

人工軽量骨材コンクリートを用いた PC 連続下路桁の設計・施工

——日豊本線 汐見川橋梁——

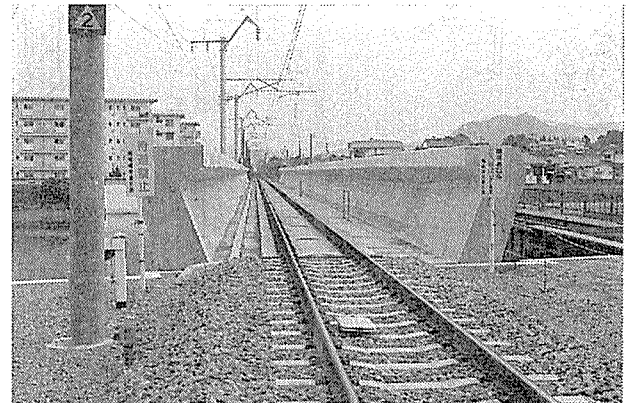
小	林	明	夫*
渡	邊	忠	朋*
宮	武	洋	之**
高	山	欣	也**

1. ま え が き

我が国の人工軽量骨材を用いたコンクリート（以下、軽量コンクリートという）の桁への利用は、骨材の製造技術がアメリカより導入された昭和 30 年代後半には東京近郊において道路橋床版、鉄道橋の桁などかなりの実績があったが、その後施工中におけるポンプ圧送時の閉塞、道路舗装改修時の破損等が原因して、その使用実績は著しく低下した。

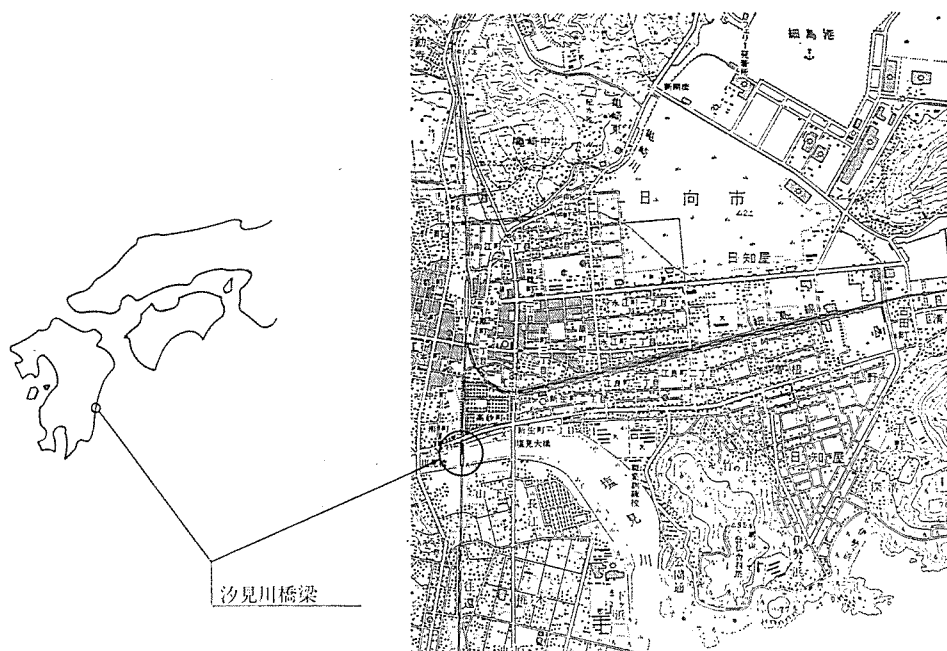
しかし、最近の骨材製造技術の改良、高性能減水剤の開発によって高層建築への利用を主体に実績は伸び始め、昭和 62 年度には、骨材の生産量は約 70 万 m³ に達している。

鉄道橋においては、近年、東北新幹線新河岸川橋梁における非合成桁の床版（昭和 59 年度）、大阪片町線内代架道橋における下路 PC 桁（昭和 62 年度）に使用され



写真—1 汐見川橋梁

ている。従来、旧国鉄においては凍害等への配慮から軽量コンクリートの配合は粗骨材の容積の 1/2 ずつを人工軽量骨材と天然骨材で構成した配合で行ってきたが、内代架道橋では細・粗骨材とも人工軽量骨材を使用した。



図—1 位置図

* (財) 鉄道総合技術研究所

** 九州旅客鉄道株式会社

表—1 概略使用材料比較

				軽 量	普 通
桁 高 コンクリート		H $\sigma_{ck}=400 \text{ kgf/cm}^2$	m	2.5	2.5
型 枠		—	m ³	679.3	679.3
鉄 筋		SD 35	m ²	2491.6	2491.6
			t	45.3	45.3
P C 鋼材	1 次 鋼 材	SBPR 95/110 ϕ 32	t	21.0	24.5
	2 次 鋼 材	SWPR 7 B 12 T12.7	t	12.43	12.43
	鉛 直 鋼 棒	SBPR 95/110 ϕ 26	t	2.45	2.45
	横 締 め 鋼 棒	SBPR 95/110 ϕ 32	t	12.90	13.80
下部工(鉄筋)*		SD 35	t	0	+15.0
ス ト ッ パ ー			t	5	6.8

* 軽量コンクリートに対する普通コンクリートの増分量を示す。

ただし、この橋梁では PC 鋼材定着部付近は普通コンクリートに置き換えている。

今回、設計・施工を行った日豊本線汐見川橋梁は、細・粗骨材とも軽量骨材を使用した連続桁で、PC 鋼材定着部付近も軽量コンクリートを使用したところに特徴がある。

以下、汐見川橋梁の設計・施工に関して留意した事項等について述べる。

2. 計 画

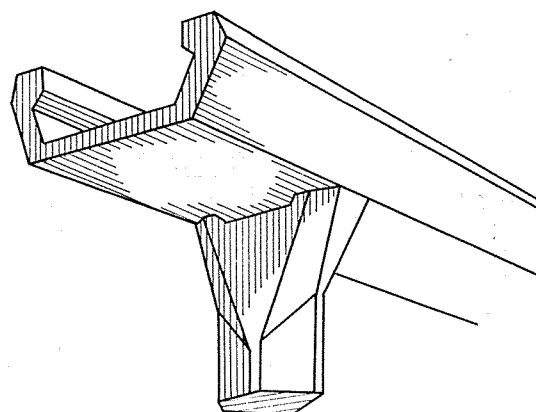
日豊本線汐見川橋梁は、汐見川河川改修計画にともない、鋼桁 ($l=9.8\text{m}$, 12 連) から、大スパン橋梁に架け替えたものである。

橋梁形式は、河川の計画高水位とレールレベルとの間が 1.98m と極端にせまく、また橋梁の近くに駅および跨線道路橋等の設備があるために、桁下空頭の余裕をとるための線路扛上も不可能という条件から下路形式を、橋梁の近くに団地、および開発された宅地があるための環境上の配慮からコンクリート桁を採用することとした。

また、施工時期は架設時期がほぼ 4 か月にわたるため、洪水期に左右されないよう押し出し工法による連続桁とし、河川阻害率を考慮して 4 径間 ($l=30.2\text{m}+35.0\text{m}+35.0\text{m}+30.2\text{m}$) とした。

軽量コンクリートを使用した場合の経済性に関しては、この骨材が製造技術を有する工場より搬送されるため、骨材の製造費および運搬費を考慮したうえで、構造物の建設費を検討しなければならない。桁のような上部構造では自重の軽減による鋼材量の減少と骨材の材料費の増加を比較すると、経済的な利点は少ないが、軟弱地盤での下部構造を含めた検討においては有利となるケースもある¹⁾。つまり、地震による水平力によって支持杭の本数、直径が決定される場合には、杭の本数が少なくなる場合もあり、経済的に工事を行うことができる。

本橋の場合、軽量コンクリート (単位容積重量 1.85



図—2

t/m³ (鋼材を含む)) と普通コンクリート (単位容積重量 2.5 t/m^3 (鋼材を含む)) の使用材料を概略比較すると表—1 のようになる。表—1 では、上部工押し出し時架設鋼材量と下床版 PC 鋼材量、および上部工死荷重の減による下部工鉄筋数量、ストッパー重量の減となっている。ただし、概略比較のため上部工鉄筋数量、鉛直締め PC 鋼材量の差を無視している。また、この橋梁の杭は比較的良好な地盤 (深さ約 27m , $N=30\sim 40$ の砂層) で支持される支持杭であったため、地震による水平力により本数が決定される例とならなかったため、コンクリートの単位重量の差の影響を受けることは比較的少ない。普通コンクリートと軽量コンクリートの単価をそれぞれ 15.3 千円/m^3 , 24.0 千円/m^3 , ストッパーの単価を 50 万円/t とすると、軽量コンクリートの場合が経済的となったため採用した。

また、従来の鉄道橋コンクリート下路桁の形状は、重々しい印象を与えがちであったので、橋脚の形状とともに軽快な感じを出すよう配慮した (図—2)。

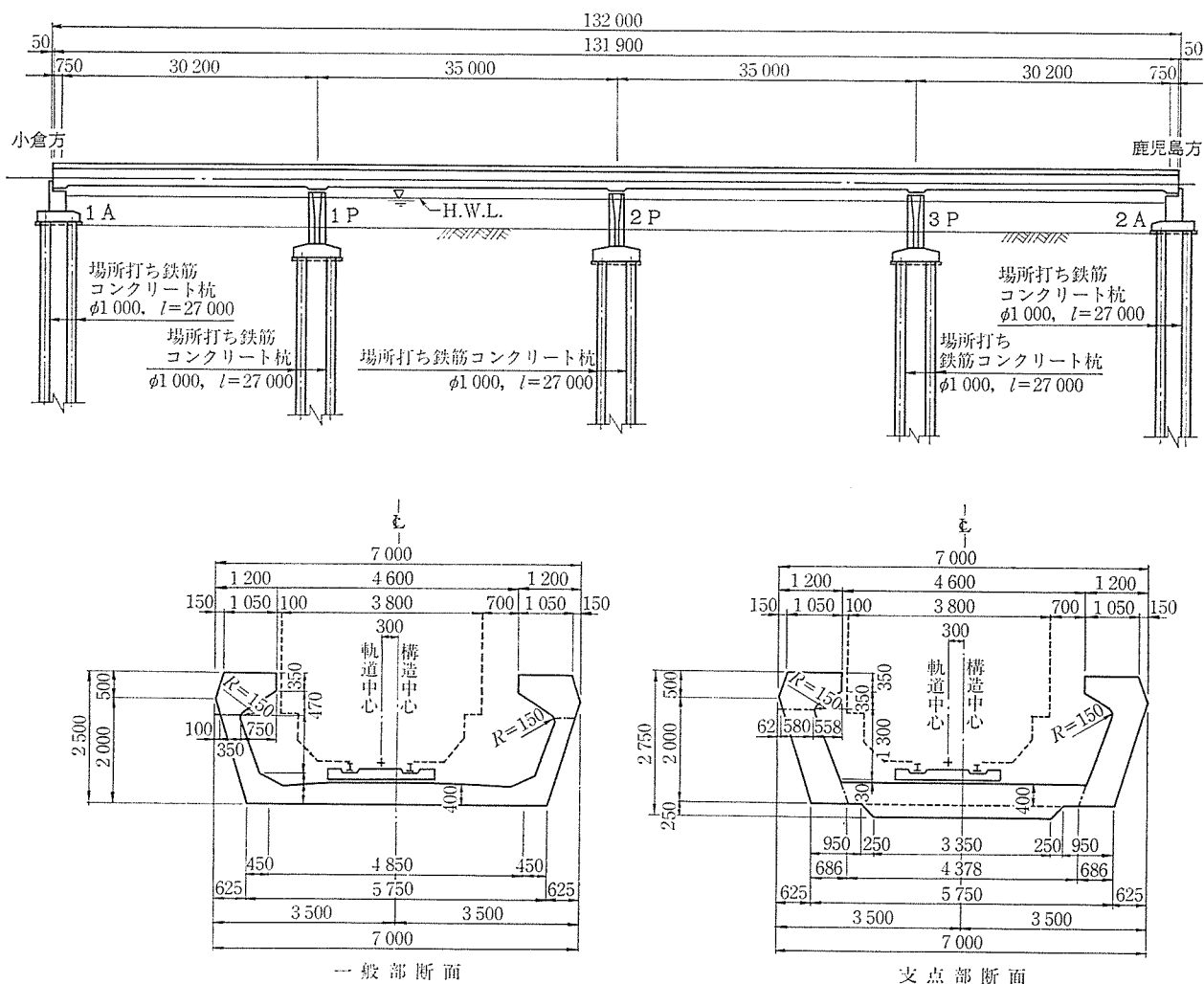
軽量コンクリート使用上の検討すべき点は、まず打込み可能なコンクリートとするため骨材の含水率の管理を含めた配合の検討、および普通コンクリートに比べてその力学的特性が劣るために特に PC 鋼材定着部のように局部応力が作用する箇所では特別の配慮が必要であるということである。

2.1 設計概要

(1) スパンおよび断面形状

橋梁全体は図—3 に示すように、4 径間連続で、桁幅は上幅 7.00m 、下幅 5.75m の下路 PC 桁である。断面形状は、床版のスパンを短くし、内空を広くし、外観も考慮した断面形状とした。この形状の検討にあたり、腹部の傾斜角度は従来の斜ウェブタイプと同程度の角度に制限した。したがって、上フランジ、ウェブおよび床版間のせん断力の伝達機構については従来の斜ウェブタイプと同様と判断される。また、ウェブの傾きの影響に

◇工事報告◇



図—3 橋梁全体図

については従来の斜ウェブタイプよりも、上フランジの偏心量が小さくなっている。

押出し施工時の桁のブロック割は、完成時中間支点上でのブロックの継目を避けること、施工性および製作ヤードの広さを考慮し最大 18 m のブロックとし、両端に端数ブロックを入れた。

(2) 主桁の設計

設計条件を表—2 に示す。軽量コンクリートは普通コンクリートに比較して力学的特性が若干劣るため、許容曲げ引張応力度、許容斜引張応力度、付着強度、せん断強度を、それぞれ普通コンクリートの 70% とした^{2),3)}。連続ケーブルの曲線区間には、低摩擦シースを用了。

(a) 押出し施工時

押出し施工時の断面力算定は、桁製作架台上の支点も考慮し、施工順序に従って主桁先端が 1 A から 2 A に到着するまでに 1 m ピッチで押し出されている状態についておのおの算出し、各設計断面が経験する最大最小の断面力を設計に用いた。手延べ桁および第 1 ブロック製作時には、第 1 径間内に仮支柱を設け、桁の安定に対処

させることとし、第 2 ブロック製作前（手延べ桁が、1 P 橋脚上に到着した状態）には、仮支柱を撤去することとした。手延べ桁については、押出し施工時の断面力を低減するために長さは最大スパンの 70% 程度とし、重量は、適正な剛性を有することを前提としてできるだけ小さくすることとした。

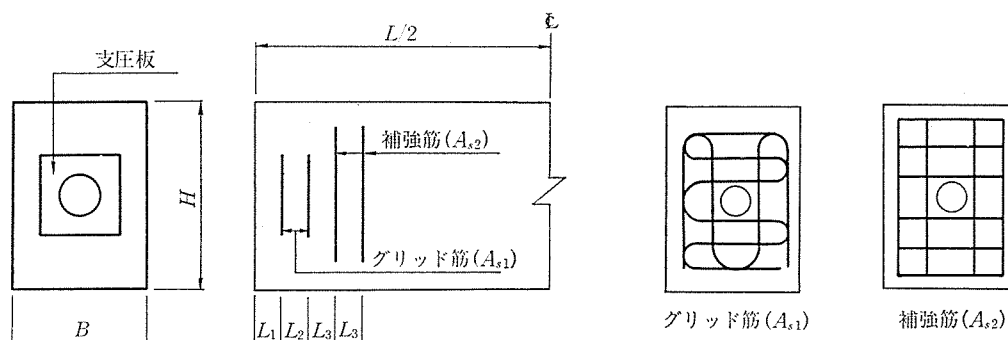
(b) プレストレス

押出し施工時に生ずる断面力に対して配置される 1 次緊張 PC 鋼棒は、 $\phi 32$, $\phi 26$ (SBPR 95/110) を使用し、上フランジおよび床版に必要本数配置した。1 次緊張 PC 鋼棒は押出し終了後も設計荷重に対しても考慮している。

押出し終了後、設計荷重に対して 1 次緊張 PC 鋼棒の不足分を補う目的で配置される 2 次緊張 PC 鋼棒は、PC 鋼より線 12T12.7 (SWPR 7 B) を使用した。

(c) クリープ・乾燥収縮

施工中に導入された 1 次緊張は、クリープ・乾燥収縮により押出し終了後も減少し、完成系における 2 次緊張力導入により 1 次緊張力の損失が生じることを考慮し



図—4 供試体形状図

表—2 設計条件

構 造 ス パン 列 車 荷 重 衝 撃 係 数 斜	造 重 係 数 角	4 径間連続 PC 下路桁 30.20+35.00+35.00+30.20 m KS-16 0.335 (平均スパン 32.3 m) : 主方向 右 80°	
コ ン ク リ ー ト	強 度	設計基準強度 PC 鋼棒プレストレス導入時 主ケーブルプレストレス導入時	400 kg/cm ² 260 kg/cm ² 350 kg/cm ²
	許 容 応 力 度	押し出し施工中 (圧縮)	180 kg/cm ²
		押し出し施工中 (引張)	-14.0 kg/cm ²
		ケーブルによるプレストレス導入時 (圧縮)	180 kg/cm ²
		ケーブルによるプレストレス導入時 (引張)	-10.5 kg/cm ²
		設計荷重時 (圧縮)	140 kg/cm ²
		設計荷重時 (引張)	-7.0 kg/cm ²
	設計荷重時 (斜引張)	-9.1 (-11.9) kg/cm ²	
	軽量細骨材および軽量粗骨材使用 (単位体積重量 $\gamma=1.7+0.15=1.85$ t/m ³)		
	PC 鋼より線 12T12.7 mm (SWPR 7B)	引張強度	190 kg/mm ²
降伏点応力度		160 kg/mm ²	
プレストレッシング中許容応力度		144 kg/mm ²	
プレストレス導入直後許容応力度		133 kg/mm ²	
設計荷重作用時		114 kg/mm ²	
レラクセーション		5%	
PC 鋼棒 φ 32 mm, φ 26 mm (SBPR 95/110)	引張強度	110 kg/mm ²	
	降伏点応力度	95 kg/mm ²	
	プレストレッシング中許容応力度	85 kg/mm ²	
	プレストレス導入直後許容応力度	77 kg/mm ²	
	設計荷重作用時	66 kg/mm ²	
	レラクセーション	3%	
鉄筋 (SD 35)	許容引張応力度	2 000 kg/cm ²	
	腹鉄筋の場合	3 500 kg/cm ²	
手延べ桁	長さ =24.5 m (0.7 l_{max}), 重量 27.2 t		

表—3 供試体諸元

供試体 No.	B	H	L	L ₁	L ₂	L ₃	A _{s1}	A _{s2}
1	36	54	300	—	—	—	1	0
2	36	54	300	11	10	6.5	2	2
3	36	54	300	11	10	6.5	2	2
4	36	54	300	11	10	6.5	2	2

注) 表中の単位: B, H, L, L₁, L₂, L₃ は cm, A_{s1}, A_{s2} は段数

を使用し、緊張は交互に片引きとした。

(4) シューおよびストッパー

シューは、ゴムシューを使用した。端支点には滑りゴムシュー、中間支点には、一般的なゴムシューを用いた。

ストッパーは、地震時水平力を各橋脚に分散させる目的でダンパー式ストッパーを用いた。地震時水平力の分散率は、反力比をもとに定め、1A, 2A にそれぞれ 9.5%, 1P, 2P, 3P にそれぞれ 28% とした。常時水平力に対しては、2P に設置した板パネ付きのストッパーで抵抗させることとした。

2.2 PC 鋼材定着部の補強

細・粗骨材ともに軽量骨材を用いた PC 桁の定着部の背面の補強方法を明らかにするために、定着部をモデル化した供試体を用いて実験を行った。

(1) 実験概要⁴⁾

供試体形状および諸元を図—4 および表—3 に示す。供試体 No. 1, 2, 3 は軽量コンクリートの供試体であり、供試体 No. 4 は普通コンクリートの供試体である。

補強方法は、供試体 No. 1 は、グリッド筋 1 段、供試体 No. 2, 3, 4 はグリッド筋 2 段、さらにその背後に格子状に鉄筋を組んだ補強筋を 2 段配置している。なお、供試体 No. 3 には鋼繊維を混入している。鋼繊維は長さ 30 mm のものを用い、混入率は練り混ぜ性能から 1.5% とした。

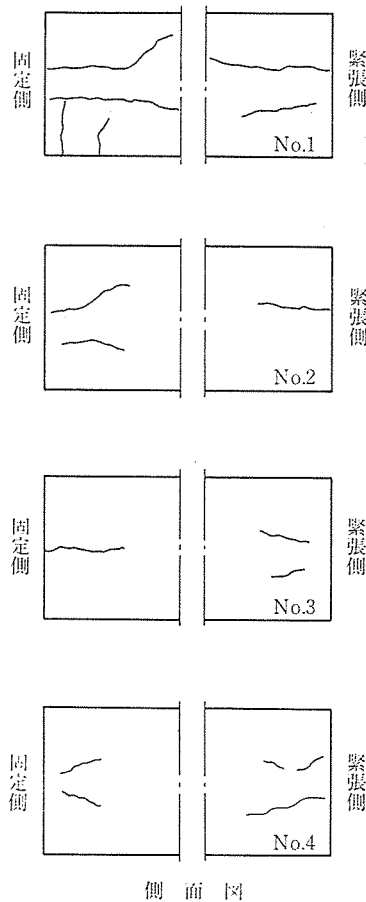
軸方向鉄筋は、D13 を 10 本、帯鉄筋 (割裂補強筋) は D13 を 12 cm 間隔で配置した。

た。クリープ係数は、プレストレスを与える材令を 4 ~ 7 日とし軽量コンクリートであるので普通コンクリートの 75% とし 2.0 とした。乾燥収縮度は、普通コンクリートと同程度の 20×10^{-5} とした。

(3) 横方向の設計

横方向の断面力は、床版を仮定の横桁とした平面格子構造とし算出した。

横締め PC 鋼材は、PC 鋼棒 φ32 (SBPR 95/110)



図—5 ひびわれ図（最大荷重載荷時）

定着具は、フレシナー 12T13 を用い、供試体の載荷面形状は、フレシナーの施工基準（昭和 60 年）の定着具の最小かぶりをもとに定めた。

載荷は、実橋梁に可能な限り近い方法とし、PC ケーブルを挿入しジャッキにより緊張を行い供試体に支圧力を与える方法とした。

測定は以下に示す項目について行った。

- 供試体のひびわれ発生荷重
- 供試体のひびわれおよび破壊性状

（2）実験結果および考察

（a）ひびわれ性状

図—5 に、最終荷重載荷時のひびわれ状況を示す。ひびわれは、各供試体ともに支圧板からの距離が短い面に生じた。供試体 No. 1 は、供試体端部から約 10 cm のところに軸方向に発生し、 $0.87 P_y$ 相当荷重時に破壊に至った。供試体 No. 2, 3, 4 は、供試体 No. 1 とほぼ同様の位置にひびわれは発生したが、そのひびわれは、供試体 No. 1 のようには伸展せず、No. 2 は $0.85 P_y$ 、No. 3 は $0.9 P_y$ 、No. 4 は $0.95 P_y$ までそれぞれ載荷したが破壊に至らなかった。

これより、グリッド筋を多段に配置することにより、

表—4 実験結果

供試体 No.	P_{cr}	P_{max}	f_{ck}'	P'	α
1	135($0.7 P_y$)	165($0.86 P_y$)	424	312	0.43
2	135($0.7 P_y$)	163($0.85 P_y$)	396	291	0.46
3	135($0.7 P_y$)	189($0.99 P_y$)	423	311	0.36
4	120($0.6 P_y$)	180($0.95 P_y$)	421	309	0.39

注) 1. $P' = f_{ck}' \cdot (A_1 \cdot A_2)^{1/2}$

2. 表中の単位: P_{cr} , P_{max} は tf, f_{ck}' , P' は kgf/cm^2

支圧強度を向上させることができ、また、そのひびわれ性状もかなり改善されることが考えられる。また、鋼繊維を混入することにより、ひびわれ性状は改善されることが考えられる。

（b）ひびわれ発生荷重

表—4 にひびわれ発生荷重を示す。

ひびわれ発生荷重を比較するために、ひびわれ発生荷重を土木学会コンクリート標準示方書等で用いられている支圧強度算定式を変形し、次式を用いることとした。次式は、 α が大きければ、ひびわれ発生荷重も大きくなることを示している。

$$\alpha = P_{cr} / (f_{ck}' \cdot \sqrt{A_1 \cdot A_2}) \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 P_{cr} : ひびわれ発生荷重 (kg)

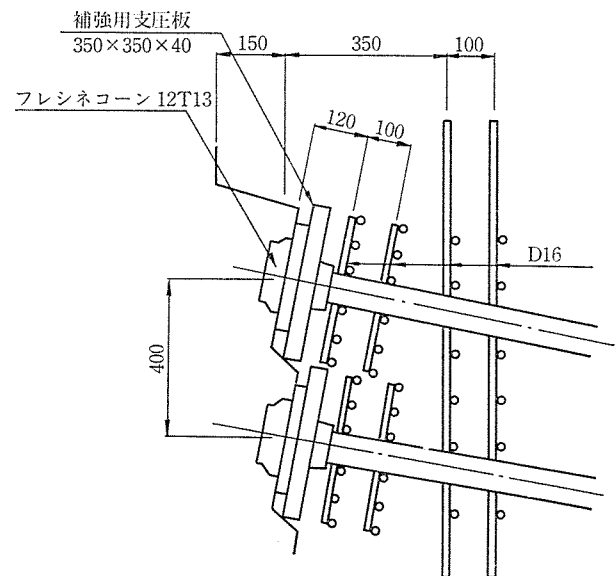
f_{ck}' : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm^2)

A_1 : シース径を控除した支圧板の面積 (cm^2)

A_2 : A_1 に相似で供試体縁端に接する面積 (cm^2)

α の計算結果を 表—4 に示す。

これによると、本実験の範囲では、普通コンクリートが最も低い荷重の段階で、ひびわれが発生する結果となった。



図—6 定着部背面の補強

表—5 試験練りの配合

単位セメント (kg/m ³)	目標スランプ (cm)	目標空気量 (%)	示 方 配 合						試 験 練 り 結 果				圧縮強度 (kg/cm ²)					
			W/C (%)	S/a (%)	水 (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	AE 減水剤 (kg/m ³)	スランプ (cm)	空気量 (%)	容量 (t/m ³)	温度	標準養生			屋外養生		
													σ_3	σ_7	σ_{28}	σ_3	σ_7	σ_{28}
390	8	5	41	47	161	581	440	3.9	7.5	4.6	1.766	17	—	449	506	363	453	501
420	8	5	39	46	164	558	440	4.2	7.5	4.7	1.771	18	—	484	552	401	493	539
450	8	5	37	45	167	556	440	4.5	7.9	4.7	1.776	18	—	507	577	430	500	561

表—6 ベースコンクリートの示方配合

呼び強度 (kgf/cm ²)	スランプ (cm)	骨 材 の 最大寸法 (mm)	セメント の種類	水セメント比 W/C (%)	空気量 (%)	細骨材率 (%)	単 位 重 量 (kg/m ³)				
							セメント	水	人工軽量骨材		混 和 剤 ポゾリス No. 70
									粗骨材	細骨材	
400	6±1.5	15	H	40.0	5±1.5	47.0	398	159	440	528	0.995

また、供試体 No. 1, 2 は、軽量コンクリートの供試体であり、鉄筋の補強量に差がある供試体であるが、ひびわれ発生荷重には、あまり大きな差がない結果となった。

(3) 結 論

実験結果より明らかになったことを以下に示す。

○ひびわれは、支圧板からの距離が近い面に発生し荷重の増加とともに伸展する。

○ひびわれ発生荷重は、鉄筋による補強量にかかわらずほぼ同じである。

○軽量コンクリートに、適当量の鉄筋を配置すること、および鋼繊維を適当量混入することにより普通コンクリートとほぼ同等のひびわれ性状を得ることができる。

これらの結論から、普通コンクリートと同程度の補強であれば、支圧強度が低下するが、適当な補強を行えばひびわれが生じても、支圧に対する耐力を有することがわかった。

本橋梁においては、海岸に近い等の環境条件を考慮し、支圧を直接受ける面積を増加させるため、支圧板の面積を既製の定着具の支圧板面積の約2倍にし、ひびわれを発生させないような配慮をした。また、グリッド筋については、支圧力が十分分散されて伝達されるように実験結果を参考に可能な限り密に4段配置することとした。

なお、鋼繊維による補強も実験の結果からは、補強方法の一つとして可能であることがわかったが、施工の煩雑さを考え、今回は実用しないこととした。

3. 施 工

3.1 配 合

コンクリートの設計基準強度は 400 kgf/cm²、1 次緊張時強度 260 kgf/cm²、2 次緊張時強度は 350 kgf/cm²

である。また、コンクリート打込みはポンプにより行うことを前提とし試験練りを行った。軽量骨材は JIS A 5002 に規定するもののうち MA 417 を満足するもので、非造粒タイプのものを使用した。試験練りにあたって留意すべきことは、まず混りませ時の骨材の吸水率が製造工場出荷時の吸水率とほぼ同程度であること、夏期施工であり生コン工場から現場までの運搬中に生ずるスランプロスをしできるだけ少なくするため単位水量を少なくし、硬化熱を少なくするために単位セメント量を少なくすることであった。圧送中の水が骨材中に吸水されポンプ閉塞を生じるのを防ぐため、工場出荷時の粗骨材の吸水率は約 30%、細骨材の場合は約 15% を目標にしている。

配合は、表—5 のようにセメント量を 3 種類に変えて行った結果、表—6 のように示方配合を定めた。

3.2 施 工

(1) 骨 材 管 理

当該現場で使用する骨材は、良好なポンプ圧送ができる含水状態を骨材製造工場において確保し、生コン工場では、軽量骨材のストックヤードは、他の骨材ヤードと独立に設け、異物・異種骨材の混入を防ぐとともに、水はけをよくするためにコンクリート床版とした。また、粗骨材にはスプリンクラー 4 基、細骨材には 2 基設置し散水を行った。

スプリンクラーの能力は 25 l/min. のもので、粗骨材への散水は毎日 7:00~18:00 の間、生コン工場搬入直後から行い、18:00 以降はシートで覆って吸水管理を行った。細骨材については 3 日に 1 回行い、後はシートによる養生を行った。

その結果、図—7 に示すようにストックヤードに搬入後の骨材吸水率はほとんど一定値を示し、良好な管理状態であったことを示している。

粗骨材への散水状況を 写真—2 に示す。

◇工事報告◇

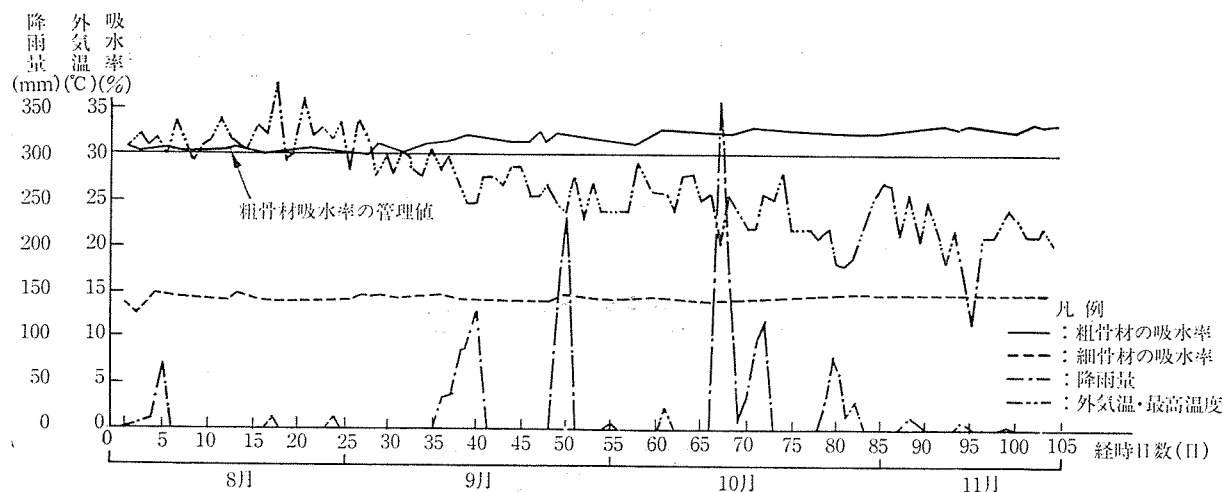


図-7 骨材吸水率の経時変化

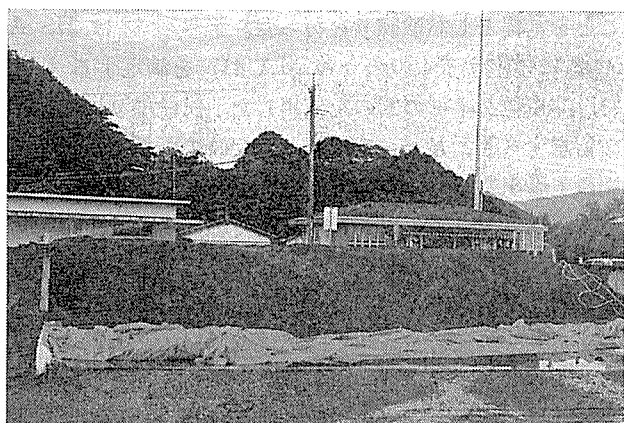


写真-2 粗骨材への散水状況

(2) 打込み

コンクリートは流動化コンクリートとしたが、生コン工場から現場まで運搬後（約15分）、ベースコンクリートのワーカビリチーを観察すると同時にスランプを測定しながら流動化剤を投入する後添加方式とした。

スランプは、ベースコンクリートは 6 ± 1.5 cm、流動化直後は 12 ± 2.5 cm を目標とした。

流動化の方法としては、所定量の流動化剤を一度にアジテーターカーに投入し、120秒間高速回転することとした。しかし、排出される1回流動化分のコンクリートの1/4と3/4のところでのスランプがそれぞれ19cm、12cmと差が大きく均等な攪拌を示していないと判断されたので、120秒高速回転のうち前半の60秒間に所定量の半分を投じ、残量をさらに60秒間高速回転する方法に変更したところ、均等な攪拌状態と認められたので、以降はこの方法によった。

打込みは、コンクリートポンプを使用し、配管は鉛直5.5m、水平距離20m、口径5cm、時間当たり打込み量 $15 \sim 20 \text{ cm}^3/\text{h}$ であった。

打込み作業にあたっては、圧送作業の中断のないよう

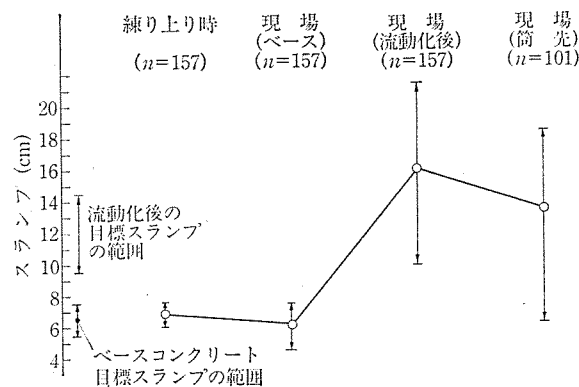


図-8 押出し全ブロックのスランプ

アジテーターカーの配置に余裕をもたせて常に1台待機させ、夏期施工となるため午前中に終了するよう計画した。

押出し全ブロック毎の生コンクリートの練り上がり時、流動化剤添加前と後、ポンプ筒先での平均スランプを図-8に示す。練り上がりから打込みまで40分から50分程度を要したが、スランプの範囲は添加前はばらつきは比較的小さいが、流動化後のばらつきは大きく、目標スランプ（9.5cm～14.5cm）を超えるものが流動化直後で60箇所（38%）、流動化してから1分～7分後の筒先では31箇所（31%）と大きく、流動化の調整が比較的容易ではないことを示している。

図-9に主桁フランジ内部における打込み後のコンクリートの温度を示すが、打込み後約10時間で、打込み時コンクリート温度の倍近い温度を示し、その後降下を開始したが、水和熱によるひびわれは認められなかった。

コンクリート打込み後の養生は水を含んだマットにより行った。

(3) コンクリート強度、弾性係数

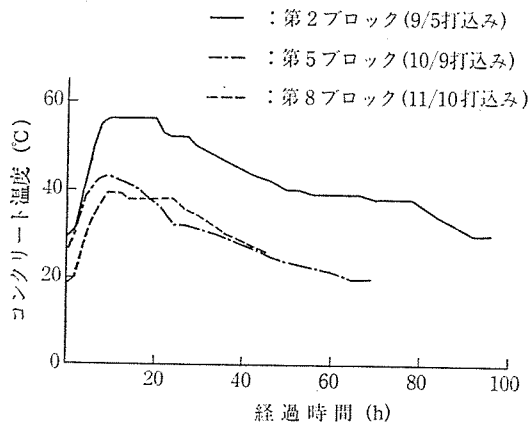


図-9 主桁フランジにおける打込み後のコンクリートの温度変化

表-7 圧縮強度 (kgf/cm²) (n=27)

材 令 (日)		3	7	28
圧 縮 強 度	標 準	—	418	463
	現 場	346	420	484
標 準 偏 差	標 準	—	24.9	24.9
	現 場	16.5	16.2	19.2

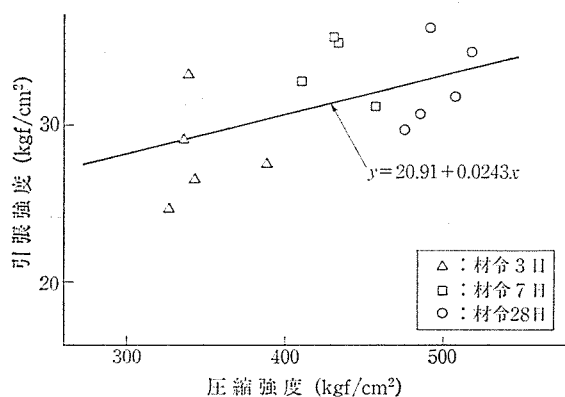


図-10 圧縮強度と引張強度との関係 (現場養生)

この橋梁では押出し時、材令3日で、一次プレストレスを導入すること、押出し完了後2次プレストレスを導入するためコンクリートの圧縮強度は材令3日、7日、28日で管理した。

標準養生と現場養生の圧縮強度は表-7に示すとおりであった。

コンクリートの引張強度は圧縮強度の1/10～1/17となり、図-10に示すようにややばらついている。

1次プレストレス、2次プレストレスの設計強度はそれぞれ260 kgf/cm²、350 kgf/cm²であり、試験結果は十分に満足しており、また、現場養生と標準養生との差はみられなかった。

コンクリートの静弾性係数は現場養生の材令3日、28日における圧縮強度に対比すると図-11に示すように

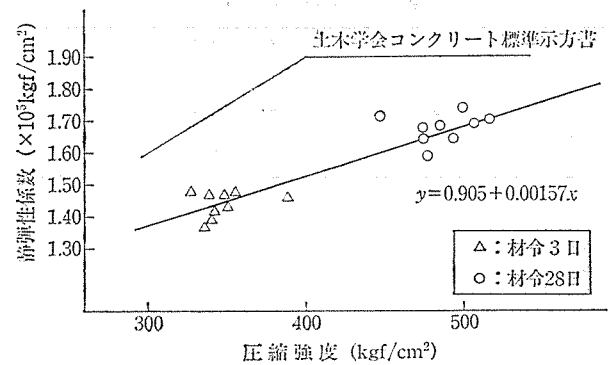


図-11 静弾性係数と圧縮強度との関係 (現場養生)

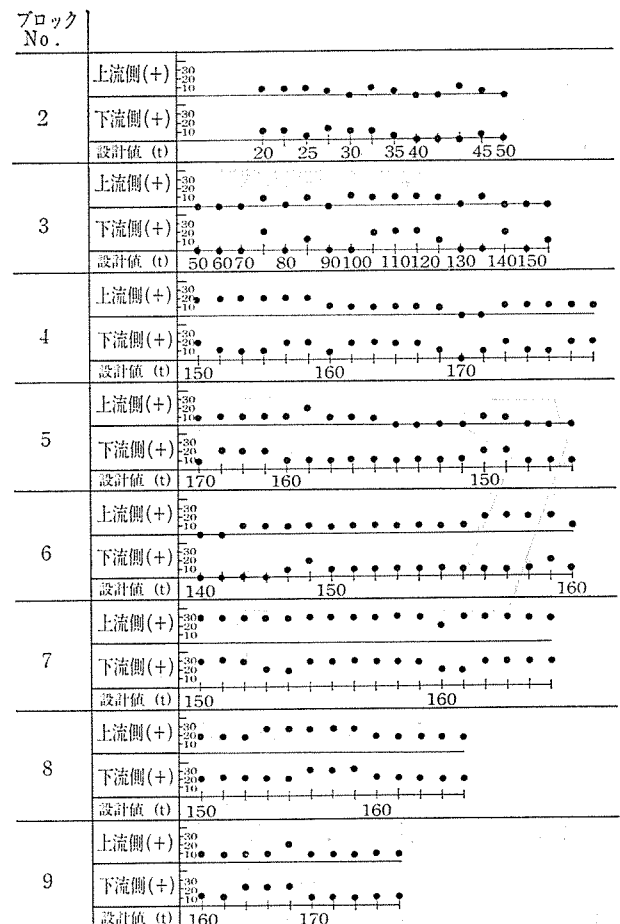


図-12 押出し時 P₁ 橋脚反力測定 (t)
(設計値に対して)

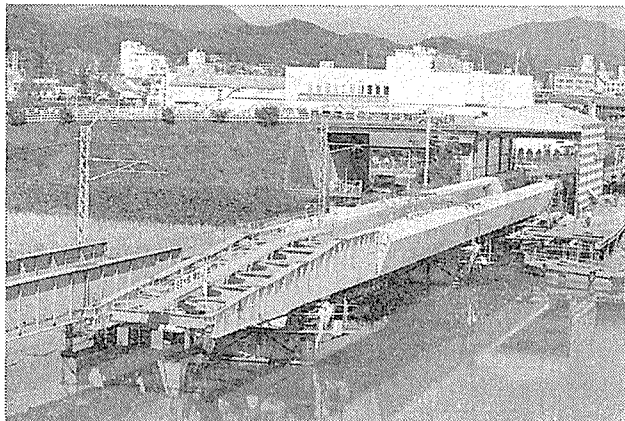
なり、土木学会標準示方書 (昭和61年) に示す値に比べてやや低い値となった。しかし、2次プレストレス導入時弾性短縮量は設計上17.8 mmに対し実測では17.0 mmとなり、ほぼ設計値に近い値が得られた。

(4) 押出し作業

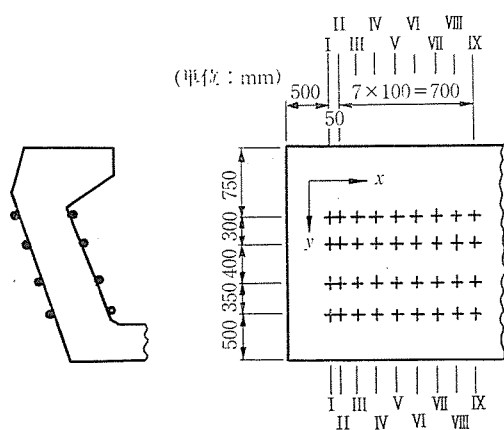
押出しは、反力分散方式により行った。箱桁の主桁の左右の反力差も重要であるが、本橋梁のような開断面の下路桁ではその変形を極力小さくすることが重要であ

表—8 反力測定結果

	1 A	1 P	2 P	3 P	2 A	重量
設計荷重 (t)	64	170	160	170	64	1256
測定荷重 (t)	80	170	170	180	70	1340
比	1.25	1.00	1.06	1.06	1.09	1.07



写真—3 押出し状況



図—13 ひずみ測定箇所

る。そのため、桁の方向と送り出し装置の高さのチェックを1 m毎に行うと同時に、橋脚毎の左右の反力を反力計により確認しながら管理を行った。

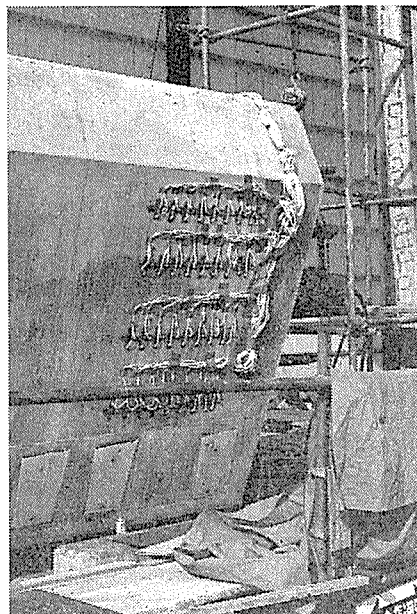
押出し作業終了後、桁を沓に据え付ける際に桁反力を測定した。表—8、および図—12に示すように反力はやや多目に測定されたが、これは荷重計の目盛が20 tきざみであり、読みの最小値は10 t程度であることから多少の誤差を生じたものと思われる。

3.3 施工中に行った定着部付近の測定

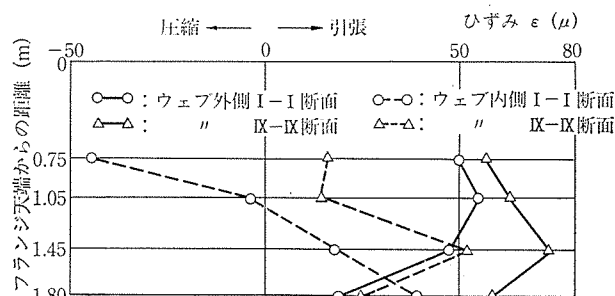
定着部背面の設計の妥当性を確認するために、主ケーブル緊張時のコンクリートの表面ひずみを測定した。

(1) 測定箇所および方法

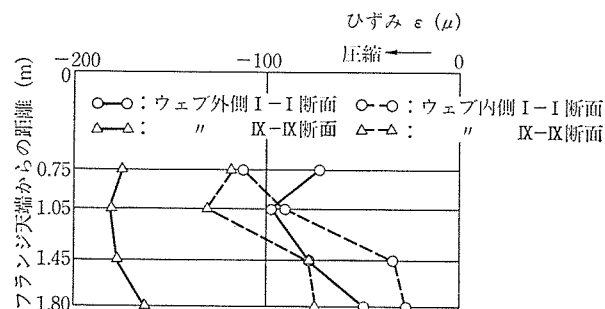
主ケーブル定着部背面の主桁ウェブの内および外側にひずみゲージを取り付け、主ケーブル緊張時のウェブ表面のひずみを測定した。



写真—4 ひずみ測定状況



図—14 全ケーブル緊張後の橋軸直角方向のひずみ分布



図—15 全ケーブル緊張後の橋軸方向のひずみ分布

測定箇所を 図—13 に示す。測定点数は、ウェブ外側、内側各36点の計72点で各点について橋軸方向および橋軸直角方向のひずみを測定した。

(2) 測定結果

橋軸直角方向と橋軸方向のウェブ外側および内側での全主ケーブル緊張後のひずみ分布の一例として I—I および IX—IX 断面についてそれぞれ 図—14、図—15 に示す。

橋軸直角方向のウェブ外側および内側では各緊張段階ごとに引張ひずみが発生した。橋軸方向についてはすべ

て圧縮ひずみであった。最大引張ひずみが発生したのは、ウェブ外側および内側とも、全主ケーブル緊張後であった。その発生断面は、ウェブ外側は VII-VII および IX-IX 断面、ウェブ内側は II-II 断面であった。最大ひずみの生ずる位置は、ウェブ外側はフランジ天端より 1.45 m の位置で 73μ 、ウェブ内側はフランジ天端より 1.80 m の位置で 68μ であった。

測定時のコンクリートの材令は 12 日であり、弾性係数を $1.7 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ と仮定するとウェブ外側で 12.4 kgf/cm^2 、ウェブ内側で 11.6 kgf/cm^2 の引張応力が作用していることになるが、目視観察ではひびわれは認められなかった。

あ と が き

細・粗骨材とも人工軽量骨材を使用した鉄道橋としては初めての PC 連続桁の設計・施工にあたっての成果と反省点を挙げれば次のようである。

- 1) 軽量コンクリートの支圧強度は普通骨材コンクリートに比べて 60~80% と低いが、PC 鋼材定着部付近は適度な補強を行えば十分に実用できる。
- 2) コンクリートポンプによる圧送を計画する場合には骨材の含水率を工場出荷時の状態をほぼ保つよう

工場からの運搬、生コン工場での保管養生等に充分注意する必要がある。

- 3) 流動化剤を使用して目標のスランプを得るには、やや困難のように考えられる。
- 4) 人工軽量コンクリートの経済性を検討する場合には下部工まで含めた比較をする必要がある。

なお、本橋梁は、昭和 63 年 3 月、仮線より切り替えて使用開始した。

本工事を施工するにあたり御協力いただいた日向アサノ生コン工場、日本セメント（株）、富士 PS（株）の関係者の皆様にお礼を申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：人工軽量コンクリート設計施工マニュアル、コンクリートライブラリー第 56 号、昭和 60 年 6 月
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書、昭和 61 年
- 3) 土木学会：建造物設計標準（鉄筋コンクリート構造物及び無筋コンクリート構造物、プレストレストコンクリート鉄道橋）、昭和 58 年
- 4) 宮本、小林、渡辺、高田：人工軽量骨材を用いた PC 桁定着部の補強実験、PC 技術協会第 27 回研究発表会講演概要、1987 年 11 月、p. 43~p. 46

【昭和 63 年 8 月 24 日受付】

◀刊行物案内▶

FIP「プレストレストコンクリート材料の極低温下挙動」 に関する技術水準報告書

体 裁：B 5 判 53 頁

定 価：2 500 円 送 料：300 円

内 容：緒言、序論。1. 極低温化の構造物と荷重載荷条件；極低温下の構造物、供用条件と荷重、危険状態と荷重、構造物の設計と材料特性。2. 低温下における材料の挙動；PC 鋼材、定着具用鋼材の種類と性質、鉄筋、極低温下のコンクリートとグラウト。3. 低温下での複合挙動；はじめに、低温下での付着、プレストレッシング・システムの挙動、注釈、PC の破壊靱性。4. 低温試験方法；鋼材の試験、コンクリートおよびグラウトの試験方法、定着部の試験、付着部の試験、付着に関する試験。