

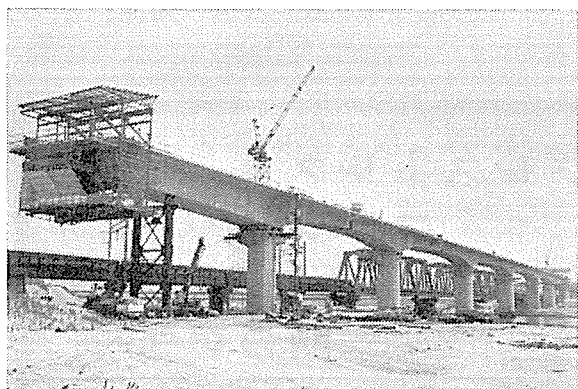
## 山陽新幹線太田川橋梁の設計施工について

高 藤 寛\* 可 児 正 人\*\*  
池 田 尚\*\* 渡 辺 克 己\*\*\*  
縫 島 健 一\*\*\*

### 1. ま え が き

山陽新幹線（岡山～博多間）は、昭和 49 年 12 月営業開始を目標に、目下全力をあげて工事が進められている。太田川橋梁は、広島市内の西部を流れる太田川放水路の山陽本線の下流に近接し、左 49° の斜角で渡河するよう選定された。

この橋梁のスパンは、河川管理者と協議の結果、洪水時における阻害率、および近接する山陽本線の橋脚に平行に配置し、また左右岸の市道の関係から全長を 7 径間で渡るスパン割に決定した（写真—1）。



写真—1 太田川橋梁全景

橋梁形式は、騒音の問題、施工中の出水、完成後の維持管理などを考慮してディビダーク式 PC 工法を採用した。構造に関して次の 3 案について概略設計を行い比較検討した。

第 1 案 2 径間 + 3 径間 + 2 径間連続

第 2 案 2 径間 + 5 径間連続

第 3 案 7 径間連続

また側径間部の張出し施工の残りの部分を支保工で行う場合と仮支柱施工を行う場合について比較した結果、最終案として第 3 案の 7 径間連続で仮支柱施工を行うこ

とに決定した（図—1, 2）。

設計施工の特徴として、鉄道橋としては初めての 7 径間連続のため、水平力はストッパーを用いて各橋脚に分散する構造としたこと、最終連結ブロックが 5 か所あるため、この部分の施工法、側径間の施工で仮支柱とアウトケーブルによる施工などがある。

本文は、主にこれらの問題点について述べる。

### 2. 設 計 概 要

橋 種：ディビダーク式ポストテンション PC 箱桁橋

橋 格：7 径間連続複線鉄道橋

橋 長：440.2 m

支 間：69.0+55.0+3×66.0+55.0+62.0 m

活 荷 重：NP-19 衝撃係数  $i=0.193$

使用材料：コンクリート

主 桁  $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ （早強セメント）

その他  $\sigma_{ck}=240 \text{ kg/cm}^2$ （普通セメント）

PC 鋼棒  $\phi 26$  SBPR 95/120

鉄 筋 SD-35（表—1）

### 3. 設 計 上 の 問 題 点

#### (1) 桁 高

桁高の変化は、図—3 のように直線、2 次曲線、3 次曲線の組合せになっている。始めの方針は全径間を 3 次曲線で桁高を変化させ、スパン中央部および側径間端部をスパンの 1/10 をレベルにするようすり付ける方法で始めたが、55.0 m 区間および側径間の支点付近がこの方法では断面が不足するため、この区間だけ 2 次曲線とした。また柱頭部の桁高は側径間部の必要桁高よりすべて 5.2 m とした。

#### (2) スパン割

69.0+55.0+66.0+66.0+66.0+55.0+62.0 m

というスパン割で、側スパンが隣りの中央スパンより長く 1.25 倍になっている。構造のおよび美観的には側スパンが中央スパンの 7 割程度がもっともよいが、本橋の

\* 国鉄構造物設計事務所

\*\* 国鉄広島幹線工事局横川工事区

\*\*\* 鹿島建設株式会社太田川作業所

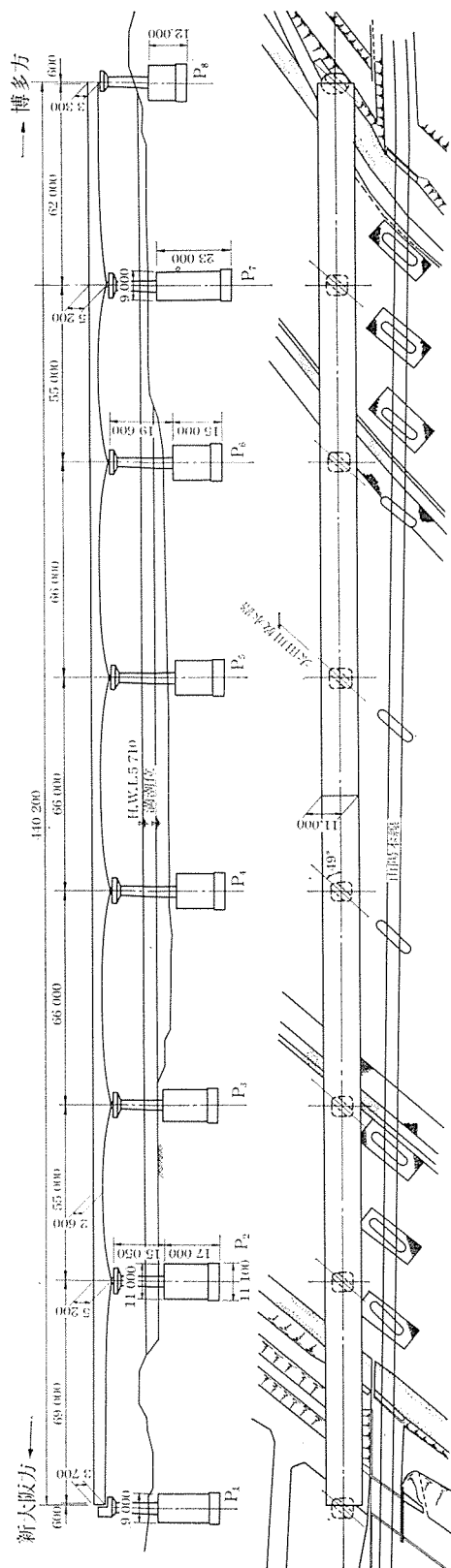


図-1 大田川橋梁一般図

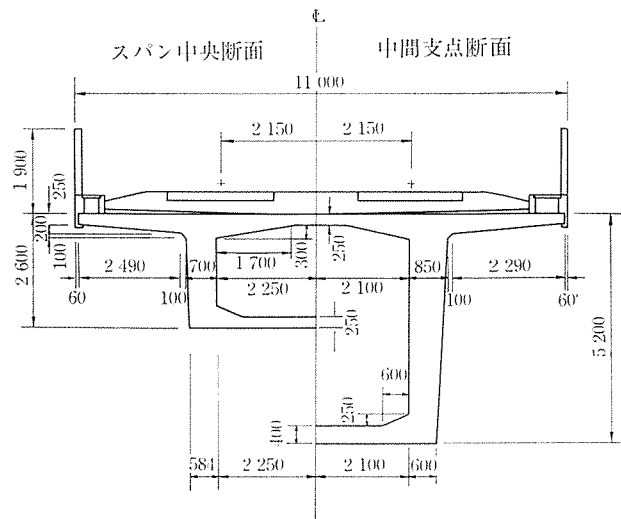


図-2 断面図

表-1 工事数量

コンクリート $\sigma_{ck}=400$ kg/cm <sup>2</sup>	P C 鋼棒 SBPR 95/120 $\phi 26$	鉄筋 SD-35	シュー コロウエル ドシュー	ストッパー
4 560 m <sup>3</sup>	371 t	357 t	16 組	28 組

場合は逆になっているため、桁高を定めることと鋼棒配置に大変苦労した。

死荷重による曲げモーメントは図-4のように、55.0 m スパンは負になっている。そのため側スパンの正の曲げモーメントが非常に大きく、断面的に非常に苦しく、桁高が支点と変らぬほどで美観上悪く、そのため桁高を減らすため床版を厚くし、さらに桁表面にアウトケーブルをはわせる方法を取った。

また、鋼棒配置的には 55.0 m スパンの中央部は、負の曲げモーメントのため桁上側に鋼棒を配置しなければならない。普通はスパン中央部は下側に鋼棒が配置され、曲げ上げて桁連結後桁上面で緊張するようになっているが、始めから上側にあると、曲げ上げ定着することはむずかしく、そのため鋼棒を下げられるだけ下げ、プレストレス応力を軸力だけで抵抗するように、桁図心付近にばらつかせる方法を取った。

(3) ブロック割

ワーゲンの能力上、1ブロックのコンクリート重量を 85 t までとし、ブロック長さも種類を増すと、設計およ

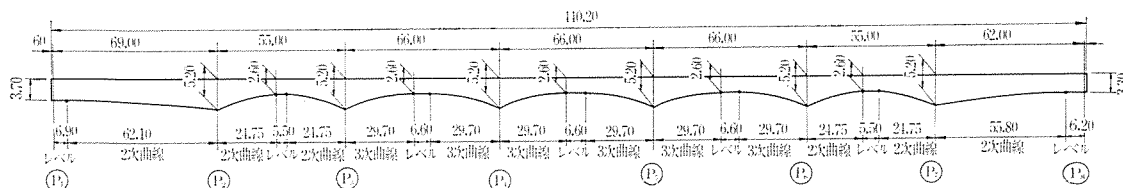


図-3 桁高変化図

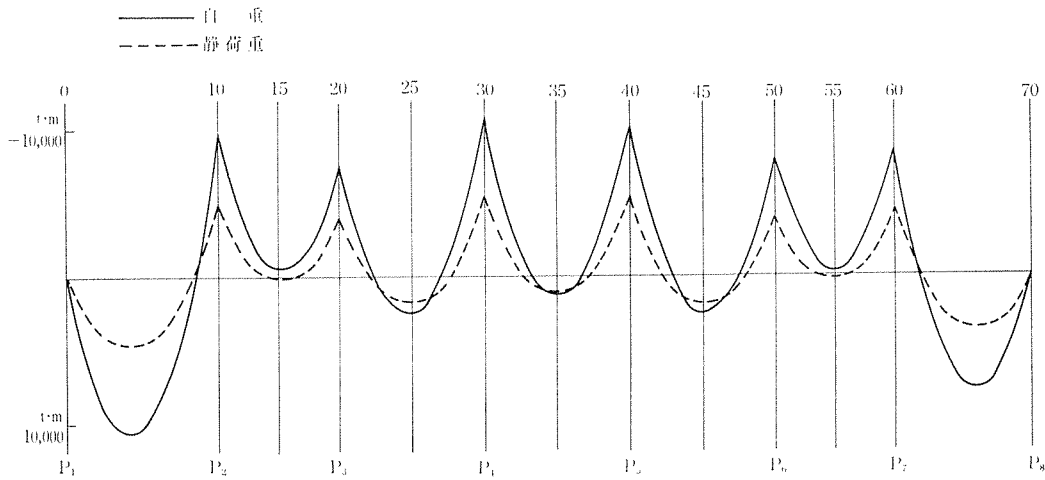


図-4 死荷重曲げモーメント図

び施工が繁雑になるため、2種類までとし、各スパンについて検討をかさねた結果、柱頭部付近は2.5m、その他は3.0m、最終連結部2.0mで割りふるようにした。

また、このとき左右のアンバランスモーメントを計算し、柱頭部の仮締鋼棒の許容値を越えないようにブロック割を定めた。特に  $P_3, P_6$  は張出し長さが5.5mと異なるため、55.0mスパン施工後ワーゲンをウェイト代りとして置き、66.0m側を2ブロック施工し、66.0m側のワーゲンを先に撤去してから55.0m側のワーゲンを撤去するようになっているが、実際は施工促進のため、ワーゲンのかわりにコンクリートブロック約80tを載荷することで、ワーゲンの移設を早めた。

(4) 動的解析

本橋梁は7径間連続桁という多径間連続であるとともに橋脚の高さ支持層の深さの相異、かつ地盤が起点方から終点方にかけて砂層～砂礫層～岩盤と変化し複雑な要素を含んでいる。したがって動的解析を行い、耐震性および水平力の分散などを上・下部構造の設計に反映させる必要があった。

本解析は、上部下部ともに質点系のモデル(図-5)に置換し次のような条件および仮定のもとに解析された。

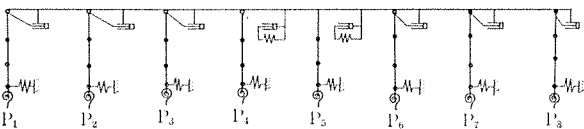


図-5 橋軸方向質点モデル

a) 橋軸直角方向振動

- 1) 支承部はすべてピンヒンジと仮定する。
- 2) 地盤の変形係数より基礎はすべて回転と水平ばねに置換する。
- 3) 地盤の振動質量は地中部に入っているケーソン半

円柱に相当する土の質量を考慮する。

- 4) 質点モデルは種々な条件を考慮し、橋脚において3分割、桁においては各4分割とした。

b) 橋軸方向振動

1) ある値以上の水平力が働くと桁は動き出し、すべり速度に比例した減衰力が働く、また  $P_5$  にはストッパ一部にばねが入っているため、減衰力のほかにばねを考慮する。

2) ローラー支承における摩擦力は、非常に小さい(0.02~0.05)のでこれを無視する。

以上のような条件および仮定などをもとに地震波として Murdrun 地震(1968.5.16,  $\alpha_{max}$  150 gal)が用いられた。その解析結果をまとめ表-2に示した。また橋脚天端に加わるせん断力の比較を表-3に示した。

下部構造、支承、ストッパの設計に使用された水平力の分散は静的解析による全水平力を各橋脚で等分した値を設計値としているが、動的解析の結果  $P_7$  に働く最大水平力が設計値を越えているので、ストッパの減衰比を下げることにより  $P_6$  に分散して設計値内とした。なお、最大水平力を静的の水平力に安全を見て3割増しとした。

表-2 橋軸方向振動の解析値

	ストッパの減衰 (t·m/cm)	応答最大加速度 (gal)	桁すべり速度 (cm/sec)	橋脚天端最大せん断力 (t)	桁最大加速度 (gal)
$P_1$	92	185	3.14	351	181
$P_2$	184	181	2.28	432	
$P_3$	184	183	2.26	428	
$P_4$	184	183	1.64	311	
$P_5$	184	184	1.64	322	
$P_6$	184	186	1.28	257	
$P_7$	184	185	3.11	569	
$P_8$	21	177	19.18	420	

表-3 橋脚天端に加わるせん断力の比較

	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>	P <sub>6</sub>	P <sub>7</sub>	P <sub>8</sub>	合 計
ストッパーの減衰比	0.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.11	
最大水平力 (t)	351	432	428	311	322	257	569	420	3 090
分散率 (%)	11.4	14.0	13.9	10.1	10.4	8.3	18.4	13.6	
設計せん断力 (t)	412	548	646	403	410	332	518	679	3 938
分散率 (%)	10.5	13.9	16.4	10.2	10.2	8.4	13.2	17.2	

(5) 支承ストッパー

7径間連続桁であり、橋長も 440 m あるため、支承の移動量が大きいく、反力が大きいくことなどから、コロウエルドローラーシューを採用した。支承の移動量およびセット位置は次のようにした。

肉盛長さ  $L=40+l_1+l_2+l_3$  mm

セット位置  $l_s=l_1+3/4 l_2$

列車荷重作用時  $l_l=1/4 l_2$

ただし  $l_1$ : 弾性変形

$l_2$ : 塑性変形+乾燥収縮

$l_3$ : 温度変化

また、水平荷重を受けるものとしてストッパーを端支点到に2個、中間支点到に4個設けた。常時水平荷重に対しては、P<sub>4</sub>橋脚上に設けたストッパー内部の板ばね(SUP-6)で受け持たせ、地震時水平荷重に対しては各支点到に設けたストッパーのすき間を調節して分散して受け持たせるようにした(写真-2)。

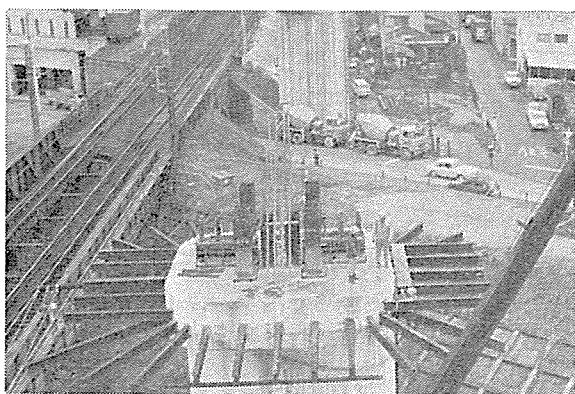


写真-2 シューおよびストッパー

4. 施工概要

実施工期は昭和47年8月1日より48年12月31日までの1年5か月である(表-4)。使用ワーゲン台数を4基とし、始めにP<sub>3</sub>、P<sub>6</sub>より施工し、河川内のP<sub>4</sub>、P<sub>5</sub>は渴水期10月~5月の間に工所用栈橋を用いて施工し、最後にP<sub>2</sub>、P<sub>7</sub>に移り、途中でワーゲン2基となり、側径間を6月~10月の間に施工する。この部分は高水敷であるが、出水期であるため、支保工を組むことができず、そのため仮支柱を用いる方法を採用した。河川管理者

表-4 施工工程表

年	47					48											
	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
P <sub>2</sub>																	
P <sub>3</sub>																	
P <sub>4</sub>																	
P <sub>5</sub>																	
P <sub>6</sub>																	
P <sub>7</sub>																	
是 箇 砂利止																	

とこの支柱についての工法および施工期間について協議を重ねた結果、河川の最悪の洪水を予測し、これに十分対処できるよう、一部支柱の形状を変更することで合意に達した。

山陽本線と近接しており、もっとも近い所で純間隔で1mほどで、飛散落下防止には常に万全を期し、防護柵、防護網の設置および重機作業の安全には細心の注意を払ってあつた。施工のうちで通常と変わった点は側径間の施工法で後で詳しく述べる。

5. 施工上の問題点

(1) コンクリート

コンクリートは、すべて生コンクリートを使用している。工程を考慮して柱頭部は普通セメント、その他のワーゲン部は早強セメントを使用した。

広島地区は骨材の確保に困難をきわめた。骨材の品質が悪くセメント量を少なくして必要強度を得るために、施工に際し、試験練りを繰り返した。細骨材について川砂使用としたが、現状では基準に合格する砂が中国地方にはごく少なく、結局、当初は江ノ川支流馬洗川産、途中より土師ダムの砂を使用した。また粗骨材に良いものが得られず、山口県錦川産の砂利を使用していたが途中からすべて碎石に変更した(表-5)。

セメントはアサノセメント、分散剤としては夏場はポゾリス No. 8、その他はポゾリス No. 5Lを使用した。

また、養生方法は、冬期はジェットヒーターとアイランブによる保温養生、夏期は散水および市道上はサラテックスの被覆養生を行った。

打設方法は柱頭部は2回打ちでコンクリートポンプ車を使用、ワーゲン部はクレーンでバケットを吊り、トラ

表-5 コンクリート示方配合

セメントの種類	$\sigma_{ek}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	粗骨材の最大寸法 (mm)	スラブ (cm)	空気量 (%)	セメント量 (kg/m <sup>3</sup> )	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/A (%)	細骨材 (kg/m <sup>3</sup> )	粗骨材 (kg/m <sup>3</sup> )	ポズリス No. 5 L (kg/m <sup>3</sup> )	備 考
早強	400	25	7±1	4.5±1	420	38.1	36.7	612	1 102	1.05	フォルバウ部コンクリートバケット使用 粗骨材砂利使用
早強	400	20	7±1	4.5±1	433	40.0	39.5	643	1 057	1.08	粗骨材砂利使用 粗骨材碎石使用
普通	400	25	10±1	4.5±1	450	37.1	38.0	617	1 055	1.125	柱頭部コンクリート、ポンプ車使用 砂利使用

ック運搬し、ベルトコンベアで落とし込みの方法を取った。

(2) 上げ越し

上げ越し量は自重、プレストレス、静荷重、鋼材応力度の減少による弾性変形と塑性変形およびワーゲンの変形を考慮して計算を行った。また、張出し架設中の下部の沈下量をケーソンの支持層より想定して上げ越し量に加えた(表-7)。

上げ越しの測量は、①コンクリート打設前、②コンクリート打設後、③プレストレス導入後、④ワーゲン撤去前、⑤ワーゲン撤去後、⑥連続桁完成後に行い、計画値と実測値を比較した。

P<sub>3</sub>、P<sub>6</sub>の上げ越し量が最終ブロック打設時、計画値と実測値に大きな差(45 mm)を生じた。

誤差を生じた原因は次のようなものが考えられる。

- 1) フライフォルバウ終了時において左右張出し長が大きく違うため(非対称モーメントが大きい)。
- 2) 橋脚が橋軸方向に対して剛性が小さい。
- 3) ケーソンの回転角による変位を考慮していない。
- 4) 橋脚が斜角のため、橋軸方向の断面2次モーメントと最小の断面2次モーメントの比が4倍もある。

対策としてコンクリートブロック約80tをカウンターウェイトとして載せ、桁連結までの間のアンバランスモーメントを少なくし、地震による橋軸直角方向のねじりモーメントに対して安全であるように、桁連結まで残すことにした。これによる応力度の変動を計算してみると、引張応力で最大-4 kg/cm<sup>2</sup>でクリープによる減少を考慮すると-3 kg/cm<sup>2</sup>程度で、これにより設計荷重時において、許容値を越えることはなかった。P<sub>4</sub>、P<sub>5</sub>については計画どおりの上げ越しで施工し、最後の数ブロックで修正を行なった。

P<sub>2</sub>、P<sub>7</sub>の上げ越しは側径間部の施工と大きく関係があり次の項で述べる。

(3) 仮支柱とアウトケーブル

P<sub>2</sub>、P<sub>7</sub>については、17ブロックまで、他と同様張出し施工をした後図-9の施工順序に従って側径間を施工している。仮支柱の構造は図-6に示すようにウェブの

下で反力を受ける(写真-3)。また高さの調節は、ジャッキ4台で基礎が沈下したためジャッキアップする。架設中の水平力については、橋軸方向は橋脚頭部に埋め込んだH鋼(350×4本)によって橋脚がとり、橋軸直角方向は張出し長さの違いにより生じるねじれを仮支柱の剛性でとるよう設計

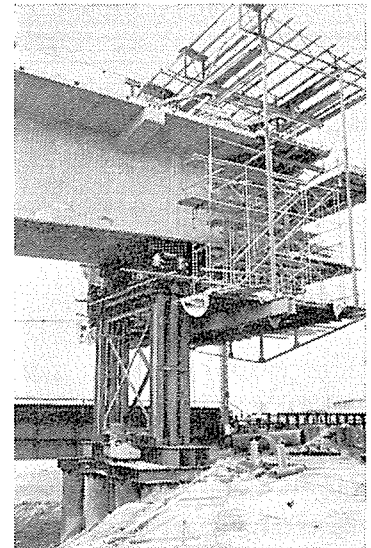


写真-3 仮支柱

されている。また、側径間施工中の桁に起る負のモーメントに対して上床版に図-7、8のようなアンカーブロックを設け、橋面上にはわした鋼棒(アウトケーブル)を緊張して張出し施工の補助とした(写真-4、5)。

仮支柱6基の施工法として(表-6)、基礎は鋼管杭φ=1 016 m/m、肉厚12 m/m、を無振動、無騒音の杭圧入機械、平林 HC 280 T パワーオイルジャッキおよびベント機械を用いて圧入した(写真-6)。

P<sub>7</sub>-J<sub>A</sub>だけは設計変更してコンクリートのベタ基礎にした。

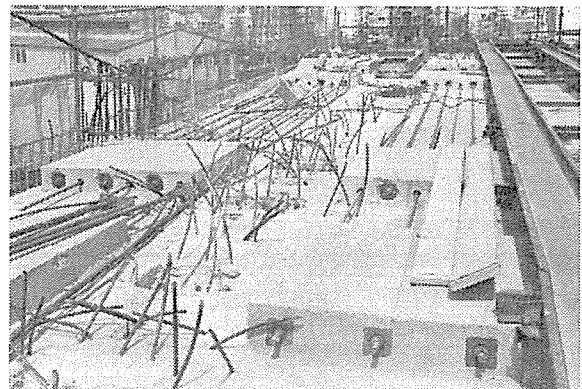


写真-4 アンカーブロックおよびアウトケーブル

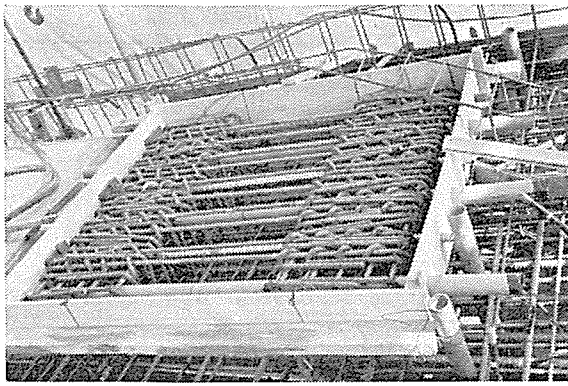


写真-5 アンカーブロック補強鉄筋

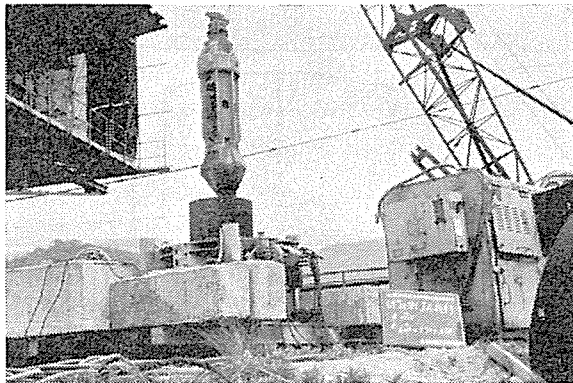


写真-6 鋼管杭圧入

支柱本体はH鋼で(図-6)、P<sub>7</sub>-J<sub>A</sub>、J<sub>B</sub> だけ出水による水の阻害率を少なくするため、鋼管支柱 φ=1016 mm、t=12.7 mm にした。

施工上の注意点として

- ① 支柱基礎の沈下状態
- ② 上げ越し量の変動
- ③ 仮支柱の反力の移行
- ④ 地震時の仮支柱の安全性

等があり、慎重に施工中である。

(4) 端部連結部

側径間最終吊支保工部施工後プレストレスを 50% 導入して自重をもたせ、P<sub>1</sub> 橋脚上のシュー、ストッパーの仮止め工を除去した後、残り 50% を導入する。

また P<sub>4</sub>、P<sub>5</sub> の張出し部施工後、P<sub>4</sub>~P<sub>5</sub> 間連結部を施工し、P<sub>4</sub>~P<sub>5</sub> 間の鋼棒の 10% を導入して自重をもたせ P<sub>4</sub>、P<sub>5</sub> の仮固定を除去する。最後に残り連結部 4 か所施工後、P<sub>2</sub>~P<sub>3</sub>、P<sub>3</sub>~P<sub>4</sub>、P<sub>5</sub>~P<sub>6</sub>、P<sub>6</sub>~P<sub>7</sub> 間の鋼棒の 10% を同時に導入する。ついで P<sub>3</sub>、P<sub>6</sub> の仮固定を除去し、P<sub>2</sub>、P<sub>7</sub> の H 鋼を切断して 5 か所の径間部鋼棒を同時に 100% までプレストレスを導入する。

表-6 仮支柱の比較

位置	設計反力	使用ジャッキ	基礎	備考
J <sub>A</sub>	850 t	250 t×4 台	鋼管 8 本 L=13.0 m	基礎の沈下量 40 mm
P <sub>2</sub>	J <sub>B</sub> 950 t	300 t×4 台	鋼管 8 本 L=15.0 m	沈下量 80 mm
J <sub>C</sub>	1100 t	300 t×4 台 P <sub>7</sub> -J <sub>A</sub> 転用	鋼管 8 本 L=15.0 m	沈下量 135 mm
J <sub>A</sub>	650 t	300 t×4 台	ベタ基礎 5.0×10.0×2.0	沈下量 7 mm
P <sub>7</sub>	J <sub>B</sub> 850 t	250 t×4 台 P <sub>2</sub> -J <sub>A</sub> 転用	鋼管 8 本 L=14.0 m	鋼管の圧入にベノ ト機械使用沈下量 25 mm
J <sub>C</sub>	800 t	300 t×4 台 P <sub>2</sub> -J <sub>B</sub> 転用	鋼管 8 本 L=17.0 m	市道を跨ぐ構造で 沈下量 35 mm

(5) 架 違 い

当初、太田川橋梁博多方側径間を施工終了後、合成桁を架設する計画であったが、騒音等の問題より、合成桁をPC単純箱型桁を採用することになった。また、工期の関係から単純桁を先に施工し、後で連続桁の端部を施工しなければならなくなった。そのため桁端部の形状、施工空間を変更する必要が生じた。

対策は以下のようなものである。

- a) 緊張空間は、ジャッキ、プルロッドおよび鋼棒の伸び量( $l_{max}=907$  mm) を考慮して 1.0 m とした。
- b) 桁端定着鋼棒は長さが 60 m ほどになり、かつ曲げ上げ角度も大きく過去の施工例から見ても、当然摩擦係数が大きくなるため打撃が必要となる。桁本

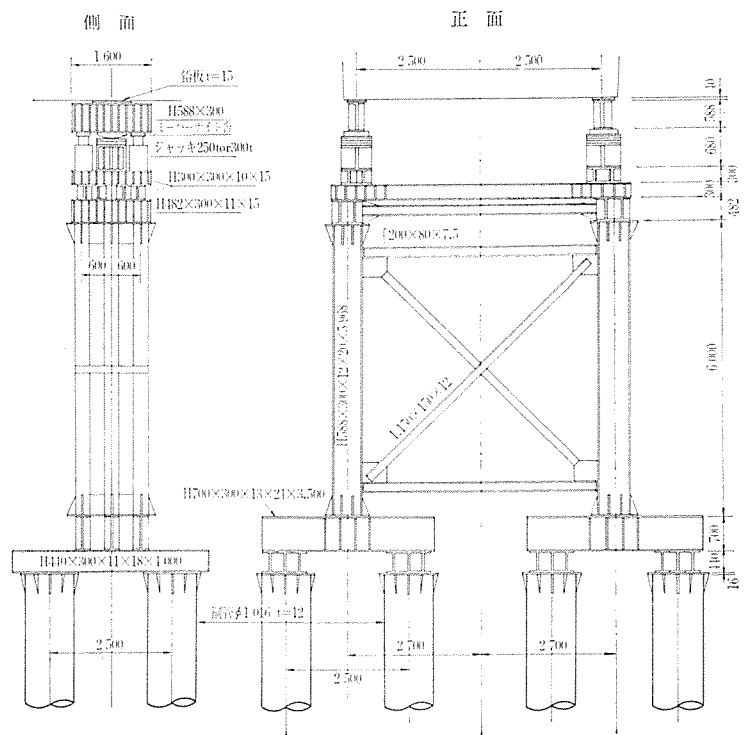


図-6 仮支柱 P<sub>2</sub>-J<sub>A</sub>

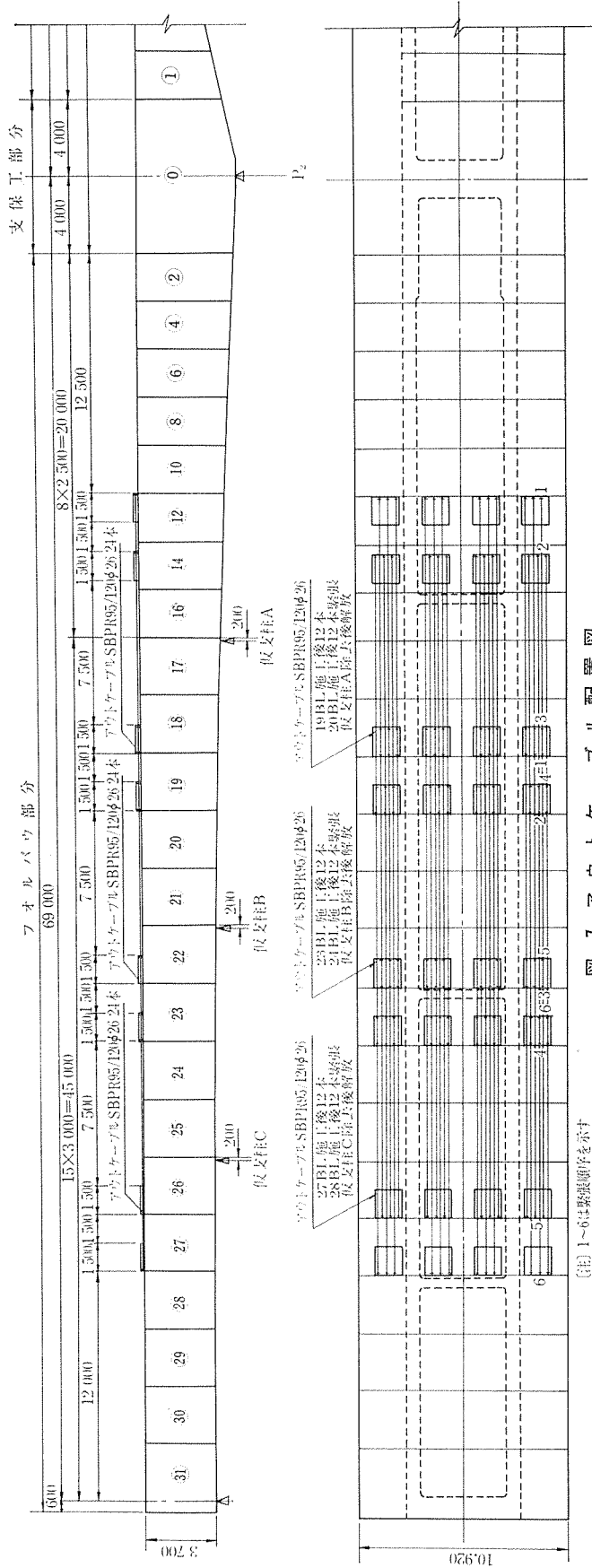


図-7 アウトケーブル配置図

(注) 1-6は緊張順序を示す

表-7 下部工の沈下量

橋脚	予想沈下量 (mm)	実沈下量 (mm)	自重反力 (t)	ケーソン底面地質状態
P <sub>2</sub>	15	10	1 650	砂
P <sub>3</sub>	15	16	1 550	シルト混り砂
P <sub>4</sub>	5	7	1 650	玉石混り砂礫
P <sub>5</sub>	5	9	1 650	玉石混り砂礫
P <sub>6</sub>	5	4	1 550	砂礫
P <sub>7</sub>	2.5	3	1 500	風化花崗岩

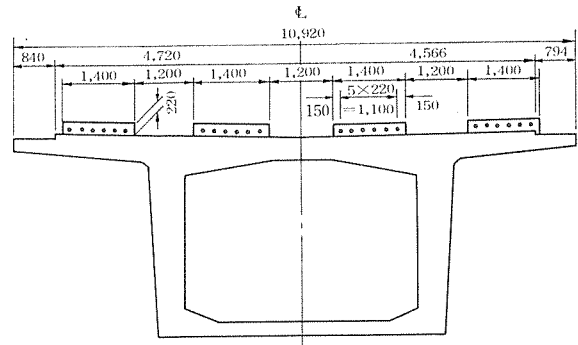


図-8 断面図

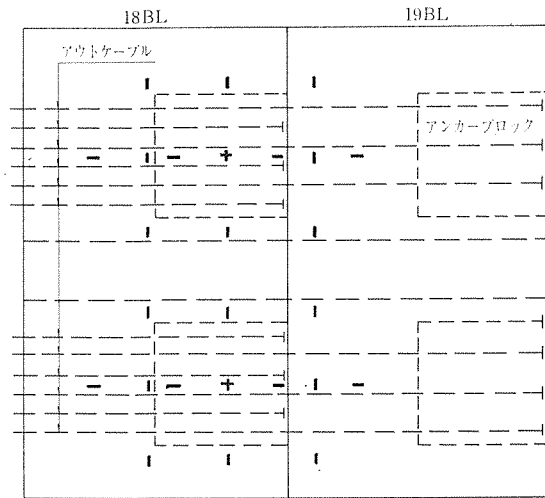


図-9 応力測定位置

体の応力を考慮して桁端上部のみ切欠きを設け、緊張本数 48 本中 24 本だけ打撃できるようにした。

c) 打撃不可能な鋼棒は当然プレストレス不足になる。過去の施工例（那珂川橋梁、天草橋梁）より、摩擦係数は打撃なしの場合  $\mu=0.5$  程度と思われるのでこれに対するプレストレス不足に対して 6 本入れることとした。位置は鋼棒圆心を変えないように腹部に 4 本、下スラブに 2 本入れた。

d) 緊張空間 1.0 m 部分は、端部桁高が高いこと、接合工の問題等を考えて連続桁の端部を緊張後打ちだし、安全のため鋼棒でプレストレスを与える構造

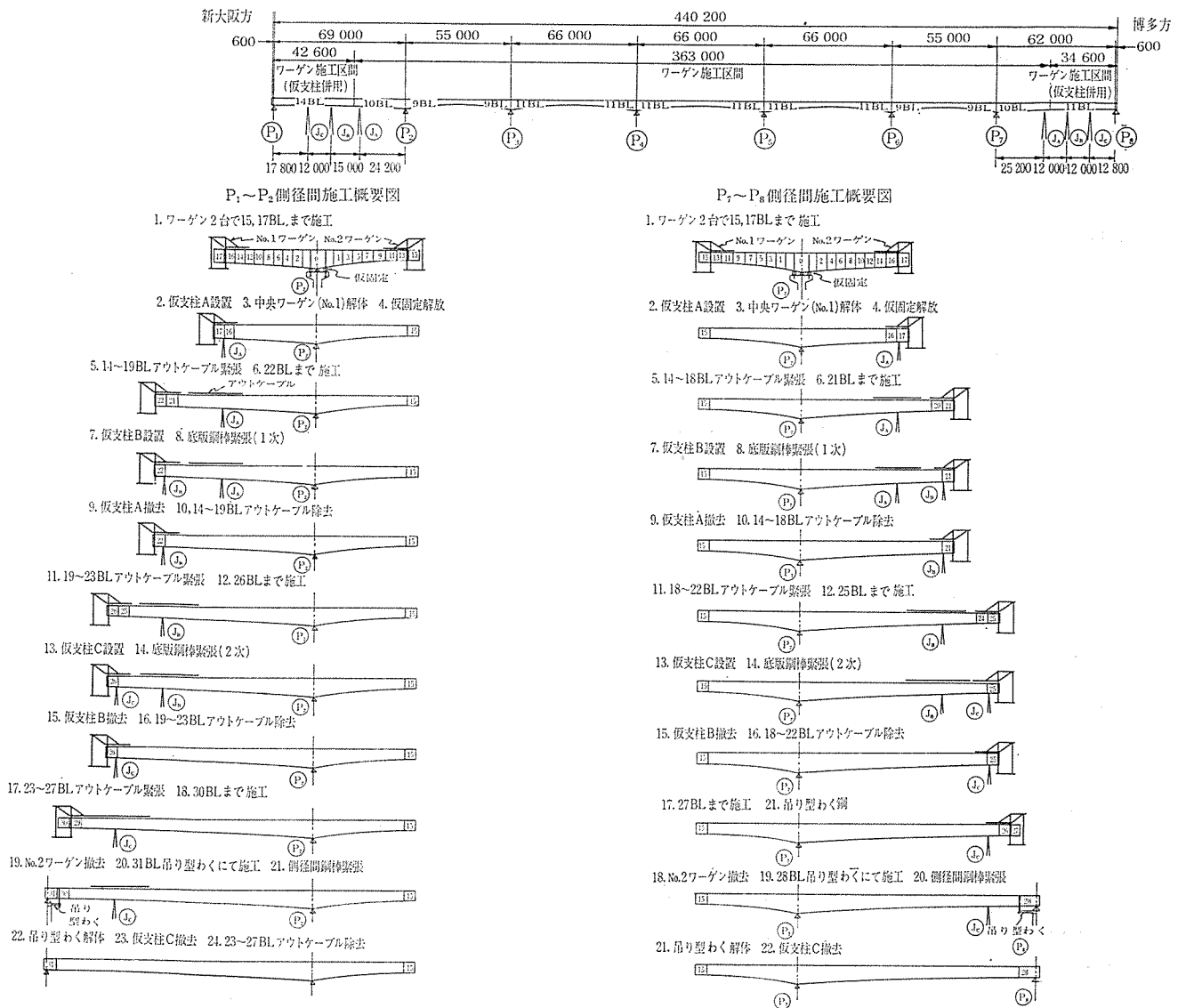
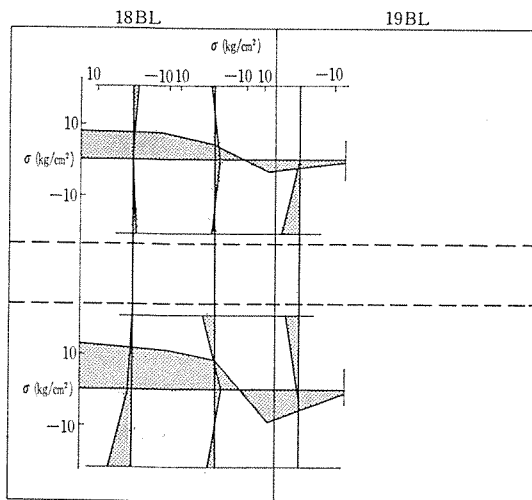
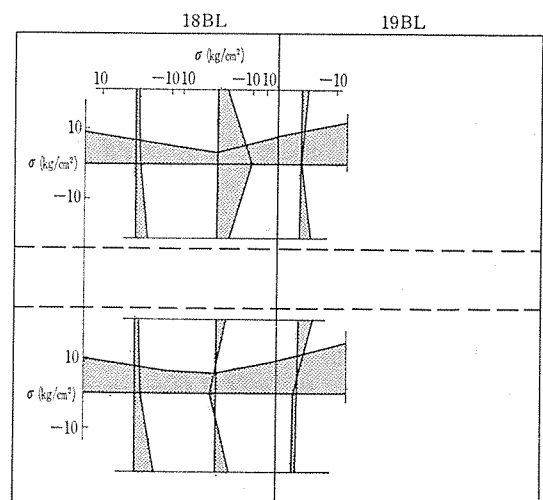


図-10 側径間施工概要図



18 BL アウトケーブル 12 本緊張  
図-11 (a) 応力図



19 BL アウトケーブル 12 本緊張  
図-11 (b) 応力図



報 告

とした。

(6) 床版部応力測定

アウトケーブルのアンカーブロックを図-7のように上床版上に設けた。ここでアウトケーブルを緊張した場合、アンカーブロック近辺にどのような局部応力が生じるか不明な点が多い。設計時に有限要素法および版に対する Homberg の影響面で検討したが、実際の応力がどうなっているか測定してみた。測定位置および測定結果

の一部を図-9, 11 に示す。

詳しい報告は次の機会にゆずりたい。

6. あとがき

以上で今回の報告を終る。橋梁はすでに80%以上完成している。最後のむずかしい施工を残し、慎重に施工を行い、関係者一同十分満足のゆく橋梁を完成させたい。

1973.8.1・受付

「プレストレスト コンクリート構造物の設計法と現況」発売について

本書は、I. プレストレスト コンクリートの性質、II. プレストレスト コンクリート用材料、III. 設計法の基本、IV. 土木構造物の設計計算例、V. 建築構造物の設計計算例、の5章よりなり、プレストレスト コンクリートについての入門書としてさきに本協会が行いました講習会のテキストとして刊行したものです。

購入ご希望の方は代金を添え協会までお申込み下さい。

定 価：1 000 円 (〒 200 円)

東京製鋼製品



鋼線・鋼より線  
BBR工法鋼線  
多層鋼より線 (19~127本より)

製造元 東京製鋼  
発売元 東京製鋼

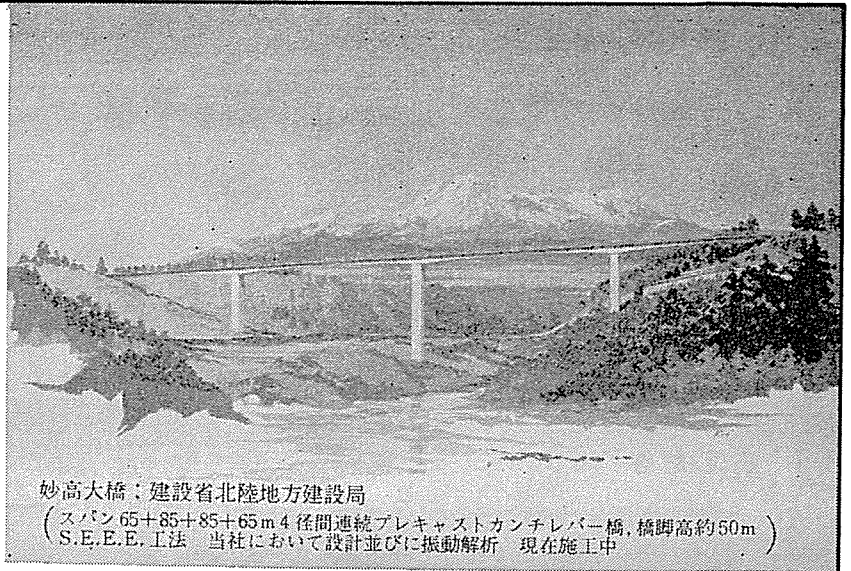
東京都中央区日本橋室町2丁目8番地 古河ビル四階  
電 話 (211) 2 8 5 1 (大代表)

• 技術提携会社

フランス. S.E.E.E 社  
G. T. M. 社

• 関連会社

アメリカ. STRESSTEEL社



妙高大橋：建設省北陸地方建設局  
(スパン65+85+85+65m 4 径間連続プレキャストカンチレバー橋、橋脚高約50m)  
(S.E.E.E. 工法 当社において設計並びに振動解析 現在施工中)

取締役会長	加藤三重次
工学博士	巽千代造
取締役社長	上野博
取締役技術部長	森元峯夫
取締役技術設計部長	山内一郎
技顧	



# 新構造技術株式会社

本社 東京都新宿区内藤町1番地(渋谷ビル) 電話 (03)(354) 3851番 (代表) 160  
工場 神奈川県厚木市戸田長淵2514番 電話 (0462)(22) 2199・3418番 243  
大阪事務所 大阪市西区靱本町2-86(西本町ビル) 電話 (06)(443) 7665番 550

PC長大橋梁に  
豊富な経験

山陽新幹線  
芦田川橋りょう

# オリエンタルコンクリート株式会社

取締役社長 東 善 郎

東京都千代田区五番町五番地 TEL (261)1171(代)