

プレストレストコンクリート橋の設計・施工上の最近の諸問題

昭和48年10月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

目 次

(1) P C 橋の施工開始前の問題点	1
首都高速道路公団 東京保全部 設計課長 小 村 敏	
(2) P C 橋の工事ならびに施工管理について	15
首都高速道路公団 東京保全部 設計課長 小 村 敏	
(3) 新しい P C 設計方法について	39
(株) 日本構造橋梁研究所 副社長 猪 股 俊 司	
(4) 最近の話題の橋梁	
(a) 浦戸大橋の設計・施工から	57
日本道路公団 建設第 2 部 建設第 4 課長代理 御子柴 光 春	
(b) P C 橋の集中管理方式による施工法 - 東関東自動車道	71
住友建設(株) 土木部長 今 井 勤	
(c) コンクリートアーチ橋	78
住友建設(株) 土木部長 今 井 勤	
(d) P C 斜張橋	86
住友建設(株) 土木部長 今 井 勤	
(e) 第 3 木曽川橋りょうの設計	92
日本国有鉄道構造物設計事務所 主任技師 宮 田 尚 彦	
(f) 移動吊支保工について - S S M 式ワーゲンの概要	110
首都高速道路公団 第 2 建設部 設計課長 前 田 邦 夫	

プレストレストコンクリート橋の施工開始前の問題点

プレストレストコンクリートの工事を一言で表現すると、一般の鉄筋コンクリート工事に、特別な工種であるプレストレッシングを加え、さらに鋼桁の架設工事をプラスしたものと云える。一般に、鋼橋の工事はやさしいが、プレストレストコンクリートの工事はむずかしいという誤った観念が流布されている。しかし特別の工種であるプレストレッシングにしても、その観念を一たび把握してしまえば、それほどむずかしいことではない。ここでは、それらを理解させる設計面との連なり、材料の特性などを中心に、プレストレストコンクリート橋梁の工事前に、知識としてもっていなければならない事項について、解説を加えてみる。

1. 設計と施工の関係

構造物の施工は、設計図に忠実でなければならないことは勿論であるが、特にプレストレストコンクリート橋の場合は、プレストレスを与えるという直接目視によって確認できない作業が加わる関係上、施工に携わる者は、設計図の理解だけでなく、設計々算の一般的内容と各施工段階における応力状態、変形状態など、を十分理解して施工を管理しなければならない。

それらの一般的理解のためには、次の示方書類が適当である。

- a) プレストレストコンクリート設計施工指針(昭和36年)(PC指針) 土木学会
- b) 鉄筋コンクリート標準示方書(昭和42年)(RC標準) 土木学会
- c) 人工軽量骨材コンクリート設計施工指針(案)(昭和41年)(軽コン指針) 土木学会
- d) プレストレストコンクリート道路橋示方書(昭和43年)(PC道示) 日本道路協会
- e) 鉄筋コンクリート道路橋示方書(昭和39年)(RC道示) 日本道路協会
- f) 鉄筋コンクリート終局強度理論の参考(昭和47年) 土木学会

施工開始前にまず理解しなければならないことは、設計図、応力計算書、仕様書、工費内訳書、施工計画書の理解である。設計図にしても、応力計算にしても、多分に理想化された状態で考えられたものであり、現場状況によっては、その通り施工されない点がある場合が多い。従って設計図通り施工できない状態が起った場合、設計の原点に立戻り、迅やかに変更するために、その設計思想の理解をしておくことが必要である。

工事施工者は、使われる材料の種類と、その性質を理解しておく必要もある。プレストレストコンクリートでは、一般の鉄筋コンクリートに比べて、コンクリートのクリープ、乾燥収縮の影響が大である。さらにPC鋼材という特殊な材料を用いているし、特殊な工種であるグラウト工もある。従って材料の選択、およびその特性をよく掴むことが大切である。

プレストレッシングは、PC工事に特有なものであり、計算と密接な関係がある事項である。PC部材は、所定のプレストレスが導入されて、はじめて設計で考えた断面の強さを発揮することが出来るものである。従って工事担当者は、プレストレッシングの工法の理解と同時にプレストレッシングに関する計画、計算、作業、等の全般に十分な知識をもっている必要がある。

2. 施工上必要な計算

全般的なプレストレスリングに対する理解の他に、工事施工者は、特に施工に着手する前に、P C 桁に関する予備計算を行なっておかなければならない。その項目としては次のものがあげられる。

1) コンクリート部材の変形に関する計算

部材の変形は、部材方面の伸縮とたわみ（そり）に大別される。

伸縮

$$\begin{aligned}\Delta \ell_n &= \Delta \ell_p + \Delta \ell_\varphi + \Delta \ell_b + \Delta \ell_t + \Delta \ell_{d+\ell} \\ &= -C\ell \frac{\sigma_c}{E_c} + \frac{1+\eta}{2} \varphi_t \Delta \ell_p - \epsilon_{st} \ell + t \times 10^{-5} \ell\end{aligned}$$

たわみ

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_p + \delta_\varphi + \delta_t + \delta_{d+\ell} \\ &= -\frac{P_t e_p \ell^2}{C E_c I_c} + \varphi_t \left(\frac{1+\eta}{2} \delta_p + \delta_d \right) + \frac{M_d \ell^2}{9.6 E_c I_c} + \frac{M_\ell \ell^2}{C E_c I_c} \\ &= -\frac{P_t e_p \ell^2}{C E_c I_c} \left(1 + \frac{1+\eta}{2} \varphi_t \right) + \frac{M_d \ell^2}{9.6 E_c I_c} (1 + \varphi_t) + \frac{M_\ell \ell^2}{C E_c I_c}\end{aligned}$$

p : プレストレスに関するもの

φ : クリープに //

b : 乾燥収縮に //

t : 温度変化に //

d : 死荷重に //

ℓ : 活荷重に //

2) P C 鋼材の引張力に関する計算

P C 鋼材に引張力を与えるには、一般にジャッキを用い、その大きさを確認するには、ジャッキの圧力計の読みと、鋼材のみかけの伸び量を用いるのが普通である。初期に与えられた引張力は、その後の種々な原因によって減少し、所定の設計上の有効引張力まで下がるが、その要素は次のようなものである。

$$\begin{aligned}& \left[\begin{array}{c} \text{圧力計の読み} \\ \text{による引張力} \end{array} \right] - \left(\left[\begin{array}{c} \text{ジャッキ内} \\ \text{部摩擦損失} \end{array} \right] + \left[\begin{array}{c} \text{定着具摩擦} \\ \text{損失} \end{array} \right] + \left[\begin{array}{c} \text{シースと鋼材と} \\ \text{の間の摩擦損失} \end{array} \right] \right) \\ & + \left[\begin{array}{c} \text{定着部の滑動変} \\ \text{形による損失} \end{array} \right] + \left[\begin{array}{c} \text{コンクリートの弾} \\ \text{性変形による損失} \end{array} \right] + \left[\begin{array}{c} \text{コンクリートのクリープ、乾} \\ \text{燥収縮およびP C鋼材のレラ} \\ \text{クセーションによる損失} \end{array} \right] \\ & = \left[\begin{array}{c} \text{設計荷重に対して} \\ \text{必要な有効引張力} \end{array} \right]\end{aligned}$$

P C工法によっては、④⑤⑥のないものがあるが、その減少量を初期引張力に対する百分率で表わすと大体次の通りである。

$$\begin{array}{lll} \text{④} = 0 \sim 2 \% & \text{⑤} = 0 \sim 2 \% & \text{⑥} = 5 \sim 20 \% \\ \text{⑦} = 0 \sim 5 \% & \text{⑧} = 1 \sim 5 \% & \text{⑨} = 10 \sim 20 \% \end{array}$$

3) P C 鋼材の伸びに関する計算

伸びの計算は、前項の緊張力の計算とともに、プレストレスの管理には欠かせない重要な計算である。現場で測定される伸びは、P C 鋼材自身の伸びと、コンクリート部材のプレストレスによる弾性短縮量と、見かけの伸び（抜け出し量）の和である。かつP C 鋼材自身の伸びは、鋼材応力度を鋼材ヤング係数で除し、所定のケーブル長を乗じて求められるものではなく、鋼材の摩擦による損失を考慮したものでなければならない。全体の伸びは、次式で示される。

$$\Delta \ell_d = \frac{1}{2 E_p} \Sigma (\sigma_{p(n)} + \sigma_{p(n+1)}) \Delta \ell_n + \frac{8}{15} \frac{P}{E_c} \ell \left(\frac{e_p^2}{I} + \frac{1}{A_c} \right) + \Delta$$

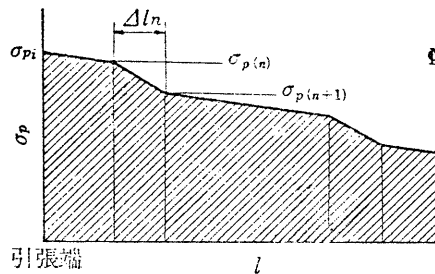


図-1 プレストレスの減少

4) 桁架設時の安全に関する計算

この計算はプレキャストP C 桁を架設する場合に特に必要である。

a) 桁の仮支持

プレキャスト桁の支点間内に仮吊支点を設けて架設することが多い。この場合P C 桁は、正式の位置で支承されて安全なようにプレストレスがされているので、短い支間で安全性を検算しなければならない。その許容仮支間長は、次のうち大きい方以上でなければならない。

$$\ell_{a1}' \geq \sqrt{\frac{|\sigma_{cat}' - \sigma_{ct}' \eta_t|}{\sigma_{d0}}} \ell$$

$$\ell_{a2}' \geq \sqrt{\frac{|\sigma_{cat} - \sigma_{ct} \eta_t|}{\sigma_{d0}}} \ell$$

b) 桁の横方向の傾斜

プレキャスト桁を輸送中、もしくは吊り上げ架設中、傾斜することがあるが、この場合大きな傾斜をすると、断面の隅で許容値を越えることがある。

この許容傾斜角は次式で示される。

$$\theta_a \leq \sin^{-1} \left(\frac{|\sigma_{cat}'' - \sigma_{ct}' \cdot \eta_t - \sigma_{d0}'|}{\sigma_{d0}'} \cdot \frac{Z_n}{Z_c'} \right)$$

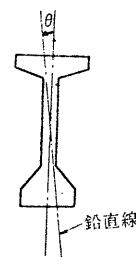


図-2 桁の傾斜

c) 桁の横座屈

横座屈は、通常のプレキャスト桁は、左右対称断面で、かつ P C 鋼材が対称に配置されているので、あまり問題とならないが、耳桁などで非対称の場合や、P C 鋼材を順番に緊張する場合の一時的な非対称プレストレスになる場合や、桁の傾斜と重複する場合などは、次式で安全性を検討しなければならない。

$$W_{cr} = \frac{m\sqrt{BC}}{\ell^3} \quad F = \frac{W_{cr}}{W_{dB}} \geq 4.0$$

d) 桁吊り上げ時の縦方向の傾斜

桁架設時に、一時的に桁を縦に傾斜させることがある。この場合も、上下線とも所定の許容値内に入る傾斜に収めなければならない。その角度は次のうち小さい方となる。

$$\theta_{a1} \leq \cos^{-1} \sqrt{\frac{|\sigma_{cat}' - \sigma_{dt}' \eta_t|}{\sigma_{d0}'}}$$

$$\theta_{a2} \leq \cos^{-1} \sqrt{\frac{|\sigma_{cat} - \sigma_{ct} \eta_t|}{\sigma_{d0}}}$$

e) 既架設桁上における桁の縦取り

市街地などで工事を行なう場合、所要の広さのヤードを確保できないことがある。その場合、最初の数本の桁を製作・架設し、以後の桁をその上で製作したり、その上を移動させたりすることが多い。この場合、既設桁に設計値以下の荷重しか作用しないように分配させなければならない。図-3のような場合には、次式を満足しなければならない。

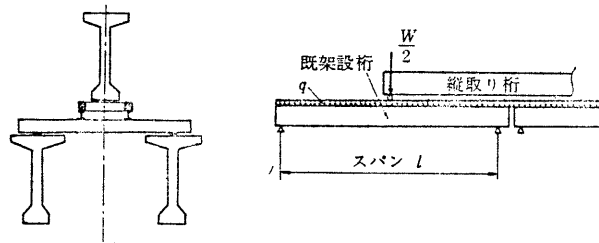


図-3 既設桁上の架設

$$M_{\omega} = \frac{\ell}{16} \{ W_0(1+i) + q\ell \}$$

$$M_{a1} = (\sigma_{ca} - \sigma_{d0}' - \sigma_{ce}') Z_{e1}' \geq M_{\omega}$$

$$M_{a2} = (\sigma_{ca}' - \sigma_{d0} - \sigma_{ce}) Z_{e1} \geq M_{\omega}$$

注) 本項で述べた記号について当日明らかにする。

このほかに工法，架設方法の違いによっては，施工前に行なわなければならない計算があるが，それは特殊なものであるので，ここでは省略する。

これら施工上の計算は，プレストレストコンクリートの本質を理解すれば，必要性が分るものばかりである。現場で疑問が生じた施工法，危険と思う図面を発見した場合には，労を煩わず検算することが必要である。

3. 種々の P C 工法

現在わが国には，数多くの P C 工法が混在している。それぞれの工法とも，原理は同じでも，P C 鋼材に引張力を与える方法，定着方法が異なり，それぞれ特徴を有している。

一般に，施工段階において使用する工法は，すでに設計図に示されている。しかし発注者の承認を得て，受注者の得意とする工法に変更する場合がある。その際には，変更される工法は，以前の工法と同等以上で変更による支障をきたさないようなものでなければならない。その為に施工技術者も，P C 各工法に全般的な知識をもっていることが必要である。殊に主要部は，図面が完全に訂正されるが，構造細部に時おり見落されるミスがあるので注意が肝要である。

表-1，2 は，現在日本で用いられている代表的な P C 工法である。定着方法では，くさび式，ボタン式，ねじ式，ループ式，合金式，付着式，等に，鋼材別では，鋼線，鋼より線，鋼棒に分類される。

現在でもっとも施工例の多いのは，フレッシネー方式である。特殊の用い方を除いて，このフレッシネー工法，BBRV 工法，レオバ工法，VSL 工法，CCL 工法は，比較的短い支間から，中支間の橋梁まで用いられている。ディビダーク工法は，移動作業車（フォルバウバーゲン）とともに，日本に導入されたので比較的長支間の橋梁に，

表-1 導入された各種 P C 工法

バウル・レオンハルト 工法は，集中ケーブルなので，大規模橋梁によく用いられている。SEEE 工法は，導入が新しい割によく用いられており，橋梁の他，補修用にもよく用いられている。またこれら工法のうち，比較的多くケーブルを継足して用いられる工法は，BBRV 工法，ディビダーク工法，SEEE 工法である。

国産工法も，近年その特色を生かして数多くの橋梁に用いられるようになって

工 法 名	開発国名	主な緊張材（ケーブル）の種類 鋼棒 B，鋼線 W，より線 S	定着方式
普通鋼棒	—	φ 17(B)，φ 23(B)，φ 26(B) (強度各 2 種類)	ね じ
フレネシー (Freyssinet)	フランス	12-φ 5 (W)，12-φ 7 (W) 12-φ 8 (W)，12-12.4(S)	く さ び
BBRV	ス イ ス	12-φ 5 (W)，12-φ 7 (W) 24-φ 7 (W)，34-φ 7 (W)	ぼ た ん (ねじ)
ディビダーク (Dywidag)	ド イ ツ	φ 26(B)，φ 32(B) (強度各 2 種類)	ね じ
バウル・レオンハルト (Baur・Leonhardt)	ド イ ツ	(任意多本数) - φ 9.3(S)， 12.4(S)	大径ループ 付 着
レオバ (Leoba)	ド イ ツ	12-φ 5 (W)，8-φ 8 (W) 16-φ 8 (W)	小径ループ (ねじ)
SEEE	フランス	φ 25.6(S)，φ 33.3(S) φ 38.1(S)，φ 47.5(S)	圧 着 (ねじ)
VSL	ス イ ス	7-φ 12.4(S)，12-φ 12.4(S) 19-φ 12.4(S)，31-φ 12.4(S)	く さ び
CCL	イギリス	1-φ 17.8	く さ び

きた。

これらPC工法の詳しい内容については、土木学会コンクリートライブラリー15号(ディビダーク工法), 17号(MDC工法), 21号(バウル・レオンハルト工法), 22号(レオバ工法), 23号(BBRV工法), 29号(フレッシュネー工法), 30号(フープコーン工法), 31号(OSPA工法), 32号(OSC工法), 33号(VSL工法), 号(SEEI工法)に、工法別設計施工指針(案)が出版されており、それを参照するとよい。

表-2 国産PC工法

工 法 名	開発国名	主な緊張材(ケーブル)の種類 鋼棒B, 鋼線W, より線S	定着方式
フープコーン	日 本	12-φ5(W), 12-φ7(W) 12-φ8(W)	くさび
OSPA	日 本	12-φ7(W), 24-φ7(W) 30-φ7(W), 36-φ7(W)	ぼたん (ねじ)
OBC	日 本	9-φ9.3(S), 8-φ12.4(S)	くさび
SWA	日 本	6-φ9.3(S), 6-φ10.8(S) 6-φ12.4(S)	くさび (ねじ)
安部式ストランド	日 本	φ20.6(S), φ26.8(S) φ45.2(S)	合金溶着 (ねじ)
3ストランド	日 本	3-φ15.2(S)	くさび
MDC	日 本	12-φ5(W), 12-φ7(W)	くさび (ねじ)

4. プレストレストコンクリートに用いられる材料

1) PC鋼材

プレストレストコンクリートに用いられる材料のうちで、もっとも特長的なものはPC鋼材である。それらは、PC鋼線、PC鋼より線、PC鋼棒の3種に大別され、JIS-G-3536, G-3109に規定されている。それぞれの規格値は、表-5, 6に示されている。前節に示されるように、PC工法によって、使用される鋼材は定まっており、それぞれ規格値を満足したものでなければならないことは勿論である。

前記JISは、材料規格ということで、製造工程の規定はされていない。しかしその製造工程は、大体同じで一般に図-4のようなものである。その際のピアノ線材は、JIS-G-3502に適合したものが用いられている。

PC鋼材には、緊張力を与えて、そのまま放置しておくとその緊張力が減少する傾向があり、これをリラクセーションという。その値は、設計値としてPC鋼線では5%, PC鋼棒では3%とされている。JISでは、0.2%永久ひずみに対する荷重の80%の荷重を10時間をかけ、その間隔を

表-3 PC鋼材の種類および記号

PC鋼より線				PC鋼棒			
種	類	記 号	断面	種	類	記 号	
PC鋼線	丸 線	SWPR 1	○	丸 棒	A種	1号	SBPR 80/95
	異形線	SWPD 1	○		A種	2号	SBPR 80/105
PC鋼より線	2本より線		⋮		B種	1号	SBPR 95/110
					B種	2号	SBPR 95/120
	7本より線	A種	SWPR 7A	異形棒	C種	1号	SBPR 110/125
		B種	SWPR 7B		C種	2号	SBPR 110/135
					B種	1号	SBPD 95/110
					C種	1号	SBPD 110/125

表-4 PC鋼材の呼び名

PC鋼線およびPC鋼より線

	呼 び 名				
SWPR 1 および SWPD 1	(2.9 mm) (6 mm)	(3.5 mm) 7 mm	(4 mm) 8 mm	(4.5 mm) 9 mm	5 mm
SWPR 2	2.9 mm 2本より				
SWPR 7A	(7本より 7本より	6.2mm 10.8mm	(7本より 7本より	7.9mm 12.4mm	7本より 9.3mm 7本より 15.2mm
SWPR 7B	7本より	9.5mm	7本より	11.1mm	7本より 12.7mm

備考 かっこを付けた呼び名の線、およびより線は、使用しないことがのぞましい。

PC 鋼 棒

種 類	呼 び 名			
丸 棒	9.2 mm	11 mm	13 mm	(15 mm)
	17 mm	(19 mm)	(21 mm)	23 mm
	26 mm	(29 mm)	32 mm	
異 形 棒	7.4 mm	9.2 mm	11mm	32 mm

備考 かっこを付けた呼び名の鋼棒は、使用しないことがのぞましい。

表-5 PC鋼材の機械的性質およびその他の諸元

PC鋼線およびPC鋼より線

記 号	呼び名	引張荷重 kg	0.2% 永久伸び に対する荷重 kg	伸 び %	レラクセー ション値 %	基本径 mm	許容差 mm	心線径と側 線径の差 mm	公称断面積 mm ²	単位重量 kg/km
SWPR 1 および SWPD 1	5 mm	3250	2850	4.0以上	3.0以下	5.0	±0.05	—	19.64	154
	7 mm	5950	5200	4.5以上	3.0以下	7.0	±0.05	—	38.48	302
	8 mm	7550	6550	4.5以上	3.0以下	8.0	±0.05	—	50.27	395
SWPR 2	2本より 2.9mm	2600	2300	3.5以上	3.0以下	2.9	±0.03	—	13.21	104
SWPR 7A	7本より 9.3mm	9050	7700	3.5以上	3.0以下	9.3	+0.4 -0.2	0.05以上	51.61	405
	7本より 12.4mm	16300	13900	3.5以上	3.0以下	12.4	+0.4 -0.2	0.08以上	92.90	729
SWPR 7B	7本より 9.5mm	10400	8850	3.5以上	3.0以下	9.5	+0.4 -0.2	0.05以上	54.84	432
	7本より 12.7mm	18700	15900	3.5以上	3.0以下	12.7	+0.4 -0.2	0.08以上	98.71	774

表-6 PC鋼棒の諸元および機械的性質

丸 棒			
呼 び 名	基 本 径 mm	許 容 差 mm	公 称 断 面 積 mm ²
9.2 mm	9.2	-0.2 プラス側は規 定しない	66.48
11 mm	11.0		95.03
13 mm	13.0		132.7
(15 mm)	15.0		176.7
17 mm	17.0		227.0
(19 mm)	19.0		283.5
(21 mm)	21.0	-0.6 プラス側は規 定しない	346.4
23 mm	23.0		415.5
26 mm	26.0		530.9
(29 mm)	29.0		660.5
32 mm	32.0		804.2

記 号	引 張 試 験			レラクセーション試験
	降伏点または耐力 kg/mm ²	引 張 強 さ kg/mm ²	伸 び %	レラクセーション値 %
SDPR 80/95	80 以上	95 以上	5 以上	1.5 以下
SDPR 80/105	80 以上	105 以上	5 以上	1.5 以下
SDPR 95/110	95 以上	110 以上	5 以上	1.5 以下
SDPR 95/120	95 以上	120 以上	5 以上	1.5 以下
SDPR 110/125	110 以上	125 以上	5 以上	1.5 以下
SDPR 110/135	110 以上	135 以上	5 以上	1.5 以下
SDPD 95/110	95 以上	110 以上	5 以上	1.5 以下
SDPD 110/125	110 以上	125 以上	5 以上	1.5 以下

備考 耐力とは、0.2% 永久伸びに対する応力をいう。

そのまま保持して、荷重の減少を測定して、もとの載荷荷重に対するその減少の百分率で表している。その場合は低い値であるが、図-5に示すように、鋼材の工学的クリープ限といわれる1000時間に亘ると相当大きな値になるので、設計値として大きな値を取っている訳である。

PC工法によっては、PC鋼材を緊張後、鋼材の端末をガス切断することがある。この場合切断面より15mm～20mmの範囲内は、熱影響を受け焼きが入って脆い材質になる。その一例を図-6に示すが、これらのことをよく理解して現場では注意しなければならない。

PC鋼材の腐食も、現場貯蔵において注意すべき点である。貯蔵中、運搬中に、風雨、湿気、等の影響で、さび始め、さびの膜の薄い間は害は少ないが、深く局部的に浸透した場合には、欠損断面となり引張強度に関係してくるのは通常の鋼材と同じである。さらにPC鋼材では、応力腐食と呼ばれるものがある。これは、鋼材がある応力を受けたまま腐食が進行すると、その

進行度が早く、急激に脆性破壊を起す現象である。PC鋼材切断の事故の大部分は、応力腐食といわれるもので、特にコイルのまま放置されるPC鋼線や、グラウトが完全でないPC鋼線

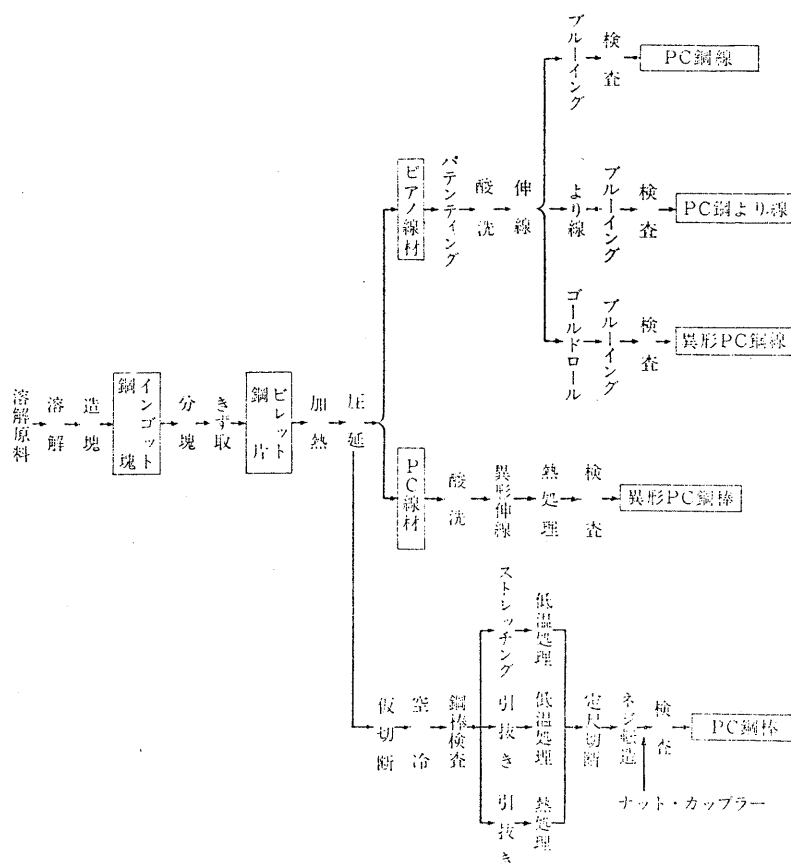
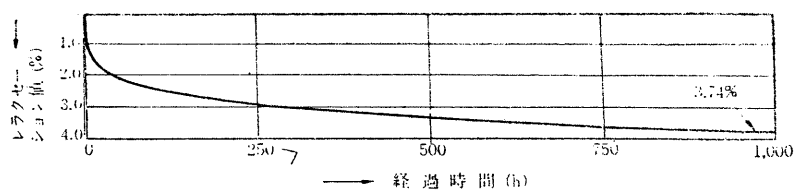


図-4 一般的PC鋼材の製造工程



記号	呼び名	機械的性質			載荷荷重	載荷荷重の0.2%永久伸びに対する荷重規格値の百分率
		引張荷重	0.2%永久伸びに対する荷重	伸び		
SWPR 1	7 mm	6450kg	5750kg	6.5%	4280kg	82.3%

図-5 PC鋼線(φ7)のリラクセーション

では、注意を要する点である。

P C 鋼材を直線で用いる場合は問題はないが、ある半径以上に曲げると大きな曲げ応力を生じ、これにプレストレスによる引張力が加算されると、危険になる場合がある。曲げ半径 r 、鋼材の直径を d とした時、

$$\sigma = \frac{d E}{2 r}$$

の曲げ応力を生ずる。例えば、5 mm の鋼線を半径 5 m で曲げると $\sigma = 1050 \text{ kg/cm}^2$ の応力しか生じないが、25 mm の鋼棒では $\sigma = 5250 \text{ kg/cm}^2$ となり、無視できない大きさとなる。現場において設計図を熟視し、鋼棒が 5 ~ 7 m の曲げ半径で配置されている場合には、緊張力を考えて検算することが必要である。

以上が P C 鋼材の主な材料として注意すべき点である。

2) コンクリート

コンクリート自体は、普通のコンクリート工事と何ら変わる処がない。ただし比較的高強度のコンクリートであるので、それに見合った配合上の注意は必要である。その他では、通常のコンクリートではあまり問題とならないクリープ、乾燥収縮が注意すべき点である。このクリープ、乾燥収縮は、緊張力の減少を招く要素であるので、図-7 ~ 11 に示すような条件を十分に考慮して、配合、施工、プレストレスング、等を行なうべきである。

この場合、クリープ係数は、

$$\varphi = k_c \cdot k_d \cdot k_b \cdot k_e \cdot k_t$$

乾燥収縮は、

$$\Delta \epsilon_{r(z-i)} = \epsilon_c \cdot k_b \cdot k_e \cdot k_p (k_{tz} - k_{ti})$$

で表わされる。

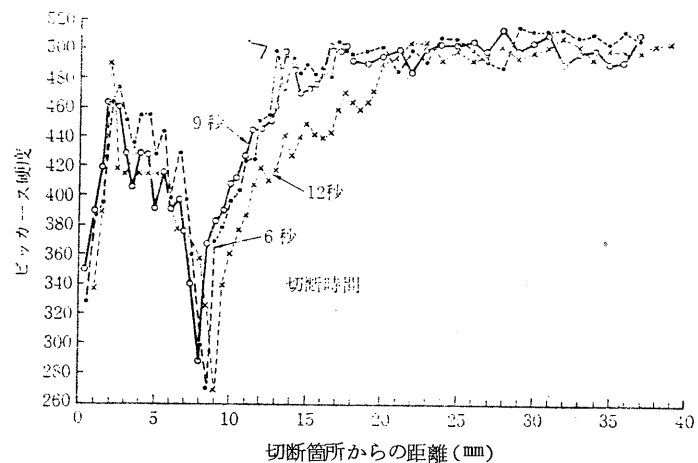


図-6 ガス切断による硬度変化(7本より線)

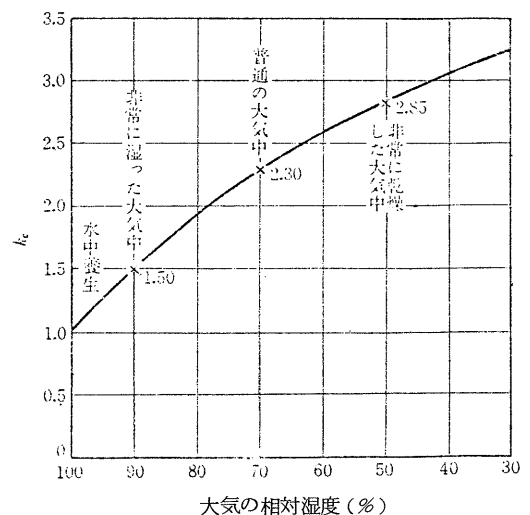


図-7 係数 k_c (環境条件)

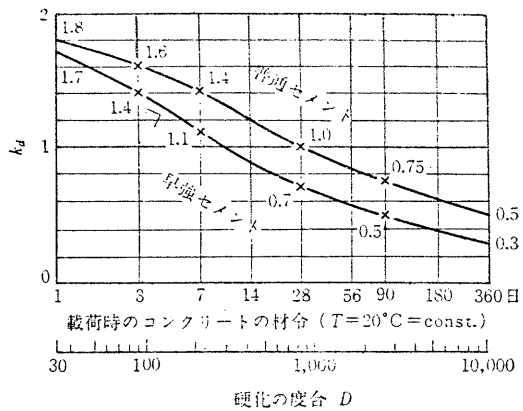


図-8 係数 k_d (載荷時の硬化の度合)

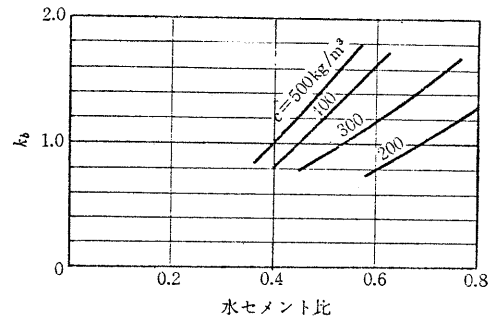


図-9 係数 k_b (コンクリートの配合)

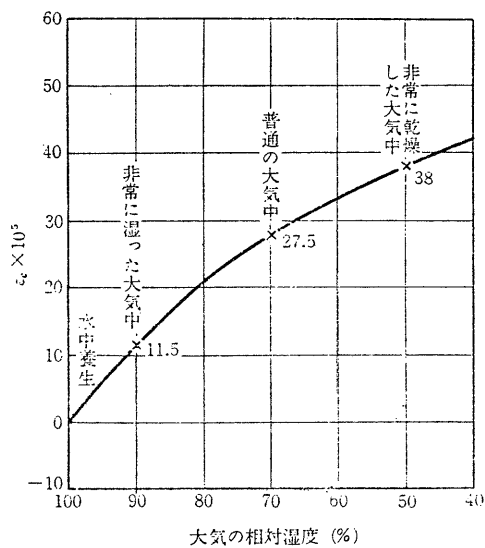


図-10 係数 ϵ_c (環境条件)

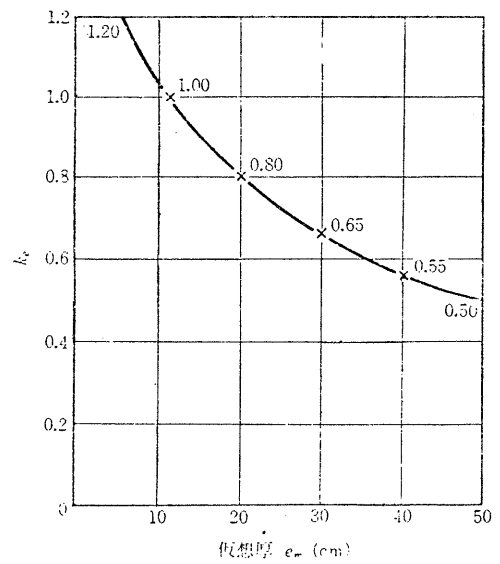


図-11 係数 k_e (仮想厚)

3) 接着剤

近年ブロック工法が採用されるようになって以来、ブロック同志の接着に、接着剤が多く用いられるようになってきた。その規格は、はっきり決められたものはないが、表-7が参考になろう。

表 - 7 エポキシ樹脂の規格

	試 験 項 目		単 位	試 験 条 件	規 格 値
未 硬 化 接 着 剤	外 観		—	—	有害と認められる異物がないこと
	比 重		—	$20 \pm 2^{\circ}\text{C}$	基準値 $1.1 \sim 1.9$ 許容誤差 $\pm 5\%$
	粘 度		C P S	"	$1 \sim 5 \times 10^4$
	可 使 時 間		時 間	"	2 ~ 4
	だ れ 最 小 厚		mm	"	0.3 以上
硬 化 接 着 材	比 重		—	材令 7 日 $20 \pm 2^{\circ}\text{C}$	基準値 $1.1 \sim 1.9$ 許容誤差 $\pm 5\%$
	引張強さ	常 態	kg/cm^2	材令 7 日 $20 \pm 2^{\circ}\text{C}$	150 以上
		水中硬化時	%	材令 14 日 $20 \pm 2^{\circ}\text{C}$	70 "
		高 温 時	kg/cm^2	材令 14 日 $70 \pm 2^{\circ}\text{C}$	100 "
	圧 縮 強 さ		kg/cm^2	材令 7 日 $20 \pm 2^{\circ}\text{C}$	700 "
	衝 撃 強 さ		$\text{kg cm}/\text{cm}^2$	材令 7 日 $0 \pm 2^{\circ}\text{C}$	2 "
	圧 縮 弾 性 係 数		kg/cm^2	材令 7 日 $20 \pm 2^{\circ}\text{C}$	$1 \sim 4.5 \times 10^4$
	熱 膨 脹 係 数		—	材 令 7 日	$0.7 \sim 1.5 \times 10^{-5}$
	硬 化 収 縮 率		%	—	0.3 以下
	吸 水 率		%	材 令 7 日	0.3 以下
	接 着 強 さ		kg/cm^2	"	60 以上

4) シース

通常シースは、厚さ 0.2 ~ 0.4 mm の薄鉄板で作られており、ポストテンショニング方式のプレストレストコンクリートで、P C 鋼材がコンクリートに直接触れないようにする役目のものである。従ってコンクリート打設時や振動締固め時に破損しない構造であることが必要であるが、同時にケーブル彎曲に対応できて、フレキシブルであることが望ましい。通常は、スパイラルシースが用いられており、その規格は表 - 8 の通りである。WS 型というのは、シースの継目に 2 重の高いリップのあるもので、断面方向につぶれにくく、柔軟性のよいものである。

表-8 スパイラルシース寸法

口 径 m/m	標 準 型		W S 型	
	鋺 厚 m/m	概算重量 kg/m	鋺 厚 m/m	概算重量 kg/m
16	0.23	0.14	☆	☆
18	0.23	0.15	☆	☆
20	0.23	0.16	☆	☆
23	0.23	0.18	☆	☆
28	0.23	0.22	☆	☆
30	0.23	0.25	☆	☆
32	0.23	0.26	☆	☆
35	0.23	0.28	0.25	0.38
38	0.23	0.29	☆	☆
40	0.25	0.32	0.25	0.43
42	0.25	0.33	☆	☆
45	0.25	0.36	0.25	0.49
50	0.30	0.53	0.25	0.58
52	0.30	0.54	☆	☆
55	0.30	0.55	0.25	0.65
60	0.30	0.58	0.25	0.71
65	0.30	0.64	0.25	0.78
70	0.30	0.72	0.30	0.95
72	0.30	0.75	☆	☆
75	0.30	0.80	0.30	1.06
80	0.30	0.90	0.30	1.17
85	0.30	1.00	0.30	1.28
90	0.30	1.10	0.30	1.39
95	0.30	1.20	0.30	1.51
100	0.30	1.30	0.30	1.64
105	0.30	1.40	0.30	1.77
110	0.30	1.50	0.30	1.90
115	0.30	1.60	0.30	2.04
120	0.30	1.70	0.30	2.18
125	0.30	1.80	0.30	2.32

プレストレストコンクリート橋の工事ならびに施工管理について

前篇では、プレストレストコンクリートを施工するに当たっての基本的知識を述べたが、ここでは現場に入ってから必要な知識について解説を加えてみたい。第一には、PC橋工事の施工に関する計画であって、これは工事発注前には発注者が、工事発注後においては受注者が、デスクワークで立案するものである。この大方針に基いて工事は進行するので、この基本計画が優れておれば、現場状況の変化に応じて多少の変更を加えられても、工事はスムーズに、経済的に終了する訳である。第2には、工事中の管理上の問題点である。重要な工種である型枠工、支保工、コンクリート工、プレストレッシング工、クラウト工、プレキャスト桁の架設工について解説を加え、それぞれの施工上の注意が述べている。最後に、工事途中の検査の方法、竣工検査について述べている。

1. 施工計画

何れの工事においても、施工計画は、設計図書通りのものを施工するという基本的なものに加え、工事を工期内に安く、合理的に完成する計画が包含されていなければならない。プレストレストコンクリートの工事では、前述したように特殊な工種があり、特殊な機械を用いるので、一般のコンクリート工事とは異った面の配慮が、施工計画には必要である。

施工計画は、発注者側が工事発注に際して、工期算定、工費積算に必要とする基本計画と、その工事を受注した施工者が工事を実際に行なうために、その基本方針に詳細に肉づけした実施計画の2種類に分類される。当初の基本計画は、慎重に考慮されたものでなければならず、それが不十分であると、工期遅延、工費増大などの重大問題を引き起すので、あまり詳細に亘る必要はないが、大綱を誤らないように計画される必要がある。実施計画は、現地の条件、手持の機械器具、動員できる労務者の数などを考慮して、最も合理的な施工方法を詳細に検討したものでなければならぬ。

施工計画に盛り込まれる内容としては、以下を包含する必要がある。

- a) 工事概要 — 工事名、事業主体、施工者、工事場所、工事費、工期、工事目的、工事内容、工事条件、現場の地理的条件、位置図、一般図、工事数量、適用仕様書。
- b) 技術計画 — 工事を施工するに当たって技術的に重要な事項。例えば、転用型枠、支保工、高強度コンクリート、プレストレッシング、グラウト、桁架設、等の計画。
- c) 工程計画 — 技術計画に従って工期内に工事を完成するための各工種の工程、ならびに全工程の計画。(コンクリート強度に関係した桁製作、桁架設のサイクルなどが問題)
- d) 人事労務計画 — 技術計画、工程計画に関連した人事労務の計画。(プレストレス管理技術者、PC工などがこれによって決定される。)
- e) 仮設備計画 — 工事を施工するに当たって間接的に必要となる設備、資材、等の計画。ただし技術計画に入らないもの(事務所、倉庫、宿舍などから、さらに工事用道路、プレキャスト部材の製作ヤードの計画を含む)。
- f) 機械計画 — 技術計画に基く必要な機械の機種、台数、必要期間など。(プレストレッシングのためのジャッキ、桁架設機械、移動架設車、コンクリートプラント、コンクリート打設機械な

ど、の種類および配置の計画など)

g) 資材計画——技術計画，工程計画による必要な資材の調達計画。(高強度コンクリート，P C 鋼材など)

h) 安全衛生計画——作業上の安全対策，宿舍の衛生対策などの計画の他，プレストレッシングの注意事項，高所作業の問題を含む。

以上の計画のうち，重要なものについて以下解説してみる。

1.) 技術計画

本計画は，施工計画のうちもっとも重要なものであり，工程計画，ならびに労務計画と関連しながら決定されなければならないものである。本計画は，P C 桁の作業方法によって異なるが，ここでは一例としてプレキャスト桁工法と，支保工上現場打工法の場合について，技術計画に包含さるべき内容を表-1，2に示す。

表-1 プレキャスト桁工法の技術計画立案項目

(下線部は受注者が発注者に提出する施工計画書に記入すべき項目である)

工 種	内 容
(a) 準備工	
① 工事用道路	<u>材料ならびに機械運搬用の道路計画</u>
② 測 量	道路中心線，径間長，斜角，支承位置の測量
(b) 桁製作工	
① ヤード計画	<u>桁製作ヤード，ならびに桁仮置きヤードの場所の選定桁製作台，ならびに桁仮置き台の数量</u>
② 型わく工	型わくの材質，構造，寸法。型わくの製作期間。型わく組数。P C 鋼材定着部型わくの設計。桁製作ソリの計算。
③ 鉄 筋 工	支承のアンカーボルト，P C 鋼材，定着具，ならびに補強鉄筋と各種鉄筋，等との配置関係。鉄筋の入荷時期と加工期間，鉄筋の材質。
④ P C 鋼材工 (シーすを含む)	P C 鋼材の材質。P C 鋼材の入荷計画と貯蔵方法。P C 鋼材配置順序計画。P C 鋼材加工場所，ならびに道具の計画。P C 鋼材定着具取付け金具。
⑤ コンクリート工および養生工	コンクリート練り計画 現場プラント計画，または生コンクリート工場の決定。 <u>配合設計。品質管理。</u> コンクリート打設計画。 コンクリート運搬車の配車計画。打設機械(ホッパー，ベルトコンベアー，コンクリートポンプ車)。打設器具(振動機，シュート等)。打設方法(片押し，層打ち等)。打設労務者配置。桁内埋込物(ジャッキ受金具，付帯物取付金具，支承，排水桁)。振動機の使用法の注意事項。打設中の事故対策。 コンクリートの養生 養生の方法，および器具。
⑥ プレストレッシング工	<u>緊張機械，およびそのキャリブレーションについて。緊張機械保持道具。小道具。緊張順序。緊張力。緊張管理計画。緊張試験。緊張作業上の注意事項。安全対策。</u>
⑦ グラウト工	<u>配合設計。グラウト試験方法。器具(グラウトミキサー，ポンプ，小道具)。</u> <u>グラウト注入・排出口の装置と配置間隔。グラウト前のシーす内の清掃道具(コンプレッサー，等)</u> グラウト作業方法。給水計画。保温設備。
⑧ 雑 工	P C 鋼材定着部の後埋めコンクリートの配合，ならびに型わく計画。

工 種	内 容
(c) 桁運搬架設工 ① 桁運搬工 ② 桁架設工 ③ 雑 工 (d) 横行および床版工 (上記桁製作工と同じ項目について検討し、さらに下記の点について注意しなければならない。) ① 型わく工 ② コンクリート工 ③ プレストレッシング工 ④ 雑 工 (e) 橋 面 上 ① 地 覆 工 ② 高 欄 工 ③ 排 水 工 ④ 伸縮装置工 ⑤ 交通施設工 ⑥ 雑 工 (f) 支 承 工	桁運搬路。桁運搬機械、ならびに器具。 桁運搬作業。 桁のせり上げ。横移動。縦移動。桁上下移動、等の方法 桁架設方法(桁架設方法は架設地点の状況、桁の連数、桁の構造、重量、下部工の構造、等によって適した架設機械が選ばれる。) 桁架設機械器具(タワー、エレクションガーダー、門型クレーン、ステーキング、移動ベント、アンカー、ワイヤー、滑車、ウインチ、等)。 桁架設作業。 桁の支持点。桁の許容傾斜角度。桁の振動。衝撃荷重。偏心荷重。風荷重、等に対する配慮。桁転倒防止方法。桁架設機械の組立、移動、解体、運搬、電力容量。 横桁、および床版コンクリートの型わく支保工。 横桁、ならびに床版コンクリートと桁の打継面の処理。 緊張作業用の足場。 材料、作業道具など、が道路上に落下しないための防護工。 支保工、型わく(地覆の型わく支保工は、スラブ、ならびに桁に固定されるのが一般であり、このために固定金具(ボルト又はアンカー)をあらかじめ準備しておいて桁製作時に埋込んでおく必要がある。) 高欄の入荷時期。現地塗装。施工時期。据付方法 排水柵の配置位置の検討と桁の切欠き 添加物取り付け金具(ボルト)の桁への埋込み 施工方法の検討。埋込み金具など、がある場合の桁端の処理。 照明燈および標識柱の据付台、ならびに配管。 添加物取付金具。 製作発注時期と桁製作工程。固定、可動の確認。桁製作時の上シュューのスパン。上シュュー、下シュューの組合せ位置と据付高。台座モルタルの施工方法。

表一 2 支保工上場所打ちコンクリート工法の技術計画立案項目

(下線部は受注者が発注者に提出する施工計画書に記入すべき項目である。
ただし、プレキャスト桁工法と重複するかについては省略してある。)

工 種	内 容
(a) 準 備 工 ① 工事用道路 ② 測 量 (b) 桁製作工 ① 支保工ならびに基礎 ② 型 枠 工 ③ 鉄 筋 工 ④ P C 鋼材工(シーすを含む) ⑤ コンクリート工	材料、ならびに機械運搬用の道路計画。 道路中心線、径間長、斜角、支承位置の測量。 支保工形式、使用材(地盤、地形、環境、等を考慮)。 支保工基礎の沈下の検討。仮設梁のたわみ、ならびに振動の検討。 <u>型枠の上げ越し量</u> (支保工の弾性変形、支保工間のすき間、プレストレスによるそり)。支保工の転倒防止(コンクリート打設中の偏心荷重、強風による水平荷重、地震による強風荷重、等に対する支保工の水平部材、対傾向による補強)。 P C 鋼材と型枠のセパレーターの位置。 強力な振動機による型枠の変形。内型枠搬出口の配置と鉄筋補強。 鉄筋の材質。 支承のアンカーボルト、P C 鋼材、定着具、ならびに補強鉄筋と各種鉄筋、等との関係。鉄筋の入荷時期と加工期間。 P C 鋼材保持鋼材枠(スパーサー)の設計。 シーすの破損、接続点の脱落、等の点検作業項目。 多量のコンクリート打設に対する計画。 <u>コンクリート運搬サイクル</u> 。打設時間。打設機械。労務者構成。 打設方法。打設順序。打継面の処理。 <u>コンクリート運搬設備</u> 。床版(被膜)養生。

工 種	内 容
⑥ プレストレッシング工	支保工撤去のための1次緊張の時期と本数。緊張による桁のそりと支保工の干渉取り除き。 緊張による桁の短縮と、型枠取りはずし。床版PC鋼材の緊張計画。 シーす中間注入排出口の計画。 PC鋼材定着部の後埋めコンクリートの配合、ならびに型枠計画。
⑦ グラウト工	
⑧ 雑 工	
(c) 橋面工	
① 地 覆 工	支保工・型わく（地覆の型わく支保工は、スラブや桁に固定されるのが一般であり、このために固定金具（ボルト又はアンカー）をあらかじめ桁製作時に埋込んでおく必要がある）。
② 高 欄 工	高欄の入荷時期。現地塗装。施工時期。
③ 排 水 工	排水桝の配置位置の検討と桁の切欠き。添加物取り付け金具（ボルト）の桁への埋込み。
④ 伸縮装置工	施工方法の検討。埋込み金具など、がある場合の桁端の処理。
⑤ 交通施設工	照明燈、および標識柱の据付台、ならびに配管。
⑥ 雑 工	添加物取付金具。
(d) 支承工	プレストレスを与えた時の弾性変形、クリープ、乾燥収縮、温度変化、等による桁の短縮を考慮した上シュアの配置検討。 製作発注時期と桁製作工程。固定、可動の確認。台座モルタルの施工方法。

プレキャスト桁工法では、特に桁の製作ヤード、ならびに仮置ヤードとしての敷地、場所、等に留意し、桁製作のサイクル、桁架設機械の選定も重要な要因であることに注意すべきである。

支保工上現場打工法では、耐力があって沈下しない支保工、およびその基礎工の計画が重要で、多量のコンクリートを一時に打設できる方法の検討も重要である。

2) 工程計画

工程計画は、定められた期間内に工事を完成させるための各工種の工程およびその組合わされた全工程の計画を立案することである。地理的条件、気象条件、現場立地条件、施工方法、経済性といったものが支配する。

工程は、通常棒グラフ（図-7）、ネットワーク式（図-8）の2種が用いられている。場合によっては、個々の工程を棒グラフで算出し、それを組合せて、全体ではネットワーク式を用いることもある。

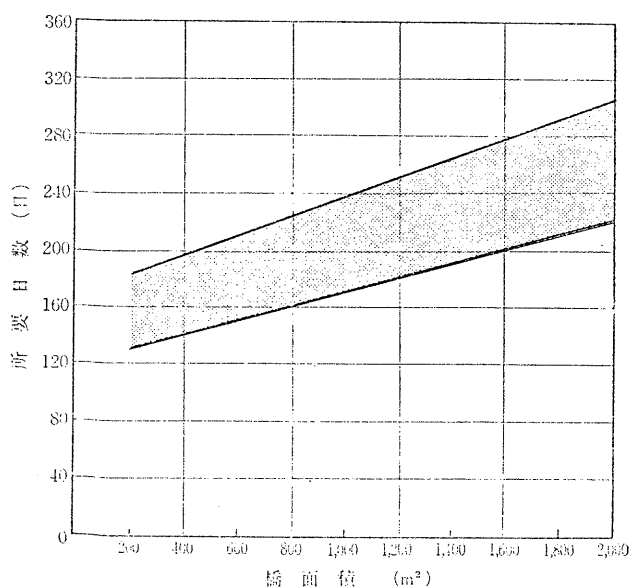


図-1 プレキャスト桁（ポストテンション桁）橋工事全工期（準備工並びに橋面工を含む）

例としてプレキャスト桁工法の場合の個々の工種の工程の概算の基準となるものを図-1～6に示す。それらの組合わさったものが図-8である。

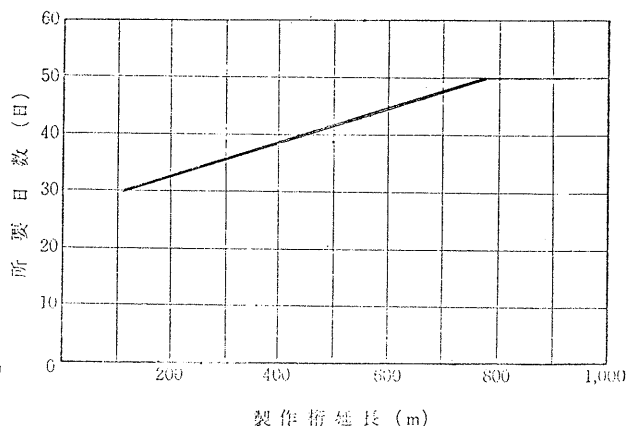


図-2 準備工所要日数（桁製作ヤードなど）

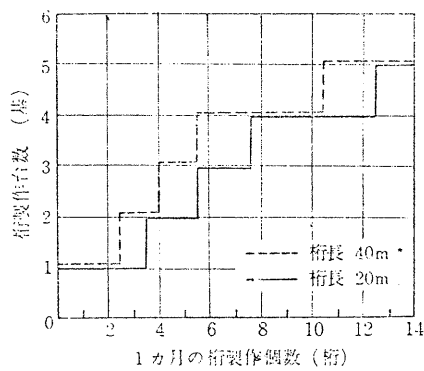


図 - 3 桁製作台数

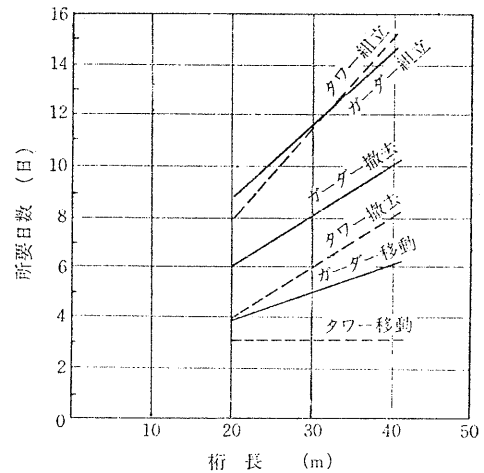


図 - 4 桁架設機械組立・移動・解体

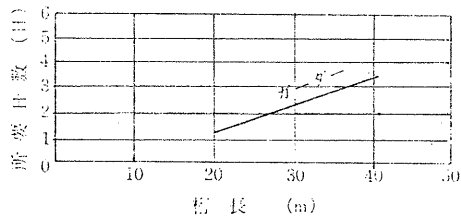


図 - 5 桁架設所要日数

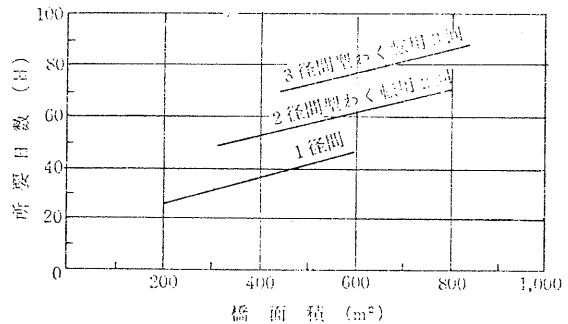


図 - 6 横組工所要日数

月 日		8 月			9 月			10 月			11 月			12 月			1 月			2 月		
工 種		10	20	31	10	20	30	10	20	31	10	20	30	10	20	31	10	20	31	10	20	28
準備工	型わく・鉄筋・シース																					
	コンクリート打設																					
	養生工																					
	緊張・グラウト																					
架設工	架設準備工																					
	架設機材撤去																					
	支承工																					
	型わく・鉄筋・シース																					
横組工	コンクリート打設																					
	養生工																					
	緊張・グラウト																					
	張出し型わく鉄筋・コンクリート																					
排水設備工																						
地覆・高欄																						
その他																						
跡片付工																						

工程の条件 橋長 29.3m, 1径間, 桁形式 T型, 上り線5本 下り線5本 合計10本
製作台基数 2基, 型わく組数 2組, 桁仮置き場あり。

図 - 7 プレキャスト桁(ポストテンション)橋工事棒グラフ式工程表

3) 仮設備計画

設計図書に示されている構造物を直接造る工事を、直接工事、または本工事と称するのに対し、この直接工事を行うための種々の補助的設備工事を仮設備工事と称する。仮設備の工事費に占める割合は大きいので経済性に留意するとともに、安全性について十分考慮しなければならない。仮設備の内容としては、表－3に示す種類がある。

表－3 仮設備の種類

① 準備的なもの	準備 跡片付工 整地 除草 測量 遣方
② 工事設備的なもの	工事施工に必要な機械設備工 用水 電力の供給設備工 P・C 桁製作台設備工 仮橋 仮棧橋工 工事用運搬路 足場工
③ 安全施設のなもの	工事安全標識 信号機 防護柵 照明
④ 仮設建物的なもの	事務所試験室 宿舍 倉庫 下小屋

表－4 ベース占有日数

桁 長 (m)	ベースの占有日数(日)	
	木製型わく	鋼製型わく
20	11	10
30	12	11
40	13	12

上記はプレストレス導入時期は σ_s と仮定している。

プレキャストコンクリート工事で特長的なものは、プレキャスト桁を製作する場合の用地の問題がある。このヤードは、

- i) 工事用の取付道路用地、またはその附近
- ii) 堤防用地、またはその附近
- iii) 橋梁下高水敷地、またはその付近

が選定の対象となる。その広さは、表－4を標準として製作台の占有日数を定め、次のように算出する。

$$M = \frac{14N}{B} \times \frac{1}{30}$$

製作桁総数 N
主桁製作月数 M
製作台数 B

(計算根拠)

主桁1本当り 製作台転用 1月当り 1月当り平均
製作日数 余裕日数 休日数 雨天日数

$$\frac{(12 + 2)N}{B} + (4 \times M) + (2 \times M)$$

とすると

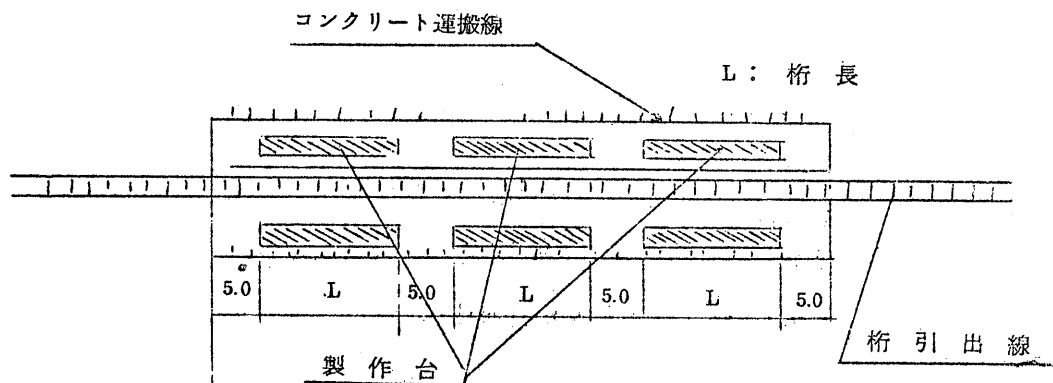
PC 桁の製作速度 $t = \frac{M}{B}$

桁製作総日数 $T = \frac{14N}{B} + 6M$

となる。しかし、製作台数 B を決定するためならば

$B \div \frac{M \cdot N}{T}$ で算出しても大差ない。

図－9 は、そのようにして算出された製作台の配置例である。



図－9 製作台配置図

2. 型枠工，支保工，コンクリート工

これらは、一般の土木工事と共通する面が多いが、プレストレストコンクリートとしての特殊条件を考えなければならない点も少なくない。型枠および支保工は、仮設材であるが、それら工費の全体工事費のうちに占める割合は比較的大きい。従って材料の節減と、その転用回数の増加、労働力の省力化などについて、予め十分な検討を行わなければならない。さらに労働安全衛生規則の適用を受けるので、この面からの検討も必要である。コンクリート工は、一般のコンクリートに比べて、堅練りで、高強度なのでその点の注意が肝要である。

1) 型枠などの設計荷重

型枠と支保工でまず検討すべき事項は、表－5 の通りであるが、通常の土木工事とは異なって勘に頼れない点があるので、設計図を作成してから工事に入るべきである。

荷重としては、通常の鉛直荷重の他に、横荷重を考慮しなければならない。その横荷重の数値としては、はっきりした規定がないが、死荷重の 2 % か、本体構造物の横投影面積に対して 70kg/m^2 以上のうち大きい方を採用すると、施工中の衝撃や不等沈下の影響を考慮しても安全である。その他に水平つなぎ、筋かい、それらの取付部では、次の荷重で設計すべきである。

i) 型枠が、ほぼ水平で、現場合わせて支保工を組立てる場合（パイプサポート，単管支柱，組立断面柱，等）……………鉛直荷重の 5 %

表－５ 型わくおよび支保工の検討事項

(a) 設計上検討すべき事項	(b) 施工上検討すべき事項
① 構造物・土に対する安全度（応力、たわみ） ② プレストレッシングの影響 ③ 作業荷重の影響 ④ 構造物の傾斜影響 ⑤ 地震、衝突、等の影響 ⑥ 経済性	① 組立、解体の方法 ② 組立、解体主任の選定 ③ 構造物施工中の安定性の確認 ④ 施工地盤の確認

ii) 型枠が、ほぼ水平で、工場製作の組立支保工の場合（枠組支柱、等）……鉛直荷重の 2.5 %

iii) 型枠の水平線となす勾配（ $\tan \theta$ ）が、上記の各値を越える場合……鉛直荷重 $\times \cos \theta \times \sin \theta$
 さらにプレストレストコンクリートでは、プレストレスを与える時のコンクリートの弾性変形を拘束しない型枠、支保工の構造を選定することも大切な点である。

使用鋼材の許容応力度については、よく知られているが、木材についてはあまりよく知られていないので、労働安全衛生規則第 107 条に、表－６があげられているので再録しておく。

表－６ 型わくおよび支保工用材料の許容応力度の標準

木 材 の 種 類		許 容 応 力 度 (kg/cm ²)		
		曲 げ	圧 縮	せん 断
針 葉 樹	あかまつ、くろまつ、からまつ、ひば、ひのき、つが、べいまつ、べいひ	135	120	10.5
	すぎ、もみ、そぞまつ、とどまつ、べいすぎ、べいつか	105	90	7.5
広 葉 樹	かし	195	135	21
	くり、なら、ふな、けやき	150	105	15

2) 型 枠 工

型枠の材料としては、鋼製またはアルミニウム合金製の金属系と、合板等の木材系の 2 種がもっとも一般的である。それらは、それぞれ JIS-A-8652 と JAS に規格が定められている。

プレキャスト桁の製作のように、同一寸法の桁が多い場合には、鋼製型枠が有利であるが、場所打桁のように転用回数が少く、かつ断面形状が異なる場合には、合板製型枠が経済的である。また合板製でも、表面に樹脂加工などを行い、転用度を高めたものは、転用回数がある程度多くなっても経済的な場合もある。前述したように、経済性、転用度をよく見極めて、材料の選定を行なうことが型枠工では大切である。

型枠は仮設材であるので、取りはずすものであり、その為のはく離剤の選定は重要な事項である。表－７は、昭和 46 年 9 月に調査したはく離剤の一覧である。各製品により、使用方法が異なるので、使用方法をよく確める必要がある。

型枠の組立、解体の作業は、型枠工のうちで重要な作業である。組立の際の許容誤差を何程にす

表 7 市販の型わくはく離剤の種類

用途	主 成 分	使用方法他	名 称	メーカ名
木 製 合 板 製 型 わ く 用	鋳物油エマルジョン型	5~10倍	ポリゾンM	竹 本 油 脂
	鋳物油エマルジョン型	6~10倍	パネラ 1号 2号 3号	日本コロイド工業
	エマルジョン型	10倍	コニロン	小野田コニロン
		原 液 原 液 5~7倍	セボ # 460 # 400 # 1000	東洋薬化学工業
		10 倍	ボース	東京ボース工業社
	パラフィン ドレンネート	10 倍	パラット木型	山 宗 化 学
	パラフィン系油+乳 化剤	10 倍	ハクリライト	ワンダー化成
	合成樹脂	原液のまま	ストロン樹脂	福 昌 加 工
	合成樹脂	原液のまま	シルバーコート	日本コロイド工業
	パラフィン性	5~6倍 原液	バラコート No.1	
	油 性	10 倍	バラコート No.100 バラコート No.9	
	植物油} 混合油化型 鋳物油}	8~10倍	リケン	東洋理研工業
	〃	10 倍	マノール	鶴油脂加工社
	植物油 { 上塗り ウレタンプレポリ マー (2 液型) 下塗り アクリル樹脂塗料 (1 液型)	10 倍 下塗り、上塗りの順 序で行なう、ともに 原液のままか、10% 以内シンナーでとか したもの。	普通モールド パネクリート	鶴宏栄社化学研究所 中 国 塗 料
	ナフテン酸化物	打放しベニア4~5倍 一般木材 7~9倍	ファイブ No.15	日本添加工業
金 属 製 型 わ く 用	鋳物油乳化型	原液のまま まひは5倍	ポリゾンM	竹 本 油 脂
	鋳 物 油	原液のまま	パネラ特号	日本コロイド工業
	鋳 物 油	原液のまま	ポリゾンP	竹 本 油 脂
	エマルジョン型	5倍液(1:4) 刷毛 スプレー	コニロン	小野田コニロン
		原液のまま	セボ # 400 # 101 # 301	東洋薬化学工業
		原液のまま	マノール	鶴油脂加工社
	パラフィンスター ト	原液を布切れで	パラット金型 パラット 200	山 宗 化 学
	〃	接着プライマーを下 塗り後		
	パラフィン系油+乳 化剤 油 脂	17 倍 原液のまま	ハクリライト セバラ	ワンダー化成 日本添加剤工業
	植物油} 混合乳化型 鋳物油}	原液のまま布切れ モップで	リケン	東洋理研工業
は く 離 剤 加 工 パ ネ ル	植 物 油	原液のまま	油性モールド	鶴宏栄社化学研究所
	特殊脂肪アルキロー ルアミドの塩合物	原液のまま刷毛また はスプレーで	ボースMF	鶴東京ボース工業社
	塩化ビニール系	原液のまま	オルコート スキップ エワフフォームパネ ル	福 昌 化 工 〃 〃

(注) 昭和46年9月調査

るかは、その堅牢度とも関係し、一概に決めがたいが、仕上り寸法で押えと、表-8の通りである。従って表-8の基準に入るような堅牢度を保持し、万一それを越える時は、次回から保持する手段を講じなければならない。

取りはずしの時期は、コンクリートが必要な強度に達するまで外せないのは勿論であるが、それには構造物と同じ養生状態の供試体の強度を参考にして定めるべきである。又強度が十分であっても、隅角部や縁部が破壊したりするので、取りはずしには十分注意すべきである。一つの基準としては、表-9に示すものがある。表-10は、現場の事情で強度試験ができない場合の大体の目安である。ただしPC桁の場合は、プレストレスが導入されないと、コンクリート強度が十分であっても、構造物としては不完全なものであるので、桁底枠は勿論のこと、構造系によっては他の個所でも、プレストレストとの関係をよく見極めて取りはずさなければならない。

表-8 PC桁のコンクリートの寸法公差

区 分	寸 法	公 差
部材の長さ	長さ15mまでは 長さ15m以上は1mごとに 1mmを加える	$\pm 10\text{mm}$ $\pm [10 + (L - 15)]\text{mm}$ ここにLは部材の長さで 単位はmとする。
断面寸法	断面の各辺につき	$+(8 + \frac{l}{25})\text{mm}$ $-(5 + \frac{l}{40})\text{mm}$ ここにlは各辺の長さで単位はcmとする。
横方向のたわみ	長さ5.5mまでは 長さ5.5m以上は	5mm $(2L - 6)\text{mm}$ ここにLはスパンで単位はmとする。
たわみ		計算値に対して $\pm 50\%$

表-9 型わく取りはずし時期における構造物のコンクリート圧縮強度の標準

部 材 面 の 種 類		例	圧縮強度
曲げ応力または軸力が相当小さい部材の面型わくで、ほとんど支える必要のない面		厚い部材の鉛直な面	35kg/cm ²
相当の曲げ、および軸方向力を型わくで一部支える必要のある面	静荷重だけをうける場合	うすい部材の鉛直な面45°より急な傾きの下面	50kg/cm ²
	静荷重と動荷重をうける場合	柱など	100kg/cm ²
大きい曲げをうける部材で、打設コンクリートを型わくで全部支える面		橋などの版、はり、45°よりゆるい傾きの下面	140kg/cm ²

表-10 型わくの取りはずし時期

	部材側面の型わく	部材底面の型わく	スパンが6m未満のアーチセントル	スパンが6m以上のアーチセントル
普通ボルトランドセメント	4日	7日	10~15日	14~21日
早強ボルトランドセメント	2日	4日	7~10日	8~14日

3) 支 保 工

プレストレストコンクリートでは、普通の鉄筋コンクリートと異なり、プレストレスが与えられるまでは、無筋コンクリートと考えてよく、沈下や変形があってはならない。またプレストレスによるソリ、反力の移動を阻止する支保工であってはならない。PC桁では、この2つが重要な事項である。

支保工の材料としては、型枠と同様、木材と鋼材の2種がある。木材の場合は、同種の材料であっても、その強度のバラツキが大きいので、材料の損傷の点検の他、そのバラツキをカバーするものを選定し、含有水分にも注意しなければならない。鋼材は、JIS-G-3101, G-3106, G-3444 に適合した材料を選定すべきである。

支保工のタイプを選定するには、下記の条件を考慮すべきである。

- i) 荷重条件
- ii) 支持地盤条件
- iii) 地形条件
- iv) 経済性
- v) 橋下の交通、河川の条件
- vi) 本体構造物設計上の条件
- vii) 支保工材料の転用
- viii) コンクリート打設能力とその方法

支保工の設計組立に関しては、施工中に発生する変位を予測して、その分だけ上げ越しを行わなければならない。一般の桁のたわみは、スパンの1/200以下に押えるほか、コンクリート打設方法によって表-11の値を基準に定めるのがよい。また支保工の継目では、変位がどうしても起るが、その値としては表-12が目安となろう。さらに支保工基礎も沈下を起してはならないが、その地盤支持力の目安としては表-13、沈下量の実際としては表-14が参考となろう。

表-11 支保工の許容たわみ

スパン	コンクリート打込み	許容たわみ
5m以下	1 気に打設する	$l/200$
10m以下	2 回に分割	$l/300$
15m以下		$l/400$

(注) l : 支保桁のスパン

表-12 継目の変位量

部 材	変 位 量
鋼 支 柱—鋼 柱	0.5~1.0mm
鋼 支 柱—木 材	1.0~2.0
鋼 支 柱—鋼 面	0.5~1.0
木 材—木 材	1.0~2.0
(せんい方向) (せんい方向)	
木 材—木 材	0.5~1.0
(せんい方向) (直角方向)	
木 材—木 材	1.0~2.0
(直角方向) (直角方向)	
砂 箱	3.0~6.0

表-13 地盤許容支持力の目安

地 盤	許容支持力 t/m ²	備 考	
		N 値	qu(kg/cm ²)
粘土質地盤			
非常に堅い	20~30	15~30	25以下
堅い	10~20	8~15	1.0~2.5
中位	5	4~8	0.5~1.0
柔らかい		2~4	0.25~0.5
非常に柔らかい		0~2	0.25以下
砂質地盤			
密	30	30~50	
中位	10~20	20~30	
ゆるい	5~10	10~20	
礫地盤			
密	60		
密でない	30		
土丹盤	30	30	
砂盤	50	50	
岩盤	100	100以上	

表-14 支保工基礎沈下量の参考値(実施例)

基礎地盤の土質 架設場所	支保工基礎構造	基礎沈下量	実 測 値
砂 陸上部	クイ打ち, 尺角ならし, わく組, 支柱(ベタ支柱)		下等沈下なし 10~20mm
シルト //	切込み砂利, ローラてん圧 尺角ならし, わく組支柱 (ベタ支柱)	27mm	12~16mm
砂 砂利 河川部	クイ打ち, 尺角ならし, 組立支柱(はり支柱式)	6.5 全変位量27.3	全変位量30mm
砂 礫 //	クイ打ち, 尺角ならし, 組立支柱(はり支柱式)	15 全変位量30mm	全変位量20mm

4) コンクリート工

プレストレストコンクリート用コンクリートは、一般に単位水量が少く、堅練りコンクリートであり、その点が一般の鉄筋コンクリート用コンクリートと比較して異っている点である。またクリープ、乾燥収縮が多いコンクリートでは、プレストレスの減少が多くなるので、養生その他に十分注意して、その量を減少させなければならない。

PC部材は、一般の鉄筋コンクリート部材に比べ、断面寸法が小さく、鉄筋の他にシースなどが密に配置されていることが多いので、打込み、締固めについても十分注意する必要がある。その場合のコンシステンシーの標準としては、桁タイプにより表-15が参考になろう。

表－15 PC用コンクリートのスランブ標準値の範囲

施 工 法 お よ び 構 造 形 式		スランブ値(cm)
場所打ちコンクリートの場合	ステーシング工法(スラブ形式)	4～6
	〃 (桁形式)	6～8
	現場 片持梁工法(箱桁形式)	7～10
プレキャストコンクリートの場合	ポストテンション工法 (T桁, 箱桁形式)	6～8

コンクリート打設については、

- i) 型枠支保工が不定な沈下をしないようにすること。
 - ii) 十分な締固めを行うために適当な層厚とする。
 - iii) 傾斜面に打込む場合は一般に低い方から打つ。
- という一般的な注意の他、プレストレストコンクリートとして、
- iv) 多量のコンクリートの落下によって鉄筋、シースを移動させたり、損傷させないこと。
 - v) 打継目を注意深く選定すること。(殊に水平打継目について)
 - vi) 内部振動機によって鉄筋、ことにシースを傷つけないこと。
 - vii) 乾燥収縮を少なくする養生法を選定すること。
 - viii) プレキャスト桁を並列して横締する場合は、シースの移動は絶対に避けること。
- などが注意すべき点である。

3. プレストレッシング工

このプレストレッシング工は、普通の鉄筋コンクリート構造物にはない桁製作工程のうち、もっとも重要な作業である。またもっとも設計計算と結びついたものであり、設計を理解しなければ、よい作業はできない。この作業前には、少なくとも次の事項は検討しておかなければならない。

- a) 使用材料の確認と保管
- b) PCケーブル、鉄筋、および定着具の配置
- c) 緊張用機械器具の整備点検
- d) 緊張計算書の照査
- e) 緊張管理方法
- f) コンクリート強度
- g) 型枠・支保工の点検
- h) プレストレッシング作業者の適正な配置
- i) 安全管理
- j) PC鋼材配置

プレストレストコンクリートでは、鉄筋は本来の鉄筋の役目の他にPCケーブルの保持の役目を兼ねていることが多い。図－10に示すように、スターラップが弱い場合には、ケーブルが変形し、所定のプレストレスが導入されないことがある。溶接による鉄筋の結束は、鉄筋にアンダーカットを生じさせたり、スパッターがシースに付着し、それに孔をあけてモルタルが流入して、所定のプ

レストレスが導入されないことがある。
さらにプレストレスによる局部応力によるひびわれ防止のための鉄筋が、設計図には不足していることが多い。これらいずれも、設計時に検討されるべきものであるが、設計図をみて、現場で適宜補強する必要がある。

一般に、シースまたはPC鋼材の許容配置誤差は、スパン中央および連続桁の支点などの主要な設計断面を中心に、その両側 $L/10$ では、シース、PC鋼材の中心位置と部材縁距離の5%以内、ただし距離の5%が5mm以下の場合は5mm、30mm以上の場合は30mmを限度とする。
PCケーブルの保持間隔は、

鋼線の場合 支持間隔 $d = 1.2 \sim 1.5m$

より線の場合 $d = 1.0m$ 以下

鋼棒の場合 $d = 1.5 \sim 2.0m$

とするのがよい。

2) プレストレッシング

プレストレスの全量を一時に与えよいコンクリート強度は、一般に設計図に示されている。これらは、構造物と同じ養生の供試体の強度で判断されるが、現場の状況によって早期に一部のプレストレスを導入することがある。この場合は、プレストレスを与えた直後、コンクリートに起る最大圧縮応力度の1.7倍以上の強度がなければならない。さらにクリープ、乾燥収縮については、再計算を行う必要がある。その場合は次の補正值を求める。

$$\varphi = 2.0\kappa \quad \epsilon = 15 \times 10^{-5} \kappa$$

ただし、 κ は表-16より求める。

表-16 κ の 値

σ/σ_{∞}	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90
κ	1.50	1.20	1.00	0.85	0.75	0.67

ただし、 σ_{∞} と設計基準強度の σ_{CK} との関係は次のように仮定してよい。

普通ポルトランドセメント： $\sigma_{\infty} = 1.15 \sigma_{CK}$

早強ポルトランドセメント： $\sigma_{\infty} = 1.10 \sigma_{CK}$

ここに、 σ_{CK} = 部材の設計時に基準とした材令28日における圧縮強度

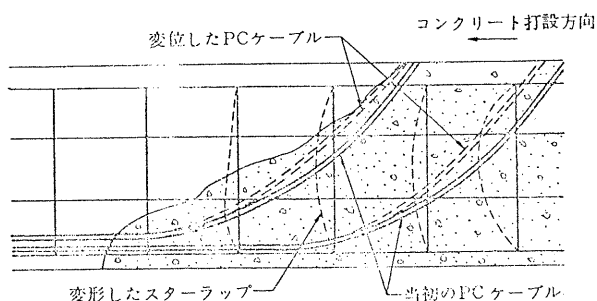


図-10 コンクリート打設と鉄筋、シースの変形

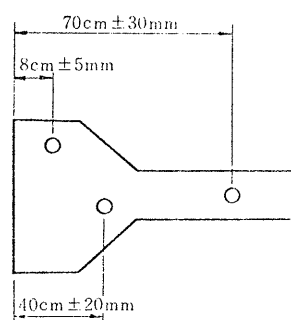


図-11 PC鋼材の許容配置誤差

3) プレストレッシングの管理

プレストレッシングの管理は、プレストレッシングの中で最重要事項である。この管理の概要を、分散ケーブル方式の場合の「摩擦係数による管理方法」を例に取り以下に示す。

まず見かけのヤング係数 E_p および異なる2つの摩擦係数 (μ 値) を用いて、ジャッキ位置における緊張力と伸び量をそれぞれ求め、緊張グラフ (図-12) に、A, B 点の形で図示する。この A, B に平行な線 (図-12 の $E_p/(1+0.03)$ 線) を引き、これを引き止め線とする。通常荷重と伸び量をプロットすると、原点が一致しないが、その場合は、図-16 のように平行移動を行って引き止める。この引き止め点が、管理限界内 (UCL 線と LCL 線) に入っていれば、1 ケーブルとしては異常がない訳である。この場合、A, B 点を求めるための μ 値は、試験緊張を行わない場合は、表-17 の値を基準値として、限界には ± 0.4 を用いる。

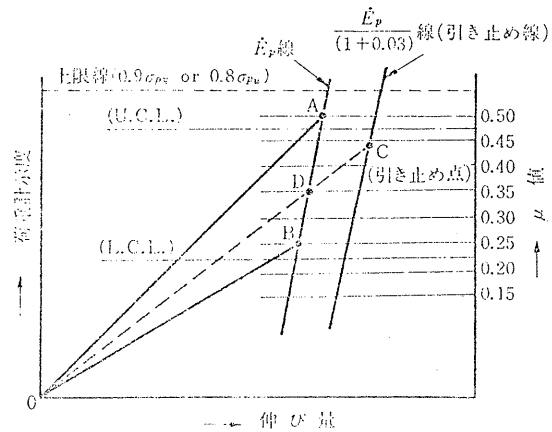


図-12 引き止め点の決定方法

しかし緊張ケーブルの数が多くなるにつれて、表-18 の値を用いて管理限界を設定し直す。実際には、10 ケーブル以上の値が得られた時点で設定し直すのが通例である。

表-17 見かけのヤング係数

PCケーブルの種類	μ	E_p (kg/cm ²)	r
銅線束	0.30	2.0×10^6	0.013
銅より線束*	0.30	1.9×10^6	0.016
銅棒	0.25	2.05×10^6	0.016

* 安部ストランド工法および S.E.E.E. 工法を除く。

表-18 管理限界表

1組のケーブル数	2	3	4	5	6	7	8	9	10以上
管理限界 $\pm \mu$	± 0.28	± 0.23	± 0.20	± 0.18	± 0.16	± 0.16	± 0.14	± 0.13	± 0.13

上記2つの管理を通じて、異常が認められた場合は、直ちに次の検討を行う必要がある。

- 荷重計が正確な値を示しているかどうか。
- 定着装置が著しい変形を生じていないかどうか。

また固定端側定着装置において、PC鋼材に滑りを生じていないかどうか。

c) P C 鋼材のヤング係数, または P C 鋼材とシースとの摩擦係数が仮定した値と異っていないかどうか。

d) P C 鋼線束の場合, 素線のうちで切断したものがないかどうか。

e) シース巾にペーストなどが流入し, P C 鋼材の伸びを拘束していないかどうか。

ただし, 偶然原因による誤差が必ずあるものであり, それは責任技術者が判断すべき事項である。安定を示す管理図は, 次のようなものである。

a) 管理図に記入された点が, 管理限界内にあること。ただし 20 点に 1 点の割合以下では, 管理限界外に出ても直ちに異常とは認めない。なお, 管理限界線上の点は, 管理限界外の点として取扱う。

b) 管理図上の点が, 中心線 (μ 線) のまわりに多く集っていると同時に, それが適当に分散していること。

c) 上記 b) の状態で, 更に限界線付近では, 非常にまばらにしか点のないこと。

上記を外れるものは, 安定状態を示さない管理図であるが, その他にも次の場合は注意すべきである。

a) 管理限界外に連続して 2 点以上とび出た場合

b) 連続的に中心線の片側にある場合

c) 点が中心線に対し片側に多くでる場合

d) 点が連続して, 上昇または下降する傾向の場合その実例は右に示すようなものである。

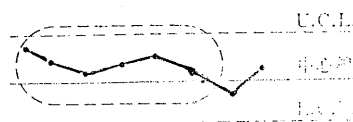


図 - 13

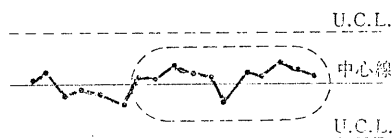


図 - 14

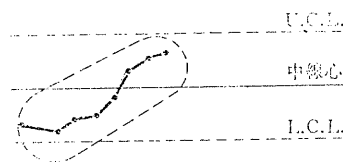


図 - 15

橋緊張管理図(ケーブル1本毎の管理図)

緊張年月日	昭和 年 月 日
緊張個所 (ケーブルNo)	G ₁ -65けた
ケーブルNo	C-3
緊張順序	3

緊張記録	
最終緊張力 (kg/cm ²)	500
最終伸び量 (mm)	213
セット量又は 引戻し量 (mm)	20
μ 値	0.35

緊張計算		
μ	0	0.4
σ _m (kg/cm ²) P _m (t)	407	493
Δl (mm)	199	206
Δl (mm)	22	37

施 工 会 社	
主任技術者	担 当 者
御	御

伸 び (mm)	○側	△側	合計
82	109	191	
70	100	170	
61	87	148	
54	74	128	
44	64	108	
37	52	89	
29	41	70	
18	28	46	
11	14	25	
8	12	20	
補正値	20		
総伸び	213		

設 計 条 件	
緊張工法	フレシネー工法
P C 鋼材の種類	SWPR 7A 12φ12.4mm
ジャッキの受圧面積	300cm ²
み かけ の E _p	1.89×10 ⁶ kg/cm ²
引 止 め E _p	1.84×10 ⁶ "
圧力計の上限	500kg/cm ²

特 記 事 項	
晴・曇・雨 気温 °C	

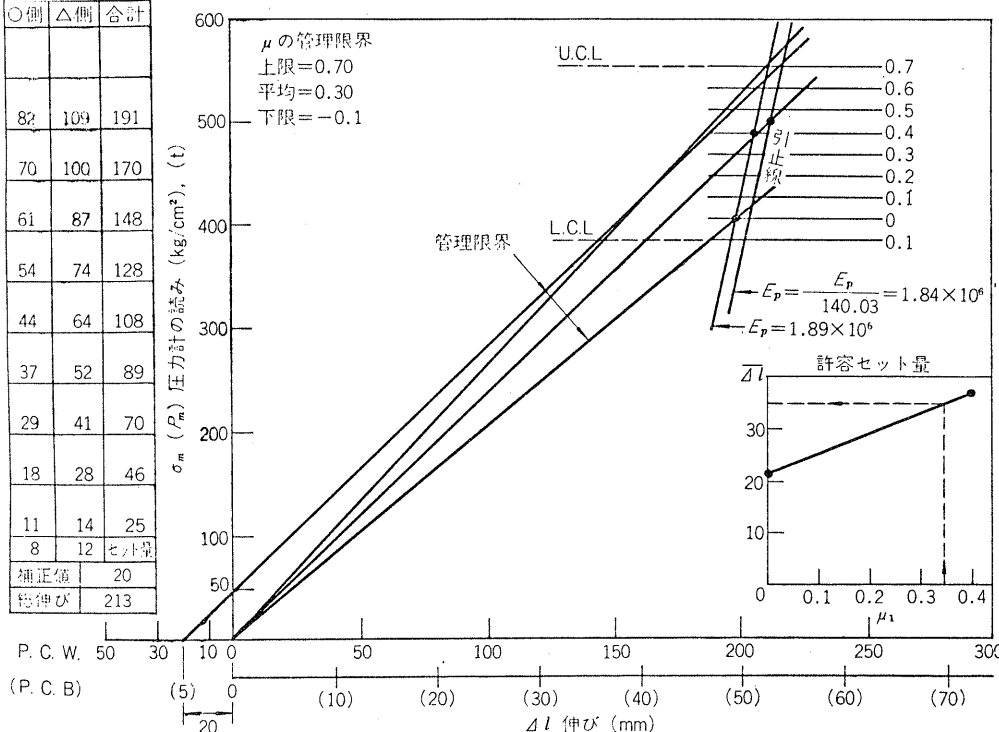


図 - 16 緊張管理図様式

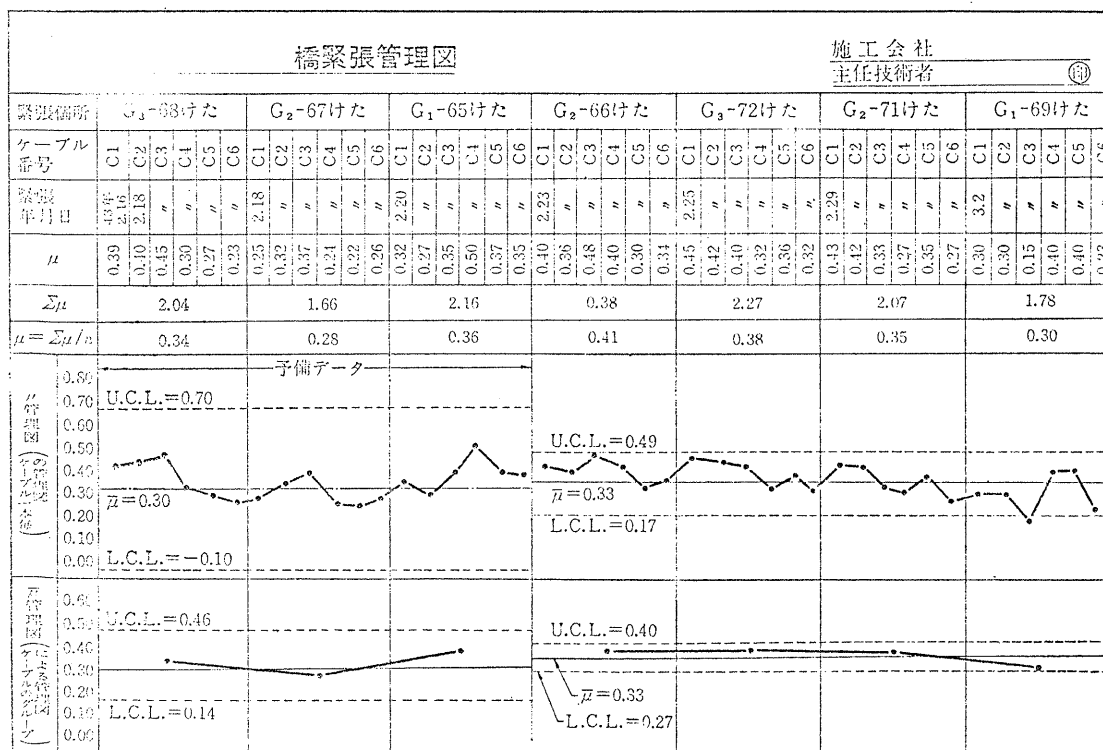


図 - 17 緊張管理図様式

4. グラウト工

グラウトもまたプレストレストコンクリートに固有なものである。グラウトの目的は、P C 鋼材を腐食から保護することと、P C 鋼材と部材本体のコンクリートとの付着を与え、一体とすることである。従って緊張後できるだけ早い機会に完全なグラウトを行う必要がある。そのためのグラウトの必要な品質は、次のようなものである。

- グラウトの注入作業が、容易に行えるように、適切なコンシステンシーを有すること。
- 収縮がなく、適切な膨張性を有していること。
- 所定の圧縮強度、付着強度を有すること。

これらの規格値は、P C グラウト指針に示されている。

標準的な配合例は、フレッシュネー工法のようなシースとP C 鋼材の空隙の多い場合、表-19の通りであるが、季節によって表-20～22のように変える必要がある。

表-19 配合設計例

配 合 例		グ ラ ウ ト 性 状						
W/C	42%	温 度 (°C)	流下時間 (秒)	ブリージング率		膨脹率 20時間 (%)	圧 縮 強 度	
混 和 剤 (セメント) (重量当り)	0.25%			3～5時間 (%)	20時間 (%)		7 日 (kg/cm ²)	28 日 (kg/cm ²)
アルミニウム 粉 末 (セメント) (重量当り)	0.007%	25	12	0.6	—	+2.7	242	320

表-20 配合設計例(一般・春秋)

水・セメント比 W/C (%)	水 W (kg)	セ メ ン ト C (kg)	混 和 剤 (ポゾリス No.8) (g)	アルミニウム 粉末 (g)
42	21	50	125	3.5

表-21 配合設計例(夏季)

水・セメント比 W/C (%)	水 W (kg)	セ メ ン ト C (kg)	混 和 剤 (ポゾリス No.8) (g)	アルミニウム 粉末 (g)
44	22	50	125	3.5

表-22 配合設計例(冬季)

水・セメント比 W/C (%)	水 W (kg)	セ メ ン ト C (kg)	混 和 剤 (ポゾリス No.8) (g)	アルミニウム 粉末 (g)
39	19.5	50	125	3.5

グラウト工に関する失敗としては、まずコンクリート打設方法、バイブレーター使用方法が誤っており、シースを破損したり、ジョイントが外れ、モルタルが不能になったケースである。この場合は、そのコンクリートの注入部分をはつり、グラウトが通るように配慮することで、忙てて両側又は外側から注入を強行してはならない。次にシース、PC鋼線の錆などの異物、等が、グラウトの注入にあたりその先端に集まり、グラウト途中で続行不能になるケースである。この場合は、グラウト施工前に、予めシース内の洗浄を行わなかった場合に多い。対策としては、注入の反対側より圧力水を流入して内部グラウトを排出し、改めてグラウト作業を行うべきである。第3には、グラウトが凍結したり、シースの中の水が凍結したり、グラウトの施工もれなど、のグラウト施工後欠陥が判明するケースである。これらは、季節によるグラウトの配慮、グラウトの大切さを認識しない凡ミスであり、注意深く、慎重に施工することで避け得るものである。何れにしても、それら失敗を起さない施工法が、グラウト作業上の注意事項となるものである。

5. プレキャスト桁の架設工

技術革新につれて、PC桁の架設も様々な形で行なわれるようになってきた。しかし、ここでは各社である程度統一された形で架設が行われているプレキャスト桁を横組みする場合の架設方法について図を中心に概説してみる。

PC桁の架設の根本精神は、鋼桁の場合と全く同様である。ただし度々述べているように、PC部材としての特殊な条件を加味したものであることは必要である。横方向の傾斜、縦方向の傾斜、吊り支店位置、仮支点位置などが、特に考慮すべき点である。*

労働省令クレーン等安全規則は、一般的なクレーンなどについての規定を示しているが、この規則は常時活用されるものを対象にしており、プレストレス部材の架設のような一日1回程度のものにすべてを適用すると、設備費が莫大となり実情に合致しない。そこで省令の精神を生かし、実情に基づく判断を入れた架設設備の安全性を基に、架設設備を検討することが必要である。

プレストキャスト桁の架設工法には、次の6種類があるが、架設の概略図とともにあげておく。

- a) タワーエレクション工法
- b) ガーダーエレクション工法
- c) 門型クレーンエレクション工法
- d) ステージングエレクション工法
- e) 移動ベントエレクション工法
- f) クレーントラックエレクション工法

上記に共通な桁架設の基本作業として次のようなものがあげられるので、以下に少し解説してみる。

まず、ジャッキによる桁の上げ下げがある。この場合ジャッキの能力は、作用荷重の2倍以上の能力のものを使用し、PC桁には予めジャッキング用のブラケットを取りつけておくことも大切である。またジャッキとは別の支持構造を設け、不測の事故で桁が横転することを防ぐことも必要であるし、ジャッキの基礎を強固なものにし、不等沈下を避けることも必要である。

* これらについては前篇参照。

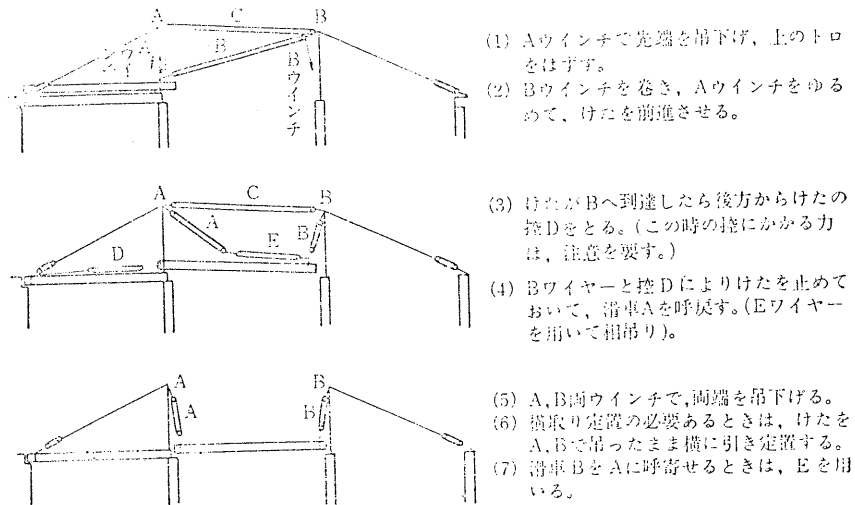


図 - 18 タワーエレクション工法

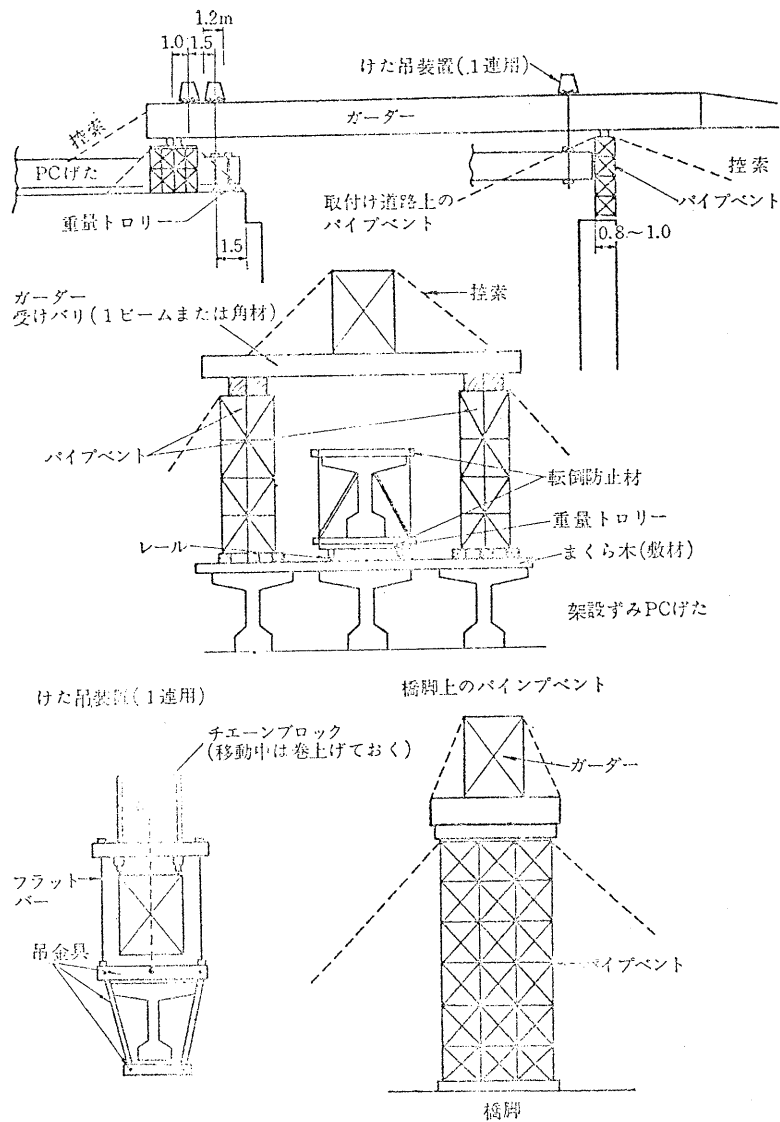


図 - 19 ガーダーエレクション工法

桁の横取りについては、必ず転倒防止材を取り付け、両端を均一に横取りをし、かつ左右に必ず歯止を用意することも必要である。また橋脚上で横取りするときには、狭い場所であるし、高所なので、ヤード上の横取り以上に入念な計画が必要である。

桁の引出しでは、地盤によって異なるが、枕木はできれば1.0 m以下にすることが必要である。レールの継目では、不必要な衝撃を桁に与えることになるので、引出し速度は、1分当り10 m程度以上とし、慎重に行なわなければならない。また勾配は2 %以下に押え、それを越える場合には、十分な滑り止めを行なう必要がある。

6. 検 査

現在のプレストレストコンクリート橋の大部分は、請負契約方式が取られており、現場作業のすべて、現場管理の大部分は受注者の施工業者が行い、発注者側は、現場管理のごく一部を自らの手で行い、施工業者の行い管理を立会・計測などで監理している形が一般的である。

個々の具体的な監理方法は、前章までで詳しく述べているが、ここではそれらをまとめた形で工事の段階を追いつつ発注者側監督員行なうべき一般に検査といわれている事項を記している。

検査は、ともすれば発注者と受注者で利害が反することが多い。従って個々の検査を正しく行なうためには、検査の精神を正しく理解することが必要である。発注者は、不必要なきびしさを要求することなく、受注者の創意工夫を生かし、所定の品質、形状、寸法を保持する方向で指導しなければならない。受注者も十分な施工管理に向って努力することはもちろんのこと、自主管理を厳にして万が一に検査で不良の個所を指摘されることのないようにしなければならない。ただし一方では、受注者の行なう自主検査は検査というより各作業の成果の確認であることを忘れてはならない。自主検査が局部的になり、全体の管理を忘れ勝ちであるので、それを補うのが発注者の検査であり、違った目での見落しを排除する行為であると理解すべきである。

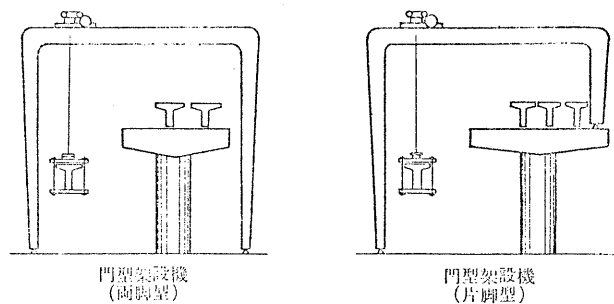


図 - 20 門型クレーン工法

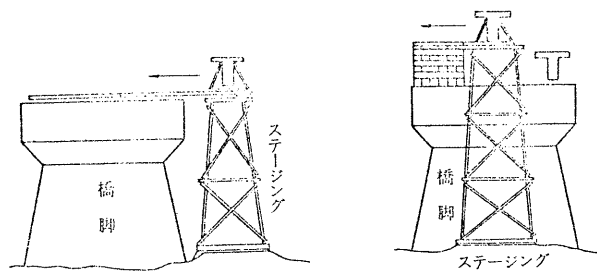


図 - 21 ステージング工法

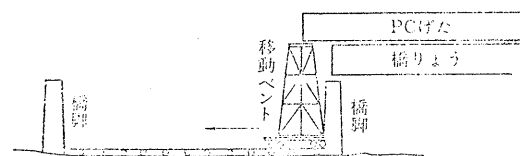


図 - 22 移動ペント工法

表-23 検査項目一覧

工 種	内 容	分類	具 体 的 作 業
支 保 工	地 盤 調 査	II IV	地耐力・沈下量の測定
	仕 上 り 検 査	III	使用部材の材料確認、筋かい、くさび、等の止め
型 わ く 工	型 わ く 材	III	材質、厚さ、ユニット型わくの出来上り状況確認
	組 立 て 検 査	I	形状、位置、寸法、上げ越し量、固定保持方法、欠陥の有無（ズレ、穴等）はくり剤の塗付状況
足 場 工	材料および組立	III	安全性の確認
鉄 筋 工	材 質	IV	製造工場の規格証明書写し
	鉄 筋 組 み	I	使用鉄筋径、配置間隔、かぶり、継手長、等を設計図と照合、スベーサー、結束、等の保持方法の確認
	ガ ス 圧 接	II	圧接作業
	保 管・管 理	IV III	抜取り試験報告 管理状況
P C 鋼 材 工	材 質	IVまたはII	製造工場の規格証明書写し、あるいは試験報告書によるか、または試験立会い
	鋼 材 配 置	I	シースの位置、シースの欠陥の有無保持方法、定着具の位置、角度、補強鉄筋の確認、カブラー位置の確認グラウトパイプの取付方法
	保 管・管 理	III	管理状況
コンクリート工	コンクリート練り計画	II	試験練り、およびその強度試験
	打 設 計 画	IV	水質、セメントの品質および骨材の産地と品質
		IV	全打設量の把握、天候との関係など（気温と混和材、養生方法、雨天の場合の処置）打設順序、作業時間、作業人員配置、生コン車の配車計画打設機具、等（数量、性質、および配置）
	コンクリート打設	IまたはII	各種管理試験（目視検査、スランptest、等）供試体の採取、決められた時間内での使用、コンクリート温度、不良生コンの放棄、ポンプ車使用時の注意、打継日の処理、打設順序、締めめ状況、鉄筋・シース・型わくの変形移動の有無、天候悪化時の処理、仕上り確認
	養 生	III	作業確認、暑中および寒冷時の処置養生期間完了の確認
プレストレッシング工	緊 張 作 業	IIまたはIII	緊張責任者の存在の確認、コンクリート強度、事故防止安全対策、プレストレスによる変形拘束の有無、緊張管理状況、緊張機械のキャリブレーションの有無
	緊 張 管 理		管理表および管理図
グラウト工	品 質 試 験	II	試験練り（コンシステンシー、強度膨張率、ブリージング率）
		IV	施工時の管理試験
	グラウト作業	II	寒中の養生
		II	完全注入確認、決められた時間内での使用
プレキャスト桁運搬架設	現 場 作 業	IIまたはIII	仮設支点位置、架設時の安全対策、傾斜角度、吊り支点、転倒防止策の確認

表-23は、工事の段階を追いつつ検査事項をあげたものである。表中のⅠ～Ⅳは、発注者側監督員の業務を、

Ⅰ－現場検査

Ⅱ－現場立会

Ⅲ－現場内巡回検査

Ⅳ－提出図書・写真・資料による確認

に分類したものである。しかしこれは標準的なものであり、工事の規模、種類、発注者、受注者の違いによって変更可能なものである。また特殊な工事では、これ以上に必要な項目もあるので、適宜つけ加えなければならない。

現場検査(Ⅰ)とは、直接発注者側監督員が行うもので、狭義では計測などで、広義ではコンクリート供試体の試験、品質管理までを含んでいる。

現場立会(Ⅱ)は、工事中に立会って施工管理を行なう行為である。材料試験などをメーカーで行なうものまで含まれる。

現場内巡回検査(Ⅲ)は、工事中に現場巡視を行なって、施工管理を行なう行為である。上記2項と異なり、はっきりした目的がないが、現場を見回することで誤った施工法を見出し、正しく直すことも目的である。

提出図書、写真、資料による確認(Ⅳ)は、デスクワークだけで処理できるもので、各種の管理データ、工事日報など、に目を通し指示を与えるものである。

竣功検査について述べると、この検査は、日々の検査とは異なり、書類、出来上り計測を主とした検査で、同時に受注者にとっては、自分の製品が合格するか否かの重要な検査である。従って要求された書類を迅速に提出できるように用意するとともに、十分に事前検査を行い、欠陥を必ず是正しておくことが必要である。

新らしいプレストレストコンクリート設計方法について

安全係数の必要性

一般に終局耐力を3または4の係数で割れば、十分構造物の安全性は確保されるであろうと考えられている。当初この係数は終局耐力に適用されていたが、弾性の性質が理解されるに従って、降伏点強度に対して、より小さい安全係数を採用するようになった。

仮定のあらゆるものについての変動の可能性は非常に明らかである。規準で定めてある荷重をこえる可能性はあるし、構造部材のあるものは、予定されたより強度が小さいこともありうる。作用荷重に対する構造物の挙動は、設計計算にあたって用いられた数学的モデルの挙動とは相当異なることもある。したがって安全係数は、或る程度、各種要素の既知の変動に対してのみならず、各種未知のかつコントロール不可能な要素に対しても、これを考慮する必要がある。この後者に対しては判断と経験とを大いに必要とするものである。

表-1には設計施工にあたって考慮される可能な不確実さの原因の主なるものを表示してある。

表-1 誤差の原因

設計上の原因	施工上の原因
●実際の荷重の仮定からの変動 ●仮定をこえる将来の荷重増 ●不測の連続性、拘束、等 ●完成した構造物の3次元の挙動を無視し2次元での解析 ●計算の不正確さ、数値のまるめ、等	●実際の構造物寸法の変動 ●柱の鉛直性の変動 ●設計と異なる鉄筋配置（本数、直径） ●現場施工上造られた穴、パイプ、インサート、等 ●材料強度の実際値が規定値を下まわる ●施工時材料、部材に与えた損傷、加熱、雨、凍結 ●施工中の過大载荷、衝撃 ●コンクリート中に雑物の混入

設計者および施工者が、それぞれの時点および場所において利用可能な限りの熟練、知識を注意深く発揮したあとで、おこるかも知れない設計および施工上のこれらあらゆる変動に対して、安全係数は合理的に与えられる必要がある。

設計技術は常に進歩して、より詳細な解析方法が利用できるようになって来た。電算の応用によって繰返し計算の労力は減少させられ、不静定構造物のより正確な解が求められるようになった。これらあらゆる進歩によって抵抗されなければならないモーメント、せん断、軸力、等がより正確に求められ、また構造物がこれらに抵抗する状態についても判かるようになって来た。したがってこれにより大きい安全係数を必要とする度合は従来に比較して減少して来た。

荷重強度、材料のもっともらしい強度、予期される構造物挙動、等およびこれらに関する変動に

ついでに現場測定と調査によって、十分な資料が利用されるようになった時、統計的方法によって安全係数評価は非常に正確なものとなるであろう。

安全度を確保するため各種係数

最近諸外国で設定されている設計規準によると安全度を確保するために用いられる係数は、これを2つに分け、(1) 荷重係数 (2) 材料係数 としているのが一般である。

これら両係数を完全に分離して論ずることは容易ではない。事実全体的な安全性を1つまたは2つの係数で表わすことはできないものである。例えば或る部材寸法決定は多くの要素の相互作用に関係がある。第1に仮定された荷重強度に、第2には材料の規定強度に、それぞれ関係がある。しかし更に設計計算に用いられた解析方法の近似度にも関係し、また現場における施工の良否にも関係するものである。

これら各種要素の内の1つのみが設計を決定するものではなく、これらすべてが相互に関連するものである。もし非常に安全側に過大な荷重を仮定し、材料強度については最適値を採用した場合の設計は、荷重は小さく見込み、材料強度については最適値でない値を用いて設計したものと、ほとんど同じ結果を与えるものである。

判断が悪く、荷重を大きく、材料強度を低く評価すると、過大な構造物の設計となるし、荷重を過少に、材料強度を過大に評価すれば構造物の崩壊をひきおこすことになるであろう。

現在の所十分な統計資料も入手できないので、実際の設計計算上の便を考えて次の順序によって安全度を確めるための荷重作用と材料強度とを定める。

(1) 材料の機械的強度と荷重の特性値の決定

これら特性値は実際の値が、定められた特性値を下まわったり、或いは上まわったりする確率をあらかじめ定めることで規定されるものである。

材料強度の特性値 R_K は、

$$R_K = R_M - K \cdot S$$

で定められる。 R_M = 平均値

S = 標準偏差

k = 試験結果が R_K を下まわる確率によって定められる係数

同様に荷重に関する特性値 Q_K は、

$$Q_K = Q_M (1 \pm k \cdot \delta)$$

で定められる。 Q_M = 構造物の耐用期間中にこれをこえるまたは下まわる確率が50%である
最も不利な荷重

δ = 構造物耐用期間中に作用する最も危険側作用を与える荷重変動係数

k = 最も危険側作用を与える荷重の値が Q_K より大きくなったり、小さくなったりする確率に関係する係数

現在の所荷重に関して十分な調査資料が不足しているので、一応各種設計規準に定める公称設計荷重を用いるものとする。

プレストレストコンクリートでは更にプレストレッシング力の特性値を考慮する必要がある。任

意断面でのプレストレス力特性値 P_K は、緊張端引張力特性値 P_{OK} と、各種原因（摩擦，定着具セット，弾性変形，コンクリートのクリープと乾燥収縮，PC鋼材レラクセーション等）による引張力損失量の特性値 ΔP_K ，とをそれぞれの時点で考慮する必要がある，次式で与えられる。

$$\begin{aligned} P_K &= P_{OK} - \Delta P_K \\ &= P_0 (1 \pm k\delta) - \Delta P (1 \mp k'\delta') \end{aligned}$$

P_0 は緊張端引張力の理論値でもあるが，実際の引張力は使用する装置，緊張管理方法，等によって変動する。 ΔP は，引張力損失量の理論値であるが，材料の性質，施工条件，部材の置かれる環境の気象条件，等多くの原因によるばらつきがあり，この不確定さは，緊張端引張力に関するばらつきよりも非常に大きい。

国内で実施されているプレストレス管理方法によると，一般に理論値よりも大きめの引張力を常に作用させることができるようにしている。これらを考慮すると，プレストレス力特性値は次のように考えるのがよいであろう。（土木学会委員会案）。

プレストレスを与えた直後

$$P_K = 1.04 P_0 - \Delta P_1$$

引張力損失がすべて終了した時点

$$P_K = 1.0 P_0 - \Delta P_1 - 1.2 \Delta P_2$$

ΔP_1 = 弾性変形，摩擦，等によるプレストレス時におこる引張力の損失量理論値

ΔP_2 = コンクリートのクリープ，乾燥収縮およびPC鋼材レラクセーションによる引張力損失量理論値

(2) 計算用材料強度および計算用荷重または荷重作用の決定

これは材料の特性値に $1/r_m$ ($r_m \geq 1$) を乗じ，荷重の特性値またはこれによる荷重作用に r_s (r_s は 1.0 より大きいことも，また小さいこともある) を乗じて，それぞれ定められる。

この理由は材料強度に関して a) 供試体試験結果から求めた特性値に比較して構造物中に用いられたときの材料品質変化による材料強度の減少 b) 上記以外の理由による構造物の弱点の発生をカバーするためのものである。荷重または荷重作用に関しては，a) 特性値に比して不利な方向への変動の可能性，b) 各種荷重作用の特性値が同時に作用する確率は小さいこと，c) 設計計算仮定の近似性，断面寸法の変動，柱の垂直性からの偏位，偏心など，施工上誤差に起因する事項によって，荷重作用が不利な方向になることをカバーするためのものである。

計算用プレストレス力についても同様である。すなわち，緊張端引張力および損失量の特性値にそれぞれ係数を乗じて計算用プレストレス力を定めるのが適当であるが，一般には簡単のため， P_K に r_p なる係数を乗じて計算用値とする。

更に必要あれば，すなわち，内力の再分配が不可能であってその前徴なしに，構造物全体またはその一部部材の破壊をおこしたり，一部材の破壊が全構造物の崩壊の原因となるような構造物の構造特性およびその挙動を考慮したり，構造物の重要性或いは社会的考慮をしなければならぬ場合には， r_o なる係数によって，計算用値を補正する。

安全度を確めるための手法

設計の目的はすべての構造物またはその構成部材が、その施工中および使用中に作用しうるあらゆる荷重ならびに変形に対して十分安全に耐えられることを保証することである。構造物の耐久性を保証することは強さを保証すると同様に大切なことである。

この目的を達成するため現在限界状態設計法と呼ばれる方法が採用されている。

構造物またはその構成部材が、限界状態と呼ばれるある特定の状態に達すると、構造物はその設計目的をはたすことができなくなる。したがってこの限界状態に達することに対しての十分な安全性を保証する必要がある。

限界状態はこれを2つに大別し、(1)終局限界状態と、(2)使用限界状態と、に分ける。

(1)終局限界状態は構造物またはその部材の最大耐力に関するものであって、この状態として次のものがある。

- 構造部材危険断面の破壊
- 不静定構造物のメカニズムへの移行
- 座屈による崩壊
- 疲労による破壊
- 変形が過大となり使用目的を達成できない状態
- 不安定状態となる転倒その他平衡のそう失

(2)使用限界状態は正常な使用または耐久性に関する要求を満たせなくなる状態であって、次のようなものがある。

- 変形が大となり正常な使用に適しない
- 過早または過大なひびわれの発生
- 損傷たとえば腐食
- 過大な振動
- 正常な使用に適さない過大な変位

以上各種の限界状態において構造物によって耐えられる荷重作用を、計算用材料強度を用いて定め、これが計算用荷重作用より大きいことを確かめることによって安全度を保証する手法が採用される。

プレストレストコンクリートの種別と限界状態設計法

プレストレストコンクリートは曲げひびわれ発生可能性の要求に関する程度によって、ひびわれを避ける必要がある場合のⅠ種およびⅡ種と、ひびわれを許容する場合のⅢ種とに分類される。

- Ⅰ種；使用状態において、最も不利な荷重組合せに対して引張応力度を生じないことを保証するものであって、特に腐食の危険にさらされる構造物、コンクリート水密性が特に要求される構造物、疲労現象をもたらすほどの繰返し荷重作用をうける構造物、等に用いられる。
- Ⅱ種；最も不利な荷重組合せによる使用状態において、引張応力度の発生は許されるが、ひびわれ発生にまで至らないことを保証するもので、かつ変動荷重の x 倍と永久荷重との組合せ作用時には引張応力度は生じないようにする。

ここに、

$$x = \frac{\text{変動荷重の一部で長期にわたって作用するもの}}{\text{変動荷重の総計}}$$

- Ⅲ種；使用状態で最も不利な荷重組合せに対して、ひびわれ巾をある値以下となるように保証するものであって、一般に P C 緊張材と普通鉄筋とが併用されるものである。

以上のようにプレストレストコンクリートを分類しても、これは品質の分類ではなくて、ひびわれの安全度についての規準を与えるためのものであって、与えるべきプレストレスの大きさを定めるためのものである。

いずれの種を用いるかは、(a)構造物の耐用期間、使用条件（水密性の要求、疲労の危険性、等）および経済性、(b)作用する荷重の種類（動的か静的か）およびその作用期間（短期間か長期にわたるか）、(c)環境条件すなわち、普通の屋内構造物か、激しい気象作用にさらされる屋外構造物か、侵食性の作用をうけるかどうか、(d) P C 緊張材を構成する P C 鋼材が腐食に対して特に敏感であるか否か、またその防護の有効性、等の諸条件を考慮して、これを決定する必要がある。

上記各種のプレストレストコンクリートについて、それぞれ検討しなければならない使用限界状態として次のものがある。

- 引張応力のおこらない限界状態
- ひびわれ発生限界状態、これは更に次の 2 つに分けられる。

(a)引張によるひびわれ発生限界状態

(b)圧縮によるひびわれ発生限界状態（過大圧縮応力度の作用によって微細な内部ひびわれが発生する）

- ひびわれ巾限界状態
- 必要あれば変形の限界状態

更に終局限界状態の検討はすべての種類に対して、これを実施する必要がある、一般には最大または最小荷重作用状態で実施される。表－２には以上検討すべき限界状態と、各種別との組合せを示してある。

各種限界状態についての検討を実施するにあたって、計算用材料強度、計算用荷重、計算用プレストレッシング力は次のように係数 r_m, r_s, r_p を用いて定められる。

表－２ 限界状態の検討

種 別			I	II	III
使用限界状態 一般に弾性理論によって計算する	引張応力のおこらない限界状態		●	● $0 < X < 1$	
	ひびわれ発生限界状態	引張による		● $X=1$	
		圧縮による	●	●	
	ひびわれ巾限界状態				●
終局限界状態	最大または最少荷重による破壊の終局限界状態		●	●	●
	座屈の限界状態		必要ある場合		
	疲労の限界状態		必要ある場合		

計算用材料強度 $R^* = R_K / \gamma_m$

計算用荷重または荷重作用 $S^* = \gamma_s \cdot Q_K$

計算用プレストレッシング力 $P^* = \gamma_P \cdot P_K$

これら各種係数 γ は表－３ のようである。表中荷重作用には $\Sigma \gamma_{si} \cdot S_{ik}$ で示してある。表中 S_{qk} は最も不利な変動荷重の特性値による荷重作用を， S_{gk} は永久荷重特性値による荷重作用を，それぞれ示してある。その他の強制変形（温度，乾燥収縮，支点沈下等）による荷重作用をも組合わせるときには，これに対する γ_s も考える。

表－３ 各種の γ の値

		使用限界状態	終局限界状態
材 料 γ_m	コンクリート	1.0	1.5 ¹⁾
	鋼 材	1.0	1.15
荷 重 作 用 γ_s		1.0	または $1.5 (S_{gk} + S_{qk})$ $0.9S_{gk} + 1.5S_{qk}$
プレストレッシング力		1.0	または 0.9 ²⁾ 1.0

1) 現場打ちコンクリートに対するもので，工場製プレキャスト部材のように十分注意して管理されたコンクリートに対してはこれを 1.4 としてもよい。

2) 最大荷重と最少プレストレッシング力との組合せでは 0.9，最少荷重と最大プレストレッシング力との組合せでは 1.0 とする。

各種限界状態検討法の概要

(1) 使用限界状態

使用限界状態のうちひびわれ限界に関する表－２ に示す各種限界状態の検討には次のような方法が用いられる。

1.1 引張応力のおこらない限界状態

この限界状態の検討には，全断面コンクリートが有効であるとして弾性理論によって応力度計算を実施し，永久荷重と変動荷重との最も不利な組合せに対して，断面のコンクリートに引張応力のおこらないことを確める。

1.2 ひびわれ発生限界状態

この限界状態の検討には引張によるものと圧縮によるものとを分けて実施する。

1.2.1 引張りによるひびわれ発生限界状態

次の２つの条件を用いる。

- ひびわれのない断面について計算したコンクリート引張応力度の値を或る値以下に制限する。
- 引張区間コンクリートを無視して求めた鋼材引張応力度の増加量 $\Delta \sigma_a$ を或る値以下に制限する。（図－１）

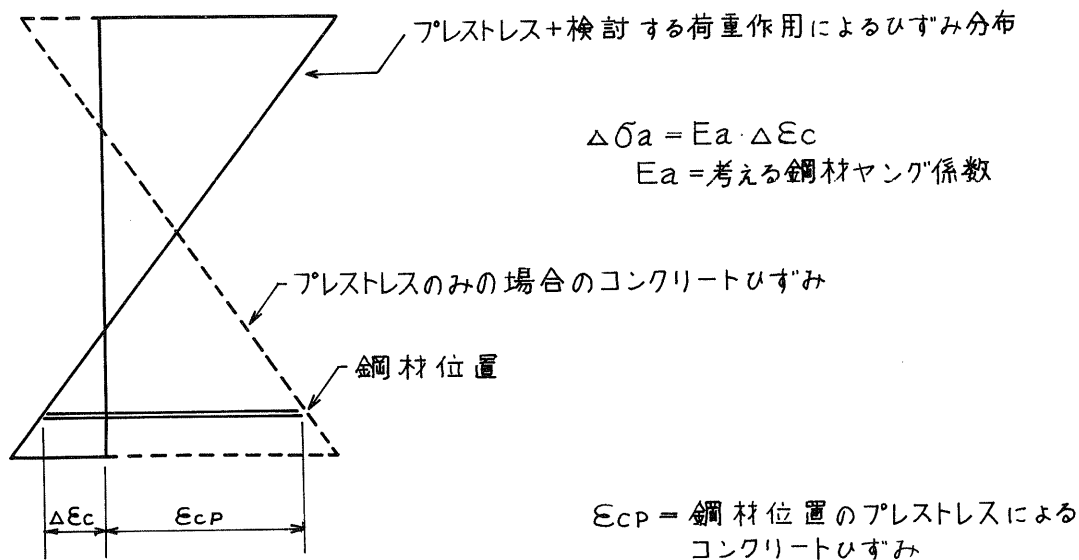


図-1 鋼材ひずみ増

1. 2. 2 圧縮によるひびわれ発生限界状態

プレストレスを与えるとき，および施工中に大きい圧縮応力度が作用して，部材の耐久性に有害である初期の微細内部ひびわれを防止するためのものであって，圧縮応力度が或る値をこえないことを確める。この場合の計算は弾性理論による。

1. 3 ひびわれ巾の限界状態

Ⅲ種のプレストレストコンクリートにおいて，最も不利な永久荷重と変動荷重との組合せに対して，発生するひびわれ巾を或る値以下に制限する。このひびわれ巾の制限値は一般の場合表-4による。

Ⅲ種ではPC鋼材と鉄筋とを併用するのが一般であるが，鉄筋には必ず異形鉄筋を用いなければならない。

ひびわれ巾 W_{max} の制限値は，引張区間コンクリートを無視して計算した引張縁に最も近い鋼材引張応力度の増加量 $\Delta\sigma_a$ (図-1) を，ひびわれ巾に応じてそれぞれ制限することで求められる。

表-4 ひびわれ巾 (mm)

検討荷重作用	$0 < x < 1$	全荷重
侵食性環境中にある構造物	0.1 ¹⁾	0.2
激しい気象条件をうける屋外構造物	0.2	0.3
普通の環境中の屋内構造物	0.3	外観上条件

1) 必要あれば，ひびわれ限界状態で検討する。

(2) 終局限界状態

ここでは破壊の終局限界状態検討方法についてのみ述べることにする。

2.1 曲げ破壊終局限界状態

PC 緊張材に付着のある場合の計算上の仮定は次のようである。

- (a) 断面の平面保持
- (b) コンクリート引張強度無視
- (c) 鋼材は同一位置コンクリートと同じひずみをうける
- (d) コンクリート最大圧縮ひずみは 3.5 % で、計算用応力～ひずみ曲線は図-2 のようにパラボラ～矩形とする。
- (e) 鋼材 (PC 鋼材および鉄筋) の計算用応力～ひずみ曲線は、図-3 のように特性曲線を、原点からの切線に平行に $1/r_a = 1/1.15 = 0.87$ の比で相似的に低減させる。
- (f) 鋼材の最大ひずみ増加は 10 % とする。これは非常に大きい変形を生ずることを、終局状態と考えることによるものである。

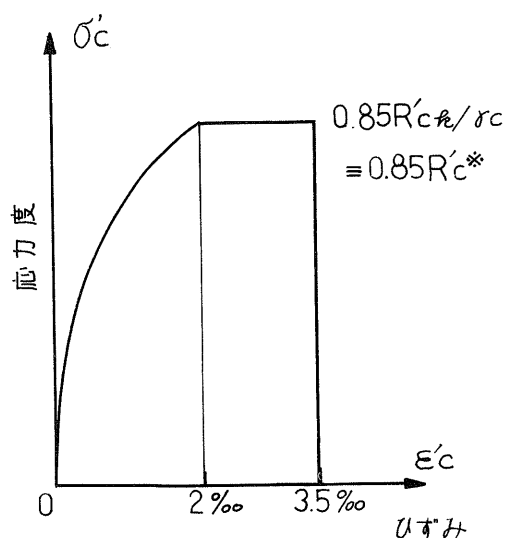


図-2 コンクリート応力～ひずみ曲線

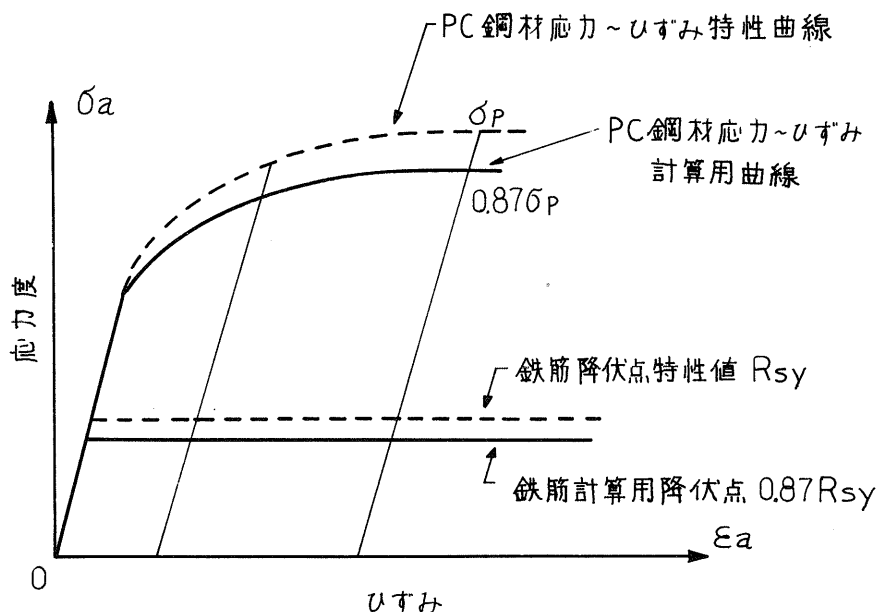


図-3 鋼材応力～ひずみ曲線

したがって断面のひずみ分布は図-4 のようであって、①は偏心の小さい軸引張りの場合、②は鋼材ひずみ増が 10 % に達するが、コンクリート最大ひずみは 3.5 % 以下の場合で、一般の単純曲げの場合である。③は常にコンクリート最大ひずみは 3.5 % に達しているが、鋼材ひずみ増は 10 % 以下であって、鋼材断面積の比較的大きい場合とか、軸力と曲げをうける場合とかにおこる。④は軸圧縮と曲げとを受ける場合で鋼材ひずみが鋼材降伏点応力度に相当する値より小さい場合である。④a は鋼材ひずみは圧縮をうけ⑤は偏心の小さい軸圧縮の場合である。中心軸圧縮の場合にはコンクリート最大ひずみは 2 % である。最大ひずみ ϵ'_0 と最少ひずみ ϵ_0 との間には次の関係が成立する。

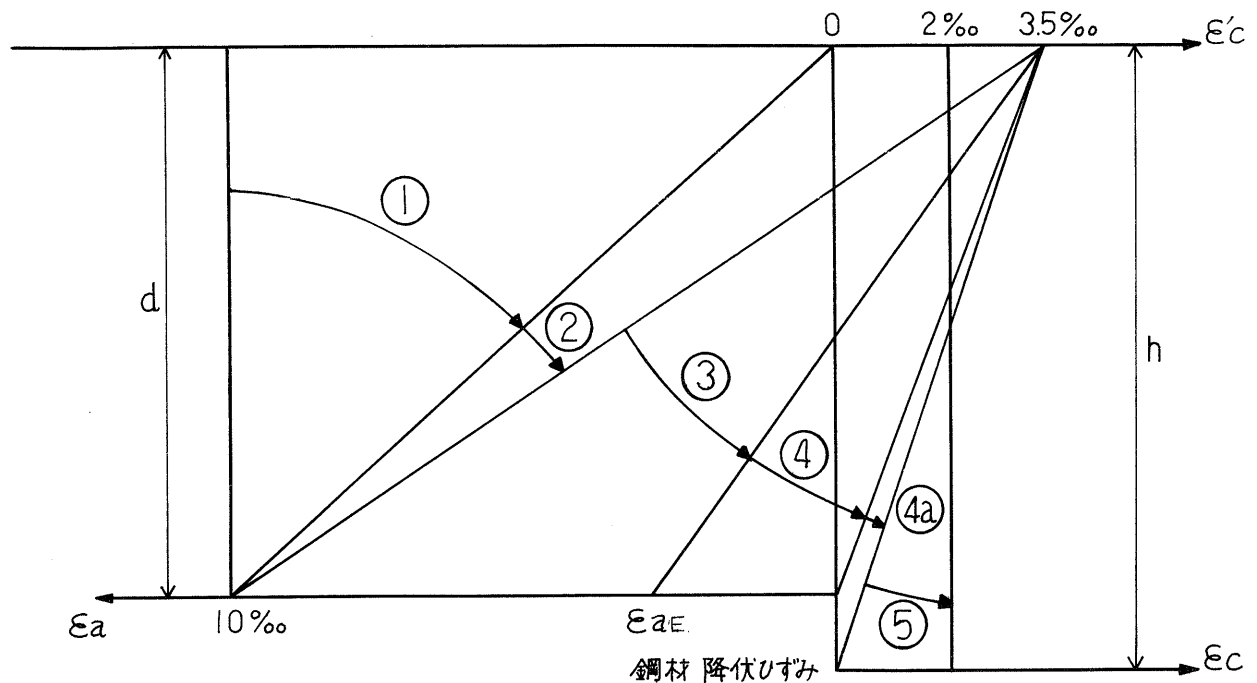


図 - 4 断面のひずみ分布

$$\epsilon'_c = 3.5 - 0.75 \epsilon_c \text{ (‰)}$$

以上のひずみ分布の各場合に応じて破壊抵抗モーメントの計算法が異なるものであって、鋼材引張強さの計算用値 ($A_s \cdot R_s^*$ すなわち引張鋼材断面積と引張鋼材計算用引張強度との積) と $bd \cdot R_c^*$ との比、すなわち引張鋼材の機械的比

$$\omega_s = A_s \cdot R_s^* / bd \cdot R_c^*$$

と、軸力の偏心量とに関係している。

したがって一般に用いられる T 断面について、破壊抵抗モーメントを、上記の仮定で計算することは複雑である。

一般の設計計算の便のため、図表を用意しておくのが良い。筆者は当技術協会誌 プレストレストコンクリート Vol. 15 No. 4 に単純曲げを受ける場合の破壊の終局モーメントを求めるための図表を発表してあるので、一般の設計計算にはこれを用いるのが便利である。

2.2 セン断の終局限界状態

せん断の終局限界状態の検討方法は従来土木学会の指針によるものとは相当異なったものとなっている。従来の設計方法には非常に不合理な所があったことは周知である。例えば土木学会の PC 設計施工指針によると、設計基準強度 400 kg/cm^2 のコンクリートの場合、破壊を検討するための載荷状態でのせん断力に対して求めた斜引張応力度は、

$$20 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_t < 40 \text{ kg/cm}^2$$

であれば、斜引張鉄筋配置が必要となると規定してある。

しかしながら、 $\sigma_t < 20 \text{ kg/cm}^2$ であれば斜引張鉄筋の計算は不要であって、構造細目で規定する間隔以内でスターラップを配置しておけばよいとしてある。この場合の最少斜引張鉄筋断面積比に関する規定はないので、実情は設計者の個人的な判断によって適当にスターラップを配置するのが普通である。

一方土木学会のPC設計施工指針によって、必要な斜引張鉄筋断面積を求めると非常に大量のスターラップを配置しなければならないという不合理がおこる。すなわち、 $\sigma_t = 19.8 \text{ kg/cm}^2$ であればスターラップの計算は不要であるのに、 $\sigma_t = 20.2 \text{ kg/cm}^2$ になれば、急に大量のスターラップを必要とするという不合理がある。

前述のように材料、荷重作用、プレストレス力、等には当然ばらつきがあるとすれば、理論値を用いて計算した斜引張応力度が、 19.8 kg/cm^2 であったとしても、時には 20.2 kg/cm^2 になるかも知れないことが考えられる。

一般の設計では 20 kg/cm^2 をこえると急にスターラップ断面積が増加して不利となるので、これを避けるため、ウェブに鉛直プレストレスを与えたり、ウェブ巾を必要以上に増大させたりしている。また曲げ応力度の大きい区間でも、曲げ応力度の小さい区間でも設計方法としてはほとんど同じ方法を採用している。

しかしながら最近のせん断に関する設計方法では、せん断耐力に対する曲げモーメントの影響が著しく大きいことを考慮に入れるようになっている。これらの事に関する詳細については当技術協会誌 プレストレストコンクリート Vol 14 No 5 の筆者論文を参照されたい。

すなわち、終局限界状態において、(1)曲げひびわれは生じていないでウェブに斜引張応力による斜ひびわれが発生する場合(支点附近の場合など) (2)曲げひびわれが発生し、これが斜ひびわれに発達する場合とか、曲げひびわれの上端部附近から、斜ひびわれが発生する場合(連続桁中間支点、単純桁スパン部、など)、とではせん断に対する内力の抵抗機構は全く異なっている。したがってこれらの区間を区別して、せん断に対する設計をする必要がある。

終局限界状態において曲げひびわれの発生しない区間A・Bと、曲げひびわれの発生する区間Cとに分ける。図-5には単純桁についてのこれらの区間を示してある。

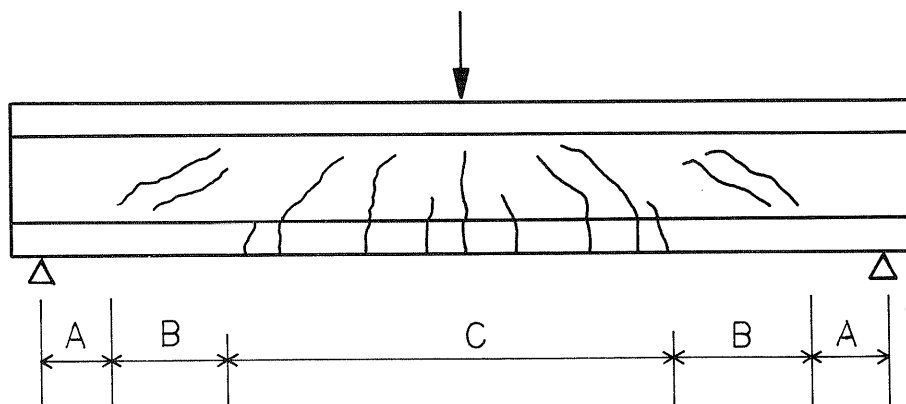


図-5 せん断に対する検討における各区間

各区間での挙動はつぎのようである。

- C 区間；曲げモーメントの大きい区間で、せん断による斜ひびわれは曲げひびわれから進展する。（曲げせん断ひびわれ）。この区間でのひびわれは $40^\circ \sim 70^\circ$ と比較的急である。圧縮部分はせん断力を受けて圧縮区間の深さは曲げの部分より小さく、斜引張鉄筋が少ないと圧縮破壊を生ずる。曲げせん断破壊となる。
- B 区間；ひびわれなき全断面有効として計算した斜引張応力度 σ_1 がコンクリート引張強度に達すると斜引張ひびわれが発生するが、この傾きは一般に $20 \sim 30^\circ$ とゆるいものである。斜引張鉄筋が少ないとせん断引張破壊をおこすが、ウェブがせまいと斜圧縮によって、せん断圧縮破壊を生じウェブコンクリートが圧縮破壊する。
- A 区間；桁の破壊まで全くひびわれは認められない区間で端支点断面から桁高だけ離れた位置の断面までの区間、または連続桁反曲点断面附近でせん断力の小さい区間、等である。

実際の設計では A 区間、B 区間を区別しないで、これを A、B 区間として 1 つにまとめる。この A、B 区間と C 区間との境界面を定めるには、終局限界状態の荷重作用状態で、全断面を有効として計算したコンクリート引張縁引張応力度が、コンクリート引張強度特性値 R_{ck} となる断面とする。引張強度特性値、 R_{ck} と圧縮強度特性値、 R'_{ck} との関係は次のように与えられる。

$$R_{ck} = 6 + 0.06 R'_{ck} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

この終局限界状態で考慮するせん断力 S^* および曲げモーメント M^* は次式で与えられる。（表－3 参照）。

$$S^* = 1.5(S_{gk} + S_{qk}) - 0.9 S_{pk}$$

$$M^* = 1.5(M_{gk} + M_{qk}) - 0.9 M_{pk}$$

断面の桁高変化がある場合には、圧縮合力のせん断力方向成分を S^* に考慮してよい。

各区間における設計方法の概要を鉛直スタールップのみを配置する場合について述べると次のようである。

(a) A、B 区間について

ひびわれなき断面について弾性理論によって斜引張応力度、斜圧縮応力度 σ_1^* および σ_2^* を求める。

(a. 1) コンクリートについての検討

鉛直プレストレスのない場合、断面図心で求めた終局限界状態でのせん断応力度 τ_o^* は、次の値以下でなければならない。

$$\tau_o^* = \frac{S \cdot \max Q}{b_o \cdot l} \leq 0.25 R_c^* \quad \left(= 0.25 \frac{R'_{ck}}{r_c} \right)$$

すなわち、 τ_o^* の制限値は表－5 のようである。

表-5 A, B区間 τ_o^* の制限値 (kg/cm²)

$\gamma_c \backslash R'_{Ck}$	300	350	400	450	500
1.5	50	58	67	75	83
1.4	54	63	71	80	89

(a. 2) 斜引張鉄筋断面積比 $p_{t.o} = A_t / b_o \cdot t$ の検討

A_t = 1組のスターラップの断面積

t = スターラップ間隔

$$p_{t.o} = \frac{\sigma_I^* - 0.5 \sqrt{R'_{Ck}}}{R_{st}^*}$$

$$\begin{aligned} R_{st}^* &= \text{斜引張鉄筋計算用降伏点応力度} = R_{syk} / \gamma_s \\ &= 0.87 R_{syk} \end{aligned}$$

(b) C区間コンクリートについて

(b. 1) コンクリートについての検討

ウェブのせん断応力度は次式で求め、制限値をこえてはならない。鉛直スターラップに対し、

$$\tau_o^* = \frac{S^*}{b_o \cdot d} \leq 0.20 R'_C{}^* \quad \left(= 0.20 \frac{R'_{Ck}}{\gamma_c} \right)$$

$$\text{お よ び } \leq 50 \text{ kg/cm}^2$$

τ_o^* の制限値は鉛直スターラップ配置の場合には、表-6 のようである。

表-6 C区間 τ_o^* の制限値 (kg/cm²)

$\gamma_c \backslash R'_{Ck}$	300	350	400	450	500
1.5	40	47	50	50	50
1.4	43	50	50	50	50

(b. 2) 斜引張鉄筋断面積比 $p_{t.o}$ の検討

$$p_{t.o} = \frac{1.15 \tau_o^*}{R_{st}^*} \left\{ 1 - 0.4 \frac{\sqrt{R'_{Ck}}}{\tau_o^*} \left(1 + 3 \frac{\sigma_o'^*}{R'_{Ck}} \right) \right\}$$

ここに、 $\sigma_o'^*$ = 平均プレストレスの計算用値

$$= 0.9 P_k / (\text{換算断面積})$$

(c) 最少斜引張鉄筋断面積比 p_{tmin}

$$p_{tmin} = 0.25 \frac{R_{Ck}}{R_{stk}}$$

であって、かつまた

軟鋼丸鉄筋 0.25 %

高強度異形鉄筋 0.14 %

異形鉄筋を用いた場合の p_{tmin} は表-7 のようである。

表-7 p_{tmin} (異形鉄筋の場合) %

$R_{stk} \backslash R'_{Ck}$	300	350	400	450	500
3000	0.20	0.23	0.25	0.28	0.30
3500	0.17	0.19	0.22	0.24	0.26
4000	0.15	0.17	0.19	0.21	0.23

実際の設計計算上の便を考慮して筆者は図-6～図-8を用意した。この図表の使用法は次のようである。

図-6はA, B区間において主応力度を求めるためのものであって、軸方向計算圧縮応力度(例えばプレストレス) σ_x^* と、鉛直方向計算プレストレス σ_y^* 、この位置でのせん断応力度計算値 τ_o^* を求め、 $P_x = \sigma_x^* / \tau_o^*$ 、 $P_y = \sigma_y^* / \tau_o^*$ を計算し、図表から、 P_I を求める。 P_I が負であれば、引張応力度となることを示す。

$$\sigma_I^* = P_I \cdot \tau_o^*, \quad \sigma_{II}^* = (P_x + P_y - P_I) \tau_o^*$$

で、主応力度を求める。図には斜圧縮応力度の方向と、部材軸とのなす角 φ も記入してある。

図-7はA, B区間において、図-6によって σ_I^* が求まったとき、必要な斜引張鉄筋断面積を定めるための図であって、 $R'_{Ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_I^* = 27 \text{ kg/cm}^2$ の場合、斜引張鉄筋がSD-30であれば、 $P_{to} = 0.65\%$ ；SD-35であれば、 $P_{to} = 0.56$ となることを示してある。

図-8はC区間についての p_{to} を定める図表であって、例えば $\sigma_o^* / R'_{Ck} = 0.14$ の(A)点から(B)点を求め、更に $R'_{Ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ に対する(C)点を求め、(D)点を求める。

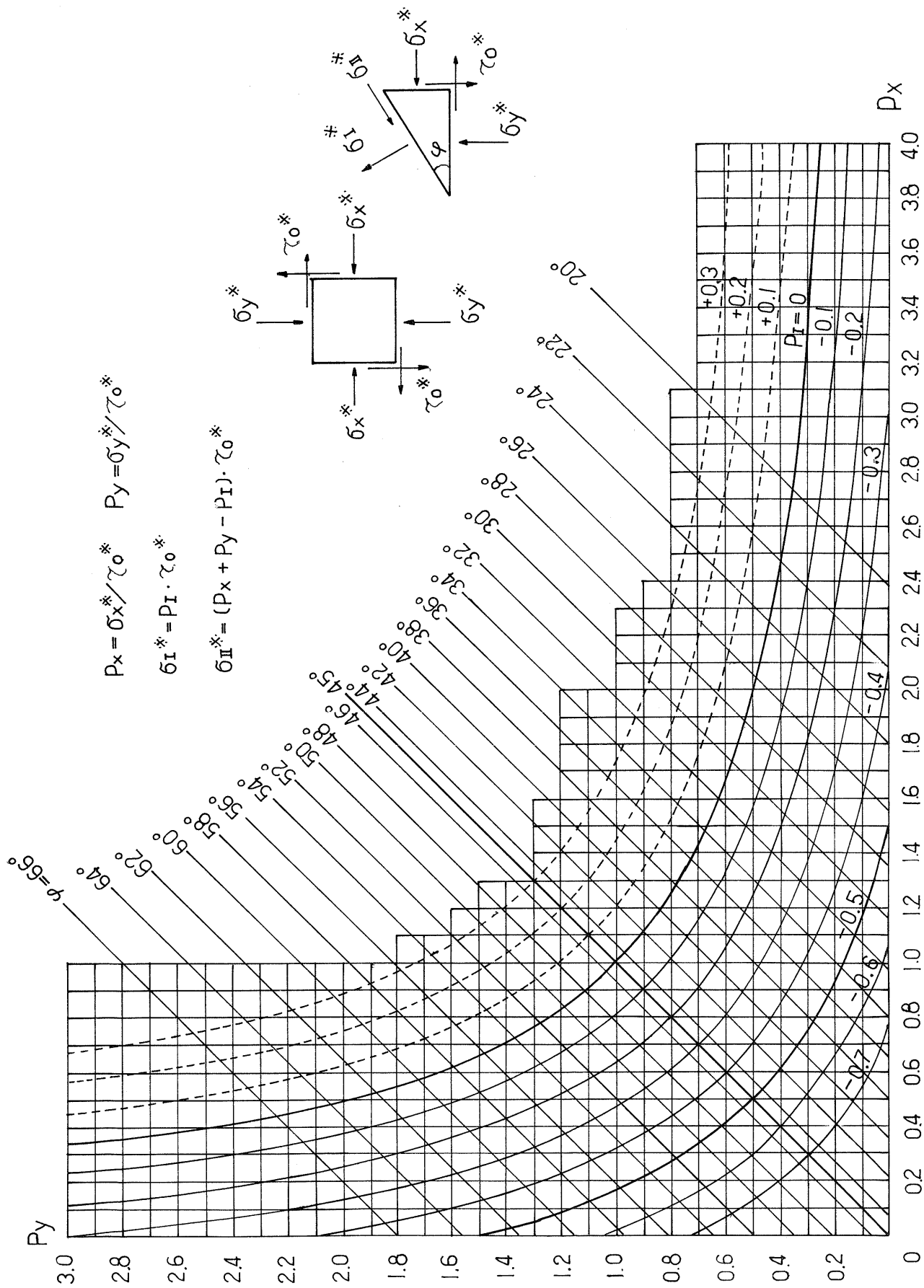
次に(D)点から、 $\frac{1}{DE} = \tau_o^* = S^* / b_o t$ となるように(E)を定め、(E)点から(F)点を求める。図中 α は斜引張鉄筋と部材軸とのなす角度である。(F)点から(G)点を求めると、SD-30に対しては、0.76%，SD-35では0.64%と p_{to} が求められる。必要な斜引張鉄筋一組の断面積 A_t は、

$$A_t = p_{to} \cdot b_o t \cdot \sin \alpha$$

で求められる。

以上のせん断に関する設計方法は非常に合理的な結果を与えるものであって、従来の設計のようにせん断に関する設計の必要上ウェブ巾を特に拡大させる必要や、鉛直方向プレストレスを与える必要がおこるのは、特別な場合に限られるようになるであろう。

以上で新しい限界状態設計方法の概要を説明したが，更に多くの現場測定資料が入手されるならば，上記の材料，荷重作用プレストレスに関する r_m ， r_s ， r_p はその数値が上記のものと異なることになろう。



図一六 A・B区間，主応力度の計算図表

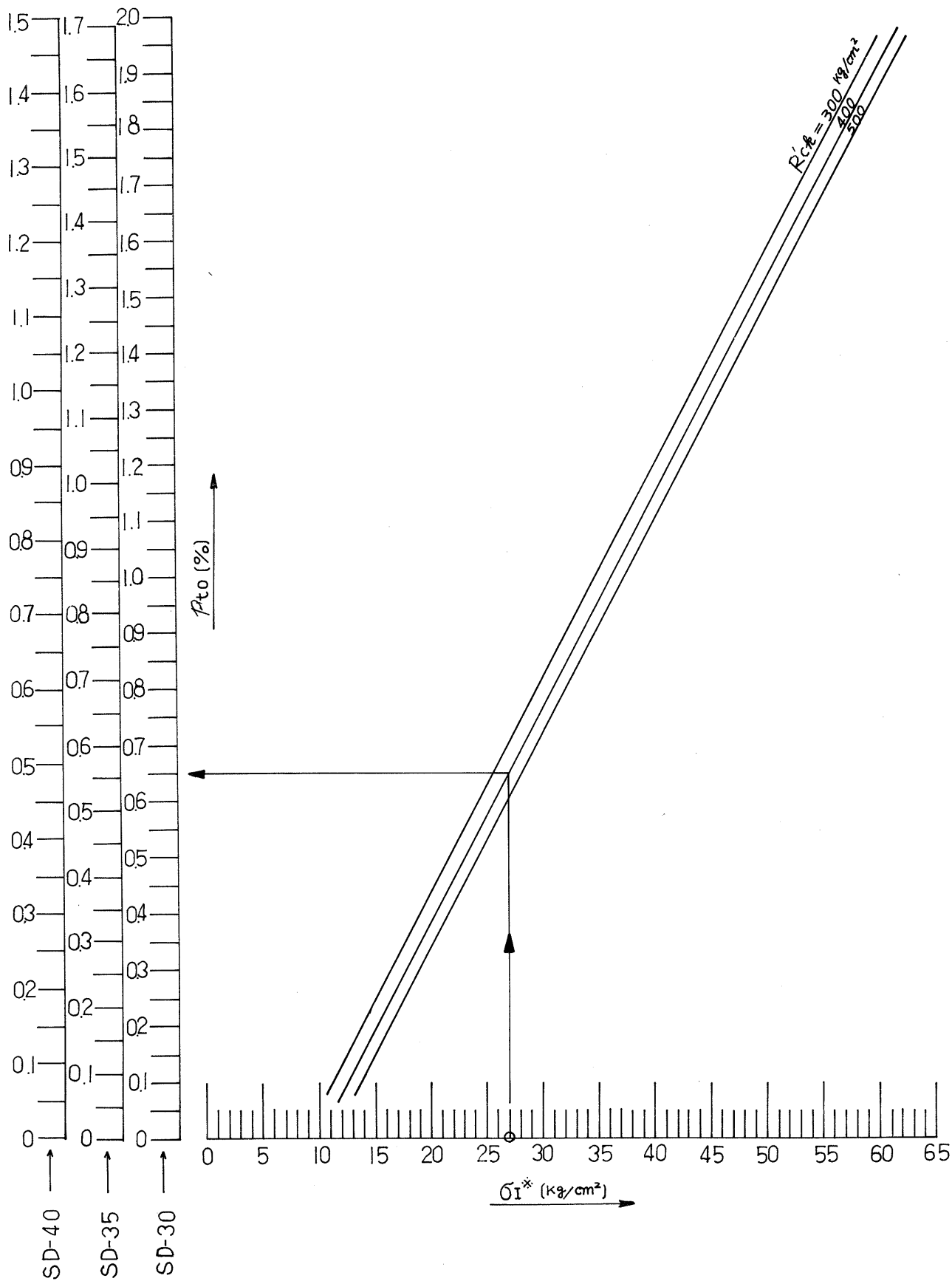
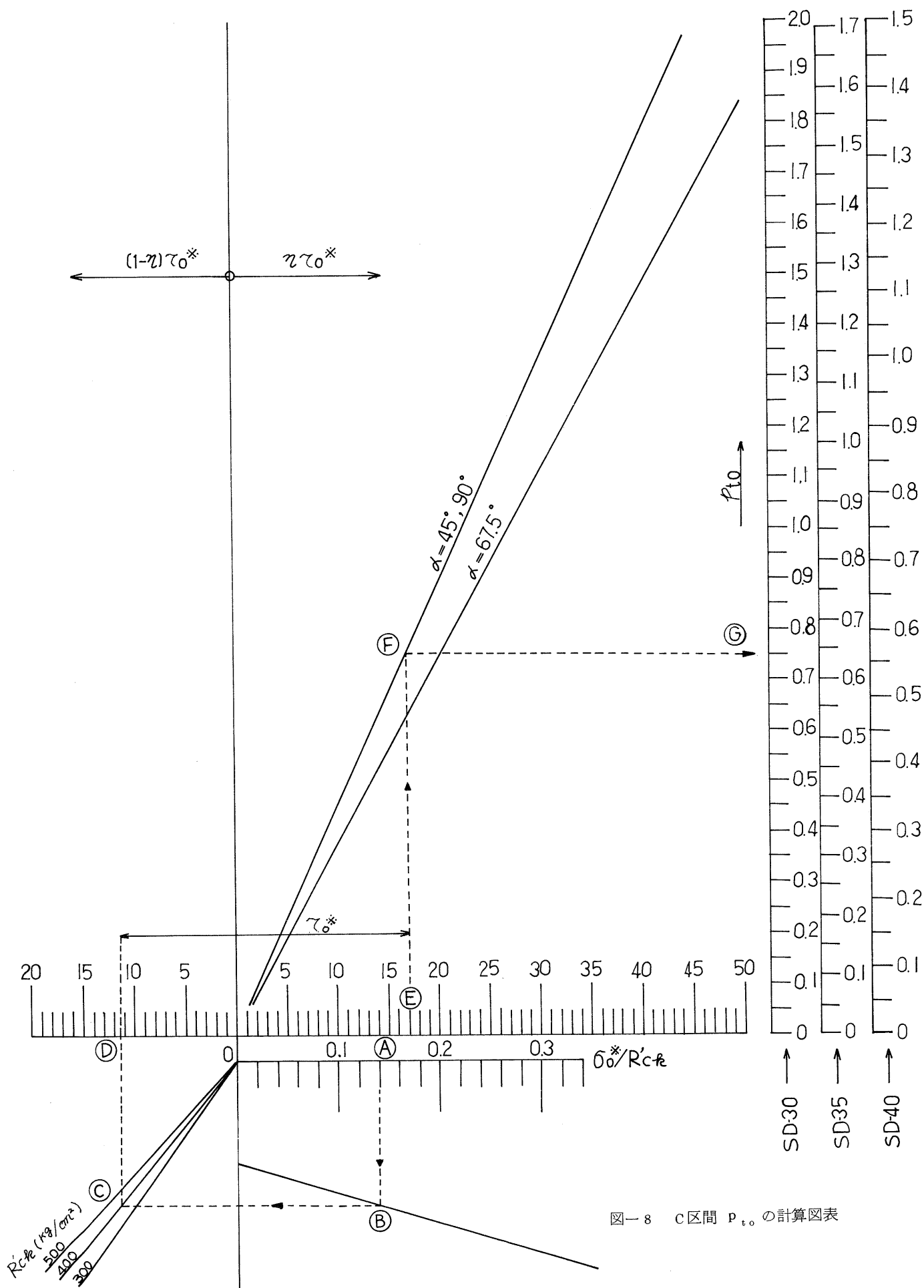


図-7 A・B区間 p_{to} の計算図表



図一八 C 区間 P_{t0} の計算図表

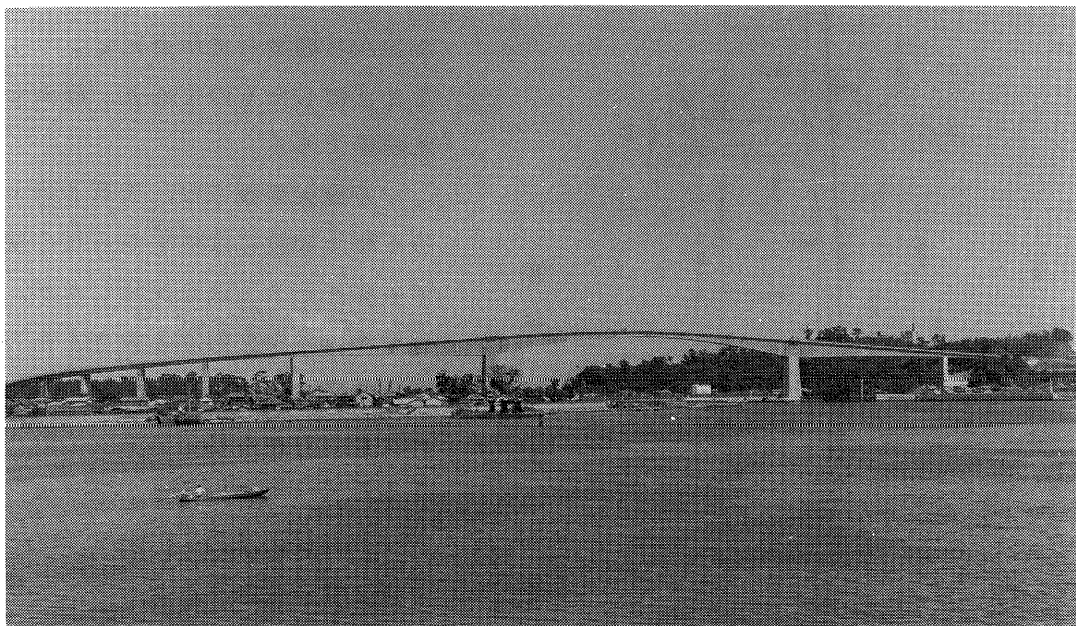
最近の話題の橋梁

浦戸大橋の設計・施工から

はじめに

すでに、本橋の工事概要ならびに設計・施工にともなう個々の問題点については関係技術誌に報告しているので、本文では主としてコンクリート長大橋を設計・施工する際の基本的な問題を中心にして述べることにする。

なお、長大橋を建設する場所は地形・気象のきびしい個所が多く、示方書に定められている設計条件を越える場合もあるので、架橋地点の諸条件を十分調査し、整理して、設計・施工に十分反映させることが必要である。



1. 概要および工事の特徴

浦戸大橋は、高知市にある月の名所桂浜と対岸の種崎を結ぶ一般有料道路橋であり、高知港を跨ぐ中央部の最大径間230mをもつ本橋は、西独ライン河にかかるベンドルフ橋（1964年完成、中央径間208m）を抜いて世界第一位のコンクリート桁橋となったものである。

工事は昭和45年3月から始めて昭和47年7月の開通まで2年4ヶ月の年月と、工事16億円を要して完成したものである。

また、本橋は図-1にも示すように、主橋梁約600mを含めて橋梁区間915mの上・下部工から基礎工にいたるまでのすべてがコンクリート構造であり、そのコンクリート量は約30,000m³（内PSコンクリート約7,000m³）に達している。なお、主な材料としてセメント約9,000t、骨材55,000t、鉄筋3,000t、PC鋼棒850tを使用している。

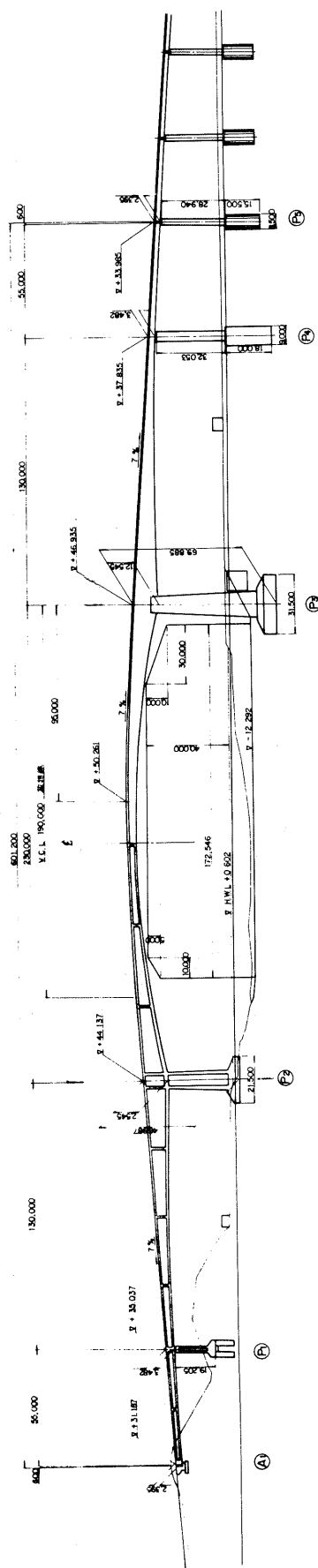


図-1 一般

さらに、橋梁区間の中の主橋梁について述べるならば、高知港の港湾整備計画および地形条件などから、先にも触れたように主径間は230m、橋面の一番高い位置で海上50mにも達しており、その構造系は主橋脚 P_2 、 P_3 と上部工とは剛結したラーメン型式となっている。また中央径間中央にはディビダーク・ヒンジと称するヒンジ支承を設置している。なお、このヒンジ支承を設けることは走行性および構造系から見た場合必ずしも好ましいとは思わないが、これはヒンジ支承をもうけず連続構造とすれば全体工費が約15%増大すること、およびこの道路の規格（三種3級）、交通量などから勘案して中央にヒンジ支承をもうけることにしたものであり、経済性が強調された結果である。

一方橋梁架設には、天草3号・4号橋と同じく海上架設には従来からよく使われて来たディビダーク工法を採用したが、桁高が12.5m～4.0m（中央部）と大きな桁となったことから従来の架設用ワーゲン（1ブロック3.0m）を用いると施工ブロック数が多くなりすぎるので、当現場では1ブロックの長さが5.0mまで施工出来る大型ワーゲンを製作し使用することにした。

また下部工についても主橋脚2基のうち種崎側の橋脚基礎は、底面積が $31.5\text{m} \times 31.5\text{m}$ （ 992.5m^2 ）の巨大なコンクリートのフーチング型（逆T型）をしたニューマチック・ケーソン（重量15,000t）を、仮壁ももうけずそのままの型で沈める珍しい方法を用いた。

なお橋種および型式の選定にあたっては、従来から径間が200m級の橋梁ともなればほとんどが鋼橋で占められていたが、今回はコンクリート橋も加えて耐風・耐震性などの技術的な検討および完成後の維持補修などを考慮した経済性などの幅広い検討を経てコンク

リート橋に決定したものであり、本橋が我が国における 200 m 級の橋梁に仲間入りした最初のコンクリート橋である。

＜主橋梁諸元＞

橋長および径間	$L = 601.5 \text{ m}$ (55.0 m + 135.0 m + 230.0 m + 135.0 m + 55.0 m)		
巾 員	車道	6.5 m,	歩道 $2 \times 0.75 \text{ m}$ (総巾員 8.5 m)
上 部 構 造	5 径間連続箱桁 (中央径間中央ヒンジ付)		
下 部 構 造	橋台	1 基	(直接基礎)
	橋脚	5 基	(直接基礎 1 基) (深礎基礎 1 基) (ニューマチック・ケーソン基礎 3 基)

2. 設計・施工の中から

ここ浦戸大橋の場合でもそうであったが、近頃の構造物は架橋位置などの制限によって次第に大型化する傾向にあるが、いざ設計となると今迄こうして来たからというだけで単純に小さな断面を大きな断面にするだけでは解決出来ない限界があるのではないだろうか……、また各々の型式の技術的、経済的な限界はどのへんにあるだろうか……、などの疑問は誰しも直感的に生じるものである。

従って、本橋の場合でも橋種・型式などについては数多くの試算検討を行ったが、その結果を一口でいえば、250m 程度のコンクリート桁橋では通常我々が行っている設計と基本的には変わることはない。が一方細部設計においては各々の部材断面が大きくなるので、その組合わせかた次第では主応力の方向および局部応力などの点において相当大的な問題が生ずる可能性を含んでおり、長大橋としての問題はむしろここにあるといつてよいようである。また地震時の動的応答解析については、今後全般的に解決して行かなければならない問題でもあるが、構造形式によってはその形式自体をも改めなければならぬほど影響することもあるので、個々の場合をつめるとともに系統的に解決をせまられている問題でもある。

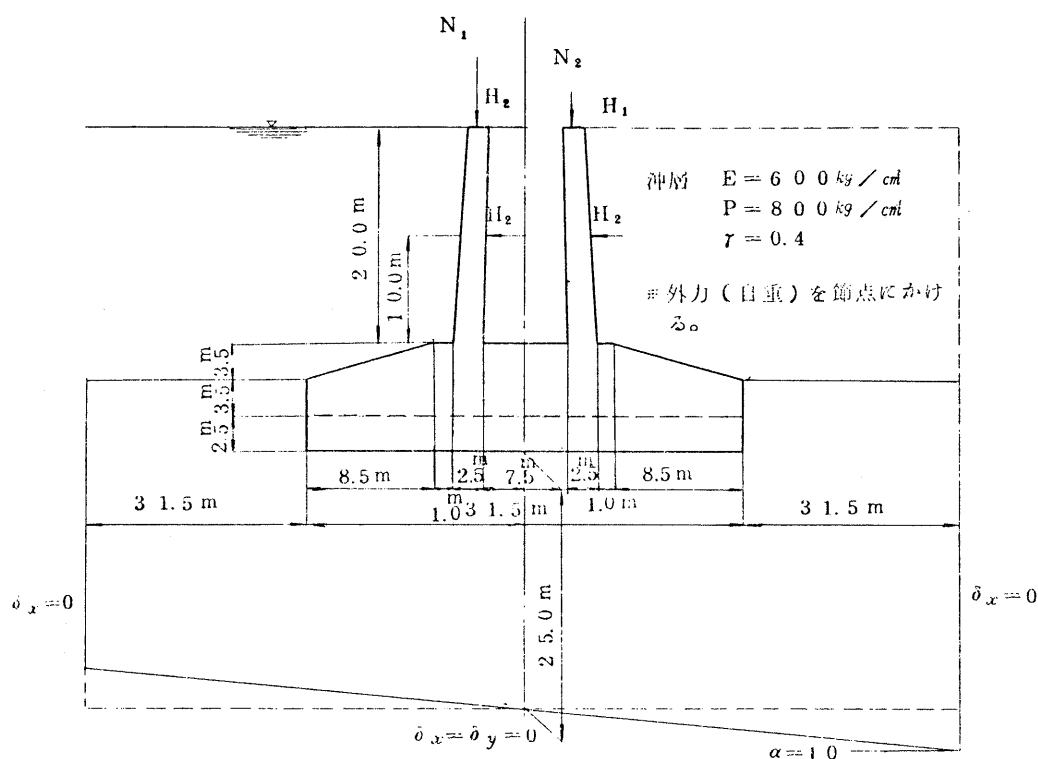
さらに、全般的にみて長大橋としての力点はむしろ施工にあるとさえ思われる。これは折あるごとに述べてきたことであるが、施工方法次第では相当大巾な経済性をも犠牲にするばかりか、場合によっては大きな危険をとまなうことにもなるので施工計画は特に慎重でなければならない。また解決しなければならない問題もこの程度の規模になれば、もはや土木の範囲を越えて広く各分野の人々の協力を得る積極さとそれを実行する大担さがなければ問題の解決にはならない。

では、本橋での問題点の中からいくつかを紹介する。

(1) 主応力の方向および局部応力について

まず設計に際して、全体構造形の中で上部工から伝わって行く力の流れはどのようになっているかに着目し、模型試験と F E M (有限要素法) を用いて追跡してみたいが、桁・橋脚およびフーチング部に働いている引張側の主応力線は我々が通常仮定している P C 鋼棒および鉄筋方向とおおよそ

ね一致しており、全体としては予想したとりの結果であることから極端な部材の組合わせをしないかぎり問題は生じない。反面圧縮側の桁と橋脚、橋脚とフーチングなどの断面寸法に相当の差がある部材の組合わせの場合には局部応力の影響が特に大きい。紙面の都合により P_3 橋脚とフーチングの接合部に焦点を合わせてみるが、その解析モデルおよび外力は図-2に、結果の引張り線図は図-3に、引張応力度は表-1に示すとおりである。F. E. Mの分割方法にもよるが場合によってはフーチング本体の値よりも局部応力度の方が大きくなることもあり得る。そしてこのような応力集中を少しでも緩和するためには、局部的ハンチ（というよりはむしろ変断面といった方が良いと思う）をつけることにより大巾な改善がはかれることも判明した。



	フーチング本体	作業室	基礎地盤（洪積層）
E	300,000 kg/cm²	150,000 kg/cm²	1,000 kg/cm²
P	1,400 kg/cm³	1,400 kg/cm³	1,000 kg/cm³
γ	0.17	0.17	0.4
	I) 橋軸方向	II) 橋軸直角方向	※P……水のフリクションを考慮
N1	1,115 t	1,451 t	
N2	600 t	896 t	
H1	98 t	96 t	
H2	24 t	24 t	
備考	※E _s = 1,000 kg/cm² & 2,000 kg/cm³	※E _s = 1,000 kg/cm²	

図-2 P_3 橋脚解析モデルおよび外力

そこで P₃橋脚の場合も橋脚下端にハンチをつけることにしたが、フーチング型ケーソン工法を採用したことから作業スペースに制限があり巾 0.5mしか取ることが出来なかった。またハンチの長さについては曲げ部材としての考えから 1 : 3 とするか、あるいは軸力が支配的であるとして 1 : 10 とすべきかの判断がつきかねたのでこの両方の計算も合わせて 3 通りの計算を行った。結果は表 1 に示すが、先にもふれたように解析する際のモデル化の問題はあるとしても、部材の細部設計にあたっては局部応力の小さな応力の平均化した断面形状を選択することが必要と思われる。なお、橋脚柱頭部の問題を取りあげなかったのは、フーチング部に比べて局部応力がそれほど大きな値にならなかったこと、およびフーチング部の局部応力の問題から橋脚柱頭部の問題を類推していただけると考えたからである。

なお、桁に変断面を採用している場合にはぜひ主応力の方向と σ_1 , σ_2 の大きさを計算して応力度内であることを確かめておく必要がある。

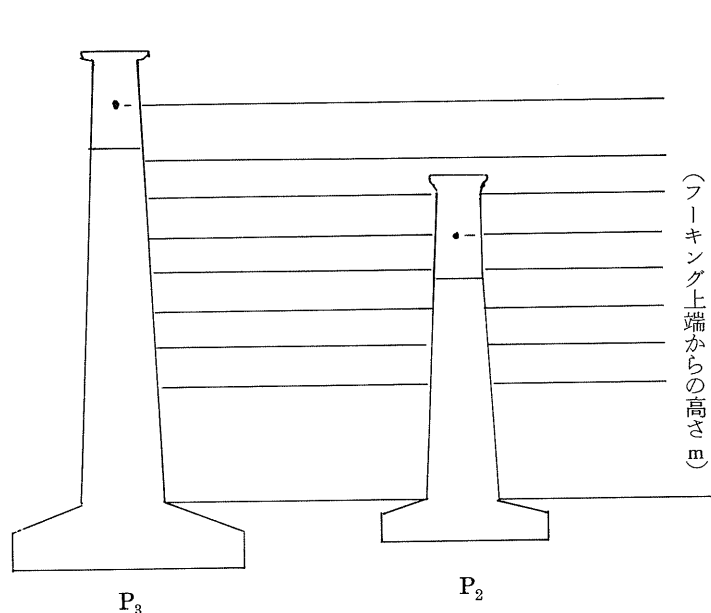
表-1 引張主応力の橋軸直角方向ハンチ高による比較値 kg/cm²

要素	Case 1 (ハンチなし)	Case 2 (0.5×5.0)	Case 3 (0.5×1.5)※	
a) ピアー部分				
	20	23. 65		
	21	9. 63	11. 43	
	22		30. 15	
	23	15. 37	9. 57	
24				
b) フーチング本体 (ローカルストレス)				
	38	43. 54	22. 30	19. 03
	55	29. 60	20. 89	20. 12
	75	21. 92	16. 78	16. 75
c) フーチング底部				
	94	11. 45	10. 91	12. 42
	96	13. 53	12. 23	14. 12
	98	11. 54	10. 73	12. 77
	100	9. 36	8. 90	10. 08
	101	8. 19	7. 77	8. 92
	103	9. 43	8. 75	10. 90
	105	11. 01	9. 55	11. 57
	107	6. 89	6. 06	7. 38
d) 作業室				
	106	11. 53	10. 73	12. 45
	108	12. 05	11. 21	13. 22
	110	10. 42	9. 75	11. 78
	111	9. 20	8. 49	10. 56
	113	9. 34	8. 38	10. 45
	115	7. 43	6. 42	8. 11

(2) 動的解析について

先にもふれたように動的解析については現在これならといった方法はないが、本橋のように死荷重の占める割合が桁の曲げモーメントの90%と圧倒的に大きな橋では、地震の影響もまた大きいので通常の静的震度法による耐震設計のほか、解析方法などに問題はあるが地震時応答解析を行いその結果を耐震設計に反映させている。なお静的設計に用いた方法および諸数値は道路公団高橋脚耐震設計基準に準じたものであり表-2に示すとおりである。

表-2 高橋脚震度表



橋軸方向	橋軸直角方向
55	0.332
50	
45	
40	0.314
35	
30	0.276
25	0.248
20	0.22
15	0.21
0	0.20
0	0.20

また動的応答解析の実施にあたって全体系の特性あるいは入力地震波については次のような仮定をおいた。

(i) 全体系の減衰定数は一様とし、 $h = 0.02$ とする。

(ii) 入力地震波 EL CENTRO (May, 1940, NS)

最大加速度 200gal

時間きざみ 0.01秒(8秒間)

(iii) 解析は橋軸直角方向を対象とする。

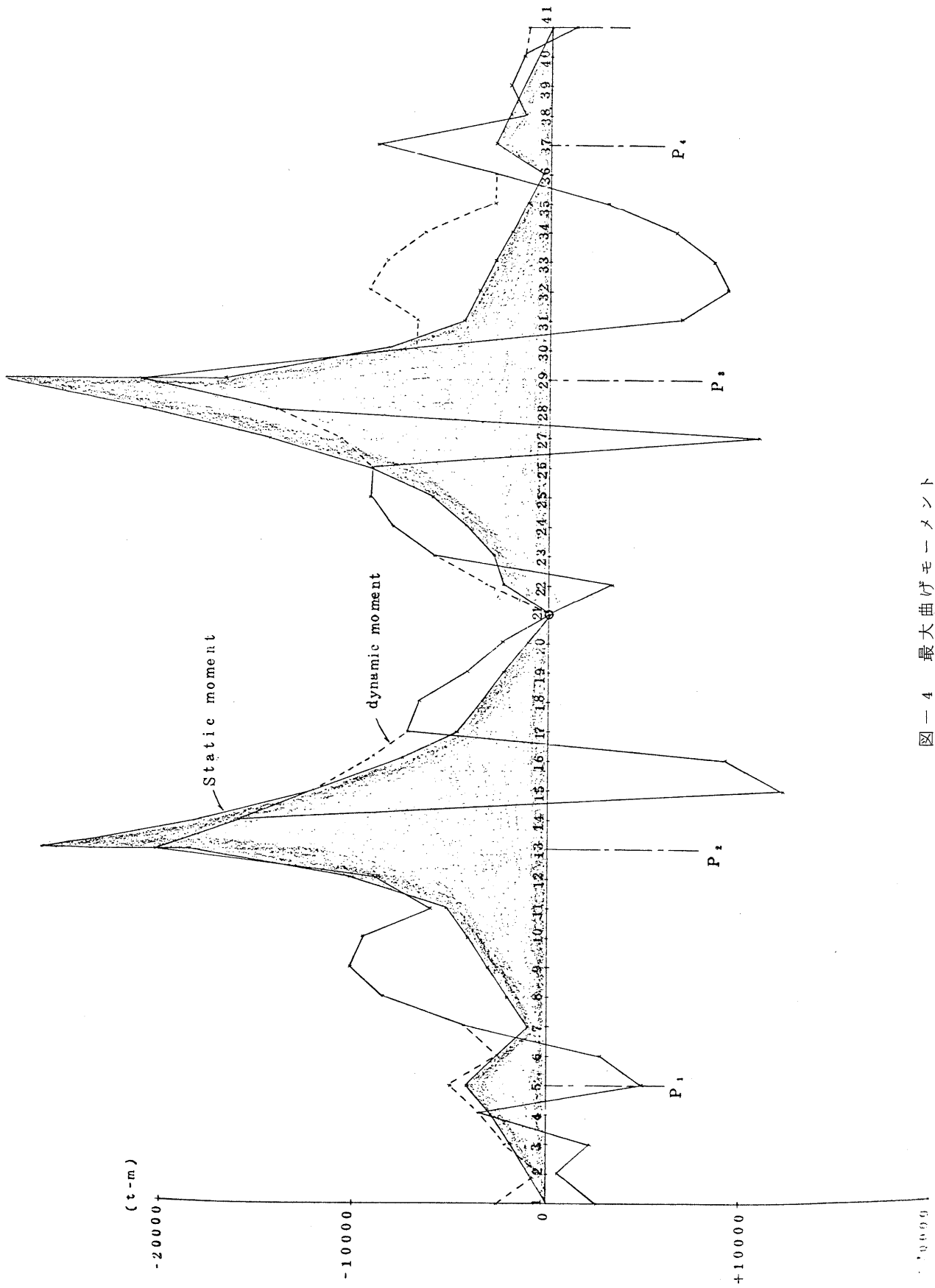
(iv) 基礎のフーチングは剛体とし、地盤を弾性体としてその並進、回転に対するバネを考慮する。

砂岩 (P_1, P_2) $k_u = k_h = 35\text{kg/cm}^3$

洪積砂礫層 (P_3, P_4, P_5) $k_u = k_h = 15\text{kg/cm}^3$

応答解析は、主橋脚を59の質点に分けたものについて上記の仮定のもとで運動方程式を直接積分することにより行なった。

解析はまず各固有周期とそれに対応する振動モードを求め、ついで各質点についての変位、せん断力、曲げモーメントについて整理した。これらの結果のうち各点の最大曲げモーメントを静的計算値と併記したものを図-4に示すが、一部静的計算値を上廻っている。しかし、これとても鉄筋を追加するだけで所定の安全度は十分満足している。また橋脚についての結果を表-3に示したが、



図一 4 最大曲げモーメント

ここにみられるように橋脚については動的解析結果は静的計算結果を下廻ることが示されている。

なお、主橋部の完成後橋軸方向および橋軸直角方向の振動性状を対象とした振動試験を行うために、橋面上に起振機を設置しこれにより強性振動を加えた。

実験値との対比をみると、まず橋脚直角方向の1次振動に関しては両者ほぼ一致しているが、2次では大きな差があり、3, 4, 6, 7次はよく一致している。これは2次の振動が種崎側の側径間の影響が著しい振動形であることによるものと考えられる。これ以外については実験値と解析結果はよく一致している。このことから解析に用いたモデルは種崎側の側径間の問題を除いて実橋をよく代表していると考えてよいのではあるまいか。

(3) 架設方法について

上部工の施工順序は図-5に示す通りである。

- (i) 柱頭部11.0m区間を支保工上で施工する。
- (ii) ワーゲンを設置して中央径間と側径間とを交互にブロック施工する。
- (iii) 仮支柱を設置する。
- (iv) P_1 橋脚上に可動支承を設置し仮支柱を撤去する。
- (v) 支保工部と接続して支保工を撤去する。

(P_2 橋脚側)

- (vi) 支保工部と接続して、仮支柱、支保工を撤去する。(P_3 橋脚側)
- (vii) 中央ヒンジ部を連結する。

従って中央径間側については架設時と完成後とを比較しても、いずれも完成時の方が条件がきびしくなるので架設条件によって問題が生じることはない。しかし側径間については架設時と完成後と応力状態が変わるので、種々の条件をつけて施工しないかぎり本体に必要な安全度は確保されない場合もある。

そこで架設中の各段階において常に必要な安全度を確保するために仮支柱の位置および強度を適切に決める必要がある。ここでは3径間連続の場合と5径間連続の場合について検討した結果を表-4に示す。この諸数値からも判るように、仮支柱の強度は本体の安全度とは不可分であり、架設時の条件次第では仮支柱が本橋脚

表-3 橋脚の動的解析結果と静的計算値の比較
(橋脚下端部)

橋脚	静的計算値		動的解析結果	
	M(t・m)	S(t)	M(t・m)	S(t)
	79,987	2,721	57,827	1,692
	167,744	4,104	78,623	2,136

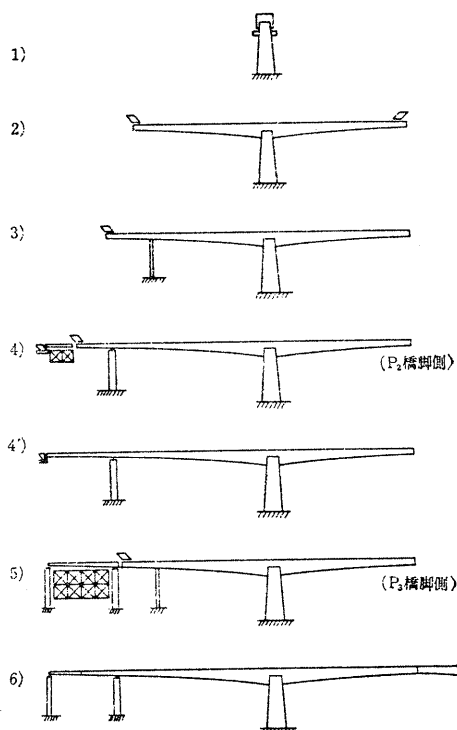


図-5 上部工の施工順序

表-4 架設時応力度の比較

(i) 5 径間 (55+130+230+130+55) 架設時地震による応力度

t/m²

荷重	A ₁		A ₂		B ₁		B ₂	
	-K _v	+K _v	-K _v	+K _v	-K _v	+K _v	-K _v	+K _v
自重	- 1, 756 1, 346							
プレストレス	2, 745 - 645							
水平地震	731		- 731		535		- 535	
鉛直地震	176	- 176	176	- 176	135	- 135	135	- 135
合成応力度	1, 905	1, 553	443	91	1, 371	1, 101	301	31
許容応力度	2, 350		- 350		1, 950		- 350	
自重	- 2, 835 2, 173							
プレストレス	2, 812 - 677							
水平地震	1, 181		- 1, 181		864		- 867	
鉛直地震	284	- 284	284	- 284	217	- 217	217	- 217
小計	1, 522	954	- 840	- 1, 408	2, 577	2, 143	849	415
仮支柱水平力	- 115		115		- 84		84	
仮支柱鉛直力	943 - 723							
小計	828		1, 058		- 807		- 639	
合成応力度	2, 350	1, 782	218	- 350	1, 770	1, 336	210	- 224
許容応力度	2, 350		- 350		1, 950		- 350	
仮支柱分担水平力 115×32.272/104=35.7t								
仮支柱分担鉛直力 943×67.219/104=611t								

1. 85.5 m 架設

55.0

130.0

104.0

2. m 架設

55.0

130.0

104.0

125.0

仮支柱

A₁

A₂

B₁

B₂

断面積 A = 22.784 m²

断面係数

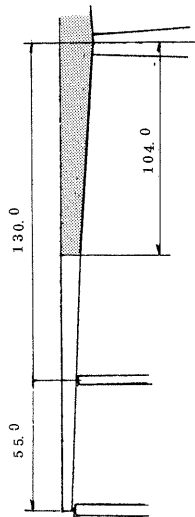
鉛直方向 Z_A = 67.219 m³

" Z_B = 87.692 m³

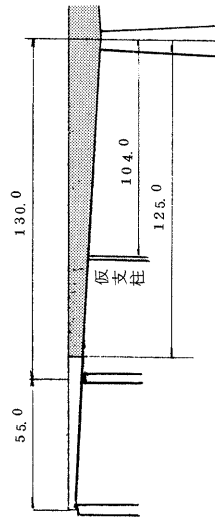
水平方向 Z_A = 32.272 m³

" Z_B = 44.105 m³

1. 85.5m 架設



2. m 架設



A₁

断面積 A = 22.784 m²

A₂

断面係数

鉛直方向 Z_A = 67.219 m²

" Z_B = 87.692 m²

水平方向 Z_A = 32.272 m²

" Z_B = 44.105 m²

B₁

B₂

(ii) 3 径間 (155+230+155) 架設時地震による応力度

単位 t/m²

荷重	A ₁		A ₂		B ₁		B ₂	
	-K _v	+K _v	-K _v	+K _v	-K _v	+K _v	-K _v	+K _v
自重	1, 151							
プレストレス	2, 810							
水平地震	625		- 625		457		- 457	
鉛直地震	150	- 150	150	- 150	115	- 115	115	- 115
合成応力度	2, 084	1, 784	834	534	1, 066	836	152	- 78
許容応力度	2, 350		- 350		1, 950		- 350	
自重	2, 595							
プレストレス	2, 892							
水平地震	1, 410		- 1, 410		1, 032		- 1, 032	
鉛直地震	339	- 339	339	- 339	260	- 260	260	- 260
小計	1, 255	577	- 1, 565	- 2, 243	3, 210	2, 690	1, 146	626
仮支柱水平力	- 399		+ 399		- 227		227	
仮支柱鉛直力	1, 494							
小計	1, 095		1, 893		- 1, 374		- 920	
合成応力度	2, 350	1, 672	328	- 350	1, 836	1, 316	226	- 294
許容応力度	2, 350		- 350		1, 950		- 350	
仮支柱分担水平力 399 × 32. 272/77. 5 = 166t								
仮支柱分担鉛直力 1, 494 × 67. 219/77. 5 = 1, 296t								

1. 77. 5 m 架設

155. 0

77. 5

2. 135 m 架設

155. 0

77. 5

135. 0

仮支柱

A₁

A₂

B₁

B₂

断面積 A = 22. 784 m²

断面係数

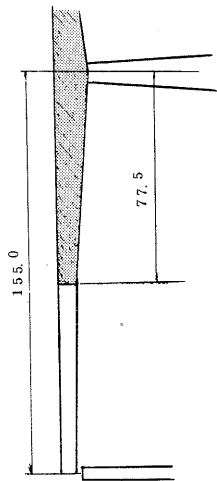
鉛直方向 Z_A = 67. 219 m²

" Z_B = 87. 692 m²

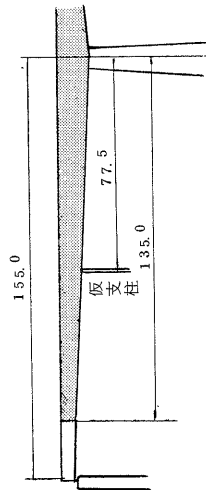
水平方向 Z_A = 32. 272 m²

" Z_B = 44. 105 m²

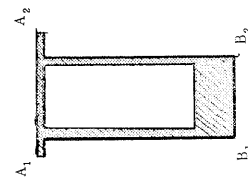
1. 77.5 m 架設



2. 135 m 架設

断面積 $A = 22.784 \text{ m}^2$

断面係数

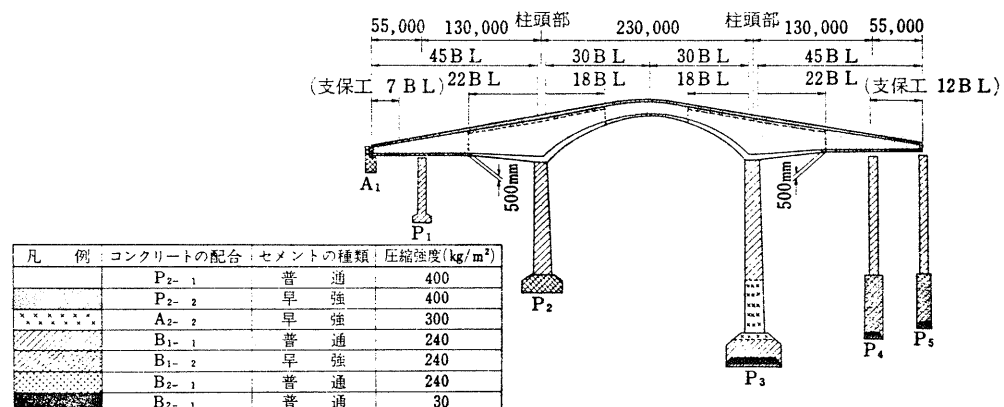
鉛直方向 $Z_A = 67.219 \text{ m}^3$ " $Z_B = 87.692 \text{ m}^3$ 水平方向 $Z_A = 32.272 \text{ m}^3$ " $Z_B = 44.105 \text{ m}^3$ 

に匹敵するほどの強度が要求されることにもなり工費の点からも、本橋の径間割りを検討しなければならないほど影響することになる。従って架設条件はその橋梁の持つ重要度および経済性をも含めて全般的な見地から決めなくてはならない。

なお、本橋の場合は耐震性と仮支柱の経済性の両面から3径間連続を5径間連続に変更したものである。

(4) 生コンクリートについて

本橋に用いたセメントの使用区分および配合は図-6に示すとおりであり、セメントの使用については早強および普通ポルトランドセメントの2種類を使用している。しかしこの種類および使用区分が必ずしも最良であったとは思っていないがこのことはさておき、PSコンクリートに使用した生コンクリートについて述べてみる。



コンクリートの配合

項目 配合	設計強度 (kg/cm ²)	変動係数 の予想値 (%)	配合強度 (kg/cm ²)	骨材の 最大寸法 (mm)	打ち込み時 スランプ (cm)	空気量 (%)	混和剤	セメントの種類	備 考
B ₁₋₁	240	15	266	25~5	5~10	3~6	減水剤	普通ポルトランドセメント	PS用コンクリート
B ₁₋₂	240	15	266	"	"	"	"	早強ポルトランドセメント	
B ₂₋₁	240	15	266	40~5	"	"	"	普通ポルトランドセメント	
A ₂₋₂	300	15	333	25~5	"	"	"	早強ポルトランドセメント	
P ₂₋₁	400	12	456	"	3~8	2~4	"	普通ポルトランドセメント	
P ₂₋₂	400	12	456	"	"	"	"	早強ポルトランドセメント	
B _{2-1'}	30	15	33	10~0	10~15	—	ベントナイト	普通ポルトランドセメント	中詰めコンクリート

項目 配合	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤
B ₁₋₁	51.7	38	150	290	727	1,205	0.725
B ₁₋₂	52.4	38	152	290	725	1,202	0.725
B ₂₋₁	52.1	35	146	280	676	1,276	0.7
A ₂₋₂	48.1	37	154	320	695	1,201	0.8
P ₂₋₁	37.5	35	150	400	647	1,220	1.0
P ₂₋₂	38.0	35	152	400	645	1,217	1.0
B _{2-1'}	155.0	42	258	166	746	現場発生材 1,011	ベントナイト 16.6

図-6 コンクリートの使用区分

なお、ディビダーク工法を用いると施工期間がどうしても1年以上もの長きにわたってしまい、暑い夏でもまた冬でもコンクリートを打設しなければならず変動係数の少ないコンクリート構造物を作ることはなかなか難かしい。この点からいえば現場打ちのディビダーク工法は一つの短所であるともいえる。

さて、変動係数の少ないコンクリートを作るには、打込んで行く速度に合わせて常に安定した生コンクリートを供給することである。これはいうまでもなくコンクリートの打込みにくい夏でも冬でも打込み温度の変らない生コンクリートを作ることが良いコンクリート構造物を作るための必要条件である。このような目的で行った暑中コンクリートおよび寒中コンクリート対策について述べてみる。

まず、当現場は南国高知にあったところから夏が特に暑く、なにもしなければ生コンクリートの温度が 35°C を越えることもあり、そのままではPSコンクリートの品質低下が大きな問題となることからコンクリートの練り混ぜ温度を低げることに重点をおいて対策をたてた。

さて、コンクリートの打込み温度を低くするためには材料の温度を下げるのが第一であり、それには使用量の多い骨材か、比熱の大きい練り混ぜ用水の温度を下げるのが考えられるが、当現場では練り混ぜ用水を冷却する方法を用いた。さらに練り混ぜ用水を冷却するには種々の方法があるが、当現場では1日の練り混ぜ用水量が 15m^3 程度であることから断熱水槽を作りこれにビルの冷房に使う機械(日立MT-54)を連結し、一晩かけて $8^{\circ}\sim 10^{\circ}\text{C}$ まで水を冷却して使用することにした。細かな計算ははぶくがコンクリート打込み温度を 1°C 下げるには水を 4°C 下げる必要があり、当現場ではクーリングにより $3^{\circ}\text{C}\sim 4^{\circ}\text{C}$ のコンクリート温度を低下することが出来たことおよびコンクリート打設を早朝より行ったことにより、クーリングを行った7月、8月、9月の暑中コンクリートの打込み温度の平均で 28.8°C まで下げることが出来一応目的は達せられたと考えている。

また、高知においては寒中コンクリート対策はまず必要ないが、コンクリートの変動を少なくすることおよびディビダーク工法にあっては初期強度が要求されることもあってコンクリートの打込み温度を上げることにした。そしてこの際考えたのが暑中コンクリートとは逆に、同じ断熱水槽を使って練り混ぜ用水をボイラー($35,000\text{kcal/h}$)で加熱する方法をとることにした。この結果 $43^{\circ}\sim 48^{\circ}\text{C}$ まで水を加熱してコンクリートの練り上り温度を $18^{\circ}\sim 23^{\circ}\text{C}$ まで上げることが出来た。なおこれを 60°C 程度まで上げれば一年を通じてほぼ同じ温度の生コンクリートを供給することも十分可能である。また練り上りコンクリートは比較的安定した温度を示し管理面においても初期強度を確保する点においても十分その効果は期待出来る。

おわりに

以上長大桁橋について述べて来たが、海上施工などでは今後もディビダーク工法のような現場打ち片持架設を採用する個所も多いことであろうが、この場合どうしても架設ブロック数が多いために一年以上にもおよぶのが普通である。しかしこれは鋼橋に比較すれば工期が相当に長いばかりでなく、この間天候に左右される場所打ちコンクリート作業を常に張りつめた気持ちで続けることはなかなか困難なことである。と同時に我が国特有の台風などにあう機会も多くなるなどの点においては好ましいことではない。従って架設設備を大型化し、コンクリート作業は工場製作に近い状態で

製造出来るプレキャスト化を行い，現場作業は本当に現場でなければ出来ない架設作業と若干のコンクリート作業だけにとどめるなどの作業の集中化と省力化をはかるかたわら，施工のスピードアップに取り組まなければならないと考える。

最後に，我々設計者はどんな場所に橋をかける場合でもそうであるが，計画に際してはまずしっかりした橋のイメージアップを行うことが最初にして最も重要な設計の基本と私は考える。

参考文献；資料

1) 浦戸大橋の計画について	橋梁と基礎	vol. 4. No. 12
2) 浦戸大橋の設計について	プレストレスト・コンクリート	vol. 13. No. 5
3) 浦戸大橋における大型変形ケーソンの問題点	土木技術	vol. 26. No. 9
4) 浦戸大橋の振動試験	土木技術	vol. 27. No. 12
5) ケーソン工事における機械化への試み	建設の機械化	71. 4
6) 浦戸大橋主橋工事の施工	土木施工	vol. 12. No. 13
7) 浦戸大橋のコンクリート施工	道路とコンクリート	vol. 15. No. 72
8) 浦戸大橋のコンクリートおよび材料の管理について	コンクリート・ジャーナル	vol. 10. No. 7
9) 浦戸大橋（主橋）局部応力解析報告書	道路公団	
10) 浦戸大橋（主橋）動的解析報告書	道路公団	
11) 浦戸大橋柱頭部に関する構造実験報告書	道路公団	
12) 浦戸大橋に関する諸試験報告書（その1）振動実験	道路公団	
13) 浦戸大橋に関する諸試験報告書（その2）その他	道路公団	

プレストレストコンクリート橋の集中管理方式による施工法

(1) ま え が き

高速道路の建設には本線橋はじめ跨高速道路橋（オーバブリッジ）にプレストレストコンクリート橋が広く使用されており，特に跨高速道路橋は維持管理面より大半がプレストレストコンクリートで建設されている。PC橋の施工は鋼橋と異なり，一般には現場施工方式が採られてきている関係上，特に跨高速道路橋においては土工事及び下部工事の工程が上部工事の工程を圧迫する 경우가少なくないのが普通である。

このような上下部工の工事工程の交錯はポストテンション桁の本線橋の場合についてもしばしば起ることであり，プレストレストコンクリート橋の施工上の最大のネックとなっていると思われる。

特に跨高速道路橋においては，橋梁建設に要する時間すなわち現場拘束時間の短縮は，土工区間の工事工程を大きく左右するものであり，その為に現場打施工の形式から最近ではプレキャスト桁が採用されはじめてきている。従来プレキャスト桁であるポストテンション単純桁は，工事規模及び桁の運搬の関係から一般には各橋について製作ヤードは出来るだけ橋梁架設地点の近くにおいて分けて桁製作する方式がとられているのが現状である。しかし工事規模を大きくし又全てのPC橋梁をプレキャスト化することが出来るならば，プレキャスト桁を一ヶ所の製作ヤードで製作することにより，工期の短縮をはかることが可能であり，また下部工事と工程上の交錯を生じることは少なくなるはずである。

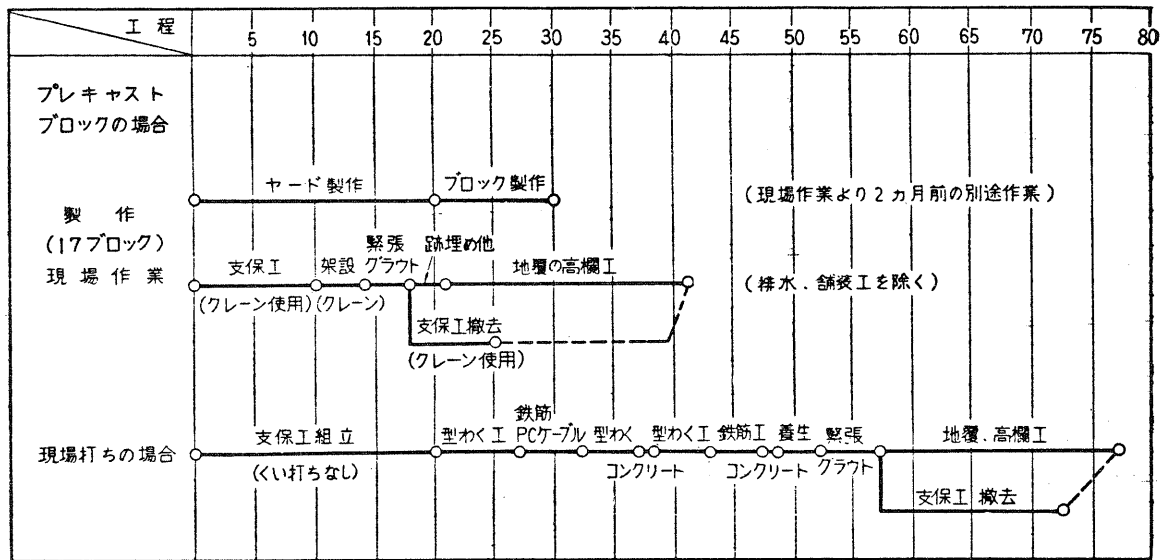
この様に鋼橋の場合と同様にプレストレストコンクリート橋の施工に於いても，工場製品的な要素をとり入れてゆく事が可能である。すなわち従来各橋梁位置附近でそれぞれ桁製作を行ってきたプレストレスト桁橋を分散した大きな橋梁と考え，製作ストックヤードを一ヶ所に設ける。そして下部工事完了架設可能時期までに桁製作ストックを完了しておき，直ちに運搬架設を行う。この様にして，上下部工事の同時進行，又現場拘束の要因である支保工上でのコンクリート打設の解消を行い，全工程の短縮が達成できるのである。

表1はプレキャストブロックと現場打施工との工事工程を示したものであるが，これよりみてもプレキャストブロックは現場施工の場合に比べて約1/2の工期となっている。プレキャストブロックを利用した集中管理方式には次の様な利害得失がある。

利点

- 1) 橋梁上下部工事を同時に施工でき，全体の工事工程を短縮できる。
- 2) 場所打ち工法と比較し，現場拘束時間を著るしく短縮できる。
- 3) 繰返し作業による作業の単純，熟練化
- 4) 集約作業による施工管理の省力化
- 5) 製作ヤードで集中的に部材を製作できるので，品質管理の向上を図ることができる。
- 6) 桁の標準化による断面の統一で製作台および型枠の転用が容易である。
- 7) 現場工事が短期間の為支保工の転用が早くなる。
- 8) 機械力の利用度が大きくなり，人件費，労力の節約が可能となる。

表 - 1



不利な点

- 1) 大型の運搬架設機械を必要とする為、搬入路の確保を図る必要がある。
- 2) 現場打施工に比較し工費の増大は避けられない。
 - (イ) 現場の比較的近くに大型の仮設ヤードが必要となる。
 - (ロ) ブロック工法の場合は、設計条件上場所打ち工法より各種材料の増加が避けられない。
 - (ハ) 運搬架設の工程が増加する。

(2) 施工例 (東関東自動車道)

この道路は昭和43年4月1日、日本道路公団が建設大臣より施工命令を受け用地公渉に入り、昭和44年12月～45年6月に土工、橋梁上下部工の発注を完了し、昭和46年秋の開通を目標に、急速施工を可能ならしめる意図のもとに集中管理方式を採用するに至った。(図 - 1)

1) 橋梁形式

橋梁形式は表 - 2 の様であり、構造形式の選定は本線高架橋は単純 I 型橋、跨高速道路橋のうち有効幅員 4.0 m で直橋の橋梁はプレキャスト箱桁ブロック工法を採用し、2 径間連続箱桁橋又は斜材付 π 型ラーメン橋とし、又幅員 4.0 m 以上の斜角の大きいもの及び直橋は 2 径間連続 I 型橋が採用された。(図 - 2)

2) 運搬、架設

運搬、架設は I 型は積載能力 40～60 t のポールトレーラーで一般の交通に支障をきたさないよう夜間に運搬を行い、60 t 自走式トラッククレーン 2 台で架設を行った。箱桁ブロックは積載能力 20～30 t のセミトレーラーで運搬し、60 t 自走式トラッククレーン 1 台で架設を行った。

(図 - 3)

3) 桁製作ストックヤード

桁製作ストックヤードの設置位置は工事の主要部分を占める本線橋の架設地点附近 (本郷工区

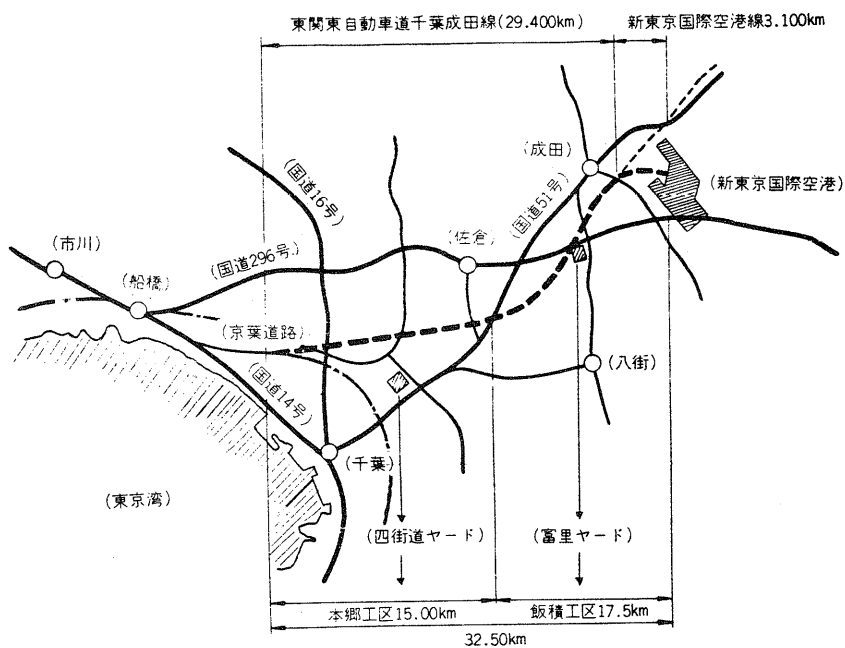
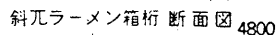
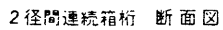
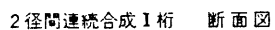
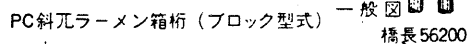


図 - 1

表 - 2

I 型 ゲ タ								箱 型 ブ ロ ッ ク							
	橋 名	l(m)	h(m)	a(m)	重 量 (t)	個 数 (本)			橋 名	l(m)	h(m)	a(m)	重 量 (t)	個 数 (本)	
本 郷 工 区	本郷高架橋	26.0	1.70	0.80	45.0	60	本 郷 工 区	跨高 速道 路橋	四街道3号	標準	1.10	4.60	標準	17	
	千葉Aインター	24.0	"	0.65	35.0	13		跨高 速道 路橋	" 3の1号	"	"	"	"	22	
	宮野本第2橋	33.0	1.80	0.70	58.3	10			" 7号	"	"	"	"	17	
	四街道1号	23.0	1.15	0.66	30.0	12			佐倉1号	"	"	"	"	15	
	" 4号	27.0	1.25	"	35.0	10			" 2号	"	"	"	"	17	
	" 5号	"	1.15	"	31.0	16			" Hの1号	"	1.00	"	13.25	"	
	" 8号	30.0	1.25	"	40.0	12			" Hの2号	"	"	"	"	"	
	佐倉3号	23.0	1.15	"	30.0	14									
	" 4号	25.0	"	"	35.0	12									
	" A号	23.0	"	"	30.0	14									
	小 計				6564	173		小 計					1593	122	
飯 積 工 区	本郷高架橋	24.9	1.70	0.65	38.6	36	飯 積 工 区	跨高 速道 路橋	佐倉7号	3.0	1.40	4.60	13.7	27	
	飯積高架橋	19.2	"	"	30.4	105		跨高 速道 路橋	酒々井3号	"	"	"	14.9	25	
	富里橋	~30.4	"	"	~47.2	33			富里2号	"	"	"	15.2	25	
	"	12.0	1.05	0.80	16.2	"			" 4号	"	1.10	"	14.0	15	
	佐倉5号	21.7	1.15	0.66	20.8	8			成田2号	"	"	"	12.9	15	
	" 8号	22.5	"	"	29.0	12			" 3号	"	1.40	"	15.2	27	
	" 8の1号	21.8	"	"	28.0	12			上勝田横断歩道橋	4.0	1.10	2.50	13.0	9	
	" 9号	22.5	"	"	27.9	12			富里横断歩道橋	6.5	"	"	16.0	6	
	富里3号	21.7	"	"	28.1	8									
	富大野橋	23.0	"	"	28.0	12									
	小 計				8803	424		小 計					2263	149	
	計				15367	597		計					3856	271	

PC 2 径間連続箱桁（ブロック型式） 橋長 48860



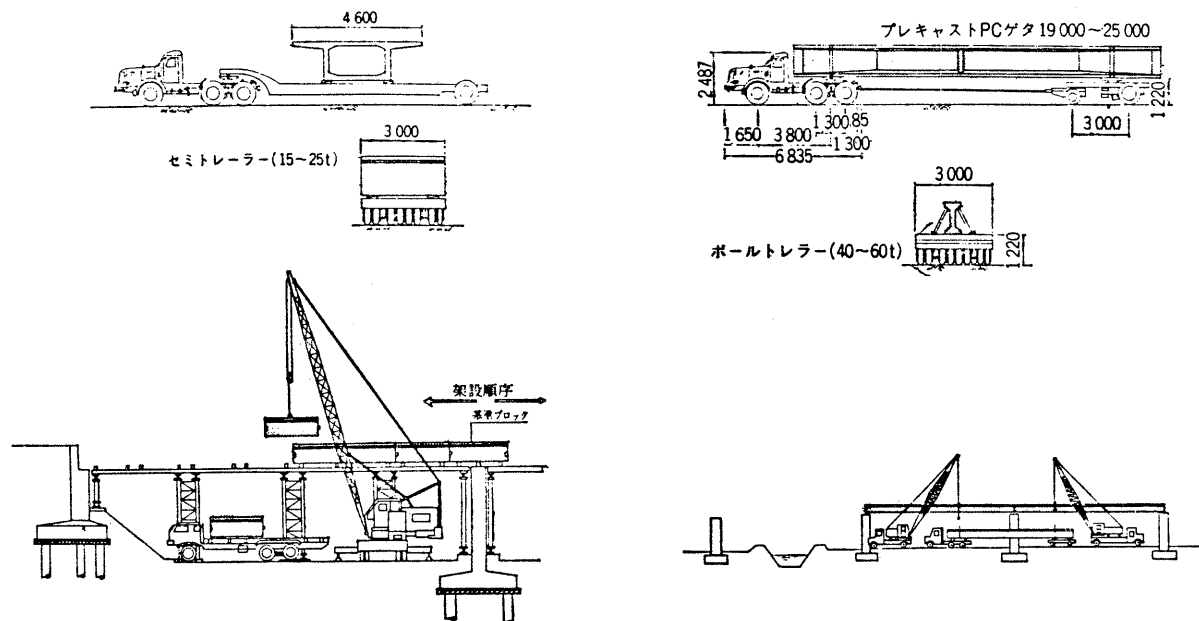


図 - 3

一四街道ヤード、飯積工区－富里ヤード）とし、桁及び各種材料の運搬距離は 2 ～ 15 Km の範囲となった。（図 - 4）

4) 工事工程

本工事の跨高速道路橋の実績工程は表 - 3, 4, 5 の様であり、現場の施工期間としては現場打工法の半分以下である。

5) 工費

本工事において、全体工費に占める運搬、架設費とヤード設備費は、前者が 13 %, 後者が 7 %, 計 20 % であり、跨高速道路橋については、一般的な場所打工法と比較しコスト高となっているといえよう。しかし本工事の様な短期間の施工で、仮設備、型枠、支保工の転用、現場拘束時間の短縮による土工事への多大な好影響を考えれば、決してコスト高とならないと考える。

(3) むすび

集中管理方式とは従来のように単位別に施工体制をたて、工事管理を行う方式に対して、複数工事を 1 つの単位とした施工体制を考え、機械、労務、工程、品質管理を全般的に総合統轄管理する方式であると考え。従って極力プレキャスト化を計り、単純化、標準化を計ることが大前提となる。

すなわち、プレキャスト I 桁、T 桁橋では断面の統一はもちろん、極力橋長の統一を計る。それにより工事工程の変更等の際、主桁の転用が可能となり、桁製作ストックヤードの縮少、桁仮置き期間の誤差を縮める事が出来る。又プレキャストブロック橋も同様、橋梁の統一化を計る。統一が困難な場合は橋体の一部調整箇所を設け、残りの部分を標準化することも可能であろう。（図 - 5）

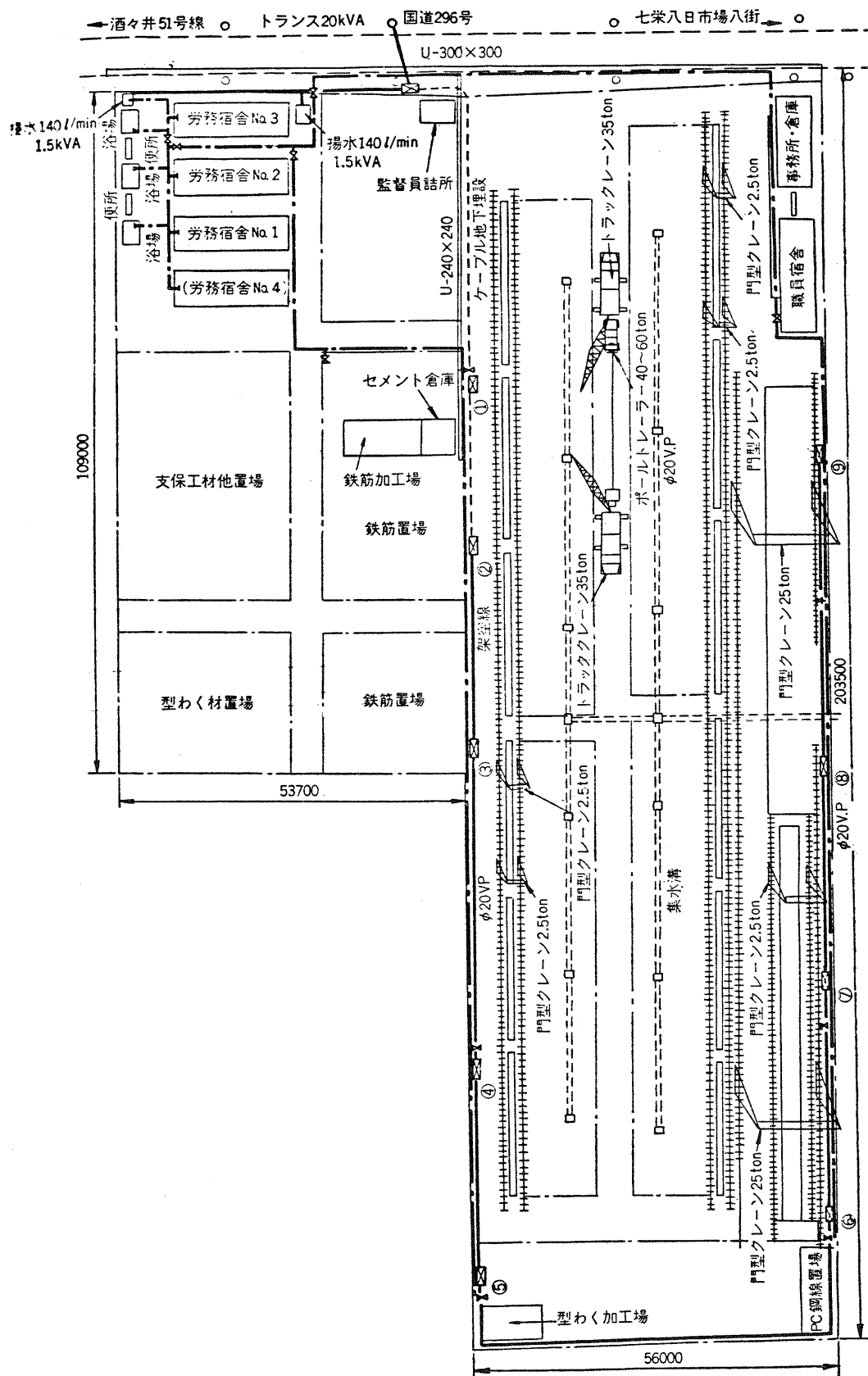


図 - 4

表-3, 4, 5

2径間連続合成Iゲタ架設工程

項目	工程(日)	0	10	20	30	40	50
シューセット		■					
支保工・仮シュー		■					
架			■				
吊足場			■				
横ゲタ(緊張を含む)			■	■			
床版			■	■			
横ゲタ(緊張を含む)					■		
床版					■		
地震・高欄					■	■	
支保工・仮シュー撤去						■	

変形斜π箱ゲタブロック架設工程

項目	工程(日)	10	20	30	40	50	60
フーチング		■	■				
支保工			■	■			
架設				■	■		
斜材調整					■		
緊張・グラウト					■	■	
切欠埋					■		
地覆・高欄						■	■
仕上						■	
支保工解体						■	■

2径間連続箱ゲタブロック架設工程

項目	工程(日)	0	10	20	30	40	50
支保工組立		■	■				
架設			■				
シュー据付				■			
緊張・グラウト				■	■		
地覆・高欄					■	■	
支保工解体					■	■	

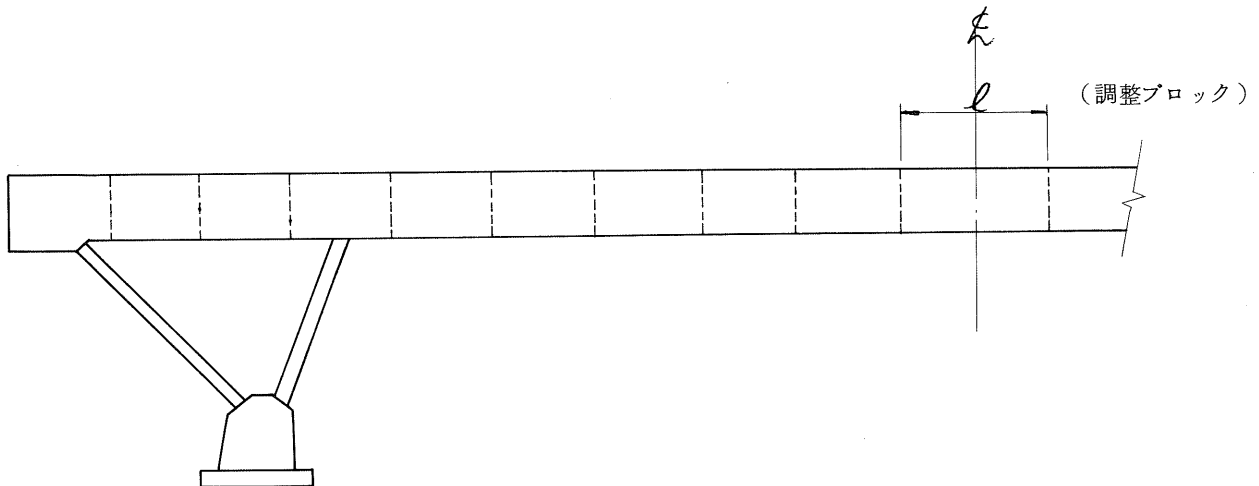


図-5

コンクリートアーチ橋

(1) ま え が き

アーチはその形状自体がプレストレスとしての効果を持っている構造形式であり、コンクリート構造においては最適な橋梁形式であるといえる。既に1940年代にスペインおよびスウェーデンにおいて支間200mを超えるコンクリートアーチ橋が建設されており、1964年にはオーストラリアにおいて支間304.8mのプレキャストブロックによる固定アーチのGladesville橋が建設され、コンクリート構造における最長支間の橋梁となっている。このように諸外国、とくにヨーロッパ各国においてはコンクリート橋の歴史も古く、鉄筋コンクリート理論の確立によっていち早くコンクリートアーチ橋が建設され、支間200mを超えるコンクリートアーチ橋は既に9橋も建設されてきている。これに対して、わが国においてはコンクリート橋の歴史が浅かったため、プレストレストコンクリート技術の導入によってコンクリート長大橋が建設されはじめ、それも支間100mを超えるコンクリート長大橋の全てが桁形式のカンチレバー架設によって施工されている。ただ桁形式の片持梁は、支間が長くなればなる程、PC鋼材の配置上より桁断面寸法を大きくとる必要が生じるため、自重を軽減することが非常に困難な構造形式である。一方アーチ橋はコンクリートを圧縮部材として使用するので、片持梁形式に比較して部材寸法も小さくでき、コンクリート打設の施工性を高めることができる。それゆえ架設方法さえ解決することができるならば、コンクリートアーチ橋は架設地点の地形によっては非常に有利性を発揮することが可能である。

こゝでアーチ橋の施工面について見た場合、コンクリートアーチ橋は従来支保工、またはセントルと呼ばれる仮設の鋼製アーチを利用して施工されていたが、最近プレストレストコンクリート技術を利用した新しい架設工法が開発されてきており、わが国においてもPC長大橋における新しい分野としてコンクリートアーチ橋が注目されはじめてきている。こゝではコンクリートアーチ橋の片持梁施工された施工例を中心にその架設工法の概要を紹介する。

(2) コンクリートアーチ橋の施工例

コンクリートアーチ橋は1900年フランスにおいて支間50mの3径間連続固定アーチ橋が架設されて以来、1911年には支間100mのRome橋（イタリア）が、1940年には支間210mのElsa橋（スペイン）が架設され、それ以後年々コンクリートアーチ橋の径間長の記録が書きかえられてきている。表-1は諸外国における支間200m以上のコンクリートアーチ橋の施工例の一覧表であるが、これらの橋梁の大半は支保工またはセントラルによって施工されている。この表で注目されるのは、Van Stadens橋であり、本橋は支保工を用いることなくアーチリブを桁橋のカンチレバー架設と同様に施工している。

表-2はわが国における最近のコンクリートアーチ橋の施工例であるが、新山清路橋がPC構造のアーチ橋として片持梁施工されている。本表には含まれていないが、現在施工中のものとして斜吊材を利用した片持施工の外津橋がある。

このようにカンチレバー工法の施工技術をアーチ橋に利用した施工例は数少ないとはいえ、わが

表-1 諸外国のコンクリートアーチ橋の施工実績

橋 名	国 名	最大支間(m)	施 工 年	摘 要
Gladesville 橋	オーストラリア	304.8	1964	無 支保工
Rio Parana 橋	ブ ラ ジ ル	290	1965	〃 〃
Arrabida 橋	ポ ル ト ガ ル	270	1964	〃 〃
Sando 橋	ス エ ー デ ン	264	1943	〃 支保工 (セントル)
Shibenik 橋	ユ ー ゴ	246	1963	〃 〃
Novi Sad 橋	ユ ー ゴ	211	1961	〃 下 路 (セントル)
Lingenou 橋	オーストラリア	210	1967	〃
Esla 橋	ス ペ イ ン	210	1940	〃 支保工 (セントル)
Van Stadens 橋	南 ア フ リ カ	200	1971	〃 カンチレバー架設

プレストレスト・コンクリート工業協会編「本州四国連絡橋公団委託；P C 長大橋に関する調査研究報告書（昭和47年2月）」より抜萃

表-2 我が国における最近のコンクリートアーチ橋の施工例

橋 名	橋 種	橋 長 (m)	最大支間 (m)	施 工 年 度	所 在 地	構造形式	架設工法	摘 要
新山清路橋	道路橋	100.0	100.0	1965 ~ 1966	長野県	固定アーチ	片持施工	P C 構造
想影橋	〃	107.0	85.0	1967 ~ 1967	富山県	〃	アーチセントル	
碓氷川橋梁	鉄道橋	100.8	70.0	1962 ~ 1965	群馬県	〃	支保工	
人呼戸沢橋梁	〃	90.1	58.0	1965 ~ 1966	山梨県	〃	アーチセントル	
御岳橋	道路橋	80.0	57.0		東京都	〃	〃	

国で長大径間のコンクリートアーチ橋を施工する場合、片持梁施工の実績より考えてカンチレバー工法が最も現実的な工法であろう。またコンクリートアーチ橋においてはその架設工法がその建設工事の大半を決めるものであり、架橋地点の地形によってはカンチレバー工法が支保工やセメント施工に比較して工事費面で有利な場合も少なくないはずである。

今後、わが国の長大橋が山岳部や海峡部に計画され、一径間で架橋しなければならないケースも多くなり、ついでにはコンクリートアーチ橋も比較検討されることも多くなると予想されるが、カンチレバー工法を利用したコンクリートアーチ橋の架設という問題は非常に興味深い研究テーマであるといえよう。

(3) カンチレバー工法によるコンクリートアーチ橋の施工

支間70 m程度のコンクリートアーチ橋においては、かなり古くから小規模ではあるが片持梁施工が取り入れられてきていたのであるが、長大径間のコンクリートアーチ橋の施工に桁橋と同様なカンチレバー工法を取り入れられはじめたのは最近のことである。その際施工上問題となる点は次のような事項であろう。

(a) アーチリブ自体を片持梁としての曲げモーメントに対していかに抵抗させるか。

(b) アーチリブおよびアーチフーチングを片持梁施工による転倒モーメントに対していかに抵抗させるか。

(c) 片持梁施工自体をどのような架設車で実施するか。

以上の3点がコンクリートアーチ橋をカンチレバー工法によって施工する際の基本的な問題点である。アーチリブ自体に曲げ抵抗を与える方法としては、アーチリブをRC構造よりPC構造にすることによって可能であり、PCアーチ橋として架設された施工例として、新山清路橋、および Wiesbaden の Dyckerhoff 橋がある。

新山清路橋(図-1)は長野県犀川に架設された支間100mのプレストレストコンクリート固定

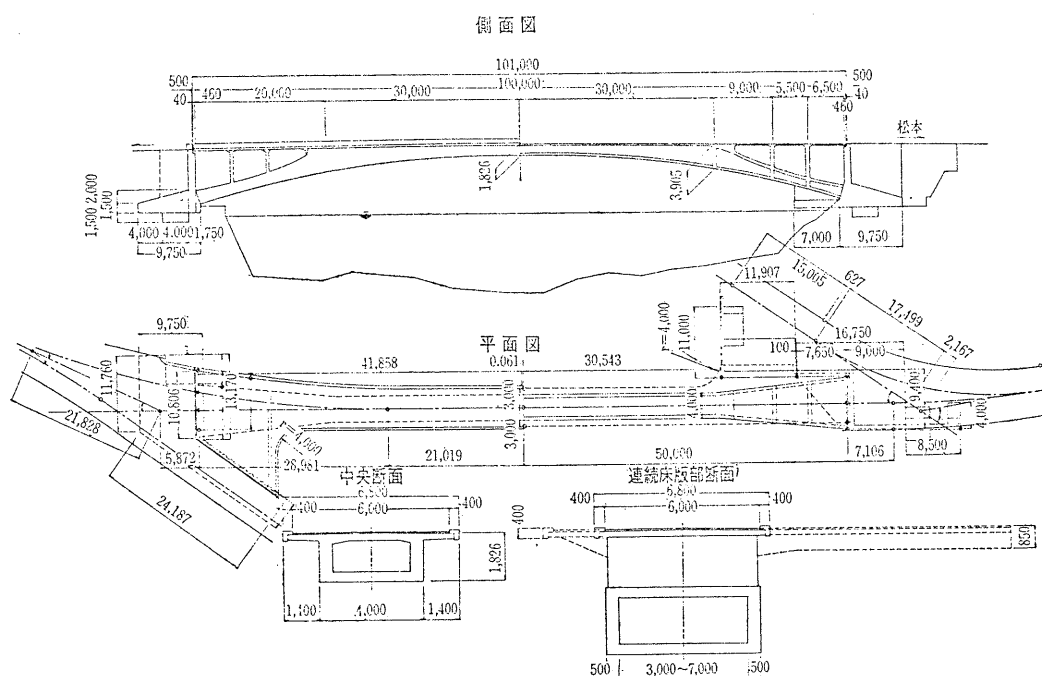


図 - 1

アーチ橋である。施工は橋台から22 m区間を支保工上で施工し、橋台より20 mの位置に仮支柱を設け、残りの56 m部分を両岸より片持梁施工を実施している。片持施工には普通の桁橋で使用するフォルバウアーゲンが利用できるように、片持施工部分のアーチリブは天端が水平になる様に計画され、非常にフラットなアーチ形状となっている。

Dyckerhoff 橋(図-2)は中央径間96.4mのPC2鉸アーチ式歩道橋である。施工方法は新山清路橋と同様に、アーチ端部は通常の支保で施工し、仮支柱を設けてアーチ中央部を両岸より3 mずつ重量14 tonの架設作業車によって片持架設を実施し、中央部3 mはつり支保工にてコンクリートを打設している。アーチ中央部には軽量コンクリートが使用され、ランプ部分は普通コンクリートで施工されている。本橋で使用された架設作業車は通常のフォルバウアーゲンとは少し異なり、傾斜部分においても施工可能なよう又重量軽減をはかれるように改良された形式のものが利用されている。

以上の2橋の例は支間も100m程度でフラットなアーチ橋の場合の施工例であるが、更に長径間で

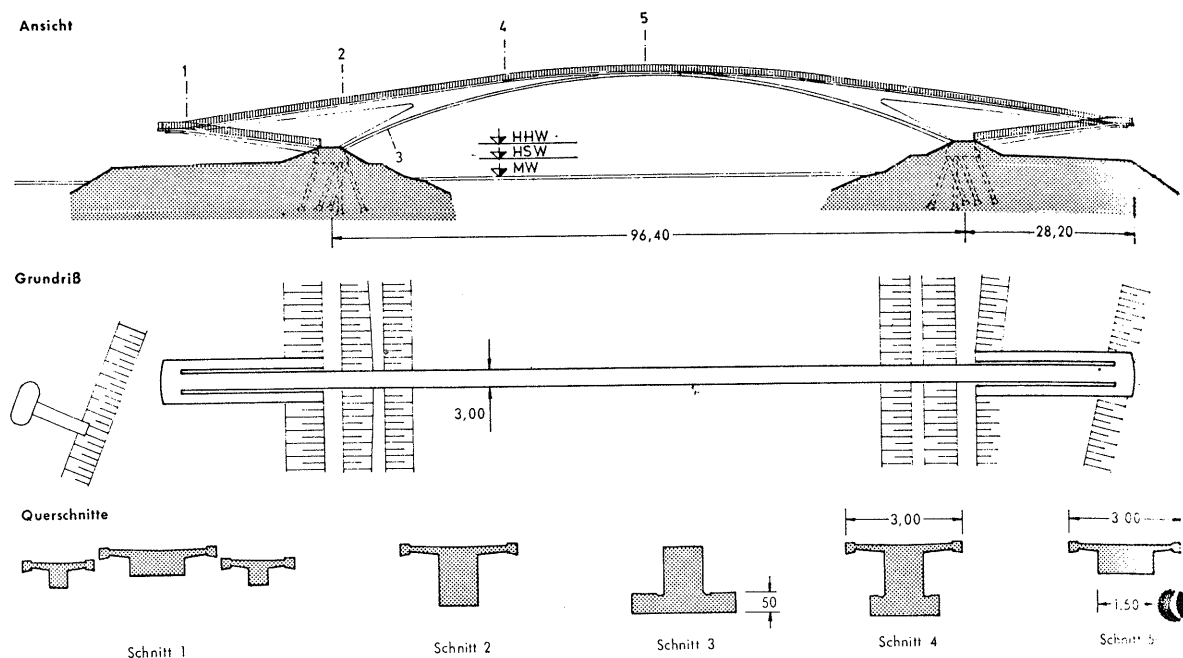


図 - 2

しかも谷が深い場合仮支柱によっては転倒モーメントに対して抵抗させることができなくなる。このような場合、アーチリブ自重を斜吊材を利用して後方のアンカーに受けもたせる方法がとられており、その施工例として Vanstaden's 橋、および外津橋がある。

南アフリカ、エリザベス港の西方約 40 Km のヴァン・スターデンス川に架橋された Vanstaden's 橋 (図 - 3, 4) は支間 200m の固定アーチ橋で、アーチのスプリングキング部に仮支柱を立て斜吊材を利用して片持施工されている。この仮支柱はアーチフーチングより全高 60 m (橋面上 20 m) のコンクリート支柱でその頂部に斜吊材を定着するコンクリート定着ブロックが設けられている。斜吊材はディビダーク鋼棒 $\phi 32$ mm が使用され、片持梁施工の各段階に応じて斜吊材の本数を増減させ、斜吊材の緊張管理が実施されている。片持架設作業車としてはアーチリブ下面に沿って鋼製ガーダーをアーチリブより吊り下げた形式のものを使用している。アーチリブ自体は RC 構造であり、片持梁として作用する曲げモーメントを斜吊材の緊張管理によって低減させることが可能であったため、アーチリブには PC としての補強を必要としない。上床板はアーチリブ完成後、橋脚を立ちあげ、プレキャスト桁を架設して連続合成桁となっている。

外津橋は一般国道 204 号線のうち、佐賀県東松浦郡鎮西町～玄海町の外津湾に架橋計画された支間 170 m の 2 鉸コンクリートアーチ橋である (図 - 5)。本橋の施工は図 - 6 に示すように、斜吊材を利用してアーチリブ、橋脚、それに上床版をトラス構造として片持梁施工する方法がとられている。この斜吊材はディビダーク鋼棒 $\phi 32$ mm が使用され、斜吊材自体の緊張力の管理 (斜吊材を配置した時点か又ある程度片持施工で張り出した時点において斜吊材をジャッキによって緊張力に変化を与えるための緊張管理) を行わないこととしている。これは斜吊材の本数も多く、それら

の作用張力をその都度管理することは作業性を煩雑にするばかりではなく、導入力と部材との撓みが合致するかどうかを危惧したからである。斜吊材より伝達される水平力は橋台をアンカーとして受けもたせている。片持架設に使用する架設作業車は従来のフォルバウワゲンを使用し、ワーゲンフレームが水平に設置するための特殊な装置を取付けている。アーチリブ自体は片持施工の曲げモーメントに抵抗するようにアウトケーブルでプレストレスが導入されており、また上床板もPC連続ホロースラブとして斜吊材の水平力を受けもたせている。

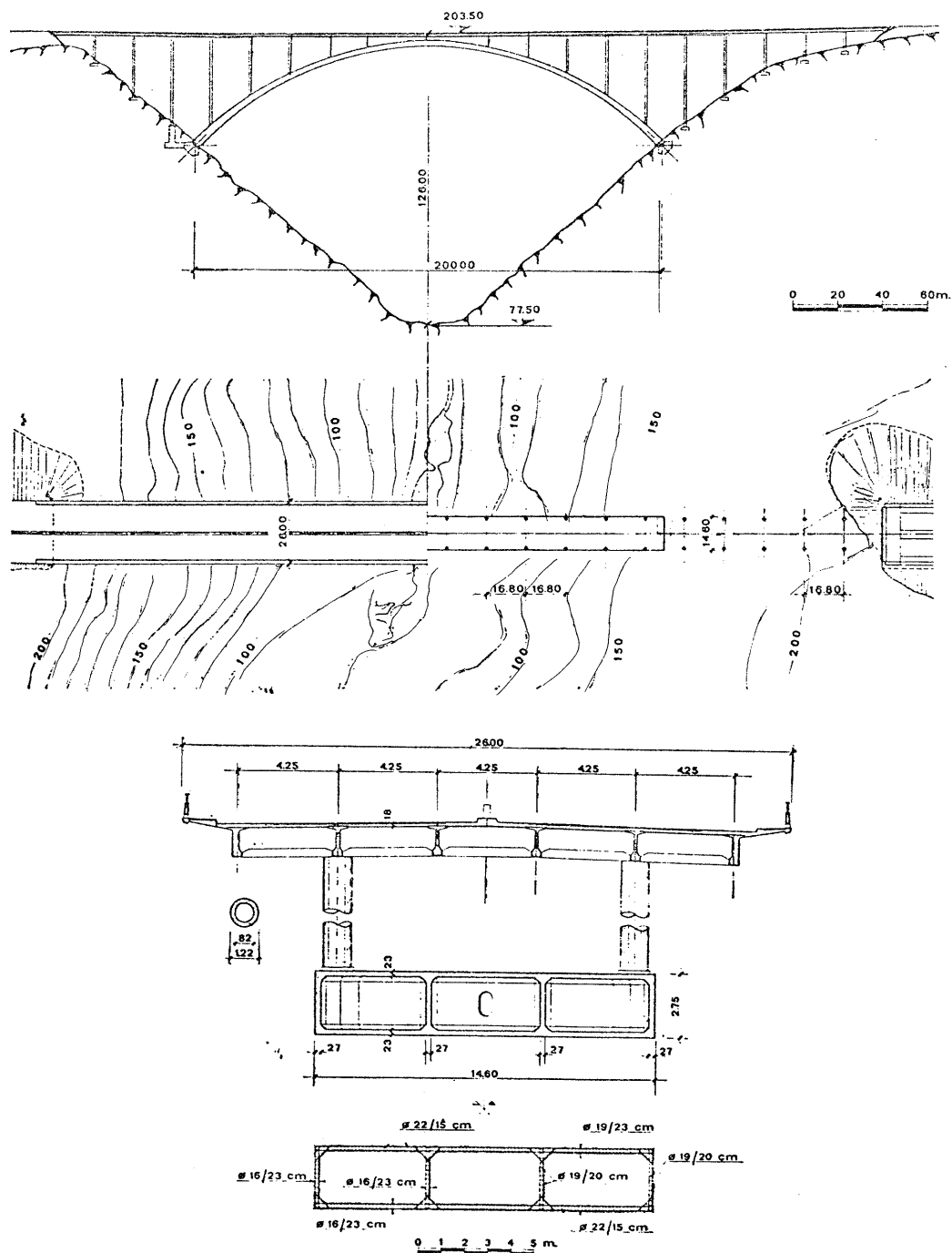
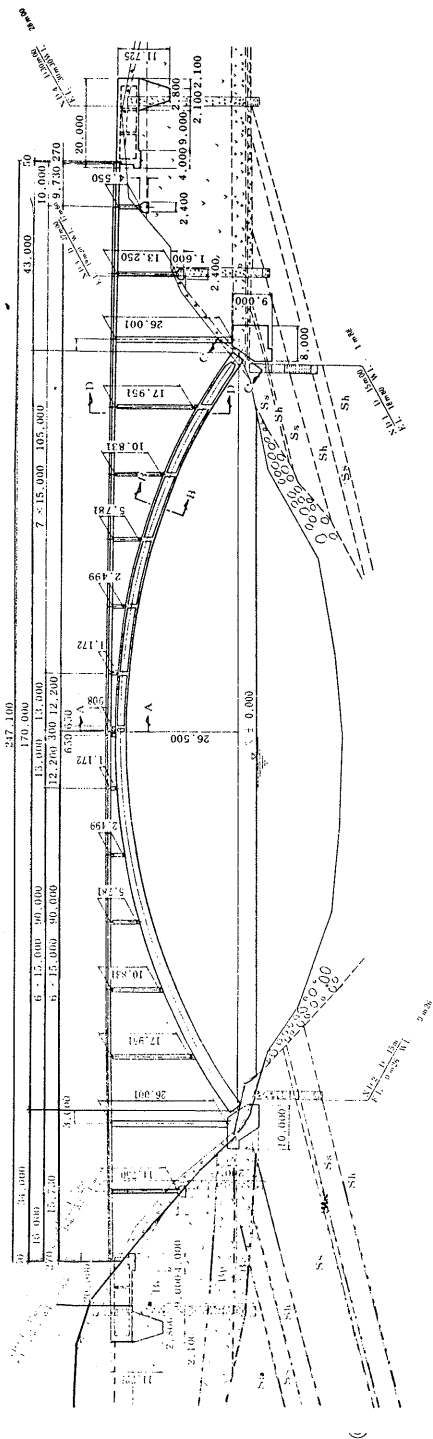
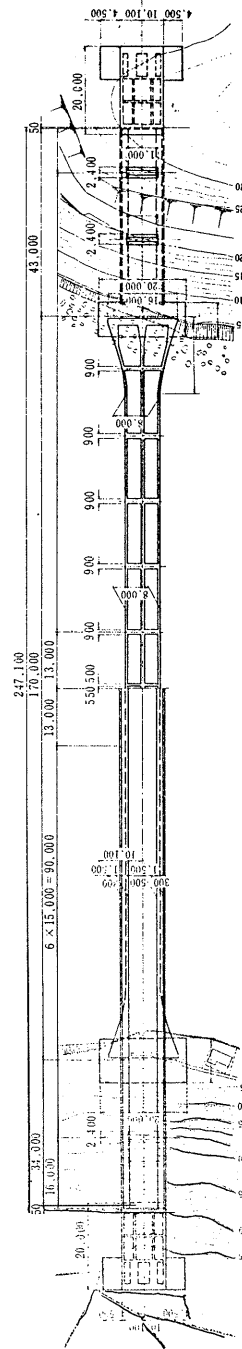


図 - 3

侧面图

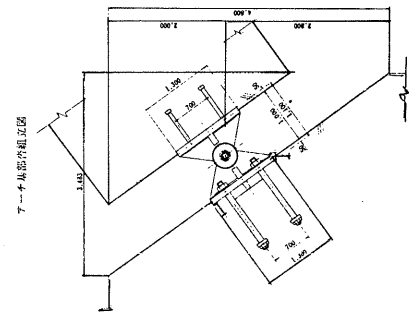


平面图



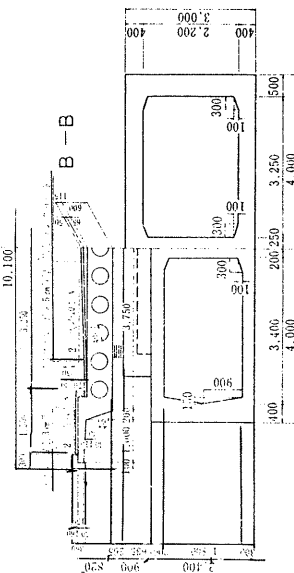
断面图

D-D



断面图

A-A



B-B

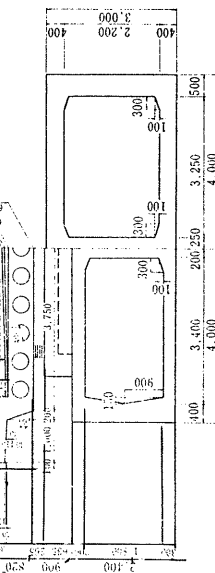
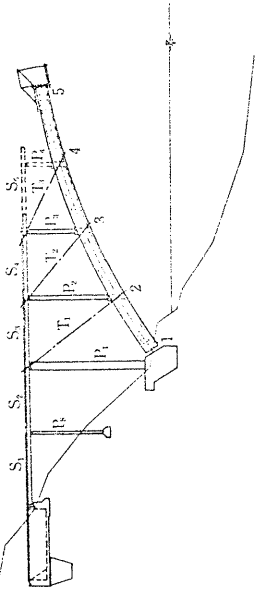
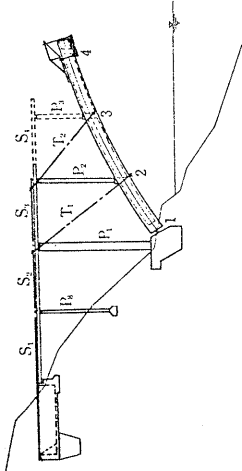


图 5

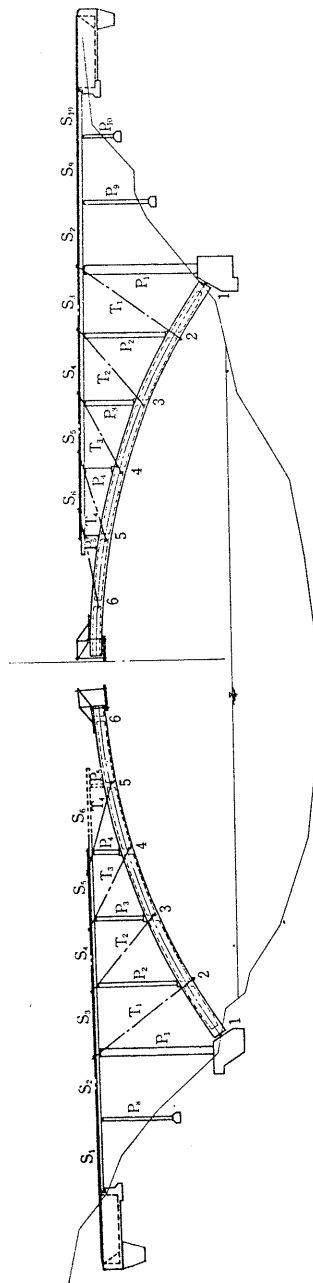
图 4

[illegible]

- 【1】(1) 焼付、フーチングを打設。
(2) 側壁、間及びアーチリブ部(1-2)をスチーキングで打設。
(3) 上床版埋込目P.C鋼体緊張、硬化。
(4) 上床版緊張、硬化。
(5) アーチリブアウターケーテン設置。
(6) アーチリブにワーキングを取付ける。
(7) 斜吊りP.C鋼体(φ 33mm 95/120) 1、硬化。
(8) スチーキング撤去。

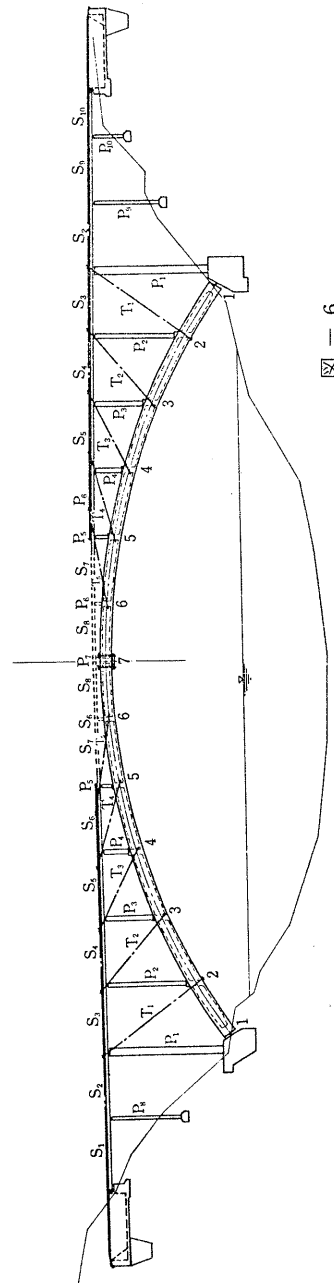
- (H) (1)アーチリブワーゲン施工。
 (2)ワーゲンを運出に伴いアーチリブ部アウトケトル設置緊張緩衝。
 (3)ワーゲンを3点を過ぎ、約5 m前進した時斜吊りPC鋼材T₁緩衝。
 (4)アーチリブ施工2～3部材を行っている間にB脚柱及び上床板S₃を注設。
 (5)1主体版アウトケトル設置、緊張、緊張、緩衝。
 (6)1主体版運込み鋼材緊張、緩衝。

- (三) (1)(II)と同様にワーゲン進出に伴いアーチリープ部アウトテ
 (2)鉛吊りPVC鋼体破着。
 (3)アーチリープ施工、中脚柱、上床版をステーシング施工。
 (4)上床版埋込み鋼体、緊着、釘着。
 (5)上床版アウトケーブール緊着、緊束、釘着。



- (VI) ○上床版はステッピング装置施工とする。(1)ア
○アチャーリーはディヒバーク式ワークベン施工とする。
○斜角リブPC鋼板(T_1, T_2, T_3, T_4, T_5)は要管理なし。
○上床版アウターは橋台端部で巻曲を行う。
○上床版埋込みPC鋼板は支点(柱柱頭部)より4 m離れ
た箇所で張緊固定。

- (1) (1) (田) と同様の施工を行う。
 (2) 組吊り P C 鋼体 T、延着。
 (3) 組吊り P C 鋼体 T、延着。
 (4) アーチングラウニング部より 1,211m 手前までワーメン
 施工を行う。
 (5) 施工部、土木版 S₂まで打設。



- (V) ①ワーゲン撤去。
②アーチリブクラウン部 2.422 m を吊支保工で打設。
③斜吊り PC 鋼種撤去。
④アーチリアウトケーブル撤去。
⑤上床版アウトケーブル撤去。
⑥残りの鋼柱、上床版打設。
⑦橋面工施工。

(4) むすび

コンクリート長大橋としてのコンクリートアーチ橋という観点より、諸外国の片持梁された施工例について紹介したが、地形、地盤条件さえ満足しているならば、コンクリートアーチ橋は他の構造形式に対抗できるものである。

今後長大径間のコンクリートアーチ橋を計画してゆく上で、架設工法の研究、開発が最大の課題であろう。すなわち、片持架設においては吊材の材質、架設作業車、ピロン、水平力のアンカー、緊張ジャッキ等があげられる。たとえば吊材として大型PCケーブルの利用、架設作業車の自動大型化、ピロンのコンクリートブロック化、アンカーとしてPSアンカーの利用等今後解決してゆかなければならない問題が山積されている。これらの問題は全てプレストレストコンクリートの分野の問題であり、問題解決には大きな努力が必要であろう。既にわが国ではコンクリート長大橋はプレストレストコンクリートの技術でもって進出してきたのであるが、コンクリートアーチ橋の分野では現在第一歩をふみ出した段階であり、今後の架設工法の開発がまたれるのである。

P C 斜 張 橋

(1) ま え が き

斜張橋は主桁と橋脚上に設けられた主塔と、その主塔から斜めの方向に主桁を吊り下げないように張られた斜吊材との3要素からなり、吊橋と桁橋との中間的な構造形式である。1700年代にヨーロッパにおいて、鋼橋の分野で小規模なものに利用されて以来、斜張橋は鋼橋においてはかなり古い歴史を持っており、P C 橋の分野でも10年ほど前から応用されはじめてきている。これはP C 橋にあっては、スパンの拡大とともに桁形式では桁自重の増大が著しく、重量軽減が非常に困難であるが、斜張橋の場合その桁高を支間の $1/50 \sim 1/70$ 程度まで下げることが可能であり、長大橋になればなるほど有利性を発揮する構造形式であるからである。特に最近の道路計画のように、湾岸、湾内、海峡などの海上に架橋する場合、航路限界が桁高を制限することがあり、桁高を小さくとれる斜張橋がP C 橋では唯一の型式といえることができる。

斜張橋を斜吊材の張り方によって分類すると、斜吊材を同じ角度で平行に張られたHarp型と、主塔の1点より主桁の各位置に扇状に張られたFan型とに分けられる。また主塔の形状から分類すれば、側面からみて柱状のものとA形状のものとに分けられる。さらに主桁の構造から分類すれば、単純桁形式と連続桁形式とに分けられる。単純桁形式とは橋脚と主桁とで構成するT型ラーメンにおいて主桁の先端を、中心に設けた主塔より対称に斜吊材で吊った構造で、この独立した斜張橋間を吊桁でつないだ構造形式となっているものである。また連続桁形式は、普通の連続桁の長大径間部を主塔より斜吊材によって吊っている構造のものである。一般に橋長の長い場合は単純桁形式が、橋長の比較的短い場合は連続桁形式が用いられている。

また斜張橋の架設工法から見た場合次の3通りの工法が採用されている。

- (a) 支保工上にて場所打ち
- (b) 架設作業車を使用した場所打カンチレバー工法
- (c) プレキャストブロックによるカンチレバー架設

これらの架設工法は橋長、構造形式、工期等の条件によって決定されるのであるが、架設の主体はやはりカンチレバー架設であろう。

わが国におけるP C 斜張橋は万国博会場内における比較的小規模のものだけであるが、長大橋におけるP C 斜張橋の有利性については認められており、諸外国においては、かなりの実施例を見ることができる。

(2) P C 斜張橋の施工例

P C 斜張橋は1925年Tempul橋が施工されているが、1962年イタリアのProf. Morandiによって設計された最大支間235mのMaracaibo橋はその後のP C 斜張橋の基礎をつくり出し、実質上、近代P C 斜張橋の第1号と呼ぶにふさわしい構造物である。MorandiはMaracaibo橋において、側面からみてA型の門型タワーを考案し、主桁の先端を斜吊材で吊った斜張橋を設計したのである。以後初期のP C 斜張橋はこのMorandiタイプに代表されるゲルバー桁を用いた単純桁形式が広く

採用されている。これはできるだけ不静定次数を下げることによって、構造計算を簡略化するとともに、コンクリートのクリープや乾燥収縮による2次的な応力や変形量を明解にするためであると思われる。最近では次第に外的にも内的にも高次の不静定構造である連続桁形式が多く用いられてきており、鋼橋の場合と同様に主塔は側面より見て1本の柱状として、非常にすっきりした外観となってきた。これは電子計算機の発達が高次不静定構造の解析を可能にしているという背景も忘れてはならないであろう。

表-1は諸外国におけるPC斜張橋の施工例であるが、200m以上の支間が多く、また施工法も

表-1

順位	橋 名	国 名	最大スパン (m)	施工年	摘 要
1	Wadi Kuff 橋	リ ビ ア	287	施工中	A脚フアン形 カンチレバー架設
2	Tiel 橋	オ ラ ン ダ	267	〃	I脚フアン形 プレキャストブロック カンチレバー
3	Rio Parana 橋	アルゼンチン	245	〃	A脚フアン形 カンチレバー架設
4	Maracaibo 橋	ベ ネ ゼ ラ	235	1962	A脚フアン形 支保工
5	Polcevera 橋	イ タ リ ー	208		A脚フアン形 カンチレバー架設
6	Main 橋	ド イ ツ	146.7	施工中	I形ハープ形 カンチレバー架設
7	ドニエプル橋	ソ 聯	144	1963	I脚フアン形

カンチレバー工法が大半である。わが国においては長大スパンのPC斜張橋の施工例は見ることができない。以下PC斜張橋の代表的な施工例であるMaracaibo橋、Tiel橋、Hoechst工場内第2 Main橋、および万国博覧会場内PC斜張橋についてその概要を紹介する。

Maracaibo橋(図-1)

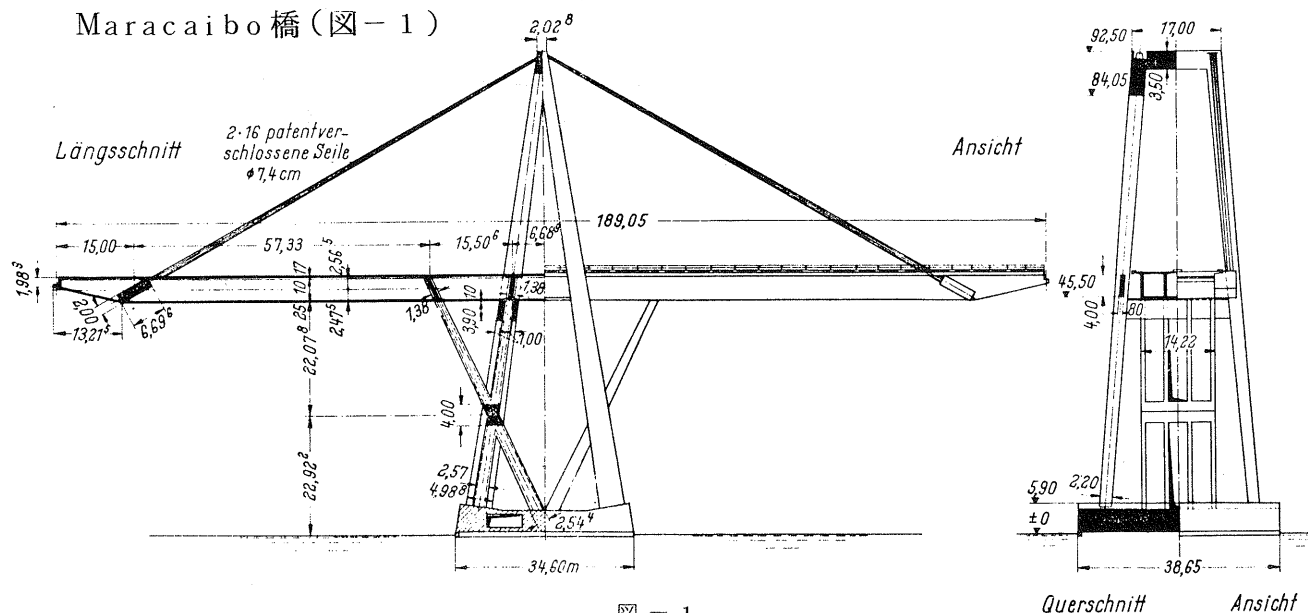


図-1

ベネズエラの Maracaibo 湖上にかかる橋長 8.6 km, 最大スパン 235m の PC 斜張橋である。Prof. Morandi の設計によるこの橋は, A 型ポータルタワー及び V 型橋脚を有し, 45.95 m の吊桁部を持つゲルバー桁とし, 外的に静定構造となっている。この種の斜吊材構造では, ザイルに作用する力の大きさを正確に知ることが必要であるが, コンクリート構造では若干の誤差を持つことはさげえない。そこでこの誤差をさけるため以下の述べる施工法がとられている。はり出し部を施工するために鋼製トラスを使用し, 一端は V 型橋脚端部に, 他端はザイルを支承する位置に設けられる仮支柱上にとられる。ブロックに区切ってコンクリート打ちを行ない, ブロック間には大きな目地が設けられる。次に目地にコンクリートを打設するが, V 型橋脚打設の時に仮支柱に設けられたジャッキにより所定のあげ越し高さに調整する。ザイルを徐々に緊張し仮支柱に荷重が作用しなくなるまで継続する。ただしこの時, はり出し先端部の鉛直方向変位を移動させないで行う。以下鋼製トラス撤去, 吊桁部の配置, 橋面施工を行なうまで鉛直方向変位を移動させないように, バラスを載荷して調節する。以上の載荷状態を重ね合わせてゆくと, すべての施工過程の終った時期の応力と, 計算上の最終応力とが完全に一致する。

なお, Rrot. Morandi は, この Maracaibo 橋型式で, Polcevera 高架橋, Wadikuf 橋 (PC 斜張橋としては最大の支間 282m) 等を設計している。

Tiel 橋 (図-2)

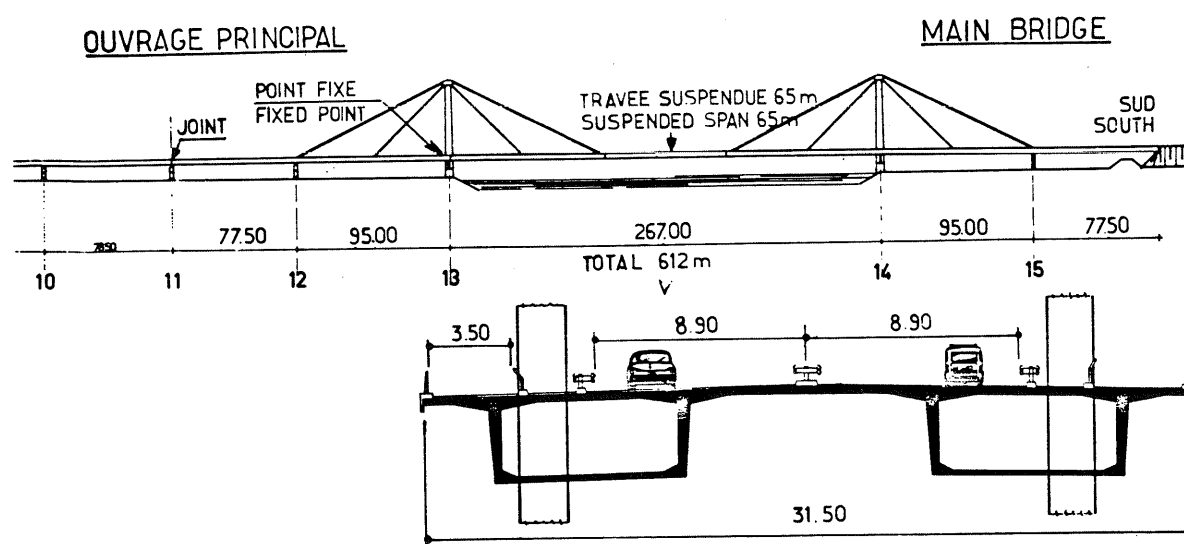


図-2

オランダの Waal 河に架橋された Tiel 橋は, Waal 河を航行する船舶の障害となっているフェリーを廃止して船舶のスピード化, 輸送力の強化を計ること, および河川によって阻害されていた南北の両地域を連絡する橋梁として計画されたものである。従って河川部は船舶の航路巾の関係から 267m の支間長が, また施工中も船舶の航行を阻げないような架設方法が要求された。それ故渡川部は支間割 77+95+267+95+77m の PC 斜張橋が計画された。主桁は 3.5 m の等高箱形断面を 2

列平行に配置され、橋脚上および斜張ケーブル定着部で横桁が設けられている。斜張ケーブルは2面ケーブル方式で、12T16のフレシネーケーブルが使用され、主塔より47.5m、95mの位置に定着されて、斜張ケーブル自体は保護と剛性を増す目的でコンクリート製のケーシングの中に収められている。主塔は側面よりみて単純な柱状タワーが採用され、その頂部はプレキャストコンクリートの横梁で2本の柱状タワーを剛結している。267mの中央径間は支間65mの軽量コンクリートのプレキャスト吊桁が架けられている。施工は、側径間は支保工（左岸側）およびプレキャストブロック（右岸側）によって、中央径間は片持施工で行なわれている。この片持梁施工には架設用トラスを主塔の斜張ケーブルを利用して現場打で施工された。

Hoechst 工場内第2 Main 橋（図-3）

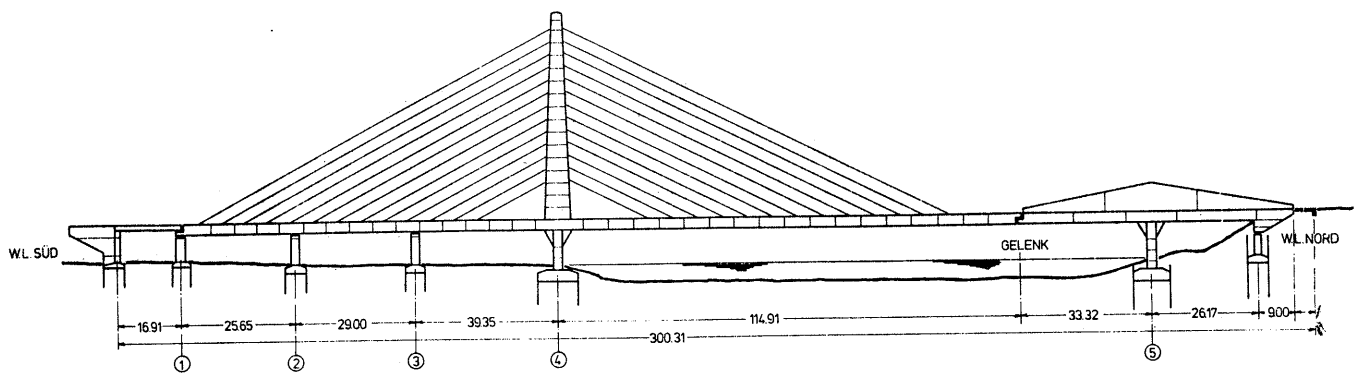


図-3

西ドイツ、フランクフルトの近郊、Hoechst 化学工場はMain 河をはさんで北工場と南工場とに分割されているが、1959年対岸の2工場の連絡橋として中央径間130mの橋梁がディビダーク工法によって架設されている。その後工場の拡張に伴ない第1 Main 橋の約1.3 Kmの下流に第2 Main 橋が計画され、第3図に示すようなPC斜張橋が1972年に竣工した。本橋は中央支間148m、巾員は30.9mで鉄道、道路及び管路の併用橋であり、渡川部の中央径間は反対側から張り出された帆状の片持梁の先端にゲルバーヒンジで支持された構造となっている。航路限界および鉄道の計画高さより、たわみも考慮に入れて桁高を2.6mに制限された主桁は8.0mの巾の箱桁となっている。それゆえ張り出し版部が11mとなり、張り出し床版には約3m間隔にリブが取り付けられている。主塔は高さ約52mで、13対の斜張ケーブルがハープ型に配置され箱桁のウェブ内に定着されている。このケーブルはディビダーク鋼棒φ16mの25本からなり外径約200mmのメタルケーシングに納められている。施工は渡川部の斜張橋区間のみフォルパウワグンを使用した片持梁施工を、残りは支保工によって施工されている。このようなハープ型のケーブルシステムは、構造上主桁に作用する曲げモーメントを低減させるだけでなく、施工上においても片持梁施工を容易にしている。即ち斜張橋をカンチレバー架設する場合、架設中の状態で桁断面の設計が支配される事が多いが、ハープ型の場合は施工中の曲げモーメントも減少させることができるからである。

万国博会場内 P C 斜張橋 (図 - 4)

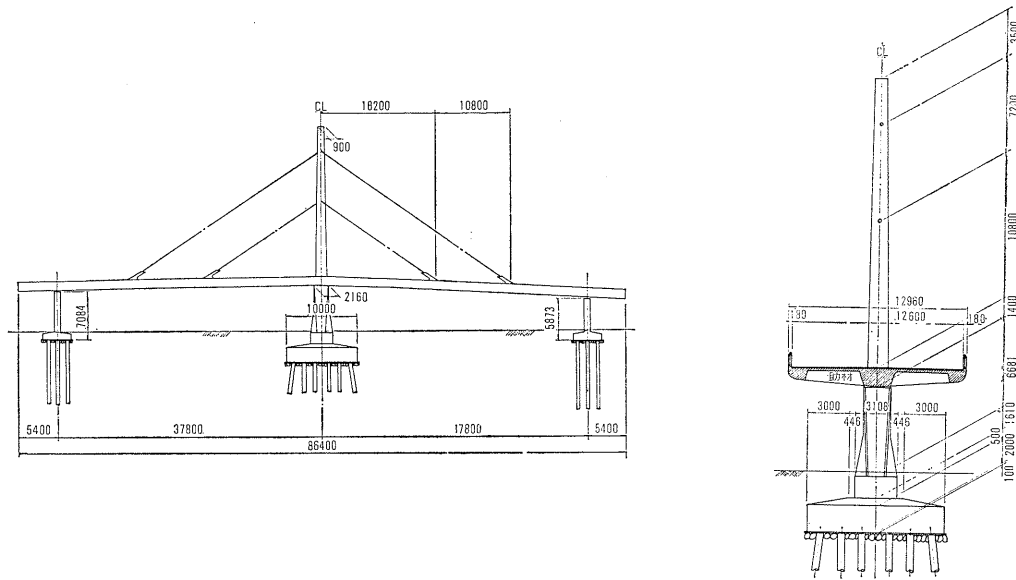


図 - 4

本橋は万国博覧会会場内の東側サブゲートの歩道橋として、場周道路、モノレールを跨ぐもので、特に橋梁全体のプロポーション、主桁および橋脚の形状は美観に重点を置いて設計された。

斜張橋は鋼橋の分野では我が国においても既に架設されているが、コンクリートの分野ではわが国最初の P C 斜張橋である。

構造型式は図 - 4 に示すように、スパン 37.8 m、幅員 12.96 m で、両サイドの橋脚上で単純支承され両側に 5.4 m づつ張出しを有し、中央橋脚において橋体と剛結された 2 径間の T 型ラーメンを、中央橋脚上のタワーから 4 本のザイルで斜めに吊った構造となっている。

主げた断面は、図 - 4 からわかるように、1 本のメインビームと両側のサブビームの間にスラブを有する 3 主桁構造であり、両側のサブビームは真中のメインビームから張り出しているので、1.8 m 間隔に助材を入れて格子構造にした。

施工は、助材間隔と等しい 1.8 m 長さのプレキャストブロックに区切って工場で製作し、これを支保工上に架設しドライジョイントで結合する方法をとった。この理由は、万博会場内では現場打を極力避けたかったのと、断面そのものが非常に複雑な形状をしていたことによる。

ザイルの緊張順序、主げたの P C ケーブルの緊張順序は構造計算との関係から決められており、いづれの段階でも、主げた、橋脚、タワーに非対称荷重が作用するような架設は避けるよう心がけた。

(3) むすび

斜張橋は普通の吊橋に比較して剛性が大きくまた振動特性も良好であり、航路限界のある海上等における長大橋に今後広く利用される構造形式であろう。特にPC橋においては斜張橋は鋼橋の場合と異なり、桁高制限のある海上橋としては唯一の構造形式である。わが国においてはPC長大橋はカンチレバー工法による桁形式が大半であるが、PC斜張橋は今後の主要な研究テーマであることには変りがない。ただ桁形式の橋梁も当初50m程度の支間から着手され現在十数年にして200mを超える橋梁が施工されているのであるが、斜張橋は小規模な橋梁の場合には工費的に非常に割高となるという弱点を持っている。それ故桁橋と同様に小支間から段階的に長大支間に採用してゆく事がかなり困難であるという事がPC斜張橋の発展を阻んでいるものと思われる。また架橋地点の地形が斜張橋に適している様な条件を持っているケースは非常に少ないこと、中路橋となることの抵抗等もあるかと思われる。しかし最近のPC橋の長大化、カンチレバー工法の普及、発展という施工条件はととのっている現在、近い将来わが国においても長大橋の分野でPC斜張橋が実現されるものと期待している。

第3木曽川橋りょうの設計

1. 概要

第3木曽川橋りょうは中央本線塩尻－中津川間線路増設工事の一部として田立－坂下間に建設された3径間連続PC鉄道橋（複線－室型断面，スパン67m＋80m＋67m）で，デビダーク方式，カンティレバー工法によって施工された。橋りょう地点で，軌道が半径600mの区間となっているため，本橋は，軌道の半径に応じた曲線げたとなっている。本橋の特長は，国鉄最長径間のPC鉄道橋（施工時点）であることと，半径600mの曲線橋であるという点にある。

本橋の架橋地点は，木曽谷の南端部に位置し，東方に木曽山脈，西方に阿寺山脈を望む山峡部である。

この地点では，木曽川が，岐阜県と長野県の境界となっており，本橋は，岐阜県恵那郡坂下町より長野県木曽郡山口村に通じている。

在来の中央本線は，この付近では，木曽川西岸の山腹に敷設されており，落石の危険が常に考えられたが，本橋及び隣接する第2木曽川橋りょうを含む新線の建設により，この危険は除かれ，距離的にも若干短縮されることになった。

この付近での在来線は現在廃線となっている。

本橋付近には国道19号（中仙道）線が南北に走っており，馬籠，妻籠の宿，田立の滝等の観光地にも近いので，橋りょうの計画，設計にあたっては，美観に対して十分に配慮したつもりである。

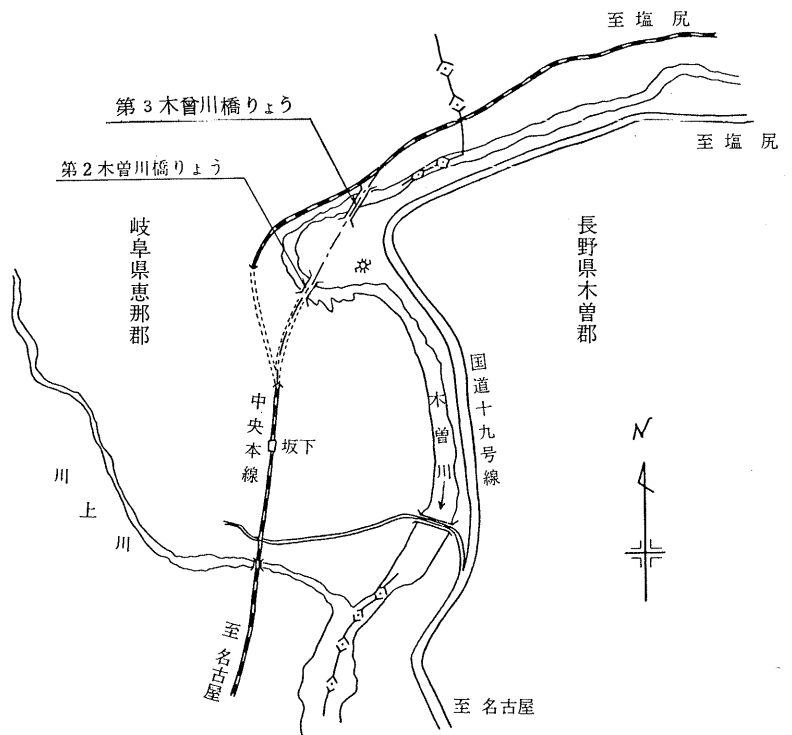
本橋の工事は昭和46年度に着工し昭和47年11月8日に竣工した。

工費は，下部工7700万円，上部工2億2,609万円であった。

工事数量は表－1に示す通りである。

表－1 工事数量

工種 名称	コンクリート (m³)	PC鋼棒 φ26 (t)	鉄筋SD 35 (t)
上部工	2500	207	167 t
下部工	2770	—	126 t



図－1 位置図

2. 地質の概要

架橋地点では、木曽川が激しく蛇行しており、深く浸蝕されている。

地質は、大別して沖積層、段丘堆積層、扇状地堆積層および基盤層から構成されている。

沖積層は表土および河床部の砂礫であり、層は極くうすく、崖錐も顕著なものはみとめられない。

また礫まじりロームおよび砂を主体とした段丘堆積層は（図-2参照）橋りょう前後に広く発達しており厚さも10m以上に及ぶ部分もあるが、この層は木曽川の浸蝕に伴って浸蝕の基準面が下がり一段と高いところに比較的平坦な台地として残ったものと考えられる。

一方隣接する第2木曽川橋りょうとの中間部（山口村麻生地内）では段丘堆積層の下部に砂礫（花崗岩ないし花崗斑岩）などからなる扇状地堆積層がみられる。

基盤層は、苗木、上松花崗岩で、橋りょう下部の基礎工は、この高さまで根をおろす設計となっている。

河床部は、深くえぐられ割合新鮮な岩であるが、他の部分では、著しく風化された花崗岩が真砂土に変わっておりボーリングの結果においても堆積層との境界が明確でない部分も見受けられた。

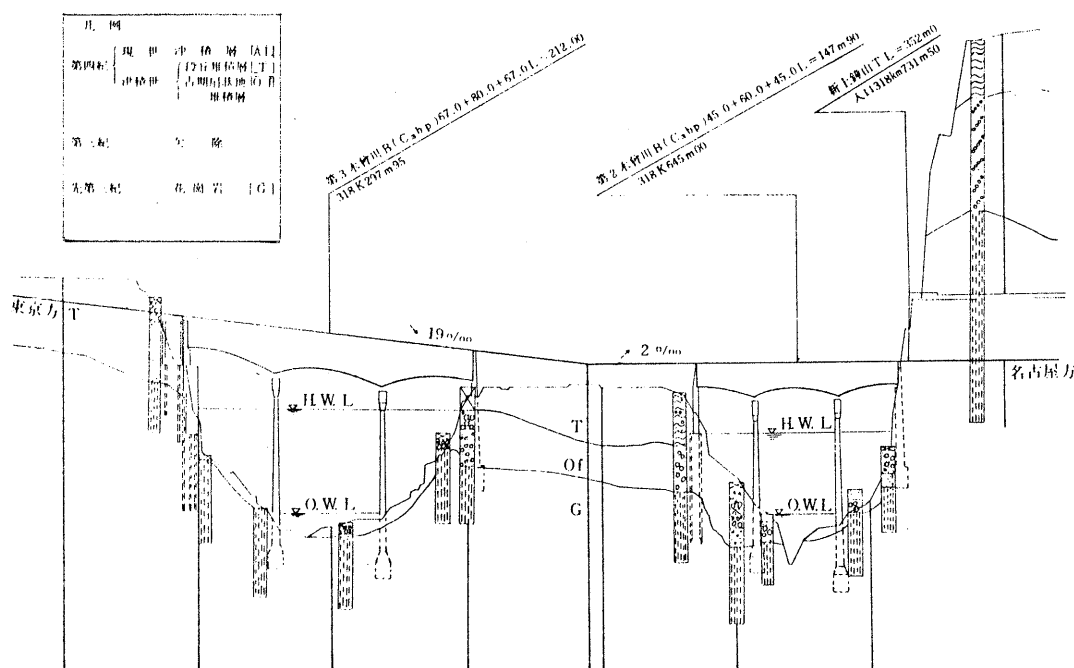


図-2 地質縦断

3. 構造形式の選定

第3木曽川橋りょうは、河川巾の関係で橋長215m程度とせざるを得ず、又河川管理者との協議により、河中に多数の橋脚を設けることは許されず、橋脚は2基と限定されたため、215mを3径間で渡ることになった。

上記の条件より構造形式を考えると、先ず鋼橋を採用するか、コンクリート橋とすべきかが問題となる。

コンクリート橋としては、長径間となるので、PC構造とせざるを得ない。

本橋では、軌道構造が道床式であること、山間部とはいいながら騒音に関するトラブルが生ずる可能性があること、及び将来の軌道の保守、橋りょうの保守の難易等を考慮してPC橋を採用することにした。

特に基礎地盤が良いことが、PC橋採用の大きな要素となった。

PC橋とした場合は、径間が大きいので単純げたでは無理であるが、橋脚と桁とを剛結し、径間中にゲルバーヒンジを設ける構造、側径間に張出しばりを架設し、中央径間を吊げたとする構造、3径間連続げたとする構造が適応する構造として考えられる。

橋脚と桁を剛結する構造は、橋脚に曲げモーメントを分担させることができる利点は考えられるが、スパン中にゲルバーヒンジが入るので、折角が生じ保守の面からも鉄道橋として望ましくない。

第2の構造も同じ理由で望ましくなく、結局3径間連続げたを採用したのである。

スパン割については、等断面の3径間連続げたについて簡単な検討を行ない、 $67\text{m} + 80\text{m} + 67\text{m}$ とした。

検討結果を図-3に示す。

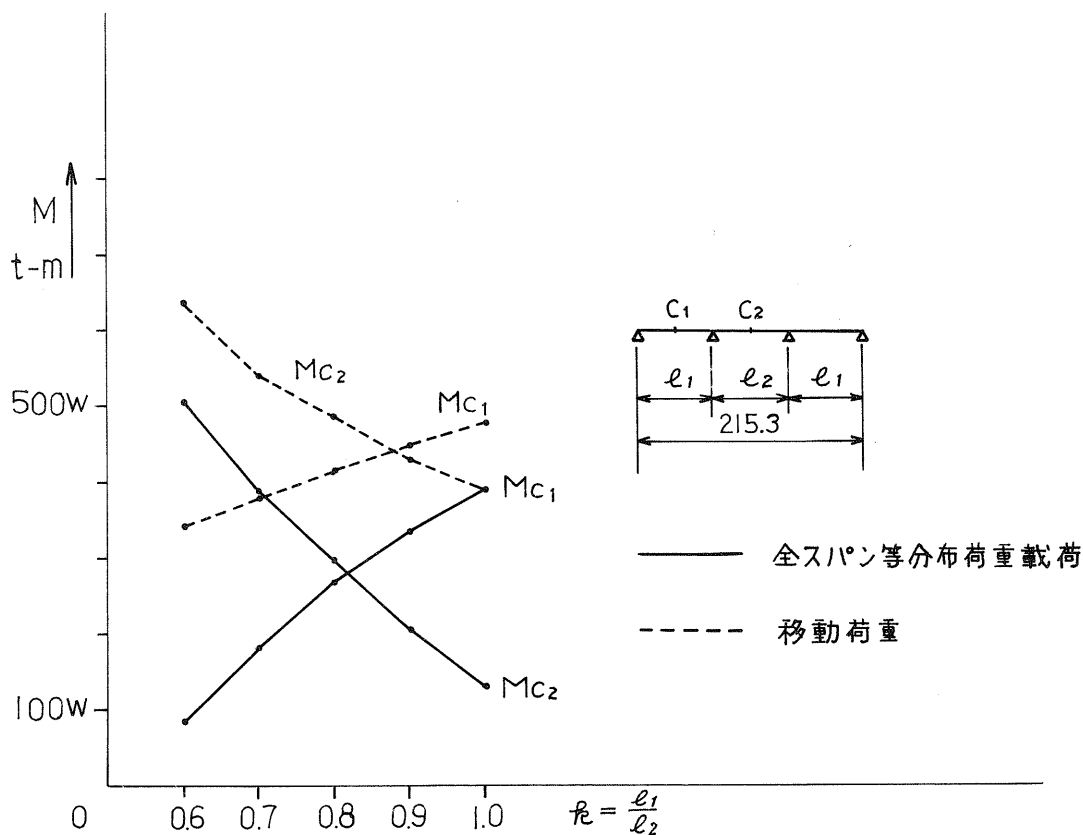


図-3 曲げモーメントのバランス

この検討では側径間の最大曲げモーメントと中央径間の最大曲げモーメントがバランスする径間割が、ケーブル配置上からも、桁高のバランス上からも妥当なものであるという見解に基づいて行なったものである。

図-3は側スパンと中央スパンの比を変数にとり、側スパン中央の曲げモーメントと、中央スパンの曲げモーメントをグラフ化したものである。

この結果、側スパンと中央スパンの比が0.815～0.88の間が適応するスパン割と考えられる。

この場合、移動荷重は、各スパン毎に等分布荷重 w を満載し、これらの組合せによって曲げモーメントの最大値を求めた。

本橋の場合は、 $67/80 = 0.838$ となっている。

設計計算による精算の結果では、変断面の影響で中間支点の曲げモーメントが大きくなり、この影響は中間スパンの曲げに大きくあらわれるため、側径間の曲げモーメントが多小大きくなっている。

連続げたでは、変断面として、径間中の断面より中間支点の断面剛性を大きくするのが、力学的に合理的なので、本橋でも変断面とした。

変断面とする場合、桁高を一定として、桁高以外の断面部位を変化させる方法と、主として桁高で断面の剛性を変化させる方法があり、これらは美観上の考え方で、決定される。

一般に、桁高をおさえて等桁高とすると、近代的でシャープな印象とスピード感を与えるとされ、不等桁高として、桁の下縁の線を曲線形とすると、優雅な印象となるといわれている。

本橋は、山間部の観光地に架設されているので、環境とマッチするように後者を選んだ。

桁高変化の曲線形として、鉄道橋では2次放物線と3次放物線が多く使用されているが、本橋の場合は、曲げモーメントは、スパンの2乗に比例し、断面系数も、桁高の2乗にほぼ比例することと、桁高の変化も、2次曲線の場合は、あまりに急激でない点を考えあわせて、2次放物線を使用することにした。

4. 工法の選定

連続橋の施工法を選定する場合、全面支保工が、施工上可能であるか、また支保工の設置が経済的に有利か否かが主要なポイントとなる。

本橋の架橋地点の上流約3kmの地点に関西電力山口ダムがあり、渇水期でも毎秒50t程度の放水がしばしば行なわれるため、河川中央部に支保工を設けることは、ほとんど無理であり、本橋の施工法としてはカンティレバー工法が最適であった。

主緊張材をPC鋼棒とするか、PCワイヤーとするかについては、種々検討の結果ディビダーク式を採用することにした。

本橋より約400m下流に第2木曾川橋りょうが、PC連続げたで計画され、この橋りょうの設計にあたって鋼棒式とフレッシュネ方式のカンティレバー工法について経済比較が行なわれた。この結果によれば、いずれの工法によっても大差ない。

第3木曾川橋りょうにおける架設順序は次の通りである。

- 1) 橋脚頭部をフォルパウワーゲンが1台組立てられる長さ(8.0 m)だけ支保工上で施工する。
- 2) №1 ワーゲンを組立てる。
- 3) 1ブロックコンクリート打ち、緊張後、ワーゲンを前進し、№2 ワーゲンを組立て、コンクリートを打ちこむ。
- 4) 橋脚の左右交互にフライフォルパウする。
- 5) 中央径間の半分の長さをフォルパウしたら、ワーゲンを撤去し、支保工上にて側径間の残りを施工する。ワーゲンは、2本目の橋脚に移設し、1)～4)と同様にフライフォルパウする。
- 6) 反対側の側径間を支保工で施工する。
- 7) 中央径間連結部分は吊り型枠として、最後に詰めコンクリートを打ち、プレストレスを導入し、連続げたを完成する。

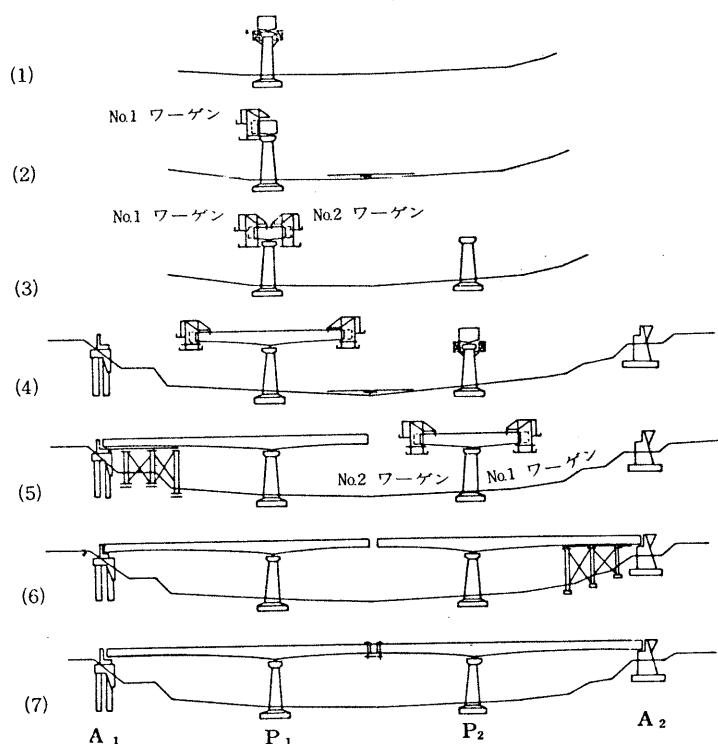


図-4 架設順序

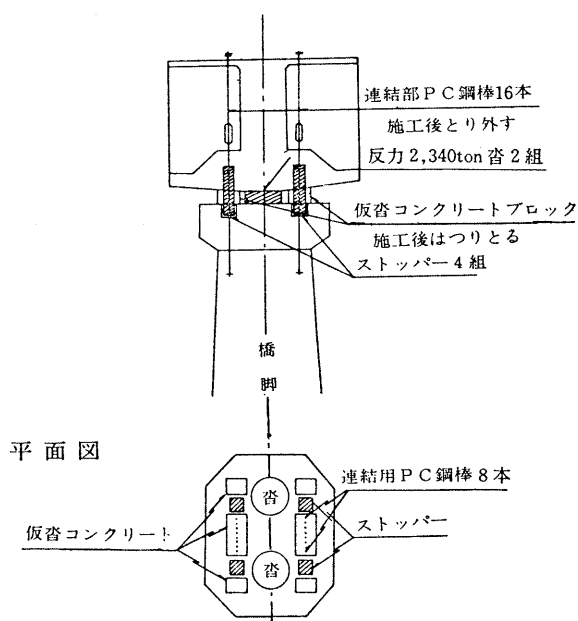


図-5 橋脚頭部の仮設

第3木曾川B

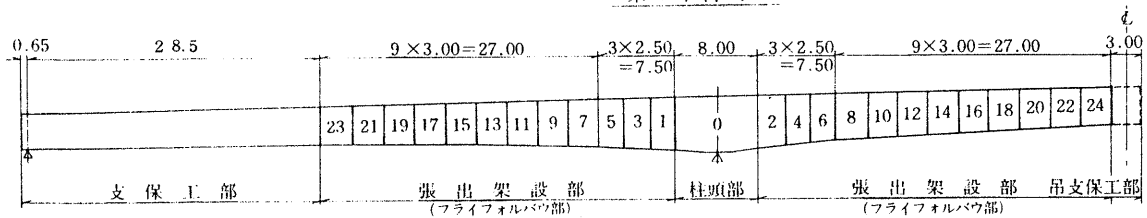


図-6 施工ブロック

5. 上部工の設計

1) 断面寸法の決定

a) 断面形 本橋りょうは、複線一体構造とし、断面形は、箱形断面（複線一室）である。

二室の箱形断面も考えられるが、一般に一室の方がコンクリート体積が小さくなり、施工も容易になると考えて本橋ではこのようにしたのである。

腹部巾は、中間支点上で90cm、径間中間部で80cmとした。曲線橋であり、ねじりせん断応力が大きくなることが予想されるので腹部巾は、大きめに選んだつもりである。

b) けた高；鉄道橋におけるPC連続げたのけた高は、一般に、中間支点上で、中央スパンの1/15程度、中央径間中央で、中央スパンの1/20～1/24程度のものが多い。本橋でも、この辺を目安として、試算した結果、中間支点上で5.5m、中央径間中央で3.9m、端支点上で3.6mとなった。

桁高を合理的に決定するためには、次のような方法が考えられる。先ず中間支点的断面剛性として、中間支点的の左右、夫々 $\frac{1}{2}$ スパンの片持ばりを考え、この構造に全荷重を載荷したときの支点的モーメントに対する必要断面剛性を選び、これを中間支点的断面の剛性の上限値とする。

中間スパン中央の断面剛性としては、中央スパンを固定ばりとしたときの、インフレーションポイント間の距離をスパンとする単純ばりの必要断面剛性を下限値に定め、中間支点的の剛性を次第に増加させて、夫々の組合せについてコンクリート体積、PC鋼材量の下限値を求めるのが良い。

c) ダイヤフラムの間隔

PC鉄道橋の断面は、部材厚が比較的大きいので、薄肉とは考え難く、ダイヤフラムの最小間隔の決定のための確たる根拠を得ることは難しい。

本橋では、目安として、ダイヤフラムの配置間隔は20m以下とし、電車線柱位置には、必ずダイヤフラムを置くことにした。中間ダイヤフラムの厚さは50cmとした。

d) 腹部間隔

断面横方向の断面力は、腹部直下に支点的を有するボックスラーメンとして解析し、上スラ

では、横締め P C 鋼棒により補強し、腹部及び下スラブでは、R C 構造と考えて鉄筋補強をした。

横断面の断面力は、腹部間隔によって、大きな差が生ずるので、勿論、断面力は、フランジ厚・桁高によっても変化するが、前述したようにこれ等は、別の要素によって決定されている。本橋では腹部間隔を決定するために、次のような検討を行なった。

検討は長短 (A , B) 2 種類の腹部間隔について断面力を計算しこの結果を直線補間し、各種間隔に対する推定値とした。

この場合最良の間隔の条件として、腹部上端の曲げモーメントが、静荷重作用時と設計荷重作用時で、絶対値がバランスすることとした。

これは、腹部の鉄筋補強を複鉄筋として有効に作用せしめ得ること、また上スラブの横締め鋼棒の配置が容易になることに主眼をおいたものである。

A . B 2 種類の検討断面寸法を図 - 7 , 8 に、検討計算結果を図 - 9 に示す。

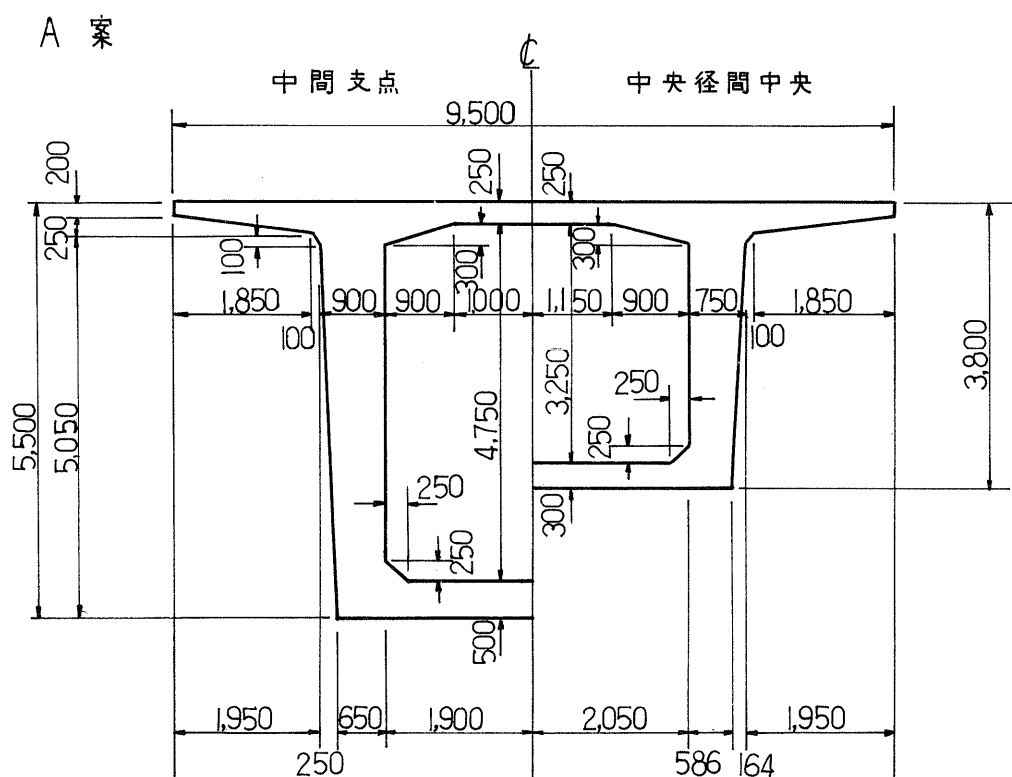


図 - 7

B 案

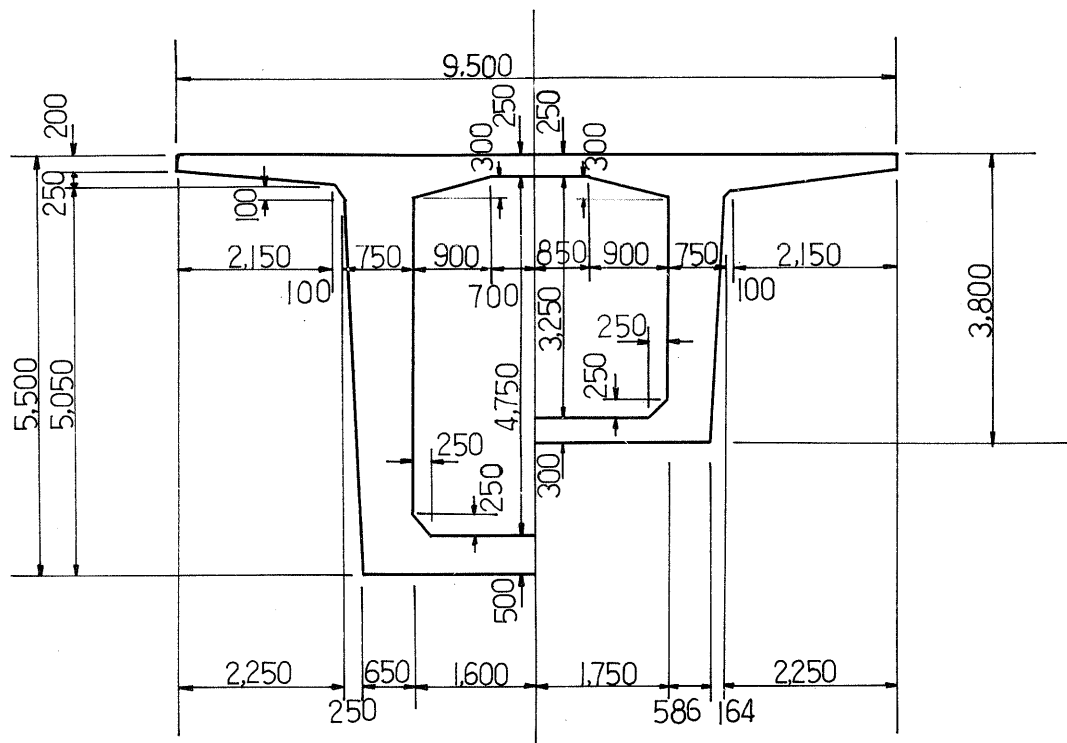


図 - 8

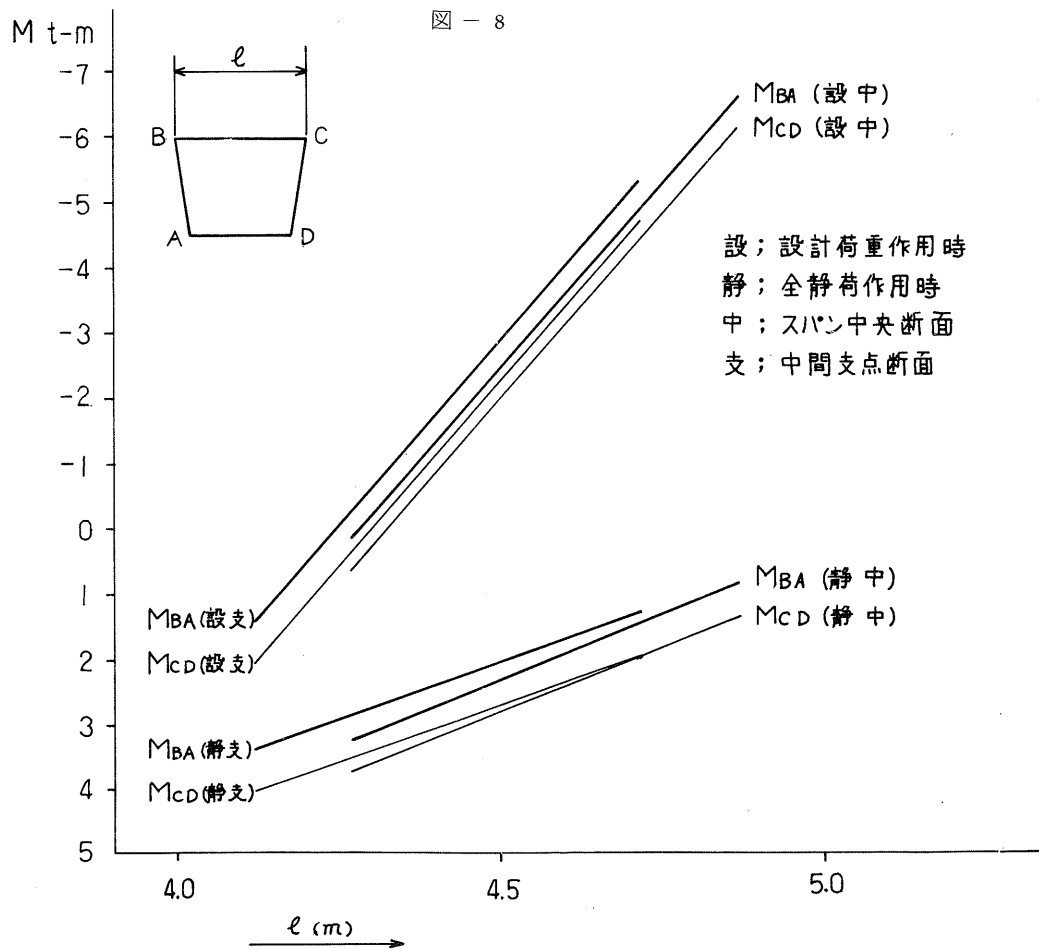


図 - 9 腹部上縁の曲げモーメント

検討計算結果より、 M_{BS} は支点で 4.4 m、中間で 4.5 m でバランスする。 M_{CD} は支点中央共 4.53 m でバランスする。

実施設計では、 $\ell = 4.42$ m にとった。

e) 支承構造

一般に長大スパンの連続橋では、マサツ抵抗の小さいローラー沓を支承として使用する。

本橋は、曲線げたなので、温度変化による桁の伸縮、クリープ、乾燥収縮による桁の縮みの方向は、円周方向とは必ずしも一致せず、桁はその伸縮に比例して、支承平面内で回転する。

この回転角は僅かであるが、本橋ではベアリング沓を使用することにした。

橋軸方向の水平力は、粘性剤を封入するストッパーを使用することによって、橋台、橋脚で分散して支持する構造とした。

このストッパーは、ダンパーとして作用し、下部構造と桁の間に生ずる相対変位の変化速度がゆるやかな時はストッパーはほとんど抵抗せず、地震力のような急激な水平力が作用するときのみ抵抗する。

従って常時の水平力は、ストッパー中にバネを設けたストッパーのある支承で受け持ち、地震時水平力のみ、全下部構造で分散支持することになる。

ストッパーによる水平力の分散については、大きな水平力を受ける長大橋のストッパーについて行なった試験は皆無であり、小規模の試験結果を参考にしてストッパーの設計を行なっている。設計上考慮した水平力の分散比と、実際の分散比の間には、可成りの誤差があることは否定できない。この誤差の一つの主要な原因は、下部構造の剛性の比である。例えば、全橋台、橋脚が、桁支承部で、橋軸方向に同一距離変位したとすると、そのとき下部構造に生ずる水平反力は、下部構造の曲げ剛度に比例する。ストッパーで考える分散比を下部構造の剛度の比に比例するように定めてストッパーを設計する場合は上記の誤差は、小さくなるはずである。

今地震力が作用して桁が、水平方向に X 移動した状態を考える（図 - 10）と、次式が成立つ。

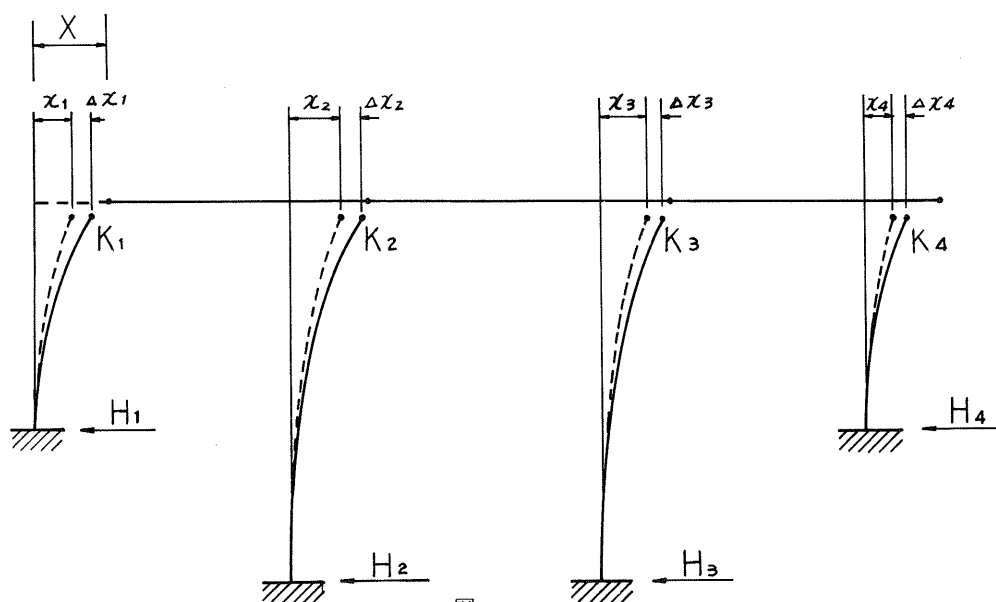


図 - 10

$$H_1 = K_1 (x_1 + \triangle x_1) = \mu R_1 + K_1 \triangle x_1 \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$H_2 = K_2 (x_2 + \triangle x_2) = \mu R_2 + K_2 \triangle x_2 \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$H_3 = K_3 (x_3 + \triangle x_3) = \mu R_3 + K_3 \triangle x_3 \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$H_4 = K_4 (x_4 + \triangle x_4) = \mu R_4 + K_4 \triangle x_4 \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$k_h \Sigma R = \Sigma H = \mu \Sigma R + K_1 \triangle x_1 + K_2 \triangle x_2 + K_3 \triangle x_3 + K_4 \triangle x_4 \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここで

H_i ; 各下部構造に生ずる水平反力

K_i ; i 番目の下部構造の頭部を単位長移動するに必要な力

μ ; 沓のマサツ系数

R_i ; 死荷重反力

x_i ; 沓のマサツがきれるまでに下部構造頭部の変位する距離

$\triangle x_i$; 沓のマサツが切れると、下部構造頭と桁との間で相対変位が生ずる、この結果、ストッパーが作動して、この反力が下部構造に生ずる。この反力によって生ずる下部構造頭部の移動距離

k_h ; 水平震度

(5)式より

$$\Sigma R (k_h - \mu) = \triangle x_1 K_1 + \triangle x_2 K_2 + \triangle x_3 K_3 + \triangle x_4 K_4 \quad \dots\dots\dots (6)$$

ストッパーの設計誤差による水平力分散の誤差は、(6)右辺に含まれる。ここで右辺の各項は正の値であり、誤差の総和は零となるはずであるから、(6)式右辺の各項の値は、(6)式左辺の値より小さい。仮に 4 箇所のストッパーの内 1 箇所のみが作動したとすると、その下部構造に作用する水平力は

$$\begin{aligned} H_i &= \Sigma R (k_h - \mu) + \mu R_i \\ &= \Sigma R (0.15 - 0.1) + \mu R_i \\ &= 0.05 \Sigma R + \mu R_i \end{aligned}$$

ここで $R_i = 0.3 \Sigma R$ とすると

$$H_i = 0.05 \Sigma R + 0.03 \Sigma R = 0.08 \Sigma R$$

$k_h = 0.15$ としたとき $H_i = 0.53 \Sigma R$ となる。

第 3 木曽川橋りょうでは、水平力を 50% 割増し分担 1 つを、25:50:50:25 にとった。

一般には、ストッパーが全く作動しないことは考えられないので、30% 程度の割増しを考えれば充分ではないかと思われる。

図-11 にストッパーの構造を示す。常時の固定支点には、減衰剤とバネを併用した構造とした。

本橋では P_2 橋脚を常時の固定位置とした。

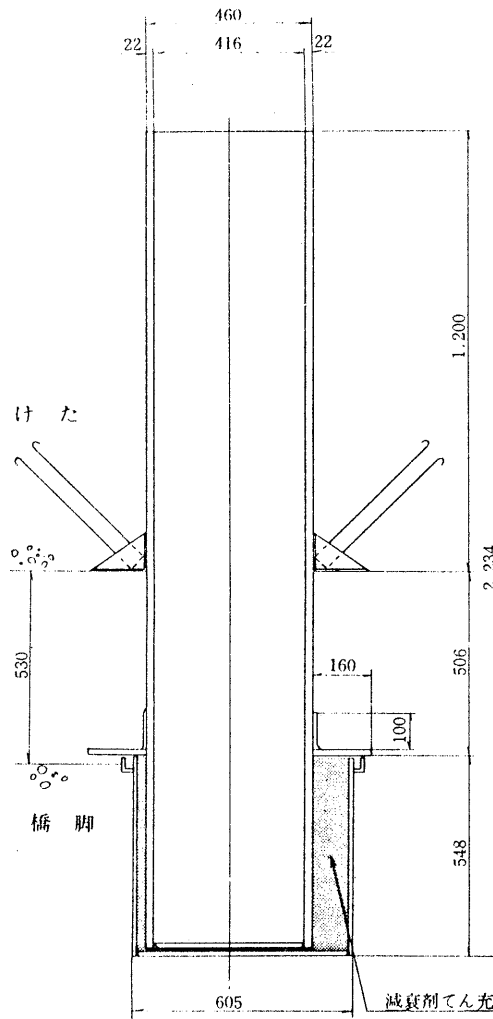


図-11 P1ストッパー(可動)

6. 設計断面力

主方向断面力の計算は先ず直線げたとして計算した後曲線げたに関する補正計算を行なった。

本橋は張出し架設を行なうので、張出し架設中と連続げた完成後では、構造系が異なるので、クリープの進行に伴って2次応力が生ずる。

この2次応力は、桁が完成されて連続げたとなった後のクリープ進行によって生ずるものであって、張出し架設中に生ずるクリープひずみ分は差引いて計算する。

中央径間連結部施工時まで、クリープは30%進行すると想定し、2次応力の計算を行なった。

断面力の変化量の計算には次式を用いた。

$$\Delta X\varphi = (X_L - X_B)(1 - e^{-\varphi})$$

ここで

$X\varphi$; クリープ終了時の断面力

X_L ; 支保工上で一体に連続げたを施工したときの断面力

X_B ; 張出し架設して主げたを完成したときの断面力

$$\varphi ; \text{クリープ係数} \quad \varphi = 2.0 \times 0.7 = 1.4$$

応力度の検討は、クリープが $\frac{1}{2}$ 進行した時点とクリープが完了した時点について行なった。図-12に設計曲げモーメントを示す。中間支点断面における不静定2次モーメントは約18%である。

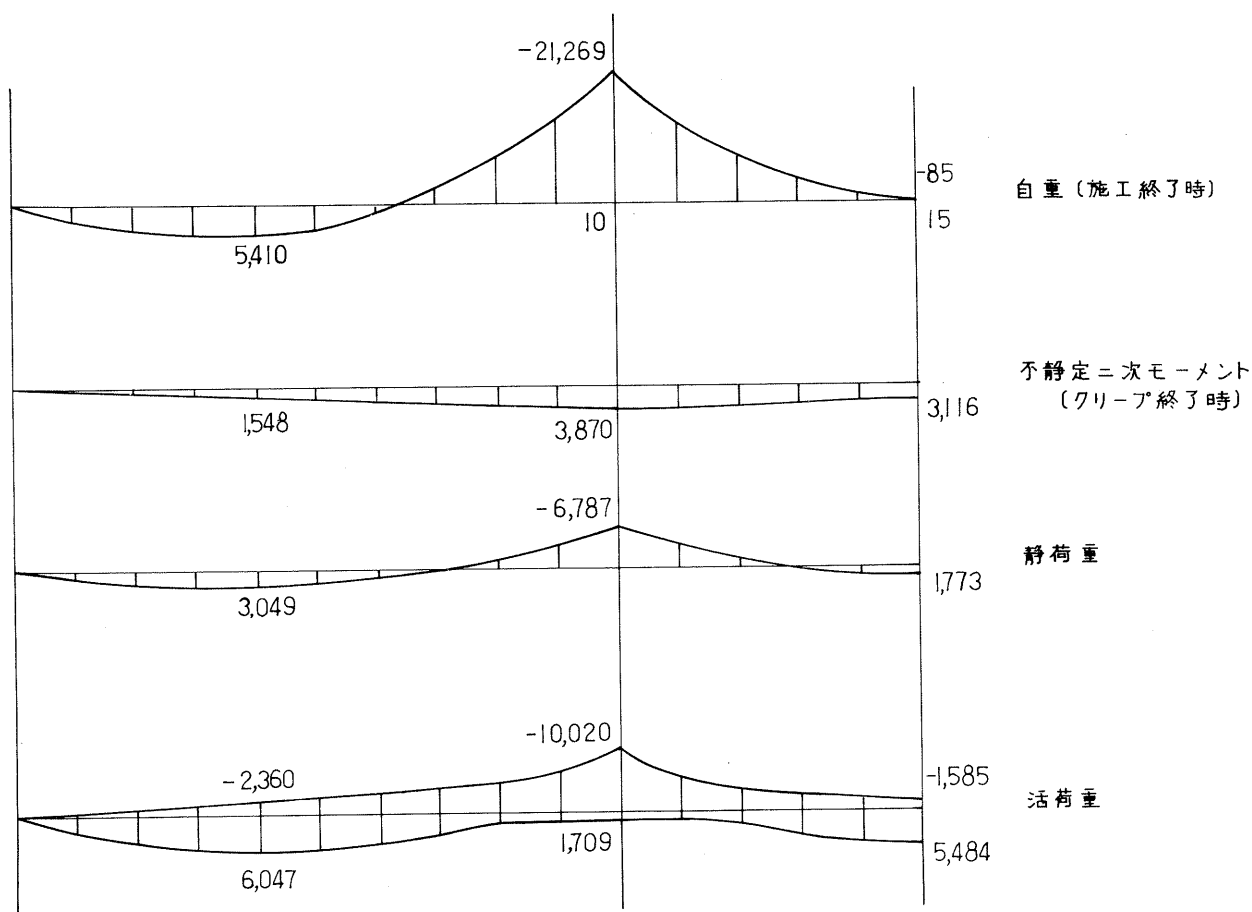


図-12

7. 連続曲線橋としての振りモーメント

第3木曾川橋りょうは、軌道の曲線半径に合わせて $R = 600\text{m}$ の曲がりばりとした。側径間の一部は、緩和曲線及び直線となっている。

以下に曲線橋としての振りモーメントについての解析上の仮定、及び計算式について述べる。

1) 解析上の仮定

- i 側スパンの一部は、緩和曲線と直線となっているが、全長にわたって曲線半径 600m の円曲線として解析する。
- ii 主げたは十分に大きな振り剛性を有する箱形断面なので曲げ振り剛性の影響は無理した。
- iii 連続曲線橋としての解は、単純曲線橋としての解に端モーメントの影響を重ね合わせて求めた。
- iv 曲線橋の理論式として、参考文献(ii)を用いた。

但し上著の理論式は三角関数で表わされているが、これを関数展開し、微小項は省略した。

V 曲線の内側、外側とでは、部材長が異なるので、その周長をスパンとしたときの内側と外側のタワミ差を振り荷重に換算して等価な振りモーメントを外力として作用させた。

検討の順序としては計算式適用の便宜上、先ず自重に関しては、一様な等分布荷重に換算して計算し、変断面の影響及び、施工中の荷重条件、構造系の変化の影響を補足計算によって加算した。

活荷重に関しては、当初、3スパンに満載する等分布荷重について計算し、1スパン単位に換算等分布荷重が載荷される場合について補足計算を行ない、この影響を検討した。

補足計算としてプレストレスの影響を考慮した。

2) 腹部のスパン差による振りモーメント荷重

主げたが曲がり桁なので曲線外側の腹部の支点間の長さは、曲線内側の支点間の長さよりも長い。このため、同一荷重が載荷されても、曲線内側と曲線外側とでは、タワミに差があり、桁には、振り角が起り振りモーメントが生ずる。

曲がり桁を桁中心線を通る曲がり棒として解析するときは、このタワミ差の影響を振り荷重として作用させなければならない。

左右両腹部のタワミ差を等価な振り荷重に換算するため、次の様な方法によった。

すなわち、断面寸法が本桁と等しく、スパンが、内側腹部、外側腹部の平均スパンである直線げたを仮定し、これに、内、外のスパン差によるタワミ差と等し変形をおこさせる荷重を算定し、これを等価振り荷重とする。

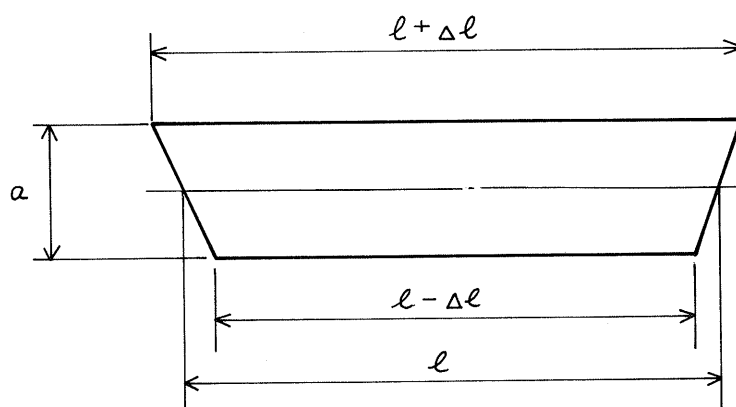


図 - 13

ここで α ; 腹部間隔

Δl ; 基準スパンに対する内外げたの長さの差

上図を参照して、スパン差 $\Delta \delta_1$ は次式によって表わされる。

$$\Delta \delta_1 = \frac{\left(\frac{w}{2}\right)}{CE \frac{I}{2}} \{ (l + \Delta l)^4 - (l - \Delta l)^4 \}$$

$$= \frac{8 w \ell^3 \Delta \ell}{C E S} \left\{ 1 + \left(\frac{\Delta \ell}{\ell} \right)^2 \right\}$$

荷重差によるたわみ差 ($\Delta \delta_2$)

$$\Delta \delta_2 = \frac{\ell^4}{C E \frac{I}{2}} \left\{ \left(\frac{\omega}{2} + \Delta \omega \right) - \left(\frac{\omega}{2} - \Delta \omega \right) \right\}$$

$$= \frac{4 \ell^4 \Delta \omega}{C E I}$$

$$\Delta \delta_1 = \Delta \delta_2 \text{ とおくと}$$

$$\Delta \omega = 2 \left(\frac{\Delta \ell}{\ell} \right) \left\{ 1 + \left(\frac{\Delta \ell}{\ell} \right)^2 \right\} \omega$$

8. 振りモーメント計算式及び荷重

1) 荷重項

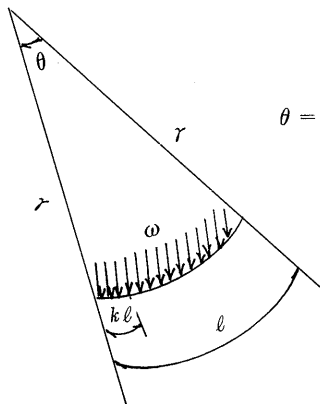
荷重項を表-2に示す。

表-2 荷 重 項

	支点モーメント (t-m)	分 布 荷 重 (t/m)	振りモーメント (t-m/m)
自 重	- 17,340	26.5	
静 荷 重	- 7,310	9.725	3.187
活 荷 重	- 9,845	11.166	1.283
た わ み 差			1.145 (静) 0.422 (活)

2) 計算公式

i) 等分布荷重が作用する場合



$$M_T = \ell^2 \theta g_3(k) \omega$$

$$g_3 = \frac{\cos k\theta - \cos(1-k)\theta}{\theta^3 \sin \theta} - \frac{1-2k}{2\theta^2}$$

$$= \frac{(1-6k^2+4k^3) - \frac{\theta^2}{30}(2-15k^2+20k^3-15k^4+6k^5)}{24(1-\frac{\theta^2}{6})}$$

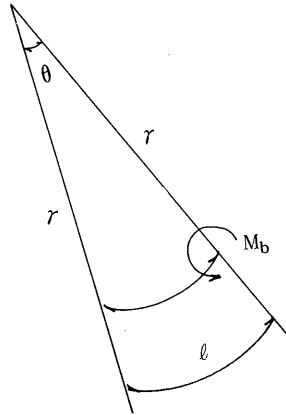
$$\doteq \frac{1-6k^2+4k^3}{24}$$

$$M_T = \frac{(1-6k^2+4k^3) - \frac{1}{3} \left(\frac{\ell}{r}\right)^2 (2-15k^2+20k^3-15k^4+6k^5)}{24 \left\{ 1 - \frac{1}{6} \left(\frac{\ell}{r}\right)^2 \right\}} \left(\frac{\ell^3}{r}\right) \omega$$

ここで $\left(\frac{\ell}{r}\right)^2$ が充分小さいときは

$$M_T \doteq \left\{ \frac{1-6k^2+4k^3}{24} \right\} \left(\frac{\ell^3}{r}\right) \omega \dots\dots\dots (1)$$

ii) 端モーメントが作用する場合



$$\begin{aligned} M_T &= \left(\frac{\cos k \theta}{\sin \theta} - \frac{1}{\theta} \right) M_b \\ &= \left(\frac{\theta \cos k \theta - 1}{\theta \sin \theta} \right) M_b \\ &= \theta \left\{ (1-3k^2) - \frac{\theta^2}{20} (1-5k^4) \right\} M_b \\ &= \frac{6 \left(1 - \frac{\theta^2}{6} \right)}{6 \left\{ 1 - \frac{1}{6} \left(\frac{\ell}{r}\right)^2 \right\}} M_b \\ &= \left\{ (1-k^2) - \frac{1-5k^4}{20} \left(\frac{\ell}{r}\right)^2 \right\} M_b \end{aligned}$$

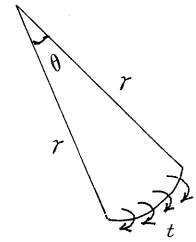
$\left(\frac{\ell}{r}\right)^2$ が十分小なるとき,

$$M_T = \frac{(1-3k^2)}{6} \left(\frac{\ell}{r}\right) M_b \dots\dots\dots (2)$$

iii) 振り荷重が作用する場合

振り荷重

$$\begin{aligned} M_T &= \left\{ \ell \theta^2 g_3(k) + \ell g_4(k) \right\} t \\ g_4 &= \frac{1}{2} (1-2k) \\ g_3 &= \frac{(1-6k^2+4k^3) - \frac{\theta^2}{30} (2-15k^2+20k^3-15k^4+6k^5)}{24 \left(1 - \frac{\theta^2}{6} \right)} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} M_T &= \left\{ \frac{12(1-k) - (1-4k+6k^2-4k^3) \theta^2}{24 \left(1 - \frac{\theta^2}{6} \right)} \right\} \ell t \\ &= \frac{(1-2k)}{2} \ell t + \frac{1-6k^2+4k^3}{12 \left\{ 1 - \frac{1}{6} \left(\frac{\ell}{r}\right)^2 (1-2k) \right\}} \left(\frac{\ell}{r}\right)^2 \ell t \end{aligned}$$

$\left(\frac{\ell}{r}\right)^2$ が十分小さいとき

$$M_T = \frac{(1-2k)}{2} \ell t \dots\dots\dots (3)$$

上記 i), ii), iii), の計算式において

r ; 曲線半径

ω ; 鉛直等分布荷重

l ; スパン

k ; 支点より断面力を算定する位置までの距離のスパンに対する比

M_T ; 振りモーメント

M_b ; 支点モーメント

t ; 振りモーメント荷重

3) 計算結果

2 に示す計算式に 2) i) の荷重項を用いた計算結果を図 - 14 に示す。

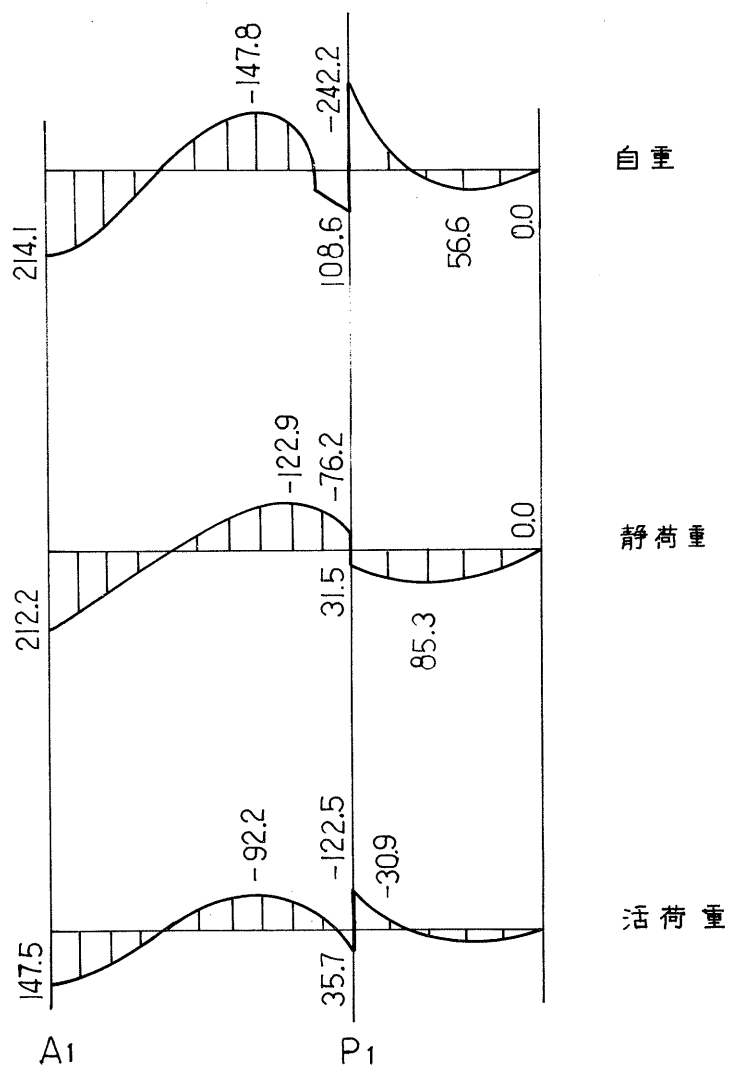


図-14 振りモーメント

9. あとがき

連続げたの設計には、未だに充分に解析の進んでいない事柄が可成りあるので、今後電子計算機を大いに活用し、未定の部分を明確にする必要がある。

なかんずく、ダイヤフラムの理論的な解明、ストッパーの信頼性の解明、クリープの影響による桁の変形の解明、調整法、等があげられるが、特に連続げたにスラブ軌道が乗る場合には、高低変化について高い精度が要求されるので、クリープによるタワミの変化は、重要な課題と考えられる。

参考文献

- i) 中央本線田立一坂下間第3木曽川橋りょう(ディビダーク工法)および第2木曽川橋りょう(フレッシュナー工法)の計画、設計について

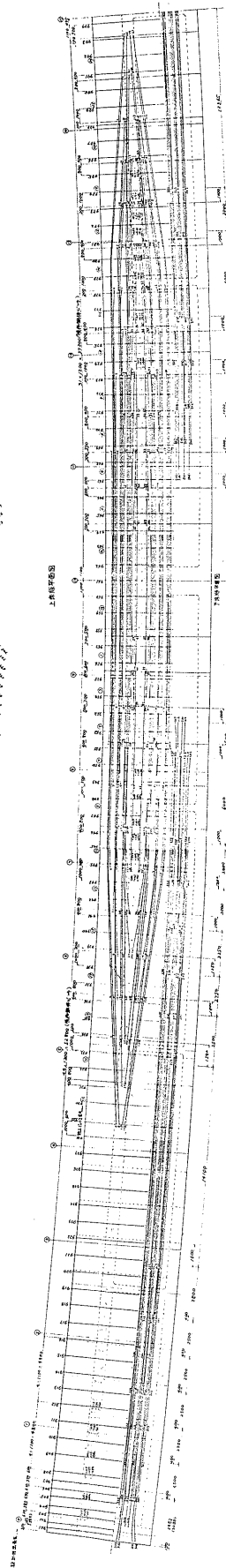
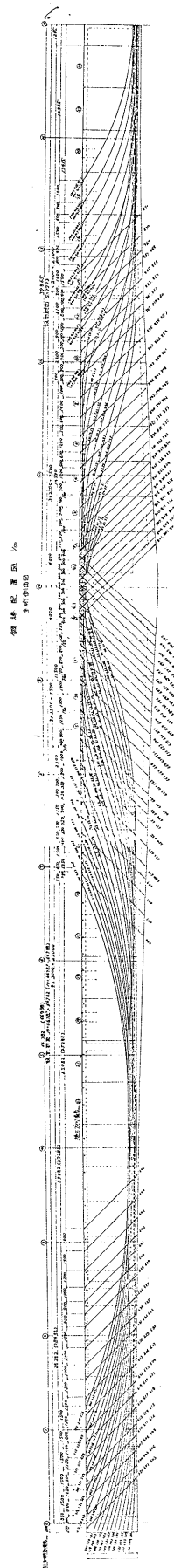
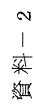
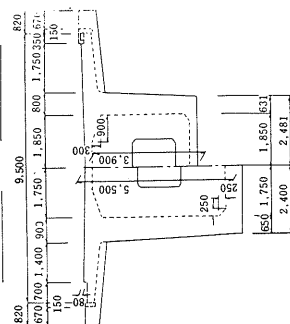
岐工情報 No. 49

- ii) 曲り梁の計算式

技報堂

資料

- 1) 設計一般図
- 2) 主ケーブル配置図

[illegible]

移動吊支保工について

— S S M 式ワーゲンの概要 —

まえがき

移動吊支保工は1965年西ドイツのアウトバーンエルツタール橋にはじめて採用されて以来、Gerust-Wagen あるいは Centre-Auto-Lanceur 等の名でヨーロッパ各国の、特に峡谷を渡る高架橋の施工に活用されている。(表-1 参照)

表-1 ヨーロッパに於ける移動吊支保工による施工例

橋 名	最大径間	径間数	橋 長	巾 員	構造形式 断面形状	線 形	最大桁 下 高	施 工 年 度	施工場所	ワーゲン 台 数
エルツタール橋	37.5 m	9	379m	36.0 m	ビルツ型	直線	97m	1965 / 66	西ドイツ	1台
レンネンタール橋	45.4	22	990	31.75	"	直線	26	1965 / 66	西ドイツ	1
パッシェンベルグ橋	30.0	23	678	21.24	"	曲線	22	1966 / 67	オーストリア	1
ネスラッハ橋	30.0	6	160	21.24		直線		1967 / 68	オーストリア	1
シェーンベルグ ～マットライ間 の 橋 梁	30.0		2,300	21.24		曲線		1966 / 68	オーストリア	1
ワイヤーマット橋	47.5	16	720	13.95	連続 1箱桁×2			1968 / 69	ス イ ス	1
ジッヒタール橋	45.0	18	390×2	14.725×2 =29.45	連続 1箱桁×2	曲線	51	1969 / 70	西ドイツ	1
カンポダッソ橋	37.0	71	2,485 + 1,500	21.24	4本主桁 単純1桁	曲線	50	1970 / 72末	イタリア	2
シールホッホ橋	57.8		1,875	25.0	連続2箱桁	曲線	15	施工中	ス イ ス	1
パレルモ～カタニア 間 の 橋 梁	35.0		6,800		2径用 連続 ビルツ型	Rmin =550m 曲線	25	1970 / 72末	イタリア シシリ	3

首都高速道路公団ではこの移動吊支保工の持つ急速施工性、省力性に着目し、これの市街地への活用を目的として、昭和44年より移動吊支保工の研究開発を進め、昭和47年10月から首都高速5号Ⅱ期線に稼働を開始した。「空を駆ける夢のコンクリート工場」のキャッチフレーズで活躍中の S S M 式ワーゲン^註がそれである。

註 S S Mとは研究開発に参画した、首都高速道路公団、住友重工ディビダーグファミリーグループ、三井三池製作所の三者のイニシャルである。

ヨーロッパで使用されている移動吊支保工との大きな相違は、前述の如く市街地への適用を主眼にしているところであり、限られた街路巾の中で街路灯や電柱に支障を与えないこと、型枠脱型時や支保工移動時といえども下空の建築限界をおかさないこと、などに構造上の苦心がはらわれている。（現在SSM三者の名で特許申請中である）。

したがってSSM式ワーゲンの主な構造上の特徴としては次のようなものがあげられる。

- ① 施工中、移動時ともに街路の交通を阻害しない。
- ② 型枠と可動足場とのクリアランスが極めて小さい。従って型枠の上側（橋面側）からの作業のみで吊鋼棒のSet、型枠のSetなどが可能となるよう設計されている。
- ③ 型枠がいくつかのパネルに分けられており、可動足場と一体となり、油圧ジャッキにより自由に、かつすみやかに上げ下げとSetが可能である。
- ④ ワーゲン本体には、数多くのモノレールクレーン（2t吊）や吊鋼棒の同時上下装置、また後方には門型クレーン（5t吊）など、いくつかの附属設備により作業の機械化を計っている。
- ⑤ 屋根がとりつけられ、雨天でも作業が可能である。

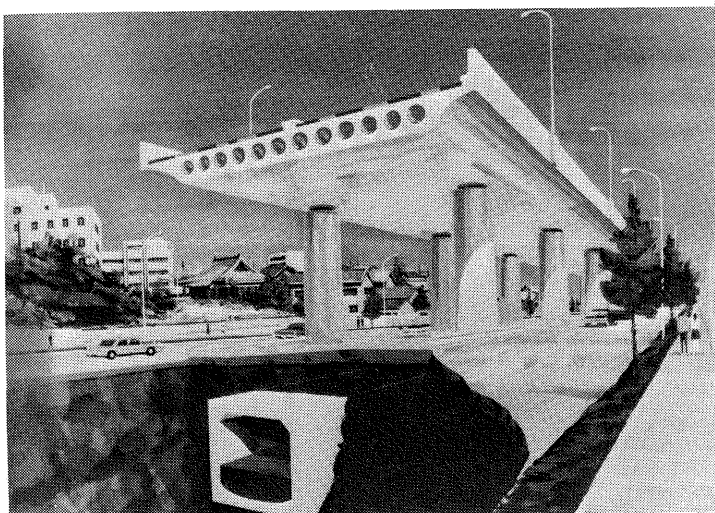


写真-1

このSSM式ワーゲンが使用される工区は第562～563工区の延長約1kmの区間（途中半径約240mの曲線部も含む）で、本体構造は写真-1に示す如くRCの2本柱で支えるPC連続ホロースラブ橋（1スパン約25m）であるが、この工区の施工に先立ち、第576工区（写真-2）に於て試験施工を行ない、予期以上の成果を得た。

SSM式ワーゲンの構造の詳細や移動方法については後記文献を参照して頂くこととし、本文ではこの試験施工の経験をもとに、移

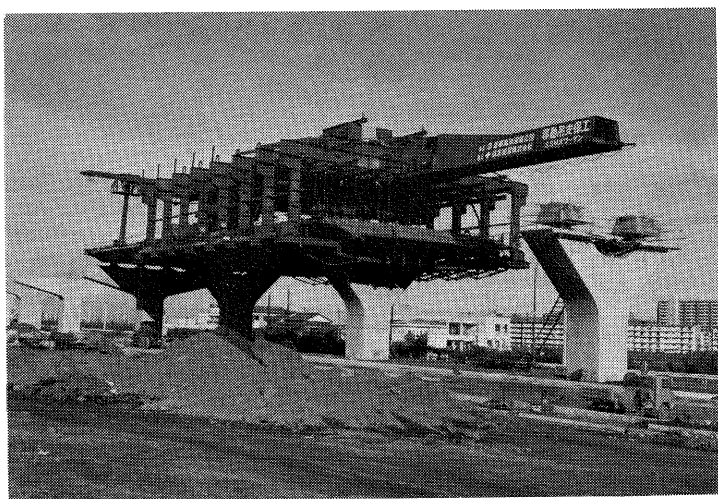


写真-2

動吊支保工の持つ急速施工性，省力化，交通阻害解消，経済性の夫々について書いてみたい。

1. 急速施工性について

移動吊支保工を用いて施工する場合の工程は，外国の例をみると1サイクル14日～20日が一般的であるが，SSM式ワーゲンに於ては，型枠同時上下装置などワーゲン構造の検討，鉄筋シース円筒型枠のブロック化などの施工法の採用，並びに各種附属クレーン等の附属設備の採用により1サイクル工程を図-1に示す如く，冬期12日，夏期10日，平均11日を目標とした。

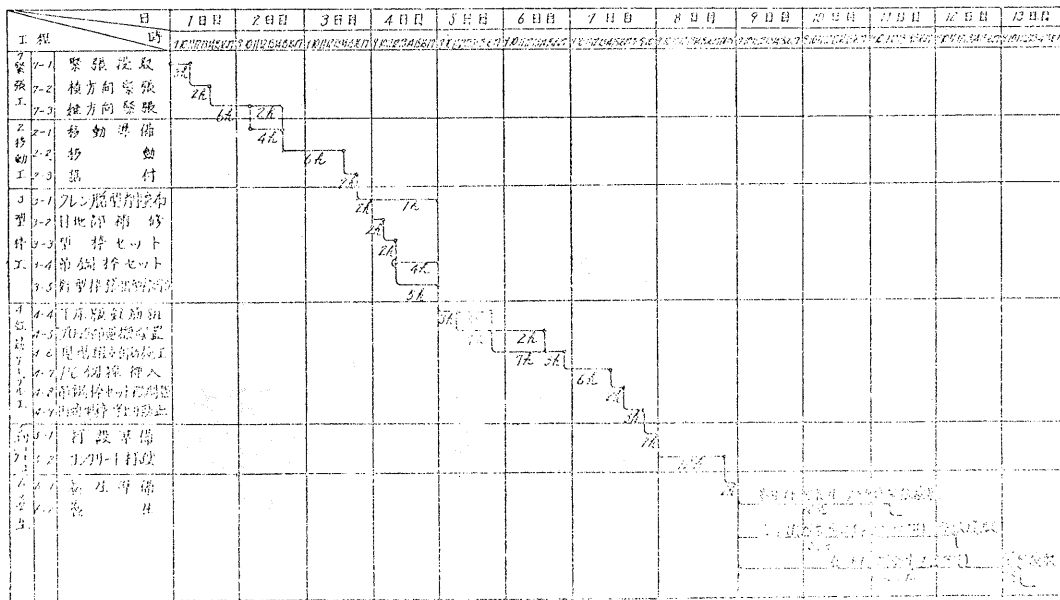


図-1 SSM式ワーゲンによる1サイクルの標準工程

第576工区に於ける試験施工の実績では，熟練度を増した後半に於て，冬期1サイクル10日の工程が可能となり，今後，より合理的な施工法，人員配置によっては，夏期に於て1サイクル1週間の可能性を期待出来ると思われる。

図-2からも明らかなように，オールステージング工法の標準1サイクル工程40日に対して，SSM式ワーゲンの場合は10日

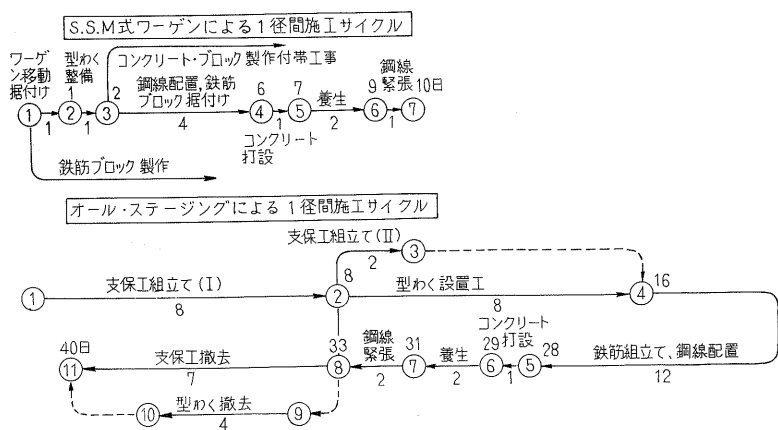


図-2 サイクルタイム図

と、実に4倍のスピードアップが可能となり、本工法の急速施工性をいかに発揮し得たのである。

移動吊支保工は、その経済性から1台の機械を相当な延長にわたって1スパンずつ施工して行くことになるので、オールステーディング工法を物量作戦をもって、一挙に施工する場合と比較されると、全体の工期短縮には直接つながらないが、物量作戦の是非はとも角、地元住民の軒先で行なう工事をなるべく短期に仕上げることは、住民に対するエチケットでもあり、目前で40日かかる工事が $\frac{1}{4}$ で済むということは、環境問題の一つとして促えても、移動吊支保工の持つ急速施工性が充分意義のあるものということが出来よう。

2. 省力化について

急速施工に直接間接に関連する省力化問題も、現代の労務者不足問題をカバーし、工事を確実に且つ安全に遂行するための必要条件となりつつある。

5号Ⅱ期線のPCホロースラブ(スパン25m, 巾員18m)におけるオールステーディング工法の歩掛り、及びSSM式ワーゲン工法の歩掛り実績を表-2に示す。

表-2 PCホロースラブ橋($\ell=25\text{m}$, $W=18\text{m}$)における歩掛

工 種 \ 工 法	オールステーディング(人)	移動吊支保工(人)
支保工(組立・解体)	210	0
型 枠 (" ")	125	50
鉄筋(切断・加工・組立)	280	230
PC鋼線(切断・配置)	50	50
コンクリート打設・養生	30	30
PC鋼線(緊張・グラウト)	75	35
支保工移動工	0	15
そ の 他	40	40
計	810人	450人

表で解るように、機械化により支保工と型枠に関する作業が335人から50人に省力化されているほかに、鉄筋工とPC鋼線配置工が330人から280人に減少している。これは前述の如く鉄筋、シー等ブロック化したことによるが、ワーゲン後方の既設スパン上に作業スペースがとれることや、門型クレーンやワーゲン内に設けられた天井走行クレーン等の附属設備の機械化により可能となったものである。合計して810人が450人となり、省力化の成果を示している。

3. 交通障害解消について

足場支保工を林立させることが都市内の道路上で行なう工事に於て、いかにわずらわしく且つ交通を障害するものであるかは説明するまでもなく、道路管理者、交通管理者の条件で大きな制約を受けるケースが多い。そのために市街地の高架橋に於ては、鋼桁やプレキャスト桁を採用する場合が

多いが、外観やメンテナンスの点から云って、現場打ち P C 桁の味も棄て難く、 S S M 式ワーゲンによってそれも可能となった。

ワーゲンは普通の状態では図-3(a)の状態にあり、移動時に於て図-3(b)のような状態になるが同図の左側のように下を開くのは橋脚をかわす時だけで、その場合にも最低一車線の車線確保が出来る。それも図-1にみる如くワーゲンの移動に要するタイムは1サイクル10日間の内6時間だけなので、最悪の場合、夜間作業で移動を行なえばほとんど支障はない。(油圧ジャッキにより前進するので騒音はない。)

4. 経済性について

図-4は移動吊支保工研究委員会(首都高速道路協会昭和46年度)が第562~563工区をモデル工区として、オールステーキング工法で施工した場合と、SSM式ワーゲンで施工した場合を、首都公団の積算資料(昭和46年度)に基づいて試算した工費比較表である。

この図で移動吊支保工を使用しない場合は、出井川側面に H 杭を打ち込み覆工桁を載せ、その上に支保工を立ち上げることを想定して積算している。移動吊支保工を使用する場合は、前記委員会で試算した SSM 式ワーゲンの重量 430 ton をもとに、建設機械の損料計算に準じて算出した1日当りの損料約 25 万円/日を使用している。

図でみる如く、当然のことながら移動吊支保工を使用する場合の工費は桁下高に関係なく一定であるが、従来工法の場合は桁下高が増えると、支保工の空立米が増えるので工費も増加する。

この試算を行なった後に支保工の空立米単価に多少の修正があって、両者の差はもう少し接近するが、桁下高が 8 m ~

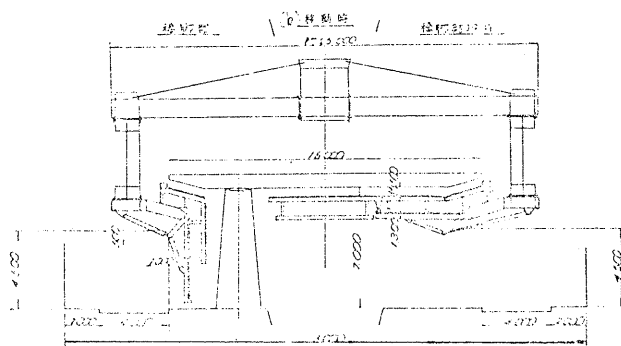
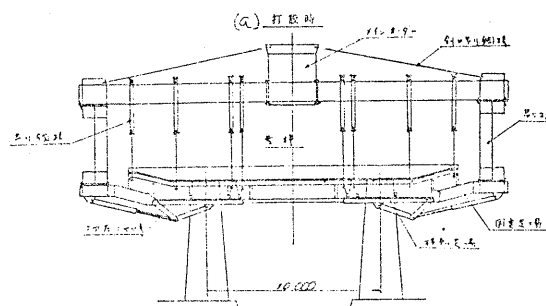


図-3 断面図

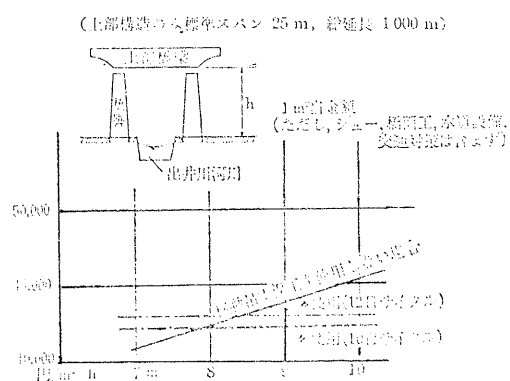


図-4 工費比較表

9 m以上あれば、延長1 Km以上の場合は移動吊支保工による工法が割安となることを示している。但しこの場合は上記の如く河川に対する覆工の費用が一部入っているので、河川のない場合にはもう少し傾向は異って来る。しかしながらSSM式ワーゲン自体も適用スパンと巾員に余裕を見ていることや、第1号機としての慎重な設計という要素もあるので、軽量化の余地が充分あり、昭和47年度に行なった「架設工法を考慮したPC構造物の経済化委員会（首都高速道路協会）」での研究によると、適用スパン35m（PC BOXを想定）に対しても360tonに軽量化する事が可能であり、首都公団ではこれをSSM式ワーゲン第2号機として、使用を検討中である。2号機を使用した場合の試算によると、桁下が河川という特殊な条件がなくても、延長1 Km以上の工区に対しては充分経済性を発揮し得ることが明らかである。

なお、経済性について更に忘れてならないのは、労務者の配置計画との関連である。図-2と表-2ですで見たとおり、1スパン25mに要する工期と歩掛は、移動吊支保工が10日で450人、従来工法が40日で810人となっており、これらから1日当りに必要な平均労務者数は、前者が45人/日、後者が20.25人/日となっており、一見後者の方が労務計画が立て易いように思われるが、実績によると実際に配置された労務者の数は、前者でマクシマム50人、後者で67人となっている。このことは後者に比べて前者の方が併行作業が可能のため、労務計画が立て易く、常時ほとんど同じ数の労務者で作業出来るのに対して、後者は必要労務者の数が日によって大きな山と谷があることを示している。

必要労務者の数を、常時その現場に確保しておかないで、一回手離すと再び確保しにくい、という現在の労務状況からいって、常時は不必要な数の労務者を長期間常駐させるということになりかねず、現状の役所の積算には直接現われて来ないとは云え、この面でも前者が後者に比べて、経済性を発揮し易いことを示している。

あとがき

現在供用中の首都高速道路の構造別使用延長を調べてみると、高架橋の内PC橋が使われているのは3割に満たない。これは、PC橋が鋼橋に比べて、重交通上での架設がやりにくいことや急速施工に比較的不適であることにもよるが、経済性の面でも鋼橋に劣るケースが多いのである。

PC橋はその工費の内訳で労務費の占める割合が大きく、その労務費の高騰が大きく響いていると思われるが、鋼橋がその工費の大半を占める材料費と工場製作費を工場設備の合理化省力化によってコストの削減をはかっているように、PC橋に於ても、その現場工法の合理化省力化により、広い意味での経済化をはかる余地は充分残っている筈である。

一つには発注者側の契約方式積算方式の保守性とその努力の育生をはばんでいるとも云えるが、PC業界に於ける努力も未だしの感なきにしもあらずである。

幸いにSSM式ワーゲン工法については、公団関係職員の積極的な姿勢と、住友建設をはじめとした業界の前向きな努力と協力によって実現可能となり、大きな成果を得ることが出来た。

本文が、諸賢の移動吊支保工への理解と検討の一助となることを、もとより望んでいるが、SSM式ワーゲン工法が支保工に限らず新しい工法開発への一つの刺激として、或いは踏み台として、生かして頂くことが出来ればこれに過ぐるものはない。

参 考 文 献

- 1) 「移動吊支保工研究報告書」首都高速道路協会
昭和47年3月
- 2) 前田, 中川, 大内, 音川, 椎 「ゲリュストワーゲンを用いた施工法について」
プレストレストコンクリート vol. 14 No. 6
- 3) 前田, 中川, 「SSM 式移動つり支保工について」 建設の機械化 1973年5月号
- 4) 野崎, 飯村 「首都高速5号Ⅱ期線におけるSSM式ワーゲンの施工」 施工技術 第6巻第7号
- 5) 前田, 椎, 佐藤, 島崎 「SSM式移動吊支保工について」 橋梁 vol. 9 No. 1

昭和48年10月20日	印刷	プレストレストコンクリート橋の設計・施工上の最近の諸問題	頒価1,500円 (〒200円)
昭和48年10月25日	発行		
発行者	安芸龍一	東京都千代田区麹町1-10-15 紀の国やビル	
印刷者	井上一次	東京都千代田区神田神保町3-11-2	
印刷所	株式会社東京プリント	同上	
発行所	社団法人プレストレストコンクリート技術協会	〒102 東京都千代田区麹町1-10-15 紀の国やビル	
	TEL. 東京(03)261-7938	振替口座 東京 62774番	
