

九州横断自動車道鈴田橋押し出し部の設計・施工について

中 村 修 吾*
吉 本 信 一**

1. ま え が き

九州横断自動車道は長崎市を起点として終点の大分市に至る全長 250 km の高速道路である。

このうち長崎県内約 17 km の高速道路建設は急ピッチで進められており、昭和 54 年 10 月現在での工事発注は 71% を超え、昭和 57 年の前半には供用開始を予定している。ここで述べる鈴田橋は諫早、大村両 I.C. のほぼ中間の大村市大里郷付近で二級河川の鈴田川が流れる比較的ゆるやかな谷を地上 30 m の高さで半径 1 200 m の弧を描きながら横断する。横断地点は国鉄大村線、国道 34 号線、市道、農道等が鈴田川とほぼ平行に走っており、それらとはおよそ 135° の斜度で交差する。

また、鈴田橋は橋長 798 m の PC 長大橋であり、その中央部の約 485 m はディビダーク式張出し工法で、その構造は途中に 1 か所ゲルバーヒンジを有する 7 径間連続ラーメン構造である。また、両側側径間部は 168 m と 145 m の 4 径間および 3 径間の連続箱桁構造であり、

その施工は近年注目を集めつつある押し出し工法を採用している。本橋の施工は昭和 53 年 1 月に下部工に着手し、昭和 55 年 12 月には舗装を除く本体工のすべてを完了する予定になっている。今回の報告は鈴田橋両側径間に採用した押し出し工法についてのみ述べるものである。

2. 設計の概要

(1) 当架橋地点の始点側（長崎側 $A_1 \sim P_4$ ）間は地すべり地区に指定されており、通常の支保工による施工では、支保工基礎の掘削と支保工荷重等により地すべりを誘発する恐れがあり、桁下の地盤を乱さずに施工可能な押し出し工法を採用することにした。

(2) 終点側（大分側 $P_{11} \sim A_2$ ）間は支保工高さが約 25 m となると共に、市道 2 か所、河川 1 か所を横断しており、桁下は水田のため、支保工基礎は 2 m 程度の土の置換え等の改良を必要とし、現場打ち工法は好ましくない。さらに始点側の押し出し機材の転用を考慮して押し出し工法とした。

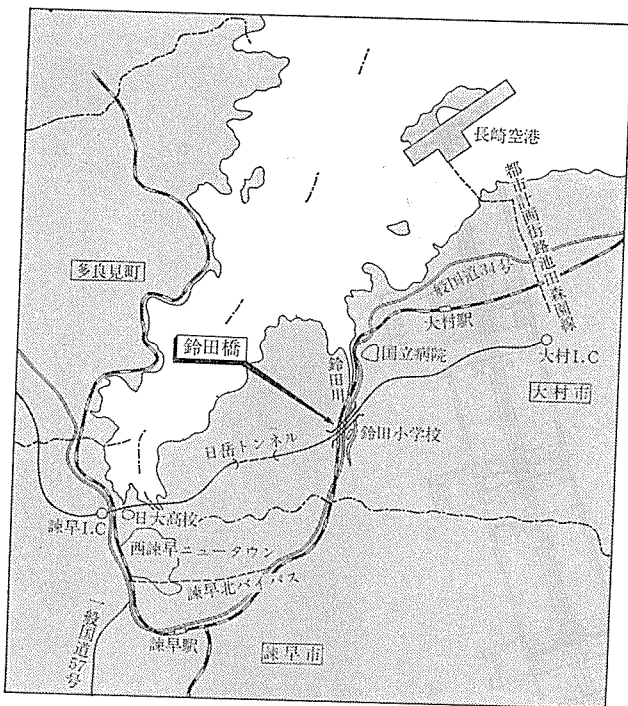


図-1 位置図

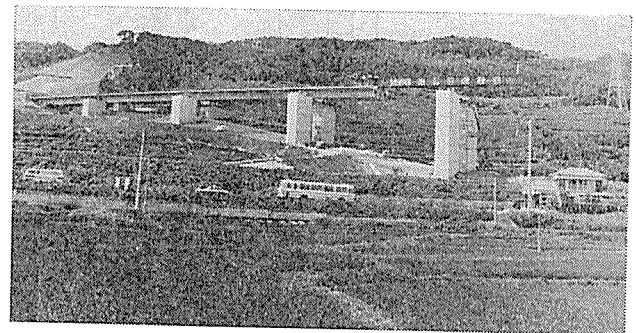


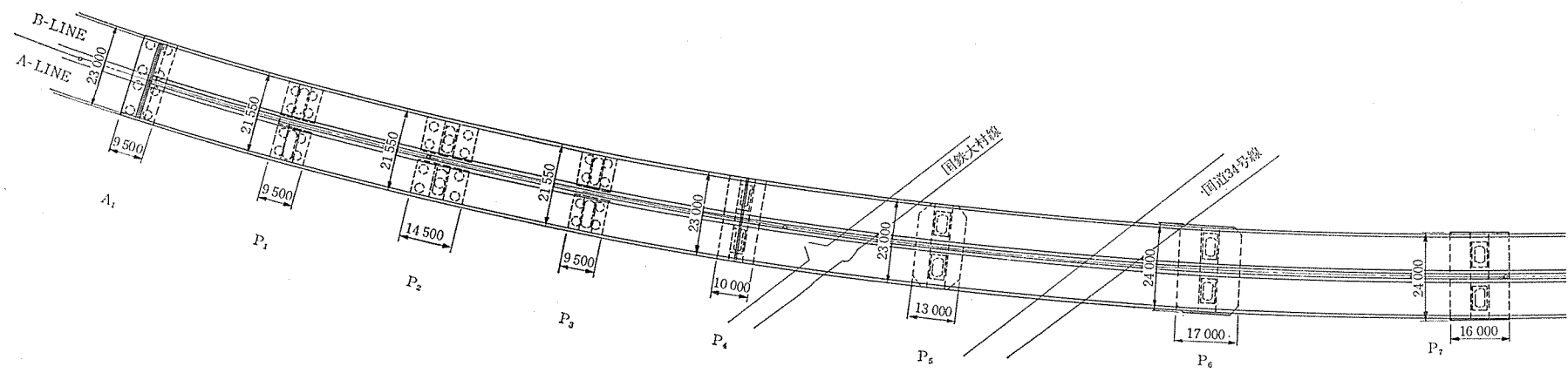
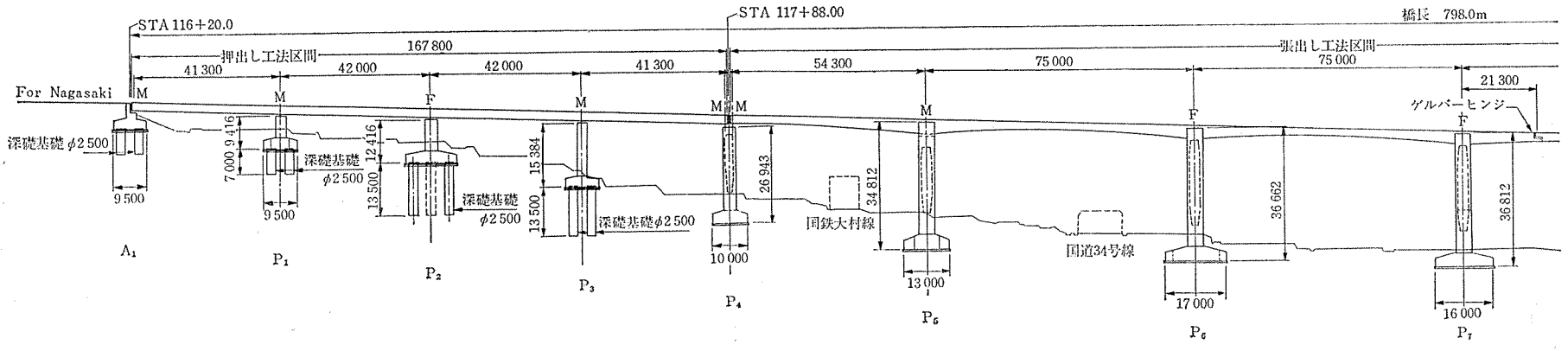
写真-1 架設状況（始点側押し出し部）

3. 設計条件と詳細設計

3.1 設計条件

本橋の設計にあたっては、大幅に改訂された新道路橋示方書を適用した。主な設計条件および使用材料は表-1 に示すとおりであり、コンクリートの設計基準強度は張出し架設を行う現場打ちコンクリートに準じ $\sigma_{ch} = 400 \text{ kg/cm}^2$ とした。なお押し出し架設中のコンクリート許容曲げ引張強度は押し出し中および仮支柱の不等沈下などの不測の応力に対処するため、応力検討時には -5 kg/cm^2 程度におさえている。

* 日本道路公団福岡建設局長崎工事事務所所長
** 日本道路公団福岡建設局長崎工事事務所工事長



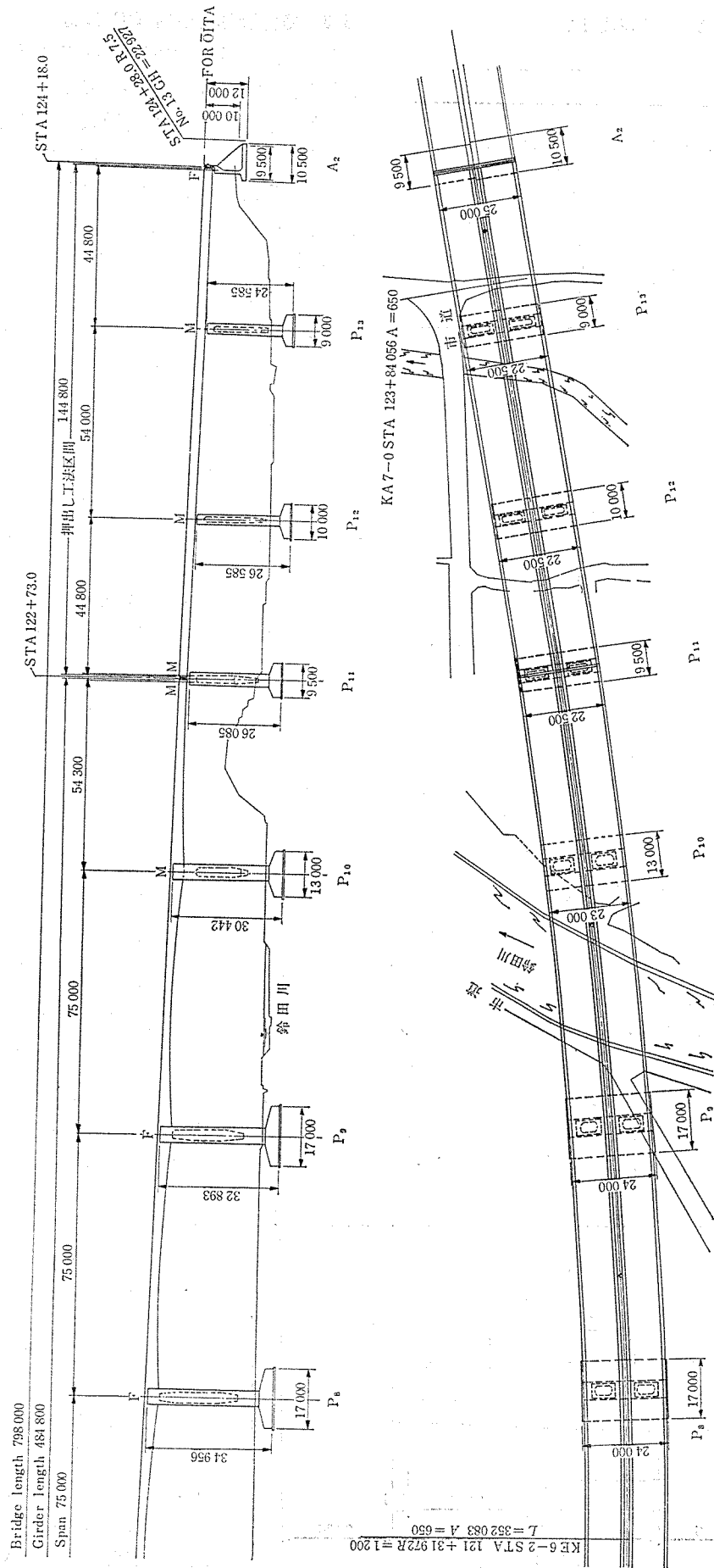


図-2 一般図

表-1 設計条件および使用材料

設計条件		A ₁ 側	A ₂ 側
形式		PC4 径間連続箱桁	PC3 径間連続箱桁
支間		41.3+2 @ 42.0+41.3 m	44.8+54.0+44.8 m
平面線型		R=1200 m	A=650 クロソイド
縦断線型		→ 3%	→ 2.9%
横断線型		4%	
活荷重		TL-20,	TT-43
設計震度		K _V =0,	K _H =0.14
衝撃係数		i=10/25+l	
有効幅員		2×9.25 m	
使用材料			
PC 材 料	主 鋼 棒	SBPR 80/105 φ26	
	横 締 め 鋼 棒	" 95/120 φ26	
料	せ ん 断 鋼 棒	" 95/120 φ26	
	PC 鋼 より 線	SEEE F-160	
コンクリート	設計基準強度	σ _{ck} =400 kg/cm ²	
	許容曲げ圧縮応力度	σ _{ca} =140 cm ²	
	許容引張応力度 (設計時)	σ _{ct} =-15 kg/cm ² , σ _{ct} =0(支点上)	
	" (架設時)	σ _{ct} =-25 kg/cm ²	
	許容せん断応力度	τ _a =5.5 kg/cm ²	
	許容斜め引張応力度	σ _{ra} =-10 kg/cm ²	

3.2 主桁断面

押し出し工法は PC 橋の架設工法の一つにすぎないので、設計荷重時の計算は一般の橋梁と何ら変わることはない。しかしながら押し出し工法における橋梁の桁高は、押し出し架設中の部分的に生ずる過大な応力に対処するため、過去の実施例からもみられるように、通常の支保工打ち工法に比べてやや高くなっている。当橋では、支間 42m に対し約 1/17 の桁高 (h=2.5m) を採用している。ウェブ中は主ケーブルを 2 列に配置する関係上最小厚 35 cm とし、支点付近は平均せん断応力度が許容値を満足するよう 50 cm 厚とした。上床版の断面力は道路橋示方書の改訂により約 10% 増加し、また縦横締め PC 鋼棒の配置、接続および定着上の問題から、上床版厚を 32 cm とした。下床版厚は架設用 PC 鋼棒が多数配置されることから最小縁端距離を満足する 21 cm 厚とした。

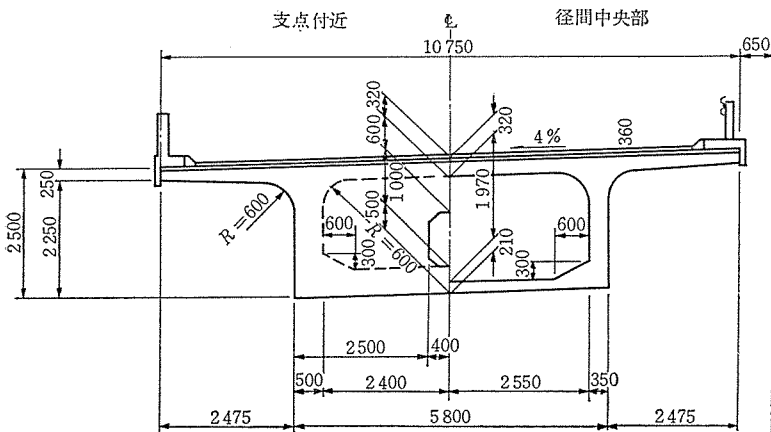


図-3 主桁断面図

3.3 応力計算と使用 PC 鋼材

押し出し架設時には主桁のすべての断面は随時交番する曲げ応力を受ける。したがってこの曲げ応力に見合う程度の軸方向プレストレスを導入する必要がある。架設時の断面力は実際の架設状態に応じて約 200 種類の構造系を設定して図-4 に示すように各ブロックに生ずる、最大・最小曲げモーメントを算出した。それぞれの曲げモーメントに対して断面に生ずる引張応力度は上縁部 -50 kg/cm², 下縁部 -60 kg/cm² 程度となり、これに対して、主桁図心にて 58 kg/cm² 程度のプレストレスを与える方法を取った。また、完成後の合成応力度では、最小 -5.5 kg/cm², 最大 14.5 kg/cm² となっている。

PC 鋼材としては、架設時応力に対応するため、φ26 ディビダーク鋼棒 (A種 2号 95/120) を使用し、また完成系に対しては、架設用 PC 鋼棒で不足するプレストレスを、押し出し架設完了後、全径間にわたって SEEE (F-160) ケーブルを配置した。

なお、過剰プレストレスとなる架設用 PC 鋼棒は、最終ブロックにおいて一部応力解放を行っている。施工上の問題より支点上の横桁は後打ち方式とした。したがって横締め PC ケーブルはあと挿入であるため、モノストランドケーブル (φ21.8 mm) を使用している。また、

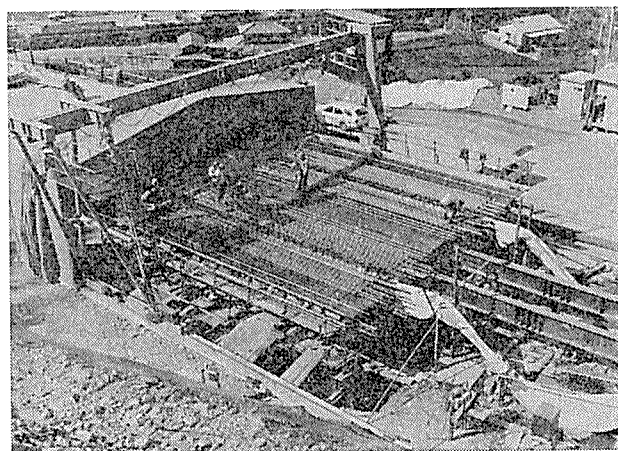


写真-2 架設鋼棒の配置状況

架設用、完成系の PC 鋼棒、および SEEE ケーブルは応力伝達、防錆上の問題、および施工性を考慮して、いずれもインサイド方式で配置している。

架設中にも進行するコンクリートのクリープ、乾燥収縮、PC 鋼材のレラクセーションによる、有効緊張力の計算は、各ブロックごとに材令差を考慮して設計することは、設計が非常に複雑であるので、当橋ではプレストレス導入時 (PC 鋼棒 1 本当たり、シース摩擦、弾性変形を

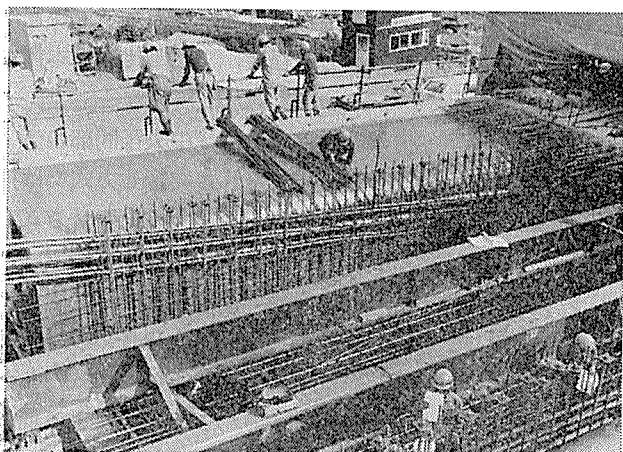


写真-3 SEEE ケーブルの配置状況

考慮して、30.9t/本)で全状態を応力計算し、クリープ等の進行に対しては押出される桁のうち最も材令の古いもので有効プレストレス(材令5か月として、 $\eta=0.851$, PC鋼棒1本当たり有効緊張力26.3t/本)を計算し、これにても応力検討を行っている。すなわち架設中の有効プレストレスはこの両者の間に含まれているという設計になっている。

3.4 ブロック長の決定

ブロック長は、製作ヤードとなる橋台背面が始点側、終点側ともに岩の切土区間であり、製作ヤードを最小限にできるブロック長であること、および完成系での継目位置を考慮して、ブロック長を約10mとした。したがってA₁側で17-ブロック、A₂側で15-ブロックのブ

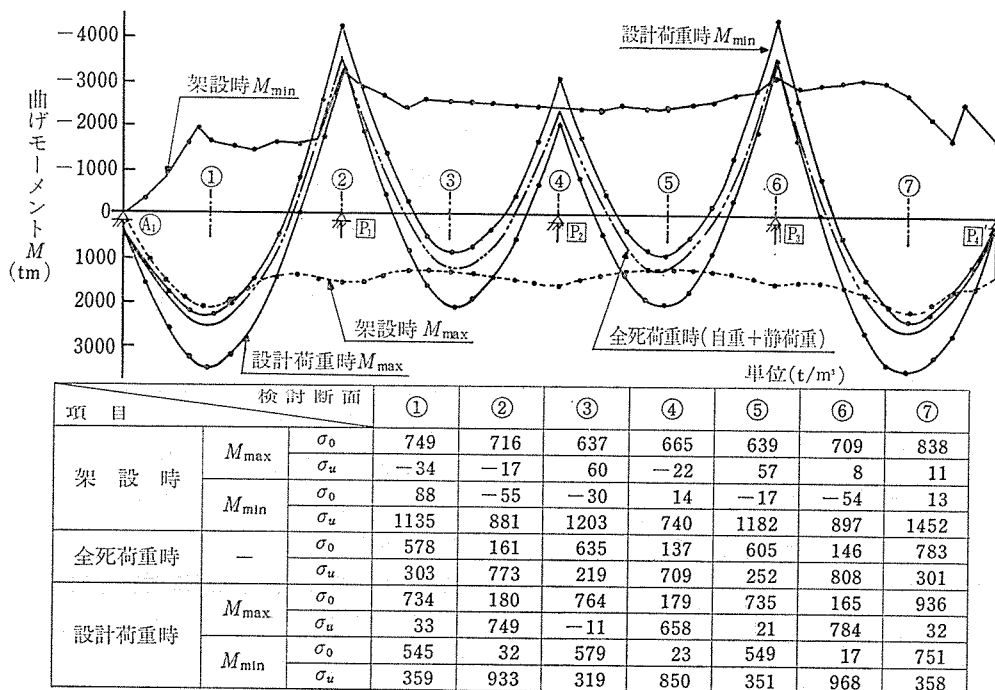


図-4 曲げモーメントおよび応力集計表

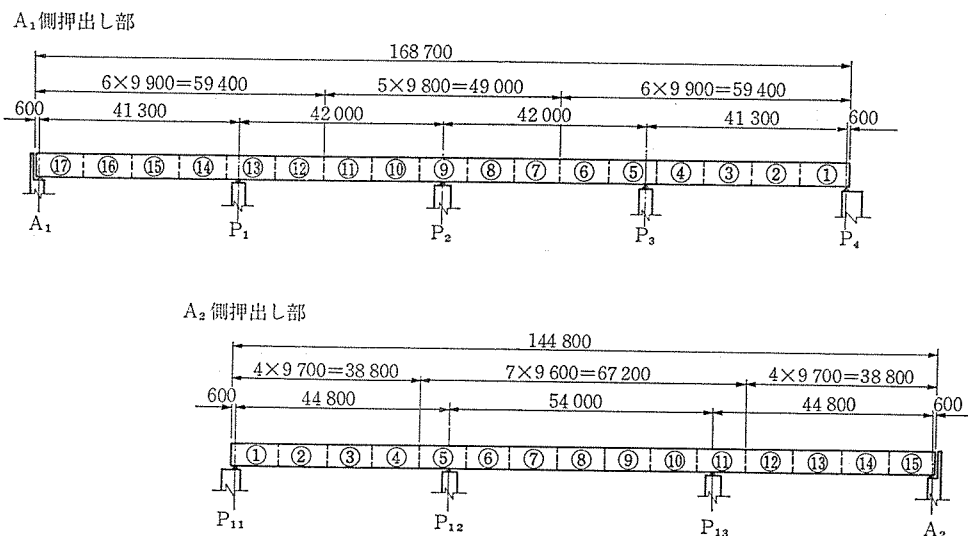


図-5 ブロック割り図

ロック割りとなっている。

3.5 手延べ桁について

押し出し工法の場合、手延べ桁長の変化が押し出し中に主桁断面に及ぼす、最大、最小の曲げモーメントの影響は、手延べ桁を取付けた第1径間に顕著に現われるが、それ以後の第2、第3および、第4径間の部分には、その影響がほとんど現われてこない。また手延べ桁の剛度の影響はあまり極端に現われない。

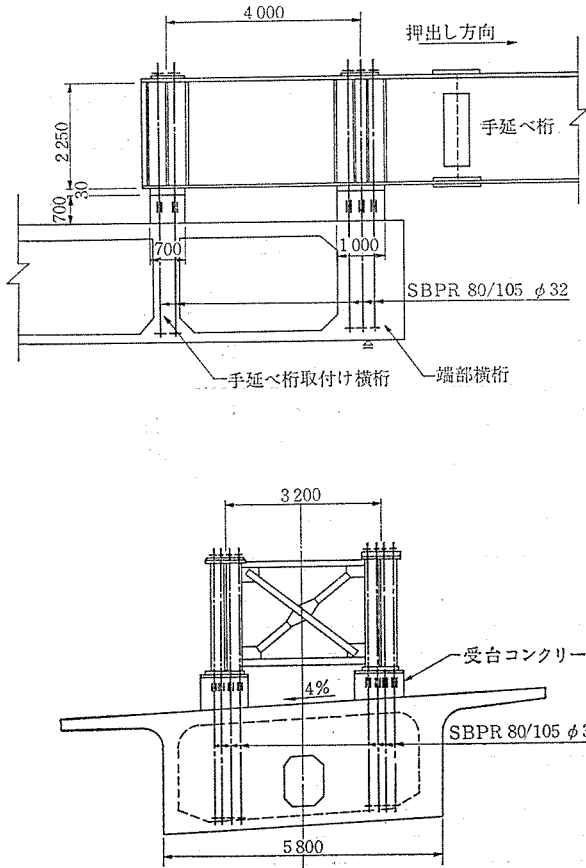


図-6 手延べ桁取付け図

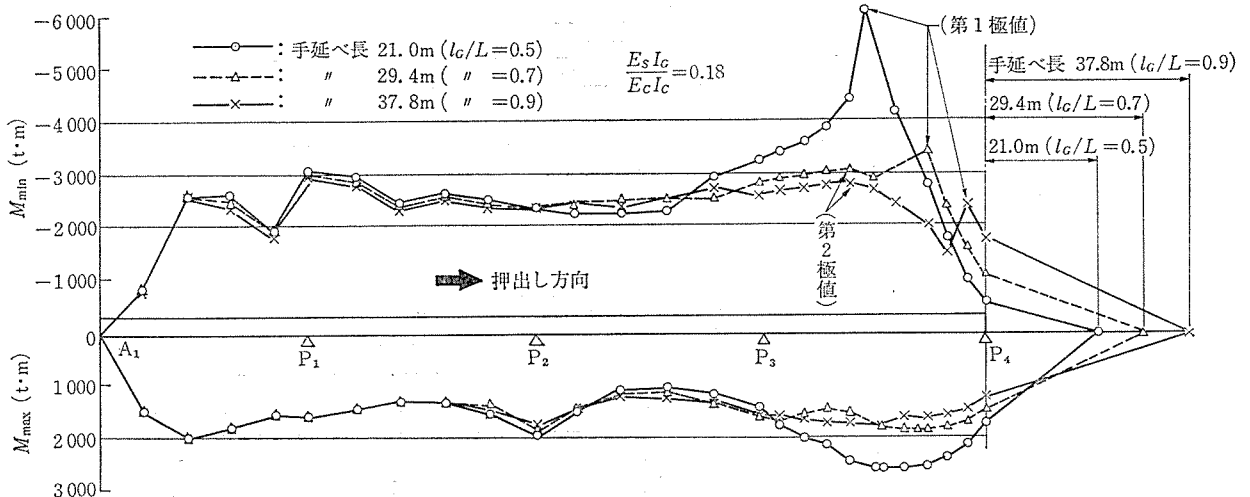


図-7 手延べ桁の長さによる影響 (架設時主桁断面に生ずる最大・最小曲げモーメント)

国内外の過去の施工例からみると、最大スパン長と手延べ桁長との比は 60~80% 程度、また剛比は桁本体に比べて 1/6 程度である。

本橋での手延べ桁の取付け方法は、中央径間部のディビダーク張出し区間が先行施工され、突合せ方式では押し出し困難となるため、橋体上縁で連結する上のせ方式を採用した。手延べ桁長は 37 m あり始点側 4 径間ではスパンの 88% であるが、終点側 3 径間では同じ手延べ桁を転用することからスパンの 83% とやや長めの手延べ桁長となっている。これは手延べ桁を上の上せ方式としたため、手延べ桁の自重が増加するので、それによる曲げモーメントを軽減するため、やや長くなっている。また剛比は 1/6.1 となっている。

なお手延べ桁と本体との連結は連結用 PC 鋼棒によりプレストレスが導入されている。取付け所要本数は $\phi 32$ PC 鋼棒 32 本である。なお押し出し架設中の最大、最小曲げモーメントと手延べ桁の長さによる影響は当橋の場合、図-7 のごとくなる。

3.6 仮支柱

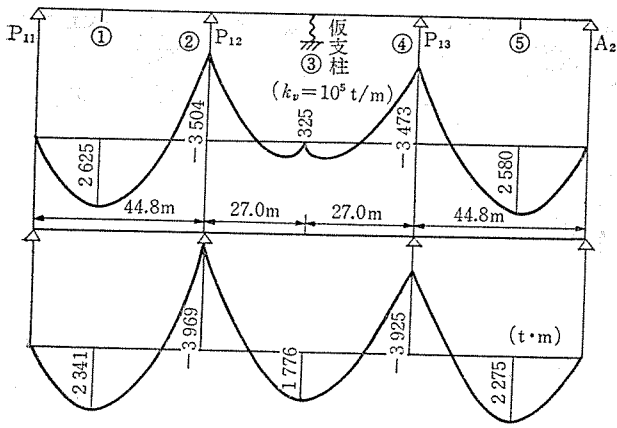
終点側の 3 径間において、その中央径間が 54 m と他の径間に比して長い為、架設時の応力軽減の目的で仮支柱を設置する。仮支柱は鋼製のものを考えており、設計に当たっては、仮支柱の剛性が弾性沈下を考慮したバネ支承 ($k_v=100 \text{ t/cm}$) として解析を行っている。

仮支柱の撤去は押し出し工を完了後行うが、完成ケーブルのプレストレス導入がなくとも、死荷重に対して十分安全である設計となっている。

3.7 縦横断、平面線形に対する対応

押し出し工法の特徴から主桁の底面各点は押し出し仮支承上の同一平面上を通過しなければならない。

始点側 4 径間は $R=1200 \text{ m}$ の平面曲線区間なので、主桁を各ブロックごとに円上の弦として製作している。



項目		断面					
		1	2	3	4	5	
架設時	M_{max}	σ_o	985	970	720	916	959
		σ_u	114	-25	165	-38	80
	M_{min}	σ_o	114	112	240	105	79
		σ_u	1668	1021	1212	949	1294
仮支柱撤去前	σ_o	998	121	604	153	788	
	σ_u	64	1010	446	892	64	
仮支柱撤去後	σ_o	944	292	735	113	742	
	σ_u	187	948	213	940	146	

図-8 仮支柱撤去による応力の変化

縦横断勾配は一定なので直線としている。

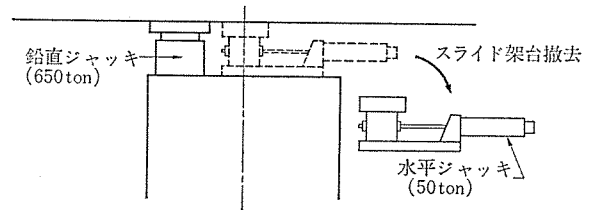
また終点側の3径間は、一部クロノイド曲線区間であるため、平面線形に対して主桁は直線とし、張出しスラブの長さを調整してクロノイド曲線に合わせている。縦断勾配は $R=14000\text{ m}$ の凹の円曲線とし、横断勾配に対しては主桁底面を一定勾配とし、橋面は左右の桁高を変化させて所定の橋面高さとなるようにしている。表-2は A_2 側の線形に関する検討比較表である。

3.8 横桁と支承据付け

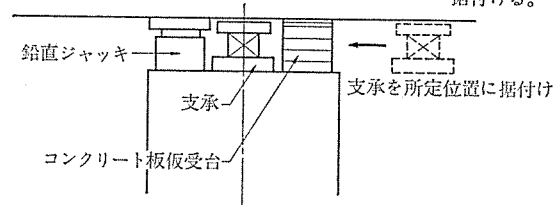
当橋の場合、支承は通常のベアリングプレート沓 (B-P) を使用している。この支承金物は押し出し装置との位置関係からあらかじめ、上、下支承金物を据付けることはできないので、全体の押し出し作業が完了したのち、押し出しのスライド架台を撤去しコンクリート板の仮受台に盛替えて、支承を据付ける方法を採用している。支承を

所定の位置に固定し無収縮モルタルを打設し、再度主桁をジャッキアップしてコンクリート板の仮支承から本支承に盛替える方法である。この支承の据付け方法では、橋脚、橋台の天端と桁下面との狭い空間に約3t/個の支承金物を据付ける。そのため、この方法は施工性に一部難があり、今後、支承改良および施工方法の改良等の工夫が必要である。なお、横桁は支承金物と押し出し装置との位置関係および主桁製作時の内側型枠をスライド方式としているために後打ち方式を採用しており、上床版にコンクリート投入口を設けている。

1. 押し出し工完了後、スライド架台を撤去する。



2. コンクリート板の仮受台に反力を盛替え、支承を所定位置に据付ける。



3. 支承上、下の無収縮モルタル硬化後、支承に反力を盛替え、鉛直ジャッキと仮受台を撤去する。

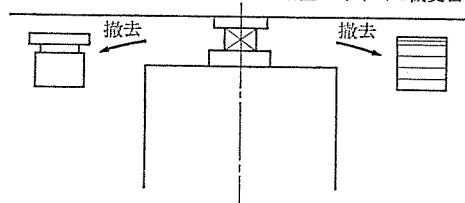


図-9 支承据付け要領図

3.9 完成ケーブルの定着部試験

前述のとおり完成ケーブルとして当橋では SEEE (F-

表-2 A_2 側の線形に関する比較検討表

縦断曲線	直線の場合	最小桁高 $H=2.5-0.187$	主桁の応力度に問題あり	
		最小桁高 $H=2.5+0.187$	下部工に影響	
	曲線の場合	・橋面線形と同じ $R=14000\text{ m}$ とすればウェブ高変化が少ない ・直線の場合に比べて、施工がやや難しい		
平面曲線	直線の場合	シフト総量が最大で約 26 cm	±13 cm ぶり分け	各沓位置の変更
	曲線の場合 ($R=10000\text{ m}$)	シフト総量が最大で 14.6 cm	P_{12} の沓位置に着目	・片持ち床版長さが ±23 cm ~ ±3 cm に変化 ・ラーメン部の形状に影響が大きい
横断勾配	$i=1.467\%$	橋面の横断勾配は $i=1.467\% \sim 2.721\%$ であるが、実際は $P_{11} \sim A_2$ のほとんどの間で $i=2.0\% \sim 2.721\%$ の変化であり、むだなウェブ高変化が大きい		
	$i=2.0\%$	橋面を $i=2.0\%$	・横断勾配によるウェブ高変化区間が A_2 側 8.0 m のみ。なお、この区間で $H=2.5\text{ m}$ を下回るが、支間に近いので、応力には問題ない ・橋面調整用モルタルが必要	
		橋面を $i=1.467 \sim 2.721\%$	ウェブ高変化により、スターラップ、型枠等が、そのたびに変わる。施工が大変	

報 告

160) ケーブルを使用している。このケーブルは工場であらかじめ定尺に切断したストランドワイヤー (7×φ15.2) の両端にマンションと呼ばれる定着金物を圧着し、シースに通したものが現場に運ばれて来る。現場では特製の回転巻きもどし台 (リール台) で押し出し作業につれて少しずつ巻きもどしながら主桁内に配置するものである。

本橋で使用する完成ケーブル長は約 170 m あり、運搬、施工性等に問題があるため、途中でカップラジョイントを設けている。定着具は緊張時の伸びが大きく、マンションの製造技術の関連からネジ切長が不足するため、テンションロッドをカップラジョイントにしている。また緊張後はテンションロッドをそのまま定着に使用し埋殺すことにしている。

このような関係で定着部のトランペットシースは通常のシース径より大きなものを使用しており、定着部の穴欠損が大きくなり、その耐力の低下が懸念されたので、定着部の耐力実験を行った。

その実験結果は良好で十分耐力があることが確認された。また測定結果について有限要素法を用いて解析検討した結果、アンカープレート背面のグリッド筋を十分配置すればさらに耐力が増加することが判明したので、設計施工に当ってはそれらを考慮している。

3.10 上げこしと支点沈下

主桁施工時の弾塑性変形量はスパン中央において最大 12.8 mm であるが、当橋ではブロック製作時に桁下面にこのキャンパーを付けることは現場作業を繁雑にするため、本橋の場合上げこしは無視することとし、完成橋面高との誤差については舗装時に考慮することとした。

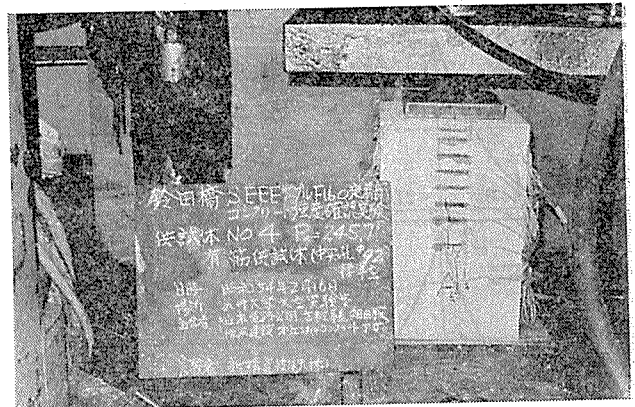


写真-4 定着部の耐力実験

支点沈下は押し出し作業中に生じたものについては、押し出し仮支承にライナーを入れ調整できるが、橋体完成後の橋脚沈下は基礎地盤が良いことから考えていない。

主桁押し出し作業中の押し出し装置の不測の機械的な故障、あるいは桁下面の不陸等による任意の支点での 10 mm の支点沈下を想定し、応力計算を行った。その検討の結果、主桁引張縁で約 -5 kg/cm^2 の応力が増加する。

4. 施 工

4.1 主桁製作ヤードおよび型枠

主桁製作ヤードは橋台背面の地山を切土して、橋台背面から約 40 m の区間に設けている。ヤード内の各設備の配置は 図-11 のとおりである。主桁製作台の長さはブロック長 10 m に対して、11 m とした。主桁製作台の基礎は岩盤なので基礎コンクリートを打設した直接基礎である。その上に 30~50 t の油圧ジャッキを設置し、型枠受けのフレームを支持し、このジャッキを用い底型

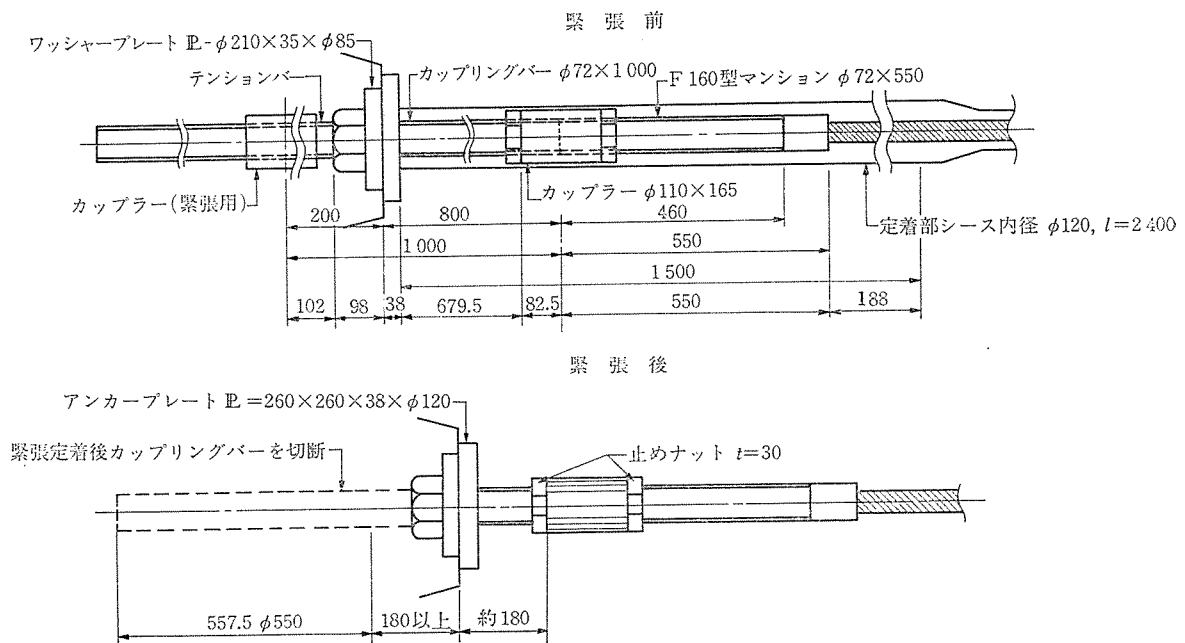


図-10 SEEE ケーブル F-160 定着部詳細図

枠のセットおよび脱型を行う。

型枠は 図-12 に示すごとく大型鋼製型枠で、その型枠の組立て・解体が迅速、簡単にできるように機械化を図っている。箱桁の内枠はローラーで移動できる構造になっており、押し作業と同時に1ブロック分前進した型枠は、ブロック製作台上の下スラブとウェブの鉄筋 PC 材を配置したのち引き出され、所定の位置にセットできるものである。

型枠のセットは押し出された桁の方向誤差の修正と、各押し段階での構造系に対して主桁製作台上で生ずるたわみ角に対処するため、方向と高さが微調整される。

なお、その他のヤード設備として製作台全体を覆う養生用移動式テント（ジャバラハウス）と資材小運搬のための 2.5 ton 吊り門形クレーンおよび散水設備、電動力設備、押し指令室（中央制御室）等が設けられている。

4.2 主桁ブロックの製作

主桁ブロックの製作は第1ブロックのみ、まず下スラブとウェブのコンクリートを打設し、上スラブ部はあとで打設する2回打ちとした。第2ブロック以後は内側型枠のスライド装置が使用できるため、全断面一体打ちである。

鉄筋および PC 鋼材の組立ては当初、主桁製作台のすぐしりに鉄筋 PC 鋼材組立てヤードを設け、押し作業と同時に主桁製作台上にそれらを引込む計画であったが、鉄筋、PC 鋼材のジョイント部の処理が難しく、実際には行っていない。

製作台上の鉄筋、PC 鋼材の組立ては通常の箱桁の製作と大差はない。また使用するコンクリートの配合は表-3 のとおりであり、コンクリート打設はポンプ車を使用し、コンクリート打設後は、ただちに養生用移動式

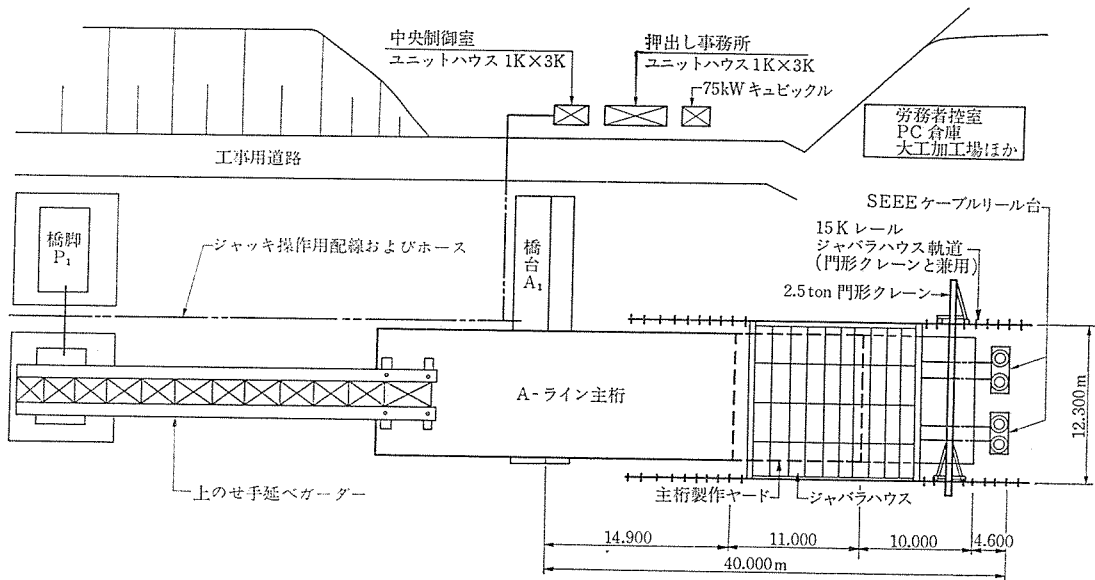


図-11 ヤード配置図 (A₁ 側, Aライン施工時)

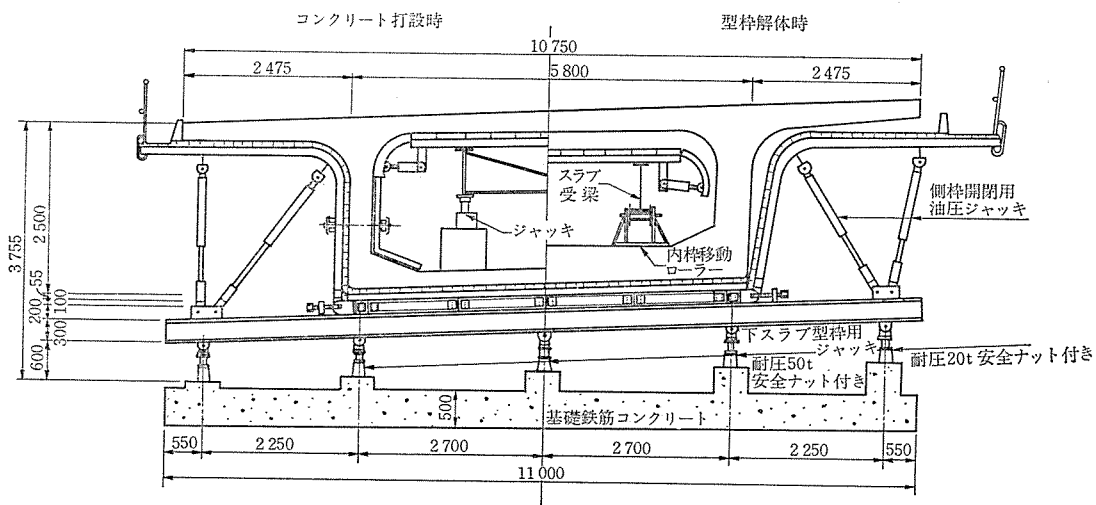


図-12 型枠組立て図

表-3 コンクリートの示方配合表

種 別	設 計 基 準 強度 kg/cm ²	目 標 スランブ cm	最 大 寸法 mm	空 気 量 %	単 位 セメント kg	水 ・ セ メント W/C %	細骨材率 S/a %	単 位 量 kg/m ³					備 考
								水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 No. 5L	
P ₂ -2	400	3~8	25	2~4	400	44.3	40.5	177	400	703	1053	1000 g	主 桁

(注) セメントは早強ポルトランドセメントを使用している。

テントを覆い、コンクリート養生に努めている。

プレストレスの導入時期は「ディビダーク設計・施工指針」に準じ、コンクリートの圧縮強度 260 kg/cm² 以上とし、現場養生の圧縮強度の確認を行ってからプレストレス導入を行っている。

4.3 押し装置

本橋での押し装置は SSY 方式を採用している。この押し装置は、鉛直ジャッキと水平ジャッキを保有する滑り架台から構成され、テフロン加工して滑り易くした滑り台を利用して水平ジャッキを作動させ、主桁を前方に押し出す方法である。各橋脚上には、左右2組の押し装置を設置しているが、これら2組の押し装置は1台の油圧ポンプに接続される。さらにこの油圧ポンプは信号ケーブルにより中央制御盤に接続され、ワンマンコントロールにて各橋脚上の押し装置が連動するようになっている。

始点側の平面線形は R=1200 m の曲線であるため、滑り架台装置の設置方向は、各橋脚上における円の接線方向に合わせている。

また、手延べ桁の取付け方法が上のせ方式であるため、手延べ桁の先端部の支持には脚立が使用されており、手延べ桁は脚立上のローラーによって支持されている。勿論鉛直ジャッキも併設されており、押し作業時には本体と連動しジャッキアップ、ダウンができる構造

となっている。

また曲線桁の押し出しに支障ないようにローラー全体が横方向に移動できる構造になっている。

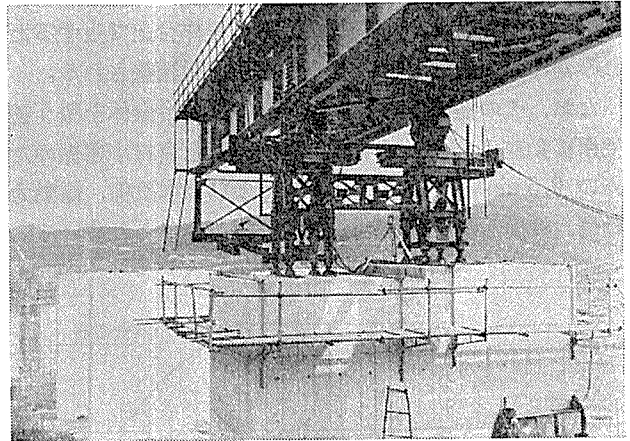


写真-5 手延べ桁の脚立

4.4 押し出し作業

押し出し作業は最初の 2-ブロックまでは主桁製作台直前の仮支承と橋台上の 2 点支持となるが、この間は前方の手延べ桁と主桁本体との重量バランスを考えて転倒に対し十分安全のように設計している。

ブロック製作が進むにつれて、押し出し装置の支持点が増加し最終ブロック付近では 6 点支持となる。

押し出し作業中は橋体前後の方向のチェックを行い、方

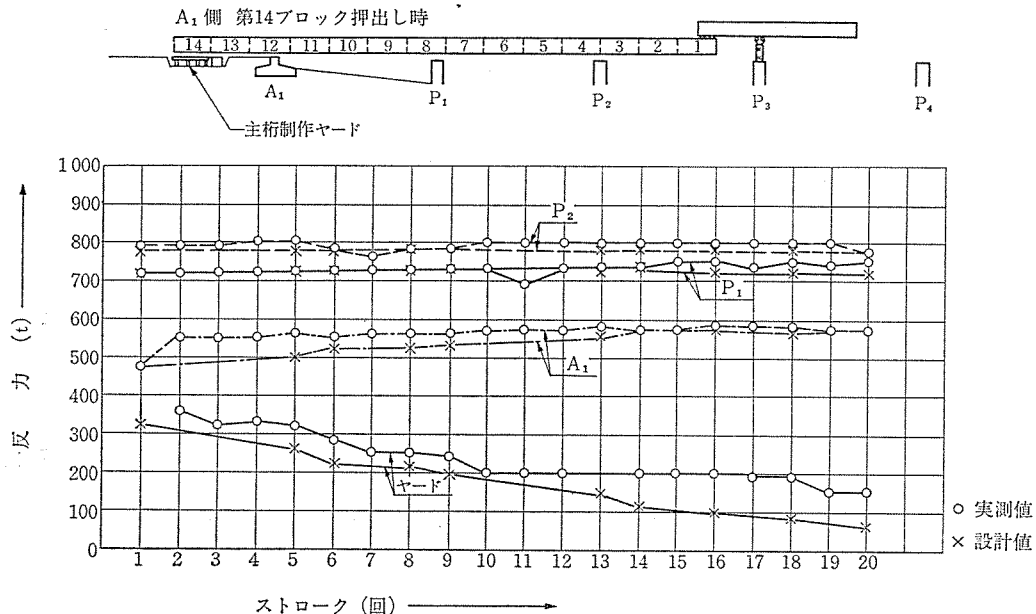


図-13 A₁ 側第 14 ブロック押し出し時各押し出し支点反力測定記録

向のずれが大きくなれば滑り架台装置の方向を微調整して所定の曲線上を通過するようにしている。当初この方向修正方法として橋脚上にサイドブロックを取付け、それを反力台にして桁を横方向に修正を行う計画であったが、押出しの作業性を考慮し上述の方法を採用している。

また、鉛直ジャッキの油圧により直接押出し中の各状態での支点反力がわかり、油圧からの反力と、設計上の反力とを比較しながら押出し作業を進めている。実測値と設計上の反力値とが異なる時はライナー調整を行っている。図-13 は反力測定記録である。

押出し作業そのものは押出し装置が1-ストローク、50 cm のものを使用しており、1-ストロークの一連の押出し作業は約5~6分を要する。したがって1-ブロック約10 m を押出すには、20-ストロークが必要で、上述の反力調整方向修正等を含め押出し作業としては通常4~5時間を要している。

4.5 工事工程と実績

当橋の押出し工事は昭和53年1月にヤード造成に着手し、第1回目の押出しを同年3月14日に行っている。その後工事は進捗し、同年8月25日には始点側の4径間のBラインの押出しが完了した。現在は引続きAラインを施工中である。

各ブロックを施工するに要する日数は第1-ブロックにおいては製作台の設置、手延べ桁の取付け作業等のた

めおよそ2か月を要しているが、第2ブロック以後は標準的な部分で7日、支点付近の複雑な所では13日程度を要している。平均して9日程度である。

また最終ブロックは手延べ桁の解体作業と平行して押出し作業を行ったため、20日程度を要している。

5. あとがき

鈴田橋での押出し工事は、高速道路橋では初めて採用した工法であり、設計については十分検討し、工事に当たっても慎重を期したが、まだまだ改良、検討すべき点が多々あると思われる。特に架設用のPC鋼材を有効に利用する方法、ブロック製作日数の短縮のための断面形状、およびブロック長の検討、支座位付けの問題、架設時の応力検討等である。

押出し工法は、今後これらの諸問題を克服することにより経済的で有効なPC橋の架設工法の地位を確立するものと思われ、本橋がこれらの諸問題の解決の一助にでもなれば筆者としては望外の幸いである。

なお本橋では各種現場での計測を計画しており、今後、その成果については順次発表する予定である。

以上、鈴田橋押出し部の設計、施工について述べてきたが、現在工事中であり十分に意を尽し得なかった点についてはお詫びするとともに先輩諸氏の御指導、御鞭達を承れば幸甚です。

◀刊行物案内▶

PC 定着工法 (16工法)

会誌 Vol. 19-No. 3 が品切れとなり、これに代わるべく、内容も一部改訂し、本書が発刊となりました。

現在、わが国で使用されているPC定着工法(16工法)について、その概要、定着具、緊張方法、その他使用すべき鋼材およびシース、ジャッキ、工法の特長や注意事項等について、わかり易く説明してあります。

本書は学校・官庁始めコンサルタント、施工会社等の新入社員教材用としてご利用頂けるものと確信いたしております。

ご希望の方は代金を添えて、ハガキ(なるべく)または電話で(社)プレストレストコンクリート技術協会へお申し込み下さい。

体 裁 : B5判 71頁

定 価 : 1800円 (会員特価 1500円) 送料 200円

送 金 : 振替口座番号 東京 7-62774 または 三井銀行銀座支店 (普通預金) 920-790