

# プレストレストコンクリート道路橋の実験研究報告

温泉重治\*

## まえがき

わが国のプレストレストコンクリート橋梁技術は1940年頃より研究がなされているが、今日でもプレストレストの導入方法およびこれに関連した研究がなお必要とされている。本実験もその意味で行なつたものである。

次に述べる実験を行なうため、BBRV方式ポストテンションT形単純ゲタを1本製作し、この実験ゲタについてプレストレストによるPC鋼線の摩擦損失係数の測定を重点に行ない、PC鋼線に液体パラフィンを塗付けし

た場合、PC鋼線に紙を巻きつけた場合、PC鋼線になにも塗付けしないで緊張し、ある程度緩める方法、くり返して緊張した場合および普通現場で行なつているPC鋼線を所定の量だけ一度で緊張した場合などの摩擦損失係数の差異を測定した。その他緊張力によるコンクリート断面のひずみの測定、起振器を用いて固有振動数の測定および載荷によるひずみの測定などを中心としたひび割れ、破壊に至るまでの一連の実験を行なつた。

## 目次

### I 設計および施工

- I-a 設計条件
- I-b 設計計算法
- I-c ケタの施工

### II 実験

- II-a 摩擦損失係数
  - (1) 測定方法
  - (2) 実測計算方法および実測値
  - (3) 考察
- II-b 伸びおよび弾性変形
  - II-b-1 伸び
    - (1) 測定方法
    - (2) 計算
    - (3) 実測結果
    - (4) 考察
  - II-b-2 プレストレスト導入時のコンクリート弾性変形
    - (1) 測定方法
    - (2) 計算
    - (3) 実測結果
    - (4) 考察
- II-c 固有振動
  - (1) 測定方法
  - (2) 計算

- (3) 実測結果
- (4) 考察

### II-d 載荷実験

#### II-d-1 ひずみ

- (1) 計算
- (2) 実測結果
- (3) 考察

#### II-d-2 ひびわれモーメントならびに荷重

- (1) 計算
- (2) 実測結果
- (3) 考察

#### II-d-3 破壊モーメントならびに荷重

- (1) 計算
- (2) 実測結果
- (3) 考察

#### II-d-4 ひびわれから破壊までの曲げ剛性の変化

- (1) 計算
- (2) 考察

#### II-d-5 たわみ

- (1) 計算
- (2) 考察

### III 結語

### I 設計および施工

#### I-a 設計条件

- 種別 プレストレストコンクリート実験ゲタ
- 形式 BBRVポストテンションT形単純ゲタ
- 活荷重 L-T 20トン
- 雪荷重 100kg/m<sup>2</sup>
- 衝撃係数  $i = \frac{20}{50 + l}$
- ケタ長 13.60m
- スパン 13.00m
- (1) コンクリート
  - 圧縮強度(材令28日)  $\sigma_{28} = 400\text{kg/cm}^2$

圧縮強度(導入時)  $\sigma_{cut} = 350\text{kg/cm}^2$

曲げ圧縮強度(設計荷重)  $\sigma_{ca} = 130\text{kg/cm}^2$

曲げ圧縮強度(導入時)  $\sigma_{cat} = 170\text{kg/cm}^2$

曲げ引張強度(設計荷重)  $\sigma_{ca}' = 0\text{kg/cm}^2$

曲げ引張強度(導入時)  $\sigma_{cat}' = 10\text{kg/cm}^2$

斜引張強度(設計荷重)  $\sigma_{1a} = 9\text{kg/cm}^2$

#### (2) PC鋼線(φ5mm)

引張強度  $\sigma_{pu} = 165\text{kg/mm}^2$

許容引張強度  $\sigma_{pa} = 99\text{kg/mm}^2$

引張強度(初期)  $\sigma_{pi} = 130\text{kg/mm}^2$

引張強度(導入時)  $\sigma_{pt} = 109\text{kg/mm}^2$

引張強度(有効)  $\sigma_{pl} = 90\text{kg/mm}^2$

\*構造研究室, 技官

(3) 安全度

ひびわれ (活荷重に対して)  $F_c > 1.4$

破壊 (全荷重に対して)  $F_u > 2.0$

I-b 設計計算法

(1) 設計説明

a) 本ゲタはゲタ長13.60m, 有効幅員5.5m, スパン13.00mの単純ゲタとして試験ゲタ1本の設計を行った。

b) ケタの分担荷重

ケタ1本当たりの負担する荷重を算出するに当たり活荷重および等分布荷重によるものは, (上フランジ, 幅80cm, 目地幅50cm) 上縁幅に目地幅を加え, 1.30mを載荷幅として1本当たりの負担する荷重とした。

c) ケーブルの配置位

ケーブルの配置位については, 特にストレス曲げ上げロスの試験目的から3ケーブルを上フランジに礎着し, 3ケーブルをケタ端に礎着した。

d) 礎着方法

礎着および緊張方法はBBRV方式を採用した。

e) ケタ断面換算について

断面の換算は載荷時において場所打ちコンクリートが施工されないので, PC鋼線およびグラウテイング換算断面までとした。

(2) 断面図およびケーブル配置図 図-1, 図-2

(3) 各断面の諸数値 表-1

(4) プレストレス導入時および設計荷重作用時の応力計算。

この計算に必要な諸係数を先に説明することにする。

PC鋼線とコンクリート弾性係数比  $n=6.15$

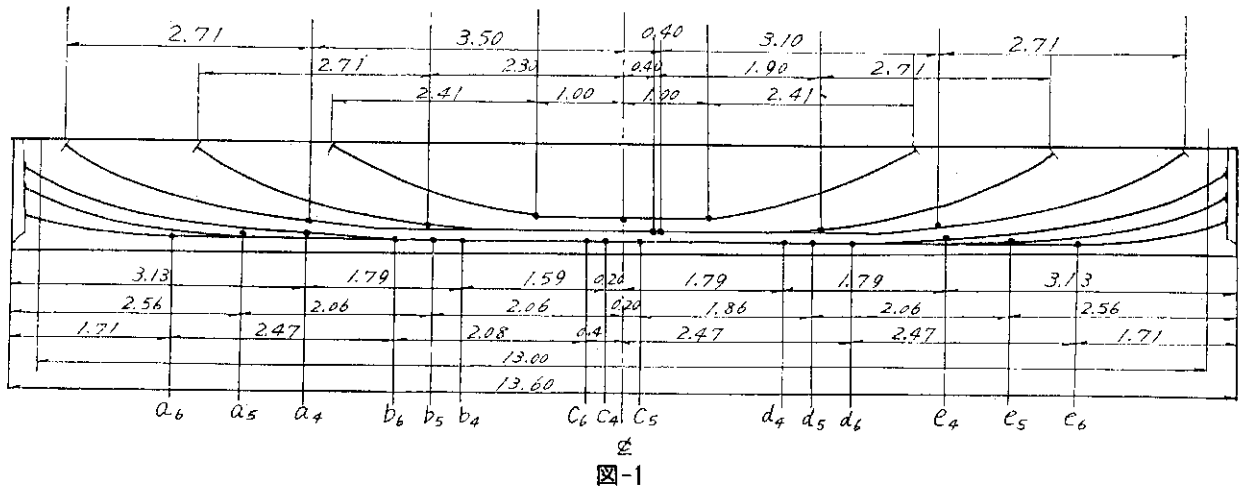


表-1

断面	状態	断面積 (cm <sup>2</sup> )	中立軸より上縁までの距離 (cm)	中立軸より下縁までの距離 (cm)	断面二次モーメント (cm <sup>4</sup> )	上縁の断面係数 (cm <sup>3</sup> )	下縁の断面係数 (cm <sup>3</sup> )	偏心量 (cm)
a7	c	3122	33.8	51.2	2,207,700			
	o	3084	33.6	51.4	2,188,300	65,100	42,600	
	i	3132	33.7	51.3	2,212,700	65,700	43,100	
a3	c	2876	33.2	51.8	2,146,200			
	o	2828	32.9	52.1	2,095,200	63,900	40,200	
	i	2888	33.4	51.6	2,158,900	65,030	41,700	
a2	c	2621	32.3	52.7	2,096,100			39.3
	o	2573	31.7	53.3	2,013,600	63,500	37,800	
	i	2672	32.4	52.6	2,116,300	65,300	40,200	
a1	c	2563	31.5	53.5	2,036,100			38.3
	o	2621	32.3	52.7	2,012,700	64,900	39,770	
	i	2693	33.3	51.7	2,194,600	63,900	37,600	
t1	c	2563	31.5	53.5	2,096,100			
	o	2621	32.3	52.7	2,012,700	64,900	39,770	
	i	2691	33.3	51.7	2,194,600	63,900	37,600	
b1	c	2563	31.5	53.5	2,096,100			
	o	2621	32.3	52.7	2,012,700	64,900	39,770	
	i	2691	33.3	51.7	2,194,600	63,900	37,600	

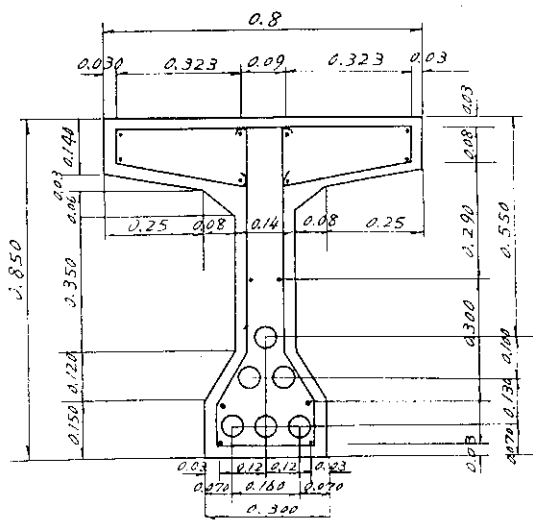


図-2

コンクリートのクリープ係数  $\varphi_n = 2.0k = 1.94$   
 乾燥収縮度  $\epsilon_s = 1.34 \times 10^{-6}$   
 PC鋼線レラクセーション 5%  
 摩擦損失係数  $\mu = 0.30/\text{Rad}$   
 $\lambda = 0.004/\text{m}$

表-2 荷重による各断面の曲げモーメント

断面	支点からの距離 (m)	死荷重モーメント	活荷重モーメント	合成モーメント
a <sub>7</sub>	0.37	1.49	4.78	6.27
a <sub>8</sub>	1.57	5.72	18.37	24.09
a <sub>2</sub>	3.15	9.90	31.75	41.65
a <sub>1</sub>	5.50	13.16	42.22	55.38
φ b <sub>1</sub>	6.50	13.49	43.22	56.71

単位：(t・m)

表-3 各断面におけるプレストレス量

断面	水平分力プレストレス	有効水平分力プレストレス	垂直分力プレストレス	有効垂直分力プレストレス
a <sub>7</sub>	69.140	57.250	21.470	17.780
a <sub>8</sub>	92.500	76.590	22.140	18.330
a <sub>2</sub>	117.040	96.910	12.350	10.220
a <sub>1</sub>	141.000	116.750	0	0
φ b <sub>1</sub>	141.000	116.750	0	0

単位：(t)

配合設計

表-6

試験配合

配合種類	粗骨材の最大寸法(mm)	スランプの範囲 (cm)	単位水量 W (kg)	単位セメント量 (kg)	水セメント比 W/C(%)	絶対細骨材量比 S/A(%)	単位細骨材量 S (kg)	単位粗骨材量 C (kg)
A	25	3~5	144	400	36	35	669	1241
B	25	3~5	154	415	37	35	655	1216
C	25	3~5	163	430	38	36	661	1176

以上の配合設計に基づいて試験した成績は次のとおりである。

表-4 ケタの応力

断面		導入時			設計荷重作用時		
		プレストレス力	死応荷重力	合成応力	有効トレス力	全応荷重力	合成応力
a <sub>7</sub>	上縁	+ 5	- 2	- 7	+ 4	- 12	- 8
	下縁	- 49	+ 3	- 41	- 41	+ 16	- 25
a <sub>8</sub>	上縁	+ 14	- 9	+ 5	+ 12	+ 43	- 31
	下縁	-109	+ 14	- 95	- 90	+ 67	- 23
a <sub>2</sub>	上縁	+ 26	- 16	+ 10	+ 22	- 75	- 53
	下縁	-168	+ 26	-142	-139	+120	- 18
a <sub>1</sub>	上縁	+ 30	- 21	+ 9	+ 25	- 98	- 73
	下縁	-198	+ 35	-163	-164	+154	- 10
φ b <sub>1</sub>	上縁	+ 30	- 21	+ 9	+ 25	-100	- 75
	下縁	-198	+ 36	-162	-164	-157	- 7

単位：(kg/cm<sup>2</sup>)

上記のとおり導入時および設計作用時ともに設計条件を満足している。

またこの計算による安全度は、

ひびわれに対して  $1.56 > 1.4$

破壊に対して  $2.14 > 2.0$

【-c ケタの施工

(1) コンクリートの配合決定

コンクリートの配合決定は設計条件に示したように、 $\sigma_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$ と規定したが、実験目標強度は  $460 \text{ kg/cm}^2$ を用いて設計した。

使用材料の性質は次のとおりである。

細骨材 北海道幌別海岸砂

粗骨材 北海道富川産

セメント アサノ普通ポルトランドセメント

表-5 骨材試験の結果

	比重	吸水率 (%)	単位容積重 (kg/cm <sup>3</sup> )	空隙率 (%)	洗試験 (%)	粗粒率 (%)
細骨材	2.62	0.7	1.843	29.6		3.32
粗骨材	2.62	1.5	1.703	35.0	2.26	7.38

表-7

No.	配合番号	材令 (日)	重量 (kg)	スランプ (cm)	破壊荷重 (t)	圧縮強度 (kg/cm <sup>2</sup> )
1	C	7	3840	5.0	24.0	296
2	C	7	3840	5.0	25.6	316
3	B	7	3850	4.5	26.9	332
4	B	7	3840	4.5	26.3	325
5	A	7	3860	3.5	27.3	337
6	A	7	3850	3.5	27.0	333
7	C	14	3850	5.0	33.3	411
8	C	14	3850	5.0	34.1	421
9	B	14	3860	4.5	33.7	416
10	B	14	3840	4.5	35.2	435
11	A	14	3860	3.5	37.6	464
12	A	14	3850	3.5	38.6	477

ゆえに供試体の圧縮強度に基づいて施工配合を決定した。

表-8

配合種類	C
粗骨材の最大寸法 (mm)	25
スランプの範囲 (cm)	5
水セメント比 (%)	38
コンクリート1m <sup>3</sup> に用いるセメント量(kg)	430
コンクリート1m <sup>3</sup> に用いる水量 (kg)	163
粗細骨材比 G/S	1.78
セメント100kgに対する表面乾燥状態の骨材の重量 (kg)	全量 438
	細骨材 154
	粗骨材 284

(2) PC鋼線

PC鋼線はφ5mm, 66本を6ケーブルにして用いた。品質規格は次のとおりである。

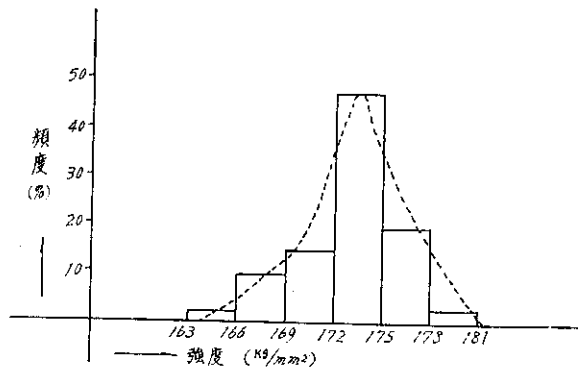


図-3

平均引張強度	172kg/mm <sup>2</sup>
平均降伏点強度	158kg/mm <sup>2</sup>
伸び	5%
弾性係数	2.0×10 <sup>6</sup> kg/cm <sup>2</sup>

平均直径 5±0.05mm  
レラクセーション 3.5%以下

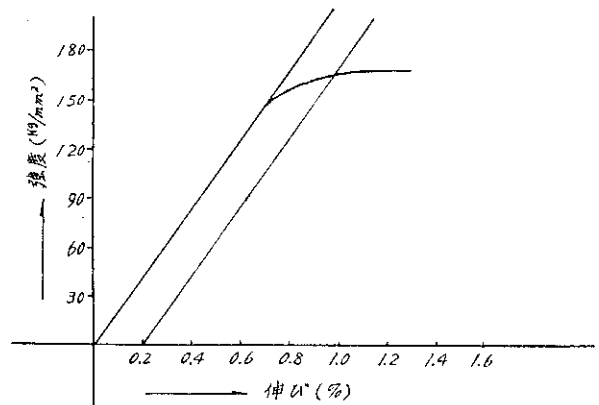


図-4

(3) シースの配置

PC鋼線を配置するためのシースは実験の目的から摩擦損失係数を測定するため図-5のようにシースに1~2m間隔に穴を開け穴の付近では薄鉄板製円筒状のものを用いその他の所ではフレキシブルシースを用いた。

シースの継目および弱い所はすべてブラックテープで補強した。



写真-1

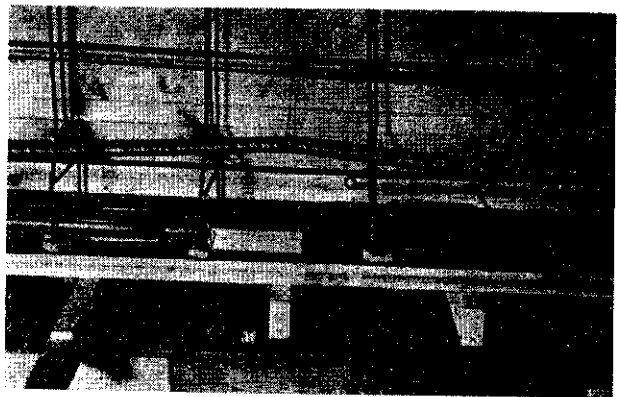


写真-2

(4) コンクリートの打込み

コンクリート打込みは試験練りによつて決定した配合を用いて4切練りのミキサを使用した。

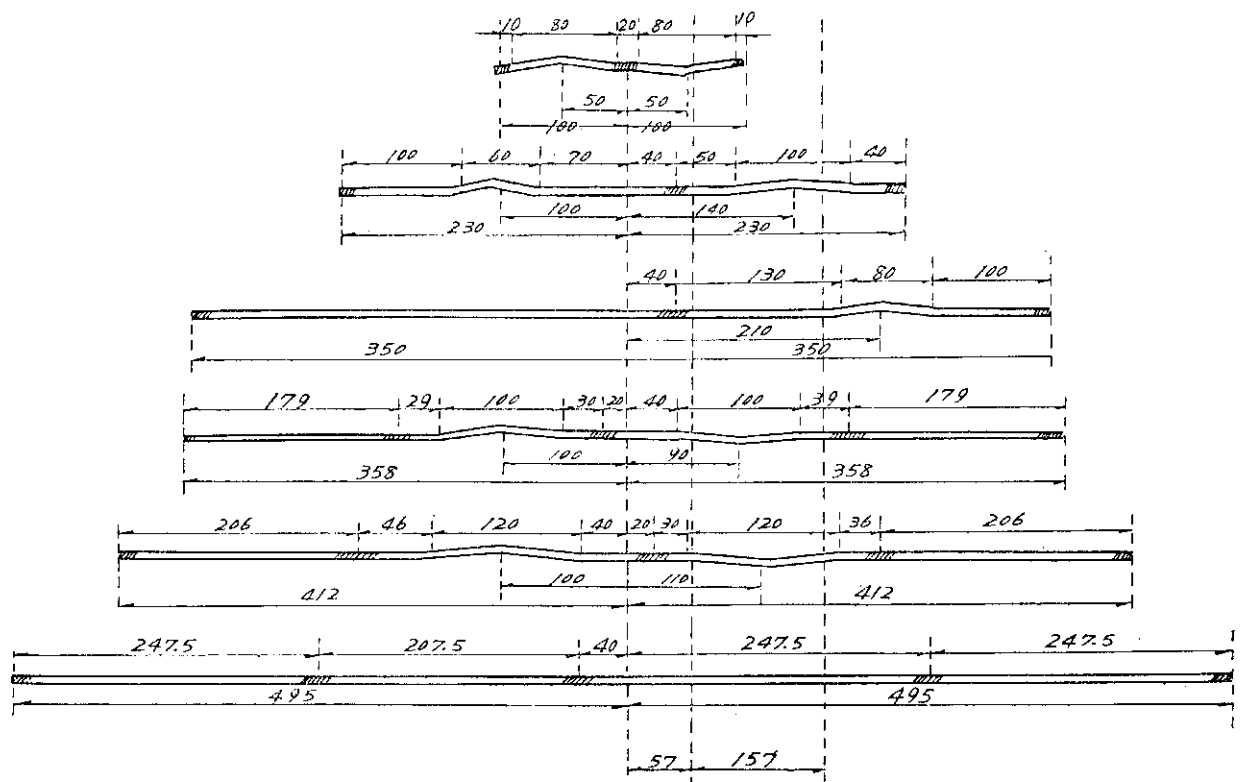


図-5

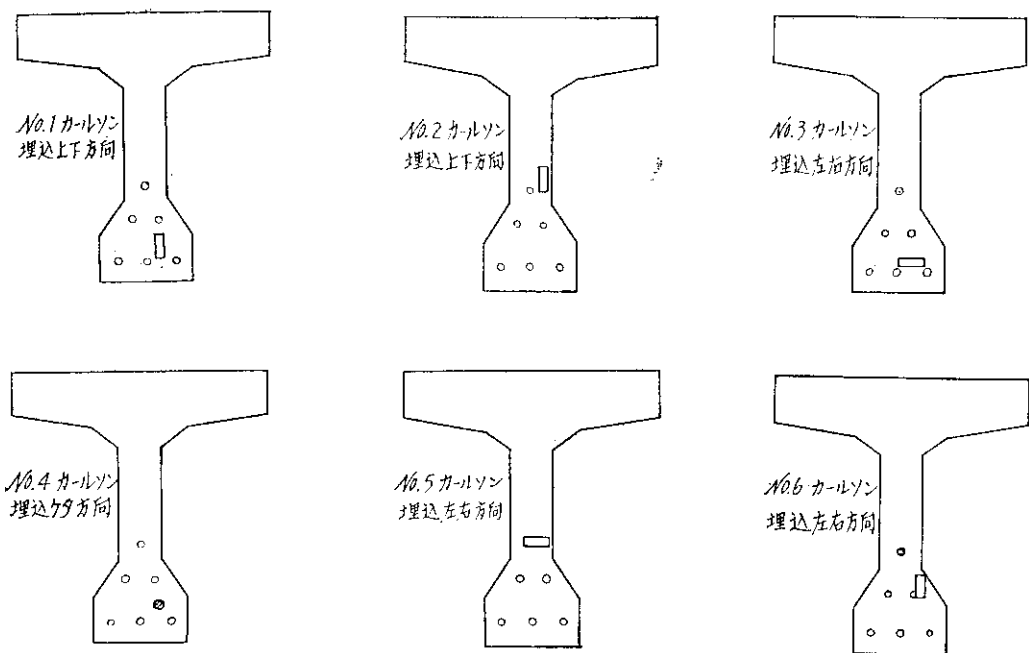


図-6

この実験ゲタは、12月に施工したため骨材および水は20°C前後に暖めてミキサの中に投入した。ゲタへの打込みはコンクリートの硬化収縮、時間のずれなどにより各層間にせん断力の生ずることも考えられるので、ゲタの中央を1m程度のこして両端より中央に向けて流動するように行ない、打込み、下部突縁腹部は比較的小さい

骨材を使用し、上部突縁部には大きい骨材を使用した。

締め固めにはバイブレータを用いた。

打込み後は室内温度を20°Cに保つように温風暖房を3日間常時運転して凍結を防ぐと同時に標準養生を行なった。

表-9は供試体による圧縮強度を示したものである。

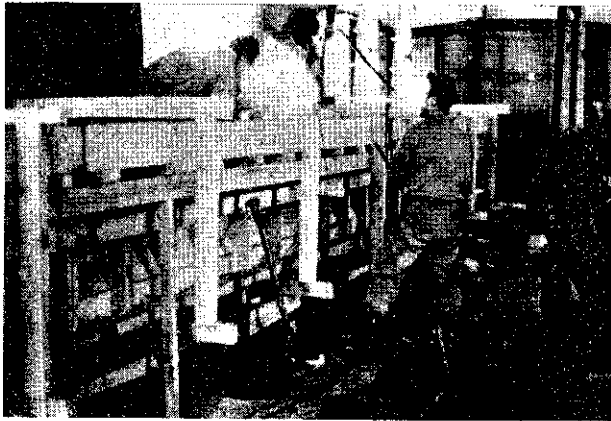


写真-3

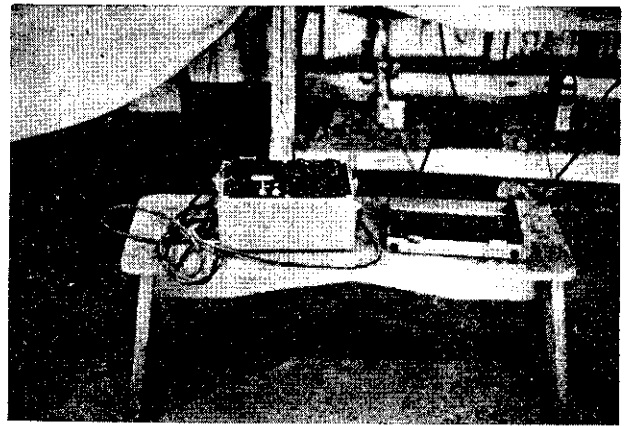


写真-4

表-9

No.	材令 (日)	重量 (kg)	スランブ (cm)	破壊荷重 (t)	圧縮強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	平均強度 (kg/cm <sup>2</sup> )
1	28	13.270	5.7	74.5	432	439
2	28	13.100	6.0	74.3	431	
3	28	13.540	5.5	77.6	450	
4	28	13.420	5.6	76.9	446	
5	28	13.180	5.8	75.3	437	
6	28	13.380	5.7	75.8	440	

表-9に現われた圧縮強度は当初の計画強度460kg/cm<sup>2</sup>に至らなかつたその理由として試験練りのように正確にできなかつたことと冬に施工を行なつたためはん雜になりスランブが増加し所定の強度を得られなかつたことが原因と思われる。

#### (5) コンクリートの硬化温度

実験ゲタの中央にカールソン型ひずみ計を埋込み、2時間おきに測定した。これは後に緊張材によるプレストレス力を与えた時のコンクリートのひずみを測定する目的で埋めこんだものである。

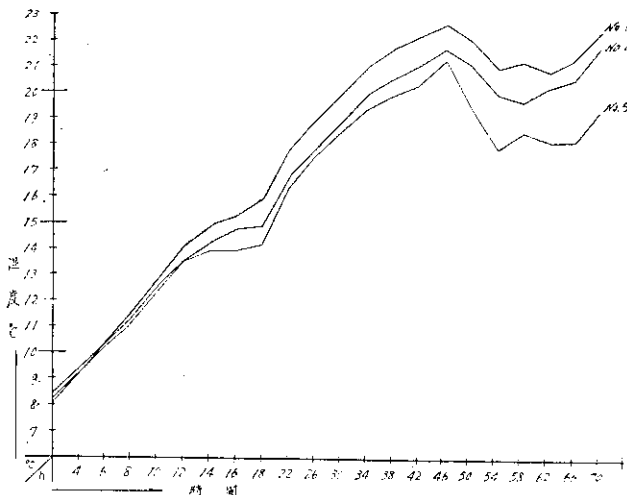


図-7

## Ⅱ 実験

### Ⅱ-a 摩擦損失係数

#### (1) 測定方法

実験方法としてシースに穴を開けピアノ線を3本選びワイヤストレインゲージ(共和製K-13-1)1本当たり2枚はり合計6枚はりつけた。

測定値は多く取るために、同一ケーブルにつき10回くり返し緊張を行ない、ストレイン減少より摩擦係数を求めた。特に曲げ上げロスとシースのロスによる区別を容易にするためにシースの穴とシースの穴の中間に写真のように変化をつけた。

ジャツキのプレツシヤゲージもたびたびキャリブレーションして調整したほか、ダイナモを取り付け2個の計器を用いて精度の向上につとめた。

ダイナモの誤差曲線は次のようである。

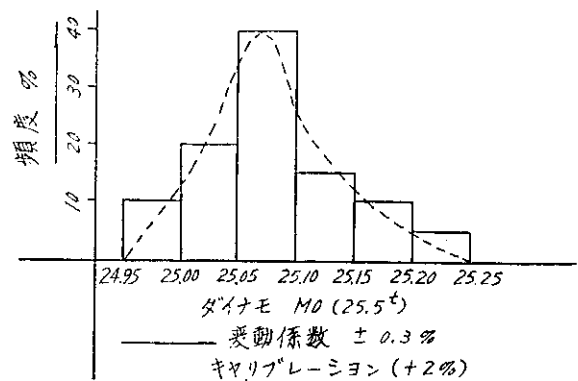


図-8

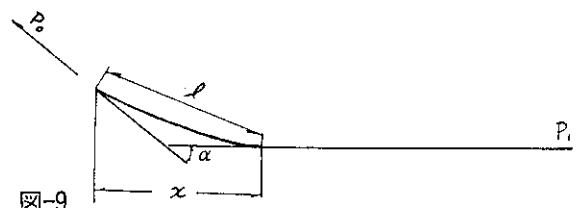


図-9

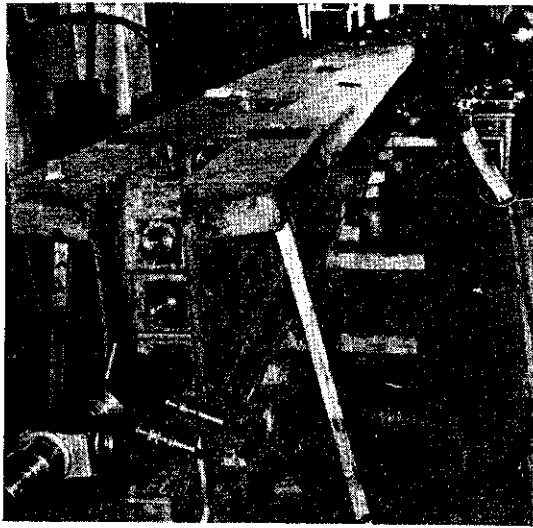


写真-5

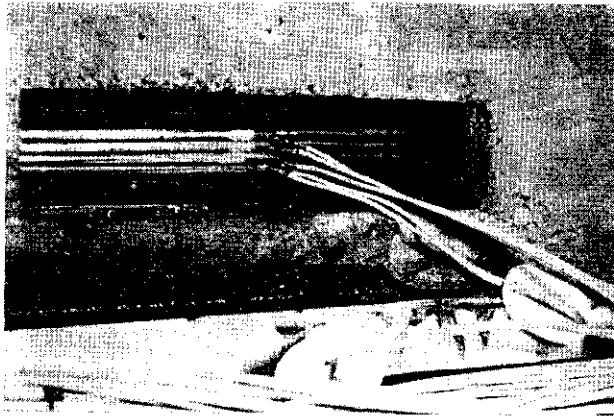


写真-6

(2) 実測計算方法および実測値

a) 緊張材の曲線および直線部分の摩擦による損失。

一般に曲線状に張られた緊張材の一端を固定し他端を緊張すると緊張材とシース内面との摩擦抵抗によつて加力端を離れるに従つて緊張材引張力は減少する。

両端を同時に緊張した場合も、中央にいくに従つて減少する。この損失はポストテンション方式特有のもので、Euler や Grashof の理論から求められる。\*

$\mu$ : 角変化 1 ラジアン当たりの摩擦係数

$\lambda$ : P C 鋼線の長さ 1 m 当たりの

$a$ : 角変化 (ラジアン)

$l$ : P C 鋼線の長 (m)

$P_1 = P_0 e^{-\mu a - \lambda l}$  である。

摩擦係数  $\mu$ ,  $\lambda$  は緊張材の種類, 表面の状況, シース周壁の状況, シースと緊張材との空隙の大きさなどによつて変化するものである。

b) 摩擦損失係数の計算

この計算式では最小自乗法により求めた。

一般式は,

$$P_i = P_{i-1} e^{-(\mu \Sigma a_i + \lambda l_i)} \text{ ただし, } P_{i-1} > P_i \quad (1.1)$$

誤差式は,  $\log_e \frac{P_i}{P_{i-1}} + \mu \Sigma a_i + \lambda l_i = V_i \quad (1.2)$   $V_i$ : 残差

$$[V_i^2] = \min \text{ より } \frac{\partial [V_i^2]}{\partial \mu} = 0 \quad \frac{\partial [V_i^2]}{\partial \lambda} = 0 \quad (1.3)$$

であるから結局次式のようになる。

$$\mu = \frac{\begin{vmatrix} -[\Sigma a_i \cdot \log_e \frac{P_i}{P_{i-1}}] [\Sigma a_i \cdot l_i] \\ -[l_i \cdot \log_e \frac{P_i}{P_{i-1}}] [l_i \cdot l_i] \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} [\Sigma a_i \cdot \Sigma a_i] & [\Sigma a_i \cdot l_i] \\ [\Sigma a_i \cdot l_i] & [l_i \cdot l_i] \end{vmatrix}}$$

$$\lambda = \frac{\begin{vmatrix} [\Sigma a_i \cdot \Sigma a_i] - [\Sigma a_i \cdot \log_e \frac{P_i}{P_{i-1}}] \\ [\Sigma a_i \cdot l_i] - [l_i \cdot \log_e \frac{P_i}{P_{i-1}}] \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} [\Sigma a_i \cdot \Sigma a_i] & [\Sigma a_i \cdot l_i] \\ [\Sigma a_i \cdot l_i] & [l_i \cdot l_i] \end{vmatrix}} \quad (1.4)$$

規準方程式より ( $\mu$ ,  $\lambda$ ) の値は各ケーブルによつて多少異なるが次のようである。

$$\mu = 0.19/\text{Rad}, \quad 0.21/\text{Rad}, \quad 0.26/\text{Rad}$$

$$\lambda = 0.0038/\text{m}, \quad 0.0029/\text{m}, \quad 0.0024/\text{m}$$

以上はケーブルに何物も塗付けを行わず、緊張も一度に行なつた場合である。

次にこの実験に最も大きく及ぼした曲げ上げ誤差を述べる。ケーブル配置図より明らかなように ( $\mu$ ,  $\lambda$ ) を求めるのに小さい角と短い距離で測定を行なつたために  $\pm 20$  分程度の角誤差を消去することができなかつた。

これについて次のように考える。

一般式は,

$$P_i = P_{i-1} e^{-(\mu \Sigma a_i + \lambda l_i)} \quad (2.1)$$

$$dP_i = -P_{i-1} \mu e^{-(\mu \Sigma a_i + \lambda l_i)}$$

$$d(\Sigma a_i) \div -P_{i-1} \mu d(\Sigma a_i) \quad (2.2)$$

で表わすことができるから、この誤差が ( $\mu$ ,  $\lambda$ ) に及ぼす量について誤差伝播の法則より次式になる。

$$(m P_i)^2 = \left( \frac{\partial P_i}{\partial P_{i-1}} m P_{i-1} \right)^2 + \left( \frac{\partial P_i}{\partial \mu} m \mu \right)^2 + \left( \frac{\partial P_i}{\partial \lambda} m \lambda \right)^2 \quad (2.3)$$

$$= e^{-2(\mu \Sigma a_i + \lambda l_i)} \cdot (m P_{i-1})^2 + (P_{i-1} \Sigma a_i)^2 e^{-2(\mu \Sigma a_i + \lambda l_i)} \cdot (m \mu)^2 + (P_{i-1} \Sigma l_i)^2 e^{-2(\mu \Sigma a_i + \lambda l_i)} \cdot (m \lambda)^2 \quad (2.4)$$

ただし,  $m_i P$ ,  $m P_{i-1}$ ,  $m \mu$ ,  $m \lambda$  は各々の確立誤差である。

$$\text{ゆゑに } (m P_i)^2 = \left( \frac{m P_{i-1}}{P_{i-1}} \right)^2 + (\Sigma a_i \cdot m \mu)^2 + (l \cdot m \lambda)^2 \quad (2.5)$$

\*猪股俊司氏のプレストレストコンクリートの設計および施工を参照するとよい。

また誤差等分の原理より、

$$\frac{m P_{i-1}}{P_{i-1}} = \frac{1}{\sqrt{3}} m P_i \quad \Sigma a_i m \mu = \frac{1}{\sqrt{3}} m P_i$$

$$\ell \cdot m \lambda = \frac{1}{\sqrt{3}} m P_i \quad (2.6)$$

ゆえに20分の角誤差がさけることができないから次のようになる。

$$\mu \neq 0 \quad \lambda \neq 0.0013$$

$$0.0025 \leq \lambda (0.0088) \leq 0.0051$$

$$0.0016 \leq \lambda (0.0029) \leq 0.0042$$

$$0.0011 \leq \lambda (0.0024) \leq 0.0037$$

(3) 考察

a) パラフィンをPC鋼線に塗つた場合導入応力に関して6%程度増加することがわかつた。

b) くり返し緊張方法を6回行なつた場合も6%程度増加することがわかつた。

c) ケーブルが短く曲げ上げを行なう場合は角誤差を作らないようにしなければほとんどλの項に入り逆にケーブルが長く曲げ上げ角が小さい場合はμの項に入るからケーブルの長さとの関係調べてこの点について十分注意しなければならない。

II-b 伸びおよび弾性変形

II-b-1 伸び

(1) 測定方法

伸び測定には、シース穴部のピアノ線にダイナモ10(3.65 t)で緊張した時印をつけ、ダイナモ30(10.95 t)ダイナモ50(18.25 t)ダイナモ70(25.55 t)で緊張した時の差をデバイダで合わせ、スケルでこれを測定した。

(2) 計算

導入応力を正確に知るためには、PC鋼線の伸びは非常に大切である。

一般に伸びの式は、

$$\Delta \ell = \int_0^{\ell} \frac{1}{AE} \varphi(P, \mu, \lambda) dx$$

すなわち、實際上施工面では導入応力よりもむしろ伸びの値で緊張量が決定されるような場合もある。次の表は各ケーブルより得られたμ, λを用いてケーブル全長の伸びを計算したものである。

表-10

ダイナモ \ ケーブル	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
20	9.3	14.1	17.4	18.5	19.6	20.9
40	18.7	28.2	34.8	37.1	39.4	41.8
60	28.0	42.3	52.1	55.7	59.0	62.7

ダイナモ10=3.65 t

単位: mm

(3) 実測結果

実測値は10個の算術平均であり、シース穴とシース穴の伸びを加え合わせてケーブル全長の伸びとした。

以上表のような結果である。

表-11

ケーブル \ ダイナモ	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
20	9.7	13.7	16.5	—	—	—
40	19.5	28.4	36.2	37.5	38.5	40.9
60	29.2	43.1	53.1	58.1	60.5	62.5

単位: mm

(4) 考察

a) 伸びを正確に測定するような器械が容易にないので、デバイダで測定を行なつたため、10個の測定値を取つて±8%程度の誤差を伴つた。

b) 計算上で得た値と実測上で得た値が近似的に等しいことがわかつた。

II-b-2 プレストレス導入時のコンクリート弾性変形

(1) 測定方法

共和製カールソン型ひずみ計をコンクリート中に埋込み(埋込位置は硬化温度測定中のものと同じである)1ケーブル緊張ごとに断面の任意点で縦ひずみ、左右ひずみ上下ひずみを測定した。

(2) 計算

ポストテンション方式PC材では、プレストレス力を導入する際コンクリートは導入されたプレストレス力によつて弾性変形を起こし、このため導入直前の緊張材引張力はコンクリート断面に全部伝達されない。

すなわちケーブルが数本ある場合、ケーブルを1本1本緊張することにより緊張材は各ケーブルの緊張力によるコンクリートの弾性変形ひずみ量に相当するプレストレス力を減少する。

プレストレス力の減少量は次式によつて計算される\*。

$$\Delta P = \frac{n P (1 + \frac{e^2}{I_c / A_c})}{1 + n P (1 + \frac{e^2}{I_c / A_c})} P \quad \dots \dots \dots (3.1)$$

$n = \frac{E_s}{E_c}$  弾性係数比

$P$  1ケーブルのプレストレス力

$P = \frac{A_s}{A_c}$  緊張材鉄筋比

$\Delta P$  緊張力損失

$A_c$  コンクリートの断面積

\*詳細は坂静雄、六車照、岡田清3氏のプレストレスコンクリートを参照するとよい。



$e$  緊張材の偏心距離

$I_c$  コンクリートの断面二次モーメント

今6ケーブルであるから、各ケーブルに等しくプレストレスする時、最初のケーブルは2本目のケーブルを緊張する時 $4P$ 、3本目の時最初のケーブルは $24P$ だけ減少し、2本目のケーブルは $4P$ だけ減少する。以下順次プレストレスすると結局ケタ内には $(6P-154P)$ が断面に有効に作用しているから、断面の任意点のひずみは次のようになる。

$$\epsilon_{cm} = \frac{(6P-154P)}{AcEc} \left(1 \pm \frac{e \cdot y}{I_c/Ac}\right) \quad (3.2)$$

$y$ ……中立軸よりカールソンまでの距離

表-12  $\epsilon_{cm}$  の計算値

カールソンケーブル	No.6	No.2	No.1	No.3	No.4	No.5
No.1	14	10	15	17	57	10
No.2	27	19	31	35	114	20
No.3	40	28	46	51	160	29
No.4	54	36	60	65	220	37
No.5	68	44	76	80	283	44
No.6	80	51	90	95	338	52

単位： $10^{-6}$ ストレイン

ポアソン比=0.27と仮定した。

(3) 実測結果

表-13

カールソンケーブル	No.6	No.2	No.1	No.3	No.4	No.5
No.1	11	12	9	9	62	26
No.2	25	27	43	31	131	28
No.3	30	31	71	37	206	34
No.4	41	30	84	46	297	40
No.5	81	34	92	74	364	54
No.6	91	44	103	82	401	57

単位： $10^{-6}$ ストレイン

No.はカールソン埋込位置、図と同じ。

(4) 考察

カールソンひずみ計はワイヤストレインゲージ程精度がよくなく、計算値との比較もめやす程度とした。

II-C 固有振動

(1) 測定方法

固有振動の測定には土木試験所型2ton起振機(自重0.95ton)を用いて行なつた。支間中央の橋軸上において回転数450~700 r.p.m.の間に变化せしめた。

振動の記録は加速度計(容量1gol)を用い、D.P.M(共和製)にて増幅し、電磁オシログラフにて記録し

た。加速度計は支間中央に2個ロウ付けし、30mのコードを用いて測定点に導いた。

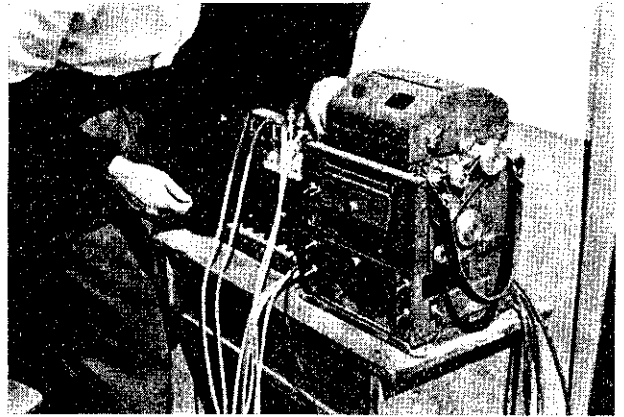


写真-7

(2) 計算

Rayleighの方法

この方法を応用するに当たつては、系の振動中形状についてある仮定をなさねばならない。しかるときは振動の振動数は系のエネルギーを考えれば求まる。

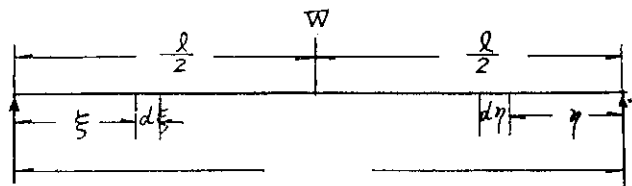


図-10

ハリの質量を考えに入れるために、荷重 $W$ の静作用によるハリの撓曲線を考える。

ハリの荷重より左側の部分の任意の点の撓みは支点A、Bよりの距離を $\xi$ 、 $\eta$ とする。

$$x_1 = \frac{W\eta}{12EI} \left( \frac{3\ell^2}{4} - \eta^2 \right) \quad (4.1)$$

$$x_2 = \frac{W\xi}{12EI} \left( \frac{3\ell^2}{4} - \xi^2 \right) \quad (4.2)$$

Rayleighの方法を応用し、かつハリの左側の支点Aよりの距離 $\xi$ なる任意点の振動中の最大速度は次式であると仮定する。

$$\left( \frac{dx_1}{dt} \right)_{max} = \frac{dx_1}{dt} \frac{x_1}{\delta} = \frac{dx_1}{dt} \frac{4\xi}{\ell_3} \left( \frac{3\ell^2}{4} - \xi^2 \right) \quad (4.3)$$

ハリの左側の部分の質量を考えに入れるためには、ハリの質量を省略した振動の円振動数は次エネルギーの式

$$\frac{w}{2g} \left( \frac{dx}{dt} \right)_{max}^2 = \frac{Kx_1^2}{2} \quad (4.4)$$

で質量のないハリと考えたエネルギー式である。

ただし  $\left( \frac{dx}{dt} \right)_{max} = x_1 \nu$

左辺に次式のハリの質量のみのエネルギー式を加えねばならない。

$$\frac{w}{2g} \left( \frac{dx}{dt} \right)^2 \int_0^{\frac{l}{2}} \left( \frac{x_1}{\delta} \right)^2 d\xi =$$

$$\frac{w}{2g} \left( \frac{dx}{dt} \right)^2_{max} \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{\xi^2}{\ell^2} \left( \frac{3\ell^2}{4} - \xi^2 \right) d\xi \quad (4.5)$$

$$= \left( \frac{dx}{dt} \right)^2_{max} \frac{w}{2g} \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{17}{35} \quad (4.6)$$

ただし  $\frac{dx}{dt}$  はハリの自重の最大速度である。

同じようにハリの右側の部分を考えて式  $\frac{w}{2g} \left( \frac{dx}{dt} \right)^2$

$$_{max} = \frac{Kx_2^2}{2} \text{ の左辺に次式 } \frac{w}{2g} \left( \frac{dx}{dt} \right)^2_{max} \frac{l}{2} \cdot \frac{17}{35} \text{ を加}$$

えねばならない。しかる時はエネルギーの式は次のようになる。

$$\frac{\left( w + \frac{17}{35} w \frac{l}{2} + \frac{17}{35} w \frac{l}{2} \right)}{2g} \left( \frac{dx}{dt} \right)^2 = \frac{Kx_2^2}{2} \quad (4.7)$$

$$\frac{\left( w + \frac{17}{35} w l \right)}{2g} \left( \frac{dx}{dt} \right)^2_{max} = \frac{Kx_2^2}{2} \quad (4.8)$$

$$\text{ゆえに固有振動は } \nu = \sqrt{\frac{3\ell EIg}{\left( w + \frac{17}{35} \ell w \right) \frac{\ell^4}{16}}} / \text{Rad} \quad (4.9)$$

この式を書き直すと、

$$\nu = 9.941 \sqrt{\frac{\ell EIg}{\left( \frac{35}{17} w + \ell w \right) \ell^4}} / \text{Rad} \quad (4.10)$$

従つて振動の振動数に対して次式をうる。

$$w_1 = 1.582 \sqrt{\frac{\ell EIg}{\left( \frac{35}{17} w + \ell w \right) \ell^4}} c / \text{sec} \quad (4.11)$$

ここで  $w_1 = 9.84 \text{ (c/sec)}$

$$\text{周期 } T = \frac{1}{9.84} = 0.1014 \text{ (sec)}$$

### (3) 実測結果

表-14 たわみの振幅

振動数	周期	強制振動時の度	たわみの振幅
(c/s)	(sec)	(cm/sec <sup>2</sup> )	(mm)
9.2	0.108	405	1.19
9.1	0.110	397	1.19
9.1	0.110	386	1.16
9.05	0.110	379	1.14
9.0	0.111	357	1.12
8.90	0.112	230	0.72

\*詳細はテンブル、ビクレー応用振動論を参照するとよい。

振動数	周期	強制振動時の度	たわみの振幅
(c/s)	(sec)	(cm/sec <sup>2</sup> )	(mm)
8.7	0.115	191	0.63
8.5	0.118	99	0.35
8.0	0.125	49	0.20
7.8	0.128	254	0.11
9.3	0.107	405	1.19
9.5	0.105	381	1.07
9.8	0.102	234	0.62
10.0	0.100	141	0.36
10.3	0.097	127	0.31
10.5	0.095	101	0.24
10.5	0.095	92	0.21

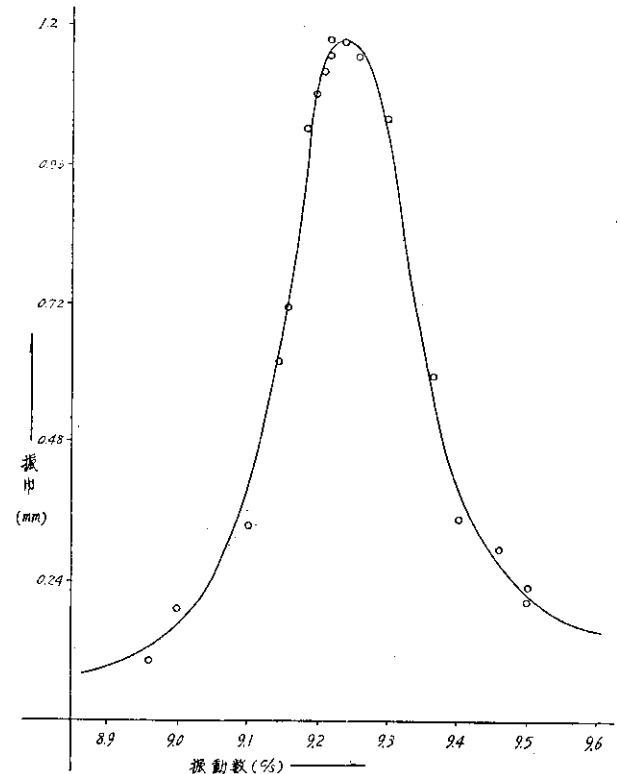


図-11

### (4) 考察

実験値と理論値の相違について次のように考えられる。

- $EI = \text{constant}$  として計算を行なつたため。
- 支点および摩擦の影響を無視したため。
- $Rayleigh$  の式が一般に多めに出るため。これをチエモンエンコの理論によつて多めに出ることを説明する。

弾性ハリは無限に多くの自由度を持つ系であることを注意せねばならぬ。糸と同じく弾性ハリは、種々の型の振動を行ないうる。 $Rayleigh$  の方法を用いるときに撓曲線に一定の形状を仮定することは、系に余分の拘束を

与えることに等しく、従つてこの系を一つの自由度を持つ系に帰することになる。かかる余分の拘束は系の剛さを増加し、従つて振動の振動数を増加する。

上に考えたすべての場合について、Rayleighの方法によつて求めた振動数の近似値はその厳密な値よりもいくぶん高く出ている。\*

## II-d 載荷実験

### 載荷方法

載荷実験方法はケタの中央でフレームを組み、基礎にはコンクリートおよび石などを入れ、設計の破壊荷重と同等の重さを打つた。

荷重のかけ方は100t油圧ジャッキを使用し、2tずつ増加させながらたわみおよび各断面のひずみを測定した。

ひずみ測定には、ワイヤストレインゲージを用い、これをコンクリートのスパンセンターにKP-8を20枚はりピアノ線にはK-13-1を9枚はつた。ストレインゲージインジケータは共和製を用いた。なお荷重の小さい間は誤差が非常に効いてくるために6tonから測定開始した。

たわみの測定としては、 $\frac{1}{100}$ mmダイヤルゲージを使用し、中央および両支点間に取り付けた。

載荷実験前にジャッキの精度を調べるために当試験所の100tonアムスラー試験機にかけたところ1%の誤差があることがわかつたので、キャリブレーションを行ない、また残留ひずみを取り除くために最初20ton荷重をかけ、以後2回くり返し、20ton荷重をかけてひずみを測定した。

次に計算上のひびわれ荷重である22tonまでかけた結果ひびわれを認めることができず、23tonでこれを認めることができたので載荷を続け、最終破壊状態まで荷重をかけた。

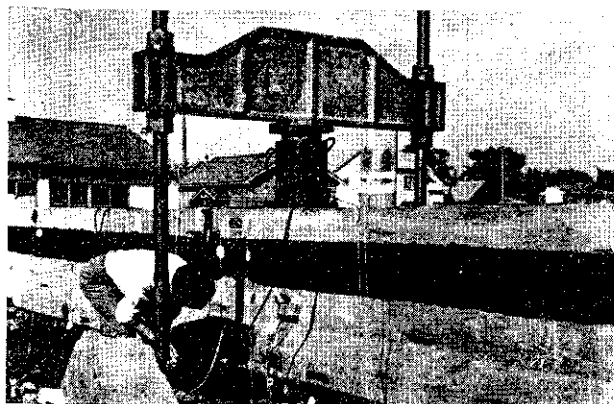


写真-8

### II-d-1 ひずみ

#### (1) 計算

一般にPCコンクリートではプレストレスの導入に伴

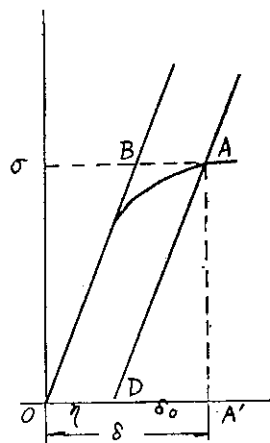


図-12

うコンクリートの弾性変形や部材の反りを計算する場合は全変形が関係するのでセカンドモジュラスを重視し、プレストレスの最大値に対応する値で決める。

純弾性係数は応力が変動する場合、変形計算の基礎になるが、このケタの応力ひずみ計算では純弾性係数を用いて計算してある。

表-15は弾性範囲内と考えられる付近までの計算値である。

$$\text{セカンドモジュラス } E_s = \sigma / \delta$$

$$\text{純弾性係数 } E_e = \sigma / \delta_e$$

$$\text{イニシャルタンジェントモジュラス}$$

$$E_t = \tan \angle BOA'$$

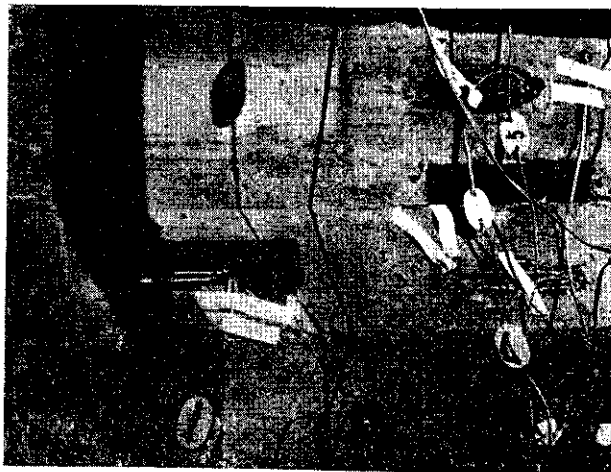


写真-9

表-15 弾性係数 380,000kg/cm<sup>2</sup>

荷重 (ton)	上縁歪 (10 <sup>-6</sup> )	下縁歪 (10 <sup>-6</sup> )	荷重 (ton)	上縁歪 (10 <sup>-6</sup> )	下縁歪 (10 <sup>-6</sup> )
6	75	98	16	193	286
8	97	140	18	217	290
10	125	174	20	245	360
12	143	220	22	261	441
14	169	250			

(2) 実測結果

実測値は中央断面にはつた任意の点のストレインゲージより得られた値を最小自乗法によって決定した。

結果は表-16のとおりである。

以下計算，実測値のストレイン図である。

(3) 考察

弾性限界内において理論値と実測値が下縁で一致しないのは，弾性係数，荷重増加による断面二次モーメントの変化，荷重増加によるPC鋼線の応力の増加などのためと考えられる。

表-16

荷重 (ton)	上縁歪 ( $10^{-6}$ )	下縁歪 ( $10^{-6}$ )	荷重 (ton)	上縁歪 ( $10^{-6}$ )	下縁歪 ( $10^{-6}$ )
6	76	110	28	560	1030
8	100	156	30	660	1240
10	126	194	31	740	1320
12	150	232	32	740	1660
14	174	274	33	860	1740
16	200	314	34	880	1820
18	220	350	35	940	2180
20	250	380	36	1000	2400
22	270	420	37	1200	2650
24	360	670	38	1350	3200
26	430	790			

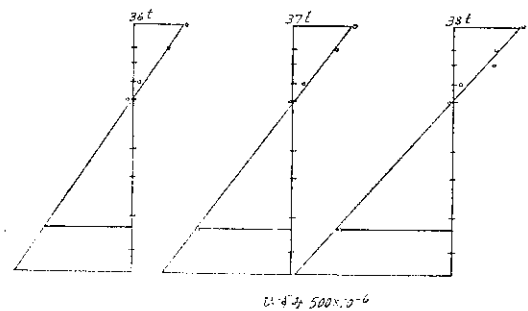
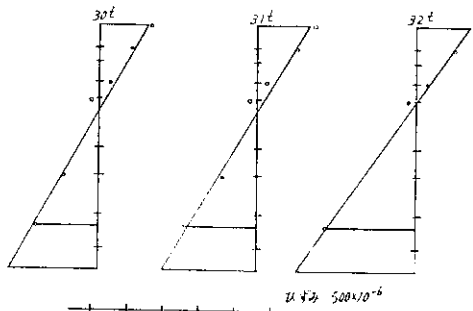
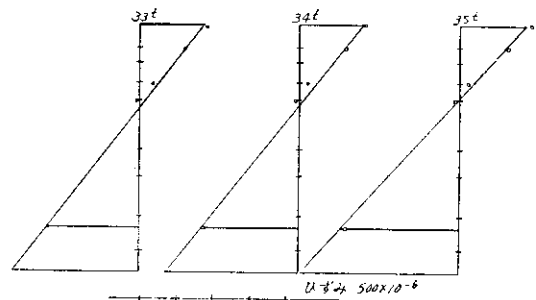
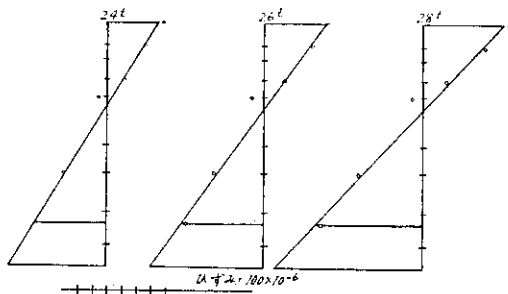
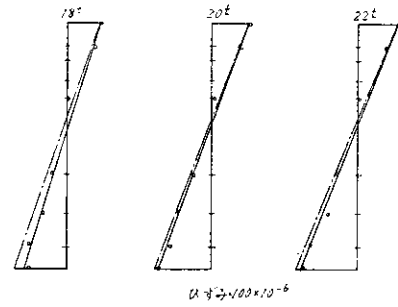
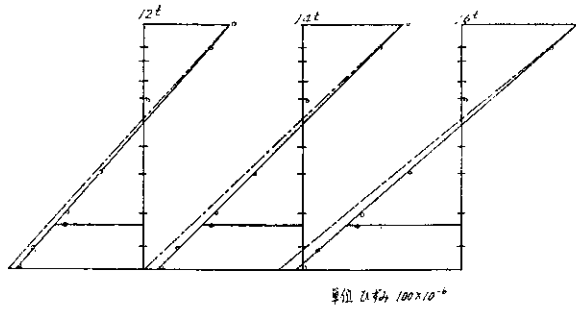
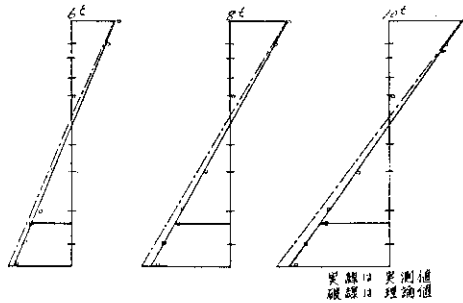


図-13

II-d-2 ひびわれモーメントおよび荷重

(1) 計算

断面のひびわれモーメントを計算する場合、緊張材および無応力鉄筋の存在は無視し、純コンクリート断面に有効プレストレスがその偏心位置に働いていると考える。これはひびわれモーメント程度のモーメントが断面に作用しても導入されているプレストレス力に比べ緊張

材、無応力鉄筋のひびわれモーメントに与える増加量は微少なので、これを無視して計算を行なつてもほとんど影響を受けないからである。

コンクリートの応力ひずみ曲線を(1)図のように仮定すれば、ひびわれ発生時の断面のコンクリート応力分布は(2)図のようになる。ただし圧縮側コンクリート応力分布は直線とする。

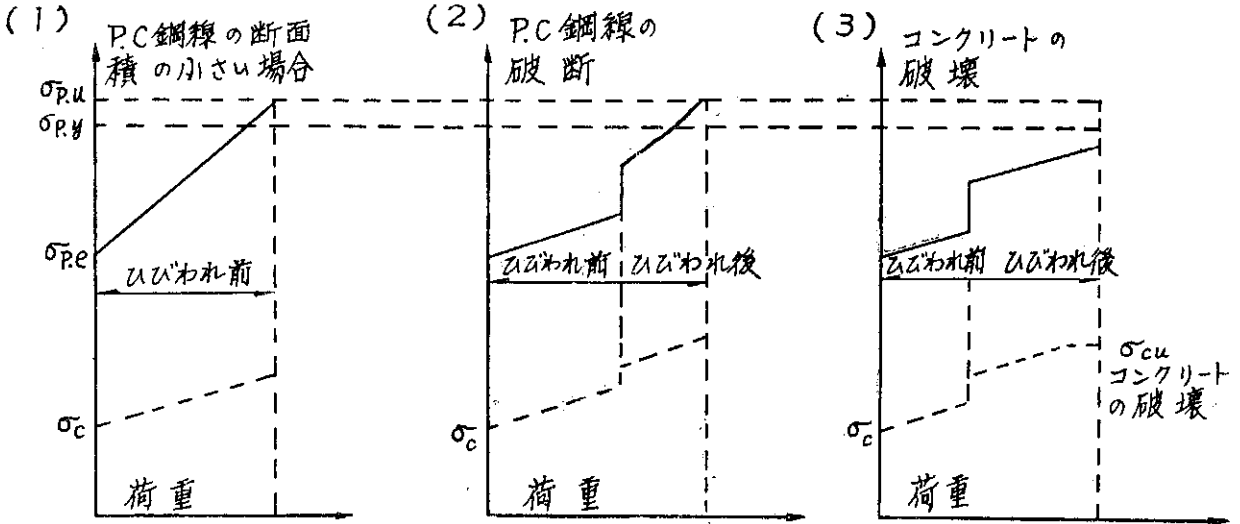


図-14

(1)図において  $\sigma_t$ : コンクリート純引張強度  $\delta_t$ : 引張最大ひずみ  $\delta_t'$ : 引張弾性限界ひずみ

今次式で表わされる値  $\mu$  を考える。

$$\mu = (\delta_t - \delta_t') / \delta_t$$

$\mu$  はコンクリートの引張側応力ひずみ曲線の弾性部分と塑性部分の相対的関係を示す数値で、HF. Gonnerman

E. C. Shuman 両氏の研究では  $\mu = 0.6 \sim 0.8$  の範囲にある。ただしこの値の当否は計算結果に多少の相違をきたす。

(2)図はひびわれ発生直前のコンクリート応力分布とし  $x$  を中立軸位置とすると引張側で塑性部分に移る位置は圧縮側から  $x + (1 - \mu)(h - x)$  のところにある。

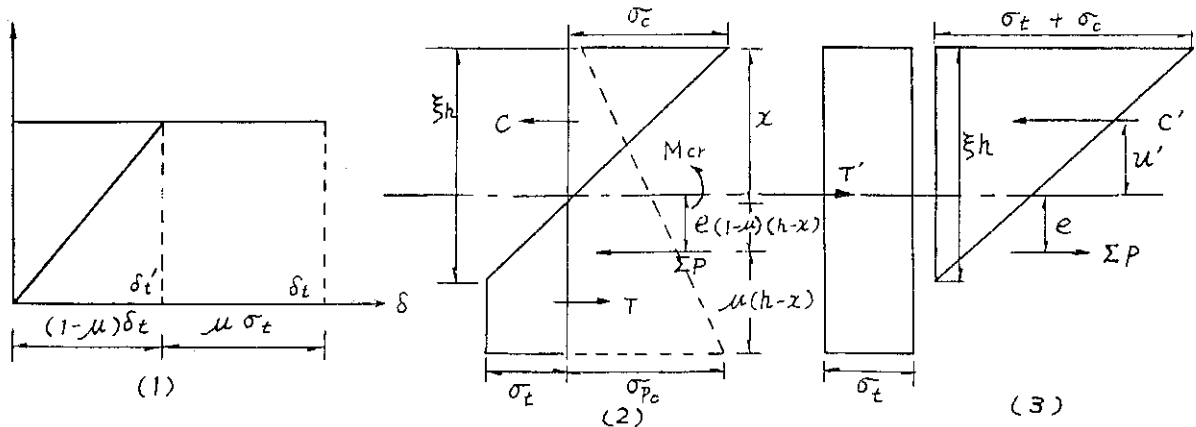


図-15

そこで  $x + (1 - \mu)(h - x) = \xi h$  とおき、同時に(2)図の応力分布を(3)図におき変えて考え、中立軸  $x$  の代わりに  $\xi$  を未知数として扱う。断面に働く力はプレストレス力  $P$  の他にコンクリートに働く圧縮力  $C'$  と引張力  $T'$  がある。

$\xi$  を求める釣合式は常に  $C' = T' + P$  又  $T' = A_c \sigma_t$  であ

る。

ゆえに  $\xi$  を求めるのであるが、 $C$  が曲げ引張塑性域のウェブに入るか入らないかの相違によつて異なり、 $\xi$  の数値計算が非常に面倒な頂を伴うので繰返し試算によつて解いているので省略した。

結論だけ書くと  $\xi = 0.72$  となる。 $\xi$  の値が求まると  $C'$

の値が求まる。\*

また引張力Tは図から明らかなように、断面の重心軸に作用するからモーメントを持たない。



写真-10

よつてひびわれモーメント  $M_{cr} = C\mu' + \Sigma Pe$  である。

$$M_{cr} = 86.25(t.m)$$

(自重を含む)

$$\text{ひびわれ荷重 } Pc\bar{r} = 22(t)$$

以上の式は塑性理論より求めたもの。

(2) 実測結果

一般にひびわれ荷重は肉眼で決定することは非常に困



写真-11

難で、普通ストレインゲージによつて決定している。この実験ゲタの場合もストレインゲージ法によつて23tで確認している。

(3) 考察

破壊曲げ剛性の変化で述べることにする。

II -d-3 破壊モーメントならびに荷重

(1) 計算

プレストレストコンクリート曲げ部材において、普通用いられているPC鋼線または鋼棒の破断伸びは、コンクリートの圧縮破壊ひずみよりも非常に大きいものであるから、普通に設計されたプレストレストコンクリート部材が曲げ破壊を起こす時には(3)型式の破壊となるのが一般であつて、コンクリート圧縮側が最後には破壊を起こすものである。

従つてPC鋼線または鋼棒断面積の大小に応じて、これらの応力度は部材の曲げ破壊時に、その降伏点応力度または引張強度に達したり、これらの応力度まで達しなかつたりするものである。

従つて圧縮縁の最大ひずみは、その破壊ひずみ  $\epsilon_{c,u}$  に達しているものとし、次の関係式が成立する。

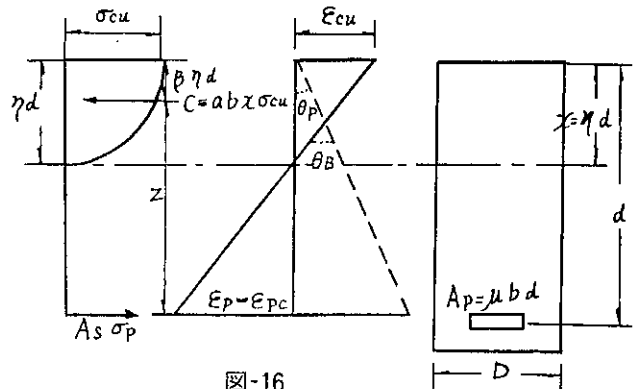


図-16

$$\frac{x}{d} = \frac{\epsilon_{c,u}}{\epsilon_{c,u} + (\epsilon_p - \epsilon_{p,e})} \quad (5.1)$$

ここに、 $x$  = 中立軸と圧縮縁との距離

$\epsilon_p$  = 部材破壊時のPC鋼線または鋼棒のひずみ

$\epsilon_{p,e}$  = PC鋼線または鋼棒の有効引張応力度に対するひずみ

(5.1)式において、圧縮縁に作用している有効プレストレスに対するコンクリートひずみ  $\epsilon_{c,e}$  は  $\epsilon_{c,u}$  に比して一般に小さいのでこれを無視してある。

断面に作用する応力度の平衡式は次のようになる。

$$a\sigma_c ubx = A_p f_p \quad (5.2)$$

ここに、 $a$  = コンクリート圧縮の応力度—ひずみ曲線の形状に関する係数であつて、直線分布

\* 1) この場合引張断面が大きいのでウェブに及ぼさなかつた。

2) 詳細は坂 静雄, 岡田 清, 六車 照3氏のプレストレストコンクリートを参照するとよい。

とすれば、0.5: 矩形分布とすれば1.0である。

$\sigma p$  = 部材破壊時のPC鋼線または鋼棒引張応力度

(5.2) 式を書きかえて

$$\frac{x}{d} = \frac{A p \sigma p}{b d a \sigma_{c,u}} = \frac{A p \sigma_{p,u}}{b d a \sigma_{c,u}} \left( \frac{\sigma p}{\sigma_{p,u}} \right) = \frac{1}{K} \frac{1}{a} \left( \frac{\sigma p}{\sigma_{p,u}} \right) \quad (5.3)$$

ここに、 $K = \frac{b d a \sigma_{c,u}}{A p \sigma_{p,u}}$

(5.1)(5.3) 両式から  $x/d$  を消去して、

$$\left( \frac{\sigma p}{\sigma_{p,u}} \right) = a K \left( \frac{\epsilon_{c,u}}{\epsilon_{c,u} + (\epsilon p - \epsilon_{p,u})} \right) \quad (5.4)$$

となる。

破壊曲げモーメントは  $\sigma p$  が求まると次の式で計算できる。

$$M_u = A p \sigma p (d - \beta x) \quad (5.5)$$

ここに、 $\beta$  = 圧縮応力度分布曲線の図心から圧縮縁までの距離と  $x$  との比

(5.5) 式を書き変えて次のようになる。

$$\frac{M_u}{A p \sigma_{p,u} d} = \left( \frac{\sigma p}{\sigma_{p,u}} \right) \left( 1 - \beta \frac{x}{d} \right) = \left( \frac{\sigma p}{\sigma_{p,u}} \right) \left[ 1 - \frac{\beta}{a} \frac{1}{K} \left( \frac{\sigma p}{\sigma_{p,u}} \right) \right] \quad (5.6)$$

Mörchによれば  $a = 0.61 \sim 0.72$   $\beta = 0.36 \sim 0.45^*$

M. Chambaudによれば  $a = 0.89 \sim 0.80$   
 $\beta = 0.465 \sim 0.415$

ここにコンクリートの圧縮強度を  $480 \text{ kg/cm}^2$  とすると、 $a = 0.73$   $\beta = 0.42$  と仮定する、これは多くの研究資料より決定した。

$\sigma p$  は中立軸と圧縮縁との距離に関する式と、緊張材位置のコンクリートの有効プレストレス力によるコンクリート圧縮ひずみと、緊張材位置でのコンクリート応力が引張力となつて以後のコンクリートの見かけのひずみ増加量と、あらかじめ緊張されている緊張材ひずみの和による式に係数を掛けたものが同時に成立する  $\sigma p$  を求めればよい。ところがこれを決定することは面倒なので繰返し補正方法によつて求める。この計算式では、

$$\sigma p = 165 \text{ kg/mm}^2 \text{ となる。}$$

### (2) 実測結果

破壊荷重は圧縮側のコンクリートを完全に破壊するまでとし、これによると40tで破壊することを確認した。

以下破壊曲げ剛性の変化図を参照するとよい。

### (3) 考察

破壊曲げ剛性の変化図で述べる。

## II-d-4 ひびわれから破壊までの曲げ剛性の変化

### (1) 計算

曲げモーメント  $M$ 、単位長さについて起こる断面の回転角を  $\theta$  とすると、 $K = EI = M/\theta$

ひびわれ図から求める  $Ei$  を初断性係数とすると引張側が塑性域に入り始める位置すなわち上縁から  $\xi h$  のところのひずみは  $\frac{\sigma t}{Ei}$  であるから基準線  $AB$  からの回転ひずみ角を  $\theta_1$  とすると、

$$\theta_1 = \frac{\sigma t}{Ei(1-\mu)(h-x)} = \frac{\sigma t}{Ei} \cdot \frac{\mu}{1-\mu} \cdot \frac{1}{1-\xi} \cdot \frac{1}{h}$$

となる。すなわち載荷前の下縁の応力がわかつていれはすぐ計算できる。

曲げモーメントがだんだん増大してひびわれモーメント  $M'_{cr}$  に達するまでの断面の回転ひずみ角  $\theta_{cr}$  は  $\theta_1$  と  $\theta p$  の和である。よつて  $\theta_1$  を求めると、

$$\theta_1 = 7.961 \times 10^{-6} / \text{cm}$$

である。

また  $\theta p$  を求めるための応力分布は次のとおりである。

載荷前における有効プレストレス効力 (載荷前には設計プレストレスは導入されていない)

上縁において  $8 \text{ kg/cm}^2$

下縁において  $-147 \text{ kg/cm}^2$

これより  $\theta p = -4.80 \times 10^{-6} / \text{cm}$

よつてひびわれモーメント  $M_{cr}$  から自重モーメント、 $M_a$  を差引いた値であるから、

$$\text{ゆえに } K_{cr} = \frac{M_{cr} - M_a}{\theta + \theta p} = 570.090 \times 10^6 (\text{kg/cm}^2)$$

破壊時の曲げ剛性は破壊モーメントの求める図から計算することができる。

破壊時の回転ひずみ角を  $\theta_B$  とすれば、

$$\theta_B = \theta p + \frac{\epsilon_{ou}}{x}$$

$\epsilon_{ou}$  はコンクリートによつても多少異なるが、ほぼコンクリート強度に関係なく  $3,500 \times 10^{-6}$  位であるとされている。

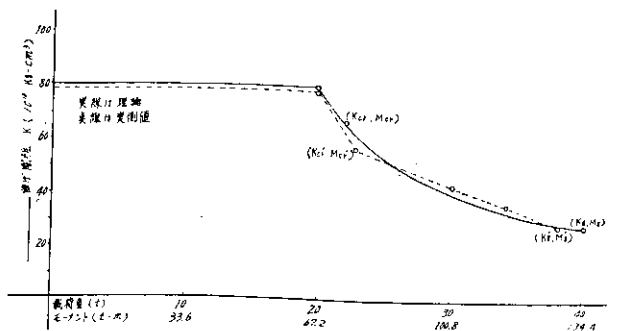


図-17

\* $a, \beta$  と強度との関係は坂 静雄, 岡田 清, 六車 照三氏のプレストレスコンクリートを参照するとよい。

よつて  $\theta_B = 465 \times 10^{-6}$   $K_B = 270,040 \times 10^{-6} (\text{kg/cm}^2)$

ひびわれより破壊までの中間はすべてパラボラとして求めた。

## (2) 考察

a) ひびわれモーメントを計算する仮定において、弾性理論と塑性理論を比較した場合、どちらも同程度の近似値をうるので仮定が多く、また計算が困難な塑性理論よりも簡単な弾性理論の方が実用的である。

この計算では破壊曲げ剛性の変化を求めるために塑性理論を用いた。

b) ひびわれ破壊のモーメントの計算は実験値と近似的に致しているものと思われる。

c) 破壊荷重の理論上と実測上の相違については、 $\alpha$ 、 $\beta$  および緊張材の増加量などの数値の取り方によるものと思われる。

## II-d-5 たわみ

### (1) 計算

たわみの計算は一般に弾性域の範囲では  $E_i$  はほぼ一定と考えているが、これを越えた場合すなわち塑性域では  $E_i$  は減少するので正確に知ることは非常に困難である。この計算については破壊曲げ剛性の変化よりたわみを求めることにした。

表-17 たわみの数値計算

荷重	たわみ	荷重	たわみ	荷重	たわみ	荷重	たわみ
(t)	(cm)						
6	0.34	14	0.79	22	1.42	30	3.23
8	0.45	16	0.91	24	1.71	32	—
10	0.51	18	1.01	26	—	34	—
12	0.68	20	1.21	28	—	36	5.23

### (2) 考察

たわみ荷重曲線についてフックの法則と考えられる付近では非常によく一致するが、塑性域についてはひびわれの開口および緊張材のすべりなどで理論値とは多少異なるようである。

表-18 実測結果

荷重	たわみ	荷重	たわみ	荷重	たわみ	荷重	たわみ
(t)	(cm)						
6	0.35	14	0.80	22	—	30	2.81
8	—	16	—	24	1.78	32	—
10	0.50	18	1.10	26	—	34	4.03
12	—	20	1.30	28	—	36	5.97

## III 結論

この実験はまえがきにも書いてあるように、主に導入応力の摩擦損失係数の決定に関するものである。そして

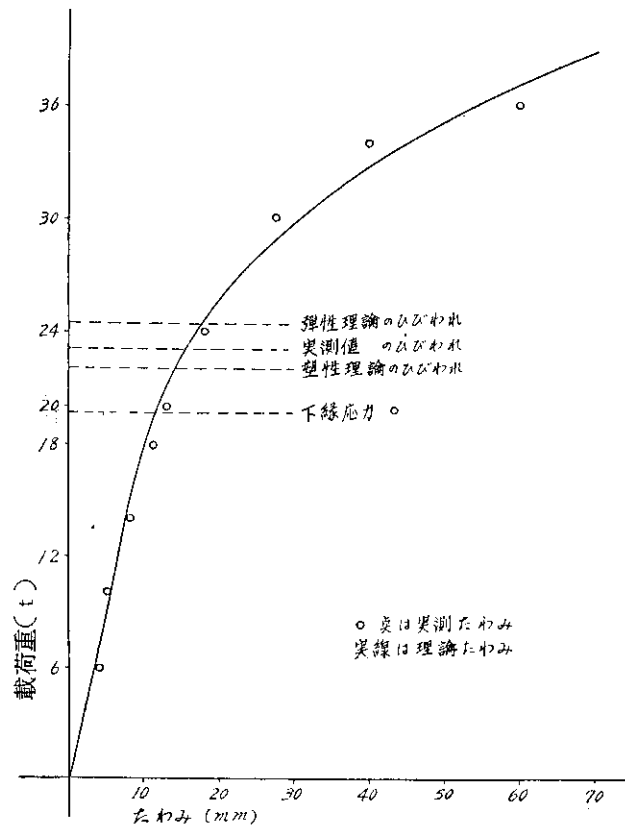


図-18

導入応力が振動あるいは載荷重に対していかなる諸数値を与えるか調べたものである。

測定値に関しては考察に述べてあるので、ここでは確認されたもののみ述べることにする。

### 1. 摩擦損失係数に関して

$$0.19 \leq \mu \leq 0.26$$

$$0.0011 \leq \lambda \leq 0.0051$$

### 2. 振動に関して

a) この実験ゲタは普通橋梁に比して振動数が大きかった。

b) プレストレス力は振動に対してほとんど影響がなかった。

### 3. 載荷重実験に関して

下縁にひびわれが入っても中立軸の位置は急激に変化しない。

### 4. グラウトの付着に関して

グラウトを行なつた状態で BBRV 工法の PC 鋼線頭部を切断して付着試験を行なつた結果、固定端部で 11 本 PC 鋼線の中で 4 本が  $20 \text{ kg/mm}^2$  程度減じ、残り 7 本が 1 週間後に  $7 \text{ kg/mm}^2$  程度弾性変形あるいはクリープによつて減じ、1.5m ケタ方向に沿つたところではまったく影響がなかった。



後 記

この実験に当たり、試験ゲタの設計および施工は北海道PSコンクリート株式会社が行なつたものである。

参 考 文 献

坂 静雄 }  
岡田 清 } 3氏のプレストレストコンクリート  
六車 照 }  
猪股 俊司 プレストレストコンクリートの設計及び  
施工

近藤 泰夫 コンクリートハンドブック  
坂 静雄  
最上 武雄 応用力学  
木原 博 塑性設計法  
萩原 尊礼 振動測定  
谷口 市松訳 テモシエンコ 工業振動学  
奥村 敏恵 訳 テンプル 応用振動論  
藤野 興利 訳 ビクレ

試験所ニュース

37年度の業務紹介

草地開発試験着々軌道に乗る

土壤保全研究室

農業部門を担当する土壤保全研究室（佐藤室長）は、本道の未開発地の農地化の悪条件克服を使命とする土壤保全を如何に進めるか多方面から検討してきている。土壤侵食防止、地力の維持保全など現地調査を主に試験研究を行なう一方、関心の高まっている草地開発試験も圃場設備を完了してデータ集収が着々行なわれている。

37年度の実施を項目別に述べると……

(1) 人工降雨による土壤侵蝕試験

36年度は施設の一部手直し作業のため、十分な実験ができなかつたが、37年度は7月、8月にわたつて本格的な実験をすることになつている。5月からは自記雨量計により、自然の降雨を観測しており、自然降雨による流出機構も併わせて調査中である。

(2) 地下水位調節試験

泥炭地における草生試験の結果から、牧草は外の作物に比較して、より多量の水分を必要とすることがわかり重粘地についても同様のことが推定されるので、小向、雄武、幌延地区の土壤を供試料として所内において、地下水位調節による土壤水分の調節方式をとつたポット試験を実施中である。

(3) 土壤保全に関する現地試験

天塩郡幌延町において、35年度より試験調査を実施しているが、37年度も継続して試験を実施している。試験項目は次のとおりである。

- イ 草地造成方式に関する試験（継続）
- ロ 荒廃草地の更新に関する試験（継続）
- ハ 土壤侵蝕基礎試験（継続）
- ニ 小流域における降雨の流出機構試験（継続）
- ホ 土層改良試験（新規）
- ヘ 施肥基準に関する試験（新規）

(4) 農地開発に伴う土壤調査

農地を改良するにあつて、各種建設事業計画ならびに土地利用計画の基礎資料とするため、36年度に引続き

次の各地区につき土壤調査を実施している。

陸別、南富占冠、留萌中部、

(5) 特殊土壤農地化調査に伴う土壤ならびに牧草分析

サロベツ泥炭地、釧路泥炭地、白老火山灰地にそれぞれ特殊土壤を農地化するための草生改良試験が実施されているが、これら試験地土壤と牧草の経年変化を解明するため、各試料についての分析実験を実施している。

(6) 重粘地構造分類調査

重粘地における土地改良方式に関する試験が小向と雄武地区で実施され、合理的な方式のめどがついているがこれらの方式の適用範囲を決定する基礎資料として、オホーツク海沿岸重粘地帯の土壤学的、地質学的構造分類調査を実施中である。

(7) 水温上昇に関する調査

灌漑用水の水温上昇施設として、各地に温水溜池または広巾温水路が設置されているが、用水期間中における水温上昇機能を調査するため、次の各地区において観測を実施中である。

美瑛、三和（継続地区）

旭、忠栄（新規地区）

(8) 土地改良調査計画地区の土壤調査

土地改良事業計画樹立の参考資料とするため、次の各地区において、土性調査ならびに客土用土調査を実施中である。

鹿追……土性調査

千才川…客土用土調査