

狩又池橋の設計と施工

神戸建設部 西神工事事務所 東 田 清 一
 阪神高速道路管理技術センター 大 場 信 行

ま え が き

北神戸線は、神戸市の西北神地域における開発の進展に伴い、地域相互間の連絡並びに市街地との連絡を円滑にするとともに、既存道路の交通緩和を図るために計画された路線である。(図-1)

本橋梁は、北神戸線の起点から約2.9kmの西区伊川谷町上脇地区の灌漑用水溜池(狩又池15,0

00t貯水と大谷池12,000t貯水)と起伏の大きい山林(国有林が主体)に囲まれている位置に計画された。(図-2)そして、この橋梁は、自然景観に調和した形式や自然環境を損なわない工法等が検討され、その結果、スパン59m+59m+59mのPC3径間連続πラーメン箱桁の上部工と下部工は20.0m×18.5m、高さ4.5mの比較的大きな直接基礎と柱部はRC構造で高さ約30m、

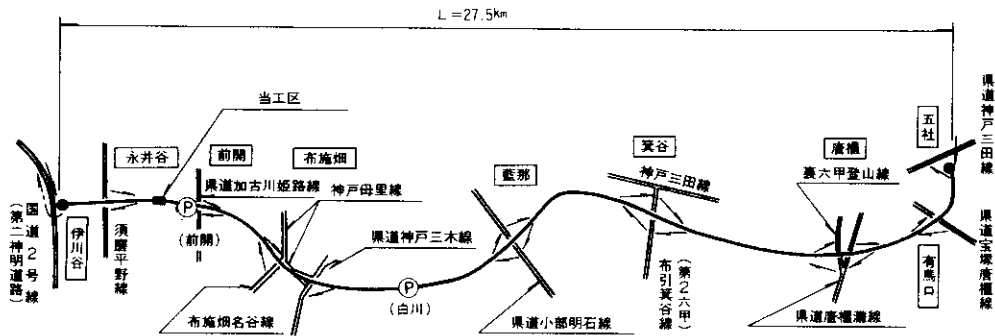


図-1 北神戸線概要図

美観的な配慮から形状も六面体をなし、中空式で柱中央面部には幅15cm、深さ10cmの切欠きによるアクセントが付けられ、上部へ移るに従って巾が4.9m~6.0mと広がっている橋脚をもつ橋梁(写真-1)である。本稿ではこの橋梁の設計と施工の概要を報告する。

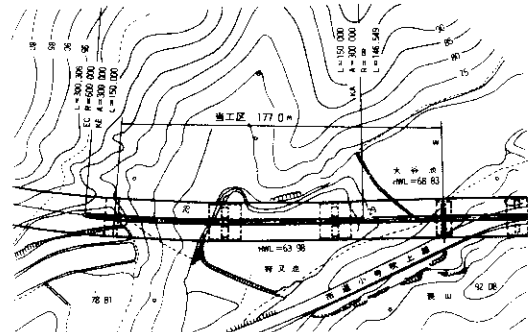


図-2 位置平面図

1. 工事概要および設計条件

本橋の一般図を図-3に、工事概要、設計条件および主要材料を表-1に示す。

表-1 工事概要、設計条件および主要材料

工 事 概 要	工事場所	神戸市西区伊川谷町上脇	
	橋の等級	1等橋(TL-20)	
橋	橋の形式	プレストレストコンクリート3径間連続ラーメン箱桁橋	
	橋長	177m(59+59+59)	
概	幅員	20.5m	
	道路の区分	第2種第2級	
要	設計速度	60km/h	
	線形	最小曲線半径R=600m 縦断線形i=1.7%	
設	施工法	ディビダーク方式片持ち掘出しおよび一部支保工架設工法	
	設計荷重	(1) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重 (2) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+温度変化の影響 (3) 活荷重および衝撃以外の主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+地震の影響 (4) 活荷重および衝撃以外の主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+地震の影響+温度変化の影響 (5) 架設時荷重	
計	終局荷重	(6) 1.3×死荷重+2.5×(活荷重+衝撃) (7) 1.0×死荷重+2.5×(活荷重+衝撃) (8) 1.7×(死荷重+活荷重+衝撃) (9) 1.3×(死荷重+地震の影響) (10) 1.0×死荷重+1.3×地震の影響	
	温度差	上床版のみ+5℃	
件	設計震度	上部工 水平震度(修正震度法適用) khm=0.25 下部工 水平震度 kh=0.20	
	温度変化	±10℃	
材 料 特 性	コンクリート	主桁 $\sigma_{ck}=400kg/cm^2$ 地震高脚 $\sigma_{ck}=270kg/cm^2$ 橋脚 $\sigma_{ck}=270kg/cm^2$ 基礎 $\sigma_{ck}=240kg/cm^2$	
	P C 鋼 棒 $\phi 32mm$	上桁 縦方向 SBPR 95/120 下桁 横方向 SBPR 80/105	
	鉄 筋 SD30	床版 常時 $\sigma_{sa}=1,400kg/cm^2$ 縦鉄筋 常時 $\sigma_{sa}=3,000kg/cm^2$ その他 常時 $\sigma_{sa}=1,800kg/cm^2$	
主 要 材	上 部 工	コンクリート	$\sigma_{ck}=400kg/cm^2$ 272.25m ³ $\sigma_{ck}=270kg/cm^2$ 210.1m ³ } 293.26m ³
		型 枠	932.81m ²
材	下 部 工	鉄 筋	SD30 317.947t
		P C 鋼 棒	SBPR 95/120 180.542t SBPR 80/105 57.130t
料	柱 部	コンクリート	$\sigma_{ck}=270kg/cm^2$ 1,754.1m ³ 1,754.1m ³
		型 枠	2876.0m ²
部	基 礎	鉄 筋	SD30 D51 570.221t } 716.246t その他 146.025t
		コンクリート	$\sigma_{ck}=240kg/cm^2$ 290.10m ³
部	型 枠	型 枠	530.2m ²
		鉄 筋	SD30 196.001t

2. 設計概要

2-1 下部工

本橋梁の位置の地質は、新生代第三紀鮮新世～第四紀洪積世の大阪層群からなっている。

ここには大阪層群下部層が分布し、下位より砂礫層、砂層、粘性土層、砂層の順になっており地層は多少のうねりはみられるが、ほぼ水平となっている。基礎は P_1 基礎で常時 $4.3.7 \text{ t/m}^2$ 、地震時 $7.0.5 \text{ t/m}^2$ 、 P_2 基礎で常時 $4.1.5 \text{ t/m}^2$ 、地震時 $6.8.0 \text{ t/m}^2$ の支持力が必要であるので、 N 値50以上の大阪層群下部層の砂礫層を支持層に選定した直接基礎とした。

橋脚はRC構造で形状も六面体で基礎への自重荷重を低減するために中空式として主鉄筋にはD51mmを使用した。従って柱頭部の剛結は従来多用されている鋼棒は使用していない。

2-2 上部工

構造型式の選定には設計施工上、地理的条件および基礎条件、景観、走行性、経済性等の諸条件をもとに7ケースの比較検討を行い、上部構造はPC3径間連続 π ラーメン箱桁橋が採用された。特に主桁断面、桁高に関しては、設計上、構造上必要な寸法を確保するとともに、景観の要素を取り入れ中間支点部で3.5m(桁高比1/17)、支間中央で2.2m(桁高比1/27)、側径間中央および端支点では2.2mとして、この間は2次放物線による変断面型式を採用した。

ウェブ間隔は床版支持間隔、箱桁の機能、景観

等を考慮して3.500m～4.366mと変化をもたせ下床版のすっきりとした逆台形箱桁断面で、柱頭部では柱と剛結させている。また、 P_3 橋脚上での箱桁断面の下床版は橋脚天端幅と同じになっている。

上床版厚は床版の検討およびPC鋼材の配置等を考慮して張出し、床版端部で25cm、ウェブ付け根部で50cm、支間中央で30cmとしている。そして主桁ハンチも $R=1.0 \text{ m}$ の円曲線として全体に丸みのある形状とした。

下床版厚は支点部で70cm、中央部で25cmとして、側径間部は中央部で25cm、端支点では50cmとし、桁高変化に合わせて変化させた。

ウェブ厚は主に斜め引張応力度、ねじりに対する検討、PC鋼材の配置等に対処するため中間支点上付近では70cm、中央径間中央部では35cmとし、側径間部中央で35cm、端支点付近では50cmとそれぞれ変化させた。

架設方法は、経済性および架設地点の地理的条件等を勘案してディビダーク方式片持ち張出し架設工法と一部支保工工法を採用した。

本橋は3径間連続構造であり、地震時の上部工水平力は剛結構造となっている P_1 、 P_2 橋脚で受け持たせ、他の A_1 橋台、 P_3 橋脚上はすべて可動支承となっており、鋼支承を使用した。主桁の応力度の検討は図-4のように架設時、側径間連続時、 π ラーメン完成直後および最終時の構造系および施工段階ごとについてそれぞれ検討した。構造系 F_0 の際の活荷重と温度変化作用時の抵抗モーメントと作用モーメントを図-5に示す。

	構造系	施工段階	荷重の種類
静定系			1主桁自重(下部を含む) 2架設荷重(中央径間中央ウェブ)
			1側径間主桁自重 2架設荷重(中央径間中央の主桁自重+ウェブのジャッキアップ荷重)
不静定系			1中央径間橋脚主桁自重 2すべての架設荷重撤去
			1静荷重(橋脚荷重) 2活荷重
静定系			1(Sy-K効果)(橋自重+架設荷重) 2乾燥収縮
			1活荷重 2その他

図-4 構造系および施工段階における主な荷重

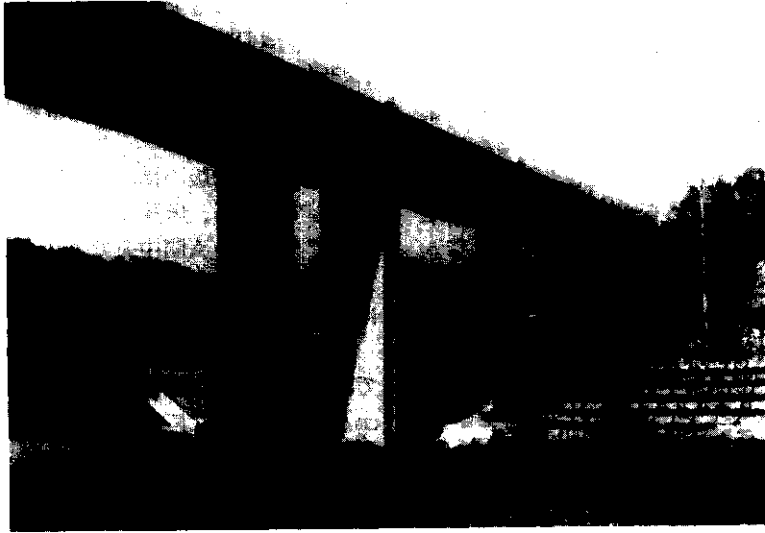


写真-1 竣工した弁又池橋

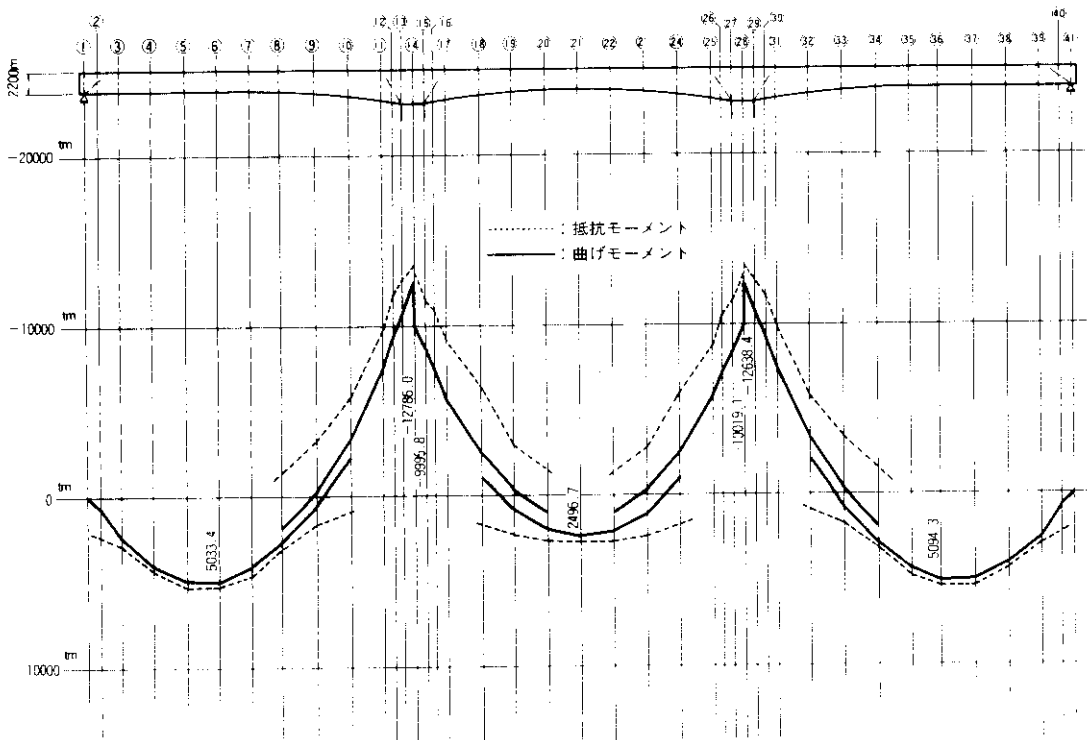


図-5 構造系 F_0'' 時の温度変化作用時(活荷重を含む)の抵抗モーメントと作用モーメント図

本橋は施工中の構造系と施工後の構造系とに変化があるので、時間の経過と共にコンクリートにクリープが生じ不静定力が作用する。この不静定力は最終構造系が完成されるまでに段階的な構造系の変化があるが、施工中における構造上の変化による影響はないものと仮定して計算をした。断面力算出にあたっては、任意形平面骨組構造の解析汎用プログラムを使用して、電子計算機にて算出を行った。

主桁用のPC鋼材は片持ち施工時に緊張される1次PC鋼棒と閉合後に緊張される2次PC鋼棒に分けられるが主桁にはSBPR95/120の $\phi 32\text{mm}$ のPC鋼棒を使用し、床版、横桁およびウェブの斜鋼棒にはSBPR80/105の $\phi 32\text{mm}$ のPC鋼棒を使用した。PC鋼棒の配置を図

6～7に示す。せん断力に対しては主ケーブルの曲げ上げによる分力を考慮すると共に、ウェブ内に斜引張鉄筋量が多くなったので斜めPC鋼棒を配置し斜め引張応力度を許容値以下におさめた。曲げ破壊安全度についてもPC鋼材のみによる破壊安全度の計算を行ったが、安全度が1.0を下回る断面については鉄筋を考慮して曲げ破壊安全度の確認を行った。横方向の検討においては、上床版は床版の計算を行い、ウェブおよび下床版に対しては、けた断面を箱形ラーメン構造と考え、各ウェブは、その下端で沈下しないように支承されるものとして応力検討を行った。

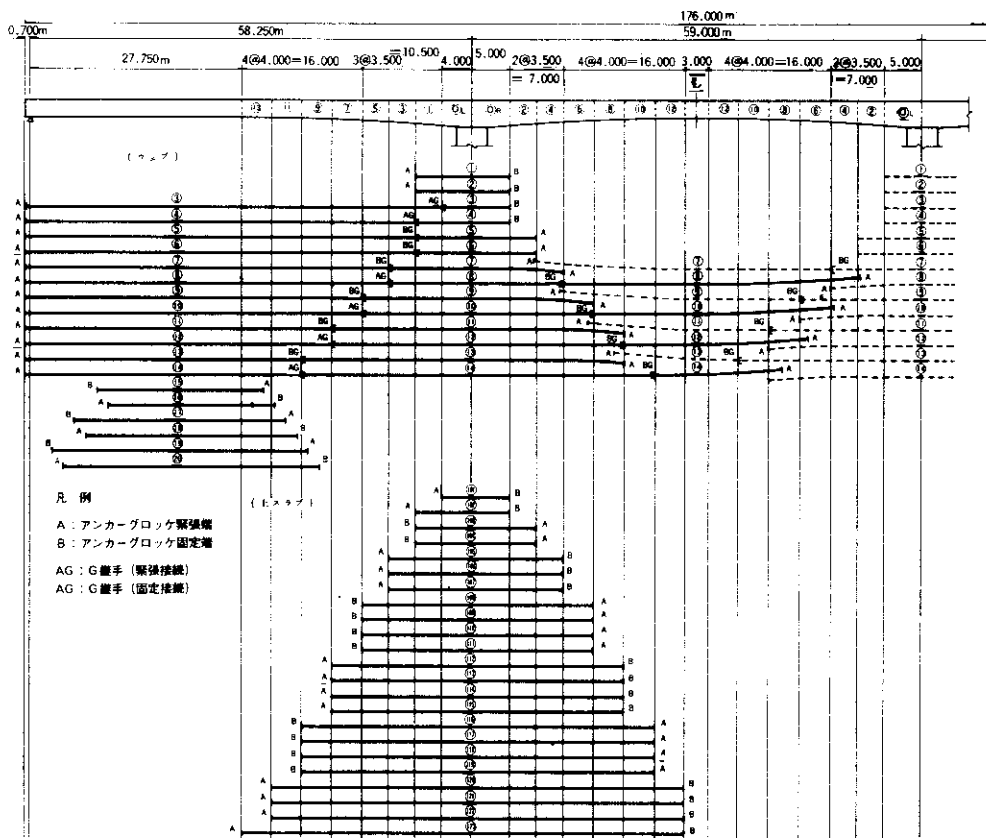


図-6 PC鋼棒の配置

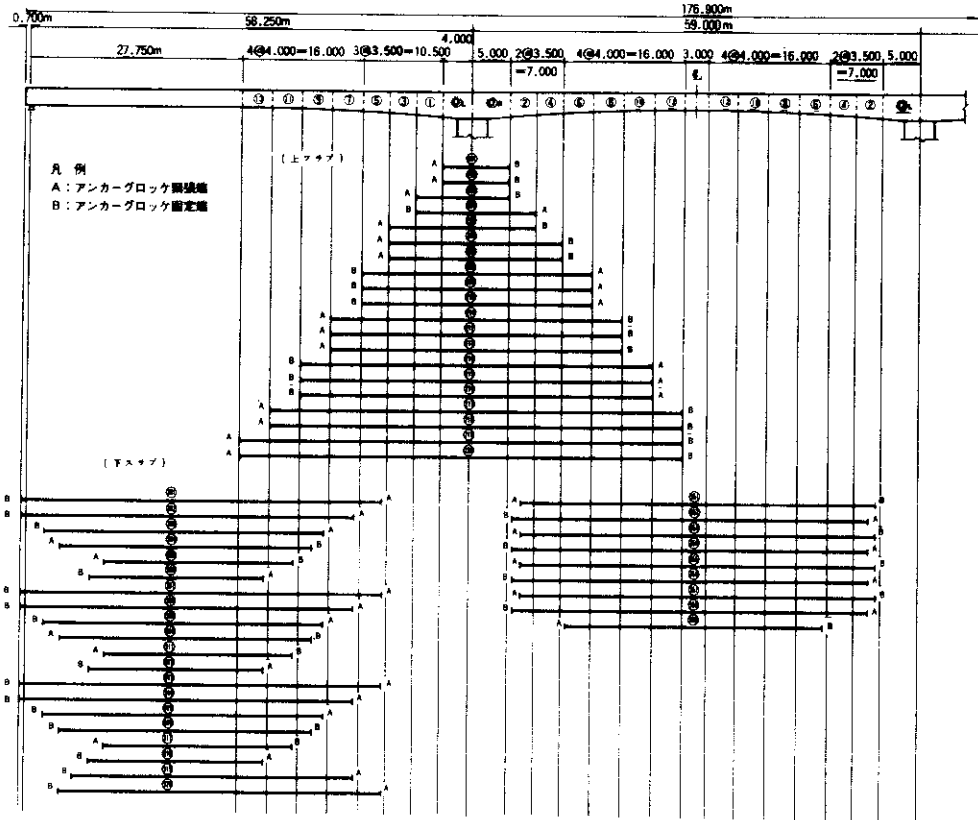


図-7 PC鋼棒の配置

3. 下部工の施行

3-1 基礎工

基礎工は、狩又池内の施工であるため素掘掘削でN値50以上の砂礫層を基礎地盤とし、平板載荷試験でP₁基礎で144.4 t/m²、P₂基礎で144.4 t/m²の支持力を確認して、20m×18.5m、高さ4.5mのフーチング基礎の施工を行

なった。掘削に際しては、基礎躯体が大きいので掘削深さが20m近くある所もあり、埋戻しまで2ヶ月を要するため、掘削法面の崩壊も予測され、目視による点検では十分な予知が出来ない。従って崩壊の前兆時、地盤の変化が自動的に記録出来る機械として伸縮計を取りつけた。伸縮計の動きに対する管理や処置を表-2のように設定して災害防止に備えた。

表-2 掘削のり面崩壊管理

変動種別	日変位置(mm)	累積変位量mm/月	一定方向への累積傾向	活動性等	取るべき処置
変動A	1.0以上	10以上	顕著	活発に運動中表層深層すべり	計器・法面を点検した後掘削内での作業は中止
変動B	0.1~1.0	2.0~10.0	やや顕著	引張および断続変動	1~2日様子を見て動きが続くならば掘削内での作業は中止
変動C	0.02~0.1	0.5~2.0	ややあり	引張および圧縮	注意して記録を観測する

3-2 橋脚工

橋脚はRC構造で高さが約30mと高く形状も六面体で中空式で上部へ伸びるにしたがって拡がっているため、型枠は寸法を正確にし、コンクリートの打設回数を少なくするように、メタルフォームのワイドパネルを使用した型枠で一度に6mを組立て、スライドしながら施工を行った。

4. 上部工の施工

4-1 主要材料

4-1-1 コンクリート

躯体コンクリートの示方配合は $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ で試験練りの結果表-3のように決定した。

コンクリートの運搬打設は、すべてコンクリートポンプ車を使用した。各部の打込み方法は張出しブロックは全断面1回打設とし、左右ブロックを1日で打設した。側径間部は下床版、ウェブと上床版の2回打設を行った。コンクリートの締固めは棒状振動機を使用し入念に行った。

プレストレス導入については最初に与えられたプレストレスがコンクリートのクリープとか乾燥収縮などの現象によって時間の経過とともにある程度減少していく性質があり、この減少量の大きさはプレストレスを与えたときのコンクリートの圧縮強度の大きさに逆比例するので圧縮強度の大きい程プレストレスの減少は少ない。そこでこの減少量のある程度に押えるために、コンクリートの強度としては最低 $0.70 \sigma_{28}$ でも十分であるが $0.85 \sigma_{28}$ の圧縮強度を採用した。そこで現場養生のテストピースの4日強度でコンクリート圧縮強度 340 kg/cm^2 以上になった時に行った。

4-1-2 P C 鋼材

PC鋼材はSBPR95/120、およびSBPR80/105の $\phi 32 \text{ mm}$ のPC鋼棒を使用した。

4-2 施工順序

本橋梁の施工方法は起伏の大きい山林に囲まれている上に、池の上空であるため、桁下空間が広いことからオールステージングによる場所打施工ではコストがかさむため、中型フォルバウワーゲン (M=200t・m) 図-8、4基を使用して側径間は3.05m、中央径間は5.90m分の張出し施工を行い、施工ブロック長は3.5m~4.0mの2種類とした。ブロック割は図-9に示す。中央閉合部3.0mは吊支保工で施工し、側径間の残り部分2.85mは支保工施工とした。本橋完成までの施工順序は図-10のとおりである。

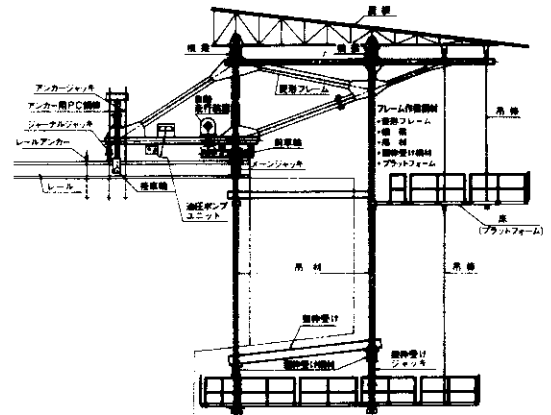


図-8 フォルバウワーゲン(中型)

表-3 コンクリートの配合(設計基準強度 $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$)

コンクリートの示方配合	骨材寸法 (mm)	W/C (%)	スラブ (cm)	細骨材材料 (%)	重 量 (kg/m ³)					備考
					単位水量	セメント	細骨材	粗骨材	分散材	
	20	3.4	8	36.3	174	512	587	1028	1.28	ポゾリス No.7

注) セメント: 早強セメント

骨 材: 細骨材粗砂(垂水産)、細砂(室木産)、粗骨材(小野産)

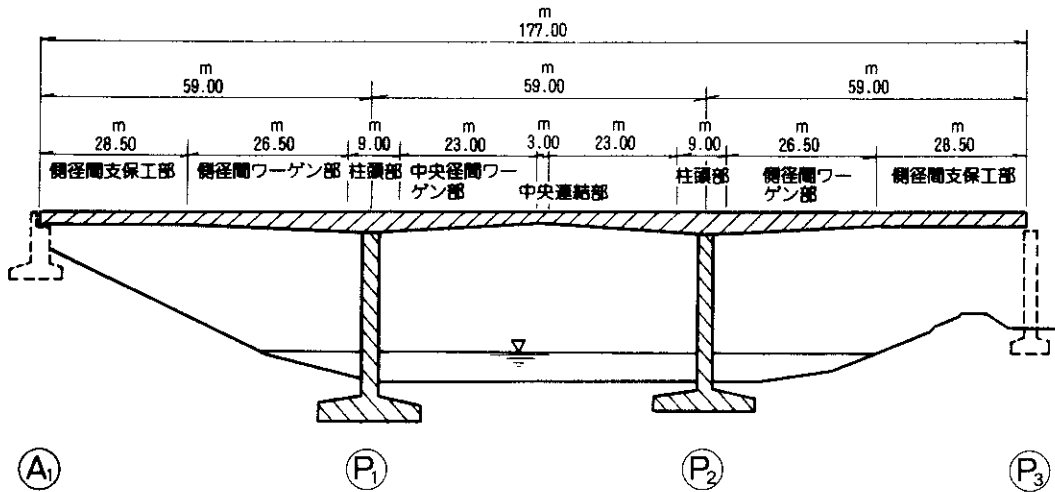


図-9 ブロック割図

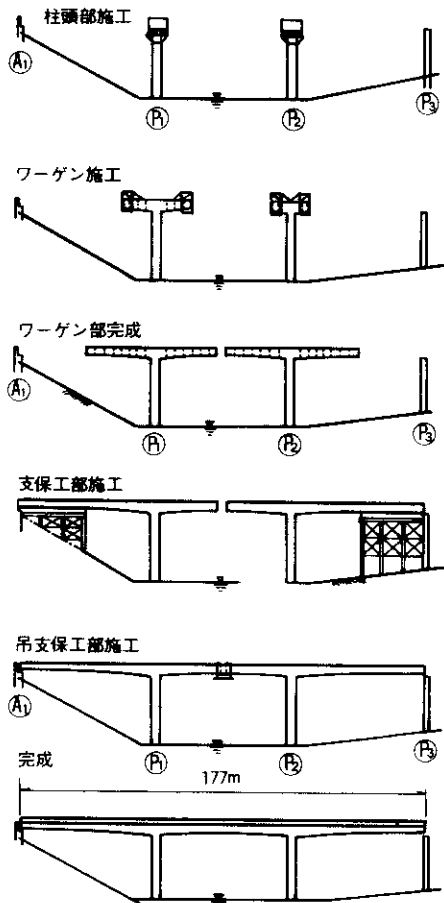


図-10 施工順序図

4-3 張出施工

柱頭部の施工が終了した段階で中型フォルバウワーゲン2基つつを組立て 図-11 に示す工程により1サイクル9日の標準で施工を行った。

作業種別	作業日数	1日	2日	3日	4日	5日	6日	7日	8日	9日
コンクリート養生										
端面処理										
養生										
フォルバウワーゲン等設置										
型枠工										
P.C 構棒工										
鉄筋工										
雑工										

図-11 ワーゲン施工の標準サイクル

4-4 側径間の施工

側径間支保工はA₁～P₁間、P₂～P₃間共地上より四角支柱とH形鋼(H300)を用いる桁式支保工とした。特にP₂～P₃間の基礎は設計上、地形上地盤がP₃橋脚基礎の掘削の埋戻し土であったので支持層に達するH鋼杭(H250)を使用した。また支保工上げ越しにあたっては、(1)型枠とのなじみ量と支保工の短縮量、(2)地盤推定沈下量、(3)桁受梁のたわみ量、(4)上部工のたわみ量を合成し、そのたわみ量の値のみ上げ越しを行った。

4-5 工程

本橋梁の施工の実績工程表を 図-12 に示す。

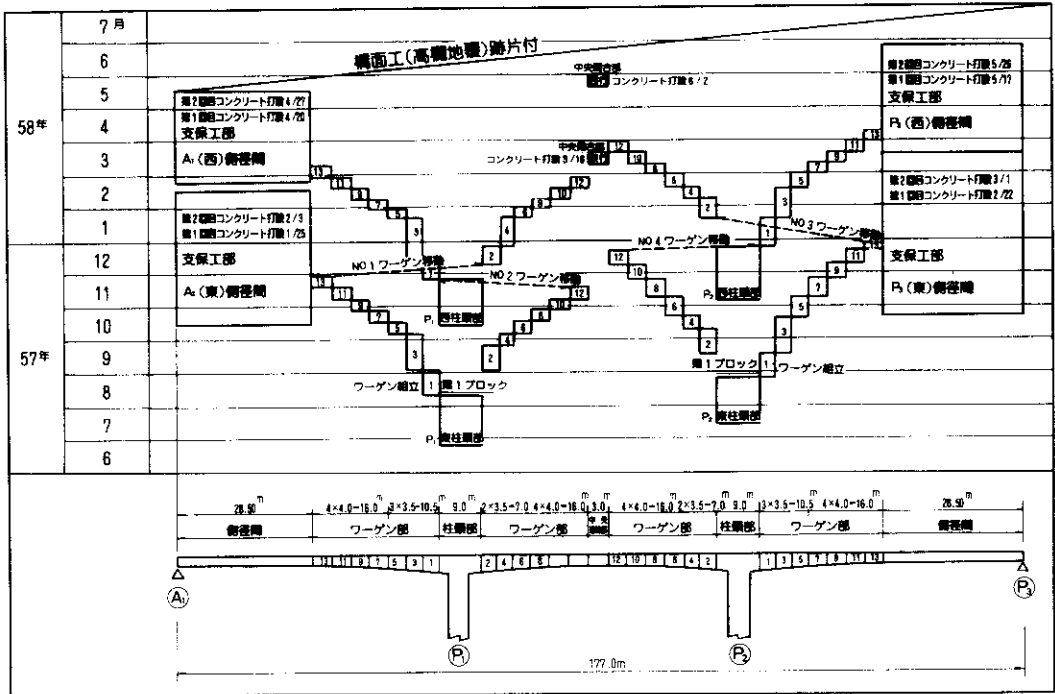


図-12 上部工事実績工程表

5. 品質管理

5-1 コンクリートの管理

5-1-1 まだ固まらないコンクリートの管理

まだ固まらないコンクリートの管理は、日常管理試験において、コンクリートのスランプ、空気量および温度についてコンクリート打込み場所において測定管理を行った。

5-1-2 コンクリートの強度管理

コンクリートの強度管理はコンクリート構造物が所要の設計基準強度を得られたかどうかを最終的に判断する最も重要な管理試験であるので $X - R_s - R_m$ 管理図によって行った。

5-1-3 コンクリート構造物の出来形基準

プレストレス構造物である本橋梁は、構造物にプレストレスを与えることから、構造物の出来形が断面応力に影響するために正確な出来形寸法が要求される。そこで、出来形の許容誤差を表-4

のように決めて、コンクリート打設に際して、型枠、支保工等がこの精度を満足するように組み立て後計測を行った。

5-2 プレストレス力の管理

本橋梁においては、PC鋼材を正確に配置し、設計で考えているプレストレスを正しく導入することが必要であるので以下の管理を行った。

5-2-1 PC鋼材配置に関する管理

PC鋼材配置に関する許容誤差は表-5のように定めて、PC鋼材が許容値を満足するようにコンクリート打設等には位置の計測を行った。

5-2-2 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荷重計の示度とPC鋼材の伸びの両者によって行うのであるが、本橋梁はディビダグ工法であり、かつ鋼棒を使用したので、PC鋼棒の伸び量による管理を主とし、荷重計の読みを従として管理を行った。本工法では所定の伸び量と測定した伸び量との差が表-6に示す値を超えてはならない。またある断面で引

表-4 出来形の許容誤差

項 目		許 容 量
コンクリート 構 造 物	垂直部材の長さ寸法	設計寸法の±1%または±30mmのうち小さい方の値
	水平部材の長さ寸法	設計寸法の±1%または±30mmのうち小さい方の値
	桁の断面寸法	設計寸法の±2%または-10mm+20mmのうち小さい方の値
床 版	厚 さ	-5mm~+10mm
	平 た ん 性	3m定規で±10mm
幅 員	総 幅 (a)	0~+30mm
	車道部幅(b)	0~+20mm

表-5 PC鋼材配置の許容誤差

項 目		許 容 誤 差
PC鋼材中心と部材 縁との距離	主要な設計断面の両側 ℓ/10範囲(ℓ:支間)	設計寸法の±5%または±5mmのうち小さい方の値
	その他の範囲	設計寸法の±5%または±30mmのうち小さい方の値
ケーブル水平方向位置	主要な設計断面	検討計算した値以下
か ぶ り		最小かぶり以上

表-6 長さによる許容誤差

引張られた鋼棒の長さ	10m以下	10m~30m	30m~50m	50m以上
許 容 誤 差	±0.4mm	±0.6mm	±0.8mm	±1.0mm

引張られた鋼棒の全数について、その平均値は負となつてはならないので鋼棒の伸びの誤差の管理図の一部を表-7に示す。

5-3 グラウトの管理

ポストテンション方式のPC構造物においては緊張材のプレストレスング終了後、(1)PC鋼材の腐食を防止し、(2)部材コンクリートと緊張材との間に付着を起ささせるため、シース中にグラウトを注入するのであるから、グラウトの品質管理はグラウト注入開始前に基準試験表(表-8)を行ったのち、日常管理試験を実施した。グラウトの配合を表-9に、日常管理試験におけるPCグラウトの試験項目を表-10に示す。

5-4 たわみの管理

本橋梁においては、コンクリート部材断面に導

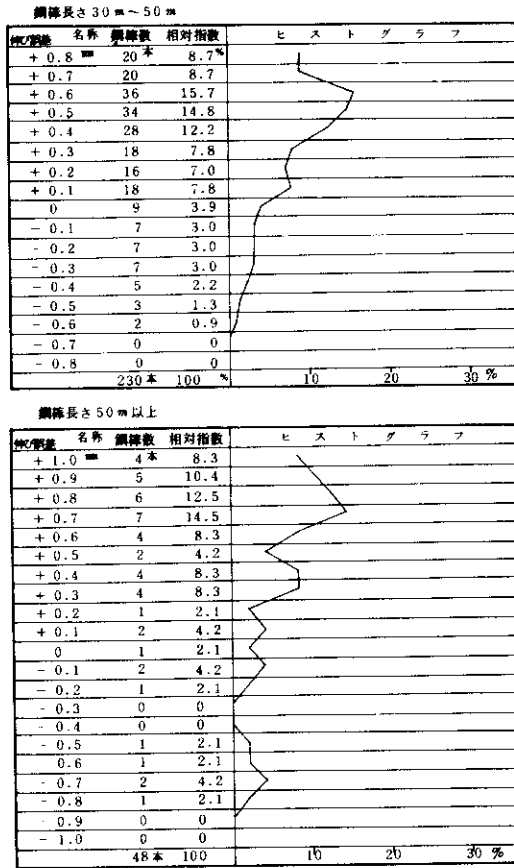
入される応力度が大きいためプレストレスング時の弾性変形量、その後の塑性変形量が顕著になる。この橋梁は片持式架設による段階施工であり特に上記の外に構造系が順次変化するので弾性変形量が変化する。これらの変形量を正しく把握するための上げ越し計算を行った。

5-4-1 上げ越し計算

上げ越し計算は各施工段階ごとにたわみ計算を行い、橋面の最終計画高さをうるために施工時の計算高さを決定することにある。本橋は施工中および完成時においてその構造系が順次変化するのでたわみ管理は施工中および完成後に生ずるたわみ量を計算し、完成後に所定の計画高を確保するようにした。そのために考慮した項目を次に示す

(1) 構造系について

表-7 鋼棒の伸び管理図



(イ) 柱頭部を支保工上で打設緊張後支保工解体

(ロ) ワーゲンによる張り出し施工

(ハ) 側径間部を支保工上で打設緊張後支保工解体

(ニ) 中央径間、吊り支保工にて打設緊張後吊り支保工解体

(2) たわみの基本要素

(イ) 桁自重によるたわみ

(ロ) プレストレスによるたわみ

(ハ) ワーゲンの移動および撤去によるたわみ

(ニ) 側径間の桁自重によるたわみ

(ホ) 側径間のプレストレスによるたわみ

(ヘ) 中央径間の桁自重によるたわみ

(ト) 中央径間の吊り支保工の自重および撤去によるたわみ

(チ) 橋面死荷重によるたわみ

(リ) 塑性変形によるたわみ

(3) たわみに関する諸数値

(イ) コンクリートのヤング係数 $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

(ロ) クリープ係数 $\phi_\infty = 2.0$

(ハ) 鋼棒のレラクセーション $\gamma = 0.03$

5-4-2 上げ越し管理

ワーゲン施工では種々の施工段階が存在するが

表-8 グラウトの試験結果

グラウト の 試験	項目		フロー値	膨張率	ブリージング率	強度
	名称					
	試験値		11	2.4%	0.27%	394 kg/cm ²
規格値	Jロート	6~12	<10%		>200 kg/cm ²	

表-9 グラウト配合(1バッチ当り)

グラウト の 配合	W/C (%)	C (kg)	W (kg)	ポゾリス No.8 (φ)	A 8 (φ)
	43	160	68.8	396	16

表-10 グラウト日常管理試験

種別	項目	試験項目	試験方法	試験頻度
グラウト		コンシステンシー	土木学会「PC グラウト試験方 法」	5バッチごとに1回
		温度		または1日に1回
		ブリージング率 膨張率		1日に1回(3個/回)
		圧縮強度		1日に1回(6個/回)

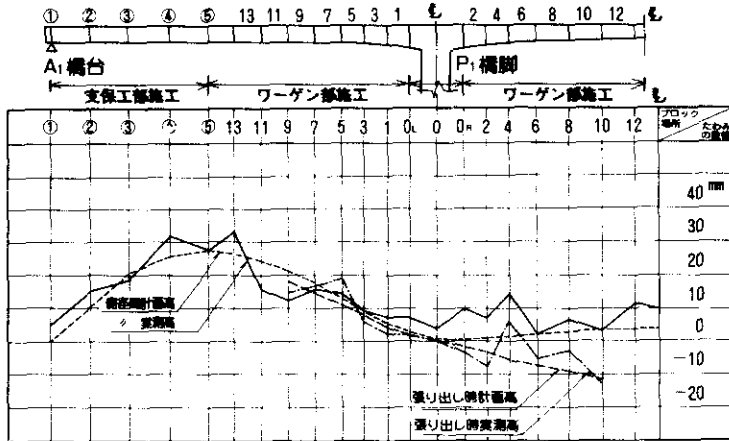


図-13 上げ越し管理図

管理が一番大きな動きを示すコンクリート打設後とし、上げ越し量が設計どおり行なわれているか測定結果を次の施工に反映しながら施工を行なった。また必要に応じ全橋の測定を行いその成果を検討しながら上げ越しの管理(図-13)を行った。

あ と が き

以上、狩又池橋梁の設計と施工の概要について紹介した。工事は順調に進み昭和58年7月末に本体工事は無事完了し、現在大谷池、狩又池および宮林署の山の復旧にあたりているところである。最後に本橋梁工事にあたり協力を頂いた設計、施工及び管理の関係者の皆様に感謝の意を表します。

参 考 文 献

1. 道路橋示方書・同解説 日本道路協会
昭和53年1月

2. 狩又池上下部工の施工 東田清一 堀田不二男 大場信行 第15回技術研究発表会
3. 玉淀大橋の設計と施工 小池久 中島直彦 橋梁と基礎 80年7月
4. 箱げた橋の移動支保工 守山信一 土木技術 37巻8号
5. 中国自動車道足谷橋の設計と施工 加藤武彰 北野健史 大谷祥三 橋梁と基礎 83年9月
6. PC橋りょうにおける品質管理 中村修吾 宮崎都三雄 コンクリート工学 83年7月
7. プレストレストコンクリート世界の動向と新道路橋示方書による設計計算例 社団法人プレストレストコンクリート技術協会
8. プレストレストコンクリート技術の現況 社団法人プレストレストコンクリート技術協会
9. PC橋のプレストレスングと設計施工 橋田敏之 斉藤昇 現代理工