

ブロックによる PCI 型桁の施工と測定

小 林 明 夫*
大 石 辰 雄*
竹 中 康 男**

1. 施工概要

山陰本線丹羽口駅・二条駅間の高架化に伴い、単線 I 型 PC 桁 5 連がプレキャスト ブロック工法により架設された。

この PC 高架橋は五条通り（国道 9 号線）に単線並列 2 径間 4 連（五条 BV）と、四条通りの単線 1 連（四条 BV）であり、五条 BV は桁高制限タイプの 4 主桁である（図-1、写真-1）。

プレキャストブロック工法が採用された理由は、桁架設地点がいずれも京都市街のため、製作用地確保がむ

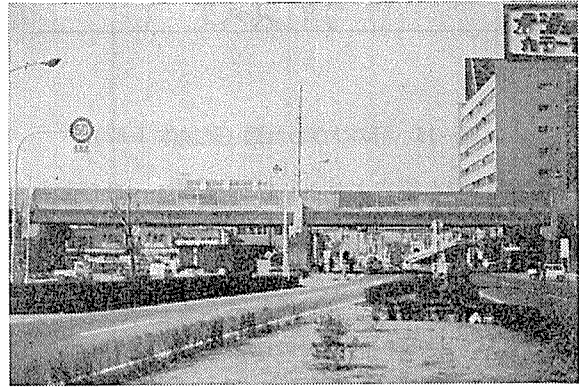


写真-1 五条 BV 完成写真

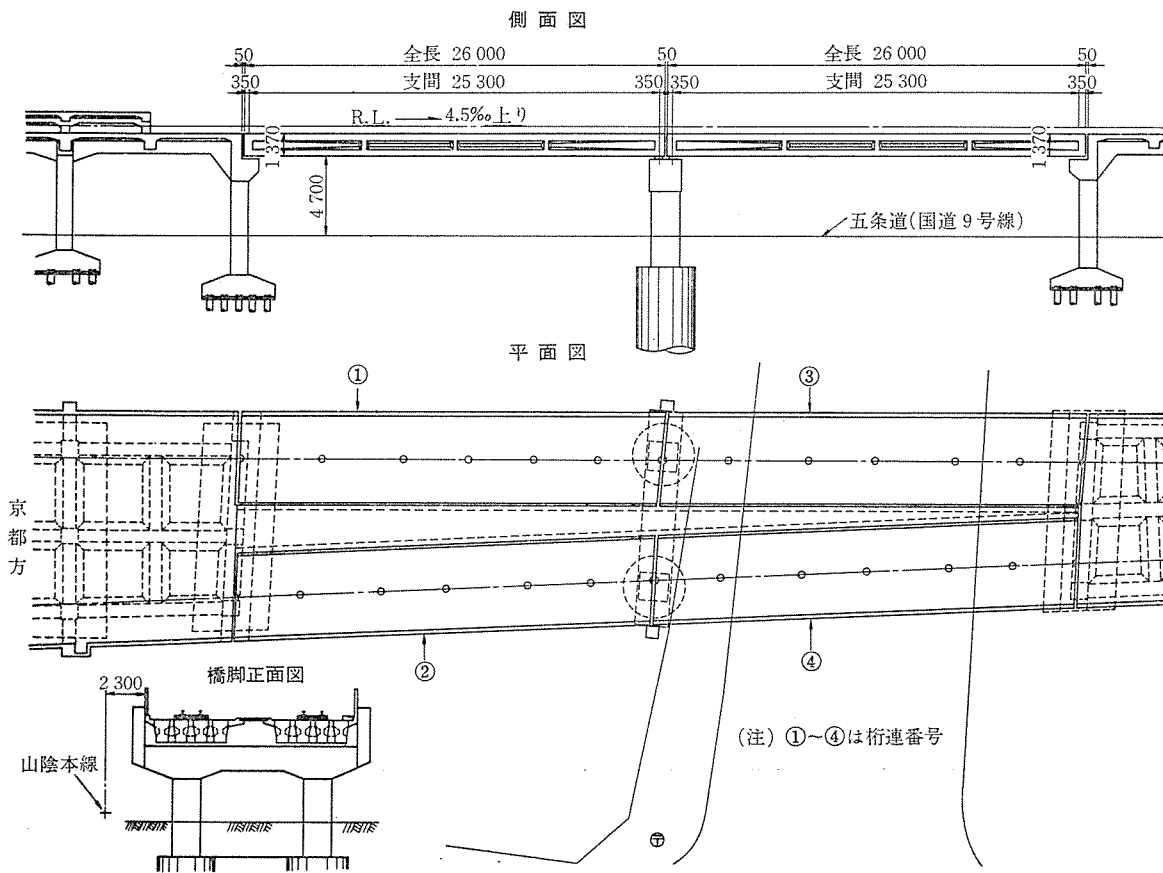


図-1 五条 BV 全体図

* 国鉄構造物設計事務所

** 国鉄大阪工務局調査課（前大阪工務局京都工務区）

ずかしいこと、主桁が 26 m であり、重量も 66 t~70 t になること、開業に関連して現場施工工程を短縮する必要があること、さらに、品質と管理をより向上したい、等であった。

五条 BV の高欄工事を除く上部工工事期間は 50 年 6 月上旬より同 11 月中旬までの 5 か月あまりである。工程概要は 図-2 に示すとおりであり、工場内作業のブロック製作に 50 日を費し、全 80 個のブロックの出荷に約 2 週間を要している。主桁 4 本 (1 連) あたりのブロック組立、主ケーブルグラウンディングを約半月で行っている。したがって、ブロック工法の現場作業であるブロック組立、グラウト、架設工事 4 連を 2 か月余で行ったことになり、これは、工程表に示す全工程中、51%である (図-2 参照)。

ブロック運搬はトレーラーにより 1 個ずつ搬入した。

五条 BV のブロック長は 5.06~5.41 m、重量 11.5~15.7 t であるから日中運搬が可能であった。運搬経路は全区間路面舗装され、運搬中のブロックは振動、衝撃等による有害な影響をうけなかった。荷台上のブロックは、ブロック端から 35 cm 離れた点がブロック支点となるようにウマをあてた。

プレストレス導入前のブロックは無筋コンクリートに近い性状であるから、運搬のため必要に応じてブロック上下線に引張鉄筋の補強を行うが、五条 BV ブロック下縁におこるコンクリートの最大引張応力度は 2 kg/cm²、運搬中のインパクトを考慮しても計算上 3 kg/cm² 程度と小さく、この補強を行わなかった。

主桁架設は、100 t トラッククレーンによる相吊り方法を採用し、国道上径間は夜間作業により、他の径間は日中行われた。五条 BV の主桁は、桁高制限を受けて桁

工程	年月	50年6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	
五条通橋梁 (4主桁4連)	主桁工場製作	-----							
	ブロック運搬工			①	② ③ ④				
	主桁接合グラウト工			①	② ③ ④				
	主桁架設工			①	② ③ ④				
	横組工				① ②	③ ④			
	張出し床版工					① ②	③ ④		
	高らんその他							-----	

(注) ①~④は図-1 に示した桁連番号

図-2 主要工程

表-1 現場配合 (五条 BV)

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランブ値 (cm)	空気量 (%)	単位水量 (kg)	単セメント位置 (kg)	水セメント比 (%)	絶細骨材率 (%)	単細骨材位置 (kg)	単粗骨材位置 (kg)	混和剤 Po5L (kg)
25	5	4.5	150	405	37.0	38.0	680	1 131	1.01

注: セメントは早強ポルトランドセメント使用

表-2 接着剤仕様

項目	単位	工事示方	ショーボンド規格値	試験値		試験方法
				ロット1	ロット2	
比重			1.1~1.9	1.22	1.23	JIS K 6911
可使時間	H	3	2~4	3.80	3.80	ライホール式測定器
圧縮強度	kg/cm ²	700 以上	500 以上	730	750	JIS K 6911
圧縮弾性係数	"		(1~4.5)×10 ⁴	1.52×10 ⁴	1.81×10 ⁴	ASTMD 695
曲げ強度	"	200 以上	100 以上	355	379	JIS K 6911
引張強度	"		100 以上	280	310	同上
引張せん断強度	"		180 以上	205	187	JIS K 6850
衝撃強度	kgcm/cm ²		50 以上	5.3	5.7	JIS K 6911
硬度	ショアD		80 以上	81	82	ASTMD 2240
吸水率	%		—	0.18	0.15	同上
耐熱性	kg/cm ²		450 以上	720	715	圧縮試験片 200°C×2時間
耐候性	"		—	770	764	圧縮試験片 ウェザオメーター80時間
ダレ	mm		0.25以上	0.35	0.33	垂直面塗布硬化膜厚

報 告

高 1.37 m, 下フランジ幅 0.8 m とずんぐりとした断面であるから架設時の安定性は問題なかった。

五条 BV のコンクリート品質は $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$, 配合は表-1 のとおりであり, 接着剤は表-2 に示す性能のものを使用した。

2 設計概要 (五条 BV)

(1) 設計条件

- 桁 形 式: 単線 P C I 形 4 主桁
- 桁 長, ス パ ン: 26 m, 25.3 m
- 桁 高: 1.37 m
- 桁 斜 角: 左 85°
- 列 車 荷 重: KS-16
- 軌 道 構 造: スラブ直結軌道
- 主桁コンクリート: $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$
- 場所打コンクリート: $\sigma_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2$
- 主 ケ ー ブ ル: フレシネーケーブル 12-T 15.2
- シ ュ ー 形 式: 鋳鉄すべリシュー

(2) 桁 形 状

主桁側面, 平面, 断面, および, 主ケーブルの中央断面配置と定着位置を 図-3 に示す。

(3) 主要な設計結果

主桁断面係数と曲げ応力度を 表-3, 4 に示す。

(4) ブロック工法とするために設計に考慮した事項

プレキャスト ブロック工法により製作した主桁と普通製作した主桁とを設計上の相違点について比較すると, 目地の存在を第一にあげることができる。

目地は断面に平行, すなわち, 曲げ応力度の方向と直角の面をなしているため, 曲げ引張に対する主桁の抵抗

表-3 主桁断面係数

項目	位置	目地 1 (支点より 5.06m)	目地 2 (支点より 10.12m)	スパン中央 (支点より 12.65m)	記 事
A_c (m ²)		0.866	0.933	0.933	主ケーブルの シース孔 による断面 欠損を考慮
z_c' (m ³)		0.267	0.264	0.264	
z_c (m ³)		0.245	0.239	0.239	
e_p (m)		0.418	0.520	0.520	

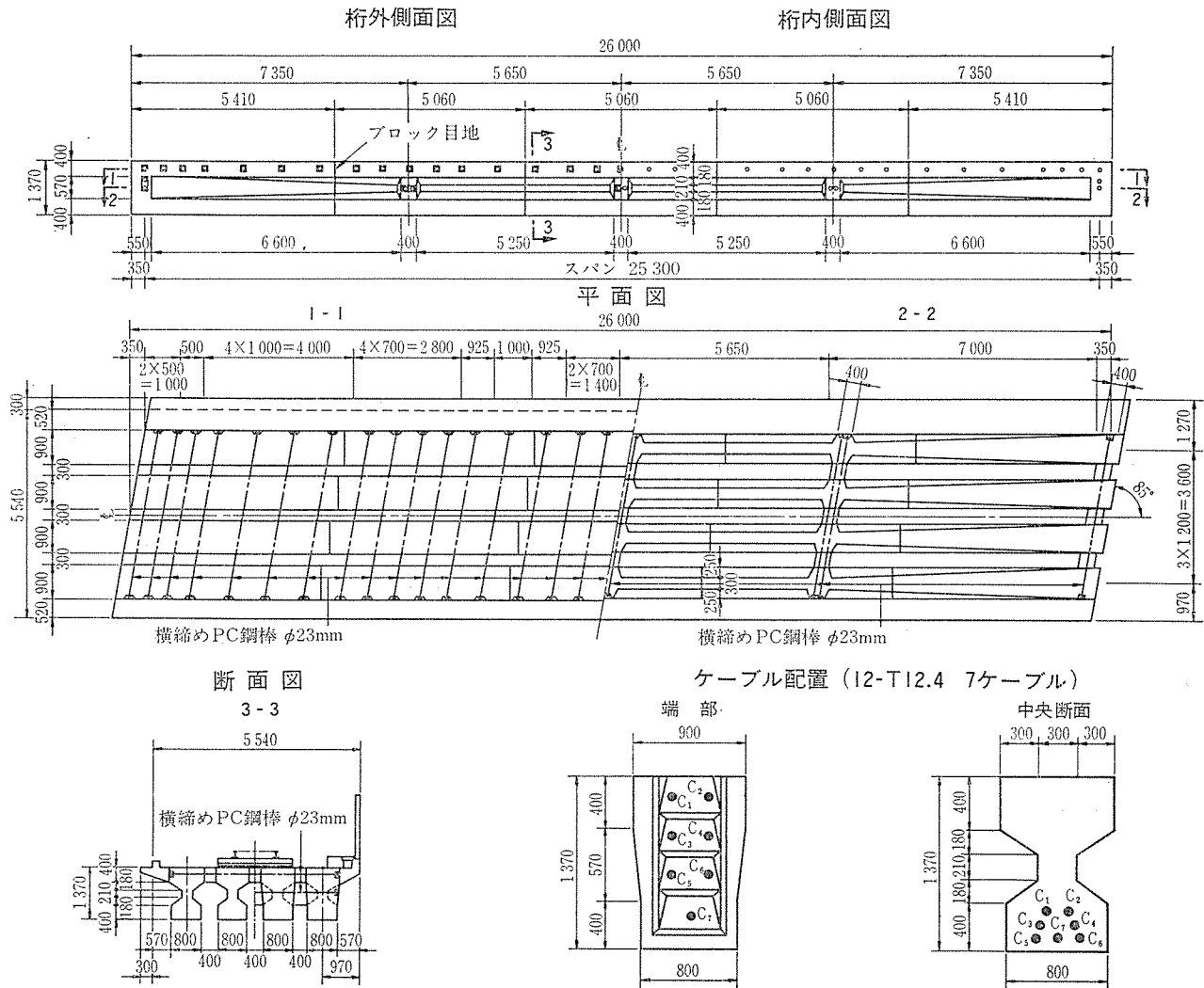


図-3 桁 形 状 図

表-4 主桁コンクリートの曲げ応力度

(単位: kg/cm²)

項 目	位 置	目 地 1		目 地 2		中 央 断 面	
		上 縁	下 縁	上 縁	下 縁	上 縁	下 縁
① 直後のプレストレス		-40.1	207.6	-70.8	255.7	-71.7	259.3
② 有効プレストレス		-34.0	175.8	-59.6	215.3	-60.4	218.6
③ 桁 自 重		49.4	-53.7	74.7	-82.4	77.8	-85.8
④ 橋 面 工		31.2	-36.9	41.3	-48.5	42.1	-49.4
⑤ 活 荷 重		40.7	-48.1	57.5	-67.6	59.1	-69.4
⑥ 直 後 ⑥=①+③		9.3	153.9	3.9	173.3	6.1	173.5
⑦ 設計荷重時 ⑦=②+③+④+⑤		87.3	37.1	113.9	16.8	118.6	14.0

は普通工法に比べて大幅に低下する。五条 BV について計算すると、コンクリートの真の引張抵抗応力度を -40 kg/cm^2 と仮定した場合、これを曲げ引張抵抗に換算すると $280 \text{ t}\cdot\text{m}$ に相当し、目地 2, 2' 位置に 93 t の鉛直荷重を作用させたことと等しくなる。同様に、この位置の引張破壊抵抗曲げモーメントは、普通工法にたいして 58% 下落する。しかし、これらが桁の耐久性低下を意味するものではないから、ブロック工法を否定的にするものとする必要はない。

プレキャストブロック工法では、設計荷重作用時の主桁下縁応力度が、目地位置において 10 kg/cm^2 程度の圧縮応力度となるように設計するのが国鉄では一般的である。これは、接着剤の接着力を設計評価できにくいこと、せん断、および、ねじりにたいする目地部の抵抗力を高めること、等である。

五条 BV の主桁目地部の設計の特徴は、設計荷重作用時 10 kg/cm^2 以上の圧縮力を残すこと、ブロック接合面に鋼製せん断キーを配することにより、接合精度を高めあわせてせん断耐力を向上させたこと、すべての主ケーブルを桁定着とし、大きな軸圧縮力を確保したこと、の3点である。配筋上は、目地面に支圧分散のためグリット筋を配置した。

3 ブロック製作、組立 (五条 BV)

(1) 型 枠

五条 BV は、主桁製作数が 16 本あるから、鋼製型枠を使用した。

側枠はブロック単位の長さとし、 2.5 mm 鋼板を使用した (図-4)。鋼板の上縁に $75 \times 50 \times 6 \text{ mm}$ 、下縁に $75 \times 75 \times 6 \text{ mm}$ 、上フランジの下角に $30 \times 30 \times 3 \text{ mm}$ の山型鋼をスパン方向に使用し、 $40 \times 40 \times 5 \text{ mm}$ リブを 50 cm 間隔に配置して、側枠鋼板が打込んだコンクリート圧に抵抗できるようにした。ブロック目地となる箇所の側型枠端には、 $\phi 12$ 用ボルト穴 7 本分を孔明けした $90 \times 90 \text{ mm}$ の連結リブを側枠鋼板へ溶接により取付けた。

主桁底板は、主桁支点を 0 として、スパン中央に 30

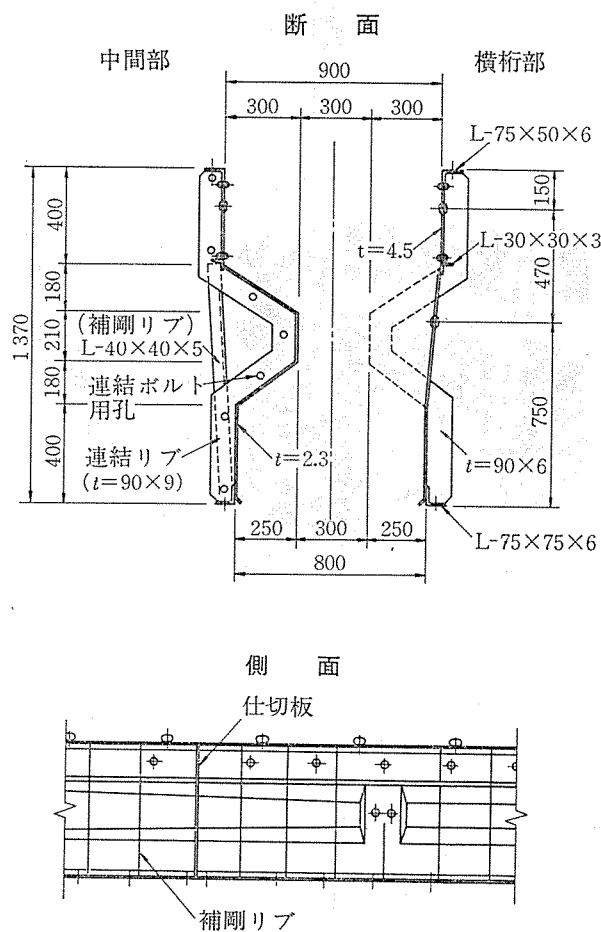


図-4 型枠設計図

mm の下ぞりキャンバーをつけている。底板と側型枠下端は特殊なはめ込式治具を用いて固定し、ブロック長さの側枠と側枠との間に、主桁断面より大きい寸法に切断した仕切板を側枠直角に立込んで連結リブにボルトを通して締めた。

型枠は、必要な組立寸法精度を有することはもちろんのこと、コンクリート打込時に過大に変形したり、振動機により、ボルト等のゆるみを生じてはならない。とくに、五条 BV 用型枠のように、こま切型枠となっている場合、ブロック用型枠の必須条件は型枠、仕切板の確実な固定にある。これは、仕切板の固定が不良であると、

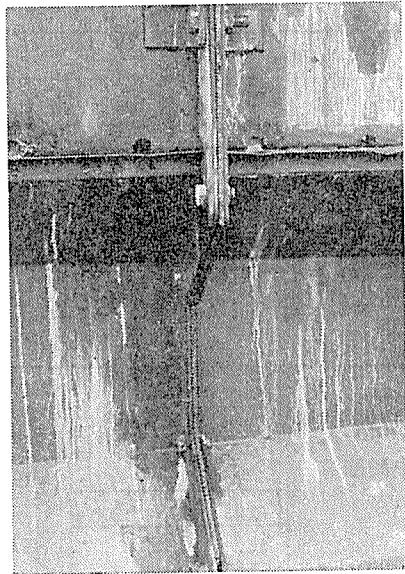


写真-2

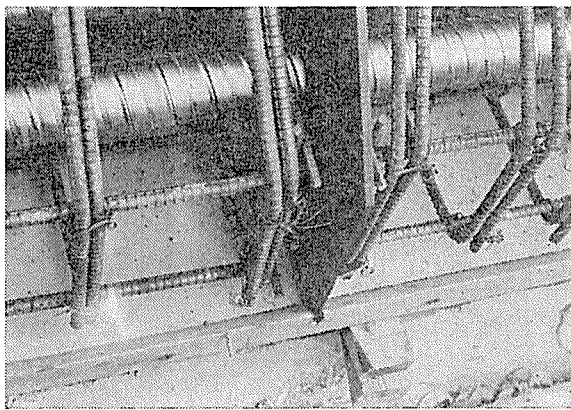


写真-3

コンクリート打込中、仕切板が移動して目地かん合を失しブロックを破棄せざるをえない事態をまねくからである。したがって、隣合う側枠と仕切板の組立は堅固な設計としなければならない。写真-2 は側型枠と仕切板をボルト締めした状態を示し、写真-3 は主桁長さに等しい側型枠を建込むまへの状況である。

(2) ブロック製作

工場内製作ヤードに主桁長さの底板を、キャンバーをつけてセットし、これに片面の側型枠と仕切板を建て込む。次に、スターラップ、ブロック長さより10 cm程度短かい軸方向筋、および、その他の鉄筋を配置し、仕切板を貫通させてケーブル長に等しい長さのシースを配置する。鉄筋、シース配置完了後、残りの片側枠を建込んでコンクリートを打込んだ(写真-4)。

1ブロックあたりコンクリート体積は4.6~6.3 m³と少なかったため、一方の端ブロックから、ブロック単位に、順次打込んだ。振動機は型枠バイブレーターと、棒状バイブレーターを併用し、主ケーブル定着部、および、目地部を重点的に締め固めた。

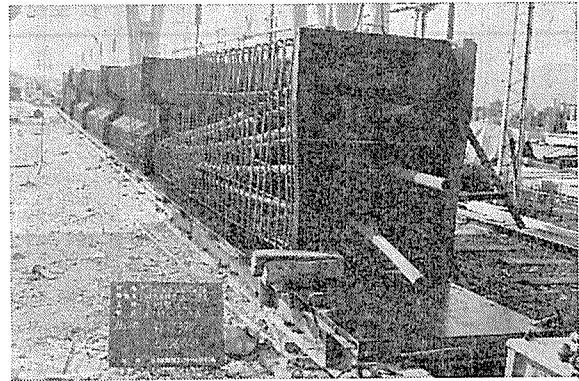


写真-4 型枠、鉄筋シース配置状況

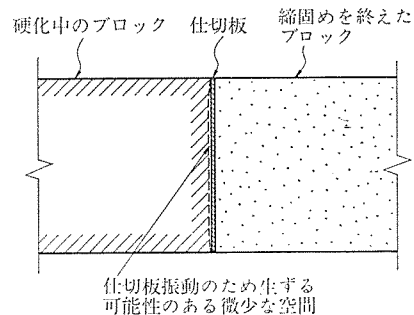


図-5 コンクリート打込後の目地形成

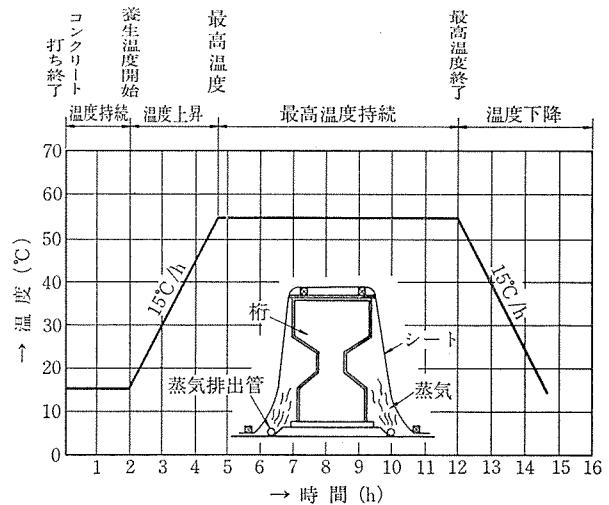


図-6 ブロック養生

ブロックコンクリート打込みの問題点は、硬化中のブロックと、仕切板を介して接するコンクリートを締め固める場合に生ずる。つまり、硬化中のコンクリートが、形状形成可能な程度に硬化していると、次のブロックコンクリート締め固めのため仕切板が振動して、目地かん合を悪くする(図-5参照)。故に、コンクリートは主桁1本分を継続して打込まなければならない。

養生は、型枠回転サイクルを早めるため、蒸気養生とした(図-6)。

硬化したブロックの切離しは 図-7 に示すとおり側型枠脱型後、ガントリークレーンにより端ブロックの一

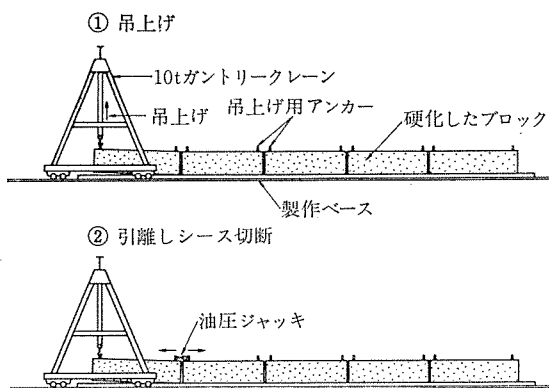


図-7 ブロック切離し

方を吊り上げる。ブロック重量は約16tであるから、吊上荷重 8~10t 程度で底板からブロックが浮上する。次に、ブロック上面にセットした手動ジャッキにより端ブロックを前方へ押し出す。このとき、ガントリークレーンも徐々に前方へ移動させる。目地離れの状態は、ジャッキ圧が高まると、まず、仕切板から端ブロックが離れ、次に、ブロックの移動量だけ、シーすがめくれる。5~10cm 程度端ブロックを前進させたら、シーすを切断する。次に、第2のブロックから仕切板を取はずし、端ブロックと同様の作業を繰り返す。すべてのブロックを切離したら、シーすのめくれを目地表面に合せてグラインダーで仕上げる。

ブロック切離上の注意点は、第一に、ブロックを高く片吊上げしないことである。高く片吊上げすると、他端上下縁コンクリートを欠落させるばかりか、せん断キりにせりを生じ、この周辺のコンクリートを圧壊させる。

第二に、片吊クレーンを無理に前方へ引き出さないこと。あくまで、目地位置にセットしたジャッキにより、目地を割る感じで行わなければならない。

第三に、接合面となるブロック端面の清掃にあたり、ワイヤーブラシ等により目地肌を痛めてはならない。やむをえず、ワイヤーブラシを用いる場合でも目地肌を痛めない程度にする。

また、ブロック運搬、および、接合時のブロック端面欠落防止のため、目地角を断面全周にわたり、グラインダーを用いて 3~5mm 程度面取りするのがよい。ただし、面取寸法が大きくなることは絶対に許されないから、責任者は作業員に正しい指示を与えてから、作業を行わなければならない。

(3) ブロック組立

工場より搬入したブロックをトロに乗せる。トロ上のブロックを目視により、橋軸方向軸心にならべる。次に一つの端目地だけを 30~40cm 程度開けて、他の目地は 5~10cm と少なく開くようにブロックを移動させる(図-8 参照)。

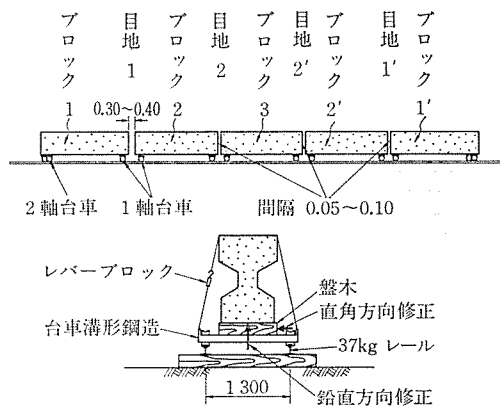


図-8 ブロック組立

次に、主桁1本分の主ケーブルを通し、ブロックの鉛直、および、直角方向を位置修正する。位置修正を完了すると、目地1となる両端面に接着剤を塗布する。塗り終えたら、ブロック2を 30~40cm 移動させて目地2となる両端面に接着剤を塗布する。以下、これらの作業を繰返して接着剤塗布を終了する。参考までに記すると、接着剤塗布は、竹べら、こて、等を用いるより、ゴム手袋による手塗りがよいようである。また、シーす径 +2~3cm の範囲は接着剤を塗る必要がない。

次に、設計図に示された順序に従ってプレストレスを導入し、グラウトを行う。

理想的なブロックの組立は、工場での脱枠時と同じブロックならびを現場で再現することである。しかし、厳密な意味での再現は不可能であるから、可能な限り、再現への努力を払わなければならない。とくに注意すべき点は、当初、1台車あたり、ブロック半分の重量しか作用しない台車反力が、桁支点となる台車以外の台車においても、プレストレス量の増加に伴い、不測の反力増加を生じることが考えられることである。したがって、レール基礎、レール、まくらぎ、等の沈下に対して十分検討しておく必要がある。

以上を考慮すると、目地部台車を今回のような1軸2台車とせず、2軸1台車として、鉛直組立精度の向上をはかることも考えられる(図-9)。

4. 測 定

(1) 測定のねらい

プレキャストブロック工法に関する試験は多くなされている。接着剤のもつ接着力、目地の曲げ強度、せん断強度、あるいは破壊挙動、等について種々検討が加え

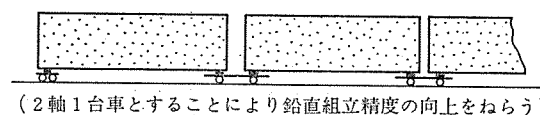


図-9 台車の対案

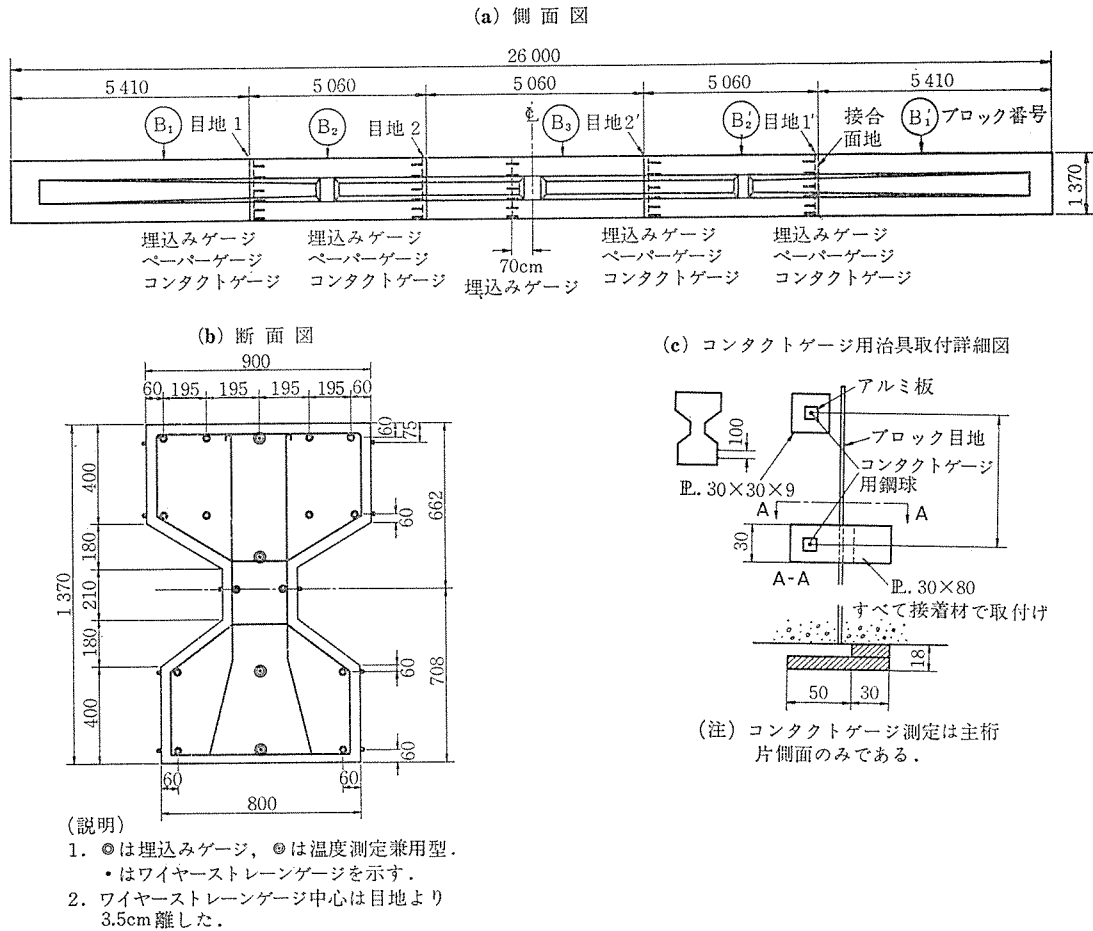


図-10 測定位置図

られている。これらの試験は、小さな供試体を必要本数製作し、単純支持としての P C 鋼材によりプレストレス導入された、いわゆる、室内試験が主流である。

ブロック工法の基本的問題を解明するうえで、室内試験は欠かせない。しかし、この室内試験結果を実施桁に反映させるには、プレキャストブロックの組立て、すなわち、実施桁の接合面応力の分布、 $P_t \cdot \sin \theta$ の及ぼす影響、等を見逃すわけにはゆかない。

よって、今回の測定は、プレストレス増加に伴うコンクリートひずみの変化、あるいは、ブロックの鉛直移動をその主眼とし、加えて、ひずみの経時変化も測定した。

(2) 測定項目と測定方法 (図-10)

桁架設工程に支障をきたさない範囲で、次に示す測定を行った。

a) ワイヤーストレンゲージによる目地部の表面ひずみ測定 接合面となる、全ブロックの一方の端側面にワイヤーストレンゲージ (記号 PL 30、一方向測定用) を 1 断面あたり 10 点、合計 40 点取付けた。ゲージ貼付は、接着剤塗布までに終了し、第 1 回ひずみ測定は 1 本目の主ケーブル緊張直後に行った。2 回目の測定

は、約 10 分後の 2 本目の主ケーブル緊張直前である。3 回目の測定は 2 本目の主ケーブルを緊張した直後、4 回目以降、同様に主ケーブル緊張直前、直後に測定し、最後の測定は全ケーブル緊張完了 30 分後である。したがって、ワイヤーストレンゲージにより、合計 700 個のデータを取得している。

b) 埋込みゲージによるひずみ測定 目地 2、同 2' およびスパン中央、計 3 断面に、1 断面あたり 18 点、合計 54 点のカールソン型埋込ひずみ計 (KM 100、および温度同時測定可能な KM 100 T) を埋込んだ。第 1 回測定は、コンクリート打込日の夜 9 時、第 2 回測定以降緊張日まで 1 日 1 回とし、計 22 回、次に、1 本目の主ケーブル緊張後、2 本目の主ケーブル緊張直前、以降全ケーブル緊張完了 30 分後まではワイヤーストレンゲージと同一頻度、これ以降は緊張 10 日経過までは毎日 1 回、緊張後 1 か月経過日、同 37 日、同 38 日、同 51 日、同 58 日、同 69 日、同 82 日、同 89 日、最後の測定は 101 日目である。なお、埋込ゲージは今後必要に応じて測定できるように管理してある。カールソンゲージにより、合計 936 個のデータを取得している。

c) 目地の鉛直ずれ測定 主桁下フランジ側面に、

標点を打刻した鉄片を瞬間接着剤で貼付けた。鉄片は、隣合うブロックの鉛直ずれを測定できるように貼付けてある。

測定器具は、コンタクトゲージ（ドイツ製、最小読取1/1000 mm）を用いた。測定者は、コンタクトゲージ取扱熟練者が行い、3回連続読取りの平均値を測定値とした。第1回測定は、1本目の主ケーブルを緊張した直後、2回目測定は、2本目の主ケーブルの緊張後、以降同様に全ケーブル緊張完了後まで測定し、合計24個のデータを得た。

(3) 測定結果

a) 補足計算 ひずみの測定値と、設計上のひずみとを比較するために、目地を有しない1本主桁と仮定した場合の、目地位置に相当する断面について、プレストレス応力度、および自重との合成応力度を求める。

計算上の仮定は、次のとおりである。

- スパン 25.3 m
- コンクリート単位重量 2.5 t/m³
- ケーブル1本あたり緊張力 110 t
- 緊張時のブロックのヤング係数 3 000 000 t/m²

1) 目地1, 1' 断面について：ブロック工法応力検討書より、純断面に関する断面諸定数は次のとおりである。

$A_c=0.966\text{m}^2$, $z_c'=0.267\text{m}$, $z_c=0.245\text{m}$, $y_c'=0.656\text{m}$, $y_c=0.714\text{m}$, $\sigma_{cd0'}=494\text{t/m}^2$, $\sigma_{cd0}=-537\text{t/m}^2$, 主桁純断面の中立軸から緊張したケーブル群重心位置までの距離は下表のとおりである (a表)。

1本緊張時の、コンクリート上縁、下縁におこるプレ

a 表 (目地1, 1')

緊張本数	1本	2本	3本	4本	5本	6本	7本
e_p (m)	0.238	0.238	0.288	0.313	0.357	0.387	0.418

b 表 (目地1, 1')

緊張本数	1本		2本		3本		4本		5本		6本		7本	
	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
プレストレス応力度	16	221	36	441	-14	730	-61	1017	-166	1370	-274	1726	-408	2111
自重応力度	上縁 494		下縁 -537											
合成応力度	511	-316	530	-96	480	193	433	480	328	833	220	1189	86	1574

d 表 (目地2, 2')

緊張本数	1本		2本		3本		4本		5本		6本		7本	
	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
プレストレス応力度	-50	304	-101	608	-195	960	-288	1311	-424	1707	-558	2104	-692	2500
自重応力度	上縁 747		下縁 -824											
合成応力度	696	-520	642	-216	552	136	459	487	323	883	189	1280	55	1676

ストレス応力度は、

$$\sigma_{ct'} = \frac{P_t}{A_c} - \frac{P_t \cdot e_p}{z_c'} = \frac{110}{0.966} - \frac{110 \times 0.238}{0.267} = 114 - 98 = 16 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{ct} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \cdot e_p}{z_c} = \frac{110}{0.966} + \frac{110 \times 0.238}{0.245} = 114 + 107 = 221 \text{ t/m}^2$$

以下、2, 3, ..., 7本のケーブル群緊張によるプレストレス応力度、および自重との合成応力度は次のとおりである (b表)。

2) 目地2, 2' 断面について：ブロック工法応力検討書より、純断面に関する断面諸定数は、次のとおりである (c表)。

$A_c=0.933\text{m}^2$, $z_c'=0.264\text{m}$, $z_c=0.239\text{m}$, $y_c'=0.651\text{m}$, $y_c=0.719\text{m}$, $\sigma_{cd0'}=747\text{t/m}^2$, $\sigma_{cd0}=-824\text{t/m}^2$ 。

c 表 (目地2, 2')

緊張本数	1本	2本	3本	4本	5本	6本	7本
e_p (m)	0.406	0.406	0.439	0.456	0.486	0.506	0.520

プレストレス応力度、および、自重との合成応力度は次のとおりである (d表)。

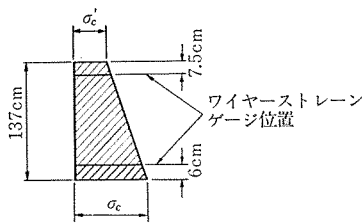
3) スパン中央断面について：全ケーブルプレストレス導入直後の応力度は、次のとおりである (t/m²)。

プレストレス応力度 上縁 -692 下縁 2500
自重応力度 上縁 778 下縁 -858
合成応力度 上縁 86 下縁 1642

4) ワイヤーストレインゲージ位置の計算ひずみ：各目地位置、および、スパン中央の計算応力度から、ワイヤーストレインゲージ位置の、コンクリートの計算ひずみを求める。実際の緊張において、目視観察、および、測定ひずみ値のいずれにおいても、主桁断面には、ほとんど、負の応力を生じていないので、ひずみを求めるに

報 告

あたっては、すべて、全断面有効とした。



$$\sigma_{c1} = \frac{7.5}{137}(\sigma_c - \sigma_c') + \sigma_c'$$

$$\sigma_{c5} = \frac{131}{137}(\sigma_c - \sigma_c') + \sigma_c'$$

ひずみの理論計算式

$$E_c = \frac{\sigma_c}{\Delta l / l}$$

であるから、

$$\frac{\Delta l}{l} = \epsilon \times 10^{-6}$$

とおくと

$$\epsilon \times 10^{-6} = \frac{\sigma_c}{E_c}$$

となる。

全緊張直後の、ワイヤーストレインゲージ位置における計算ひずみ ($\epsilon \times 10^{-6}$) は、次のとおりである (e表)。

e 表

(kg/cm² : $\epsilon \times 10^{-6}$)

位置	目地 1, 1'		目地 2, 2'		スパン中央	
	応力度	ひずみ	応力度	ひずみ	応力度	ひずみ
上 縁	16.8	56	14.4	48	17.1	57
下 縁	150.9	503	160.5	535	157.4	524

b) ワイヤーストレインゲージによる目地部ひずみ

1) 最大ひずみ, 最小ひずみ: ワイヤーストレインゲージによる最大ひずみは、主ケーブル5本を緊張した直後におこり、この測点は目地 1' 右 5 測点である。この

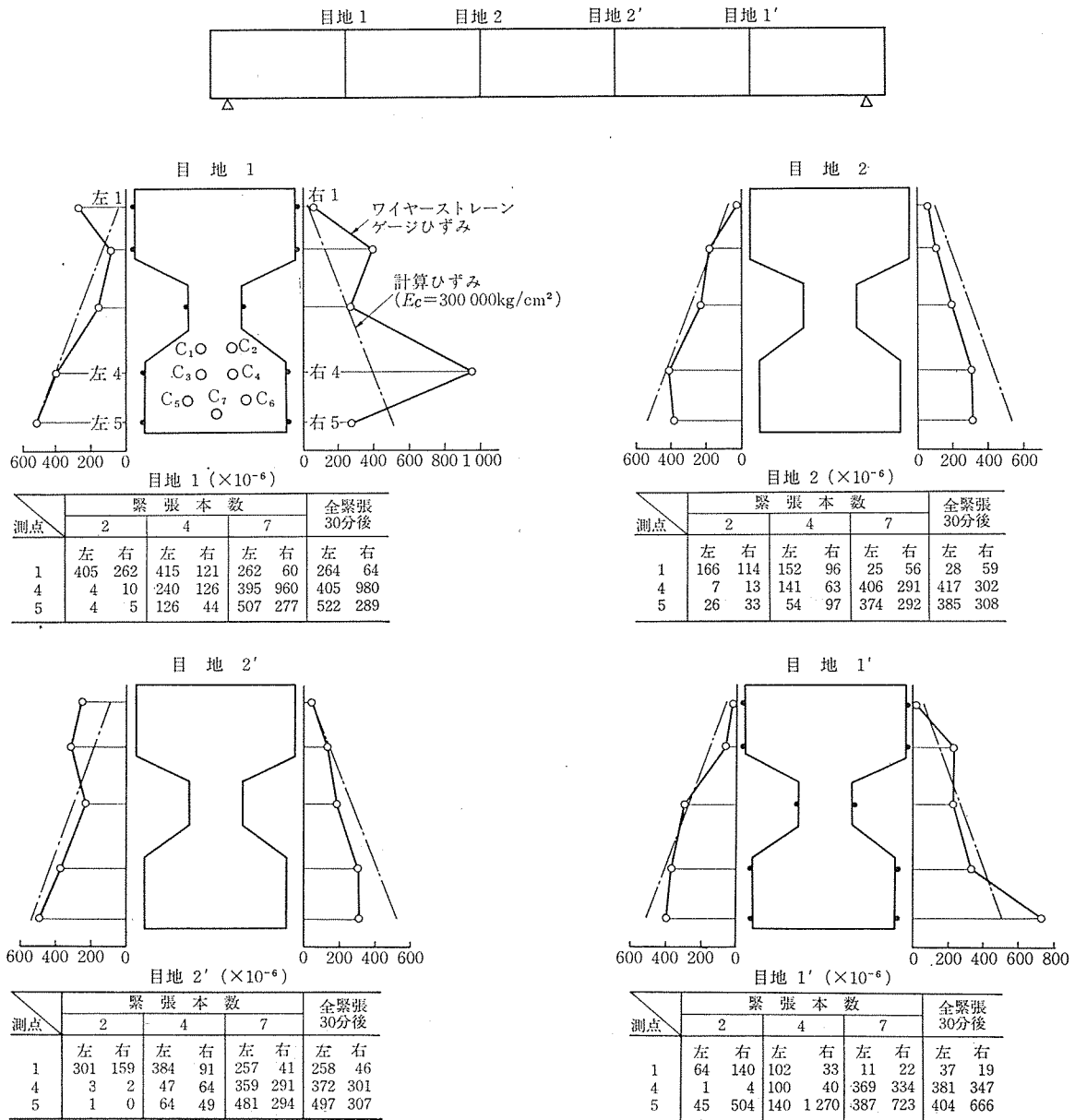


図-11 ワイヤーストレインゲージによるコンクリートひずみ

測定のプロストレス増加に伴うひずみ変化は、
 1本緊張直後 76→2本緊張直後→5043本緊張直後 857→4本緊張直後 1270→5本緊張直後 1644 (最大ひずみ)→6本緊張直後 1052→7本緊張直後 1.052×10^{-6} である (図-11 参照)。

全緊張直後の最小ひずみは、目地 1' 左 5 測点の 11×10^{-6} である。6 本目の緊張後までの間に起った最小ひずみは目地 2 左 5 測点で得た -28×10^{-6} である。この点の全緊張直後ひずみは 374×10^{-6} と変化している。

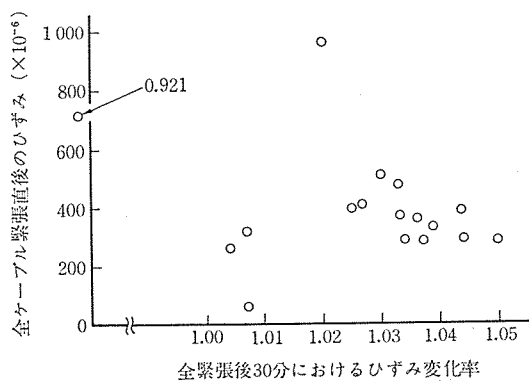
2) 目地断面の左右両面におけるひずみ差：
 目地断面の左右と左とのひずみは、当然のことながら、値に差を生じている。全緊張直後のひずみ差は、目地 1 断面では、測点左 4, 右 4 における 565×10^{-6} , 目地 1' 断面では、測点左 5, 右 5 における 336×10^{-6} , 目地 2 断面では測点左 4, 右 4 における 115×10^{-6} , 目地 2' 断面では、測点左 1, 右 1 における 216×10^{-6} である。

6 本緊張までの間に生じた, 断面左右の最大ひずみ差は、目地 1' 断面測点 5 における, 5 本緊張直後の 1.476×10^{-6} (測点左 5 は 168, 同右は 1644) である。

3) ひずみの経時変化： N 本目を緊張してから, ($N+1$) 本目を緊張するまでの時間の経過 (約 10 分) によって生ずるひずみ変化を調べると, 次のとおりである。

ひずみの経時変化がもっとも顕著に表われた測点は、目地 1' 右 5 の, 5 本緊張直後から 6 本緊張直前までの 10 分間ほどの間に $487(1644-1157) \times 10^{-6}$ 低下している。全緊張直後から, 30 分経過時までの間に生じたひずみの変化の最大値は 57×10^{-6} であり, これは, 8% の下落である。(測点は目地 1' 右 5)。

プロストレス量が変化しない場合, ほとんどの測定値



(ワイヤーストレインゲージ測定 1.5)
 図-12 全緊張 30 分後のひずみ変化率

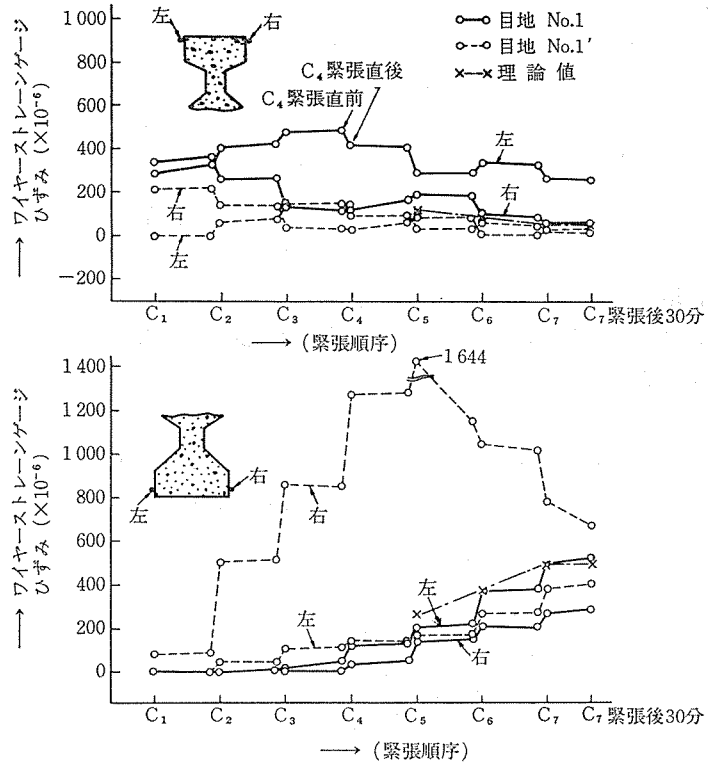


図-13 緊張本数増加とひずみ変化

が時分の経過により増加している。緊張直後と, 次のケーブルの緊張直前までの間に 0.5~5% の範囲で増加し, とくに, 2.5~5% の領域に集中している (図-12)。

図-13 は, 緊張本数増加に伴うひずみ変化を示したものである。この図によると, 上フランジひずみは緊張本数に関係なく, ほぼ横ばい, 下フランジは, 目地 1' 右測点を除くと, およそ, 緊張本数に比例して増加している。

4) 測定ひずみと計算ひずみ値の関係：先に求めた, 仮定に基づく計算ひずみと実測ひずみの関係について述べる。

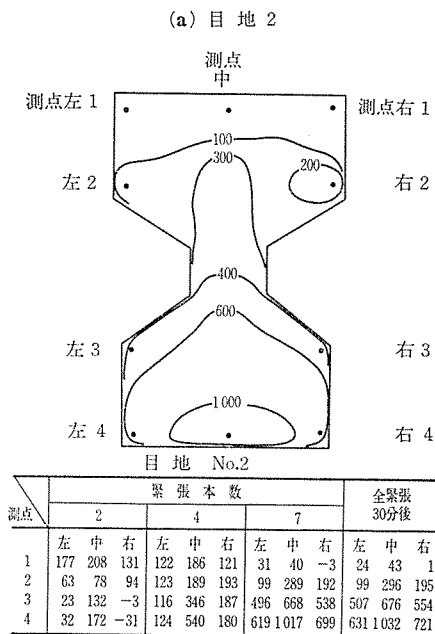
計算ひずみ分布が台形状をなすのにたいして, 実測ひずみ分布は凹型, W 型, 不規則な台形, 等様々な分布形状を示している。全緊張後 30 分経過時において, 計算ひずみと実測ひずみが, ほぼ一致した測点は, 目地 1 の左 4, 左 5, 右 3, 目地 2 の左 2, 左 4 目地 2' の左 5, 右 1, 右 2, 目地 1' の左 3, 等であった。これらの測点では計算値と実測値との差が $4 \sim 25 \times 10^{-6}$, この値は計算値にたいして, $-1 \sim 15\%$ の増減となる。

全緊張直後 30 分経過時において, 計算値をもっとも大きく上まわった測点は目地 1 右 4 であり, ここでは計算値 390×10^{-6} にたいして, 実測値 980×10^{-6} を得ており, 実に 51 倍である。一方, 計算値にたいする最小実測値を示した点は目地 1 右 5 であり, その差は 314×10^{-6} であった (全緊張 30 分経過時の比較)。

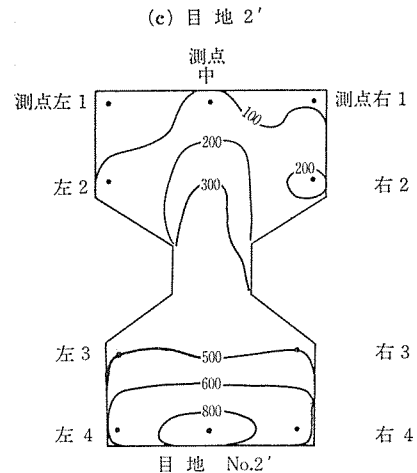
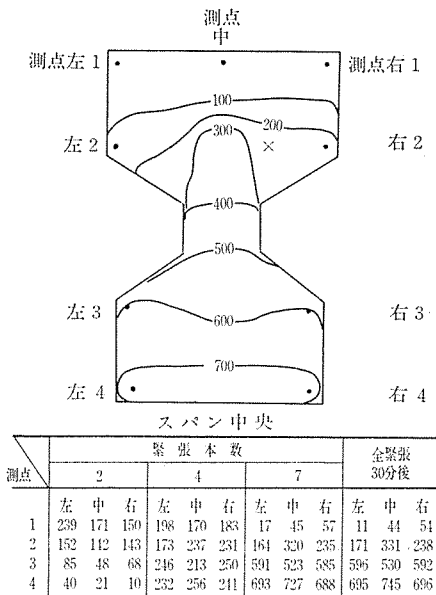
c) 埋込ゲージによるコンクリートひずみ

1) ひずみ分布状況 (図-14) : 目地 2 における, 全緊張直後ひずみは 1 (測点右 1) ~ 1 017 (測点中 4) $\times 10^{-6}$ の範囲にあり, 後者の値は全埋込ゲージ中, 最大の値である。この断面左右の最大ひずみ差は約 100×10^{-6} である。ひずみ等高曲線によると, 上フランジの右下角に 200×10^{-6} の集中応力の発生がみうけられる。

目地 2' 断面では, ひずみ等高曲線によると, 下フランジひずみ変化が, 目地 2 のように断面心部へ向って増加することなく, 等高曲線はほぼ水平である。しかし, ウェブ, および, 上フランジではひずみ分布が不規則となり, ウェブでは左右のひずみ差 100×10^{-6} を生じている。上フランジの 100×10^{-6} 等高曲線は山谷状態であり



(b) 断面



目地 No.2'

測点	緊張本数									全緊張 30分後		
	2			4			7			左	中	右
1	245	315	171	170	296	229	41	175	92	33	167	90
2	132	58	51	170	127	197	161	277	207	159	289	200
3	10	24	27	151	249	129	483	438	477	487	459	495
4	6	142	3	183	400	170	685	858	698	693	877	697

図-14 埋込みゲージによるひずみ分布

目地 2 と同様, 200×10^{-6} の応力集中を生じている。

スパン中央は目地を有しない断面である。この断面の下フランジひずみ分布は, おおむね, 直線等高曲線である。ウェブひずみは, 他の断面と同様, 300×10^{-6} 等高曲線が上フランジ芯部へ向って立上っている。断面左右の最大ひずみ差は, 上フランジ下角に生じた 71×10^{-6} である (164 と 235×10^{-6} との差)。

目地 2' 断面は, 下フランジのひずみが理想的な水平等高曲線となっており, ウェブでは, 他の断面と同様に上フランジ芯部へ向って等高曲線の立上りが見られる。

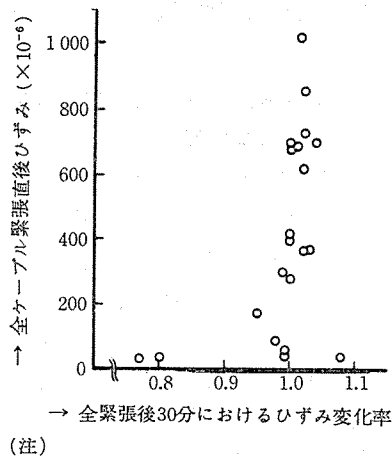
2) 全緊張から 30 分経過時までのひずみ変化: 3 断面において, ひずみがもっとも減少した測点はスパン中央測点右 2 (図中の印点) -11×10^{-6} (全緊張直後にたいして 5% に相当), もっとも増加した測点はスパン中央上フランジ内測点の 23×10^{-6} (同 2.6%) である。

図-15 は, 全緊張 30 分経過時のひずみ変化率を示したものであり, 全緊張直後のひずみ 40×10^{-6} 以下を除去すると, 変化率は $-2 \sim 4\%$ の範囲に分布している。変化率の単純平均は 0.88% であり, ひずみ値が大きくなるにしたがって分布幅がせばまっている。

3) 不均一ひずみの長期的傾向: 特定断面の左右にひずみに差があることは先に述べたが, 長期的にみた場合, このひずみ差がどのように変化するかを調べたのが図-16 である。

この図は, 全緊張 30 分後の各ゲージ部における最大ひずみと最小ひずみとの差を 100 (グラフ縦軸) とした場合, 7 日 ~ 100 日経過 (グラフ横軸) までにおけるひずみ差の変化を示したものである。

グラフの全体的挙動は, スパン中央 A 群を除けば,



- 全ケーブル緊張直後ひずみ (×10⁻⁶)
- 全緊張後30分におけるひずみ変化率
- (注)
1. プロットデータ測点は3断面の上縁4点, ウェブ2点, 下縁3点である。
 2. 全ケーブル緊張直後のひずみが30×10⁻⁶未満の測点は作図のデータとしなかった。

図-15 埋込みゲージのひずみ変化

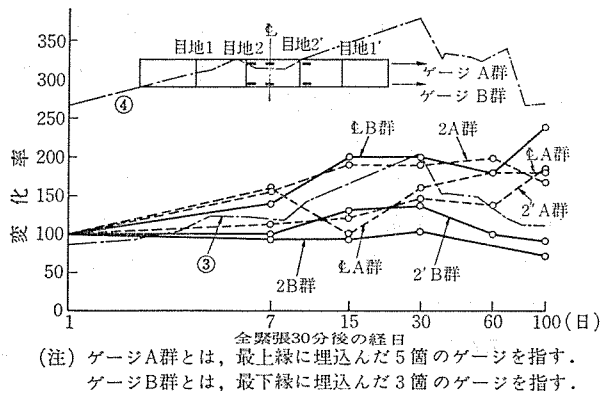


図-16 不均一ひずみの長期変化

15日までは暫増し, 15日~30日間は変化しない。30日~100日間は, スパン中央B群, 2'A群の両群を除くと減少, すなわち, 断面の不均一ひずみが均一化している。

d) 目地の鉛直ずれ測定 この測定は, ブロック工法採用上避けることのできない, プレストレス量の増加によっておこる目地鉛直ずれについて測定したものである。

図-17は, ケーブル1本緊張後の鉛直ずれを基準とした場合, 2本緊張以降のずれの変化を示すものである。これによると, 1本緊張以降, 全緊張までのずれ幅は, 目地1'が減少し, 他の3目地は増加している。最大増加量は, 目地1の109×10⁻³mmであり, 最大減少量は, 目地1'の-64×10⁻³mmである。3本緊張後の緊張本数増加と鉛直ずれ変化は正比例している, この間の1本緊張ごとの変化量は, 目地1, 2, 2'に関しては2.5~5.5×10⁻³, 目地1'では-3.5×10⁻³mmとなっている。

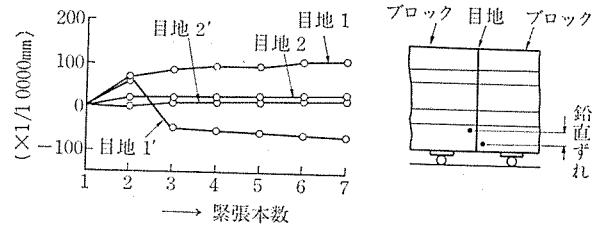


図-17 緊張本数増加と目地ずれの関係

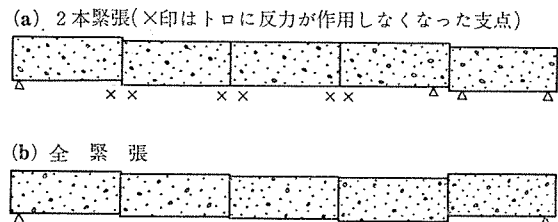


図-18 ブロック組立状態

目地ずれデータに基づいて, ブロック組立状態をモデル図化したのが図-18である。実際のブロック組立状態は, 目地ずれを肉眼で判読できないことは, 写真-1を見るまでもない。

e) 仕切板表面凹凸の測定 仕切板には一般構造用圧延鋼材(SS41)板厚6mmを用いた。この板の表面は, 製造上, 波打ちと厚さの不均一を生じている。これらがブロック接合面のかん合性を損う原因の一つとなるから, 規格材であっても仕切板として不適格なものは使用してはならない。

そこで, 今回使用した仕切板の1枚について板厚を測定した。測定方法は, 固定したダイヤルゲージ(1/100mm)とダイヤルゲージ針直下に置いたベアリングとの間に仕切板を差し込み, これを前後左右に移動させることにより, 任意点の仕切板厚さを測定した。仕切板の縦横に基盤目状に線を符し, この交点48点について測定した。

この結果, 公称板厚6mmにたいして0~-0.04mmの範囲で薄くなっていた。0値を得た測定は4, 同-0.01は15, 同-0.02は20, 同-0.03は6, 同-0.04mmは3点であったから, -0.01~-0.02の範囲の測定値が, 全測点中, 78%を示している。なお, 仕切板厚さ測定値の分布と, コンクリートひずみ値とは相互関係は存在しなかった。

f) <参考>目地部死量の測定 この測定は, 東北新幹線PC桁製作において, 五条BVと同一工法, 同一作業内容により, ブロック桁を架設したので, この現場を借りて目地部死量を測定した。ここにいう, 目地部死量とは, トロ上のブロックをレーパーブロック等により

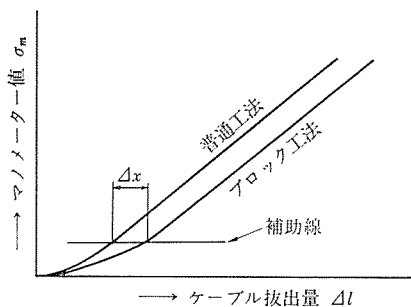


図-19 ケーブル1本ごとの $(\sigma_m-\Delta l)$ 曲線

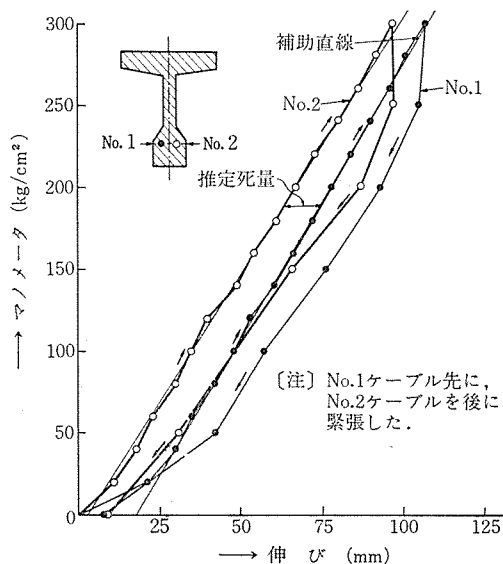


図-20 ケーブル1本ごとの $(\sigma_m-\Delta l)$ 曲線

見掛け上接合してから、プレストレスングによって目地あきが完全なくなるまでの、ブロック移動量をいう。したがって、死量は緊張管理中、ケーブルの拔出量に含まれた状態において知ることができる。

図-19 は、普通工法とブロック工法とにおける、主ケーブルの $\sigma_m-\Delta l$ 曲線であり、図中の Δx を全面地の合計死量と考えてよい。

Δx は、1本目緊張ケーブルが最大であり、2本目、3本目、と緊張本数の増加に伴って減少し、いずれは $\Delta x=0$ となる。実測によると、1本緊張と2本緊張との差は、 $\Delta x \approx 10$ mm 程度である(図-20 参照)。

5. 測定結果の考察

測定結果を考察する場合、個々の測定データに含まれる種々の誤差を除去する必要があるが、ここでは、誤差

推定が困難であるため、測定値をそのまま引用することとした。

(1) プレストレス量増加に対応するコンクリート応力度の変化について

プレストレス増加に対応するコンクリート応力度は、設計計算で考えるような変化をしない場合がある。プレストレスとコンクリート応力度が比例しない主要因は、台車上の個々のブロックの支持状態不良のようである。しかるに、今回のようなブロック組立工程とする場合は、ブロック支点の不等沈下について十分対策を講ずることにより、組立精度を向上できる。

(2) 目地かん合性について

ワイヤーストレングジひずみと計算ひずみとは大差を生ずる測点もある。しかし、これをかん合不良と断定する必要はない。その理由は、① ブロック材料が鉄筋、モルタル、および、骨材から成り立っているため、ゲージひずみはこれらの材料のヤング係数の影響をうける。② 最大ひずみ 1.270×10^{-8} を応力度換算すると 380 kg/cm^2 ($E_c=300,000 \text{ kg/cm}^2$ と仮定)であるが、プレストレスングによって目地部にひびわれは発生しなかった。③ 埋込ゲージひずみ分布は、高ひずみとなるほど、等高曲線が水平化している。④ 目地を有していないスパン中央ひずみ分布は計算値のように、水平等高曲線を示していない。⑤ 仕切板は、ほぼ、均等厚さであり、その表面も大きな波打ちを生じていない。

(3) スパン直角方向断面における不均一ひずみの長期的傾向

目地部スパン直角方向断面におけるプレストレスング終了直後の不均一ひずみ(断面の左右のひずみ差)は長期的に均一化する。ただし、どの程度まで均一化するかは、今後の継続測定結果を待たねばならない。

(4) 目地の鉛直ずれについて

プレストレス量の増加に伴い、必ず、目地の鉛直ずれを生じ、すべての目地の鉛直ずれは、ブロック支点の不等沈下と相互に関連し合うものと考えられる。したがって、ブロック全支点が沈下をおこさないような、ブロック組立構造としなければならない。

以上報告を終るが、工事を担当された日本鋼弦コンクリート(株)中条課長にデータ整理をお願いしたことを付記し、お礼申し上げる。

1976.5.30・受付

現場技術者のための実務必携書

土木施工法講座

<全26巻>

編集委員長 青木楠男

4巻 国広哲男・三瀬 純・只野直典 著
小池欣司・佐藤浩一・富田价彦 著

コンクリート橋下部 構造施工法

A5判・480頁 3,900円

推薦 井上 孝 建設省道路局長
伊藤直行 日本道路公団理事

コンクリート橋の施工について勉強しようとする人達にすぐ役立つよう、理在わが国において適用されている各種の施工法を橋の構造形式別にすべてを網羅して解説。コンクリート作業、プレストレス導入作業、グラウト注入作業等についても一般的注意事項を記述している。

5巻 駒田敬一・伊東武彦・上田勝基 著
梅田真夫・小笹太郎

橋梁下部構造施工法

A5判・464頁 3,900円

推薦 川崎偉志夫 本州四国連絡橋公団理事
小栗良知 首都高速道路公団理事

基礎工法のこの10年間の歩みの中で、代表的なものを選定し、Ⅲ編施工法、Ⅳ編施工例について詳述したものを中心に、関連工法の施工例として14橋の実績をⅤ編資料として取り纏めたものである。Ⅰ編設計は基礎の概要、Ⅱ編施工計画で最近の施工計画の基本を記述。

既 刊=発売中

12巻 電力土木施工法 水越達雄 3,900円

15巻1 地下鉄道施工法(上) 渡辺健他 3,500円

15巻2 地下鉄道施工法(下) 渡辺健他 3,800円

19巻 トンネル施工法 高山昭他 3,900円

■各詳細内容見本呈



山海堂

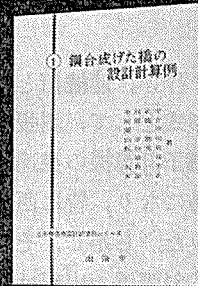
〒113 東京都文京区本郷5-5-18/振替口座東京4-194982/☎03(816)1617~1619

■詳細内容見本呈

全7巻

土木構造物設計 計算例シリーズ

各種土木構造物の設計計算に
携わる技術者のために



- 1 鋼合成げた橋の設計計算例
- 2 プレストコンクリート橋の設計計算例
- 3 鉄筋コンクリート橋の設計計算例
- 4 くいおよびケーソン基礎の設計計算例
- 5 直接基礎および橋台橋脚の設計計算例
- 6 道路構造物の設計計算例
- 7 地下仮設構造物の設計計算例

3 玉野治光他 5000円
2 足立 洪他 9000円
2 青木重雄他 8000円
3 浅間達男他 2000円
3 国広哲男他 8000円
3 国広哲男他 0000円
2 中村正平他 7000円