

西大寺大橋の設計について

飽 浦 靖* 井 戸 淳 二**
 三 崎 洋 一*** 成 田 康 夫****
 若 狭 忠 雄*****

1. ま え が き

岡山県は、北は中国山脈を背にし、南は天然の運河として古くから海上交通が開けた瀬戸内海に臨み、四国に相對している。

その地勢は、北部は中国山系の山々から、中部は吉備高原と呼ばれるわが国でもめずらしい平坦地の多い高原である。その山地高原を縫うようにして南へ流れる吉井川、旭川、高梁川の三大河川が溪谷をきざみ、盆地を作り、備前、備中の平野をうるおし瀬戸内海にそそいでいる。

このような地形のためか台風による災害はほとんどなく、温和な気候と肥沃な地味とに恵まれ、古来より農業王国、果樹王国を築き上げてきた。

しかし、日本の工業開発の急速な進展に伴い、工業を中心とする近代的社会へと急速な変革の波が押し寄せ、本県も農業県から工業県へと脱皮を強力に推進している。また、一方では、社会環境の整備を促進し、所得水準の向上とあいまって住みよい生活がなされており、さらには、レクリエーションの需要が増加しつつある。

ここに紹介する西大寺大橋は、これらの工業開発、観光開発の基礎を培うために計画され、岡山県南東部地域の開発の支柱となる幹線道路網の一つとして建設される東備西播開発有料道路の一環として計画されたものである。

2. 架設地点の現状

西大寺大橋は、岡山県東部を流域にもつ流域面積約 2.030 km² の岡山県下三大河川の一つ吉井川の河口約 3.9 km をまたぐことになり、計画洪水流量 6 000 m³/sec であり、また、重要港湾岡山港区西大寺港の航路にあたるため、右岸側に航路幅 30 m、桁下高 8.5 m の航路空

間が必要である。

また、架橋付近の地質は、河口特有のシルト層が 7.0 ~ 8.0 m 程度あり、その下部に洪積砂礫層が支持地盤として存在している。

3. 構造形式の選定

(1) 計画条件

橋 長：506.44 m
 幅 員：車道幅員 9.0 m, 全幅員 10.0 m
 橋 格：一等橋
 斜 度：直角
 震 度：0.2

計画洪水流量：6 000 m³/sec

航路空間：幅 30.0 m, 高 8.5 m

(2) 構造形式の選定

本橋は河川管理上径間 60.0 m となり、上下部構造は次の案が比較、検討された。

1) 上部工

鋼構造	{	単純	{	トラス
				ボックスガーダー
		ゲルバー	(ボックスガーダー)
		連続	(ボックスガーダー)
P C 構造	{	ラーメン橋	{	ディビダーク工法
				ケーブル方式現場打片持
				連続桁橋
				ばり工法)

2) 下部工

{	現場打ち杭
	鋼管杭
	オープンケーソン
	ニューマチックケーソン
	鋼管矢板井筒基礎

これら上下部組合せ、各形式について比較を行った。

本橋の形式選定で最も大きいポイントとなったものは、航路を閉鎖することなく施工が可能なもの、経済的であり維持補修が容易であることと、美観上すぐれていることである。

* 岡山県道路公社建設部長

** 同 工務課長

*** 同 技師

**** ビー・エス・コンクリート(株)大阪支店工務担当課長

***** 同 工務部技師

その結果、上部構造はPC構造とし、下部構造は大型構造となることが避けられないためと、地質状況から考えて従来から使用されている鋼構造の井筒工法が有利とされた。

PC橋として従来から長大スパンに多く採用されてきた構造形式には、連続有ヒンジラーメン橋がある。この工法は架設車（フォルバウワーゲン）を用い、3.0~3.5 mを1ブロックとして場所打ちコンクリート工法で片持架設していくものである。プレストレス導入工法としては一般にPC鋼棒による場合が多く、ディビダーク工法の名称で知られているものである。

もちろんPC鋼線を用いることも可能であり、比較された例によれば、鋼棒使用よりは鋼線使用の方が工費が低いといわれているので、本橋の比較にも取り上げることとした。構造形式としては、施工中と完成後の断面力の変動も少なくきわめて合理的なものといえる。

ただヒンジ構造部分の変形、管理がやや困難で、非常にまれであるが、橋面の縦断線形の連続性を乱し、これが走行上の障害となることもありうるが、十分な施工管理を行えば問題はないと考えられる。

また、もう一つ比較の対象となった連続PC箱桁橋としては西大寺港航路の確保、架設地点の地質状況からみて、支保工方式は困難と思われるので、最近施工実績を増し計画されているプレキャストブロックによる片持ばり工法をとりあげた。連続桁の場合、通常の支承条件からいうと、地震時の水平力は1か所に固定支承を設けるが、本橋の場合自重が大きく、したがって水平力も大きくなるので、各橋脚に均等に水平力を負担させる水平分散方式として考慮した。

以上を検討した結果、上部工の構造形式としてはいずれの案とも大きな問題はないと思われたので、工費の経済的なPC鋼線を使用した6径間連続PC有ヒンジラーメン橋と決定した。

4. 上部工の設計

(1) 設計条件

- 橋 種：プレストレスト コンクリート道路橋
- 橋 格：一等橋
- 構造形式：6径間連続有ヒンジラーメン箱桁橋
- 工 法：フレシネー方式現場打ち片持ばり工法
- 橋 長：506.440 m
- 支 間：66.4+4 @ 93.0+66.4 m
- 幅 員：10.0 m (有効幅員 9.0 m)
- 衝撃係数： $i=10/25+l$ (主桁)
 $i=20/50+l$ (床版)
- 震 度： $K_H=0.2$

破壊に対する安全度：

$$\frac{\text{曲げ破壊モーメント}}{1.3 \text{ (死荷重)} + 2.5 \text{ (活荷重)}} > 1.0$$

$$\frac{\text{曲げ破壊モーメント}}{\text{死荷重} + \text{活荷重}} > 1.8$$

$$\frac{\text{曲げ破壊モーメント}}{\text{死荷重および地震荷重の最も不利な組合せ}} > 1.5$$

クリープ係数： $\varphi=2.0$

乾燥収縮度： $\epsilon_s=15 \times 10^{-5}$

レラクセーション：5%

(2) 材料の強度および許容応力度

a) 主桁コンクリート

設計基準強度 $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$

許容曲げ圧縮応力度

$$\begin{cases} \text{プレストレス導入直後} & \sigma_{cat} = 170 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{設計荷重時} & \sigma_{ca} = 130 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

許容曲げ引張応力度

$$\begin{cases} \text{プレストレス導入直後} & \sigma_{cat}' = -15 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{設計荷重時} & \sigma_{ca}' = -15 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

許容斜引張応力度

$$\begin{cases} \text{設計荷重作用時} & \sigma_{Ia} = -10 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{破壊荷重作用時} & \sigma_{Ia} = -20 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

プレストレス導入時圧縮強度 $\sigma_{ci} = 280 \text{ kg/cm}^2$

b) PC鋼材

(単位：kg/mm²)

	フレシネー ストランドケー ブル 12T12.4	フレシネー ケー ブル 12-φ7	PC 鋼 棒 SBPR 95/110 φ 32
引 張 強 度	176	155	110
降伏点応力度	150	135	95
許容引張応力度			
設計荷重時	106	93	66
導 入 時	135	122	85

c) 鉄筋 (SD 30)

許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 1800 \text{ kg/cm}^2$ (主桁)

$\sigma_{sa} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ (床版)

(3) 設計概要

形状としては美観を考慮し、橋脚上の桁高 5.2 m、中央部桁高 2.0 m (桁端部 2.3 m) とし、この間を放物線で結んだ。

断面は箱桁とし、上床版厚 25 cm、下床版厚 20~80 m、腹部はできるだけ薄くすることとし 25~70 cm とした。

柱頭部の長さは、ワーゲン1基設置できる長さ 8.0 m とし、各ブロックの長さは 3.110 m で等分割とした。橋脚上の横桁としては、主桁と橋脚が剛結されている

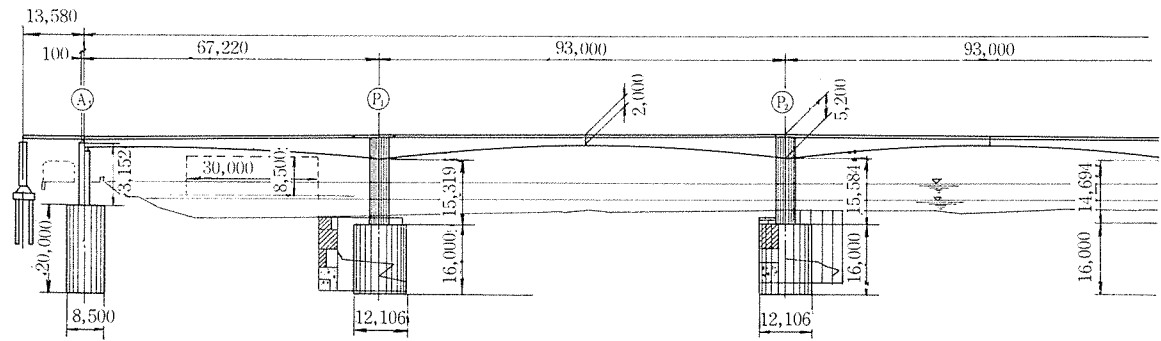


図-1

ため、橋脚上部における主桁の左右のアンバランスモーメントを橋脚にスムーズに伝達させるためトラス構造とした。

中間横桁は中央径間に1か所、側径間側に2か所とし、横桁厚は40cmとした。

また、中央ヒンジ部の構造としては、付き合せ型せん断シューを使用し、鉛直方向のせん断力のみ抵抗でき、橋軸方向には移動、回転可能な構造としている。

PC鋼材としてはフレシネーストランドケーブルを使用し、導入時のコンクリート圧縮強度は280 kg/cm²とした。

施工は、柱頭部を支保工上でまず施工し、ワーゲンにより片側のみ1ブロック施工し、その後もう一基のワーゲンを載せ反対側のブロックを架設し、以後は左右同時に架設していく。

14ブロック以後は側径間のみとなるので、片持ばり施工するとバランスが大きくくずれるので、残りの部分

の施工として次の2案を検討した。

① 仮支柱で支え、仮鋼棒（アウト鋼棒）により片持ばり施工する方法

② 支保工上で施工する方法

①の方法は仮支柱部の地盤があるいので、支柱が沈下する恐れがあり反力を分散させる必要がある。またアウト鋼棒の本数が多くなり、ワーゲンのビームがじゃまになり配置が難しい等の理由により②の支保工上で施工する方法とした。

また P₁、P₃ において側径間の方が桁高が高いので、片持ばり施工は中央径間側を14ブロックまで、側径間側を13ブロックまで架設した方が橋脚左右のバランスがよいが、航路限界のために支保工をこれ以上橋脚側に寄せることはできなかった。

(4) 断面力の計算

構造系としては、図-3に示すような有ヒンジラーメン橋であり、不静定次数は6次である(図-3参照)。

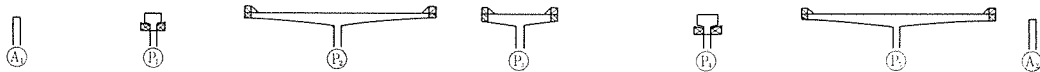
(1) P₁、P₃ 柱頭部施工



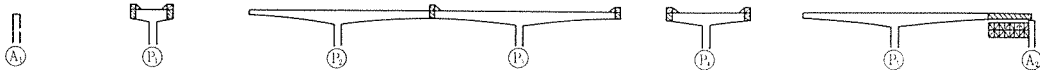
(2) P₂、P₄ 張出しおよび P₂ 柱頭部施工



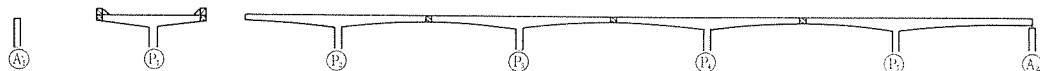
(3) P₁、P₃ 張出し完了、P₂ 張出しおよび P₂ 柱頭部施工



(4) P₁、P₂、P₃ 張出し完了、A₁ 側、側径間支保工部施工、P₂、P₄ 張出し施工



(5) P₁ ~ P₂ 間中央ヒンジ部施工、P₂ 張出し施工



(6) A₁ 側、側径間足場施工、P₂ - P₃ 間中央ヒンジ部施工

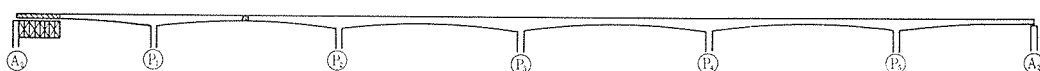
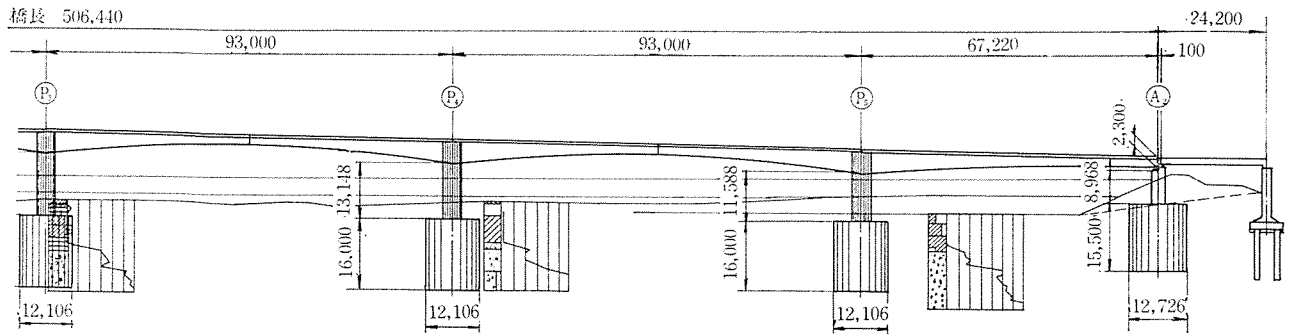


図-2 施工順序図



般 図

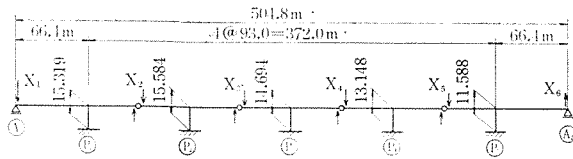


図-3 構造系

上部工のスパン割りは、中央に対して左右対称であるが、橋脚の高さが異なるので、対称荷重に対しても6次不静定となる。

断面力の計算は弾性方程式

$$\begin{cases} \delta_{10} + \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \dots + \delta_{16}X_6 = 0 \\ \delta_{20} + \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \dots + \delta_{26}X_6 = 0 \\ \vdots \\ \delta_{60} + \delta_{61}X_1 + \delta_{62}X_2 + \dots + \delta_{66}X_6 = 0 \end{cases}$$

ここに δ_{i0} : 荷重項

δ_{ik} : 性状係数

X_i : 不静定力

を電子計算機を利用して解いた。

なおラーメン構造としての軸線の高さは橋脚の純高さで計算した。ただし地震荷重、風荷重等の水平荷重による断面力の計算は側面形状の図心位置までとした。

断面力の計算、断面諸定数、鉛直プレストレスおよび上げ越し計算等も電算を利用した。

主ケーブルは橋脚上主桁で 12T12.4 を 80 本配置し、上床版横締めケーブルとしてはフレシネー 12-φ7 を 45 cm ピッチに配置した。

また鉛直鋼棒としては、SBPR 95/110, φ32 を使用し、一番多い所で 1 腹部当り 35 cm ピッチ 2 列配置となっている。

また横桁と床版を連結すると応力状態が不明確になるので、通常 5~10 cm の間げきを設けることが多いが、本橋の場合は一応連結することとし床版の橋軸方向曲げモーメントは、Pucher の図表より 3 辺固定として計算し、鉄筋 D16 を 10 cm ピッチに配置した。

このほか、コンクリート打継目部においてコンクリートの硬化熱により新コンクリート側に引張応力が作用す

るといわれているので、この補強として新コンクリート側を鉄筋 D16 で補強している。

(5) 反力調整

施工中の構造系と完成後の構造系が異なる場合、完成後コンクリートのクリープが進行するに従い断面力が変化する。

この変化を式で示せば

$$M_{t\infty} = M_B + (M_L - M_B)(1 - e^{-\rho})$$

ここに M_B : 施工順序に従い弾性理論により求めた断面力

M_L : 足場上で一度に施工したと考えた場合の弾性理論による断面力

$M_{t\infty}$: $t = \infty$ のときのクリープ終了後の断面力

このように施工中と完成後の構造系が異なる場合、施工完了直後とクリープが終了した時点の2つの点について応力を検討しなければならない。経済的に設計するには、コンクリートのクリープが進行しても系構造の変化による不静定力が生じないようにすることである。この方法として反力調整をすることとした。

本橋では、施工順序に従った曲げモーメントと同時施工したと仮定した場合の主桁自重による曲げモーメントは図-4 のようになっている。

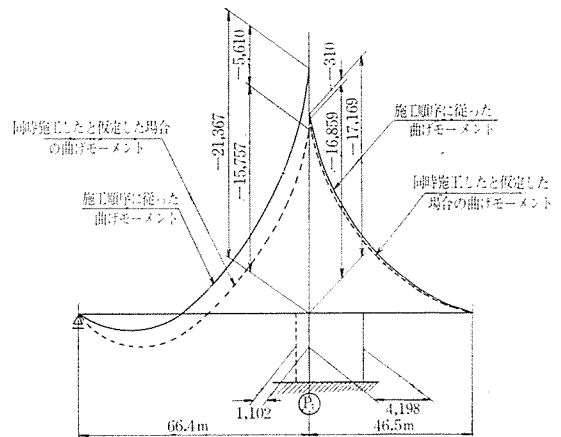


図-4 主桁自重による曲げモーメント図

表一 主桁自重による曲げモーメント
(単位:t・m)

	施工順序に従った曲げモーメント	同時施工したと仮定した場合の曲げモーメント	差
橋脚左側	-21 367	-15 757	-5 610
右側	-17 169	-16 859	-310

すなわち、P₁ 橋脚主桁部では表一のようになり、橋脚の右側では両者にほとんど差がない。ゆえに、橋脚の左側のみ応力調整することとし、すなわちヒンジ部を連結する前に A₁ 桁端部をジャッキアップして反力調整を行う。

$$\text{反力調整量 } R = \frac{5610}{66.4} = 84.5 \text{ t}$$

扛上力は、側径間連続ケーブルによる不静定反力 46.4 t を差し引いた値とし

$$4R = 84.5 - 46.4 = 38.1 \text{ t}$$

とする。このときの扛上量は 100 mm である。

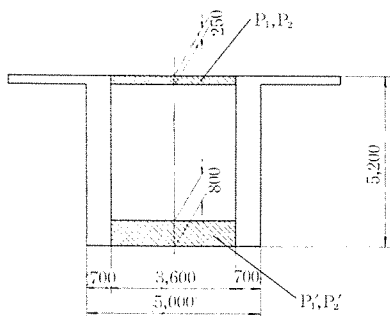
A₂ 部についても同様に行う。

反力調整のもう一つの目的として、橋脚に作用する曲げモーメントを死荷重作用時にできるだけ小さくする場合があるが、本橋の場合、終局的には橋脚に作用するアンバランスモーメントは表二のようになり、-704 t・m と小さい。

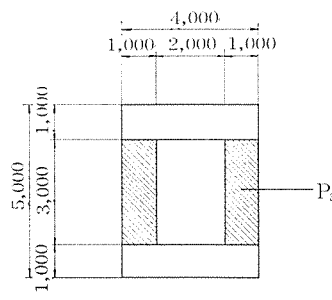
したがって、本橋では主桁モーメントに対して反力調整を行えば、橋脚には終局的にアンバランスモーメントがほとんど生じていない。

表二 最終時のアンバランスモーメント
(単位:t・m)

	橋脚左側	橋脚右側
主桁自重による曲げモーメント	-15 757	-16 859
橋面工	-2 861	-3 271
架設用ケーブルによるクリープ2次モーメント	-3 395	-746
連結用ケーブルによるクリープ2次モーメント	+2 359	+518
合計	-19 654	-20 358



図一六 主桁部断面図



図一七 橋脚部断面図

(6) 柱頭部の設計

本橋において、主桁と橋脚が剛結されているため橋脚上部の左右の主桁に生ずるアンバランスモーメントは、その剛結部を通じて橋脚に伝達される。

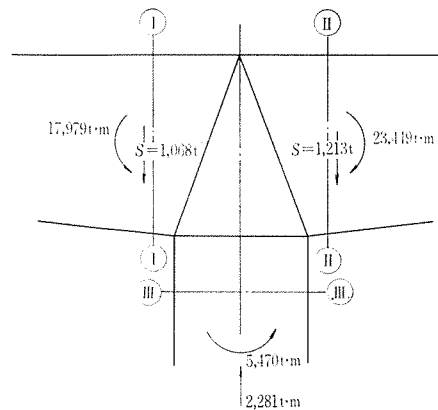
この曲げモーメントを橋脚に無理なく、確実に伝達させるため柱頭部をトラス構造とした。

また、トラスからの応力を橋脚にスムーズに流し、応力集中が生ずるのを防ぐため橋脚部もホロー断面とし、ホロー部の長さは応力の流れを均等に伝達するのに必要な長さとして、5.0 m とした。

トラスの計算法は、天草橋⁶⁾の場合を参考に計算した(図一五 参照)。

主桁、橋脚ともにトラス部を離れた位置では断面保持の法則が成立している。これらの位置で応力を計算する(図一六、七 参照)。

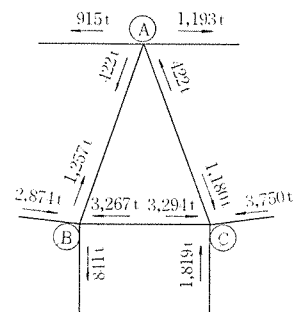
P₁、P₂、P₃ を計算し、これらを外力としてトラス部の各節点の応力を、おのおの別々に計算すると図一八のよ



図一五 柱頭部に作用する曲げモーメント、せん断力

表三 断面諸定数

	断面2次モーメント I _e (m ⁴)	断面係数 Z _u (m ³)	断面係数 Z _L (m ³)	断面積 A _u (m ²)	断面積 A _L (m ²)
I断面	46.39	17.68	18.01	0.9	2.88
II断面	46.39	17.68	18.01	0.9	2.88
III断面	24.67	12.33	12.33	3.0	3.00



図一八 トラス部応力図

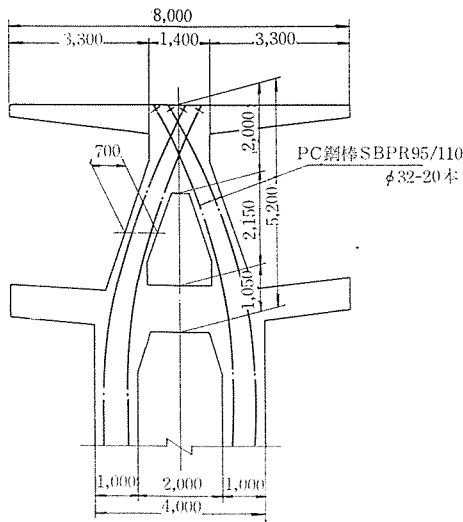


図-9 トラス部 PC 鋼棒配置図

うになる。

橋軸方向のトラス部の補強としては、PC鋼棒 SBPR 95/110, φ32 を 20 本使用し、橋軸直角方向は、鉄筋 D 22-16 本で補強した (図-9 参照)。

(7) 材令差による不静定力の計算

A₁, A₂ において反力調整を行っているので、各径間を同時に施工すればクリープによる不静定力はほとんど生じない。

しかし、本橋の場合、各径間の施工時間がずれているため、材令差により不静定力が生じてくる。このクリープ差により発生する不静定力の計算を主桁自重について行ってみる。

材令差により発生する不静定力の計算式は文献 8) によれば次のようになる。

$$\sum_{k=1}^n \left(\frac{dX_{tk}}{d\varphi} \cdot \delta_{ik} + X_{tk} \cdot \delta_{ik}^* \right) + \delta_{i0}^* = 0$$

ここに n: 不静定次数

X_{tk}: クリープにより発生する不静定力

δ_{ik}: 弾性方程式における性状係数

δ_{ik}^{*}: クリープ差による補正を考慮した性状係数

δ_{i0}^{*}: クリープ差による補正を考慮した荷重項完成直後に作用している不静定力を X_i とすると上式は、

$$\sum_{k=1}^n \left(\frac{dX_{tk}}{d\varphi} \cdot \delta_{ik} + X_{tk} \cdot \delta_{ik}^* + X_i \cdot \delta_{ik}^* \right) + \delta_{i0}^* = 0 \quad (a)$$

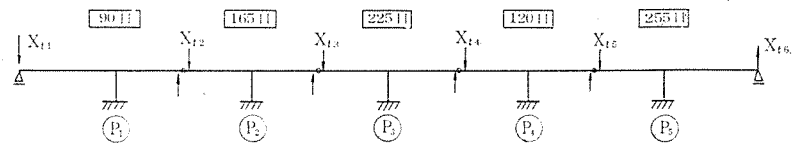


図-10 構造系

となる。

各施工段階で連結するごとに不静定力が発生してくるが、一応 P₁-P₂ を連結する時点で他の径間も同時に連結するとし、その材令差により t=∞ 時に発生する不静定力の計算を行う (図-10 参照)。

クリープ曲線は φ_t=φ_∞(1-e^{-xt}) とし、x の値は PC 道路橋示方書に示されたクリープ曲線にほぼ一致する値として x=1/60 とする。P₁-P₂ 連結時の材令および e^{-xt} 値は次のようになる (表-4 参照)。

また、クリープ差を考慮した性状係数、荷重項は次式で計算できる。

表-4 各主桁コンクリートの材令

	材令(日)	x・t	e ^{-xt}
P ₁ 部	90	1.38	0.251 6
P ₂ 部	165	2.54	0.078 9
P ₃ 部	225	3.46	0.031 4
P ₄ 部	120	1.85	0.157 2
P ₅ 部	255	3.92	0.019 8

表-5 δ_{ik}

k \ i	1	2	3	4	5	6
1	9 056.130	2 299.302	—	—	—	—
2	2 299.302	7 751.402	1 638.059	—	—	—
3	—	1 638.059	7 685.707	1 544.509	—	—
4	—	—	1 544.509	7 429.130	1 381.481	—
5	—	—	—	1 381.481	7 102.654	1 739.298
6	—	—	—	—	1 739.298	8 256.469

表-6 δ_{ik}^{*}

k \ i	1	2	3	4	4	5
1	2 278.522	578.504	—	—	—	—
2	578.504	1 278.514	129.243	—	—	—
3	—	129.243	426.089	48.496	—	—
4	—	—	48.496	690.313	217.169	—
5	—	—	—	217.169	639.814	34.438
6	—	—	—	—	34.438	163.478

表-7 δ_{i0}^{*}

	1	2	3	4	5	6
δ _{i0} [*]	677 075	82 822	-21 386	56 640	71 422	-48 888

$$\delta_{ik}^* = \delta_{ik.l} \cdot e^{-x \cdot l} + \delta_{ik.r} \cdot e^{-x \cdot r}$$

$$\delta_{i0}^* = \delta_{i0.l} \cdot e^{-x \cdot l} + \delta_{i0.r} \cdot e^{-x \cdot r}$$

各性状係数、荷重項の計算結果を示すと、表—5~7のようになる。

反力調整を行ったのち、ヒンジ部を連結した直後作用している不静定力は表—8のようになる。

表—8 X_i (単位: t)

	1	2	3	4	5	6
X_i	-298.840	0	0	0	0	300.271

以上の値を式 (a) に代入して、電子計算機により解いた結果を示すと表—9のようになる。

表—9 クリープ差により発生する不静定力

(単位: t)

X_{t1}	X_{t2}	X_{t3}	X_{t4}	X_{t5}	X_{t6}
-4.5	20.4	4.5	-18.9	20.7	-4.4

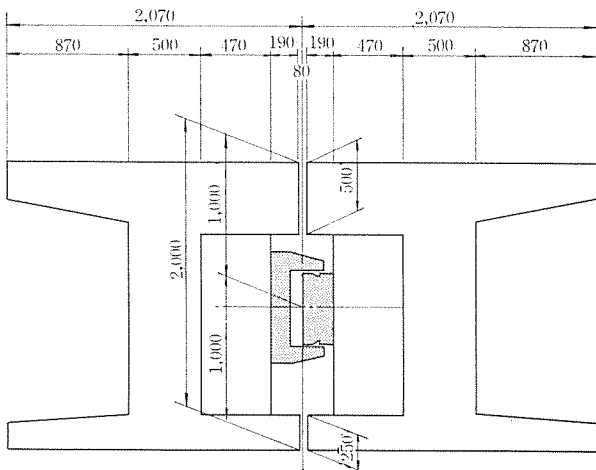
以上、主桁自重のみによる不静定力が 20.7 t とかなり大きな値となったが、架設用ケーブル、連続用ケーブルおよび橋面工等によっても不静定力が生じ、このうち架設用ケーブルによるものは主桁自重のそれと符号が反対となり、すべての材令差による不静定力は上記の 20.7 t よりかなり小さくなると思われる。

本橋の場合、主桁の設計には照査程度にとどめたが、材令差が大きくなると、この不静定力が無視できなくなり、設計上考慮されなければならない。

なおヒンジ部のせん断シューの反力としては、一応 20 t とした。

(8) せん断シュー、水平シュー

本橋はスパン中央には、水平移動と回転可能なせん断シューを設け、せん断力のみ抵抗できるようにしている。ヒンジ部の鉛直反力を示すと次のようになる。



図—11 ヒンジ部詳細図

橋面工	2 t
活荷重	71 t
主桁自重によるクリープ差 ケーブルによるクリープ差	} 20 t (仮定)
合計	

またヒンジ部の移動量は、計算値の 5 割増を設計値とした。

このほかヒンジ部の橋軸直角方向に対しても、下床版に水平シューを設けている。

水平反力は次のようになる。

風荷重	10 t
地震荷重	29 t

ただし、地震荷重による反力は各橋脚で反対方向に作用するものとして計算した。

(9) 伸縮ジョイント

伸縮ジョイントとしては伸縮量の大きい場合は、従来フィンガージョイントが使用されていたが、本橋の場合、クリープたわみ等によりジョイント部に折れ角が生じ走行性を害する恐れがあり、また排水も十分でない等の理由から、ゴムジョイント(マウラージョイント)とした。伸縮量の計算は、温度、乾燥収縮、クリープのほか活荷重によるアンバランスモーメントにより生ずる伸縮量の計算も行った。

表—10 設計伸縮量

(単位: mm)

	側径間側	中央径間側
温度	±12	±17
乾燥収縮, クリープ	+31	+41
活荷重	+10 -7	±22

ただし、符号は収縮を+とする。

なお、実際の計算値に安全率として 1.2 を乗じたものを設計伸縮量とした。設計伸縮量は表—10のようになる。

(10) 上げ越し

たわみ計算は仮想仕事法およびモールの定理により電子計算機で計算した。

たわみの項目を列挙すると次のようになる。

1) 架設時

- 主桁自重によるたわみ(アンバランスモーメントによるたわみも含む)
- 架設用ケーブルによるたわみ
- ワーゲン自重によるたわみ
- ワーゲンフレームの変形
- 日照時の桁の上下縁の温度差によるたわみ
- ワーゲン撤去によるたわみ

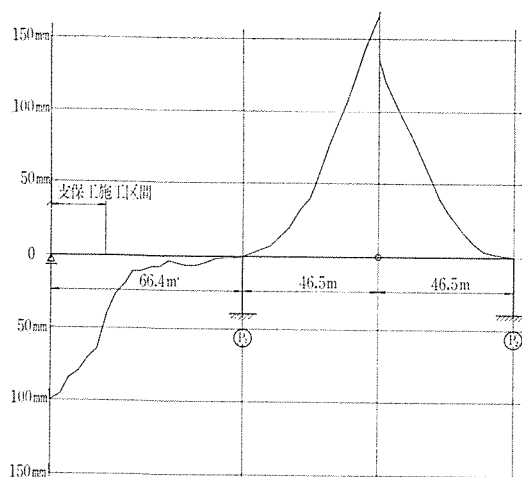


図-12 上げ越し図

- 施工中のクリープによるたわみ
- 2) 支保工部施工時
 - 主桁自重によるたわみ
 - 側径間連続用ケーブルによるたわみ
 - 反力調整によるたわみ
- 3) 完成後
 - 主桁自重のクリープによるたわみ
 - 架設用ケーブルのクリープによるたわみ
 - 側径間連続用ケーブルのクリープによるたわみ
 - 橋面工によるたわみ (クリープも含む)

以上の項目でたわみ計算を行った。

なお、クリープ係数としては $\varphi_{\infty}=2.0$ とし、架設時

1.0, 完成後 1.0 として計算した。

P_1, P_2 部の上げ越し図を 図-12 に示す。ただしこの上げ越し図には、ワーゲン、ワーゲンフレーム、温度差によるたわみ および美観上の上げ越し等は 含んでいない。

5. あとがき

本橋は現在施工中であり、施工上の諸問題についての報告は次の機会に行いたい。

なお、本設計にあたりご指導いただいた 猪股俊司博士、また基本設計にたずさわった (株) 日本構造橋梁研究所の方々に深く感謝致します。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：プレストレスト コンクリート設計施工指針
- 2) 土木学会：ディビダーク工法設計施工指針 (案)
- 3) 土木学会：フレッシュ工法設計施工指針 (案)
- 4) 日本道路協会：プレストレスト コンクリート道路橋設計示方書解説
- 5) 猪股俊司：プレストレスト コンクリートの設計および施工，土木学会監修，技報堂
- 6) 日本道路公団：工事報告天草五橋，土木学会
- 7) 猪股俊司：不静定コンクリート構造においてクリープによって発生する不静定力の計算法
- 8) 森元峯夫・訳：段階的にはりを形成する場合のクリープ現象による断面力の時間的変化について，プレストレストコンクリート，Vol. 10, No. 3 (1968)
"Fripz Bauer" Der Bauingenieur 41 Heft 4 (1966)

1973.10.15・受付

PC 構造物設計図集発売について

当協会では、先に「PC 構造物設計図集」の出版を企画し、本会編集、(株) 技報堂発行の形で出版しておりますのでお知らせします。

本書は、本協会誌「プレストレスト コンクリート」の末尾に掲載致しておりました折込付図を、協会誌編集委員会の手により、PC の設計・施工にたずさわるの方々のご使用に便利のように、土木編 (32 編)・建築編 (28 編)・その他 (4 編) の三部門にわけ、それぞれに写真・説明等を入れ、わかりやすく編集したものです。皆様のお手元にぜひお備え下さいませよう、おすすめ申し上げます。

体 載：B 4 判 133 ページ 活版印刷

定 価：1500 円 会員特価：1200 円 (〒 200 円)

申 込 先：〒 102 東京都千代田区麴町 1 の 10 の 15 紀の国やビル 2 階

社団法人 プレストレスト コンクリート技術協会

TEL (261) 9151 振替 東京 62774 番