

## 軽量コンクリート使用 P C 桁の経済比較について

大 野 晃\*  
和 田 克 哉\*

### 1. ま え が き

首都高速道路7号線は、隅田川ぞいの6号線と、堅川より別れ、堅川上を一直線に走り荒川へと進む。ここより民地内を通過し、日本道路公団の京葉道路へと接続する延長約10kmの重要幹線である。特に最近小松川の交通まひ、三里塚の新国際空港建設にともなう将来計画等、多々の事情により建設がいそがれている。

当公団では、この7号線の一部江戸川区西一之江1丁目付近の構造設計に当り、軽量コンクリート使用P C桁についての経済性を考慮すべく、比較設計の必要にせまられた。

以上の状況のもとに首都高速道路公団第三建設部設計調査課において、つぎの三種類の比較設計を行なった。

- A. 床版および桁普通コンクリート使用P C合成桁
- B. 床版軽量コンクリート、桁普通コンクリート使用P C合成桁
- C. 床版および桁軽量コンクリート使用P C単純桁 (A, B, Cとも下部構造設計を含む)

以下各三種類の形式を A, B, C と呼ぶ。

### 2. 上部比較設計

#### (1) 設計条件

- 1) 橋 種：プレストレスト コンクリート 高速道路橋
- 2) 構造形式：ポストテンションP C合成桁  
ポストテンションT型P C単純桁
- 3) 桁 長：24.90 m
- 4) 支 間：24.20 m
- 5) 幅 員：全幅 16.50 m
- 6) 荷 重：T.L 20
- 7) 衝撃係数：主桁  $i = \frac{10}{25+l}$ , 床版  $i = \frac{20}{50+l}$
- 8) 横断勾配：1.5%
- 9) 斜 角：直角
- 10) 破壊安全度： $1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重})$

\* 首都高速道路公団第三建設部設計調査課

1.8 × (死荷重 + 活荷重)

#### (2) 材料強度および許容応力度

##### 1) コンクリート

材令 28 日の圧縮強度

{	プレキャスト桁	$\sigma_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$
	現場打	$\sigma_{28} = 300 \text{ kg/cm}^2$

許容曲げ圧縮応力度

{	部材圧縮縁	$\sigma_{ca} = 130 \text{ kg/cm}^2$
	部材引張縁	$\sigma_{cat} = 170 \text{ kg/cm}^2$

許容曲げ引張応力度

{	部材圧縮縁	$\tau_{ca} = -15 \text{ kg/cm}^2$
	部材引張縁	$\sigma_{cat}' = -15 \text{ kg/cm}^2$

許容斜引張応力度

{	設計荷重時	$\sigma_{ca} = -10 \text{ kg/cm}^2$
	破壊荷重時	$\sigma_{ca} = -20 \text{ kg/cm}^2$

プレストレスを与えるときの圧縮強度

$$\sigma_{cai} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

##### 2) P C 鋼線 $\phi 7 \text{ mm}$

引張強度  $\sigma_{pu} = 155 \text{ kg/mm}^2$

降伏点応力度  $\sigma_{py} = 135 \text{ kg/mm}^2$

許容引張応力度

{	設計荷重時	$\sigma_{pa} = 93 \text{ kg/mm}^2$
	緊張作業時	$\sigma_{pat} = 121.5 \text{ kg/mm}^2$

##### 3) 鉄筋 SD 30

設計荷重時引張鉄筋を算定する場合、 $\sigma_{sa} = 1800 \text{ kg/cm}^2$ 。施工中の一時的荷重による引張鉄筋を計算する場合、上記許容応力度の 30% 増しとする。腹鉄筋を計算する場合  $\sigma_{sa} = 3000 \text{ kg/cm}^2$

コンクリート比重

普通P Cコンクリート 2.50

軽量P Cコンクリート 1.85

#### (3) 上部比較設計設計要旨

本設計に入る前に、慎重な協議検討の末、以下の設計要旨を定める。

- 1) AおよびBに関してはP C単純合成桁橋であり、プレキャストされたP C桁(主桁)を架設後、P C床版

および横桁を合成される活荷重合成桁の形式をとる。またCにおいては、軽量コンクリートによりプレキャストされたT型PC桁を架設後、横締めにより一体構造となるPC単純桁である。

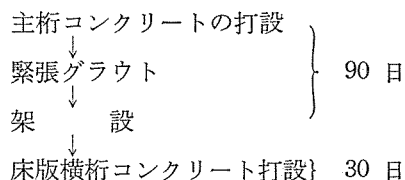
2) 断面の構成および主桁の形状は、床版および主桁につき設計、施工、経済性その他あらゆる観点より検討して定めた値である。

3) 横断勾配の処理については基本的に主桁は垂直とし上縁のみを傾けることとする。

4) 荷重分配は Guyon & Massonnet の理論により行なうものとする。

5) 設計に用いる荷重は床版を T 荷重、主桁を L 荷重横桁を T, L 荷重の大きい方で計算することとする。

6) 設計計算に当り、作業の順序にしたがって各点の応力度も求めなければならない。本設計における基本的な順序はつぎのとおりである。



↓  
地覆・高欄・舗装  
↓  
活荷重その他荷重

7) 断面の諸定数の算出に当り、プレキャスト桁および床版コンクリート強度の差は、すべて換算して用いることとする。

8) 主桁のプレストレス導入方法は、フレシネー工法とし、PC鋼線は  $\phi 7 \text{ mm} \times 12$  を用いる。定着位置は原則として桁端部とし、プレキャスト桁の上縁仕上げおよびジベル鉄筋、床版鉄筋に支障のない構造とする。

9) プレストレスは原則として、架設作業の行なわれる前に行なうものとする。

10) 横桁の主鉄筋の形状は、プレキャスト桁内を貫く鉄筋を主鉄筋とする。また特殊な構造となるため特にアンカープレートナットを用いて、アンカーし、計算に用いる主筋の断面積は、ナットのねじを切削後の有効断面を用いるものとする。

以上の設計要旨にもとずき上部の設計へと進む。主桁本数、桁高等は予備計算の結果、最も経済的と思われる値を採用する。

図-1

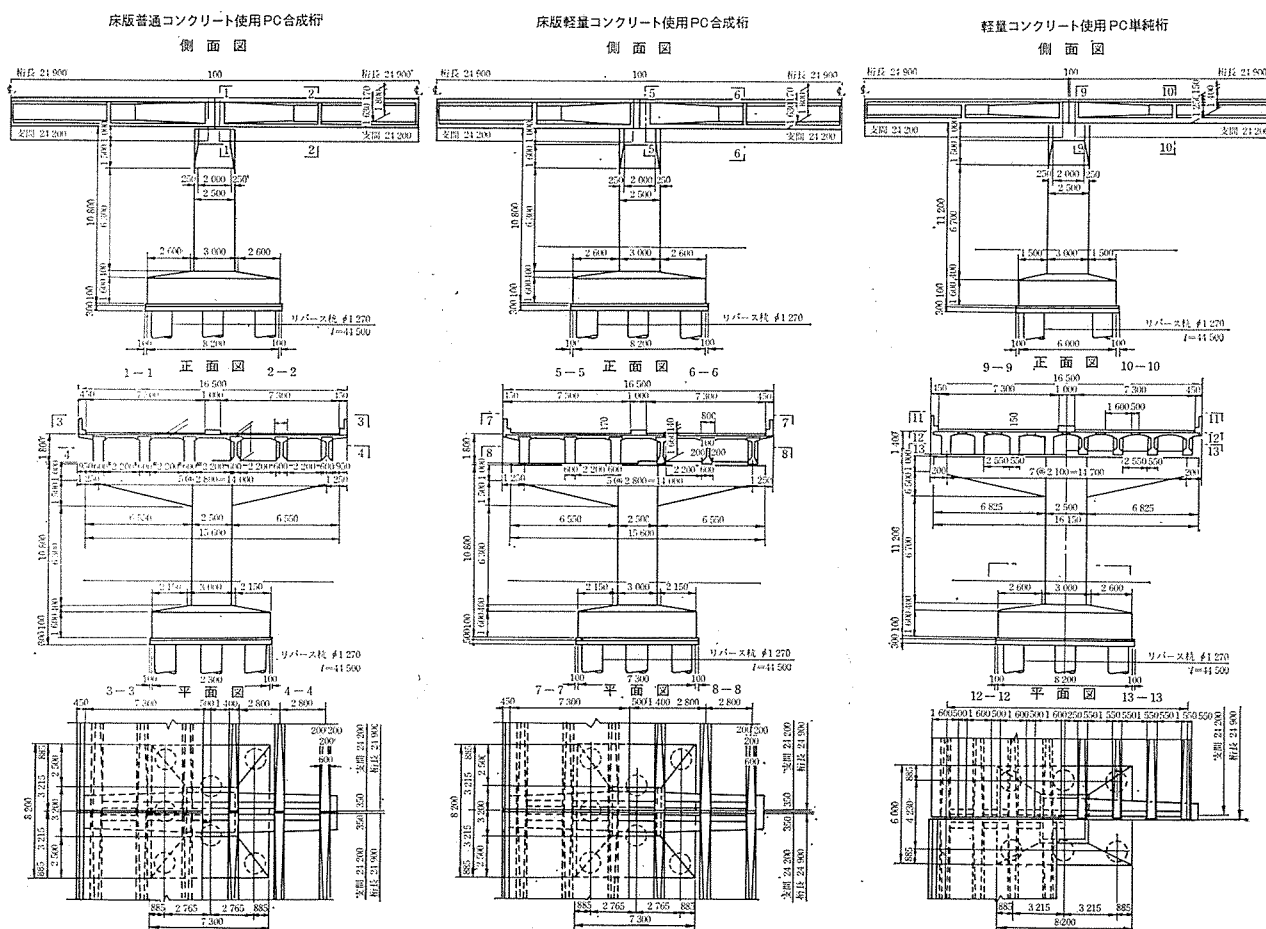


表-1

AおよびB合成前断面力

(単位 t・m)

荷 重	主 桁 1		主 桁 2		主 桁 3	
	A	B	A	B	A	B
活 荷 重	176.63	176.70	148.47	146.92	129.98	126.69
主 桁 自 重	112.50	112.50	112.50	112.50	112.50	112.50
場 所 打 コ ン ク リ ー ト	97.59	24.61	111.39	87.16	111.39	87.16
地 覆 高 欄	24.85	25.01	16.73	16.67	12.02	11.92
舗 装	34.79	34.74	35.06	34.98	36.48	35.24
	446.36	423.56	424.15	398.18	402.37	373.51

C合成前断面力

(単位 t・m)

	主桁 1	主桁 2	主桁 3	主桁 4
活 荷 重	132.46	115.65	115.65	132.46
主 桁 自 重	86.38	86.38	86.38	86.38
場 所 打 コ ン ク リ ー ト	8.38	16.69	16.69	8.38
地 覆 高 欄	22.03	14.93	14.93	22.03
舗 装	25.48	25.84	25.84	25.48
	274.73	259.49	259.49	274.73

表-2

合成前曲げ応力度

	曲げモーメント (t・m)			床版上縁 (kg/cm <sup>2</sup> )			桁上縁 (kg/cm <sup>2</sup> )			桁下縁 (kg/cm <sup>2</sup> )		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
主 桁 自 重	112.50	112.50	86.38				47.3	47.0	30.6	-50.7	-50.4	-47.9
場 所 打 コ ン ク リ ー ト	97.59	74.61	8.38				40.0	30.6	3.0	-40.2	-30.8	-4.6
地 覆 高 欄	24.85	25.01	22.03	4.2	5.7		3.3	4.6	7.1	-7.8	-8.3	-11.8
舗 装	34.79	34.74	25.48	5.9	7.9		4.6	6.4	8.2	-10.9	-11.5	-13.6
活 荷 重	176.63	176.70	132.46	29.7	40.0		23.2	32.3	42.8	-55.2	-58.7	-71.0
	446.36	423.56	274.73	39.8	53.6		118.4	120.9	91.7	-164.8	-159.7	-148.9

合成後曲げ応力度

床版上縁			桁上縁			桁下縁		
A	B	C	A	B	C	A	B	C
47.9	57.3		71.3	79.2	64.8	-0.6	-14.2	-6.3

設計に当りプレストレストコンクリート設計施工指針、鉄筋コンクリート道路橋設計示方書、首都高速道路公団設計基準その他をもととして行なう。また設計手順はA、Bにおいては普通PC合成桁と同様に以下の手順による。なおCに対しては3)のずれ止めの設計をのぞく。

1) 床版の設計

片持部床版の曲げモーメント

中間部床版の曲げモーメント

鉄筋の計算

2) 主桁の設計

断面力の計算

設計断面の諸定数

設計断面の曲げ応力度

斜引張応力度

曲げ破壊安全度

たわみ量の計算

3) ずれ止めの計算

設計荷重時

破壊荷重時

4) 横桁の設計

曲げモーメント

鉄筋量の計算

(4) 上部設計結果

以上の設計条件、設計要旨、設計手順にしたがって、A、B、Cの3種類の設計を行なった。AとBとの計算過程はほぼ同じであるが、死荷重が床版部分においてAが1.607 t/m に対して 1.468 t/m となり、約 10% 軽減される。

さらにCにおける場所打コンクリート(軽量コンクリート)として、床版を打つ体積は主桁と主桁の間だけであるため(床版部分はT型桁の上縁)、床版の死荷重は、いちじるしく軽減される。以上の理由により各主桁に作用する合成前断面力は表-1 のようになる。表-1 の値を使用し、合成前曲げ応力度および合成後曲げ応力度を表-2 に示す。

以上の応力により各断面を算出し、A、B、C 各種の材料を表-3 とする。

(5) 上部経済比較

表-3 の材料から、首都高速道路公団積算基準にもとづき3種類の経済比較を行なう。

表-4 から解るように、AとBを比較してみると、軽量床版において死荷重を10%軽減したことから、PC鋼線の180 kgの節減が可能となる。しかし軽量コンクリート材料費、打設費の価格的な面が、PC鋼線の節減分による価格的な面よりも大きいため、結果的にはBの工事費が、Aの工事よりも、約70,000円安い結果となる。

またCにおいては、主桁部に床版部をふくむ構造のため、床版部の費用が主桁に繰入れられている。しかし軽

表-3

種 類 名 称	単 位	床版普通コン	床版軽量コン	軽量コンクリ
		クリート使用 PC合成桁	クリート使用 PC合成桁	ート使用PC 単純桁
コン クリ ート	P C 桁	m <sup>3</sup> 103	103	143
	地覆高欄, 中央 分離帯	” 22	22	22
	床版および横桁	” 99	99	30
	その他(台座)	” —	—	—
型 わ く	P C 桁	m <sup>2</sup> 688	688	947
	地覆高欄, 中央 分離帯	” 116	116	116
	床版および横桁	” 486	486	220
P C 鋼 線	kg	3 960	3 780	{ 5 665(φ 7) 815(φ 5) 513(φ 45) 872(φ 35) 1 563(φ 45) 984(φ 35) 144(φ 120) 122(φ 100)
シ — ス	m	1 082	1 033	{ 5 665(φ 7) 815(φ 5) 513(φ 45) 872(φ 35) 1 563(φ 45) 984(φ 35) 144(φ 120) 122(φ 100)
グ ラ ウ ト	”	1 092	1 043	{ 5 665(φ 7) 815(φ 5) 513(φ 45) 872(φ 35) 1 563(φ 45) 984(φ 35) 144(φ 120) 122(φ 100)
フレシネーコーン	個	88	84	{ 5 665(φ 7) 815(φ 5) 513(φ 45) 872(φ 35) 1 563(φ 45) 984(φ 35) 144(φ 120) 122(φ 100)
鉄 筋	kg	28 816	29 032	20 087
合 成 ゴ ム 板	枚	12	12	16
支 保 工	空m <sup>3</sup>	829	829	
足 場 工	”	46	46	
板 張 防 護 工	m <sup>2</sup>	568	568	

表-4

1連当り総工事費

工 種	種 別	A	B	C
主桁工	コンクリート	2 623 200	2 632 800	3 901 400
	鋼 線	1 127 700	1 077 400	1 571 000
横 桁	および床版	3 151 700	3 260 100	1 579 100
高 欄,	地 覆	518 600	518 600	518 600
仮 設	備	146 300	146 300	146 300
機 械	器 損 料	44 400	44 400	44 400
小 計		7 611 900	7 679 600	7 760 800
諸 経 費		1 474 000	1 473 900	1 490 900
営 繕 損 料		131 700	132 700	134 100
営 繕 借 地 料		227 100	228 800	231 200
計		9 444 700	9 515 000	9 617 000

1 m<sup>2</sup> 当り総工事費

A	B	C
24 200	24 400	24 700

量コンクリート使用が 180 m<sup>3</sup> 近くあるため、合計とは A に比較して約 150 000 円の工費高となってくる。

結論として、以上 3 種類の上部経済比較では、C が最も高く、つぎに B, A と続くことが判明した。上部工のみについていうならば、軽量コンクリートの材料費等の単価的な原因により、軽量コンクリートを使用する工事は、その量がふえるほど割高なものとなってゆく。しかし、軽量コンクリートを使用することによる死荷重の軽減が、下部構造物におよぼす影響を考えると、この結論は早急である。この点については、次章にゆずり上下部合せた総合経済比較を考えなければならない。

### 3. 下部比較設計

#### (1) 設計条件

- 1) 形 式：張出付一本柱橋脚(杭基礎)
- 2) 震 度：水平震度  $K_H=0.3$   
鉛直震度  $K_V=\pm 0.1$
- 3) 載土土質：単位重量  $\gamma=1.6 \text{ t/m}^2$

#### (2) 材料および材料強度

- 1) 普通コンクリート(柱, はり部)  
28 日圧縮強度  $\sigma_{28}=300 \text{ kg/cm}^2$   
許容圧縮応力度  $\sigma_{ca}=100 \text{ kg/cm}^2$
- 2) 軽量コンクリート(フーチング)  
28 日圧縮強度  $\sigma_{28}=210 \text{ kg/cm}^2$   
許容圧縮応力度  $\sigma_{ca}=70 \text{ kg/cm}^2$
- 3) 水中コンクリート(場所打杭)  
28 日圧縮強度  $\sigma_{28}=350 \text{ kg/cm}^2$   
許容圧縮応力度  $\sigma_{ca}=70 \text{ kg/cm}^2$
- 4) 鉄 筋 (SD 30)

許容引張応力度(1),2)コンクリートに対して)  
 $\sigma_{sa}=1 800 \text{ kg/cm}^2$

許容引張応力度(3)コンクリートに対して)  
 $\sigma_{sa}=1 600 \text{ kg/cm}^2$

#### (3) 荷重の組合せおよび許容応力の割増し

- 1) 死荷重+活荷重 0%
- 2) 死荷重+地震荷重 50%

#### (4) 下部比較設計要旨

- 1) 本橋脚は張出し部を有する一本柱の橋脚である。
- 2) 杭基礎は、リバース杭(φ 1250)を使用する。
- 3) 杭基礎の定安計算に対しては、軸方向押込力、軸方向引抜力、軸直角方向支持力に対して十分安全であるかどうかを検討する。
- 4) はり部材は柱部材に埋込まれた片持ばりであるとして計算する。この場合、上部工の反力は活荷重を偏載荷し、張出し部に載荷する桁に最大になるようにする。
- 5) 柱はフーチングに埋込まれた部材とし、地震時において検討する。

6) フーチングは剛体であると考え、杭に力を伝達し断面計算は、柱前面で支持された片持版として杭反力を作用させ計算する。

7) 杭は場所打杭である。支持力の検討は、Terzaghi Meyerhof 基礎構造物設計基準(公団)より一番小さい値を用いる。なお軸直角方向の許容支持力は、杭頭へ許容たわみ  $\delta_{\max}=10 \text{ mm}$  より最大水平力を決める。また軸直角方向の計算は半無限長であるので、杭頭拘束条件は、杭頭固定とし Y.L. Chang の式を用いる。

#### (5) 下部設計結果

設計要旨に定める各種の検討により設計を行なう。上

部反力の差異によりつぎのことがら判明する。まずBにおいて、軽量コンクリートによる死荷重の軽減分が、Aに比較し杭本数をへらすほどには作用していない。しかし橋脚躯体において、鉄筋量を430kg程度減ずる結果をみる。

さらにCにおいての上部死荷重のいちじるしい軽減は杭本数の2本節減およびそれにとまうフーチング形状の縮少等下部におよぼす影響は多大である。これらの設計により算出された下部材料表を表-5に示す。

表-5 下部材料表

名 称	種 類	..	A	B	C
杭 本 数	本		8	8	6
コンクリート	は	柱	m <sup>3</sup> 69	69	71
		フーチング	" 40	40	42
		リバース杭	" 108	108	89
		ならしコンクリート	" 451	451	339
型	は	柱	m <sup>2</sup> 93	93	96
		フーチング	" 63	63	67
		計	" 50	50	46
		計	" 206	206	209
鉄筋	橋脚躯体	計	kg 23 003	22 573	19 596
		杭	" 36 280	36 280	27 210
		計	" 59 283	58 853	46 806
栗	石	保工	m <sup>3</sup> 16	16	14
		空	m <sup>3</sup> 181	181	201
掘削土量	は	杭	m <sup>3</sup> 477	477	358
		フーチング	" 191	191	162
		計	" 668	668	520
埋めもどし土量		"	86	86	71
矢板延長	m		33	33	31
杭頭ハツリ	m <sup>3</sup>		4	4	3

(6) 下部経済比較

表-6の経済比較で注目すべきことは、上部の経済比較とまったく逆の結果が生じたことである。上部においては軽量コンクリートの単価的な問題などで割高となっていたものが、下部においては、この軽量コンクリート使用における死荷重の軽減がそのまま経済性へと結びつき、軽量コンクリートの上部工への使用が、下部に関しては有利となる。

表-6 1基当り総工事費

	A	B	C
橋脚躯体工	1 936 100	1 902 000	1 857 400
フーチング	1 851 100	1 851 100	1 525 400
杭	8 179 800	8 179 800	6 134 800
仮設備費	1 196 700	1 193 200	951 700
計	13 163 700	13 126 100	10 469 300

4. 鋼活荷重合成桁との比較

(1) 比較方法

基礎構造物の設計計算の結果より判定すると、杭本数の決定は、地震時の水平力の大きさにより決定されている。また、経済比較の結果より、杭本数の増減がそのまま工費の増減にいちじるしく関係してくるという傾向を利用して、P C桁 A, C形式の下部構造を使用し、上部に鋼活荷重合成桁形式の橋梁が、どのくらいの長さまで架設可能であるかを調べ、その橋長に対する鋼重をいままでの公団類似スパン、幅員の橋梁より推定し、工費を算出することとする。また、上記鋼合成桁に使用する床版コンクリートの種類を普通コンクリートと軽量コンクリートの2種類を考える。

(2) 鋼合成桁設計条件

- 1) 形式：鋼格子活荷重合成 I 桁
- 2) 主桁本数：5本および6本
- 3) 使用鋼材：SM 58, SM 50, SM 50YA, SS 41

形式としては、中央に1本充腹構造の荷重分配横桁を配置し、その他の横構は対傾構の形式とする。

(3) 架設可能橋長

表-7による。

表-7

A タイプ			
床版種別	桁本数	5本主桁	6本主桁
普通コンクリート床版		48.0	47.5
軽量コンクリート床版		53.5	55.0
C タイプ			
床版種別	桁本数	5本主桁	6本主桁
普通コンクリート床版		30.0	30.0
軽量コンクリート床版		33.0	34.0

注：5主桁と6主桁とのスパン長の差は床版厚の差から生じている。

(4) 鋼重の推定

- 1) 5本主桁
  - l=30m 115 kg/m<sup>2</sup> 普通コンクリート床版
  - l=33m 121 kg/m<sup>2</sup> 軽量コンクリート床版
  - l=40m 135 kg/m<sup>2</sup> 普通コンクリート床版
  - l=48m 150 kg/m<sup>2</sup> 普通コンクリート床版
  - l=40m 以上は、鋼重の平均がなく推定不能
- 2) 6本主桁
  - l=30m 125 kg/m<sup>2</sup> 普通コンクリート床版
  - l=34m 135 kg/m<sup>2</sup> 軽量コンクリート床版
  - l=34m 以上は、推定不能

上記の推定値は±3%程度の誤差があるものと思われる。また、上記鋼重に対する材質の比率は、40 K 鋼 (SS 41 級) 13%, 50 K 鋼 (SM 50 級) 24%, 60 K 鋼

(SM 58 級) 50%, 型鋼, 丸鋼, リベット等 13%, である。

(5) 鋼活荷重合成桁経済比較

- 1) 床版, 高欄, 地覆, 維持補修費  
鋼桁関係塗装を含む 210 000 円/t  
維持補修費 20 000 円/t  
計 230 000 円/t  
床版高欄その他  
普通コンクリート 10 000 円/m<sup>2</sup>  
軽量コンクリート 10 600 円/m<sup>2</sup>

表-8 上部 1 m<sup>2</sup> 当り工事費

主桁数	スパン (m)	床版種別	鋼重 × 230 (千円)	床版その他	計
5 主 桁	30	普通コンクリート床版	115×230=26 450	10 000	36 450 000
	33	軽量 "	121×230=27 830	10 600	38 430 000
	40	普通 "	135×230=31 050	10 000	41 050 000
	48	" "	150×230=34 500	10 000	44 500 000
6 主 桁	30	普通コンクリート床版	125×230=28 750	10 000	38 750 000
	34	軽量 "	135×230=31 050	10 600	41 650 000

2) 上部工事費

以上の推定鋼重および工事費より表-8の上部工事費を得る。

3) 下部工事費

A, C 形式の各橋長における m<sup>3</sup> 当りの工事費は, 前章により以下のごとくなる。またこの数値により, 表-9 の数値を求めるものとする。

A タイプ

躯体	4 530 000		
杭	11 220 000	計	15 750 000

B タイプ

躯体	4 050 000		
杭	8 480 000	計	12 530 000

5. ま と め

表-8 および表-9 を合せ鋼活荷重合成桁の工事費とする。さらにこれに前章において述べた P C 桁の工事費を加味し, 総合的な比較を表-10 に示す。

杭長が 43 m 程度必要な基礎地盤上の構造物を表-10 より工費の多い順にならべると

- (1) 普通コンクリート P C 桁  
l=25 m 63 500 円 114%
- (2) 鋼合成桁 l=33 m 62 800 円 112%
- (3) 軽量コンクリート P C 桁  
l=25 m 55 700 円 100%

の順序となる。上記の計算値には, 当然誤差も含まれているが, それらを考慮に入れても, なお軽量コンクリ

表-9 下部 1 m<sup>2</sup> 当り工事費

A タイプ

スパン (m)	幅員	橋面積	躯体工事費	杭工事費	計
40	15.6	623	7 270	17 970	25 240
48	"	750	6 040	14 960	21 000
54	"	842	5 380	13 320	18 700

C タイプ

スパン (m)	幅員	橋面積	躯体工事費	杭工事費	計
30	15.6	468	8 650	18 110	26 760
33	"	515	7 860	16 460	24 320
34	"	530	7 640	16 000	23 640

ト P C 桁が有利と思われる。

今回比較対象とした鋼桁には, 型鋼を使用した形式を (単位重量当りの重量は増加するが, 全体工費は減少すると思われる) 比較しないので, それを考慮すれば, 普通コンクリート P C 桁と鋼桁の m<sup>2</sup> 当りの工事費の差が大きくなり, 鋼桁が有利となるとと思われる。

最近の傾向として桁構造物の床版厚が大きくなり, 軟弱地盤上において, 普通 P C 桁と鋼桁とを比較してみると, 支間を飛ばせる鋼桁が有利であることは否めない。

さらに, これより千葉寄りの江戸川区春江町においては, 漸次地盤がよくなり, 以上のデータのもとに P C 桁 (支間 20 m) で設計された。

今後軟弱地盤における P C 構造物は, 普通コンクリート P C 桁に変わって, 軽量コンクリート P C 桁を使用することが, より経済的な橋梁ができるものと思われる。

表-10 m<sup>2</sup> 当り工費集計表

種類	P C 桁			鋼 桁						
	A	B	C	l=40 m	l=48 m	l=54 m	l=30 m	l=33 m	l=34 m	
上部構	24 200	24 400	24 700	41 100	44 500	推定不可	36 500*	38 400	41 700	
下部構	橋脚フーチング	11 600	11 500	10 400	7 300	6 000	5 400	8 700	7 900	7 600
	杭	28 800	28 800	21 700	18 000	15 000	13 300	18 100	16 500	16 000
	小計	40 400	40 300	32 100	25 300	21 000	18 700	26 800	24 400	23 600
計	64 600	64 700	56 800	66 400	65 500		63 300 65 600	62 800	65 300	

\* は 6 主桁を表わす

1968.9.5・受付