

## 阪神高速道路京橋駐車帯 PC ゲルバー橋について

氈 受 昌 和\*

### 1. ま え が き

阪神高速道路高速神戸西宮線は、東は名神高速道路、西は第二神明道路と直結し、名神高速道路から第二神明道路を経由して明石および姫路バイパスへ通ずる縦貫道のパイプ的役割を果たしている、1日利用台数約10万台の主要幹線道路である。当道路は都市高速の規格になっていることから、路肩が狭くまた非常駐車帯も少ないので、積荷点検や休憩仮眠および用便等の生理現象を処理するために路上に不正駐車する車輛があとをたたく、円滑な交通処理を阻害する結果を生んでいる。これらの車輛に対処する休憩施設は、東は名神高速道路吹田サービスエリアから、西は現在建設中の第二神明道路明石サービスエリアまで約63kmの区間に、非常駐車帯は散在するものの、まったくなく、早期の設置が望まれていた。

そこで、このほぼ中間地点にあたるメリケン波止場の近くの京橋ランプ内に、駐車帯の性格を備えたパーキングエリアを設置し、利用者サービスとともに円滑な交通



写真-1

の確保に対処することとした(図-1参照)。

この事業は法的手続をへて、昭和50年度より着手し、現在昭和52年度完成を目途に施工中であるが、以下この駐車帯施設の概要とともに、PCゲルバー橋の設計および施工計画について紹介する(写真-1)。

### 2. 駐車帯施設の概要

駐車帯は、延長約178m、最大幅員約27mで、土地のスペースの制限から、上り線および下り線に対応する駐車フロアをそれぞれ1階および2階に分離して重ね合わせた形となっている。上り線を利用する車輛は、図-2に示すようにいったん東行オフランプで降り途中から分離して駐車帯に入り、用を足した後東行オンランプに合流して本線にもどるようになっている。

また下り線の車輛は、図-3に示すように、本線より直接減速車線へ流入させ、利用後は、加速車線を通して直接本線に合流するようになっている。2階部分の流入流出は、土地の制限からきわめて狭隘な場所に設けるためテーパ長が充分とれない。このため現在60km/hである本線の最高速度を50km/hに制限し、高速自動車国道のバスストップの基準を準用するという苦肉の策をとっている。駐車スペースとしては、1階、2階とも普通車30台、大型車5台程度を収容できるよう考えており、休憩所等は1階部分と3階部分とに設置することと

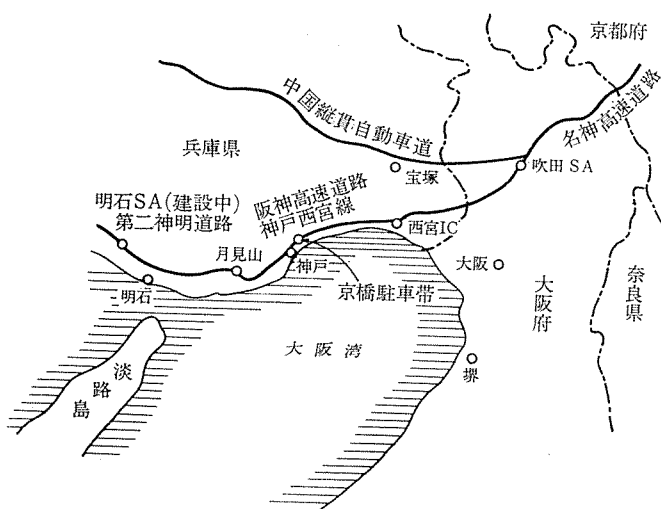


図-1

\* 阪神高速道路公団 第三建設部調査課長 (元神戸管理部保全課長)

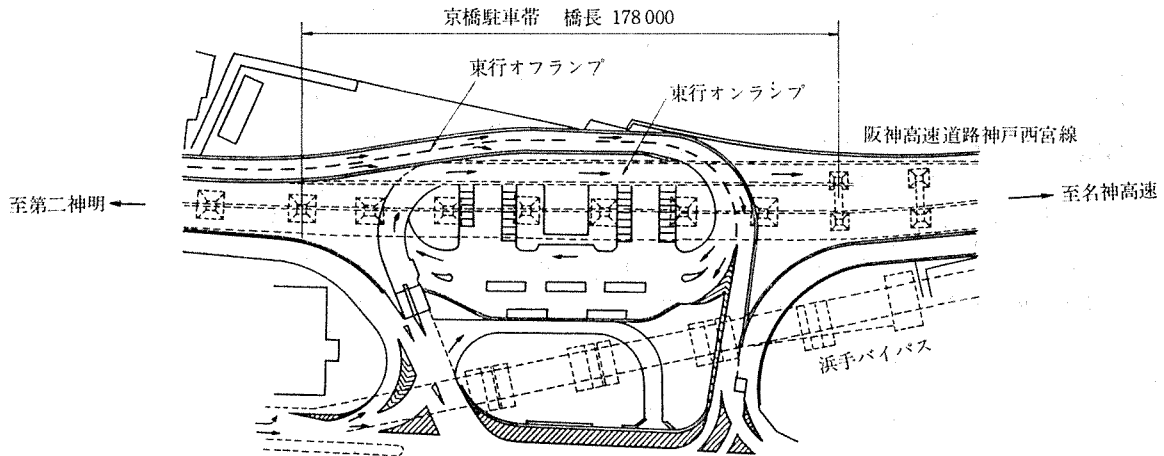


図-2 1 階 平 面 図

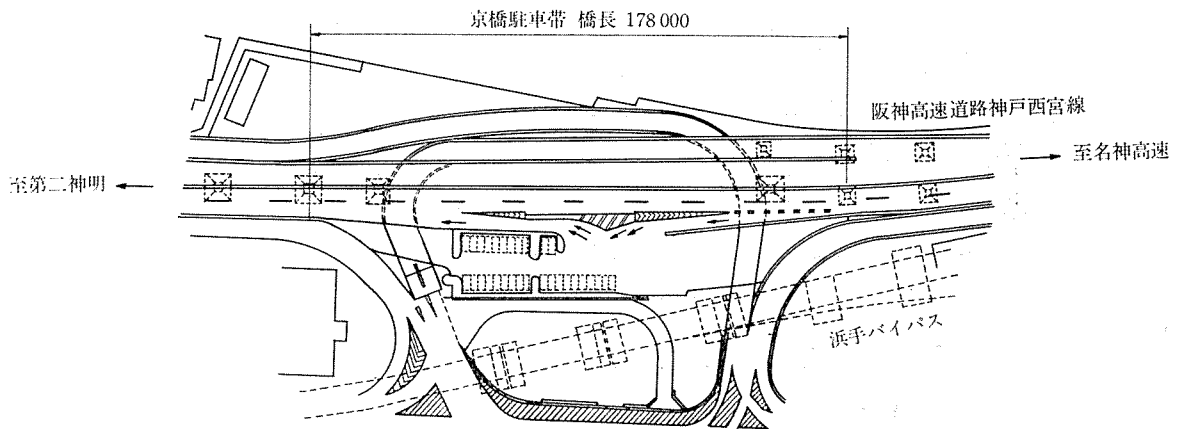


図-3 2 階 平 面 図

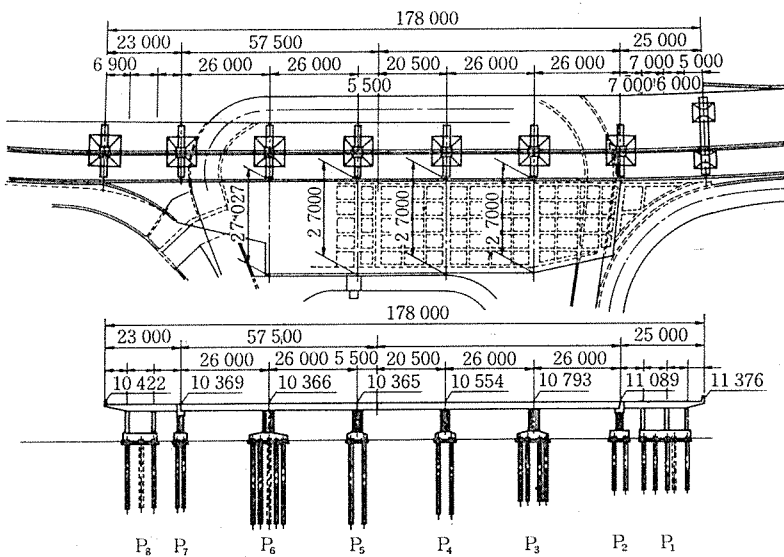


図-4 全 体 図

している。とくに3階部分は図-4に示す駐P<sub>5</sub>およびP<sub>6</sub>の柱のうち4本を立ち上げ、この上に建築物を築造するよう配慮している。

### 3. PCゲルバー橋の設計

駐車帯の構造としては、下部は、場所打杭（ベント

φ1 000,  $l=22\text{ m}\sim 25\text{ m}$ )で示持された円形または楕円形のRC橋脚である。また上部は、主径間は、PC5径間連続ゲルバー格子桁(スパン構成26+26+5.5および20.5+26+26,以下PCゲルバー橋と呼ぶ)を採用し、側径間はRC立体ラーメンとなっている。図-4および図-5にその一般図を示す。

本章ではとくに、PCゲルバー橋について、採用の理由および設計の概要を述べることにする。

#### (1) PCゲルバー橋を採用した理由

構造物の形式の選定にあたっては、コンクリートと鋼、単純桁と連続桁等について種々の比較をした結果、下記のような理由により本形式を、採用することとした。

1) 1階駐車場の建築限界を確保し、かつ既設の本線路面高に合わせるため、下部構造(橋脚)の横ばりをなくすとともに、上部桁高のうすい構造とする必要があること。

2) 本線がPC桁構造であるため、相互の取り合い部のたわみ等の問題から、これを合わせる必要があること。

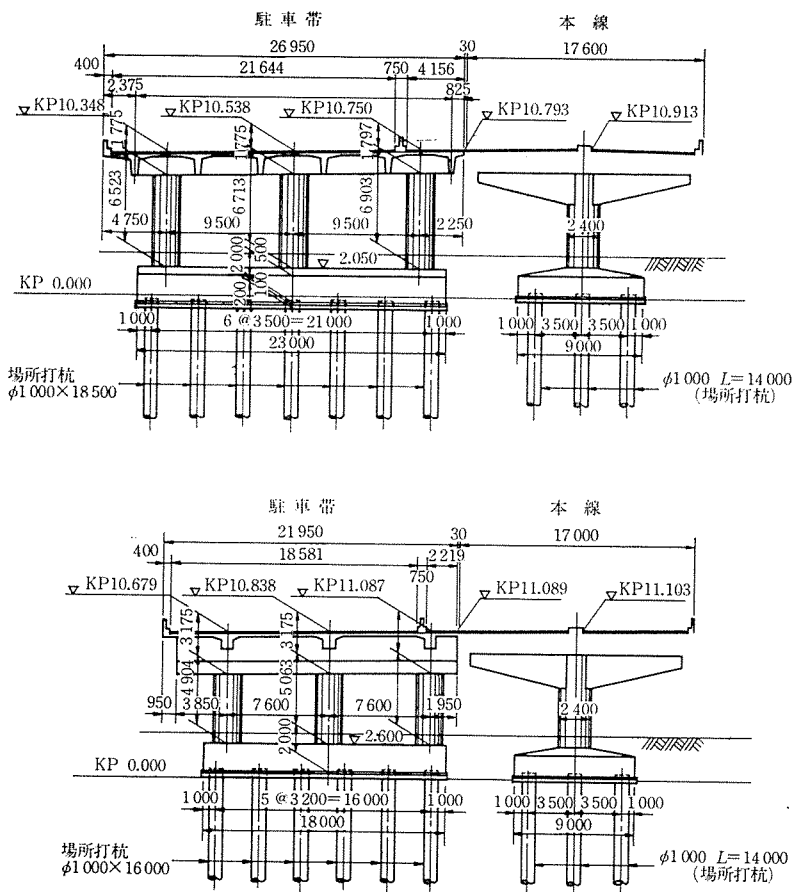


図-5 断面図

- 3) 下部の柱を立ち上げ、3階部に休憩所等の諸施設を、配置できるような構造とする必要があること。
- 4) 1階部が駐車場となり人目につくことから、スレンダーで圧迫感のない美観上すぐれた構造とする必要があること。
- 5) 伸縮継手を少なくすること。
- 6) 土地のスペースが狭いことから、製作ヤードの確保に問題があるが、施工中桁下の制限がないためステージング工法が可能であり、施工が容易で工期が短縮でき

表-1

	ディビダ ーグ工法	SEEE 工 法	フレシネ ー工法	BBRV 工 法
緊張力 セ ッ ト 量	○	◎	◎	◎
PC鋼材長の精度	○	○	◎	○
再 緊 張	◎	◎	△	◎
各素線の応力均等性	—	◎	○	○
グラウト後の付着力	△	◎	◎	◎
接続部の構造	◎	◎	△	◎
接続部の作業性	◎	◎	△	◎
導入力のチェック	◎	◎	△	◎
部材の曲げ加工	△	◎	◎	◎
長尺物の定着数	△	◎	◎	◎
当公団における実績	◎	○	◎	◎

ること。

またスパン長については、既設の本線が 26 m を採用しているためこれと合わす方針であったが、念のため工費比較を再度行い、25 m 前後が最適スパンであることを確認した。さらに緊張工法としてどれを採用するかが問題となったが、連続桁ということから段階施工過程において PC 鋼材の接続可能な工法にしばって、比較検討を行った。これらを、まとめると表-1 のようになる。

各工法にはそれぞれ利害得失があるが、そのうちでも、比較的長所の多い SEEE 工法を採用することとした。

(2) 設計概要

a) 基本構造系 主桁の断面力算定にあたっては、図-6 のような構造系に基づき桁のねじり剛性を考慮して、平面格子解析により行うこととした。施工は、図-7 に示すように受桁部より漸次施工順序に従って支保工上にて打設し、緊張しながら連結していくものである。

したがって、荷重による不静定力(断面力)のうち、桁自重(主桁および横桁)

による不静定力は、コンクリートのクリープによって骨組の構造系変化の影響を受けることになる。このことは、次のような関係式で表わされる。

$$X(t) = X_B + (X_A - X_B)(1 - e^{-\alpha t})$$

ここに、 $X(t)$ : 主桁接続直後から時間  $t$  を経過したときのコンクリートのクリープによる不静定力の変化を考慮した断面力。

$X_A$ : 全径間を 支保工上で同時に施工したと 考えた場合の断面力。

$X_B$ : 構造系変化を 伴なうような施工法で 施工した場合の最終的な(桁接続直後)断面力。

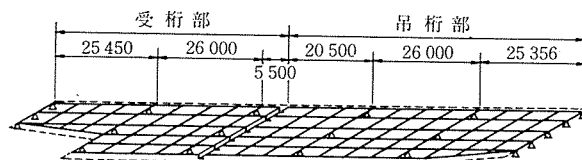


図-6

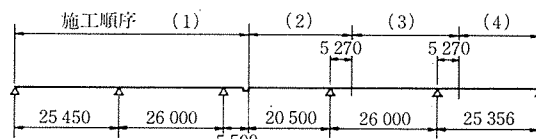


図-7

$\phi(t)$  : 主桁接続直後から時間  $t$  に至るまでに進行するコンクリートのクリープ度。

**b) 主桁の設計**

1) 曲げ応力度の検討:

① 主桁の断面力は、各荷重に対し任意平面格子解析に基づき、すべて電算にて算定した。またプレストレスによる断面力についても、ケーブルの円弧区間を近似的に2次曲線と考え、内面に作用する腹圧力を載荷させて求めた。

② 施工順序を考慮し、桁自重による断面力については施工時のクリープ度を考慮して、先に示した式  $X(t)$  より最終断面力を算出した。この場合、主桁の施工を始めてから全径間が接続させるまでに、すでに進行しているコンクリートのクリープ進行度を、各施工区間別に考慮した。

③ 本橋は、最大6主桁の構造であるが、主桁断面の応力度照査にあたっては、桁長、断面力の推移等に配慮してこれを数種選定して検討し、設計上はケーブルの形状、本数等の統一を計った。

④ 使用 P C 鋼材は、ジョイント施工が容易な SEEE ケーブル F 200(19- $\phi$  9.5 mm) を用いた。

2) 斜引張応力度の検討:

① 斜引張応力度の検討は、設計荷重時と破壊荷重時について行った。ただし、破壊荷重時の断面力は次式によるものとし、その絶対値の大きい方を用いて検討した。

$$\text{設計荷重時: } X_D + X_L + X_P$$

$$\text{破壊荷重時: } \begin{cases} 1.3 X_D + 2.5 X_L + X_P \\ 2.0(X_D + X_L) + X_P \end{cases}$$

ここに、 $X_D$  : 死荷重による断面力

$X_L$  : 活荷重による断面力

$X_P$  : プレストレスによる断面力

② 斜引張応力度検討時の曲げ応力度中、活荷重によるものは、活荷重のせん断力が最大時、あるいは最小時のそれぞれの載荷状態における曲げモーメントより求めた。

③ 以上により、曲げ応力度検討時と同様に、選定された桁断面について、せん断応力度および斜引張応力度を計算した。なお断面の計算位置は、設計荷重は断面の図心位置で、破壊荷重時は図心位置および曲げ応力度が0の位置についてそれぞれ行った。

④ 以上の結果、斜引張応力度が許容応力度を越える断面についてはスターラップのさらに許容最大応力度を越える断面については、斜鋼棒の所要量を算定することとしたが、本橋の場合はゲルバー部を除いて、斜鋼棒は必要なかった。

3) 曲げ破壊の検討: 曲げ破壊に対する検討断面は、曲げ応力度検討時と同様とし、その破壊安全度  $S_F$  は、各断面の持つ抵抗モーメントと破壊モーメントとの比によって、次式より求めた。

$$S_F = M_R / M_T \geq 1.0$$

ここに、 $M_R$  : 荷重による曲げ引張側の P C 鋼材の破壊強度より決定される抵抗モーメント。

$M_T$  : 破壊荷重時モーメント

$$1.3 M_d + 2.5 M_l$$

$$2.0(M_d + M_l)$$

**c) 横桁の設計**

① 横桁設計時の断面力は、主桁解析時の横方向の断面力を用いた。

② 横桁の設計断面は、受桁部径間および吊桁部径間とも中間横桁、支点上横桁に対しその断面力の変化状態から数種選定して行った。

③ 各横桁の作用力に対する抵抗断面は、主桁間隔より決定される有効幅を考慮して断面応力度および P C 鋼材所要量を算定した。

④ 使用 P C 鋼材は、SEEE ケーブル F 100(7- $\phi$  11.1 mm) を用い、設計荷重とプレストレスの合成応力度がフルプレストレスとなるよう配慮した。

**d) 床版の設計**

① 床版の断面力は、活荷重 ( $T$  荷重) によるものは、P C 設計基準 (阪神高速道路公団) に従い、死荷重に対しては主桁軸上を支点とした連続ばりとした場合と、主桁、横桁間を四辺固定の二方向版とした場合とのそれぞれについて計算して大きい方で設計した。

② 応力度の計算にあたっては、橋軸方向は R C 構造、橋軸直角方向は P C 構造で設計した。後者の場合、設計荷重とプレストレスとの合成応力度がフルプレストレスになるよう配慮した。使用 P C 鋼材は横桁と同様である。

**e) ゲルバー部の設計** 一般に、断面形状の変化や材質の変化あるいは不連続性によって断面の一様性が失なわれると、そこに応力集中が誘発される。これは、主応力線の正常な流れが阻止されることにより、局部的に主応力の過密現象が起るためである。ゲルバー桁ヒンジ部 (切欠部) もその例の一つであり、ここで弱点となつてひびわれが発生する可能性も大きい。当公団では、神戸西宮線の東灘第5工区において、これらの問題に関する一連の実験および解析を行っているので、それらをフィードバック

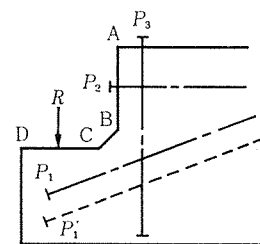


図-8

報 告

クした。なお、設計に際しての基本的概念は以下のとおりである(図-8 参照)。

- ① 初ひびわれは、ハンチの隅角部(B, C点)から発生する。
- ②  $P_3$  のプレストレスの増加に伴って、初ひびわれ荷重は増大する。
- ③ ハンチの傾斜角が  $45^\circ$  の場合、 $P_1, P_1', P_3$  の合力の傾斜角  $45^\circ$  程度とするのが適切である。
- ④ 作用応力に対し、隅角部には若干の圧縮応力を残存する。
- ⑤ 安全性の確保のため、活荷重の 50% 増を設計荷重とする。

f) 分割施工に伴う桁の応力変化 先にも述べたとおり本橋は、緊張作業工程の関係から漸次分割施工を行うが、これに伴って桁に作用する応力が変化する。したがって、場合によっては施工時に異常な応力が作用することが考えられるので、事前に充分検討した。

4. PC ゲルバー橋の施工計画

本橋は、現在施工に着手した段階であり、施工中の充分な資料がとれていないので、ここでは基本的な施工計画を記述するとどめる。

(1) 製 作

製作は、枠組支保工上の現場打設とする。

(2) 支保工およびその基礎

支保工は、一般部はビティ枠を用い、ランプ部は四角柱とH型鋼を使用する。支保工組立に先立ち、地盤支持力(沈下量)の測定を行った。

支保工計画によると最大計画荷重が、 $14.8 \text{ t/m}^2$  であるので、試験載荷重が  $8 \text{ t}(15.4 \text{ t/m}^2)$  となるようにビティと角材および防水シートを用いて水槽を作り、その中に  $8 \text{ t}$  の水を注入載荷して4日間にわたり沈下量を測定した。この結果、最大沈下量は  $2.6 \text{ mm}$  程度であり、測点4か所のばらつきも、ほとんどなかった。したがって、支保工基礎としてはクラッシャーランを敷込み、充分転圧してその上に土台ばりを置けば載荷重に対し、充分支持し得ると判断した。

(3) 型 枠 工

型枠は、底板、側板とも木製型枠を使用する。その上げ越し量は、

- ① 荷重(桁および床版自重, 死荷重, 活荷重)に

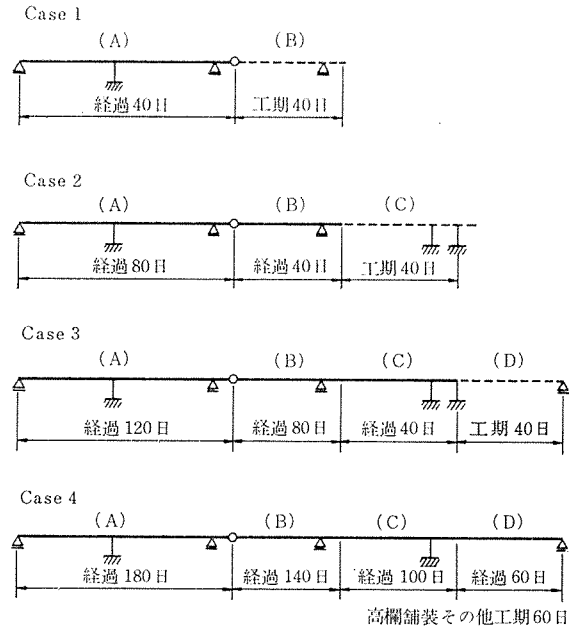
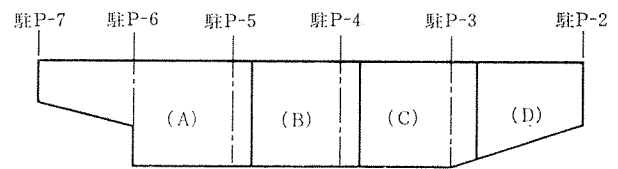


図-9

よるたわみ。

- ② プレストレスによるたわみ。
- ③ クリープおよび乾燥収縮によるたわみ。
- ④ 支保工の変形(なじみ)および沈下, 等によって決まるが、図-9のような工程に従うものとしてその値を決定した。

上述の①,②および③のたわみを全橋の33点について算定したが、①+②+③で最大  $15.7 \text{ mm}$ , 最小  $-5.9 \text{ mm}$  程度であり、そう大きな値ではない。また④については、種々検討の結果支保工の変形(なじみ)  $11 \text{ mm}$  とし、沈下は載荷試験の結果から  $5 \text{ mm}$  と決定した。

(4) コンクリート工

コンクリートは、生コンを使用しその配合は試験練りの結果は表-2のとおりとする。

プラントから現場までの運搬所要時間は、約 30 分である。打設はポンプ車(3台)を使用する。

(5) 緊張工

コンクリート打設後所定の圧縮強度  $340 \text{ kg/cm}^2$  (400

表-2

示 方 条 件			W/C(°/wt)	S/a(°/vol)	単 位 量 (kg/m³)						
区 分	$\sigma_{ck}$ (kg/cm²)	SI(cm)			MS(mm)	セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤	計
VP=402,	$\sigma_{28}=400$	7	20	43	41.6	388	167	736	1052	970	2343

kg/cm<sup>2</sup>×0.85)が確認された後に、緊張を行う。緊張前に摩擦測定を念入りに行い、PC鋼線とシース間の摩擦係数  $\mu$  およびPC鋼線の弾性係数  $E_p$  を算出する。

プレストレス導入は、縦縮ケーブルは 200-20 SEEE ジャッキ、横縮ケーブルは 110-20 SEEE ジャッキを使用して行う。緊張区分は、駐 P<sub>7</sub>～駐 P<sub>6</sub>までの主ケーブルは両引き、その他のケーブルはすべて片引き、また横桁部および床版部等もすべて片引きとする。

(6) グラウト工

PCケーブルの緊張が完了すると、引続きグラウトの注入を行う。従来グラウトは、ともすればなおざりになり勝ちのようであるが、グラウトの良否はPC構造物の生死をを制するものだけに改めて、グラウトの重要性を再認識し、慎重な施工を行う。

5. あとがき

以上、京橋駐車帯施設の概要とPCゲルバー橋の設計

および施工計画のあらましを紹介してきた。このほか、既設桁の床版張出部の補強方法、3階荷重を考慮した構造系の設計方法等、ここでは述べつくせなかった内容も多い。また施工については、現在着手した段階で十分な資料がとれていない。これらについては、今後機会があれば別に報告したいと考えている。

ともあれ、この駐車帯施設がその機能を發揮して利用者サービスと円滑な交通の確保に貢献できる日が一日も早くくるよう切望して止まない。

最後に、本橋の施工にあたり多大の御協力いただいた当公団の大畑義忠、武田忠雄の両氏をはじめ各関係各位と施工業者、富士ピー・エス・コンクリート株式会社大阪支店、牧 豊氏、その他関係社員に心から感謝の意を表する次第である。

1976.11.12・受付



# 富士ピー・エス・コンクリート株式会社

(旧社名 九州鋼弦コンクリート株式会社)



**取締役社長 山崎 鋼 秋**

本 社	福岡市中央区天神二丁目12番1号天神ビル(〒810)	
	電話 福岡(092)721-3471~3・721-3468~9	
福岡支店	福岡市中央区天神二丁目14番2号福岡証券ビル(〒810)	
	電話 福岡(092)721-3475~6・721-3481~3	
建築事業部	福岡市中央区天神二丁目14番2号福岡証券ビル(〒810)	
	電話 福岡(092)721-3485~7	
大阪支店	大阪市北区芝田町97新梅田ビル(〒530)	
	電話 大阪(06)372-0382~0334	
東京支店	東京都港区新橋四丁目24番8号第二東洋海事ビル(〒105)	
	電話 東京(03)432-6877~6878	
営業所	大分営業所・宮崎営業所・広島営業所	
工場	山家工場・大東工場・関東工場・下淵作業所・筑豊工場・甘木工場・夜須分工場・大村分工場	

大村空港大橋

(ℓ=970m)