

第8 利根川橋梁の設計・施工と関連して行なった諸測定

斎藤 徹* 吉田 浩***
森野 亮宏** 小須田 紀元****

1. まえがき

本橋梁は上越線水上・湯松曾間にあって、利根川の最上流にかかる橋梁である。現在線は $2 \times 18.2 + 45.7$ (上路トラス) + 18.2 (上路ガーダー) よりなる全長約 106 m の橋梁である。新橋梁は上越線複線工事の線増側にかかる橋で、現在線の下流約 8 m の位置に下り線側として架けられた。架設地点は観光風致地区であり付近には温泉旅館もあり橋梁計画上、美観と騒音防止に対しても意を払わなければならなかった。構造は当初、鋼トラス案、コンクリートアーチ案、PCラーメン案、PC連続桁案などがあったが、比較検討の結果、積極的な新技術開発の目的もあって、PCラーメン案が採用された。

工事は下部構造と上部構造の二工事に分けられ、昭和 37 年 11 月に着工されてから途中冬期間の断工中断をみて、38 年 9 月末に橋梁は竣工をみた。

本文は施工と関連して行なった試験ならびに測定をとりまとめて紹介し諸賢の参考としていただければ幸甚である。

2. PC ラーメン採用の経緯

橋梁位置は、地形的に谷が急峻で、兩岸は比較的良好な岩盤が露出している。岩は閃緑質花崗岩である。このような地形では外力を岩盤の水平反力によってもたせ、同時にコンクリート内部に軸方向圧縮力を生ぜしめ抵抗させるのが有利であるので、アーチあるいはラーメンタイプの橋梁を取り上げることにした。

橋梁は国鉄で従来使用しているアーチセントルを支保工に用いることとし、施工時期は河川の高水期に当り、セントルの安全なスパン、兩岸の状態、アーチセントルの耐力から決まるスパンなどを勘案して、橋梁スパンを決定した。またライズはスパンと軌条面高、ならびに足の位置の決定から構造物に有利な範囲で決められた。

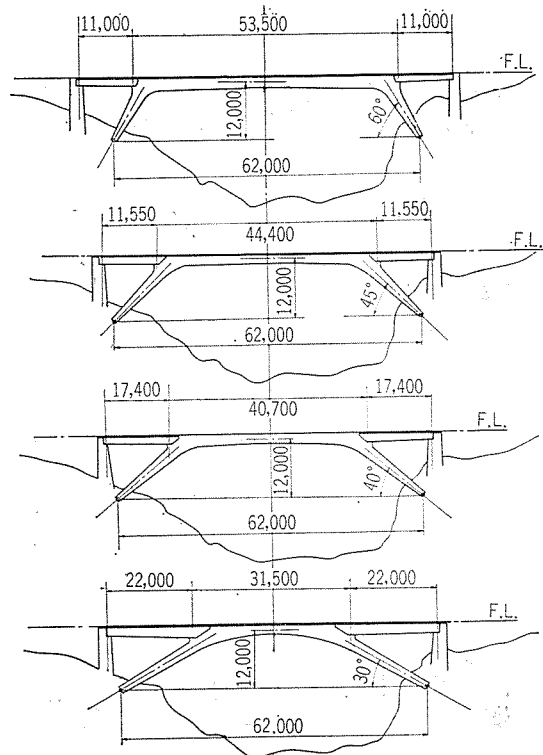
さらにこのスパンおよびライズに対して橋梁のプロフィールをアーチ形にするかラーメンにするかの探さくが残されるが、これについては

1) 死・活荷重の比がほぼ 1:1.5 であるため、死荷重に対してもっとも有利なアーチの型にしても、活荷重の占める割合が比較的大きいため全体としての有利性は小さくなる。

2) ラーメンタイプにすれば主スパンの半分程度の長さの部分は橋梁床組と、ラーメンの本体を兼用させることができる有利性が得られる。

以上の理由からラーメンタイプを採用した。ラーメンとした場合、スパンおよびライズを等しくしても脚部の傾斜角を変えることによりモーメント、水平反力の状態が異なってくる。さらに脚部の傾斜角は橋梁の美観にも大きな影響を与えるものである。図-1 のごとき傾斜角をもつラーメンで比較した結果が表-1 である。この概略計算によると脚部の傾斜角を小さくすれば、活荷重および死荷重の曲げモーメントに関してはかなり有利になってくるが、その反面、温度変化、コンクリートの乾燥収縮プレストレスによる弾性縮み等による二次的な曲げモーメントが非常に大きくなっていく。例えば角度 30° の場合は隅角部において、これ等によるモーメントは活荷

図-1 脚部傾斜にともなうプロフィール



* 運輸省鉄道監督局施設課長 (前国鉄信濃川工事局次長)

** 国鉄信濃川工事局水上工事区長

*** 国鉄信濃川工事局水上工事区

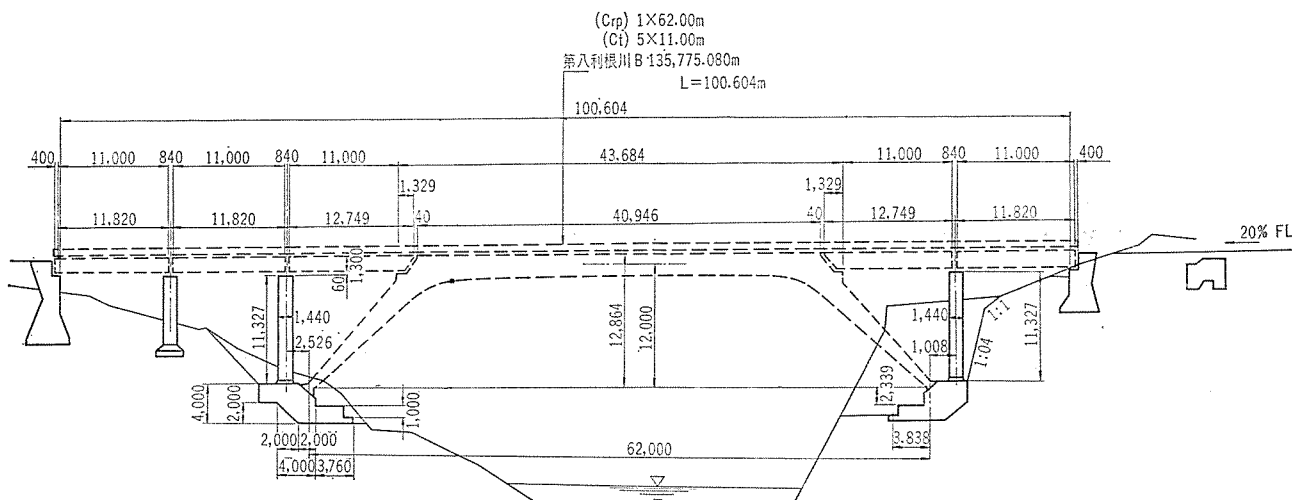
**** 国鉄構造物設計事務所

表-1 脚部の傾斜による応力の変化

角度		30°	34°	40°	45°	50°	55°	60°
偶曲メ 角げ ンモ 部ト	活 荷 重	-430	-536	-778	-986	-1215	-1417	-1616
	死 荷 重	-873	-954	-1230	-1514	-1843	-2151	-2435
	温度変化	+447	+400	+354	+330	+311	+296	+282
ス曲メ ンげ ンモ 中 央 メ ト	活 荷 重	90.6	334	617	819	975	1143	1274
	死 荷 重	91	351	860	1194	1437	1679	1900
	温度変化	447	400	354	338	311	296	282
水* 平 反 力	活 荷 重	432.8	414	369	346	326	309	292
	死 荷 重	847.4	762	645	579	537	502	470
	温度変化	-36.8	-33.4	-29.5	-27.8	-25.9	-24.8	23.4

† 曲げモーメント t・m
* 水平反力 ton

図-2



重によるモーメントに匹敵し、スパンの中央においては活荷重による曲げモーメントの5倍近くの曲げモーメントを生ずる。プロフィールの決定には荷重による曲げモーメントがあまり大きくならない範囲で、美観を考え脚部の傾斜を45°にえらんだ。

3. 設計概要

構造物は図-2にみるごとくスパン62mの方杖ラーメンに左右対称にスパン11mの鉄筋コンクリート単純ばりがのっている。中央スパンの方杖ラーメンは2ヒンジ構造とした。各設計断面は曲線的に変化し、脚部中央付近より上部、ならびに水平部分を箱形とし、左右に5カ所ずつ隔壁を設けた。PCケーブルは公称165tのフレシネーケーブルである。PCケーブルは斜材部と水平部に入るケーブルを分離し、斜材部に入るケーブルの一部はコンクリート製のスペーサーを用いて埋め込みとした。ケーブルの緊張端は上フランジ上面に定着されているものをのぞいてすべて箱型の内部の腹部、下フランジに定着した。補強鉄筋は軸方向に最大25mmを用い

表-2 各点の応力変動量

	上 縁			下 縁		
	max	min (t/m ²)	変動量 (t/m ²)	max	min (t/m ²)	変動量 (t/m ²)
1	355	-59	414	501	36	465
2	335	-267	602	704	34	670
3	316	-471	787	930	83	847
4	267	-717	984	1240	174	1066
⑤	91	-497	588	903	207	696
5	170	-655	825	1198	174	1024
6	419	-454	873	961	-58	1019
7	691	-151	842	660	-335	995
8	842	42	884	455	-49	947
9	981	262	1243	192	-666	858
10	1063	412	1475	-22	-771	749
11	1128	533	1661	-205	-839	634
12	1091	560	1651	-138	-811	673

た。また配筋上は、コンクリート打設にともなって生ずるせり合いをできるだけスムーズにするため偶角部付近で重ね合わせ継手を用いた。各設計断面の応力変動量を表-2に示した。

(1) コンクリートヒンジの設計

ヒンジシュエを設計するに際して、鑄鋼ヒンジとコンクリートヒンジについて検討をした。鑄鋼とヒンジを用いればヒンジ機能は十分であり、プレストレスおよびクリープにより生ずる不静定二次反力の調整も比較的容易であるが、コンクリートヒンジと比較して非常に高価である。コンクリートのヒンジ作用は鑄鋼ヒンジと比較して完全ではないが、ヒンジの曲げ抵抗は最大 29 t で隅角部最大曲げモーメントに対する比は 1.4% にすぎない。また反力調整は不可能で不静定二次反力による応力はそのまま作用するので引張応力を生ずる断面ができるが、これらの応力は鉄筋で十分補強した。くり返し生ずる角変化についての安全性については表-3 に示すように第 8 利根川とほぼ等しい設計条件の La Voulte 橋のコンクリートヒンジが全く完全であること、G.D. Base のロッカー試験報告、大戸川橋梁のロッカーシュエの実績などから安全であると考えた。構造は図-3 に示す。ヒンジ部コンクリート圧縮強度 $\sigma_{cs} = 400 \text{ kg/cm}^2$ とし、のど部分の平均支圧応力度はコンクリート断面を有効として 200 kg/cm^2 とした。のど部分の幅は支圧応力度と、活荷重載荷時の角変化による曲げ応力度の合成応力が引張応力とならないよう 15 cm とした。

ヒンジのど部分の周囲は目地剤を填充して防水し、ヒンジのど部分を保護することにし、のど部分の厚さは、目地填充に必要な最小厚を考慮して 10 mm とした。ヒンジの軸方向鉄筋は、ヒンジ部分に働らくせん断力を鉄筋の純せん断で抗抵するように鉄筋量を定めた。なお、ヒンジ両端に $\phi 27$ PC 鋼棒をそれぞれ 5 本あて使用し、

表-3 La Voulte と第 8 利根川の比較

		ヒンジの反力 (t)	のど部平均応力 (kg/cm^2)	活荷重による 角変化
La Voulte	死 荷 重	925	85	1.43
	死+活荷重	1520	140	1 000
第 8 利根川	死 荷 重	813	113	1.63
	死+活荷重	1404	200	1 000

図-3 ヒンジ構造図

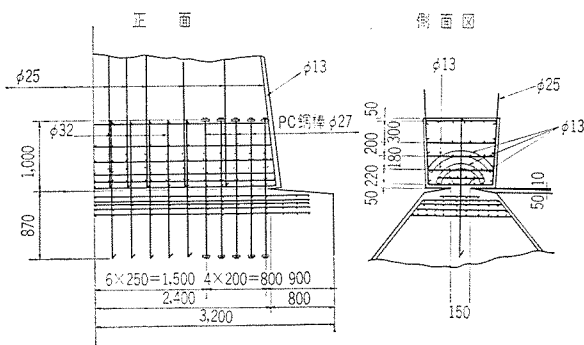
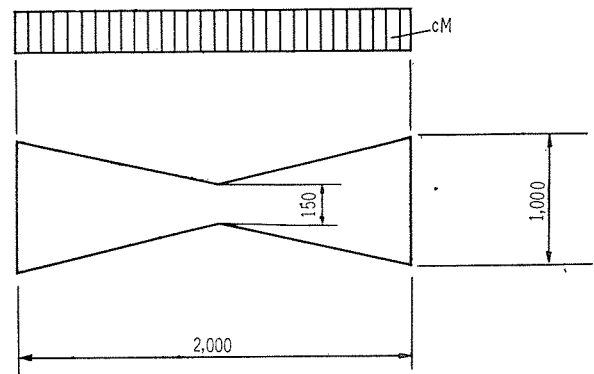


図-4



地震時転倒モーメントに抵抗させた。角変化とヒンジ曲げモーメントの関係についてはつぎの仮定を設けて計算した。ヒンジ支圧応力はヒンジ部分よりそれぞれ 45° 方向に分布するものとし、角変化は支圧応力が一様となるまでの間で生じ、その間の曲げモーメントは変化しないものと考え、図-4 に示す模型の曲げモーメントと角変化の関係に近似的に等しいと考えて計算した。曲げ応力度はヒンジ断面が弾性的に変形するものとして計算した。最大角変位の生ずる際のヒンジ縁応力は圧縮応力で $40.5 \sim 359.5 \text{ kg/cm}^2$ である。

4. 施工に先立って行なった試験

施工に当って問題になった点について、あらかじめ試験を行ない確信の資料とした。

(1) 中庸熱セメントに関する試験

一般に PC 桁施工には早期にプレストレスを導入し、コンクリートの乾燥収縮、支承条件の変化、地震などの原因からくるコンクリートのひびわれを防ぐ方法をとっている。また型わく、足場などの回転能率を良くするためにも、早期強度を高くする目的で、早強セメントが使用されている。このため夏期にコンクリートの温度が上昇し、 60°C に達することもある。特に断面がマッシブになると温度がかなり上昇し、コンクリートの最終強度に影響がないまでも、温度差によるひびわれ、あるいは残留応力の問題が出てくる。本橋梁では、施工が夏期にあたり、そのうえプレストレス導入までの期間をかなりとれることから PC 橋梁では初めての試みである中庸熱セメントの使用を考え、日本セメント KK に試験を委託した。試験はつぎの内容について行なった。

- ① コンクリートの圧縮強度試験
- ② コンクリートの乾燥収縮試験
- ③ コンクリートのクリープ試験
- ④ 温度上昇およびコアの圧縮強度試験

セメントは、埼玉工場製品のアサノマスコンセメントを使用、骨材に現地使用予定の群馬県神流川産のもの

表-4 試験供試体配合

配 合	練り上り温度 (°C)	最大寸法 (mm)	W/C (%)	S/A (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	1 m ³ 当りの材料使用量 (kg/m ³)			
							C	W	S	G
I *	20	25**	35.0	36.8	4	2	400	140	700	1243
II *	30	25**	35.7	36.9	4.5	2.5	400	143	698	1236

* ポゾリス No. 8 使用 セメント重量×0.25%

** ただし 25 mm フルイ残留分 22%

図-5 材令と圧縮強度

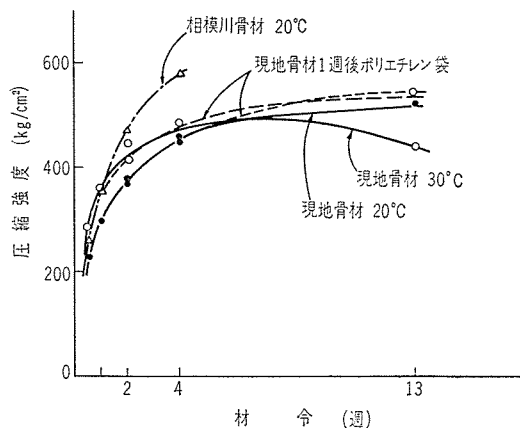
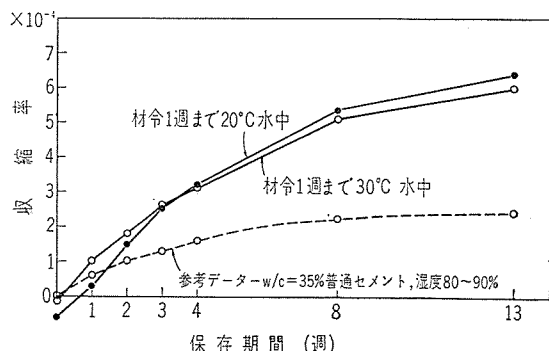


図-6 コンクリートの乾燥収縮



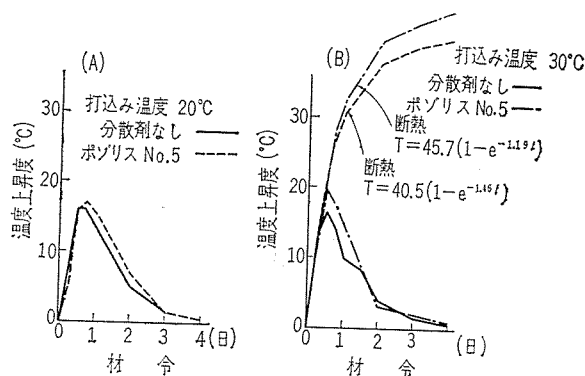
相模川産のもの2種類を用い比較した。試験供試体の配合は試験内容①,②は共通にて表-4とした。コンクリートの圧縮強度試験,および乾燥収縮試験の結果を図-5,6に示す。

温度上昇試験は50×60×50の大塊として,セメントをm³当り400kg用い,スランプ2.0cmで分散剤としてポゾリス No. 5を用いたものと用いないもので打込み温度20°C,30°Cの計4種類の配合とした。結果を図-7のA,Bに示した。試験の結果を要約するとつぎのごとくなる。

1) 中庸熱セメントおよび現地骨材を用いた単位セメント量400kg/m³スランプ4cmの圧縮強度は材令1週で養生温度20°Cの場合に約300kg/cm²は確保できる。

2) 材令初期の湿潤養生が長期間の強度の発現に非常に重要である。

図-7 断熱温度上昇および大塊コンクリートの温度変化試験



3) 今回の試験に用いたものとほぼ同等の配合条件で普通セメントおよび早強セメントを用いたコンクリートの圧縮強度と比較すると,材令1週では20%から30%ほど低いが,材令4週ではほぼ同等の強度が得られる。

4) 大塊コンクリートより採取したコア供試体は初期では水中養生の供試体より若干大きい強度を示した。材令1週以後では逆に水中養生の供試体が大きい強度を示した。

5) JISコンパレータ方法による乾燥収縮試験の結果では,モルタル供試体による試験結果などから推定すれば,中庸熱セメントは他のセメントより大きい乾燥収縮を示すことはほとんどないと考えられる。

6) クリープの傾向は,材令の若いうちに載荷したものと,材令28日で載荷したもののクリープ係数の相違は載荷応力の大きい割合に大きな開きはない。また養生温度が高いほどクリープ係数およびクリープひずみは小さくなるようである。

7) 大塊コンクリートの温度変化試験の結果によるとポゾリス No. 5の使用によって最高上昇温度は若干増加し,打込み温度の高い場合ほど断面内部の温度上昇を少なくするために中庸熱セメントを用いるのが有利であることが分った。

8) 別の実験結果から判断すると圧縮強度の増進がおそいためプレストレスを与えるまでの日数は長くなるが,曲げ引張強度の増進は圧縮強度の増進より早く,この点の不利は多少やわらげられる。

(2) PC ラーメンの模型試験

写真-1 ヒンジ部型わく

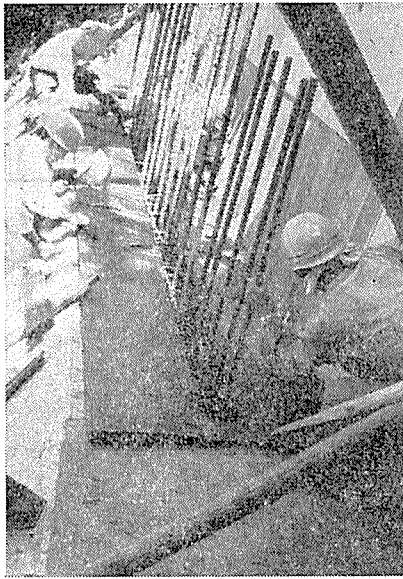


写真-2 ヒンジ部コンクリートの切欠き部



本橋梁のような斜脚ラーメンは基礎に生ずる反力を軸方向力として十分に活用できる架橋点であれば構造的にきわめて有利であるといえる。しかしこの種の橋梁は設計上では安全であるように設計されていても、細部についての十分な追求ならびに設計上の仮定の確認、さらに余分に安全率を上げて設計している点の改善方法など幾多の疑問点が残されている。これらの疑問点解明のために模型桁による試験を行なった。試験の報告は「プレストレスト・コンクリート」の1963年8月号に掲載されているので本文では省略する。

(3) ヒンジ部模型試験

従来コンクリートの長大ラーメンの設計においては、ヒンジの施工が面倒なために、ヒンジ脚をコンクリートのヒンジとして扱った例はあまり多くない。施工に当たってヒンジ部のコンクリートの填充の良否、型わくの種類が、不確実であったため以上2点にしばって打込み試験を行なった。型わくには、木製、鉄製（埋め殺し）インゼライトの3種類が考えられたが、試験の結果 写真-1 に示すような埋め殺しアイガースの事前填充による鉄板

製の型わく使用が好結果をもたらせることが判った。またコンクリートの打込みについては 写真-2 のごとき切欠きを作り基礎コンクリートとヒンジ部コンクリートを分離し、一体として打設した場合の基礎コンクリートの部分のコンクリートの不確実な補充を解消し、あわせてヒンジ部に施工継目を設けない方法をとることにした。

5. 施工について

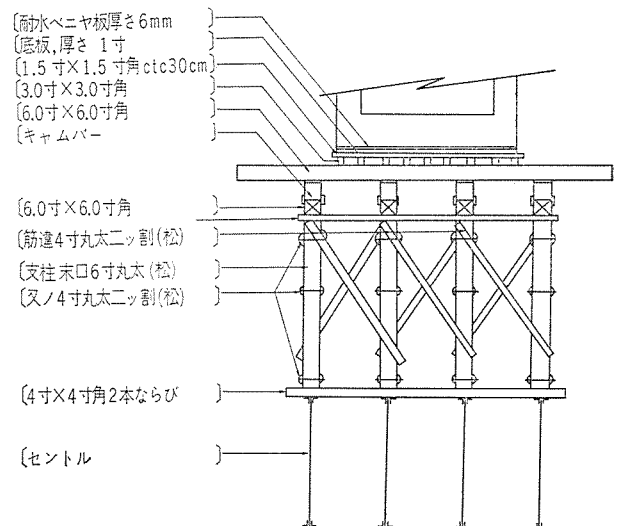
施工方法は、国鉄所有のアーチセントルを支保工に用い、場所打施工方法を採用した。アーチセントルを使用したPC橋梁の施工は今回が始めての試みである。施工上の問題点として、

- 1) コンクリートはブロック打ちとなるので、すでに打ち終わったブロックにおよぼすセントルの変形の影響。
- 2) ブロックコンクリートが1あるいは乾燥収縮によってプレストレスを導入し終えるまでひびわれの発生がないか。
- 3) 緊張によるセントルの変形は悪影響がないか。
- 4) セメントとして中庸熱セメントを用いたが、マシン部材でも発生熱の問題は生じないか。
- 5) 片側埋込端ケーブルの引張力の減少率は大きいかななどの諸問題が提起された。

(1) 支保工および上げ越し

支保工は国鉄只見線第四平石川橋梁施工に際し、設計、製作されたアーチセントルで、中心線が半径30mの円弧をなす高さ1.8mの主構4本を1.1mの間隔でならべて連結したもので、中央部のターンバックルを始めて2ヒンジトラスアーチとなる。主構はそれぞれさらに組立部材と連結部材からできていて、ピン継手により種々のスパン、ライズに応じて自在に変形できる。本

図-8 支保工組立図



橋梁ではこれに改造を加え、スパン 54.304 m, ライズ 11.389 m, になるようにクラウンのターンバックルで調節しておきそのまま架設した。セントルの組立てはピン継手によるため、施工容易さも考えてそれぞれの穴に 2 mm の余裕をみてある。この余裕がセントルの変形を大きくする要素となった。

このアーチセントル支保工の上にラーメン下縁の線を形成するため木材の支保工を用いた。支保工の支柱は必ずセントルの格点に置く必要上、まずセントルの横材アングルの上に土台木として、3寸角を2本ならべ、その上に末口6寸の松丸太で支柱をたてた。支柱はセントル主構上に4本ならべて立て、2つ割りの丸太の筋違を用いて、ボルトで締めつけた。支柱の頭部はその上を走る6寸角の縦桁と録で止め、その上の横桁(6寸角)との間にはキャンバーを置いて型わくすえ付けの位置の調節および支保工の撤去に便ならしめた。また木材接点の死にの量は横黒線廻戸川橋梁報告を参考に接触断面積に換算した。この接点縮みを少なくするよう上げきにはモルタルパッキングを行なうと同時にヒッパラーにより締めつけた。支保工の上げ越しはセントルの継手縮み、コンクリート打設によるセントル弾性変形、木材支保工

表-5 変形量の実測値と計算値の比較

	測点	1	2	3	4	5	6	7	8	9
		セントル変形量	計算値 実測値	18 2	26 13	46 33	56 36	66 33	46 27	26 0
木材支保工変形量	計算値 実測値	8 9	7 14	10 8	10 8	11 21	10 13	7 18	8 10	8 11
合計沈下量	計算値 実測値	26 11	33 27	56 41	66 44	76 54	56 40	33 18	26 25	17 15

各点の位置

- 湯檢管方ヒンジより 13.5 m
- " " 17.0
- " " 22.5
- " " 26.5
- 中央
- 水上方ヒンジより 22.5 m
- " " 17.0
- " " 13.5
- " " 9.5

接点縮みを考え、プレストレスによる変形は方杖部だけ、またクリープによる変形と自重による変形を無視し、全体として構造物が多少の上げ越しになるように上げ越し量を査定した。実際の変形量と設計上げ越し量との関係を表-5に示す。実測の結果をみると計画値が大きすぎたようで木材接点の縮みの査定は小さすぎ、セントル沈下の査定は大きすぎたようで、ピンホールの遊び

表-6 セメント試験成績表

種別	比重	粉末度		凝結					安定性 (煮法沸)	強さ (kg/cm ²)								水和熱 (cal/g)					
		比表面積 (グリーン法) (m ² /g)	標準網 フルイ 88 μ 残分(%)	室温 (°C)	温度 (%)	水量 (%)	始発 時-分	終結 時-分		フロー値 (mm)				圧縮強さ				7日	28日				
										曲げ強さ		圧縮強さ		1日	3日	7日	28日			1日	3日	7日	28日
										1日	3日	7日	28日										
マスコン・セメント	3.19	3090	1.0	20.4	88	27.9	2-23	3-51	OK	251	27.3	35.7	65.9	97	151	363	60.4	77.0					

図-9 骨材の粒度分布図

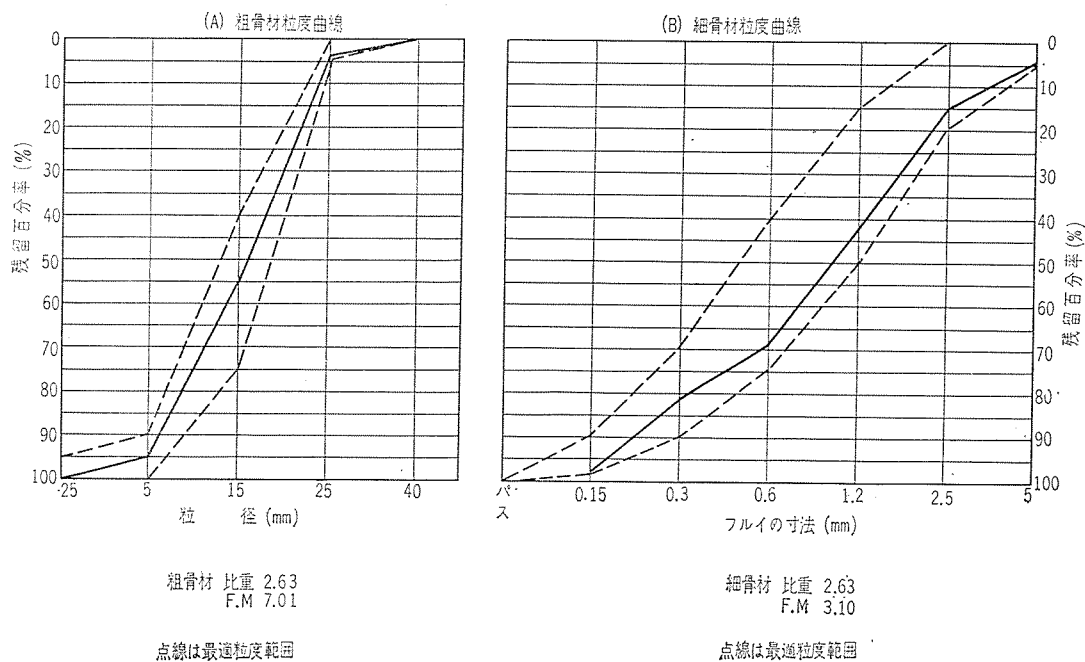


表-7 示方配合 (ラーメン本体コンクリート)

粗骨材 の最大寸法 (mm)	スランブ の範囲 (cm)	単位セメント量 C (kg)	単位水量 W (kg)	水セメント比 W/C (%)	空気量 (%)	絶 対 細骨材率 S/A (%)	骨 材 重 量		分 散 剤 C に対する (%)
							S (kg)	G (kg)	
25	5~10	412	140	34	2~4	41	765	1100	ポゾリス No. 8 C×0.25%

からくる沈下量の 50% はすでに底版調整前に生じているものと仮定したことに問題があるようだ。

(2) コンクリートの品質

セメントは 4.(1) に基づいて表-6 のごとき品質を有する中庸熟セメントを用いた。骨材は群馬県神流川産のもので浮石がやや多いが、信工局試験室および日本セメントに委託した試験により高強度用骨材として十分期待できることが判った。骨材の試験成績を 図-9 に示す。骨材の最大粒径は鉄筋の最小間隔、打込時の分離などを考えて、25 mm とした。セメント分散剤はポゾリス No. 8 を使用した。

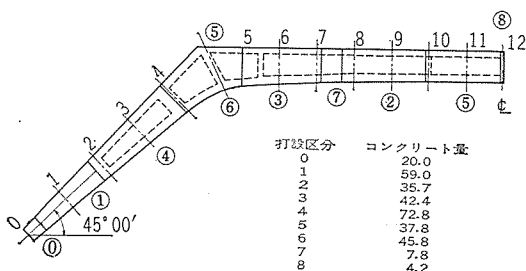
コンクリートの配合は所要圧縮強度 $\sigma_{28}=400 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_7=330 \text{ kg/cm}^2$ の強度が 20°C の養生温度のもとで得られるよう、施工上の変動係数 10%, 危険率 1/100 の条件のもとで水セメント比 35% と 40% の 2 種類で試験練りを行ない試験室における示方配合を決めた。空気量は、ポゾリス No. 8 で自然にできる値で放置することにした。スランブは 2~5 cm の範囲とする。現地におけるコンクリートの混合は GRE 型スミスミキサー 24 切を用いたが、このミキサーを用いた場合の現場示方配合を水セメント比 36%, 絶対細骨材率 37% と 39% の 2 種類で単位セメント量 400 kg/cm^2 の前後で試験練りを行ない表-7 のごとく決めた。

(3) コンクリート打設工

ラーメンのコンクリート打設はアーチ・セントルおよび支保工上で行なうため、つぎの点について考慮し 図-10 のような打設順序を決めた。

- 1) 1 日のコンクリート打込量
- 2) 支保工の沈下が早期におこりしかも平均化する。
- 3) コンクリートの乾燥収縮、温度降下、支保工の沈下によるコンクリートのひびわれ発生の

図-10 コンクリートの打設順序図



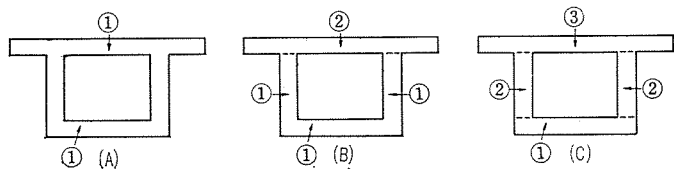
危険性をのぞく。

- (4) PC 鋼材定着端付近の強度が緊張時に 350 kg/cm^2 以上に達すること。
- (5) コンクリート打継目の施工が容易でしかも確実である下からの打ち上りを考慮する。
- (6) 打継目は軸線に対して直角な面とする。

1 回に打つブロックの長さはコンクリートのひびわれの生ずる限界ひずみを過去の長大スパンコンクリート橋におけるひびわれ発生の調査から 10×10^{-5} とすると、温度降下によるひずみを 10°C として 10×10^{-5} , 収縮によるひずみを 2×10^{-5} , したがって 38×10^{-5} のひずみをおこすような沈下現象を仮定できるスパンをブロック長の限界とする。たわみを 20 mm とすると約 10 m がブロック長となる。一方あとから打ったコンクリートによりセントルが変形を生じ、すでに硬化したコンクリートに、この部分のコンクリートが鉄筋コンクリートとして支えられるより大きい曲げモーメントがかからないようブロック長を決めると約 7 m となる。またクラウンの部分と隅角部に相当する部分はコンクリートの重量によるセントルの沈下からくる、型わく、鉄筋、PC ケーブルのせり合いの調整用と収縮によるひびわれを防ぐため、クラウン、隅角部、水平部に計 5 カ所最終打設箇所を設けた。

つぎに断面的な打設方法は 図-11 のごとき 3 とおりの方法が考えられたが、コンクリートの充填の確認、コンクリート発生熱の時間差を少なくする、打設能力、作

図-11



項 目		A	B	C
1	打設能力	大	中	小
2	鉄筋型わく組立作業	大	中	小
3	振動効果逃げ	小	中	大
4	気泡	小	中	大
5	作業能率	小	大	中
6	コンクリート材令の差	小	中	大
7	再振動の影響	無	無	有
8	コンクリート充填の check	小	中	大

業能率を考え(B)の打設方法を採用した。

またブロックごとのコンクリート打継目にはせき板の代りに 5mm 目の金網を用い、埋め殺しとした。

コンクリート打設は総数量 325.5 m³ を 8 月 12 日から 8 月 29 日の 18 日間にわたって打設した。コンクリート運搬は橋梁脇に設けたミキサーからネコ車を用い、脚部は縦シュートを使って落ち口で練り返して用いた。水平部分の下フランジはシュートにより直接打設箇所におとした。打設に用いたバイブレーターは、2.5~3 HP のフレキシブルシャフト内径 45 mm 振動数 (8 800 rpm) を 9 台用意し、常時 4 台以上をフルに動かした。また電気壁打バイブレーター (8 800 rpm) を併用し型わくの外側からあてて用いた。

型わく脱型後のコンクリートの不良箇所は、施工継目の下側にゴミがたまっていたり、定着部付近の鉄筋のさく雑した所、腹部の内型わくの支持のためあらかじめつけた写真-3のごときブロックの下側の歯型の部分に散見された腹部の打設および、下フランジの打設にはバイブレーターそう入用の開口を設けた。

写真-3 内型わく固定用コンクリートブロック



コンクリート養生は、水平部上フランジをのぞいて木製わくに直接、水平部にはわらむしろを敷いてこれに散水を数日間連続して行なった。

コンクリートの品質管理は骨材の含水量により決まるといわれるほどであるが、特に入荷時、毎日打設前に含水比を測定、10 バッチごとにスランプ、電気量によりミキサーから出た直後のコンクリート管理を行ない、その後の品質は圧縮試験用 φ10×20 と曲げ試験用供試体を 10mm 目のフルイでウェットスクリーニングし、1日に打ち込むコンクリートから 3本1組として各5回とった。そのうちプレストレス用(7日用)6個、σ₂₈用6個、予備3個とした。破壊試験の結果を表-8、表-9に示す。

(4) プレストレッシング

本橋梁のPC鋼材の75%が片側緊張のケーブルにな

表-8 28日圧縮試験値

打設ブロック	空気量 (%)	試験値 \bar{x} 平均 (kg/cm ²)	($\bar{x}-\bar{x}$) ²
湯 桧 曾 1	4.8	539	64
水 上 1	3.8	511	400
2	3.5	537	36
3	3.7	530	1
4	2.9	556	625
4	3.1	526	25
5	3.2	550	361
6	3.6	517	196
7,8	2.8	533	4
橋側歩道	3.0	520	121
ヒンジ部	3.5	523	64
計		5 842	1 897

$$\bar{\bar{x}} = \frac{\sum \bar{x}}{n} = \frac{5842}{11} = 531 \text{ kg/cm}^2$$

$$v' = \sqrt{\frac{\sum (\bar{x} - \bar{\bar{x}})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{1897}{10}} = 13.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$V' = \frac{13.7}{531} = 2.6\%$$

表-9 28日曲げ試験値

打設ブロック	空気量 (%)	試験値 (kg/cm ²)				\bar{x}	$\bar{x} - \bar{\bar{x}}$
		x ₁	x ₂	x ₃	\bar{x}		
ヒンジ部	3.5	90.4	91.7	83.7	88.6	7.3	
湯 桧 曾 1	4.8	90.6	94.9	94.5	93.3	4.0	
水 上 1	3.8	93.5	88.6	88.6	90.2	1.2	
2	3.5	97.1	102.8	102.0	100.6	86.5	
3	3.7	95.0	100.3	95.6	97.0	32.5	
4	2.9	—	—	—	—	—	
4	3.1	95.6	85.5	84.4	88.5	7.8	
5	3.2	97.6	91.9	91.4	93.6	5.3	
6	3.6	81.4	87.3	84.2	84.3	49.0	
7,8	2.8	73.1	87.9	89.7	83.6	59.4	
橋側歩道	3.0	94.5	94.3	91.0	93.3	4.0	
計					91.3	257.0	

$$\bar{\bar{x}} = \frac{\sum \bar{x}}{n} = \frac{913}{10} = 91.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$v' = \sqrt{\frac{\sum (\bar{x} - \bar{\bar{x}})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{257}{9}} = 5.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$V' = \frac{5.3}{91.3} = 5.8\%$$

っていて、特に曲りの大きいケーブルについては導入応力を均等に入れることに苦心した。緊張は断面的には偏心によるねじれ力が働かないようできる限り対称にまた構造物全体としても左と右で緊張が偏らないよう片引きのケーブルを対称に緊張するようにした。ステーシングの解体は構造物の自重に耐えられるだけの応力が導入されてから残部の緊張と並行して行なった。摩擦測定はケーブル総本数 62 ケーブルのうち 16 ケーブルを行ない見掛けの弾性係数および見掛けのシースとケーブルの摩擦係数 μ を求めた。測定値は ε_p = 1.94 ± 0.04 kg/cm², μ

図-12 (a) 緊張実績にもとづく見掛けのまさつ係数

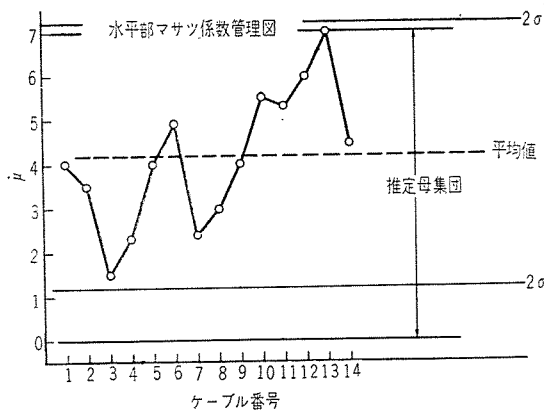
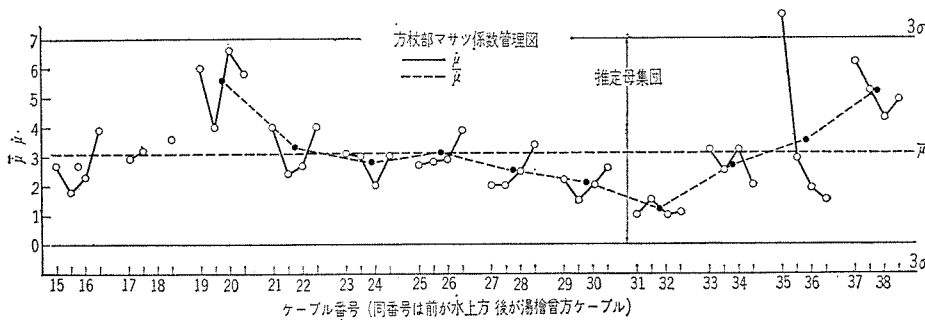


図-12 (b)



$=0.36 \pm 0.38$ である。またジャッキとコーンの摩擦損失を実験により求め5%とした。これらの値を用いて必要緊張力を計算すると $\bar{\mu}=0.74$ の側で緊張限界の $\sigma_s = \sigma_y \times 0.9$ を越える結果となった。そこで片側緊張ケーブルについてはシース内に石けん液を入れ摩擦の減少を計った。図-12 に推定見掛けの摩擦係数を管理図から求めたものをあらわした。必ずしも曲りの大きいものが大きな摩擦損失を示したとはいいい切れない。水平部に入っているケーブルの摩擦係数のばらつきは方杖部に比べて大きい結果となった。また同形のケーブルのばらつきは小さくケーブルの形状に大きく支配されたといえる。

緊張中生じた事故として5種類あった。

- 1) ケーブル定着端でのめり込み
- 2) 腹部および、上フランジ下側に定着してあるケーブルの定着ブロックの割裂
- 3) 上フランジの開口部(施工穴場)でケーブルに沿った網状きれつ
- 4) PCストランドの緊張中の破断
- 5) 隅角部ダイヤフラムでの網状きれつ

各事故の原因と思われる点を分析してみると、まず1)については明らかにコーン裏のコンクリートの不完全充填であり、2)についてはジャッキとコーン前面とが一樣な接触をしていないことからくると思われる。3) 点はケーブルのシースのコンクリートかぶりが開口部で薄

くなっていたためと考えられる。4) 項は、破断面はすべてせん断力により切れており、ケーブルのジャッキでの定着チャックよりわずか本体側で断破した。計画した力まで引く間にケーブル構成の12本のストランド中1~3本、またストランドの素線が切れたりした。ケーブルの破断の様子からジャッキのチャックを新しいのと交換した以後は一件もこの種の事故はおきなかった。最後の隅角部ダイヤフラムに発生した網状きれつは幅0.1~0.3mmである。設計荷重作用時には圧力壁として働くが、一時的な緊張時には、引張応力の働く壁として、隅角部付近の不均衡応力を受けもっている。遅まきな

がらきれつが発生してみても、計算を行なってみるとコンクリートの引張強度を越える応力が部分的に働く結果となった。きれつの発生は応力の集中を受ける隔壁のハンチ付近が始点になっており左右ほぼ対称にでていた。きれつは以後の風化防止のためエポキシ樹脂とポリモルタルを用いて処理したが、最大で0.3mm、ほとんどのきれつが0.1mmであるためきれつ内の注入は不可能であった。

(5) グラウティング

予備注入試験の結果、水セメント比40%、アルミ粉末をセメント重量の0.007%、分散剤としてポゾリスNo.8を用いた。斜材部の注入は下からの注入を原則とし隅角部付近に空気抜穴を設けた。注入孔が細いため、注入中のつまりをおそれて、ミキサーからでるセメントミルクはウェットスクリーニングした。注入し終えたケーブルは、2時間後に再注入したが、全く注入ミルクは押し出されず、わずかに浮水が浸出してくる程度であった。斜材部ケーブルの注入中のつまりはたびたびあったが、片側埋め込みケーブルの末端に用いた注入用ビニール管にもう少し太径のものを用いるべきであった。

6. 施工中の諸測定

(1) コンクリート打設にともなう温度応力

本橋梁の施工に当たっては夏期における施工と、その上かなりマッシュグなコンクリートになるため過度の温度

図-13 コンクリート硬化温度測定図(断面1)

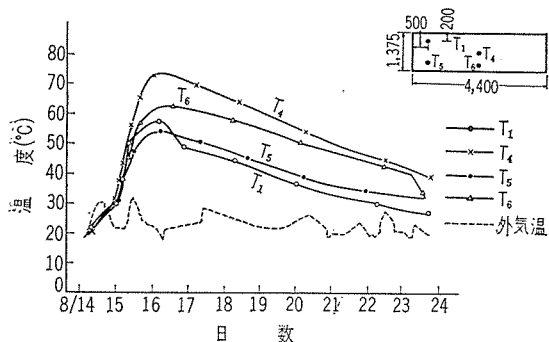
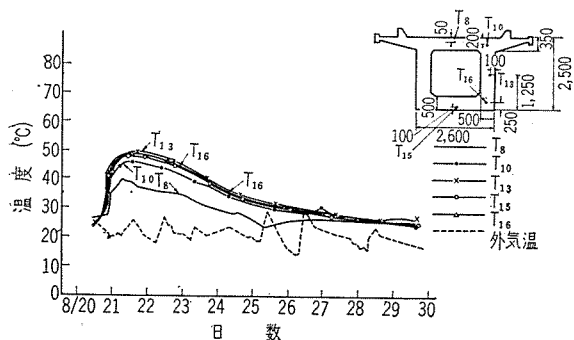


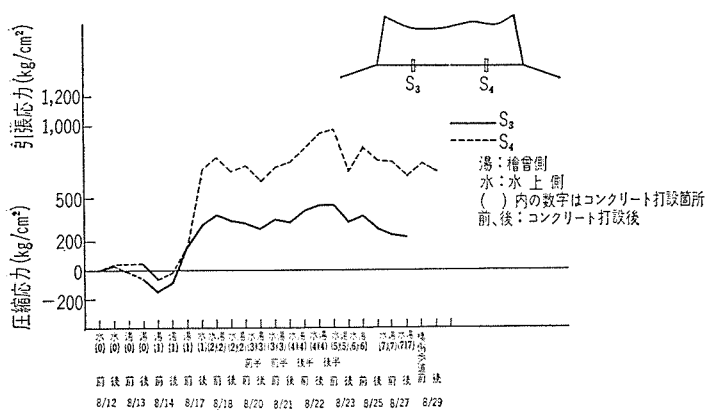
図-14



上昇をきらい、同時に温度勾配の不均衡による内部応力からくるひびわれ発生を推えるため中庸熱セメントを用いた。

コンクリート打設は、施工の項でのべたように、可能な範囲で時間差の生じない打設方法をとった。矩形断面では一断面同時施工であり、また箱型断面については底板腹部、上版の順序に各時間差で打ち上げていった。温度測定は温度計のほかにカールソンひずみ計で測定したが、ここでは温度計による測定結果を図-13、図-14に示した。最高上昇値は図-13の断面中央で73.5°Cであった。これは普通セメント、早強セメントを用いる場合にはさらに高くなる。本橋梁に中庸熱セメントを用いたことは非常に適当であったと思われるが、中庸熱セメントを用いても断面が大きくなると相当に高温にな

図-15



ることは今後の施工において十分に注意する必要がある。

最高温度に達するまでに要した時間は36~42時間で最高温度に達した所が最も時間を要した。温度降下は桁下縁側、すなわち支保工側が降下速度は比較的ゆるい。温度上昇時の温度差の最大値は11°Cで、これによって17 kg/cm²の引張応力を生ずることになるが、コンクリート打設後42時間ではまだ塑性変形がありこのような応力は残留しないと思われる。箱形断面における硬化温度は部材が薄いことと、中和熱発散比表面積が大きいため余り上昇せず、腹部の外側部で50°Cであった。また腹部と下フランジの交わる所が温度上昇の高い付近と想定されるが、腹部の上昇温度との差はほとんど見られず、最高値に達する時間もほとんど同時とみられた。腹部と上フランジ腹部と下フランジの温度差は8°Cと5°Cとなり常に腹部が高い。

(2) コンクリート打設時のひずみ測定

ブロック打ちであるので、各ブロックのつぎのブロックコンクリートによって受ける影響をカールソンひずみ計、および鉄筋計により測定した。鉄筋計はヒンジのど部の中央に埋め込んだ。ヒンジ部鉄筋計は図-15に示すように後のコンクリート打設によりかなり大きな引張を受けている。これは、他の測定結果と比較すると、ヒンジ部に曲げを大きくおこすと思われる脚部コンクリート打設により曲げ引張を受けているものと思われる。またラーメン水平部のコンクリート打設により圧縮ひずみを受けている。このことから各計器ともど部の上側に偏心していたものと思われる。つぎに各ブロックの受ける影響であるが、測定結果からみると引張ひずみとして高々100×10⁻⁶のひずみにしかならず、将来のクリープにより初応力はかなり落ち2 kg/cm²程度の残留応力となる。施工で述べたようにブロックの相対変位を20 mmと仮定してブロック長を求めたが、実際にはこのような変位は生じないと思われる。したがってアーチセントル

上でのコンクリート打設は単純な仮定計算でブロック長を求めても安全率はかなり大きなものであると思う。一方圧縮ひずみではやはり100×10⁻⁶程度のひずみが生じ、施工中には安全なひずみとして働き、将来はクリープの影響で、コンクリートの許容圧縮応力の安全率が落ちることはない。

(3) 緊張時のひずみ測定

測定はコンクリート打設時に用いたカールソンひずみ計ならびにヒンジ部に埋め込んだ鉄筋計により行なった。測定の主目的としては

- 1) つき上げは起らないか
- 2) 緊張時ヒンジ部の応力の変化

3) プレストレスの量

セントルからのつき上げの問題については、斜材部4ケーブル、水平部3ケーブルの緊張初期で偶角部の下縁に $30\sim 40 \times 10^{-6}$ の引張ひずみを生じている。コンクリートの弾性係数 $E_c = 2.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ と仮定すると、 $7.5\sim 10 \text{ kg/cm}^2$ となる。この引張応力を生じた縁は、つき上げを予想した場合に生ずる縁と反対側であり、自重を受ける以前の緊張による引張応力であろうと思われる。その他の断面については支保工撤去以前に引張応力の発生は見られなかった。また実際にもこの原因によると思われるひびわれは発見していない。

この応力は一時的に許容している土木学会制定の“プレレストコンクリート設計・施工指針”の許容引張の限度内であり、これに対する補強鉄筋は十分入っている。

弾性的な支保工を用いた長大橋梁の施工に当っては、現在学会で示されているような許容引張応力の限度を決め、これに対する補強鉄筋をそう入ることが良いと思う。つき上げによる引張応力の査定は、つき上げの可能性、プレストレスの量、乾燥収縮ひずみ、温度降下による収縮ひずみ、支保工撤去の時期などを勘案し決定すべき

である。本橋梁では比較的早い時期に支保工を撤去したこと、隅角部においてはつき上げによって生ずる引張縁が、ケーブルの入っている例にあること、クラウンではセントルのはね上りより構造物のプレストレスによるはね上りの方が大きいことなど、つき上げに対して安全な施工になった。アーチ・セントルを支保工に用いた場合には、垂直荷重による反力の再配分が行なわれ、かなりつき上げに対して軽減されると思われる。

ヒンジ部の応力は 図-16 にみるように、ステージング解体前にはほとんど軸圧力はかかってこない。鉄筋計の読みは、曲げの影響と思われるが、 100 kg/cm^2 の引張応力を生じている。ステージングの解体を始めると、ラーメン自重は急激に上昇し、計算値の軸圧縮力 510 t に近い値を示した。緊張力の増加にしたがって不静定二次反力も増加してゆく、これは自重による軸圧縮力を減少せしめる方向に働く。これによる反力の減少率は約7%であるが、実測の結果では最終的なドロップがかなり多い。これは曲げの影響をかなり受けていることが、他の計器の読みからうかがえた。緊張の初期に脚部ヒンジ部付近の支保工をはずしておけば良かったのではなからうか。

最終的なプレストレスの実測値と計算値を比較したものが 図-17 である。実測値にはプレストレスを導入してから緊張を終えるまでの日数 23 日間のコンクリートのクリープによる応力変動と乾燥収縮による応力変動が入っている。計算値は死荷重(側径間をふくむ)+緊張時プレストレスをコンクリートの弾性係数 $E = 3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ として計算したものである。

7. む す び

施工および測定を中心に述べたが紙面の都合でかなり割愛したためまとまりがなくなったことをお詫びしたい。

本橋梁の設計・施工にあたり終始御指導、御援助をたまわった市嶋前局長、原口局長、構造物設計事務所、友永前所長、河野所長はじめ信濃川工事局、構造物設計事務所、技研構造物研究室の方々、施工を担当されたオリエンタルコンクリートKKの方々に感謝する次第である。

1964.4.10・受付

図-16 緊張時の鉄筋計応力図(断面-0.0)

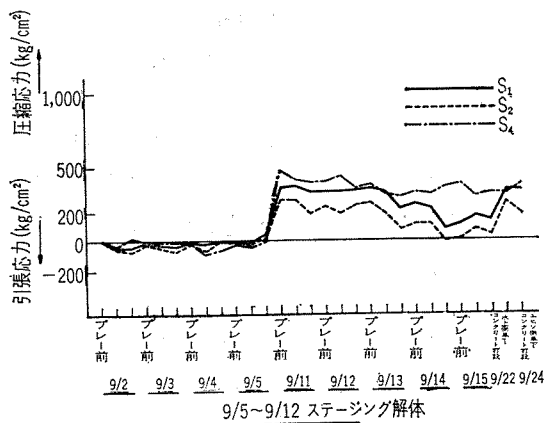
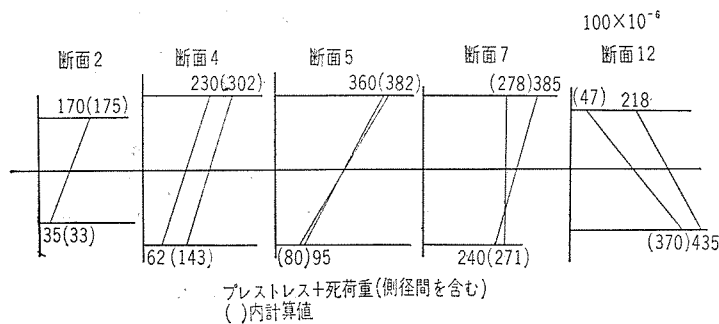
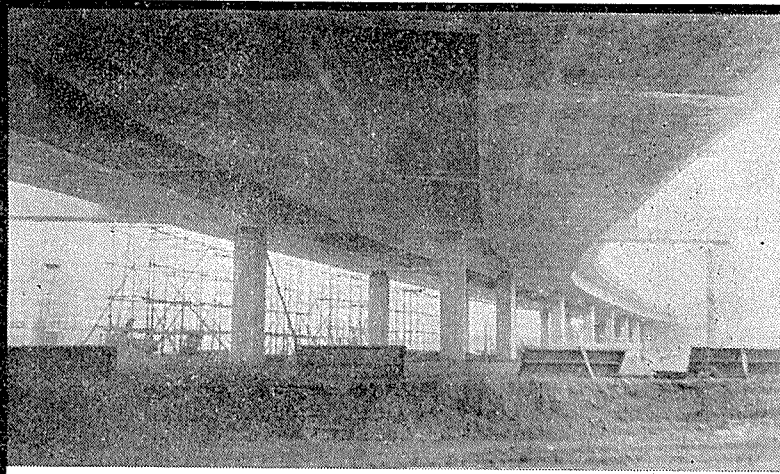


図-17 各断面のひずみの実測値と計算値





首都高速 高架橋新設工事

第106工区(その1) 高架橋上部新設工事

発註先 首都高速道路公団

橋 長 526.00m

有効巾員 16.40m

桁 長 56.60~94.40m

桁 高 1.40m

P.C2室箱型連続桁

3径間連続5連, 2径間連続2連,
単桁1連

プレストレスト コンクリートB.B.R.V.工法 橋梁、タンク等の設計施工



東亜コンクリート株式会社

取締役社長 巽 榮 吉

本 社	東京都新宿区南元町 8 番地 (多土ビル)	TEL 東京 (341) 4226(代)
大宮工場	大宮市日進町 2 丁目 1 9 5 0 番地	TEL 大宮 (42) 1385~6
大阪営業所	大阪市北区梅田町 4 3 番地 (大和ビル)	TEL 大阪 (361) 6826
名古屋出張所	名古屋市昭和区高辻通り 3 の 1 5 (三富ビル)	TEL 名古屋 (87) 7311~5
福岡出張所	福岡市長浜町 1 の 1 6 (東亜ビル)	TEL 福岡 (75) 5436~9

豊田コンクリート株式会社

(旧) 工研カスコン株式会社

プレストレスト・コンクリート
プレキャスト・コンクリート

PC 矢板 施行状況



本社・工場

豊田市トヨタ町 6
TEL 798

東京営業所・工場

東京都大田区古市町 18
TEL (731) 4047

名古屋営業所

名古屋市中村区笹島町 豊田ビル517号
TEL (54) 9369・8842