

生口橋東高架橋拡幅工事の設計と施工

樋口 精彦*1・大浴 昭則*2・菅澤 文博*3

1. はじめに

生口橋東高架橋（以下、既設橋）は、本州四国連絡橋尾道～今治ルートにおける因島および生口島間の生口橋の東側に位置する高架橋である（図-1）。既設橋は平成元年に竣工され、その後、生口橋とともに供用され今日に至っている。

本工事は、同ルート因島南インターチェンジの改築に伴う流入車線等の追加を目的とし拡幅工事を行ったものである。

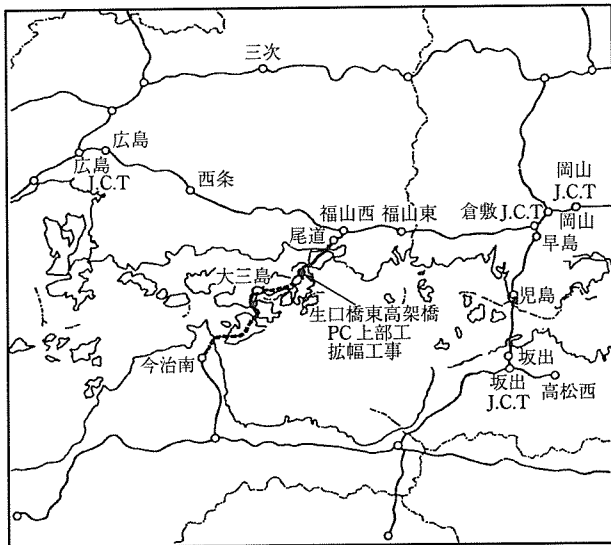


図-1 工事位置図

既設橋は、上り線が2径間連続1連であり、下り線が2径間連続1連と3径間連続1連のPC中空床版橋である。

既設橋の拡幅部（以下、拡幅橋）の設計は、既設橋の設計時にすでに完了しており、既設橋は単独橋として設計施工され、拡幅橋の施工は既設橋にPC鋼線横締めにより一体化するという設計が行われていた。しかし、本工事の実施にあたり、当初の設計における拡幅方法の再検討を行い、現時点での経済性や構造的な評価、拡幅工法の見直しの結果、接合部はRC構造を採用するものとした。

本稿では、拡幅工事に伴う問題点と、設計施工上必要な品質管理（鉄筋の引抜試験、振動測定および乾燥収縮を低減させたコンクリートの材料試験）の結果について報告する。

2. 工事概要

本工事の工事概要は下記のとおりである。構造全体一般

図を図-2に、拡幅桁の主要材料を表-1に示す。

工事名：生口橋東高架橋PC上部工拡幅工事

路線名：一般国道317号線

工事場所：広島県因島市田熊町

工期：自平成8年3月20日

至平成9年9月10日

橋種：プレストレストコンクリート道路橋

構造形式：上り線 PC2径間連続中空床版

下り線 PC(2+3)径間連続中空床版

橋長：上り線 53.9m

下り線 134.5m

荷重：B活荷重

支間：上り線 2×26.5m

下り線 2×26.5m+3×26.5m

拡幅幅員：上り線 3.2m～6.7m

下り線 3.3m～5.4m

横断勾配：4.0%

縦断勾配：0.5%～3.0%

3. 設計

3.1 設計概要

平成元年における既設橋の設計（以下、当初設計）の拡幅計画では、既設橋と拡幅橋との間に25cmの目地を設け、拡幅橋のコンクリート打設・緊張後3ヵ月間放置し、クリープ・乾燥収縮を進行させた後に既設橋と拡幅橋とを横締めPC鋼材で一体化させる構造であった。このため、既設橋はあらかじめ横締め用のスリーブ・ダクトが設置されており、拡幅橋の施工時にこれをはつり出し、PC鋼材を配置するように計画されていた。

これに対し、実施段階の設計（以下、実施設計）では、東名高速道路、名神高速道路、中国自動車道などの拡幅工事の実績調査に基づき、RC構造の採用を含めて経済性、構造特性、施工性を考慮して構造形式の再検討を行った。

3.2 設計要旨

(1) 当初設計

当初設計を含めた平成元年までの設計検討によれば、将来の拡幅橋の基本的な方針が以下のように示されていた。

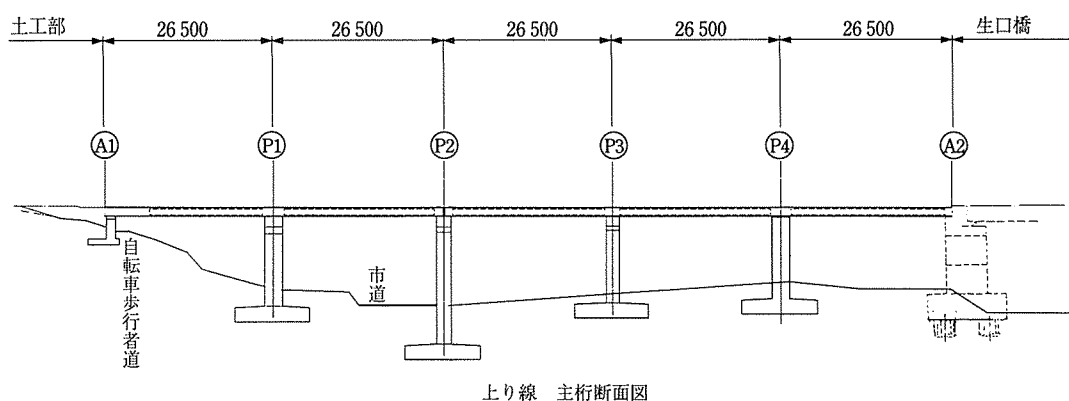
① 接合部の構造

横締めPC鋼材をPC鋼より線とし、拡幅橋施工時（以下、2次施工）に既設橋に挿入できるように配慮する。また、PC鋼材の配置は、接合部に発生するクリープ・乾燥収縮によるせん断力に抵抗するだけの間隔を確保する。

*1 Yasuhiko HIGUCHI：(財)本州四国連絡道路管理協会

*2 Akinori OHEKI：川田建設(株) 大阪支店 工事課

*3 Humihiko SUGASAWA：川田建設(株) 大阪支店 技術課



上り線 主桁断面図

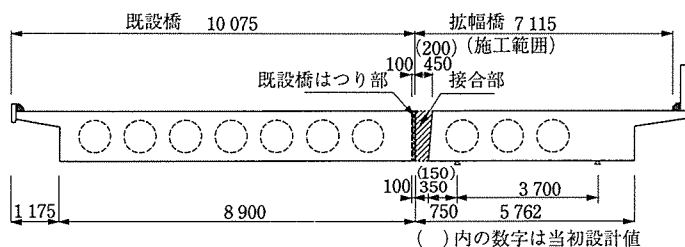


図-2 生口橋東高架橋全体一般図

表-1 拡幅桁の主要材料 (完成数量)

項目	種別	単位	数量
コンクリート	P3	m ³	772
型枠	主桁	m ²	1,588
円筒型枠	φ850	m	243
鉄筋	SD345	t	74
P C 鋼材	12φ12.4	kg	25,284

② 拡幅橋の配筋

床版横方向にプレストレスを与えPC構造となるために、基本的には最小鉄筋量 (D13 250mm間隔) を配置するものとし、床版上面は張出し床版の計算から決定される鉄筋量 (D19 250mm間隔) とする。

(2) 実施設計

当初設計によると、2次施工時における横締めPC鋼線の施工時に、下記のような問題点が考えられた。

- ① グラウトホースが埋設されており、コンクリート撤去時の破損および閉塞を考慮するとグラウトの注入が困難であることが予想された。
- ② 地覆コンクリートおよび車両防護柵の撤去が生じ、長期間の交通規制を伴うため施工時の安全を確保する必要があった。

以上により、グラウト注入の不良は構造として致命的であるため、拡幅橋の施工前に、鋼線の材料変更およびRC構造への変更に伴う支承を含めた各部寸法の照査、配筋方向の検討を行い、その結果、接合部の構造としてRC構造を採用するものとした。

3.3 施工上の問題点とその解決方法

実施設計の検討結果から、接合部をRC構造とすることにより多くの問題点は解決することができたが、拡幅工事特有の問題として、下記の項目が生じた。

- ① 既設桁への削孔定着鉄筋の配置が125mmピッチとな

り、鉄筋の降伏点 ($\sigma_s = 3,500 \text{ kgf/cm}^2$) に対してコーン状破壊面の干渉を考慮すると引抜耐力の保証ができない。

- ② 既設桁上の交通振動および乾燥収縮に伴い、接合部コンクリート (以下、2次コンクリート) に、硬化中および硬化後のひび割れの発生が予想される。

そこで、これらの問題を解決するために以下に示すような試験を実施し、品質を確認しながら施工を行うものとした。

4. 品質管理試験

以下に各試験の目的、方法および結果を述べる。

4.1 接合部定着鉄筋引張試験

(1) 試験目的

既設桁と拡幅桁のRC構造による一体化を行うために、樹脂により定着された鉄筋の定着長は、鉄筋径の15倍であった。したがって、間隔125mmに配置された鉄筋に対して定着長が195mm~330mmに達するため、硬化した樹脂の破断による拔出しよりも、定着鉄筋間の相互干渉によるコンクリートのコーン状破壊の生じる可能性が考えられた。このため、コーン状破壊に対して定着鉄筋の耐力を検証するべく引張試験を実施した (写真-1)。

(2) 試験方法

現場において既設桁の側面の保護コンクリートをはつり、既設桁接合面を露出させ、実施工と同一の条件にて試験片を5本作成した。耐力確認試験図を図-3に示す。ここでは試験片の両端外側にスペーサーを設置し、試験片を跨ぐ形で鋼材を配置し、油圧ジャッキにて定着箇所コンクリートに反力を与えずに、5本の試験片に同時に引張力を載荷した。

コンクリートおよび樹脂の破壊確認は、供試体にダイヤルゲージをセットし、事前に計算された鉄筋の伸び量に対

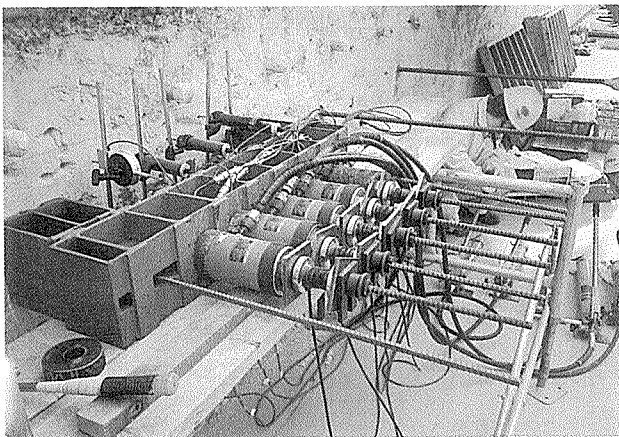


写真-1 接合部定着鉄筋引張試験

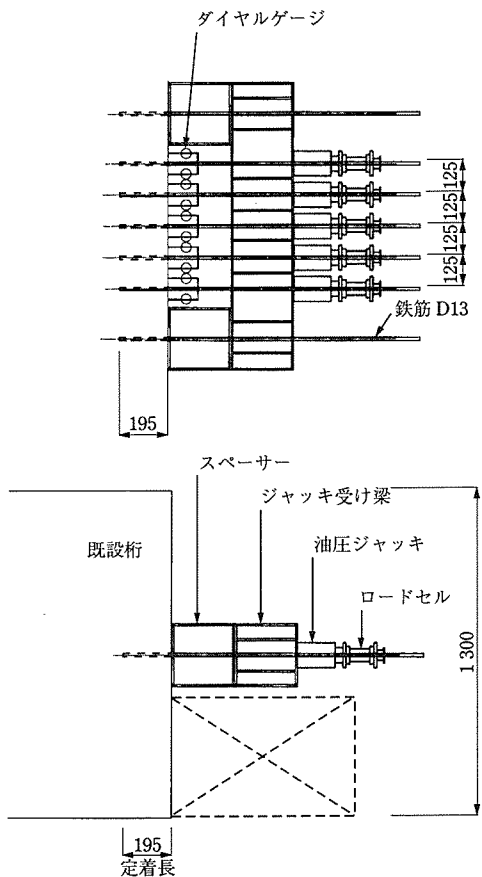


図-3 定着鉄筋群耐力確認試験図

して拔出し量を測定し判断した。載荷荷重については各試験とも上限はSD345の降伏点荷重とし、油圧センターホールジャッキにて載荷を行った。

(3) 試験結果

群耐力確認試験において、載荷荷重が降伏点荷重に達しても、鉄筋の伸び量はコンクリートからの露出部の鉄筋の伸び量の範囲で収まり、コンクリートのコーン状破壊は確認できなかった。試験結果を表-2に、またNo. 4の荷重伸び曲線を図-4に示す。

試験の結果、載荷荷重範囲内においては弾性変形域内であり、接合部定着鉄筋に対して鉄筋の許容応力度が保証され、これにより既設桁、接合部および新設桁に三分割され

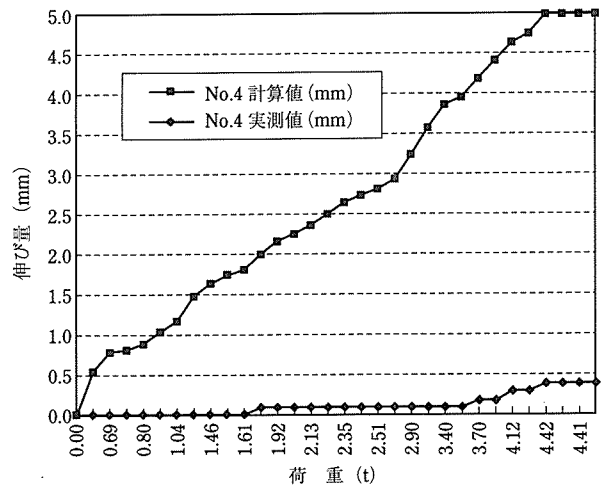


図-4 荷重伸び曲線 No. 4

た橋体が、鉄筋を介して構造的に一体化されることが確認できた。

4.2 振動試験

(1) 試験目的

設桁供用中の交通振動下での接合部のコンクリート打設にあたり、既設桁コンクリートと接合部コンクリートの付着性、およびコンクリートと鉄筋の付着性の検証を目的として、既設桁および拡幅桁間の相対変位の計測を行った。付着性は特に両桁間の振動下における相対変位量に影響されるため、施工時の相対変位量の許容値として参考文献¹⁾に挙げられている0.2mmを目安に振動測定を試みた。

(2) 試験方法

振動レベル計を既設桁および拡幅桁の支間中央接合部に配置し、両桁の振動レベルの記録を行った。走行車両については、特に大型重量貨物車等の振動データが採取できるよう配慮した。計測結果および計測状況を図-5および写真-2に示す。

振動レベル測定後の変位量算出の解析については、レイリーの方法を用いて固有振動数を算出し、変位量を求めた。以下に算出式を示す。

$$\text{円振動数 } \omega^2 = \pi^4 \cdot E \cdot I \cdot g / (W \cdot L^4)$$

$$\text{固有周期 } T = 2 / \pi \cdot (WL^4 / g \cdot E \cdot I)^{1/2}$$

$$\text{固有振動数 } f = 1 / T$$

$$\text{振 幅 } c = a / w^2$$

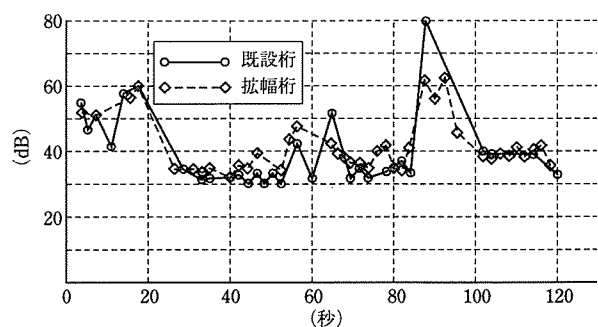


図-5 振動レベル計測結果

表-2 定着鉄筋群耐力試験結果

No.1		No.2		No.3		No.4		No.5	
荷重(tf)	変位量(mm)	荷重(tf)	変位量(mm)	荷重(tf)	変位量(mm)	荷重(tf)	変位量(mm)	荷重(tf)	変位量(mm)
0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0
0.17	0.1	0.17	0.0	0.24	0.0	0.94	0.0	0.11	0.0
0.39	0.1	0.25	0.0	0.35	0.0	0.49	0.0	0.20	0.0
0.53	0.1	0.61	0.0	0.61	0.0	0.69	0.0	0.33	0.0
0.65	0.1	0.80	0.0	0.73	0.0	0.71	0.0	0.41	0.0
0.72	0.1	0.80	0.0	0.81	0.0	0.80	0.0	0.50	0.0
0.89	0.1	1.00	0.0	0.91	0.0	0.91	0.0	0.66	0.1
0.97	0.1	1.10	0.0	1.00	0.0	1.04	0.0	0.76	0.1
1.03	0.1	1.27	0.0	1.15	0.0	1.31	0.0	0.84	0.1
1.11	0.1	1.35	0.0	1.38	0.1	1.46	0.0	1.15	0.1
1.20	0.1	1.40	0.0	1.41	0.1	1.55	0.0	1.31	0.1
1.35	0.1	1.64	0.0	1.57	0.1	1.61	0.0	1.50	0.1
1.44	0.1	1.96	0.0	1.69	0.1	1.77	0.1	1.50	0.1
1.69	0.1	2.03	0.0	1.85	0.1	1.92	0.1	1.68	0.1
1.93	0.2	2.01	0.0	2.04	0.1	2.01	0.1	1.80	0.1
2.20	0.2	2.01	0.0	2.10	0.1	2.13	0.1	1.91	0.2
2.29	0.2	2.22	0.0	2.20	0.1	2.12	0.1	2.00	0.1
2.50	0.3	2.36	0.0	2.20	0.1	2.22	0.1	2.00	0.1
3.00	0.4	2.55	0.0	2.59	0.1	2.35	0.1	2.03	0.2
3.13	0.4	3.01	0.0	2.68	0.1	2.43	0.1	2.40	0.2
3.29	0.4	3.39	0.1	2.82	0.1	2.51	0.1	2.41	0.2
3.46	0.4	3.55	0.1	3.01	0.1	2.60	0.1	2.50	0.2
3.64	0.4	3.60	0.1	3.11	0.1	2.90	0.1	2.68	0.2
3.78	0.4	3.74	0.1	3.50	0.1	3.18	0.1	2.76	0.2
3.99	0.4	3.86	0.1	3.51	0.1	3.40	0.1	2.98	0.2
4.01	0.4	3.93	0.1	3.67	0.1	3.50	0.1	3.00	0.2
4.22	0.4	4.00	0.1	3.85	0.1	3.70	0.2	3.10	0.2
4.33	0.5	4.25	0.1	3.91	0.1	3.91	0.2	3.40	0.2
4.47	0.5	4.33	0.1	4.01	0.1	4.12	0.3	3.72	0.3
4.45	0.5	4.41	0.1	4.25	0.2	4.21	0.3	4.11	0.3
4.44	0.5	4.42	0.1	4.36	0.2	4.42	0.4	4.41	0.3
4.35	0.5	4.48	0.1	4.49	0.2	4.44	0.4	4.40	0.3
4.57	0.5	4.63	0.1	4.47	0.2	4.41	0.4	4.53	0.3
4.55	0.5	4.86	0.1	4.46	0.2	4.53	0.4	4.64	0.3
4.55	0.5	4.86	0.1	4.48	0.2	4.53	0.4	4.64	0.3
4.54	0.5	4.86	0.1	4.58	0.2	4.53	0.4	4.65	0.3

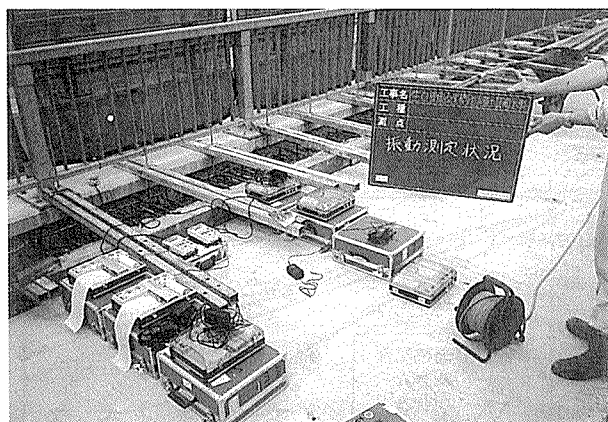


写真-2 計測状況

ここに、

W : 単位長さ重量 (tf/m)

I : 断面2次モーメント (m^4)

E : 弾性係数 (tf/ m^2)

g : 重量加速度 (m/s^2)

a : 振動加速度 (測定された振動レベルから測定器付属の換算表より速度を算出)

(3) 試験結果

上記試験および計算結果より下記の値が得られた。

$$\omega = 58.5 \text{ rad/s}$$

$$a = 9.0 \text{ cm/s}^2$$

$$c = 0.026 \text{ mm}$$

試験結果から本橋においては許容値に対して十分小さい値であり、したがって参考文献²⁾よりコンクリートの凝結硬化時に振動を受けた場合にも、鉄筋の付着強度は十分に期待できることが判明した。

4.3 接合部コンクリート材料試験

接合部に使用するコンクリートについては両端が拘束状態となるため、乾燥収縮によるひび割れの発生が予測された。このため、コンクリートの収縮性を極力低減するために各種混和剤の組合せを行い、収縮状況低減の確認試験を行った。

従来、乾燥収縮によるひび割れ等の防止策として使用されている膨張剤は初期膨張量をもって、後の収縮量を保証しようとする考え方である。ところが近年、この収縮自体の低減を目的とする混和剤が開発されてきた(以下、収縮低減剤)。建築物においてはこの両方の混和剤を併用したコンクリートの性状についての報告³⁾もあり、当現場ではこれに基づき膨張剤と収縮低減剤の併用を採用し、膨張剤添加量

表-3 接合部コンクリート配合

バッチ容積 (m ³)	試験練りバッチ配合												
	1バッチあたりの量									細骨材表面水率補正			備考
	水	セメント	細骨材 S		粗骨材 G		膨張剤	減水剤	AE剤	調整投入量			
W	C	粗砂	細砂	10mm	20mm	(kg)	(cc)	(cc)	粗砂	細砂	水		
基本配合 0.03	5.04	11.19	10.852	8.879	13.284	19.927	—	112	57	10.852	8.879	4.871	
配合A 0.03	5.04	10.74	10.852	8.879	13.284	19.927	0.45	112	低減剤180	10.852	8.879	4.748	
配合B 0.03	5.04	10.29	10.852	8.879	13.284	19.927	0.9	112	低減剤180	10.852	8.879	4.748	
配合C 0.03	5.04	9.39	10.852	8.879	13.284	19.927	1.8	112	低減剤180	10.852	8.879	4.748	

をパラメーターとする収縮低減効果の確認試験を行った。

(1) 試験方法

使用した基準コンクリートは、本州四国連絡橋公団土木工事共通仕様書のP3配合で設計基準強度は $\sigma_{ck}=350\text{kg/cm}^2$ である。配合を表-3に示す。この基準コンクリートに対して膨張剤の添加量を 15kg/m^3 、 30kg/m^3 および 60kg/m^3 の3ケースに分類して試験を行った（本製品の標準使用量は 30kg/m^3 である）。収縮低減剤の添加量は各ケースとも標準使用量の 6kg/m^3 とし、それぞれ配合A、配合Bおよび配合Cとした。

計測値は初期膨張量と時間経過後の収縮量の2つに大別した。前者は生コンプラントにて試験練り時、採取直後のテストピースにダイヤルゲージをセットし6日間計測を行った。図-6に計測概要を示す。

次に、後者の収縮量については試験練り時にJISの長さ変化試験方法に基づきテストピースを採取し、セメントメーカーの試験技術センターにて長さ変化試験（JIS A 1129）を実施した。なお、材齢は7日後を基調とし、1日、3日、1週、2週、3週、4週、8週に計測を行った。

(2) 試験結果

初期膨張量の計測結果を表-4および図-7に、収縮状況を記録した長さ試験結果は表-5および図-8に示す。

初期膨張については膨張剤添加量に応じ膨張性を示しているが、6日以降は配合Cを除きほぼ横ばい状態である。配合Cについては添加過剰により強度の発生が見られず、配合Aについては添加量不足により目的とする膨張性を示さな

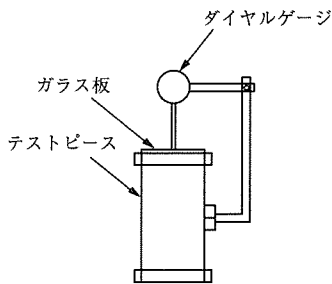


図-6 初期膨張量計測概要図

かった。この結果、強度および膨張性を考慮して配合Bを採用した。

収縮状況については初期膨張と同様に添加量に応じて収縮性は低くなっている。また、収縮低減剤による低減効果は基準配合に対して35%~45%程度であった。

実施工に使用した配合Bについて以上の結果を整理する

表-4 初期膨張量計測結果

配合区分		長さ変化(材齢(時間), 10 ⁻⁶)						
		0	24	48	72	96	120	144
基準配合	0	0	-50	-50	-50	-50	-50	-50
配合A	0	0	0	0	0	0	0	0
配合B	0	50	200	375	430	450	450	450
配合C	0	50	300	600	675	800	1050	

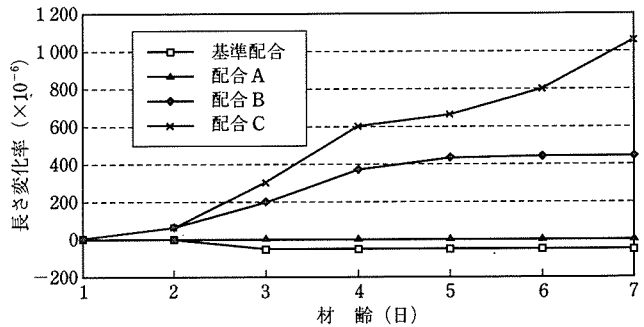


図-7 初期膨張量計測結果

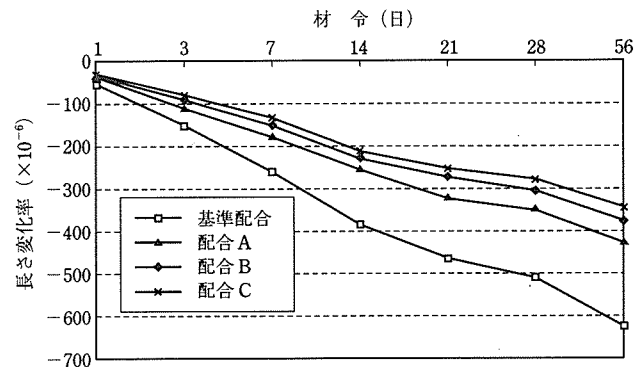


図-8 長さ変化試験結果

表-5 長さ変化試験結果

配合区分		長さ変化(材齢(日), 10 ⁻⁶)							混和量 TG(kg) GP(kg)	スランプ (cm)	空気量 (%)	コンクリート 温度(℃)
		1	3	7	14	21	28	56				
基準配合	-56	-155	-262	-389	-463	-510	-628	0	10.5	4.6	24.5	
配合A	-44	-108	-173	-260	-320	-349	-430	6	10.0	4.5	24.5	
配合B	-42	-94	-151	-231	-273	-304	-377	30	11.0	4.6	24.0	
配合C	-39	-83	-135	-215	-255	-284	-346	60	11.0	4.5	24.0	

と、初期膨張域での長さ変化率が 425×10^{-6} であり収縮域での変化率が 377×10^{-6} であることから、8週以降の収縮の進行を考慮しても、ほぼ乾燥収縮による影響は無視できるものと思われる。

5. 施 工

拡幅橋の施工フローを図-9に示す。

5.1 支保工の施工

拡幅橋の支保工については拡幅桁部には梁式支保工併用の枠組み式支保工を採用し、接合部には吊り支保工を採用した。特に下り線の2径間連続部においては一般道が錯綜し、法面等も含めて非常に狭小な用地しか確保できないため支保工形式の選定は困難を極めた。その結果、この2径間についてはすべて梁式支保工となり、支柱基礎の約4割が斜面上の基礎となった(写真-3)。支持力の検討においては平板載荷試験および貫入試験を実施し、杭基礎形式を採用した。

杭の材料には長さ3m、末口20cmの松杭を使用した。コン

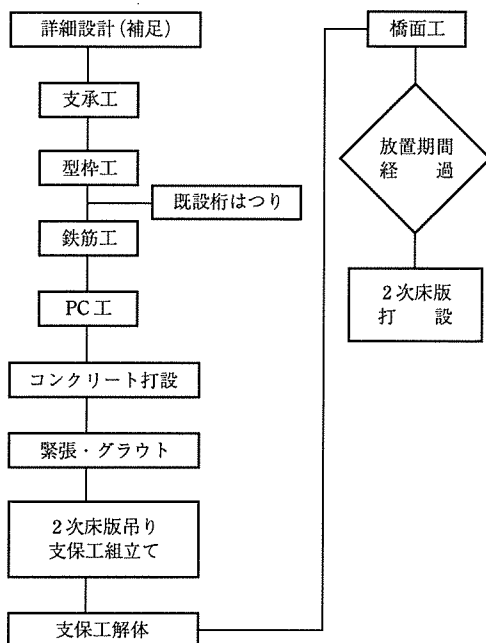


図-9 施工フロー

クリート打設時の沈下量については打設中に継続して計測を実施し、法面崩壊の防止に努めた。その結果、杭基礎の沈下量は5mm以内に収まり支保工の有害な変形等は生じなかった。

5.2 接合部の施工

支保工組立て後、既設桁の接合面については桁側面のコンクリートをはつり、さらに付着性を高めるため全面チップングを施し、コンクリート面を凹凸状態とした(写真-4)。

拡幅桁の接合面側の型枠は、解体が困難であるため格子金網を使用した(写真-5)。なお、この面については打設時にレイタンス処理を施した。

接合部コンクリート打設前には付着性をさらに高めるため、モルタル用の高分子系接着剤を塗布し、打設中にはバイブレーターによる十分な振動を与え、また追って打設後約30分経過した箇所には、さらに振動を与え付着性を高めた¹⁾。

養生においては打設後約1週間散水養生を実施し、急激な乾燥を防止した。その結果ひび割れの発生を防ぎ、水漏れ等を防止することができた。写真-6は完成後の状況を示す。

6. おわりに

今回新しい試みとして膨張剤と収縮低減剤を併用したコ



写真-4 チップング完了

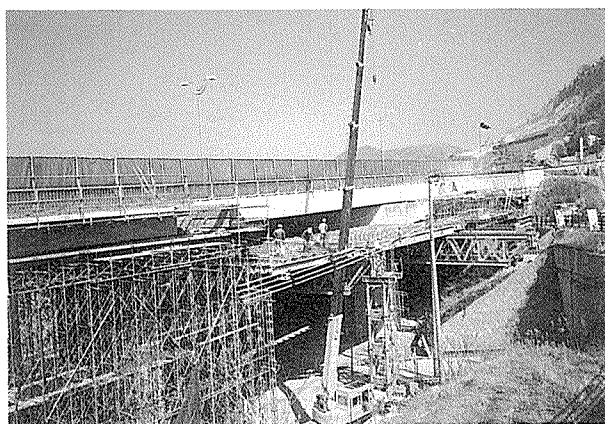


写真-3 支保工施工

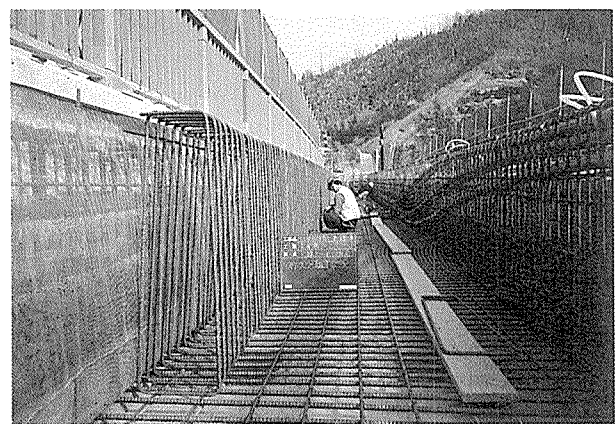


写真-5 格子金網



写真-6 完成状況

ンクリートを接合部に用い、乾燥収縮によるひび割れに対処した。この結果、目的とする品質は十分に確保できたものと思われる。本稿が今後の拡幅工事に役立てば幸いである。

参 考 文 献

- 1) (財)高速道路技術センター：中央自動車道 橋梁構造物の改築に関

- する施工検討，1987.2
- 2) 江藤，平野，深池，出光：凝結硬化時に継続振動を受ける鉄筋コンクリートの付着強度に関する研究，土木学会論文報告集，No.544/V-32，pp.223～234，1996.8
- 3) 田中，杉山，小川，富田：混和剤量を組み合わせて使用した高流動コンクリートの諸特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.17，No.1，pp.157～162，1995

【1998年5月6日受付】