ 〃	− 7.0	217.9	4.8	317.8	2,053
7	$96.16\times$ 〃	−3.5	255.6	2.6	344.0	2,329	$192.32\times$ 〃	− 8.2	218.2	5.6	319.5	2,059
8	$110.00\times$ 〃	−4.0	255.8	2.9	352.9	2,355	$220.00\times$ 〃	− 9.7	211.0	6.4	319.8	2,019
9	$123.60\times$ 〃	−4.8	239.5	3.4	338.2	2,227	$278.10\times$ 〃	−10.9	211.0	7.3	315.0	2,006
10	$137.84\times$ 〃	−5.3	241.9	3.8	337.4	2,238	$310.14\times$ 〃	−12.0	213.7	8.2	312.7	2,016
平均			251.5			2,325			219.2			2,100

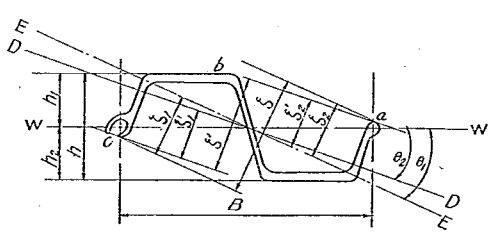
上記の結果を見るに既述の鋼矢板の場合と同様に應力計 No. 1 及 No. 2 を除きては大體壓力計示度 $G=5$ 瓲/糎² 以上にては一様の慣性能率 2,000～2,050 糎⁴ を示し、公稱慣性能率 2,039 糎⁴ と殆んど一致してをる、(第十圖參照) 實驗の目的に對しては前揭二鋼矢板に比して一層合理的の結果を得たものと云へる。

第十圖　Lackawanna 鋼矢板 DP 型 165 號慣性能率測定圖表



6. Terres Rouges 鋼矢板　**a.** 斷面特性　既述の 3 種とは全く異り波型斷面の鋼矢板である。その斷面特性を論ずるに當つては 3 個の軸を考へねばならぬ、卽ち壁軸 W–W, 個々の斷面の主軸 E–E, 非對稱彎曲をうくるものと考へた場合の中立軸 D–D 等であるが、一般に發表されてをるものは W–W 軸に關する値のみであつて、其他の軸に關する斷面特性は明かでない。Erich Lohmeyer 氏は W–W 軸と E–E 軸との挾角 θ_1 は 15°～20°, R_E は R_W の平均 51%, R_D は R_W の約 57% であると說いてをるが、不幸にして未だこれ等の詳細なる値を示した文獻に接し得ない。各々の大さの斷面形について

第十一圖　Terres Rouges 鋼矢板斷面形



これ等の値を算出することは相當手數を要するがためにこれを避けたるも、實驗用に供した斷面形 No. I, No. II 及其他の數種については其計算を行ひ下表の數値を得た、畧々 Lohmeyer 氏の發表せる數値の範圍に納まつてをる。尙この矢板の繼手は一端爪型、他端枘型である。

第十一表　Terres Rouges 鋼矢板斷面特性（第十一圖參照）

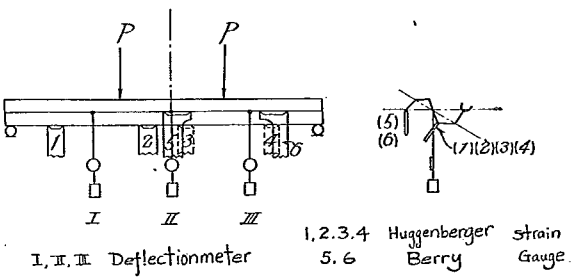
特性＼種類	I_B	I	II_B	II	III	III_A	IV	IV_A	V	VI	摘　要
R_W (瓲[3])	77	87	154	184	282	293	367	400	900.1	1,378	
R_E (〃)		47*		109*	168*		183*		495*		
R_D (〃)		47*		109*	174*		207*		518*		Lohmeyer 氏によれば平均 51 %平均 57 %
R_E/R_W (%)		54*		59*	59*		50*		55*		
R_D/R_W (〃)		54*		59*	62*		56*		58*		
I_E (瓲[4])		216		663*	1,295*		1,688*		5,442*		
ξ_1 (瓲)		4.6*		6.0*							
ξ_2 (〃)		3.9*		6.1*							
ξ (〃)		8.5*		12.0*							
h (〃)	8.0	8.0	13.0	13.0	17.0	17.0	19.0	19.0	23.0		
θ_1		8°22′*		14° 9′*	18°45′*		23°35′*		18°41′*		15°～20°
θ_2		8° 6′*		13° 7′*	16°33′*		20°23′*		17° 4′*		
B (瓲)	38.0	38.0	38.0	38.0	38.0	38.0	38.0	38.0	55.0	55.0	
G (瓲/米)	27.8	32.0	35.4	42.8	51.7	55.7	59.5	67.0	117.7	156.1	
$V=G/B$	0.73	0.84	0.93	1.13	1.36	1.47	1.57	1.76	2.14	2.84	
R_W/G	2.77	2.72	4.35	4.30*	5.45	5.26	6.17	5.97	7.65	8.81	
R_D/G	1.58	1.47*	2.48	2.55*	3.36*	3.00	3.47*	3.40	4.40*	5.00	
R_E/G	1.41	1.47*	2.22	2.55*	3.25*	2.68	3.08*	3.05	4.21*	4.50	

上表中 * 印を附したる數値は當所の測定又は計算の結果によるものであり、R_D/G, R_E/G 中 * 印以外のものは Lohmeyer 氏の比率 57% 及 51% に據つて算出した R_D, R_E を用ひた結果である。R_E/R_W 又は R_D/R_W の値が 51～57% 程度のものであるとすると壁を一體と考へての組合せによる斷面率增加の割合は製鐵所型又は Larssen 型に比して劣つてをる。

b. 斷面率の測定　供試體は No. II, 長 6 米、載荷點兩 1/3 點、撓度測定點各 1/4 點なること前揭諸實驗と同樣なるも、測定せる撓度は非對稱彎曲に際して生ずる中立軸 D–D に垂直なる方向の最大撓度の鉛直成分に近いものであつて、前述の對稱斷面を有するもの>場合と稍趣きを異にしてをる、應力の測定を行ふべき最大緣維應力點の決定も前揭の場合と異り壁軸に垂直なる荷重に對して生ずる中立軸 D–D を圖上に求め、これより

最遠距離の點を求むるの方法をとつた。第十一圖に示せる a, b, c の 3 點が D–D 軸より略々同一距離にありて、この最大緣維應力點である。應力の測定には應力計の取付の難易より a 點には Berry 型、b 點には Huggenberger 型を使用し、c 點の測定はこれを省畧したること第十二圖に示した如くである。

第十二圖　Terres Rouges 鋼矢板抗曲試驗應力計配置圖



觀測撓度について考ふるに、D–D 軸に垂直の方向に生ずべき最大撓度は

$$\delta_D=\int_0^l \frac{Mmdx}{E}\left\{\frac{I_E^2\sin(\theta_1-\theta_2)+I_E'^2\cos(\theta_1-\theta_2)}{I_E^2\times I_E'^2}\right\}^{\frac{1}{2}}$$

茲に　I'_E　E–E 軸に垂直なる主軸に對する慣性能率

m　觀測點に加へたる單位荷重による彎曲率

にて示さるゝも、$(\theta_1-\theta_2)$ の角度は極めて小なるが故にこれを無視し、δ_D の壁軸に垂直なる方向の成分を求むれば

$$\delta\fallingdotseq\frac{Pl\cos\theta_1}{6EI_E}\left(lx-x^2-\frac{l^2}{27}\right)\qquad\theta_1=14^\circ\ 9'$$

從つて撓度計 II の觀測結果に對しては

$$x=\frac{l}{2}\qquad I_E=\frac{23}{108}\frac{Pl^3\cos\theta_1}{6E\delta}=1.77\frac{P}{\delta}$$

撓度計 I 及 III の結果に對しては

$$x=\frac{l}{4}\qquad I_E=1.256\frac{P}{\delta}$$

I_E より R_E の決定に用ふべき緣維距離は圖上にて測定の結果 $\xi_1=6$ 糎とせり。

第十二表　撓度による斷面率

壓力計示度 G(瓲/糎²)	荷重 P(瓲)	撓度計 II			撓度計 I 及 III 平均		
		δ(糎)	I_E(糎⁴)	R_E(糎³)	δ(糎)	I_E(糎⁴)	R_E(糎³)
0	0	0	—	—	0	—	—
1	154	0.40	681	113.4	0.29	666	111.0
2	304	0.74	726	121.0	0.53	719	119.8
3	480	1.15	738	123.0	0.82	734	122.4
4	666	1.54	765	127.5	1.10	760	126.6
5	848	1.90	790	131.6	1.36	782	130.3
6	1,025	2.31	785	130.8	1.64	784	130.6
7	1,202	2.68	794	132.3	1.90	794	132.3

（記錄はすべて三回覆測の平均値である）

a, b, c 三點に於ける應力測定の結果による斷面率は第十三表の如くである。

第十三表　纖維應力による斷面率

G (瓲/糎²)	$M=80\times P$ (瓲糎)	應力計 1及4平均			應力計 6			$M=160\times P$ (瓲糎)	應力計 2及3平均			應力計 5		
		$Z_{1\cdot4}$	f (瓲/糎²)	R_D (糎³)	Z_6	f (瓲/糎²)	R_D (糎³)		$Z_{2\cdot3}$	f (瓲/糎²)	R_D (糎³)	Z_5	f (瓲/糎²)	R_D (糎³)
0	0	0	0	—	0	0	—	0	0	0	—	0	0	—
1	12.32×10^3	0.75	80.6	152.8	0.2	43.0	286.5	24.64×10^3	1.85	198.9	123.9	0.5	107.5	229.2
2	$24.32\times$ 〃	1.60	172.0	141.3	0.5	107.5	226.1	$48.64\times$ 〃	3.40	365.5	133.1	1.0	215.0	226.3
3	$38.40\times$ 〃	2.50	268.8	142.8	0.8	172.0	223.3	$76.80\times$ 〃	5.55	596.6	128.7	1.9	408.5	188.1
4	$53.28\times$ 〃	3.55	381.6	139.7	1.1	236.5	225.3	$106.56\times$ 〃	7.70	827.8	128.8	2.8	602.0	177.0
5	$67.84\times$ 〃	4.45	478.4	141.9	1.3	279.5	243.0	$135.68\times$ 〃	9.70	1,042.7	130.2	3.5	752.5	180.3
6	$82.00\times$ 〃	5.55	596.6	137.5	1.5	322.5	254.5	$164.00\times$ 〃	11.95	1,284.6	127.7	4.4	946.0	173.3
7	$96.16\times$ 〃	6.55	704.1	136.5	1.8	387.0	248.5	$192.32\times$ 〃	14.10	1,515.8	126.9	5.1	1,096.5	175.5

（記錄はすべて三回覆測の平均値である）

先づ撓度より求めたる R_E を見るに、矢板斷面について算出した 103.2 糎³ に比して 10～30% 增となつてをる。この原因は矢板の支持に斷面形に應じた楕形の木製承臺を置きこれを支承平鋼鈑上に据え、矢板が矢板壁を形成して横荷重をうくる場合と相似の狀態にあらしめたことに基因するものと考へられる。この狀態で荷重をうけた矢板の撓みは支點楕形承臺の拘束をうけることは當然であつて軸 D-D を中立軸とする自由な撓みをなし得ず、水平との傾きがより少きある軸を中立軸とする彎曲をなすものと考へねばならぬ。從つて斷面率は增大することゝなるのである。而してこの中立軸の位置を決定するまでの

實驗觀測をなし得なかつたことを遺憾とするものであるが、この見解の誤りでないことは應力測定の結果から求めた R_D の値からも說明することが出來る。卽ち應力計 No. 5 及 No. 6 の與へた R_D が極めて大なる値となつてをることで、この理由は實際の中立軸が D-D 軸に比して遙かに小なる角度にて水平と交る結果 a 點と軸との距離が豫想よりも甚だ近く、この點が決して最大緣維應力を與ふる點でなかつたことに基くものである。且つ應力計 No. 6 による R_D が No. 5 によるものより大なることは橋型支承の影響が支點に近いほど顯著で、中央に於て次第に自由彎曲をした場合に近寄つてゆくことを物語つてをる。又中立軸の移動があつても尙最遠緣維に近い位置にある b 點の觀測應力に基いた R_D の値が大體撓度計によつて與へられ斷面率と似寄りの値を示し理論數値よりも最大 30% 前後大であり、支點の影響大なるべき應力計 No. 1 及 No. 4 によるものが中央に近い No. 3 及 No. 2 によるものよりも大なる斷面率を與へてをることは應力計 No. 5 及 No. 6 の場合と同樣である。

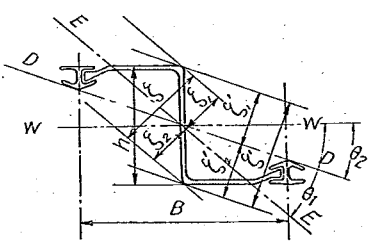
以上の結果に鑑みて Terres Rouges 型の如き波型斷面のものを壁軸に垂直の方向に載荷する場合、其組合せが非對稱彎曲の撓みの自由を拘束することは其斷面率增加に著しい効果のあるべきことが豫想出來るのである。

7. Krupp 鋼矢板　此種の Z 型斷面を有するものに就ても、斷面特性を論ずるに當つて W-W, E-E, D-D の 3 軸を考へねばならぬこと波型斷面のものと同樣である。只後者に於ける E-E 軸は矢板壁個々の斷面について常に平行であるが、此種のものに於て交互に其傾きを反轉するの相違がある。

而して Krupp 型について發表されてをる斷面特性は軸 W-W に關するもの>みであつて、其他のものについては全く不明である。第十四表には實驗用に供した III 號型についてのみ算定の結果を揭げた。(*印)

Krupp 型に於ける繼手は全く前揭の諸種と型式を異にし、繼手金物として、矢板兩端の枘型に噛み合ふべき工型の特殊のものを有してをり、この繼手金物の材質を變化せしむるのみにて、矢板自身の材質は同一のものを使用し、强度の異る 2 種を形成してをる。

第十三圖　Krupp 型鋼矢板斷面形



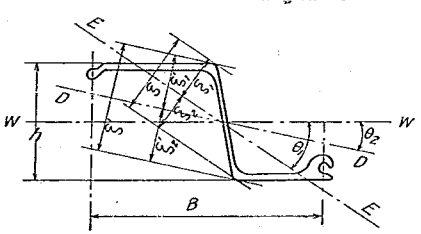
第十四表　Krupp 鋼矢板斷面特性（第十三圖參照）

特性＼種類	I	II	III	IV	V	VI	摘　要
R_W (糎²)	303	433	670	1,005	1,290	1,550	繼手共
R_E (〃)			192*				
R_D (〃)			252*				
R_E/R_W (%)			28.7*				
R_D/R_W (〃)			37.6*				
I_E (糎⁴)			1,730*				
ξ_1 (糎)			9*				
ξ_2 (〃)			7.5*				
ξ (〃)			16.5*				
h (〃)	16	20	24	28	32	36	
θ_1			40° 15′*				
θ_2			35° 11′				
B (糎)	40	40	40	40	36	32	
G (瓩/米)	40.9	46.8	61.0	80.4	95.3	107.5	繼手共
$V=G/B$	1.02	1.17	1.52	2.01	2.64	3.36	
R_W/G	7.41	9.25	11.00	12.5	13.5	14.4	
R_D/G			4.30*				
R_E/G		4.08*	3.15*				

Krupp 型については個々の斷面についての抗曲試驗を行つてをらぬが，試驗に當つては繼手金物を附屬せしむること困難なるが故に，これを省きての實驗となり，其支承に Terres Rouges の場合に於けるが如き斷面形に應ずる支臺を使用するものとすれば，其結果は大體 Terres Rouges 型の場合と似寄りの傾向を示すものと推せられる。

8. Klöckner 鋼矢板　Krupp 型と同樣 Z 型斷面を有する鋼矢板にして繼手は枘爪型に近き形狀を有し，Krupp 型に於けるが如き繼手金物は使用してをらない。從つて Z 型斷面形としての特質は Krupp 型に比して遙かに顯著なものと考へるが實物についての實驗はこれを省畧した。取扱商店の發表せる型錄による特性は次表の如くである。同表中 * 印を附したるものは型錄掲載以外の性質であつて當所に於ける計算によるものである。

第十四圖　Klöckner 鋼矢板斷面形



第十五表　Klöckner 鋼矢板斷面特性（第十四圖參照）

特性＼種類	I	II	II_A	III	III_A	IV	IV_A
R_W (糎³)	200	400	480	582	682	787.5	870.0
R_E (〃)	61*	112*		169*		202*	
R_D (〃)	68*	127*		199*		254*	
R_E/R_W (%)	30.5*	28.0*		29.0*		25.7*	
R_D/R_W (〃)	34.0*	32.0*		34.2*		32.4*	
I_E (糎⁴)		883*					
ξ_1 (糎)		7.9*					
ξ_2 (〃)		7.7*					
ξ (〃)		15.6					
h (〃)	15.0	20.0	20.2	23 0	23.2	27.0	27.0
θ_1	29°52′*	31°33′*		36°50′*		43°51′*	
θ_2	27°19′*	28°58′*		33° 1′*		38°36′*	
B (糎)	33.3	40	40	40	40	37.5	37.5
G (瓩/米)	29.4	44	53.6	57.2	68	66.9	75.2
$V=G/B$	0.88	1.10	1.34	1.43	1.70	1.78	2.01
R_W/G	6.80	9.09	8.95	10.18	10.04	11.78	11.57
R_D/G	2.31*	2.80*		3.47*		3.80*	
R_E/G	2.07*	2.54*		2.95*		3.02*	

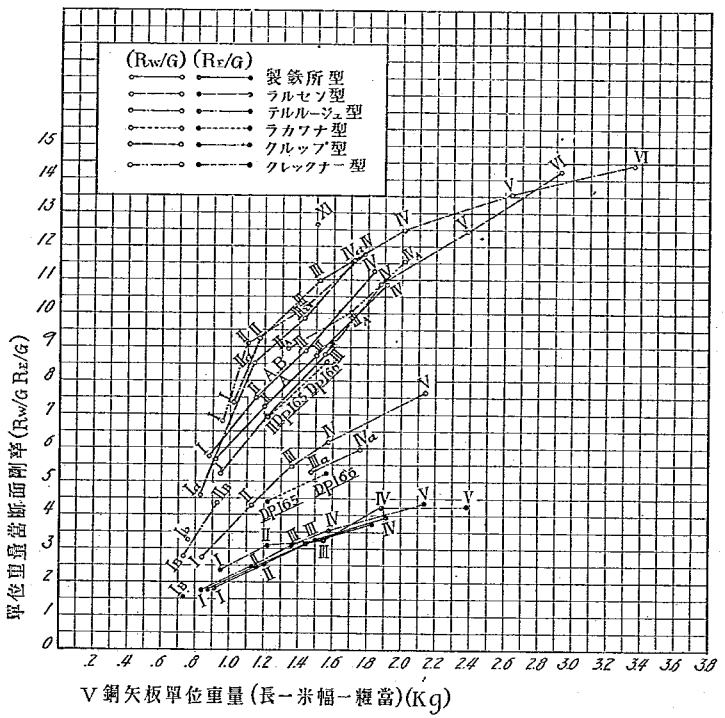
9. 斷面效率　最少の鋼材をもつて最大の斷面率を得ることが鋼矢板斷面形決定上の第一義でなくてはならぬ。今各種鋼矢板に就てこの點に立脚しての鋼材利用の效率を比較せんがために使用鋼材單位當りの斷面率の値を求め、これを斷面效率と名付ける。

斷面效率としては2種類の値が考へられる、一つは R_W を基準としたもので普通鋼矢板取扱商店にて發表してをるものがこれである。他の一つは R_E 又は R_D を基としたもので、組合はされたる矢板壁の斷面效率は兩者の中間に存すべきものであつて、後述すべき實驗はこれが最小値を知らんとするものであり、地中に打ち込まれた矢板壁の斷面效率はこの最少値より、地質、打込長、腹起、其他各種の環境に支配されて增大し、其極限に於て初めて R_W に基いた斷面率に達すべき性質のものである。

今こゝに R_W 及 R_E (又は R_D) を基とせる斷面效率の優劣を各種矢板について比較せんがために第十五圖に R_W/G 及 R_E/G の V に對する關係を圖表として示した。

これによつて見るに R_W の關する範圍では Klöckner 型、Krupp 型等の Z 型斷面のものが最も優れたる斷面效率を示してをる。これは其繼手が壁の最外部に位し、この部分に使用されたる多量の鋼材が最も能率よく作用する點から考へて當然の結果と認められる。

第十五圖　各種鋼矢板斷面効率圖表



效率の點に於て上記の諸種に次ぐものは Larssen の a 型で壁の厚さ卽 h が他の形狀に比して大なることが其主たる原因であらう。

製鐵所型を見るに A, B 組合型は第四位に在り、A 型は Larssen 並型、Lackawanna DP 型と殆んど近似の値で大等の次に位してをる。

R_W の效率の最も小なるものは Terres Rouges 型で製鐵所型の約 60% 餘にしか當つてをらぬ。

次に R_E に關する效率であるが、Lackawanna 型が飛びはなれて大なる値を示してをる。これは其繼手の形狀が大であつて R_E に對して極めて效果的に働くことを示したものである。製鐵所型は Larssen 型と殆んど一致した値を見せ、Terres Rouges 型は R_E の値が

Dr. Lohmeyer の説により R_W の平均 57% とするとき、これ等とほゞ同程度の效率を示してをる。Z 型に對しては R_E の値不明なるもの多きため比較をなし得なかつた。

以上の如く R_W に對する斷面効率は矢板の種類によつて其間に可成の優劣あることを知るも、この値は矢板壁が完全に一體として働くと認めらるゝ場合にのみ適用し得べく、一般的に矢板壁の斷面率の大小を比較するの資料たり得ないのである。

而して第十五圖によるに R_W については概して溝型斷面の矢板は中位の斷面率を示せるも、最大縱剪力を生ずべき位置に組合繼手を有するが故に組合後の斷面率の減少が波型、Z 型に比して大なるべしと推察せられ、縱剪力の懸念少なかるべき Terres Rouges に於ては其效率劣り、又最大效率を示せる Z 型中 Krupp 型に於ては其繼手他のものに比して複雜にして、其の働きに疑問なき能はず、斯の如く考へ來るとき、組合後の鋼矢板の實斷面效率に至つては全く推察を許さゞるものがあり、これが決定には實物についての實驗觀測の結果によるのほか方法なきものと信ずる。

第 三 節　矢板壁の斷面率

1. 實驗裝置　本章第一節に於て述べたる矢板壁として最惡の環境に於ての斷面率の値を求め、個々の矢板の斷面率が組合せの效果によつて如何なる程度に增加するか、其增加率は矢板斷面形の種類、繼手の形狀によつて幾何の變化を示すかを確めんために、各種矢板につき 4 枚乃至 6 枚組合せの矢板壁を作り、水平位置に於て抗曲試驗を行つた。

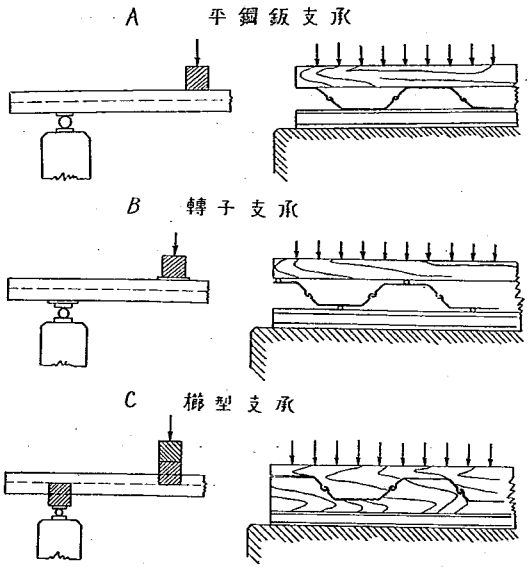
各矢板共鋼材表面の狀態は黑皮の剝離を多少示してをる狀態で、繼手は單に組合せたるのみにて何等の塡充物をも加へてをらない。

實驗は床版試驗機徑間 4.8 米の支臺上に矢板壁を水平位置に据え、これに集中荷重を加へたること個々の矢板の場合と同樣である。

矢板の種類によつては矢板壁を形成する矢板 6 枚分中兩端のものは半切斷面を用ひ、常に壁の總斷面形が其壁軸に對して上下相對的ならしめた。

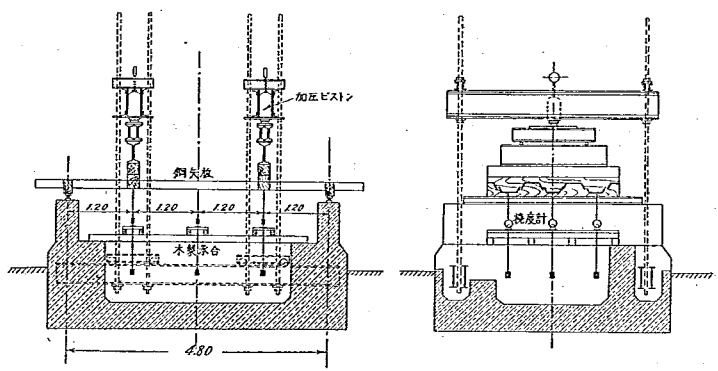
床版試驗機支臺と矢板との間には第十六圖 A, B, C に示すが如き 3 種の承臺を挿入した。A は個々の矢板の試驗に用ひたるものと同樣で兩者の間に一組の平鋼鈑と轉子とを置いたもの、B は波型又は Z 型の如く個々の矢板については非對稱彎曲の生ずべき種類について用ひたもので A の支臺上部平鋼鈑と矢板との間に矢板の縱方向に丸鋼を配し、個個の矢板の横方向の角偏倚を自由ならしめたものである。C は矢板壁の形狀に相應せる木

第十六圖　矢板壁抗曲試驗用承臺



製楔型承臺であつて B とは全く反對に個々の矢板の横方向の運動を出來得る限り妨げんとしたものである。

第十七圖　矢板壁抗曲試驗裝置



加壓ピストンよりの荷重の分布は第十七圖に示すが如く 2 個又は 3 個の I 型鋼により、直接矢板面に觸する部分には木桁を用ひ、木桁と矢板との接觸には支臺に於けると同樣第十六圖 A, B, C 3 種のものを採用した。

載荷は主として兩 1/3 點に行へるも種類によりては單 1/3 點、又は中央へ載荷したものもある。撓度の測定は徑間の左右 1/4 線及中央線上に各 3 點合計 9 ケ所にて行ひ、使用撓度計は第三圖に示したものを用ひた。

加壓ピストンによる荷重測定に用ひた壓力計は獨逸 M. A. N. 會社製のもので最大 450 瓩/糎² 讀みである。照査の結果によれば昭和四年の第一回抗曲試驗の結果に對しては

$$P=\alpha\pi r^2 G=1.093\times 188.7\times G=206.25G \text{ (瓩)}$$

昭和六年第二回抗曲試驗の結果に對しては

$$P=0.9931\times 188.7G=187.398G \text{ (瓩)}$$

となつてをる。

2. 斷面率の算定　組合されたる矢板壁の抗曲試驗の結果より、其斷面率を算定する最も簡單なる方法は其撓度によるものである。一般に桁の任意の點の撓度 δ は

$$\delta=\frac{\alpha}{EI}Pf(x)=\frac{\alpha Pf(x)}{EyR_W}$$

にて示される。こゝに α は定數、$f(x)$ は荷重の位置と觀測點の位置 (x) によつて變化する函數、y は矢板壁の中立軸より緣纖までの距離である。從つて觀測せる撓度 δ' より桁の實斷面率 R'_W は上式を用ひ容易に求め得べきも、こゝに疑問とせらるゝ點は y を如何なる値に採るかにある。最も簡單なる方法としては壁厚の 1/2 を採用するのであるが、これは矢板壁の中立軸が壁軸と一致せざる限り妥當ではない。從つてこの値を用ひて上式より算出せる R'_W は單に矢板組合せによる斷面率增加の大體傾向を示す資料たり得るのみにして其眞値を推斷する資料たり得ない。

從來發表されたる二三の矢板壁抗曲試驗に於てはこの點を充分明かならしめたるものなく、y として壁厚の 1/2 を用ひて R_W を算出したるもの多く、其結果に對して充分なる信賴を置き難いのである。よつて本實驗に於ては撓度を用ひての算定には、單に實測撓度 δ' と I_E 又は I_W を用ひて算出したる理論撓度 δ_E 又は δ_W との比率を示すに止めた。

以上の如く矢板壁斷面率の眞値を求めんがためには其中立軸の位置、從つて最大緣纖應力の發生すべき部分の決定が必要となる。一般に最大緣纖應力點の位置は Z 型斷面の如く壁軸附近に纖手を有せざるものにありては比較的明瞭なるも、溝型及波型斷面の如く纖

手の壁軸線上にあるものについては、果して最大緣纖應力が一般に考へらるゝが如く壁の外側に生ずるや否は甚だ疑しい。從つて矢板壁各部の應力分布狀態を調べ、最大應力點竝に中立軸の位置決定が斷面率測定の主眼と考へねばならぬ。然るにこの應力分布狀態の測定は複雜なる形狀を有する矢板壁につきては甚だ困難にして、從來發表されたる實驗に於ては全然この問題に觸れてをらない。

筆者は Huggenberger 應力計と特殊なる異形取付金物の使用によつて各種の矢板についてこの點を明かならしめんことに努めた。本節 4 に掲げたものは觀測の結果とこれに基いて算出した矢板壁の斷面率である。

3. 撓度より見たる矢板壁慣性能率の比較　矢板壁の理論撓度は載荷點が兩 1/3 點、單 1/3 點、中央となるにつれ次表の如く變化する。

第十六表　矢板壁撓度式

載荷點	兩 $\frac{1}{3}$ 點	單 $\frac{1}{3}$ 點	中央
撓度式	$\delta=\frac{Px}{6EI}\left(\frac{2}{3}l^2-x^2\right)\left(0<x<\frac{l}{3}\right)$ $\delta=\frac{Pl}{6EI}\left(lx-x^2-\frac{l^2}{27}\right)\left(\frac{l}{3}<x<\frac{l}{2}\right)$	$\delta=\frac{Px}{9EI}\left(\frac{5}{9}l^2-x^2\right)\left(0<x<\frac{l}{3}\right)$ $\delta=\frac{P(l-x)}{18EI}\left(2lx-\frac{l^2}{9}-x^2\right)\left(\frac{l}{3}<x<l\right)$	$\delta=\frac{P}{48EI}(4x^3-3l^2x)\left(0<x<\frac{l}{2}\right)$
$\frac{1}{4}$ 點撓度	$\delta_{\frac{1}{4}}=\frac{29}{1152}\frac{Pl^3}{EI}$	$\delta_{\frac{1}{4}}=\frac{71}{5184}\frac{Pl^3}{EI}$	$\delta_{\frac{1}{4}}=\frac{11}{768}\frac{Pl^3}{EI}$
中央撓度	$\delta_{\frac{1}{2}}=\frac{23}{648}\frac{Pl^3}{EI}$	$\delta_{\frac{1}{2}}=\frac{23}{1296}\frac{Pl^3}{EI}$	$\delta_{\frac{1}{2}}=\frac{1}{48}\frac{Pl^3}{EI}$
$\frac{3}{4}$ 點撓度	$\delta_{\frac{3}{4}l}=\frac{29}{1152}\frac{Pl^3}{EI}$	$\delta_{\frac{3}{4}l}=\frac{119}{10368}\frac{Pl^3}{EI}$	$\delta_{\frac{3}{4}l}=\frac{11}{768}\frac{Pl^3}{EI}$

A. 溝型斷面鋼矢板　代表形として製鐵所、Larssen. Lackawanna を選んだ各々についての實驗成績は下掲の如くである。

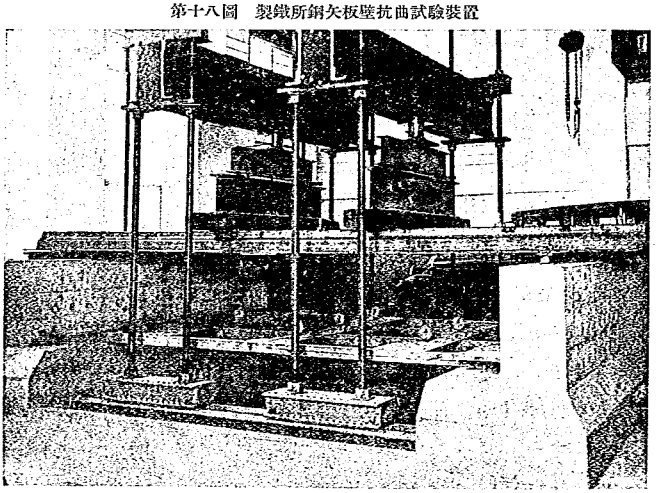
(a) 製鐵所鋼矢板　試驗は A 型 II 號 6 枚組合せのものについて行はれ、載荷は兩 1/3 點、支點及荷重受共に A 種を用ひた。實驗成績は次表の如くで各觀測共 8 回の平均値である。

第十七表　製鐵所鋼矢板壁抗曲試驗實測撓度

撓度計番號 / 壓力計示度G(瓲/粍²)	A 組撓度計			B 組撓度計			C 組撓度計			摘要
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
0	—	0	0	0	0	0	0	0	0	A組は徑間の¼線上のもの
10	—	0.38	0.37	0.44	0.52	0.51	0.34	0.34	0.37	B組は徑間の中央線上のもの
20	—	0.76	0.77	0.87	1.01	1.06	0.66	0.68	0.75	C組は徑間の¾線上のもの
30	—	1.16	1.24	1.35	1.55	1.68	1.03	1.09	1.19	撓度の單位（粍）
40	—	1.57	1.69	1.82	2.10	2.34	1.38	1.48	1.65	
50	—	1.98	2.16	2.35	2.68	2.96	1.75	1.90	2.09	
60	—	2.40	2.61	2.85	3.24	3.54	2.12	2.30	2.57	
70	—	2.80	3.05	3.34	3.80	4.17	2.49	2.71	3.03	

撓度計 No. 1 は其機能に故障ありて信賴すべき記錄を得ざりしがため其記載を省畧した。各組ともに後列の撓み卽ち No. 3, No. 6 及 No. 9 が前列のものに比して大である。これ後側に用ひた 1/2 斷面の矢板の働きに不充分の傾向のありしことゝ、載荷分布に幾分の不均等のありしことに基因するものではないかと考へられるが明かではない。孰れにせよ各列3個の撓度計の平均値はほゞ中央のものゝ夫れに一致してをるから、撓度の算出にはこの平均値を用ひて大過ないものと考へる。又 A 組に對しては No. 1 の記錄を缺くが故に撓度計 No. 2 の讀みをもつて平均値とする。第十八圖は實驗の狀況を示すものである。

第十八圖　製鐵所鋼矢板壁抗曲試驗裝置



製鐵所鋼矢板 A 型第 II 號 6 枚の公稱慣性能率は

$$I_W = 6 \times R_W \times h = 6 \times 347.48 \times 10 = 20{,}848.8 \text{ (糎}^4\text{)}$$

$$I_E = \quad 6 \times 986.0 \quad = 5{,}916.0 \text{ (糎}^4\text{)}$$

從つて理論撓度は第十五表の撓度式により

左右$\frac{1}{4}$點 $\delta_W = \frac{29}{1152} \frac{480^3}{2.15 \times 10^6} \frac{P}{2.085 \times 10^4} = 0.0000621P = 0.01164G$ (糎)

$$\delta_E = \frac{29}{1152} \frac{480^3}{2.15 \times 10^6} \frac{P}{0.5916 \times 10^4} = 0.0002188P = 0.04098G \text{ (糎)}$$

中央 $\delta_W = 0.01641G$

$\delta_E = 0.05781G$

これ等の關係より求めたる理論撓度と實測撓度との比率は第十八表の如くである。

第十八表 製鐵所鋼矢板壁抗曲試驗撓度比較表（兩端自由）

壓力計示度 G (瓲/糎²)	A 組撓度計				B 組撓度計				C 組撓度計			
	實測撓度 δ'(糎)	δ_E (糎)	δ_W (糎)	δ_W/δ' (%)	δ' (糎)	δ_E (糎)	δ_W (糎)	δ_W/δ' (%)	δ' (糎)	δ_E (糎)	δ_W (糎)	δ_W/δ' (%)
0	0	0	0	—	0	0	0	—	0	0	0	—
10	0.38	0.41	0.116	30.5	0.49	0.580	0.164	33.5	0.35	0.41	0.116	33.2
20	0.76	0.82	0.233	30.6	0.98	1.156	0.328	33.5	0.71	0.82	0.233	33.0
30	1.16	1.23	0.349	30.1	1.53	1.734	0.492	32.2	1.10	1.23	0.349	31.6
40	1.57	1.63	0.466	29.6	2.09	2.312	0.656	31.4	1.50	1.63	0.466	31.0
50	1.98	2.05	0.582	29.4	2.66	2.890	0.820	30.8	1.91	2.05	0.582	30.4
60	2.40	2.45	0.698	29.1	3.32	3.469	0.985	29.6	2.33	2.46	0.698	30.0
70	2.80	2.87	0.815	29.1	3.77	4.047	1.149	30.5	2.74	2.87	0.815	29.7

上記の試驗結果を見るに矢板壁が一つの剛體として働くものと假定せる場合の撓度 δ_W は觀測撓度 δ' の約 30%、I_E/I_W の比の 5% 增に過ぎず、個々の矢板が單獨に作用するものと考へたる時の撓度 δ_E は δ' と僅か數%の相違を示すのみであり、荷重の增加に從つて縱剪力の增大につれ比率は漸次低下してをる。これ等の點より考ふるとき矢板壁は單に組合されたるのみの時は個々の矢板の單なる集合と看做さるべきである。

上記の如くこの型に於て單なる組合せによる斷面率の增加を認め得ざる原因が縱剪力に對する抵抗の不足に基因するものとすれば、これによる矢板個々の間に生ずる辷りを防止する手段を講ずるとき、斷面率の增加が顯著に現はるべきことを想像し得るものである。

この意味に於て地中へ打ち込まれたる矢板壁の先端が堅硬地盤へ深く喰ひ入るか、又は

上部に强力なるコーピング、連結帶等を有するか、材片間が鎔結せられ、個々の材片の相對的移動が絕對に防止し得るが如き場合には相當なる效果を擧げ得べきものと信ずる。

本試驗に於てはこの效果の程度を明かならしめんがために、前揭の試驗矢板壁を用ひて各材片の鎔結をなしたる場合の撓度試驗を行つた。矢板全長に亘つて、繼手の鎔接をなすときは各矢板片は一體となり、理論撓度に等しき實測結果を得べきことは Larssen 型を用ひて Lohmeyer 氏の行つた同種の實驗結果から推定することが出來、重ねて實驗の必要を認めざるが故に、こゝには打ち止め地盤の堅硬、或は强力なるコーピング等を有する場合に類似せる狀態として、試驗矢板壁支間 4.8 米の兩外側にある餘長約 60 糎の繼手を 50 糎間に瓦斯による隅肉鎔接を施し、强固なる繼手となし撓度試驗を行つた。撓度の觀測は先づ一側のみの鎔結せられたる場合と兩側の鎔結せられたる場合との 2 つに分ちて行つた。地中に打ち込まれたる矢板が其地中端又は地上端の何れかのみに强固なる保持條件を有する場合と、兩端共に保持せられたる場合とに對應せしめたものである。

第十九表は一端鎔結の場合、第二十表は兩端鎔結の場合の撓度比較表にして、各觀測共 3 回乃至 4 回の平均値である。

第十九表　製鐵所鋼矢板壁抗曲試驗撓度比較表（一端鎔結）

壓力計示度 G（瓲/糎²）	A 組撓度計				B 組撓度計				C 組撓度計			
	實測撓度 δ'(糎)	δ_E (糎)	δ_W (糎)	δ_W/δ' (%)	δ' (糎)	δ_E (糎)	δ_W (糎)	δ_W/δ' (%)	δ' (糎)	δ_E (糎)	δ_W (糎)	δ_W/δ' (%)
0	0	0	0	—	0	0	0	—	0	0	0	—
10	0.277	0.41	0.116	41.8	0.373	0.580	0.164	43.9	0.283	0.41	0.116	41.0
20	0.573	0.82	0.233	40.6	0.757	1.156	0.328	43.4	0.563	0.82	0.233	41.4
30	0.920	1.23	0.349	38.0	1.220	1.734	0.492	40.3	0.907	1.23	0.349	38.5
40	1.257	1.63	0.466	37.0	1.670	2.312	0.656	39.3	1.210	1.63	0.466	38.5
50	1.647	2.05	0.582	35.4	2.193	2.890	0.820	37.4	1.550	2.05	0.582	37.6

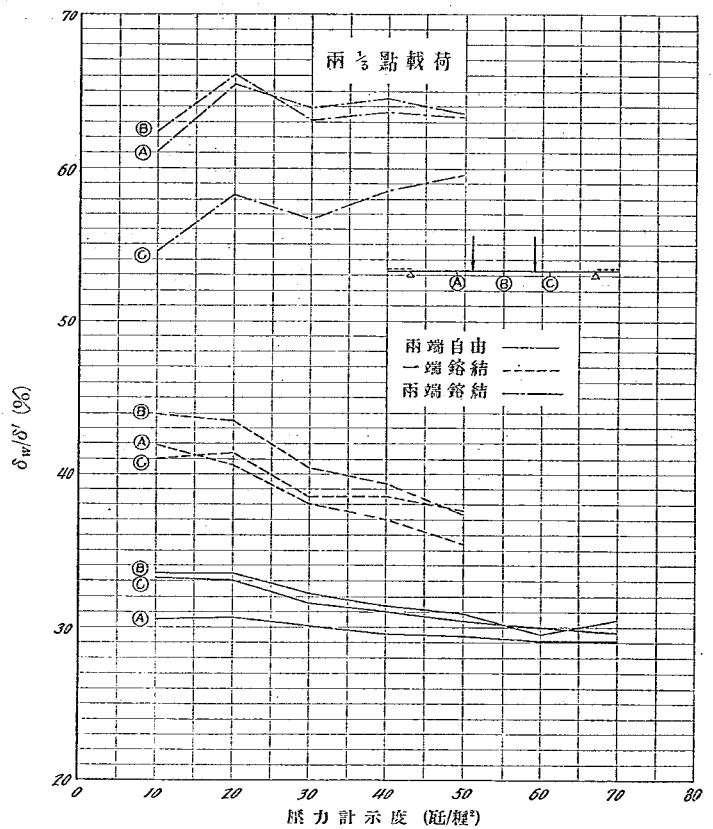
第二十表　製鐵所鋼矢板壁抗曲試驗撓度比較表（兩端鎔結）

壓力計示度 G（瓲/糎²）	A 組撓度計				B 組撓度計				C 組撓度計			
	δ' (糎)	δ_E (糎)	δ_W (糎)	δ_W/δ' (%)	δ' (糎)	δ_E (糎)	δ_W (糎)	δ_W/δ' (%)	δ' (糎)	δ_E (糎)	δ_W (糎)	δ_W/δ' (%)
0	0	0	0	—	0	0	0	—	0	0	0	—
10	0.190	0.41	0.116	61.1	0.263	0.580	0.164	62.4	0.213	0.41	0.116	54.5
20	0.356	0.82	0.233	65.4	0.496	1.156	0.328	66.1	0.400	0.82	0.233	58.3
30	0.546	1.23	0.349	63.9	0.780	1.734	0.492	63.1	0.616	1.23	0.349	56.7
40	0.723	1.63	0.466	64.5	1.030	2.312	0.656	63.7	0.796	1.63	0.466	58.5
50	0.916	2.05	0.582	63.5	1.296	2.890	0.820	63.3	0.976	2.05	0.582	59.6

實驗の結果に徴するに桁端鎔結の效果は顯著に現はれてをる。先づ一端鎔結の場合を見るに δ_W/δ' は荷重の當初に於て平均 42%、荷重の增加につれ下降するも尙 35% 以上にして、兩端自由の場合とは著しい相違を示し I_E/I_W の比 28.5%を約 30% 超過してをる。實驗に際しては鎔結端側の撓度計が最强の成績を示すものと期待したが、豫想に反しB撓度計とも目立つた差異を示してをらない。

更に兩端鎔結の場合を見るに δ_W/δ' の比は益々上昇し、A, B兩撓度計は平均 64% を示し、I_E/I_W の比の2倍以上に達してをる。且つ荷重の增加と共に比率の低下する傾向は

第十九圖 製鐵所鋼矢板壁抗曲試驗 δ_W/δ' 圖表



殆んどなく、δ_W/δ' の比率の他のものに比して低かりし C 組撓度計は寧ろ上昇の傾向を示し、荷重の增加に伴ふ縱剪力の增大の影響は極めて少いことを示してをる。第十九圖は是等の試驗結果を圖表とせるものである。

これ等兩試驗の結果より溝型鋼矢板壁の斷面率增加の不充分なる原因は矢板材片間の縱剪力により相對的の滑動にあつて、これを防止する方法を講ずるとき斷面率の增加は顯著に現はれ、一端固結の場合 δ_W/δ' は 40% 程度に、兩端固結の場合 60% 以上に達せしむることは困難でない。勿論の是等の數字は壁の自由徑間長によつて相當變動あるべきは當然である。

製鐵所型については他種の支壑又は荷重受を用ひたる試驗及中央載荷、單 1/3 點載荷の實驗はこれを省畧した。

(b) Larssen 鋼矢板　試驗材は I 號矢板長 6 米のもの 6 枚である。載荷は既述の 3 種のほかに兩 1/4 點及單 1/4 點のものについても行つたが、こゝには其記述を省畧する。支壑及荷重承は共に A, B, C の 3 種を用ひ、各觀測とも 3 回の平均値を測定値としてをる。

第十五表の撓度式より $E=2.15\times10^6$, $I_W=200\times7.5=1{,}500$, $I_E=90\times6.25=562$, $P=206.25G$ の關係を用ひて算出した理論撓度 δ_E, δ_W の値は次表の如くである。

第二十一表　Larssen I 號鋼矢板理論撓度式

撓度計位置 / 載荷位置	$\frac{l}{4}$ 點 (A 組撓度計)		$\frac{l}{2}$ 點 (B 組撓度計)		$\frac{3}{4}l$ 點 (C 組撓度計)	
	δ_E	δ_W	δ_E	δ_W	δ_E	δ_W
兩 $\frac{1}{3}$ 點載荷	$0.07919\,G$	$0.02967\,G$	$0.11170\,G$	$0.04181\,G$	$0.07919\,G$	$0.02967\,G$
單 $\frac{1}{3}$ 點載荷	$0.04308\,G$	$0.01353\,G$	$0.05584\,G$	$0.02092\,G$	$0.03611\,G$	$0.01613\,G$
中央載荷	$0.04506\,G$	$0.01682\,G$	$0.06554\,G$	$0.02458\,G$	$0.04506\,G$	$0.01682\,G$

上表によつて算出した理論撓度 δ_E, δ_W と觀測撓度 δ' との比は第二十二表の如くである。

第二十二表　Larssen 鋼矢板壁抗曲試驗撓度比較表

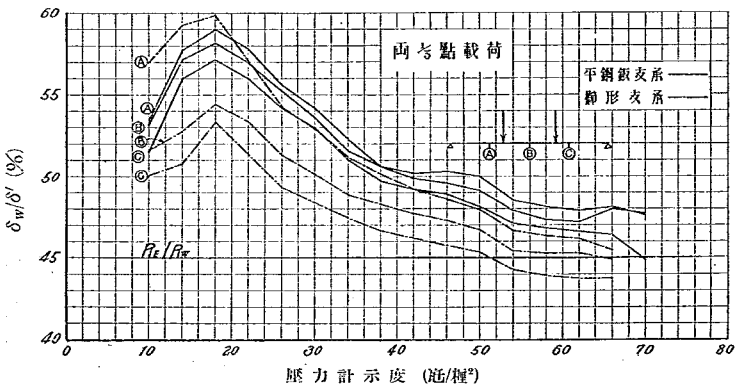
載荷	壓力計示度	$\delta_{\frac{l}{4}}$ (A 組撓度計)						$\delta_{\frac{l}{2}}$ (B 組撓度計)						$\delta_{\frac{3}{4}l}$ (C 組撓度計)					
		觀測撓度 (糎)			理論撓度		$\frac{\delta_W}{\delta'_A}$	觀測撓度 (糎)			理論撓度		$\frac{\delta_W}{\delta'_A}$	觀測撓度 (糎)			理論撓度		$\frac{\delta_W}{\delta'_A}$
	G (瓩/糎²)	δ'_A	δ'_B	δ'_C	δ_E	δ_W	(%)	δ'_A	δ'_B	δ'_C	δ_E	δ_W	(%)	δ'_A	δ'_B	δ'_C	δ_E	δ_W	(%)
兩 $\frac{1}{3}$ 點載荷	0	0	0	0	0	0	—	0	0	0	0	0	—	0	0	0	0	0	—
	10	0.556	—	0.521	0.792	0.298	53.6	0.787	—	0.810	1.117	0.418	53.1	0.576	—	0.592	0.792	0.298	51.7
	18	0.908		0.891	1.425	0.534	58.8	1.296		1.383	2.010	0.753	58.1	0.934		1.002	1.425	0.534	57.2
	26	1.391		1.418	2.059	0.771	55.4	1.973		2.119	2.903	1.087	55.1	1.426		1.561	2.059	0.771	54.0
	34	1.930		1.966	2.692	1.009	52.3	2.759		2.900	3.797	1.422	51.5	1.978		2.121	2.692	1.009	51.0
	42	2.457		2.522	3.326	1.246	50.7	3.518		3.678	4.690	1.756	49.9	2.537		2.687	3.326	1.246	49.1
	50	2.997		3.083	3.960	1.484	49.5	4.273		4.470	5.584	2.091	49.0	3.081		3.268	3.960	1.484	48.2
	58	3.583		3.711	4.593	1.721	48.0	5.133		5.333	6.477	2.425	47.3	3.679		3.913	4.593	1.721	46.8
	66	4.107		4.296	5.227	1.958	47.7	5.756		6.138	7.370	2.759	48.0	4.226		4.463	5.227	1.958	46.4
單 $\frac{1}{3}$ 點載荷	0	0	0	0	0	0	—	0	0	0	0	0	—	0	0	0	0	0	—
	10	0.198	0.210	0.267	0.431	0.135	68.2	0.303	0.322	0.417	0.558	0.209	69.0	0.238	0.250	0.331	0.361	0.161	67.6
	26	0.588	0.661	0.667	1.120	0.352	59.9	0.903	1.011	1.825	1.452	0.544	60.2	0.713	0.792	0.820	0.939	0.419	58.8
	42	1.094	1.198	1.151	1.810	0.568	51.9	1.692	1.827	1.787	2.345	0.879	52.0	1.322	1.441	1.417	1.517	0.677	51.2
	58	1.620	1.751	1.656	2.499	0.785	48.5	2.502	2.681	2.581	3.239	1.213	48.5	1.959	2.117	2.022	2.094	0.936	47.8
	74	2.090	2.261	2.097	3.189	1.001	47.9	3.244	3.464	3.261	4.132	1.548	47.7	2.558	2.740	2.577	2.672	1.194	46.7
	90	2.586	2.763	2.554	3.878	1.218	47.2	4.022	4.243	4.000	5.026	1.883	46.9	3.140	3.361	3.141	3.250	1.452	46.3
中央載荷	0	0	0	0	0	0	—	0	0	0	0	0	—	0	0	0	0	0	—
	10	0.294	0.289	0.332	0.451	0.168	57.1	0.424	0.412	0.466	0.655	0.246	58.0	0.301	0.291	0.332	0.451	0.168	55.8
	18	0.500	0.513		0.811	0.303	60.6	0.722	0.721		1.180	0.442	61.2	0.516	0.519		0.811	0.303	58.7
	26	0.784	0.807		1.172	0.437	55.7	1.126	1.156		1.704	0.639	56.7	0.802	0.827		1.172	0.437	54.5
	34	1.088	1.160		1.532	0.572	52.6	1.568	1.632		2.228	0.836	53.3	1.112	1.174		1.532	0.572	51.4
	42	1.386	1.482		1.893	0.706	50.9	2.012	2.100		2.753	1.032	51.3	1.418	1.510		1.893	0.706	49.8
	58	2.033	2.170		2.613	0.976	48.0	2.963	3.080		3.801	1.426	48.1	2.081	2.203		2.613	0.976	46.9
	66	2.331	2.471		2.974	1.110	47.6	3.403	3.514		4.326	1.622	47.7	2.382	2.507		2.974	1.110	46.6
	74	2.639	2.801		3.334	1.245	47.2	3.843	4.019		4.850	1.819	47.3	2.700	2.854		3.334	1.245	46.1
	90	3.269	3.513	3.257	4.055	1.514	46.3	4.781	5.061	4.764	5.899	2.212	46.3	3.339	3.564	3.229	4.055	1.514	45.4

備考　觀測撓度 δ'_A, δ'_B 及 δ'_C は夫々平鋼鈑支承、轉子支承、櫛型支承を用ひたる場合の結果にして、理論撓度 δ_E, δ_W は各々 I_E, I_W を用ひて算出せる撓度なり。

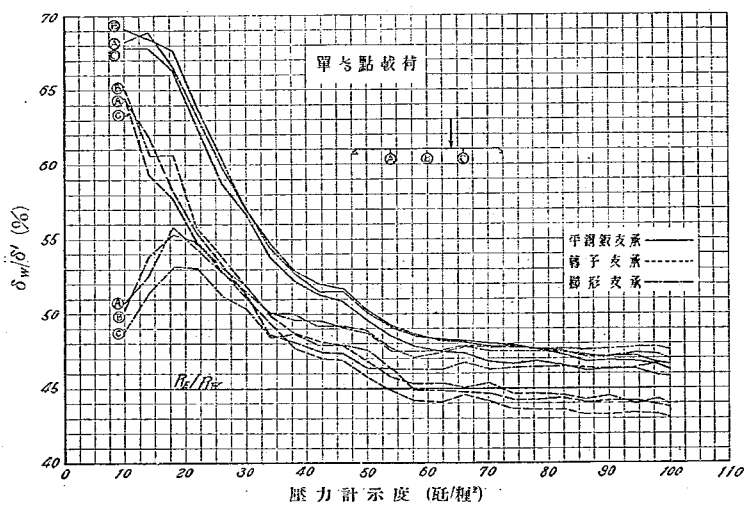
これ等の試驗に於ては孰れもその最大荷重を矢板縁維應力が彈性限度に達する懸念なき範圍に止めた。今この範圍に於ける δ' を δ_E と比較するに兩者の差は製鐵所型に比して遙かに大にして 20～50% の相違を有し、荷重小なる程大なる差を示してをる。 δ_W/δ' の變化を見るにこの値は載荷の方法、支承の種別を問はず荷重の增加につれて減少してをる（第二十圖乃至第二十二圖參照）而して其値は單 1/3 點載荷の場合の 2, 3 のものにあ

りて載荷の當初より其最大値 60～70% を示したるものあれども一般的には載荷の初めに於て稍低く 50～55% 前後を示し、壓力計示度 15～20 (瓲/糎²) 附近にて最大値 58～60% 前後に達してをるものが多い。この理由を詳かにすることを得ざるも、この報告に記載を省畧したる 50 瓲壓力計を用ひ、この 2 瓲毎の載荷試驗に於ては全くこの傾向なく兩 1/3 點、中央の兩載荷ともに最初より 60% 以上の最大百分率を示せる點より考ふるとき、壓

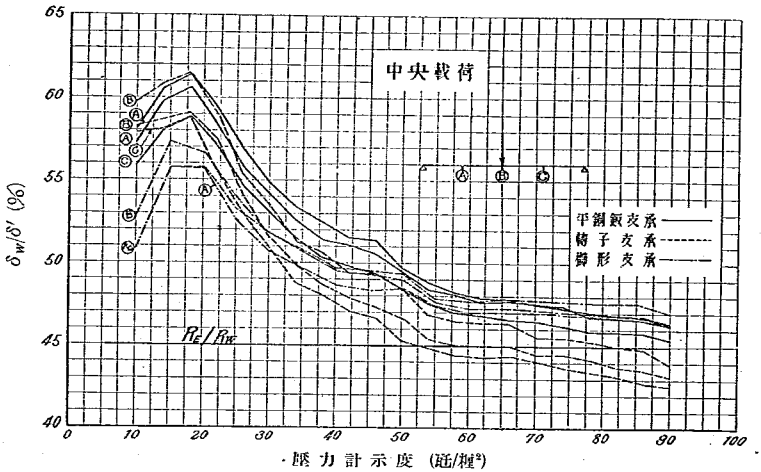
第二十圖　Larssen 鋼矢板壁抗曲試驗 δ_W/δ' 圖表 (其一)



第二十一圖　Larssen 鋼矢板壁抗曲試驗 δ_W/δ' 圖表 (其二)

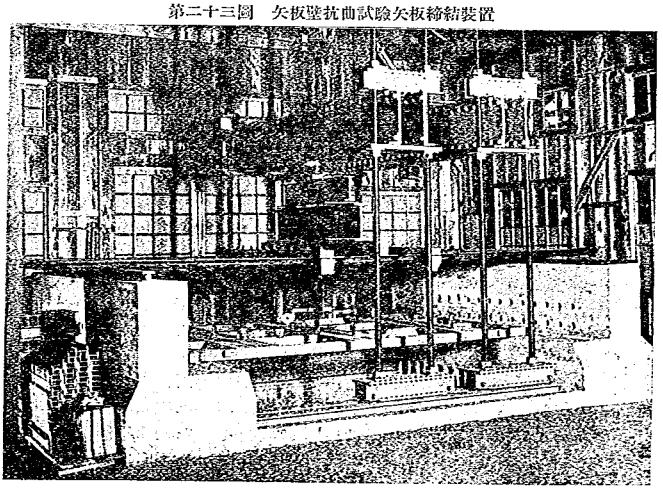


第二十二圖　Larssen 鋼矢板壁抗曲試驗 δ_W/δ' 圖表 (其三)



力計、支承、其他に於ける「なじみ」の不良に原因するものと推定せられる。この最大値より比率は漸次低下し、ある荷重に至つて其環境に應じたる最小値に達してをる。この最小値は比較的個々の矢板の移動自由なるべき轉子支承に於て最も小さく、載荷方法の如何を問はず 45% 程度を示してをる。この値は I_E/I_W 38% の約 20% 增にして、製鐵所型

第二十三圖　矢板壁抗曲試驗矢板締結裝置



に比しては遙かに大であり、R_E/R_W の値とほゞ同一である。而して各矢板片の移動を比較的不自由ならしむべき楯型支承のものに於ては、實驗成績不良にして、撓度計各組の結果に著しき相違を示せる兩 1/3 點載荷の場合を除けば、前者に比して稍優り 47～48% 前後の値を示し、平鋼鈑支承を有するものは大體兩者の中間に位してをる。

以上の如く δ_W/δ' の値は支承の種類によつて多少の相違を認むるも著しいものではなく R_E/R_W に近い値のものと認めて大過ない。從つて矢板壁を一體と考へ緣維距離として壁厚の半を採つて斷面率を考へる場合には矢板壁の夫れとしては個々の矢板の値以上のものを採用することは困難であることを指示してをる。

このほか本試驗にては矢板壁の 1, 2 ケ所を一組の楯型木桁にて挾み、强くボールト締となし、其影響を確めんと試みたるも（第二十三圖參照）、この程度の緊結にては水平剪力に對して充分なる抵抗を示し得ざるためか、上記の楯型支承の成績以上に出ることは出來なかつた。

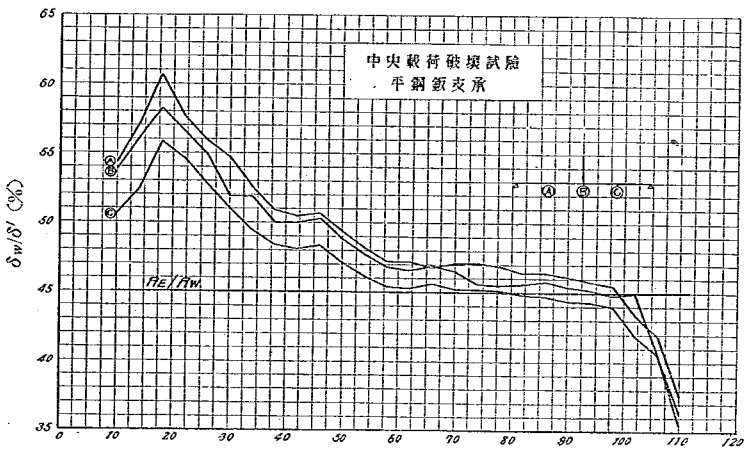
以上の實驗荷重は緣維應力が彈性限度を超えない程度に止めてをるが最後に彈性限度附近竝にこれを超過せる後の機能を明かにせんがために次の破壞試驗を行つた。荷重は中央載荷、支承は平鋼鈑を用ひてをる。

第二十三表　Larssen 鋼矢板壁破壞抗曲試驗撓度比較表

歪力計示度 G (瓩/糎²)	$\delta_{\frac{1}{4}}$ (A 組撓度計)(糎)				$\delta_{\frac{1}{2}}$ (B 組撓度計)(糎)				$\delta_{\frac{3}{4}l}$ (C 組撓度計)(糎)			
	觀測撓度 δ'_A	理論撓度 δ_E	理論撓度 δ_W	$\frac{\delta_W}{\delta'_A}$ (%)	觀測撓度 δ'_A	理論撓度 δ_E	理論撓度 δ_W	$\frac{\delta_W}{\delta'_A}$ (%)	觀測撓度 δ'_A	理論撓度 δ_E	理論撓度 δ_W	$\frac{\delta_W}{\delta'_A}$ (%)
0	0	0	0	—	0	0	0	—	0	0	0	—
10	0.310	0.451	0.168	54.2	0.457	0.655	0.246	53.8	0.333	0.451	0.168	50.5
18	0.500	0.811	0.303	60.6	0.760	1.180	0.442	58.2	0.543	0.811	0.303	55.7
26	0.783	1.172	0.437	55.8	1.163	1.704	0.639	54.9	0.830	1.172	0.437	52.6
34	1.090	1.532	0.572	52.5	1.610	2.228	0.836	51.9	1.160	1.532	0.572	49.3
42	1.400	1.893	0.706	50.5	2.063	2.753	1.032	50.0	1.470	1.893	0.706	48.1
50	1.703	2.253	0.841	49.4	2.517	3.277	1.229	48.8	1.787	2.253	0.841	47.1
58	2.063	2.613	0.976	47.2	3.050	3.801	1.426	46.7	2.153	2.613	0.976	45.3
66	2.377	2.974	1.110	46.7	3.460	4.326	1.622	46.9	2.437	2.974	1.110	45.5
74	2.647	3.334	1.245	47.0	3.990	4.850	1.819	45.6	2.757	3.334	1.245	45.2
82	2.977	3.695	1.376	46.3	4.427	5.374	2.016	45.5	3.083	3.695	1.376	44.8
90	3.290	4.055	1.514	46.0	4.870	5.899	2.212	45.4	3.410	4.055	1.514	44.4
98	3.633	4.416	1.648	45.4	5.383	6.423	2.409	44.7	3.753	4.416	1.648	43.9
106	4.263	4.776	1.783	41.8	6.393	6.947	2.605	40.6	4.393	4.776	1.783	40.6
110	4.943	4.957	1.850	37.4	7.603	7.209	2.704	35.5	5.107	4.957	1.850	36.2

載荷の初期に δ_w/δ' の値少く、壓力計示度 20 瓲/糎² 附近にて 55～60% の最大値に達すること既述のものと同様である。示壓 60 瓲/糎² に至つて 46% 前後の一定値に達せるが如き傾向を示せるも 86 瓲/糎² を超ゆるに及んで更に低下し、98 瓲/糎² 附近にて遂に個々の矢板についての斷面率比 R_E/R_W と同等なる 45% に降り、これを過ぎて比率は急激に降下し、緣維應力の彈性限度を超えたる部分あることを示すに至つた。(第二十四圖參照) この試驗の結果より按ずるに荷重の增加に伴ふ慣性能率の減少は益々顯著であつて、假令 60～70 瓲/糎² 等の中位の荷重に於て稍大なる比率を示すものありとするも、緣維應力が彈性限度に近づくにつれ個々の矢板の强度以上の働きを示すこと能はざるに至るものと認められる。

第二十四圖 Larssen 鋼矢板壁抗曲破壞試驗 δ_w/δ' 圖表



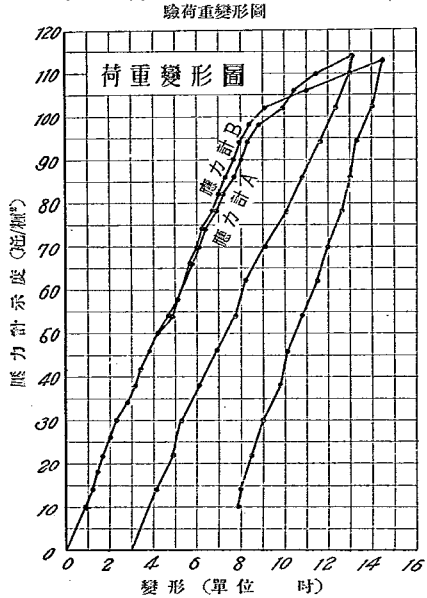
この實驗にては撓度の測定と同時に矢板壁中央下面 2 ヶ所に於て Berry 式應力計を用ひて緣維應力の測定を行つた。應力分布狀態より見たる矢板壁斷面率については後に述ぶるところあるも、今こゝに撓度の變化と緣維應力の增加との關係を明かにせんがために測定の結果を畧述する。

測定の結果を第二十五圖の圖表につきて見るに降伏點の現はれは撓度の場合と全く同樣で 98 瓲/糎² の載荷を限度として歪みの著しい增加を見せてをる。この載荷に應ずる歪みより緣維應力を算出すれば約 1,900 瓲/糎² にして鋼材强度試驗の結果より得たる降伏點强

第二十四表　Larssen 鋼矢板壁抗曲破壞試驗綠維應力表

壓力計示度 G(瓲/糎²)	應力計 (A) 荷重遞加 變形	應力計 (A) 荷重遞加 應力(瓲/糎²)	應力計 (A) 荷重遞減 變形	應力計 (A) 荷重遞減 應力(瓲/糎²)	應力計 (B) 荷重遞加 變形	應力計 (B) 荷重遞加 應力(瓲/糎²)	應力計 (B) 荷重遞減 變形	應力計 (B) 荷重遞減 應力(瓲/糎²)	摘要
0	↓		3.0		↓				載荷は一旦降伏點を超ゆるまで加へ、これより逐次減少せしめて殘變形を見た。
10	0.9	193.5	—		0.9	193.5	7.9		
14	1.2	258.0	4.1		1.2	258.0	8.0		
22	1.7	365.5	4.9		1.7	365.5	8.5		
30	2.3	494.5	5.3		2.3	494.5	9.0		
38	3.1	666.5	6.1		3.1	666.5	9.8		變形は 2 吋につき $\frac{1}{5,000}$ 吋を單位とす。
46	3.8	817.0	6.9		3.8	817.0	10.1		
54	4.9	1,054.0	7.8		4.7	1,010.0	10.9		
62	5.4	1,161.0	8.2		5.4	1,161.0	11.5		
70	6.1	1,312.0	9.1		6.0	1,290.0	12.0		
78	6.9	1,484.0	10.1		6.7	1,441.0	12.6		
86	7.7	1,656.0	10.8		7.3	1,570.0	13.0		
94	8.3	1,785.0	11.6		8.0	1,720.0	13.3		
102	9.9	2,129.0	12.3		9.1	1,957.0	14.0		
110	11.4	2,451.0	13.0		13.0	2,795.0			
114(113)	13.1	2,881.0	13.1		14.5	3,118.0	14.5		

第二十五圖　Larssen 鋼矢板壁破壞抗曲試驗荷重變形圖



度約 3,000 瓲/糎² の 2/3 に達したるのみである。

斯くの如き低應力にて荷重と變形との直線關係の破れたる原因は、この應力測定點以外の部分、例へば繼手附近に於て更に大なる應力の發生せることを立證するものである。

Larssen 型につきては矢板壁兩端の鎖結試驗は省略した、製鐵所型の場合と同一傾向の效果あるものと信ずる。

(c) Lackawanna 鋼矢板　筆者は同型 DP 165 型、長 5.5 m 6 枚組合せの矢板壁について抗曲試驗を行ひたるもこゝには其記載を省略し、1928 年 8 月及 1929 年 1 月同鋼矢板の製造所合衆國 Bethelehem 製鋼所にて G. H. Blakely

氏指揮の下に行はれた DP 166 型についての抗曲試驗の結果の一部を再錄することゝする。同試驗にては比較のため Larssen 型第 II 號についても同一なる條件の下に實驗を行つてをるが、こゝには其記載を畧す。

實驗は矢板3枚、半切斷面のもの2枚合計4枚組合せの矢板壁について行はれてをる。矢板全長 25′～0″, 支間 20′～0″ 等布荷重として 1 呎間隔に 20 箇所に積み上げられた鐵塊を用ひてをる。この實驗にて特に注目すべきは矢板壁の下面へ 3′～3″ 間隔に 5 個の 1″×3″ 鋼鈑を鎔着せることで、これによつて組合されたる個々の矢板を完全に一體として作用せしめんとしてをる。觀測は中央兩側の撓度の測定だけであつて應力の測定は行つてをらぬ。

今撓度式 $\delta=\frac{5}{384}\frac{wl^3}{EI}$ を用ひて、觀測撓度 δ' と I_E, I_W を基とせる理論撓度 δ_E, δ_W とを比較するに、Lackawanna DP 166 に對し

$I_E=85.98$ (吋^4)　　$I_W=198.48$ (吋^4)

$l=240$ (吋)　　$E=28.66\times10^6$ (封度/吋^2).....測定値

を用ひて中央撓度は次式で與へられる。

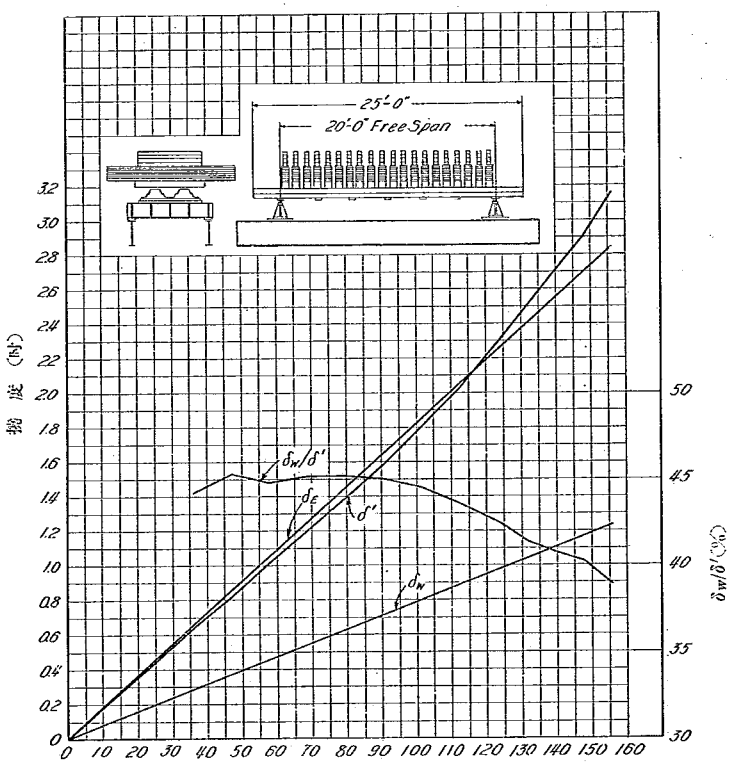
$$\left.\begin{aligned}\delta_E&=0.0183W\\ \delta_W&=0.00791W\end{aligned}\right\}\ W \text{ in Kips.}$$

第二十五表　Lackawanna 鋼矢板壁抗曲試驗撓度比較表
(Bethelehem 製鋼會社の實驗による) (DP 166)

荷重 (Kip)	觀測撓度 δ' (吋)	理論撓度 δ_E (吋)	理論撓度 δ_W (吋)	$\frac{\delta_W}{\delta'}$ (%)
36.0	0.646	0.658	0.285	44.2
46.9	0.820	0.857	0.371	45.3
57.6	1.018	1.052	0.456	44.8
68.7	1.202	1.256	0.543	45.2
79.6	1.393	1.454	0.630	45.2
90.5	1.592	1.654	0.716	45.0
101.4	1.801	1.851	0.802	44.5
112.3	2.037	2.051	0.888	43.6
123.2	2.295	2.250	0.975	42.5
131.4	2.508	2.400	1.039	41.4
139.6	2.706	2.550	1.104	40.8
147.8	2.902	2.700	1.169	40.3
156.0	3.172	2.850	1.234	38.9

この實驗成績を見ると觀測撓度 δ' は δ_E と殆んど一致し其差數%にも達しないことは製鐵所型の場合と類似してをる。又 δ_W/δ' の比は最大 45% 最小約 40% であつて I_E/I_W の比率に等しく、R_E/R_W の比率 61.4% には遙かに及ばない、又鉚着した平鋼鈑の效果も認められてをらぬ。これ等の點から見て Lackawanna 型に於ても矢板壁は全然一體として働くものとは考へられず個々の矢板の單なる集合としか認められない（第二十六圖參照）

第二十六圖　Lackawanna 鋼矢板壁抗曲試驗撓度圖表



B. 波型斷面鋼矢板　此型の代表的のものとしては Terres Rouges 竝に Larssen 複斷面型を採つた、前者についての當所の實驗成績、竝に後者につきて Lohmeyer 氏の行つた實驗結果は下揭の如くである。

(a) Terres Rouges 鋼矢板　　波型斷面を有する矢板の組合せによる斷面率の變化を

確めんがために Terres Rouges 型第 I 號を選んだ、長 6 米 6 枚の組合で載荷方法、觀測點の位置、其他 Larssen 型の場合と全く同樣である。

I 號型について　$I_W=87\times4=348$　　$I_E=47\times4.6=216$

$E=2.15\times10^6$　　$P=206.25\ G$　　$\cos\theta_1=\cos 8^\circ\sim22'=0.989$

として δ_E δ_W を求むるに次表の如くである。

第二十六表　Terres Rouges I 號鋼矢板理論撓度式

載　荷	$\frac{l}{4}$ 點 (A 組撓度計)		$\frac{l}{2}$ 點 (B 組撓度計)		$\frac{3}{4}\,l$ 點 (C 組撓度計)	
	δ_E	δ_W	δ_E	δ_W	δ_E	δ_W
兩 $\frac{1}{3}$ 點	$0.2036\,G$	$0.1279\,G$	$0.2870\,G$	$0.1803\,G$	$0.2036\,G$	$0.1279\,G$
單 $\frac{1}{3}$ 點	$0.0929\,G$	$0.0696\,G$	$0.1436\,G$	$0.0902\,G$	$0.1107\,G$	$0.0583\,G$
中　央	$0.1158\,G$	$0.0728\,G$	$0.1685\,G$	$0.1058\,G$	$0.1158\,G$	$0.0728\,G$

上記の關係より算出した δ_E, δ_W と觀測撓度 δ' との比較は第二十七表に掲げた。

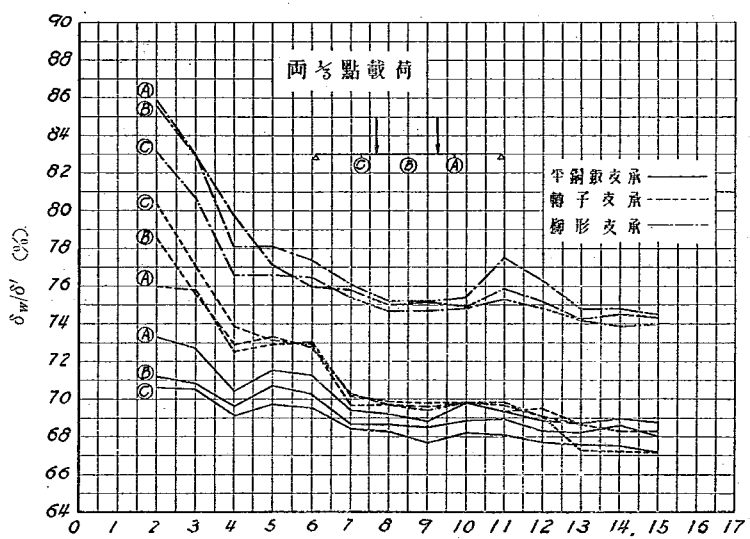
第二十七表　Terres Rouges 鋼矢板壁抗曲試驗撓度比較表

載荷	壓力計示度 G 瓩/糎²	$\delta_{\frac{l}{4}}$ (A 組撓度計)						$\delta_{\frac{l}{2}}$ (B 組撓度計)						$\delta_{\frac{3}{4}l}$ (C 組撓度計)					
		觀測撓度 (糎)			理論撓度		$\frac{\delta_W}{\delta'_A}$ (%)	觀測撓度 (糎)			理論撓度		$\frac{\delta_W}{\delta'_A}$ (%)	觀測撓度 (糎)			理論撓度		$\frac{\delta_W}{\delta'_A}$ (%)
		δ'_A	δ'_B	δ_C	δ_E	δ_W		δ'_A	δ_B	δ'_C	δ_E	δ_W		δ'_A	δ'_B	δ'_C	δ_E	δ_W	
兩 $\frac{1}{3}$ 點載荷	0	0	0	0	0	0	—	0	0	0	0	0	—	0	0	0	0	0	—
	2	0.351	0.337	0.298	0.407	0.256	72.9	0.506	0.459	0.433	0.574	0.361	71.4	0.362	0.319	0.299	0.407	0.256	70.6
	4	0.727	0.707	0.658	0.814	0.512	70.4	1.038	0.989	0.942	1.148	0.721	69.6	0.744	0.690	0.642	0.814	0.512	69.1
	6	1.079	1.050	0.993	1.222	0.767	71.2	1.538	1.487	1.414	1.722	1.082	70.3	1.105	1.054	1.010	1.222	0.767	69.5
	8	1.477	1.469	1.360	1.629	1.023	69.2	2.084	2.074	1.934	2.296	1.442	68.6	1.504	1.490	1.365	1.629	1.023	68.3
	10	1.833	1.832	1.695	2.036	1.279	69.8	2.646	2.583	2.411	2.870	1.803	68.8	1.877	1.861	1.709	2.036	1.279	68.2
	12	2.235	2.216	2.041	2.443	1.535	68.8	3.161	3.134	2.898	3.444	2.164	68.3	2.279	2.259	2.043	2.443	1.535	67.7
	14	2.598	2.624	2.400	2.850	1.791	69.0	3.665	3.700	3.423	4.018	2.524	68.6	2.643	2.669	2.413	2.850	1.791	67.5
單 $\frac{1}{3}$ 點載荷	0	0	0	0	0	0	—	0	0	0	0	0	—	0	0	0	0	0	—
	4	0.297	0.195	0.266	0.372	0.233	78.5	0.461	0.352	0.444	0.574	0.361	78.4	0.379	0.252	0.348	0.443	0.278	73.4
	8	0.627	0.522	0.599	0.743	0.466	74.3	0.972	0.863	0.956	1.149	0.722	74.4	0.779	0.658	0.753	0.886	0.557	71.5
	12	0.963	0.850	0.901	1.115	0.700	72.6	1.496	1.389	1.424	1.723	1.082	72.3	1.193	1.066	1.123	1.328	0.835	70.0
	16	1.301	1.235	1.223	1.486	0.933	71.7	2.025	1.942	1.923	2.298	1.443	71.3	1.618	1.497	1.514	1.771	1.114	68.9
	20	1.629	1.555	1.538	1.858	1.166	71.6	2533	2.470	2.430	2.872	1.804	71.2	2.020	1.939	1.911	2.214	1.392	68.9
	24	1.962	1.890	1.850	2.230	1.399	71.2	3.071	3.004	2.929	3.446	2.165	70.5	2.446	2.363	2.312	2.657	1.670	68.3

	0	0	0	0	0	0	—	0	0	0	0	0	—	0	0	0	0	0	—
中	4	0.380	0.333	0.388	0.463	0.291	76.6	0.566	0.504	0.572	0.674	0.423	74.7	0.402	0.338	0.395	0.463	0.291	72.4
央	8	0.810	0.753	0.806	0.926	0.582	71.9	1.201	1.111	1.191	1.348	0.846	70.5	0.835	0.754	0.821	0.926	0.582	69.7
載	12	1.229	1.179	1.213	1.390	0.874	71.1	1.830	1.744	1.782	2.022	1.270	69.4	1.263	1.183	1.222	1.390	0.874	69.2
荷	16	1.642	1.605	1.608	1.853	1.165	71.0	2.433	2.388	2.372	2.696	1.693	69.6	1.688	1.643	1.620	1.853	1.165	69.0
	20	2.084	2.053	2.008	2.316	1.456	69.9	3.074	3.047	2.974	3.370	2.116	68.9	2.133	2.103	2.026	2.316	1.456	68.3
	24	2.519		2.420	2.779	1.747	69.4	3.710		3.559	4.044	2.539	68.4	2.577		2.439	2.779	1.747	67.8

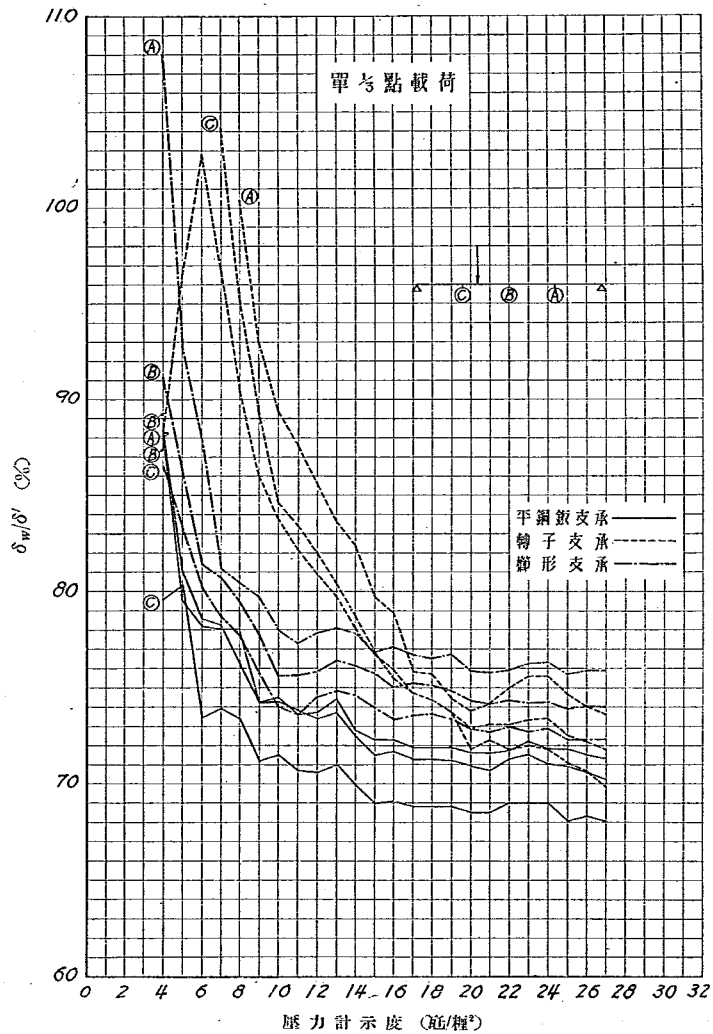
觀測撓度が個々の矢板の主軸に基きたる撓度 δ_E 又は荷重の方向に對應して生ずる中立軸に基きたる δ_B に比して遙かに小なるべきことは前節第6に示せる實驗成績より推察し得べく其比率 δ_E/δ' は最大荷重に於て、各種の載荷法を通じて約 110% である。

第二十七圖　Terres Rouges 鋼矢板壁抗曲試驗 δ_W/δ' 圖表　(其一)



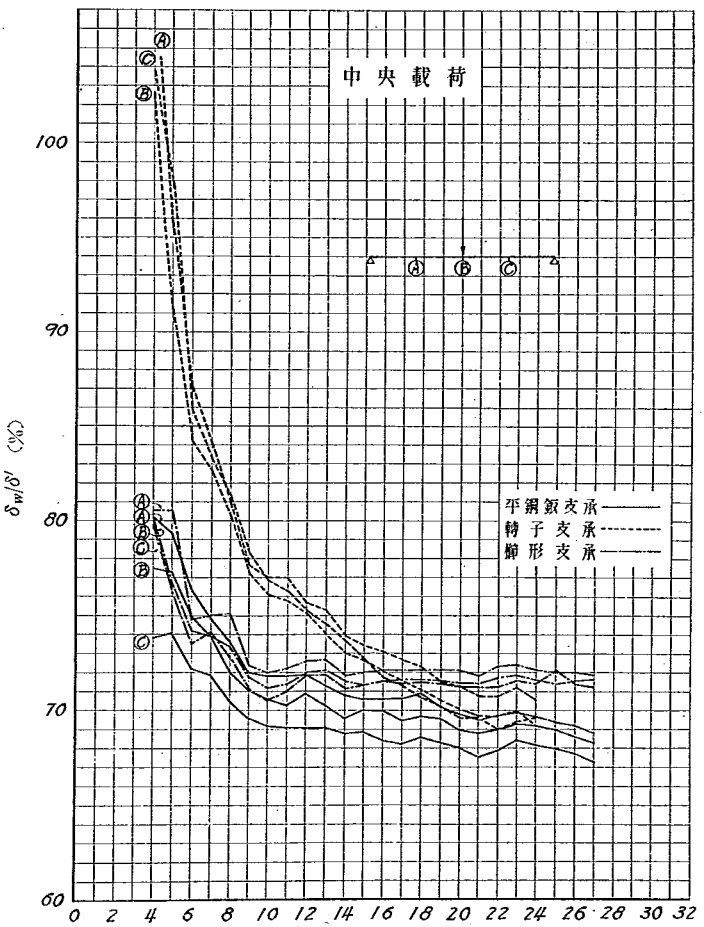
而してこれを壁軸に基きたる δ_W と比較するとき最大荷重に於て 70% 前後である、これを製鐵所型其他の溝型斷面の 40% 前後なるに比して著しき相違である。この理由は先づ I_E/I_W の値が溝型に比して大なること、溝型が壁軸に沿ふての水平剪力に對して大なる懸念あるに對し波型は殆んどこのことなく慣性能率の增大に對する組合効果が確實なること等に基因するものと認める。

第二十八圖 Terres Rouges 鋼矢板壁抗曲試驗 δ_W/δ' 圖表（其二）



而して溝型斷面に於ては中立軸が壁軸をはなれることが組合矢板壁の慣性能率を減少せしめ、壁軸に沿つての縫維に著しき應力を生ぜしむる懸念あるも、波型斷面にてはこのこ

第二十九圖 Terres Rouges 鋼矢板壁抗曲試驗 δ_w/δ' 圖表(其三)



となく、壁軸に沿ひての緣維應力は中立軸が個々の斷面の主軸より旋回するにつれて減少し、最大緣維應力點は常に第十一圖の b 點附近に存するものと考へらる。

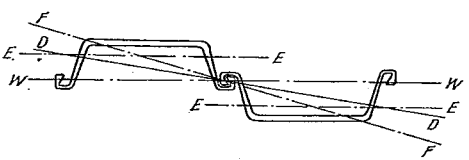
撓みの一般傾向を見るに（第二十七圖乃至第二十九圖參照）載荷の初期に於て理論撓度に對する比率は最少にして荷重の增加につれて漸次增大し遂に一定の値に達すること溝型

矢板の場合と同様なるも最終の比率は約 70% にして I_E/I_W 62% の 13% 增、R_E/R_W の54%に比しては 30% 增となり、溝型斷面に於て夫等と同値又は夫れ以下なるに比すれば著しい相違である。

載荷法の種類によつての慣性能率の變化はさほど顯著ならず 68 乃至 76% の間の値を示し、支承の相違による變化は梯型にて比率最大、平鋼鈑にて最小である、轉子支承上に於て比率最少なるべきことを豫想せるも實驗の結果は前兩者の中間に位し、且つ中央載荷及單$\frac{1}{3}$點載荷にては彈荷の初期に著しく高い比率を示せるが、この點に關しては確定的な判斷を下し得ない。

(b) Larssen 複斷面鋼矢板　溝型斷面を有する Larssen 鋼矢板の斷面率を增大せんがために、最近打ち込みに先立て矢板二枚づゝを組合せ繼手を特殊の壓搾機を用ひて一定間隔毎に充分強固に締付け、2 枚一組として働かしめんとする工法が注目されて來た。この組合矢板に關する實驗は Erich Lohmeyer 氏によつて行はれ其成績が Bautechnik (7, 21, Jan 1927) 誌上に發表されてをる、今同氏の行つた多種の實驗中單に 2 枚一組の矢板の數組を組合せたのみの抗曲試驗について考ふるに、溝型斷面 2 枚の組合せは波型斷面の形成であつて斷面形は Terres Rouges 型と相似のものとなる。從つて其實驗成績は溝型及波型兩斷面形の比較資料として又波型斷面の特性を示す資料として極めて興味あるものと考へられる。

第三十圖　Larssen 型二枚組合斷面形



二斷面組合せの結果第三十圖に示すが如き 4 軸を考へることが出來る。

W—W　壁軸　　*E—E*　個々の矢板の主軸

F—F　2 枚一組の斷面の主軸

D—D　同上に於て *W—W* 軸に垂直に働く荷重に對する中立軸

これ等の諸軸に關する斷面率の値と夫の比率とは Lohmeyer 氏によれば第二十八表に示す如くである。

實驗には矢板 I 號及 II 號を用ひ第三十一圖に示すが如く、一つ置の繼手が 33.3 糎間隔に壓搾された、兩側の半切斷面を含みて合計 6 枚組合せの矢板壁の水平抗曲

第三十一圖　Larssen 複斷面矢板壁（其一）

緊締繼手　　嵌入繼手

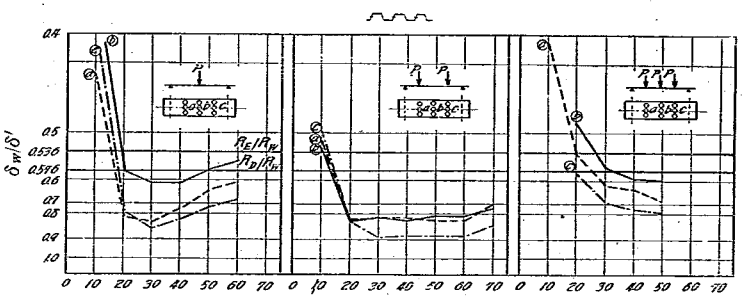
第二十八表　Larssen 複斷面型の諸斷面率表

	R_W(糎³)	R_E(糎³)	R_D(糎³)	R_F(糎³)	R_E/R_W(%)	R_D/R_W(%)	R_E/R_W(%)
Ia	380	164	210	210	43.2	55.3	55.3
I	493	224	302	289	45.4	61.2	58.6
II	849	381	487	455	44.8	57.3	53.6
III	1,353	508	774	713	37.3	56.8	52.3
IV	2,037	789	1,040	956	38.8	51.1	47.0
V	2,962	1,007	1,429	1,333	34.0	48.2	45.0

試驗である、支間 8.0 米、撓度は徑間の各 1/4 點にて 3 箇所づゝ合計 9 箇所にて測定されてをる。

第卅二圖は I 號矢板の實驗成績で中央矢板上の 3 撓度計の實驗成績を示した、縱軸に δ_W/δ' の比率、橫軸に加壓ピストンの壓力計示度を記してをる。實驗の結果を見ると載荷を中央兩側 1/4 點、各 1/4 點の3種に變へてをるが、孰れの場合も載荷の初期 20～30 瓲/糎² にて δ_W/δ' は最大値 80～70% を示し、これより順次低下して大體下記の一定値に達してをる。

第三十二圖　Larssen 複斷面矢板壁抗曲試驗 δ_W/δ' 圖表（其一）
（Lohmeyer 氏による）



	中央載荷	兩側 1/4 點載荷	各 1/4 點載荷	R_D/R_W
第 I 號	65.0%	72%	63%	61.2%
第 II 號	67.0%	67%	63%	57.3%

これ等の値は皆 R_D/R_W の比を遙かに凌駕してをるものであつて、壓搾纖手の强度が充分なる場合、2 枚一組とすることが斷面率增加に顯著な效果をあけることを示してをり、其値が旣述 Terres Rouges 型についての實驗成績とよく一致する事も見逃すべからざる點である。

Lohmeyer 氏は其實驗報告に於て δ_W/δ' の比をもつて直ちに R_E/R_W の比として取扱

つてをるが、これは概念的には何等異論をもたないが、厳正なる意味からは考慮の餘地がある。こゝでは實際の中立軸と壁軸との方向の違ひ、絲維距離の相違等を考へ撓度の比率のまゝに掲載した。

尙各觀測とも載荷の最初に於て δ_w/δ' の比率は甚しく低く、壁が個々の矢板の單なる集合と考へたる場合よりも更に低い値を示してをるものもある。この原因は恐らく低壓に於ける壓力計又は撓度測定裝置に於ける誤差か、又は支承其他に於ける剛染の不充分等によるものと考へられるが、氏はこの點については論及してをらぬ。

同氏はこの實驗に於て別に繼手全部を壓縮したものゝ試驗を行ひ、δ_w/δ' が略 100% なること、又左右兩側に取り付けたる腹起しの效果によつて一つ置に壓搾繼手を有する壁が $\delta_w/\delta'=80\sim90\%$ に達することを證してをる。

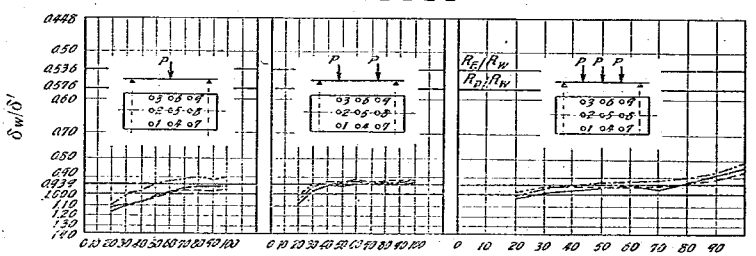
C. Z型斷面鋼矢板　この型の代表的のものとして Krupp 型、Klöckner 型をとりて其實驗を行ひ、他に Larssen 複斷面型のものを用ひてZ型に類似の働きをなさしめた Lohmeyer 氏の實驗成績を參考として掲ける。

(a) Larssen 複斷面鋼矢板　Lohmeyer 氏は Larssen 複斷面型により前掲波型類似の組合せをなしたる他に I 號乃至 V 號型の複斷面矢板を用ひ第三十二圖又はこれに類似の配列の矢板壁についても抗曲試驗を行つてをる。(Bautechnik 18 Mai, 8 Juni 1928) この矢板壁は9枚組合せのものであつて載荷法、撓度觀測位置等前回の實驗と大體同樣であるが緊結繼手の配置が全く異つてをる。前回のものは第三十一圖に示すが如く複斷面形の主軸は Terres Rouges

第三十三圖　Larssen 複斷面矢板壁（其二）

嵌入繼手　　緊締繼手

第三十四圖　Larssen 複斷面矢板壁抗曲試驗 δ_w/δ' 圖表（其二）
(Lohmeyer)氏による



型と同様、壁軸に對して一定の方向に傾斜してをるが、第三十三圖に示したものは複斷面形の主軸が壁の中心線に對して左右對稱に傾斜して個々の斷面の主軸と壁軸との關係位置はZ型斷面形の矢板の場合に近似し、其實驗結果はZ型矢板の特性を示す資料と認めて差支ないものと考へられる。

實驗成績は極めて良好であつて各號とも δ_w/δ' の比は殆んど理論値に一致してをる、第三十四圖は同實驗中の Larssen II 號型 ST. 37 を用ひた試驗成績であつて、δ_w/δ' は各載荷法とも理論比率 $^1/_9\,(8+0.448)=0.939$ に近い値を示し、荷重少き載荷當初に於て最大荷重の增加につれて順次減少し終りに 94% 前後の値に達してをる。

以上 Lohmeyer 氏の Larssen 鋼矢板の複斷面形についての實驗中こゝに再錄した部分を約說すれば、第一回の實驗は溝型斷面の組合せにて波型斷面を形成して斷面率の增加を企てたものであつて、其效果は δ_w/δ' が 70% 程度に達し、第二回の實驗はZ型斷面に近い特性を持したものであつて、δ_w/δ' は 94% に達してをる、この値は斷面中央に用ひてをる單なる箝込み繼手を有する矢板一枚が斷面率の增加に效果ないものと認めた場合の理論比率に一致してをる、從つてこの一枚を省いて考ふるとき其効果は 100% に近いものであると認められる。

(b) Krupp 鋼矢板　この矢板については曩きに Darmstatt, Tech Hochschule の Rüthe 敎授による實驗成績が發表されてをる (Bauingenieur Heft 32, 1930)。この試驗は矢板4個組合せ、支間8米、等布荷重による抗曲試驗であつて、每回1米につき 125 瓲總量 1,000 瓲の荷重を增加して其都度中央部に於ける撓度の變化を測定してをる。繼手は 15 糎間隔に鎔接せるものと、單なる嵌込に間隙へ砂を充塡したものとの兩種を用ひてをるが、後者の場合に於ても每回の實測撓度の增加は平均1.1粍であつて理論撓度 1.17粍と殆んど一致し δ_w/δ' は 100% と云ふ好結果を示してゐる、この實驗に於て繼手間隙へ土砂を塡充してをることが筆者の實驗の目的と稍反してをると共に其成績も後述すべき筆者の實驗結果と著しい相違がある、元來 Krupp 型はZ型主材のほかに繼手金物を使用するものであつて矢板壁の斷面特性算出にはこの繼手金物の斷面積が全部取り入れられてをる、これは繼手金物が主材と共同に働く場合は正しいものであるが、既述溝型斷面鋼矢板に關する實驗成績から見るとこの共同の働きには多大の疑問を有するものである。

筆者の實驗は試驗片として Krupp III 號型、長 6.0 米のもの6枚組合せの矢板壁を使用した、載荷點、支點及荷重承の種類、觀測點の位置其他 A の製鐵所鋼矢板の場合と全く同一である。

撓度測定の結果は第二十九表の如くにして孰れも3回觀測の平均値である。

第二十九表　Krupp 鋼矢板壁抗曲試驗實測撓度

撓度計番號 / 張力計示度 G(瓲/糎²)	A 組撓度計			B 組撓度計			C 組撓度計			摘要
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	A組は徑間の¼線上のもの B組は徑間の中央線上のもの C組は徑間の¾線上のもの 撓度は糎にて示さる
20	0.09	0.17	0.11	0.13	0.24	0.15	0.10	0.17	0.11	
40	0.22	0.32	0.26	0.30	0.46	0.33	0.24	0.34	0.25	
60	0.36	0.46	0.40	0.50	0.67	0.52	0.38	0.49	0.40	
80	0.53	0.61	0.57	0.68	0.88	0.72	0.53	0.64	0.55	
100	0.69	0.77	0.74	0.89	1.10	0.93	0.69	0.79	0.70	
120	0.85	0.92	0.90	1.08	1.30	1.13	0.84	0.93	0.85	
140	1.01	1.09	1.06	1.28	1.50	1.33	0.98	1.08	1.00	
160	1.18	1.24	1.22	1.48	1.71	1.53	1.14	1.23	1.14	
180	1.34	1.41	1.39	1.70	1.93	1.74	1.31	1.39	1.30	
200	1.50	1.56	1.55	1.91	2.13	1.94	1.47	1.54	1.45	

實測の結果を見るに各組と中央列（撓度計 No. 2.No. 5, No. 8）の撓度が最も大である、この原因は組立られたる矢板壁が初歪のために横方向に於て多少上向に凸形を呈してをつたことによるものである、この點は撓度の總量が中央にて最大なるも、荷重60瓲/糎²以上での毎回の撓度の增加量は各列とも殆んど相等しいことからも推察することが出來る、又荷重の增加と共に3列の撓度の差は漸次減少してをる。これ等の點から考へて斷面率の比較資料としては、中央列の觀測値を除き兩側撓度計の平均値を用ふることゝした。

Krupp 鋼矢板三號型6枚の公稱慣性能率は繼手金物と主材との間の摩擦が充分大であつて兩者一體として働くものと考ふるとき、

$$I_W = 6 \times R_W \times h = 6 \times 670 \times 12 = 48{,}250 \text{ (糎}^4\text{)}$$

從つて理論撓度は第十五表竝に $P = 187{,}398\,G$ の關係により

左右$\frac{1}{4}$點に對し　$\delta_W = 0.0000268P = 0.005025G$ (糎)

中央　に對し　$\delta_W = 0.00003785P = 0.00709G$ (糎)

又溝型斷面の矢板抗曲試驗の結果から推して、繼手金物は主材と一體としては作用せざるものと考ふるとき、上記の I_W より繼手金物による慣性能率の增加 $I_j = 6 \times 1{,}345 = 8{,}070$ (糎⁴) を控除し

$$I_W' = 48{,}250 - 8{,}070 = 40{,}180 \text{ (糎}^4\text{)}$$

となる從つて撓度は

左右$\frac{l}{4}$點に對し　$\delta_W'=0.0000322P=0.00603G$（糎）

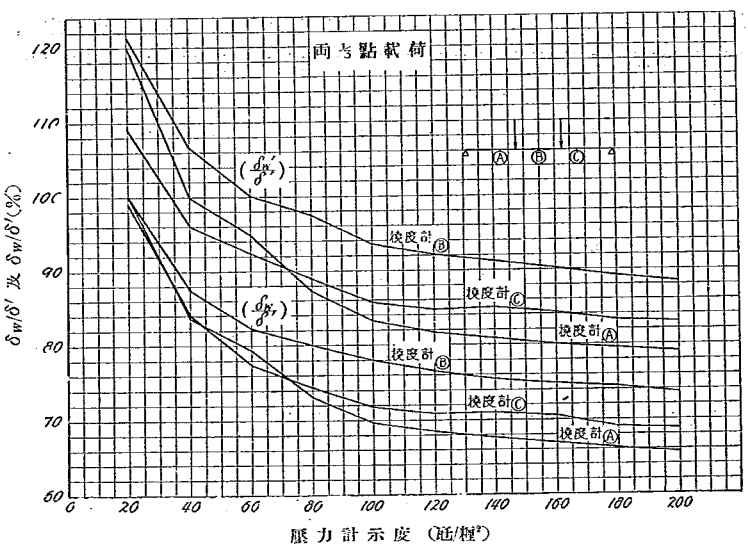
中央　に對し　$\delta_W'=0.0000455P=0.00852G$（糎）

にして、此等の理論撓度と實測撓度との間に第三十表の如き比率が求められる。

第三十表　Krupp 鋼矢板壁抗曲試驗撓度比較表

壓力計示度	A 組 撓 度 計					B 組 撓 度 計					C 組 撓 度 計				
G（瓦/糎²）	實測撓度 δ'（糎）	δ_W（糎）	δ_W/δ'（%）	δ_W'（糎）	δ_W'/δ'（%）	δ'	δ_W	δ_W/δ'（%）	δ_W'	δ_W'/δ'（%）	δ'	δ_W	δ_W/δ'（%）	δ_W'	δ_W'/δ'（%）
0	0	0	—	0	—	0	0	—	0	—	0	0	—	0	—
20	0.10	0.100	100.00	0.12	120.0	0.14	0.14	100.00	0.17	121.5	0.11	0.10	90.91	0.12	109.0
40	0.24	0.201	83.75	0.24	100.0	0.32	0.28	87.50	0.341	106.5	0.25	0.201	80.40	0.24	96.0
60	0.38	0.302	79.47	0.36	94.8	0.51	0.42	82.35	0.511	100.0	0.39	0.302	77.44	0.36	92.3
80	0.55	0.402	73.09	0.48	87.3	0.70	0.56	80.00	0.682	97.4	0.54	0.402	74.44	0.48	88.9
100	0.72	0.503	69.86	0.60	83.3	0.91	0.71	78.02	0.852	93.6	0.70	0.503	71.86	0.60	85.7
120	0.88	0.603	68.52	0.72	81.8	1.11	0.85	76.58	1.022	92.1	0.85	0.603	70.94	0.72	84.7
140	1.04	0.703	67.60	0.84	80.8	1.31	0.99	75.57	1.193	91.1	0.99	0.703	71.01	0.84	84.9
160	1.20	0.804	67.00	0.96	80.0	1.51	1.13	74.83	1.363	90.3	1.14	0.804	70.53	0.96	84.2
180	1.37	0.905	66.06	1.09	79.6	1.72	1.28	74.42	1.533	89.1	1.31	0.905	69.08	1.09	83.2
200	1.53	1.005	65.69	1.21	79.1	1.93	1.42	73.58	1.704	88.3	1.46	1.005	68.84	1.21	82.9

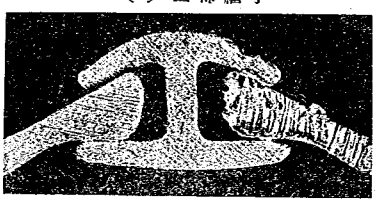
第三十五圖　Krupp 鋼矢板壁抗曲試驗 δ'_W/δ' 及 δ_W/δ' 圖表



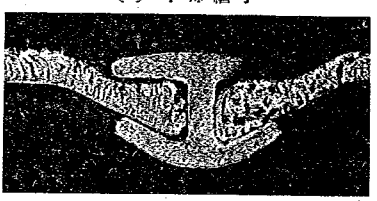
實驗の結果につきて考ふるに繼手金物の完全なる働きを認めたる場合の撓度 δ_w と實測撓度 δ' とは $G=20$ 瓲 に於てはよく一致せるも荷重の增加と共に急激に減少し $G=200$ 瓲に於ては其比率 70% を示すに過ず、又繼手金物の働きを認めざる場合の撓度 δ_w' と δ' との比率を見るに $G=20$ 瓲 にて 120%、$G=40\sim60$ 瓲 にて兩者ほゞ一致し、これより逐次低下し $G=200$ 瓲 にて約 80% となる、卽ち繼手に於ける水平剪力の極めて僅少なる間のほかの繼手金物の働きを認むること困難なるのみならず、これを無視したる場合と雖も、組合せ矢板の完全なる働きは比較的荷重の小なる狀態に於てのみ信賴し得べく、$G=200$ 瓲/糎² (この場合の測定外側緣纖應力 $f=1{,}800$ 瓲/糎²) 以上に達しては 80% 以上を見込むことは困難である。この原因は矢板片の組合位置が載荷と共に變化し、壁軸に對する傾きは變り上部繼手は開き下部繼手は閉ぢ (第三十六圖參照) I_w' を減ずるに至ることにありと認めらる。

第 三 十 六 圖

(A) 上 部 繼 手

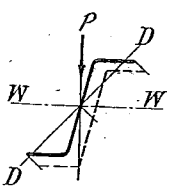


(B) 下 部 繼 手



尙繼手嚙合ひの狀況につきて考ふるに、下部のものは矢板片が繼手金物腹部に接するに至つて止み、兩者間に何等强力なる嚙合ひを認められず、繼手金物は單獨材以上の作用をなし得べしとは考へられざるも、上部のものは載荷の繰返しと共に繼手金物の突緣と矢板片尖端との接觸强固となり、後述すべき應力測定の結果より見ても、實驗の後期に於ては壁の一部としての共同作用を幾分認めらる狀態に進む、從つて撓度も第二十九表に揭げたるものよりは 7~8% の減少を示して居る、卽ちこの實驗に於ては抗張側卽ち下面に位する繼手金物は壁の斷面率の增加に何等効果なきも、抗壓側卽ち上面のものは數回繰返し載荷の後は繼手間の摩擦增加の結果、相當の効果を示すに至ることが明かである。

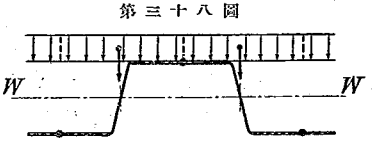
第三十七圖



而してこの繼手の開閉は一般に Z 型斷面の矢板の有する傾向として認められてをるのであつて、Z 型矢板が第三十七圖の如く載荷さるゝとき非對稱載荷の結果點線の示す位置へ偏倚せんとす

る傾向をもち載荷側の繼手は閉ぢて壓力をうけ、反對側の繼手は開きて張力が作用するとされてをる（Z-förmige Spundwandeisen —Vereinigte Stahl Werke）然るに著者の實驗結果に於てはこの關係が全く反對であつて、繼手は載荷側に於て開き支承側にて閉ぢてをる。この理由は第三十八圖の如き載荷法にては荷重の働きが第三十七圖の P の如く作用するとは認め難く、一突線に集中して作用することによるものである。

第三十八圖



以上の如く著者の實驗に於ける效率は前記 Rüthe 教授の試驗に比して著しく劣つてをる、この相違は繼手に塡充砂を有するや否やによるものであつて、この種矢板の繼手位置は線維部に位するが故に、其部分の水平剪力は溝型斷面の中央部繼手の如く大ならず、單なる塡充砂にても其効果が相當に現はる＞結果によるものと思考する。

又この成績は Lohmeyer 氏の溝型矢板組合せによる Z 型斷面の實驗に比しても尙劣つてをる。これは Krupp 型が繼手金物を使用してをるがためであつて、組合せ効果がこれを用ひざるものに比して劣ることは當然の結果と云はねばならない。上記の結果に鑑るに Z 型鋼矢板の特性を充分明かならしめんがためには、繼手金物を使用せざる種類例へば Klöckner 型或は Hoesch 型等についての實驗を必要とする。

（C） Klöckner 鋼矢板　　試驗片は Klöckner II 號型長 6 米のもの 4 枚組合せの矢板壁である。試料としては材片 6 枚を取り寄せたのであるが、形狀の狂ひと比較的多量に生じたる表面の錆とのために繼手嵌込の困難なりし 2 枚を除き組合せ容易なりし 4 枚を用ひ

第三十一表　　Klöckner 矢板壁抗曲試驗實測撓度表

撓度計番號 ＼ 壓力計示度 G(瓲/糎²)	A 組撓度計			B 組撓度計			C 組撓度計			摘　要
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	A 組は徑間の¼線上のもの B 組は徑間の中央線上のもの C 組は徑間の¾線上のもの 撓度は糎にて示さる
10	0.19	0.16	0.19	0.26	0.23	0.26	0.21	0.16	0.23	
20	0.36	0.33	0.34	0.48	0.44	0.49	0.39	0.31	0.42	
30	0.56	0.53	0.53	0.75	0.71	0.75	0.58	0.50	0.62	
40	0.75	0.71	0.71	1.00	0.96	0.98	0.77	0.67	0.79	
50	0.93	0.89	0.89	1.25	1.21	1.22	0.97	0.84	0.96	
60	1.13	1.09	1.09	1.52	1.47	1.48	1.17	1.03	1.14	
70	1.31	1.25	1.26	1.77	1.71	1.72	1.35	1.20	1.31	
80	1.49	1.42	1.44	2.01	1.95	1.96	1.52	1.38	1.48	

て試驗用矢板壁となしたり。且つ此型にては繼手の縱剪力はさほど重大關係なきが故に繼手嵌入には一部にグリースを滑劑として使用した、從つて繼手の條件を前揭の諸種とは異にし實驗成績は一層不利益なる環境に於ける働きを示すこゝろなる。實驗方法其他製鐵所鋼矢板の場合と殆んど同一である。

觀測撓度第三十一表の如くにして、各觀測共三回の平均値である。

Klöckner 鋼矢板 II 號型 1 枚の公稱慣性能率は 400×10.0 從つて 4 枚にては

$$I_W=4\times400\times10=16{,}000\ (\text{糎}^4)$$

從つて其理論撓度は第十五表竝に $P=187.398G$ の關係により

左右兩$\frac{1}{4}$點に對して　$\delta_W=0.0000809P=0.01526G$

中央　　に對して　$\delta_W=0.0001141P=0.02175G$

となる此式による理論撓度と實測撓度とを比較するに次表の如くである。

第三十二表　Klöckner 鋼矢板壁抗曲試驗撓度比較表

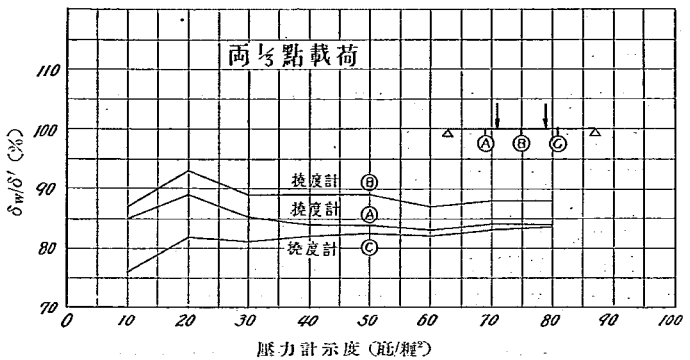
壓力計示度 G (瓲/糎²)	A 組 撓 度 計			B 組 撓 度 計			C 組 撓 度 計		
	實測撓度 δ' (糎)	δ_W (糎)	δ_W/δ' (%)	δ' (糎)	δ_W (糎)	δ_W/δ' (%)	δ' (糎)	δ_W (糎)	δ_W/δ' (%)
0	0	0	—	0	0	—	0	0	—
10	0.180	0.153	85.0	0.250	0.218	87.0	0.200	0.153	76.5
20	0.343	0.305	89.0	0.470	0.435	93.0	0.373	0.305	82.0
30	0.540	0.458	85.0	0.737	0.653	89.0	0.567	0.458	81.0
40	0.723	0.610	84.0	0.980	0.870	89.0	0.743	0.610	82.0
50	0.903	0.763	84.0	1.227	1.088	89.0	0.923	0.763	82.5
60	1.103	0.916	83.0	1.490	1.305	87.0	1.113	0.916	82.0
70	1.270	1.068	84.0	1.733	1.523	88.0	1.286	1.068	83.0
80	1.450	1.221	84.0	1.973	1.740	88.0	1.460	1.221	83.5

δ_W/δ' の値は撓度計によりて多少の相違を示せるも大體 80～90% 程度にして、これを既述の溝型, 波型斷面のものに比較するとき著しく大であり、I_E/I_W の比率 22% に比すれば其增大は約 4 倍に及んでをる。更にこれを同じく Z 型なる Krupp 型に比較するに同型が δ_W/δ' 約 70% なるに對しては遙かに優れるも、同型繼手金物の協力作用を無視したる場合の比率 δ'_W/δ' とは殆んど同値である。この點より考ふるとき Z 型斷面鋼矢板に對しては δ_W/δ' として 80～90% を採りて大過なきものと認める。

尙 δ_W/δ' の比率は荷重の大小によつては既述のもの>如く顯著な變化を示してをらない、この原因は溝型斷面の如く荷重の增加に伴ふ水平剪力の增大に影響せらる>ことな

きと、繼手部の嚙合簡單にして Krupp 型の如く繼手に於ける困難の全然なきことに因るものと認める。

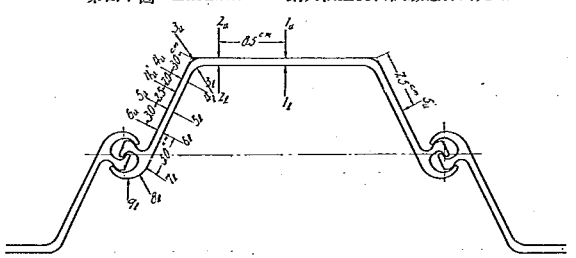
第三十九圖　Klöckner 鋼矢板壁抗曲試驗 δ_w/δ' 圖表



4. 應力分布狀態より見たる矢板壁斷面率　前項に於て觀測撓度による各種鋼矢板壁の撓性能率の比較をなしたるも、同實驗に於ては矢板壁の中立軸の位置を確定すること能はざりし爲め、其推論に多少の假定を殘したる點なきに非ず、本項に於てはこれ等の疑點を明かならしめんがため主として矢板壁の縁維應力測定の結果に基き、壁の中立軸の位置を決定し、更にこれによつて斷面率の比較をなさんとするものである。

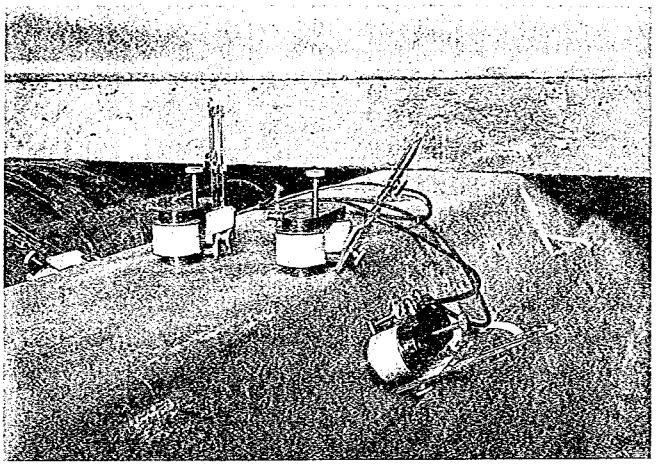
A. 溝型斷面鋼矢板　溝型斷面の代表形として Lackawanna 型及製鐵所型の2種を選んだ、この種斷面形にて最も疑問とせらるゝは、矢板壁の抗曲試驗に於て最大縁維應力を生ずる點の位置にして、一般に考へらるゝが如く外側縁維にあらずして、中軸繼手附近に位するものゝ如くである、實驗は先づこの點を明かならしめ、これによつて中立軸の位置を決定し進んで實撓性能率の算定を行つた。

第四十圖　Lackawanna 鋼矢板壁抗曲試驗應力測定點



(a) Lackawanna 鋼矢板　實驗に供した矢板壁は DP 165 型長6米6枚組合せのもので、組合せ矢板壁中の中央矢板につき徑間の中心にて表面應力の測定を行つた、觀測點は第四十圖に示す點で、Huggenberger Tensometer を使用し、これが矢板表面への取付には第四十一圖に示せるが如く電磁石を用ひた。

第四十一圖　Huggenberger 應力計による矢板壁表面應力の測定



第三十三表は實測絲維應力表にして $G=10\sim70$（瓲/糎²）の壓力荷重に對する各點應力を示してをる、觀測値はすべて3回の平均値である。

第三十三表　Lackawanna 鋼矢板壁抗曲試驗實測絲維應力表

（其一）　上面絲維應力　（瓲/糎²）

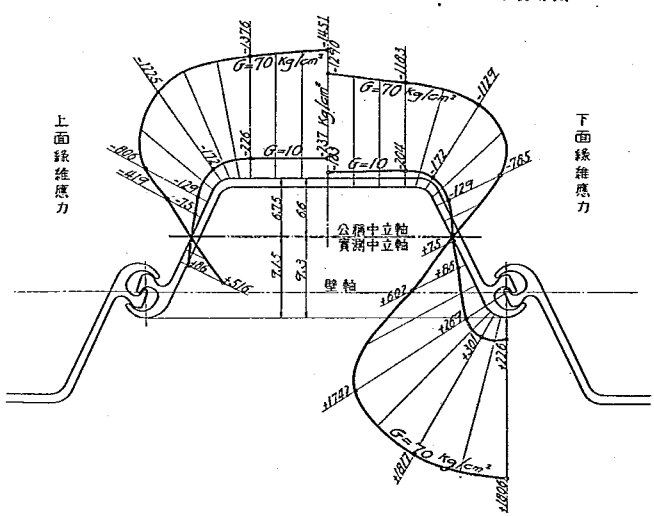
觀測點 / 應力 計示度 G（瓲/糎²）	1_u	2_u	3_u	4_u	$4'_u$	5_u	6_u	$5'_u$
0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	− 237	− 226	− 172	−129	− 75	0	+ 86	0
20	− 419	− 409	− 333	−237	−129	0	+140	+11
30	− 624	− 613	− 527	−344	−194	0	+215	+22
40	− 828	− 796	− 688	−473	−247	0	+301	+32
50	−1,011	− 957	− 860	−570	−301	0	+366	+32
60	−1,258	−1,183	−1,043	−699	−366	0	+452	+43
70	−1,451	−1,376	−1,225	−806	−419	0	+516	+43

（其二） 下面緣纖應力 （瓲/糎²）

應力 計示度G(瓲/糎²) ＼ 觀測點	1_t	2_t	3_t	4_t	5_t	6_t	7_t	8_t	9_t
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	− 183	− 204	− 172	−129	+11	+ 86	+ 269	+ 301	+ 226
20	− 344	− 344	− 312	−237	+22	+172	+ 473	+ 538	+ 495
30	− 548	− 505	− 505	−344	+32	+258	+ 774	+ 839	+ 763
40	− 742	− 677	− 667	−441	+43	+355	+1,021	+1,064	+1,086
50	− 914	− 839	− 817	−548	+54	+430	+1,247	+1,322	+1,355
60	−1,097	−1,021	− 989	−667	+65	+516	+1,516	+1,570	+1,613
70	−1,290	−1,083	−1,129	−785	+75	+602	+1,742	+1,817	+1,806

實驗の結果に徴するに矢板壁各片の中立軸は全然壁軸に關係なく、殆んど個々の斷面の中立軸に一致してをる。筆者は荷重の增加、卽ち縱剪力の增大に伴つて中立軸は漸次壁軸より個々の矢板の中立軸に向つて偏倚するものと豫想したのであるが、實驗の結果は全くこれを裏切り、載荷の當初より、矢板壁中立軸は壁軸をはなれ、個々の矢板は全く獨立して作用し最大緣纖應力は繼手附近に發生してをる、第四十二圖は $G=10$ （瓲/糎²） 及 70 （瓲/糎²） に對する應力分布と、これに基く中立軸の推定位置を示せるもので、個々の斷面について $\xi_1=6.6$ 糎, $\xi_2=9.3$ 糎に對し實測せるものは $\xi_1'=6.75$ 糎, $\xi_2'=9.15$ 糎 である。

第四十二圖 Lackawanna 鋼矢板壁抗曲試驗緣纖應力分布圖



次にこれら實測縁纖應力に基いて斷面率を算出して見た、最大縁纖應力としては觀測點1及9の實測應力 f_1 及 f_2 を用ふるものとする、f_1 は中央以外の材片にて相似の箇所にて行つた觀測結果との平均値を採り、f_2 には中央矢板についての觀測値のみを採つた。

計算は $M=\frac{1}{6}\times 160\times P=\frac{1}{6}160\times 187.398\ G=4,997.3G$

$$R_W'=\frac{M}{f_1},\quad R_W''=\frac{M}{f_2},\quad I_W'=R_W'\times\xi_1',\quad I_W''=R_W''\times\xi_2'$$

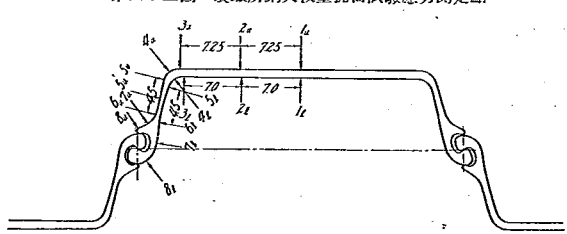
の關係式を用ひ、其結果は第三十四表の如くである。

第三十四表　縁纖應力による實測斷面率及慣性能率

應力計示度 G (瓲/糎²)	彎曲率 M (瓲糎)	上面縁纖應力による			繼手部縁纖應力による		
		f_1(瓲/糎²)	R_W'(糎³)	I_W'(糎⁴)	f_2(瓲/糎²)	R_W''(糎³)	I_W''(糎⁴)
0	0	0	—	—	0	—	—
10	49,970	− 172	291	1,965	+ 226	221	2,020
20	99,950	− 301	332	2,240	+ 495	202	1,850
30	149,920	− 478	314	2,120	+ 763	197	1,803
40	199,900	− 645	320	2,160	+1,086	184	1,684
50	249,870	− 833	300	2,030	+1,355	184	1,684
60	299,840	−1,016	295	1,990	+1.613	186	1,702
70	349,810	−1,204	290	1,970	+1,806	194	1,776

上面縁纖應力によつた I_W' の値は Lackawanna DP 165 型の公稱慣性能率 $I_E=2,039.1$ と全く一致してをり、繼手部應力によつたものは荷重少きとき I_E とほゞ一致し、荷重大なるとき約 20% 過少となつてをる、この成績は觀測値として中央矢板についてのものゝみを採用した結果であるから多少の誤差は免れぬものと信ずるが、孰れにせよ矢板壁の實慣性能率 I_W' は公稱 I_E の値以上に達することは全然認められず、組合せ矢板の働きは各材片個々の單なる集合と看做さねばならぬことが立證される、この點は撓度試驗の結果から求めた結論とほゞ合致してをる。

第四十三圖　製鐵所鋼矢板壁抗曲試驗應力測定點



(b) 製鐵所鋼矢板　實驗に用ひた矢板壁は製鐵所二號A型6枚組合せのもので第四十三圖に示す17ヶ所につき表面應力の測定を行つた、觀測裝置其他 Lackawanna の場合と同一である。この矢板に於ては兩端自由の場合と兩端鎔結の場合との2種の實驗を行つた。先づ兩端自由なる場合の成績を見るに、第三十五表の如くである。

第三十五表　製鐵所二號A型矢板壁抗曲試驗實測緣維應力表（兩端自由）

（其一）　上面緣維應力　(瓲/糎²)

壓力 計示度G(瓲/糎²) ＼ 觀測點	1_u	2_u	3_u	4_u	5_u	$5'_u$	6_u	7_u	8_u
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	− 140	−140	−161	−151	−108	0	+ 43	+ 97	+108
20	− 290	−280	−301	−301	−204	0	+140	+237	+247
30	− 484	−473	−516	−495	−312	0	+247	+409	+452
40	− 667	−656	−710	−710	−430	0	+355	+591	+677
50	− 860	−828	−892	−892	−527	0	+462	+774	+882
60	−1,064	—	—	—	—	—	+570	—	—

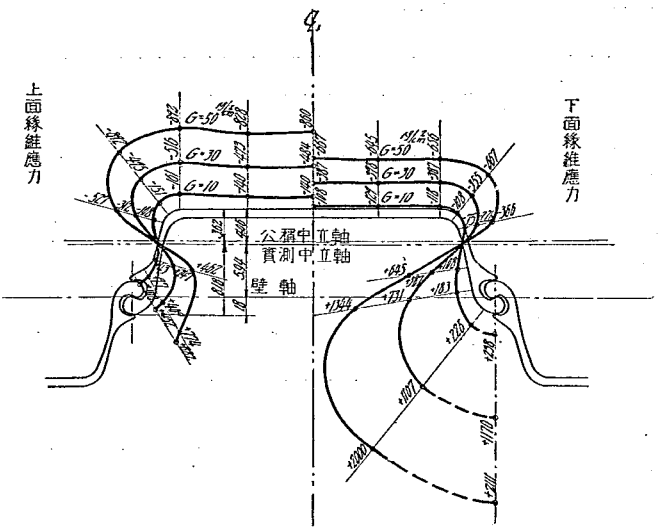
（其二）　下面緣維應力　(瓲/糎²)

壓力 計示度G(瓲/糎²) ＼ 觀測點	1_l	2_l	3_l	4_l	5_l	6_l	7_l	8	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	
10	−108	−129	−118	−108	− 75	+108	+ 183	+ 226	
20	−226	−237	−237	−194	−151	+215	+ 409	+ 645	
30	−387	−398	−387	−355	−226	+387	+ 731	+1,107	
40	−516	−516	−538	−505	−290	+527	+1,054	+1,570	
50	−667	−645	−656	−667	−366	+645	+1,344	+2,000	
60	−817	—	—	—	—	+806	—	—	

第三十五表の結果によるに實測中立軸は第四十四圖の如く ε_1=7.74 糎, ε_2=4.06 糎にして、E—E 軸の ε_1=8.18 糎, ε_2=3.62 糎と殆んど一致せること Lackawanna 型に於ける結果と同樣である。從つて最大緣維應力は外側緣維に生ぜずして繼手部に起り、測點中にては 8_l が最大應力を示した、而して絶對最大緣維應力を發生すべき點は繼手組合せ内部にありて測定不能なるも、これを其緣距離より他の測點の應力に基きて推算すれば第四十四圖點線の如き應力分布を示す。

今上面緣維應力として 1_u, 2_u, 3_u の平均、下面緣維應力として 1_l, 2_l, 3_l, の平均、繼手緣維應力として 8_l 及推定最大緣維應力を採り、これ等によりて實慣性能率及斷面率を算出すれば第三十六表の如くである。

第四十四圖　製鐵所鋼矢板壁抗曲試驗緣纖應力分布圖（兩端自由）



第三十六表　緣纖應力による實測斷面率及慣性能率（兩端自由）

應力計示度 G (瓦/度°)	彎曲率 M(瓲粍)	測點 1_b, 2_u, 3_u 平均 ($\gamma''=4.06$粍)			測點1_t, 2_t, 3_t平均 ($\gamma''=3.06$粍)		纖手最大緣纖應力 ($\gamma''=7.74$粍)			測點 8_t ($\gamma''=7.40$粍)	
		f (粍/粍°)	R_W' (粍³)	I_W' (粍⁴)	f	I_W'	f	R_W''	I_W'	f	I_W'
0	0	0	—	—	0	—	0	—	—	0	—
10	49,970	−147	339	1,376	−118	1,274	+ 238	210	1,586	+ 226	1,636
20	99,950	−290	343	1,392	−233	1,289	+ 679	147	1,140	+ 645	1,146
30	149,920	−491	304	1,234	−391	1,154	+1,170	128	992	+1,107	1,002
40	199,900	−678	295	1,197	−523	1,150	+1,650	121	938	+1,570	942
50	249,870	−860	290	1,177	−656	1,147	+2,110	118	916	+2,000	925

この結果によれば實測斷面率は纖手最大緣纖應力に對しては小荷重に於て 210 粍³ を示せるものあるも、大體に於て 120～150 粍³ の範圍にして最大荷重に對して 118 粍³ なり、この値は公稱 $R_E=120.6$ 粍³ と殆んど一致せりと稱するも大過なかるべく、各測點に對して求めたる慣性能率は 1,500 乃至 920 粍⁴ 程度にして大荷重に於てはほゞ公稱 $I_E=986$ 粍⁴ に近き値を示すものと認めらる、卽ち本鋼矢板に於ても Lackawanna 型と同樣斷面率の增加に對する組合せの効果は全く認めることは困難である。この斷定は又撓度試驗の結果より求めたる結論と全く合致してをる。

次に縦剪力による矢板片相互間の移動を妨ぐる目的にて矢板壁兩端の繼手を鎔接せる場合の應力測定の結果を見るに第三十七表の如くである。

第三十七表　製鐵所二號A型矢板壁抗曲試驗實測緣纖應力表(兩端鎔結)

(其一)　上面緣纖應力　(瓲/糎²)

應力 計示度G(瓲/糎²) ＼ 觀測點	1_u	2_u	3_u	4_u	5_u	6_u	7_u	8_u
0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	−108	−108	−108	−118	− 86	− 22	−11	0
20	−226	−226	−215	−247	−194	− 43	−32	0
30	−366	−387	−366	−398	−301	− 65	−54	0
40	−516	−538	−505	−559	−398	−108	−75	0
50	−688	−699	−656	−720	−516	−129	−86	0

(其二)　下面緣纖應力　(瓲/糎²)

應力 計示度G(瓲/糎²) ＼ 觀測點	1_l	2_l	3_l	4_l	5_l	6_l	7_l	8_l	$8_l'$
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	− 65	−108	−108	−129	− 86	−22	+ 22	+ 65	+ 73
20	−161	−193	−204	−237	−183	−54	+ 43	+118	+132
30	−290	−333	−333	−387	−280	−65	+ 86	+226	+253
40	−430	−473	−452	−495	−376	−65	+172	+344	+385
50	−581	−624	−581	−667	−495	—	+258	+473	+530

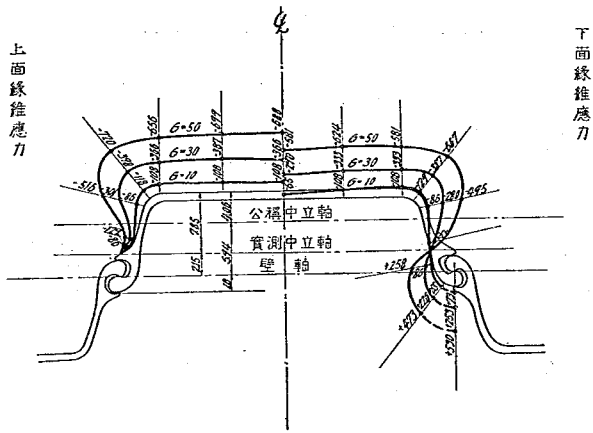
($8_l'$ は繼手部の最大推定緣纖應力なり)

この結果によるに緣纖應力分布狀態は兩端自由の場合と全く異り、緣纖應力は抗張抗壓兩側とも著しく減少してをる、上面最大緣纖應力に於て 20% 減、下面最大緣纖應力、即ち前揭自由端の場合最も危險なりと考へられたる繼手附近に於ける緣纖應力は實に $\frac{1}{4}$ に減少してをる。

第四十五圖に示すが如く實測中立軸の位置は壁軸に接近し、兩者の間に 2.15 糎 の距離を存するに過ぎない、今測點 1_u, 2_u, 3_u の平均應力、測點 1_l, 2_l, 3_l の平均應力竝に繼手部の推定最大纖緣應力を用ひて慣性能率竝に斷面率を算定するに第三十八表の結果を得た。

實測慣性能率の値は繼手部應力より算出せるもの最少にして、荷重の大小に伴ひ 2,000～3,000 糎⁴ の値を採つてをる、G=40 乃至 50 瓲/糎² に對する値を見るに公稱慣性能率の 60% 程度にして撓度試驗にて δ_w/δ' の示せる比率に大體一致してをる。實測斷面率の値は孰れの測點に就きて算出せるものも公稱斷面率をはるかに超過し、G=40 乃至 50 瓲/糎²

第四十五圖製鐵所鋼矢板壁抗曲試驗緣維應力分布圖(兩端鎔結)



第三十八表　緣維應力による實測斷面率及慣性能率(兩端鎔結)

壓力計示度 G(瓩/糎²)	彎曲率 M (瓩糎)	測點 1_n 2_a 3_a 平均 ($y''=7.85$糎)			測點1_t 2_t 3_t 平均 ($y''=6.85$糎)		繼手最大緣維應力 ($y''=3.95$糎)		
		f(瓩/糎²)	R_W'(糎³)	I_W'(糎⁴)	f	I_W'	f	R_W''	I_W'
0	0	0	—	—	0	—	0	—	—
10	49,970	−108	462	3,626	− 84	4,075	+ 73	684	2,700
20	99,950	−222	449	3,525	−186	3,681	+132	757	3,020
30	149,920	−373	401	3,147	−319	3,220	+253	593	2,342
40	199,900	−520	384	3,014	−452	3,030	+385	519	2,100
50	249,870	−681	366	2,872	−595	2,875	+530	471	1,860

に於て 350 乃至 500 糎³ である。この傾向は矢板壁實慣性能率增加の割合と中立軸の位置從つて緣維距離の移動との間の特殊なる關係によるもので、撓度大なるも緣維應力の比較的小なることを示す極めて有利なる傾向と考へられる。

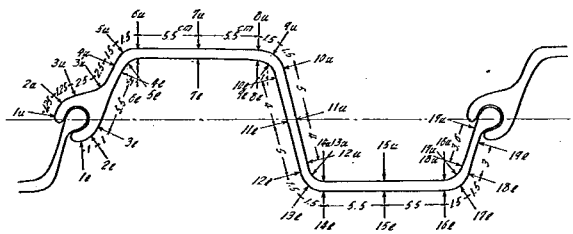
以上の結果より溝型斷面に於ては矢板壁兩端の固定が其剛度增加に著しき効果あることを知つた、これによる剛度の增加率は、桁端固定方法の如何と、桁自由徑間長の大小によつて左右せらるべき性質のものである。

B. 波型斷面鋼矢板　緣維應力測定用に供した矢板は Terres Rouges 2 號型長 6 米のもの 5 枚で第四十六圖の位置に組合せたものである、應力測定法は前揭のものと同樣 Hug-

genberger 應力計を用ひ、測定點は第四十七圖に示せる 39 點、實測の結果は第三十九表の如くである。

第四十六圖　Terres Rouges 鋼矢板壁組立圖

第四十七圖　Terres Rouges 鋼矢板壁抗曲試驗應力測定點



これ等の結果によれば中央腹部に於ける中立點の位置は壁軸の夫れと全く一致せるも、軸の方向はこれと同一ならず約 $\theta_2'=12°$ の傾きをもつて交り矢板各片が獨立の中立軸を有することが解る、この傾斜角は $D-D$ 軸の理論傾斜角 $\theta_2=13°\,7'$ に比して $1°\,7'$、$E-E$ 軸の $\theta_1=14°\,9'$ に比して $2°\,9'$ の減少を示してをる。今この角即ち實測中立軸と個々の矢板片の主軸 $E-E$ との交角を β とすれば、實測中立軸に對する慣性能率は

$$I_D'=\sqrt{I_{Ex}^2\cos^2\beta+I_{Ey}^2\ \mathrm{Sin}^2\beta}$$

にて與へられ、$\beta=2°\,9'$　$I_{Ex}=663$（糎⁴）　$I_{Ey}=9{,}322$（糎⁴）とすれば $I_D'=748$（糎⁴）にして I_{Ex} の約 15% 增となる、この慣性能率增加に對する組合せの効果は、撓度試驗によつて得たる結果と殆んど合致せるも、こゝに多少の疑ひを存する點は $\beta=2°\,9'$ と定めたることにして後述すべき實測緣纖應力より求めたる結果によれば β は荷重の增加と共に減少すべき性質のものと考へられ、組合せの効果も又漸次これに伴つて變化するものと認められる。

次に實測緣纖應力より

$$f=\frac{My''}{\sqrt{I_{Ex}^2\cos^2\beta+I_{Ey}^2\sin^2\beta}}=\frac{My''}{I_D'}$$

の關係式を用ひ慣性能率の値を求めた、上式に於て f は緣纖應力にして次の計算には測點 8_u, 14_u, 7_l, 15_l の觀測値を用ひ、y'' は實測中立軸に對する緣纖距離にして圖上よりこれを求め得べく、M は彎曲率にして 4,997.3 G（瓲糎）にて與へられる。

第三十九表　Terres Rouges 鋼矢板抗曲試驗實測線維應力表

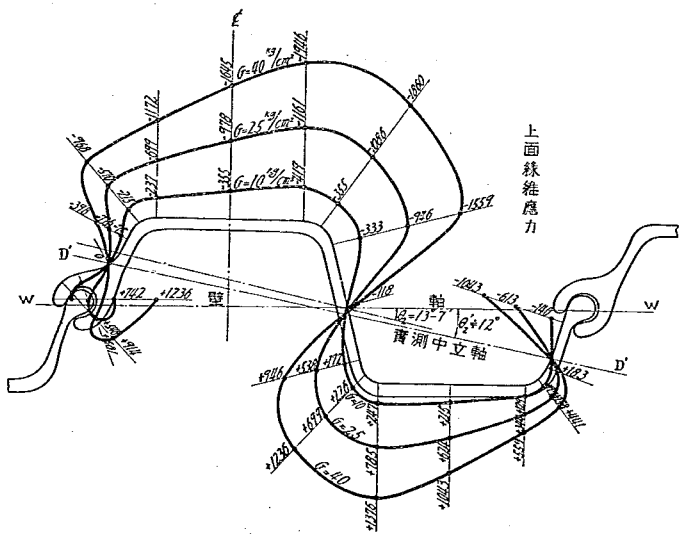
（其一）　上面線維應力（瓲/糎²）

測點箇所 / 應力計示度G(瓲/糎²)	1_u	2_u	3_u	$3_u'$	4_u	5_u	6_u	7_u	8_u	9_u	10_u	11_u	12_u	13_u	14_u	15_u	16_u	17_u	18_u	19_u
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	+ 75	+ 65	+ 32	0	− 32	−108	− 118	− 151	− 194	− 140	− 140	− 22	+ 65	+ 97	+ 108	+ 108	+ 54	+ 43	+ 43	− 22
10	+ 226	+194	+118	0	− 75	−215	− 237	− 355	− 419	− 355	− 333	− 32	+172	+ 226	+ 247	+ 215	+ 129	+ 97	+ 75	− 140
15	+ 398	+312	+204	0	−118	−323	− 387	− 548	− 645	− 591	− 527	− 43	+312	+ 376	+ 430	+ 355	+ 183	+ 129	+ 86	− 301
20	+ 570	+430	+280	0	−161	−441	− 527	− 763	− 892	− 839	− 731	− 54	+419	+ 538	+ 613	+ 484	+ 269	+ 204	+ 97	− 430
25	+ 742	+548	+355	0	−226	−570	− 699	− 978	−1,161	−1,086	− 946	− 65	+538	+ 699	+ 785	+ 624	+ 344	+ 258	+ 108	− 613
30	+ 903	+677	+441	0	−280	−699	− 860	−1,193	−1,441	−1,376	−1,172	− 86	+667	+ 882	+ 978	+ 753	+ 398	+ 323	+ 140	− 753
35	+1,086	+806	+516	0	−333	−828	−1,010	−1,430	−1,720	−1,612	−1,398	− 97	+806	+1,043	+1,183	+ 892	+ 484	+ 376	+ 161	− 882
40	+1,236	+914	+581	0	−398	−968	−1,172	−1,645	−1,946	−1,860	−1,559	−118	+946	+1,236	+1,376	+1,043	+ 559	+ 441	+ 183	−1,043

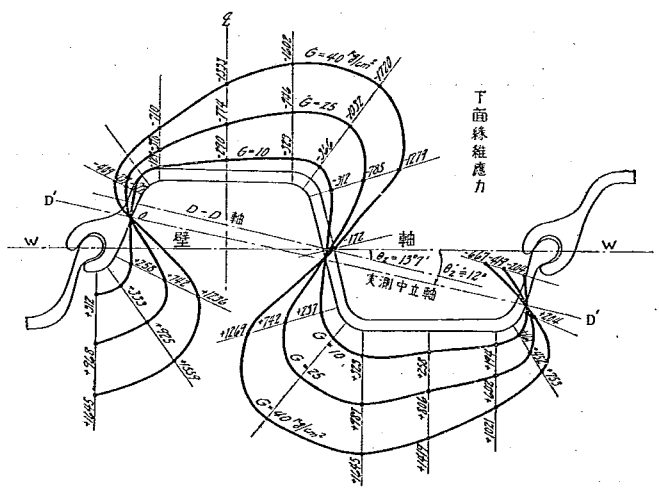
（其二）　下面線維應力（瓲/糎²）

測點箇所 / 應力計示度G(瓲/糎²)	1_l	2_l	3_l	4_l	5_l	6	7_l	8_l	9_l	10_l	11_l	12_l	13_l	14_l	15_l	16_l	17_l	18_l	19_l
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	+ 129	+ 129	+ 97	− 75	− 86	− 43	− 129	− 161	− 161	− 161	− 22	+ 97	+ 108	+ 129	+ 118	+ 97	+ 86	+ 32	− 11
10	+ 312	+ 333	+ 258	− 97	− 172	− 129	− 290	− 323	− 366	− 312	− 65	+ 237	+ 269	+ 323	+ 258	+ 194	+ 161	+ 75	− 97
15	+ 516	+ 516	+ 419	− 140	− 269	− 226	− 441	− 527	− 581	− 452	− 86	+ 376	+ 430	+ 538	+ 441	+ 323	+ 247	+ 86	− 204
20	+ 742	+ 710	+ 570	− 194	− 290	− 323	− 591	− 731	− 806	− 624	− 97	+ 538	+ 602	+ 753	+ 624	+ 473	+ 333	+ 108	− 323
25	+ 968	+ 925	+ 742	− 237	− 290	− 398	− 774	− 946	−1,032	− 785	− 108	+ 742	+ 796	+ 989	+ 806	+ 602	+ 452	+ 118	− 419
30	+1,193	+1,140	+ 914	− 301	− 301	− 495	− 989	−1,161	−1,269	− 957	− 118	+ 882	+ 978	+1,193	+ 989	+ 742	+ 559	+ 129	− 505
35	+1,441	+1,344	+1,075	− 344	− 312	− 624	−1,183	−1,387	−1,505	−1,118	− 151	+1,086	+1,183	+1,430	+1,193	+ 892	+ 656	+ 161	− 591
40	+1,645	+1,559	+1,236	− 409	− 312	− 710	−1,333	−1,602	−1,720	−1,279	− 172	+1,269	+1,355	+1,645	+1,419	+1,021	+ 753	+ 204	− 667

第四十八圖 Terres Rouges 銅矢板壁抗曲試驗綫維應力分布圖（其一）



第四十九圖 Terres Rouges 銅矢板壁抗曲試驗應力分布圖（其二）



第四十表　實測緣維應力による慣性能率

壓力計示度 G(瓲/糎²)	彎曲率 M (瓲糎)	測點 8_u (y''=6.1糎)		測點 12_u (y''=4.55糎)		測點 7_l (y''=4.11糎)		測點 15_l (y''=4.45糎)	
		f (瓲/糎²)	I_D' (糎⁴)	f	I_D'	f	I_D'	f	I_D'
0	0	0	—	0	—	0	—	0	—
5	24,987	− 194	786	+ 108	1,136	− 129	796	+ 118	942
10	49,973	− 419	727	+ 247	792	− 290	708	+ 258	861
15	74,960	− 645	709	+ 430	793	− 441	700	+ 441	757
20	99,946	− 892	683	+ 613	741	− 591	694	+ 624	712
25	124,933	−1,161	660	+ 785	724	− 774	664	+ 806	691
30	149,920	−1,441	635	+ 978	698	− 989	623	+ 989	675
35	174,906	−1,720	621	+1,183	673	−1,183	607	+1,193	652
40	199,892	−1,946	627	+1,376	661	−1,333	616	+1,419	627

算出された慣性能率は測點によつてかなり其値を異にするも、大體の傾向を見るに荷重の增加に伴つて其値を減少し 600 乃至 1,000 糎⁴ の數値を示してをる、これを理論慣性能率が W–W 軸に對し $I_{Wx}=184\times6.5=1{,}196$ 糎⁴ E–E 軸に對し $I_{Ex}=663$ 糎⁴ なるに比較するとき、荷重少き場合に於て比較的 I_{Wx} に接近し、荷重の $G=30$ 以上に於ては I_E ($I_E\fallingdotseq I_D$) 以下の値を示せるものあり、卽ち組合せの効果は荷重の增加につれて減少し、緣維應力 1,500 瓲/糎² 以上に及んでは殆んど認め難きことを示してをる、觀測緣維應力による實測慣性能率が I_E 以下の値を示せるものあるも其程度は 10% を出でず、觀測の誤差、矢板斷面形の彎曲による著しき變形其他の原因によるものにして、觀測慣性能率 I_D' の最少値としては I_E をとるを至當なりと認む。

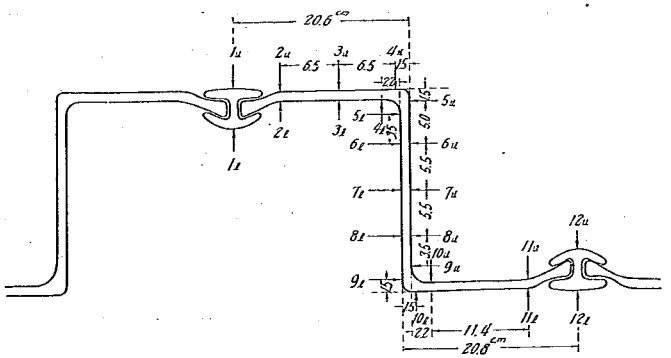
而して I_D' の値が載荷の初めに於て I_W に近く最終に於て I_E に近づく點より考ふるとき中立軸は其位置を W–W より漸次 D–D, E–E に變へるものと認めらるゝも第三十四表に揭げたる實測緣維應力の分布よりはこれを詳らかならしむることは困難であつた、又 I_D' 算出に用ひたる緣維距離 y'' は實測中立軸の傾斜を $\theta_2'=12°$ と一定せる場合のものであつて、もし軸が荷重に應じて其方向を變ずるものであるならば、小荷重に對して y'' の値は第三十五表揭載のものよりも大なるべく、從つて I_D' の値は更に大となり一層 I_W の値に接近すべきものと認めらる。

今これ等の結果を撓度試驗の夫れと比較するに、兩試驗に於て各々其試料を異にするが故に（撓度試驗は一號形矢板、緣維應力試驗は二號形矢板）兩者多少其傾向に相違あらんも、これを無視して測定結果にあらはれたる事實のみにつきて考ふるに、撓度試驗に於て I_W に基きたる理論撓度と實測撓度との比は小荷重に對して約 72%, 大荷重に對して 68%

にして矢板壁の慣性能率の荷重の增大と共に減少することは縁維應力試驗の結果と全く同一である。而してこの平均比率 70% を I_E/I_W の比率 62% に比較するとき約 13% 增にして、縁維應力測定の結果に基き中立軸の傾斜角を 12° と假定せる場合の慣性能率增加率とほゞ一致してをる、而して縁維應力より算出したる結果はこれ等と稍異り縁維應力 1,000 瓲/糎² 附近までは前揭程度の慣性能率增加を認め得るも、1,200 瓲/糎² 以上に達しては全然增加を認められず實慣性能率としては I_E 以上を採ることの困難なることを示した。

C. Z 型斷面鋼矢板　Krupp 三號型について抗曲試驗と同時に行つた縁維應力測定の結果に基いて Z 型矢板壁の特性を批判せんとするものである、應力測定には前揭のものと同樣に Huggenberger 應力計を使用し、矢板壁上の測定點は徑間の中心に於て第五十圖に示す 24 點を選んだ、測定の結果は第四十一表の如くである。

第五十圖　Krupp 鋼矢板壁抗曲試驗應力測定點



第四十一表　Krupp 鋼矢板壁抗曲試驗實測縁維應力表

（其一）　上面縁維應力　（瓲/糎²）

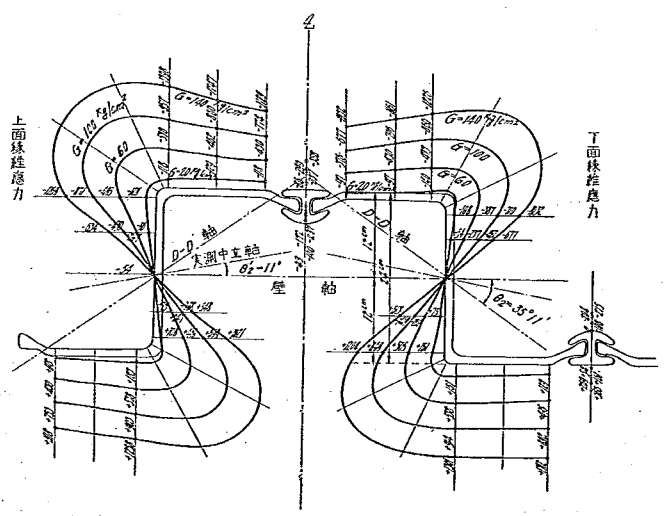
應力計示度G(瓲/糎²) ＼ 測點所	1_u	2_u	3_u	4_u	5_u	6_u	7_u	8_u	9_u	10_u	11_u	12_u
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	− 86	− 118	− 129	− 118	− 129	− 86	0	+ 75	+ 108	+ 183	+ 118	0
40	− 194	− 269	− 301	− 323	− 290	− 172	0	+ 183	+ 280	+ 387	+ 280	− 22
60	− 237	− 430	− 462	− 538	− 495	− 247	0	+ 247	+ 419	+ 538	+ 430	− 108
80	− 269	− 602	− 656	− 753	− 688	− 333	−22	+ 312	+ 559	+ 731	+ 613	− 140
100	− 290	− 774	− 860	− 957	− 871	− 430	−43	+ 398	+ 699	+ 903	+ 753	− 204
120	− 333	− 957	−1,054	−1,172	−1,054	− 538	−43	+ 462	+ 839	+1,064	+ 946	− 204
140	− 388	−1,129	−1,247	−1,398	−1,269	− 634	−54	+ 548	+1,021	+1,258	+1,118	− 215

（其二） 下面緣纖應力 （瓲/糎²）

壓力計示度G(瓲/糎²) ＼ 載測箇所	1_l	2_l	3_l	4_l	5_l	6_l	7_l	8_l	9_l	10_l	11_l	12_l
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	− 43	− 97	− 97	− 140	− 108	− 54	0	+ 75	+ 161	+ 161	+ 129	+ 54
40	− 108	− 226	− 269	− 312	− 247	− 140	0	+ 194	+ 344	+ 366	+ 301	+ 108
60	− 140	− 376	− 430	− 473	− 387	− 237	0	+ 280	+ 505	+ 538	+ 495	+ 161
80	− 161	− 527	− 613	− 656	− 538	− 344	0	+ 344	+ 656	+ 720	+ 688	+ 226
100	− 172	− 677	− 796	− 860	− 710	− 462	0	+ 419	+ 849	+ 914	+ 892	+ 269
120	− 204	− 849	− 978	−1,043	− 892	− 570	0	+ 516	+1,032	+1,097	+1,107	+ 323
140	− 237	−1,032	−1,161	−1,226	−1,032	− 677	0	+ 613	+1,204	+1,301	+1,312	+ 366

實測の結果に現はれたる應力零點を見るに、其位置は全く壁軸に一致してをる、從つて組合せ矢板の中立軸がこの點を通過することは明かなるも果してこれが壁に平行にして壁軸に一致せるや否やは未だ疑問とせねばならぬ。もし兩者が全く合致せるものとすれば、これに平行なる緣纖卽ち上下兩緣の各部はほゞ同一の應力を示さねばならない、今この關係を第五十一圖の應力分布圖について見るに測點 2, 3, 4 にては $G=20$ のとき大體均等の應力を示してをるが $G=20$ 以上では 2_u 點の應力に對し 3_u 點は約 9% 增, 4_u 點

第五十一圖 Krupp 鋼矢板壁抗曲試驗緣纖應力分布圖



は約 24% 增しとなる、もしこの應力の增大が中立軸への垂線の長さに比例するものとすれば、中立軸の壁軸となす角度は約 11° となり、個々の矢板について考へられる D-D 軸のなす 35° 11′ に比しては 約 $1/3$ である。2_b 3_b 4_t の緣維應力について傾斜角を求めてもほゞ同樣の値が得られる。

今この中立軸 D'—D' の位置を正しきものとするならば、これに基いて次式から矢板壁の實慣性能率竝に斷面率を算出することが出來る。

$$f=\frac{My''}{\sqrt{I_{Ex}{}^2\cos^2\beta+I^2{}_{Ey}\sin^2\beta}}=\frac{My''}{I_D'}$$

f は緣維應力であつて實測されてをり、M は彎曲率で 4,997.3 G（瓲糎）として與へられる。y'' は D'—D' 軸よりの緣維距離で圖式にて決定することが出來る。β は D'—D' 軸と E—E 軸の交角で $\theta_1=50°\ 15'$ とすれば $\beta=38°\ 45'$ となる。

先づ實測値 f を用ひて I_D' を求むるれば第四十二表の如くである。

第四十二表　實測緣維應力による慣性能率

壓力計示度	彎曲率	測點 2_u ($y''=9.4$糎)		測點 4_u ($y''=11.6$糎)		測點 10_t ($y''=11.5$糎)		測點 11_t ($y''=9$糎)	
G (瓲/糎²)	M(瓲糎)	f(瓲/糎²)	I_D'(糎⁴)	f	I_D'	f	I_D'	f	I_D'
0	0	0	—	0	—	0	—	0	—
20	99,950	− 118	7,960	− 118	9,820	+ 161	7,010	+ 129	6,970
40	199,900	− 269	6,980	− 323	7,180	+ 366	6,280	+ 301	5,970
60	299,840	− 430	6,540	− 538	6,460	+ 538	6,400	+ 495	5,880
80	399,800	− 602	6,240	− 753	6,160	+ 720	6,380	+ 688	5,230
100	499,700	− 774	6,060	− 957	6,060	+ 914	6,280	+ 892	5,040
120	599,700	− 957	5,880	−1,172	5,130	+1,097	6,290	+1,107	4,880
140	699,600	−1,129	5,820	−1,398	5,820	+1,301	6,180	+1,312	4,800

上記の結果を見るに荷重の增加と共に I_D' の値が減じてをる、これは荷重の階梯に無關係に中立軸の傾きを 11° と假定せる點に誤りのあるためと考へられる。傾斜角 11° の決定は荷重全階梯の平均値として求めたるものなるが故に I_D' の値は $G=20$ 瓲/糎² 附近にて過大に 140 瓲/糎² 附近にて過小なる結果たるを免れない。

更に I_D' は　$I_D'=\sqrt{I_{Ex}{}^2\cos^2\beta+I_{Ey}{}^2\sin^2\beta}$　の關係から求むることが出來る、繼手金物が矢板主材と一體として働くものとすれば $I_{Ex}=8{,}040$(糎⁴), $I_{Ey}=10{,}300$(糎⁴), $\beta=38°\ 45'$ にして $I_D'=6{,}740$（糎⁴）となる。然るに繼手金物を獨立せるものと考ふるときは I_W の公稱値は約 20 % の割引を必要とするが故に、この I_D' の値についても近似の關係ありとすれば I_D' の眞値は約 5,400（糎⁴）となる。又後述の理由により繼手金物の協力作用を其斷

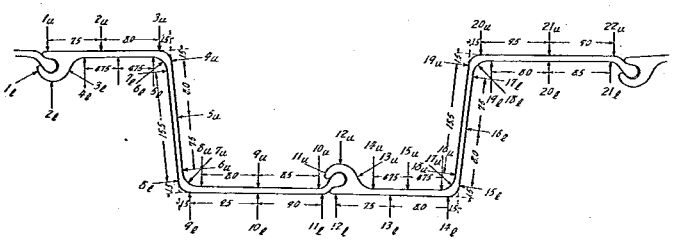
面積の 1/4 だけ認むるものとすれば $I_D'=5{,}700$ (糎⁴) となる。

上記實測縁維應力と理論計算の兩結果より考ふるとき、I_D' として 5,500～5,800(糎⁴)程度の値を採用するを妥當と認める、この値は壁軸に關し、繼手金物の協力を認めざる場合の $I_W'=6{,}700$(糎⁴)の約 85 % に相當し撓度試驗に示された結果とほゞ同一のものである。

次に繼手金物に於ける應力測定の結果を見るに第五十一圖に示せるが如く上部繼手金物の應力は上面下面共に荷重の各階梯に於て壓應力を示し其量は測點 1 の 30～40 % に達するのみである。上下面共に同種應力なることは繼手金物が或程度まで矢板主材と協力作用をなしつゝあることを示すものである、但其程度は上記發生應力から見て 30～40 % を限度とするものと考へられ、繼手嚙合ひの度が載荷の繰返しによつて增加する傾向から見ると 50 % 程度まで採つて差し支へないと考へる。上部繼手金物が斯くの如き傾向を示せるに反し下部繼手金物は上下面は異種の應力を示し上面壓應力、下面張應力をうけてをる、卽ち、下部金物は獨立せる桁に近い働きをなすものと認めらる。前揭 I_D' の計算に於て繼手金物の協力を 25 % 程度認めたる理由はこゝにあるのである。

次に同じくZ型斷面を有し繼手金物を使用せざる Klöckner 型につきて撓度試驗と同時に行ひたる縁維應力測定の結果を記述し、矢板壁の斷面率の比較を行はんとするものである。試驗は II 號型 4 枚組合せの矢板壁について行はれた。

第五十二圖　Klöckner 鋼矢板壁抗曲試驗應力測定點



觀測點は第五十二圖に示す 43 點にして測定裝置其他前揭のものと全く同一であり、第四十三表は觀測の結果である。

これ等の實測縁維應力に基き其中立軸の位置を求むるに、計算に用ひたる觀測點により、又其荷重の大小により多少の相違を示せるも、左右矢板片の上下面應力の各々より求めたる中立軸の平均位置は第五十三圖及第五十四圖に示せるが如く壁軸と ± 7° 以內の小角度にて交り、個々の矢板の主軸とは全然かけ離れたる位置にあることが明かとなつた、斯く

第四十三表　Klöckner 矢板壁抗曲試驗實測緣維應力表

（其一）　上面緣維應力（瓩/糎²）

壓力計示度G(瓩/糎²) ＼ 觀測點	1_u	2_u	3_u	4_u	5_u	6_u	7_u	8_u	9_u	10_u	11_u	摘　要
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
10	− 151	− 161	− 226	− 215	− 11	+ 194	+ 54	+ 237	+ 183	+ 183	+ 129	
20	− 280	− 323	− 366	− 366	− 22	+ 290	+ 108	+ 409	+ 366	+ 312	+ 258	
30	− 452	− 495	− 527	− 505	− 32	+ 430	+ 226	+ 570	+ 559	+ 505	+ 419	
40	− 624	− 677	− 699	− 645	− 32	+ 559	+ 355	+ 753	+ 753	+ 699	+ 602	
50	− 796	− 860	− 892	− 785	− 43	+ 699	+ 495	+ 957	+ 946	+ 914	+ 774	
60	− 978	−1,054	−1,086	− 925	− 43	+ 849	+ 634	+1,150	+1,150	+1,129	+ 978	
70	−1,172	−1,247	−1,279	−1,086	− 54	+ 989	+ 774	+1,333	+1,344	+1,333	+1,161	
80	−1,344	−1,451	−1,462	−1,236	− 54	+1,140	+ 914	+1,527	+1,559	+1,548	+1,333	

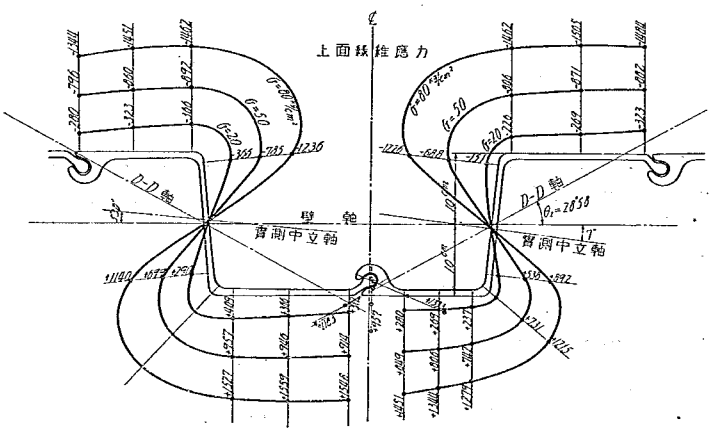
壓力計示度G(瓩/糎²) ＼ 觀測點	12_u	13_u	14_u	15_u	16_u	17_u	18_u	19_u	20_u	21_u	22_u	摘　要
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
10	+ 108	+ 129	+ 140	+ 151	+ 108	+ 129	+ 75	− 43	− 75	− 129	− 172	
20	+ 226	+ 258	+ 280	+ 269	+ 237	+ 258	+ 172	− 151	− 226	− 269	− 323	
30	+ 355	+ 419	+ 462	+ 473	+ 398	+ 430	+ 290	− 333	− 409	− 473	− 516	
40	+ 462	+ 538	+ 645	+ 613	+ 559	+ 581	+ 419	− 505	− 613	− 656	− 688	
50	+ 570	+ 699	+ 849	+ 806	+ 742	+ 731	+ 538	− 688	− 806	− 871	− 882	
60	+ 688	+ 860	+1,064	+1,000	+ 914	+ 882	+ 645	− 860	−1,032	−1,086	−1,097	
70	+ 828	+1,032	+1,269	+1,183	+1,075	+1,054	+ 763	−1,054	−1,247	−1,301	−1,290	
80	+ 957	+1,183	+1,451	+1,344	+1,279	+1,215	+ 892	−1,226	−1,462	−1,505	−1,484	

（其二）　下面緣維應力（瓩/糎²）

壓力計示度G(瓩/糎²) ＼ 觀測點	1_l	2_l	3_l	4_l	5_l	6_l	7_l	8_l	9_l	10_l	11_l	摘　要
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
10	− 140	− 183	− 151	− 161	− 194	− 215	− 129	+ 226	+ 215	+ 226	+ 183	
20	− 258	− 323	− 280	− 301	− 312	− 344	− 226	+ 336	+ 398	+ 366	+ 366	
30	− 409	− 484	− 419	− 484	− 484	− 505	− 344	+ 538	+ 624	+ 570	+ 624	
40	− 548	− 624	− 559	− 656	− 581	− 581	− 452	+ 710	+ 829	+ 774	+ 849	
50	− 699	− 774	− 710	− 828	− 785	− 750	− 570	+ 903	+1,032	+1,000	+1,075	
60	− 849	− 925	− 849	−1,011	− 946	− 925	− 688	+1,097	+1,269	+1,226	+1,322	
70	− 989	−1,075	−1,011	−1,204	−1,118	−1,075	− 828	+1,269	+1,494	+1,441	+1,559	
80	−1,129	−1,215	−1,150	−1,376	−1,269	−1,226	− 957	+1,462	+1,699	+1,656	+1,795	

壓力計示度G(瓩/糎²) \ 觀測點	12_l	13_l	14_l	15_l	16_l	17_l	18_l	19_l	20_l	21_l	摘 要
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
10	+ 172	+ 161	+ 140	+ 129	0	− 54	− 140	− 75	− 118	− 161	
20	+ 333	+ 301	+ 290	+ 247	+ 11	− 129	− 290	− 183	− 280	− 323	
30	+ 527	+ 505	+ 484	+ 409	+ 11	− 280	− 484	− 344	− 430	− 484	
40	+ 753	+ 677	+ 677	+ 538	+ 11	− 409	− 667	− 505	− 602	− 677	
50	+ 978	+ 860	+ 860	+ 699	+ 11	− 538	− 849	− 688	− 763	− 860	
60	+1,226	+1,075	+1,064	+ 839	+ 11	− 688	−1,054	− 882	− 968	−1,075	
70	+1,473	+1,279	+1,258	+1,000	+ 22	− 839	−1,226	−1,075	−1,161	−1,258	
80	+1,699	+1,484	+1,441	+1,172	+ 22	− 978	−1,430	−1,301	−1,376	−1,451	

第五十三圖 Klöckner 鋼矢板壁抗曲試驗緣維應力分布圖(其一)

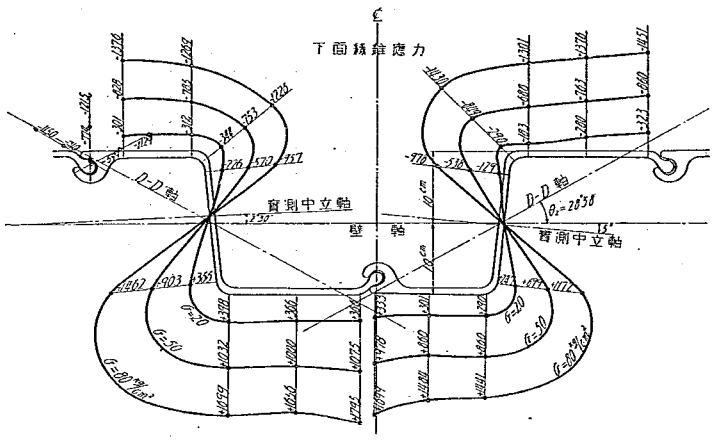


の如く推定中立軸と壁軸との交角極めて小さく、且つ交角に正負兩種のものある點より見るに實中立軸の位置は壁軸とほゞ一致するものと認めて大過ないものと信ずる。

今中立軸を壁軸と一致するものと假定し、實測緣維應力より慣性能率及斷面率を算出するに第四十四表の如くである、計算の資料としては 1_u, 2_u, 3_u; 20_u, 21_u, 22_u; 9_l, 10_l, 11_l; 12_l, 13_l, 14_l の4組の平均値を用ひ、緣維距離としては壁厚の半を採つた、彎曲率 M は次式にて與へらる。

$$M=\frac{1}{4}\times 160\times P=\frac{1}{4}\times 160\times 187.398\ \ G=7{,}495.9\ G\ (\text{瓩糎})$$

第五十四圖　Klöckner 鋼矢板壁抗曲試驗緣維應力分布圖(其二)



第四十四表　　實測緣維應力による慣性能率

壓力計示度	彎 曲 率	測點1_u 2_u 3_u 平均			測點20_u 21_u 22_u 平均			測點9_t 10_t 11_t 平均			測點12_t 13_t 14_t 平均		
G(瓲/糎²)	M(瓲糎)	f (瓲/糎²)	R_W' (糎³)	I_W' (糎⁴)	f	R_W'	I_W'	f	R_W'	I_W'	f	R_W'	I_W'
0	0	0	—	—	0	—	—	0	—	—	0	—	—
10	74,960	− 179	419	4,190	− 125	600	6,000	+ 209	359	3,590	+ 157	478	4,780
20	149,920	− 323	464	4,640	− 273	549	5,490	+ 377	398	3,980	+ 308	487	4,870
30	224,880	− 491	453	4,530	− 466	478	4,780	+ 606	367	3,670	+ 505	441	4,410
40	299,840	− 667	449	4,490	− 652	460	4,600	+ 817	367	3,670	+ 702	427	4,270
50	374,800	− 850	441	4,410	− 853	439	4,390	+1,035	362	3,620	+ 899	417	4,170
60	449,750	−1,039	433	4,330	−1,072	419	4,190	+1,272	354	3,540	+1,122	401	4,010
70	524,710	−1,233	426	4,260	−1,279	410	4,100	+1,498	350	3,500	+1,337	394	3,940
80	599,670	−1,419	423	4,230	−1,484	404	4,040	+1,717	349	3,490	+1,541	389	3,890

慣性能率、斷面率共に彎曲率の增加に伴つて減少してゆくことは前揭の諸鋼矢板に於ける傾向と同樣なるも其程度は甚だ少い。算出されたるこれ等の數値を公稱斷面率 400 糎³ 公稱慣性能率 400×10=4,000 糎⁴ に比較するに、概して上面緣維應力に依つたものは公稱値を超え、下面緣維應力に依つたものは公稱値と等しきか又は夫れ以下の値を示してをる、斯くの如く上下兩面の緣維應力に相違を生ぜるは中立軸の位置が假定の如く嚴密に壁軸に一致しをらざることを示せるものにして、實中立軸は壁軸より、多少爪型を有する側へ近寄るが如き傾向を有してをる。

今此等計算値の中の最少値をもつて實慣性能率又は斷面率と認むるならば、公稱値に對しては約 85% の比率を有し撓度試驗の結果と全く一致せることを知る。

5. 各種斷面形の比較 上記諸實驗の結果に基き、撓度關係竝に應力分布關係より見たる溝型、波型、Z 型の諸斷面型の特異性を約說しこれ等の比較を試みるに先ち實驗の結果を總括するに第四十五表の如くである。

第四十五表 試驗成績總括表

矢板種類	矢板名	試料寸法	$\frac{I_E(糎^4)}{I_W(糎^4)}$ (%)	$\frac{R_E(糎^3)}{R_W(糎^3)}$ (%)	實驗成績 δ_W/δ' (%)	實測 I_W'	實測 R_W'	備考
溝型	製鐵所	II號型	986 / 3,475 (28.5)	120.6 / 347.5 (34.7)	約30	1,000～920	130～120	實測中立軸は個々の杭片の主軸とほゞ一致し、最大絲維應力は繼手部に發生す。
		〃	〃	〃	35～45			矢板壁一端鎔接せる場合
		〃	〃	〃	60～65	2,000～3,000	350～500	矢板壁兩端鎔接せる場合個々の杭片の主軸は壁軸2.15 糎の位置に接近し.
	Lackawanna	DP165	2,039 / 4,389.1 (46.4)	219.9 / 345.6 (63.6)		2,200～2,000	220～185	最大絲維應力は上面絲維に生ず
		DP166	3,579 / 8,261 (43.5)	332.3 / 541.6 (61.4)	40～45			Bethelehem 會社の試驗に依る
	Larssen	I 號型	562 / 1,500 (37.5)	90 / 200 (45.0)	43～48			
波型	Terres Rouges.	I 號型	216 / 348 (62)	47 / 87 (54)	67～73			
		II號型	663 / 1,196 (55.5)	109 / 184 (59.3)		670～630	110～103	實測中立軸は壁軸と約12°の傾斜をなす、個々の主軸の傾斜は 13°7′ なり
	Larssen 複鎖面	I 號型		302 / 493 (61.2)	70～80			Lohmeyer 氏の實驗による
Z 型	Krupp	III號型	1,730 / 8,040 (21.5)	192 / 670 (28.3)	65～75	5,800～5,500	500～475	實測中立軸と壁軸との傾斜は 11° にして個々の主軸の 35°11′ の約 1/3 なり
			$\frac{I_E'/I_W'}{1,730/6,697}$ (25.9)		$\frac{\delta_W'/\delta'}{80～85}$			
	Larssen 複鎖面	II號型		487 / 849 (57.3)	94			Lohmeyer 氏の實驗による
	Klöckner	II號型	883 / 4,000 (22)	112 / 400 (28)	80～90	4,000～3,500	400～350	實測中立軸は殆んど壁軸と一致せり

A. 溝型斷面　先づ單に組合したまゝなる矢板壁につきて考ふるに實測中立軸は壁軸と一致せず、むしろ個々の矢板片の主軸に近き位置に存し、最大縁維應力が繼手部に發生せる點より見て實驗に用ひたるが如き單なる組合せによる矢板壁にては組合せによつて慣性能率の增大を求むることは殆んど困難である。繼手の種類により多少の効果を示せるものあれど顯著なものではない。卽ち製鐵所型、又は Lackawanna 型の如く其繼手が幾分緩なるものに於ては I_E/I_W の比と δ_W/δ' の比は殆んど一致し、實測慣性能率も理論値とほゞ一致せるに對し Larssen 型に於ては繼手に餘裕少きためか δ_W/δ' の比は I_E/I_W に優るれも其增加率は 20% を越えない。中立軸が個々の斷面の主軸にほゞ一致する關係より實斷面率としては R_E を採用すべきものであり、應力測定の結果より求めたる斷面率の値も大體これと一致してをる。

斯くの如く組合せの効果が認められざるものとすれば、矢板壁の實慣性能率を大ならしめんがために I_E を犧牲として唯に理論上の I_W を大ならしむることに努むるは不利益なことゝなる。

溝型斷面に於ては組合せによる剛度の增加が顯著ならざるは縱剪力により矢板材片間に相對的の辷りあることに原因するに鑑み、製鐵所矢板壁につき其桁端にて材片を鎔結せる場合の成績を見るに、兩端自由な場合に比し極めて良好なる結果を得てをる、卽ち δ_W/δ' の I_E/I_W に對する增加率は一端鎔結の時、40% 增、兩端鎔結の時に 123 % 增となつてをり、中立軸も壁軸に著しく接近してをる。この點より考ふるとき、打込まれたる溝型矢板壁の下端の打止め地盤充分堅硬にして根入深く、充分縱剪力に堪え得る場合、又上端に於ては鎔接、混凝土コーピング等によつて矢板材片が完全に固結せられたる場合には相等組合効果を認めて大過なきものと考へる。

B. 波型斷面　慣性能率の增大に對する組合せの効果は溝型に比しては確實であるが、其增加率はさほど大ではない、卽ち Terres Rouges に於て δ_W/δ' の比は I_E/I_W の 13%增の程度である。但し δ_W/δ' の數値は T. Rouges にて 70% 前後、Larssen 複斷面にては 80% に達し、溝型の 40% 前後にあるに比しては著しく大である、この理由は慣性能率增加に對する組合効果の確實なることのほかに斷面形の特質上 I_E/I_W の數値が溝型に比して遙かに大なることに基因するものである、而して實測縁維應力より算定せる慣性能率の數値はほゞ I_E に近く、撓度試驗成績及中立軸の傾斜角より算定せる結果ほどに組合効果を認め難い成績を示してをる、從つてこの數値と縁維距離を用ひて算出する斷面率も R_E と大差なきものとなる。

C. Z 型斷面　組合効果の最も顯著なる斷面形である、先づ Krupp 型につきて見るに同型は繼手金物を有するため其効果は他の Z 型に比して劣るも、尙 I_E/I_W の 21.5% に對し δ_W/δ' は約 70% を示し、もし繼手金物を獨立するものと認めて計算するとき I_E/I_W' の 25.9% に對し δ_W'/δ' は 80～80% の良成績を示してをる。實測慣性能率は I_W の約 70% I_W' の 85% 實斷面率は R_W の 75% の高率を示し、大體理論上の D-D 軸に關しての値と近似してをる。

更に繼手金物を有せざる Klöckner 型につきて見るに、撓度試驗の結果は I_E/I_W の 22% に對し、δ_W/δ' は 80～90% にして Krupp 型に比して更に良結果を示し、實測慣性能率及斷面率も公稱値と殆んど一致し 4,000 糎^4 及 400 糎^3 に對し 3,500～4,000 糎^4 及 350～400 糎^3 の値を有してをる。

以上の如く繼手の狀態として最も不利益なる環境に於ての實驗結果により、矢板の種類により其斷面率增加に對する組合せの効果に著しき相違あることが認められる、從つて假令第一節に揭げたるが如き各種の補剛條件が働く場合と雖も、其根本に於ける剛性の相違はこれを無視すること能はざるものと信ずる。この點に鑑るときたゞに R_W の數値のみ發表して販賣されつゝある多くの鋼矢板の實斷面率を判斷する上に於て、又これが補剛のために設けらるゝ腹起しの要不要或は其大小を決定する上に於て、矢板の種類による基本剛度の相違を充分考慮することの必要を力說するものである。

尙前揭諸實驗は一斷面型に對しては比較的小型の種類を用ひて行つたものが多い。矢板の種類によつては斷面の大小により其特性が相等變化されてをるものも少くない、從つて此等のものに就きては前揭諸實驗結果の數値に多少の變更を必要とする場合あらんも、其根本傾向に著しき變動を生ずるが如き場合は生ぜざるものと信ずる。

第三章　繼手試驗

第一節　概　說

鋼矢板の繼手はこれを其形狀より分類するとき大體次の 4 種に區別することが出來る。

1. 鍵型　左右同型の繼手を組合すものであつて矢板の端を單に鍵型に屈曲せしめたもの、Larssen 鋼矢板の繼手はこの部類に屬してをる。

2. 複爪型　左右同型のもので、矢板の尖端は二つの爪に分れて互に嚙み合ふ樣に形成されたもの、製鐵所型 A 號、Lackawanna 型等がこれに屬してをる。

3. 枘爪型　左右異形であつて爪型の中へ枘型が箝まり込むで組合されるもの、Terres Rouges 型、Ransome 型、Hoesch 型、Klöckner 型及製鐵所型B號などがこの種類である。

4. 異形の繼手金物を有するもの　Krupp 新型等がこれに屬する。

斯の如く各種の形狀の繼手が用ひられてをるが、各々其形狀に應じて特異性を有し、其水密性、打込み引抜きの難易、左右端異形のものに於ては打込み順の制限、繼手に於ける自由旋回角度の範圍、繼手抗張强度の優劣等の點に可成の相違が認められる、孰れにせよ鋼矢板の使用目的の上から見て一般に次の2條件を滿足してをるものであることが絕對に必要であると考へられる。

1. 繼手間隙は矢板の打込み、引き抜きに困難を生ぜざる範圍に於て出來得る限り餘裕少なく、土壓、水壓をうけて充分なる水密性を發揮し得るものなること。

2. 矢板打込みに當つて繼手に作用する土壓或は障碍物によつて生ずる張力、組立後矢板壁に及ぼす外力による壁の横方向に沿ひこの張力に充分堪え得べきこと、

1 の問題は工事施工上の事柄で實驗室に於てこの點を明かならしむることは相當困難であり、且つ已に各方面に實地經驗上より見ての批判が發表されてをるから、筆者はこの點に論及することを避ける。

2 の問題に關しては繼手抗張試驗として各所に實驗結果の發表されたものあり又當試驗所に於て行へる試驗も相當の數に上つてをるが、從來のものは單に單位幅員當りの强度を發表せるのみにして、使用鋼材量との關係が示されず、異種の繼手强度の比較資料としては不充分なもの多く、且つ强度試驗に於ける材片の變形狀態を考慮したもの、殆んどないことを遺憾とする本章第二節に掲げたる繼手强度試驗成績はこれ等の點に相當の注意を拂つたものである。

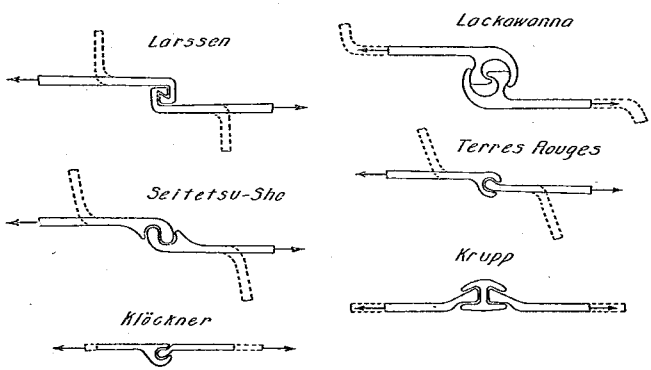
繼手に關しては更に外力をうけた場合の應力分布の問題が殘されてをる、元來最少の材料を用ひて最大斷面率の矢板壁を得んとする目的から考ふるとき比較的多量の鋼材を必要とする繼手は最も考究を要する點と云はねばならぬ、この點に鑑みて材料の集中すべき繼手を壁の外側に置くことに努めたるものも多いが、未だ其内部に於ける應力分布狀態についての研究を聞かない、從つて現今使用されつゝある各型の矢板繼手形狀にはこの點を明かならしむるにつれて、其形狀寸法に相當改良の餘地の存すべきことを信ずるものである。第三節に掲げたるものはこの理由より著者が著名鋼矢板の數種につきて其繼手の内部應力分布狀態を光彈性實驗設備を用ひて求めたる結果である。

第二節　繼手强度試驗

從來繼手强度試驗として行はれてをるものに2種類ある、一つは繼手を中心として其兩側に試驗機の把握部を適當の長さに殘して切斷し、其抗張强度を求むるもので、他の一つは矢板一枚の完全なる斷面形をとり、其兩側にこれと組合ひたる矢板の一部を附し、抗張試驗の結果、中央部の變形と破壞强度とを求むるものである、兩者の强度に多少の相違が認められる。筆者は前者を强度試驗とし、後者を變形試驗として別個に論ずることゝする。

1.　繼手强度試驗　繼手兩側へ把握部として殘す鋼材は、矢板の形狀によりては其儘試驗機への取付困難なる場合あり、この場合其形を鍛工にて第五十五圖に示せるが如く直線狀に改めたものが多い。鍛工は繼手の强度に變化を與へざる樣可及的に小範圍に止めたるが故に著しき影響なきものと信ずる。又試片の取付に際して兩把握部を一直線に置くこと不能にして、相當の偏心を有したる場合もある。

第五十五圖　鋼矢板繼手强度試驗片



以上の如き取付方法による抗張試驗は繼手が矢板壁の一部を形成して後外力のために張力をうけたる場合と著しき相違あるべきこと勿論なるも、試驗の結果が各種矢板繼手の强度を比較するに充分なる資料たることを信ずる。

下揭のものは當所竝に他の諸試驗所に於てなされたる繼手强度試驗の結果である。

繼手の强度を論ずるに當つては鋼材夫れ自身の抗張强度の差を念頭に置かねばならぬ、第四十六表中第九行に示したものは繼手强度試驗と同時に行つた抗張試驗の成績である。

第四十六表　鋼矢板繼手強度表

T. 繼手破壞強度（瓲）　　W. 繼手試片幅員（糎）
t. 單位幅破壞強度(瓲/糎)　　ν. 矢板長1米，幅1糎當平均重量(瓲)
σ. 鋼材抗張强度（瓲/糎^2）

繼手種類	矢板種類	矢板番號	ν	W	T	t	t/ν	σ	摘要
鍵型	Larssen型	I_a	0.83	8.5	2,650	310	373		內務省土木試驗所　頭部切斷
	〃	III	1.55	5.08	1,920	377	243	5,430	Bethelehem 製鋼會社
	〃	〃	〃	〃	1,973	388	250	5,430	〃
	〃	〃	〃	2.54	1,733	682	440	4,954	愛知縣廳土木試驗所頭部切斷
	〃	〃	〃	〃	1,628	640	413	5,622	〃　〃
	〃	IV	1.88	5.0	2,750	550	293		內務省土木試驗所　〃
	〃	〃	〃	2.5	1,480	591	314		製鐵所製品試驗所　〃
	〃	〃	〃	〃	1,450	580	308		〃　〃
複爪型	製鐵所型	II_A	1.20	8.5	8,800	1,036	863	5,650	內務省土木試驗所　離脫
	〃	〃	〃	2.5	2,240	900	750		〃　〃
	〃	〃	〃	〃	2,600	1,040	865		製鐵所製品試驗所　〃
	〃	〃	〃	〃	2,600	1,040	865		〃　〃
	〃	〃	〃	〃	2,650	1,060	883		〃　〃
	Lackawanna型	DP 165	1.22	4.0	4,500	1,125	922		內務省土木試驗所　〃
	〃	〃 166	1.56	5.08	7,938	1,563	1,000	5,803	Bethelehem 製鋼會社
	〃	〃	〃	〃	6,850	1,350	865	〃	〃
	〃	〃	〃	2.54	3,586	1,410	904	4,686	愛知縣廳土木試驗所
	〃	〃	〃	〃	3,386	1,330	853	5,048	〃
	〃	〃	〃	〃	3,341	1,320	846	5,288	〃
枴爪型	Terres Rouges	II	1.13	4.5	1,150	255	226		內務省土木試驗所　離脫
	〃	〃	〃	2.54	1,256	495	438	4,895	愛知縣廳土木試驗所　〃
	〃	〃	〃	〃	1,325	522	462	4,656	〃　〃
	〃	IV	1.57	3.66	2,120	580	369		最大 } Columeta 試驗片10個中
	〃	〃	〃	3.45	1,000	290	185		最小 }
	〃	〃	〃	3.40	1,457	428	273		平均 }
	〃	新 IV	〃	3.51	2,300	655	417		最小 } Columeta 試驗片10個中
	〃	〃 〃	〃	3.50	3,400	970	618		最大 }
	〃	〃 〃	〃	3.50	2,830	808	515		平均 }
	Klöckner	II	1.10	4.50	2,450	545	495	4,290	內務省土木試驗所　離脫
	〃	II	1.10	9.96	8,533	856	778		三試片平均　獨乙國有鐵道　〃
	〃	II_a	1.34	9.97	9,600	862	644	4,900～5,100	〃　〃　〃
	〃	III	1.43	10.0	10,133	1,013	708		〃　〃　〃
	〃	III_a	1.70	10.0	11,133	1,113	655		〃　〃　〃
異型繼手金物	Krupp	K_{III}	1.52	5.0	2,450	490	322	約4,700	內務省土木試驗所　〃
	〃	K_{III}	〃	10	4,800	480	316	約4,430	Krupp 工場
	〃	K_{IV}	2.01	10	5,100	510	254	〃	〃
	〃	K_{III}	1.52	10	6,200	620	408	約5,870	〃
	〃	K_{IV}	2.01	10	7,500	750	373	〃	〃

不幸にして其強度を明かにし得ないものもあるが大體に於て 4,500～5,800 瓩/糎² でかなり廣い範圍に亘つてをる。この點を考慮しつゝ各型の繼手單位強度を見るに、複爪型のもの最も強く Lackawanna 型、製鐵所型共に t/ν=800～900 瓩 の强度を示し、枘爪型の Klöckner これに次ぎ强度 650～750 瓩 である、鍵型の Larssen、異形繼手金物を有する Krupp はこれ等に比して强度稍低く 300～400瓩 にして枘爪型の Terres Rouge の舊型の試片中には更に低い成績を示したものがある、Terres Rouges にはこの缺點を改良せる新型品があり其强度は鍵型以上に達してをるが、使用鋼材の强度不明なる點を遺憾とする。

是等供試體の破壞狀況は各型其形狀を異にしてをるが、大體2種に分類され、一つは比較的狹い局部の破壞によるもの、他は比較的廣い範圍に破壞變形を示してをるものとである。寫眞第一乃至第六は當所にて行ひたる繼手强度試驗の破壞狀況にして寫眞第四 Terres Rouges 型は前者の代表的のものであり一側の爪の破壞彎曲の結果、繼手の脫落を起してをる。寫眞第七は尙この點を明かならしめんがために行つた腐蝕試驗の結果であつて、試片把握部にも彎曲による顯著な Lüder 氏線が示されてをるが、離脫の直接原因たるべき變形は右側の爪の中央部に起つてをることが明かである。腐蝕は Fry 氏液を使用した、試片中央部に纖維狀に見える黑線は鋼材不純物の存在を示すものである。

更に第一種に屬すべき繼手は寫眞第六 Klöckner 型及寫眞第二の製鐵所A型にして、前者の破壞變形は其形狀から考へらるゝが如く Terres Rouges の場合と全く同樣であり弓狀の大爪腰部のみが著しく彎曲し內側表面に小龜裂を生じてをる、後者は複爪型にして前二者とは其形狀を異にするも破壞の原因は同樣に局部的の彎曲によるもので變形は殆んど繼手の腰部に限られてをる。

繼手各部の變形が全般に及んでをる第二種の代表的のものとしては寫眞第一の Larssen 型が擧げられる、繼手頭部の鳩尾部に著しい變形の認められないのみで其他の部分は一體に彎曲し、最後の切斷は鳩尾の取付部に起つてをる、この部分の變形の發生が試片全體より見て比較的後期に起るものであることは後述すべき應力分布試驗の結果より明かなのであるが、夫れにも拘らず切斷がこの部分に起ることの多いのは、第一にこの部分が比較的薄肉であつて發生應力が大であり、且つ他の部分ほどに彎曲の自由を持たぬ事に基因するものと考へられるが、この他にこの部分の形狀から見て矢板展延に際して受くる操作が他の部分よりも著しく、材質上に缺點ある場合其影響が特に顯著に現はれるのではないかと考へられる。寫眞第八は當所の試驗に於ける破折面に現はれたる屑狀組織を示すものであり、寫眞第九は內務省某直轄工事に於て購入せる矢板の材片中此部分の外側表面に龜裂の

認められたるものと然らざるものとの腐蝕試驗による比較にして上圖の龜裂を有するものには分凝の跡が明かであり鋼材の質に不充分なる點ありしことを示してをる。

寫眞第三及第五に Lackawanna, Krupp 型の變形狀態を示した、兩者共に其變形は比較的局部に限られてをる。

此等繼手の破壞形狀に就ては後述の應力分布狀態と比較して更に興味を感ずる點が多い。

2. 變形試驗 矢板壁が土壓其他の外力によつて破壞するとき、繼手の切斷離脫の起るまでに個々の矢板が如何なる程度まで變形し得るかを確め、矢板夫れ自身の强度と繼手强度との關係を明かにせんがために行つた試驗であつて、繼手强度が矢板の鋼材切斷に至るまでの外力に堪え得ることを理想とするも、斯くの如き强力なる繼手を有するものはない。

第四十七表は當所其他にて施行した變形試驗の成績である。繼手强度は第四十六表揭示の場合に比して稍大なる結果を示してをるものが多いが、著しい相違ではない。

第四十七表 鋼矢板變形試驗强度表

a. 試片最小斷面積, T, W, t, ν, 第四十六表參照

矢板種類	矢板番號	單位重量 ν(瓲)	試片幅員 W(糎)	破壞荷重 T(瓲)	單位幅强度 $t=T/W$	單位强度 t/ν	試片最小斷面 a (糎²)	單位應力 $S=T/a$	摘要
Larssen型	I_a	0.83	5.0	2,450	490	590	5×0.6=3.0	820	繼手切斷
製鐵所	II_A	1.20	5.0	5,300	1,060	885	5×0.7=3.5	1,520	〃
Lackawanna	DP 165	1.22	5.0	6,800	1,360	1,120	5×0.79=3.95	1,720	離脫
〃	〃 166	1.56	5.08	5,610	1,110	710	5.08×0.95=4.8	1,110	〃
〃	〃	〃	〃	8,030	1,580	1,010	〃	1,680	〃
Terres Rouges	書II	1.13	5.0	1,900	380	336	5×0.6=3.0	635	〃
Krupp	K_{III}	1.52	5.0	1,000					把握部切斷せるため比較資料たり得ず

表中 S は繼手切斷又は離脫時の矢板鋼材最小斷面のうくる應力を、偏心による彎曲等を全然無視して直應力として算出せるものであつて、種類による繼手强度の鋼材强度に對する効率の相違を大體知ることが出來る、この値は極めて低いものであつて鋼材最大强度の 30% 以上に達するものは極めて少く、20% に達し得ざるものも少くない。

附圖第一 に變形試驗片の原形と繼手離脫又は切斷時の形狀を示した、變形量の多少は大體繼手强度の大小に伴ふことがわかる。

第 三 節　矢板繼手部に於ける應力の分布

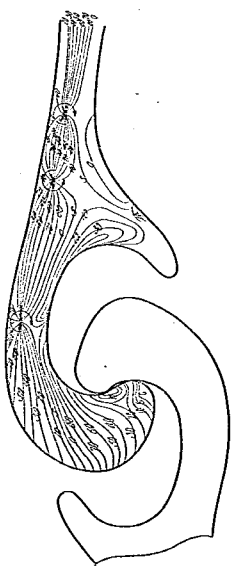
實驗は理化學研究所製の光彈性學實驗裝置を使用し、試片には同所販賣のフエノライト板を用ひた、矢板繼手の形狀は製造業者より幾何學的にこれを決定すべき資料をうること能はざりしが故に、矢板實物を適當の大さに縮寫し、これによつて試片の製作を行つた、各種の操業中の誤差から出來上りの試片形狀が多少肥大となつた傾きがあるが、應力分布の大體の傾向を見る上からは充分なものと考へる。

實驗は抗張試驗のみを行つた、實際の矢板繼手としては應壓力をうくる場合も生ずる筈であるが、裝置の關係上抗壓試驗をなし得なかつたことを遺憾とする。

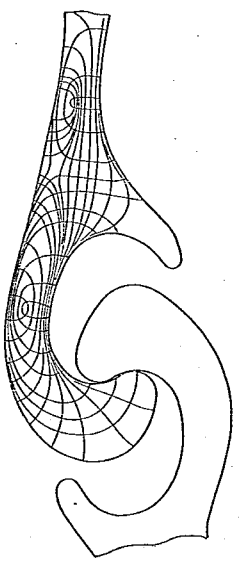
以下實驗結果に現はれたる應力分布狀態より繼手形狀を批判すれば

1. 製鐵所型 A 號繼手　複爪型の繼手にして第五十六圖及第五十七圖は繼手が張力をうけたる場合の等傾曲線及主應力曲線を示し、第五十八圖は寫眞第十の等明曲線より求めたる線維應力圖である、同圖の作成は、索引の方向を y 軸とし、これに垂直なる任意斷面 AB の應力 σ_x, σ_y, τ を Filon 氏の方法により

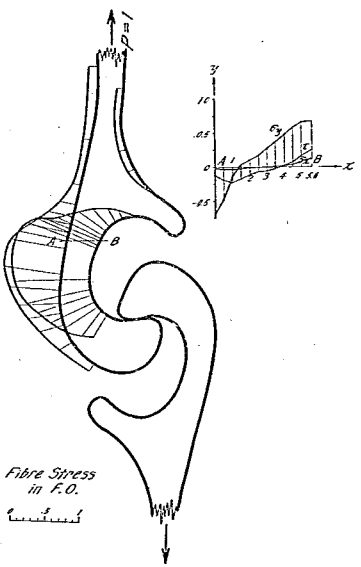
第五十六圖　製鐵所型繼手等傾曲線圖



第五十七圖　製鐵所型繼手主應力曲線圖



第五十八圖　製鐵所型鐵手絲維應力分布圖



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

$$2\tau=(\sigma_1-\sigma_2)\sin 2\phi$$

$$\frac{\partial\sigma_x}{\partial x}+\frac{\partial\tau}{\partial y}=0 \qquad \frac{\partial\sigma_y}{\partial y}+\frac{\partial\tau}{\partial x}=0$$

$$\sigma_x-\sigma_{x_0}=-\int_{x_0}^{x}\frac{\partial\tau}{\partial y}dx$$

$$\sigma_y-\sigma_{y_0}=-\int_{y_0}^{y}\frac{\partial\tau}{\partial x}dy$$

茲に $\sigma_1-\sigma_2$ は兩主應力の差にして等明曲線のフリンヂ度數にて示され、ϕ は主應力の傾斜角にして等傾曲線より與へられ σ_{x_0} σ_{y_0} は緣維應力の分應力である。

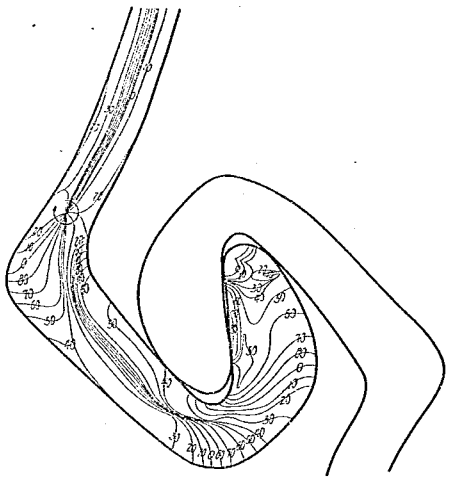
の關係式を用ひて算出し、斷面 A B に働く σ_y の總和を求めこれを試片に作用せる垂張力 P となし、更に $P=1$ の場合の緣維應力を換算してこれを圖示せるものである。

これによれば主爪の腰部のみが著しき彎曲をうけ、其尖端及脇爪は殆んど力をうけてをらぬ、この點より考ふるとき鐵手主要部分たる主爪腰部は薄肉に過ぐるにあらざるか、これが肉盛りが他に著しき影響を與へざるものとせば、これによつて鐵手強度を一層大ならしめ得るものと認める、假令主爪尖端が鐵手を水密ならしむる點に於て、又脇爪は鐵手が壓力をうくる場合に重要なりとは云へ、複爪型なる以上は Lackawanna 型の如く壓力をうくる場合に比し、より危險なりと認められるゝ張力をうくる時に兩爪協力して作用せしむる方有効なりと認められれる、又脇爪は B 型と組合ひて枘爪型の鐵手を形成するに役立つも、元來枘爪型が比較的抗張力に乏しきことは衆知の事柄なるが故にこれがために複爪型としての効率を犧牲とせるは極めて遺憾とするところである。

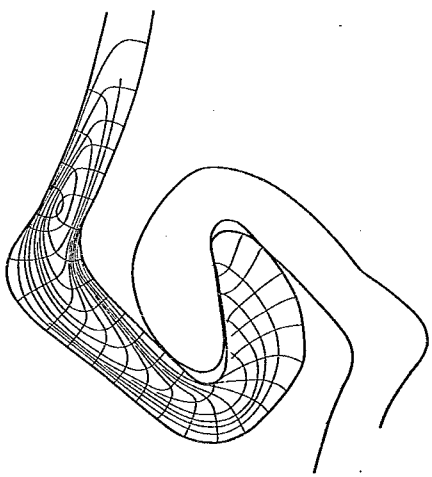
實物の抗張試驗片の破壞が、この應力分布の結果に基くものなることは寫眞第二によつて極めて明瞭である。

2. Larssen 型鐵手　第五十九圖及第六十圖は等傾曲線竝に主應力曲線を示し、第六十一圖は製鐵所型と同樣の方法にて寫眞第十一の等明曲線によつて作圖したる緣維應力圖である、これ等によれば最大彎曲は鐵手部取付附近に起つてをり、鐵手腰部は比較的一樣なる

第五十九圖　Larssen 型繼手等傾曲線圖



第六十圖　Larssen 型繼手主應力曲線圖

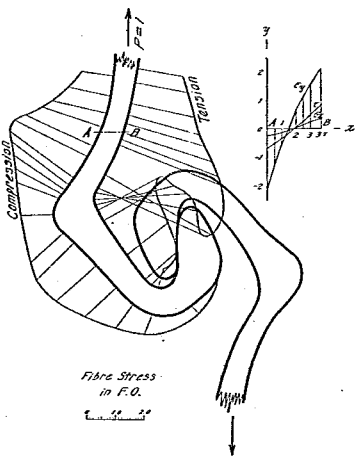


彎曲をうけ、部厚なる繼手頭部には殆んど力が働いてをらぬがこの頭部は繼手に密着した嚙合せを與へる點で重要なる役目をつとめてをるものと考へる。この實驗の結果では繼手の取付部が最も危險なる點の様に考へられるが實物の抗張試驗の結果を見ると寫眞第一にも示したるが如く切斷は主に頭部のつけ根に起つてをる、これは最初に最大彎曲をうくるは繼手取付部であるが、この部分の變形の進むにつれ鳩尾部の根元に働く彎曲が順次增大し、最後の破壞がこゝに起るものと思はれる、同時に又鋼材壓延上の關係からこの部分に弱點を生ずる懸念の多いことは既述の如くである。

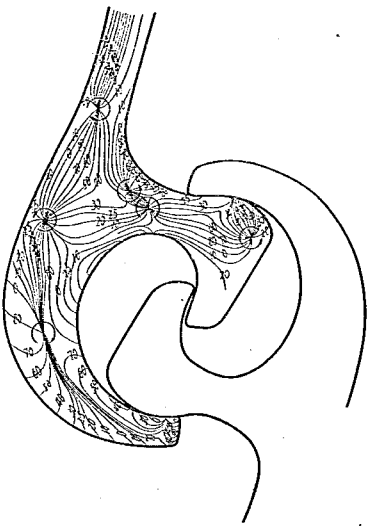
3. Lackawanna 型繼手

（第六十二圖乃至第六十四圖及寫眞第十二參照）繼手部に多量の鋼材を使用してをる點では第一位であらう、繼手の單位幅强度もこれに準じてをる、實驗の結果を見ると繼手の各部は一帶に働いてをり主爪の中央部と脇爪の脚部とが稍大なる應力をうけ、主要なる彎曲は繼手の取付部に發生してをる、實物の破壞もこれと全く同様にして取付部の著しき彎曲の後に、主爪の中央部に屈伏を生じ繼手離脫の原因をなしてをる。

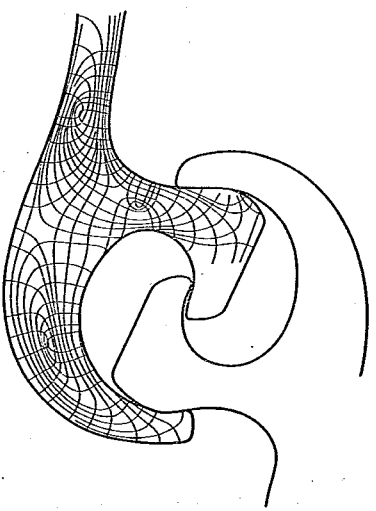
第六十一圖 Larssen 型鐵手絲維應力分布圖



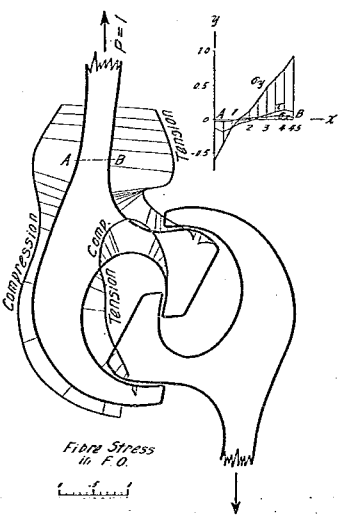
第六十二圖 Lackawanna 型鐵手等傾曲線圖



第六十三圖 Lackawanna 型鐵手主應力曲線圖

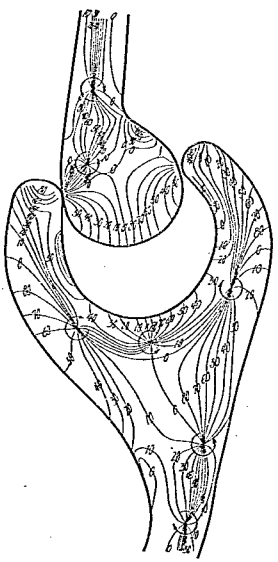


第六十四圖 Lackawanna 型絲維應力分布圖

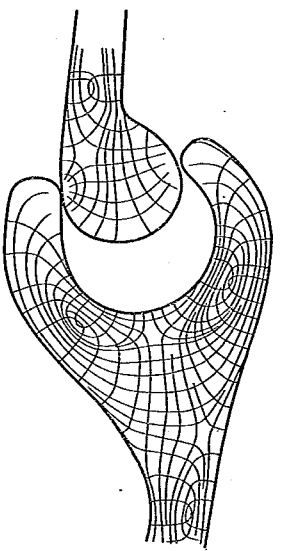


4. Terres Rouges 型繼手（第六十五圖、第六十六圖及寫眞第十四）枘爪型の繼手にして同種新型の繼手强度は鍵型に優るものあるも舊型は一般に抗張强度低きものと信じられてをる、實驗に於ても試片に少しく大なる荷重を加ふれば繼手離脫し、觀測困難なるため寫眞第十四の等明曲線圖には緣維應力分布圖を作製し得る程度の高次のフリンヂを發生せしむること不能なりしも、大體に於て主要なる彎曲應力が兩爪の中央附近に起り、この結果による鋼材の局部的屈伏が繼手離脫の原因たることを示せり、實物につきての强度試驗竝に試片腐蝕試驗の結果がよくこれと一致することは既述の如く寫眞第四及第七によつて明かである。

第六十五圖
Terres Rouges 型繼手等傾曲線圖



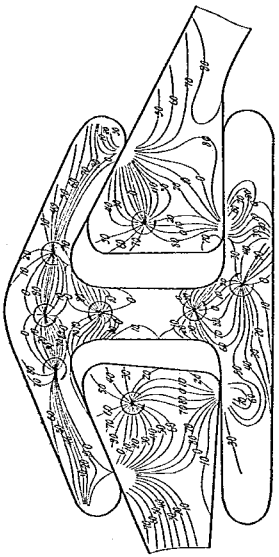
第六十六圖
Terres Rouges 型繼手主應力曲線圖



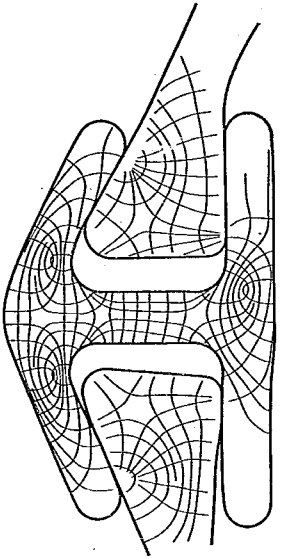
尙この試驗片には等傾曲線に明かなるが如く接觸點以外に7個の特異點が現はれてをり、傾角の變化は中4個は時針の方向に他の3個はこれと反對である。一試片上に斯く多數の特異點の發生せることは光彈性實驗上甚だ興味ある事柄である。

5. Krupp 型繼手（第六十七圖乃至第六十九圖竝寫眞第十三）　著しい應力は繼手金物にのみ發生し、矢板主材には繼手金物との接觸點以外に起つてをらぬ、この型が繼手金

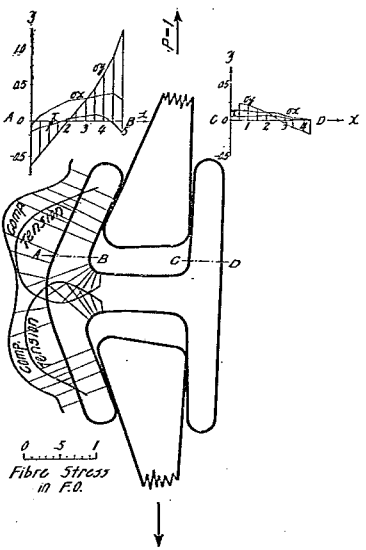
第六十七圖
Krupp 型繼手等傾曲線圖



第六十八圖
Krupp 型繼手主應力曲線圖



第六十九圖　Krupp 型繼手緣維應力分布圖

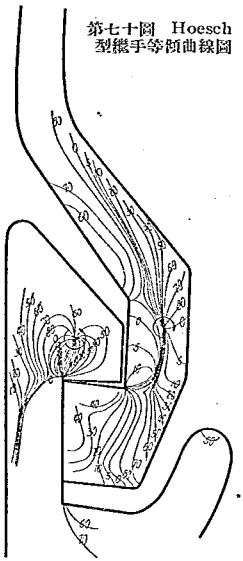


物の材質を變へて標準繼手及硬質繼手の2種に區別して販賣せることの合理的なることを立證してをるものであるが、抗曲試驗の結果によればこの繼手金物の矢板壁の一部としての作用に不充分な點あるを遺憾とするものである。

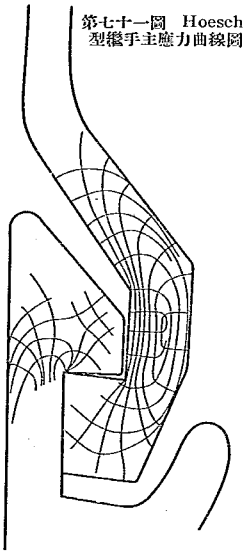
繼手金物に於ける緣維應力分布狀態を見るに傾斜せる突緣のみが主として彎曲應力をうけてをる、この點はこの部分の形狀より見て解析的にも當然知り得べき結果であつて、これに對して繼手金物の肉厚が兩突緣ともほゞ同一であり、一突緣についてもほゞ均一なる厚さを有してをることは考慮の餘地のある點と認める、傾斜突緣の取付部の厚さを增加することによつて繼手の働きは一層効果的となるべきことを信ずる。

尙この試驗片上には3個の右廻り2次、5個の左廻り2次、合計8個の特異點が現はれてをる。

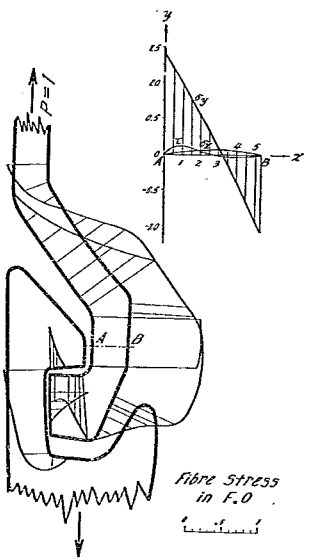
6. Hoesch 型繼手（第七十圖乃至第七十二圖竝寫眞第十五）この繼手は鍵型と複



第七十圖　Hoesch
型繼手等傾曲線圖



第七十一圖　Hoesch
型繼手主應力曲線圖



第七十二圖　Hoesch
型繼手緣維應力分布圖

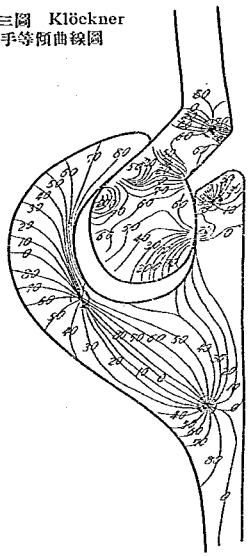
爪型との中間に屬するものであつて矢板の一端は鍵型他端は複爪型となつてをる、矢板實物を得ること困難なりしため繼手の强度試驗を行ひ得ず、こゝに其應力分布についての試驗成績を記述し得るのみである、實驗の結果を見るに主要彎曲の發生は鍵型腰部にして、其他の部分の應力は頭部取付の內凹角項點のほか著しいものはない、實物についての繼手强度試驗を行はざるが故に確言し難きも、繼手の破壞は先づ鍵型腰部の彎曲の伸張に初まり、つゞいて鍵型頭部の鋼材降伏を生じ、同時に複爪型側の主爪腰部の彎曲を伴ひ、遂に繼手離脫を生ずるものと考へられる。

繼手が左右異型であり、偏心による彎曲が鍵型側にのみ著しく發生することは、矢板壁の兩外側を一平面となし局部的の突出を避くることの絕對必要なる Z 型鋼矢板としては免れ得ざるところなるも、繼手强度上より見ては大なる犧牲なりと云はねばならぬ。

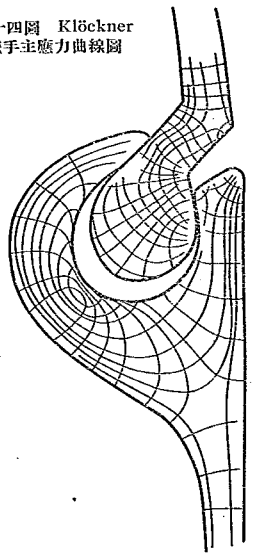
7. Klöckner 型繼手（第七十三圖乃至第七十五圖竝寫眞第十六）

著しい偏倚を有する枘爪型の繼手にして、矢板斷面型が Z 型なるため矢板壁外側を平面ならしむるためにこの偏心の止むを得ざること Hoesch

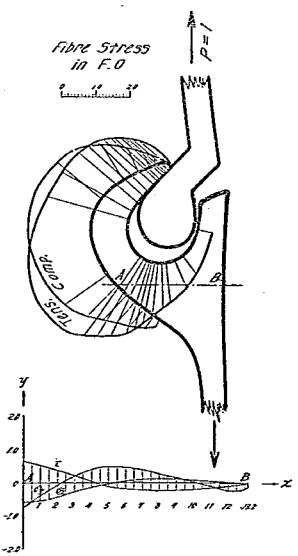
第七十三圖　Klöckner
型纖手等預曲線圖



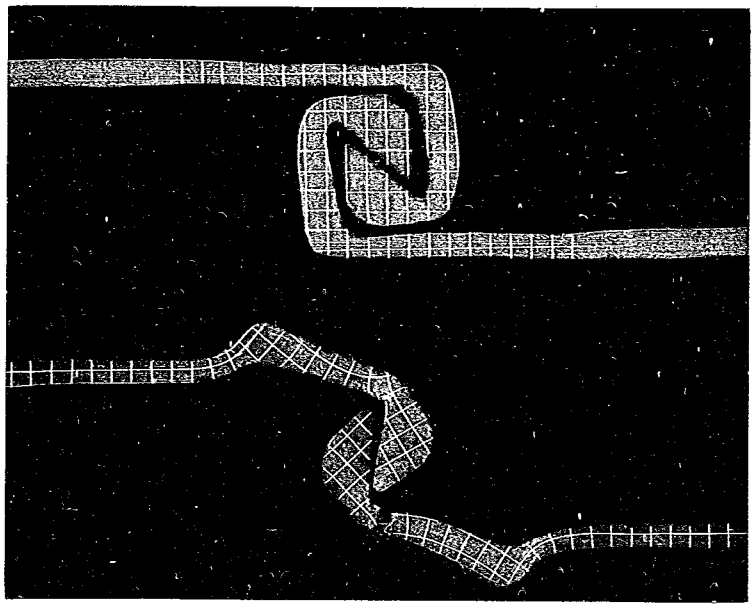
第七十四圖　Klöckner
型纖手主應力曲線圖



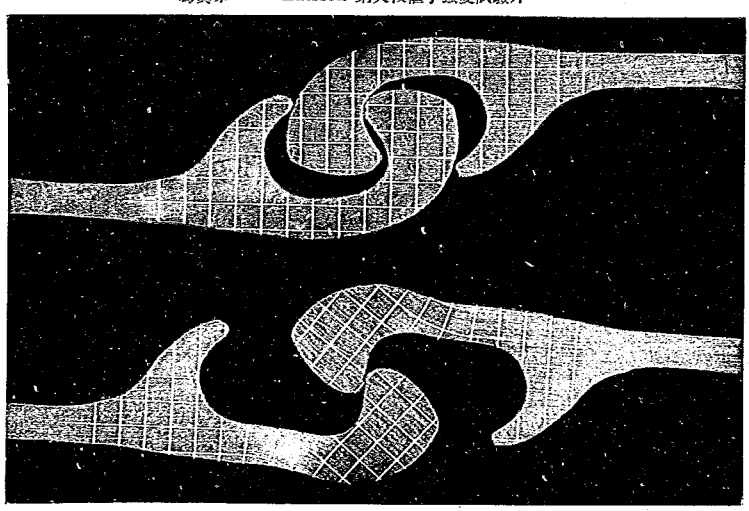
第七十五圖　Klöckner 型纖手緣維應力分布圖



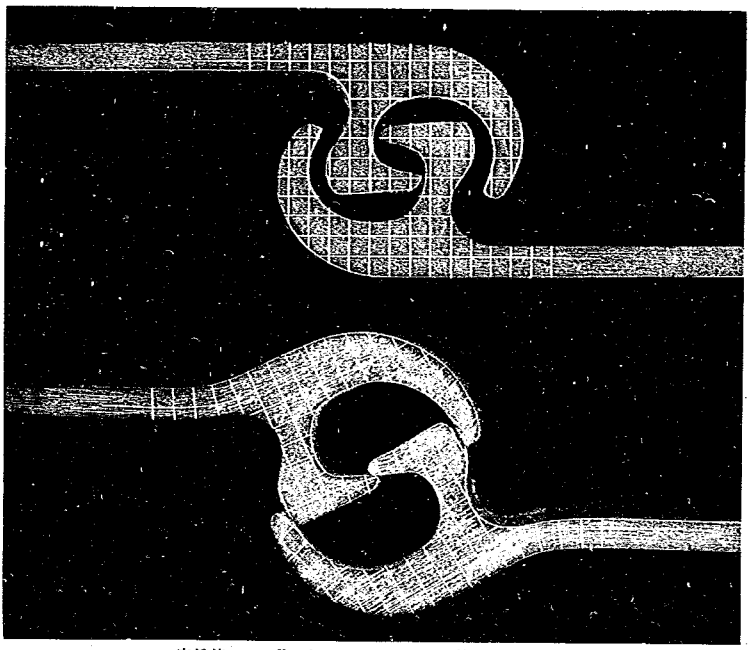
の場合と同様である、この偏心のため柄型の根元を約 60° 屈曲せしめたるため柄型のうくる緣維應力は同じ柄爪型の Terres Rouges とは甚しい相違を生じてをる。主なる彎曲應力をうくる主爪部は他の部分に比して相當肉厚に壓延せられ應力分布の偏在に對し充分なる考慮の拂はれたるものと認むるも腰部の緣維應力は尙著しく大である。實物の纖手破壞は柄型附根の彎曲と主爪の降伏の結果による離脫によつてをる。　　(完)



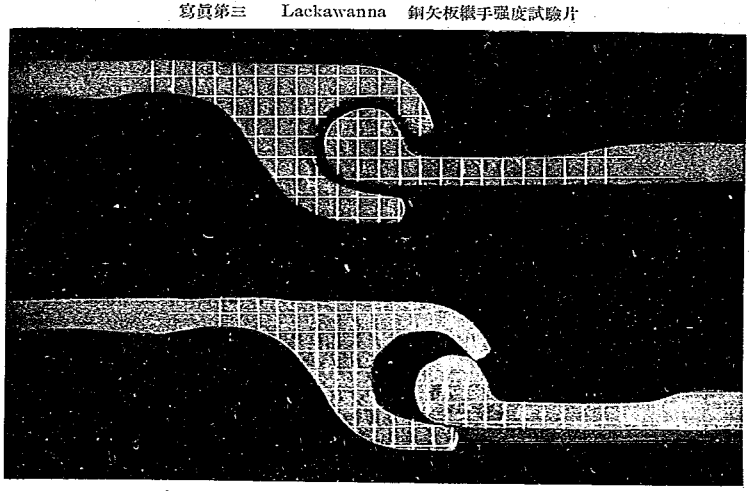
寫眞第一　Larssen 鋼矢板繼手强度試驗片



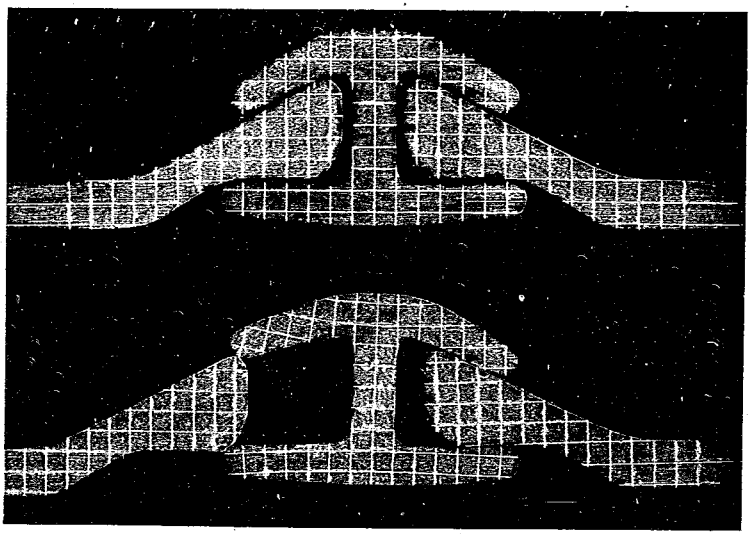
寫眞第二　製鐵所鋼矢板繼手强度試驗片



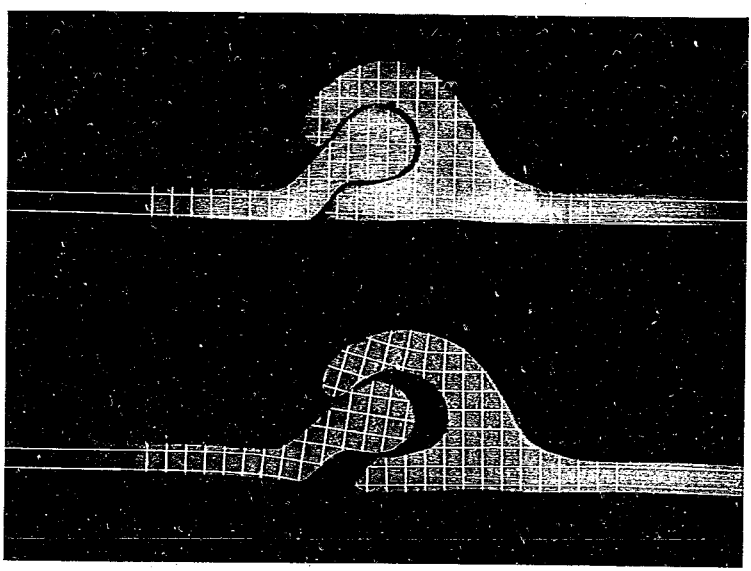
寫眞第三　Lackawanna　鋼矢板繼手强度試驗片



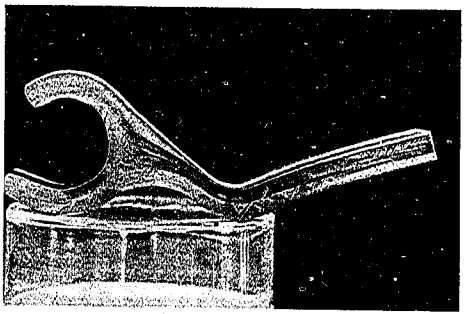
寫眞第四　Terres Rouges　鋼矢板繼手强度試驗片



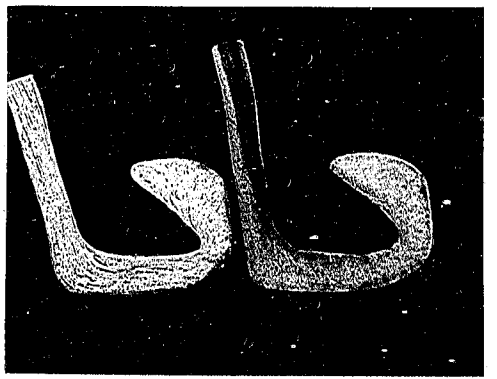
寫眞第五　Krupp 鋼矢板繼手强度試驗片



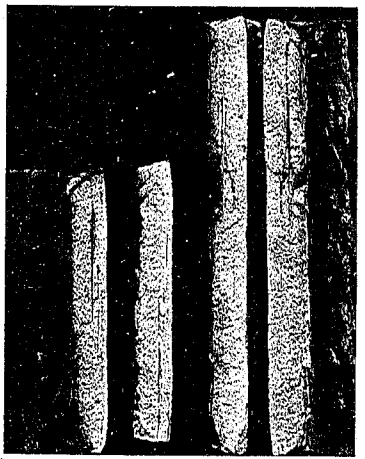
寫眞第六　Klöckner 鋼矢板繼手强度試驗片



寫眞第七　Terres Rouges 鋼矢板繼手强度試驗片 Flow Figure

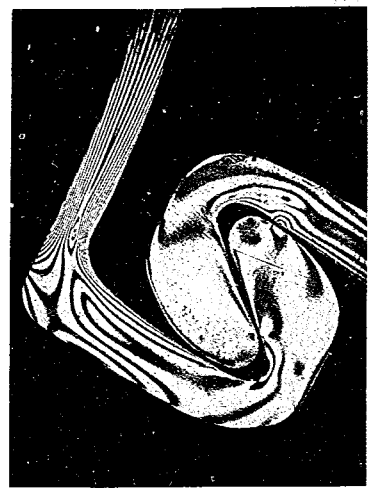


寫眞第九　Larssen 鋼矢板材質腐蝕試驗



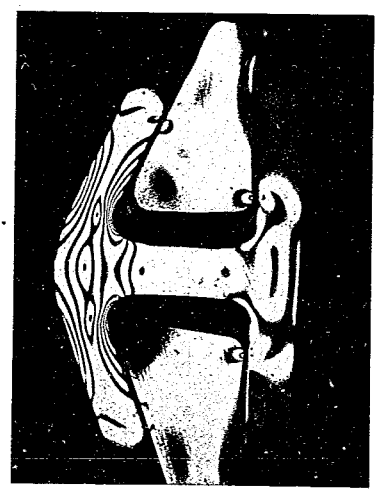
寫眞第八　Larssen 鋼矢板繼手强度試驗片破折面

寫眞第十　製鐵所型繼手等明曲線



寫眞第十一　Larssen 型繼手等明曲線

寫眞第十二　Lackawanna 型繼手等明曲線



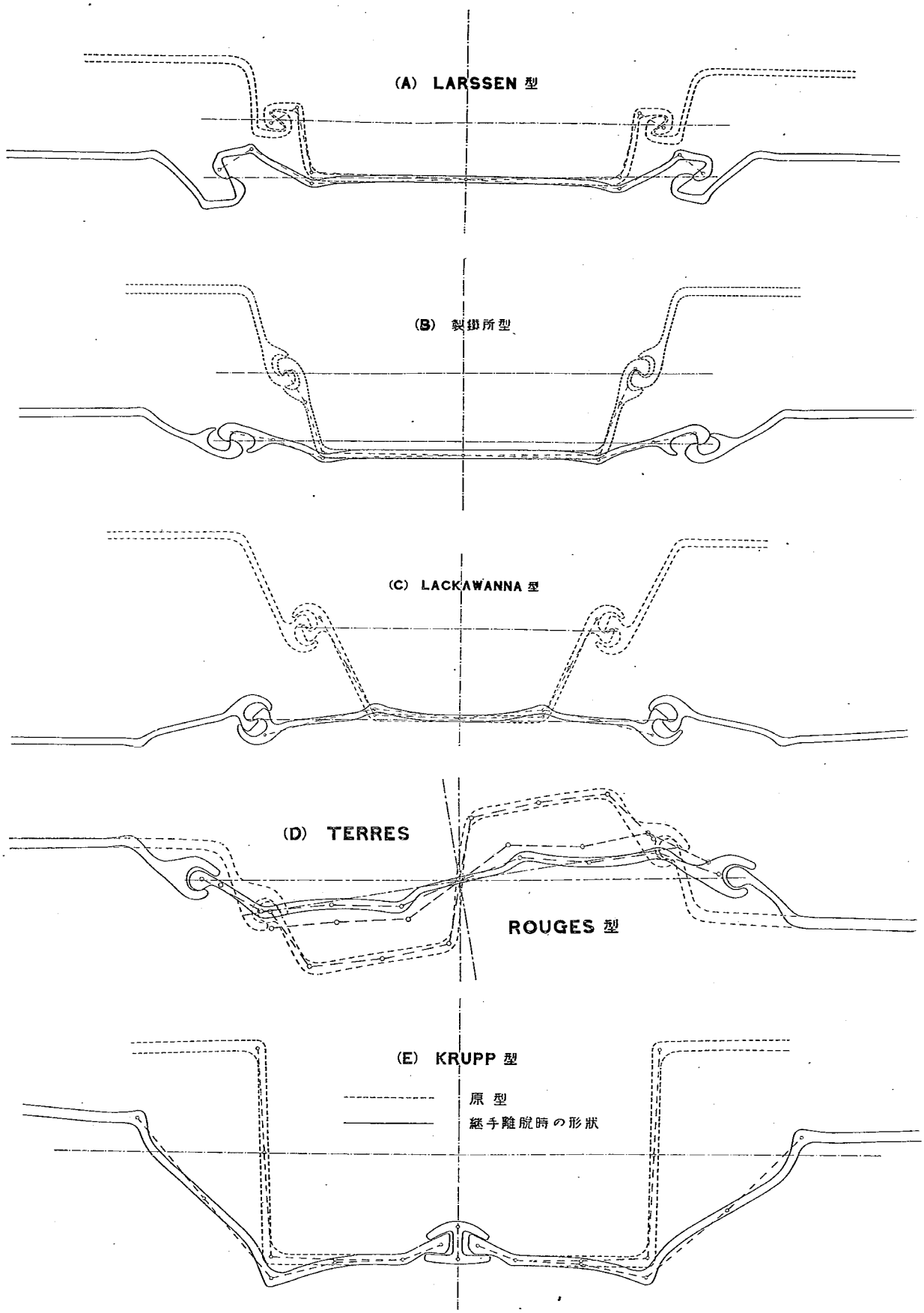
寫眞第十三　Krupp 型繼手等明曲線

寫眞第十四　Terres Rouges 型繼手等明曲線

寫眞第十五　Hoesch 型繼手等明曲線

寫眞第十六　Klöckner 型繼手等明曲線

附圖第一　鋼矢板變形試驗



備考　Krupp 型は充分なる變形を示すに至らずして把握部切斷せり。

大和川筋龜ノ瀨地辷に關する調査（第一）

內務技師　高　田　　昭

目　次

頁
一 緒　言 1
二 地　勢 3
1) 地　形 3
2) 耕　地 4
3) 交通幹線 5
三 地辷の經過 5
1) 地辷地域に於ける變化 5
2) 龜ノ瀨隧道 8
3) 對岸及河床に於ける變化 9
4) 崖　崩 11
四 地辷に對する調査 11
五 地　質 14
1) 地　質 14
2) 試　錐 18
六 地辷運動 20
1) 調査方法 20
2) 移動方向 20
3) 水平移動 22
4) 垂直移動（沈降） 25
七 大和川筋縱面及河床の變化 28
1) 大和川筋縱面の變化 28
2) 道路及河床の變化 29
3) 水平移動と隆起との關係 29
八 地辷面 36
九 原因に關する考察 38

一　緒　言

昨年 11 月 29 日關西線龜ノ瀨隧道西口附近の側壁竝に拱部に龜裂を生じた以來、山上なる大阪府中河內郡堅上村字峠を中心とする面積約 26 ヘクタールに及ぶ山塊が次第に南東大和川に向つて滑動し、河床竝に對岸なる奈良縣地內の府縣道を徐々に隆起せしむるに

至りたる爲め、河水は日を追つて停滯し、遂に2月 18 日町村道大正橋の一部に冠水し、又河岸の斷崖數箇所に亘りて小崩壞を惹起する等の地變を伴生したから諸新聞紙は大崩壞によつて今にも大和川が堰止められるゝかの如き感を抱かしむる記事を掲げ、其の間屢々誇大に過ぐる報道の伴ふこともあつて奈良縣及大阪府在住の人心を極度に緊張せしめた。

地辷の初期に於て最も憂慮されたるは、地辷箇所が恰も大和川が奈良平野より大阪平野に出でんとする咽喉に當り、又其の最大洪水量は6萬個を記錄して居るから、萬一斯様なる大出水の際に急激なる運動を起して大和川上に辷り出さんか、斷崖は高さ 60 m 以上を有する安山岩層であるから河水を數十米の高さに堰止むるは極めて容易であり、從つて急速なる水位の昇上により上流町村の蒙る被害は極めて莫大なるものがあり、又湛水後堰止箇所の決潰することもあれば下流に當る大阪府地内の受くる災禍も亦戰慄すべきものであらうと云ふことであつた。

幸にも地辷運動は 2 月 20 日頃に最大となり爾後日を追つて減少し 3 月下旬には極めて僅少となり、此の儘の狀態を持續するに於ては最早や大なる變化もないような模様であつたが、不幸にして此の地方は例年より早く4月中旬より天候さながら梅雨の如く、數日に亘る降雨の爲め再び運動の勢を增し、河床の隆起も亦急となり、6 月下旬に至つて之等の運動稍々衰ふ傾向を呈したが、更に多量の降雨の見舞ふところとなり再び運動は加速するに至つた。之れが爲めに6月末には右岸の移動距離は實に 30 m を越え在來の河道の位置は遂に滑動地塊の占むる處となつた。

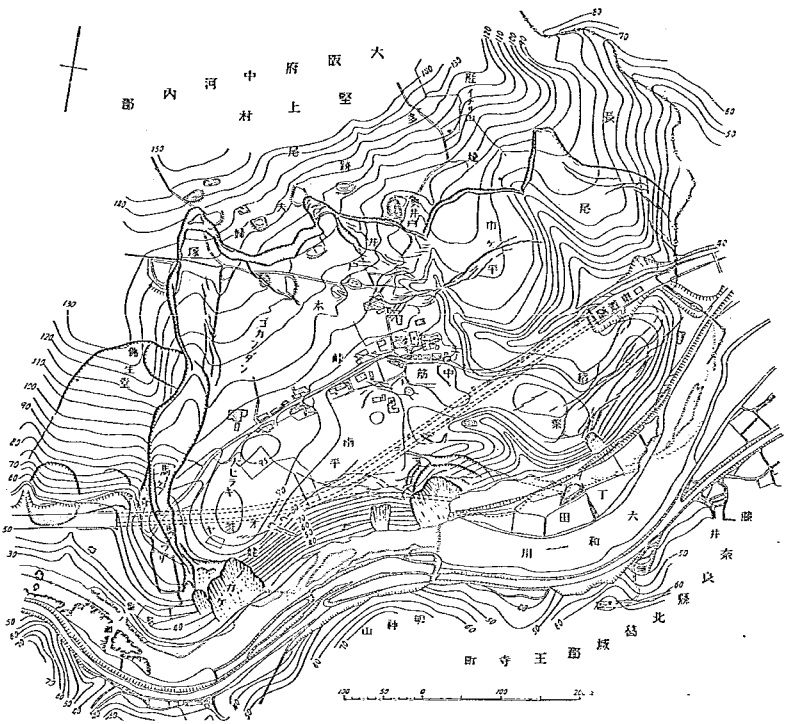
斯様なる變化を生じたるにも拘はらず、一方に於ては4月中旬より災害復舊應急工事として大阪府及奈良縣の依託により大阪土木出張所に於て工事に當る事となり、最も適切なる應急對策として左岸に向ひ河積の擴張に着手して居たから、平水の排疎を甚だしく阻害せしめる事なく、又7月2日約2萬個と推定される洪水に遭遇したるに拘らず、浸水による被害をして前年に於ける程度以内に止めしむることが出來たのである。

本報告は1月末以來現場に於て大阪府及奈良縣當局の援助の下に地辷運動の觀測を行つた結果及4月以後大阪土木出張所に於いて觀測した結果中6月末に至る間のものを取纏めたものにして、未だ充分な資料を得るに到らないが大略地辷運動の實相を摑へ得たこゝと思ふ。本調査に當つて土木局を初め大阪土木出張所、大阪府及奈良縣當局各位より常に多大の助力を仰ぎたることに對し茲に厚く感謝の意を表す。

二　地　　勢

(1) 地　　形

地辷は大阪府中河内郡堅上村字峠地内に起つたもので、其の影響は府縣界を流れる大和川を越えて奈良縣北葛城郡王寺町字藤井地内に及んだ。此地は大和川が奈良平野（流域面



第一圖　地辷地域の地形

3月1日より同月25日の間に實測したもので其の間滑動速度は毎日減少してゐたが約5m移動した。

積約715平方粁）の降水を集めて大阪平野に出でんとするに當り生駒山脈を深く削り下げ峽谷をなして通過する箇所の右岸即ち北側にして55～75mの斷崖をなして大和川に臨み。

對岸なる明神山の山麓と相對して延長約 400 m の區間の河床は幅僅かに 35～45 m に過ぎない峽谷をなし、不幸にも其の最小斷面を有する箇所が次第に押し狹められると同時に河床が隆起したのである。此處より 200～300 m の下流卽龜の瀨隧道西口附近に當る河床には明神山熔岩が露踞して河流を阻み小規模なる瀨を形成して居る、之れを俗に龜ノ瀨と呼んでゐる。

大和川の北岸卽右岸にはトメシヨ山（海拔 274.4 m）及附近の山々が屹立し、其の南東方に向つた斜面の中腹以下は起伏緩慢なる臺地狀をなし、其の先端は地辷前には高さ 55～75 m, 斜角 40～50 度を有する斷崖となつて大和川に臨んでゐた。而して其の一部に姥ノカケと呼ばれる崖崩れが古くからあつた。地辷は主に此の臺地狀をなす區域に起つたもので、其の地形は嘗て地辷の起つた所に於て最も普通に認められる地形に酷似して居る。

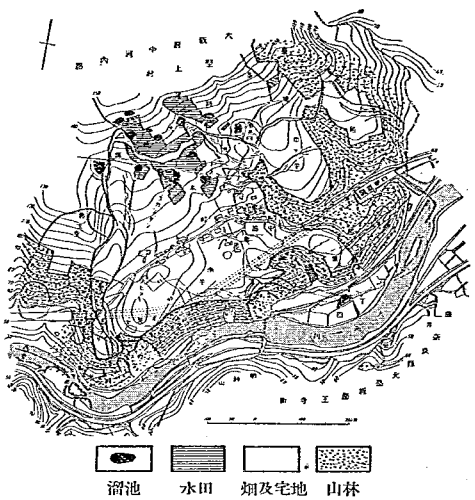
地域の中央に當り奥井戸より略南方に向ひ字中筋を經て隧道口に至る線を界として、之れより東部の地形は稍々起伏に富み、殊に市ヶ平の東西及南の三方には相當に深い谷が發達し、又長尾及市ヶ平の兩山肢は谷を隔てゝ稻葉山に面して居る。又字中筋に在る了仁寺の南方には低地があり、其の排水谷は南東方字丁田に向つて屈曲し特殊な地形をなして居る。嘗つて此處は水田であつたが其の下を隧道が通過して以來乾田になつたといふことである。隧道に對する影響も亦此處には相當強く働いた。

大和川南岸卽左岸は奈良縣に屬し二上火山の北方に隣接する明神山（海拔 274.9 m）が聳え、急峻にして且つ起伏に富む斜面を以て大和川に臨む。殊に北岸なる南平に面する所にはドーム狀をなす小丘が河道に迫つて居る。此の山肢の前方に當る河床が最も著しく隆起したのである。

(2) 耕　地

峠部落は戸數 24 戸、人口 128 名を有する小部落であるが、南面した臺地をなし、安山岩の分解した土壤は肥沃なると共に粗鬆透水性にして地表では過剩の水を保有することがなく從つて果樹の栽培に適しているから地表は大部分開墾されて葡萄、桃、蜜柑、巴旦杏畑となつてゐる。就中關西以西に於て好評を博する堅上葡萄の一部は此處より產出するものである。北方に於て地割を生じた所は集塊岩より成り、其の分解したものは可塑性に富み且透水性に乏しい粘土質土壤となつてゐるから寧ろ水田に適して居る。然るに之れより山上には溪谷なく、又地表は透水性に富む畑地であるから灌漑用水は勢ひ溜地に依らねばならない。地辷地域內に於ける宅地、耕地其の他の割合は大阪府社會課の調査によれば次の如くである。

	反	%
宅　地	9.812	3.8
田	17.820	6.9
畑	164.724	63.7
山　林	62.702	24.2
池　沼	3.625	1.4
合　計	258.683	100.0



第二圖　畑、水田、溜池及山林分布圖

水田及溜池が地割附近の集塊岩層上に限られ、地域の 63.7% を畑が占め山林は 24% あるが地域の周緣部に限られてゐる。

又第二圖は之等の分布狀態を示したものである。地辷地域内に在る溜地は總計7個にして2月上旬には總べて旱涸したが、就中夫婦塚附近の一池水は既に昨年9月始めに全部漏出したと云ふ。水田に比し畑地の厖大にして 63.7% を占むること、及雜木林が 24.2 %あるも大和川岸寄り及長尾の一部に殘されて居るに過ぎない點より見るも、地域上に降下した雨水は表面水となつて流下すること少なく其の大部分は容易に地下に滲透し得る狀態に在ることは極めて明かにして、今回の地辷原因或は地辷運動と降雨との關係を考察する場合に決し見逃すことを許さない重要なる一條件である。

(3)　交通幹線

大和川北岸卽地辷地域の下には關西本線が双隧道によつて通過し、其の延長約 700 m である。又南岸には府縣道大阪奈良線がある。此の道路は主に奈良平野に產する果實、野菜等の自動車輸送の幹線に當り、夏期の如きは西瓜自動車1日の交通量が屢々 1,000 臺に達すると稱せられてゐる。昨年失業救濟工事として之れが改修工事に着手し、大部分の竣工を見るに至つた時圖からずも地辷に遭遇したのである。

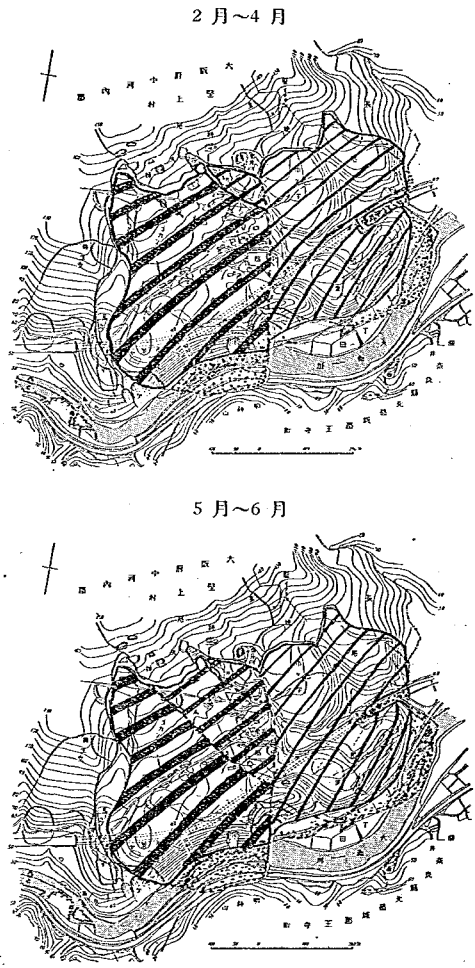
三　地辷の經過

(1)　地辷地域に於ける變化

地辷の徵候が初めて峠部落の人々によつて發見されたるは昨秋 11 月 21 日地域の北西

隅夫婦塚附近の田面にして幅 1.5 cm 位、2 條の龜裂が東北より南西に走つてゐた、又 29 日には龜ノ瀬隧道内西口附近にも龜裂及變形を生じた。其の後之等の龜裂は日を追つて擴大し、12 月末には地表の龜裂は遂に馬蹄形をなして地域の北及南西部を劃する大地割となり、其の喰違及間隙は次第に增加し明かに南東に向つて移動しつゝあることを示すに至つた。失婦塚より井戸ノ本に亘つて水田灌漑用として 14 個の溜池がある。其の中夫婦塚に近いものは旣に昨年 9 月始めに漏水旱涸してゐたといふ。地割は最初此の水田及溜池を縫つて發生した爲め本年 1 月 7 日頃には 7 個の溜池は殆んど涸渇し又部落の井戸水も漸次に漏出して遂に 1 月末には全く涸渇し爲めに飮料水は地割より僅かに北方に隔る谷間にある奥井戸（弘法池とも呼ぶ）其の他の水を汲み上げて用ひざるを得ない狀態となつた。

最初の地辷は第三圖に示す如く西半部の地塊に生じたに過ぎなかつたが、1 月中旬に至り稻葉山が略々東方に向つ



第三圖　滑動地塊の分裂

地辷が西半部の地域から始まり、東半部は遅れて辷出した。西半部の地塊は 4 月以後分裂した。各地點は曲線に直角なる方向に移動し、太線で示す部分程移動量が多大である。

て移動し始めたから新たに東半部の地域に亘る地辷を誘發し、市ヶ平及長尾に亘りニツの馬蹄形地割が現はれた。卽地辷運動は一見一塊の地層に於て起つた觀あるも其の發動の時期に於ても又後章に述べる諸種の觀測及調査の結果に依つても2塊又は3塊に分れて起つたものと考へざるを得ないのである。從つて地表に現はれたる變形の如きも土壓の量及作用方向竝に之れに對する抵抗力の大小等によつて著しい差異を示して居る。

地辷速度は1月中旬迄は極めて緩慢にして隧道内西口附近に於ける龜裂の喰違ひも1日1cm 以内の割合を以て增加するに過ぎなかつたが、以後次第に速度を加へ2月始めより中旬に亘り其の日速は毎日倍加する有樣であつたから、諸種の浮說が流布されて一般の人々をして尠なからず危惧の念を抱かしめた程である。山上の地割も益々口を開き其の緣邊部は割口へ崩落し、或は溜池が剪斷されて喰違ひを起し、或は隧道西口上に當る馬廻りと呼ばれる徒歩連絡道路附近の桃及葡萄畠にては巾 10～100 m, 長約 200 m に亘つて溝狀の陷沒地帶を生じ、河崖にては姥ノカケに於ける崩壞は擴大し、又部落内の或る人家の如きは其の床下の地盤に龜裂を生じ之れを境として兩側の地盤が不均等なる移動をなす爲め、或は傾斜し、或は屋根諸共に彎曲し、或は床を上方に押し曲げらるゝ等の被害を生ずるに至つた。斯樣な狀況が報道されるに從ひ附近より見物人が毎日數千、日曜日の如きは臨時列車にて團體をなして集まり其の數1萬とさへ傳へられ、地域上には諸々の飮食店が軒を列べ皮肉にも地辷景氣なる盛況を呈した。地辷は斯樣な見物人の群りを載せた儘止むことなく運動を續け、其の1日の水平移動速度は2月20日頃には約 35 cm にも達したる箇所を生じたが之れを最大記錄とし以後は漸次に速度を減少し、3月31日には日速 8 cm 以下、4 月中旬には 6 cm 以下となり次第に停止するかの如き傾向を示して來た。

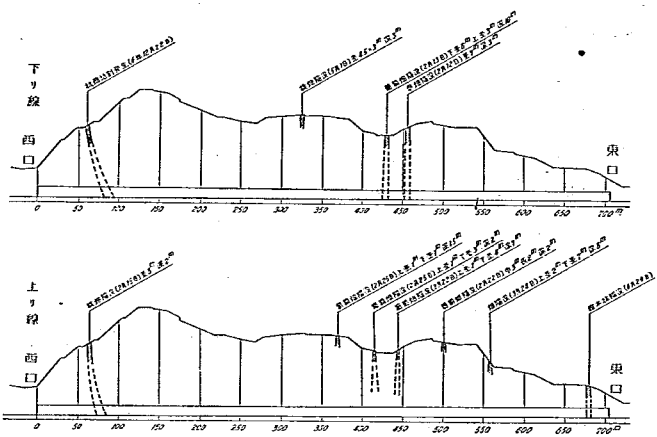
然るに4月中旬より降雨續りにして4月10日より30日に至る間に14日も降雨日數があつた。之れが爲めに同月25日頃より再び地辷運動が急となり、爾來大降雨ある毎に增加の度を加へ、6 月6日頃には最大日速 38 cm にも及び其後は稍々減少の傾向を示したが、次いで多量の降雨に見舞れたる爲め三度增加し、7 月1日より2日に亘る豪雨の後の如きは水平移動日速實に 51 cm を越ゆるが如き驚くべき速度を以て滑動した。之れが爲め2月初旬以來、7月9日に至る間の水平移動距離は南平及オ茶ヤ附近に於て 31～33m, 市ヶ平及稻葉に於て 13～14 m を算するに至つた。

斯樣な移動が繼續的に進行した爲め山上の地割は甚だしく增大し、殊に西方馬ノ背の低地に沿ひ略々南北に走る帶狀の陷沒は著しく增加した。其の結果として佛生堂以南の地層を不安定ならしめ遂に5月29日及6月19日の兩度に亘り略東西に走る大龜裂を生じ、且

龜ノ瀨隧道西口上り線の坑門及其の附近にも喰違ひ、或は膨れ出し等の異狀を生ずるに至り、次いで7月2日の豪雨に見舞れたる結果終に5日の拂曉に亘り出し其の先端は鐵道敷の一部を埋沒せしめた。其の後は幸にも降雨なき爲め移動速度も急速に減少し7月末には日速12 cm 以下となり、又地表の變化も小康を保つて居る。

(2)　龜ノ瀨隧道

龜ノ瀨隧道内に生じたる變化は既に昨年9月頃に小龜裂となつて現はれたとの噂もあるが、之れが明瞭に認められたるは 11 月 29 日にして、西口より約 100 m 附近に於て延



第四圖　龜ノ瀨隧道上の地表に現はれた陷沒穴及地割

昨年 11 月 29 日上下兩線共に西口より約 100 m の坑内に龜裂其他の異狀を呈し2月4日崩壞して坑内を閉塞し、爾後隧道上の地表に陷沒穴を生じ6月末には其數 10 個に達した。由上からの深さ 30 m 以上ある箇所に於ても坑内に崩落した土砂の影響が地表に迄達する程地層が弛緩してゐる。(縮尺。上下：水平＝5：2)

長約 7 m 間に亙り、上下軌條面約 5 cm 隆起し同時に附近約 100 m 間に亙り拱部及側壁に多數の龜裂を生じ、其後本年1月に入つて著しく增加した。又西口より約400m 即略中央部に當る坑内にも新たに龜裂を生じ、之れより以東は殆ど異狀なきも、以西は全體に亙りて龜裂を生じ、煉瓦捲拱部は所々に崩壞を起し、且變形も加はり終に1月 22 日には下り線の運轉を休止して之れに支保工を施し、一方上り線にはレールセンター補强工事を施して變形の增大を極力防止せんとしたるものゝ如きも、土壓激甚にして耐ゆる能はず、1 月 31 日には車輛限界を餘す僅かに 10 cm の箇所を生ずるに至り、且變形の進行も停

止する見込なきを以て遂に2月1日より運轉を休止し、乘客は1.39 kmの區間徒歩連絡によるの止むなきに至つた。次いで2月3日の降雨の後をうけ4日拂曉に西口附近の喰違箇所は大崩壞をなして坑内を閉塞し、爾後崩落を繼續して同月中旬には又中央部に崩壞あり、3月、5月、及6月にも同樣の事ありて隧道上に當る地表には大小の井戸狀陷穴 10 個を生じた第四圖は其の大樣を示したものである。

(3) 對岸及河床に於ける變化

地辷による土壓の影響は滑動方向の前方に當る土地の隆起現象として下流及上流の二箇所に分れて現れた。其の一はオ茶ヤ及南平方面よりの土壓の爲めに最初大和川を越えて對岸に現はれた。其の發見は1月 16 日當時工事中であつた府縣道奈良大阪線の明神山の一部を切取つた箇所の北方に當る舊道路面に十數條の小龜裂となつて現はれ、日を經るに從つて次第に割口を開くと共に舊道及新道路が延長約 140 m に亙つて隆起し始め、3月末には既に最高 9.16 m に達した。其後暫時隆起衰へ、4月 16 日より應急工事に着手して以來數日の間に道路箇所の土砂を掘鑿除去したが、不幸にして5月始めより地辷運動再び猛烈となるに及んで隆起量も亦顯著となり、其の最大隆起量を通計すれば1月始めより 5月 31 日に至る間に於て約 16 m を算するが如き狀態である。

左岸の隆起箇所は幸にも一定地域に限られて擴大することなく又明神山肢は泰然として影響を蒙らず其の前面が急斜面を境界として隆起しつゝあることが調査の結果明確に認識されたのである。

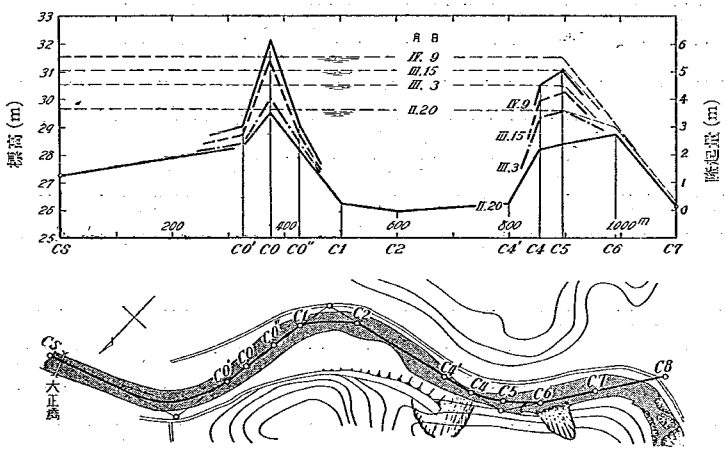
此の附近の河床は上流より龜ノ瀨に至る間相當になだらかなる緩勾配をなし砂礫を沈積して居たが、1月下旬姥ノカケ附近に當り極めて緩慢なる隆起が始まつて次第に淺瀨を生じ、2月に入つて急激に增加し、2月中旬には既に 2 m に達し、6月末には右岸寄りの舊河床は實に 9 m 餘、河道は 5 m 餘隆起した。又之れと同時に右岸南平は河道に向つて 30 m 以上進出した。從つて6月末に於ける河道は從來の舊府縣道附近の位置に移動したのである。

上流に生じたる隆起は主として稻葉山の周緣に限られて居る。最初の隆起は稻葉山が略々東方に向つて移動し始めた頃に隧道東口より東方約 150 m の地點に於て軌條を彎曲せしめたのに始まり、其後は東口より約 120 m の地點を境として之れより以西坑口迄の鐵道敷を隆起せしめた。

稻葉山東方の大和川河床の隆起は始めは一般に注意されない程度であつたが、水位が當上するにも拘らず以前から河道の中央に在つた砂利洲が常に水面上に細長く現はれて居る

ことにより漸く其の隆起が認められるに至つた。然し此の隆起は1月下旬より始まつたもので字丁田の東方河岸に露出する粘土層の如きは2月2日に既に 36 度の傾角を以て上方に 17 cm 押し上げられて居た。河床の隆起した處は恰も稻葉山の移動する前方に當つて居るから其の量も最大であるが、之れより北及西方に向ひ稻葉山の周緣に沿つた地域も亦次第に隆起した。河道中央の隆起は2月20日より4月20日に至る二ヶ月間に 2.7 m に及んだから河水の流通に對して尠なからぬ支障を及ぼすことゝなつた。

第五圖は河床縱斷面の變化を示すもので、其の觀測を始めたのは2月20日であるから既に相當に隆起した後であつたが、夫れ以前の狀態は不明なるも大體 (C_8), (C_2) 及 (C_7) を直線又は之れに近い線を以て結んだものと考へて大差がない。隆起箇所は明かに二箇所に分れて居り其の中間位に在る (C_1) (C_2) は大なる變位なく5月10日迄の間に (C_1) は僅



第 五 圖　　大和川筋河床縱斷面の變化

河床の隆起觀測の一部として行つた結果を示したもので、C_8 は大正橋上流の基水標で之れを不動點とした。隆起箇所は明かに上下流二箇所に分かれ、C_1～C_1' は實際上不動である。河床掘鑿工事の爲め C_8 の觀測を繼續することが出來なかつたが、水位の高上より見て C_8 より高い所が下流に在つたことが判る。

かに 0.738 m 隆起したるに反し (C_2) の如きは 0.148 m 沈下して居る。又 (C_1') は隆起河床の境より約 10 m 上流に設けたものであるが5月10日迄の隆起量は僅かに 0.076 m に過ぎない。又 (C_7) の如きは全然異狀を認めない。之等の事實より見れば南平前方の河床は劃然たる境界面に沿つて隆起し其の外周には實際上影響を及ぼして居ないのである。

(4) 崖　崩

姥ノカケの崖崩れは古くより在つたものではあるが、規模の極く小さいもので板狀節理の發達した安山岩が少し崩壞して居る程度に過ぎなかつた。其の附近の河床には崩壞した安山岩の岩屑に交つて花崗岩の漂礫が散在してゐた。地辷運動が稍々旺盛となつた1月下旬より崩壞が稍々激しくなつたが、元來移動の爲めに生じた喰違箇所に起つたものであるから移動量の增加するに從ひ崩壞區域は擴大したが主に表土竝に其の下にある安山岩の風化したものが崩れるに過ぎず、急激に崩壞して大和川に迫る虞れある程大規模のものではなかつた。

舊隧道口附近の崖崩は姥ノカケのものとは其の原因に於ては略々同樣であるが其の狀態に於て相違して居る。姥ノカケに於ては滑動する地層が不動なる地盤の上に位して居るから喰違ひによる緣邊部の不安定箇所も比較的小範圍に止まるに反し、後者に在つては舊隧道口より僅かに西方に於て略々南北に走る線を界として以西の地層が南東に押し出し、以東の地層は之れに對抗して居るから後者の南西端が裁斷されて三角形をなす區域に崖崩れを生じた。此の隧道は關西鐵道により明治 23 年に開鑿され大正 11 年新隧道開通後廢棄したもので、坑內の氣溫が略一定し居る爲め大和農場菌類栽培所としてシヤンピニオンの栽培に使用して居た。坑內には1月下旬に相當に大なる龜裂を生じたが同月 30 日に一部崩壞し、又2月上旬に至りて坑內及坑門共に甚だしく變形し下旬には坑門は殆ど押しつぶされ、4 月上旬には山上よりの崩壞土砂の爲めに完全に埋沒された。坑口附近の敷地が相當に廣い爲めに崩壞土砂が全部大和川に落下すること無く僅か一部に止まつたことは幸であつた。

稻葉山の南方の崖にも小規模なる崩壞が起つた。其の山上には北東、西南に走る數條の地割が生じた。主として市ケ平方面よりの壓力の爲めに彎曲した結果生じたもので、崖崩は其の周緣現象の一部として生じたものに過ぎない。此の箇所は鐵道工事の時兩切取を施した所に當つて居り、土砂はすべて舊鐵道敷內に崩落した。

四　地辷に對する調査

地辷によつて蒙る被害の甚大なるに鑑み之れが應急對策を講ずると同時に運動狀態を調査して地辷の原因を明かならしめ、又將來に於ける推移を想定する必要を認めて、2月 12 日大阪府及奈良縣當局と協議の結果次の 10 項に基づき觀測及調査を行ふこととなつた。

(1) 滑動方向の全般的觀測

大阪府に於て2月5日より着手して居たが其の規模を擴張して地辷地域内に9點を設置し、其の水平及垂直移動を觀測することゝした。

(2) 大和川右岸の移動觀測

地辷地域上の移動觀測のみを以てしては辷面の狀態を明瞭ならしむるに不充分であるから崖の上下兩端に測點を設けて其の移動方向及速度を觀測する事とした。

(3) 大和川左岸の移動有無の觀測

明神山麓に工事中の道路に隆起を生じたが其の地域は河岸に限られ、明神山には異狀を目擊しなかつたが念の爲め河岸より約 50 m の位置に測點を設け、水平及垂直方向に於ける移動の有無を觀測することゝした。

(4) 河床變化の觀測

河床の隆起する速さ及量を測定する爲め河床に測點を設け其の移動狀態を觀測した、最初水平及垂直兩方向の移動を觀測する豫定であつたが諸種の事情の爲め垂直方向の移動觀測のみに止めた。

(5) 大和川筋横斷面の變化

(2) 及 (3) の觀測のみにては横斷面の變化を知る上に於て不充分であるから、2 月初旬に設置した横斷測量杭を利用して約 16 日間隔を以て其の變化を測量することゝした。

(6) 滑動地域横斷面の變化

(5) に屬する横斷面の測點以外に滑動地域の土量概算用として設置した測點のあるを利用して約 16 日間隔を以て其の變化を測量することゝした。

(7) 府縣道大阪奈良線の路面變化の觀測

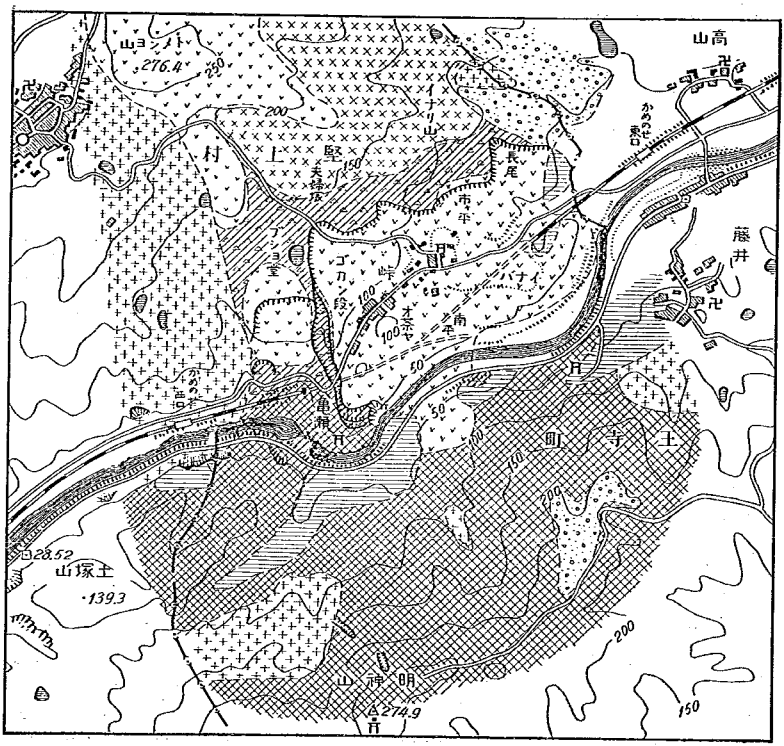
奈良縣に於ては既に路面に異狀の生じたるを認め1月 21 日以來垂直方向の變化の觀測中であつたから之れを繼續して行ふことゝした。併し4月 16 日より大規模なる災害復舊應急工事に着手して道路も切り下げたから此の觀測は5月 12 日迄辛ふじて繼續することを得たが其の後は之れを廢止し、河床變化の一部として (4) に屬せしむることゝした。

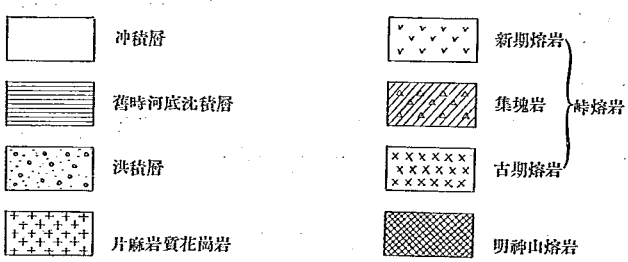
(8) 試錐による地質及辷面の調査

地表に於ける調査のみを以てしては地質構造の眞相竝に辷面の位置を確定し得ざるが爲め試錐によつて之れを明確ならしむることゝした。

(9) 地割箇所の變化の調査

地割の消長竝に變化は今回の如き大規模にして且連續せる地屑が數塊に分れて滑動する





第六圖　地辷地域附近の地質圖

（橫斷圖は第二十二圖に示す。）

場合には相當に重要性を帶びてゐるのみならず、一般に地辷運動の初期に先づ地表に現はれるものであるから時々調査することに定めた。

(10) 滑動地域の地形圖作製

奈良縣地内府縣道附近の地形圖は既に在つたが峠地内に關するものとしては僅かに陸地測量部二萬及二萬五千分の一地形圖があるに過ぎない爲め急速に之れが作製に着手することゝした。

以上の中 (1), (6), (9), (10) は大阪府、(2), (3), (4), (5), (7) は奈良縣に於て行ひ、(8) は其の費用を兩府縣が負擔し大阪府の監督の下に着手した。此の他地質調査に關する事項は本省に於て行ふことゝした。

五 地 質

(1) 地 質

地辷地域及其の附近を構成する地質は次の如くである。

(一) 片麻岩質花崗岩

地辷地域一帶の基盤を構成する岩石にして雁多尾畑及其の南腹、明神山の中腹、藤井の西南方、龜ノ瀨の下流兩岸に露出し、又長尾の北方の小溪にも露はれて居る。此の岩石は黑雲母、石英及長石より成り一見普通の花崗岩と異ならざる構造をなすものもあるが多くのものは片麻構造を有す。トメシヨ山附近及關西線龜ノ瀨西口假驛附近に露出するものには相當に分解して居るものがあり、又土塚山の西方に露出するものは軟質なる砂岩に等しい程度に分解して居るものもあるが一般には相當に堅硬なる地盤をなし、地辷に對しては關係ないものである。

(二) 明神山熔岩 (酸性安山岩)

大和川の南岸明神山及土塚山を構成するもので片麻岩質花崗岩上に直接載積して居る。分布區域は大體南岸に限られて居るが、龜ノ瀨に於て大和川を橫斷して隧道西口附近卽姥ノカケ西方に達して居る。

藤井地内明神神社下の府縣道切取箇所、及土塚山北麓に露はれるものは孰れも暗黑乃至暗綠色を帶び新鮮であるが、龜ノ瀨を形成するものは多少分解して淡灰、褐、紫、黃色等を帶ぶるものが縞狀をなし頁岩に類似する外觀を有して居る。又明神山の北斜面に露出するものは一般に玻璃質に富み其の新鮮なるものは漆黑色を帶びてゐるが分解したものは淡黃

褐色を帶ぶ。明神山頂に露出するものは著しく分解して灰白色を帶びたる凝灰岩狀を呈し、又多量に花崗岩の破片を含む。

本岩は一般にフエルサイト質乃至微晶質にして斑晶に極めて乏しく、僅かに少量の斜長石、古銅輝石及融蝕された角閃石を認むるに過ぎない。石基は極めて微細なる斜長石、石英、斜方輝石、黒雲母、磁鐵鑛等より成り玻璃質を相當に含む箇所もある。斑晶には石英を認めないが其の石基が極めて酸性なる點より見るに石英安山岩に類似した種類に屬すべきものである。

明神山頂附近に露出するものは甚だしく分解して軟質となつて居るが大和川岸に於けるものは總て堅硬質にして今回の地辷には全く關係なく、又地辷の爲めに作用する土壓に對して充分對抗し今日迄の處では何等の變狀も認められない。

(三) 峠熔岩

主として大和川北岸に露出するもので之れを次の3種類に分ける。

(1) 古期熔岩（輝石安山岩）

トメショ山を中心として其の東及東南方の山腹に露出し試錐の結果によれば地辷地域全體の下盤をなし大和川河底に迄達して居る。

本岩は暗灰色を帶びた細粒緻密なる岩石で板狀節理に富み、片麻岩質花崗岩の破片を多量に捕獲して居るものがある、又所によつては赤褐色を帶びた集塊岩質のものもある。試錐の結果現はれたるものは孰れも甚だしく分解して黒褐、淡綠、淡灰綠色等を帶び薄い板狀節理に富む。

本岩も亦斑晶に比較的乏しいが紫蘇輝石及少量の斜長石、普通輝石より成り、石基は斜長石、紫蘇輝石、普通輝石、磁鐵鑛等より成り少量の玻璃質物を含むものもある。又本岩中には往々融蝕された石英を含むものもあるが、之れは花崗岩の破片と同樣に基盤をなす片麻岩質花崗岩より混入したものである。

試錐の結果によれば地辷地域下に於ては本岩は一般に分解して居り其の甚だしいものは頁岩程度の軟質なものとなつてゐるが質の硬軟如何は地辷には關係なく唯此の岩層が一樣に大和川に向つて斜下して居ることが實に此の地辷を起した第一の原因である。

(2) 集塊岩（又は角礫凝灰岩）

地辷地域の北及西方の外周に露出するもので奥井戸より夫婦塚に連る地割竝に以北の斜面、馬ノ背の細長い低地より姥ノカケに亙りて露出し、隧道西口より 80～100m の坑内にて最初龜裂を生じた箇所にも、又西口より以西假驛に至る鐵道工事による切取箇所にも露

はれて居る。又左岸に瘤狀をなして續いてゐる新期熔岩の東側及西側にも露はて居る。

本岩は淡黃灰色を帶びて居るが夫婦塚及ゴカン段附近の地割箇所に在つては其の上表部が灰褐色を帶びた厚さ 1～10 m に及ぶ凝灰質のもので被はれて居る。主に安山岩の破片と火山灰砂とよりなるも、安山岩破片の分布は比較的不規則である。一般に甚だしく分解して灰白乃至淡黃綠色を帶びた粘土質に富むものに變じ、透水性に乏しく、且水を含めば抗剪力に乏しいものとなつて居る。地域內に於て水田に供して得る土地は大體本層の露出する區域に限られて居る、卽第二圖に示す溜池及水田の分布狀態と地質圖を對比すれば此の間の關係が明瞭に認められる。

本層中に片麻岩質花崗岩の塊が混入して居ることが著しい特長である。大さは普通の礫程度のものより徑 10 cm, 又は 1 m に達するものもあり、總べて圓滑なる表面を有するものゝみである。其他の岩種に屬するものゝ存否を確める爲め多量の試料に就き或は現場に於て、或は實驗室にて之れを流水にて淘汰分析を行ふ等の方法に依り檢したが、不注意に見るときには硅岩の如き外觀を有するも實際は分解せし安山岩である等のこともあり、一般に黑雲母、石英等の如き花崗岩より離脫したものは多少含まれてゐるが、之れ以外の岩種に屬するものは何等發見されない。又本層中には安山岩の角礫と圓礫とが混入し且其の分布は不規則なるのみならず層理を呈して居ない點等より推して或は泥流となつて押し流されたものには非ざるかと考へられる。從て角礫凝灰岩とも稱することが出來る。

本層は西半部の地域に於ける辷面となつて居る。其の實證は試錐によつて辷面の位置を調査した時にも露はれたが、又隧道西口より約 80 m の坑內に於て喰違ひを生じた箇所に於ても認められ、次いで姥ノカケにも露はれた。採取したものは多少乾燥してゐたから 20～30% の水分を含有して居る程度に過ぎないが內部には剪斷作用の爲めに生じた條痕が明瞭に認められ、殊に安山岩及花崗岩礫の表面にも亦同樣の條痕があり鏡の如き光澤を有して居るものが多い。

(3)　新期熔岩（輝石安山岩）

峠部落の上表部を構成するもので今回の地辷は實に此の岩層の移動によるものである。地域外にはトメシヨ山頂を中心として之れより東又は南方に延びた山肢の上及佛生堂に露出して居る。河床に於ける分布狀態は試錐の結果、舊隧道口附近を界として上、下流に於て著しい差異のあることが判明した。卽上流なる稻葉山では本岩層の底面が河床より僅かに 10 m 以內の深さにあり且其の南端が切り取られて居るに反し、下流では河床以下に 30 m 以上の厚さを有して居る。卽此處では異狀の深所に迄連亘して居る、又其の續きは

更に河を越えて明神山麓の一部に迄達して居る。

本岩は一層ではなくして其の中に集塊岩層を介在して居る所がある。一般に暗灰色を帶びた緻密堅硬質なる岩石であつて、板狀節理に富み厚さ 1～5 cm の板を積重ねた如き狀態を呈して居る。本岩も亦斑晶に乏しいが紫蘇輝石、普通輝石及斜長石（曹灰長石）より成り、石基は斜長石、輝石、磁鐵鑛及少量の玻璃質物より成つて居る。卽古期熔岩とは組成鑛物分に於て極めて類似して居るから肉眼的には判別が困難である。

姥ノカケ上流の右岸の崖に露出するものは新鮮にして唯板狀節理に沿つて多少分解して居る程度に過ぎないにも拘はらず、峠部落の地表並に井戸に露はれるもの、及試錐の結果に依れば地表附近は甚だしく分解して粗鬆なる土壤と化し、其の厚さ 0.5～2 m あるが、之れより下位にあるものは深さ 10 m 位迄は灰白色を帶びた古瓦狀を呈して居るのみならず相當に大なる間隙を藏して居る。部落の井戸は斯様なる箇所を堀下げ底部に粘土を敷きつめて滲透水を貯溜するに過ぎないから井水は常に白色に混濁して居るものが多い、卽一般の井戸の如く地層内の地下水位に達する迄堀下げたものではない。從つて今回の如き地變に遇へば須臾にして龜裂を生じて漏水するに至つたのである。斯様なる現象は井戸のみに限らず、地域内全般に亘つて居るから、雨水の滲透も以前に比して遙かに容易になつたことは否めない。

板狀節理の狀態を見るに姥ノカケ上流の崖では略々北方に斜下して、恰も明神山より流下した熔岩に現はれて居るが如き狀態を示して居る、又市ケ平と中筋との間の小溪に露出するものは褶曲して居る、斯かる變位は今回生じたものではなく既に存して居たのであつて過去の時代に於ける變動を語るものに他ならない。

南平下の河床及左岸に於て隆起しつつあるものは前述の如くすべて本岩であるが、原河床を構成して居るものは一般に新鮮且堅硬質にして、其の抗壓强度は次の如くである。

節理に直角　1,490 kg/cm²

竝行　1,151　,,

然るに左岸の原の府縣道附近に於て隆起するものは相當に分解し節理面に從つて分解した粘土を多量に挾んで居るから鶴嘴を用ひて容易に掘鑿することが出來る。其の隆起する狀況を見るに前者は側壓を受けつつ上方に押上げられるに過ぎないが、後者には多少褶曲或は壓碎されつつ押し上げられて來るものがある、殊に不動なる明神山肢との境界面に沿つて押し上げられたるものは寫眞第四十五に示す如き狀態を呈した、其の辷面に露はれたものは相當に粘土化して居るが明かに集塊岩層の一部であることが判明した。

(四) 洪積層

長尾の北方に廣く分布し又明神山頂附近にも小區域に露出して居る。又地表に露はれて居るものは一般に硅岩、砂岩、粘板岩の如き古生層岩の礫及花崗岩質砂より成つて居るが、試錐の結果によれば隧道東口附近（第8號）にては新古の峠熔岩の間に凝灰質砂、凝灰質角礫岩及粘土層が介在し、第1號の結果によれば新期熔岩の下に礫又は粘土を含む砂層及粘土層の伏在することが判明した。玆に注意すべきは凝灰質砂層には花崗岩質砂が相當に含有され、同質角礫岩は安山岩の角礫より成り、又試錐第1號に於ける砂及其の中に含まれる礫は孰れも花崗岩質にして古生層の岩石より成る砂礫が發見されないことである。

(五) 冲積層

本層は稻葉山及明神山の麓に堆積し、其の遺跡は長尾の北部、稻葉山上にも見出される、卽此の地域が嘗て海拔 100 m 以上の高さに迄水に被はれた時期があり、當時の沈積物の一部が殘存して居るのである。

主に凝灰質砂、花崗岩質砂、粘土、及礫層より成り、礫層は花崗岩、古生層岩及安山岩礫より成つて居る。長尾及稻葉山上に殘るものはすべて硅岩其他古生層岩礫と安山岩片とである。之等の遺跡が南平、大ヒラキ方面に見出されないこと及稻葉山に於ては隧道東口上及其の附近に殘り然かも之れが現在谷狀をなす地形に沿つて居ること、其他明神山麓に分布する狀態等より推すに地辷地域の西半部は嘗て滑動して大和川を堰止め奈良湖を現出した事變が起つて居らねばならぬといふ感を愈々深くするのである。

(2) 試　錐

試錐は辷面の位置と地下地質の狀態とを明らかならしめる爲めに行つたもので第1及4號はコーアドリルにより、其他のものは總べて徑4～6吋のビットを用ひ上總堀によつた。其の位置及結果は第六圖に示す通りである。

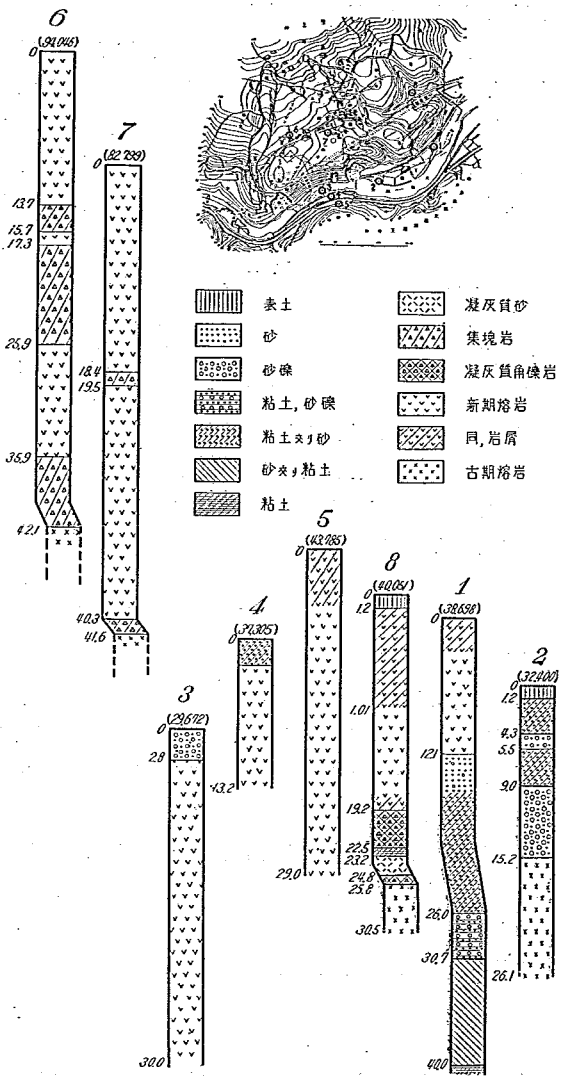
第6號は古井戸を選び3月5日に着手した。始めは安山岩層であつたが二層に分れた集塊岩層に出會つた。此の中間に在る安山岩は或は玉石であるかと思れる。此處では穿孔に何等の異狀をも認めずケーシングを施す要なく更に掘進することが出來た。次の集塊岩に達したるは4月中旬の地辷運動最少となつた時期であつたが、毎日 5 cm 內外の喰違ひを生じたから、晝夜兼行にて掘進せしめて下盤なる安山岩に達し之れを 1 m 掘下げた時を以て終了とした。

第7號も古井戸を選び3月 10 日に着手した。第6號同樣に集塊岩の薄層に遭遇したが異狀を認めず、次の集塊岩層に掘り當てた時が5月下旬の運動愈々旺盛なる時期であつた

から、此處に於ける喰違ひは極めて甚だしく、辛じて下層に達する事が出來た。5月26日にロツドを挿入した儘翌朝迄10時間放置して引上げた結果は寫眞第五十に示す如く甚だしく彎曲されて居た。

第3號は2月23日着手した。當時は水中に高さ1m以上の足場を設けねばならなかつたが次第に隆起して間も無く水面上に出た。岩盤が新鮮であるのみならず、絶大なる側壓を受けて居るから上總堀の如き手段を以てしては甚だしく困難を感じ、4月30日に漸く30mに迄達したが其の位置が工事の支障となる爲め止むなく中止した。掘進中に於ける地盤の隆起は3.8mであつた。

第4號はコーアドリルを用ひ4月19日に



第七圖　試錐に依る地質斷面及辷面の位置

着手したが工事の支障となつて中止した。

第5號は3月3日に着手し、深さ 29 m 迄穿孔した時に工事の支障となつて中止したが、上表部は岩屑に被はれて居るが更らに深所に至れば堅硬質なる新期峠熔岩であること竝に隆起區域に接した外側であるにも拘らず側壓の影響を受けないことが判明した。

第8號は4月 22 日に着手したが凝灰質角礫岩、及粘土層を經て凝灰質砂層に達した時より喰違ひを起こし、下位の古期安山岩に達した頃には喰違ひ著しくなり、止むなく地下 25m 迄ケーシングを施したが其の先端が間もなく屈曲した爲め掘進不可能となつた。併し下盤の安山岩が甚だしく分解した軟質のものであつたから約 5 m 穿孔することが出來た。

第1號は5月6日にコーアドリルを用ひて着手したが、灰綠色を帶びた粘土交り砂層に於て喰違ひを生じ辛じて 40 m 迄達した時掘進不能となつて中止した。試料はすべて水洗されたものであるから粘土の含有量が全然不明であるが砂は花崗岩及安山岩質であるから第8號の凝灰質砂層の續きと考へられる。

第2號は2月23日着手し、最初は沖積層中を掘進し、次いで古期峠熔岩に達し之れを 10 m 穿孔したが地辷の影響圈外に在ることが判明したのみならず他の地點に於ける調査の急なるを感じて中止した。

六 地辷運動

(1) 調査方法

峠地内の移動觀測は2月5日より着手し特別なる場合以外は4日毎に行つた。

測點は第七圖に示す如く南北4線、東西3線を設け其の交る所に 10 點又別に大ヒラキ及南平に各1點合計12點を設け、更に南平及稻葉の南端崖上にも (R_6), (R_9) 測點を設け孰れも不動點を地域外數百米の地點に置いて見透法に據つて觀測した。此の方法には長所もあるが觀測の際相當多數の人員を要し且測點を任意の箇所に多數設け得ない缺點を有するから、今後斯樣なる觀測を行ふ場合には精密なる器械を用ひて三角測量に據るが便利であると考へられる。

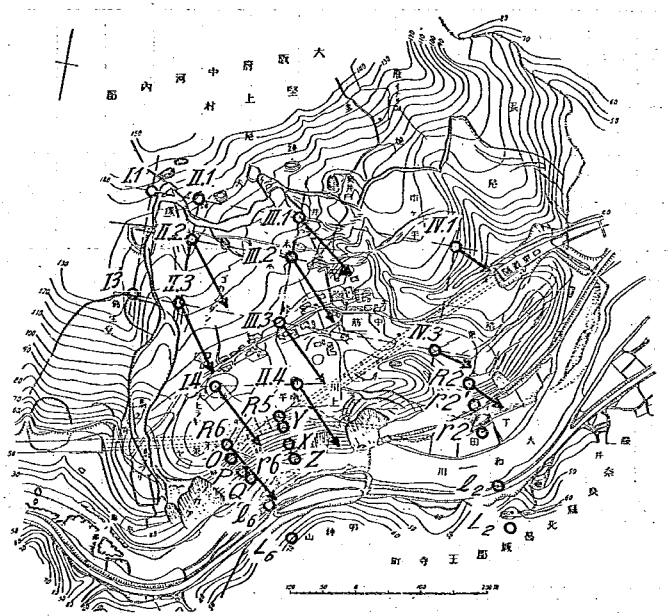
5 月に入つて更に南平及オ茶ヤに (X), (Y), (Z), (O), (P), (Q) の6點を增設し三角測量によつて觀測を始めた。

(2) 移動方向

觀測の結果各點の示した大體の移動方向は第八圖に示す如くである。觀測開始以來6月末に至る迄常に一定方向を示すものもあるが、多少方向を變へたものもある。第九圖は其

の方向の變化を示したものである。但方向は觀測開始當初に於ける點よりの偏りを示す。

一般に山上に於ては西部なる夫婦塚及ゴカン段 (*II*. 2), (*II*. 3) が約 S36°E に向ひ、之れより東方に至るに從ひ (*III*. 2), (*III*. 3), (*III*. 1) の順序にて漸次東方に偏向する傾向を示し、又市ヶ平、稻葉の如きは甚だしく東向きに移動して居る。河岸附近に於ては南平 (*II*. 4), (*V*) が最も南方に向ひ、之れより西方姥ノカケに至るに從ひ次第に東方に偏よる傾向を示し夫婦塚、井戸ノ本附近に於けるとは全く反對である。

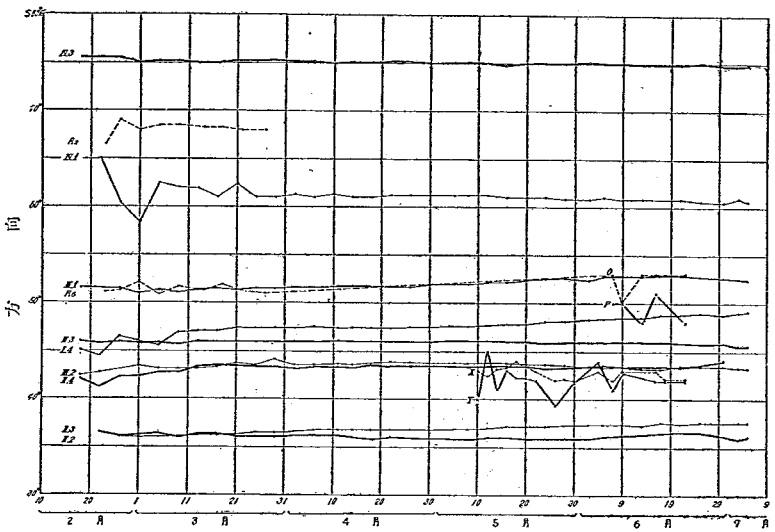


第 八 圖　移動觀測點の位置及移動方向

2 月以來 6 月末に至る間に於いて移動方向が終始一貫せるものは稻葉 (*IV*. 3) ゴカン段 (*II*. 3) 及 (*III*. 3) にして、稻葉の (*R*. 2), 市ヶ平 (*IV*. 1) の如きは 2, 3 月は稍不定であつたが以後一定した、其の他のものは 2 月以來多少東方に漸偏する傾向を示して居る。然るに (*III*. 1), (*III*. 2) は孰れも 2 月以來漸次東偏してゐたが 5 月以後より南偏して始めの方向に復するが如き傾向を示すに至つた。

斯様なる移動方向の變化と、地表に現れたる各種の變動とを綜合するに滑動する地層は

數塊に分れて居ることが判る、卽奥井戸より舊隧道口に至る略々南北線を界となし之れより以西の地塊が地辷の本源であり、以東の地塊の中稻葉山が最初之れに對抗して居たが、終に移動し始むるに至り、市ケ平及長尾の滑動を誘發せしめたのである。南平附近は稻葉山に最も近接するが爲めに其の移動が多少阻止せらるるに反し、大ヒラキ及オ茶ヤ附近は最西端に在り且辷面は此處では淺所に在るから最も自由に移動し得る位置を占めて居る。河床に於ける隆起の發端が姥ノカケ下に現はれたのも之れが爲めである。5, 6月の再活動



第 九 圖　　測點の示した移動方向の變化

(*IV*. 1) は3月末迄は方向が稍々不定であつたが以後一定し、(*IV*. 3) も亦後に一定してゐる。(*I*. 4), (*II*. 2), (*II*. 4) は移動が增加するに從つて東偏してゐる。(*O*), (*P*), (*X*), (*Y*) は三角法に據つて求めた各觀測毎の方位の變化を示す。

期に入り夫婦塚より南東方中筋に向ふ線を境として井戸ノ本がゴカン段より分離した爲め (*III*. 1), (*III*. 2) の各點は後述の如く著しく移動量を減じたのみならず移動方向に於ても亦從來の傾向を變ずるに至つたのである。

(3) 水平移動

地辷運動の盛衰は水平移動量の變化によつて最も明瞭且簡單に認められる。第十圖は其の總量、第十一圖は1日當りの移動量の變化及降雨量を示す。但1日當りの移動量は2～4

日毎に行ふ觀測結果の平均値で表はしたから微細なる變化は不明である。

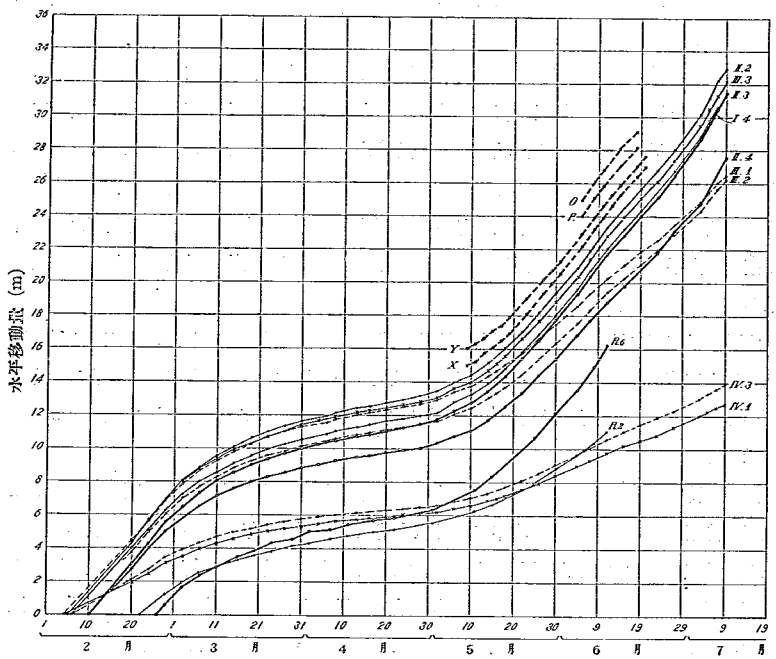
水平移動は3月下旬より5月始め迄の間は僅少であつたが以後激増した爲め、移動總量は觀測開始以來7月9日迄に最大 33 m (*II*. 2 測點) といふ驚くべき量に達して居る。併し圖に於て明かである通り水平移動量は東部地域なる市ケ平 (*IV*. *1*) 及稻葉 (*IV*. 3) と西部地域とにては極めて顯著なる差異を示して居る、卽前者の移動量は常に後者の約 1/2 に當るに過ぎない。

移動量の增減は一般に同一步調をとつて居ることが首肯される。唯 (*III*. 1) 及 (*III*. 2) の2點は5月初旬以後卽運動が再び旺盛となり始めた時より是等の列外に出でて其の速さを減少した。從つて井戶ノ本區域がゴカン段區域より分離したるは5月より以前であるべき筈なるも 3, 4 月中は減速期であるが爲め其の時期は明瞭でない。斯樣に移動地塊にも分裂を起した爲め地辷運動の本源と考へられる區域は次第に減少し、ゴカン段、大ヒラキ、オ茶ヤ、南平を含む三角形の區域となつた。前揭の第三圖は之等の區域の分裂した狀態を示したものである。

水平移動速度を見るに一般の傾向は總量に就いて述べた通りなるも、2 月 20 日頃に於ける最大速度は 1 日 35 cm (京都帝大松山敎授の觀測結果によれば 41 cm を示した箇所がある) であつたが再活動期に入り6月4日頃には 37 cm, 7月4日頃には實に 51 cm を示して居る。

速度と降雨量とを對照して見るに密接なる關係を有する事が判る。3 月中には 18 mm 以下の降雨が 11 回あつたが昨年 11 月以來晴天が續き且例年にない溫暖なる氣候であつたから地表は非常なる乾燥狀態に在つた、從つて僅少なる降雨の影響は僅か地表を濕ほす程度に過ぎなかつたのみならず、3 月中は減速狀態に在つたから降雨の影響を受くるに至らなをかつた。4 月に入つて速度は略々一定し且つ僅かに 5 cm 以下に過ぎない狀態となつた時に雨天が續いた。雨量は孰れも 20 mm 以下ではあるが 12日～30 日間に晴又は曇天は僅か5日に過ぎない有樣であるから其の影響は同月 25 日頃より速度の增加となつて現はれ、以後降雨毎に增加したが6月初めには減速狀態に移る傾向となつたに拘はらず、同月始め3日間相當に多量の降雨があつた爲め急激なる增加を示した。以後晴天となり速度も減少の傾向となつた時偶々 16 日に降雨があつて其の減少を妨げ、次いで 21 日の降雨の爲め更に增加し始め、7 月 1～3 日に至る大雨 (總計 102.9 mm) に見舞はれて 51 cm を越ゆるが如き記錄を示すに至つた、然し斯樣なる影響は晴天が續けば漸減するから以後急速に減少し7月下旬には 12 cm 以下となつた。降雨による影響に對して最も敏感なる

はゴカン段 (*II*. 3), 大ヒラキ (*I*. 4) 及オ茶ヤ (0), (*P*) である。而して夫婦塚 (*II*. 2) は移動量が最大であるが其の動き方の變化を見るに前記の諸點に稍々遲れて居る。之等の諸事實を綜合するに移動方向の項に於て述べた如く地辷の本源がゴカン段の南方より大ヒラキ及オ茶ヤ附近を包含する地域に在ることが愈々明瞭に認められるのである。

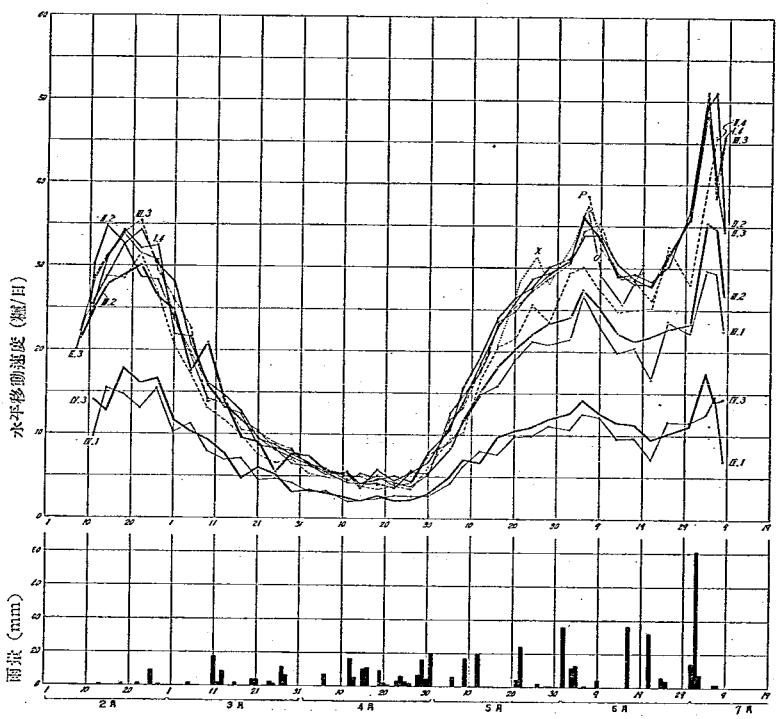


第 十 圖　　水平移動量

各測點の移動量の增減は一般に一定してゐるが、5 月以後井戸ノ本の (*III*. 1), (*III*. 2) は共に移動量を減少した。

以上述べた觀測結果より見るに水平移動速度は降雨量の影響を受けて著しく增加することに對しては疑を差しはさむ余地を認めない。殊に 6 月中旬に於て 1 日約 1.5 cm の割合にて減速しつつあつたとき、16 日の降雨 (36.5 mm) の爲め等速度狀態となつた事實より其の影響の程度も略々推測し得るのである。又此の減速の原因が單に晴天の爲めのみならず河床及對岸地盤の隆起による抵抗土壓の增加に在るものと考へる人があるかも知れぬが、

當時に在つても隆起箇所の掘鑿を常に繼續しつつあり、然かも其の量は隆起量に比し毎日平均 100 m³ 位超過する狀態であつた、從つて斯樣なる場合にも晴天が續けば速度の減少を當然期待し得るのである。



第十一圖　水平移動速度の變化及降雨量

水平移動速度が降雨の影響を受けて著しく增加してゐる。4 月中旬から 5 月上旬に至る間の十數日に亘る降雨、6 月上旬及 7 月上旬に於ける降雨の影響は最も顯著に現はれてゐる。7 月 9 日以後は降雨なき爲め同月末には最高速度 12 cm 以下となつた。

(4)　垂直移動（沈降）

地辷地域上に設けた各測點の垂直方向の移動は總べて沈降となつて現はれた、其の主な

るものを摘記すれば第一表に示す通りである。卽觀測開始の時日には 1～6 日の差があつて一定してゐないが、此の相違を無視すれば、觀測開始以來今日迄垂直方向に於ける沈降

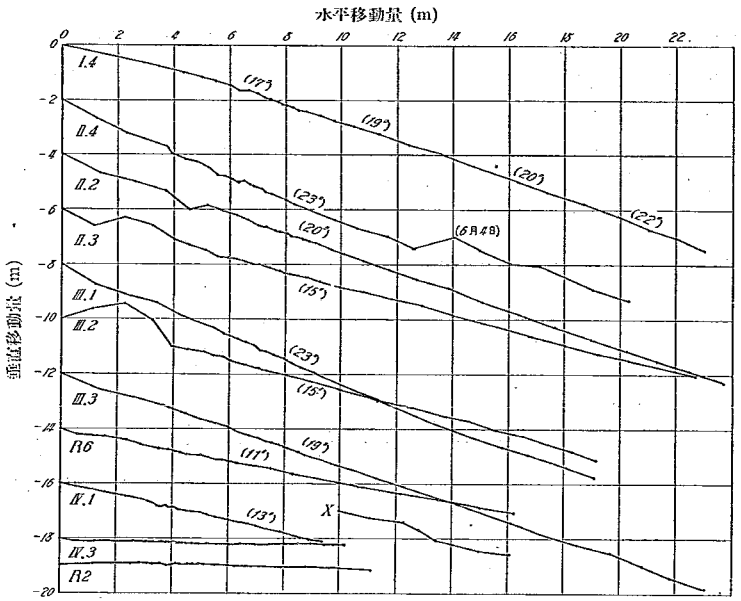
第 一 表　垂直移動量 (m)

測點	觀測開始月日	2 月 20 日	3 月 19 日	4 月 20 日	5 月 22 日	6 月 19 日	7 月 9 日
I. 4	2,10	0.301	1.771	2.480	3.917	6.930	9.536
II. 2	2,5	1.142	3.359	4.142	5.693	8.647	10.991
II. 3	2,6	0.847	2.560	3.033	4.113	6.373	8.115
II. 4	2,10	0.304	2.794	3.490	4.995	6.866	8.929
III. 1	2,4	1.045	3.560	4.473	6.042	8.222	9.508
III. 2	2,5	0.740	2.069	2.586	3.492	5.297	6.706
III. 3	2,6	0.986	2.942	3.688	6.095	7.980	10.407
IV. 1	2,4	0.296	0.883	1.152	1.520	2.220	2.758
IV. 3	2,6	0.067	0.124	0.827	0.229	0.283	0.386

量の多大なるは夫婦塚に於ける (*II.* 2) であつて、7月 9 日には既に約 11 m に及んだ。井戸ノ本に於ける (*III.* 1), (*III.* 2) の沈降量は水平方向に於けると同様に 4 月以後漸減した。又市ヶ平 (*IV.* 1) 稻葉 (*IV.* 3), (*R.* 2) を除く西半部に在る諸點に於ける變化は水平移動の場合と同樣に略々一定して居る。卽 (*II.* 2) に次いで沈降量の大なるは (*III.* 3), (*III.* 1), (*I.* 4) で其の他 (*II.* 3), (*II.* 4) は稍々少ない。就中 (*I.* 4) は 5 月以後著しく降下して居る。之れに反し市ヶ平及稻葉に於ける移動は極めて少量で殊に稻葉の如きは 7 月 9 日に至るも僅かに 38 cm の沈降を示してゐるに過ぎない。

水平及垂直移動量より求めた各點の移動俯角の變化を示せば第十二圖の如くになる。但各移動量は 2 月 20 日に於ける位置を基標とし之れに對する移動量の累計に據つたもので、6 月 27 日の觀測結果迄を表はしたものである。先ず西半部のものに就いて見るに 2 月下旬には (*II.* 3), (*III.* 2) の如きは相當に隆起し、又 (*II.* 2) にも異狀の沈降を示したことがあるも、其後は大體一定の俯角を持續して居るものもあり、又は多少變化したものでも (*II.* 4) の如く 5 月 30日～6 月 4 日の間に突發的隆起を示したものを除けば、孰れも漸移的に變化して居る。俯角の常に一定せるものは夫婦塚 (*II.* 2) ゴカン段 (*II.* 3), (*III.* 3) である。南平 (*II.* 4) では前記の如き突發的隆起を見たが其の前後に於ける俯角は一定して居る。卽 6 月 1 日前後に於ける異變は表面的であつて地層の全般的移動には無關係なるものである。俯角の減少が認められるものは井戸の本 (*III.* 1) 及オ茶ヤの崖上 (*R.* 6) であ

る。前者は分裂した地塊上に在るから之れが減少するのも或は當然であるが、後者 (*R*. 6) が6月初旬以來極めて僅少な即 1～2 度に過ぎない程度であるが俯角を減少する傾向を示した。其の始りは原位置より水平方向に約 13 m 移動した時である。



第十二圖　滑動地域に於ける測點の移動俯角

2 月 20日～6 月 27 日間に於けるものを示す。各曲線が一般に圓滑であるのは地表に著しい變化のない爲めである。3 月中旬迄は相當の變動を示すものもあるが、以後は一般に一定してゐる。唯大ヒラキ (*I*. 4) の俯角が著しく增加してゐるのが眼立つてゐる。

俯角の增加したものには大ヒラキ (*I*. 4) 及井戸ノ本 (*III*. 2) がある。大ヒラキ (*I*. 4) の俯角の變化を示せば次の如くである。

	2 月中旬	3 月	4 月	5 月	6 月
俯角	12°	17°	19°	20°	22°

即滑動し行くに從つて次第に俯角を增加し水平移動量 22 m の間に 10° を增加したのである。之れが解釋には種々あるが、地形上其の北方に低地があるから、地表に於ける變化の影響とすれば 6 月 4 日 (*II*. 4) に現はれた樣な、或は 2 月中に (*II*. 3), (*III*. 2) に現はれ

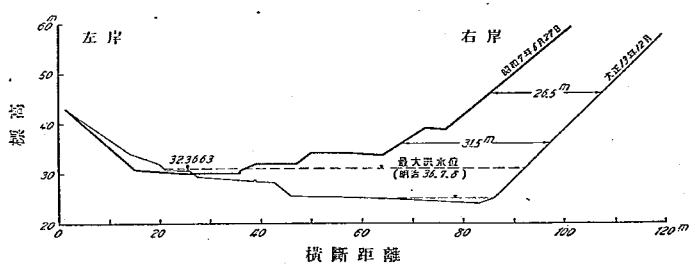
た様な上方に向ふ稍々急激な變化を呈すべきである様に考へられる。又測點の北方に當り新らたに地割を生ずる前提とすれば (*III*. 1) に於ける様な俯角の減少となるのが普通である。斯様に考へ來れば大ヒラキに於ける俯角の逐次的增加は辷面の狀態を示すものと考へた方が至當ではなからうか。又河床に於ける試推第3號の結果が 30 m に至るも依然として安山岩層の連續であつたことと對照して考へれば、河床に於ける辷面が普通に考へる程度以上の深所に潛在する點に於ても亦符合するのである。井戸ノ本 (*III*. 2) に於ける俯角の增加は分裂した地層の周緣的移動と考へればよい。

次に東半部に於ける市ヶ平 (*IV*. 1) の俯角は4月以後約1度增加して 13 度になつた。稻葉山に於ては (*R*. 2) は最初の間隙起し、4 月以後沈降するに至つたが、俯角は 1～2 度に過ぎない、又 (*IV*. 3) に於ても僅か 1～2 度に過ぎず、孰れも實際上水平方向にのみ移動したものと考へて差支へない程度である。

七　大和川筋斷面及河床の變化

(1)　大和川筋斷面の變化

嘗て大正 13 年 12 月內務省に於て行つた大和川筋測量杭が姥ノカケの上流に殘存してゐるのを發見して6月 27 日に實測した結果を當時のものと對比すれば第十三圖に示すが



第十三圖　　大和川橫斷面の變化

大正 13 年 12 月內務省にて實測した位置に於て本年 6 月 27 日再測定を行ひ、兩者を比較したものである。觀測位置は第十五圖に示す。

如きものとなる。卽右岸の移動量は中腹に於て 26.5 m, 崖脚部に於て 31.5 m に及び、現河道は在來の道路の位置に移動した。又觀測斷面に於て今回實測した結果を圖示すれば第十四及第十五圖の如くになる。

左右兩岸に於ける移動觀測の結果次の事實が明瞭となつた。但上流部に於ける變化は既述の通りであるから玆には下流部に就いてのみ述べるものとす。

(1) 左岸明神山肢は測點 (L_2), (L_4), (L_6) に就いて觀測した結果水平及垂直方向共に移動を認めない。

(2) 右岸の崖に設けた (X), (Y), (Z), (O), (P), (Q) 各測點の移動する方向は舊隧道口より姥ノカケに至るに從ひ南より東方に偏する角度を增加して居る。

(3) 右岸の崖に於ける各測點の水平移動速度は大ヒラキ (I. 4) 及ゴカン段 (II. 3) に於けると同等である。

(4) 右岸に於ける各測點の示す俯角は第二十二圖に示すが如く崖の頂端より下方に至るに從つて減少して居る。此の原因は二樣に考へられる。一は辷面が此の附近に於て彎曲して居ることであり、他は左右兩岸の間に夾在する地層が側壓を受けつゝ隆起するから右岸の滑動し來る方向に向ふ水平反力の爲めに起こる表面的影響である。地辷前に於ける崖面は略々平面であつたが蹠脚部が次第に階段狀をなして移動地帶より分離する傾向を帶びて居るから後者の考へ方を無下に排する事は出來ない。

(2) 道路及河床の變化

1 月以來 6 月 1 日に至る間の隆起量は實に 164,733 m³ に達し、其の內掘鑿除去した量は 90,503 m³ である。

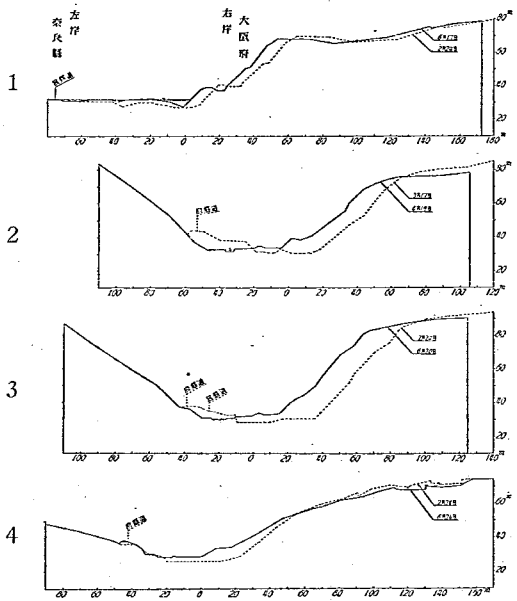
道路及河床に於ける各測點の隆起した高さは第十六圖に示す如くである。卽道路に於ける隆起高が最大であつて右岸に至る程減少してゐる。

新道の隆起は第十七圖に示す如く No. 4 測點が最大である。又 No. 4 測點の隆起速度の變化を示せば第十八圖の如くである。卽大體の傾向では隆起速度は水平移動速度に應じて變つて居るが仔細に之れを檢するに隆起高の多大であつた翌日は必ず僅少であることが特に著しい現象として認められる。舊道に於ても亦之れと全く同樣のことが認められるが、5 月になつて當時掘鑿中の箇所で原の道路の位置と思はれる附近に新點を設けて觀測した結果によれば斯樣な著しい每日の變動なく、略同量の隆起を示して居る。次に水平移動量と隆起高とより測點の移動する仰角を示せば第十九圖の如くである。(I. 6) は左岸舊道路上に設けたものであるから仰角は最大で河床中央の (C. 5) は之れに次ぎ、右岸の (r. 5), (r. 6) は最小である。

(3) 水平移動と隆起との關係

各月を 3 旬に區分し、各旬に於ける水平移動距離に對する隆起高の割合の變化を示せば

第二十圖の如くになる。但水平移動距離は前述の如く隆起地域に向ふ滑動運動を代表するものとして大ヒラキ (*I*. 4) のものを採つた。測點 (4) は新道上に設けたもの、(*C*. 4), (*C*. 5) は河床縱斷の變化を觀測する爲めに 2 月 10 日に設置したものであるが 4 月より河床掘鑿工事の爲めに廢止した。(*r*. 6), (*r*. 5) は何れも右岸に設けたものにして嘗ては斷崖の一部として河床に近接してゐたが次第に滑動する地體より脫離して河床と共に隆起したものである。(13), (14), (15), (17) は孰れも 5 月以降新設したる測點であつて其の中 (15) は嘗て

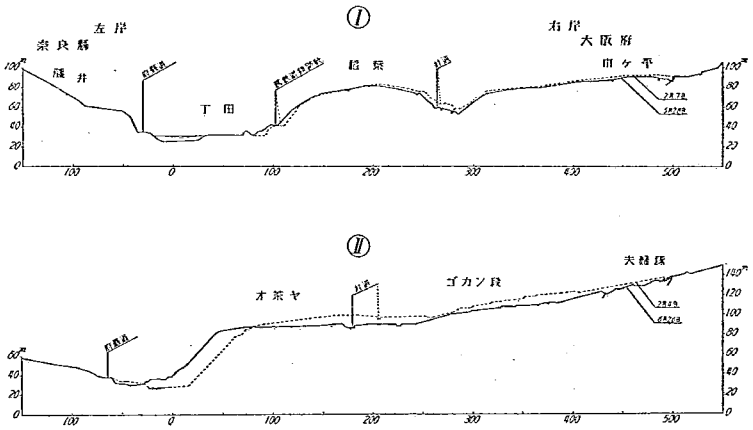


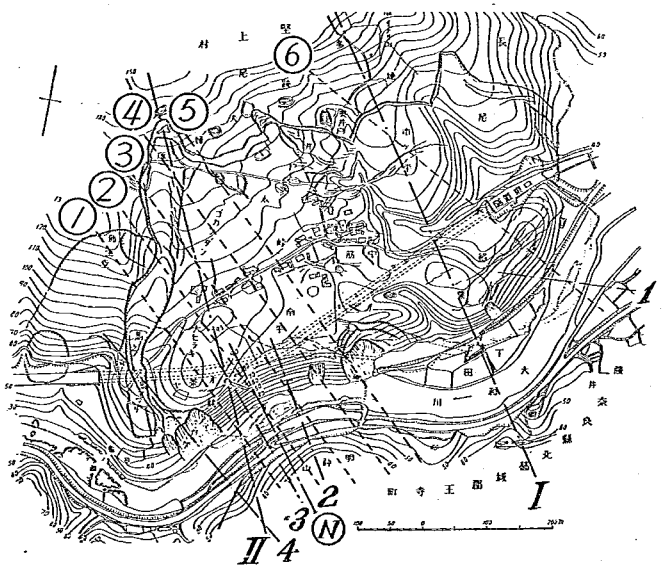
第十四圖　　大和川筋橫斷面の變化

府縣道上に設けたる (4) 杭の位置に略々近接し且工事上支障なき位置を選んで設けたものである。(*C*. 3), (*C*. 3′) は稻葉山に押されて隆起するのであるから水平移動距離は (*IV*. 3) による。水平移動距離と隆起高との比を見るに一般に次の事が認められる。

(1)　右岸より左岸に至る程隆起は大となる。

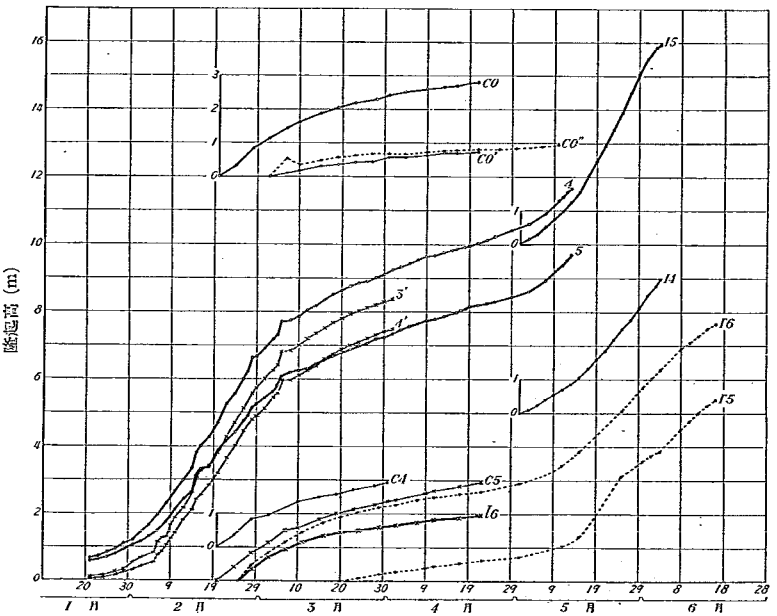
(2)　水平移動に對する隆起の割合は時日と共に變つてゐる。5 月上旬迄の間に於ては大體 10 日間隔を以て增減の變化を反復してゐる。

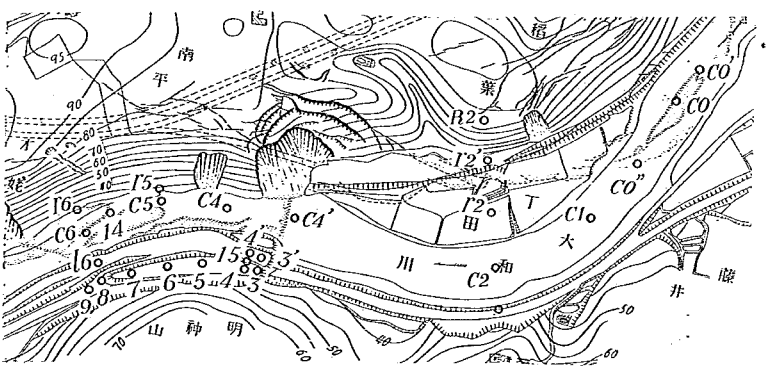




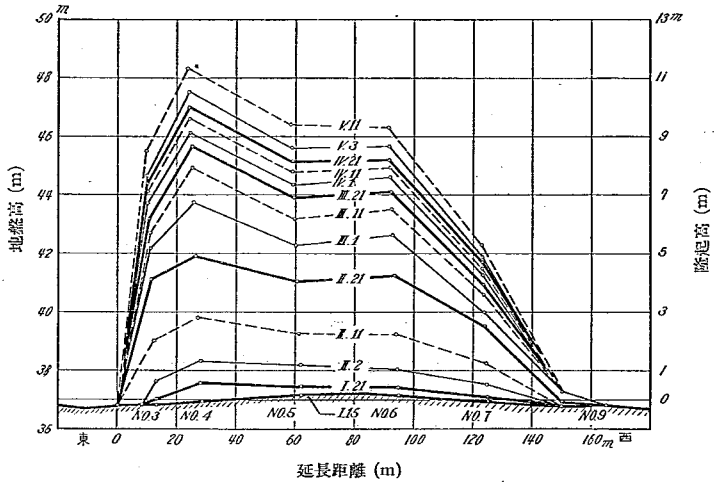
第十五圖　地辷地域横斷面の變化

平面圖に示す 1, 2, 3, 4, *I*, *II* は横斷面の變化を觀測した位置、(*N*) は第十三圖に示す横斷比較箇所、又 (1)~(6) は第二十二圖に示す横斷位置である。

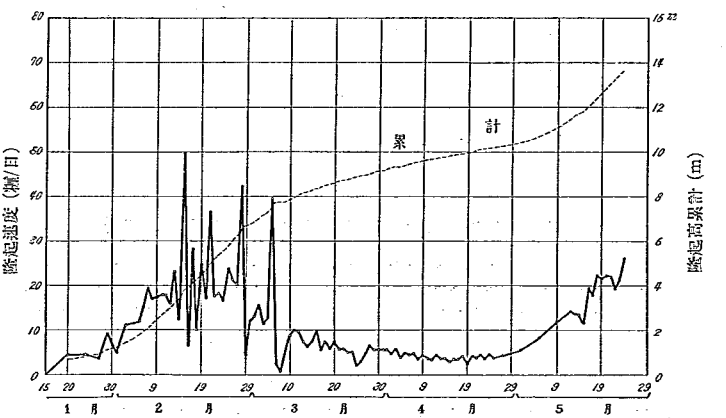




第十六圖　河床及道路の隆起高

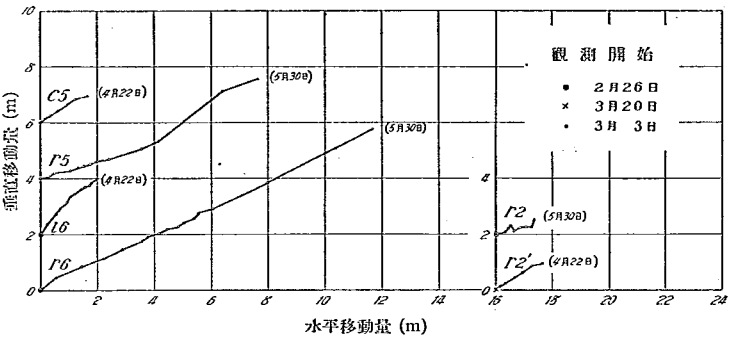


第十七圖　府縣道奈良大阪線路面の隆起

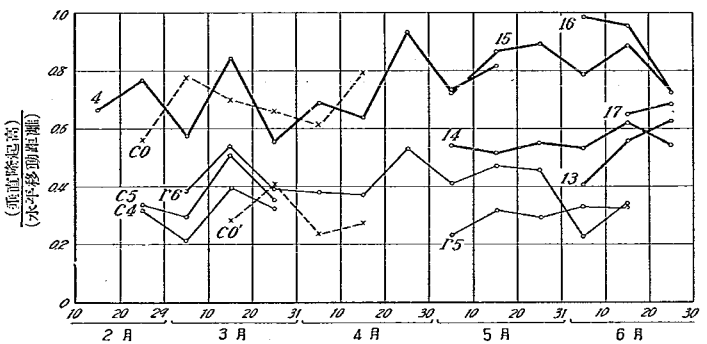


第十八圖　府縣道奈良大阪線路面の隆起速度及累計

第十七圖の No. 4 測點に於けるものを示す。



第十九圖　　隆起地域に於ける測點の移動仰角



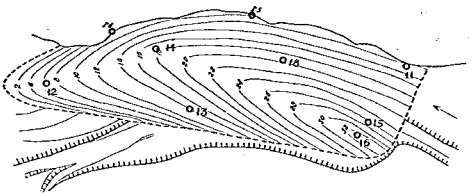
第二十圖　　右岸の水平移動距離に對する河床隆起高の變化

各月を3分し、各期間内に於ける割合の變化を示したもので、右岸より左岸に至る程隆起高の割合が大きい。殊に道路上の測點 (4), (15) の如きは 5 月に於て最大の隆起を示したが其の後漸減する傾向がある。之れに反し (13), (17) の各點は次第に隆起を增す傾向がある。

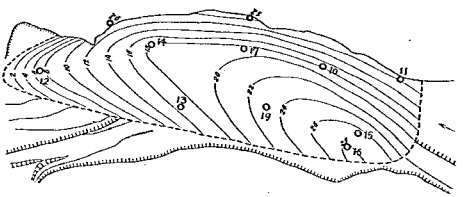
(3)　一般に 5 月中に於ける隆起高は水平移動距離に對して稍々規則正しい比を示すかの如くに觀察される。

(4)　從來隆起の最も甚だしい箇所は左岸の東端部であつたが 6 月に入つてから次第に西方へ移動した。

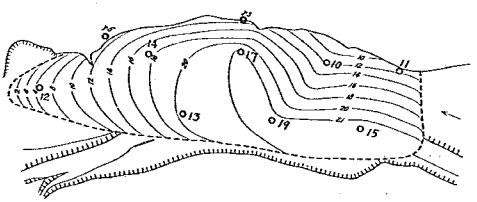
6 月中に於ける隆起を更に詳細に觀測する爲測點を增設し毎日の隆起高を觀測した結果を上、中、下 3 旬に分けて示したるものが第二十一圖である。最大隆起箇所は從來の地域の左岸東端附近に限られて居り、6 月上旬に於ては (15), (16) の如きは驚くべき割合を以



6 月 1 日～6 月 10 日



6 月 11 日～6 月 20 日



6 月 21 日～6 月 30 日

第二十一圖　南平の南方河床及左岸に於ける隆起高及隆起箇所の變化

等高線は 1 日當り隆起高 (cm) を示す。

	隆起面積 (m^2)	隆起量 (m^3)
6 月 1～10 日	14100	2332
11～20	14030	2360
21～30	14350	2451

て隆起し、下旬には著しく減少したに反し、(13), (17) の如きは其の割合を增加するに至つた。從つて平面圖に示す等隆起線は相當に變化した。然るに (14) は 5 月以來依然として一定の割合を以て隆起して居るのは注目を要するのである。

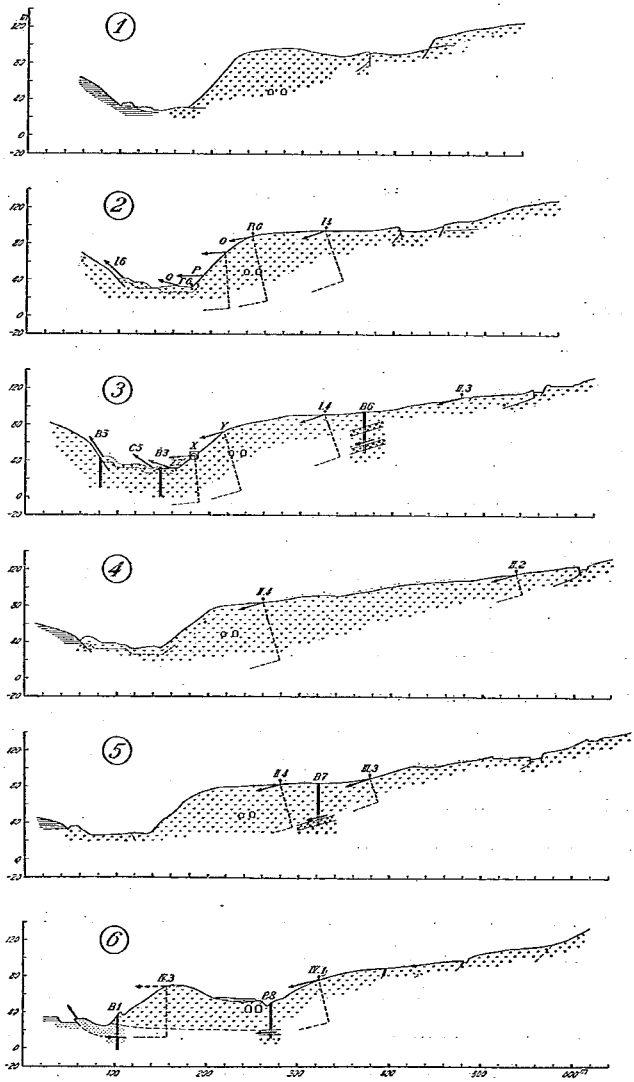
斯様に隆起量の最大なる箇所に變動を生じた原因としては畢竟此の地域に在る地層内の抵抗力の變化に基づくものと考へざるを得ない。卽河床を構成してゐる安山岩層内には軟質部分もあり、又同層の下位には軟弱地層が伏在して居て、之等が地辷作用に對する抵抗力に乏しい部分或は地層となつてゐるが、隆起が或る程度迄進み、抵抗力に富む地層のみが殘る様になれば、必然的結果として隆起を生ずる作用も衰へ、惹いては地辷運動も靜止に向ふべきであると信じてゐる。併し斯かる狀態に到達する時期を豫斷することは出來ない。從つて河水の流下を1日も忽せになし得ない事情の下に於ける應急對策としては隆起箇所の掘鑿除去竝に河積の擴張を行つて洪水時に備へるか、或は之れと同時に隆起地域外に新河道を急設する以外には適當なる方法なく、幸にして上記の如き狀態に到達すれば工事の遂行も容易となるのみならず、地方人心の不安を輕減し得るのであるから、斯かる狀態に到達する時期の1日も速かであるのを期待して居るのである。

八 地 辷 面

地辷面の位置及形狀を正確に決定することが出來れば地辷の實相も判明し、惹いては對策を講究する鍵ともなるべきものである。試錐は此の辷面の位置を測定する爲に行つたものである。既述の如く工事の都合上未だ充分に之れを遂行することが出來ない狀態に在るが既に第 1, 6, 7, 8 號によつて該地點に於ける辷面の位置を決定することが出來たのみならず、辷面となつて居る地層は豫め地表に於て調査した地質狀態より推定したものと全く合致して居ることが判明した。

地表に於ける移動狀態の觀測結果によれば各測點の移動俯角は既に詳述した如く一般に急變することなく且つ大體に於て一定して居ると考へて差支へないものが多い。

試錐の結果明瞭となつた辷面の位置と大地割とを連ねた線の延長上に各測點の俯角を示す線を畫けば第二十二圖に示す如く、恰も辷面の位置及形狀を思はしめる様なものが出來る。卽各斷面に於て認められる如く總ての測點の示す俯角は孰れも單に地表に於ける變動を示すに過ぎないものとなすには餘りに深甚なる意味を有して居る。之等が確かに辷面の位置を暗示するか否かは工事の都合上中止した河床に於ける試錐を更に行つた後に於て判明する筈であるが、第6橫斷に示す如く市ヶ平及稻葉山の移動と、河床の隆起との關係は既に明確である點竝びに地質調査の結果より考へれば其の他の斷面に於ける辷面も亦大體本圖に示す如き位置及狀態に在るものとして大なる誤謬のないことを信ずる。



第二十二圖　試錐の結果判明した辷面の位置、地質及及移動俯角を示す。

橫斷面は第十五圖（31 頁）に示す如く（1)~(5) は S45°E，(6) は S60°E の方向のものである。(6) に於ては辷面の深さ、地質、稻葉の移動俯角及河床の隆起より辷面の位置及形狀を確認することが出來る。試錐結果の詳細は第七圖に示す。

九　原因に關する考察

地辷の原因を素因と促因及誘因に區別して考へるのが至當であるが今回の問題は相當に複雜性を有し且つ未だ調査不充分であるから之れを明細に區別して擧げ得るには至らない。併し原因として明らかに指摘し得るもの及原因の考察上參考となるべき事項を記せば次の如くである。

(1) **地質構造**　安山岩熔岩が2期に分れて流出し、其の間に集塊岩又は凝灰質岩層を介在し且之等の層が大和川に向つて傾斜して居る狀態に在ることが本質的原因である。集塊岩及凝灰質岩層が長年月に亘り水を含む時は分解して粘土質物に變じ、抗剪力に乏しいものとなる。

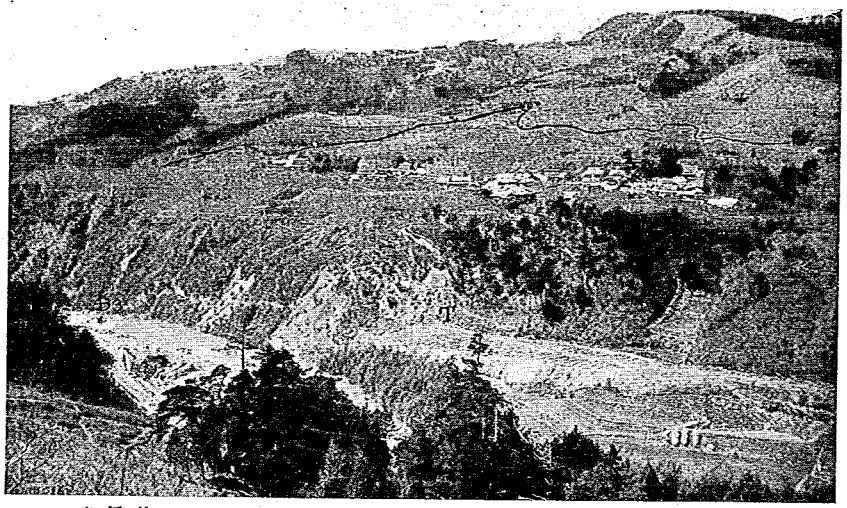
(2) **大和川**　大和川が地辷地域の南方に在り且峽谷をなすことが地質構造と同時に考へられる原因である。今回隆起した河床は姥ノカケより下流龜ノ瀨に至る間の河床に露出する明神山熔岩の爲めに保護されて其の浸蝕作用を旺くするに至らなかつたが、此の附近では河床勾配が相當急變して居るから若し姥ノカケより下流の河床が上記の如きものでなかつた場合には此の地辷は既に過去の時代に起つてゐた筈である。

(3) **開墾**　滑動する地層は安山岩であるが、節理に富み且相當に分解して古瓦を積み重ねた如き狀態に在るから、地表に降下した雨水は極めて容易に滲透するのである。從つて斯樣な所の地表は其の保安上に於ても雨水の滲透量を成る可く輕少ならしめる必要あるにも拘はらず、地表を開墾して其の 63.7% を畑となし又地割附近を水田及溜池となしたことは地辷面に於ける地層の抵抗力の減少を促進せしめたものとして否定することが出來ない。殊に4月以來の滑動が降雨の影響を著しく受けた事實は以上の關係を雄辯に物語るものである。

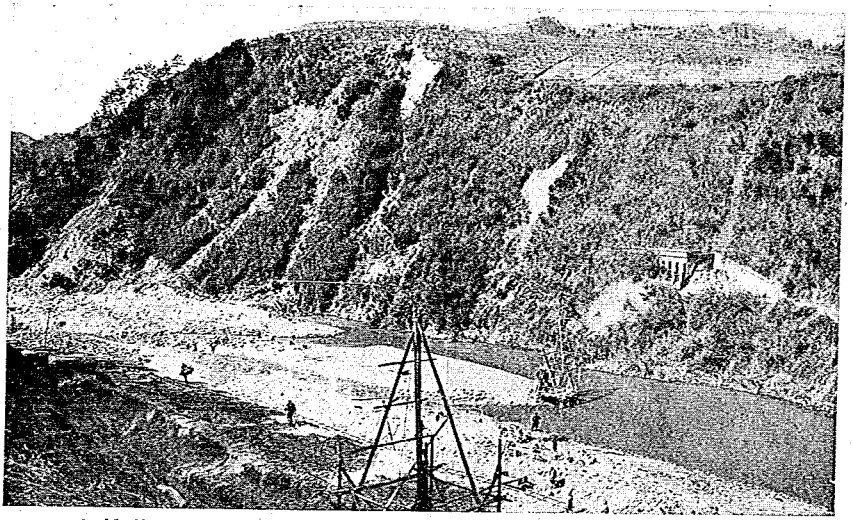
(4) **地辷の前徴**　地辷の前徴とも考へられる事實は既に明治 20 年大阪鐵道株式會社が現在の龜ノ瀨隧道西口附近の位置より南平下の崖に至る間に隧道を設けた時に現はれ、其の竣工後間もなく變形して使用に堪へず、23 年新たに丁田に出る線を掘鑿し後關西鐵道株式會社を經て明治 41 年國有となり大正 11 年迄使用したが、複線工事の時其の東口附近を廢棄して現在の東口に至る新線に改めて之れを下り線としたのである。廢棄した箇所は大和農園菌類栽培所となつて居たが煉瓦捲き拱部及側壁には既に古い龜裂が相當に在つた。

斯様な事實は此の地域が既に 45 年以上の前より局所的に不安定な狀態に在つた事を證するもので、之れが全般的の滑動となつて現はれたのが今回のものである。

(5) **過去に於ける地辷**　既に記述した様に滑動する安山岩地層中に在る節理の方向、褶曲、稻葉附近の地表に殘存する礫及沖積層等より、此の地域は嘗て過去の地質時代に地辷をなし、海抜 100 m 以上の高さに迄水中に沒入したことが推定せられるのである。從つて此の地域に於ける地辷は宿命的であつて、今回の滑動が幸にして靜止するとしても因つて起る本源を之の儘に放置するに於ては僅か一時的停止現象に過ぎないものと推測されるのである。

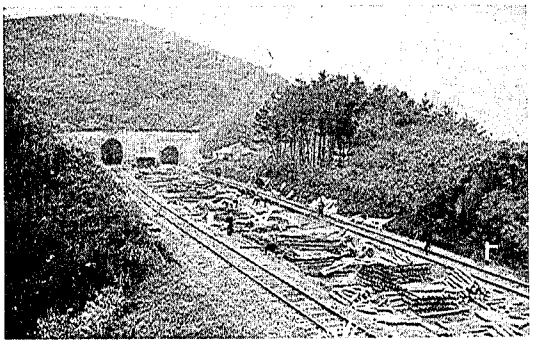


寫眞第一　大和川右岸竪上村字峠地辷地域の全貌。舊隧道口（T）は埋沒し河床の隆起急となり河水位莒上の爲め左岸の掘鑿工事に着手した頃の狀態である。B 3 は試錐第 3 號（2 月 29 日撮）

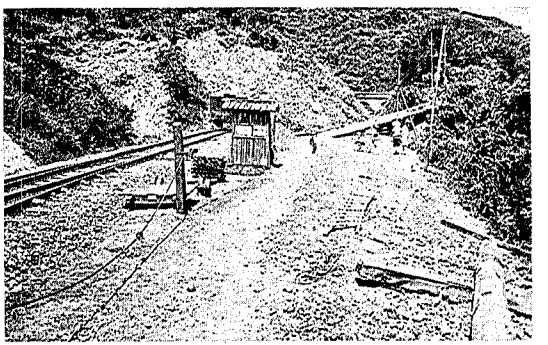


寫眞第二　姥ノカケ、オ茶ヤ、南平の斷崖。河床の隆起愈々急となり、2 條の排水溝を交互に掘鑿して之れと戰つてゐる。右方に在る坑門は明治 22 年廢棄したもの。（3 月 2 日撮）

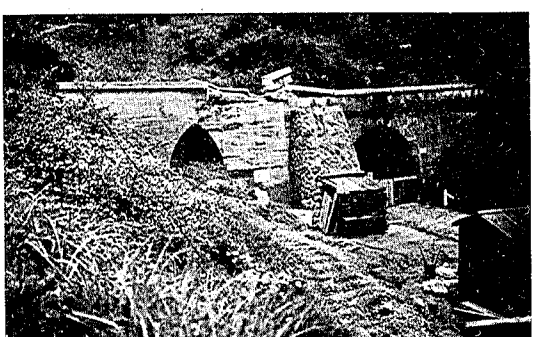
龜ノ瀬隧道西口



寫眞第三　龜ノ瀬隧道西口。坑内の補强工事に着手した頃。向つて左は上り線（奈良に向ふ）。(1月撮)



寫眞第四　西口附近の山崩。7月5日拂曉崩壞して線路及徒歩連絡道路を埋沒遮斷した。(7月6日撮)

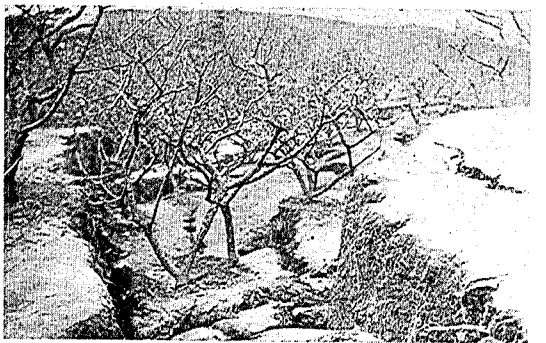


寫眞第五　上り線西口坑門の變形及道床の隆起6月中旬より急激に變形並に隆起を增した。(6月27日撮)

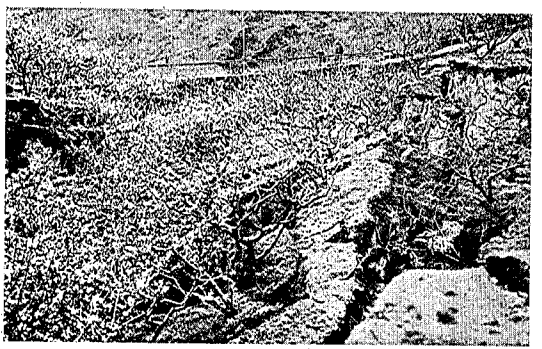
寫眞第六　西口附近に押し出した山崩の先端。下り線のレールが押し曲げられて、線路敷は殆ど埋められ、徒歩連絡道路は向つて右側に新設された。(7月6日撮)

馬廻りに於ける隧道上の地割

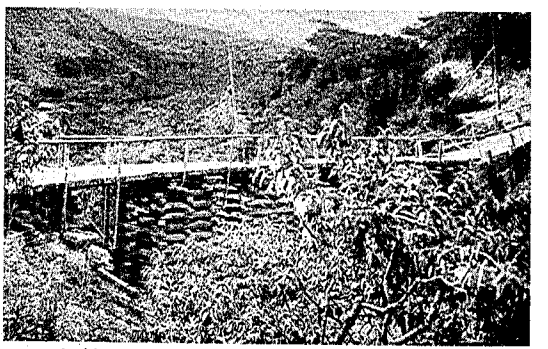
寫眞第七　地割の初期。桃畑内の地割に沿ひ陷沒し始めた。(1月31日撮)



寫眞第八　地割箇所の陷沒。地割より左側は不動、右側が次第に離れる爲め中間に在るものが陷沒した。(2月17日撮)

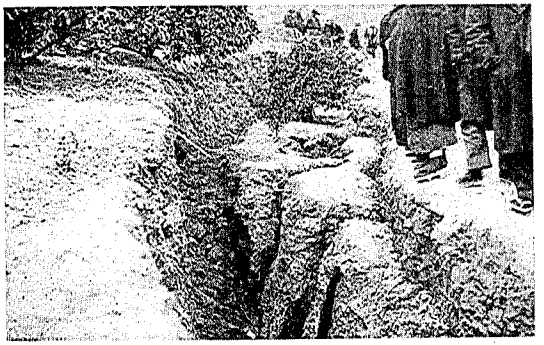


寫眞第九　地割箇所の崩壞。地割箇所に生じた崖は漸次崩壞して慘狀を擴大したが、桃樹のみは無心氣に滿開した。(4月16日撮)

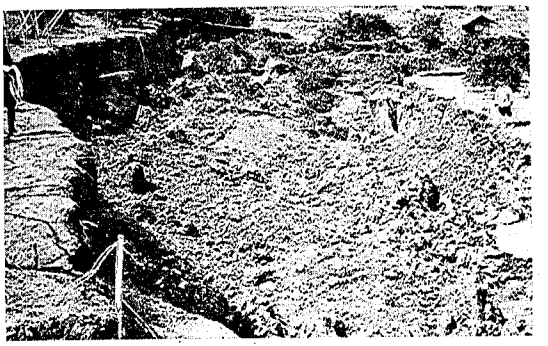


寫眞第十　地割上に設けられた徒歩連絡用假橋地割の擴大と共にサンドルの嵩上げ、橋板の接ぎ增しに專念してゐる。(6月撮)

夫婦塚附近の地割

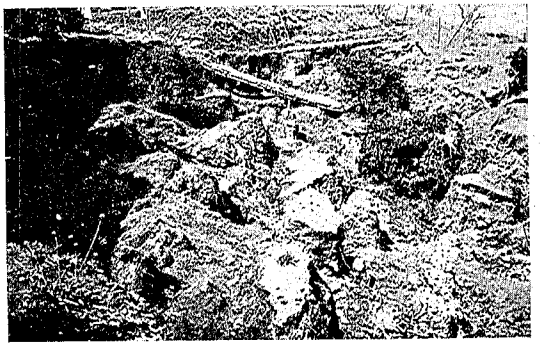


寫眞第十一　蜜柑畑内に生じた地割。始めは溝狀をなす小規模のものであつた。(2月2日撮)



寫眞第十二　地割の擴大。地割口の擴大と崩壞との爲め左岡の地點は斯樣な狀態となつた。(4月16日撮)

寫眞第十三　村道に生じた地割。峠より村役場所在地雁多尾畑に通ずる村道を横斷する地割。(1月下旬撮)

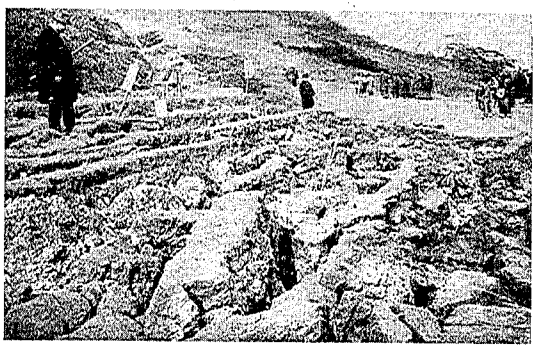


寫眞第十四　地割の擴大。左岡の村道に架けた橋も地割内に陷落した。(4月16日撮)

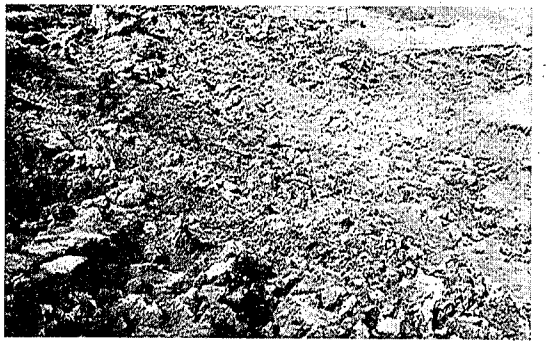
井戸ノ本附近水田の地割

寫眞第十五　水田に生じた地割。1月の始めには斯様に小さいものであつた。

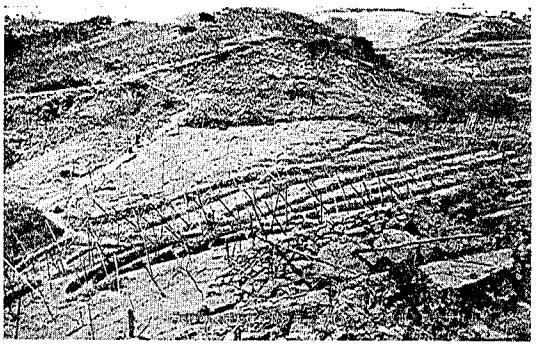
寫眞第十六　地割は次第に擴大した。地割の擴大するに從つて見物人が多くなつた。(2月4日撮)



寫眞第十七　地割箇所の崩壞著しくなる。崩壞する土塊は階段狀をなしてゐる。(2月下旬撮)



寫眞第十八　地割箇所の荒廢。斯くして昔日の凄慘な面影は失はれて行く。(4月16日撮)

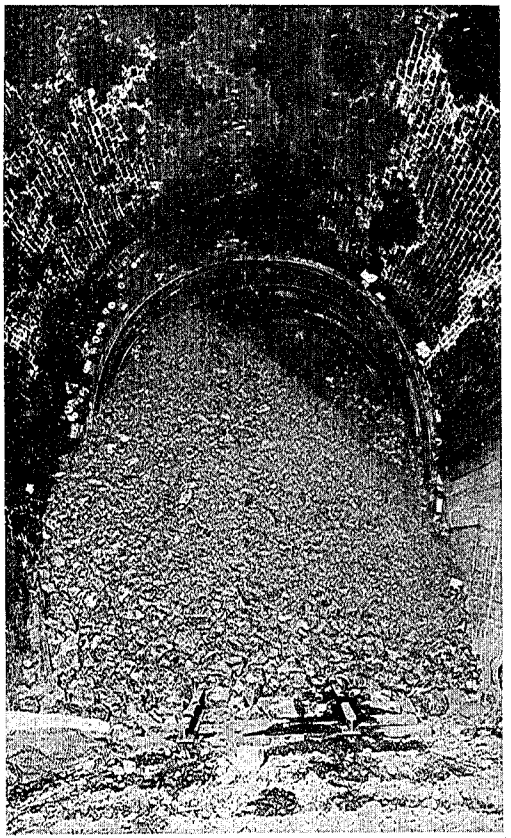


寫眞第十九　馬ノ谷附近の低地。前方の小丘は佛生堂、其の前面の崖は地割によつて生じたもので此の低地が今猶ほ陷沒を續けてゐる。(6月下旬撮)

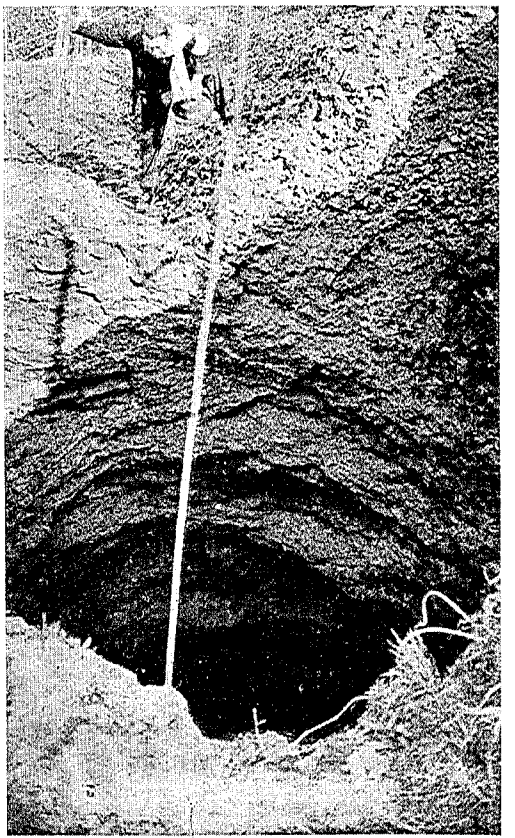
寫眞第二十　馬ノ谷附近の地割。佛生堂に對して東側に生じた地割で集塊岩層が露出してゐる。
(4月16日撮)

寫眞第二十一　馬ノ谷附近の地割。佛生堂より更に南方に於ける地割、崖の高さ約7mに達したが之れより左側の山は7月5日に辷り出した。(4月16日撮)

寫眞第二十二　市ヶ平の地割。地表部厚約 2m は安山岩層で其の下に在る集塊岩層上に沿つて滑動してゐる。
(4月18日撮)

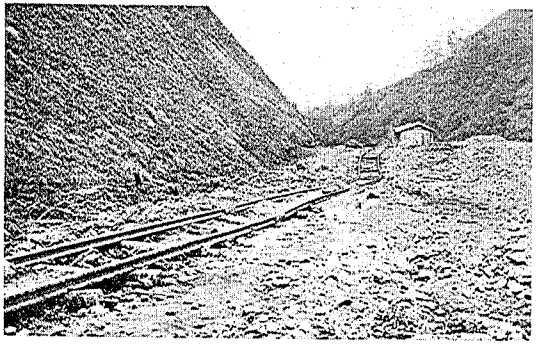


寫眞第二十三　隧道内の壞崩。西口より約80mの上り線坑内に崩落した巨塊岩及煉瓦。(2月10日撮)

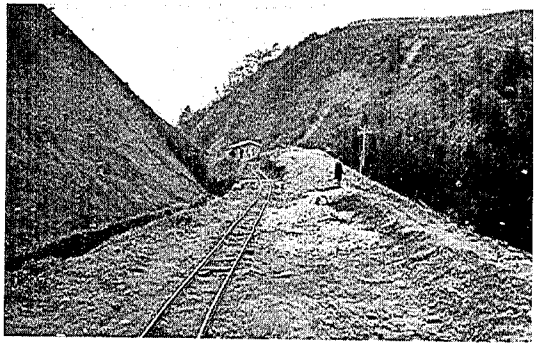


寫眞第二十四　隧道上に當る地表に生じた陷沒穴。2月13日午前に生じたもの、上徑3m,下徑8m深さ10m

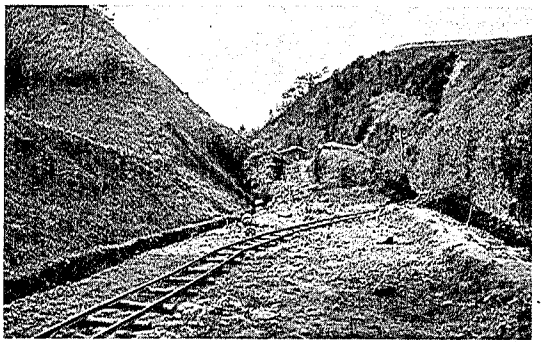
府縣道奈良大阪線の隆起



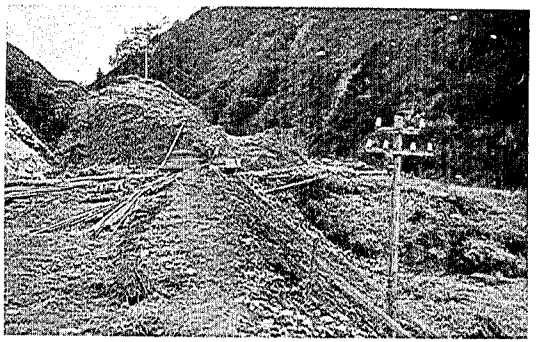
寫眞第二十五　隆起が明確に現はれた頃。(2月2日撮)
現今の大和川河道は此位置に移つてゐる。



寫眞第二十六　次第に隆起が大となる。土運搬の爲めレール數を切下げた。(2月12日撮)

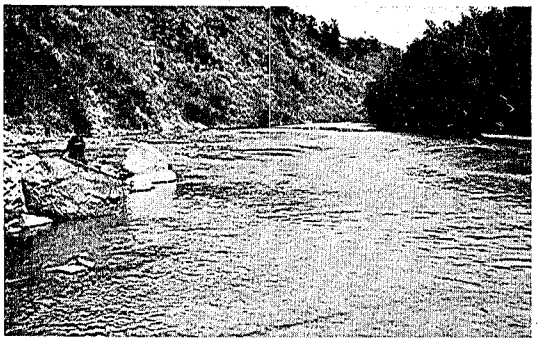


寫眞第二十七　隆起愈々大となり、レール數を毎日切下げても次第に押し上げ且狹められた。(2月17日撮)

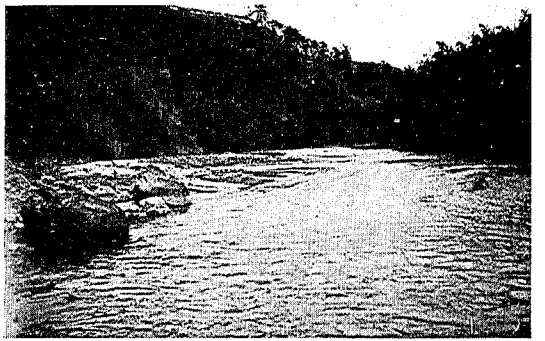


寫眞第二十八　隆起激甚を極め、又河床掘鑿に着手する必要に迫られて、竹籔を伐り拂つた。(2月27日撮)

姥ノカケ前方河床の隆起

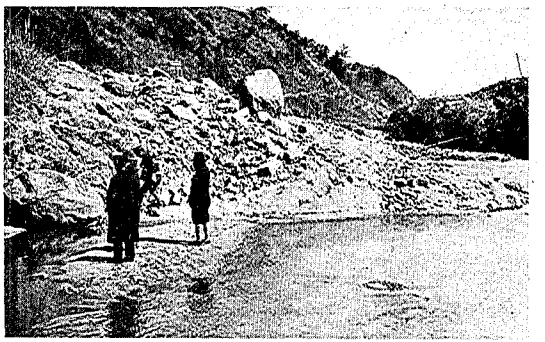


寫眞第二十九　河床に淺瀬を生じた樣に認められた頃。
左方の大玉石は花崗岩である。(1月31日撮)

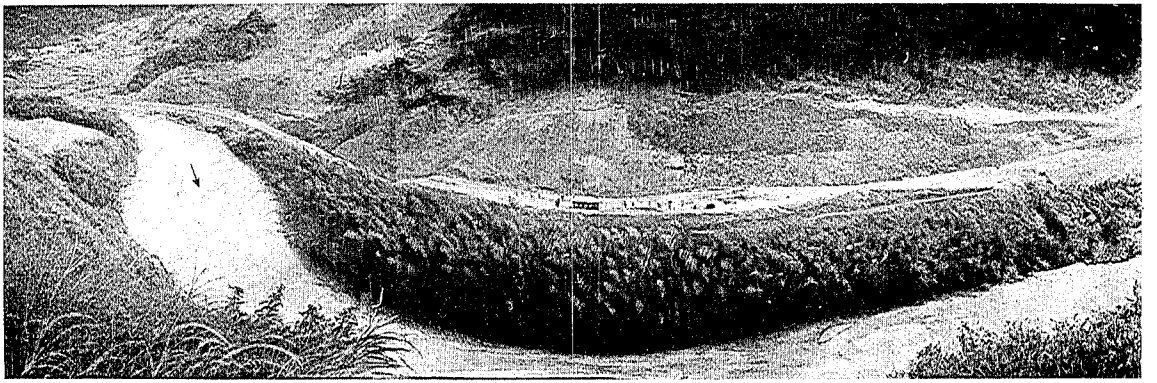


寫眞第三十　隆起は次第に顯著となつた。
(2月4日撮)

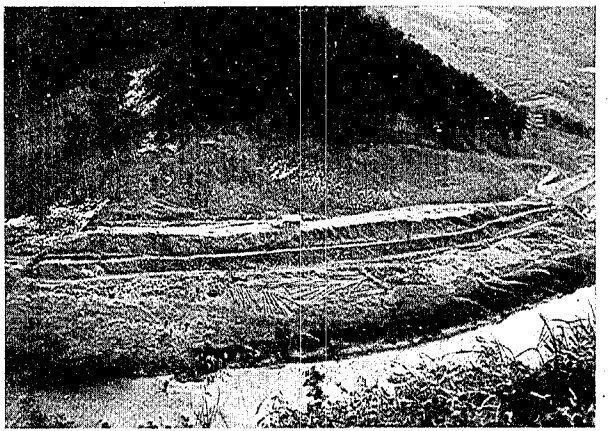
寫眞第三十一　河道は遂に左岸寄りに移動した。
(2月17日撮)



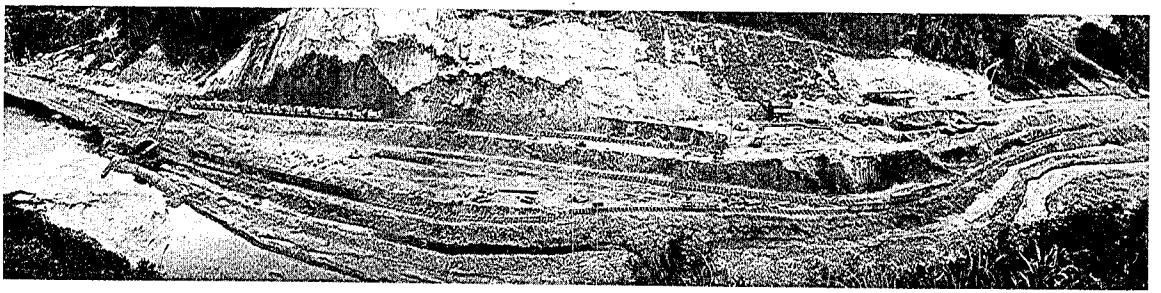
寫眞第三十二　河床の隆起益々急となつた。
(2月17日撮)



寫眞第三十三　左岸及河床の隆起 (1)
右岸南平農上より望む。上流に當り道路を横斷する線を境として下流が隆起した。未だ竹籔があつたから道路の隆起は一般世人に知られなかつた。(2月16日撮)

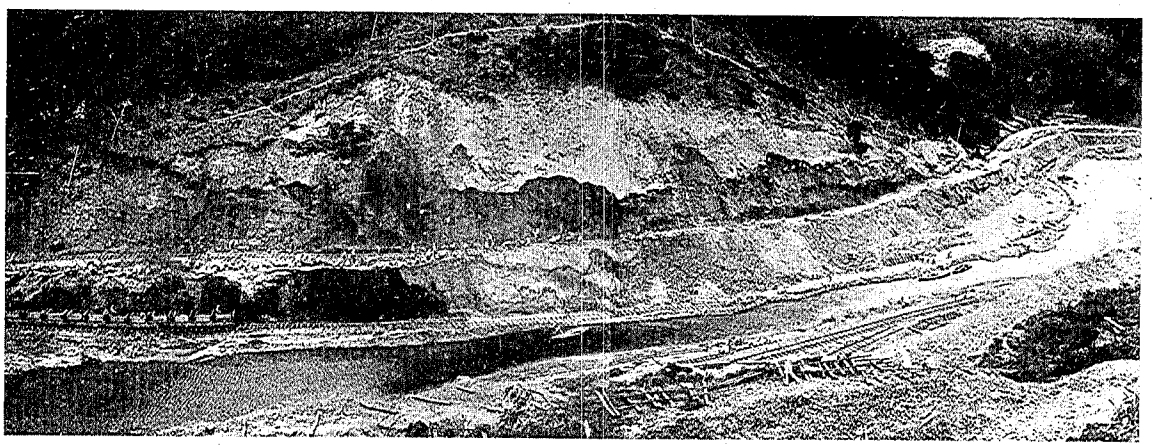


寫眞第三十四　左岸及河床の隆起 (2)
竹籔を伐り去り、道路及河床の削取りに着手した。(2月28日撮)



寫眞第三十五　左岸及河床の隆起 (3)

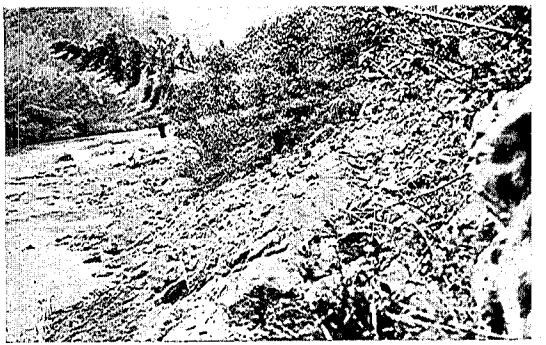
隆起する道路及河床の掘鑿工事は次第に進捗した。上流の不動地域との境は急瀬をなしてゐる。(5月26日撮)



寫眞第三十六　左岸及河床の隆起 (4)

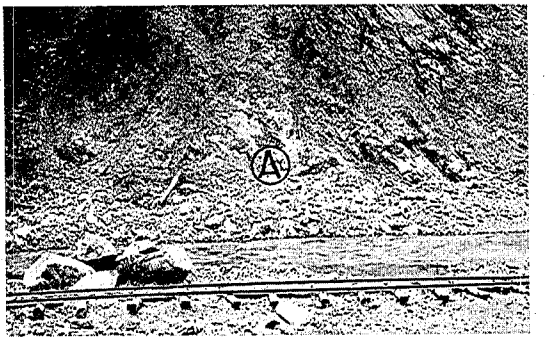
7月2日の洪水後河道は左岸寄りの原府縣道のあつた位置に移つてしまつた。(7月7日撮)

寫眞第三十七　河床の隆起と共に崖崩れを增す。
(2月28日撮)

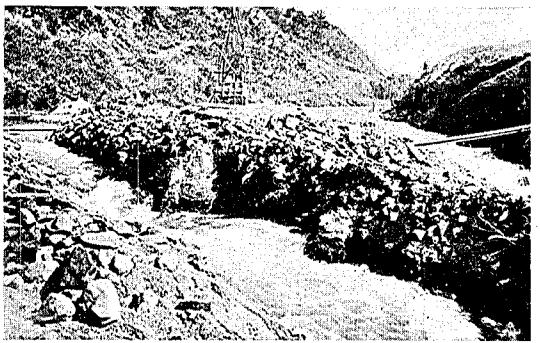


寫眞第三十八　河床隆起の先驅として姥ノカケ崖下の河床が褶曲しつゝ隆起し始めた。(2月2日撮)

寫眞第三十九　姥ノカケ上方の崩壞益々大となる。
(5月26日撮)

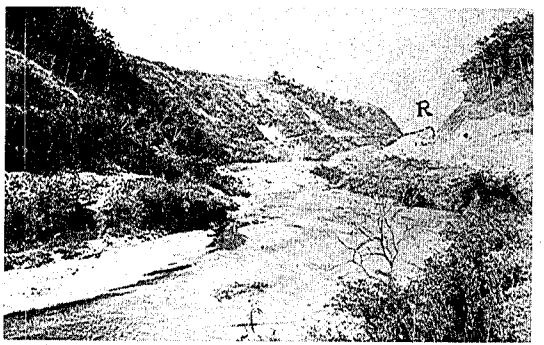


寫眞第四十　姥ノカケの崖に集塊岩層 (A) が露はれ、之れを土臺として其の上に在る安山岩(向つて右側)が乙つて居る。(7月7日撮)



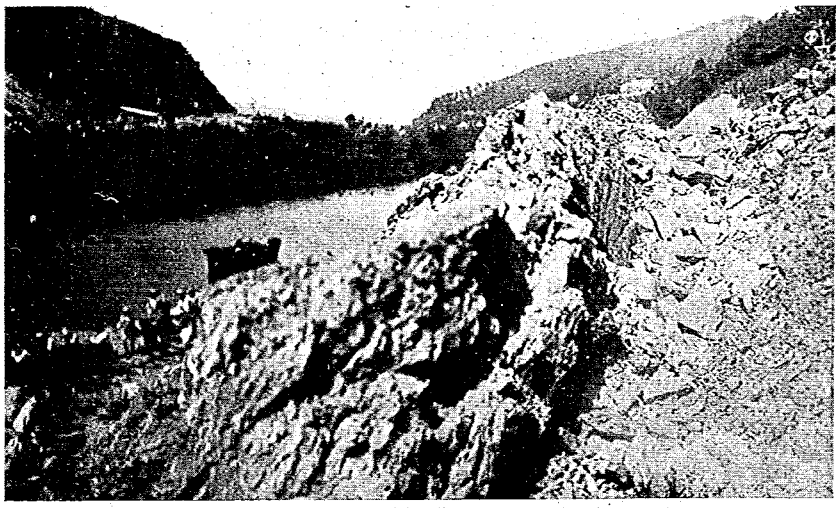
寫眞第四十一
隆起する岩盤を掘鑿して排水溝を設けた。櫓は試錐第3號。
(2月29日撮)

寫眞第四十二
排水溝の掘下げは毎日繼續された。(4月18日撮)

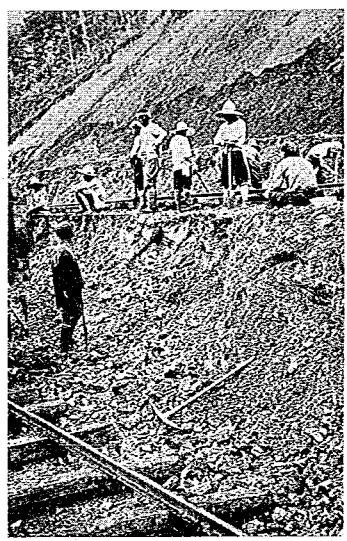


寫眞第四十三　隆起箇所の遠望　(1)
Rは隆起した道路。(2月28日撮)

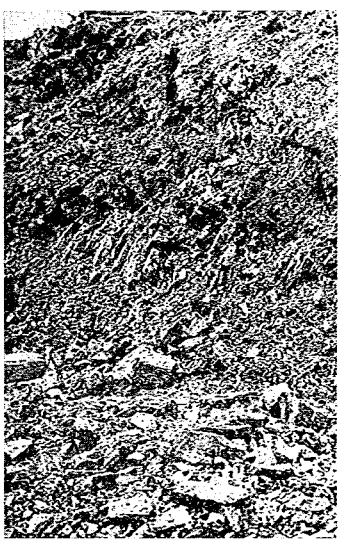
寫眞第四十四　隆起箇所の遠望　(2)
(5月26日撮)



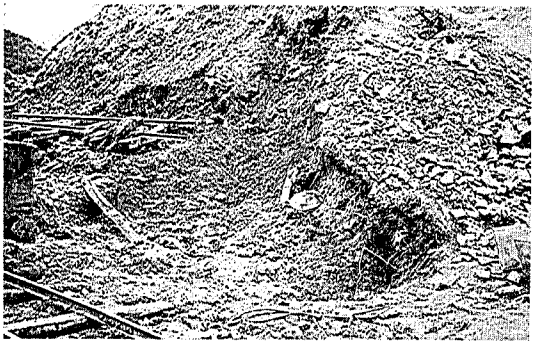
寫眞第四十五　隆起する地層の先端。右岸から連亘する安山岩層が左岸に於て集塊岩層を境として急斜面に沿ひ隆起した光景。(6月13日撮)



寫眞第四十六　隆起する安山岩層は相當に分解してゐる。(5月27日撮)

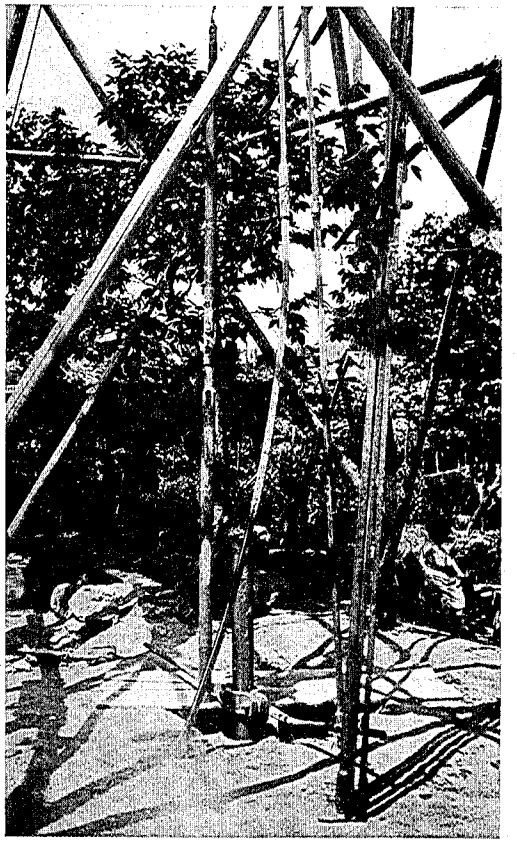


寫眞第四十七　隆起する安山岩層中の節理が褶曲してゐるから簡單に押し上げられてゐないことが判る。(5月27日撮)



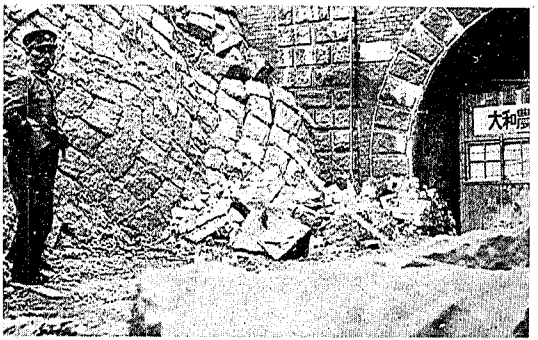
寫眞第四十八　隆起する道路の西端
(5月27日撮)

寫眞第四十九　隆起する道路の中央部
(5月27日撮)

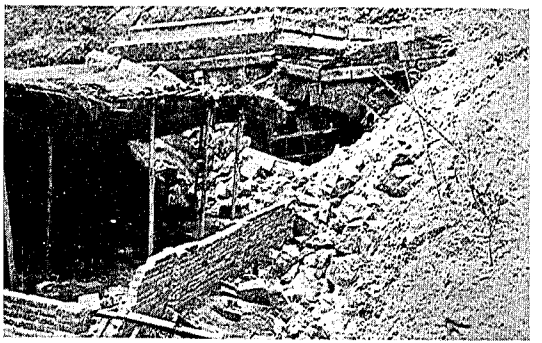


寫眞第五十　試錐第7號に於て地下約40mに在る辷面に挿入したロッドの彎曲 (5月27日)

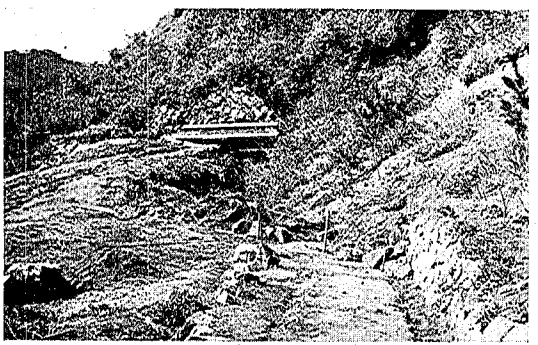
舊隧道東口の崩壊



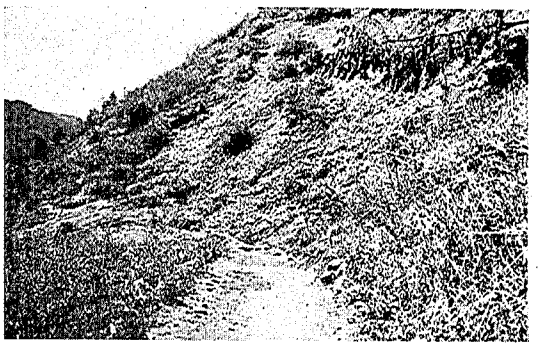
寫眞第五十一
坑口に異狀を生じ始めた頃。(2月1日撮)



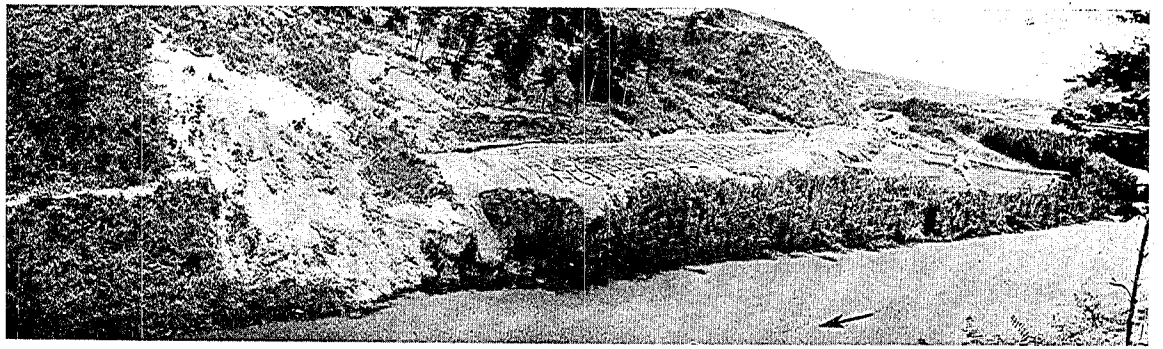
寫眞第五十二
崩壞甚だしくなる。(2月12日撮)



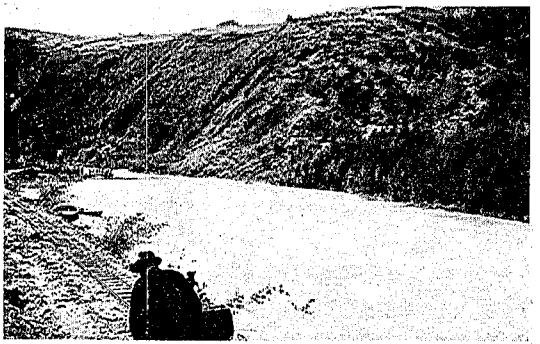
寫眞第五十三
坑門は次第に押し倒された。(3月1日撮)



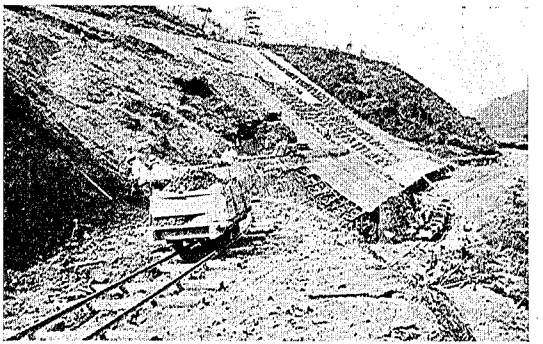
寫眞第五十四
坑門は完全に埋沒された。(4月18日撮)



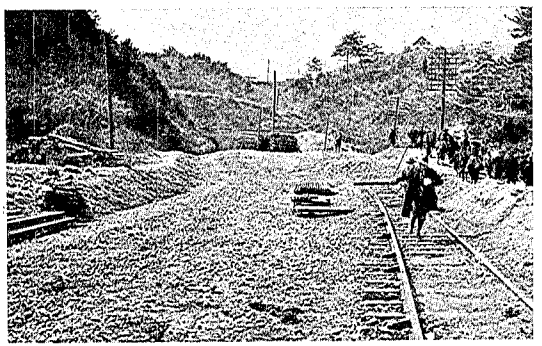
寫眞第五十五
右岸舊隧道東口の崩壊及上流稻葉山を眺む。(3 月 2 日撮)



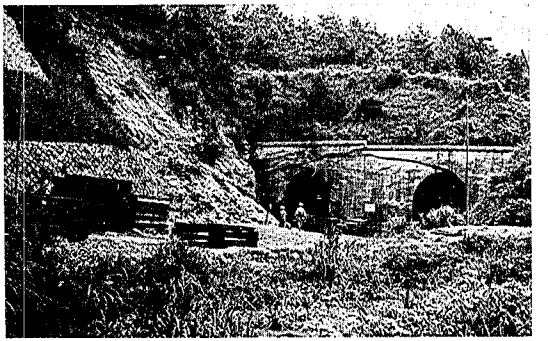
寫眞第五十六
舊隧道東口附近の崩壊。(4 月 18 日撮)



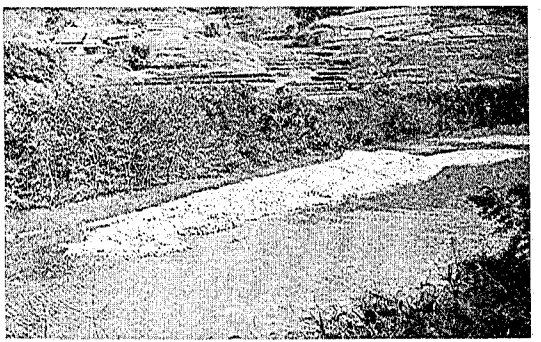
寫眞第五十七
舊隧道東口附近崩壊箇所の土砂掘鑿工事の狀況。(5 月撮)



寫眞第五十八　隧道東口附近の隆起著しくなる。
(3月1日撮)



寫眞第五十九　隧道東口附近の異狀。
左方の崖崩箇所は沖積層である。(7月6日撮)



寫眞第六十　上流部河床の隆起。
河水位の嵩上と共に砂利洲が隆起した。(3月撮)

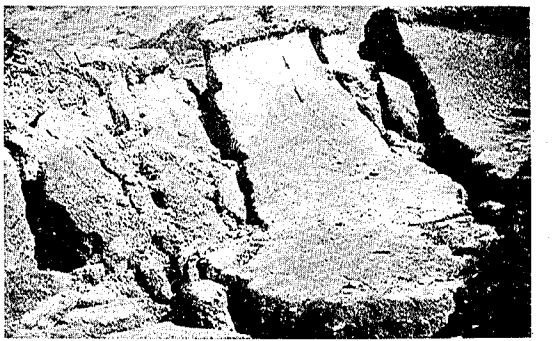
寫眞第六十一　上流部隆起河床の掘鑿狀況。
(5月27日撮)

溜池に生じた地割

寫眞第六十二
地割の始まり。(2月1日撮)

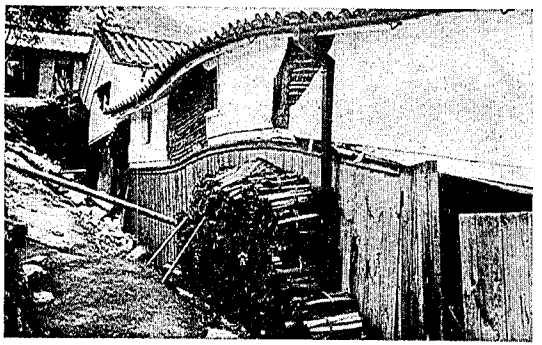
寫眞第六十三
地割に沿ひ次第に喰違つて行く。(2月12日撮)

寫眞第六十四
地割の始まり。(2月1日撮)

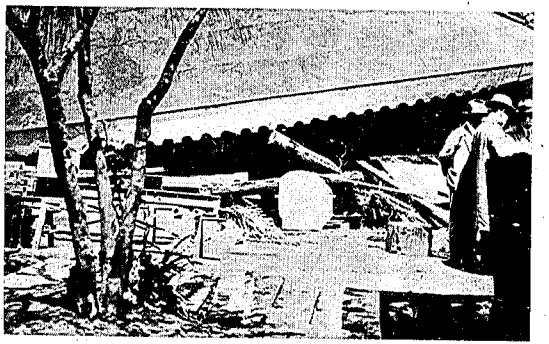


寫眞第六十五
溜池の名殘りを僅かに止めてゐるに過ぎない。
(4月16日撮)

家屋の被害



寫眞第六十六



寫眞第六十七

寫眞第六十八

寫眞第六十九

土木試驗所出版圖書

報告

第一號	路面及勾配が馬車運送に及ぼす影響に就ての研究中間報告。瀝青質材料竝瀝青質混合物に關する研究第一報	大正十四年三月發行
第二號	瀝青質材料針度に就て	大正十五年一月發行
第三號	「ヴァイアログ」に依る路面凹凸測定。瀝青混合物に關する研究。「アスファルト」合材混合の際に於ける「アスファルト」の粘度に就て	同　二月發行
第四號	急硬セメントに關する試驗報告	同　五月發行
第五號	簡易鋪裝に關する試驗報告	昭和二年三月發行
第六號	混凝土及鐵筋混凝土抗扭力試驗報告	同　五月發行
第七號	八幡製鐵所副產部製品、瀝青質材料、瀝青質鋪裝、「セメント」類及揮發油に對する「アスファルト」の可溶率等に關する試驗成績	同　七月發行
第八號	瀝青質材料標準試驗方法。　石材類標準試驗方法	同　十月發行
第九號	急硬性「セメント」に關する試驗。「ソリデチット」の耐壓强度に關する試驗。「ブロック」に關する試驗。高知縣黑瀧川產砂に關する試驗。多摩川產砂利及砂に關する調查。石材類試驗成績	同　十一月發行
第十號	路面構造の運輸經濟に及ぼす影響に就て（第一）道路橋振動試驗	昭和三年三月發行
第十一號	瀝青滲透ブロック試驗成績。鋪裝工事用サーフエス・ヒーターの碎石に及ぼす影響に關する試驗。常願寺川產砂に關する試驗	同　七月發行
第十二號	アスファルト・ブロック試驗成績。各種アスファルト・ブロック比較試驗成績。石油アスファルトとコール・タール・ピッチとの混合物に關する試驗。瓦斯燈及骸炭爐タール及ピッチに關する試驗成績。コール・タール・ピッチ中の純瀝青に就て。大氣中に於けるアスファルト・セメントの變化。石炭瓦斯のアスファルト・セメントに及ぼす影響。標準砂モルタルの强度に及ぼす火山灰及石粉の影響。	同　四年一月發行
第十三號	ポートランドセメント混凝土鋪裝の磨耗試驗。橋梁用敷板强度試驗。舊版橋鐵材の腐蝕に關する調查。鋪裝用鑄鐵ブロック磨耗試驗。	同　五月發行
第十四號	瀝青乳劑及ピチュマルス鋪裝に關する試驗 瀝青滲透ブロックに關する試驗 瀝青質材料の滲透性に關する試驗 瀝青質材料の粘度及膨脹係數に關する試驗	同　十二月發行
第十五號	北上川降開式轉動堰模型試驗。電氣鎔接法による鐵筋の接合。現場打混凝土の耐壓試驗報告	同　五年二月發行
第十六號	路面の構造の運輸經濟に及ぼす影響に就て（第二）。瀝青滲透ブロック鋪裝試驗。工事用石材試驗成績	同　五月發行
第十七號	路面構造の運輸經濟に及ぼす影響に就て　（第三）	同　五月發行

（注　意）　裏面ニ續ク

第十八號	混凝土鋪裝の粗骨材別磨耗比較試驗。鋪裝混凝土工に及ぼす氣象作用の影響竝に之に應ずる設計及工法に就て(一)。鬼怒川上流改修工事用角礫凝灰岩砂利及砂に關する試驗。鐵筋混凝土道路橋設計資料。各種土木工事用材料試驗成績	昭和五年十月發行
第十九號	路面構造の運輸經濟に及ぼす影響竝に之に基く道路設計の基本に關する研究（第四）	同　十一月發行
第二十號	東京山手赤土の彈性的性質に關する試驗(一)。基礎の沈下量算定法(一)。岩淵水門に關する水理試驗。單鉸拱橋模型試驗。國道鐵筋混凝土丁桁橋標準設計案	同六年六月發行
第二十一號	背水曲線の一般的解法。單鉸拱の振動に關する理論竝に實驗混凝土鋪裝の繼目に關する試驗。河水のポルトランド・セメントに及ぼす影響。標準砂モルタルの强度に及ぼす石粉の影響。瀝青乳劑試驗成績	同　十二月發行
第二十二號	地震時土壓の實驗的研究 混凝土鋪裝繼目用エラスタイト試驗 高田馬場試驗鋪裝の路床土質に關する試驗 基礎の沈下量算定法(第二) 新土壓計算圖表	同　七年五月發行

其他

本邦道路橋輯覽	大正十四年十二月發行
本邦道路橋輯覽（增補）	昭和三年三月發行
第六回國際道路會議に關する報告書	昭和七年四月發行

昭和七年七月二十五日　印刷
昭和七年七月二十八日　發行

内務省土木試験所
東京市本郷區駒込上富士前町二十六番地
電話小石川(85)自七九〇〇番 至七九〇二番

印刷者　守岡功
東京市本所區厩橋一丁目二十七番地ノ二

印刷所　凸版印刷株式會社本所分工場
東京市本所區厩橋一丁目二十七番地ノ二