

山陽新幹線錦町架道橋の設計施工

本田 修一* ・大石 辰雄**
 宮坂 慶男*** ・片山 伸雄**

1. 概 要

山陽新幹線錦町架道橋は、図-1 に示すとおり、徳山駅より博多方へ約 2 km、新大阪起点 390.433 km に位置し、国道 2 号線および市道をまたぐ中央径間 88 m、延長 176 m の 3 径間連続 PC 桁による鉄道橋である。

下部構造は、ケーソン基礎の橋脚 3 基、直接基礎の橋台 1 基よりなり、基盤は風化花崗岩である。

上部構造は、図-2 に示す複線 1 室断面の箱桁で、フレシナー工法を採用し、全径間にわたり地上よりステージングを組み、製作架設した。

本橋の特徴は、国鉄におけるフ

レシナー工法の鉄道橋として中央径間が最長で、鋼より線 12 T 15.2 m を使用すること、国道の交通を止めずに車線を切り替えて短期間に完成させるためにブロック

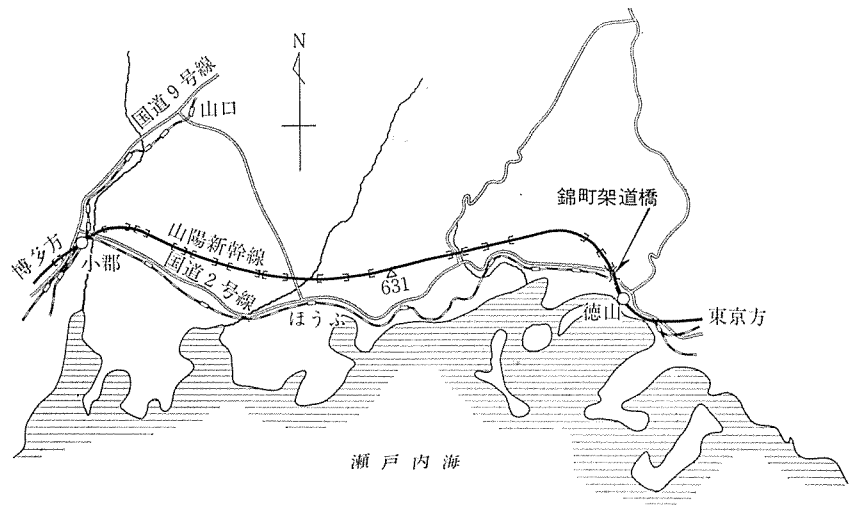


図-1 (a) 位置図

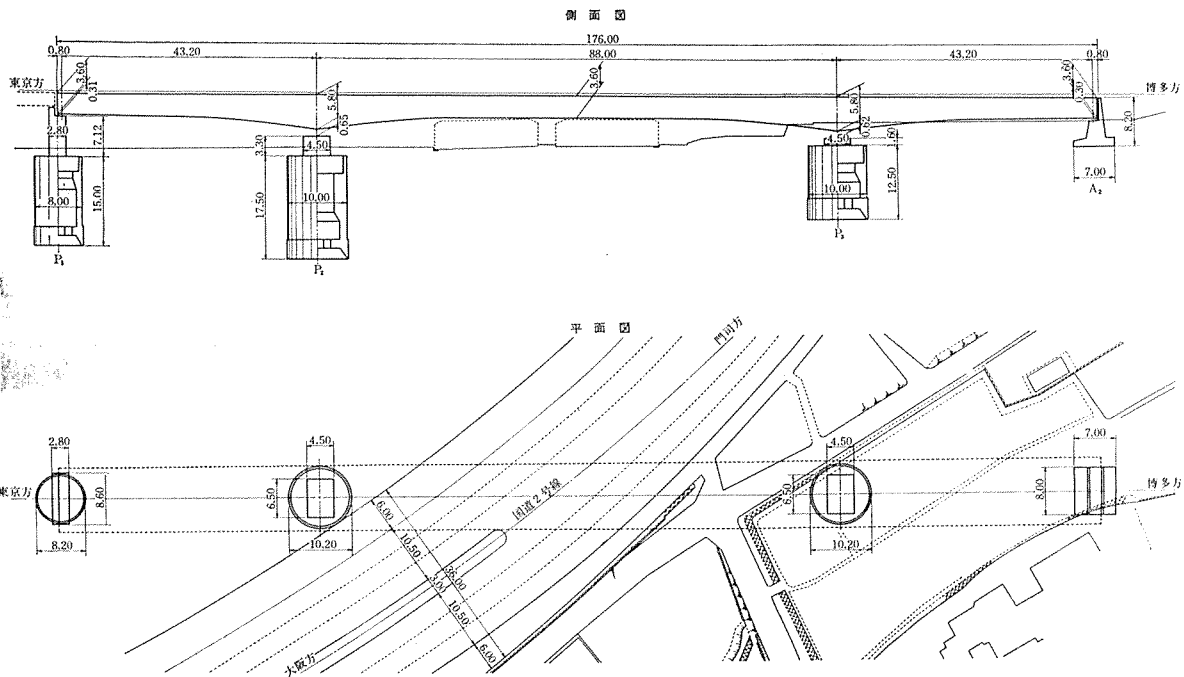


図-1 (b) 一般図

* 国鉄下関工事局 次長 ** 国鉄構造物設計事務所 *** 国鉄構造物設計事務所 主任技師

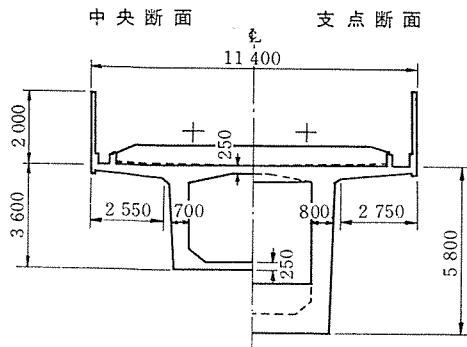


図-2

に分けて施工としたこと、等である。

2. 橋梁形式の選定と工法

当地区では、山陽新幹線が国道2号線と約39°で交わりスパンが長くなる。中央分離帯をつくり橋脚を設けるのは、道路交通の安全面から好ましくない。市街地であるため、騒音対策上鉄桁は好ましくない、等の条件を考慮し、道路管理者、および地元と協議した結果、3径間連続PC桁を採用することとした。桁高は縦断勾配と国道のクリアーから中央部と端部で3.6m、柱頭部で5.8mとしたのである。

架設方法は、カンチレバー方式による施工では中の桁下高が不足すること、および短期間であることから、ブロックに分けてステージングによる「フレシナー工法」を採用することとした。

下部構造は国道、市道に近接した1P、3Pを埋設管、および地下水位が高いことを考慮してニューマチックケーソン基礎とし、他を直接基礎とした。

表-1 に主要工事数量を示す。

表-1 主要数量

種 別	数 量
コンクリート	2 420 m ³
型 枠	6 060 m ²
PC 鋼 線	106 t
PC 鋼 棒	3 t
鉄 筋	28 t
シ ュ ー	210 t
ス ト ッ パ ー	8 基
	6 基

3. 設 計

上部工は、経済性、および施工性について58m+88m+58m、と44m+88m+44mのスパン構成を比較設計した。この結果、44m+88m+44mの3径間連続変断面PC箱桁を採用することとした。主桁は、下路形式、中路形式、複線2室箱形、等については施工性、お

よび、使用材料において複線1室より不利である、と予測されたので比較設計の対象としなかった。

本橋梁は、設計施工期が極端に制限されたため下に述べる二、三の特殊条件があった。すなわち、本橋梁起点側に隣接架設されるI形PC桁の架設時期が不確定であるから、連続桁の起点側桁端からこの桁に配置された主ケーブルを緊張できる場合と、緊張不可能の場合とについて考えておくこと。国道振り替え、その他の条件によって設計上のブロック割りを変更しなければならない可能性があること。さらに、下部構造完成直後に上部工の施工に着手するため、橋台、橋脚の推定沈下量の値に大きな誤差を生ずるおそれがあること、および、中央スパン長に対する側スパン長比が小さいので、設計荷重用時に連続桁の端支点到負の反力を起こさせないよう配慮する必要のあったこと、等であった。

連続桁の支承構造は、地質の変化を考慮し、橋台、橋脚高さの不均一、反力の大きさ、橋体完成後に起る主桁支点的移動、等に対処できる、全方向回転自由のベアリングプレートシューとし、ストッパーは、常時の制動始動荷重、およびロングレール荷重を1基の特定ピアーに伝え、地震の影響は2基の中間ピアーへ伝える、地震力分散方式の構造とした。

(1) 主な設計条件と特殊な仮定

本橋の設計条件を次に示す。

軌道線形：直線（起点側径間部分は緩和曲線）、線路勾配 12/1 000

列車荷重：N-19, P-19（山陽新幹線標準活荷重）

衝撃係数：側径間 0.246, 中央径間 0.157

地震係数： $K_H=0.15$, $K_V=0$

設計スパン：43.2m+88.0m+43.2m

主桁コンクリート： $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$

PC鋼材：主ケーブル 12-T 15.2 (SWPR-7A) 上スラブ横縮鋼棒 $\phi 26$ (SBPR 95/110)

プレストレス減少に関する諸係数

	クリープ係数	乾燥収縮度	E_P/E_C
コンクリート	1.2	9×10^{-5}	5.71
連続系完成直前			
リート	2.0	15×10^{-5}	5.71

主ケーブル： $\mu=0.3$, $\lambda=0.04$, 定着時すべり 10mm, $E_P=2.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

橋体施工中の地震係数： $K_H=0.15$, $K_V=\pm 0.05^*$

構造解析：線路方向は3径間連続の線形部材、直角方向は下スラブ両下面を点支持されるラーメン構造。

(2) 主桁基本構造

標準設計の新幹線用複線1室PC箱形桁に準じ、図一

* 印は中間ピアーに埋め込んだ施工用カンチレバーPC鋼棒の引抜力を算出する場合に限り適用した。

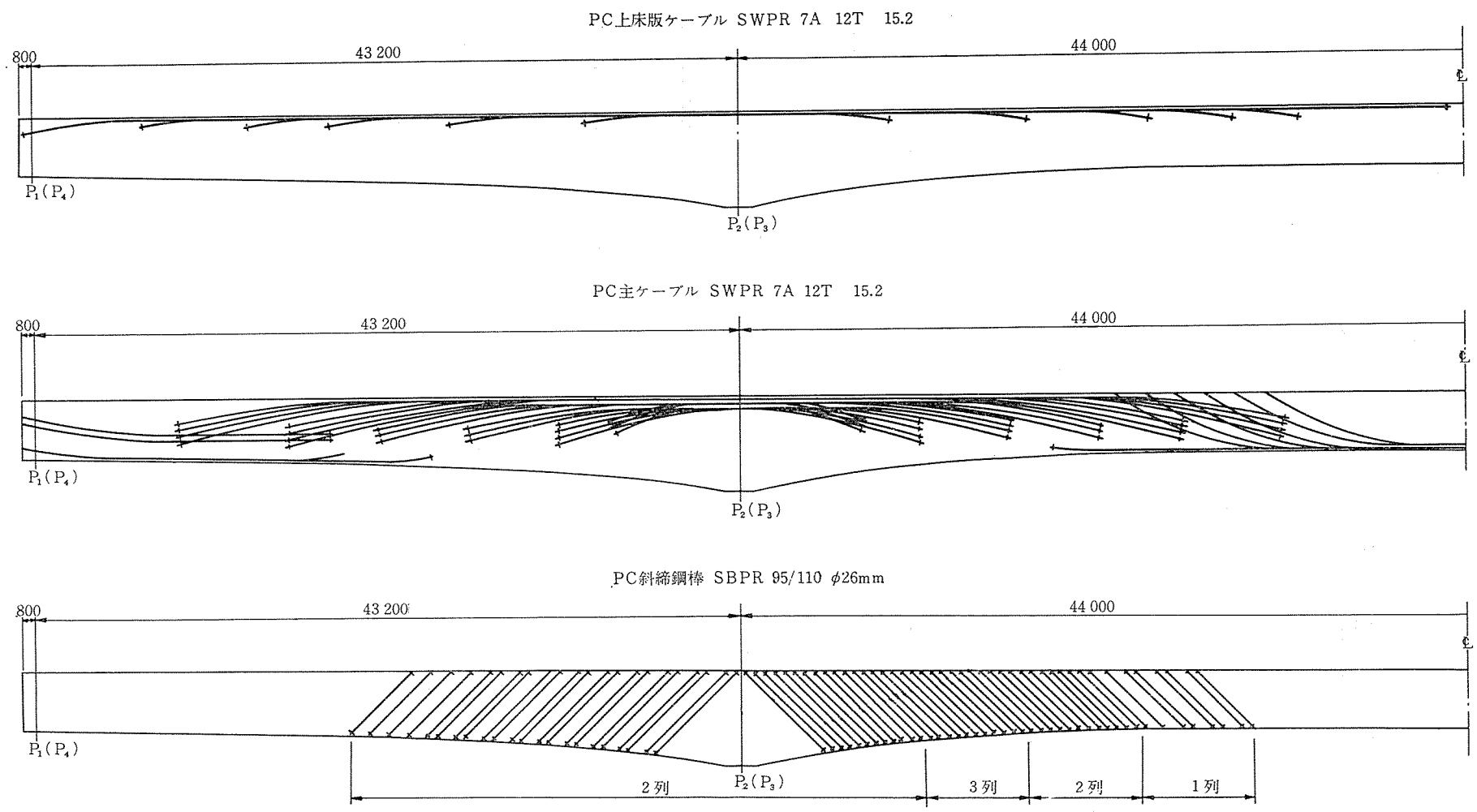


図-3 PC 鋼 線 配 置 図

36

ア
ラ
ス
ト
コ
ン
ク
リ
ー
ト

2 に示す形状とした。

ウェブ厚は、ラーメン節点モーメントによって起るコンクリート応力度が過大とならないこと、コンクリート締め作業員がウェブ内に入って作業ができること、主ケーブル用シースの水平配列にゆとりをもたせること、等の理由により、主桁スパン中央部断面において 70 cm とした。

上スラブ先端厚は、防音壁に作用する水平力を地覆を介して橋梁本体に伝達させるため 25 cm とした。この値は横締鋼棒定着スペースとして十分である。

上スラブの横締鋼棒は、主桁全長にわたり $\phi 26$ (95/110) を 60 cm 間隔とした。PC 鋼棒の配置形状は、プレストレスモーメントを有効に得るため波打ちとした。下スラブは直接外力をうけないので RC 構造とした。

主桁の中間支点断面は主ケーブルの数が最大となるのでウェブ厚さを、スパン中央断面より 10 cm 厚くした。1 ウェブあたり 2 本の斜鋼棒を並列配置したので、ウェブ厚 80 cm は最小限の値である。

主桁側面形状の、中間支点からスパン中央へ、あるいは、端支点へ向って桁高をしぼる形状は、直線、 n 次曲線、 \sin 曲線、等いずれでもよいが、本橋梁では桁下空頭に制限をうけることを考慮して、他の山陽新幹線 PC 連続桁と同様に 3 次曲線とし、スパン中間部、および、桁端部に直線区間を設けた。この形状について美観上好ましい、好ましくない、との相反する意見があった。

隔壁はすべての支点位置と、側径間に 2 箇所 (隔壁間隔 13.2~15 m)、中央径間に 5 箇所 (隔壁間隔 14~15 m) 設置した。中間支点隔壁厚さは 2 m、端支点隔壁厚さは 1.4 m、スパン中間部の壁厚は 0.5 m とし、すべての隔壁に幅 2 m、高さ 1.4~1.8 m の通路用孔を設けた。なお、これらの隔壁が及ぼす主桁への耐力効果は、設計計算上具体的評価をしていない。

(3) 主ケーブルの設計配置計画

主ケーブル配置計画は、大断面桁、大きな施工ブロック割、等の特殊性を考慮して、次の原則によった。

- 1) 主ケーブル 1 本の長さは両引きの場合 80 m、片引きの場合 40 m 程度を目標とする。
- 2) 緊張前の主ケーブル定着具をコンクリート中に埋め込むデッドアンカーは認めない。
- 3) シース径 70 mm
- 4) 主桁の任意断面における主ケーブル定着本数は 8 本以下。
- 5) シースかぶりは 7 cm 以上 (ただし、直接列車荷重をうける上スラブを除く)。シース間のあきは、鉛直 16 cm 以上、または 2 本束ね。水平方向は 12 cm 以上。
- 6) 主ケーブルの主桁下面定着は認めない。列車荷重

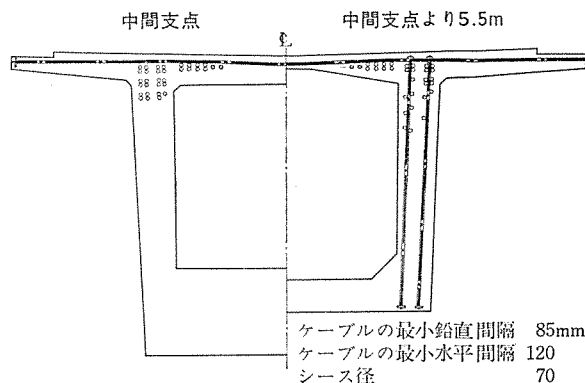


図-4 ケーブル配置図

による主桁コンクリートの曲げ応力変動の大きい場所での主ケーブル定着はなるべくさける。

7) 橋面荷重によって起る主桁モーメントが負の値となる区間での主ケーブルの上面定着は極力さける。

8) スパン中間部のウェブおよび Box 内面に定着する主ケーブルの定着角はおおのの面に関して鉛直角 10° とする。ケーブル配線は 図-3, 4 参照されたい。

(4) 主桁設計結果諸数値

中間支点における主要な設計数値は、断面積 18.8 m^2 、主ケーブル全本数 66 本、全緊張力 $10\,800 \text{ t}$ 、プレストレスモーメント $28\,700 \text{ tm}$ 、全設計荷重モーメント $36\,400 \text{ t}\cdot\text{m}$ である。その他の設計断面におけるプレストレス、および諸数値は 図-5 に示したとおりである。

中間支点付近の主桁ウェブにおこる破壊荷重による斜引張応力度は -25 kg/cm^2 を上まわった。したがって、1 ウェブあたり並列 2 本の PC 斜鋼棒 ($\phi 26$, 95/110) を橋軸方向 60 cm 間隔、鉛直角 45° に配置した。この結果、ウェブに起る斜引張応力 ($\sigma_I \cdot A_c$) に低抗させるスターラップは不要となり、斜鋼棒を配置していない区間では、ウェブのコンクリートの同応力度が -25 kg/cm^2 より小さな値となっている。

ウェブの斜引張応力度は、次により求めた。

主桁ねじりモーメント算出に用いた、主桁のねじり剛度 I_t

$$I_t = I_{tS} + I_{tB}$$

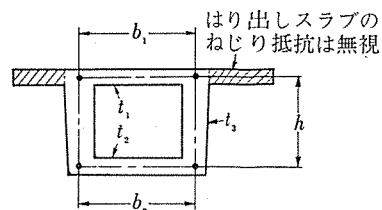
ここに、

$$I_{tS} = \sum r \cdot b \cdot t^3$$

$$r = \frac{1}{3} - \frac{64}{\pi^5} \cdot \frac{t}{b} \left(\tan h \frac{\pi b}{2t} + \frac{1}{3^5} \tan h \frac{3\pi b}{2t} + \frac{1}{5^5} \tan \frac{5\pi b}{2t} + \dots \right)$$

$$I_{tB} = \frac{4A^2}{c}, \quad c = \frac{b_1}{t_1} + \frac{b_2}{t_2} + 2 \cdot \frac{h}{t_3}$$

ねじりせん断応力度: τ_{ti}



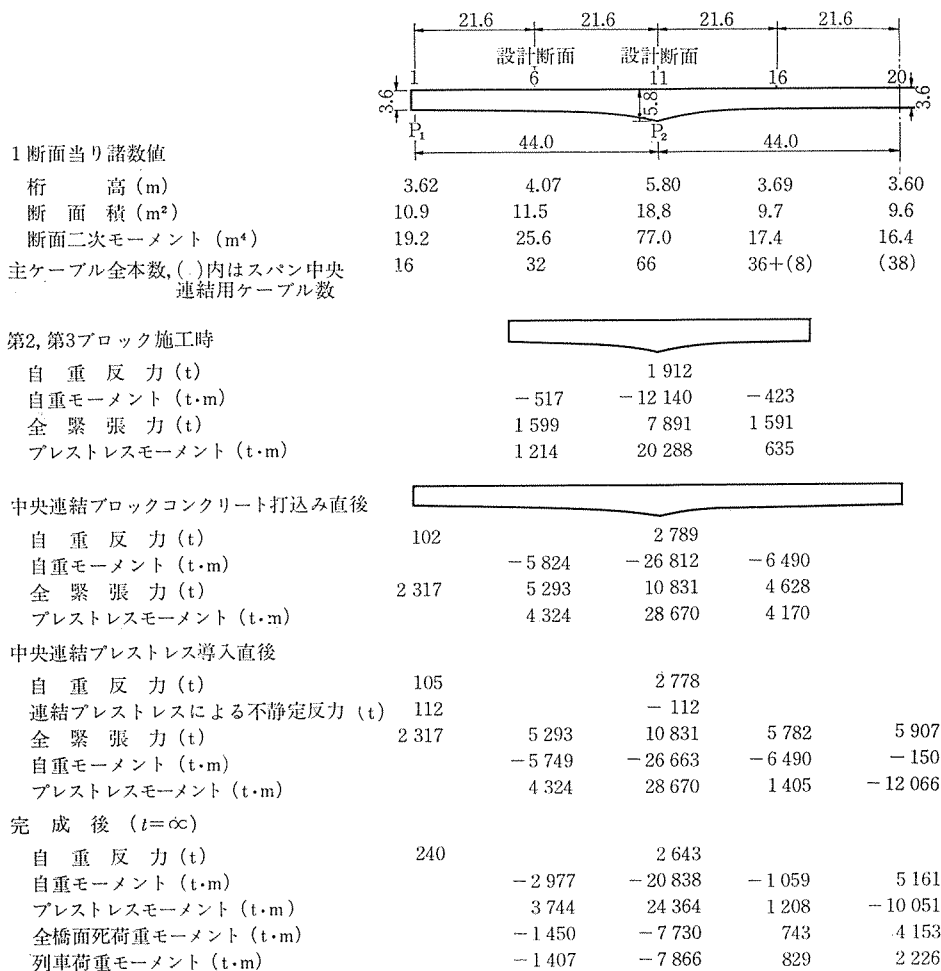


図-5 設 計 諸 数 値

$$\tau_{ti} = \frac{M_t}{2b_i \cdot A_C}$$

ここに,

$$A_C = \frac{1}{2}(b_1 + b_2) \cdot h$$

M_t : ねじりモーメント

斜引張応力度: σ_I

$$\sigma_I = \frac{\sigma_C + \sigma_{xP} + \sigma_{yP}}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_C + \sigma_{xP} + \sigma_{yP})^2 + 4(\tau_C - \tau_P)^2}$$

ここに,

$$\sigma_{xP} = \frac{\sum P_e \cdot H \cdot \cos^2 \phi}{x \cdot A \cdot \sin \phi}$$

$$\sigma_{yP} = \frac{\sum P_e \cdot H \cdot \sin \phi}{x \cdot \sum b}$$

$$\tau_P = \frac{\sum P_e \cdot H \cdot Q \cdot \cos \phi}{x \cdot I \cdot \sum b}$$

σ_{xP} : 主 P C 鋼材, および, せん断 P C 鋼材による
プレストレス荷重の合成応力度

σ_{yP} : せん断 P C 鋼材のプレストレスによる鉛直荷
重応力度

τ_C : せん断応力度

τ_P : せん断 P C 鋼材のプレストレスによるせん断
応力度

P_e : せん断 P C 鋼材の緊張力

ϕ : せん断 P C 鋼材の配置角度

(5) シュー, ストッパーの設計

本橋のシュー, および, ストッパーはこれらを所定の位置に据え付けたのち橋体施工するため, プレストレスによる桁の弾性変形, クリーブ変形, 乾燥収縮, および温度変化の影響をうける。支点移動量の計算にあたっては, 実際移動量が設計移動量を大きく上まわっても安全であるように, 十分余裕をもつようにした。表-2 は弾性変形, クリーブ変形, 乾燥収縮, および温度変化による設計移動量を示す。表-3 は橋梁施工段階別にみた支点移動量である。

支点移動量の計算に基づいて, シュー据付時のソールプレートとベットプレートの中心を表-4 のとおり偏心させた。

シュー形式は, 大反力, 線路方向の支点移動量が大きい, 橋脚水平変位 (橋軸方向, 直角方向) が生じうる等

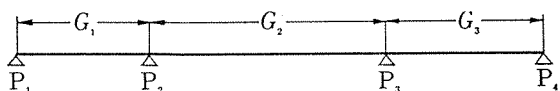
の理由によりベアリングプレートシューを採用した。

材質は、可動側ソールプレート、ベットプレートに SCC 3 A, 固定側ソールプレート、ベットプレートに SCMN 2 A, 支承板はいずれも BP 1, その他の付属部品は SS 41, または同等以上の機械的性質を有する鋳造品とした。固定、可動両シューのソールプレート、およびベットプレートの材質をかえたのは、固定シュー反力が大きいので許容応力の高い材質を用いてシューを小さくしたからである。

シュー据付時に、ベットプレート下面にてん充する充てん材が十分ゆきわたるようになるため、ベットプレート下面は、ベットプレート中心から、その外周へ向って

表-2 桁の設計移動量 (cm)

項 目	G_1, G_3	G_2	記 事
プレストレスによる弾性短縮	$\delta_E=0.74$	1.51	$\sigma_G=60 \text{ kg/cm}^2$ とした。
クリープ変形	$\delta_C=1.48$	3.02	$\varphi=2.0$ の場合
乾燥収縮	$\delta_S=0.65$	1.32	$S=15 \times 10^{-5}$
温度変化	$\delta_t=\pm 0.43$	± 0.88	



(注) P_3 シューは常時水平荷重にたいして固定となる。

上向きテーパをつけた。

シュー設計の結果、外形寸法、重量は表-5のとおりである。

本橋は橋脚高が不均一であり、表-6 に示すとおりのおおのの支点反力値に大差があるので、1基のピアーに地震時の水平力を全部負担させることは不経済である。

したがって、列車の始動、制動荷重、およびロングレール縦荷重は1基の橋脚に、地震時水平力は2基の中間ピアーに伝達させる地震力分散方式ストッパーとした。ただし、各シュー鉛直反力によって起る摩擦抵抗荷重はそれぞれのピアーに作用する。

4. 施 工

錦町架道橋における施工の特徴、問題点、あるいは失敗例、対策、等のいくつかを重点的にみながら施工法を述べる。

(1) 施工順序、工程

本橋は、すべてステージングにより施工するため、国道の車線切替えを要する。図-6 に施工順序を、図-7 に国道切替えの順序を示す。

車道をう回させるため、中央分離帯を撤去し、歩道の大部分を仮車道として改築を行った。歩道下には各種埋設管、ケーブル等があるため、おおのの所有者と協議

表-3 施工段階別にみた支点の設計移動量 (cm)

項 目	P_1	P_2	P_3	P_4	記 事
シュー据付後橋体完成までの移動量	1.3	0.9	0	0.4	$\varphi'=0.24$
シュー据付から初列車載荷までの移動量	4.8 ± 1.3	3.3 ± 0.9	0	1.6 ± 0.4	$S'=0.2 \cdot S$
初列車載荷からクリープ終了時までの移動量	2.6	1.7	0	0.9	
シュー据付後の最大移動量	7.4 ± 1.3 $\pm 1.2^*$	5.0 ± 0.9 $\pm 1.2^*$	$\pm 1.2^*$	2.4 ± 0.4 $\pm 1.2^*$	

注: 1. * 印は地震時に限って生ずる移動量

2. 移動量には橋脚の水平変移を含まない。作用荷重による桁支点の回転によって生ずる移動量も含まない。

表-4 シューセット量 (e) とその後の移動 (cm)

項 目	P_1	P_2	P_3	P_4
据 付 時	4.0	3.0	0.0	2.0
初 列 車 載 荷 時	-0.8	-0.3	0.0	0.4
ク リ ー プ 終 了 時	-3.4	-2.0	0.0	-0.4

注: 1. 温度変化による移動量は含まない。

2. 一負号は図に示すソールプレート中心がベットプレート中心に関して反対側へ移動したことを示す。

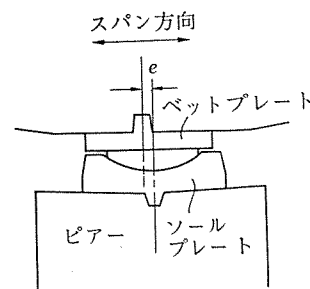
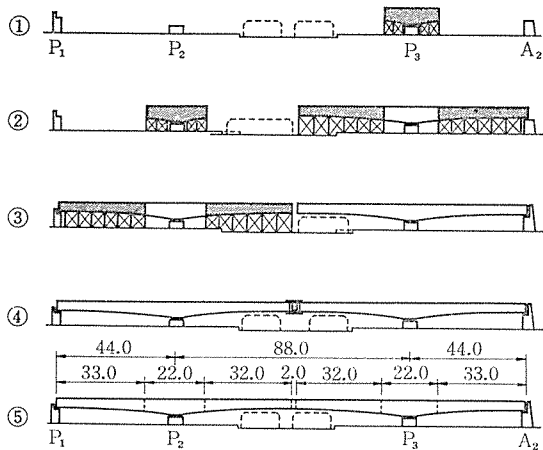


表-5 シュー寸法、重量 (mm, t)

	P_1, P_4	P_2, P_3
シュー平面寸法	700×700	1600×1600
シュー高さ	310	620
シュー1組重量	1.019, 0.908	11.839, 10.973

表-6 反力と橋脚高 (t, m)

	P_1	P_2	P_3	P_4
1ピアーあたり全死荷重反力	640	4080	4080	640
ケーソン底面よりシュー座までの距離	22.2	16.8	14.1	3.7



- ① 3P柱頭部を施工，仮シュー、仮締鋼棒により橋脚に仮固定する。
- ② 国道を2P側に切替え，3P側の張出し部を施工する。2P柱頭部を施工する。
- ③ 3P側の完了部分の下へ国道を切替え，2P側の張出し部を施工する。
- ④ 吊支保工により連結工を施工する。
- ⑤ 完了時。

図-6 施工順序

のすえ、コンクリート床板を打ち、その上にアスファルト舗装することで合意に達した。協議相手が多く相当の日数を要した。表-7 に実施工程表を示す。

(2) 支 承 工

中間支点のシューは、上部工反力 2000 t を支えるのでセットには確実な施工が必要である。そのため、注入材としては強度が高く、施工性のよい、ポリエステル樹脂系のポリテックスを使用した。シューの据付けにあたっては樹脂ライナーを敷いて高さの調節を行った。

下部工の施工において、アンカーボルトの箱抜きには鉄筋かごを固定し、その中に発泡スチロールを埋め込んだが、この発泡スチロールの撤去が簡単ではなかった。今後は径の大きいスパイラルシースを使うのも一つの方法ではないかと思われる。

(3) 支保工，型枠工

支保工基礎にはぐり石を突き固め、厚さ 20 cm の基礎コンクリートを打設した。

支保工は 図-8 に示すビティ枠を使用し、まくらぎの橋軸方向の間隔は地盤支持が約 8 t/m² であることから 0.4 m、および 0.6 m とした。型枠は合板を使用し、間隔材は丸セパレーターのほか、安全のため φ23 mm 鋼棒を 2 m ピッチで使用し、補強した。

(4) 鉄筋ケーブル組立て

下床版上側の鉄筋のように、スターラップ、斜鋼棒のセット後では 1 本ものとして入らない鉄筋がでてくるので、並列している鉄筋では組立て順序に注意を要する。また、局部的に補強筋が多いと鉄筋が重なるところで

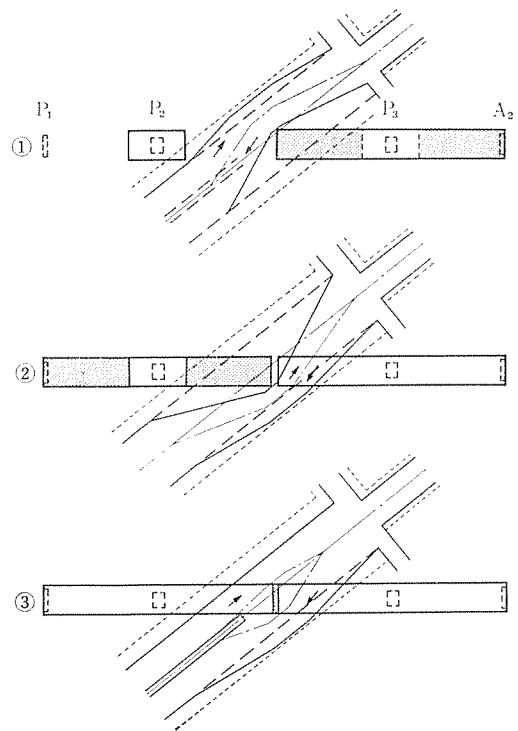
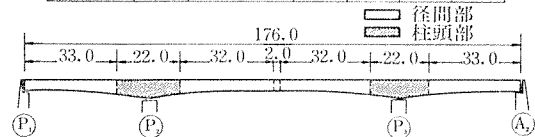


図-7 道路切替順序

表-7 錦町架道橋上部工工程表

位置	月	1	2	3	4	5	6	7
P ₃		■		■				
P ₂					■		■	
連結工								■



てくる。コンクリートの打設が非常に困難な場合もあったが、これはあらかじめ径を変更してこの部分の鉄筋断面積を考慮して、本数を減らす等今後の課題であろう。

本橋は、施工ブロックが長いので、主ケーブルはボックス内に腹出しして定着する。そのため、各定着部でケーブルとスターラップが交差し、ボックスラーメンとしての配筋に支障をきたす。そこで腹出し部を下床板まで伸ばし、 図-9 のとおりスターラップの補強を行った。

一般に、PC桁では配筋図にPCケーブルの配置が示されていないため、場合によっては施工に際し、互いに支障する鉄筋が数多くなる。ときにはフックの向きが限定されているため、組立て順序の決まるものもでてくる。

また、設計図は断面的に解っていても平面的なケーブル配置については解りにくいものが多い。

施工段階で、各断面ごとにケーブル配置図をつくり、手もどりのないよう作業を進めてゆくわけであるが、図面どおり配置できない場合もあった。

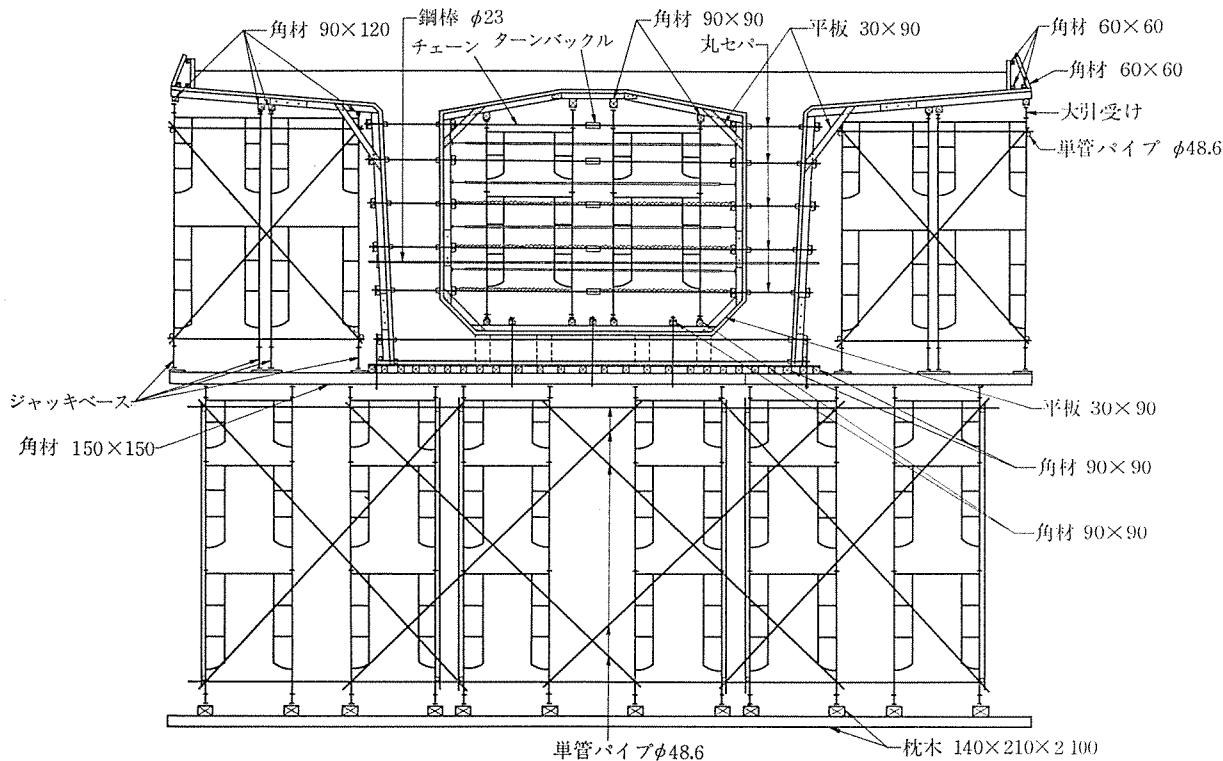


図-8 型わく、支保工組立図

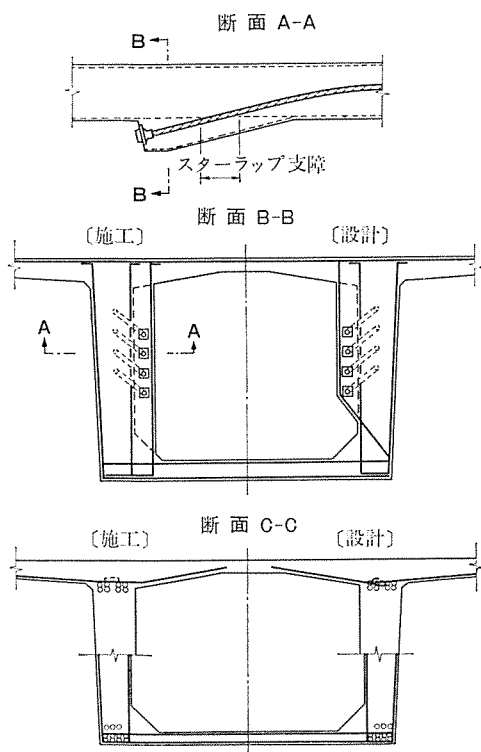


図-9 鉄筋加工組立変更図

コンクリートを打設するとき、当該ブロック内で定着するケーブルはPCストランドを入れたが、それ以外のブロックで定着するケーブルには塩ビ製のホースを入れシースの変形を防いだ。

(5) コンクリート工

コンクリートの打設はポンプ車(5インチ)を使用し、詰ったときのためにバケットを予備に用意した。現場配合は表-8に示す。

型枠は全断面を同時組立てとし、コンクリートは下スラブとウェブを1日、次に上スラブを2日に分けて打設した。各ブロックのコンクリート数量は400m³である。

桁高が高いので、棒パイプレーターは長さ10mのもの、6mのもの計10台を用意した。

コンクリートの打設直後に一度だけ、上床板上に鉄筋に沿ったクラックを発見したので、その後表面仕上げを行った。その後異状はなかった。

ボックス内部では、下床板ハンチ部上隅にジャンカが発生した。原因は下スラブコンクリートの硬化が十分でないところえウェブコンクリートを打設したため、部分的にずれ落ちたものと思われる。また、下スラブ上側の押え型枠も十分な幅がなかったようである。ひびわれの問題が残る場合もあるが、3回に分けて施工するほうが仕上がりはよくなるものと考えられた。一つのブロックが大きく、施工日数が長いため、下床板に残るゴミが多

表-8 コンクリート配合表

設計基準強度 (kg/cm ²)	粗骨材の最大寸法 (mm)	スラブの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	最大水セメント比 (%)	単位セメント量 (kg/m ³)	セメントの種類
400	20	9±1	4.5±1	40	445	早強

く、掃出し用の穴を配したが、打継目付近はパネルごとはずせるようにしたほうがよかったと思われる。

(6) 緊 張

緊張に先立って、圧力計のキャリブレーションを行ったが、現場で使用する双針ゲージには不正確なものが見うけられた。

日ごろの扱い方によるものと思われるが、ポンプを含めて精密検定の時期を常に考えておくべきであった。

この架道橋では、ケーブル延長が長いものは約 80 m あるため、緊張の途中でジャッキストロークが不足し再緊張を必要とするものがある。特に摩擦測定においては片引きとなるため、はじめにシース内のたるみをとった後は途中で中止せざるを得なかった。

本緊張で両引きしたとき、片側の伸びが先行したり、ジャッキ セット があまいと途中でストロークが足りなくなることがある。そこで長いケーブルについては 150 kg/cm² 付近でいったんとめて、二度引きするようにした。この方法は摩擦およびセット量の減少には有利であった。これからは長いケーブルが多くなると思われるので、ジャッキ ストロークの改良が必要である。またチャックの金具についても、施工上安全で確実な工法の普及が望まれる。ジャッキの重量は 12 T 15.2 mm 用で約 300 kg と重く、ボックス内では足場が悪くセットが大変であった。ここでは上床版に吊り下げ用の孔をあけ、インサートボルトを入れて床版上のクレーンとボックス内のチェンブロックを併用した。

(7) 支保工取はずし

施工ブロックが大きいため内型枠の解体には多くの日数を要した。ボックス桁のため硬化中の温度、湿度が異常に高く作業能率は極端に低下した。緊張定着部はボックス内部に張り出しているため摩擦測定や、本緊張の工程は型枠解体日数に左右されることとなった。

中央径間の支保工を取はずす際、一部ビティがとれなくなって、切断しなければならないものができてきた。これは桁自重がプレストレスによる上向きの力より大きくて、ビティのジャッキを下げるにつれ、桁も下がリストロークがなくなってしまったため、取はずしの順序、方法を考えるべきであった。3P 側の張出し部のレベルは 1 回の施工で決まるので慎重を期した。しかし 3P の支点沈下量が想定量を大きく上まわる 13 mm となったため、クリープによるたわみが計算値より大きくなり、張出し部先端での上越し量が少なくなった。その対策として、連結工までの間、張出し部先端を支柱により支え、以後のクリープによる沈下を止めた。

(8) 下部工における問題点

ケーソンの根入れ長は、鉛直支持力について計算した

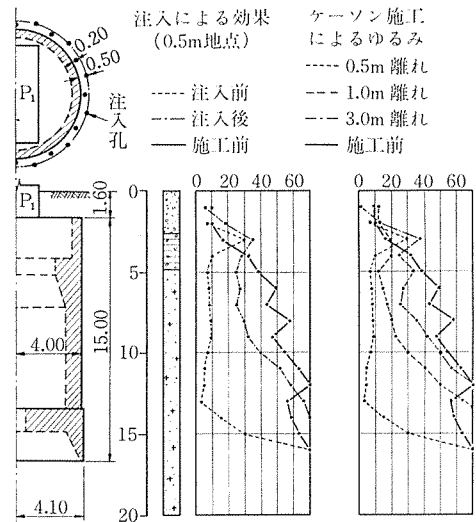


図-10 ケーソン施工によるゆるみと注入の効果

結果 $N=50$ あればよいとされ、また水平支持力により $2P$ は $l=12.5$ m とした。しかし、設計根入れまで沈下したところでは粘土分が多く、載荷試験からも支持力不足となり、さらに 5 m ケーソンを伸ばすことにした。上部工を含めて応力検討の結果、配筋はそのまま延長することができた。PC連続桁は支点反力が大きく、不等沈下の影響が大きいので、下部工については確実な施工が要求される。ボーリング調査等を十分に活用し、支持力の計算については N 値のみによる方法は考えなおさなければならないと思われた。もう一つの問題点は、ケーソンの沈下に伴い周辺の地盤が乱されて、当初設定した水平地盤係数が期待できなくなることである。そこでケーソン施工後 図-10 に示すとおり周辺のボーリング調査を行った。

その結果、ケーソン施工前に比べると 0~1.0 m の範囲で相当のゆるみがでていたことがわかった。

このままの状態ではケーソンおよび上部工の水平変位量が当初の設計値より大きくなり、構造物の安定上問題を生じたので注入により地盤の補強を行った。注入材料は LW を使用し、注入孔の間隔は約 1 m とした。

注入による効果は 図-10 に示すとおりである。ケーソンは、沈下中心地盤を乱し、支持力の低下をまねくことがあるとすれば、今後は設計にあたり、それ相当の余裕を見込む必要があろう。

5. あとがき

錦町架道橋は、山陽新幹線開業間際に完了した。対外協議等で多くの時間を費し、短期間に突貫工事で施工しなければならなかった。設計においては、施工能率向上を図るため重複する鉄筋配置の簡素化、高強度 PC 鋼材の採用、等の研究余地がある。 1975.6.12・受付