

参 考 資 料

第 21 卷 第 2 號 昭和 10 年 2 月

Schaechterle 式模型試験法による

2 鉸ラーメンの彎曲率

(W. Wolf, „Ermittlung der Momente eines Zweigelenrahmens mit Hilfe des Modellverfahrens nach Dr. Ing. Schaechterle.“ Die Bautechnik. 31. Aug. 1934 S. 143.)

本文は Schaechterle 氏によつて提唱せられたる“任意に載荷せられたる不静定構造物の内力を廻轉角測定により決定する模型試験方法”を 2 鉸ラーメンに適用し、既知の計算結果と照合したものである。

實物は支間 18m, 高さ 3.25m の銑接 2 鉸ラーメンでその上下蓋板は梁の慣性能率が中央に向つて漸減する部材高に比例する様に選ばれて居る。

本試験に供せられたる模型は 3mm のセルロイド板で、縮尺 1/50, その輪廓に對しては特に次の事項が考慮された。即ち慣性能率を實物同様に變化させるために模型に於ては部材の重心線は實物の儘とし、その重心線に直角なる部材高を次の關係に置いた。

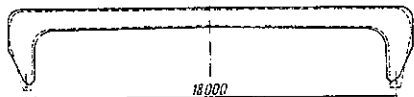
$$\frac{h_0^3}{h_m^3} = \frac{J_0}{J_m} \quad \text{或は} \quad h_m = h_0 \sqrt[3]{\frac{J_m}{J_0}}$$

茲に h_0 及び h_m は模型に於ける任意 2 断面の高さ

J_0 及び J_m は實物に於ける相應断面の慣性能率

製作せられた板模型(破線)と實物の儘の模型(實線)を重ね現せば第 1 圖の様である。兩者の輪廓に多少の差異があるのは實物ラーメンでは、蓋板の個越的影響で慣性能率が高さの平方に近く變化するに對し、

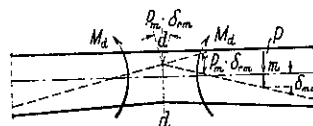
第 1 圖



板模型では高さの 3 乗に比例するからである。

今例へば模型の d-d 断面に鉸を挿入して、該箇所にも働く彎曲率 M_a を除去したとすれば、m 點に外力 P_m が働く場合には、d-d 断面の廻轉は $P_m \delta_{am}$ である。

第 2 圖



これを元の状態に戻すには彎曲率 M_a を働かせねばならない。故に

$$P_m \delta_{am} + M_a \delta_{aa} = 0, \quad M_a = -P_m \frac{\delta_{am}}{\delta_{aa}}$$

Maxwell の相反作用の定理を適用すれば

$$M_a = -P_m \frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}}$$

茲に δ_{aa} は $M_a = +1$ による d 断面の廻轉

δ_{ma} は $M_a = +1$ による着力點 m の P_m 方向に於ける移動

故に模型試験に際しては、一定量の廻轉 δ_{aa} を d-d 断面に強制的に發生せしめ、これに伴ふ外力 P_m の着力點 m の力の方向の移動 δ_{ma} を顯微鏡で讀めば良い。然れば δ_{ma}/δ_{aa} の項は、m 點に働く外力 $P_m = 1$ が断面 d-d の彎曲率 M_a に與へる影響を表はす事になる。故に動荷重 $P_m = 1$ に對する M_a の影響線を求むるには、荷重の各位置に於ける着力點の δ_{ma} の觀測をせねばならない。

計算の際未知量である水平反力 H はその断面の彎曲率 M を知る事によつて直接に求められる。即ち

$$H = \frac{m - M}{y}$$

茲に m は單桁としての彎曲率、 y は高さ

又或單獨の載荷状態を採つて、任意の 1 點に $P_m = 1$ がある場合に對し本試験により得たる H の値は、計算による H の影響線の縦距と一致しなければならない事は當然である。

試験の結果

本試験は a,b,c,d の 4 断面に就て行ひ、該箇所にも働く彎曲率 M の影響線及び該點に單位荷重が載荷せ

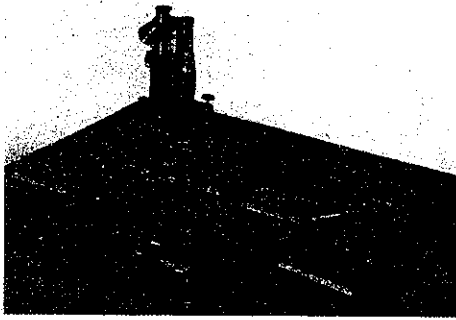
第 3 圖



られた場合に於ける水平反力 H を求めて、計算の結果と比較した。観測點としては 1, 2, 3, 4, 5, 4', 3', 2', 1' の諸點を選んだ。

試験装置は第 4 圖に示す如く、模型の A 點は振り子を以て平板上に固定せられ、他は球支點上に殆んど摩擦なき状態で置かれ、鉛材を以て載荷せられる。

第 4 圖



普通のマイクロメーター・スクリューを以て發生せしめる角變化(その作用點から 200mm の距離で 1mm 大のもの)が顕微鏡では 718 單位に讀む事が出来るから、マイクロメーターによる 1mm の廻轉角は顕微鏡では 3.59 倍に讀まれる事になり

$$\eta = \frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}} = \frac{50}{1000} \frac{\delta_{ma}}{3.59\delta_{aa}} \quad (\text{in m})$$

で今 $\delta_{aa} = 2 \text{ mm}$ とすれば

$$\eta = \frac{\delta_{ma}}{143.6} \quad \text{即ち} \quad M_a = 1 \frac{\delta_{ma}}{143.6}$$

試験 1. (断面 d に於て)

観測點	1	2	3	4	5	4'	3'	2'	1'
δ_{md}	18	70	160	230	286	229	160	69	19
ψ	0.13	0.49	1.04	1.60	1.99	1.60	1.04	0.49	0.13
ψ/η	0.04	0.15	0.32	0.484	0.62	0.484	0.32	0.15	0.04
計算値 ψ/η	0.03	0.10	0.25	0.483	0.623	0.483	0.25	0.10	0.03

前表に於て各點に於ける η の値を圖示すれば、 M_a

の影響線が得られる。d 断面 (5 點) に單位荷重がある場合の H を求めれば

$$H_s = \frac{m_s - M_s}{y_s} = \frac{1.18}{4} - 1.99 = 0.772$$

$$H_s \text{ (計算値)} = 0.758$$

試験 2. (断面 c に於て)

観測點	1	2	3	4	5	4'	3'	2'	1'
δ_{mc}	-	28	90	180	230	294	184	100	40
ψ	-	0.95	0.625	1.25	1.60	2.05	1.28	0.70	0.28
ψ/η	-	0.056	0.18	0.36	0.465	0.634	0.37	0.20	0.08
計算値 ψ/η	0.01	0.04	0.16	0.35	0.47	0.62	0.37	0.18	0.06

断面 c に $\delta_{cc} = 2 \text{ mm}$ を發生せしめ、 $M_c = -P_m \frac{\delta_{mc}}{\delta_{cc}}$ を求めた。

$$H_s' = \frac{m_s' - M_s'}{y_s'} = \frac{8 \times 10}{18} - 2.05 = 0.767$$

$$H_s' \text{ (計算値)} = 0.747$$

試験 3. (断面 b に於て)

観測點	1	2	3	4	5	4'	3'	2'	1'
δ_{mb}	-37	-46	-19	4.6	93	145	272	158	80
ψ	-0.26	-0.32	-0.13	0.32	0.65	1.01	1.90	1.10	0.55
ψ/η	-0.08	-0.10	-0.04	0.10	0.20	0.31	0.59	0.34	0.17
計算値 ψ/η	-0.07	-0.09	-0.04	0.08	0.17	0.29	0.58	0.32	0.13

$$H_s' = \frac{m_s' - M_s'}{y_s'} = \frac{6 \times 12}{18} - 1.90 = 0.652$$

$$H_s' \text{ (計算値)} = 0.662$$

(内山 實 抄譯)

地震及風荷重に對する合理的設計

(Jacob J. Creskoff. "Earthquake and Wind Design: Suggested Rationalization" Eng. News-Record, November 1. 1934.)

構造物の應力算定に用ひられる通常の公式中、比較的精確なものとしては撓角撓度法又は Spurr の方法等があり、又略算法としては突桁式解法("Wind Stresses in Building" Robins Fleming, p. 103) 等があるけれども、何れも單に架構それ自身のみに関して研究され、撓度に對する考へ方も架構としてある假定せられた荷重に關するものに限定されてゐる。併しながら實際の

構造物では架構とは遙に懸け離れたものであり、其の間簡単な関係もないのみならず、其の水平材の撓度は床板によりて制限され、垂直材は壁の影響を蒙つて何等の相似的關係も兩者の間には存在しないのである。例へば床版及び壁を補剛材として考慮せぬ場合の建築物の振動週期は實際に於けるものよりも非常に大なるものである。之の兩者は建物の剛性及び強度に対して大きな影響を與へるものである事は、風害又は震害を受けた建物で床版及び架構自体はその損害僅少であるか或は全く無害であるかである。之の事實は床版は水平梁に對する補剛材として働き、柱が大なる應力を受けない間は壁がその最大限度の働きをなし、壁が潰滅してしまふ迄は柱はこの難局の衝に當つてゐない事を示すものである。この事は別段新しいことではなく、床版及び壁はそれらの剛性を考慮して安全に荷重を取り得る様設計するのが良き方法である。斯くすることにより建築物はより剛性のある、強固な地震又は風荷重に對してより耐へ得るものとなり、單に石材やコンクリートの支持物としての架構として残骸をさらすよりよいことになる。

建造物が地震又は風荷重を受けて撓んだ場合にその作用力は静力學的にも動力學的にも算定し得る。一般に静力學的方法によると建物は垂直な突桁と假定し、これに作用する外力は各種の條件から定められる。動力學的方法ではこれと反對に地震力及び風力は静的ではないと考へ、上の場合の外に更に考へらるべき地震動に對する震動の週期をも推定する。最大の剪斷應力及び曲げモーメントを算定する場合に地震と建物との共時性が重要である事は衆知のことである。風荷重の場合も同様に静力學的方法に加へて、建造物の終端條件の影響及び突風に對する共時性の關係を考慮に入れる。

地震力又は風力を P とし、静力學的又は動力學的方法の何れかに依つて定められた曲げモーメントを M とする。建物の質量は床の高さに集中されたものとして、床を水平の桁とし、柱及び壁は相連續する床に嵌

まれた垂直の桁となり、垂直桁と床との間の固定度に依つて定められた條件と共に集中水平荷重 P なる上部床に作用する力により等しく撓む。

垂直桁の應力は次の如くに考へる。

若し桁の一部に應張、應壓及び剪斷力が同時に起るならば弾性理論上の基本的事實として、各々の應力はそれぞれの歪及び撓みを起すこと、あたかも他の應力が作用せぬと同様であり、任意の點に於ける全撓み量は個々の曲げモーメント（張應力及び應壓力）及び剪斷力による撓みの總和に等しい。弾性限内にある撓みに對しては、等方等質な桁の通常理論として、鋼鐵垂直桁の集中、静力學的、水平力 P を一端に受けた場合のモーメントによる撓み量 y_m は

$$y_m = \frac{CPL^3}{EI} \dots\dots\dots(1)$$

で表はされる。 C =垂直桁及び床の間の固定度に關する撓みの常數、 L =垂直桁の長さ、 E =鋼鐵のヤング率、 I =斷面の慣性能率である。

I 型斷面の鋼鐵に上述の如く荷重が懸つた場合の剪斷力による最大撓み量 y_s' は

$$y_s' = \frac{2.5PL}{EA_w} \dots\dots\dots(2)$$

で、 A_w =I 斷面の腹板の面積である。

併しながら一般に鋼鐵製垂直柱は耐火的に出來て居り、合成斷面を有してゐる。その實際の撓みは(2)式で算出されたものより少く、方程式(3)で示される矩形斷面の剪斷應力による撓みの値に近い。

$$y_s = \frac{3PL}{EA} = \frac{3PLr^2}{EI} \dots\dots\dots(3)$$

茲に A =斷面積、 r =慣性半徑、 $I=Ar^2$ 、全最大撓み量 Y は $(y_m + y_s)$ 或は

$$Y = \frac{PL(CL^3 + 3r^2)}{EI} \dots\dots\dots(4)$$

である。上述の考へ方は唯、等質にして等方な材料により構成された桁で Hook の法則に従ふものだけに適用さるべきものである。而して鐵筋コンクリートは他の種の部分、即ち壁を含み等質でもなければ等方

もない。應壓力を受けるコンクリートは Hook の法則に従ふとしても應張力を受けるものでは、極めて低應力でない限りこの法則には従はない、故に (1) 式から (4) 式迄は適用されなくて、鉄筋コンクリート桁の曲げモーメントによる撓みの算定には Turneaure 及び Maurer の公式を使用することが必要である。これ等の式は実際とよく一致する矩形、鉄筋コンクリート桁の撓みを與へるもので、次の如くである。

$$D_m = \frac{CPL^3n}{Ebd^3K} \dots\dots\dots (5)$$

$$K = \frac{k^3 + (1-k)^3 + 3np(1-k)^2}{3} \dots\dots\dots (6)$$

$$k = \frac{1+2np}{2+2np} \dots\dots\dots (7)$$

茲に D_m = モーメントによる最大の撓み、 n = 常數(上式の場合には 8)、 E = 鋼鐵のヤング率、 b = 桁の幅、 d = 應張鉄筋の中心迄の高さ、 K = p と n に關する係數、 p = 鉄筋比、 k = 中立軸の比例高である。

矩形断面の場合には $I = bd^3/12$ であるから bd^3 の代りに $12I$ を代入し、 $n=8$ とすれば (5) 式は、

$$D_m = \frac{2CPL^3}{3EIK} \dots\dots\dots (8)$$

方程式 (8) を (1) 式で除すと

$$D_m = \frac{7m}{1.5K} \dots\dots\dots (9)$$

これは撓度因數 (1.5K) で割つた鐵桁のモーメントによる最大の撓み量は、材料の點に關するの外は、鐵桁と同一の鉄筋コンクリート桁のモーメントによる最大の撓み量を與へる事を示す。

同様に撓度因數で除した鐵桁の剪斷應力による最大撓み量は鉄筋コンクリートのそれを與へる。

$$D_s = \frac{2PL}{EAK} = \frac{2PLr^2}{EIK} \dots\dots\dots (10)$$

D_m と D_s を比較することによつて、 L/d なる比がモーメント及び剪斷應力による撓みに對する影響が明かになる。

何んとなれば $A = bd$ 、 $I = bd^3/12$ であるから

$$D_m = 4C \frac{L^2}{d^2} D_s \dots\dots\dots (11)$$

(11) 式は通常の桁の如く L/d の値の大なる場合に在つては、剪斷力による撓みは、モーメントによる撓みに比して省略し得るものであることを表してゐる。併しながら壁の如くに L/d の小さいものでは剪斷應力による撓みはモーメントによるものより大きい。例へば $C=1/12$ 、と假定し若し $L/d=10$ ならば $D_m=33.3D_s$ となるし、又 $L/d=1$ ならば $D_m=0.3D_s$ となる。

全最大撓み量 D (鉄筋コンクリート桁の) は

$$D = D_m + D_s$$

であり (4) 式を撓度因數 $1.5k$ で除す事によつて、直ちに求められる。

$$D = \frac{PL(CL^2 + 3r^2)}{1.5EIK} \dots\dots\dots (12)$$

次に鐵桁に對しては

$$Z = \frac{CL^2 + 3r^2}{I}$$

鉄筋コンクリート桁に對しては

$$G = \frac{CL^2 + 3r^2}{1.5IK}$$

と置くことによつて (4) 式及び (12) 式より

$$Y = P_s LZ/E \dots\dots\dots (13)$$

$$D = P_c LG/E \dots\dots\dots (14)$$

尾字 s 及び c は各々鋼鐵及びコンクリートを示すものである。假設によつて $Y=D$ であることに留意すれば次の如くなる。

$$Y = \frac{P_{sn}LZ_a}{E} = \frac{P_{sb}LZ_s}{E} = \frac{P_{sn}JZ_n}{E} = D \dots\dots (15)$$

及び

$$D = \frac{P_{ca}LG_a}{E} = \frac{P_{cb}LG_b}{E} = \frac{P_{cn}LG_n}{E} = Y \dots\dots (16)$$

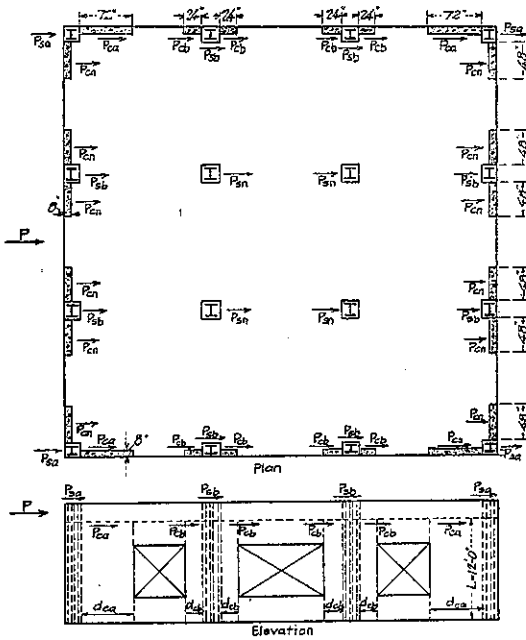
故に

$$\frac{P_{sn}}{P_{sb}} = \frac{Z_b}{Z_a} = c_1 \dots\dots\dots (17)$$

$$\frac{P_{sa}}{P_{sn}} = \frac{Z_n}{Z_a} = c_2 \dots\dots\dots (18)$$

$$\frac{P_{sa}}{P_{ca}} = \frac{G_a}{Z_a} = c_3 \dots\dots\dots (19)$$

第 5 圖



$$\frac{P_{sa}}{P_{cb}} = \frac{G_b}{Z_a} = c_1 \dots\dots\dots (20)$$

$$\frac{P_{sn}}{P_{cn}} = \frac{G_n}{Z_a} = c_5 \dots\dots\dots (21)$$

及び

$$P_{sb} = \frac{P_{sa}}{c_1}, \quad P_{sc} = \frac{P_{sa}}{c_2}, \quad P_{ca} = \frac{P_{sa}}{c_3}$$

$$P_{cb} = \frac{P_{sa}}{c_4}, \quad P_{cn} = \frac{P_{sa}}{c_5} \dots\dots\dots (22)$$

n_1, n_2, n_3, n_4, n_5 及び n_6 を同様な桁の数とすれば

$$P = n_1 P_{sa} + n_2 P_{sb} + n_3 P_{sn} + n_4 P_{ca} + n_5 P_{cb} + n_6 P_{cn} \dots\dots\dots (23)$$

(22) 式の諸量を $P_{sb}, P_{sn}, P_{ca}, P_{cb}$ 及び P_{cn} に代入すると (23) 式は

$$P = n_1 P_{sa} + \frac{n_2}{c_1} P_{sa} + \frac{n_3}{c_2} P_{sa} + \frac{n_4}{c_3} P_{sa} + \frac{n_5}{c_4} P_{sa} + \frac{n_6}{c_5} P_{sa} \dots\dots\dots (24)$$

これより

$$P_{sa} = \frac{P}{\left(n_1 + \frac{n_2}{c_1} + \frac{n_3}{c_2} + \frac{n_4}{c_3} + \frac{n_5}{c_4} + \frac{n_6}{c_5} \right)} \dots\dots\dots (25)$$

P_{sa} の値を知れば (22) 式より $P_{sb}, P_{sn}, P_{ca}, P_{cb}$ 及

P_{cn} の値は求められる。

任意の床に於ける桁のモーメントは外剪断應力 P に比例するものであるから上式から直に

$$M_{sa} = \frac{M}{\left(n_1 + \frac{n_2}{c_1} + \frac{n_3}{c_2} + \frac{n_4}{c_3} + \frac{n_5}{c_4} + \frac{n_6}{c_5} \right)} \dots\dots\dots (26)$$

及び

$$M_{sb} = \frac{M_{sa}}{c_1}, \quad M_{sn} = \frac{M_{sa}}{c_2}, \quad M_{ca} = \frac{M_{sa}}{c_3}$$

$$M_{cb} = \frac{M_{sa}}{c_4}, \quad M_{cn} = \frac{M_{sa}}{c_5} \dots\dots\dots (27)$$

これ等の結果から最大の単位應力は彎曲の面内で最も剛性的な垂直桁に於て起り、若しこれらの桁の中の単位應力が許容値内にあるならば、他の垂直桁の中の應力もこれと同様であると云ふ事が判る。

固定度に関する假定は水平桁の I/L が垂直桁の 10 倍又はそれ以上なる場合にのみ許容し得る故に、換言せば、水平桁の I/L の 1/10 より大なる I/L を有する垂直桁は無いことになる。この場合には (4) 式及び (12) 式中の C は 1/12 となる。この假定は實際には柱の I/L の 10 倍の値を有する床桁がないと云ふ理由で反對されてゐるが、この考へは建築物を単なる架構のみと考へたことより来るもので當を得て居ない。併し耐震的構造のものでは水平桁の I/L は垂直桁のその 10 倍を樂に超過する値を有してゐる。而してこの種のものでは終端條件は完全固定なる假定が他の何れの假定より實際に則した正しいものである。

次に數字的に實例を述べて見る。

第 5 圖 に示された如き建築物は耐震的構造のもので、故に $C=1/12$ である。動力學的に計算した垂直桁に懸る地震による剪断應力及び曲げモーメントは、

$$P = 200\,000 \text{ lb}, \quad M = 14\,400\,000 \text{ in.-lb.}$$

で、垂直桁 sa, sb, sn, ca, cb, cn に取らるべき剪断應力及び曲げモーメントの比例量を如何に取るべきかや問題となる。鐵桁及び鐵筋コンクリート桁の各數値は次の如くである。

$$L = 144 \text{ in}, \quad p = 0.007.$$

鋼鉄桁	<i>n</i>	<i>A</i>	<i>r</i>	<i>r</i> ²	<i>I</i>	<i>Z</i>		
sa 14"	100#H	4	29.36	3.49	12.2	3569		
sb 14"	84#H	8	24.76	3.45	11.9	2945		
sn 14"	168#H	4	49.51	3.82	14.6	7206		
鉄筋コンクリート桁	<i>n</i>	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>A</i>	<i>I</i>	<i>IK</i>	<i>r</i> ²	<i>G</i>
ca (8×72")	4	8	70	560	228700	21980	409.0	0.0898
cb (8×24")	8	8	22	176	7110	683	40.4	1.80
cn (48×6")	12	48	6	288	864	83	3.0	13.9

- (17) 式より $c_1 = 5.99/4.94 = 1.211$
- (18) " $c_2 = 2.46/4.94 = 0.497$
- (19) " $c_3 = 0.0898/4.94 = 0.01818$
- (20) " $c_4 = 1.80/4.94 = 0.364$
- (21) " $c_5 = 13.9/4.94 = 2.82$
- (25) " $P_{sa} = 200\,000 \text{ lb}/265 = 754 \text{ lb.}$
- (22) " $P_{sb} = 622 \text{ lb.}$
 $P_{sn} = 1\,518 \text{ "}$
 $P_{ca} = 41\,600 \text{ "}$
 $P_{cb} = 2\,070 \text{ "}$
 $P_{cn} = 267 \text{ "}$
- (26) " $M_{sa} = 54\,300 \text{ in-lb.}$
- (27) " $M_{sb} = 44\,800 \text{ "}$
 $M_{sn} = 109\,300 \text{ "}$
 $M_{ca} = 2\,990\,000 \text{ "}$
 $M_{cb} = 149\,200 \text{ "}$
 $M_{cn} = 19\,300 \text{ "}$

彎曲面内に於ては鉄筋コンクリート垂直桁 *ca* が最も剛性的であることは明かである。*ca* 中の應力を調べるために、 $j=7/8$, $k=3/8$ と假定すれば 単位剪断應力 *v* は

$$v = \frac{P_{cn}}{jbd} = \frac{41\,600}{7/8 \times 8 \times 70} = 85 \#/\square$$

単位應張力 *f_s* は

$$f_s = \frac{M_{ca}}{pjd^2} = \frac{2\,990\,000}{0.007 \times 7/8 \times 8 \times 70^2} = 12\,400 \#/\square$$

単位應圧力 *f_c* は

$$f_c = \frac{2M_{ca}}{jkbd^2} = \frac{2 \times 2\,990\,000}{7/8 \times 3/8 \times 8 \times 70^2} = 464 \#/\square$$

鉄筋コンクリート壁が地震に際して全剪断應力及び曲げモーメントの 93% を取り、柱に対しては単に 7%

を與へるのみであることは注目すべきで、これは震害及び風害に於て建築物の受けた損害より示される結果と同様であり、理論と一致してゐる事を表はしてゐる。

(糸川一郎 抄譯)

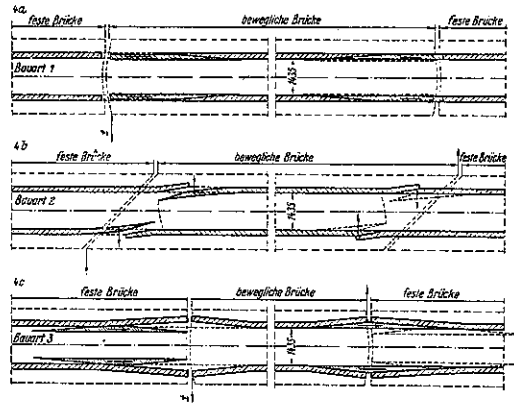
可動橋に於ける軌條連結装置

(Kober. „Die Entwicklung der Schienenübergänge auf festen und beweglichen Brücken“ Die Bautechnik, 7. und 21. Sept. 1934.)

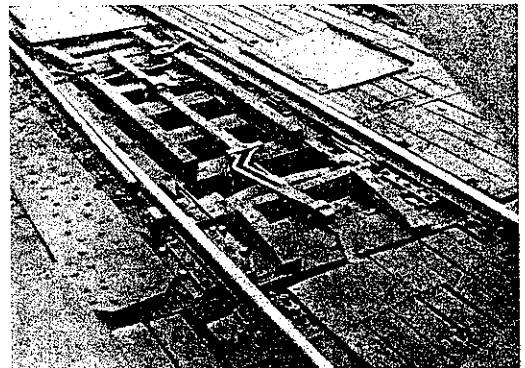
最近に於ける可動橋の軌條連結装置に對する研究は、次の 3 種の様式を齎らした。第 6 圖は其概念を示す物である。

第 1 様式 一端は斜角、他端は直角に截断された尖端軌條よりなり、其直角端はスプリングを介して、固

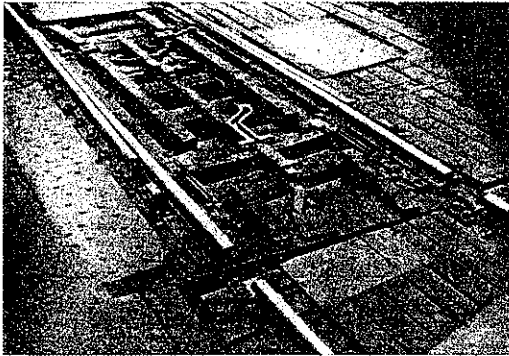
第 6 圖 3 様式の概念



第 7 圖 旋開橋 (直角) の閉鎖時



第 8 圖 旋開橋 (直角) 尖端軌條引戻し完了

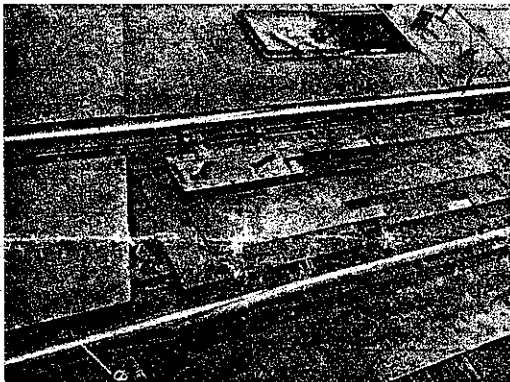


定橋上の軌條端に押付けられ、之と共通の床鉄に乗る。第 7 及び 8 圖は複線の場合であつて、尖端軌條の動程 20 cm, 動力としては 4 馬力モーターを使用する。尖端の誘導は圖に見る如く、外側は基本軌條により、又内側は 2 個の軌條抑へによつて行はれる。

第 8 圖に於て線路の中央に見える鈎は、可動橋を固定橋に締結して、列車索引力及び制動の影響を之に傳達する物である。本様式の用途は無限であつて、可動橋の直斜並に其旋開、昇開及び跳開橋たるを問はぬ。引戻しの際に於ける動程の短小な事も優に其利點たるを失はないが、然し本様式によつてはショック無き軌條連結の目的は未だ完全に達せられた物とは思はれない。

第 2 様式 本様式では第 9 圖に見る如く、尖端軌條の横に尖端彎曲鉸とも稱すべき、導溝を有する鉸を装置し、之を線路方向に動かす事によつて、導溝中の

第 9 圖 旋開橋 (斜角) の閉鎖時

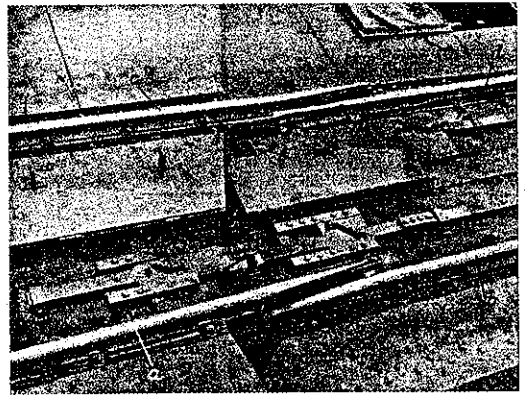


ボルトの位置と共に尖端軌條が自由に動かされる。故に可動橋閉鎖時は、之によつて尖端軌條を基本軌條に押付け、橋梁の旋開時には之を引離し、次いで第 10 圖の如く橋梁端を多少沈下せしめて旋開を開始する。

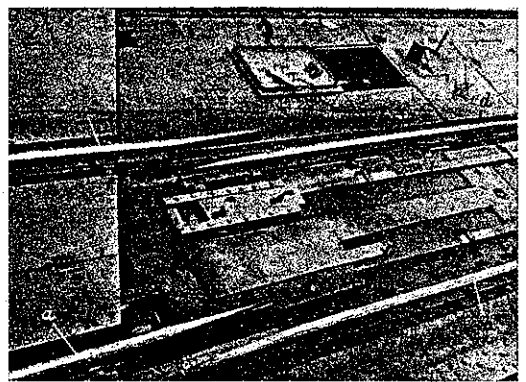
尙第 9 圖では尖端軌條の足部に於ける補強溝造を見る事が出来る。第 10 圖に於ては彎曲鉸の導溝中のボルトの位置により、尖端彎曲作業の完了を又一方橋梁端の沈下によつて彎曲鉸を連結する爪が既に外れて居る事が解る。第 12 圖は旋開中に於ける尖端軌條 a と d 及び基本軌條 c と b が相接近して通過する瞬間を示して居る。

本様式を昇開及び跳開橋に用ひる場合には、第 14 圖の如くに尖端軌條を配置する。又本様式に於ける動程は餘り長くなく中庸の程度であるが、使用範囲が自ら

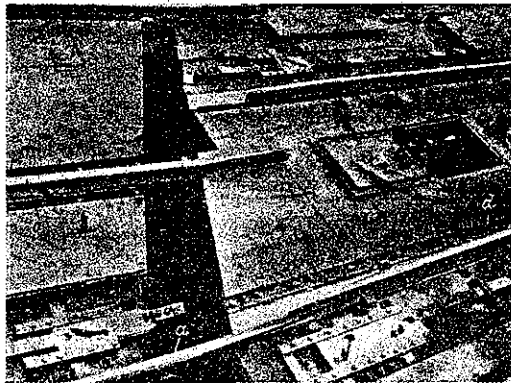
第 10 圖 旋開橋 (斜角) 尖端の彎曲及び橋梁端の沈下完了



第 11 圖 旋開橋 (斜角) 旋開の開始



第 12 圖 旋開橋（斜角）旋開と共に尖端 a 及び d が互に接近通過する状況

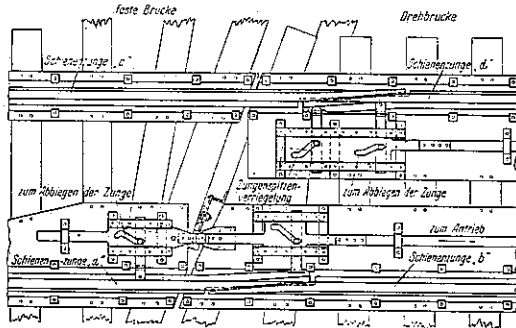


限定されるのは遺憾である。

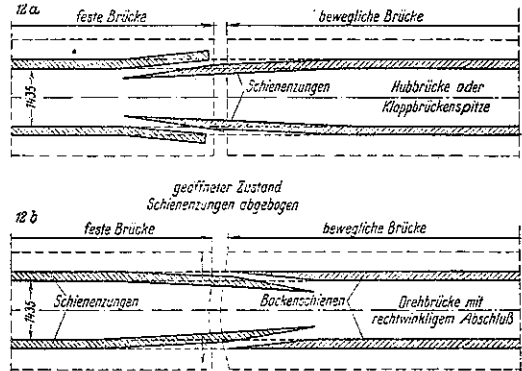
第 3 様式（著者 Kober 氏式）第 1 様式に於ける尖端軌條の直截端を更に尖端に換へて、ショックを減ずべく著者によつて考案された型であつて、旋開橋に使用された例は第 15~19 圖に示されて居る。先づ前述の 2 様式と異なる點は、旋開橋上及び其前後に I 形（廣突縁）鐵枕木を用ひて、線路状態の均一性を増加させた事である。基本軌條には轉轍器の場合の様に底版及び軌條轉止を用ひられ、尙可動橋前後の 15 m 軌條と連結して線路方向の移動を防止した。

第 15 圖は短腕の場合第 16 圖は比較の長腕の場合である。兩側尖端軌條は繫材によつて連絡せられ、線路中央の有齒桿によつて動かされる。有齒桿は第 15 圖の左方に見えるハンドルによつて線路中央の溝内を動く。

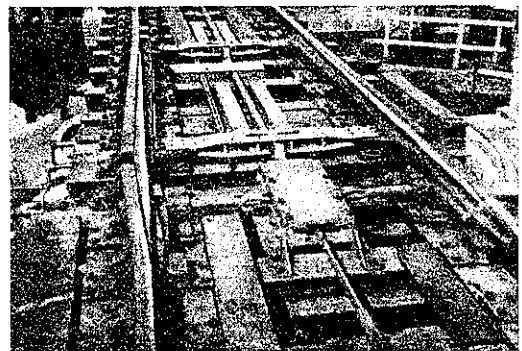
第 13 圖 第 2 様式全横圖



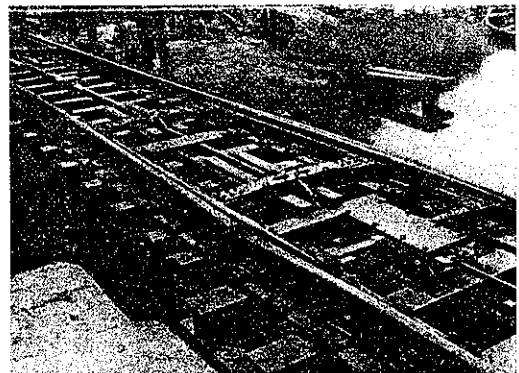
第 14 圖 昇開及び跳開橋の場合に於ける尖端軌條の配置



第 15 圖 施開橋（單腕）の閉鎖時

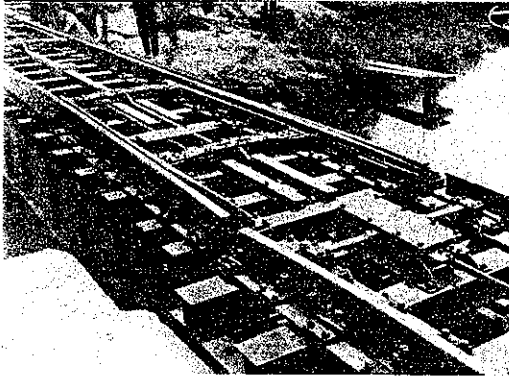


第 16 圖 旋開橋（單腕）尖端軌條 30 cm 引戻された状態

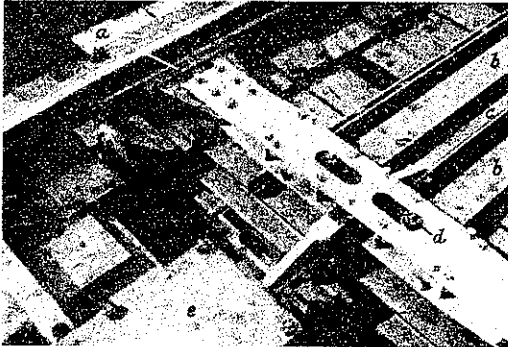


兩側尖端軌條間の繫材は第 18 圖に見る如く軌條に定着したフォーク型の連結筋 a を掴み、其連結構造は尖端軌條が引戻される際の軌條の中心間隔の變化を許す様に出来て居る。誘導轉子 d は一方に於て曲桿を以

第 17 圖 旋開橋（單腕）尖端軌條の引戻し完了

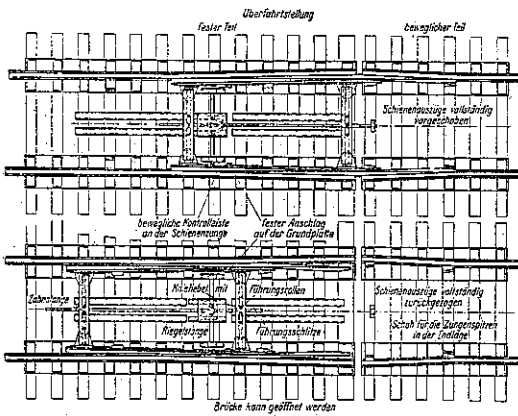


第 18 圖 旋開橋（單腕）兩側尖端軌條の繫材



て有齒桿 e に鉸結せられて其運動を受け、他方は繫棒を以て常に尖端軌條を基本軌條に密着させて居る。故にハンドルを動かして尖端軌條を引戻す時には、誘導轉子は導溝中を滑動して繫棒は尖端軌條を引張る事に

第 19 圖 第 3 様式全般圖



なる。本様式の運轉作業は掛員 1 名で所要時間約 40 秒である。

本様式に於ける動程は 1.20~1.80m であつて、第 1 様式の約 8 倍であるが、第 1 様式同様に無限の適用範囲を有し、且又ショック無き軌條連結の目的は本様式に施し始めて充分達成されて居ると確信する。

(内田 實抄譯)

橋梁工に於けるニッケル鋼の使用

(F. Bohny. „Die Verwendung von Nickelstahl im Brückenbau.“ Der Bauingenieur, 15 Jahrgang, Heft. 43~44.)

構造鋼に對する研究は最近 2, 3 年間に非常に進歩した。例へば構造材料としての鋼の疲勞強度の問題が各所の試験所の廣大な試験に依つて明かにされた。そして高値鋼の性質に關し種々の驚くべき結果が示された。此の爲鐵道省に於て、鋼製鐵道橋の計算原理を新に研究し、交番應力を生ずる場合の高値鋼 St 52 の缺點を少くし、尙又製作技術上の改良をせんと企てるに至つた。今日迄用ひられた St 37 を用ひた構造物及び道路橋に對する規定は尙改正せられず、又動力學的應力を受けた場合の銲接結合の性質も完全に明かではない。併し乍ら實驗は非常に進歩し、近き將來に完成されるに至るであらふ。尙小さい試験片に於ける實驗が實際の大きな構造物にも當はまるかは問題であるが、勿論實際の場合の方が試験の場合より有利な事情が存在する。兎に角試験所の成績に類する可きである。Schaper は St 37 の場合にも受領條件として最小降伏點を以てする事に關する古い問題を再び論じて居る。之が構造鋼の今日迄の發達及び之に對し決定せられた許容應力の結論である。

StNi も又高値鋼に屬して居る。此の StNi はアメリカの規定に依るも、現在のドイツの試験成績に依るも St 37 に對し許容應力を 67% 少くも 60% 増大する事が出来、後者はドイツに於て施工せられた橋梁に用ひられたものである。然るに Dortmund に於ける

Ver. Stahlwerke の研究所に依るものゝ外、疲勞抗張試験の場合の StNi の性質は殆ど報告されてゐない。

Oberhausen に於ける Gutehoffnungshütte に依つて始めて用ひられた所謂ドイツ StNi は次の組成を持つて居る。即ち

C: 0.20~0.23%, Si: 0.15~0.17%, Mn: 約 1.0%

P: 0.04%, S: 0.03% Ni: 2.71~2.75% Cu: 0.11%

従つて Ni 含有量約 2% の炭素鋼であつて、他の含有物例へば Cr は入つてゐない。此の材料に對する強度は詳細な試験に依つて次の如く選ばれた。即ち

- 抗張強度.....56~65 kg/mm²
- 降伏點..... 最小 35 kg/mm²
- 伸び (標點距離 200 mm)..... " 18%
- 斷面減少..... " 40%

新しい規定に於ては、降伏點は 36 kg/mm² を、伸びは 20% を最少値とする事が出来る。1910 年に Oberhausen の製鐵所で其處の運河橋に用ひられた StNi は約 300 ton に達するが、そのうちの重さ 1200 kg の 1 塊が Sterkrade に貯えられてあつた。近時構造鋼の疲勞強度が問題となつて來たので、之を壓延して得た型钢及び鈹に就て、疲勞抗張強度に關する實驗を行つた。その結果は次の如くである。

1. 靜力學的強度

- 抗張強度..... 57~63 kg/mm², 平均 60~61 kg/mm²
- 最小降伏點..... 36~39 kg/mm² " 37 kg/mm²
- 最小伸び..... 20~22% " 21%

2. 疲勞試験の結果 (荷重變化 330/分)

(a) 無孔材 StNi 平鋼 90×12 mm, 試験片 70×12 mm, 前應力 2 kg/mm² にして 30~30 kg/mm² の場合、荷重變化 2 000 000 回以上にて破壊せず (3 試験)。

前應力 38 kg/mm² にして 51 kg/mm² の場合、荷重變化 2 170 000 回にして破壊せず (1 試験)。

(b) 有孔材 StNi 平鋼 90×12 mm, 試験片 70×12 mm 孔直徑 17 mm, 孔は鑽孔器であけ、擴孔器で大きくし、脂を塗り、深さ 1 mm の小さい窪みを設けた。

(α) 前應力 2 kg/mm² にして 26 及び 27 kg/mm² の場合、荷重變化 2 000 000 回以上にて破壊せず (2

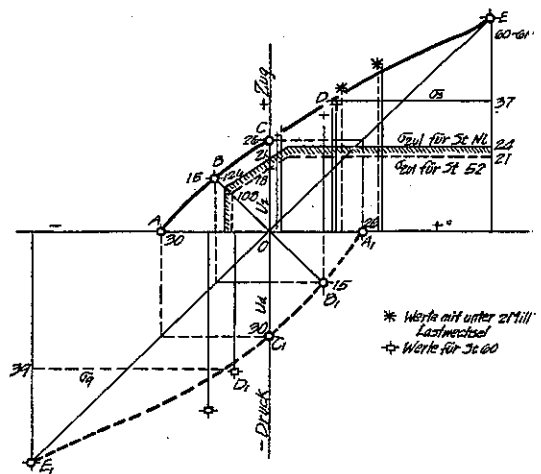
試験)。

(α₁) 前應力 3 kg/mm² にして 29 kg/mm² の場合、荷重變化 2 000 000 回にて破壊せず。

(β) 前應力 15, 18 及び 17 kg/mm² にして 33, 36 及び 37 kg/mm² の場合、荷重變化 2 000 000 回にして破壊せず (3 試験)。

(γ) 前應力 31 kg/mm² にして 46 kg/mm² の場合。2 010 000 回の荷重變化に依り破壊せず (1 試験)。20~40 kg/mm² 及び 37~40 kg/mm² の 2 試験は 1 310 000 回及び 1 450 000 回の荷重變化に堪えた (第 20 圖に之を別の符號で示した。)

第 20 圖



上記の値を Schächterle に依つて推奨された方法に依り、直角座標をとつて、その横軸に前應力 (最小應力) を示し、その上に縦距を最大應力に等しくとれば實驗した材料の疲勞強度圖が得られる (第 20 圖線 AE 参照)。C は材料の根本強度を示すもので 26 kg/mm² である。尚 B は交番強度を示し約 15 kg/mm² であり、A は張應力零の點、即ち鋼の根本抗壓強度 U_a を示す。疲勞抗張強度 D₂ 線の他の端 E はその材料の抗張強度に達する。

構造鋼の疲勞抗壓強度 D_a に關しては、今迄精しい研究がされてゐない。之は構造物の抗張材の方が抗壓材よりも疲勞應力に對し危険であるからである。最近

漸く Graf に依る實驗がある。St 37 及び St 60 の有孔短柱に對し行はれ、後者は StNi に似てゐるから參考に供し得る。

D_2 線の點 A は U_a であつて、 D_a 線の點 C_1 となる。逆に D_2 線の點 C は D_2 であつて、 D_a 線の開始點 A_1 となる。茲に兩方の U の値は次の關係を有して居る。即ち

$$30:26=1:1.16 \cdots \text{約 } 1:1.2$$

點 B 及び B_1 は同じ張力及び壓力の交番の場合の應力を示して居るから、兩曲線共縦距及び横距が相等しい。壓力に對する降伏點即ち壓縮限界は張力に對する降伏點より約 5% 高いと假定し得るから、StNi に對し D_1 は約 39 kg/mm^2 となる。抗壓強度は抗張強度よりも 10% 高い、即ち約 67 kg/mm^2 又は約 70 kg/mm^2 と假定すれば、總ての data が揃ふ事となり、StNi の D_2 線をひく事が出来る。(Graf に依る St 60 の値を第 20 圖に示せば、 $\sigma_u = \frac{1}{4}\sigma_0$ のものは略々近くに、 $\sigma_u = \frac{1}{3}\sigma_0$ のものは稍高い處にある) 此の 2 つの疲労強度曲線から、抗壓強度の方が抗張強度よりも大きい事が言へる。尙注意すべきは張力に依る試験片の破壊は孔の縁からはじまる事である。

従つて研究した StNi の根本強度は St 52 の場合平均して 21 kg/mm^2 であるに對し 26 kg/mm^2 である。従つて σ_{zul} を相當に上げる事が出来る。即ち

$$\sigma_{Wzul} = 1260 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{\sigma zul} = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{zul}(\text{一般}) = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

即ち平均して約 300 kg/cm^2 となる。

第 20 圖に推奨すべき $\sigma_0 = \sigma_{zul}$ 線を示した。その下に新しく規定された St 52 に對する σ_0 線を點線で示した。

符號 GHH を有する軟いニッケル鋼は上述の實驗が

示す様に強靱性及び可鍛性が大である。製鐵所壓延所の製産及び橋梁工場の加工に困難を伴はない。その破片は鹽酸に溶解して綠色の沈澱を生ずるから、何時でも完成後に於ても此の鋼を確める事が出来る。又錆に對する抵抗が強い。熱處理の場合に StNi は應力を受けない。溫度變化を受けても、寒冷な場合にも、破壊強度、降伏點及び伸びに變化を生じない。灼熱溫度の高低に拘らず常に此の有利な強度を與へる。今日の多くの高値鋼は此の點に於て非常に敏感であるから非常に優れた點である。

完成された構造物に於ける高値鋼の疲労強度及び試験は全然載荷状態及び構造状態に關係する。大橋梁は自重従つて前荷重が大であるから、此の構造鋼の領分である。StNi は小さい又は中位の構造物又は大きな建築物にさえ適しない。此の StNi を用ふるのは支間 100 m 以上の橋梁の場合であつて、それ以下は完全に前の St 37 を用ふべきである。¹⁾

Ni を含有せる材料を使用したドイツの橋梁工に就て St 37 述べる。

1. 1914~15 に MAN に依つて Köln 市に架設せられた Köln-Denter 吊橋は總鋼重 8263 ton で、そのうち 5570 ton の CrNi 鋼を含む。Ni 含有量 0.9~1.1%、Cr 含有量 0.4~0.6%。

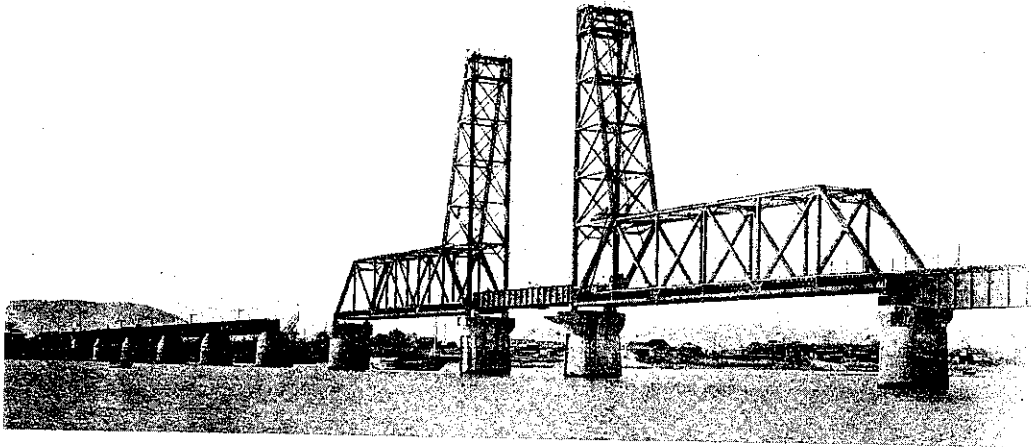
2. 1913~14 に Dortmunder Union に依つて Berlin 市に架設せられた Bornholmer Straße の道路橋は „Hindenburgbrücke“ として知られ、中央徑間の支間 87 m の突桁拱である。總重量 1677 ton のうち、Ni 鋼は 627 ton である。此の Ni 鋼ははじめ普通の Ni 含有量を考へてゐたが、戦争の爲 1/4% に制限しなければならなくなつた。(奥田秋夫抄譯)

¹⁾ ドイツ國有鐵道では既に此の法則に従つて居る。1933 に使用された鋼の内譯は次の如くである。

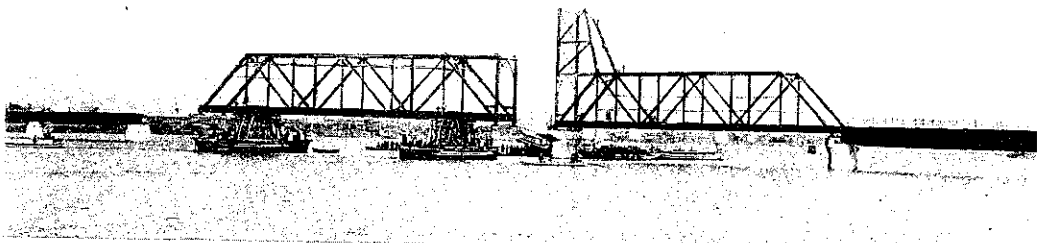
St 37	27 922 ton	又は約	74%	橋梁用
"	3 791 "	"	10"	建築用
計	31 713 "	"	84	
St 52	5 931 "	"	16"	橋梁用
計	37 644 "	"	100"	

工事中の佐賀線筑後川橋梁

全景



径間 46.8m 構桁架設状況

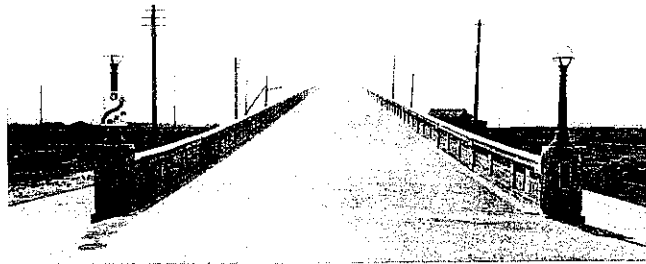
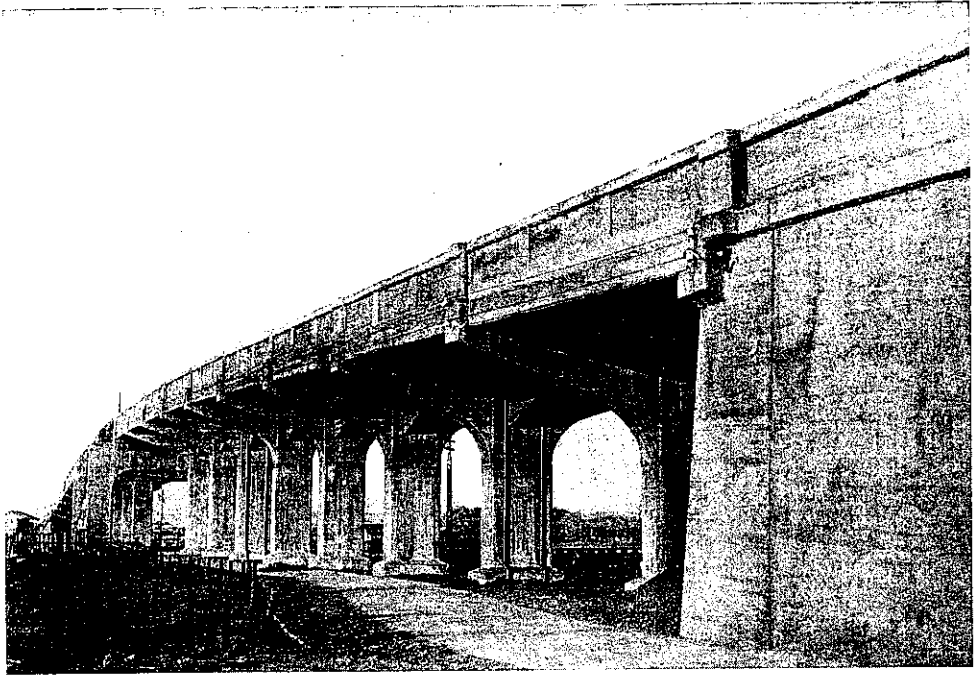


本橋梁は支間 24.2m 下路鉋桁昇開径間を中心として支間 46.8m 下路構桁 2 連、支間 36.4m 上路鉋桁 6 連、支間 22.3m 上路鉋桁 1 連、支間 16.0m 及 12.9m 下路鉋桁各 1 連よりなり、合計 15 径間、全長 506.4m である。

支間 46.8m 構桁の架設は河流状況に依りポンツーン・エレクションを採用した。即ち約 120 ton の平底船に高さ 3.8m のベントを組み、河岸で組立てた構桁を受けて、所定の場所に架設したものである。

本橋梁の設計の詳細に就ては第 21 巻第 1 号 41 頁及 93 頁を参照せられたい。

奈良に於ける單脚ラーメン跨線橋



奈良市内に於ける 15 號國道と省線櫻井線との交叉にして高速車道のみ立體交叉とす

跨線橋延長	158 m
内鐵筋コンクリート單脚ラーメン高架橋延長	144 m
鋼桁橋延長	14 m
有效幅員	6 m
縦斷勾配	1/20

(内務省大阪土木出張所施工)