

(88) 松山自動車道 (四車線化) 大頭橋 (PC単純中空床版基礎杭剛結構造)

日本道路公団 松山工事事務所  
 同上  
 (株) エム・テック  
 (株) 東光コンサルタンツ

桑原 典和  
 石井 憲一  
 正会員 栗山 修一  
 ○森 連

1. はじめに

松山自動車道いよ西条～川内 IC 間は昭和 60 年 2 月に施行命令を受け、平成 6 年 11 月に暫定 2 車線で供用開始した。

開通後の交通量は 12,000 台/日にも達し、平成 8 年度には松山自動車道川内～伊予 IC 間の開通により、さらなる交通量増が見込まれていたため、平成 7 年 11 月に暫定解除された。

当該区間の 4 車線化は早急に進める必要があり、供用中の I 期線の交通状況及び工事期間が長くなるのが予想される構造物区間等を勘案の上、先行着手区間を選定した。このため、今治小松自動車道と松山自動車道が伊予小松 IC で平成 10 年度に連結が予定されていたため、この伊予小松 IC 付近前後を 4 車線化の先行着手区間とした。

本橋はこの先行着手区間内にあり、妙口トンネルと大頭トンネルの 2 つのトンネルに挟まれた谷部に位置している。

2. 形式選定

本橋架橋地点は谷部にあり、河床から約 70 度の急傾斜を成している。また、橋梁の前後直近にトンネル抗口が計画されている。このような地形状況において、表-1 の 3 つの形式について比較検討を行った。

上部工形式においては、現地から判断してプレキャスト桁の搬入が困難であるが、支保工施工は可能である。したがって、橋長から判断し、PC 単純中空床版を採用した。下部工形式検討として、第 2 案は 1 期線と同様に一般的な逆 T 式橋台としたが、橋台施工に伴う大掘削を必要とし、施工性に劣る。第 3 案は、第 2 案の大掘削を改善した形式として取り上げたが、耐震性、走

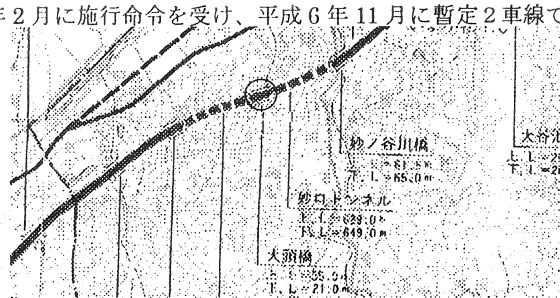


図-1 位置図

表-1 形式比較一覧表

形式	支承	略 図
第1案 PC 単純中空床版 ラーメン	剛結	
第2案 PC 単純中空床版	FM	
第3案 PC 単純中空床版	FM	

行性に劣る。

また、上部工費における比較では、コンクリート、型枠、鉄筋等の工費は各案とも大差はない。PC鋼材量(12S-15.2)は、第1案では16本、第2、3案では、22本が必要となり、1案の方が6~7%の工費節減が可能である。

以上の形式比較検討より、当架橋地点に第1案の深礎杭とPC単純中空床版の剛結構造形式の採用を試みた。なお、当形式採用に当たり解決すべき問題点は次のとおりである。

- (1) 設計モデル化の問題
- (2) プレストレスの有効性
- (3) 隅角部の問題
- (4) 実施工におけるモデル化の確認

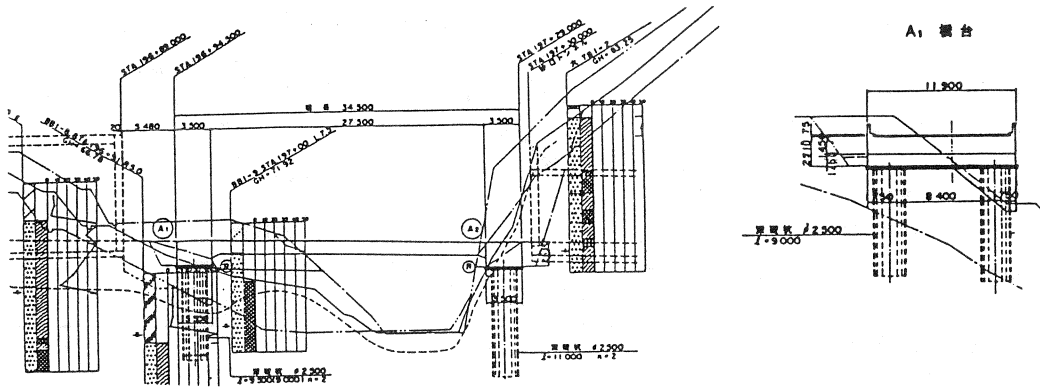


図-2 全体一般図

### 3. 設計条件

- (1) 道路規格 第1種第3級A規格
- (2) 構造形式 PC単純中空床版  
ラーメン橋
- (3) 橋長 34.500m
- (4) 桁長 34.500m
- (5) 支間 31.000m
- (6) 総幅員 11.900m
- (7) 有効幅員 10.500m
- (8) 斜角 90度00'00"
- (9) 活荷重 B活荷重
- (10) 衝撃係数  $i = 1.0 / (2.5 + L)$
- (11) 架設工法 全支保工
- (12) コンクリート  
主版  $\sigma_{ck} = 350 \text{ kgf/cm}^2$   
深礎杭  $\sigma_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$
- (13) 鋼材  
PC鋼材 SWPR7B 12s15.2  
鉄筋 SD345

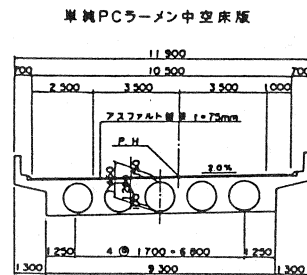


図-3 断面図

4. 構造解析

4-1 荷重及び荷重の組み合わせ

- (1) 主桁自重
- (2) 橋面荷重
- (3) 温度 ( $\pm 10^{\circ}\text{C}$ )
- (4) 乾燥収縮 ( $-15^{\circ}\text{C}$ )
- (5) 地震荷重
- (6) プレストレス力
- (7) 活荷重
- (8) 土圧

4-1. 解析モデル

(1) 設計の合理性を図り平面骨組解析を当構造解析モデルに採用し、次のような問題を立証した。

平面骨組解析を用いた場合、橋軸方向の曲げモーメントは断面に一律に作用する結果となる。端横桁は、杭間隔 8.4m の 2本の杭で支持されている。したがって、横桁の剛性によって橋軸方向の曲げモーメントは幅員の内外で異なると考えられるため、立体格子解析を用いて、常時の荷重状態に着目して支間中央と端部の曲げモーメントの状態を確認する。図-4 に立体格子モデルを示す。

照査の結果、端部において、杭頭部は剛結されているため、負の曲げモーメントが卓越し、幅員中央部で負の曲げモーメントは減少する。端部平均曲げモーメントに対する幅員中央部曲げモーメントの比率は 75% 程度である。また、支間中央において僅かであるが幅員中央の曲げモーメントが外側より大きく発生する。この平均曲げモーメントに対する幅員内の最小曲げモーメントの比率は 99% である (図-5)。したがって、断面は十分な剛性があるものと判断されるがより安全性を向上させるため上部工と壁の付け根部はRC部材としての照査を行った。

したがって、端横桁は十分な剛性を有していると判断できるため、平面骨組解析の採用は可能であると考えられる。

支間中央部の合成応力度は平面解析では

表-2 終局荷重時組み合わせ

case	荷重の組み合わせ
a	$1.3 \times (\text{死荷重} + \text{土圧}) + 2.5 \times (\text{活荷重} + \text{土圧} 1 + \text{衝撃}) + 1.0 \times (\text{クレーン, 乾燥収縮, プレストレスによる不静定力})$
b	$1.0 \times (\text{死荷重} + \text{土圧}) + 2.5 \times (\text{活荷重} + \text{土圧} 1 + \text{衝撃}) + 1.0 \times (\text{クレーン, 乾燥収縮, プレストレスによる不静定力})$
c	$1.7 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重} + \text{衝撃} + \text{土圧} + \text{土圧} 1) + 1.0 \times (\text{クレーン, 乾燥収縮, プレストレスによる不静定力})$
d	$1.3 \times (\text{死荷重} + \text{地震による影響} + \text{土圧}) + 1.0 \times (\text{クレーン, 乾燥収縮, プレストレスによる不静定力})$
e	$1.0 \times (\text{死荷重}) + 1.3 \times (\text{地震による影響} + \text{土圧}) + 1.0 \times (\text{クレーン, 乾燥収縮, プレストレスによる不静定力})$

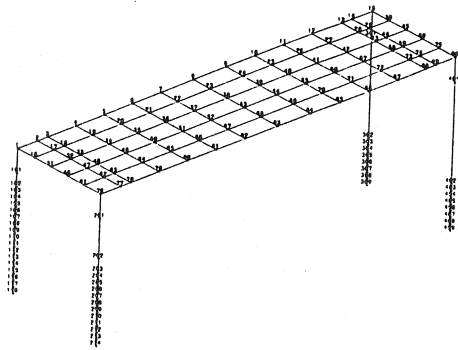


図-4 立体格子モデル

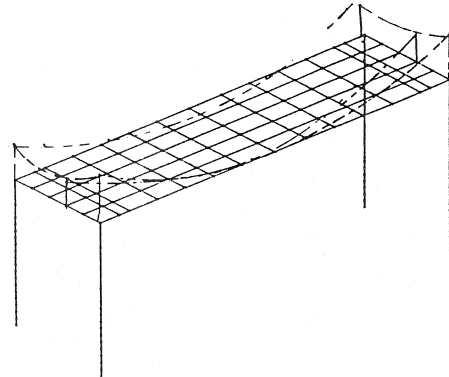


図-5 曲げモーメント図

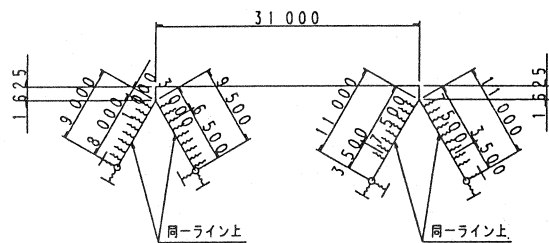


図-6 平面骨組モデル

下縁で  $1.52\text{kgf/cm}^2$  , 立体解析で  $-1.95\text{kgf/cm}^2$  となっている。立体解析の場合は各主桁の活荷重最大曲げモーメントを採用しているため  $3.5\text{kgf/cm}^2$  程度の差が出ている(表-3, 表-4)。死荷重時におけるモーメントは立体解析で3%程度増であり, 解析による応力差は問題ないものと判断できる。

表-3 平面骨組解析結果

	設計断面力		上縁 $\sigma_c'$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	下縁 $\sigma_c'$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )
	M(tfm)	N(tf)		
1.主桁自重	889.7	-186.9	30.3	-32.6
2.直後のﾌﾞﾚ2次力	1148.2	124.4	34.91	-46.3
3.橋面荷重	148.5	-30.6	4.98	-5.15
4.土圧-1	-4.1	0	-0.13	0.2
5.土圧-2	1.5	0	0.05	-0.1
6.乾燥収縮	98.6	22.9	2.81	-3.91
7.有効ﾌﾞﾚ2次力	1012.7	109.7	30.79	-40.87
8.(1+3+4+6+7)	2145.4	-84.2	68.75	-82.33
9.(1+3+5+6+7)	2151.0	-84.2	68.93	-82.63
10.活荷重 max	376.4	0	11.73	-13.95
11.活荷重 min	0	-67.5	0.77	0.77
12.直後ﾌﾞﾚｽﾄﾚｽ			-27.31	111.22
13.有効ﾌﾞﾚｽﾄﾚｽ			-24.09	98.1
設計荷重(9+10+13)			56.57	1.52
設計荷重(9+11+13)			45.61	16.24

表-4 立体格子解析結果

	設計断面力		上縁 $\sigma_c'$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	下縁 $\sigma_c'$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )
	M(tfm)	N(tf)		
1.主桁自重	953.7	-193.1	32.4	-35.0
2.直後のﾌﾞﾚ2次力	1121.2	120.1	34.1	-45.2
3.橋面荷重	158	-29.7	5.26	-5.52
4.土圧-1	-1.8	0	-0.06	0.1
5.土圧-2	-1.8	0	-0.06	0.1
6.乾燥収縮	98.6	2.9	2.81	-3.91
7.有効ﾌﾞﾚ2次力	988.9	105.9	30.08	-39.89
8.(1+3+4+6+7)	2197.4	-94	70.49	-84.22
9.(1+3+5+6+7)	2197.4	-94	70.49	-84.22
10.活荷重 max	427.3	0	13.31	-15.83
11.活荷重 min	0	-67.5	0.77	0.77
12.直後ﾌﾞﾚｽﾄﾚｽ			-27.31	111.22
13.有効ﾌﾞﾚｽﾄﾚｽ			-24.09	98.1
設計荷重時(9+10+13)			59.71	-1.95
設計荷重時(9+11+13)			47.17	14.65

(2) 当橋梁は4本の $\phi 2500$ 深礎杭と上部工を直接剛結した構造である。特に右岸側の深礎杭の前面地山形状は異なっている, このため杭の水平方向地盤反力係数が異なる。この影響を考慮して土圧力を組み込んだ複雑な組み合わせ荷重に対して, 設計の合理性を図るため平面骨組解析を採用した。(図-6)

4-2. プレストレスの有効性

プレストレスの広がり角から判断するとほぼ杭中心位置で有効に作用するが, 安全性を考慮し壁部材と上部工の接合部はPC, RC双方の

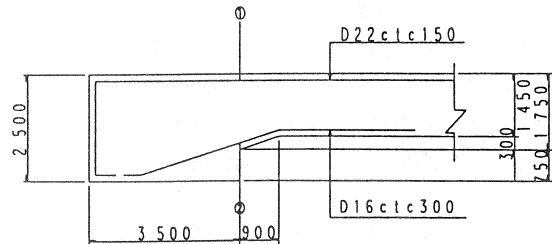


図-7 上部工, 壁接合部配筋図

表-5 PC部材応力度一覧表

	設計断面力		上縁 $\sigma_c'$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	下縁 $\sigma_c'$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )
	M(tfm)	N(tf)		
1.主桁自重	-1104.8	-186.2	-20.6	20.8
2.直後のﾌﾞﾚ2次力	1008.5	124.4	19.07	-18.7
3.橋面荷重	-182.6	-30.6	-3.38	3.43
4.土圧-1	-21	0	-0.41	0.4
5.土圧-2	81.1	0	1.6	-1.4
6.乾燥収縮	36.1	22.9	0.56	-0.79
7.有効ﾌﾞﾚ2次力	895.5	110.5	16.93	-16.57
8.(1+3+4+6+7)	-376.8	-83.4	-6.9	7.27
9.(1+3+5+6+7)	-274.7	-83.4	-4.89	5.47
10.活荷重 max	15.3	0	0.3	-0.27
11.活荷重 min	-426.6	-67.5	-7.92	7.98
12.直後ﾌﾞﾚｽﾄﾚｽ			30.13	7.04
13.有効ﾌﾞﾚｽﾄﾚｽ			26.76	6.25
設計荷重(9+10+13)			22.17	11.45
設計荷重(9+11+13)			13.95	19.7

表-6 RC部材としての照査

断面形状	B=100 cm H=175 cm
断面力	M=71.170 tfm N=17.560 tf
鉄筋量	As=D22@150 As=D16@300
応力度	$\sigma_c=28\text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_s=1472\text{ kgf/cm}^2$
許容応力度	$\sigma_{ca}=116.6\text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_{sa}=1800\text{ kgf/cm}^2$
荷重組合せ	常時

部材として照査を行った。RC部材としては、単位mあたり上縁引張  $M=72 \text{ tfm}$ 、 $N=17.6 \text{ tf}$  に対して  $D22@150$ 、下縁  $M=26.6 \text{ tfm}$ 、 $N=-3.37 \text{ tf}$  に対して  $D16@150$  で配筋を行った。なお、PC、RC 部材各々の応力度一覧表を表-5、表-6に示す。

4-3. 隅角部の対応

定着部から深礎杭中心まではプレストレスが有効に働かないためRC ラーメン部材として設計を行った。隅角部に対して次のような設計を行った。

負の曲げモーメントに対する検討

$$\sigma_{ct} = 5 \times M_0 / (R^2 \times W)$$

$\sigma_{ct}$  : 最大引張応力度

$M_0$  : 節点モーメント

R : 部材長さ (外端より 45 度方向)

W : 奥行幅

なお、最大引張応力度が許容値  $8.5 \text{ kgf/cm}^2$  を越えるため、次式により補強鉄筋量を計算した。

$$A_s = 2 \times M_0 / (R \times \sigma_{sa})$$

また、配筋は図-8の通りとし、側面配筋及びケーブル配置状態を図-9に示す。

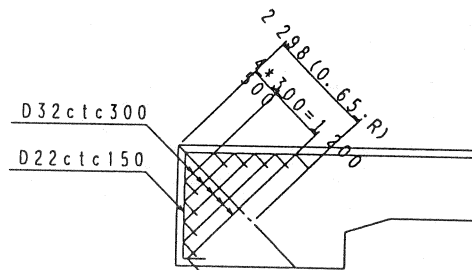


図-8 隅角部補強配筋図

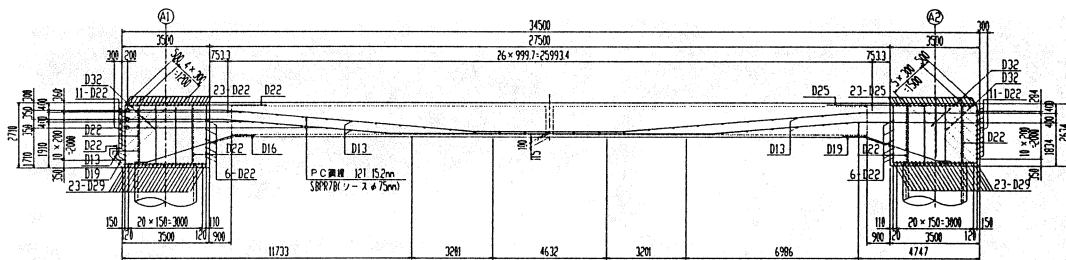


図-9 側面配筋図

5. 実施工におけるモデル化の確認

実施工においては、プレストレス導入時に桁の軸方向変形量および上部工鉛直変形量を測定した。次に設計値と実測値を示す。

表-7 橋軸方向 (実測値)

測定日	測定点	
	A	B
コンクリート打設後	距離 L1	距離 L2
緊張前	11.000	11.000
緊張後	10.996	10.997
打設1ヶ月後	10.991	10.996

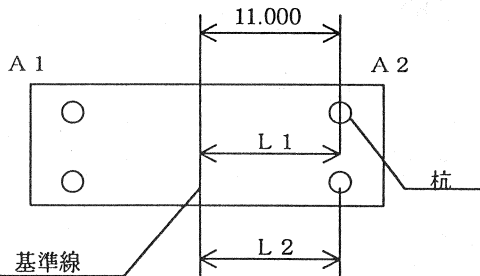


図-10 測定平面

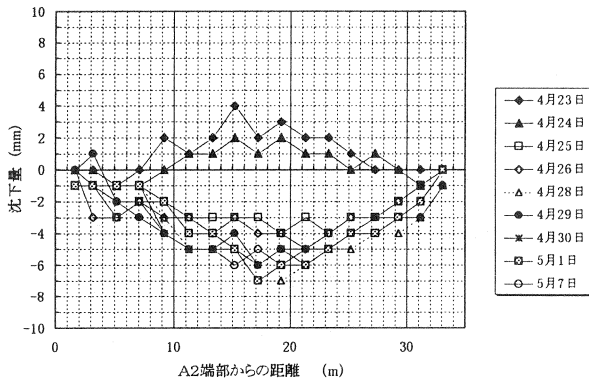


図-11 実測鉛直方向変形図

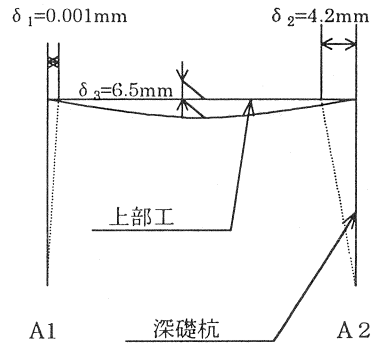
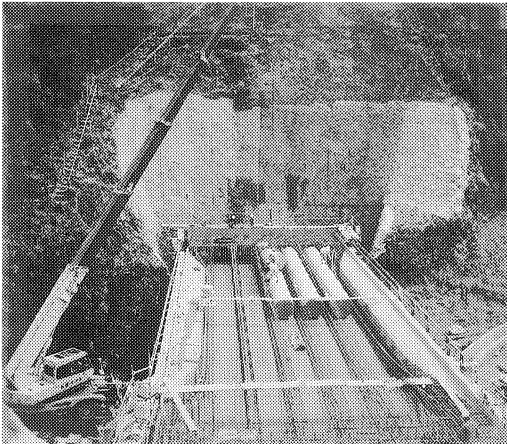


図-12 計算値

鉛直方向変形量の実測値はプレストレス導入後一週間で約7mmである。計算値が6.5mmであるため実測値と計算値の誤差は7%程度であり、構造モデルの立証はできたといえる。

軸方向変形量の実測値はA1側の杭芯での変位は認められなかった。A2側での変形量測定結果は3mm~4mmであった。計算値でA1側はほとんど変形せず、A2側で4.2mmの変形量である。この点についてはA1、A2側の基礎地盤パネの不確定要素が考えられる。従って、鉛直方向変形量、軸方向変形量ともに、実測値と設計値の差がほとんどないため、設計どおりプレストレスが導入されており、構造モデルの確認を行い得たものと考えられる。次に、工事写真を載せることにする。

ケーブルおよび円筒型枠設置



本体工施工完了



4. おわりに

大頭橋の設計施工について述べてきたが、現下の厳しい財政事情を反映して建設コスト削減は非常に強い社会的要望である。今回のような、長大な急傾斜を有する谷部のPC単純橋においては、当橋梁形式のように深礎杭と上部工を直接剛構造とすることで、経済性、施工性の向上を図った。また、モデル化の立証から一つの成果を得たと考える。

当構造の場合、杭間隔が8.4m程度であるため、主版の最大主応力は橋軸方向にスムーズに流れると思われるが、しかし、杭間隔が広くなるにつれて最大主応力の流れは複雑になるものと判断できる。したがって、設計の単純化を図るためには橋長、幅員が一つの要因ではあるが、床版厚横桁等の剛性をどの程度確保すれば、最大主応力がスムーズに流れるか、今後の検討課題にしたい。