

## 斜め PC 工法による斜張力補強について

中 島 泰 一\*  
山 本 隆 治\*\*

### 1. はじめに

鉄筋コンクリートあるいはプレストレスト コンクリートばりのせん断あるいは曲げ—せん断性状に関しては、これまで無数の実験がなされ<sup>1),2),5),8)</sup>、種々の理論が<sup>3),6),7),10)</sup>提唱されており、どれを採用すれば最も妥当であるか、ちゅうちょするほどである。大部分は「耐力」に関するものであり、いわゆる「斜めひびわれ」に関しては、位置および傾斜角は、既知のものとしているのが多い。これは試験方法が単純ばりの2点載荷方式によることにもよるが、せん断および曲げ—せん断耐力が問題になるのが一般に、せん断スパン—有効高比  $a/d$  が小さい、視覚的には桁高の高いウェブ幅の小さいものが研究対象となっている関係上、ウェブに生ずる「ひびわれ」については平面応力条件が完全にみたされているからであろうと思われる。

ディビダーク工法などで実施される長大PC橋梁の場合には、ウェブの斜め応力に対する補強法として斜めPC工法がしばしば用いられる。学会指針の斜引張応力に対する基本的な考え方は、

- (1) 断面は計算を簡単にするため、全断面有効とする。
- (2) フルプレストレッシングの場合は、断面の斜引張応力分布とせん断応力と垂直応力とを用いて計算し、その最大値を求める。
- (3) パーシャルプレストレッシングの場合は、垂直応力  $\sigma_x=0$  のところと断面重心軸のところを求め、その大きいほうを採用する。
- (4) (2) および(3) で求めた結果に対して、設計荷重時にひびわれが発生しないように、また破壊荷重時には曲げ破壊の前に、せん断破壊をおこすことのないように、さらに、斜めひびわれが過大に発達して腹鉄筋の定着性がそなわれないように、それぞれ許容応力を規定している。

\* 住友建設株式会社技術研究所副長

\*\* " " 所員

そこで考えられる問題としては、

- 1) 曲げモーメントによるせん断応力分布は、中ふくらみ型であるのに対して、斜めPC工法によるせん断応力分布は、等分布型であること。
- 2) 計算方法の妥当性。
- 3) 斜めきれつ傾斜角と斜めプレストレスの傾斜度との関係。
- 4) 斜めPC鋼棒の破壊時における定着性とせん断力に対する効果。

などがあげられよう。

たまたま東名・川音川橋で斜めPC工法による斜張力補強効果を確認する試験の機会を得た。そこでここでは、T型断面を持つ片持ばりによる斜めPC（以下せん断プレストレスと呼ぶ）工法の効果を確認するために試験を実施したので、その結果を報告する。せん断鋼棒を有するポストテンションT型PCばりの「せん断耐力」についての考察は、数多くの実験供試体がいることや、実験方法の困難さ等の理由と、現段階ではそれほど実際の設計上問題とならないので、識者にまかせるとして、ここでは深くふれないことにした。

### 2. 試験のあらまし

#### (1) 供試体について

最初、供試体を設計するときに問題になったことを列挙すると、

#### 製作上

- ① この種の供試体は大型となること。
- ② ①の結果、供試体3個を同時に打設できない。
- ③ 材料の性質のばらつきや、ひびわれの発生に対する人の判断の差異によって結果が非常に異なると思われること<sup>4)</sup>。

#### 設計上

- ① 桁高： $a/d$  によって非常に結果が異なるので、どれくらいの値が適当であるのか。ここでは、通常ディビダーク橋の箱型では、3前後と思われるので、2.7~3.1の片持ばり式載荷方法とした。

② 断面形状：きれつ後、圧縮フランジ幅とウェブ幅の比によって、せん断力の分担率が非常に異なること<sup>2)</sup>。ここではその比を3とした。この値は実際より少し小さい(5以上と思われる)。

このような結果、供試体は各個別個に打設し、材料の諸強度などのばらつきをなるべくおさえるように努力し、コンクリートの圧縮強度、引張強度、弾性係数の各供試体内のばらつきを特に小さくし適確につかむようにした。

供試体の寸法および荷重方法を図-1に示す。供試体の種類は表-1に示すとおり3種類とし、それぞれ Z, V, S 桁と呼ぶことにした。中央支点付近の両側に共通した垂直のせん断鋼棒を有し、4本の共通したはり軸方向のPC鋼棒が配置されている。

(2) 使用材料とその性質

a) コンクリート コンクリートの配合と、各供試体の試験時における諸強度を、表-2, 3に示す。強度はテストピース各9個の平均であり、弾性係数は、荷重試験中の上縁、下縁のひずみから換算したものを併記してある。

b) 鋼材 用いた鋼棒は住友電工製であり、その性質を表-4に示す。また上スラブに異形鉄筋 D 16 (SD 30) が 10 本配置されており、その性質も表-4に示されている。スターラップ筋は φ9 mm 鉄筋が 30 cm 間隔に配置されている。

(3) 試験方法

供試体はその長さの中央において、支点台に乗せられた。加力は中央支点から 4.135 m のところに加えられた。他端の反力は、中央支点から同じだけ離れたところでアンカーベッドから伸びた鋼棒でとらせた(図-1 参照)。

3. 測定のあらまし

プレストレス直後、および荷重試験時のウェブの主応力状態をつかむために、図-2に示す通り、ワイヤストレーンゲージ(3軸)をはり付けて、はり軸方向のプレストレス直後、せん断プレストレス直後およびきれつ発生時までのひずみを測定した。さらに、はりの弾性係数の測定用に上縁、下縁に2カ所ゲージを貼り付けた。加力は電動オイルジャッキを使用し、荷重の読みはロー

図-1 供試体寸法図

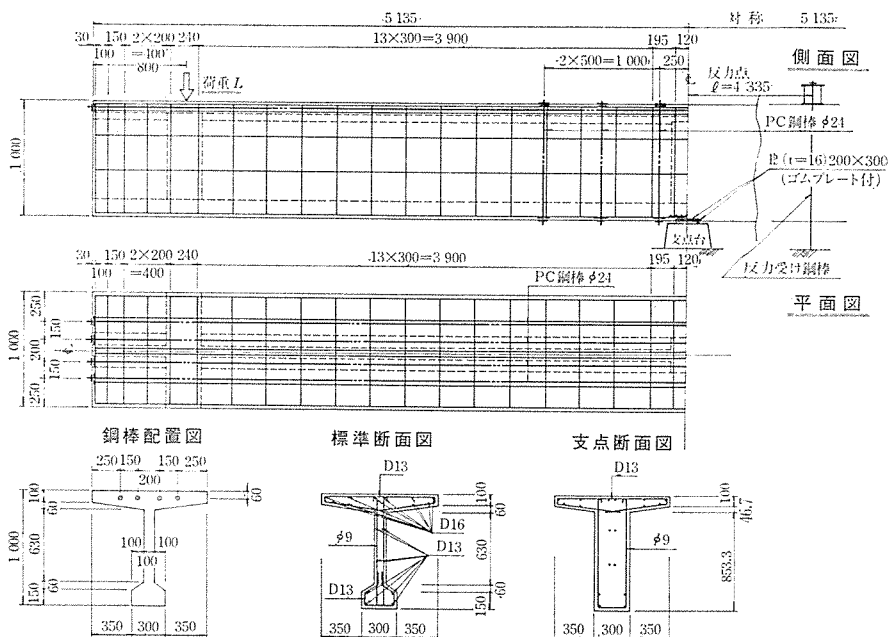


表-1 供試体の種類

|     |                 |             |  |
|-----|-----------------|-------------|--|
| Z 桁 | せん断鋼棒なし         |             |  |
| S 桁 | θ=45°のせん断鋼棒を有する | p=11.47 t/m |  |
| V 桁 | θ=90°のせん断鋼棒を有する | p=8.08 t/m  |  |

表-2 コンクリート配合 (m<sup>3</sup>)

| C (早強) (kg) | W (kg)       | S (kg)           | G (玉石) (kg)                           | W/C (%) |
|-------------|--------------|------------------|---------------------------------------|---------|
| 373         | 175          | 671              | 1160                                  | 46.9    |
| S/a (%)     | G (max) (mm) | ポゾリス (No. 8) (%) | σ <sub>28</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) |         |
| 38.1        | 25           | C×0.25           | 350                                   |         |

表-3 コンクリートの性質

|                                       | Z 桁  | S 桁                  | V 桁                  |
|---------------------------------------|------|----------------------|----------------------|
| E (kg/cm <sup>2</sup> )               | A    | 2.45×10 <sup>5</sup> | 2.11×10 <sup>5</sup> |
|                                       | B    | 3.36×10 <sup>5</sup> | 3.10×10 <sup>5</sup> |
| σ <sub>tu</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) | 333  | 380                  | 390                  |
| σ <sub>tu</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) | 25.5 | 29.4                 | 30.1                 |

注 A: φ150×300 のテストピースによるもの  
B: 荷重試験によるもの

表-4 鋼材の性質

|    | 直径 (mm) | 種別    | 引張強度 (kg/cm <sup>2</sup> ) | 降伏点強度 (kg/cm <sup>2</sup> ) | 伸び (%) | ヤング係数 (kg/cm <sup>2</sup> ) |
|----|---------|-------|----------------------------|-----------------------------|--------|-----------------------------|
| 鋼棒 | 10      | 4種    | 16500                      | 14550                       | 9.0    | 2.07×10 <sup>6</sup>        |
|    | 24      | 〃     | 13100                      | 12800                       | 8.5    | 2.08×10 <sup>6</sup>        |
| 鉄筋 | D16     | SD-30 | 5470                       | 3680                        | 23.0   | 2.06×10 <sup>6</sup>        |

図-2 ゲージ位置図

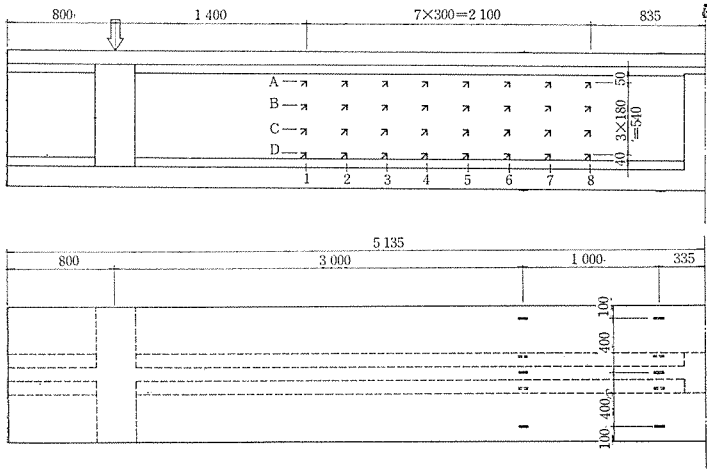
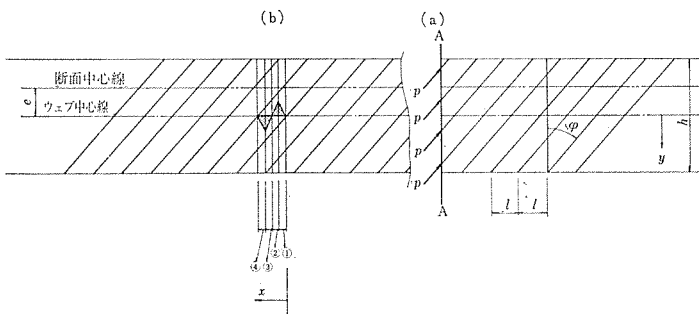


図-3 斜め鋼棒配置図



ドセルで実施した。

最初、弾性範囲内で加力し、つぎに曲げきれつ発生まで荷重を徐々に上げてもう一度除荷し、最後にはりの破壊まで漸増させた。

#### 4. 斜め PC 工法によるプレストレス応力の計算上の仮定

図-3 (a) のように、斜めプレストレスが配置され、無限に続くものとする。ウェブを等厚 ( $t$ )、高さ ( $h$ ) の板と考える。断面 A-A では、図に示すように角度  $\varphi$  で一様なプレストレス力  $P$  が作用するものとする。せん断力  $Q_p$ 、水平軸力  $N_h$ 、垂直方向軸力  $N_v$  は明らかに

$$Q_p = \sum P \cos \varphi = P \cos \varphi \cdot n_h$$

$$N_h = \sum P \sin \varphi = P \sin \varphi \cdot n_h$$

$$N_v = \sum P \cos \varphi = P \cos \varphi \cdot n_v$$

上式中、 $n_h$  は断面 A-A を通る鋼棒の本数であり、 $n_v$  はウェブを水平に切った断面の長さ  $h$  あたりを通る鋼棒本数を示す。上式は、 $\varphi=0$  すなわち鋼棒を垂直にしたときにせん断力が働くとなるが、このようなことはない。すなわち本数  $n$  が  $\varphi$  によって変化する。鋼棒間隔を  $l$  とすると、任意の断面を通る本数は  $\left(\frac{h \tan \varphi}{l}\right) \text{integer}$  なる断面と  $\left(\frac{h \tan \varphi}{l}\right) \text{integer} + 1$  なる断面の 2 つにな

る。integer は商の整数部分とする。

スラブ水平長  $h$  あたりには、

$$\left(\frac{h}{l}\right) \text{integer} \text{ と } \left(\frac{h}{l}\right) \text{integer} + 1 \text{ となる。}$$

したがって、

$$Q_p = P \cos \varphi \cdot \left(\frac{h \tan \varphi}{l}\right) \text{integer}$$

$$\text{or } P \cos \varphi \cdot \left(\frac{h \tan \varphi}{l}\right) \text{integer} + P \cos \varphi$$

$$N_h = P \sin \varphi \cdot \left(\frac{h \tan \varphi}{l}\right) \text{integer}$$

$$\text{or } P \sin \varphi \cdot \left(\frac{h \tan \varphi}{l}\right) \text{integer} + P \sin \varphi$$

$$N_v = P \cos \varphi \cdot \left(\frac{h}{l}\right) \text{integer}$$

$$\text{or } P \cos \varphi \cdot \left(\frac{h}{l}\right) \text{integer} + P \cos \varphi$$

したがって、応力は上式をウェブ断面積  $A_w = h \cdot t$  で割ればよい。

$\varphi=0$  の場合

$$Q_p = P \cdot (0) \text{integer} = 0$$

$$\text{or } P \cdot (0) \text{integer} + P = P$$

すなわち、鋼棒の通っているところだけせん断力が働き、その他のところでは 0 となる。

$$N_h = 0 \text{ or } 0 + 0 = 0$$

$$N_v = P \cdot \left(\frac{h}{l}\right) \text{integer}$$

$$\text{or } P \cdot \left(\frac{h}{l}\right) \text{integer} + P$$

$\varphi=90^\circ$  (実際上ありえないが)

$$Q_p = 0 \cdot (\infty) \text{integer} = 0$$

$$\text{or } 0 \cdot (\infty) \text{integer} + 0 = 0$$

$$N_h = P \cdot \infty = \infty$$

$$N_v = 0 \times \left(\frac{h}{l}\right) \text{integer} = 0$$

$\varphi=90^\circ$  の場合に  $Q_p$  の式中  $P \sin \varphi$  は 0 に近づく。すなわち、力の鉛直成分は 0 となり、鋼棒本数は無限の本数が断面を通ることになる。したがって、いくら多く通っても、鉛直成分が 0 であるから、結果的に 0 と判断しなければならない。 $N_h$  が  $\infty$  になるのは、板が無限に続くとしているからである。したがって、( ) integer と ( ) 外の項を混合してはならない。

実際上プレストレスは、ある幅を持ったアンカープレートでコンクリートに伝達され、間隔  $l$  がある程度細かく配置されるものであるから、導入力を水平距離の単位長さあたりで与えられる。したがって、せん断プレストレス力は、

$$Q_p = \frac{P_h \cos \varphi \cdot \tan \varphi}{l} = qh \sin \varphi$$

$$N_h = \frac{P \sin \varphi h \tan \varphi}{l} = qh \cdot \frac{\sin^2 \varphi}{\cos \varphi}$$

$$N_v = \frac{P_h \cos \varphi}{l} = qh \cdot \cos \varphi$$

$$q = \frac{P}{l} : \text{単位長さあたりの導入力}$$

そのかわり  $\varphi=90^\circ$  では成立しなくなる。  
せん断プレストレス応力は、

$$\tau_p = \frac{Q_p}{A_w} = \frac{qh \sin \varphi}{ht} = \frac{q \sin \varphi}{t}$$

$$N_h = \frac{q \sin \varphi \tan \varphi}{t}$$

$$N_v = \frac{q \cos \varphi}{t}$$

モーメントについては、

$$M_p = \sum P \sin \varphi y$$

ここに、 $y$  はウェブ中心線を原点として、  
A-A 断面を通過する鋼棒までの鉛直距離を  
示す。鋼棒が一様に無限に配置されていると  
きは、モーメントは、区間  $l$  内で変化し、上  
式は  $y$  を 図-3(b) に示す  $x$  の関数となり、

$$M_p = \sum P \cos \varphi f(x)$$

となる。結局  $M_p$  は、上述の  $Q_p$  と同じよ  
うな関数となる。当然  $x=0, l/2, l$  で  $M_p$   
 $=0$  となり、図-3(b) の例では図中のあみ  
のかかった部分のような正負が交互した分布  
となる。このモーメントは間隔  $l$  が、細かく  
配置されれば一般に小さいもので、間隔  $l$  に  
比例して大きくなる。導入力を  $q$  で与えれば  
平均化されて、 $M_p \equiv 0$  となる。

### 5. 実験結果

ひずみ測定では良いデータをうることがで  
きなかつたので省略する。各断面における上  
縁引張荷重を表-5 に示す。4 断面以下で  
は曲げひびわれが先行する可能性がないよう  
にされている。

供試体は、最初コンクリート弾性係数を知  
るために荷重をかけられ、一度 0 まで下ろさ  
れた。その後ウェブにおける斜めひびわれま  
で徐々に増加した。Z 桁 (せん断補強なし)  
は、 $L=20$  t のときに ①~④ 断面で非常に  
急激にせん断きれつが生じた。S、V 桁のき  
れつは漸進的であり、それぞれ  $L=34$  t の  
とき ② 断面で  $L=24$  t のときに ②、④ 断  
面にせん断きれつが生じた。せん断きれつ図

表-5 上縁の曲げひびわれ荷重 (単位: t)

| Sect       | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    |
|------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $L_{B-cr}$ | 51.2 | 42.0 | 35.8 | 31.0 | 27.5 | 24.7 | 22.4 | 20.5 |

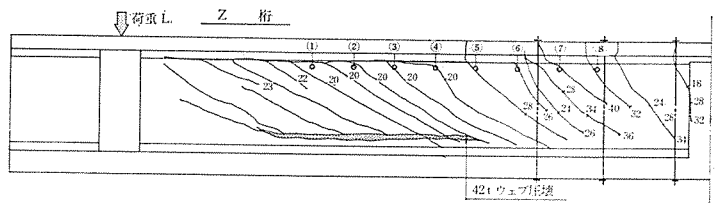
を、図-4~6、写真-1~3 に示す。

前節で述べた計算方法によってせん断プレストレス応  
力を計算し、自重、荷重、軸方向プレストレスを組み合  
わせて、主応力計算式、

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

から、せん断きれつ荷重を計算し、実験値と比較したの

図-4 きれつ図 (Z 桁)



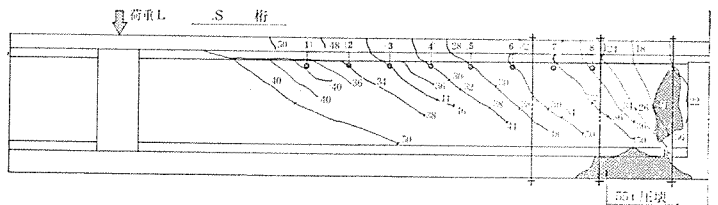
斜めきれつ荷重  $L_{cr}$  比較表 (単位:  $L_{cr}$ : t)

| Locate |                  | 1             | 2       | 3    | 4    | 5            | 6       | 7       | 8    | 支点付近          |
|--------|------------------|---------------|---------|------|------|--------------|---------|---------|------|---------------|
| 計算値    | $L_{cr}$ (A列 ●印) | 24.1          | 23.1    | 22.0 | 21.0 | 20.0         | 19.1    | 18.7    | 17.5 | 曲げきれつ<br>17.2 |
|        | 傾斜角 $\theta$     | 48.4°         |         |      |      | —            |         |         |      |               |
| 実験値    | $L_{cr}$         | 20.0 (せん断きれつ) |         |      |      | 図示 (曲げきれつ延長) |         |         |      | 17.0          |
|        | $\theta$         | $\theta_{cr}$ | 36°     | 36°  | 40°  | 39°          | 40°~55° |         |      | —             |
|        |                  | $\theta_m$    | 25°~35° |      |      | 40°~50°      |         | 50°~60° |      |               |

注1:  $\theta$  は水平軸から時計まわりにとる。

注2:  $\theta_{cr}$  はウェブ上端からA列位置までの平均であり、 $\theta_m$  はウェブ全域での平均とする。

図-5 きれつ図 (S 桁)



斜めきれつ荷重  $L_{cr}$  比較表 (単位:  $L_{cr}$ : t)

| Locate |                  | 1             | 2    | 3            | 4       | 5    | 6    | 7       | 8    | 支点付近          |
|--------|------------------|---------------|------|--------------|---------|------|------|---------|------|---------------|
| 計算値    | $L_{cr}$ (A列 ●印) | 36.3          | 34.1 | 32.4         | 30.9    | 29.3 | 28.0 | 26.5    | 25.3 | 曲げきれつ<br>17.2 |
|        | 傾斜角 $\theta$     | 48.2°         |      |              |         | —    |      |         |      |               |
| 実験値    | $L_{cr}$         | 36.0          | 34.0 | 図示 (曲げきれつ延長) |         |      |      | 16.0    |      |               |
|        | $\theta$         | $\theta_{cr}$ | 36°  | 32°          | 40°~55° |      |      | —       |      |               |
|        |                  | $\theta_m$    | 30°  |              | 35°~45° |      |      | 50°~60° |      |               |

注:  $\theta, \theta_{cr}, \theta_m$  は Z 桁のものと同様。

が 図-4~6 に併記した表である。

⑥⑦⑧ 断面は、共通した垂直鋼棒(φ24)の影響範囲にあるので論外とすると、非常によく計算値と実測値が一致していることがわかる。V桁のものについては、実験値のほうが計算値より少なめのものである。これは、鋼棒間隔が少し大き過ぎたためと思われる。Z, V 桁は④⑤断面付近できれつが生ずると、その他の①~③断面でもきれつが同時に入った。そのきれつ間隔は、無補強のZ桁のほうが小さかった。それに対してS桁(傾斜したせん断プレストレスを持つ)は漸進的であった。きれつの傾斜角は、Z, V, S桁それぞれ 8°~12°, 12°~14°, 4°~12° ほど実際のほうがゆるやかであった。

6. 破壊時の観察

当報告は、せん断破壊耐力を研究することを目的としていないので、破壊時の挙動については、この報告の範囲外であるので簡単にふれるだけにとどめたい。

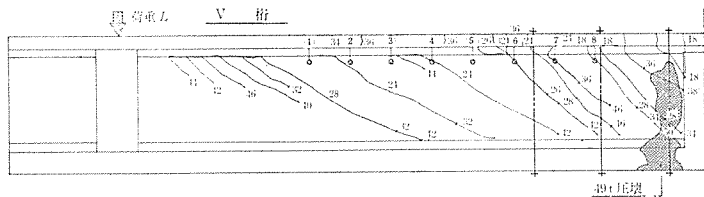
Z桁は斜めきれつ発生後、そのきれつ幅が次第に大きくなり、荷重  $L=42t$  のときに突然ウェブ下部の Con-

crete teeth が圧壊してそれが左右に水平に走るように壊れた(図-4 参照)。おもにプレテンションI型ばかりについてのせん断耐力実験式については Hicks, Evans-Shumacher, P.D. Arthur<sup>1)</sup>, R.C桁については, W.J. Krefeld-C.W. Thurston<sup>2)</sup> G.N.J. Kani<sup>3)</sup>, M. Lorentson<sup>7)</sup>, T.C. Zutty<sup>8)</sup>, F. Leonhardt<sup>9)</sup> 等の研究がある。

しかしながら、大きな径の主鉄筋を持ったポストテンションT型(あるいはI型)ばりの実験式はなく、P.D. Arthur らのプレテンションI型ばりの実験式をあてはめても、非常に小さめに出るようである(Z桁の場合、 $L_s=14t$ )。Hicks らは、I型プレテンションばりについて行なった関係上ウェブに生ずる斜めクラックの発生が全破壊としている。しかし神山氏は、その基礎的研究でせん断力は、ウェブの鉄筋、圧縮部コンクリート、主鉄筋のほぞ作用を受け持たれるとして、理論展開を行なっている。その結果、せん断力の分担率は、圧縮部断面幅と主鉄筋の直径との比によって著しく変化することを指摘しているが、 $a/d$  ではそれほど変化しないようである<sup>3)</sup>。

また、F. Leonhardt も圧縮フランジ幅とウェブ幅の比によって、せん断力の分担が非常に異なるとしている。基礎的な理論としては、神山氏の研究が興味あると思われるが、種々の実験、特にほぞ作用に関する実験が必要である。とにかくほとんどウェブが無補強に近いZ桁では、斜めきれつが発生後 22t も持ちこたえて最後は、ウェブが圧壊したので相当なせん断耐力がこのようにはりにあることがわかった。Concrete teeth の間隔は、約 10~12cm で「Truss analogy」で推定される。SおよびZ桁のきれつ状況については、その伸びは漸進的であったし、荷重が大きくなると上スラブの曲げきれつと結合した。おもなきれつ間隔はZ桁の3倍以上となり、ほぼせん断鋼棒の配置間隔に近いようで

図-6 きれつ図 (V桁)



斜めきれつ荷重  $L_{cr}$  比較表 (単位:  $L_{cr} : t$ )

| Locate |               | 1             | 2       | 3    | 4    | 5           | 6       | 7    | 8    | 支点付近          |
|--------|---------------|---------------|---------|------|------|-------------|---------|------|------|---------------|
| 計算値    | $L_{cr}$ (●印) | 30.2          | 28.7    | 27.2 | 25.9 | 24.4        | 23.5    | 22.3 | 21.3 | 曲げきれつ<br>17.2 |
|        | 傾斜角 $\theta$  | 47.4°         |         |      |      | —           |         |      |      | —             |
| 実験値    | $L_{cr}$      | 24.0          |         |      |      | 図示(曲げきれつ延長) |         |      |      | 17.0          |
|        | $\theta$      | $\theta_{cr}$ | —       | 43°  | —    | 35°         | 43°~50° |      |      |               |
|        |               | $\theta_m$    | 30°~45° |      |      |             | 45°~50° |      |      |               |

注:  $\theta, \theta_{cr}, \theta_m$  は Z 桁のものと同様。

写真-1 Z桁 ①~③ 付近

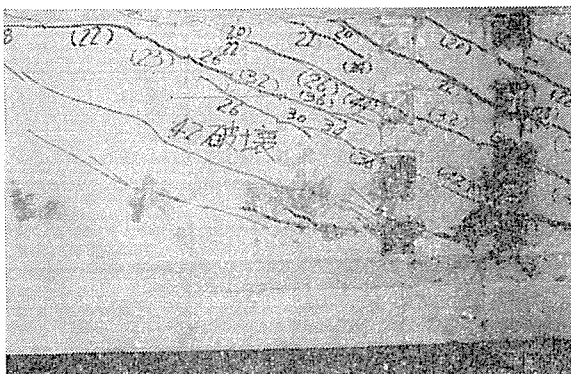


写真-2 S桁 ①~③ 付近

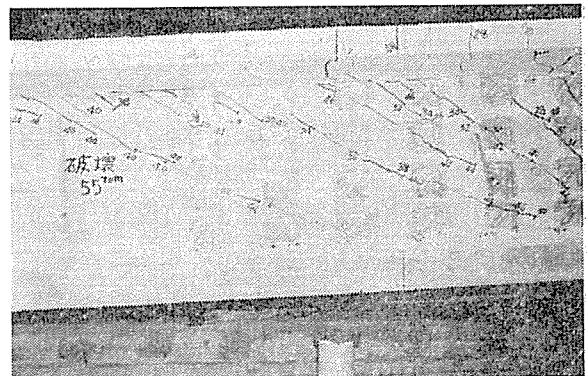
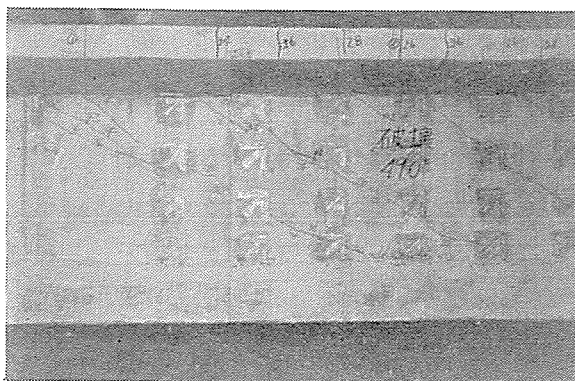


写真-3 V 桁 ①~③ 付近



あった。破壊は支点近くで曲げ圧縮破壊となった。

せん断 圧縮破壊機構については種々の研究があるが、ここでは、Walther のものを採用して、せん断補強率を 0 として計算すると、曲げ破壊の 6 割ぐらいで壊れるので、図-1 のように 50 cm 間隔に  $\phi 24$  PC 鋼棒を配置した。その結果破壊荷重は表-6 となって、V 桁のほうが少し低かった。しかし S 桁と V 桁とは、支点付近では

表-6 曲げ破壊荷重  $L_B$

|   | 実験値  | 計算値  | 実験値<br>計算値 |
|---|------|------|------------|
| S | 55.0 | 50.7 | 1.08       |
| V | 49.0 | 52.0 | 0.94       |

ほぼ条件やきれつ性状も同じであったので、この差はばらつきであると思われる。S 桁と V 桁のきれつ図を見ても顕著な差はみられない。ほんのわずか V 桁のほうがきれつの数が多く、いわゆるはりのタイドアーチ作用の支間が V 桁の方が長くなり、弱くなったようであるが、それほど明確ではない。せん断補強部分の斜めきれつ幅も S 桁と V 桁ではほとんど差はみられなかった。また、きれつの圧縮域への伸びも差は見られず、V 桁のせん断鋼棒の定着性が S 桁のものより特に悪くなるということもなかった。

### 7. 斜めひびわれ補強計算の問題点

ここに用いた供試体のように、ウェブの中心と全断面の中心の距離  $e$  が小さく、せん断プレストレスが少ない場合は、それほど大きくならないが、正確には 4. で述べたせん断プレストレスによるモーメント  $M_p$  は、全断面の中心からとらなければならないから、上方向に  $e$  だけ平行移動する必要がある。一般に断面全体の中心線は、ウェブの中心線より上にあるので、これを無視することは危険側であるから、注意する必要がある。

また、橋体完成後のコンクリートのクリープ、乾燥収縮による塑性たわみにも、直接に影響してくるから設計時に検討しておく必要がある。

せん断プレストレス鋼棒の間隔は、アンカープレート

の大きさ、定着装置、傾斜角、プレストレスの分布性状によっても異なる。一般に最も危険であるのがウェブ上端であるから、桁高を標準にして決めることはよくないと思われる。しかし、たとえば仮に、垂直にアンカープレートなしに導入できたとする。鋼棒の通る仮想的な極限断面で上から伸びたせん断きれつが止まる。このきれつをウェブ高の 1/3 のところで止めるには、ウェブ高の 1/3 間隔に配置すればよいことになろう。鋼棒の定着がウェブ上端からアンカープレートの幅だけ上に定着されたとする。そして分布が  $60^\circ$  ぐらいまで許せるとしたならば、鋼棒間隔のアンカープレートの幅の 5 倍程度におさえなければならない、ということになろう。

鋼棒が傾斜していると、プレストレスのウェブへ伝達する分布性状がよくなるので、間隔に比較的大きくできる利点を持つことは明白である。鋼棒が傾斜している場合には、桁高を標準にして、 $h/2 \tan \phi$  を間隔の上限にとっておけば十分であろうと考えている。間隔の程度をきめるには、もっと多くの実験を実施する必要があることは明白である。

次に、鋼棒の傾斜度については、S, V ともほぼ似たような傾斜角  $38^\circ$  前後となったが、曲げひびわれから延長した支点付近 (モーメントが大きい  $a/d=4.5$ ) では、 $50^\circ \sim 60^\circ$  となった。

### 8. む す び

斜め PC 工法についての実験を行ない、ひびわれについての計算値と実験値とを比較した結果、4. で述べた計算式の妥当性を確かめることができた。きれつ性状もせん断補強が傾斜であろうと鉛直であろうと、ほとんど同じであることがわかった。しかし、始めに予想されたようにせん断鋼棒を鉛直にすると、配置を斜めのものより細かくする必要があることがわかった。V 桁のものでは、二次的なモーメントや、二次的な塑性たわみの心配がない利点があることがわかった。

したがって、どちらを採用するかは、経済性、施工性を勘案して採用すればよいであろう。しかし、供試体が大型となるため、種々の条件を変えて、また、破壊性状についての種々の実験をやれなかったのは、残念であった。

現在、破壊時についての考察および実験を計画中であるので、機会があれば御報告申し上げます。

### 参 考 文 献

- 1) P.D. Arthur: "The Shears Strength of pre-tensioned I beams with unreinforced webs", Magazine of Concrete Research Vol. 17, No. 53, Dec. (1965)
- 2) F. Leonhardt: "Reducing the shear reinforcement in reinforced concrete beams and slabs", Magazine of

- Concrete Research. Vol. 17, No. 53, Dec. (1965)
- 3) 神山 一：鉄筋コンクリート梁のせん断破壊機構，コンクリート ジャーナル，Vol. 6, No. 8, Aug. (1968)
  - 4) 船越 稔：鉄筋コンクリート梁のせん断強さに関する基礎研究，コンクリート ジャーナル，Vol. 5, No. 10, Oct. (1967)
  - 5) J. Krefeld, C.W. Thurston 著，大久保・椎名・衛藤 訳：鉄筋コンクリート梁の終局せん断強度に関する研究，コンクリート ジャーナル，Vol. 5, No. 12, Dec. (1967)
  - 6) G.N.J. Kani：“How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams”，Jour. of A.C.I., Vol. 64, No. 3, March (1967)
  - 7) M. Lorentson：“Theory for the Combined Action of Bending Moment and Shear in Reinforced and Prestressed Concrete Beams”，Jour. of A.C.I., Vol. 62, No. 4, April (1965)
  - 8) T. Zsutty：“Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data”，Jour. of A.C.I., Vol. 65, No. 11, Nov. (1968)
  - 9) M.A. Sheikh, 外2名：“Calculation of Flexure-Shear Strength of Prestressed Concrete Beams”，Jour. of P.C.I., Vol. 13, No. 1, Feb. (1968).
  - 10) R. Walther：Proc. of the 3rd Congress of the F.I.P. Session 1, No. 9, May (1958)
  - 11) 西山・秋元：太径異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート梁の曲げせん断実験，コンクリート ジャーナル Vol. 7, No. 4, April (1969)
  - 12) 土木学会：プレストレストコンクリート設計施工指針 Hicks, Sozen, Evas 等の文献はとり寄せる時間がなかったので 1) の文献より転記させてもらった。

1969.7.12・受付

講演概要集頒布について

協会では毎年行なっております講演会の概要集の残部がありますので御入用の方は代金を添えて，協会へお申し込み下さい。

○第 3 回 (200 円 ㍲ 35 円)

○5 回, 6 回, 7 回, 8 回, 9 回 (各 250 円 ㍲ 35 円)



プレストレスト・コンクリート

○各種構造物の設計・施工

BBRV, フレシネー, MDC, SEEE工法

○セメント二次製品の製造・販売

PC製品 (桁, ハリ, 版類, マクラギ)  
ポール  
パイル (PC, RC)  
ブロック類

帝都高速度交通営団 5号線長島町工区  
延長 643m 複線



北海道ピー・エス・コンクリート株式会社

|          |                         |                      |
|----------|-------------------------|----------------------|
| 本社・東京営業所 | 東京都豊島区北大塚1丁目16番6号(大塚ビル) | 電話 東 京(918)6171(代)   |
| 札幌営業所    | 札幌市北三条西4丁目(第一生命ビル)      | 電話 札 幌(24)5 1 2 1    |
| 大阪営業所    | 大阪市北区万才町43番地(浪速ビル東館)    | 電話 大 阪(361)0995~6    |
| 福岡営業所    | 福岡市大名1丁目1番3号(石井ビル)      | 電話 福 岡(75)3 6 4 6    |
| 仙台事務所    | 仙台市元寺小路172番地(日本オフィスビル)  | 電話 仙 台(25)4 7 5 6    |
| 名古屋事務所   | 名古屋市中区錦3丁目23番31号(栄町ビル)  | 電話 名 古 屋(961)8 7 8 0 |
| 美唄工場     | 美唄市字美唄1453の65           | 電話 美 唄 4 3 0 5 ~ 6   |
| 幌別工場     | 北海道幌別郡登別町字千歳            | 電話 幌 別 2 2 2 1       |
| 掛川工場     | 静岡県掛川市富部                | 電話 掛 川(2)7171(代)     |

常にエポキシ樹脂による

新工法の先鞭をつける

# ショーボンド

ショーボンドは 過去10年間 絶えず  
新しい工法の研究を行なってきました

新しい橋梁の伸縮継手装置  
カットオフ・ジョイント工法

コンクリートのクラック補修  
ショーボンド・グラウト工法

橋面舗装の軽量化をはかる  
レジンファルト薄層舗装工法

桁及び床版の耐荷力の増強を図る  
橋梁床版補強工法

橋梁のプレハブ化を促進する  
ショーボンド合成桁工法

鉄・コンクリートの防水・防蝕に  
ショーボンド・ライニング工法



(ストリンガー増設工法による橋梁床版補強工事)

株式会社 **ショーボンド**

本社：東京都千代田区神田小川町2-1(木村ビル) TEL. 292-6941(代表)

営業所：東京・横浜・千葉・宇都宮・前橋 \*大阪・京都・神戸・和歌山 \*名古屋  
・静岡・岐阜・三重 \*福岡・広島・岡山・高松 \*札幌・仙台・新潟・富山

工場：川口・四日市