

論 說 報 告

第27巻第7號 昭和16年7月

鐵筋コンクリート搖承の構造に關する實驗的研究

准會員 一 木 保 夫*

要 旨 鐵筋コンクリート桁の可動支承として、從來の鋼構造に代る鐵筋コンクリート搖承に就き、主として模型試験により、對稱斷面に於ける水平方向引張應力の分布状態、配筋方法の影響、接觸面承飯の影響等に関して試験研究を行ひ、その結果を實際に應用して荷重 100 t に耐ふべき搖承を設計し、之に就き載荷試験を行ひ、設計荷重に對し十分なる安全率を有することを見出して模型試験の結果を實證し、以て鐵筋コンクリート搖承の設計基準を求めたのである。

目 次

- | | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <ol style="list-style-type: none"> 1. 總 說 2. 設計理論に關する既往の研究 <ol style="list-style-type: none"> (1) Hertz の研究 (2) Krüger の研究 (3) Mörsch の研究 (4) Krebitz の研究 (5) Faerber の研究 (6) Freudenthal の研究 (7) Bortsch の研究 (8) 之等の設計理論に關する考察 3. 對稱斷面に於ける水平方向引張應力の分布並びに之に基く配筋方法 <ol style="list-style-type: none"> (1) 搖承内部に於ける應力の分布 (2) 對稱斷面に於ける水平方向引張應力の分布 (3) 配筋方法の影響 | <ol style="list-style-type: none"> 4. 接觸面附近に於けるコンクリートの許容支壓應力度並びに接觸面承飯の影響 <ol style="list-style-type: none"> (1) 接觸面附近に於けるコンクリートの許容支壓應力度 (2) 接觸面承飯の影響 5. 試験搖承の設計並びに其の設計荷重に對する安全率 <ol style="list-style-type: none"> (1) 設 計 (2) 供試體の製作及び養生 (3) 載荷試験 (4) 設計荷重に對する安全率 (5) 接觸面承飯の影響 (6) 試験結果の要約 6. 結 言 |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|

1. 總 說

中徑間以上の鐵筋コンクリート桁の可動支承として、從來は鑄鋼製構造を採用して來たのであるが、現下非常時局の逼迫せる鐵鋼材節減の要求により、之に代る適當なる材料を選択使用すべきことは、急を要する頗る重大な問題となつた。

獨逸に於ては數年來天然石を以て造れる搖承に就き處々にて試験研究が行はれ、獨逸道路局は 1937 年 7 月の告示によつて、小徑間或は中徑間鐵筋コンクリート道路橋の可動支承として天然石搖承を使用すべきことを推奨した。その後國營自動車専用道路の橋梁新設工事に於て、特殊構造による花崗岩搖承を使用し、頗る良好な結果を見てゐる。

併しながら、搖承として天然石を使用するに當つては、其の石材選擇に際し種々の條件が要求され、大塊の天然石を得るには其の價格が非常に高價であり、且つ搖承として最も重要な部分たる接觸面の仕上げも相當困難を伴ひ、従つて經濟的に之を使用することは難しいものと思はれる。更に又、我が國の如き地震國に於ては地震時の危険も頗る大きい。

之等の點より、更に經濟的で又地震に對しても安全なるものとして、當然鐵筋コンクリートによる搖承を使用すべきことが考へられ、我國に於ても其の使用が目下漸次普及せんとしつつあり、既に相當多くの橋梁工事に於

* 内務技師 工學士 内務省土木試験所

て其の實例を見てゐる状態である。

然るに未だ之に關する信頼し得る設計基準なく、實驗例も少いために、各所に於て使用し居る實例を見るに、構造は區々であり、其の安全度も十分ならざるものあり、頗る不安な現状である。

鉄筋コンクリート橋承の設計に當つては、現在では主として、簡單であると云ふ點から Krieger 及び Mörsch による設計方法が採用されてゐるが、之等の方法では對稱斷面に於ける水平方向の引張應力の分布を拋物線狀に假定してゐるために、接觸面に厚い承飯を使用した場合以外は、實際とあまりよく一致しない。而も接觸面に厚い承飯を使用することは、從來の鋼構造に代つて鉄筋コンクリート橋承を使用せんとする本來の主旨に反するものである。

かゝる現状に鑑み、著者は内務省土木試驗所に於て、各地工事現場よりの依頼に係る鉄筋コンクリート橋承に就き壓縮試験を行ふと共に、橋承に關する既往の研究の調査を行ひ、更に進んで高さ 30 cm の模型橋承により、對稱斷面に於ける水平方向引張應力の分布状態、配筋方法の影響、接觸面承飯の影響等に關して試験研究を行ひ、その結果を實際に應用して荷重 100 t に耐ふべき橋承を設計し、之に就き載荷試験を行ひ、設計荷重に對し十分なる安全率を有することを見出して模型試験の結果を實證し、以て鉄筋コンクリート橋承の合理的な設計基準を求めたのである。之等の調査及び試験の結果は、「土木試驗所報告」¹⁾ に詳細に報告し、更に研究を進めつゝあるが、現在までの研究を一括して茲に發表し諸賢の御批判を乞ふ次第である。

2. 設計理論に關する既往の研究

鉄筋コンクリート橋承の設計理論に關しては、石鉸、コンクリート鉸或は鉄筋コンクリート鉸と同様に考へることが出来るが、要するに問題となるのは接觸面に於ける壓縮應力と、縦方向の壓縮によつて誘起される横方向の引張應力であつて、之等に關しては從來主として獨逸に於て研究され、Köpke, Barkhausen, Hertz, Krieger, Mörsch, Krebitz, Faerber, Bielick, Freudenthal, Bortsch 等の實驗的研究或は近似的假定のもとに誘導せる算式等がある。この内主なるものに就き次に簡単に記述する。

(1) Hertz の研究²⁾

Hertz は 2 つの彈性體が接觸し、之によつて一方の物體から他方の物體に壓力が傳はる場合の該接觸面の幅、變形及び應力分布状態に關する問題を取扱ひ、Hertz の理論として有名な式次を與へてゐる。

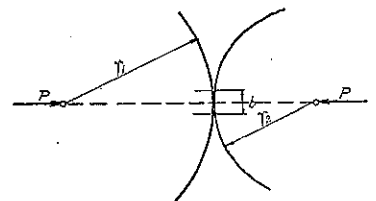
即ち 2 つの圓筒形彈性體が接觸する場合

$$b = 4 \sqrt{\frac{P}{\pi l} \cdot \frac{\frac{1}{E_1} \left(1 - \frac{1}{m_1^2}\right) + \frac{1}{E_2} \left(1 - \frac{1}{m_2^2}\right)}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}}$$

$$\sigma = \frac{4P}{\pi b l}$$

茲に b = 接觸面の幅
 σ = 接觸面の中央に生ずる最大壓縮應力度
 P = 傳達さるべき壓力
 l = 彈性體の接觸する長さ
 E_1, E_2 = ヤング係數

圖-1. 2 圓筒形彈性體の接觸



1) 著者, “鉄筋コンクリート橋承に關する壓縮強度試験”, 土木試験所報告第 45 號
 著者, “鉄筋コンクリートロッカーの形状並びに配筋に關する實驗的研究”, 土木試験所報告第 51 號
 著者, “鉄筋コンクリートロッカーの設計並びにその設計荷重に對する安全性に就て”, 土木試験所報告第 56 號

2) Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. VII.

m_1, m_2 = ポアソン數

r_1, r_2 = 接觸する圓嚮面の半徑 (圖-1)

今 $E_1 = E_2 = E, m_1 = m_2 = m$ とすれば

$$b = 4 \sqrt{\frac{2P \left(1 - \frac{1}{m^2}\right)}{\pi l E \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}\right)}}$$

となる。

尙 Köpcke 及び Barkhausen も共に接觸面に於ける最大壓縮應力度及び接觸面の幅に關する問題を取扱つてゐる。

併し、コンクリートや石材の様な脆性材料を使用せる鉸或は橋承に起る最初の破壊現象は、その接觸面の破壊ではなく、内部に生ずる縦の龜裂であるから、之等の式は接觸面の半徑を決定する場合とか、接觸部分の幅を計算する場合とか、接觸部分の應力を計算する様な場合にのみ使用される。

(2) Krüger の研究³⁾

Krüger は實驗結果に基いて、鉸の對稱斷面に作用する壓縮方向に直角な横方向の全引張力 Z を $Z = 0.28P$ で與へ、之を圖-2 の如く拋物線狀に分布するものと假定してゐる。但し長さは單位長をとる。

(3) Mörsch の研究⁴⁾

Mörsch は甚だ任意的假定のもとに出發して、力の平衡條件より、鉸の對稱斷面に作用する横方向の全引張力 Z 對し、 $Z = P(a-b)/4h$ なる式を與へてゐる。但し長さは單位長をとる。 Z の分布狀態に關しては、Krüger と同様に拋物線狀に分布するものと假定してゐる(圖-2)。

Krüger 及び Mörsch の如く Z の分布を拋物線狀と假定すれば、最大引張應力度 σ_z は、 $\sigma_z = 3/2 \cdot Z/h = 1.5\sigma_z$ となる。但し之を橋承に適用する場合には、兩端の P による影響を組合せて考へることが必要であり、結局橋承全體の引張應力度分布狀態は 2 つの拋物線の一部分重なり合つたもので表はされる。たゞこの場合、 h のとり方、即ち片側の P による影響をどの點まで考へるか甚だ不明瞭であるが、大略 $(1.0 \sim 1.2)a$ 位にとつてよいと考へられる。

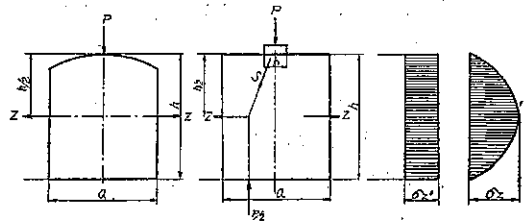


圖-2. Krüger 及び Mörsch による全引張力 Z

(4) Krebitz の研究⁵⁾

Krebitz は縦の龜裂が引張應力度によつてではなく、引張歪によつて起るものと考へ、一般の彈性理論から出發して、Krüger 或は Mörsch の様に不確實な引張強度を基準とせず、壓縮強度を基準として安全度を判斷する次の公式を誘導した。

即ち圓嚮面接觸の場合は

$$\sigma_m = \frac{\sigma_0}{1.08 + 0.033 \frac{l - \delta}{\delta} \sqrt{\frac{l}{\delta}}}$$

但し σ_m = 引張歪による破壊の基準となる壓縮應力度

σ_0 = Hertz による接觸面の最大壓縮應力度

δ = Hertz による接觸面の幅

3) Deutsche Bauzeitung, 1906

4) E. Mörsch, "Über die Berechnung der Gelenkquader", B. u. E., 1924. Heft 12.

5) Josef Krebitz, "Wälzelenke aus Beton oder Stein", B. u. E., 1926. Heft 5.

t 及び d = 圖-3 に示す如く夫々高さ及び幅
又幅 δ なる平面で接觸する場合には

$$\sigma_m = \frac{\sigma_0}{1.30 + 0.02 \frac{t - \delta}{\delta} \sqrt{\frac{t^2}{t\delta}} - 0.30 \left(\frac{\delta}{d}\right)^2}$$

鉄筋を挿入した場合には、鉄筋の断面積を f_e 、 f_e の影響するコンクリートの面積を f_b 、鉄筋とコンクリートとのヤング係数の比を n とすれば、圓端面接觸と幅 δ なる平面接觸との夫々の場合に對し

$$\sigma_m = \frac{\sigma_0}{\left(1.06 + 0.033 \frac{d - \delta}{\delta} \sqrt{\frac{d^2}{t\delta}}\right) \left(1 + n \frac{f_e}{f_b}\right)}$$

及び

$$\sigma_m = \frac{\sigma_0}{\left[1.30 + 0.02 \frac{d - \delta}{\delta} \sqrt{\frac{d^2}{t\delta}} - 0.3 \left(\frac{\delta}{d}\right)^2\right] \left(1 + n \frac{f_e}{f_b}\right)}$$

以上の式は最初一般の弾性理論から出發したにも拘らず、最後の結果に到達する途中に於て、多數の任意的な假定を設けたので、聊か龍頭蛇尾の觀がある。

圖-3. Kreibitz の研究

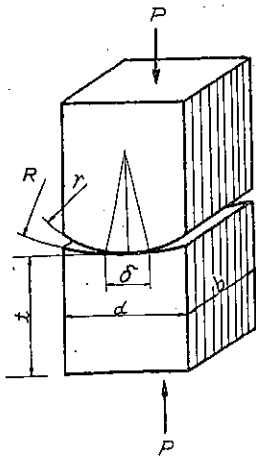
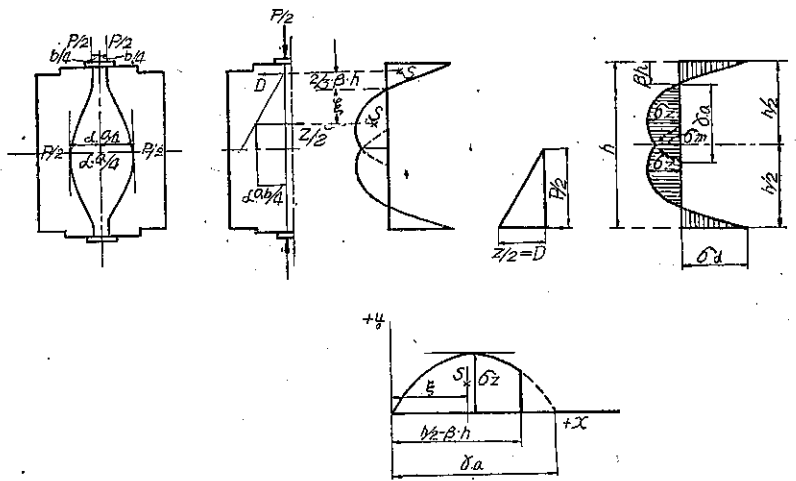


圖-4. Faerber の研究



(5) Faerber の研究⁶⁾

Faerber は橋承の對稱断面に於ける水平方向の最大引張應力度 σ_x に關し、Mörsch と同様な方法で研究を進め、近似的假定のもとに次の式を與へてゐる (圖-4)。

$$\frac{\sigma_x}{\gamma a} h^2 \left(\frac{1}{2} - \beta\right)^2 \left[1 - \frac{2h}{3\gamma a} \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\right] = \frac{3P(\gamma a - b)}{16(3\zeta + 2\beta h)}$$

茲に α, β, γ は橋承の寸法によつて異なる係數である。

(6) Freudenthal の研究⁷⁾

Freudenthal は鉸の内部の應力分布状態に關して研究を進め、對稱断面に於ける横方向の引張應力 σ_x の値に對し次の式を誘導した (圖-5)。

$$\sigma_x = \frac{5P}{4\pi b} [-\varphi(1 + 3 \cot^2 \varphi) + 3 \cot \varphi] + \frac{2P\zeta^2}{\pi} \left[\frac{1}{2(4 + \zeta^2)d} + \frac{d^2(d - y)}{\{ \zeta^2 d^2 + (d - y)^2 \}^2} + \frac{d^2(d + y)}{\{ \zeta^2 d^2 + (d + y)^2 \}^2} \right] - 4\cot^2 \varphi (d^2 - 3y^2)$$

(6) Julius Faerber, "Das Eisenbeton-Pendellager", Der Bauing., 1923. Heft 43.

(7) A. Freudenthal, "Beitrag zur Berechnung von Wälz Gelenken aus Beton und Stein", B. u. E., 1933. Heft 9 u. Heft 10.

但し
$$\alpha = \frac{105}{64\pi} \cdot \frac{P}{d^2} \cdot \frac{\frac{3}{4} i^2 \ln\left(1 + \frac{4}{i^2}\right) - \frac{3}{2} i \operatorname{arc} \cot \frac{2}{i} + \frac{2}{4+i^2}}{1 + \frac{4}{7} i^2 + i^4}$$

この解法も勿論一つの近似解法に過ぎないが、鉸の内部の応力状態に關する限り、これまでのものよりも遙かに嚴密に近いものである。尙この Freudenthal の解法に就いては、「土木學會誌」第 19 卷第 9 號に福田武雄氏が「コンクリート或は石材の鉸の解法」として紹介しておられるので、詳細は同文を参照されたい。

(7) Bortsch の研究⁸⁾

Graz 大學教授 Bortsch は、彈性理論から出發して之に實驗の結果を加へ、對稱斷面に於ける引張應力 σ_x の分布状態を簡單な方法で直線を以て描き、之より圖式的に鐵筋の配置を定める方法を發表してゐる。

Bortsch の解法に就いては「土木學會誌」第 25 卷第 3 號及び第 6 號に抄譯しておいたので、詳細は同文を参照されたい。次に簡單にその方法のみについて記する。

今圖-6 に示す如き單位長の鉸を考へ、之に荷重 P が b なる幅に $p = p_1 \cos \frac{\pi x}{b}$ に分布して働くものと考へる (Hertz の理論に於ては橢圓狀に分布するものと假定してゐる。(1) Hertz の研究参照)。鉸の幅を a , $b/a = \beta$ とする。然るときは對稱斷面に於ける σ_x の分布状態を示す圖を圖-7 の如くして描くことが出来る。

$y/a = 1$ なる A 點と $\sigma_x = 0.6P/a$ なる B 點とを結ぶ。この直線と $y/a = 0.6$ に於ける水平線との交點を C とする。 $y/a = 1$ に於て $\sigma_x = 0.05P/a$ をとり、かくして D 點が求まる。一方 $y/a = 1.7$ の點を E とする。線 BCDE は β には無關係である。O より下方 $y/a = \frac{\beta}{4} (5 - 13\beta)$ にて F 點が求まり、 $(0.6 - 0.9\beta + 2\beta^2) \cdot P/a$ なる距離をおいて y/a 軸に平行なる線が G 點を決定する。線 FGCDE と y/a 軸とによつて圍まれた面積が、鐵筋によつてとらるべき引張力を表はすことになる。

さて次にこの引張應力圖によつて鐵筋の配置を決定する方法を、數値計算例によつて説明する。

$R = 2.15 \text{ m}$, $r = 1.70 \text{ m}$, $E_b = 250\,000 \text{ kg/cm}^2$, $a = 57 \text{ cm}$, 橋梁の幅の方向即ち鉸の長さ 1 cm 當りに働く力 $P = 1\,746 \text{ kg}$ とする。Hertz の式により $b = 7.45 \text{ cm}$, 又 $p_1 = 298 \text{ kg/cm}^2$, $\beta = b/a = 0.131$, $P/a = 30.65 \text{ kg/cm}$ である。

前述の方法によつて、鉸の軸に於ける長さ 1 cm 當りの引張應力 σ_x は圖-8 (a) の如くなる。引張應力圖の面積は 450 kg/cm となり、従つて $Z/P = 450/1\,746 = 0.258$ となる。今鐵筋を橋梁の幅の方向に 15 cm 間隔に入れるものとすれば、一つの斷面に於て鐵筋によつてとらるべき全引張應力は $15 \times 450 = 6\,750 \text{ kg}$ となる。この

圖-5. Freudenthal による横方向引張應力 σ_x (P は拋物線狀に分布するものと假定する)

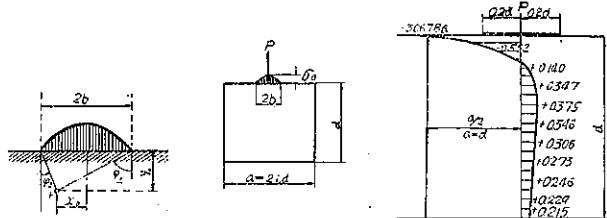


圖-6. コンクリート鉸

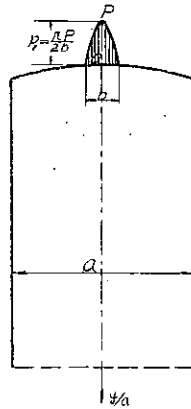
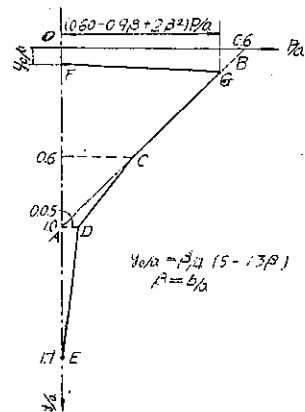


圖-7. Bortsch による對稱斷面の σ_x の分布状態



8) R. Bortsch, "Wälzgelenke und Stelzenlager aus Eisenbeton", B. u. E., 1933. Heft 19 u. Heft 20.

力の分配は圖-8 (b) の如き方法による。

鉄筋間隔を e 、鉄筋断面積を f_e 、鉄筋の許容応力度 $\sigma_s = 800 \text{ kg/cm}^2$ とする ($\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$ とせずに $\sigma_s = 800 \text{ kg/cm}^2$ をとつた理由に就いては後に説明する)。

圖-8. 数値計算例

然るときは $e \cdot 15\sigma_s = f_e \sigma_s$

故に $e = \frac{f_e \sigma_s}{15\sigma_s}$

$\phi 14 \text{ mm}$ に対しては $f_e = 1.54 \text{ cm}^2$ なる故に

$$e = \frac{1.54 \times 800}{15\sigma_s} = \frac{83.1}{\sigma_s}$$

σ_s の種々の値に對し e を計算して、1つの直線の上下にこの半分づゝをとり、之によつて2つの對稱的の曲線が得られる。この2つの曲線の間に 45° の斜線を引いて行くと鉄筋の位置が求まる (圖-8 (c))。轉動面からかなり離れた軸上の點に於ては、 e が非常に大きくなるから鉄筋の直徑を變へ $\phi 8 \text{ mm} = 0.502 \text{ cm}^2$ を用ふる。然るときは

$$e = \frac{0.502 \times 800}{15\sigma_s} = \frac{26.77}{\sigma_s}$$

となりて之により又別の曲線が得られ、同様にして鉄筋の位置が決定される。

鉄筋の間隔が最も密になる點は、自ら引張應力 σ_s が最大の點であつて、之は轉動面から $y = 12 \text{ cm}$ 離れた點である。参考のために之と比較して圖-8 (d) に Morsch の方法による鉄筋配置を示すが、之に於ては鉄筋間隔の最も密な點は、高さの約 $1/2$ 即ち $y = 28 \text{ cm}$ のところである。

更に Bortsch は龜裂が入つた場合の無筋及び鉄筋コンクリート鉸に就いて研究を進め、龜裂が入つた場合には鉄筋は前述の計算によるよりも 50% も大なる應力に抵抗しなければならないことを見出し、そのために鉄筋の許容應力度としては普通一般に用ひられてゐる 1200 kg/cm^2 の代りに、之より小なる $800 \sim 1000 \text{ kg/cm}^2$ 程度にとることが必要であることを述べてゐる。

橋承に於ける應力の計算も鉸に於けると全く同様であるが、たゞ橋承の場合には、兩端に働く各々の荷重によつて生ずる2つの應力曲線が合さつたものとなる。即ち圖-9 に示す如き、高さの $1/2$ のところに最小の σ_s をもつた對稱な應力曲線を得る。鉄筋の配置も圖-8 の場合と全く同様にして決定される。

(8) 之等の設計理論に関する考察

以上が今日までに發表されてゐる主なる計算方法の大略であるが、現在では之等の内最も簡單であると云ふ點から、Krüger 及び Morsch の方法が最も多く使用されてゐる。併し後に述べる如く、著者の行つた實驗の結果から、Krüger 及び Morsch の方法は接觸面に厚い承飯を使用した場合以外は實際とあまりよく一致せず、之に

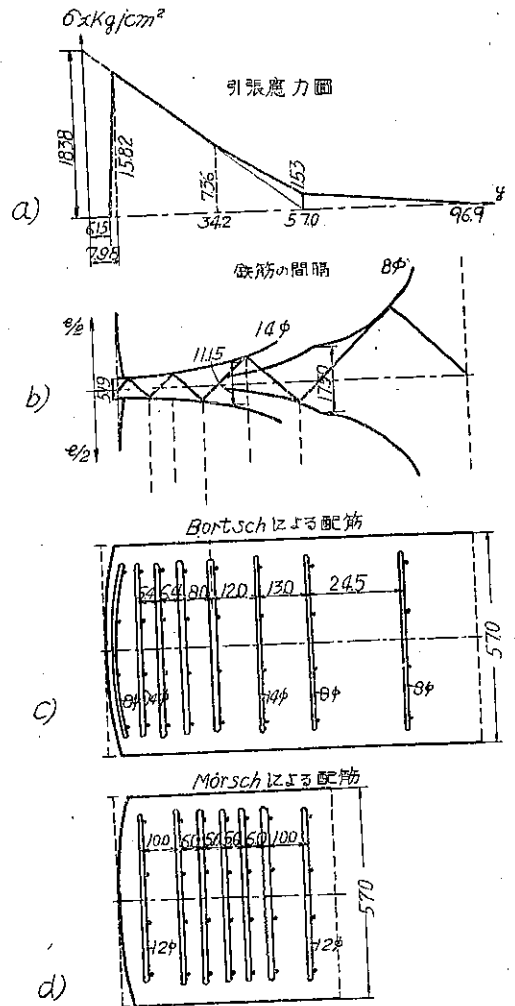
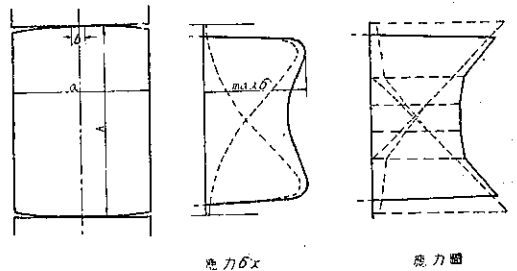


圖-9. 橋承に於ける σ_s 分布圖



應力 σ_s

應力圖

對して Bortsch の方法が普通の場合に對し比較的よく實際と一致し、又この方法によつて鉄筋の計算を行つた橋承が十分大なる強さを有することが明らかになつた。

Bortsch の方法によれば、Krüger 或は Mörsch の方法によるよりも荷重の作用點に近い部分で最大の引張應力を生じ、従つてその部分で鐵筋の間隔が最も密になるわけである。

尙この外、Krebitz とか Freudenthal の方法は、理論としては比較的嚴格なものであるが、式の形が複雑であるために、實際設計に使用するには不便である。

3. 對稱断面に於ける水平方向引張應力の分布並びに之に基く配筋方法

(1) 橋承内部に於ける應力の分布

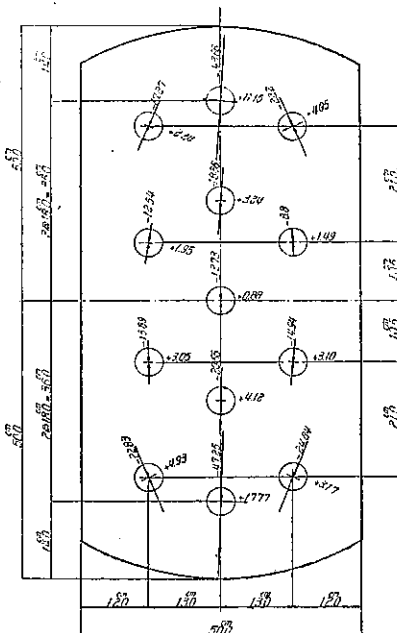
橋承内部に於ける應力の分布状態を推知するために、寫眞-1 に見る如き幅 50 cm, 高 100 cm, 長 50 cm の 1:2:4 無筋コンクリート橋承供試體を作製し、表面に圖-10 に見る如く 13 個の測點を設け、鉛直に載荷して各測點に於ける水平、鉛直及び左右 45° の 4 方向の歪を Huggenberger 歪測定器 (精度 1/1 000 mm) により測定し、之より彈性計算により主應力の大きさ並びに方向を求めた。計算に當つて、コンクリートのヤング係數 E 及びポアソン數 m は、 $E=210\ 000\text{ kg/cm}^2$, $m=6$ と假定した。この様に E 及び m を假定し、完全彈性體に関する理論をそのまま應用したのであるから、勿論計算によつて得られた値が實際に生じてゐた應力と幾分相違することは免れないが、併し應力分布の大體の傾向を知るには十分である。

斯くして求めた載荷 50 t の場合の主應力の方向及び大きさは 圖-10 に示す如くである。(+) は引張應力, (-) は壓縮應力を示す。最大の壓縮及び引張應力は鉛直方向の對稱断面に生じ、夫等の大きさは載荷點より高さの中心に近づくにつれて減少してゐる。

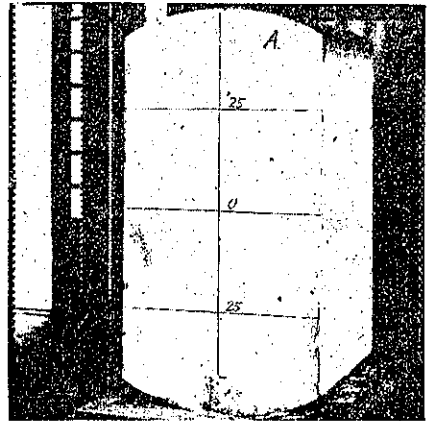
材齡約半年で破壊試験を行つた結果、寫眞-2 に見る如く中央に縦の龜裂を生じて 2 つに裂けた。145 t にて載荷點附近に初龜裂を生じ、破壊荷重は 165 t であつた。寫眞-2 に水平に 2 條の黒線が見えるのは、破壊時の危険を防ぐため豫め緩く結つておいたロープである。

各地の橋梁工事現場より依頼の鐵筋コンクリート橋承供試體に就いて試験せる結果は、應力の分布状態に關しては無筋の場合と同様な傾向を示し、破壊試験の際の龜裂の發生状態は、何れも載荷點の近くに生じた初龜裂が數條の縦の龜裂となつて進展し、然も主なる龜裂は中央に近い

圖-10. 載荷 50 t の場合の主應力の方向及び大きさ (kg/cm²)



寫眞-1. 歪測定用無筋コンクリート橋承供試體



寫眞-2. 無筋コンクリート橋承供試體の破壊状態



縦の鉄筋に沿って生じた。

以上述べた応力の分布状態及び龜裂の發生状態より明らかなる如く、橋承の破壊は縦方向の壓縮によつて誘起される横方向の引張應力によるものであるから、之に對して十分なる鐵筋を挿入する必要がある。

(2) 對稱斷面に於ける水平方向引張應力の分布

橋承の鉛直對稱斷面に於ける水平方向引張應力の分布状態を明らかにせんがために、圖-11 の如き幅 15 cm、高 30 cm、長 15 cm の横型の 1:1.5:3 無筋コンクリート橋承供試體を作製し、その表面の對稱斷面上に 7 個の測定を設け、鉛直に載荷せる場合の之等の測點に於ける歪を測定し、之より計算によつて水平方向引張應力の大きさを求めた結果は圖-12 の如くである。但しこの場合は、對稱斷面であるから、主應力の方向は鉛直及び水平であり、左右 45° の方向の歪は等量であるものと假定して、歪の測定は鉛直及び水平の 2 方向のみに止めた。又コンクリートのヤング係数 E 及びポアソン數 m は、前と同様に $E=210\,000\text{ kg/cm}^2$ 、 $m=6$ と假定して計算を行つた。

圖-11. 模型の無筋コンクリート橋承供試體

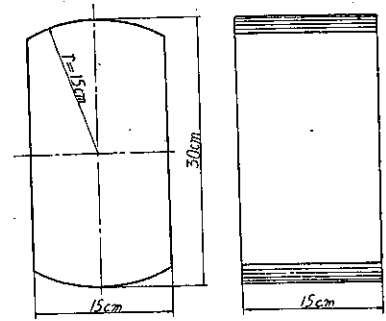


圖-12 を見るに、 σ_x の分布は兩端にて大きく中心に近づくにつれて小さくなつてゐて、Krüger 或は Mörsch の假定してゐる様な拋物線狀の分布とは全く異なつてゐる。

今この實測値と Bortsch の方法により計算せる値とを比較してみるときは、圖-13 及び圖-14 の如くであり、兩者が良く合致することがわかる。たゞ荷重の作用點に近い部分では實測値の方が幾分大きな値を示してゐる。

即ち接觸面に承載を有しない場合には、Bortsch の方法によつて計算した値が非常によく實際と合致することがわかる。承載を有する場合には、水平引張應力の分布状態が變り、厚い承載を使用した場合には Krüger 或は Mörsch の假定してゐる様な拋物線に近い形を示すことが實驗によつて確かめられたが、實際に於てこの様な厚い承載を使用することは、從來の鋼構造に代つて鐵筋コンクリート橋承を使用せんとする本來の主旨に反するも

圖-12. 水平引張應力 σ_x の實測値

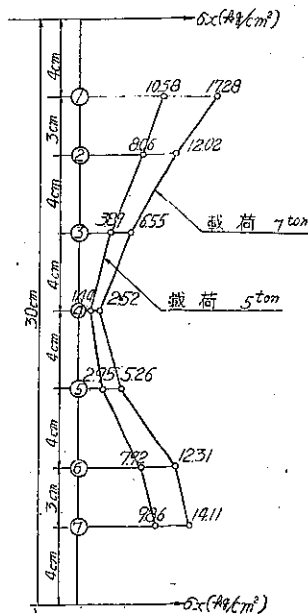


圖-13. 水平引張應力 σ_x の實測値と Bortsch の方法により計算せる値との比較 (載荷 5 t)

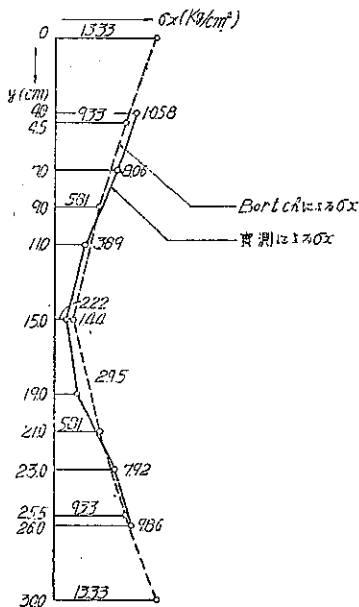
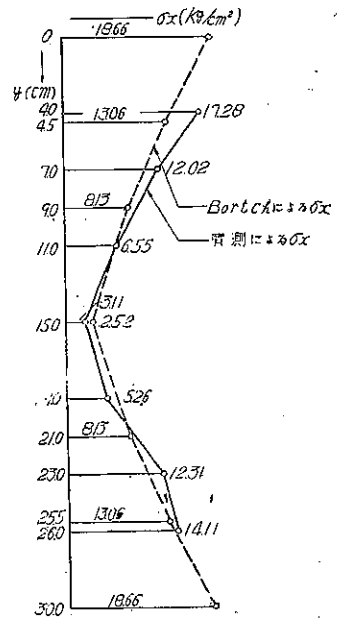


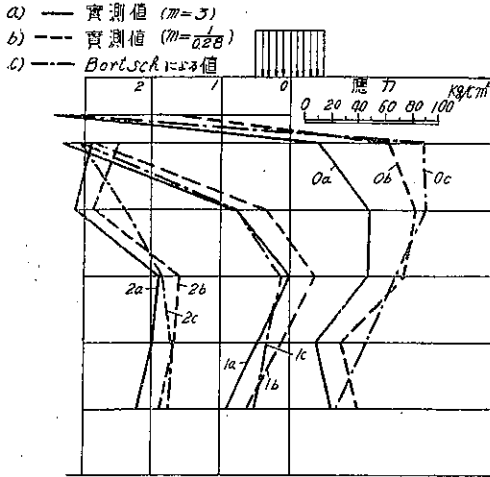
圖-14. 水平引張應力 σ_x の實測値と Bortsch の方法により計算せる値との比較 (載荷 7 t)



のであり、又厚い承鉄を使用しなければならぬ理由は少しもないのである。普通の薄い承鉄を使用した場合にも Bortsch の方法によつて計算を行へば、実際とは幾分相違するがその差は安全側にあると云ふことが出来る。

尙 Bortsch の方法が實際と良く合ふと云ふことに就いては、Hannover の工業大學に於て、供試體として鋼鉄を用ひて行つた實驗によつても證據立てられてゐる⁹⁾ (圖-15)。

圖-15. 水平引張應力 σ_x の實測値と Bortsch の方法により計算せる値との比較 (Hannover の工業大學にて行つた實驗による)



(3) 配筋方法の影響

形状の影響、接觸面承鉄の影響及び配筋方法の影響

を見出さんがため、圖-16 の如き高さ 30 cm の 12 種の模型橋承供試體に就き比較試驗を行つた。I~IV は無筋のもの、V, VI は Bortsch の方法によつて鉄筋を入れたもの、VII, VIII は一重の螺旋鉄筋を入れたもの、IX~XII は二重の螺旋鉄筋を組合せて入れたものである。鉄筋としては 8~12 番鐵線を使用した。

比較試驗の結果は圖-17 の如くで、之より次の結論を得た。

形に關しては、III 又は IV は I 又は II より夫々強さは僅か大であつたが、IV の様な形とすれば最も大きな引張應力を受ける部分の鉄筋の長さが最も短くなつて不合理であるから、結局 II の様な形を標準型として採用すべきである。

接觸面承鉄の影響に關しては、承鉄を取付けることによつて強さは増加した。例へば V と VI とを比較するに、VI は V よりも龜裂荷重は 26%、破壊荷重は 9% 増加してゐる。又無筋のもの I と II を比較するに、II は I よりも龜

圖-16. 模型橋承供試體の種類

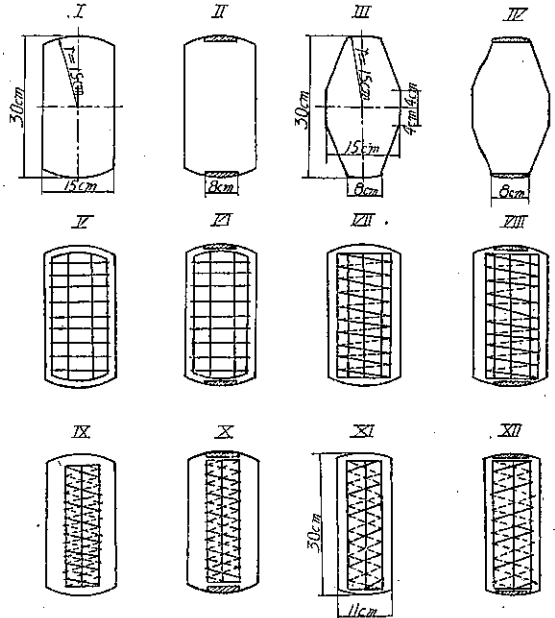
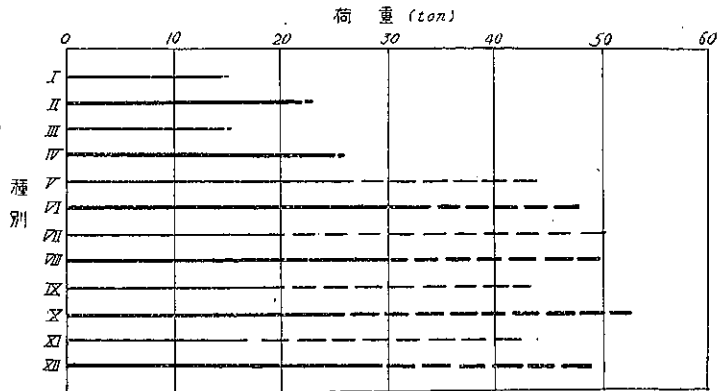


圖-17. 龜裂荷重及び破壊荷重



—— 接觸面に鋼板の有せず
 - - - - 有す
 實線の終端にて初龜裂を生じ、破線の終端にて破壊状態に達し、荷重の上昇止む

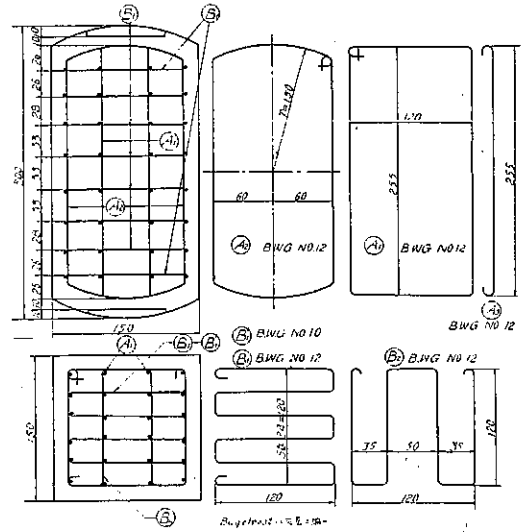
9) Gaede, "Wälzgelenke und Stelzenlager aus Eisenbeton". B. u. E., 1939. Heft II.

裂荷重は 53%，破壊荷重は 51% 増加してゐる。之は承鉄の使用によつて，對稱斷面に於ける横方向引張應力の最大値が減少して來るためである。尙承鉄の影響に就いては後に述べる。

さて配筋方法の影響に關しては，Bortsch の方法によつて，對稱斷面に於ける水平方向の引張應力に十分抵抗し得るだけの鉄筋を Biegelrost として入れ，承鉄を取付けたもの即ち VI が最も良い結果を示した。螺旋鉄筋を用ひたものは，破壊荷重は非常に大であるが，破壊に達するかなり前に外側のコンクリートが剝落し，載荷點附近のコンクリートが壓挫されて使用に耐へない状態となるので，良否の判断は龜裂荷重と龜裂の進行状態及び破壊の状態とによるべきであつて，この點より考へて VI が最もよいと判断されたのである。

VI は 5 もに對して設計したもので，鉄筋の詳細は圖-18 の如くである。長さの方向及び軸方向の鉄筋は補助の鉄筋であつて，太い鉄筋を使用する必要はない。

圖-18. 鐵筋詳細圖



4. 接觸面附近に於けるコンクリートの許容支壓應力度並びに接觸面承鉄の影響

(1) 接觸面附近に於けるコンクリートの許容支壓應力度

橋承の接觸面即ち桁の下面及び橋臺又は橋脚の上面と接する轉動面には，厚さ 20 mm 程度の承鉄を使用するのが普通であるが，接觸面附近のコンクリートは非常に大きな支壓應力を受けることになる。併しこの様にコンクリート支承面が局部的に帶狀の荷重を受ける場合には，支承面全體に荷重を受ける場合よりもコンクリートの許容支壓應力度を大きくとることが出来る。之は支壓材自身の強度の外に，支壓力を受ける面積 A' と支承の表面積 A との關係に依るものであつて，土木學會鐵筋コンクリート標準示方書では第 75 條 (2) に於て，支壓材が帶狀の荷重を受ける場合其の許容支壓應力度 σ_{ca}' は $\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \sqrt{\frac{A}{A'}}$ に依ることを得，但し σ_{ca}' は 120 kg/cm^2 を超過すべからず，と規定してゐる。茲に σ_{ca} は面全體に荷重を受ける場合の許容支壓應力度 $\left(\frac{\sigma_{36}}{9.5}\right)$ ， d は支壓材の幅， d' は帶狀の荷重の幅である。又この式の適用されるのは，支壓材の高さ h が幅 d よりも大なる場合である。この規定は，Bauschinger, Bach 及び Graf の行つた試験結果を基として定められたものであるが，橋承の設計の際に，接觸面附近の應力度を 120 kg/cm^2 以内とするのは甚だ困難であり，然も著者の業に行つた現場より依頼の橋承供試體に就いての試験から見ても σ_{ca}' の限度を更に高め得るであらうことが，容易に豫想出來たのである。

以上の理由より，支承面が局部的に帶狀の荷重を受ける場合の支壓應力度の許容し得る限度を明らかにせんがために，圖-19 の如き幅及び長さ 30 cm，高さ 36 cm の 1:2:4 コンクリート供試體に就き，荷重の幅を種々に變へて支壓力を試験した。使用コンクリートの壓縮強度は材齡 28 日にて平均 280 kg/cm^2 である。

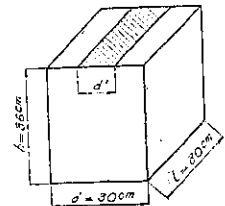
支壓力試験の結果は圖-20 に示す如くである。何れも供試體 3 個に就いての平均をとつたものである。

之より實驗式を誘導するときは

$$K' = 0.90 K^{2.16} \sqrt{A/A'} = 1.28 \sigma_{ca}^{2.16} \sqrt{A/A'}$$

となる。但し K' は局部的に荷重を受けた場合の支壓應力度， K は面全體に荷重を受けた場合の支壓應力度である。

圖-19. 支壓力試験供試體の寸法



今之を鐵筋コンクリート標準示方書の規定と比較してみると、圖-21 の如くである。(1) は試驗結果を示す直線である。 σ_{28} を標準示方書に於て取扱つてゐる最大値 210 kg/cm^2 とすれば、示方書の規定は (2) なる直線である。

圖-20. $A'/A=d'/d$ と P/A 及び P/A' との關係

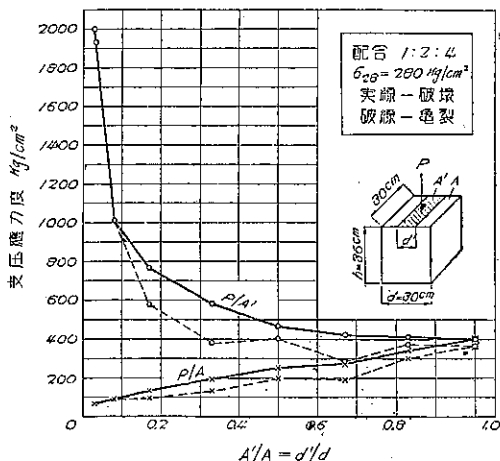
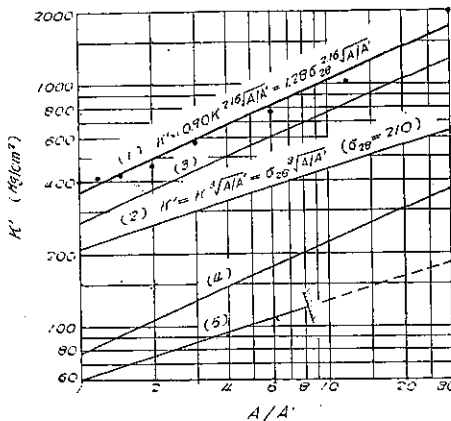


圖-21. 示方書規定と試驗結果との比較



示される。(3) は同じく $\sigma_{28} = 210 \text{ kg/cm}^2$ として、試驗結果より得た關係式を適用した場合の直線である。(2) と (3) とを比較するに (3) の方が (2) よりも K' の値が大で、この K' の差は A/A' の大となるにつれて増加してゐる。又 (4) 及び (5) なる直線は夫々 (3) 及び (2) に對して、3.5 の安全率をとつた許容支壓應力度を示す。(5) は $\sigma_{ca}' = 120 \text{ kg/cm}^2$ まで、即ち $A/A' = 8$ までしか適用し得ないものとなつてゐるが、(4) は試驗範圍 $A/A' = 1 \sim 30$ の全體に亙つて成立し、その最大値は $\sigma_{ca}' = 367 \text{ kg/cm}^2$ を示しており、許容支壓應力度 σ_{ca}' の限度を現在の規定よりも更に高め得ることを示してゐる。

次に上述の實驗式に於ける係數 1.28 は、支壓材の大きさ、寸法等によつて異なり、主として支壓材の高さの影響を受ける係數であるから、安全側にとつて之を 1 とし、又指數を安全側に變へて、許容支壓應力度式として

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \sqrt[2.2]{A/A'} = \sigma_{ca} \sqrt[2.2]{d/d'}$$

とした。この式を $\sigma_{28} = 210 \text{ kg/cm}^2$ として示方書の規定と比較するときは圖-22 の如くである。又 σ_{ca}' の最大限度に就いては $A/A' = d/d'$ の範圍を試驗範圍 30 までとれば $\sigma_{ca}' \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ となる。圖-22 に於ける $\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \sqrt[1.8]{A/A'}$ なる直線は参考のため之と同時に於ける點狀の荷重に對するものである。

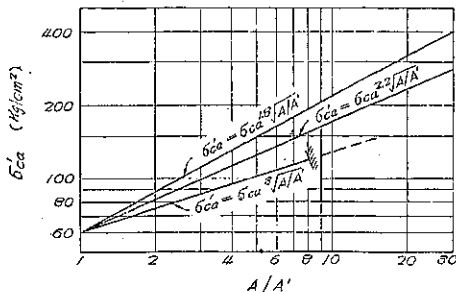
この試驗によつて、 $\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \sqrt[2.2]{d/d'}$, $\sigma_{ca}' \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ が得られたが、この σ_{ca}' の限界値は標準示方書に於て取扱はれてゐる 1:2:4 程度のコンクリートで、 $\sigma_{28} = 210 \text{ kg/cm}^2$ なる強度を有するものに對する値であつて、更に強度の大なるコンクリートに於ては技術者の判斷によつて、限界値として更に大きな値をとることが出来る。この様に示方書の規定よりも大きな支壓應力度を許し得ることが明らかになつたので、橋承の設計は非常に樂になる。

更に上記の式の簡易計算式として次の式を導いた。

$$\sigma_{ca}' = 0.9\sigma_{ca} \sqrt[3]{\frac{d}{d'}}$$

この式による誤差は $d/d' = 2 \sim 10$ の範圍に於ては $-7\% \sim -0\%$ に過ぎず、この程度の誤差は實際的には許容し得るので、この簡易式によつて計算して差支へない。

圖-22. 著者の提案せる式と示方書規定との比較



(2) 接觸面承鉄の影響

前に述べた如く、高さ 30 cm の模型橋承供試體に就いての試験に於て、上下の接觸面に承鉄を取付けることによつて強さは増加した。このことは現場より依頼の橋承供試體に就いても明らかに認められた。この様に強さの増加するのは承鉄の使用によつて、荷重を幾らか廣い面積に分布して傳へるために、對稱断面に於ける横方向引張應力の最大値が減少して來るためである。又承鉄の使用によつて、桁の下面或は橋臺、橋脚の上面と橋承との接觸が良好になり、従つて應力が局部的に集中されることを避け、且つ又載荷點附近のコンクリートに生ずる最大壓縮應力度も大いに減じ、その部分のコンクリートが壓挫されて橋承の轉動作用（この轉動角は極めて小なるものであるが）を害するのを、ある程度まで防ぐことが出来る。

之等の理由より、橋承の接觸面と桁の下面或は橋臺、橋脚の橋承と接する上面とは承鉄を使用すべきであるが、この承鉄の厚さは、試験の結果より見てあまり大なる厚さは必要としない。普通に用ひられる橋承に対しては 20 mm 程度が適當であらう。あまり厚い承鉄を使用することは、從來の鋼構造に代つて鉄筋コンクリート橋承を使用せんとする本來の主旨に反するものである。又その幅は橋承の幅の約 1/2 位で十分である。

尚、承鉄の影響に就いては、獨逸の Burkhardt の行つた實驗に於ても、破壊荷重を 40% 高め得たと報告されてゐる。

5. 試験橋承の設計並びに其の設計荷重に對する安全率

前述の模型試験の結果を實際に應用して、荷重 100 t に耐ふべき鉄筋コンクリート橋承を設計し、之に對し供試體を 2 個製作して載荷試験を行ひ、その結果設計荷重に對し十分なる安全率を有することを見出し、模型試験の結果を實證したのである。供試體 2 個の内 1 個の接觸面承鉄の影響を見んがために承鉄を省略して製作せるものである。

(1) 設 計

1. 設計荷重並びに橋承の形狀及び寸法

設計荷重は 100 t、形狀及び寸法は圖-23 に示す如く、高 90 cm、幅 40 cm、長 60 cm とし兩端面は高さの 1/2 に中心を有する圓弧とした。後に鐵筋の計算に於て述べる如く、この寸法とすれば最大引張應力度は 21.25 kg/cm² となり、適當であることが認められた。

圖-23. 試験橋承の形狀及び寸法

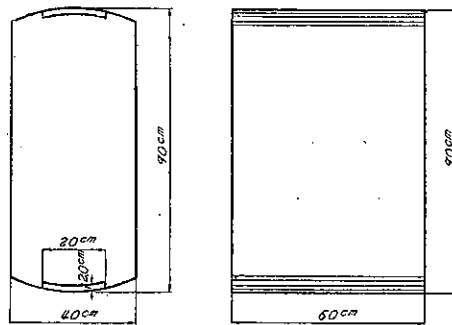
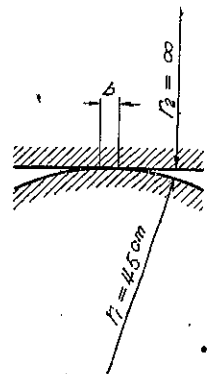


圖-24. 接觸狀態



2. 兩端接觸面承鉄

幅 20 cm、長 60 cm、厚 20 mm の鋼鉄を表面半徑 45 cm に曲げて使用することとした。

桁の下面及び橋脚上面にも鋼鉄を

使用する爲、今 Hertz の式によつて接觸面幅を求めると次の如くなる（圖-42）。但し鉄に接する部分のコンクリートは便宜上鋼と同じ變形をなすものと見做して計算する。

$$b = 4 \sqrt{\frac{2P}{\pi l E} \cdot \frac{1 - \frac{1}{m^2}}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}}$$

$P = 100\,000$ kg, $l = 60$ cm, $E = 2\,100\,000$ kg/cm², $m = 3$, $r_1 = 45$ cm, $r_2 = \infty$ を入れれば

$b = 5.7$ mm

次に應力の分布を Hertz の假定した如く、拋物線法に分布するものとして接觸面に於ける最大壓縮應力度を求めれば

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= \frac{4P}{\pi bl} \\ &= 3738 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

鋼に對しては、かかる場合に $5000 \sim 6000 \text{ kg/cm}^2$ の壓縮應力度を許容し得る。且つ又、實際には承鉄に接する部分のコンクリートが鋼よりも大なる變形を生ずるために、接觸面幅 b は計算によるものよりも大となり、従つて σ_{\max} は小となるものと考へられる。

3. 承鉄に接する部分のコンクリートに生ずる最大壓縮應力度

荷重が承鉄によつて、承鉄に接するコンクリートの幅 12 cm ($40 \text{ cm} \times 0.3$) の面に Bortsch の假定せる如く、 \cos 状に分布するものと假定すれば、コンクリートに生ずる最大壓縮應力度は

$$\begin{aligned}p_1 &= \frac{\pi P}{2bl} \\ &= 218 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

となる。

\cos 状の分布であるから、 $d/d' = 8$ (即ち $d' = 5 \text{ cm}$) と假定し、又コンクリートの配合をよくして $\sigma_{ca} = 70 \text{ kg/cm}^2$ (即ち $\sigma_{23} = 245 \text{ kg/cm}^2$) とれば、コンクリートの許容支壓應力度は前述の簡易式より

$$\begin{aligned}\sigma_{ca'} &= 0.9\sigma_{ca}\sqrt{\frac{d}{d'}} \\ &= 190 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

となるが、鉄筋の使用により 15% 高まるものとすれば 220 kg/cm^2 まで許容される。

4. 鉄筋の配置

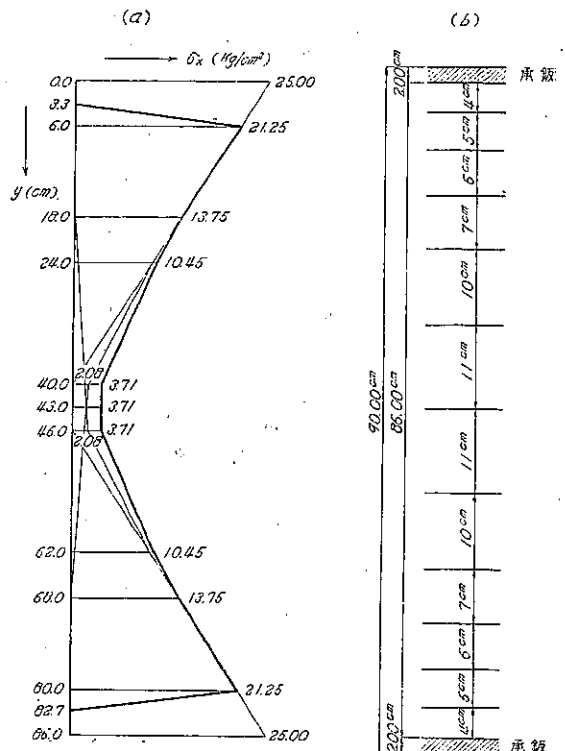
鉄筋の配置は Bortsch の方法によつて決定する。

$$\begin{aligned}\beta &= \frac{b}{a} = \frac{12}{40} = 0.3 \\ \frac{2a}{a} &= \frac{\beta}{4} [5 - 13\beta] \\ &= \frac{0.3}{4} [5 - 13 \times 0.3] = 0.0825 \\ (0.60 - 0.9\beta + 2\beta^2) \frac{P}{a} \\ &= (0.60 - 0.9 \times 0.3 + 2 \times 0.3^2) \frac{P}{a} \\ &= 0.51 \frac{P}{a} \\ \text{又} \quad P &= \frac{100000}{60} = 1667 \text{ kg} \\ &\quad (\text{長 } 1 \text{ cm 當り}) \\ \frac{P}{a} &= \frac{100000}{60 \times 40} = 41.67 \text{ kg/cm} \\ &\quad (\text{長 } 1 \text{ cm 當り})\end{aligned}$$

故に引張應力の分布は圖-25 (a) の如くなる。

鉄筋は長さの方向に對し 10 cm 間隔に入れるものとする。

圖-25. 引張應力の分布並びに引張鉄筋間隔の決定



e を高さの方向に於ける鉄筋の間隔、鉄筋断面積を A_s 、鉄筋の許容引張応力度を $\sigma_{sa}=1000 \text{ kg/cm}$ とする。引張応力を全部鉄筋にとらせるのであるから

$$e \cdot 10\sigma_x = A_s \sigma_{sa}$$

$$e = \frac{A_s \sigma_{sa}}{10\sigma_x}$$

$\phi 13 \text{ mm}$ 鉄筋を使用するときは

$$A_s = 1.131 \text{ cm}^2$$

故に

$$e = \frac{1.131 \times 1000}{10\sigma_x}$$

$$= \frac{113.10}{\sigma_x}$$

之より σ_x の種々なる値に對し、鉄筋の間隔 e を求むれば表-1 の如くなる。

表-1. 引張鉄筋の間隔

σ_x (kg/cm ²)	e (cm)	σ_x (kg/cm ²)	e (cm)
21.25	5.3	10	11.3
20	5.7	8	14.1
19	6.0	6	18.9
18	6.3	4	28.3
16	7.1	2	56.6
14	8.1	0	∞
12	9.4		

之より高さの方向に於ける鉄筋の間隔を圖-25 (b) の如く決定する。

軸方向及び長さの方向の鉄筋も同じく $\phi 12 \text{ mm}$ を使用する。

5. コンクリート

コンクリートの配合は容積比にて 1:1.5:3 とし、スランブ 5~7 cm を標準とする。砂利は 25 mm 以下、良質にして細粗粒適度に混合せるものを使用する。

コンクリートの填充に當つては、締固めを特に入念に行ひ、空隙の發生を防ぐ。

セメントは新鮮なものを使用する。

その他のコンクリートの強度に影響を及ぼす諸因子を考慮し、出来るだけ強度の大なるコンクリートを造る。

6. 設計圖

以上により設計したる橋承構造圖は圖-26 に示す如くである。

(2) 供試體の製作及び養生

供試體の製作は昭和 14 年 10 月 6 日某工事現場に於て行つた。

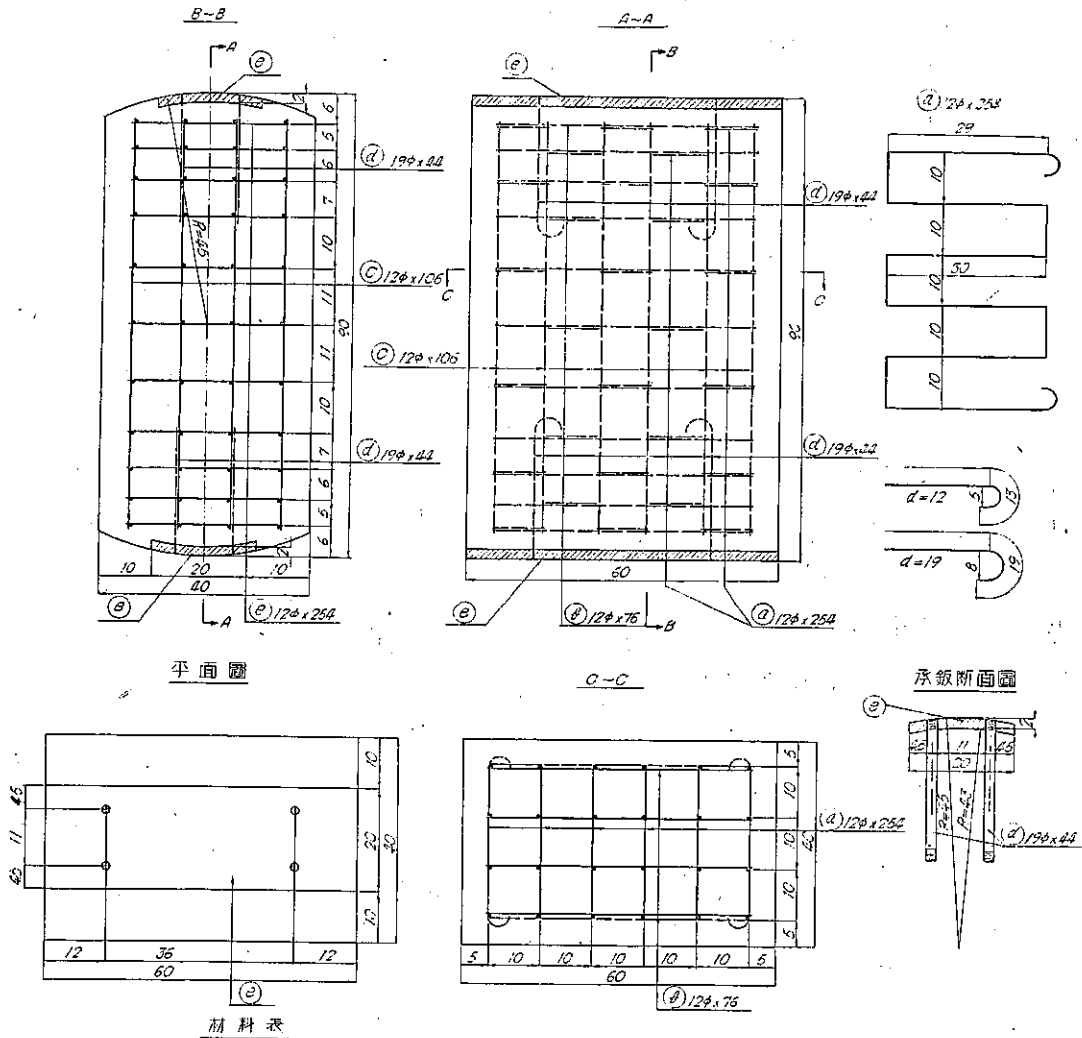
1. 使用材料

セメントは三河セメント、砂は愛知縣矢作川産 2.5 mm 以下、比重 2.61、單位容積重量 1500 kg/m³、空隙率 49.5%、粗粒率 2.73 のもの、砂利は三重縣富川産 25 mm 以下、比重 2.62、單位容積重量 1673 kg/m³、空隙率 36.2%、粗粒率 6.91 のものを使用した。

2. 混 合

7 切練りバッチミキサを使用し 2 練りに分けて練つた。配合は容積比にて 1:1.5:3、水セメント比はスランブ 5~7 cm を標準として $w/c=50\%$ とした (混和水の温度 22°C)。

圖-26. 試験橋承構造圖



符号	径φ(mm)	長さ(L)(mm)	数量	単位重量(g)	合重量(g)	備 考
(a)	12	252	11	0.888	24.811	
(b)	12	76	44	0.888	29.695	
(c)	12	106	22	0.889	22.591	
(d)	19	42	8	2.230	7.850	ボルト
(e)	25	21.60	2		49.456	床 板
合 計					134.403	

1:1.5:3.12(1/4)ト	40 x 60 x 85 = 0.204 m ³
鉄筋/重量	77.097 kg
鉄筋/容積	0.0771 / 0.204 = 0.378 m ³
鉄筋比	0.0098 / 0.302 = 0.032 (容積比)

3. 填 充

両端接觸面が鉛直に立つ如く型枠を組立て、特に両端接觸面に 偏倚を生ぜざる様十分注意した。鉄筋が非常に複雑してゐるので、コンクリートを數層に分つて填充し、直径 12 mm 及び 6 mm の鉄棒にて十分突固めを行ふと同時に、型枠外部より Viber Co. A 型振動機を併用して、鉄筋の周圍、型枠の隅々までコンクリートの行き交りを良好ならしめた。

尙コンクリート填充の際、同一試料より壓縮強度試験標準供試體を 6 個製作した。

4. 養 生

コンクリート填充後、濕篷を以て被覆し、隨時撒水して常に濕潤状態を保たしめ、2 週後側面の型枠のみを除去し、その後も同様な養生を續けた。3 週間後試験所實驗室内に搬入したが、その後も材齡 5 週に至るまで常に濕

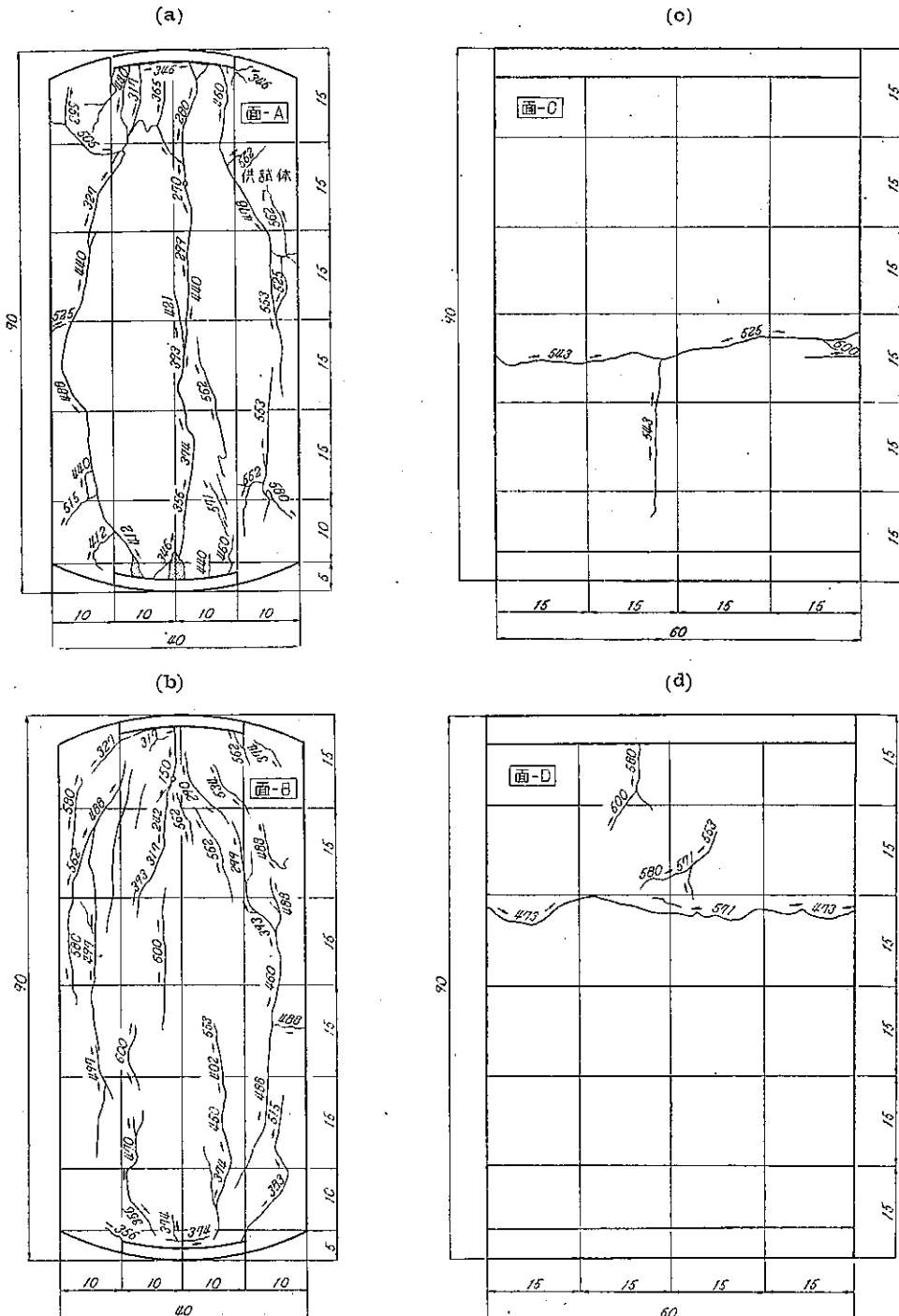
潤状態に保つて養生を続けた。

(3) 載荷試験

試験機は M. A. N. 1000 t 圧縮試験機を使用し、供試體の軸を完全に鉛直に保つて漸次荷重を増し、各面に於ける初龜裂の發生並びに龜裂進行状態を觀察しつゝ、破壊状態に達して荷重の上昇が止むまで載荷を續けた。

尙、設計荷重に對する安全率の基準となるべき荷重を見出さんがために、撓み測定器 (Rectus, 1/100 mm 讀

圖-27. 供試體 I の龜裂狀態



み)を取付けて、荷重に應ずる供試体の對稱断面に於ける鉛直、水平兩方向の總變形量を測定した。

供試體コンクリート填充の際製作した壓縮強度試験標準供試體(直徑 15 cm, 高 30 cm)は、材齡 66 日にて平均強度 337 kg/cm²を示した。

橋承の各供試體に就き載荷試験を行つた結果は次の如くである。

1. 供試體 I

材齡 68 日にて試験した。

A 面(コンクリート填充の際の上面)にては 270 t, B 面(コンクリート填充の際の下面)にては 150 t にて毛狀龜裂を認めた。その後の龜裂進行状態は圖-27 に示す如くである。破壊荷重は 603 t であつた。

荷重と對稱断面に於ける鉛直、水平兩方向の總變形量との關係は圖-28 の如くである。之より見るに、約 490 t にて變形量が急激に増大してゐる。

寫眞-3. 載荷前の供試體 I

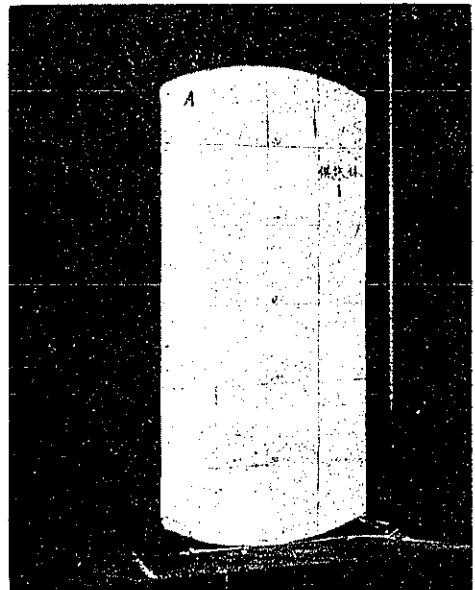
寫眞-3 に載荷前の供試體, 寫眞-4 は破壊後の状態である。

2. 供試體 II

供試體 II は接觸面に承飯を有しないものである。材齡 69 日にて試験した。

A 面(コンクリート填充の際の上面), B 面(コンクリート填充の際の下面)共に 233 t にて毛狀龜裂を生じた。その後の龜裂進行状態は圖-29 に示す如くで、破壊荷重は 563 t であつた。

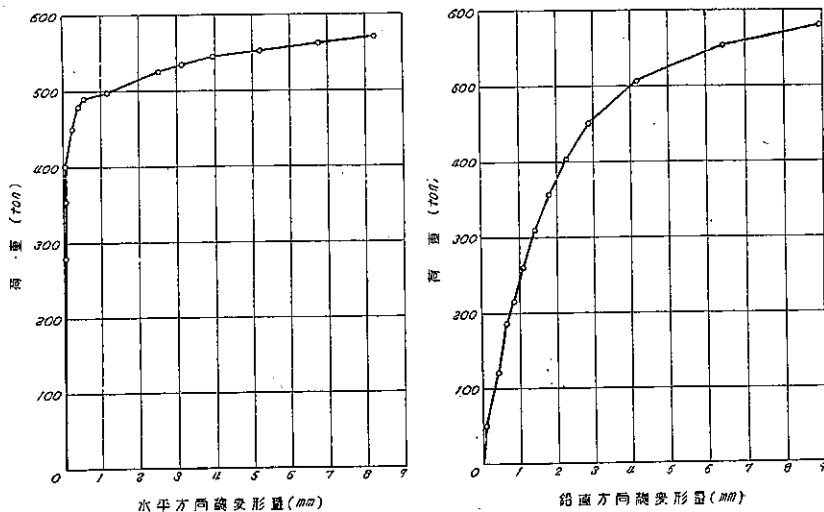
荷重と對稱断面に於ける鉛直、水平兩方向の總變形量との關係は圖-30 に示す如くで、水平方向の變形は測定器の故障のため途中までしか測れなかつたが、約 400 t にて變形量が急激に増大するのを認めた。



寫眞-4. 破壊後の供試體 I



圖-28. 供試體 I に於ける荷重と總變形量との關係



寫眞-5 は載荷前の供試體、寫眞-6 は破壊後の状態である。

(4) 設計荷重に對する安全率

載荷試験結果より、龜裂荷重及び破壊荷重、並びに之等の設計荷重 100 t に對する倍率を示せば表-2 の如くである。

表-2. 龜裂荷重及び破壊荷重並びに之等の設計荷重に對する倍率

供試體	面	龜裂荷重 (t)	倍率	破壊荷重 (t)	倍率
I	A	270	2.7	603	6.0
	B	150	1.5		
II	A	233	2.3	563	5.6
	B	233	2.3		

併しながら、橋承の安全率は勿論龜裂荷重を基準とすべきものでなく、又破壊荷重を基準とすべきものでもなく、安全率の基準としては、變形量の急激に増大するときの荷重をとるのが適當であると考へる。

今この變形量の急激に増大するときの荷重を基準として安全率を求めるときは表-3 の如くなる。又その荷重の際の總變形量は表-3 の右の欄の如くである。

即ち何れも設計荷重に對し 4.0 以上の安全率を有してゐるが、I は II より 23% 大なる安全率を有してゐる。

(5) 接觸面承載の影響

I と II (I は承載を有するもの、II は承載を有せざるもの) とを比較してみると、I は II に比し龜裂荷重は増大してゐないが、破壊荷重は僅か増大してゐる。龜裂荷重が増大してゐないのは、II の方が I よりもコンクリート填充の際、接觸面に近い部分のコンクリートの突固めが容易に行ひ得たことによるのである。

併し、變形量が急激に増大するときの荷重即ち安全率の基準と考へらるべき荷重に就いて比較してみると、I は II よりも 2.3% の増加を示してゐる。又圖-28 と圖-30 とを比較するに、同じ荷重に對して II は I よりも鉛直方向の總變形量が非常に大である。例へば、荷重 300 t の際に、I では 1.4 mm であるのに對して II では 2.3 mm、荷重 400 t のとき I では 2.3 mm であるが II では 3.6 mm となつてゐる。

表-3. 設計荷重に対する安全率

供試體	變形量が急激に増大せるときの荷重 (t)	安全率	總變形量 (mm)	
			鉛直	水平
I	490	4.9	3.8	0.5
II	400	4.0	3.6	0.1

圖-29. 供試體 II の龜裂狀態

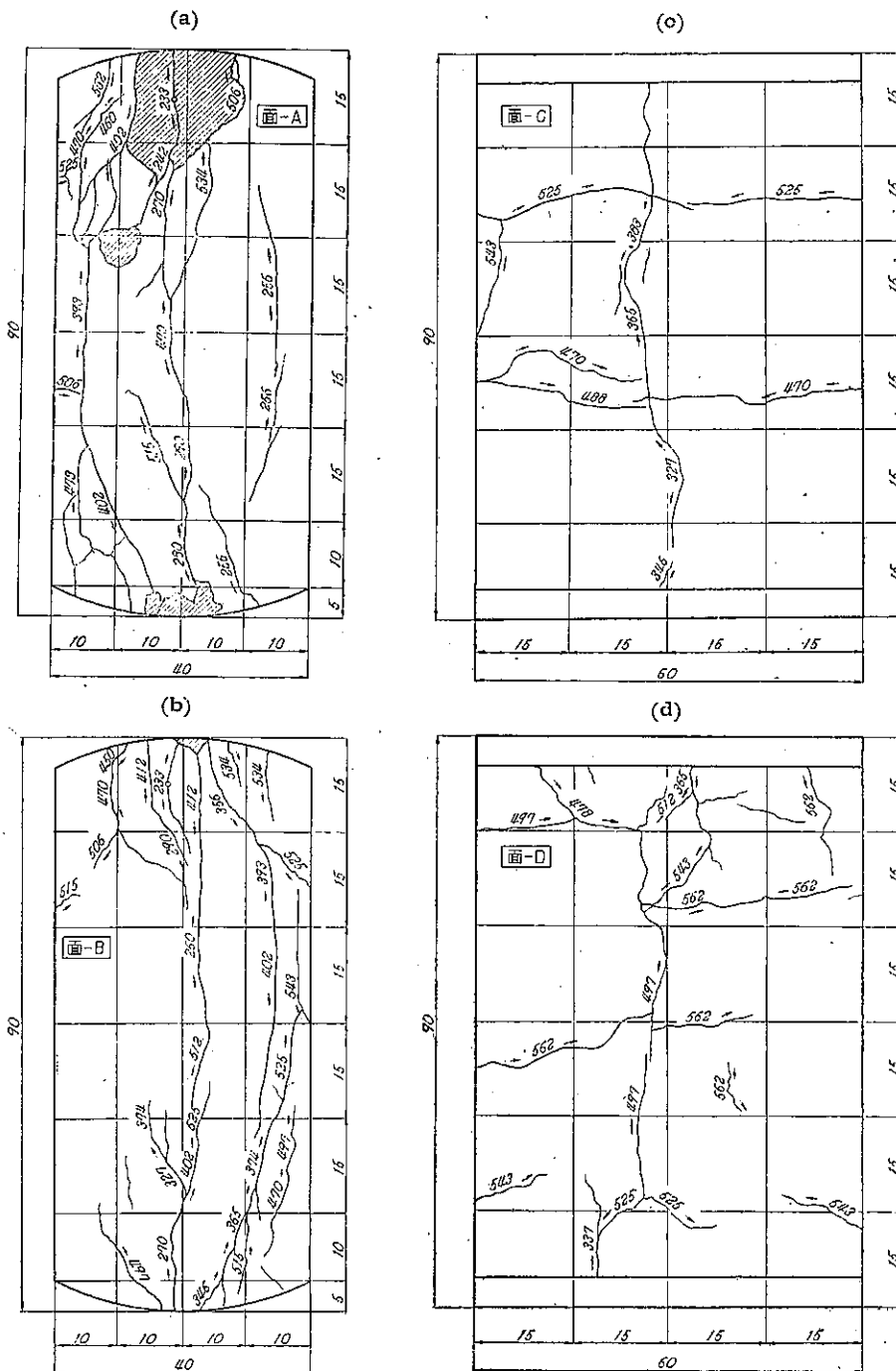
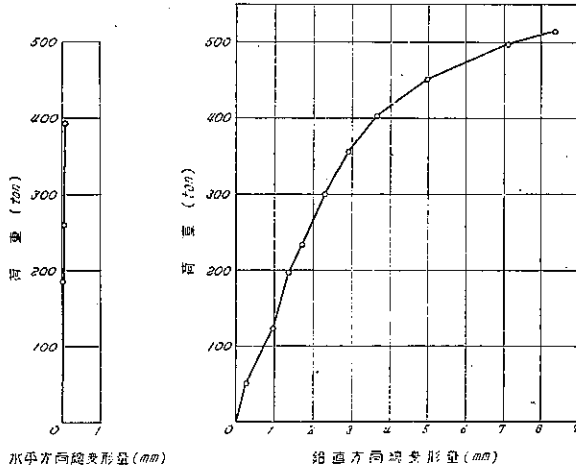
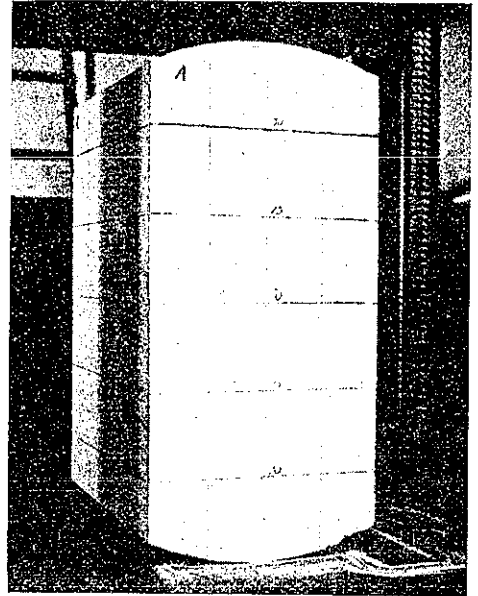


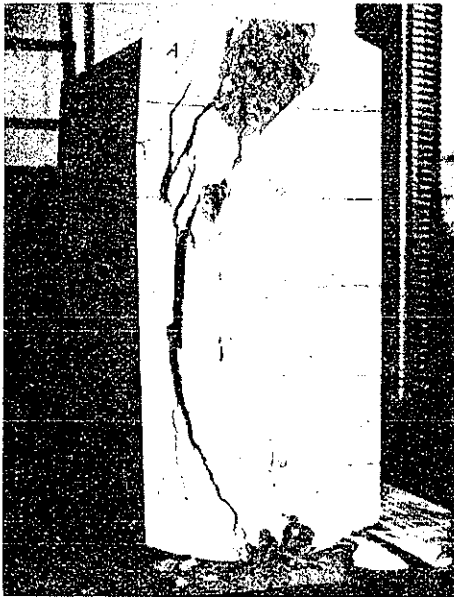
圖-30. 供試體 II に於ける荷重と總變形量との關係



寫眞-5. 載荷前の供試體 II



寫眞-6. 破壊後の供試體 II



之は、接觸面に承飯を使用しない場合には、接觸面附近のコンクリートが、承飯を使用する場合よりも大きな壓挫を蒙るためである。

以上の如く接觸面の承飯は、安全率を高め、變形量を減ずるものであるから、接觸面には承飯を使用すべきである。

(6) 試験結果の要約

上記試験の結果を要約すれば次の如くである。

1. Bortsch の方法によつて水平方向引張鐵筋を Bügel 形に挿入せる鐵筋コンクリート揺承は、製作に十分の注意を拂へば、十分なる強さを有するものである。之によつて囊に行つた模型試験の結果が實證された。
2. 安全率の基準としては、對稱斷面に於ける總變形量が急激に増大するときの荷重をとるのが妥當であると

考へ、荷重に應ずる鉛直水平兩方向の總變形量を測定したが、之を基準として求めた安全率は、I では 4.9, II では 4.0 であつた。

3. 接觸面承飯の影響について I と II とを比較するに、承飯の使用によつて安全率は 23% の増加を示してゐる。又承飯は接觸面附近のコンクリートの壓挫を防ぎ、従つて變形量を減ずる。かゝる理由より、接觸面には承飯を使用すべきである。

尙この設計に於ては Bortsch の方法による水平方向引張應力度の最大値を 21.25 kg/cm^2 に止めたが、この値があまり大きくなるときは、揺承の寸法を大にしてこの値を減じなければならない。

6. 結 言

鉄筋コンクリート揺承は適當なる設計施工によつて十分なる強さを有せしむることが出来、強さの點から云つて従來の鋼構造に十分代用せしめ得るが、又工費の點からも頗る經濟的である。即ち工費は 1 個當り約 100 圓程度で出来、工費は約 $1/4 \sim 1/5$ に減ぜられる。

この様に、鉄筋コンクリート揺承は、十分なる強さを有し、又工費も遙かに少くてよいのであるから、鋼構造に對する代用として考へるよりも、むしろ當然使用ざるべきものであると考ふべきである。

轉動作用に對する抵抗力に就いては、今後試験研究を進める豫定であるが、モーメントの腎長が長いから、むしろ鋼構造よりも有利ではないかと考へる。

本研究に依つて得られた、設計施工に當つての注意事項を要約するときは次の如くである。

1. 先づ與へられた荷重に對して形狀を決めなくてはならないが、形狀のあまり大に過ぎるものは自重が大となつて取扱ひにも不便であるから、なるべく小さなもので大きな強さを有するものが望ましい。併し、あまり小さすぎて鉄筋の間隔が密になりすぎてもいけないから、適當の大きさを見出すことが必要である。Bortsch の方法によつて計算する場合には、鉄筋の直徑、間隔等を考へて、最大引張應力度の値を大體 25 kg/cm^2 位に抑へて形狀をきめれば適當であると思はれる。

2. 鉄筋の配置に就いては、横方向の引張應力に對して十分抵抗し得る如く鉄筋を配置すべきである。即ち設計に當つては、對稱斷面に於ける水平方向引張應力圖により、この全引張力を鉄筋によつてとらしむる様計算をなし、應力大なる個所は鉄筋間隔を密にし、應力小なる個所は疎とし、合理的な配筋方法を講ずべきである。Bortsch の方法に依る場合には、龜裂が入つた場合の鉄筋の受ける應力の増大を考慮に入れ、鉄筋の許容應力度を普通よりも小さくしておくべきである。

3. 龜裂は無筋のものにあつては中央に生じ、鉄筋にて補強せるものにあつては中央に近い軸方向鉄筋に沿つて生ずる。従つて引張應力の最大なる對稱斷面に軸方向鉄筋をおくことは宜しくない。又軸方向鉄筋は補助の鉄筋であるから、太いものを使用する必要はない。

4. 應力の分布状態及び龜裂状態より明らかなる如く、揺承の龜裂發生は軸方向の壓縮によつて誘起される横方向の引張應力によつて生ずるものであるから、龜裂荷重を高め、又揺承の強さを増し耐久性を増すために、揺承用のコンクリートとしては、壓縮強度と共に引張強度の大なるものを使用すべきである。

5. 鉄筋の配置が相當複雑になつて、あまり硬練りのコンクリートを用ひることが困難であるから、1:1.5:3 程度の富配合のコンクリートを用ひ、突固めは入念に行ひ、出来得れば振動機を使用してコンクリート内の空隙を減少せしむべきである。

6. セメントは風化してゐない新鮮なものを用ひ、骨材の粒度も適當なものを選択し、配合、混合、養生は特に入念に行はなければならない。

7. 接觸面承飯はあまり厚いものは必要としないが、あまり薄すぎるもの、或は幅の狭すぎるものであつては効果が無い。普通の揺承に對しては、幅が揺承の幅の約 $1/2$ 程度で、厚さ 20 mm 程度の鋼飯を曲げて取付ける

のが適當と考へる。

8. 接觸面承鉄は桁の荷重を直接受けて、之を橋承コンクリートにある程度分布して傳へるが故に、その表面仕上げは特に入念に行ひ、凹凸なく桁の下面接觸鉄或は橋臺、橋脚上の接觸鉄と全長に互り一様に接觸し、荷重を平等に分布せしむる如くしなければならぬ。

9. 鉄はその表面仕上げのみならず、コンクリート施工の際、正規の位置を保たしむること困難で又鉄のねぢれも生じ易く、然も鉄の偏倚が橋承の強さに及ぼす影響は頗る大きいから、コンクリート施工の際は、中心位置の偏倚とねぢれを生じない様に、特に注意が肝要である。

このためには、型枠を横に組み兩端の承鉄が鉛直に立つ位置において、コンクリートを打てば都合がよい。併しこの場合承鉄の長さがあまり長いと、接觸面の偏倚も大きくなり易く、従つて應力の分布が不均等になり龜裂を早く生ずることゝなつて望ましくない。

10. 橋承と桁の下面又は橋臺、橋脚の上面とは柄によつて連結し、地震等の際、橋承が轉倒しない様な構造にしなければならぬ。

11. 橋承は橋臺或は橋脚の中に隠蔽されるものであるが、施工の際は橋承の下端まで橋臺或は橋脚のコンクリートを打ち、橋承を正規の位置におき、然して後に残りの兩側のコンクリートを打つ。兩側の壁と橋承の間には夫々 5 cm 位の間隔をおき、この中に填隙材を填充しない方がよい。

大體以上の通りであるが、之を要するに橋承の強さは、コンクリートの入念なる配合及び施工、鐵筋の合理的配置並びに接觸面承鉄をして正規の形狀及び位置を保たしむることにあるから、之等の諸點に十分注意して設計或は施工をなすべきである。