

近畿高速自動車道における ベンドアップ桁の設計と施工について

橋 本 成 一 郎*
伊 藤 敬**
小 林 峰 夫***

1. はじめに

ベンドアップ工法は周知のごとく従来のプレ桁と異なり鋼線を桁端に向け曲げ上げて配置するものであり、プレ桁の長大化を考える場合は不可欠な工法であるが、これを施工するには特別な装置を必要とするため、あるいは大型の工場製品があまり省みられなかったのが相まってその開発が遅れていたように思われる。

昨年日本道路公団大阪支社で施工された近畿自動車道において今回施工分吹田～門真町間 11 km のうち 3.5 km の PC 区間では大半が標準径間長 20 m 前後の工場製品であり、これのプレストレス導入方式はフレッシュ工法の $\phi 7$ mm ケーブルを 1 本加えたプレポス併用方式であったが、弊社で施工した 16 径間の内 1 径間 (P_{18~19}) についてはこれをベントアップ工法で製作したのでここにその設計、施工、試験などについて報告する。

得た。これに対し PC 鋼線は 7 本よりストランドワイヤー $\phi 10.8$ mm を 12 本, $\phi 12.4$ mm を 10 本使用し、これらの配置を図-2 に示すごとく決めた。プレストレ

図-1 桁 配 置 図

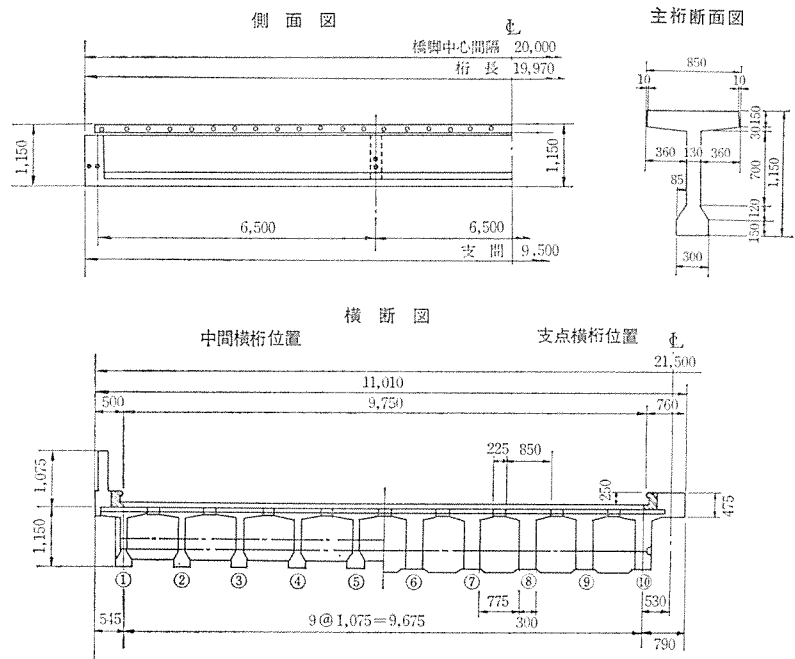


表-1 荷重による曲げ応力度

荷 重	曲げモーメント $\times 10^5 \text{ kg}\cdot\text{cm}$	断面係数 $\times 10^5 \text{ cm}^3$	曲げ応力度 (kg/cm^2)	
			桁上縁	桁下縁
主桁自重	$M_{d0}=36.12$	$z_0'=1.091$ $z_0=0.670$	33.1	-53.9
			現場打ちコンクリート	$M_{d1}=3.50$
上部構造物	$M_{d2}=11.22$	$z_e'=1.167$ $z_e=0.679$	9.6	-16.5
舗 装	$M_{d3}=7.81$	$z_e'=1.167$ $z_e=0.679$	6.7	-11.5
活 荷 重	$M_l=52.78$	$z_e'=1.167$ $z_e=0.679$	45.2	-77.7
合 計			97.8	-164.8

2. 設 計

(1) 設計条件

- 橋 長 : 20.000 m (橋脚中心間距離)
- 桁 長 : 19.970 m
- 支 間 : 19.500 m
- 幅 員 : 有効幅員 9.750 m, 総幅員 11.010 m
- 荷 重 : T-20 (床版), L-20 (主桁, 横桁)

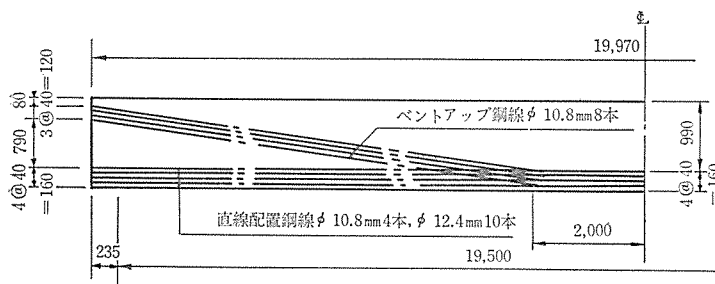
(2) 設計概要

a) 曲げ応力度およびプレストレス 図-1 に示

すごとき桁配置ならびに桁断面につき、耳桁に関する断面力を算定しこれに対する曲げ応力度を求め、表-1 を

* オリエンタルコンクリート株式会社 大阪支店副支店長
** " " 岡山工場長
*** " " 大阪支店設計課長

図-2 鋼線配置図



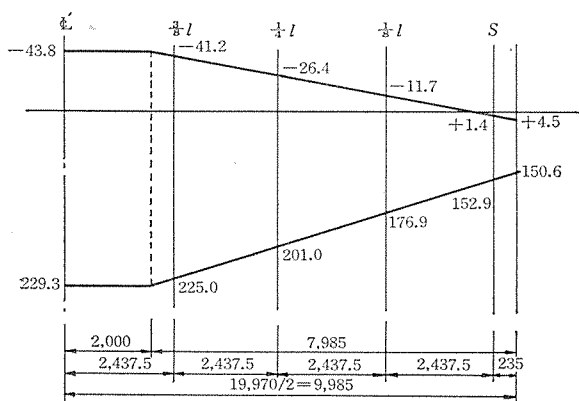
スは鋼線の初期緊張力を $\sigma_{pi}=120 \text{ kg/mm}^2$ とし、これより初期の鋼線レラクセーション損失(3%) 3.6 kg/mm^2 、導入時コンクリートの弾性変形による損失 13.4 kg/mm^2 を差し引いて、支間中央における導入直後の鋼線応力度は、

$$\sigma_{pt} = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_r - \Delta\sigma_e = 120 - 3.6 - 13.4 = 103.0 \text{ kg/mm}^2$$

さらにコンクリートのクリープ、乾燥収縮度による損失量(諸係数 $\varphi=3.6, \epsilon_s=35 \times 10^{-5}$) 23.9 kg/mm^2 、その後の鋼線レラクセーション損失(4%) 4.1 kg/mm^2 を考慮し、最終の有効鋼線緊張力は

$$\sigma_{pe} = \sigma_{pt} - \Delta\sigma_\varphi - \Delta\sigma_r = 103.0 - 23.9 - 4.1$$

図-3 導入直後のプレストレスの分布



$$= 75.0 \text{ kg/mm}^2$$

また有効係数は

$$\eta = \frac{\sigma_{pe}}{\sigma_{pt}} = \frac{75.0}{103.0} = 0.728$$

となり、従って桁に与えられるプレストレスは、導入直後および設計荷重作用時でそれぞれ

$$\sigma_{ct}' = \frac{P_t}{A} \pm \frac{P_t \cdot e_p}{W'} = \frac{182580}{3040}$$

$$\mp \frac{182580 \times 62.08}{109100} = \begin{matrix} -43.8 \text{ kg/cm}^2 \\ 229.3 \text{ "} \end{matrix}$$

$$\sigma_{ce}' = \eta \times \frac{\sigma_{ct}'}{\sigma_{ct}} = 0.728 \times \frac{-43.8}{229.3} = \begin{matrix} -31.9 \text{ kg/cm}^2 \\ 166.9 \text{ "} \end{matrix}$$

また桁端断面では鋼線位置が図-2に示す位置に変化するので、ここでのプレストレスは、

$$\sigma_{ct}' = \frac{182580}{3040} \mp \frac{182580 \times 33.21}{109100} = \begin{matrix} 4.5 \text{ kg/cm}^2 \\ 150.6 \text{ "} \end{matrix}$$

$$\sigma_{ce}' = \eta \times \frac{\sigma_{ct}'}{\sigma_{ct}} = 0.728 \times \frac{4.5}{150.6} = \begin{matrix} 1.0 \text{ kg/cm}^2 \\ 111.3 \text{ "} \end{matrix}$$

$$\text{ただし } P_t = \sum A_p \times \sigma_{pt} = (92.9 \times 10 + 70.3 \times 12) \times 103.0 = 182580 \text{ kg}$$

となる。任意断面については図-2に示すごとく、鋼線の一部がその位置を桁端に向け直線状に変化させているので、これに伴いプレストレスも直線状に変化し、これらの状態を図示したものが図-3である。各チェック断面の設計荷重との合成応力度は表-2に示すごとく、いずれも許容値を満足するものであった。

b) せん断力および斜引張応力度 荷重によるせん断力は表-3に示すごとくであり、これと鋼線緊張力の垂直分力とを合成しさらに桁断面の有する抵抗せん断力とを対比したものが図-4である。これより支点付近において合成せん断力が抵抗せん断力を越えるところがあり斜引張応力度の検討を行なったが、設計荷重、破

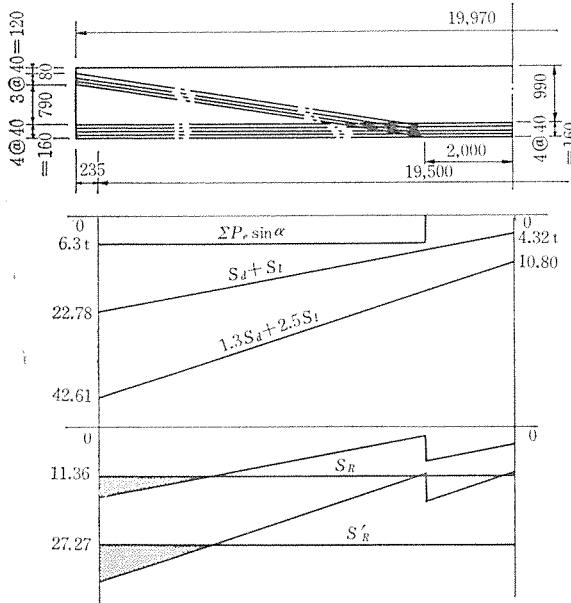
表-2 合成応力度表

		支間中央	$\frac{3}{8}l$	$\frac{1}{4}l$	$\frac{1}{8}l$	支 点	
プレストレス	導入直後	上 緑	-43.8	-41.2	-26.4	-11.7	1.4
		下 緑	229.3	225.0	201.0	176.9	152.9
	有 効	上 緑	-31.9	-30.0	-19.2	-8.5	1.0
		下 緑	166.9	163.8	146.3	128.8	111.3
曲げ応力度	桁 自 重	上 緑	33.1	31.0	24.8	14.5	0
		下 緑	-53.9	-50.5	-40.4	-23.6	0
	設 計 荷 重	上 緑	97.8	91.7	73.4	42.8	0
		下 緑	-164.8	-154.5	-123.6	-72.1	0
合成応力度	導入直後	上 緑	-10.7	-10.2	-1.6	2.8	1.4
		下 緑	175.4	174.5	160.6	153.3	152.9
	設 計 荷 重 時	上 緑	65.9	61.7	54.2	34.3	1.0
		下 緑	2.1	9.3	22.7	56.7	111.3

表-3 荷重によるせん断力

荷 重	せん断力 (t)	
	支 点	中 央
主 桁 自 重	7.41	0
現場打ちコンクリート	0.64	0
上 部 構 造 物	2.30	0
舗 装	1.60	0
活 荷 重	10.83	4.32
合 計	22.78	4.32

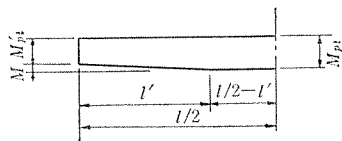
図-4 合成せん断力図



壊荷重いづれの作用時においても許容値を満足し、スターラップは計算上必要ないとの結果を得た。

c) たわみ プレストレスによるわみは、プレストレストモーメントの分布が図-5のごとくなるので、

図-5 プレストレス モーメントの分布



算定式は、

$$\delta_p = \frac{M_{pt} l^2}{8 EI} + \frac{Ml^2}{8 EI} - \frac{Ml'^2}{6 EI}$$

を用い、また他の荷重によるものは $\delta = \frac{5 Ml^2}{48 EI}$ を用いてそれぞれ計算し、さらにクリープによるたわみ量の変化を中埋めコンクリート打設時材令 90 日、橋面工完成時材令 120 日と仮定して算定し、それらの結果を表-4にまとめた。

なお、プレ桁では桁の反り上がりを桁で補正できないので公団の指示により床状厚を変化させてこれに対処した。すなわち、死荷重作用時の無限大材令時における反

表-4 たわみ集計表

たわみを計算する時期	計 算 式	δ (mm)
プレストレス導入直後	$\delta_1 = \delta_{d0} + \delta_{pt}$ $= 8.5 - 29.1 = -20.6$	-20.6
$t=90$ 日におけるたわみ	$\delta_2 = \delta_1 + \delta_{ct} = 0 \sim 90$ $= -20.6 - 44.5 = -65.1$	-65.1
場所打ちコンクリート打設直後	$\delta_3 = \delta_2 - \delta_{d1}$ $= -65.1 + 0.7 = -64.4$	-64.4
$t=120$ 日におけるたわみ	$\delta_4 = \delta_3 + \delta_{ct} = 90 \sim 120$ $= -64.4 - 2.8 = -67.2$	-67.2
上部死荷重作用時	$\delta_5 = \delta_4 + \delta_d$ $= -67.2 + 3.9 = -63.3$	-63.3
$t=\infty$ におけるたわみ	$\delta_6 = \delta_5 + \delta_{ct} = 120 \sim \infty$ $= -63.3 - 10.3 = -73.6$	-73.6
活荷重作用時	$\delta_7 = \delta_6 + \delta_l$ $= -73.6 + 10.6 = -63.0$	-63.0

り上がり量 73.6 mm の約 60% の 45 mm を桁端部床版で厚くし、支間中央との間を曲線変化させ、桁上面は無敵大材令時においてほぼ水平となるよう配慮した。

以上、本橋に限り他のプレ桁と比べ設計上異なる点のみについて述べたが、他の設計内容については何ら異なるところはない。以上のようにして決った桁の構造図を図-6に示した。

3. 施 工

バンドアップ桁は従来のプレストレス桁に比べ、鋼線の配置、緊張方法が異なるのみで他の施工に関しては、ほとんど変わるところはない。弊社で採用している鋼線の緊張方法は、鋼線を桁の支間中央すなわち設計断面で決まる位置に配置し、しかるのちに桁端付近を上方に引き揚げ所定の鋼線形状とする方法を採用している。これには鋼線曲げ上げ始点において、鋼線が屈曲することによる上揚力を押える保持装置と、桁端付近で鋼線を上方に揚げる引揚げ装置とが必要になってくる。さらに鋼線は同時緊張方式を採用しているため、緊張力管理をいかにするかなどの問題が起こってくる。以下これら緊張係数に重点をおき、弊社岡山工場で行なった製作手順に従って桁製作概要につき説明する。

(1) バンドアップ工法の手順

a) ロングライン中の桁配列の設定 バンドアップ工法では曲げ鋼線はその配置形状を変化させて緊張力を与えるため、ロングライン中の桁の配列が問題となってくる。岡山工場ではロングラインの有効長 65 m に対して各種装置の関係も勘案して図-7に示すごとく3本の桁を並べた。

b) 鋼線長さの算定ならびに切り揃え 図-7にて決まる桁配置につき、これの鋼線長を計算する。最終緊張時における鋼線の長さは図-7より

図-6 主 桁 構 造 図

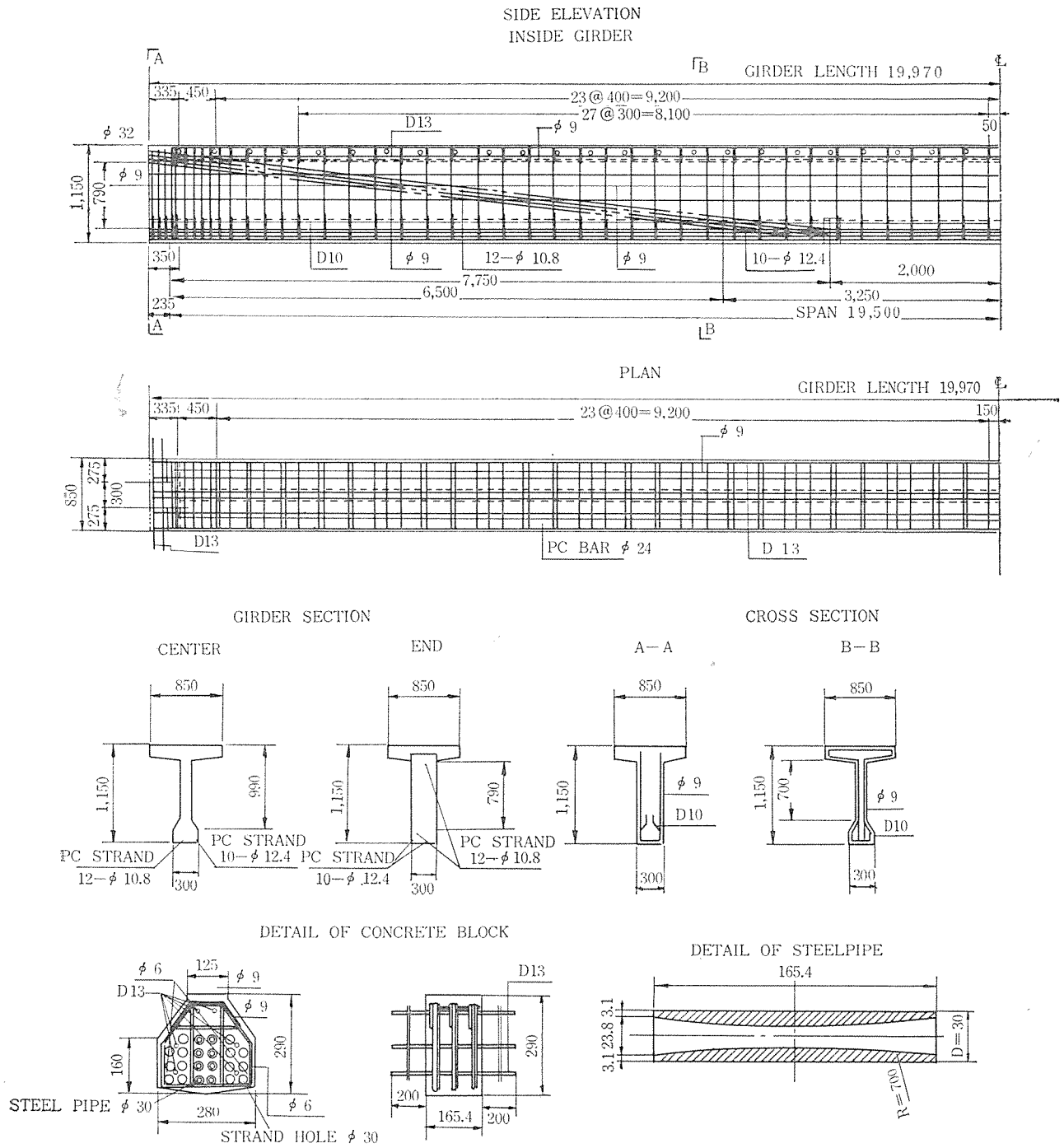
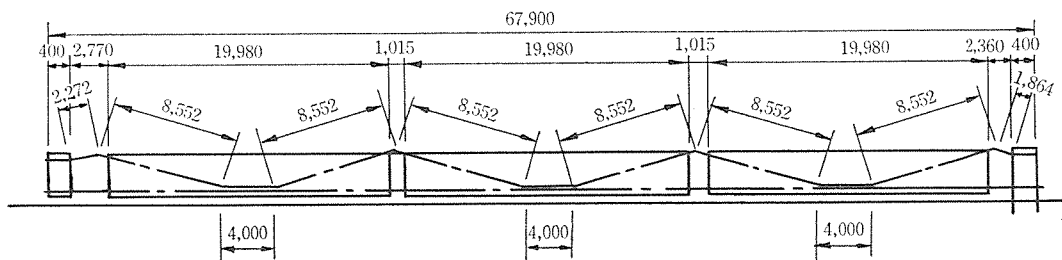


図-7 桁の配列ならびに鋼線の形状



直線状配置鋼線長 $l_S = 67.900 \text{ m}$

曲線状配置鋼線長 $l_B = 68.252 \text{ m}$

鋼線に与える初期緊張力は蒸気養生の影響を考慮して、 $\sigma_{pi} = 126.5 \text{ kg/mm}^2$ で緊張するため、これによる伸びを加えて鋼線の切断長 L_S, L_B を次のように決める。

$$L_S = \frac{l_S}{1 + \frac{\sigma_{pi}}{E_p}} = \frac{67\,900}{1 + \frac{126.5}{19\,700}} = 67.467 \text{ m}$$

$$L_B = \frac{l_B}{1 + \frac{\sigma_{pi}}{E_p}} = \frac{68\,252}{1 + \frac{126.5}{19\,700}} = 67.817 \text{ m}$$

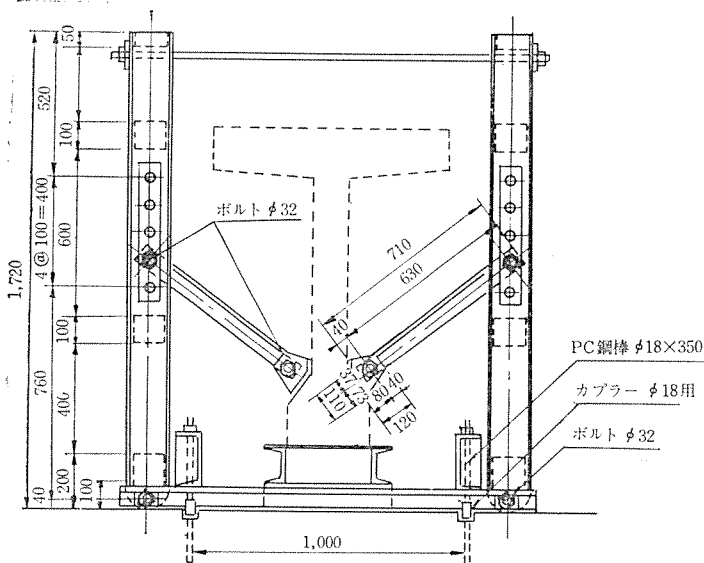
ただし鋼線の弾性係数 $E_p = 19\,700 \text{ kg/mm}^2$ を用いた。実際にはこれらの長さに着用チャックの長さを加算してそれぞれ切り揃えた。

c) 装置の設置 ベンドアップする鋼線の屈曲点に保持装置ならびに引揚げ装置を設置する。

ここで、両装置について概要を説明する。

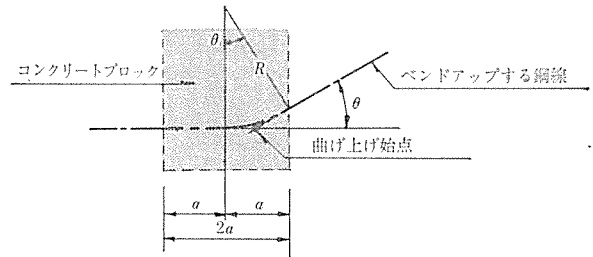
1) 保持装置：保持装置は鋼線の屈曲による上方分力を押えるための装置であり、その構造を図-8に示す。これは、諸外国の文献にみるように鋼線を保持する金物が底型わくを貫通してそのアンカーをとるのではなく、鋼線がこの部分に埋め込まれるコンクリートブロックを貫通しており、鋼線の屈曲による上揚力がまずこのブロックを介して型わくに伝えられ、この型わくをアバット地中ばりにあらかじめ埋め込まれたアンカーボルトで緊結された門構で押える構造となっている。さらに、このコンクリートブロックには鋼線を通す铸铁管を埋め込んであり、この内面には鋼線素線径の200倍の半径を有する曲面が持たせてある。したがって、このブロックの大きさは鋼線素線径および曲げ上げ角度によって異なるわけで図-9に示すようにして求める。

図-8 保 持 装 置



2) 引揚げ装置：引揚げ装置は桁端付近にてベンドアップする鋼線を所定の高さに引揚げる装置でその構造を図-10に示す。これらの操作は揚程が約1m程度必要なことから、普通のジャッキはストロークの関係で何回も盛り替えることになり、かなりの時間を浪費するため、リフトスラブで使用したクライミングジャッキを2台用いることにした。

図-9 コンクリート ブロックの大きさ



- R : 曲げ上げ半径 = 200 d
- d : ストランドの素線径
- θ : 鋼線の曲げ上げ角
- a : コンクリートブロック幅の半分 = R · sin θ

図-10 引 揚 げ 装 置

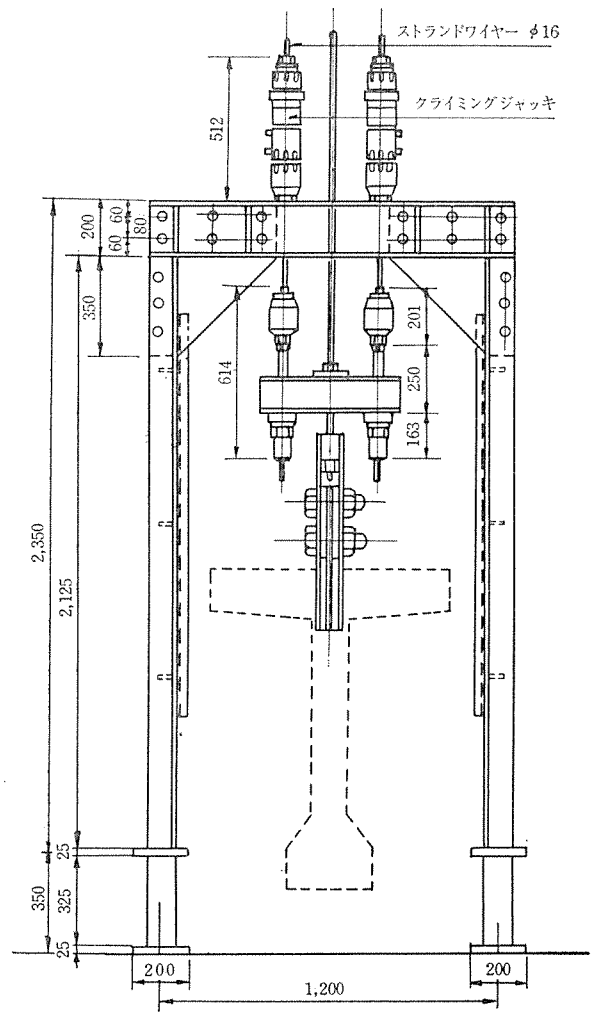
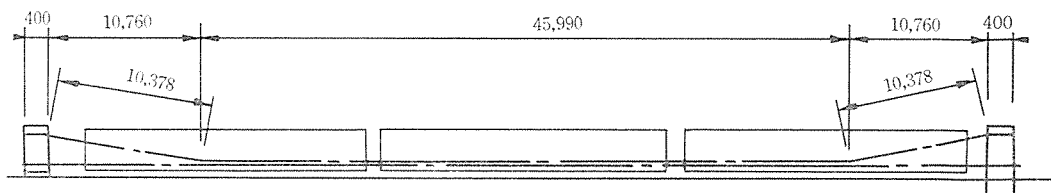


図-11 直線配置鋼線緊張後の形状



d) 鋼線の配置および直線配置鋼線の緊張 各装置を所定位置に設置し、切り揃えられた鋼線を配置する。このとき引揚げ装置の鋼線吊上げ金具は、アバット定着部とこれに隣接する保持装置のブロック位置を直線で結んだ線上およびロングライン中最外方ブロック間を直線で結んだ線を妨げない位置に配置した。すなわち、直線鋼線を緊張したのちの鋼線の形状が 図-11 となることを前提として緊張計算を行なう。直線配置鋼線の緊張は 200 t ジャッキにてアバット緊張端側にて 同時緊張を行なう。この際的全緊張力は緊張完了時ベンドアップ鋼線の形状が関連して次のようになる。

図-11 におけるベンドアップ鋼線の長さ

$$l_{B'} = 67.955 \text{ m}$$

よる形状になったため鋼線に与えられる緊張力

$$\Delta\sigma_{pi} = \frac{l_{B'} - L_B}{L_B} \times E_p = \frac{67.955 - 67.817}{67.817} \times 19.700 = 41.2 \text{ kg/mm}^2$$

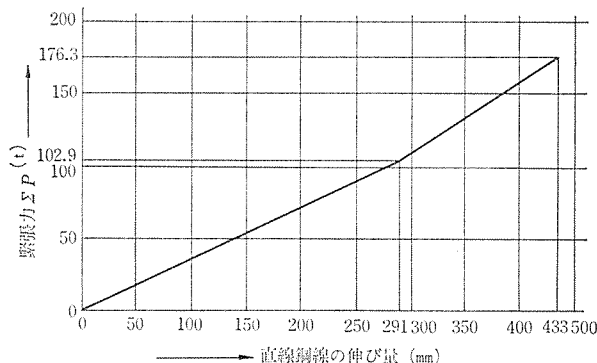
直線配置鋼線の緊張力 $\sigma_{pi} = 126.5 \text{ kg/mm}^2$

したがって、アバット緊張端にて操作する全緊張力は

$$\Sigma P_i = \Sigma A_p \times \sigma_{pi} = (4 \times 70.3 + 10 \times 92.9) \times 126.5 + 8 \times 70.3 \times 41.3 = 176,317 \text{ kg}$$

となる。なおこのときの直線配置鋼線の伸びは $\Delta l = 433 \text{ mm}$ であり全緊張力と鋼線伸びとの関係は 図-12 のようになる。

図-12 直線鋼線の緊張力と伸びの関係



e) ベンドアップ操作 直線配置鋼線の緊張が終了すると桁端面に設置された引揚げ装置によって、ベンドアップ操作を行なう。これは前述のごとくクライミングジャッキを各引揚げ装置に 2 台ずつ配置し、これらの

操作は送油管をロングライン全長に渡り設置しポンプ 1 台による一斉操作により行なう。なお個々のジャッキ間の揚程差はジャッキについているストローク調整ねじで行ない、各ジャッキがほぼ同じ高さで昇るよう調整しながら操作した。このクライミングジャッキの最大揚程は 5 cm で、これを 5 秒間隔でくり返し行なうので全揚程 1.1 m を引き上げるのに 10~20 分を要した。

f) 緊張力の確認 すでに緊張された PC 鋼線がどれほどの力で緊張されているかを測定する方法は今までその必要性に乏しく考えられなかったが、今回のごとき鋼線配置の形状を変化させて緊張力を与えるような場合は当然これをチェックする方法を考えねばならない。この結果、所定緊張力が得られていない場合は、この原因は鋼線切り揃えのミスかあるいは緊張時チャックにおけるスリップによるもので緊張作業をやり直さねばならない。緊張力測定方法は一定支間で支持された鋼線に振動を与え、これの振動数を測定することにより求めた。すなわち一定支間 l で支えられる線密度 γ なる線材を、 T なる力で緊張しこれに振動を与えるならば、この線材に生ずる振動数 f は、

$$f = \frac{1}{2l} \sqrt{\frac{T \cdot g}{\gamma}}$$

で与えられる。ただし、ここに g は重力加速度である。したがって振動数 f を測定すれば緊張力 T が逆に計算できるわけである。実際には緊張された鋼線を 2 m で支持し、これに振動を与えその振動数をオシロスコープを用いて測定した。所定緊張力が与えられたときの計算上の振動数は、

$$\phi 10.8 \text{ mm に対し } T = \sigma_{pi} \times A_p = 126.5 \times 70.3 = 8893 \text{ kg}$$

$$\therefore f = \frac{1}{2 \times 200} \sqrt{\frac{8893 \times 980}{0.005551}} = 99.1 \div 99\text{-sec}$$

$$\phi 12.4 \text{ mm に対し } T = \sigma_{pi} \times A_p = 126.5 \times 92.9 = 11752 \text{ kg}$$

$$\therefore f = \frac{1}{2 \times 200} \sqrt{\frac{11752 \times 980}{0.007352}} = 98.9 \div 99\text{-sec}$$

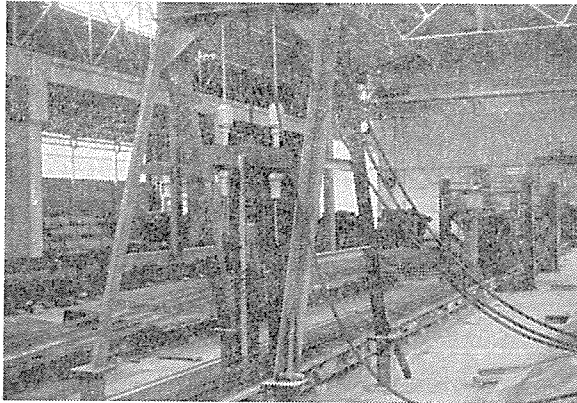
である。ところが実際に施工されたものは当然誤差を含むのでこの限界を次のように考えた。すなわち JIS で決められる緊張力誤差は $\pm 5\%$ であるので、上式で振動数と緊張力との関係が 2 次関数であることから、測定

され5振動数の誤差が±2.5%以内に入っておれば所定緊張力で施工されたものと判定した。実際に測定した結果の一例を表-5に示した。このようにして鋼線の緊張作業を終了した。

表-5 振動数測定結果

振動数	99	99	100	100	100	99	100	100	99	101
-----	----	----	-----	-----	-----	----	-----	-----	----	-----

写真-1 緊張完了時の鋼線配置状況



(2) 型わく建込みならびにコンクリートの打設
緊張作業が終了後、型わくを建て込みコンクリートを打設する。

コンクリートの示方配合はスランプ 0~3 cm の条件で表-6に示したものを採用した。なお、これに採用した材料はセメントが小野田早強セメント、骨材は細骨材が旭川産、粗骨材が御津町砕石であり、これらの諸性質を表-7に示した。

表-6 コンクリートの示方配合

品 種	単 位	
セメント	kg	455
水	〃	164
W/C	%	36
S/A	〃	36
S	kg	627
G	〃	1133
ポゾリス #5L	〃	1.14

表-7 使用骨材の諸性質

種 別	比 重	吸 水 量 24 h. %	単 位 容 積 重 量 t/m ³	通 過 率 (%)					F.M.		
				30~20	20~15	15~10	10~5	5~			
粗骨材	2.66	0.65	1571	3	22	14	28	3	6.69		
種 別	比 重	吸 水 量 24 h. %	単 位 容 積 重 量 t/m ³	通 過 率 (%)						F.M.	
				~5	5~2.5	2.5~1.2	1.2~0.6	0.6~0.3	0.3~0.15		0.15~
細骨材	2.59	1.37	1596	1	10	21	28	28	11	1	2.91

(3) 養 生

コンクリートの養生には蒸気養生を用いた。

(4) プレストレスの導入

材令1日でプレストレスの導入を行なった。導入方法もベンドアップのための装置の解放という作業が入るだけで他は従来のものと何ら異なることなく施工した。

(5) 工 程

以上述べたような作業をくり返しロングライン1列3本の割合で9回転し合計27本の桁を図-13のごとき工程で製作した。

図-13 桁製作工程表

月	7				8											
	20	25	26	31	1	5	6	10	11	15	16	20	21	25	26	31
					EN	EN	EN	EN	EN	EN	EN	EN	EN	EN	EN	EN

凡例: EN プレストレス導入
 コンクリート打設
 鋼線緊張

4. 曲げ破壊試験

前述のごとく製作した桁のうち1本について曲げ破壊試験を行なったので、これについて以下概要を述べる。

(1) 試験計画

図-14に示すごとき載荷装置を使用し2点集中対称荷重として曲げ破壊試験を行ない、ベンドアップ桁の構造上の問題点、特に弊社にて使用している鋼線曲げ上げ

写真-2 載荷試験場全景

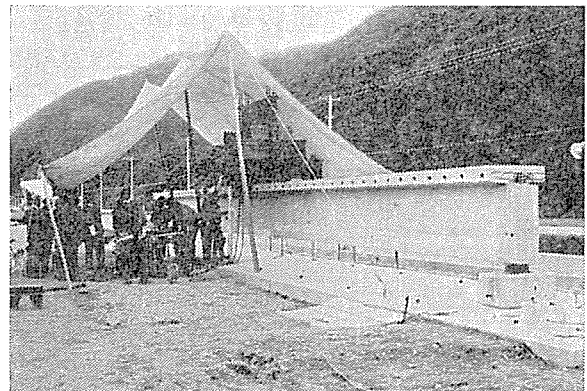
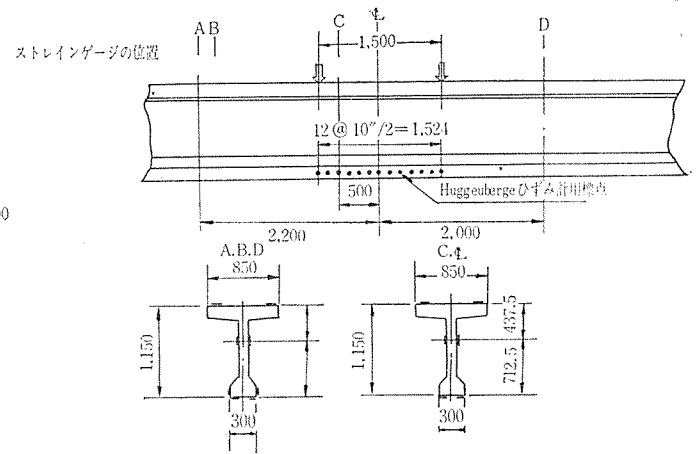
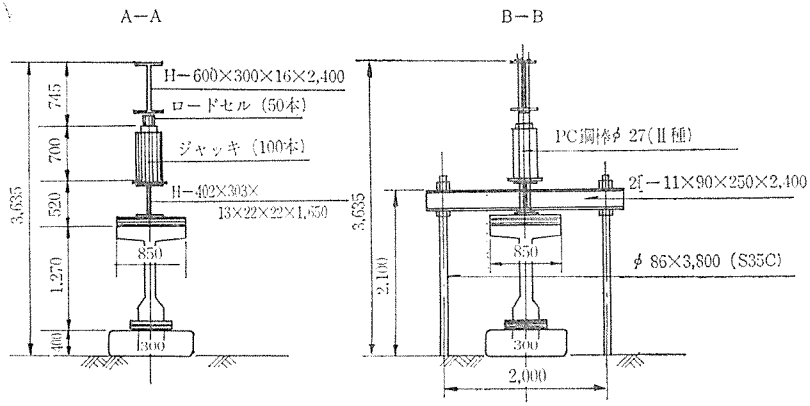
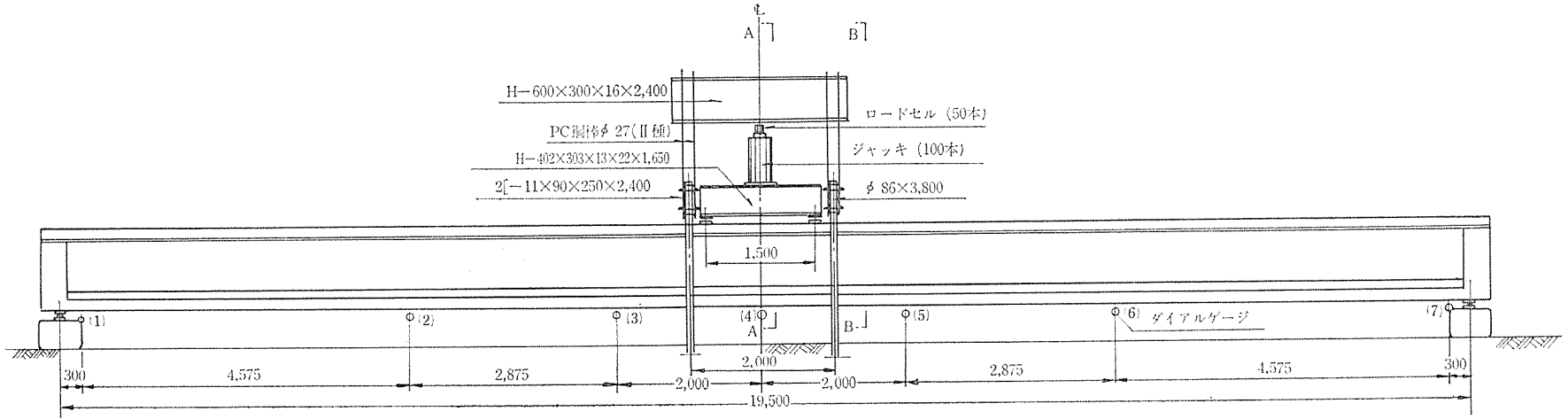


図-14 載荷試験装置ならびにゲージ位置



始点に埋め込まれたコンクリートブロック付近の応力状態、さらには桁としての挙動あるいは破壊耐力等を総合的に確認した。測定内容は図-14 に示すごとく、ダイヤルゲージによるたわみ測定、ストレインゲージによるひずみ測定、フーゲンベルガーひずみ計によるひびわれ幅の測定、あるいはひびわれ発生荷重ならびに、再びひびわれ発生荷重より、コンクリートの曲げ引張強度の推定、有効プレストレスの推定、破壊状況の観察等である。

(2) 供試体の性質

1) 材 令：8月26日にコンクリートを打設した桁で試験時材令は44日であった。

2) コンクリート強度：供試体と同一バッチより採取したコンクリート標準供試体の強度は表-8 に示すごとくである。

3) 供試体の応力状態：載荷試験当日桁の応力状態は

表-8 コンクリートの諸性質

圧縮強度 kg/cm ²			弾性係数 E ₄₄ kg/cm ²	引張強さ係数 σ _{t44} kg/cm ²
プレ導入時 σ ₁	σ ₂₈	σ ₄₄		
422	516	552	379 000	42.9
412	554	535	400 000	44.0
410	502	557	404 000	37.1
415	524	548	394 000	41.3

注：供試体の養生はプレ導入時用のものを別として、他はすべて放置養生である。

材令の影響を考慮して次のごとくなる。

$$\text{導入直後の鋼線応力度 } \sigma_{pt} = 103.0 \text{ kg/mm}^2$$

材令44日に至るまでに生じたクリープおよび乾燥収縮による応力損失（クリープ係数の進行度はCEBより0.5とした）

$$\Delta\sigma_c = 15.1 \text{ kg/mm}^2$$

鋼線のレラクセーションによる損失量

$$\Delta\sigma_r = 4.1 \text{ kg/mm}^2$$

したがって、載荷試験当日の鋼線有効緊張力は

$$\begin{aligned} \sigma_{pe} &= \sigma_{pt} - \Delta\sigma_c - \Delta\sigma_r = 103.0 - 15.1 - 4.1 \\ &= 83.8 \text{ kg/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{有効係数 } \eta = \frac{\sigma_{pe}}{\sigma_{pt}} = \frac{83.8}{103.0} = 0.814$$

となり、桁に与えられているプレストレスは

$$\begin{aligned} \sigma_{ce}' &= \eta \times \sigma_{ct}' = 0.814 \times \frac{-43.8}{229.3} = \frac{-35.7}{186.7} \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

したがって、桁自重応力と合成して桁の持つ応力状態は

$$\begin{aligned} \sigma_{ce}' + \sigma_{d0}' &= \frac{-35.7}{186.7} + \frac{33.1}{-53.9} = \frac{-2.6}{132.8} \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

である。

(3) 載荷行程

載荷行程は表-9 に示すごとく I~IV 行程として、これに該当する荷重は上記応力状態と載荷装置の関係から次のごとくであった。

図-15 荷重-ひずみ度曲線（第III行程、初きれつ発生まで）

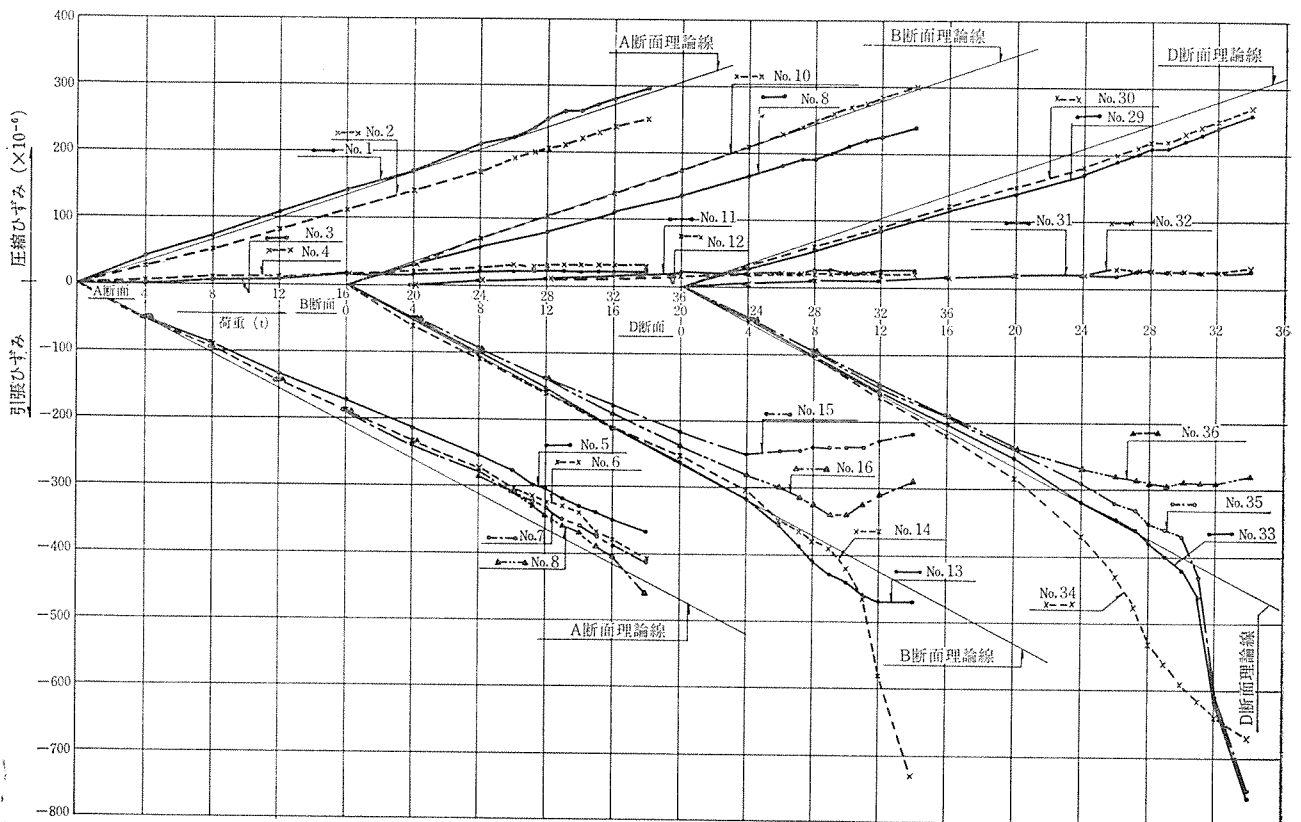


表-9 載 荷 行 程

行程	荷 重 段 階
I	0 4 8 12-16 19.6 設計荷重相当行程
II	0 4 8 12-16 19.6 " "
III	0 4 8 12 16 20 24 26-27.2-28 初きれつ発生行程
IV	8 16 18 19 20 21 22 再きれつ確認 されつ進展状況測定
V	破壊

設計荷重相当 (下縁合成応力度 0 kg/cm^2)

$$2P = 19.6 \text{ t}$$

ひびわれ発生予想荷重 (下縁合成応力度 -50 kg/cm^2)

$$2P = 27.2 \text{ t}$$

破壊予想荷重

$$2P = 71.1 \text{ t}$$

(4) 試験結果

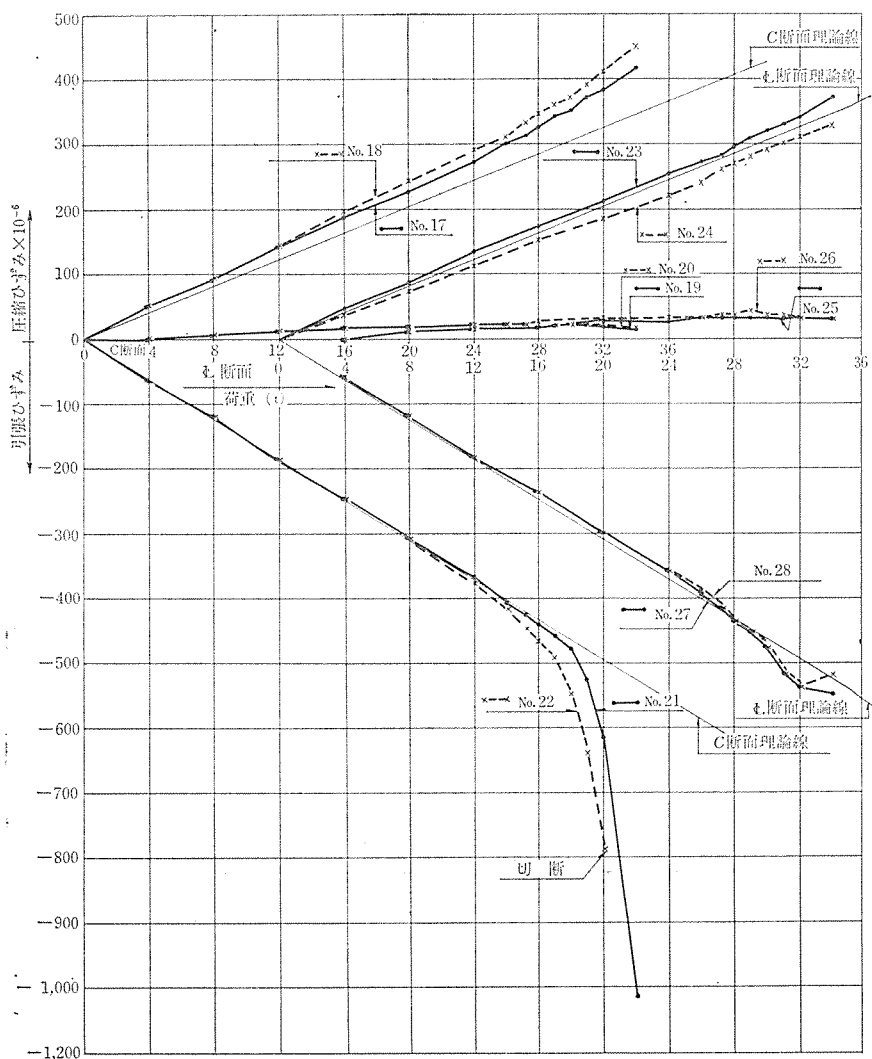
a) ひずみの分布状態 第III行程すなわち、ひびわれ発生行程についての荷重とひずみの関係を、A, B, C断面について 図-15 にまた C, ㉔断面について 図-

16 に示した。C および ㉔ 断面におけるひずみの分布は下縁ひずみについてはほぼ理論線と一致しているが、上縁ひずみについては多少理論線より逸脱しており、また直線性も失なわれているようである。これらの原因については、測定誤差あるいは測定位置の問題なども考えられるが、正確な結論を下すことはできない。また断面図心軸で測定した結果が、いずれも圧縮

ひずみで出ており、これは他の A, B, D 断面についても同じ傾向であるが、断面図心軸が計算上のものよりも下方にずれていることを意味する。この原因として考えられるのは鋼線断面積の換算の問題があるが、このような計算を試みてみてもこの実験で得られるほどの図心軸のずれは生じず、もっと外にこのような傾向になる別の要因があったのかも知れないが、正確に把握することはできなかった。

A, B, D 断面はバンドアップのためのコンクリートブ

図-16 荷重-ひずみ度曲線 (第IV行程初きれつ発生まで)



ロックが埋め込まれている断面ならびにこの近傍であるが、この位置で測定したひずみの分布は前述の C、 \bar{c} 断面のそれに比べ特に下縁ひずみにおいてかなり早い荷重段階で直線性を失っている。この点については、当初の試験計画の段階で懸念されたことであるが、埋め込まれているブロックの形状が桁下縁断面形状より 1 cm 小さいだけであり、桁コンクリートは、この分しかまわっていないわけで、荷重増加に伴いこの部分のひずみの分布は平面保持の法則に従い得なくなっていると考えられる。このことが桁の耐荷力を減少させるものでないことは後述の破壊時の状況を見ても明白であるが、今回のごとき形状をしたブロックを使用する限り、かかる傾向は免れないわけであり、今後改良すべき問題点を提起した。

b) たわみ 第三行程における各測定点での荷重とたわみの関係を 図-17 に示した。これらの結果は理論線とかなりよく合致しており、若干の誤差を除けばほぼ計算で仮定した曲げ剛性を有するものと推定できる。なお、二、三見受けられる理論線との誤差については前述の鋼線換算の問題、あるいは桁の上反りを是正するため桁上縁厚を端部に向けて厚くしたため起こる断面 2 次モ

ーメントの増大などが原因として考えられるが、この影響は微小であり測定誤差とみるのが妥当であろう。

c) ひびわれ幅 ひびわれ幅は曲げモーメント一定区間のコンクリート表面に 5 in 間隔で貼布した標点間距離の変化を 10 in のフーゲンベルガー型ひずみ計測定した。10 in 間隔に貼布した標点間には、ひびわれが数本入ることもあるので、ひびわれ幅はある荷重状態における全ひびわれ幅を、ひびわれ本数で除したいわゆる平均ひびわれ幅で表わした。

ひびわれ幅はコンクリートの強度、鋼材とコンクリートとの付着強度、使用鋼材の種類、導入プレストレスの大きさなど種々の原因により異なることが知られているが今回の測定においては 表-10 のような結果を得た。

d) 有効プレストレスおよび曲げ引張強度の推定

有効プレストレスは再びひびわれ発生荷重より、また曲げ引張強度はひびわれ発生荷重と再びひびわれ発生荷重との差に該当する曲げ応力度として求められる。ひびわれ発生荷重は桁下縁に貼布したストレインゲージの荷重-ひずみ曲線で、その勾配の急変する点の荷重あるいは目視にて、また再びひびわれ荷重はすでに発生したひびわれ

図-17 荷重-たわみ量 (第三行程 初きれつ発生まで)

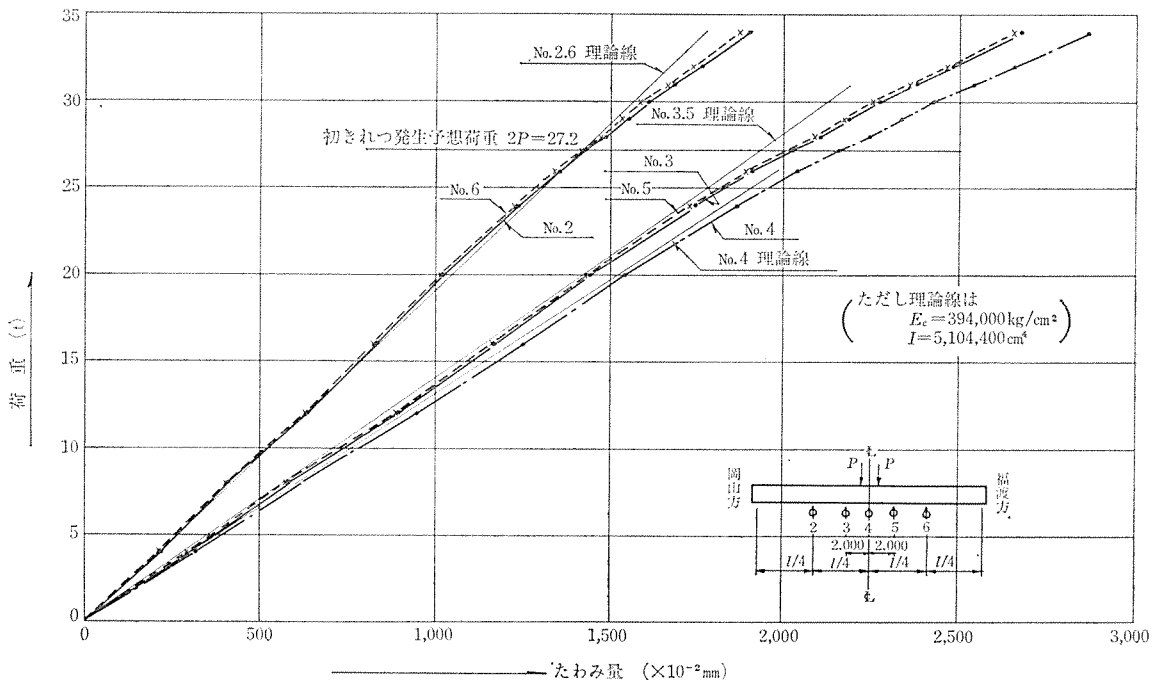


表-10 ひびわれ本数ならびにひびわれ幅

荷 重 2P (t)	ひびわれ	測 点										
		1~3	2~4	3~5	4~6	5~7	6~8	7~9	8~10	9~11	10~12	11~13
35	本 数	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	幅 $\times 10^{-3}$ mm	65	75	75	75	35	75	55	70	80	55	85
50	本 数	4	3	2	2	2	2	2	3	3	1	2
	幅 $\times 10^{-3}$ mm	180	270	315	275	230	355	370	205	230	325	190

の直上に新たにストレインゲージを貼布し、これの荷重ひずみ曲線の勾配が急変する点の荷重として求めた。この結果はひびわれ発生荷重 $2P=30\text{ t}$ 、再びひびわれ荷重 $2P=21.4\text{ t}$ を得た。これより有効プレストレスは下縁で、 $\sigma_{ce}=185\text{ kg/cm}^2$ を得、計算値 $\sigma_{ce}=186.7\text{ kg/cm}^2$ に比べ、わずか1%程度の誤差で収まっており、計算上の諸係数に大過なかったものと考えられる。またコンクリートの曲げ引張強度は、これらの結果から $\sigma_B=52.7\text{ kg/cm}^2$ を得た。

e) 曲げ破壊 破壊荷重は計算値 $2P=71.1\text{ t}$ に対し実測値 $2P=71.6\text{ t}$ ときわめて近似した値を得た。荷重計は破壊行程においてはすでにロードセルを除去しており、ジャッキの圧力計のみを使用したため多少の誤差は含まれるものと推定されるが、大過ある筈はなく、期待通りの破壊耐力を有するものであると結論する。破壊の性状は上縁コンクリートの圧潰による完全なる曲げ破壊であり、また懸念されたコンクリートブロックを使用することによる破壊耐力の劣化は本実験の範囲においては生じず正常なる曲げ破壊を呈したものと考える。

5. 結 び

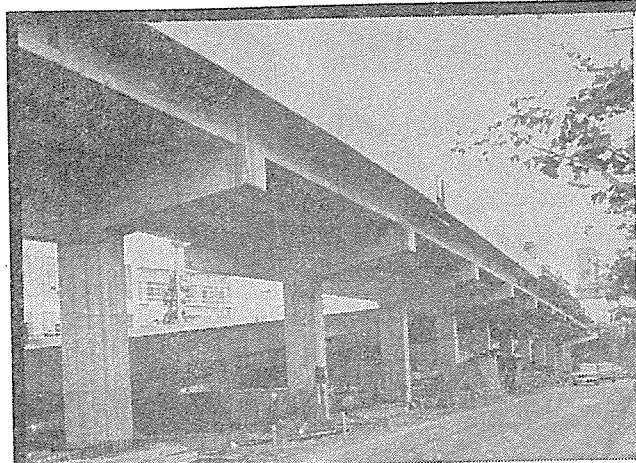
写真-3 破壊の状況



44年7月より11月にかけて行なったベンドアップ工法によるプレ桁の設計、施工ならびに曲げ破壊試験についてその概要を述べたが、ベンドアップ工法は従来のプレ桁と比べ、鋼線緊張関係に多少の設備および労力を必要とするほかは特に異なるところはなく、今後工場製品の大型化に伴い不可欠な工法であると同時に、大いに開発されるものであると考える。弊社においても今後種々問題点を改良し万全を期したいと考えている。

最後に本工法に関し終始御指導賜りました日本道路公団大阪支社大阪工事事務所の方々に感謝の意を表します。

1970. 1.28・受付



首都高速度道路高架橋

プレストレスト
コンクリート
建設工事 フレシネー工法
MDC工法
設計・施工
部 材
製造・販売

豊田コンクリート株式会社

取締役社長 西田 赫

本 社 愛知県豊田市トヨタ町6 電話 0565 (2) 1818(代)
名古屋営業所 名古屋市中村区笹島町1-221-2 電話 052 (581) 7501(代)
販売本部販売部 東京都港区西新橋2-16-1 電話 03 (436) 5461~3
全国タバコセンタービル2階
工 場 豊田工場・海老名工場