

# 東名高速道路<sup>きつた</sup>薩埵高架橋 (P C 部分) の施工について

屋 口 有 彦\*

## 1. ま え が き

薩埵高架橋は、去る昭和 43 年 4 月供用を開始した東名高速道路第 1 次開通区間のうち、駿河湾岸に面する静岡県由比町の海岸部を渡り、国道 1 号線・国鉄東海道本線をまたいで、薩埵トンネル東坑口に至る延長約 507 m (上・下線の平均) の高速道路橋であるが、このうち海上部はポストテンション P C 連続合成桁、国道ならびに国鉄交差部は鋼単純合成箱桁、薩埵トンネル坑口の山付部は R C ラーメンとなっており、本稿では上記由比海岸海上部に架設された P C 橋上部工の設計と施工について述べるものである (写真—1, 口絵写真参照)。

本高架橋において採用した、プレキャストの P C ポストテンション桁を架設し、これに場所打ちの連続床版を合成する方法は、日本道路公団においても名神高速道路愛知川橋をはじめ近時ではその実施例も数多くみられるようになり、特に目新しいものではないが、この施工法の設計施工に関する細部の指針について、その統一が要望されつつある昨今、比較的規模の大きい本例について報告し、御意見・御批判をいただきたいと考える次第である。

## 2. 工 事 概 要

工 事 名：東名高速道路薩埵高架橋 (上部工) 工事  
 路 線 名：高速自動車国道東海道幹線自動車道  
 工事場所：静岡県庵原郡由比町大字西倉沢  
 形 式：2 径間および 3 径間連続プレキャスト P C 合成桁  
 幅 員：12.750 m×2  
 延 長：上り線 329.662 m  
       下り線 395.774 m  
 工事主要数量：  
     コンクリート 5 438.6 m<sup>3</sup>  
     鉄 筋 786.9 t  
     P C 鋼 材 249.5 t

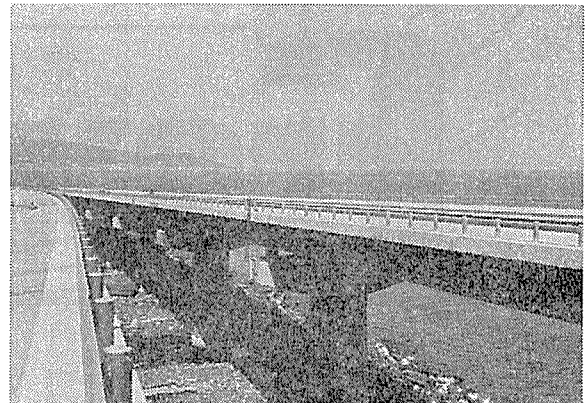
\* 日本道路公団福岡支社 下関工事事務所工事長

工 期：昭和 41 年 1 月～昭和 42 年 6 月  
 事業主体：日本道路公団  
 施 工：住友建設株式会社・オリエンタルコンクリート株式会社共同企業体

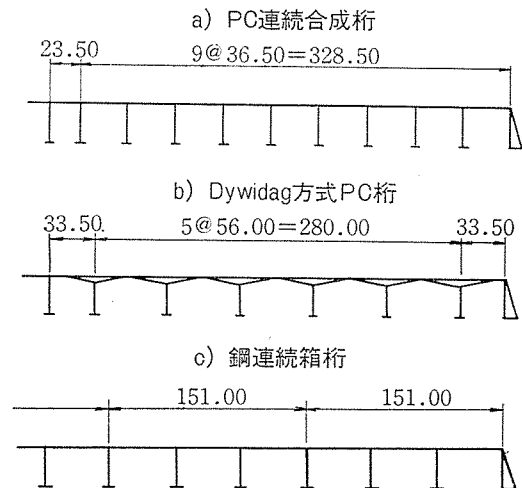
## 3. 設 計

(1) 形式の選定  
 検討の対象とした形式は、(a) P C 連続合成桁 (プレキャスト T 型桁)、(b) P C Dywidag 桁、(c) 鋼連続箱桁の 3 種であり、各形式は 図—1 に示すスパン割で工費比較を行なった。

写真—1 完成した薩埵高架橋



図—1



a) PC連続合成桁：工費が最も安くかつ海上での施工期間を短縮できる。

b) Dywidag 桁：工費は a) と大差ないが、海上での作業期間が長くなること、高速走行上ヒンジ部の施工精度にやや不安が残ることなどの欠点がある。

c) 鋼連続箱桁：工費において a) に比し、約 18% の増となり、また、海岸部の架設物であることを考えると維持補修の点で不利である。

以上の検討結果か

ら a) 案を採用することにした。

(2) 設計の概要

a) 設計要旨 本橋は前述のごとく、東名高速道路の一部（設計速度 100 km/h）として架設されるポストテンションPC連続合成桁橋（1等橋）であり、PC工法はフレッシュ方式によった。

工事規模は図-2に示すとおり上・下線を分離し、有効幅員はおおの 10.950 m、構成はPCプレキャストT型桁4主桁に連続床版を合成する連続桁であり、3径間連続桁6組（5-3@ 36.500 m、1-3@ 35.636 m）および2径間連続桁1組（2@ 31.412 m）より成る。

架橋区間の平面線形は図-2に示すとおりであり、縦断勾配は名古屋側へ向って上・下線とも約 2.8%の上り勾配をなし、横断勾配は上記平面曲線にしたがって2~3.105%の片勾配を付している。

設計計算は、以下に述べる施工の順序にしたがっておのおのの時点において応力状態を検討した。

1) プレキャスト桁を仮支承上にすえ付けるまで。

単純桁として解析。

2) 横桁打設、横締プレストレス導入。

この時点で格子構造となる。

3) 主桁連結、連結部プレストレス導入。

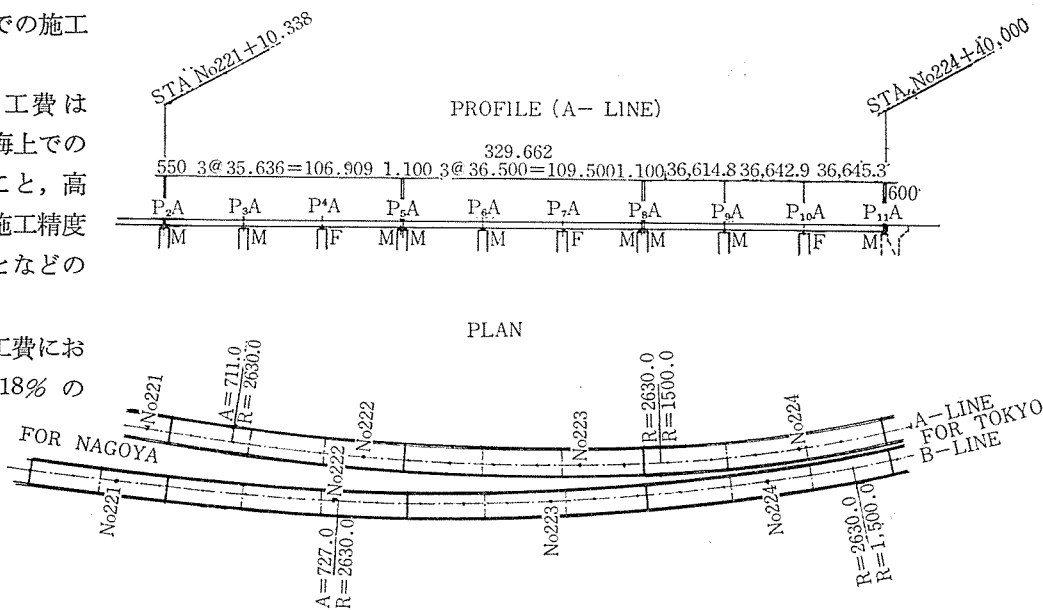
プレストレス量は、1次床版によって主桁上縁に生ずる引張応力度に対して導入するものであり、2次応力が生じないように合成断面図心位置に配置する。

以下主桁は連続構造となる。

4) 1次床版打設および床版プレストレス導入。

このプレストレスは、支点上が連続桁として設計断面になるためケーブル本数が比較的多くなる。したがって、

図-2 薩埵高架橋一般図



ケーブルは主桁上フランジと床版中に分けて配置する。

この時点で仮支承を除去し、完全な連続構造となる。

5) 2次床版打設。

2次床版のコンクリート硬化後、完全な連続桁として完成する。

なお、床版打設後、主桁と床版コンクリートとの材令差(t=10週と仮定)により乾燥収縮度およびクリープ係数に差があり、これにより内部応力が発生し、またこの内力を拘束するため2次モーメントを生ずる。

また、床版と主桁との温度差(5°Cと仮定)により応力が発生する。

6) 舗装・地覆・高欄等の橋面工および活荷重は従来どおりとする。

なお、活荷重および地覆・高欄荷重については荷重分配を行なう。荷重分配は Guyon & Massonnet の理論を連続桁に拡大した Sattler の理論により行なう。

7) 2次不静定力

構造形態が変化する連続桁であるため、以下の2次荷重が生ずる。

① 単純桁の状態で作した主桁自重および横桁荷重が連続桁に変化するため、支点拘束を受け生ずるクリープモーメント。

② 単純桁の状態で緊張されたプレキャスト桁が拘束されるために生ずる2次モーメント。

③ 支点上床版のプレストレスによる弾性変形のため生ずる2次モーメント。

以上の荷重により曲げ応力度を計算した結果を、図-3における⑤、⑩および⑱の断面について示すと、表-1のとおりである。

b) 材料強度 設計に使用した材料強度を表-2に示す。

(3) PC鋼線の配置および定着方法

図-3 (a)

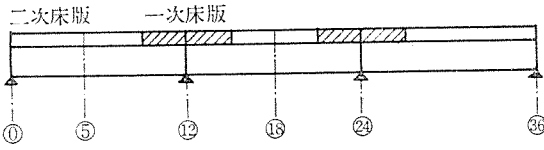


図-3 (b)

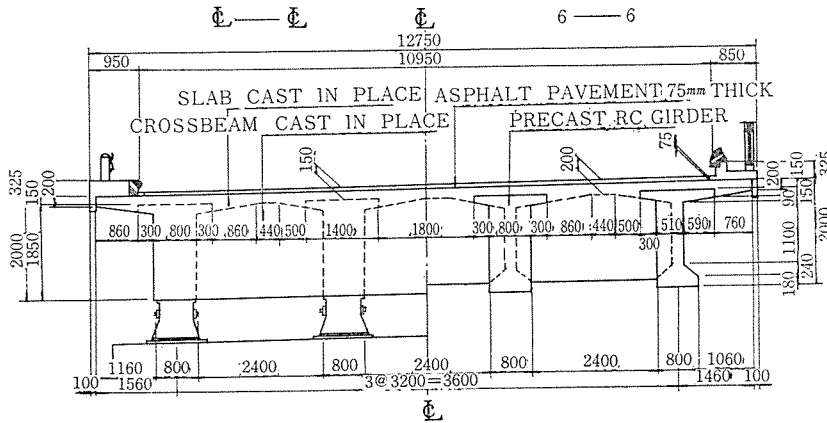


表-1

断面	5			12			18			
	$\sigma''$	$\sigma'$	$\sigma$	$\sigma''$	$\sigma'$	$\sigma$	$\sigma''$	$\sigma'$	$\sigma$	
桁 自重	—	81.5	-101.0	—	0	0	—	84.2	-103.6	
横 桁	—	7.0	-7.9	—	0	0	—	7.4	-8.4	
床版	1次	—	1.2	-1.3	—	-9.7	10.9	—	2.8	-3.1
	2次	—	34.7	-39.1	-17.8	-14.4	27.7	—	2.4	-2.7
舗装, 地覆, 高欄	9.1	6.9	-19.3	-11.2	-9.0	17.9	2.6	2.0	-5.5	
活荷重	最大	26.7	20.4	-56.8	4.1	3.3	-6.6	21.4	16.3	-45.6
	最小	-5.3	-4.0	11.2	-23.2	-18.7	37.3	-10.1	-7.8	21.7
2モメント	自重によるクリップ	-11.2	-8.5	23.7	-25.2	-20.3	40.3	-26.8	-20.5	57.3
	プレキャストのプレストレスト	14.6	11.2	-31.1	32.9	26.5	-52.8	35.1	26.8	-75.1
支点上のプレストレスト	-3.6	-2.7	7.6	-8.0	-6.4	12.9	-8.5	-6.5	18.2	
材令差	14.9	-23.0	-1.7	13.9	4.0	-12.9	19.5	-12.5	-18.7	
温度差	5.7	-9.3	-1.8	10.2	-5.0	-4.0	9.0	-6.5	-9.4	
合計	最大	56.2	119.4	-228.7	-1.1	-31.0	33.4	52.3	95.9	-196.6
	最小	24.2	95.0	-160.7	-28.4	-53.0	77.3	20.8	71.8	-105.4

注:  $\sigma''$ : 床版上縁,  $\sigma'$ : 主桁上縁,  $\sigma$ : 主桁下縁

表-2 材 料 強 度

コンクリート	項 目	プレキャスト桁 (kg/cm <sup>2</sup> )	床版横桁 (kg/cm <sup>2</sup> )	P	項 目	$\phi 12.4$ PC	$\phi 7$ PC		
						ストランド (kg/mm <sup>2</sup> )	鋼線 (kg/mm <sup>2</sup> )		
コンクリート	圧縮強度 $\sigma_{28}$	400	350	鋼線	引張強度 $\sigma_{pu}$	176	155		
	許容曲げ圧縮応力度	部材圧縮縁 $\sigma_{ca}$	130		115	降伏点応力度 $\sigma_{py}$	150	135	
		部材引張縁 $\sigma_{ca}$	180		150	許容引張応力度	設計荷重時 $\sigma_{pa}$	105	93
	許容曲げ引張応力度	部材圧縮縁 $\sigma_{cat}$	-15		-13.5		直後設計断面 $\sigma_{pa}'$	123	108.5
		部材引張縁 $\sigma_{cat}$	10		10		緊張作業時 $\sigma_{pa}''$	135	121.5
鉄筋	許容斜引張応力度	設計荷重時 $\sigma_{ia}$	-9	-8.5	項 目	SR 24 (kg/cm <sup>2</sup> )	SD 30 (kg/cm <sup>2</sup> )		
		破壊荷重時 $\sigma_{ia}$	-20	-18					
	プレストレスト導入時 $\sigma_{ci}$	350	300	筋	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	1400	1800		

主桁のプレストレストにはPCストランド 12 $\phi$ -12.4を用い, 側径間7ケーブル, 中央径間6ケーブルとした。ケーブル配置の一例を 図-4, 写真-2 に示す。

プレキャスト桁を連続構造とするため, 連結支点上付近の横桁より横桁までPC鋼線 12- $\phi$ 7mm 4ケーブルを配置した(図-4 参照)。

支点上床版のプレストレストとしては, PC鋼線 12- $\phi$ 7mm 20ケーブルを主桁の上フランジ内と床版内に分けて

図-5のごとく配置した。なお定着端付近の構造, 補強鉄筋の詳細を 図-6 に示す。横桁プレストレストには 12- $\phi$ 7mm 2ケーブルを使用した(写真-3,4)。

(4) 合成鉄筋

プレキャスト桁と床版との間に作用する水平せん断力は, すべて合成鉄筋で受持たせるものとし, その配置は 図-4のとおりとした(支点上から 320cm 区間の鉄筋比  $p=1.12\%$ ) (写真-5)。

4. 施 工

(1) 施工の概要

本工事の工期は既述のとおり, 昭和 41 年 1 月より昭和 42 年 1 月までの 17 ヶ月間であるが, このうち実施詳細設計の期間として当初約 4 ヶ月を要したため, 現地での工事期間は昭和 41 年 7 月からの約 1 ヶ年であった。

施工の概要を施工順序にしたがって述べると, まず取付盛土上にプレキャスト桁の製作ヤードを設け, 桁製作台で製作した桁を引出し線上に横取りし, 重量トローリーに乗せて架設地点まで引出し, ケ

ープルエレクトリオン方式により架設を行なう(写真-6)。2径間および3径間の主桁引出しは既設の中桁2本の上をとす。一連続区間(2径間または3径間)分の架設が終了してから横桁を施工し、主桁連結部分のプレストレスを行なう。以上の作業が完了した後床版工を施工するわけであるが、床版工は1次施工部分および2次施工

部分に区分し、1次床版(中間支点上のPC部分)にプレストレスを導入後、2次床版(RC部分)の施工を行なうものとし、これで一連続区間の施工が完了する。上記1サイクルの平均的な工程を示すと図-7のようになる。以下同様の施工手順を繰り返して橋体工を完成し、地覆・高欄・伸縮継手等の橋面工は最後に一括施工する。

施工に当って特に問題となった点をあげると、生コンクリートの運搬に要する時間の変動とこれにともなうワ

写真-3 主桁連結ケーブルの定着端(耳桁)

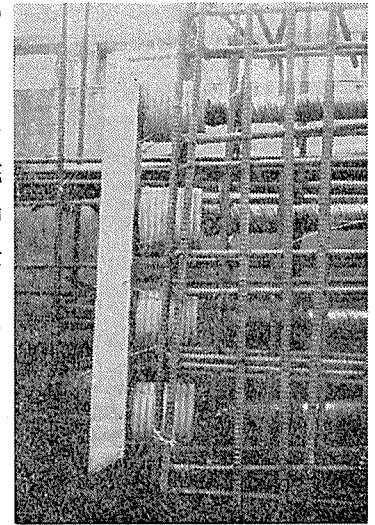


写真-2 主桁のPCケーブル配置

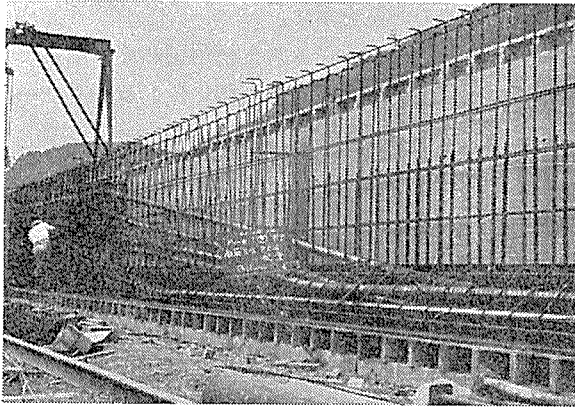
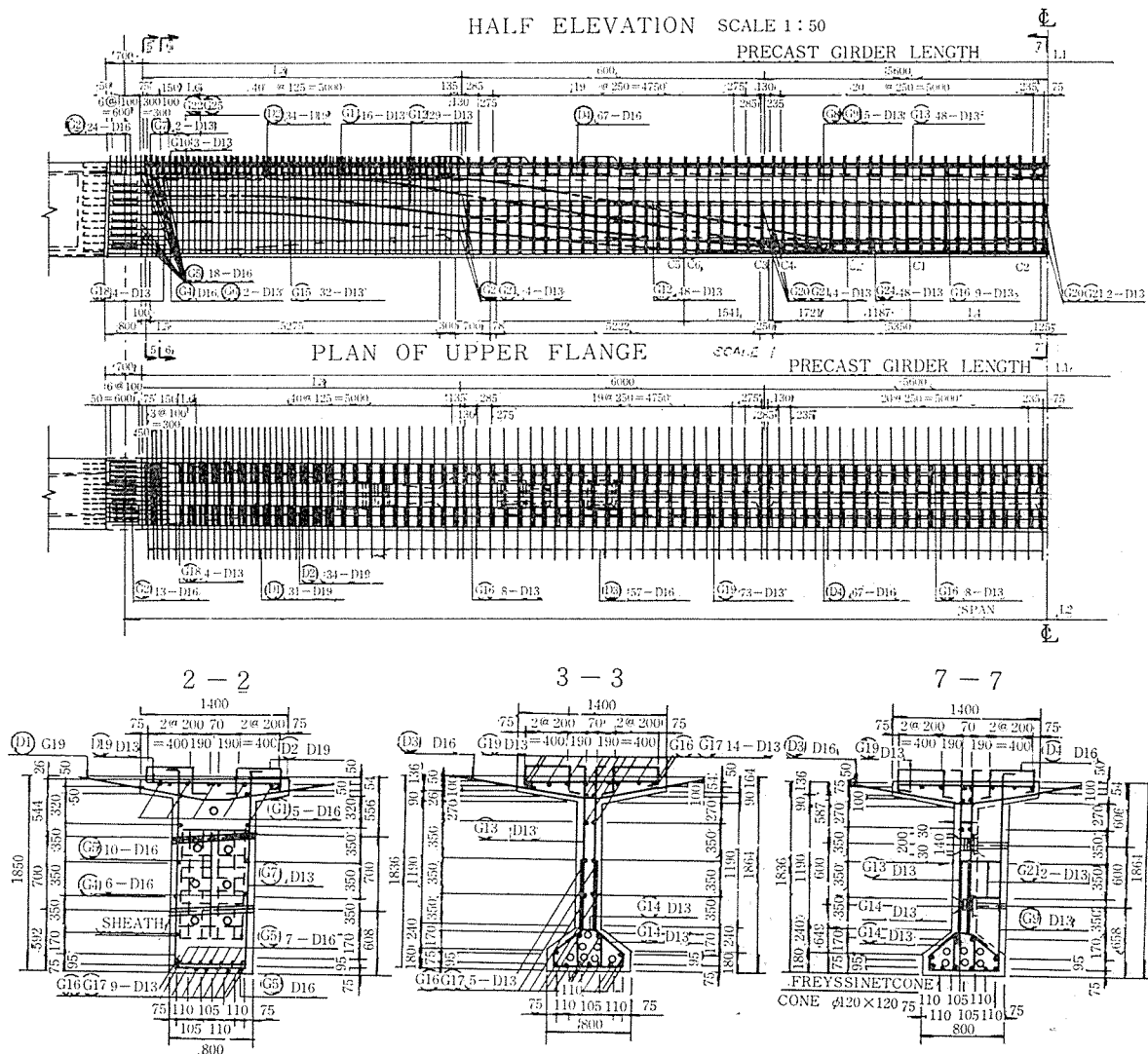


図-4



一カビリチーの劣化, 夏期におけるコンクリートの温度上昇への対策, コンクリートの打込み, 締固めに関連してケーブル定着端部の形状・補強鉄筋の配置に関する問題等があり, これらについては後に述べる。

(2) プレキャスト桁の製作

写真-4 床版部ケーブルの定着端 (張出し部)

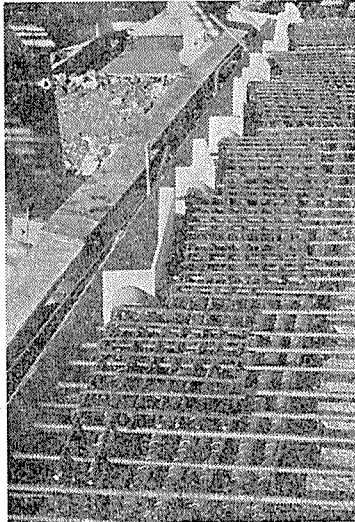


写真-5 主桁上突縁合成鉄筋の配置

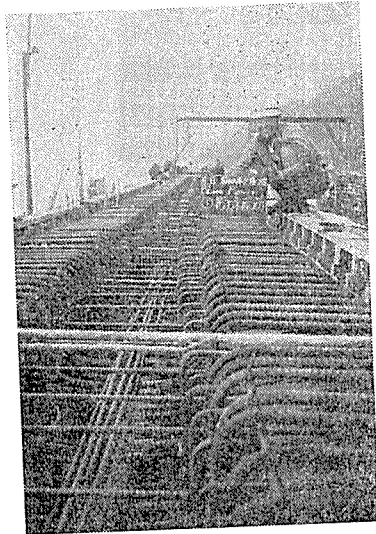
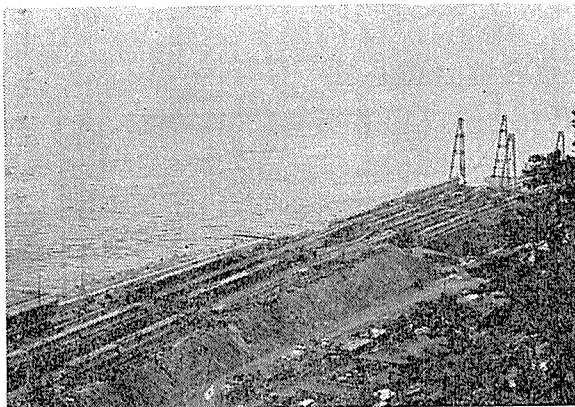


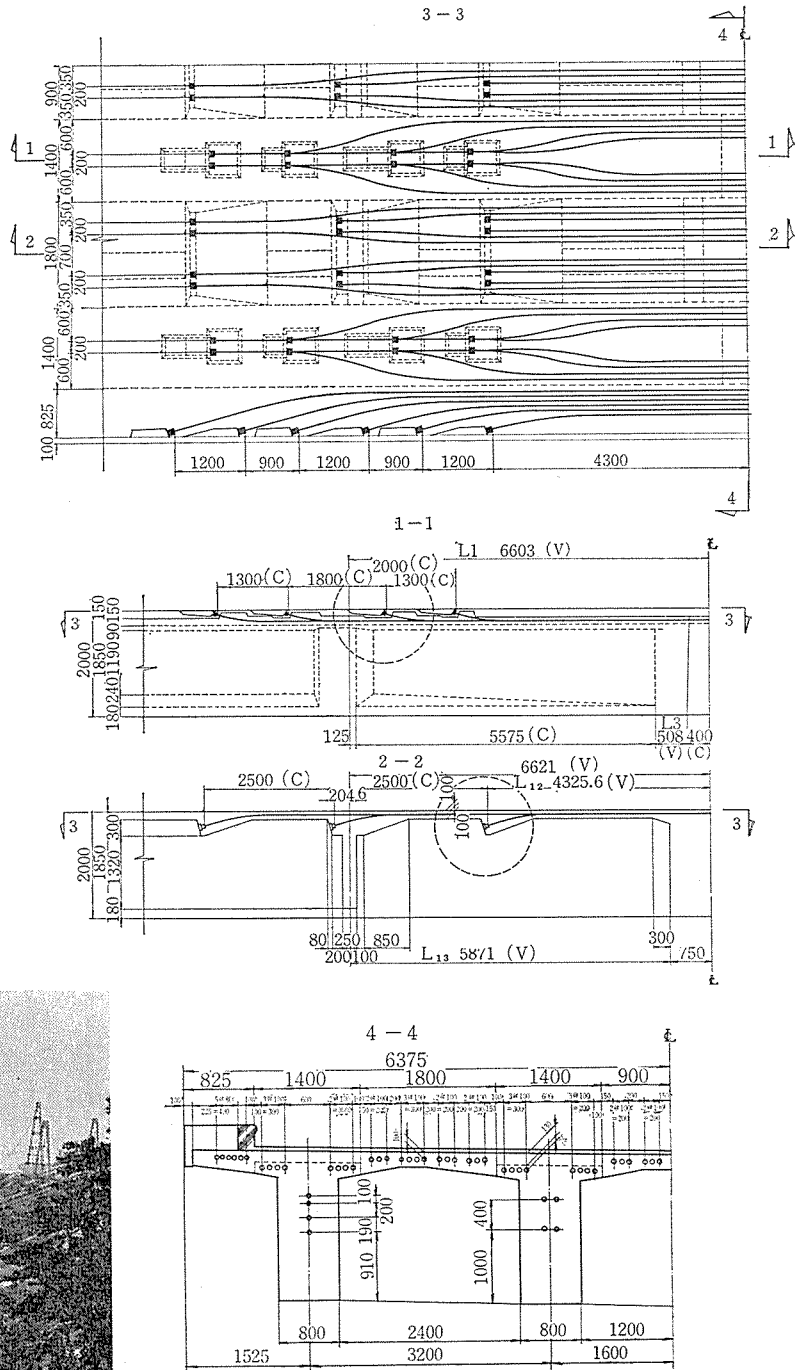
写真-6 主桁製作ヤード



a) 主桁製作ヤード 主桁製作台, 型わく・鉄筋・P C鋼材等の加工場は架橋区間に隣接する東京側の取付盛土上を利用して設けた。この盛土は高速道路路体として築造され支持力の確認された地盤であるが, これに4%の排水勾配を付け, 図-8 に示す構造の製作台を作製した。製作台の数は工程 (80 本の桁を 240 日で製作) から, 上下線それぞれ4基ずつ計8基とした。図-9 に桁製作台その他の配置を示す。

b) 型 わ く プレキャスト桁用型わくは木製とし4組作製した。木製型わくは, 鋼製に比しコンクリート

図-5 連続用 P C ケーブルの配置



養生の点ではすぐれているが、型わく振動機を用いて外部振動による締固めを行なう場合その振動効率が悪いという点で、主桁コンクリートのように比較的締固めのむずかしい部材の場合は不利であった。なお、膜板として合板を用いたが、これが棒バイブレータの使用等で傷つくことが多く、しばしば修理張替の必要を生じたので、経済的にみても鋼製型わくにくらべ必ずしも有利であったとはいえないようである。

c) コンクリート コンクリート用骨材は、富士川産を用い、混和剤(分散材)は ASTM による Water-Reducing Retarder (Type-D) の規格を一応の目安としてプラスチックを承認し、圧縮強度・骨材の最大寸法・スランプおよび空気量の範囲については、日本道路公団土木工事共通仕様書にもとづいて、表-3 に示す配合を定めた。表中、コンクリートの種別として Class P<sub>2</sub> とあるのは主桁用コンクリート、Class P<sub>3</sub> とあるのは

図-6 (a) 連続ケーブル定着端 (プレキャスト桁上フランジ部)

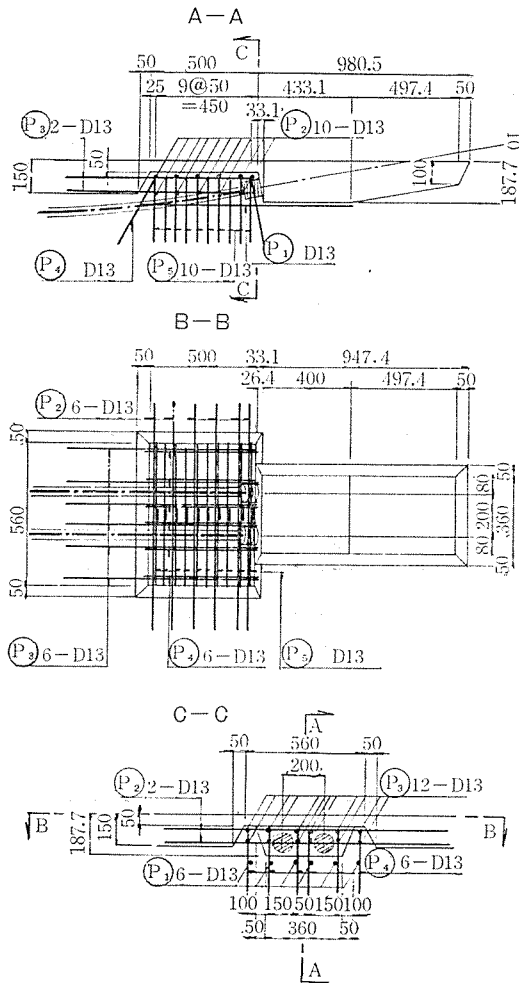


図-6 (b) 連続ケーブル定着端 (現場打床版下面)

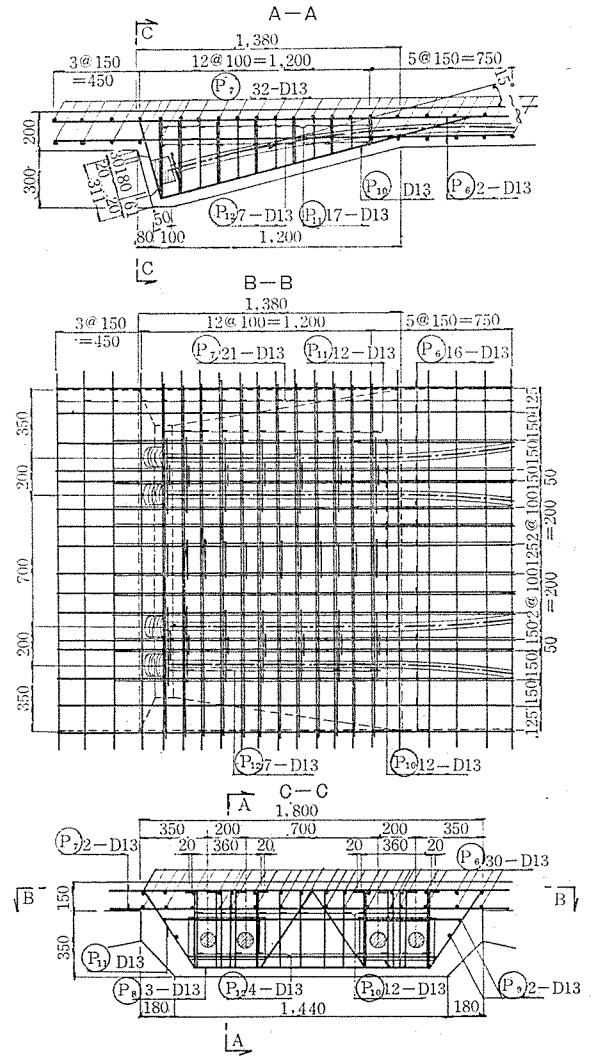


図-7 工程表

月日	1月					2月					3月					
	5	10	15	20	25	5	10	15	20	25	5	10	15	20	25	30
主桁製作工	[Progress bar from Jan 5 to Feb 30]															3H/本×12本
仮支承工	[Progress bar from Jan 10 to Feb 10]															
支承工	[Progress bar from Jan 15 to Feb 15]															
架設工	[Progress bar from Jan 15 to Feb 15]															(1)(2)(3) 径間
横組工	[Progress bar from Jan 15 to Feb 15]															
(FC) 一次床版工	[Progress bar from Jan 20 to Feb 20]															
(RC) 二次床版工	[Progress bar from Feb 25 to Mar 30]															

は場所打ちの床版・横桁用コンクリートである。

コンクリートの練り混ぜは、当地区ではほぼ時期を同じくして施工された同様のPC橋6橋分のコンクリート約14000 m<sup>3</sup>を1カ所に集中し、専用プラントを設置して行なった。ミキサは0.5 m<sup>3</sup>練りの強制かくはん型2基をすえ、コンクリート配合の種類が少なかったこと（大部分がP<sub>2</sub>およびP<sub>3</sub>の種類）、集中管理を行なったこと等により、練り上がりコンクリートの品質については良好な結果が得られたと考えている（下り線側40本の桁用コンクリートについて圧縮強度を測定した結果を表-4に示す）。

しかし、生コンクリートの運搬に混雑のはげしい国道

図-8 主桁製作台

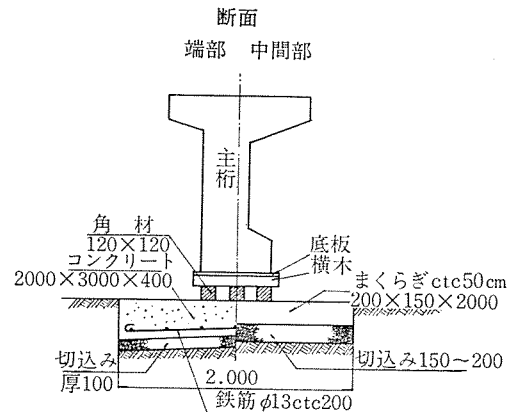


図-9 主桁製作ヤード見取図

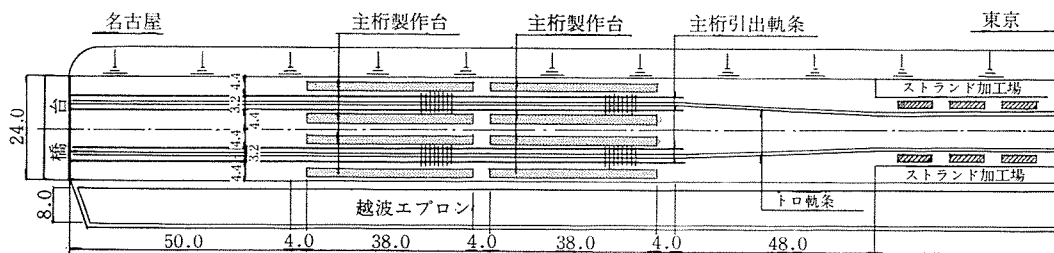


表-3 コンクリートの示方配合

コンクリートの種別	$\sigma_{28}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	粗骨材最大寸法(mm)	スランプの範囲(cm)	空気量の範囲(%)	単位水量(kg)	単位セメント量(kg)	W/C (%)	S/A (%)	単位細骨材量(kg)	単位粗骨材量(kg)	単位混和材量(kg)
Class P <sub>2</sub>	400	25	3~8	2~4	150	390	38.5	37	696	1183	1.95
Class P <sub>3</sub>	350	25	3~8	2~4	148	350	42.3	38	723	1193	1.75

1号線(約4 km)を利用せざるを得なかったため、しばしば起る突発的な交通渋滞の影響でわずか5 km余の走行に30~40分を要することが少なくなく、前述のごとく特に夏期のコンクリート施工に種々の困難な問題を派生した。すなわち、部材寸法が比較的小さく、鉄筋・PCケーブル量の多い主桁用コンクリートのワーカビリティについては、スランプ値6~8 cmが最も適当と考えられるが、前述運搬時間の遅延により打設時のスランプが5 cm以下に低下することがあり、これによるコンクリートの排出・打設所要時間の遅れが、さらに後続の作業に波及することになる。これの対策としては、混和剤としてプラスチックを使用すること、できるだけ低温のセメントを使用しかつ骨材を冷却して用いることなどの処置をとり、打込み際にはコンクリートの投入速度・振動機の位置・間隔等を変えて十分な締固めがなされるよう工夫した。また、運搬途中においてレターダーを再添加することによるワーカビリティの低下防止についても検討したが、初期材令におけるコンクリートの強度に与える影響、アジテータトラック内のミキシングの完全性、レターダーの添加量とその管理方法等について、なお疑問の点が残る、実用に供するには至らなかった。

表-4 主桁コンクリートの圧縮強度測定値

設計強度 $\sigma_{28}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	目標強度 $\sigma_r$ (kg/cm <sup>2</sup> )	測定値			
		供試体数 (個)	平均値 (kg/cm <sup>2</sup> )	標準偏差 (kg/cm <sup>2</sup> )	変動係数 (%)
400	448	36	449	19.5	4.3

た。しかし、生コンクリートの運搬に当っては、既存の交通量の多い一般道路を利用しなければならないケースが今後なお増大すると思われるので、緊急時の対策として上記レターダーの使用については、さらに検討する価値があるのではないかと考えられる。

コンクリートの締固めには、型わくにとり付けた外部振動機(TDK 3/4 PS)を主とし、棒状バイブレーターを従として用いたが、前記事例等におけるスランプ値の低いコンクリートに対しては、型わくが木製であったことにもよるが、外部振動機では不十分であり、棒バイブレーターによる内部振動を多用した。この結果、特に鉄筋・PCケーブルの多く配置されている桁端部付近では棒バイブレーターをウェブ中央にそう入することが不可能のため型わく側板に沿ってそう入し、そのためにしばしば型わく面板に損傷を与え、桁の仕上がり面を損なう

結果を招いた。

コンクリートの打込み順序は、当初まずウェブ上端まで打込み、ついで上フランジ部を打設する方法をとったが、上フランジ部の打設時に与える振動が下フランジ上面およびウェブ側面に気泡跡を残す原因の一つとなっていると考えられるので、全断面を同時に打設し、コンクリートのセッティングによるウェブ上面のクラック防止には、上フランジ型わくをとおして再振動を与える方法に変更した。

d) プレストレッシング プレストレッシングはコンクリートの強度が  $350 \text{ kg/cm}^2$  に達したのち行なうものとし、各桁ごとに圧縮試験用テストピース ( $\phi 15 \text{ cm}$ ) を採取して、導入時の強度の確認を行なったが、打設後5~7日でおおむね所定の強度を得ることができた。

緊張作業にあたっては、摩擦係数の平均値  $\bar{\mu}$  および見かけのヤング係数の平均値  $\bar{E}_p$  を用いて管理図を作成しプレストレス導入量の管理を行なった。その一例を表-5に示す。グラウトは、試験練りの結果表-6に示す配合とした。

表-5 緊張管理の一例

ケーブル番号	桁番号			
	1	2	3	4
1	0.35	0.38	0.38	0.33
2	0.35	0.42	0.29	0.36
3	0.34	0.36	0.30	0.37
4	0.35	0.39	0.32	0.30
5	0.40	0.40	0.43	0.40
6	0.43	0.38	0.45	0.35
7	0.43	0.40	0.40	0.36
$\mu$ の平均値 $\bar{\mu}$	0.38	0.39	0.37	0.35
$\mu$ の範囲 $R$	0.09	0.06	0.16	0.10

$\bar{\mu}=0.38, \bar{R}=0.121, \sigma=\bar{R}/d_2=0.0425$ , 管理限界 $=\bar{\mu}\pm 2\sigma$  とすると  
上限 0.47, 下限 0.29

表-6 グラウト配合表

C	W/C	Pozz No. 8	Al 粉
100 kg	42 %	C×25%	5 g

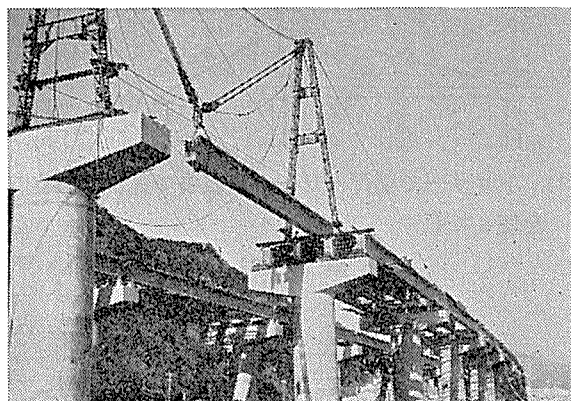
### (3) 主桁の架設

製作台上で製作された主桁(重量約92t)は、横移動用舟で引出し線上に横取りし、ボギー式重量トロリーに乗せて架設点まで引き出した。重量トロリーは、定位置に架設の完了した2本の中桁上をそのまま移動できるようにするため、既設桁の間隔に合わせてそのゲージを3.2mとし、引出し線軌条には37kg/m レールを用いた。

エレクションタワーは鋼製100t吊、高さ約20mを用い、主桁の架設・タワーの移動は以下に示す手順により行なった(図-10(a)~(c), 図-11(a)~(d))。

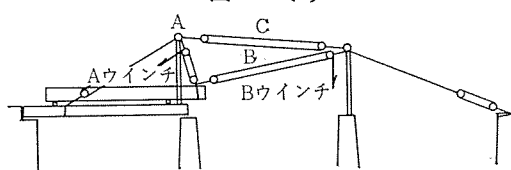
1) Aウインチにて桁先端を吊上げ、下の重量トロリー

写真-7 プレキャスト桁の架設



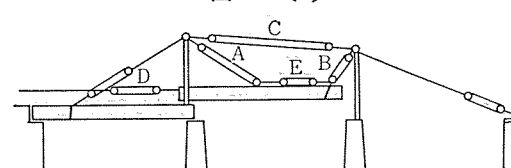
一をはずす。

図-10 (a)



2) Bウインチを巻きAウインチをゆるめて桁を前進させる。

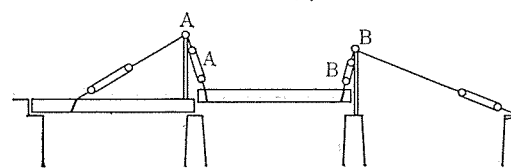
図-10 (b)



3) 桁がBに到達したら後方より桁の控Dをとる。

4) Bワイヤーに控Dにより桁をとめておいて滑車Aを呼びもどす(Eワイヤーで相吊する)。

図-10 (c)



5) A, B ウインチで両端を吊り下げる。

6) そのまま横に引き定位置にすえ付ける。横方向の移動量は1回につき1.6mであるので、耳桁の移動はタワー自身を2回移設して行なう。

7) 滑車BをAに呼び寄せるときはEを用いる。

8) 後行タワーを後方に倒し、トロリーに乗せる。

図-11 (a)

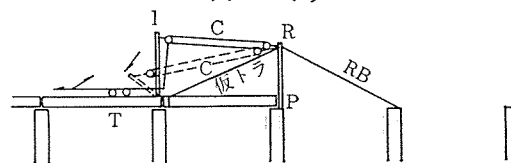
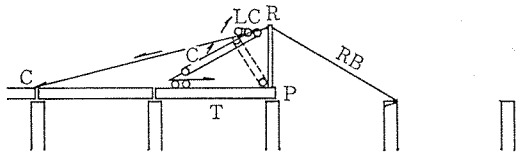


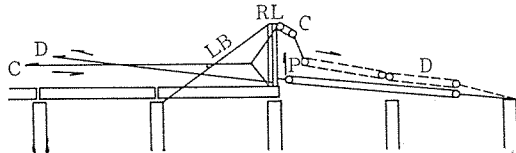


図-11 (b)



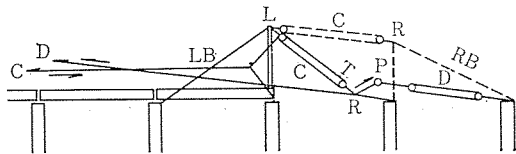
9) トロリーで前行タワーの位置まで運び前行タワーを使って起す。

図-11 (c)



10) 前行タワーを後行タワーで吊上げ、脚部を前方に引張る。

図-11 (d)



11) 脚がつぎのピアアの上に乗るとタワーの頭を前方に起し、移動を完了する。

(4) 横桁・床版の施工

横桁・床版の型わくは、主桁を利用した吊型わくとし床版張出し部の支保工にはブラケット サポートを用いあらかじめプレキャスト桁に埋め込んだフックボルトにより主桁にとりつけた。

床版上面の仕上げは、主桁上に連続ケーブルの定着端があるため機械仕上げによらず、橋軸方向に4本の角パイプを設置して高さの基準としこれに定規を当てながら木ゴてにより仕上げた。橋面には前述のように約2~3%の横断勾配があるので、スランプ値7~8cmのコンクリートではこの勾配に沿って流れる傾向があり5cm程度を最適とした。

場所打床版中に配置された連続用ケーブルの緊張に当り、その定着端が床版下面に分散配置されているため吊足場上での作業となり、ジャッキの移動には横桁の下をくぐらなければならず、その他ポンプ側との連絡等、作業に複雑さを増し思わぬ労力を要した。PC床版端面で定着するとすれば、設計上いくぶん不経済となるが、上記緊張作業のほか型わくの施工、鉄筋・ケーブルの配置作業等の施工面で利点が多いと思われる。

5. あとがき

本報告は現場における施工状況を中心に行なったが、施工管理結果の諸数値、特に設計と対比しての問題点については現在、整理検討を行っており、いずれ機会を得て諸賢の御批判を頂きたいと考えている。

終りに、本橋の設計と施工に当り種々御教示を頂いた日本道路公団蒲原工事事務所の大城所長はじめ関係諸氏にお礼を申し上げるとともに、施工を担当された住友建設(株)・オリエンタルコンクリート(株)共同企業体の諸氏の御協力に感謝する次第である。

1968.8.7・受付

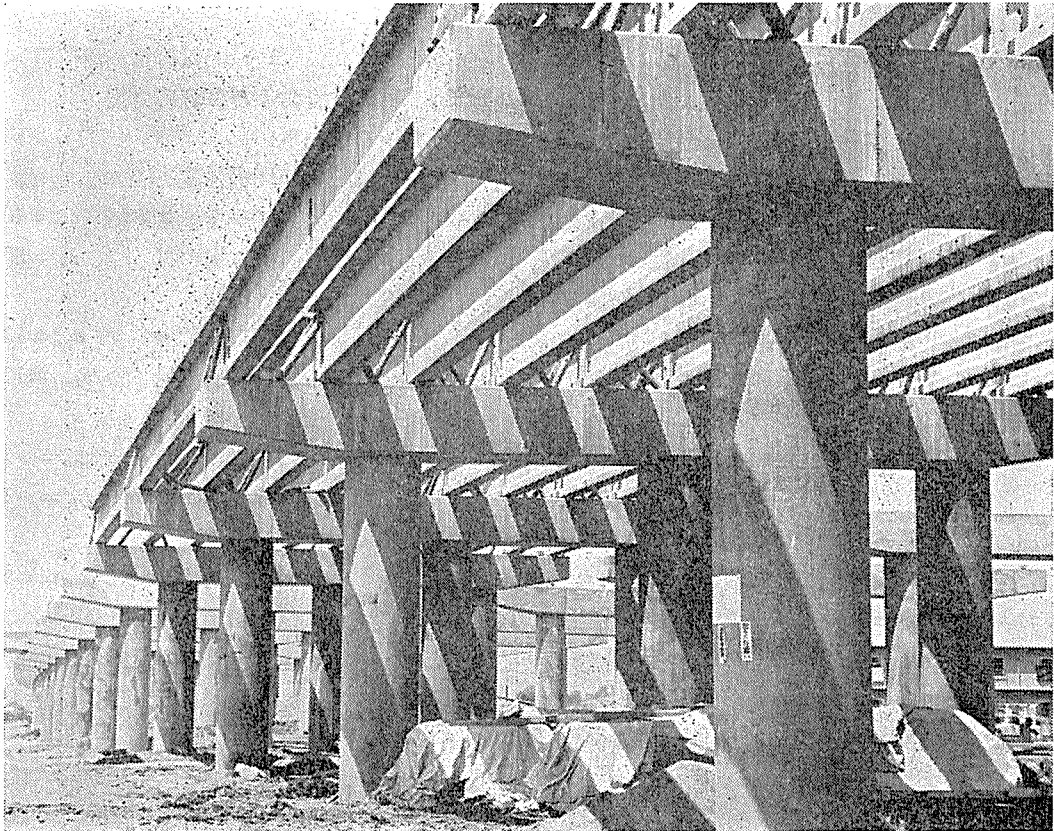
御 寄 稿 の お 願 い

この雑誌は、プレストレストコンクリートのわが国でただ一つの総合技術雑誌です。会員諸兄の技術向上にいささかでも役立つよう日夜苦心して編集に当たっておりますが、多くの問題を広くとりあげるのはいささか大変なことです。一方的になっても困りますし、とにかく皆様の卒直な声をお聞かせ願えませんでしょうか。自由に気楽に意見を述べて頂く会員欄、疑問点を相談していただきたい質疑応答欄、工事の状況、施工の苦心点を、現場から速報してほしい工事ニュース欄、口絵写真欄、その他報告、質問など、お気軽にどしどし原稿をお寄せ下さい。また、新設してほしい欄とか、もっと充実してほしい欄、雑誌に対する建設的な御意見なども募ります。少しでも多く皆様の声を反映した親しみやすい雑誌に育て上げたいと念じておりますので御協力願います。以上の原稿、御意見などはすべて下記へお送り下さい。

東京都中央区銀座東2の1 銀鹿ビル3階 PC技術協会編集委員会 電話(541)3595

# NCS-PCパイプ

プレテンション方式 NCS溶接継手



## NCS-PCパイプの特長

- ① 継手—全強であるから支持力の低減がいらぬ。
- ② 耐撃性—頭部が耐撃的であるため確実に打止りが得られる。よつて支持力に全材強を活用できる。
- ③ 曲げ剛性—プレストレスの効果によつて曲げ剛性が大きい。よつてパイプ施工中の安全はもちろん、くい基礎の経済設計ができる。



## 日本コンクリート工業株式会社

本社	東京都港区新橋1丁目8番3号(住友新橋ビル)	東京(573)大代表0361番
営業所	大阪市阿倍野区天王寺町南2の66	大阪(718)1881~5番
	名古屋市中村区下広井町1丁目66番地(三建設備工業ビル)	名古屋(58)代表9706番
工場	川島(茨城県下館市)	下館代表2181番
	鈴鹿(三重県鈴鹿市)	鈴鹿(8)代表1155番
研究所	茨城県下館市川島工場内	下館3942番