

添えぱりを用いるアンダー ピンニング工法の研究

STUDY ON UNDERPINNING METHOD WITH SPLICED-BEAMS

石田一郎*
By Ichiro Ishida

1. はしがき

アンダー ピンニングとは、既設構造物に新しい基礎をつけ加える工事である。アンダー ピンニングが必要となるのはつぎのような場合である。

- (1) 既設構造物の基礎の支持力が不十分となった場合
- (2) 既設構造物の基礎に近接し、特にその支持面以下で掘削を行なう場合
- (3) 既設構造物の直下に新しい構造物を施工する場合

アンダー ピンニングの設計、施工上の要点としては、既設構造物の荷重の受け方（既設構造物の直下を新設基礎で受ける方法、受けぱりをかいして新設基礎につたえる方法など）、新設基礎の構造と施工法、既設構造物の荷重を移しかえる方法、施工中の既設構造物の仮り受けや、補強の方法などがあげられる。一般にこれらの工事は施工のための空間や空頭に乏しいうえに、構造物の最も重要な部分である基礎周辺で行なわれるものであるから非常に困難である。特に周辺地盤が軟弱で信頼し得る地層が深い場合、既設構造物の許容不等沈下量が僅小で自重および活荷重が大きい場合にはアンダー ピンニングの困難さは倍加する。

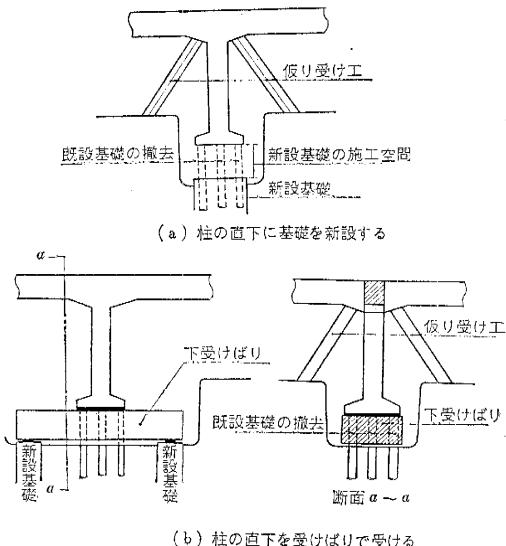
筆者は昭和 30 年 3 月より 33 年 2 月の間、日本国有鉄道東京工事局に勤務し、当時、地下鉄新路線の建設、道路改良などのために必要を生じた多数の国鉄構造物のアンダー ピンニングに従事し研究を行なった結果、新設基礎の所要根入りが深く、許容沈下量が僅小で自重・活荷重が大きい鉄筋コンクリート構造物のアンダー ピンニングに最も適する工法——添えぱり工法——を考案した。これによれば前記のような困難な条件下におけるアンダー ピンニングを安全・確実・迅速・低廉に行ない得るとともに、工事中における高架橋の使用に対しても、工事中における支障を与えない。この論文は、主として添えぱり工法の設計について述べたものである。

2. 添えぱり工法とその特色

(1) 在来の工法

鉄筋コンクリートやコンクリートの単独柱をアンダー

図-1 単独柱アンダー ピンニングの在来の工法



ピンニングする場合の在来工法は、いずれも柱をそのフーチング下面で受けかえる考え方にもとづくものである。既設の柱をフーチング下面で受けかえる工法は、図-1(a),(b) の 2 つに大別することができる。(a) の場合では、柱の直下に新しい基礎を設けるものであり、(b) の場合では柱近傍の適当な位置に新しい基礎を設け、これにスパンする受けぱりを柱の直下に設けるものである。

この工法には下記のような欠点がある。

① 受けかえ完了前に既設基礎を撤却することになるので、仮り受けを必要とするが、仮り受け中の構造物はきわめて不安定な状態にさらされることになる。特に許容沈下量の小さい構造物では危険が多い。

② フーチング直下における施工は、非常に困難である。

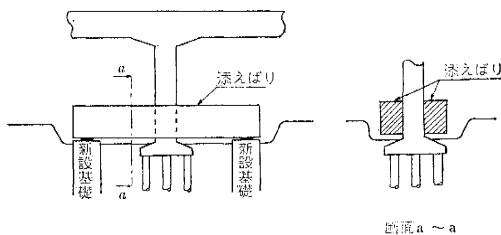
(2) 添えぱり工法

添えぱり工法とは、図-2 に示すように、柱の近傍の適当な位置に新しい基礎を設けたのち、この基礎上にスパンし、柱の両側面に接する 2 本の並列鉄筋コンクリートばり（添えぱり）を設け、両者の接觸部で柱と添えぱりを結合して柱荷重を添えぱりに受けかえる工法である。

添えぱり工法にはつぎのような特色がある。

* 正員 工博 日本国鉄大阪工事局長

図-2 添えばり工法



- ① 全く取り受けが必要であるから安全である。
② 受けばかり（添えばかり）の施工はフーチング上面で行なうので容易に確実な施工ができる。また 図-1(a)の場合と比較すれば、新設基礎の施工にあたっても十分な空間と空頭が確保できるので施工が容易である。

以上のように添えれば工法においては，在来の下から受ける方式のアンダーピンニングにともなう最も困難な問題が解決されており，荷重の大きい不静定構造物のアンダーピンニングを安定・迅速・確実に施工することができる。

この工法を具体化するにあたっては、既設柱とこれに添わして設けた添えぱりとの締結の問題を解決しなければならない。筆者はこの締結の方法として、プレストレス締結方式と井桁式締結方式を考案した。いずれも、柱の旧コンクリートと添えぱりの新コンクリートの間の付着力を利用するものである。

3. 柱とはりの繰結部の応力状態

添えぱり工法においてはまず柱荷重を添えぱりで受けた場合に両者の締結部——主としてその接触面——に働く応力を明らかにしなければならない。本章においては、両者が一体に結合されたものとして、締結部に働く応力について理論的な解析を行なうとともに、光弾性模型試験の結果と対比考察した。

(1) 仮想ばかり

柱と添えばりが完全に一体のものである場合には、柱と添えばりの接触面に働く応力は、柱幅と等しい幅をもち、添えばりの高さと等しい高さをもった一つのはりの応力として近似的に求めることができよう（図-3）。

このはりの荷重および支承の状態は、スパン中央の柱

図-3 仮想ばり

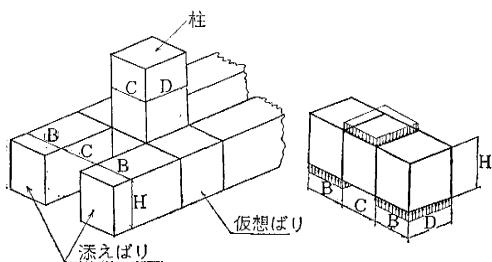
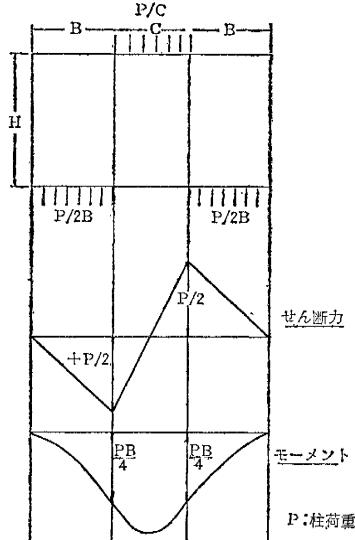


図-4 仮想ばりのモーメント
せん断力図



にあたる部分から等分布の荷重を受け、下縁で両側の添えばりにあたる部分から等分布の支承を受けているものと仮定する。以下この接触面の応力状態を求めるために想定したはりを仮想ばかりと称する。仮想ばかりのモーメント図およびせん断力図は図-4のごとくである。

すなわち

P; 柱荷重

B:添えばりの幅

とすれば、柱と添えばかりの接触面には $PB/4$ のモーメント、 $P/2$ のせん断力が働くこととなる。

(2) 单純解

柱荷重を添えたりで受けた場合に、柱と添えたりの接触面に働く応力は、曲げ応力の分布を直線分布、せん断応力の分布を二次の放物線分布とすれば、つぎのようになる。

接触面に働くモーメント	$M = \frac{PB}{4}$)
" せん断力	$S = \frac{P}{2}$	
モーメントによる曲げ応力	$\sigma_x = \frac{3PB}{C'H^3}y$)
せん断力によるせん断応力	$\tau_{xy} = \frac{3P}{4C'H^3}(H^2 - 4y^2)$	
ただし 平均せん断応力	$\tau_{mean} = \frac{P}{2C'H}$)

P : 柱1本あたりの鉛直荷重

B: 添えぱりの幅

H: 添えばりの高さ

C' : 添えばかり方向の柱幅

γ : 仮想ばり由立軸からの距離

また各点の主張応力 σ_{P_1} と主張応力面の接触面からの傾き角は、式(2)のとおりである。

$$\sigma_{P_1} = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad \{ \dots \dots \dots (2)$$

$$\phi = \frac{1}{2} \tan^{-1} \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x}$$

(3) Airy の応力関数による解

仮想ぱりにおいては、支間 $L=B+C=($ 添えぱり 1 本の幅)+(柱幅) であり、高さ H は添えぱりの高さとなるので、構造上支間 L がはり高 H と大差がない場合が多い。一般に、 $H > L/2$ のようなはりでは曲げ応力の直線分布が成り立たなくなり、いわゆる deep beam 作用をすることが知られている。このような場合には二次元の Airy の応力関数を用いて応力分布を求めなければならない。すなわち、与えられた境界条件を満足する Airy の応力関数 $F(x, y)$ をみいだし、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \\ \sigma_y &= \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \\ \tau_{xy} &= -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots \quad (3)$$

によって応力を求めるのである。ただし Airy の応力関数 $F(x, y)$ に関する式は、

$$\Delta^2 F(x, y) = \frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = 0 \quad \dots \dots \dots \quad (4)$$

が成立する。

仮想ぱりの場合のように、境界条件が不連続な場合には平面を網目によって区分して、階差法によって解を求めるのが最も容易である。

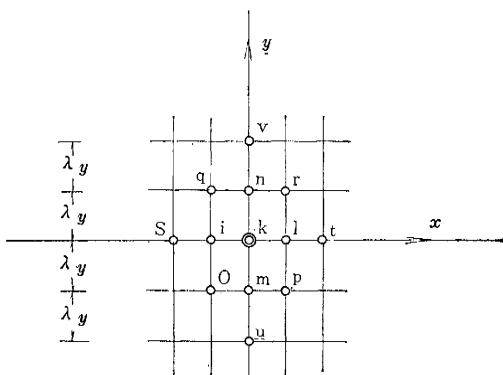
a) 解差方程式による計算法 平面を 図-5 のように直交する網目によって区分し、網目の交点を i, k, l, \dots, u, v として、各点における Airy の応力関数の値をそれぞれ $F_k, F_l, \dots, F_u, F_v$ とすると、図から明らかのように、

$$\left(\frac{\partial F}{\partial x} \right)_k = \frac{F_l - F_i}{2 \lambda_x}$$

$$\left(\frac{\partial F}{\partial y} \right)_k = \frac{F_n - F_m}{2 \lambda_y}$$

また関数の二次階差、たとえば $\left(\frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \right)_k$ について

図-5 平面格子



は、 i と k の二等分点における一次階差が $\frac{F_l - F_i}{\lambda_x}$ であり、 k と i の二等分点における一次階差が $\frac{F_k - F_l}{\lambda_x}$ であるから、

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \right)_k &= \frac{1}{\lambda_x} \left(\frac{F_i - F_k}{\lambda_x} - \frac{F_k - F_l}{\lambda_x} \right) \\ &= \frac{F_i - 2F_k + F_l}{\lambda_x^2} \end{aligned}$$

で与えられる。したがって k 点の応力は、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \left(\frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \right)_k = \frac{1}{\lambda_y^2} (F_n - 2F_k + F_m) \\ \sigma_y &= \left(\frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \right)_k = \frac{1}{\lambda_x^2} (F_i - 2F_k + F_l) \\ \tau_{xy} &= -\left(\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \right)_k = -\frac{1}{4\lambda_x \lambda_y} (F_o - F_p - F_q + F_r) \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots \quad (5)$$

として表わし得る。また $F(x, y)$ が重調和関数であるために成立しなければならない条件式 (4) を階差で表わすと、

$$\begin{aligned} (\Delta^2 F)_k &= \frac{1}{\lambda_x^4} [2(3+4\mu^2+3\mu^4)F_k - 4(1+\mu^2) \cdot \\ &(F_i+F_l) - 4\mu^2(1+\mu^2)(F_m+F_n) + 2\mu^2(F_o \\ &+ F_p+F_q+F_r) + (F_s+F_t) + \mu^4(F_u+F_v)] = 0 \end{aligned} \quad \dots \dots \dots \quad (6)$$

ただし $\mu = \frac{\lambda_x}{\lambda_y}$ である。

$$\begin{aligned} \text{平面を正方形で分割した場合は}, \mu &= 1 \text{ であるから,} \\ 20F_k - 8(F_i+F_l-F_m+F_n) + 2(F_o+F_p+F_q+F_r) \\ &+ (F_s+F_t+F_u+F_v) = 0 \quad \dots \dots \dots \quad (7) \end{aligned}$$

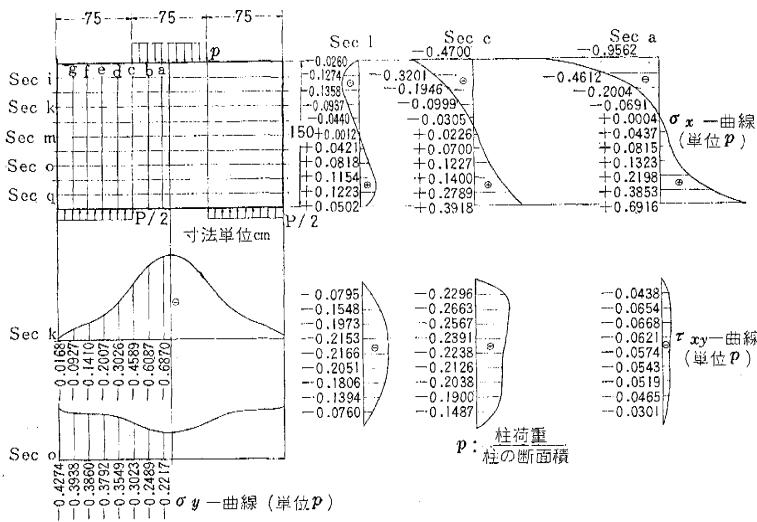
式 (7) と同様な関係は網目のすべての交点において成立しなければならない。平面の境界上の F の値は境界条件から求められるので、内部の未知の点の F について式 (7) の条件式を立て多元連立一次方程式によって各点の F の値を求め、式 (5) によって各点の応力を求めることができる。

b) 計算の実例 図-6 の諸元を有する仮想ぱりについて計算を行なった。なお、本図および以下の検討において p とは、柱荷重 P を柱断面積で除したものである。

格子の間隔を $\lambda_x = \lambda_y = 250 \text{ mm}$ とし仮想ぱりを横 9 等分、縦 6 等分した場合と、 $\lambda_x = \lambda_y = 150 \text{ mm}$ とし仮想ぱりを横 15 等分、縦 10 等分した場合の双方について計算し、結果の比較を行なった。方程式の数は、前者は内部の F が未知である網目の数が $(9-1) \times (6-1) = 40$ であり、構造荷重とも左右対称で F の値も対称であるから $40 \times 1/2 = 20$ 元であり、後者は $(15-1) \times (10-1) \times 1/2 = 63$ 元である。計算はいずれも連立方程式によって行なった。

$\lambda_x = \lambda_y = 150 \text{ mm}$ としたときの二、三の断面の応力を図-6 に示す。断面 C が接触面である。

図-6 階差法による仮想ばりの応力



この解法は近似解法であって、網目を細かくするほど精度は向上する。計算精度はつぎの条件から検討できる。

$$\textcircled{1} \quad x = \text{const} \text{ の断面で } \int \sigma_x dy = 0$$

$$\textcircled{2} \quad x = \text{const} \text{ の断面で } \int \tau_{xy} dy = S \text{ (その断面に働くせん断力)}$$

$$\textcircled{3} \quad x = \text{const} \text{ の断面で } \int y \cdot \sigma_x dy = M \text{ (その断面に働くモーメント)}$$

$$\textcircled{4} \quad y = \text{const} \text{ の断面で } \int \sigma_y dx = P \text{ (柱荷重)}$$

一、二の断面について $\lambda = 150 \text{ mm}$ としたとき、 $\lambda = 250 \text{ mm}$ としたときの精度を比較すると表-1 のとおりである。

表-1 階差法による計算精度

断面	条件	誤差 (%)	
		$\lambda = 150 \text{ mm}$	$\lambda = 250 \text{ mm}$
C	$\int \sigma_x dy = 0$	0.3	1.2
C	$\int \tau_{xy} dy = S$	19.1	81.9
C	$\int y \cdot \sigma_x dy = M$	3.0	8.3
m	$\int \sigma_y dx = P$	0.02	0.06

注：断面記号は図-6による

表-1 から階差法による計算は十分精度が高いことがわかる。ただしせん断力のつり合については、断面Cがせん断力の急折点であるため精度が低い。

c) 計算結果の検討 接触面の応力分布についての検討は後節において詳述する。

σ_x について

① 仮想ばりの中央部においては応力が上下縁端部に集中し、特に圧縮応力の上縁集中がいちじるしい。

② 仮想ばり端部においては、縁端の応力度はむしろ内部より小さく応力が0になる点が2つあるなど複雑な応力分布をしている。

τ_{xy} について

① 仮想ばりの中央部におけるせん断応力分布は矩形分布に近く、やや上縁に集中する傾向がみられる。

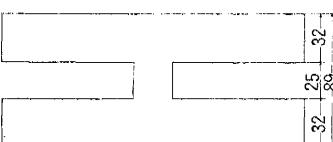
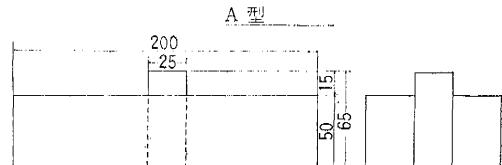
② 仮想ばりの端部におけるせん断応力分布は放物線分布によく適合している。

(4) 光弾性試験

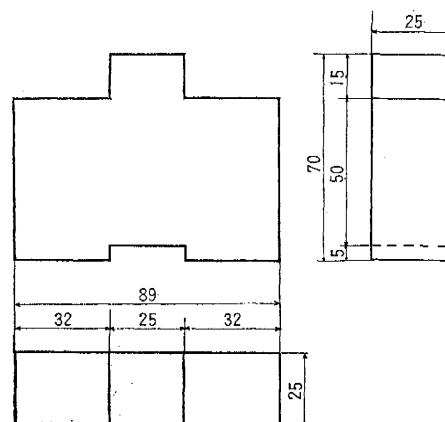
仮想ばりの仮定によって求めた締結部の応力状態が、実際の添えばかり構造の締結部に生ずる応力状態と一致するかどうかを確認するために光弾性試験を行なった。

図-7 光弾性試験の供試体

(a) A型



(b) B型



a) 模型の製作および処理

模型の寸法と形状を図-7(a), (b) に示す。A型は柱と添えばかりの構造の模型であって、B型は仮想ばかりに対応するものである。

模型の材料はスイス Ciba 社製の Araldite Casting Resin B を用いた。この材料の 130°C (応力凍結温度) における光弾性度は 38.0 mm/kg である。

模型をアニールして縁応力を完全に除去したのち、電気炉内にセットし、130°C に徐熱し定温に保つて約 3 時間後に荷重を加えた。載荷荷重は A型 35.9 kg, B型 43.8 kg である。ついで載荷状態のまま徐冷し約 12 時間で常温に復して応力凍結を完了した。

その後供試体を 図-8 のようにスライスした。

図-8 供試体のスライス

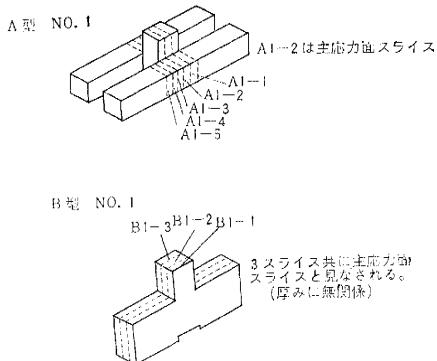


図-9 等傾線および主応力線

(a) スライス A 1-2 (b) スライス B 1-1

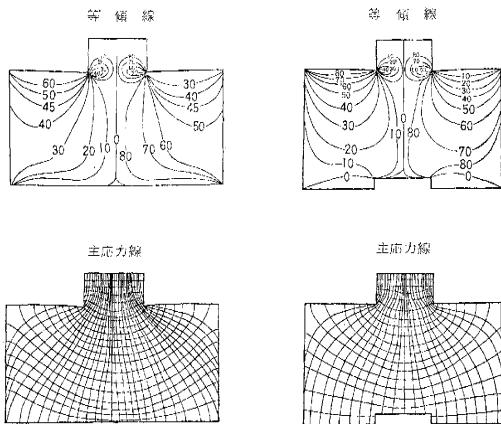
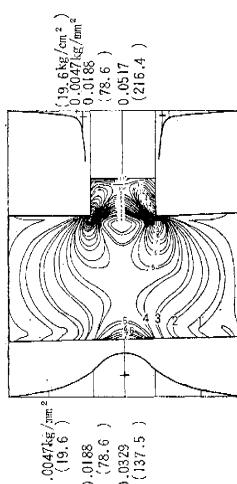
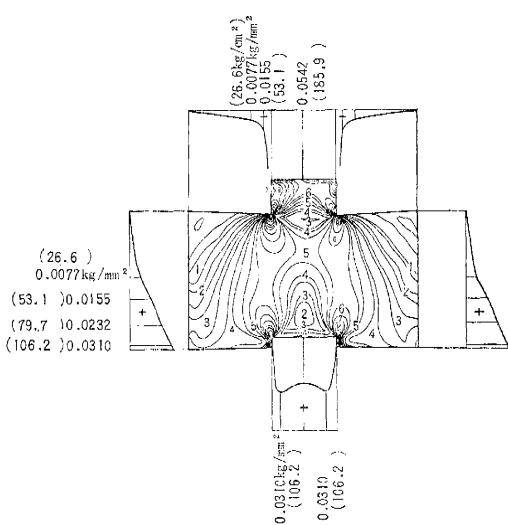


図-10 周辺応力

(a) スライス A 1-2



(b) スライス B 1-1

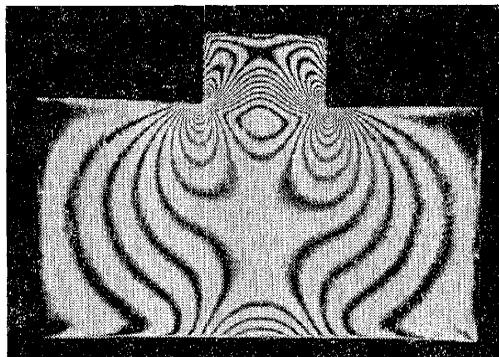


b) 等色線写真・等傾線・主応力線および周辺応力
代表的なスライス (A 1-2, B 1-1) から得た等色線写真、等傾線および主応力線を写真-1, 図-9 に示す。

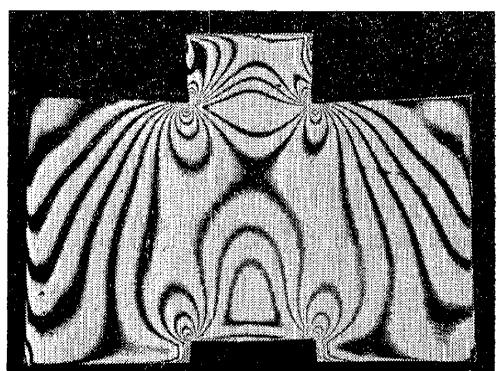
等色線写真から、その繰り返し数を数えて周辺応力を計算した。その結果を 図-10 に示す。計算は次式による。

写真-1 等色線写真

(a) スライス A 1-2



(b) スライス B 1-1



$$\sigma = \frac{n}{\alpha t}$$

σ : 周辺応力 (kg/mm^2)

n : 級次数

α : 光弾性感度 (mm/kg) $\alpha = 38.0$

t : スライスの厚さ (mm)

c) 接触面の応力 スライス A 1-2 および B 1-1 の観測結果からせん断応力差積分法により、A型およびB型の接触面の曲げ応力、せん断応力、主張応力を求めた。応力分析点は断面中央、 $\pm 0.2H$, $\pm 0.4H$ の5点である (H は接触面の高さ)。

その結果を表-2, 表-3に示す。この表における応力値は、図-5の供試体に、A型 35.9 kg, B型 43.8 kg の柱荷重を加えたときの値である。この試験結果をより一般的に議論するには、前述した仮想ばかり単純解と関連させておくと便利である。すなわち、

表-2 A型における接触面の応力 (-: 壓縮, +: 引張)

スライス A 1-2

分析点	曲げ応力 (kg/mm^2)	せん断応力 (kg/mm^2)	主張応力 (kg/mm^2)	ϕ (°)
$+0.4H$	-0.013	0.020	+0.007	35
$+0.2H$	+0.008	0.011	+0.014	26
0	+0.014	0.008	+0.017	23
$-0.2H$	+0.014	0.005	+0.016	20
$-0.4H$	+0.013	0.003	+0.014	12

表-3 B型における接触面の応力 (-: 壓縮, +: 引張)

スライス B 1-1

分析点	曲げ応力 (kg/mm^2)	せん断応力 (kg/mm^2)	主引張応力 (kg/mm^2)	ϕ (°)
$+0.4H$	-0.024	0.029	0.003	39
$+0.2H$	-0.004	0.020	0.008	30
0	+0.002	0.017	0.009	26
$-0.2H$	+0.007	0.013	0.012	20
$-0.4H$	+0.002	0.014	0.026	15

曲げ応力については単純解による接触面の上下縁における曲げ応力との比で表わし、せん断応力については単純解による接触面の平均せん断応力との比で表わすこととする。その結果を表-4に示す(図-9 参照)。

表-4

分析点	曲げ応力		せん断応力	
	A型	B型	A型	B型
$+0.4H$	-0.471	-0.712	1.393	1.652
$+0.2H$	+0.290	-0.119	0.765	1.140
0	+0.508	+0.059	0.557	0.970
$-0.2H$	+0.508	+0.208	0.348	0.741
$-0.4H$	+0.471	+0.654	0.209	0.798

注: 曲げ応力は - : 壓縮, + : 引張

d) 試験結果の考察 光弾性試験の結果と仮想ばかりの仮定による応力解析結果の対比検討については、のちに詳述することとし、横型Aと横型Bの試験結果について比較を行なう。

① 接触面の曲げ応力; B型よりもA型のほうが中立

軸の持ち上がりがいちじるしい。またB型では、上下縁(特に上縁)に応力が集中する傾向が見られるが、A型では上縁における圧縮応力の集中がはなはだしい。この断面内においては $\int \sigma_x dy = 0$ でなければならないことから上縁端における圧縮応力を推算すると、単純解の場合の約3倍の値となる。これに対し下縁応力(A型)は単純解の1/2以下である。

② 接触面のせん断応力; A型、B型ともほぼ同様な傾向で上縁 $0.3H$ ~ $0.4H$ 附近の応力集中が著しくある。全般にA型のほうが小さい値を示すが、 $\int \tau_{xy} dy$ を計算すると、A型では $0.65H$, B型で $1.06H$ となるが、この理論値は $1.00H$ であることを考慮すると、せん断応力に関してはB型のほうが精度が高い。これはA型では他のスライス A 1-1, A 1-3 がよけいにせん断力を負担しているためと思われる。

(5) 単純解・階差法による解・光弾性試験結果の比較

a) 比較の条件 上記の3方法によって求めた柱と添えばかりの接触面における応力を、つぎの条件の下で対比して論ずる。

添えばかりの幅 $B=75\text{ cm}$

添えばかりの高さ $H=150\text{ cm}$

柱の幅(添えばかりと直角方向) $C=75\text{ cm}$

柱の幅(添えばかり方向) $C'=75\text{ cm}$

柱荷重 $P=150\text{ t}$

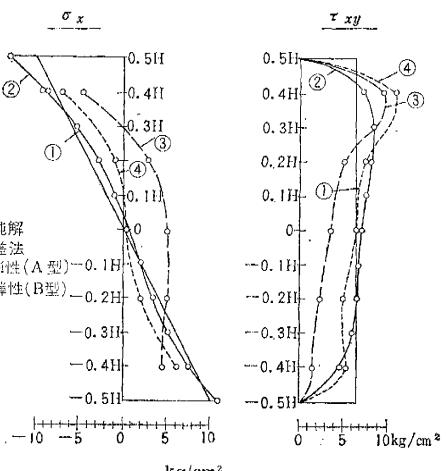
なお光弾性試験結果を上記の条件に換算するためには下記の相似率によった。

曲げ応力度 $\frac{PB}{C'H^2}$ の比

せん断応力度 $\frac{P}{C'H}$ の比

各方法による接触面の曲げ応力度、せん断応力度を図-11に示す。

図-11 単純解・階差法・光弾性試験による接觸面の応力



b) 比較の要約 図-11, 表-5において、③が実際の構造にもっとも忠実な光弾性模型から得た応力値であって、①, ②, ④はいずれも仮想ばかりの仮定にもとづくもので、①はその単純解、②は厳密解、④は光弾性模型試験によるものである。一般に②と④とはよい近似を示し、③と①のほぼ中間の傾向にあるが、ここでは最も容易に求め得る①の単純解を接触面の応力の近似値として用いることの可否と問題点について論ずる。

① 接触面上縁の曲げ圧縮応力には、かなりの応力集中が生ずる(1.3倍~3倍)。

② 中立軸の持ち上がりがみられ、引張領域が拡大している。

③ 下縁の曲げ引張応力は①とほぼ等しいか、またはこれより小さい。

④せん断応力度は断面上部 $+0.3H \sim +0.4H$ に集中する傾向があり、その値は①の1.4倍~1.6倍である。ただし断面下部においては①より小さい。

⑤したがって接触面下縁付近の引張応力度、またはこれとせん断応力度との合成による主張応力度を問題にするかぎりは、単純解①の計算結果を用いても十分安全である。

4. 柱とばかりの締結部の破壊の原因

(1) 破壊原因究明のための模型実験

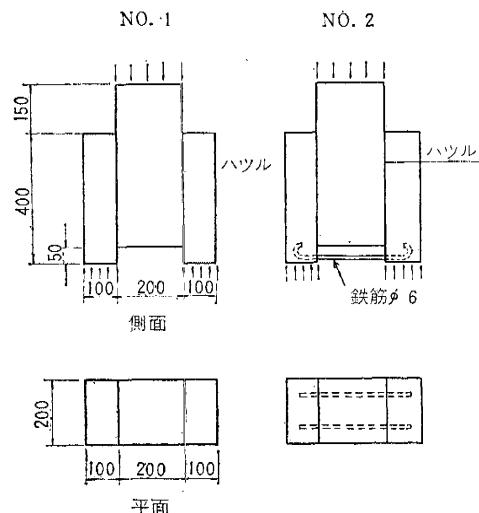
a) 実験の目的 柱荷重を添えばかりで受けた場合、柱と添えばかりの接触面には曲げ応力とせん断応力が作用する。ところで仮想ばかりは一般に支間が小さく高さが大きいうえに接触面は支点に近いため、接触面における最大せん断応力と最大曲げ応力の比率は通常のはりの中央断面付近におけるそれとくらべていちじるしく大きい。また接触面は新旧コンクリートの打ち継ぎ面であって、はっきりした弱面を形成している。かかる構造が、なにが原因で、どのような破壊の仕方をするかを知り、締結部の設計に資するため模型実験を行なった。

b) 供試体の寸法と形状 供試体の寸法と形状を図-12に示す。1型、2型とも開型であって仮想ばかりに対応する形式であるが、2型は添えばかり相当部の下縁を柱部とは絶縁した鉄筋でつないである。

1型、2型とも柱相当部分を鉄筋コンクリートで製作し、4週間養生後、接触面をワイヤー ブラシで目荒らしした程度で、はり相当部分のコンクリートを打ち継いだ。

2型供試体では柱底面から25mmすかした位置に鉄

図-12 供試体寸法図(No. 1~No. 2)



筋を入れて両側のはり相当部分のつなぎをとった。

コンクリートの配合および4週強度は表-6のとおりである。

c) 試験結果 供試体はいずれも接触面に沿って破壊した。破壊荷重および破壊時における接触面下縁の曲げ引張応力、平均せん断応力(単純解により計算)は表-7のごとくである。

表-7

供試体	破壊荷重(t)	破壊時曲げ引張応力(kg/cm ²)	破壊時せん断応力(kg/cm ²)	摘要
1	6.6	4.0	4.7	鉄筋は無視して計算
2	16.6	10.2	11.9	

表-7から明らかなように、2型供試体は1型供試体に比し、ずっと大きな荷重に耐えることができた。2型供試体にそう入した鉄筋は柱部とは完全に絶縁されており、接触面のせん断応力を影響を与えないし、せん断に対して補強する効果も持っていない。一方、接触面下縁の曲げ引張応力度を減じ、曲げ引張によるきれいの進行を阻止する効果を有している。この鉄筋のそう入によって供試体の耐荷力がいちじるしく増したことは、接触面の破壊がせん断によるものではなく、下縁の曲げ引張によるものであることを示している。

(2) 新旧コンクリート打ち継ぎ面の押し貫きせん断強度に関する実験

a) 実験の目的 柱と添えばかりの締結部の破壊の原因是接触面の下縁に生ずる曲げ引張応力であることが明らかになった。締結部の設計にあたって曲げ引張応力に対

表-6

	w/c (%)	セメント(kg/m ³)	水(kg/m ³)	砂(kg/m ³)	砂利(kg/m ³)	混和材	σ_{28} (kg/cm ²)	弹性係数(kg/cm ²)	試験日令
柱	44	338	146	715	1 215	なし	324	2.8×10^5	3週
添えばかり	42	320	134	680	1 225	ピンゾール	338	2.5×10^5	2週

する補強（たとえばプレストレスを加えるなど）は比較的容易であるが、せん断に対する補強は困難である。したがって、新旧コンクリートの打ち継ぎ面の押し貫きせん断に対する破壊強度を知ることがぜひ必要である。この種の実験は従来ほとんど試みられていないので、以下のような実験を行なった。

b) 供試体の寸法・形状 供試体の形状は押し貫きせん断の形状とした。一般にコンクリートのせん断強度は引張強度よりもはるかに大きく、せん断破壊を生ずる前に主張応力による破壊を生ずるためコンクリートのせん断強度をもとめることは困難である。この実験の目的は、新旧コンクリート打ち継ぎ面の押し貫きせん断強度を求めることがあるので、この面以外での破壊を防ぐよう十分に鉄筋によって補強し、また打ち継ぎ面には引張応力が作用しないように留意した。

供試体の寸法・形状を図-13に示す。供試体の個数はNo. 3～No. 8の5個であって、3, 4, 5は2面せん断、6, 7, 8は4面せん断である。このうち5と8は打ち継ぎ面をくさび型に傾斜(1/30)をつけて仕上げてある。

供試体3, 供試体6は全部を一体に打設した。すなわちせん断面は新旧コンクリートの打ち継ぎ面でない。

供試体4, 5および7, 8はまず柱部を製作し、10日

後にわく部との接触面をはつて十分に目荒らししてから柱部を鉛直立てて、これを取り囲んでわく部の鉄筋と型わくを組み立て、わく部コンクリートを打設した。すなわちせん断面は新旧コンクリートの打ち継ぎ面である。供試体5, 8では柱部の打ち継ぎ面をくさび型に傾斜をつけてはつた。

どの供試体もわく部コンクリートの打設にあたって、わく部底面に19mm厚の鋼板を敷き、載荷時のわく部底面の支持を均等ならしめるとともに、鋼板には鉄筋部を溶接してわく部コンクリート中に定着し、載荷時にわく部底面が剥くのを防止した。また柱の上面はキャッピングを行なった。

表-8

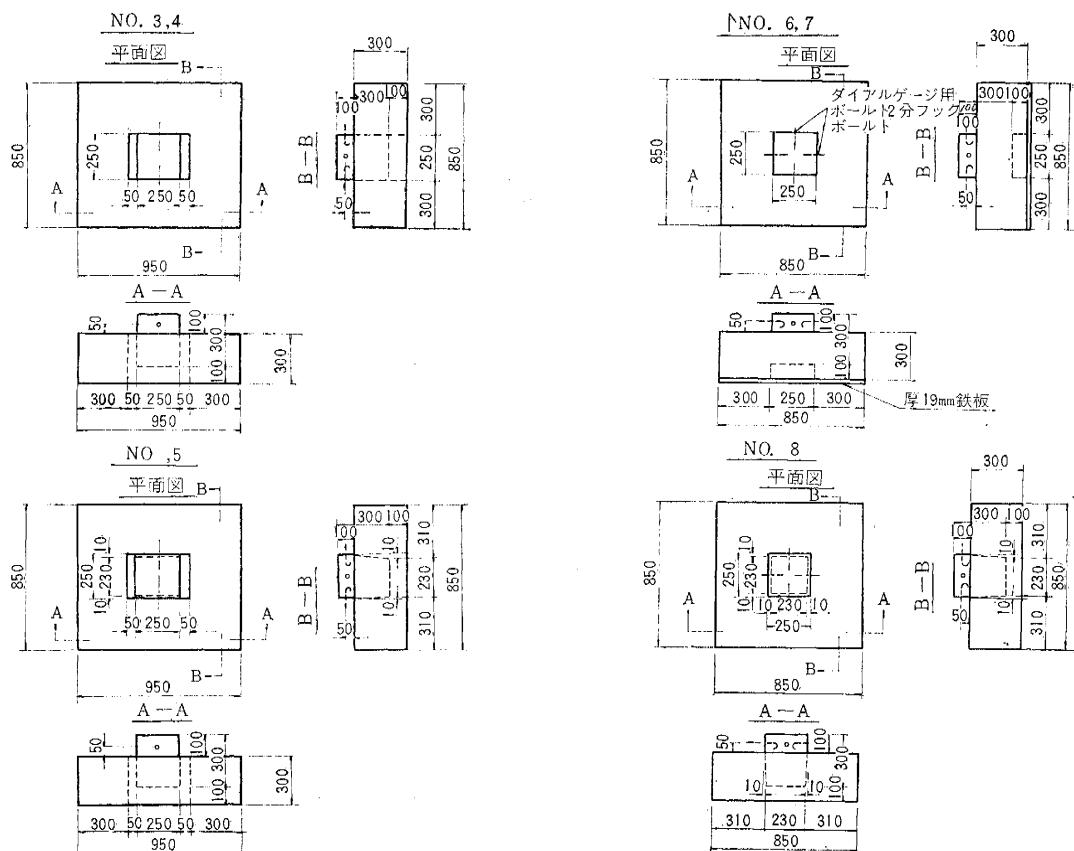
w/c (%)	セメント (kg/m³)	水 (kg/m³)	砂 (kg/m³)	砂利 (kg/m³)	スランプ (cm)	摘要
58	350	203	705	985	7~10	各供試体共通

供試体コンクリートの示方配合を表-8に示す。

ひずみ測定のためせん断面近傍の柱部およびわく部のコンクリートにはモールドゲージPML 30を埋め込み、わく部底面の鉄筋には鉄筋用ポリエスチルゲージPL 10を貼付した。図-14にゲージの配置を示す。

c) 試験結果 各模型は、わく部材令28日において

図-13 供試体寸法図 (No. 3～No. 8)



載荷試験を行なった。

コンクリートの標準供試体強度(材令28日), 模型の破壊荷重, 破壊時におけるせん断面(柱とわくの接触面)のせん断応力の計算値(平均押し貫きせん断応力)を表

図-14 ゲージ配置図(No. 3~No. 8)

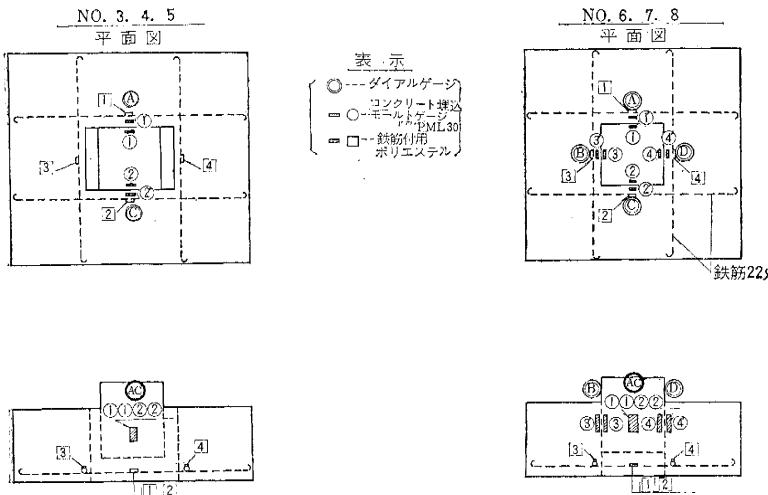


図-15

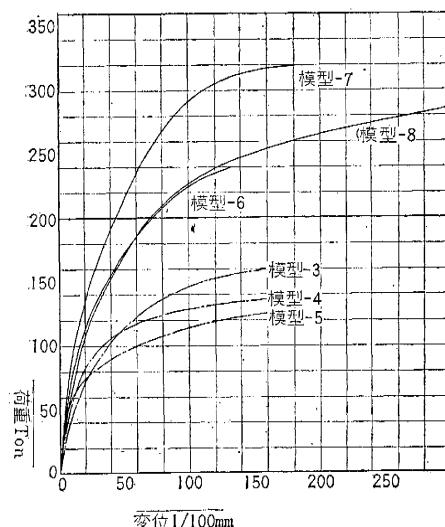


表-9

供試体番号	接触面の状態	σ_{sp} (kg/cm²)		E_c (10^5 kg/cm²)		材令(II)		破壊荷重(t)	破壊時の押し貫きせん断応力(kg/cm²)	破壊状態
		柱部	わく部	柱部	わく部	柱部	わく部			
3	一体に打設(2面せん断)	349	349	2.58	2.58	28	28	160.0	160.0	接触面でせん断
4	はつって打ち継ぐ(2面)	259	362	2.55	2.71	38	28	135.0	135.0	〃
5	模型にはつって打ち継ぐ(2面)	259	309	2.55	2.79	38	28	129.0	129.0	〃
6	一体に打設(4面せん断)	349	349	2.58	2.58	28	28	284.0		柱座屈
7	はつって打ち継ぐ(4面)	259	349	2.55	2.58	38	28	319.0	158.5	接触面でせん断
8	模型にはつって打ち継ぐ(4面)	259	349	2.55	2.58	38	28	316.0	158.0	〃

-9に示す。また柱とわくの変位の測定結果を図-15に、わく部底面の直角方向鉄筋応力度の測定結果を図-16に示す。

d) 試験結果の考察

① 柱とわく部のずれ(図-15); 柱とわく部のずれは破壊荷重に近づくにつれて急激に増加しているが、破壊時におけるずれは1.3~2.5mmでさして大きくない。

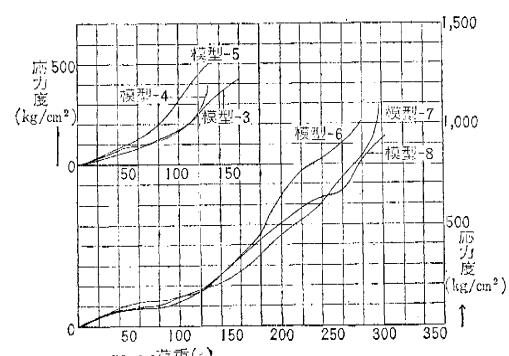
② せん断面下縁の引張応力(図-16); 図-16によればわく部底面鉄筋の破壊時における引張応力は400~1,000kg/cm²に達している。したがってせん断面のコンクリートにも数十kg/cm²の引張応力が作用していたものと考えられ、表-9の破壊時せん断応力は、純粋なコンクリートの押し貫きせん断強度を若干下回るものと考えられる。

③ 押し貫きせん断強度

以上の実験結果からつぎのような結論を得た。

① コンクリートの押し貫きせん断強度は、圧縮強度の1/2以上あるものと思われる。

図-16



② 新旧コンクリートの打ち継ぎ面の押し貫きせん断強度は、十分な打ち継ぎ処置を施した場合では、打ち継ぎでない場合の80%程度の強度を有する(No.3とNo.4,5の比較)。

③ 押し貫きせん断の場合、打ち継ぎ面をくさび型にしても効果はない(No.4とNo.5, No.7とNo.8の比較)。

④ 押し貫きせん断の場合、4面せん断のほうが2面せん断より押し貫きせん断強度は大きい(No.3,4,5とNo.6,7,8の比較)。

(3) 締結部の破壊の原因

以上の2種の実験結果から、締結部の破壊の原因についてつきのような結論が得られる。

締結部の破壊の原因是、柱荷重によって柱とはりの接触面の下縁に生ずる引張応力であって、新旧コンクリートの打ち継ぎ面である接触面がこのために、下縁からきれつを生じその有効面積を減じて、ついにはこの面から押し貫きせん断による破壊を生ずるものである。

一般に十分な打ち継ぎ処置を施した場合の新旧コンクリート打ち継ぎ面の押し貫きせん断強度は、その引張強度にくらべて十分大である。

5. プレストレス締結方式の設計

(1) プレストレス導入の効果および与え方

前述したように、締結部の破壊の主原因是柱と添えたりの接触面の下縁に働く引張応力であって、押し貫きせん断による破壊は容易に生じない。したがって締結部の耐荷力を増すためには、接触面に十分な圧縮応力のプレストレスを与えてやればよい。すなわち仮想ばかりをプレストレストコンクリートばかりとして設計することにより、締結部の強度をいちじるしく高めることができる。

接触面にプレストレスを与える方法として、つきの2つが考えられる(図-17参照)。

① 柱を貫通して緊張材を設ける。仮想ばかりがプレストレストコンクリートばかりになるので確実であるが、柱に緊張材を通す孔を開けることがいちじるしく困難な場合には②の方法が考えられる。

② 柱の両側に緊張材を設け、柱に孔をくる作業を行なわずに接触面にプレストレスを与える。ただ新旧コンクリートを直接つなぐ鋼材がないため、最終破壊強度は①にくらべて低くなることはまぬがれないし、接触面のプレストレス分布が一様でないため緊張材の本数を②の場合より多少割り増す必要がある。

(2) 設計の方針

プレストレス締結方式の要ていは仮想ばかりをプレストレストコンクリートばかりにすることにあるので、通常のプレストレストコンクリートの設計に準じて設計すればよい。

ただし前述してきたような仮想ばかりの特異性を考慮する必要がある。

すなわち、

① 接触面は新旧コンクリートの打ち継ぎ面であるため接触面下縁に引張きれつが発生すると、その発達が急で、ついには押し貫きせん断による破壊を生ずるような現象がみられるので、下縁に引張きれつを生じたときを破壊と考えるべきである。

② せん断応力による押し貫きせん断破壊も考慮する必要がある。

③ 主張応力については、主張応力面が接触面とかたむきを持っており、締結部においては接触面のみが想定どおりの幅と高さをもち、柱部分ではこれよりずっと大きい高さを、はり部分ではずっと大きい幅を持っているので、接触面以外の面に沿った破壊は非常に起こりにくい。したがって主張応力については重視する必要がないと思われる。

④ その他3.で詳述した接触面の応力分布に関する特色についても考慮する必要がある。

筆者は締結部の設計について、つきのような設計指針を提案する。

① 設計荷重 P に対して、接触面内において曲げ引張応力を生じてはならない。

② 締結部の所要安全率を n としたとき、 $n \times P$ の荷重に対して

③ 接触面下縁に生ずる引張応力は 15 kg/cm^2 を越えてはならない。

④ 接触面における平均押し貫きせん断応力は 50 kg/cm^2 を越えてはならない。

⑤ 以上各項の計算はコンクリート全断面を有効とし、仮想ばかり単純解によって求める。

⑥ 与えるプレストレスの大きさ、偏心量の決定にあたっては、3.で詳述した接触面における応力分布の特色、すなわち、上縁における圧縮応力の集中、中立軸の持ち上がりなどについても考慮しなければならない。

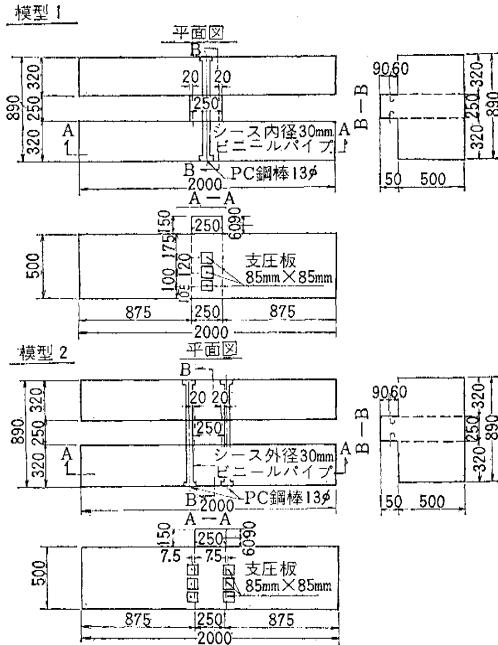
(3) 模型試験

a) 試験の目的 前節で提案した設計指針についての確認を得るために、また3.で均質、等方のものとして求めた接触面の応力分布と実際のプレストレス締結部における接触面の応力分布との適合度をみいだすため、および本章(1)でのべた2種類のプレストレスの与え方について比較検討するため、下記の試験を行なった。

b) 供試体の寸法・形状 供試体の寸法と形状を図-17に示す。供試体は2型式、各1個製作した。1型は柱を貫通して緊張材3本を配置したものであり、2型は柱の両側に緊張材6本を配置したものである。その他の諸元は両型とも全く同一である。

載荷にあたって締結部が破壊する以前に柱やはりが破

図-17 供試体寸法図



壊すことのないように、柱や添えぱりには十分な量の鉄筋を配置した。

添えぱりの支間は両型とも 1.8m である。

柱コンクリートの打設 10 日後に、接触面を深さ 5 mm 程度はつて、添えぱりコンクリートを打設した。

鋼棒は、載荷直前にセンターホール ジャッキで緊張した。なお緊張後グラウトを行なうと供試体の破壊荷重はいちじるしく高められるが、鋼棒がせん断に対しても抵抗力を持ってくるなど破壊状態が不明りょうになるので、グラウトは施していない。

供試体コンクリートの配合および P C 鋼棒の諸元を 表-10, 表-11 に示す。

柱とはりのコンクリート中に、接触面の近傍にこれと直角にモールド ゲージを 5 段に配置し、また各 P C 鋼棒に鉄筋用

表-10

w/c (%)	セメント (kg/m³)	水 (kg/m³)	砂 (kg/m³)	砂利 (kg/m³)	スランプ (cm)	σ_{28} (kg/cm²)
58	350	203	705	985	7~10	250

表-11

直 径 (mm)	降伏点 (kg/mm²)	引張強さ (kg/mm²)	引張荷重 (t)	伸び (%)
11.95	102	122	13.65	10.0

ゲージ PL 10 を貼付した。図-18 にゲージ配置図を示す。

c) 供試体の設計破壊強度 各供試体に加えたプレストレス（鋼棒 1 本あたり 5 t）および前節で筆者が提案した設計指針 ($\sigma_t = 15 \text{ kg/cm}^2$, または $\tau = 50 \text{ kg/cm}^2$ で破壊) によって各供試体の設計強度を求めるとき、表-12 のとおりである。

表-12 供試体の設計強度

供試体番号	曲げによる破壊			せん断による破壊	
	プレストレス		破壊荷重	せん断面積 (cm²)	破壊荷重 (t)
	緊張力 (t)	上締応力 (kg/cm²)	下締応力 (kg/cm²)		
1	15.0	5.8	18.2	43	2 500 125
2	30.0	11.6	36.4	67	2 500 125

d) 試験結果 各模型とも添えぱり材令 28 日（柱材令 38 日）において載荷試験を行なった。供試体の破壊荷重その他を表-13 に示す。

表-13 のひびわれ荷重とは、コンクリートのひずみ

図-18 ゲージ配置図

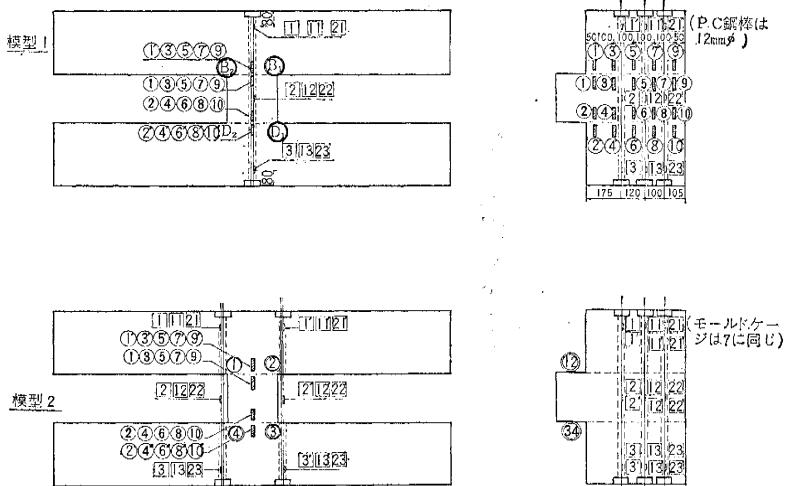
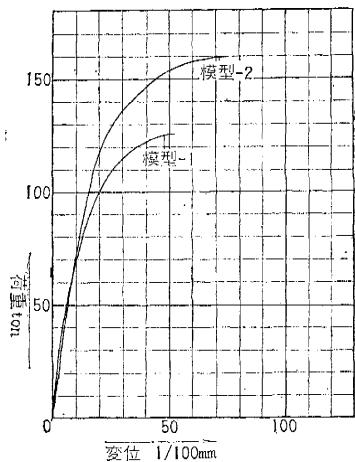


表-13

供試体番号	σ_{28} (kg/cm²)		弾性係数 ($\times 10^5 \text{ kg/cm}^2$)		設計破壊荷重 (t)	破壊荷重 (t)	ひびわれ荷重 (t)	ひびわれ荷重による接觸面下締の引張応力度 (kg/cm²)	破壊荷重による押しつぶしせん断応力度 (kg/cm²)	破壊の状態
	柱	はり	柱	はり						
1	259	258	2.55	2.54	曲げ 43 せん125	125.5	80	42.5	50.2	接觸面でせん断破壊
2	259	258	2.55	2.54	曲げ 67 せん125	159.0	110	46.1	63.6	ク

測定値、PC鋼棒応力測定値から接触面にきれつを生じたと推定された荷重である。また表中の接触面の応力度は、全断面有効として仮想ばかり単純解によって計算した。

図-19 荷重-変位曲線



柱と添えたりのずれの測定結果を図-19に、コンクリートの内部ひずみの測定結果の一例を図-20に、PC鋼棒応力度の測定結果を図-21、22に示す。

e) 試験結果の考察

① 柱と添えたりのずれ (図

-19); 各模型とも破壊荷重近くまで変位は小さく、破壊荷重付近で急折して急速に破壊に至る。破壊荷重付近の変位測定値は 1 mm 以下である。

② 接触面付近のコンクリートひずみ(応力)(図-20); これらの測定値は図-18 からわかるように接触面の近傍にこれと直角に柱部、はり部に埋めたモールドゲージから得られたものである。仮想ばかりでは接触面のみが想定どおりの高さと幅を持ち、柱部ではこれより大きい高さを、はり部では大きい幅を持っているので、柱やはりに埋めたゲージが直接接触面のひずみを示すものではない。

測定の結果からは、接触面のひずみ(応力)分布に関して定量的な検討を加え得るような結果は得られなかつたので、測定結果の一例を示すことにとどめる。

③ PC鋼棒応力度(図-21, 22); PC鋼棒の応力度は、接触面にきれつを生ずるまではほとんど変化しないはずである。図-19, 20 の結果では、模型-1 では 80 t, 模型-2 では 110 t 付近から急折し、ここで接触面にきれつを生じ接触面の応力を鋼棒が肩代りしていることがわかる。なお詳細に検討すると、最下段の鋼棒(②②③など)が最も立ち上がりが早く傾斜が急であり、最上段の鋼棒が最も立ち上がりがおそくその傾斜がゆるやかであって、きれつが下縁から進行していることがわかる。

④ ひびわれおよび破壊強度の検討(表-13); ひびわれ強度はいずれの供試体についても、設計破壊強度を上回わっており、ひびわれ荷重のもとにおける接触面下縁における引張応力の計算値はプレストレスを差し引いても、模型-1 では 42.5 kg/cm^2 、模型-2 では 46.1 kg/cm^2 である。これは、接触面の実際の下縁の引張応力度は

図-9、表-5 に示すように単純解による計算値よりもかなり小さいこと、新旧コンクリート打ち継ぎ面の引張

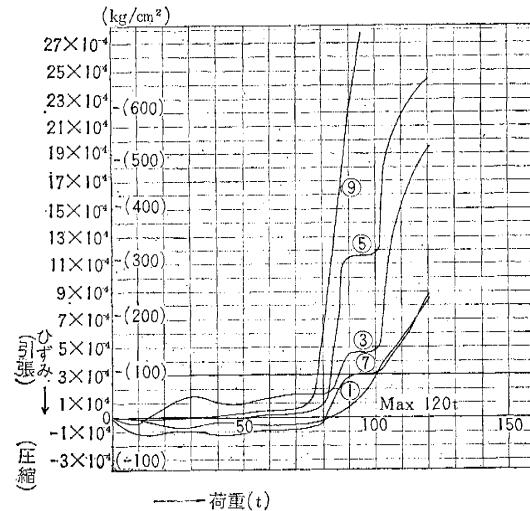
図-20 荷重-コンクリートひずみ曲線
(模型-1 柱部)

図-21 荷重-PC鋼棒応力度曲線(模型-1)

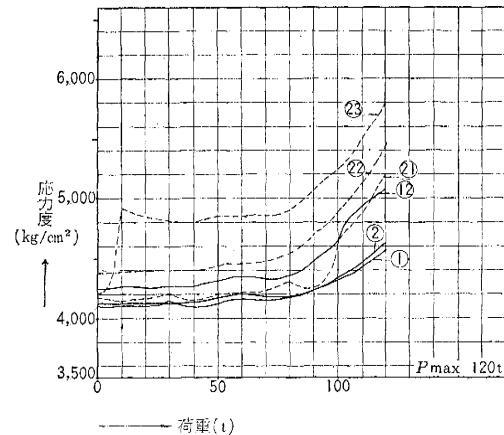
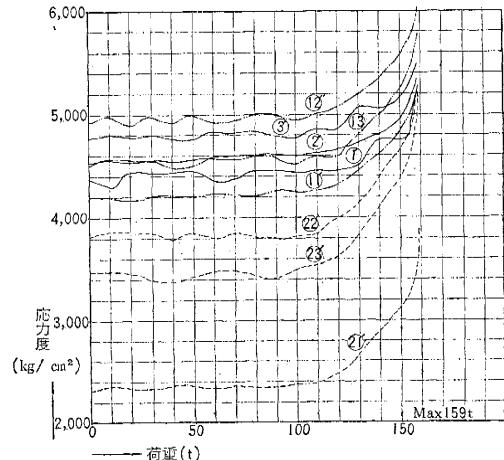


図-22 荷重-PC鋼棒応力度曲線(模型-2)



強度は十分な打ち継ぎ処置を施せば 15 kg/cm^2 以上期待し得ることなどのためと思われる。本実験の結果からは筆者の提案した設計指針はやや安全にすぎる感もあるが、打ち継ぎ面の引張強度は施工の良否によって大きく作用されることを考えればほぼ妥当であるといえよう。

(⑤) 模型-2 の方式について；本実験の結果からは、模型-2 のように緊張材を柱を貫通させずに、柱の両側に配置しても十分有効なプレストレスを与えることがわかった。両側に加えられたプレストレスの有効性については、供試材の寸法・形状も影響するものと考えられる。なお、この実験では模型-1 の鋼棒にはグラウトを施していないが、グラウトを施すことによって、模型-1 の破壊強度、確実性はずっと高くなり、模型-2 との間にかなりの差を生ずることになると考えられる。

6. 井桁式締結方式の設計

(1) 井桁式締結方式の概念

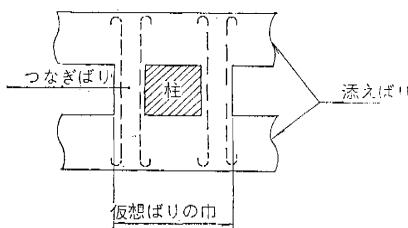
前述のプレストレス締結方式は、締結部破壊の主原因である接触面下縁の引張応力を圧縮のプレストレスを加えて打ち消し、引張きれつの発生を防止するものである。井桁式締結方式とは、添えぱりに十分大きな断面を使用して接触面に過大な引張応力が生じないようにするとともに、柱の両側に鉄筋コンクリートのつなぎぱりを設けて2本の添えぱりを連結し、つなぎぱりの鉄筋によって、添えぱりと柱の接触面の引張きれつの発達をそ止する締結方式である（図-23）。

この締結方式は、添えぱりとつなぎぱりが井桁の形をして柱荷重を支えているので井桁式締結方式と呼ぶ。

(2) 井桁式締結部の仮想ぱり

井桁式締結部においては、柱は添えぱり、つなぎぱりの両方に対してそれぞれ2面、計4面の接触面を有し、柱荷重は4面の接触面を介して（結局は添えぱりに）伝えられる。したがって、締結部は柱荷重に対して2方向版のような作用をするかのように考えられる。しかし締結部の設計にあたっては、これまで述べてきたと同様に締結部を添えぱり直角方向のはりと考え、このはり（仮想ぱり）の幅としては、添えぱり軸方向の柱幅と両つなぎぱりの幅の和をとるものとする（図-23）。ただし押し貫きせん断を検討する場合のせん断面としては柱と添えぱりの接触面をとるものとする。換言すれば、柱とつ

図-23 井桁式締結方式の締結部



なぎぱりの間の新旧コンクリートの付着を無視したことになり、締結部にとって安全側の仮定である。

(3) 設計の方針

井桁式締結部においては、仮想ぱりを鉄筋コンクリートぱりとして設計することになるが、3.(5)で述べた仮想ぱりの特異性を考慮して、つぎのような設計指針を提案する。

a) 断面の算定 柱の設計荷重を P 、締結部の所要安全率を n としたとき、 $n \times P$ の荷重のもとで仮想ぱり下縁に生ずる引張応力は 15 kg/cm^2 を越えてはならない。この計算は、仮想ぱりの幅を添えぱり軸方向の柱幅と両つなぎぱりの幅の和とし、単純解によって行なう。すなわち

$$H: \text{添えぱりの高さ (cm)}$$

$$B: \text{添えぱり一本の幅 (cm)}$$

$$C': \text{添えぱり軸方向の柱幅 (cm)}$$

$$C_1: \text{つなぎぱり 1 本の幅 (cm)}$$

$$P: \text{柱荷重 (kg)}$$

$$n: \text{締結部の所要安全率}$$

とすれば

$$\sigma_{ct} = \frac{3PB}{2(C' + 2C_1)H^2} \times n \leq 15$$

$$\therefore (C' + 2C_1)H^2 \geq 0.1nP \quad \dots \dots \dots (8)$$

式(8)によって、添えぱり、つなぎぱりの諸元を検討する。ただし、つなぎぱりの幅 (C_1) をあまり大きくすることは、有効性の点で問題があるので、 C_1 は $0.75 C'$ あるいは $1.00 C'$ 以下にとどめるべきであろう。

b) 鉄筋量の算定 柱荷重を受けることによって仮想ぱり設計断面（柱と添えぱりの接触面をふくむ断面）内に生じた全引張力を受け持つことのできる鉄筋を配置することとする。この鉄筋は添えぱりと直角方向（仮想ぱりの方向）につなぎぱりの中に配置する。配筋は下縁に密にすることはもちろんであるが、3. で検討したように引張応力は断面内に広く分布する傾向があるので高さ中央部付近まで配筋する。引張力の計算は単純解によって行なう。すなわち、

$$A_s: \text{所要鉄筋量 (cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{sy}: \text{鉄筋の降伏点応力度 (kg/cm}^2\text{)}$$

とすると、設計断面における全引張力 T および A_s はつぎのとおりである。

$$T = \frac{3nPB}{8H} \leq A_s \sigma_{sy}$$

$$\therefore A_s \geq \frac{3nPB}{8H\sigma_{sy}} \quad \dots \dots \dots (9)$$

c) 押し貫きせん断に対する考慮 柱と添えぱりの接觸面における平均せん断応力は、 $n \times P$ の荷重のもとで 50 kg/cm^2 を越えてはならない。

すなわち

$$\frac{nP}{2HC'} \leq 50$$

$$\therefore HC' \geq \frac{nP}{100} \quad \dots \dots \dots (10)$$

(4) 模型試験

a) 試験の目的 3. で提案した設計方針についての確認を得るため、鉄筋の量と配置の方法についての考察を行なうため、および 3. で均質・等方のものとして求めた接触面の応力分布と実際の井桁式締結部における接觸面の応力分布との適合度をみいだすために下記の模型試験を行なった。

図-24 供試体寸法図

模型2,3,4

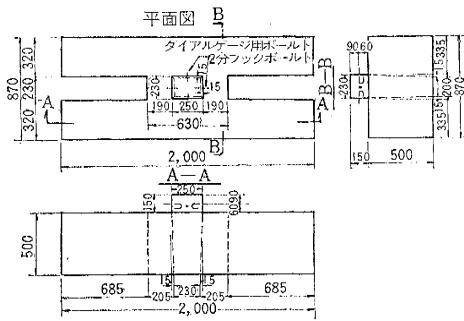
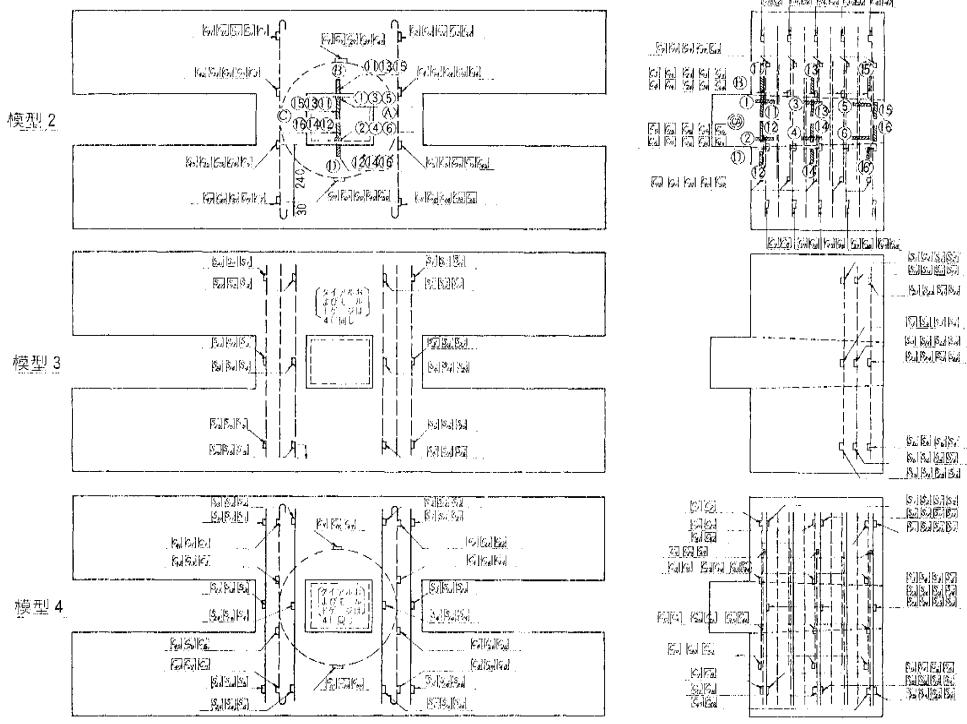


図-25 締結部配筋ならびにゲージ配置



b) 供試体の寸法と形状 供試体の寸法と形状を図-24 に示す。供試体は 3 型式各 1 個としたが各型式は締結部の鉄筋が相違するのみで外形は全く同一で、図-17 のプレストレス締結方式の供試体とほぼ同形である。使用コンクリートなどは 5. (2) と同一である。

載荷にあたって締結部が破壊する前に柱や添えばかりが破壊することのないように、柱や添えばかりには十分な量の鉄筋を配置した。

つなぎばかり 1 本の幅は柱幅の 0.76 倍とした。添えばかりの支間は両型とも 1.8 m である。

なおコンクリートひずみおよび締結用鉄筋応力の測定をするため柱および添えばかりのコンクリート中に、接觸面の近傍にこれと直角にモールド ゲージを 3 段に配置し、締結用鉄筋には鉄筋用ゲージ PLS-20 を添付した。

c) 締結部の鉄筋量および破壊強度 前節で筆者が提案した設計指針 ($\sigma_s = 15 \text{ kg/cm}^2$ 、または $\tau = 50 \text{ kg/cm}^2$ で破壊) にしたがって各供試体の設計破壊荷重を求める

表-14

供試体 番号	破壊強度 (t) 曲げせん断	締結部の鉄筋			
		直筋 (φ)	フープ筋 (φ)	計 (cm ²)	配 置
2	49	125	—	18×6	5.1 全高に均等
3	49	125	18×6	—	5.1 下縁に集中
4	49	125	36×6	18×6	15.2 全高に均等

鉄筋径 6 mm

と、それぞれ $(P)_c = 49 t$, $(P)_r = 125 t$ であって、曲げによる破壊荷重に対して所要鉄筋量を計算すると 5.1 cm^2 となる。各供試体の鉄筋配置は、表-14 のとおりである（図-25 参照）。

模型-1 ではO形の 6 mm 節 2 本をたかいちがいに組んで 1 組として、つなぎばり全高に均等に 9 段に配置した。

模型-2 では、6 mm の直筋 18 本を下部に集中した。

模型-3 では、9 組 18 本のO形筋と 36 本の 6 mm*

*直筋を、つなぎばり全高に配置した。

d) 試験結果 各模型とも添えばり材令 28 日（柱材令 38 日）において載荷試験を行なった。供試体の破壊荷重その他を表-15 に示す。

この表でひびわれ荷重とは、コンクリートのひずみ測定値締結用鉄筋の応力測定値などから推定したものである。また表中の接触面下縁応力度は仮想ばり単純解により計算し、せん断応力度は柱と添えばりの接触面における平均せん断応力度である。

表-15

供試体番号	σ_{28} (kg/cm^2)		弹性係数 ($\times 10^5 \text{ kg}/\text{cm}^2$)		締結部量 (cm^2)	設計破壊荷 (t)	破壊荷重 (t)	ひびわれ荷重 (t)	ひびわれ荷重による接触面下縁の応力度 (kg/cm^2)	破壊荷重による貫きせん断応力度 (kg/cm^2)	破壊の状態
	柱	はり	柱	はり							
2	259	349	2.55	2.58	5.1	曲げ 49 せん 125	192.0	105	31.7	76.8	接触面でせん断破壊
3	259	362	2.55	2.71	5.1		179.0	120	36.0	71.6	ク
4	259	309	2.55	2.79	15.2		245.7	110	33.0	98.3	ク

柱と添えばりのずれの測定結果を図-26 に、コンクリート内部ひずみの測定結果の一例を図-27 に、締結用鉄筋応力の測定結果を図-28~30 に示す。

e) 試験結果の考察

① 柱と添えばりのずれ（図-26）；各模型とも荷重が小さい間は変位も小さく、荷重が 100 t を越えたあたりから変位が増大しはじめ、破壊荷重に近づくと急激に増大する。破壊荷重付近の変位の測定値は 1.5~3 mm である。

図-26 荷重-変位曲線

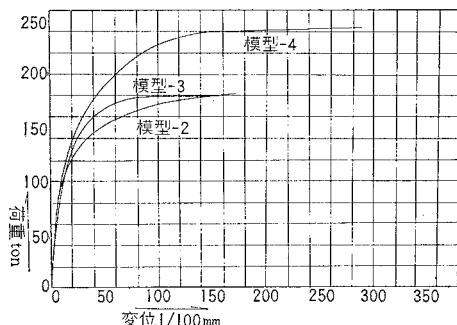
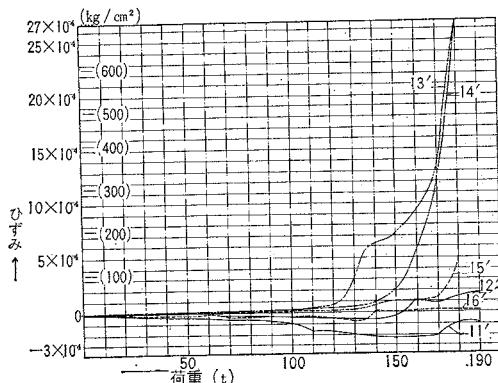


図-27 荷重-コンクリートひずみ曲線（模型-2 はり部）



② 接触面付近のコンクリートひずみ（応力）（図-27）；これらの測定値は、接触面の近傍に、これと直角に柱部、はり部コンクリート中に埋めこんだモールドゲージから得たものであるが、仮想ばりでは柱と添えばりの接触面をふくむ面のみが想定どおりの断面を有し、柱部ではこれより大きい高さを、はり部ではこれより大きい幅を持っているため、測定結果が直接接触面のひずみを示すものではない。測定の結果からは、接觸面の応力分布について定量的な検討を加え得るような結果は得られなかったので図-27 にその一例を示すに止める。きれつ荷重より小さい荷重範囲では、最上段ゲージ⑪'、⑫'は圧縮ひずみを示し、中段のゲージ⑬'、⑭'が最も大きい引張ひずみを、最下段の⑮'、⑯'がこれより小さい引張ひずみを示し、これは 3. で詳述した光弾性A型による接觸面応力の分布状態と類似の傾向にある。

③ 締結用鉄筋の応力度（図-28~30）；一般に締結用鉄筋の荷重-応力度曲線ははっきりした急折点を有しきれつ荷重の存在を示している。締結用鉄筋の応力度はきれつ荷重以下の範囲ではたかだか数百 kg/cm^2 にすぎ

図-28 荷重-鉄筋応力度曲線（模型-2）

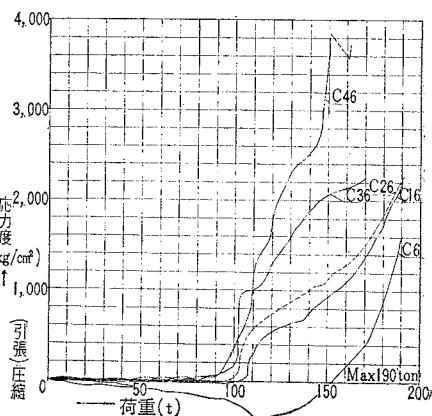


図-29 荷重一鉄筋応力度曲線(模型-3)

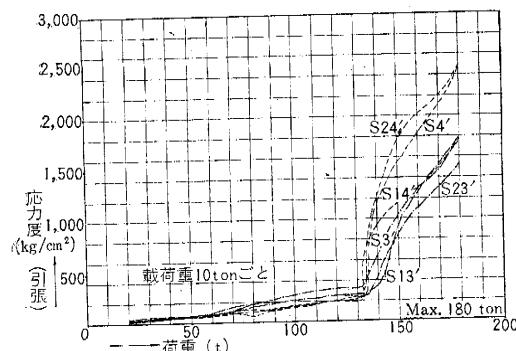
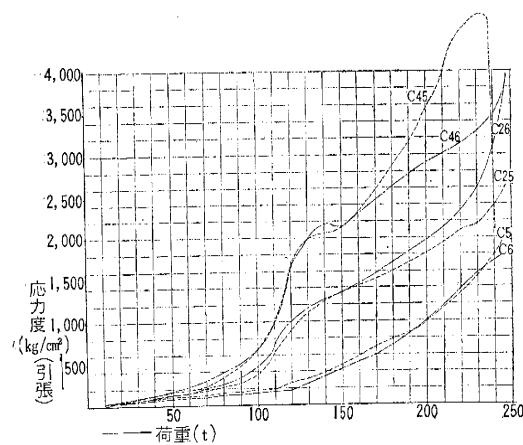
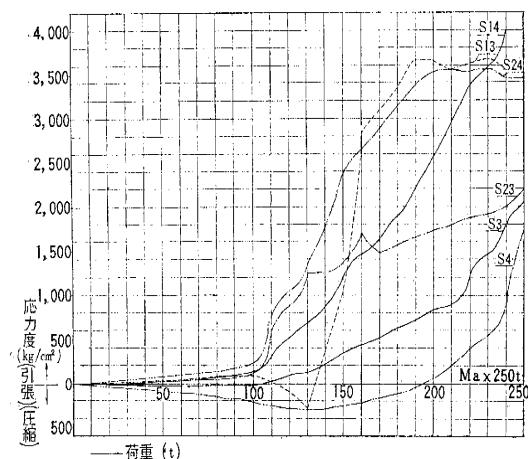


図-30 荷重一鉄筋応力度曲線(模型-4)

(a) フープ筋



(b) 直筋



ないが、破壊荷重近傍では $1500 \sim 4000 \text{ kg/cm}^2$ に達し、有効に働いている。

模型-2 締結用鉄筋はフープ筋で、つなぎぱり全高に均等に配置されているが、きれつ荷重以上の荷重では上縁から下縁に至るにしたがって大きい引張応力を示す。

模型-3 締結用鉄筋は直筋でつなぎぱり下縁に集中配

置されており、ほぼ同一の応力値であるが、きれつ荷重以上の荷重に対する引張応力は、柱に近いもの((S_4') , (S_{14}') , (S_{24}'))が、遠いもの((S_3') , (S_{13}') , (S_{23}'))より大きく、柱に近い鉄筋のほうがより有効に作用することを示している。

模型-4 締結用鉄筋はフープ筋と直筋がつなぎぱり全高に配置されており、きれつ荷重以上の荷重による引張応力度は上部の鉄筋が最も小さく、下縁に至るほど大きい値を示し、引張きれつが下部から進行する状態を明らかにしている。

④ ひびわれおよび破壊強度；ひびわれ強度はいずれの供試体においても、設計強度をはるかに上回わっており、ひびわれ荷重のもとにおける接触面下縁の引張応力の計算値はいずれも 30 kg/cm^2 以上に達している。これは接触面下縁の実際の引張応力度は前述したように単純解による計算値より小さいこと、新旧コンクリート打ち継ぎ面の引張強度は十分な打ち継ぎ処置を施せば 15 kg/cm^2 以上期待し得ることなどのためと思われる。本実験の結果からは筆者の提案した設計指針はやや安全にすぎる感もあるが、打ち継ぎ面の引張強度は施工の良否によって大きく左右されることを考えると、ほぼ妥当であるといえよう。

なお井桁式締結部では破壊荷重とひびわれ荷重の比がプレストレス締結方式のそれより大きい。これは締結用鉄筋が接触面のきれつの急速な発達、接触面の有効面積の急激な減少を有効に防止するため、せん断状態が4面せん断に近いためと考えられる。プレストレス締結方式の供試体はグラウトを施していないため、プレストレスを加えられた無筋コンクリートの状態にあってきれつが発生するとその発達は急である。これにグラウトを施すことによって破壊荷重はいちじるしく増大すると考えられる。

⑤ 締結部における配筋；フープ筋と直筋についてはその有効性の点で相違は認められない。また配筋を下縁に集中させる(模型-3)ことによって、ひびわれ発生の時期を多少おくらせることが可能であるようと考えられる。鉄筋量を増大すれば、破壊荷重を高めることができる(模型-4)。この実験の結果からは筆者の提案した配筋量の計算法は合理的である、これ以上に鉄筋を配置しても(模型-4では所要鉄筋量の約3倍)、ひびわれ荷重を増大せしめるることはできない。

7. む す び

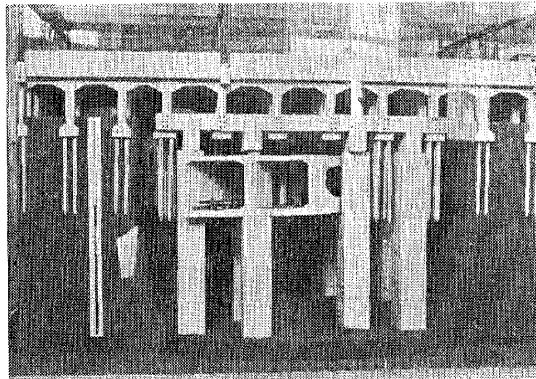
添えぱり工法の要点は、柱とこれに添わせて設ける2本の受けぱり—添えぱり—の締結にある。締結部、特に柱と添えぱりの接触面に働く応力について種々の解析と光弾性試験などを行なった結果、仮想ぱりの仮定によって容易にその応力の近似値を求め得ることが明らか

になった。また締結部の破壊の原因に関する模型実験と新旧コンクリートの押し貫きせん断強度を求める実験を行ない、締結部の破壊の原因は、柱荷重を添えぱりで受けた場合に両者の接触面の下縁に生ずる引張応力であること、新旧コンクリート打継面の押し貫きせん断強度はその引張強度にくらべて十分大であって、せん断破壊は容易に起らざるものであることを明らかにした。つぎに、この引張応力によって接触面に生ずるきれつの発生と発達を防ぎ、締結部に所要の耐荷力を持たせる方法として、プレストレス締結方式と井桁式締結方式を考案し、それぞれに対する設計指針を提案した。なお両方式の模型試験を行ない、設計指針が十分安全であることを確認し、設計の詳細に関する二、三の考察を行なった。

締結のための二つの方法については、それぞれ特色を有するが、プレストレス締結方式では緊張材を既設柱を貫通して配置する場合にやや困難がともなう（ある施工例ではダイヤモンドビットとボーリングマシンによってせん孔を行なった）。一般に添えぱりの高さが十分大きくとれ、當時荷重のもとにおける接触面応力を小さくできる場合には井桁式締結方式によって経済的な施工が行なえるものと思われる。

これらの工法は、それぞれ首都高速度交通団地の地下鉄と国鉄東海道線の交差箇所、すなわちプレストレス締結方式は国鉄第四有楽町高架橋（複線3柱式5径間連続鉄筋コンクリートラーメン）のアンダーピンニングに

写真2 第四有楽町高架橋地下鉄横断部の模型



おいて、井桁式締結方式は国鉄第一有楽町高架橋（複線2柱式単径間鉄筋コンクリートラーメン）のアンダーピンニングにおいて採用し、満足すべき結果を得た。なお写真-2は第四有楽町高架橋下横断地下鉄道建設工事の写真である。

近時大都市における各種建設・改良工事にともない、アンダーピンニングの必要性はますます増加し種々困難な問題をともなう場合が多い。すなわち（1）構造物が重要で、自重および載荷荷重が大きい、（2）構造物の許容沈下が少ない、（3）地質は深部まで軟弱である（4）地下埋設物が多い、（5）作業空間が少ない、（6）ひんぱんな交通を阻害してはならず、かつ工期も短いなどである。このような場合に添えぱり工法は有効適切に使用することができる。

謝　　辞

この論文をとりまとめるにあたり、終始、京都大学教授村山崩郎博士、岡田清博士のご懇切なご指導を賜ったことに対し、ここに深く感謝の意を表する。

なお本論文作成のため国鉄東京工事局員各位のご援助を受け、特に網本克巳、角田修、岡田宏、向井軍治の諸兄に多大のご苦労をわざらわしたことには厚く御礼申し上げる。

参考文献

- 1) 石田一郎：添えぱりを用いるアンダーピンニング工法に関する研究、鉄道技術研究報告300号、1962-4
- 2) 国鉄東京工事局：添え梁を用いるアンダーピンニングの模型実験について、東工13卷2号1962-3, p. 1~81
- 3) 石田一郎、ほか：橋梁下に構造物を作る場合における既設構造物の受け方に対する一考察、土木学会誌43卷1号p. 1~8, 1958-1
- 4) Conway, H.D. et al.: Analysis of Deep Beams, Journal of Applied Mechanics, Vol. 18, No. 2, p. 167~172, 1951-1
- 5) Elihu Geer, Stresses in Deep Beams, A.C.I., Proceedings Vol. 57, p. 1409~1412, 1960-9
- 6) 辻二郎、ほか：光弾性実験法
- 7) 岡田宏：第一及び第四有楽町橋下横断地下鉄道建設工事について、国鉄第9回停車場技術講演会記録、p. 79~88, 1958-8
- 8) 高木秀夫、ほか：第四有楽町橋下横断地下鉄道建設工事報告、東工11卷2号p. 2~48, 1963-3
- 9) 今井重郎、ほか：第一有楽町橋下横断地下鉄道建設工事報告、東工12卷2号、p. 2~28, 1961-3

（原稿受付：1962.12.5）

吐木黨全論文集編輯委員會

昭和 38 年 6 月 15 日 印 刷
昭和 38 年 6 月 20 日 発 行

士大黨全論文集 第 04 号

宣傳 150 例 (三 20 例)

編集兼発行者 東京都新宿区四谷一丁目
印刷者 東京都港区赤坂溜池5
社団法人 土木学会
株式会社 技報堂
末森沼正雄吉

發行所 杜國生 十木學會 振華東京 16828 番

東京都新宿郵便局区内 新宿区四谷一丁目 電話(351)代表5138番

土木学会刊行物一覧

	円		円
論文集 第26号 (高野博士)	実費 180円 30	論文集 第65号・別冊・2 (三村・外3名)	" 80円 20
" 第27号 (仁杉博士)	" 160円 30	" 第65号・別冊・3 (永井博士)	実費 160円 20
" 第37号 (伊丹博士)	" 120円 30	" 第68号・別冊・1 (国分博士・外2名)	" 100円 20
" 第42号 (木下良作)	" 80円 20	" 第69号・別冊・1 (林 正夫)	" 150円 30
" 第48号 (猪股博士)	" 200円 30	" 第69号・別冊・2 (井田至春)	" 100円 20
" 第59号・別冊・1 (岩佐義朗)	" 150円 20	" 第70号・別冊・1 (室田 明)	" 200円 20
" 第59号・別冊・2 (奥田博士)	" 250円 30	" 第71号・別冊・1 (嶋・荻原) (英文)	" 70円 20
" 第61号・別冊・1(大久保博士・外2名)	" 150円 20	" 第71号・別冊・4 (森 博士)	" 130円 20
" 第61号・別冊・2(林 博士) (英文)	" 100円 20	" 第72号・別冊・1 (島田博士)	" 100円 20
" 第61号・別冊・3 (太田誠一郎)	" 220円 30	" 第72号・別冊・2 (後藤博士)	" 120円 20
" 第65号・別冊1 (丸安博士・外2名)	" 120円 20	" 第72号・別冊・3 (山本 稔)	" 150円 20
コンクリート標準示方書 (昭和33年版) (訂正版)		B 6判 368頁	" 350円 会員特価 300円 (" 70円)
コンクリート標準示方書解説		A 5判 326頁	" 400円 会員特価 350円 (" 90円)
コンクリートの品質管理		A 5判 34頁	" 50円 会員特価 40円 (" 20円)
鋼鉄道橋設計示方書解説		B 5判 90頁	" 220円 会員特価 180円 (" 40円)
閥門トンネル工事誌		B 5判 692頁	" 2000円 会員特価 1500円 (" 200円)
吉田徳次郎博士論文集		B 5判 274頁	" 1100円 会員特価 800円 (" 120円)
昭和36年度改訂土木学会プレストレストコンクリート設計施工指針		B 6判 124頁	" 350円 会員特価 250円 (" 50円)
夏期講習会パンフレット			
" 鋼橋設計示方書とプレストレストコンクリート指針 (昭和30年)		B 5判 152頁	" 300円 会員特価 250円 (" 60円)
" 災害とその対策 (昭和31年)		B 5判 230頁	" 360円 会員特価 320円 (" 90円)
" 新しい建設工法 (昭和33年)		B 5判 214頁	" 350円 会員特価 300円 (" 80円)
" トンネルと掘削工法 (昭和34年) (4版)		B 5判 346頁	" 600円 会員特価 500円 (" 120円)
" 最近の道路問題と高速道路 (昭和35年)		B 5判 334頁	" 650円 会員特価 500円 (" 120円)
" 最近におけるプレストレストコンクリート (昭和36年)		B 5判 194頁	" 550円 会員特価 400円 (" 100円)
" 最近の基礎工法 (昭和37年)		B 5判 331頁	" 1000円 会員特価 800円 (" 120円)
" トンネル工学シリーズ1・第1回トンネル工学シンポジウム		B 5判 106頁	" 400円 会員特価 300円 (" 50円)
・工事報告:坂本アーチダム		B 5判 266頁	" 1250円 会員特価 980円 (" 50円)
学術用語集 土木工学編 (訂正6版)		B 6判 416頁	" 315円 (" 80円)
海岸工学講演会講演集 (1957年版) (平版)		B 5判 254頁	" 300円 (" 90円)
第5回 海岸工学講演会講演集 (1958年版)		B 5判 204頁	" 400円 (" 70円)
第6回 海岸工学講演会講演集 (1959年版)		B 5判 160頁	" 400円 (" 60円)
第7回 海岸工学講演会講演集 (1960年版)		B 5判 303頁	" 600円 (" 110円)
第8回 海岸工学講演会講演集 (1961年版)		B 5判 218頁	" 1000円 会員特価 800円 (" 100円)
第9回 海岸工学講演会講演集 (1962年版)		B 5判 162頁	" 1000円 会員特価 800円 (" 100円)
第7回 水理講演会講演集 (1962年版)		B 5判 82頁	" 400円 会員特価 350円 (" 40円)
COASTAL ENGINEERING IN JAPAN, VOL. I (1958)		B 5判 147頁	" 250円 (円共)
COASTAL ENGINEERING IN JAPAN, VOL. II (1959)		B 5判 122頁	" 300円 (")
COASTAL ENGINEERING IN JAPAN, VOL. III (1960)		B 5判 122頁	" 500円 (")
COASTAL ENGINEERING IN JAPAN, VOL. IV (1961)		B 5判 122頁	" 700円 (円60円)
COASTAL ENGINEERING IN JAPAN, VOL. V (1962)		B 5判 126頁	" 1200円 (" 70円)
CIVIL ENGINEERING IN JAPAN (1961)		A 4判 96頁	" 700円 (円共)
CIVIL ENGINEERING IN JAPAN (1962-3)		A 4判 126頁	" 700円 (円共)
土木工学論文抄録 第5集		A 4判 378頁	" 1200円 会員特価 800円 (" 120円)
土木工学論文拌録 第6集		A 4判 498頁	" 2500円 会員特価 2000円 (" 120円)
土木学会誌合本用ファイル			" 150円 (" 70円)

コンクリート・ライブラリーは裏面参照

註: 刊行物の御申込は前金でお願いします。振替は東京 16828 番です。

コンクリート・ライブリー刊行のご案内

コンクリート工学の進歩にはいちじるしいものがあり、その使用範囲はきわめて広く、またその技術の発展・応用はますますさかんになっています。

土木学会では昨年6月からコンクリート・ライブリーと称するシリーズ物の出版を企画し、土木・建築はもとより多くの方々に読んでいただきくよう平易な小冊子を刊行しました。現在すでにこの6冊が刊行され非常に好評をえておりますのでぜひご購入の上シリーズ物としてあなたの書架をお加え下さるようおすすめします。

●コンクリート・第1号■コンクリートの話——吉田徳次郎先生御遺稿より——

内 容：吉田博士が生前発表された論文および講演10編をとりまとめ編集した、技術者必読の書。

体 裁：B5判 48ページ 定 価：200円(税50円) 会員特価：150円(税50円)

●コンクリート・第2号■第1回異形鉄筋シンポジウム

内 容：昨年開かれた第1回異形鉄筋シンポジウムで発表された最新の研究を図表を用いてとりまとめ10編よりなっている。

体 裁：B5判 98ページ 定 価：450円(税50円) 会員特価：350円(税50円)

●コンクリート・第3号■異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート構造物の設計例

内 容：土木学会異形鉄筋設計研究小委員会が、3年にわたった研究成果をとりまとめたものであって、鉄道橋・道路橋および擁壁についての設計例が述べられており、付図5葉からなっている。そのほか「異形鉄筋について」という論文が集録されている。

体 裁：B5判 42ページ 付図5葉 定 価：380円(税20円) 会員特価：300円(税20円)

●コンクリート・第4号■ペーストによるフライアッシュの使用に関する研究

著 者：国分正胤・三村通精・上野 勇・細谷浩正

体 裁：B5判 22ページ 図表多数 定 価：120円(税20円) 会員特価：100円(税20円)

●コンクリート・第5号■小丸川PC鉄道橋の架替え工事ならびにこれに関連して行なった実験研究の報告

著 者：和仁達美・川口輝夫・菅原操・野口功・羽田野義直

体 裁：B5判 38ページ 図表・写真多数 定 価：200円(税50円) 会員特価：150円(税50円)

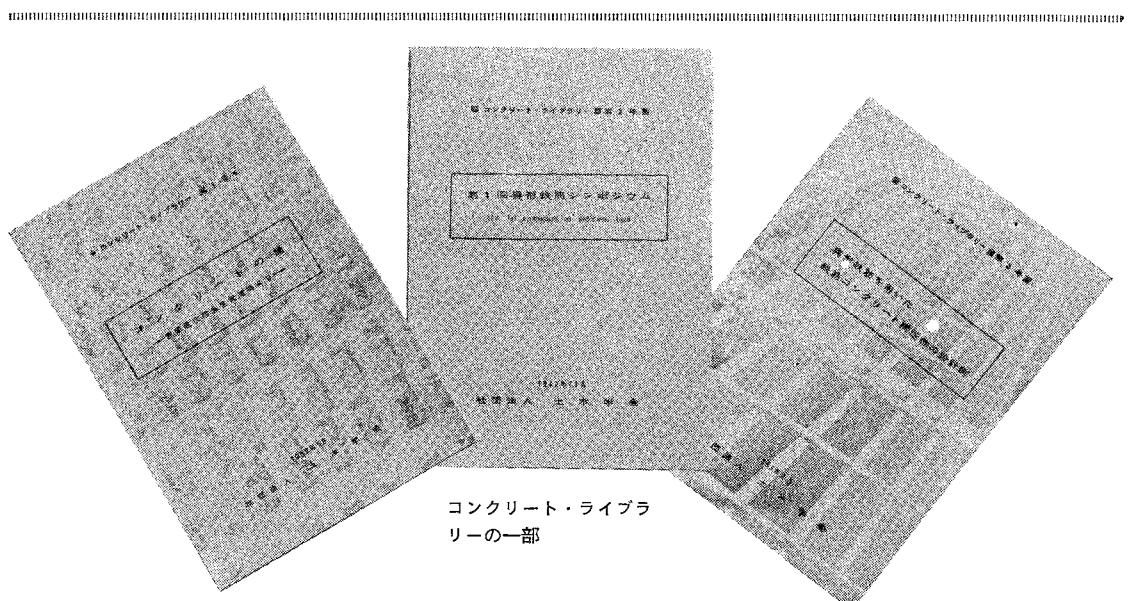
●コンクリート・第6号■鉄道桁としてのプレストレスト・コンクリート桁の設計方法に関する研究

著 者：川口輝夫(国鉄構造物設計事務所次長)

体 裁：B5判 62ページ 図表多数 定 価：250円(税50円) 会員特価：220円(税50円)

お申込みは 土木学会へ 振替東京16828番

東京都新宿区四谷1丁目・電話 351-5138



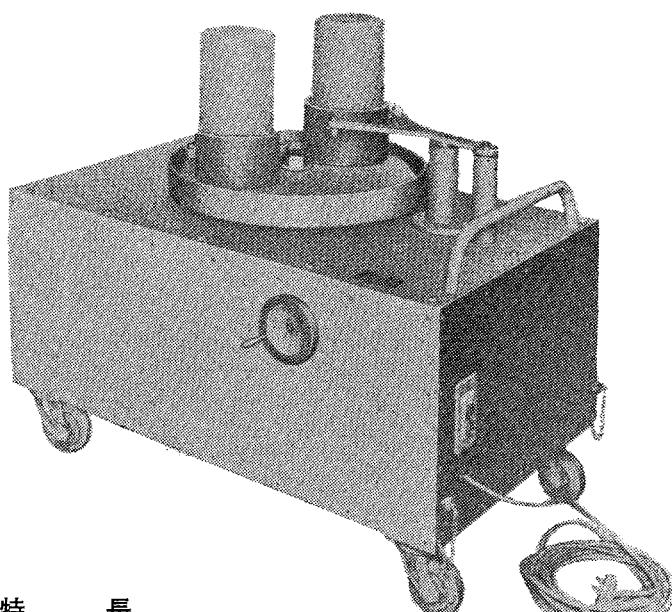
電動式

CY-196型

コンクリート供試体の高速研磨仕上げ機

(高性能供試体研磨機)

特許品



特長

- 操作簡単(機械に供試体を取付取外しする作業全く不要, ただ供試体をおいて仕上げ剤をパラッとまくだけ)
- キャッピングの熟練度は全く不要, 研磨仕上げは数分間に出来ます。
- 経済的です(仕上げ剤の経費は極く僅少)
- 研磨面は手を労せず自然に0.02 mm以下の平面度を極めて確実に得る事が出来, 従来の方法によるキャッピング面に得られない精度が容易に得られます。
- 上下端面と円柱体との角度は90°に仕上ります。
- 4.5.により供試体強度は当然正確に得られます。
- 機械の注油全く無用(回転部はすべて密閉式ボールベアリング使用)
- 乾式湿式両用に使用出来ます(掃除撤水に対し水密なる構造に設計されています)
- 可搬移動式で堅牢
- 使用範囲広い(研磨剤によりあらゆる物を美しく研磨する事が出来ます)

仕様の概要

- 本体は電動機, 減速機, 伝達部を内蔵し, 鋼板にて美麗に覆い, 台上に研磨盤, 搖動アーム, 回転円筒を装備する。
- 研磨盤上に供試体を置くのみにて供試体は一定位置にて円柱表面は回転円筒にそって搖動回転運動をし, 搖動アームで左右に移動させつつ, 回転運動中の研磨盤上を万遍なく研磨運動をする機構とする。
- 大きさ及び速度(15 cm ϕ × 30 cm の標準供試体用)
供試体 2ヶ掛 630 × 900 × 高サ 850 mm 三相 (220 V) 400 W(1/2 HP) モーター付
供試体 3ヶ掛 900 mm ϕ × 高サ 850 mm 三相 (220 V) 400 W(1/2 HP) モーター付
供試体 4ヶ掛 850 × 1000 × 高サ 850 mm 三相 (220 V) 750 W(1 HP) モーター付
変速機 (5~50 r.p.m.)
コード 5米 ボタンスイッチ付
- 運搬に便なる用, 在販車および取手付
- 取外し簡便なる水洗い掃除用特殊ニッケル受器を付しています。
- 特別附属品 ①特種研磨仕上げ剤 一袋
②湿式用の注水設備 一式



株式
會社

圓井製作所

本社 大阪市城東区蒲生町4ノ10番地
電話 大阪 (931) 3541番 (大代表)
(新)東京出張所 東京都港区芝田村町5ノ4番地(吉田ビル)
電話 東京 (431) 7563番

昭和三十六年五月二十一日第三種郵便物認可
行刷(毎月二十日発行)

土木学会論文集 第九十四号

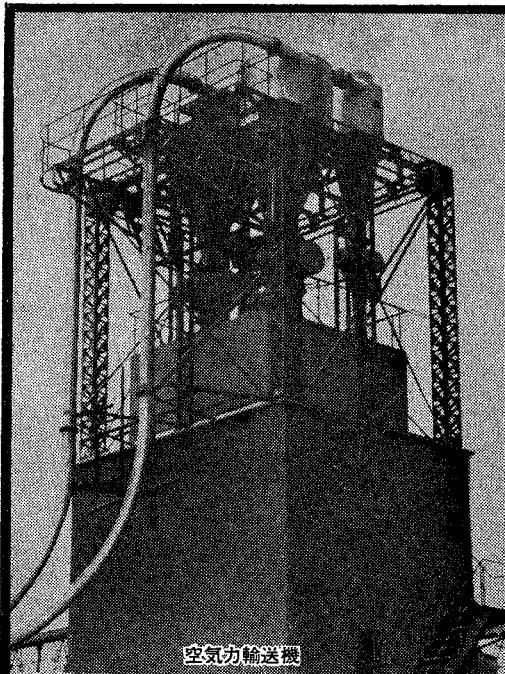
長い線でも
同じ細さに

かき始めも 先端がくずれな
い 途中でもかき減りが少ない

6H→6B 14硬度 1ダース ¥600



三菱鉛筆



ウノサワポンプ・プロワ

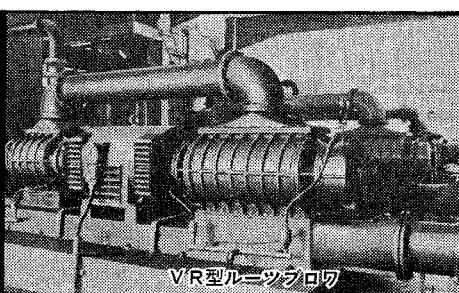
← ウノサワ空気力輸送機
各種粉粒体の輸送・真空圧送型および併用型

ウノサワ・ルーツプロワ
小型から大型まで生産・各種工業の空気源
真空ポンプおよび密閉軸封装置付特殊ガス用



製作品目

ルーツプロワ
真空ポンプ
給水ポンプ
暖房真空ポンプ
空気力輸送機



V-R型ルーツプロワ

株式会社 宇野沢組鐵工所

本社/渋谷工場 東京都渋谷区山下町6-2 電話東京(44)2211(代)
玉川工場 東京都大田区矢口町9-4-5 電話東京(733)4191(代)
大阪出張所 大阪市北区曾根崎新地3の12(不動ビル内) 電話大阪(361)0684

価格五百五十円