

# 安家川鉄道橋（上路型プレストレストコンクリート トラス橋）の設計・施工

AKKAGAWA RAILWAY BRIDGE (DECK-TYPE PRESTRESSED  
CONCRETE TRUSS BRIDGE)

松本嘉司\*・斉藤俊彦\*\*・三浦一郎\*\*\*・峯好武\*\*\*\*  
By Yoshiji MATSUMOTO, Toshihiko SAITO, Ichiro MIURA  
and Yoshitake MINE

表-1 橋梁形式の比較

## 1. まえがき

日本鉄道建設公団で建設中の久慈線は、岩手県久慈市と宮古市を結ぶ延長 71 km の新線で、陸中海岸国立公園を縦断し、現在建設

中の気仙沼線・盛線とあわせて三陸縦貫鉄道の一貫をなすものである。安家川橋梁はこの久慈線建設工事において、久慈起点 18.490~18.795 km 間の安家川を渡る約 305 m の橋梁である。本地点は安家川の河口にあたり、また計画高が河床より約 40 m と非常に高い位置に設けられているために、構造物は常に塩分を含んだ風を受けることになる。安家川橋梁に対しては、上記の架設条件

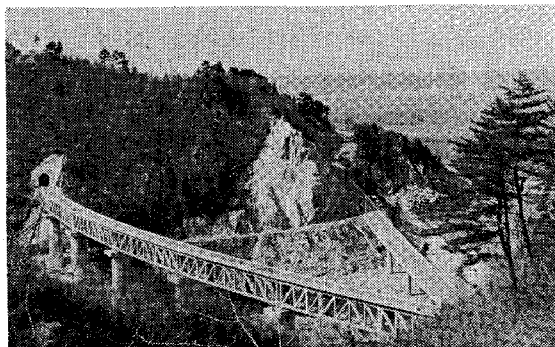


写真-1 安家川橋梁全景

橋梁形成	構 成		備 考
上路プレートガーター	7.0m×1+31.3m×7+16.0m×1	l=311.87m	
鋼製単純トラス	12.9m×2(DG)+56.8m(DT)×5	l=314.8m	
PC 単純桁	46.0m×7	l=322.4m	
PC 箱桁	55.0m×6	l=332.2m	
PC 連続箱桁	55.0m×6	l=332.0m	
RC アーチ	24.5m×1+80m×2+75m×1+35m×1	l=299.5m	
RC ラーメン	60m×3+45m×1+30m×1	l=300.5m	
PC トラス	27.0m×1+45.0×6	l=305.06m	

を考慮して、コンクリート構造でかつなるべく死荷重の小さな橋梁形式とし、工場製作による超高強度コンクリート ( $\sigma_{ck}=800\sim 1000 \text{ kg/cm}^2$ ) を利用した新しい形式の PC トラスを建設することにした。

本論文はこの安家川橋梁上部工の設計・施工の概要について述べたものである。

## 2. 橋梁の概要

安家川橋梁の構造形式を選定するにあたっては、① 現地に適合し、かつ環境・公害問題を考慮した構造形式であること、② 海岸に近いという厳しい立地条件にあるので、保守上有利なコンクリート構造とすること、③ 国立公園内にあるので付近の地形との調和のとれた美観上良好な構造形式であること、という基本方針に基づいて表-1 に示す計画案を対象に、比較検討が行われたが、その結果、将来のコンクリート橋として長大化の可能性が高い PC トラス橋を採用することにした。

コンクリート構造でトラスを構成することは、古くは Paris 東駅構内の La Fayette 橋 (スパン 71.87 m + 76.85 m, 1928 年), Ivry 橋 (スパン 32.3 m + 134.63 m + 47.7 m, 1930 年), Montrose の South Esk 川橋 (スパン 45 m + 65 m + 45 m, 1931 年) などがあり、新しい

\* 正会員 工博 東京大学教授 工学部土木工学科  
\*\* 正会員 戸田建設(株)取締役 (前日本鉄道建設公団盛岡支社長)  
\*\*\* 正会員 工博 日本コンクリート工業(株)取締役  
\*\*\*\* 正会員 オリエンタルコンクリート(株)仙台支店 工務部長

ものにはプレストレストコンクリートを用いた Mangfall 橋（スパン 90 m+108 m+90 m, 1959 年）、Zaza 川橋（中央スパン 90 m, 1959 年）があるが、Zaza 川橋以外はいずれも場所打ち施工のコンクリートトラスである。鉄筋コンクリートのトラスに対しては、1932 年の第 1 回構造工学会でも討論されており、網状ひびわれが発生すること、施工上の困難を伴うことなどの問題点が指摘されている。Mangfall 橋のようにプレストレストコンクリートとすればひびわれの発生は防止できるが、なお施工上の問題点が残されている。これらのことを考えて、ここでは工場製作の超高強度コンクリートによるプレキャスト部材を用いたプレストレストコンクリート構造のトラスを設計し、その施工を通じて長大スパンのコンクリート橋の可能性について研究することを試みたものである。本橋梁の設計に先立って、その施工上の問題点を検討する目的で、スパン 24 m の同形式のコンクリートトラス橋である太田名部橋（1973 年完成）を設計・施工し、その結果に基づいて、安家川橋梁の設計および施工方法が決定された。

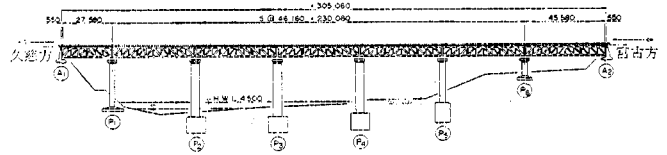
プレキャスト部材を用いたトラスの形式としてはワーレンおよびハウの両形式が考えられるが、ワーレントラスは ① プレキャスト部材を組立ててトラスとする場合の部材接合部の施工が容易でないこと、② 斜材に引張と圧縮の交番応力が生じるため、すべての斜材に PC 鋼材を配置しなければならないが、このため PC 鋼材が格点部に集中し、格点部の PC 鋼材と鉄筋との配置が錯綜して、格点部が大きくなること、③ 格点部の応力状態が複雑になること、など設計・施工上の問題点が多いため、ここでは現場における施工が比較的容易なハウトラス形式を用いることにした。またトラスとしては上路式と下路式とが考えられるが、施工上の問題点を少なくすることを考えて上路式とし、橋梁形式としては上路単純ハウトラスとすることにした。

本橋梁に対する検討は 1970 年から始められ、1971 年にはトラス構造としての各種の実験が実施された。その後 1972 年に下部工の設計・施工が行われ、1973 年に太田名部橋の完成をみて上部構造の設計が完了した。橋梁全体の完成は 1975 年の 3 月である。

### 3. 設 計

#### (1) 概 要

安家川橋梁は全長 305.06 m で、曲線半径 700 m, 勾配 8% の区間の中にあり、スパン 45 m (桁長 45.9 m) のトラス 6 連とスパン 27 m (桁長 27.9 m) のトラス 1



図一 安家川橋梁の全体図

連より構成されている。トラス主構の高さは 5.45 m (全高 6 m)、パネル間隔は 4.5 m である。

本橋梁の構造上の特色は、トラス主構部材である上下弦材・垂直材・斜材をすべて工場で作られたプレキャスト部材とし、コンクリートとしてはオートクレーブ養生による超高強度コンクリート ( $\sigma_{ck}=800 \text{ kg/cm}^2$ ) を使用して死荷重の軽減を計ったことである。このようなプレキャスト部材の現場における組立作業を容易にするため、橋梁架設地点まで搬入されたプレキャスト部材を平面に置いてトラスの一部分を形成するような格子状の枠組に組立て、これを引起こして、架設地点に運搬・架設してトラスの主構部材とするような新しい施工方法を開発した。すなわち 1 連分のトラスは 2 組の 3 パネル分の枠組と 1 組の 4 パネル分の枠組とから構成されている。個々の枠組はプレキャスト部材を平面にハウトラス状に設置して、その部材間には場所打ち施工による目地コンクリート ( $\sigma_{ck}=600 \text{ kg/cm}^2$ ) を填充し、鉛直材には PC 鋼棒によってプレストレストを導入して一体のものとする。その枠組を引起こして支保工上に架設した後に、枠組間に目地コンクリート ( $\sigma_{ck}=600 \text{ kg/cm}^2$ ) を打設し、3 分割された枠組の上下弦材に PC 鋼線を通してプレストレストを導入し一体の構造にする。このように両側のトラス主構が完成した後で、上横桁・下横桁・耐震壁の施工を行って、全体のトラス構造を完成させる。このような施工方法をとることを前提において、トラス部材の設計を行った。トラス主構の設計計算には表一に示す荷重と表二に示す許容応力度とを用いた。なお部材のコンクリートはオートクレーブ養生が行われているので、その乾燥収縮とクリープは小さいものと思われるが、プレストレスト量の増減量などを求める際には一般的な値である  $\epsilon_s=15 \times 10^{-5}$  および  $\phi=2.0$  を用いた。

この場合のように、プレキャスト部材を組立ててコンクリートトラスとすると、横断面方向の剛性をどのようにして保持させるかが設計上の 1 つの問題点になってくる。ここではトラス両端と枠組の接合部の 4 箇所現場打ちコンクリートで耐震壁を設けて横断方向の剛性を保ち、トラス全体としての水平方向の剛性はトラス上面に施工される床スラブで保持させる構造とした。すなわち床スラブは全長 46 m の連続したスラブとし、トラスの上横桁に対して長手方向には伸縮でき、水平方向には

表-2 設計荷重

活荷重	KS-16
衝撃係数	国鉄建造物設計標準による。ただし、トラス部材については、各部材の影響線長を求めて、その長さをスパンとする値をとる。
群集荷重	500 kg/m <sup>2</sup> 。ただし、主構に対してはKS荷重と重ねない。
遠心荷重	曲線半径700mの区間内にあるので、面上1.8mの位置に、水平にKS-16荷重の0.12倍を作用させる。
横荷重	遠心荷重の方が横荷重より大きくなるので、ここでは考慮しない。
風荷重	列車載荷状態で風上側150 kg/m <sup>2</sup> 、風下側100 kg/m <sup>2</sup>
雪荷重	100 kg/m <sup>2</sup>
地震荷重	水平震度0.2、垂直震度0.1
温度変化	一様な温度変化に対しては応力は生じないが、トラス部材については上下弦材での直射日光の受け方が異なることを考えて、上弦材に対して下弦材では10℃の温度変化を考慮する。
乾燥収縮とクリープ	静定構造であるので、構造系としては考慮しない。

拘束するような特殊な支承を介して支持されるようにした。このトラスの水平方向の設計上の外力は主として地震荷重であるが、地震荷重に対しては耐震壁でトラスの横断面を保持し、床スラブでトラス全体としての水平曲げモーメントに抵抗できるようになっている。

このように、床スラブは水平荷重に対してはトラス主構を支えて抵抗するが、垂直荷重に対しては、その両者は全く独立に働くものとした。すなわち、床スラブとトラス主構とは非合成構造として解析し、その間には支承を入れる設計とした。これは設計および施工を単純化するためである。したがって床スラブはスパン4.5mの10スパン連続のスラブであるとともに、水平方向にははり高さ4.3m、スパン45mの単純ばりになっている。

(2) トラス主構

トラスの主構はプレキャスト部材を結合して構成されている。現場での継手部の施工を考えると、プレキャスト部材の長さを長くすることが望ましいが、プレキャスト部材については①オートクレーブ養生のための高圧養生釜に収納できること、②部材の取扱が

表-3 使用材料と許容応力度

材 料	強度または材質 (kg/cm <sup>2</sup> )	許容応力度 (kg/cm <sup>2</sup> )	
コンクリート	トラス主構	$\sigma_{ck}=800$	曲げ $\sigma_{ba}=270(350)$ 軸力 $\sigma_{ca}=230(300)$
	トラス格点部	$\sigma_{ck}=600$	曲げ $\sigma_{ba}=200(260)$ 軸力 $\sigma_{ca}=170(220)$
	横桁・耐震壁・床版	$\sigma_{ck}=400$	曲げ $\sigma_{ba}=140(180)$ 軸力 $\sigma_{ca}=110(145)$
鉄 筋	$\phi 16$ 以上	SD 35	$\sigma_{sa}=1800$
	その他	SD 30	$\sigma_{sa}=1600$
PC鋼材	OSPA 100 A	SWPR 1 (24- $\phi 7$ )	$0.6P_u=85.7t$
	OSPA 75 A	SWPR 1 (18- $\phi 7$ )	$0.6P_u=64.3t$
	$\phi 32$	SBPR 95/110	$0.6P_u=53.1t$
	$\phi 26$	SBPR 95/110	$0.6P_u=35.0t$

注：( ) は部材引張部または引張部材の許容圧縮応力度

容易にできる重量および形状であること、③長距離の部材運搬および枠組構成後の引きこし・移動・架設作業が容易なこと、などのことを考慮する必要があり、これらからトラスを3分割する枠組の長さが決定され、上下弦材の長さが定められた。最長の部材は、中央部分の枠組の上下弦材で、その長さは17.7mである。垂直材・斜材で単一の部材として製作された。トラスを構成するためのプレキャスト部材の接合方法については、表-4のような種類について検討を行ったが、現場での施工性を考えて部材の製作誤差が吸収できる目地コンクリート構造を用いることにした。この場合の継手コンクリートの長さは55cm、枠組の間の目地コンクリートの長さは30cmであるが、これらは主として鉄筋の接合およびコンクリートの施工性を考えて定めたものである。

このコンクリートトラスの部材断面力の算定にあたっては、格点を剛とし、各部材に軸力と曲げモーメントと

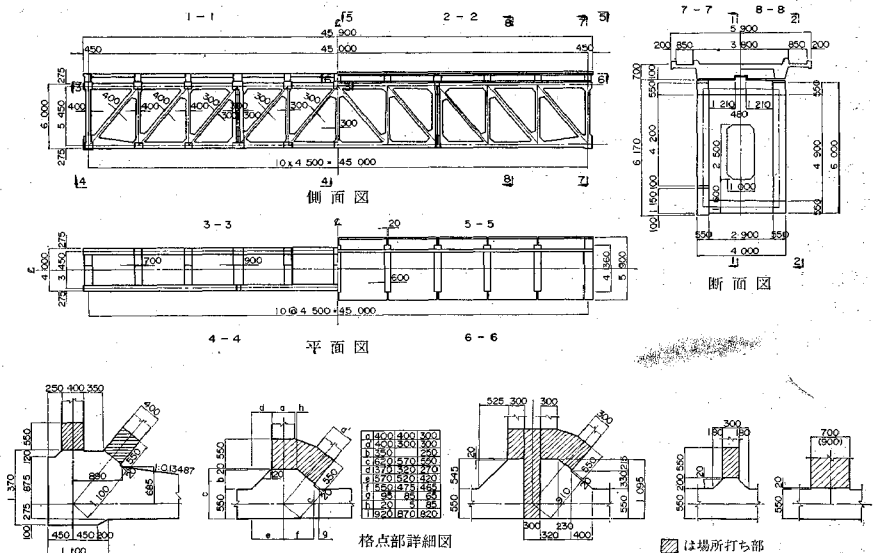


図-2 トラス主構の一般図

表-4 プレキャスト部材の接合方法

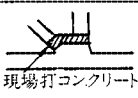
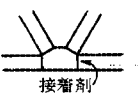
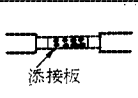
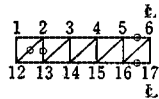
方式	概要	模式図	利点	欠点	施工例
目地コンクリート	部材を配置したあと接合部に目地コンクリートを打設し固める。		部材製作誤差を目地部において逃がすことができる。	トラスを立てて施工することが困難。	久慈線、大田名部橋梁、安家川橋梁
接着剤	接着剤により各部材を接合する。		組立て作業が簡単。	部材製作誤差を逃がすことができない。接着部分の背面の無筋コンクリート部分が弱点になる。	山陽新幹線、岩鼻橋梁
添接板	添接板を用いて接続し跡埋めを行う。		組立て作業が簡単。	添接板の構造に不安。格点部のコンクリート施工が困難である。格点部が大きくなる。	

表-5 トラス主構の主荷重(全死荷重+列車荷重+遠心荷重)による断面力および応力度

部材	軸力 N(t)	曲げモーメント M(t・m)	$\sigma_N$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_M$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_N + \sigma_M$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_N - \sigma_M$ (kg/cm <sup>2</sup> )
5-6	586.7	7.2	194.0	26.0	220.0	168.0
16-17	609.9	6.5	201.6	23.5	225.1	178.1
2-12	345.7	5.0	157.1	34.0	191.1	123.1
2-13	211.8	8.6	96.3	58.5	154.8	37.8



が作用するトラス構造として構造解析し設計を行った。これは一般の鋼トラスに比較して断面の剛性が大きいため、いわゆる二次応力が無視できなくなると考えたからである。構造解析は変形法によって行ったが、その結果の一部を表-5に示す。表-5からわかるように、本橋梁の場合のトラス軸力に対するいわゆる二次応力は荷重によって異なっているが、もっとも大きな断面力の作用する部材で、上下弦材12~13%、斜材20%、垂直材60%である。コンクリート部材でトラスを構成する場合には、部材に作用する曲げモーメント(二次応力)の影響を無視することができないものと考えられる。部材断面の寸法はPC鋼材の配置から定まってくる部分もあり、格点部の配筋はそこでのコンクリートの施工性を考慮して定められた。トラス主構の有効プレストレス量は上弦材で20 kg/cm<sup>2</sup>、下弦材で230 kg/cm<sup>2</sup>、垂直材で24~120 kg/cm<sup>2</sup>である。

(3) 床スラブ

床スラブについては、前述のような垂直荷重をうけるスラブとしての働きとともに、地震荷重に対して全長45mの水平ばりとして橋梁全体の水平剛性を保つ機能をもっている。このような機能をもつ床版をトラス主構完成後に施工するには、従来の場所打ち施工による方法

が有利となる場合が多いが、これに対してプレキャストスラブを使用することを検討してみた。これは床スラブの施工が冬期の高所作業となることを考えたもので、このような場合には、①現場でのコンクリートの施工管理が容易になること、②高所作業に対して、トラス本体の架設に使用した施工機材が有効に利用でき、工期の短縮が可能になることなどプレキャストスラブを採用することによる利点が大きいため、ここではプレキャストスラブとして設計を行った。

床スラブは4.5mのパネル間隔に合せたプレキャストスラブ桁を地上で製作してから運搬し、トラス主構の横桁間に架設し、その後横桁上のプレキャストスラブ間の目地コンクリートを打設して全長45mの連続スラブとした。すなわち、床スラブはスパン4.5mの10スパン連続のスラブとしての正負の曲げモーメント(+59.1 t・m, -54.4 t・m)に対して16-D 32が配筋されている。スラブ桁の高さは70cmである。目地コンクリート部分はプレキャストスラブから突出している鉄筋を重ね合せて設計曲げモーメントに抵抗するように考えて設計を行ったが、φ17.8mmのPC鋼より線9本を全長にわたって配置してプレストレス(10 kg/cm<sup>2</sup>)を導入し、目地部の補強を行っている。また床スラブはスパン45mの水平ばりとしての曲げモーメント(921 t・m)に対して、両側に36-D 32の鉄筋を配置している。目地部ではこの両側の鉄筋を重ね合せ継手で接合している。

(4) 設計上の問題点の検討

前節で示したコンクリートトラスは、いくつかのコン

表-6 使用材料

	コンクリート量 (m <sup>3</sup> ) (m <sup>3</sup> /m)	PC鋼材量 (t) (kg/m <sup>3</sup> )	鉄筋量 (t) (kg/m <sup>3</sup> )
トラス主構	731 (2.4)*	61.1 (83.6)**	99.9 (136.7)**
トラス全体	1061 (3.5)	66.2 (62.4)	200.6 (189.1)
床版	687 (2.3)	4.4 (6.4)	163.6 (238.1)

\* 橋梁延長1m当りの値, \*\* コンクリート1m<sup>3</sup>当りの値

クリート部材を接合して構成されているため、格点での断面形状はかなり複雑になっている。また、トラス枠組をつくってから、その枠組を接合するような構造になっているため、枠組の接合点での垂直材が2本になっている。このように変った形状をしているので、単一の線から構成されている格点を剛とするトラス構造としての解析結果のみでは断面形状の適否が判断しにくいという問題点があった。また、これまでにコンクリートトラスの設計例がほとんどないということもあって、上述の設計を確定する前に、2~3の実験的および解析的な研究を行って、設計方法について検討を行った。以下、その研究した成果の概要を示すことにする。

a) 有限要素法による解析

2次元的な拉がりをもつ部材について、その応力分布を求める手法としては有限要素法が広く用いられている。コンクリートトラスの格点部は① 応力が局部的に集中していること、② コンクリートの引張強度が小さいこと、③ 現場打ちコンクリートとプレキャスト部材とでその材料特性が異なることなどのため、格点部にはひびわれが発生しやすいものと考えられたので、まず有限要素法によって格点部の応力分布を求めてみた。

格点部はオートクレーブ養生した部材コンクリート ( $\sigma_{ck}=800\text{ kg/cm}^2$ ) と接合目地コンクリート ( $\sigma_{ck}=600\text{ kg/cm}^2$ ) とから形成されているので、それぞれのコンクリートについて材料実験を行った。この結果、ヤング係数についてはほとんど差が認められなかったのでヤング係数 ( $E_c$ ) をいずれも  $400\,000\text{ kg/cm}^2$  とし、ポアソン比 ( $\nu$ ) には若干の差が認められたので  $0.19$  および  $0.20$  として計算を行った。計算した格点はトラス端支部部、トラスの枠組の接合部、トラス枠組の中央部の3箇所、外力としては設計荷重による軸力とプレストレス力を加えた。図-3は解析結果の一例として、形状の複雑なトラス枠組の接合部の応力分布を示したものである。図

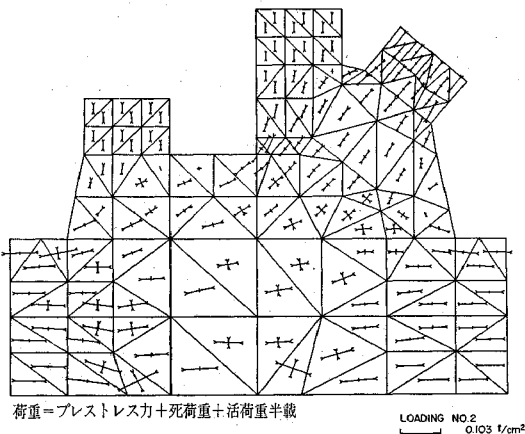


図-3 有限要素法による解析結果

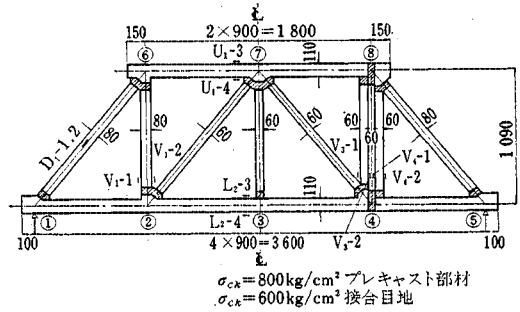


図-4 コンクリート模型トラスの一般図

一3のような複雑な格点においても、そこに大きな引張応力は発生しない。これはプレストレスの作用によるもので、その他の計算例もほぼ同じような傾向を示している。これらの結果よりトラス部材の格点には著しい引張応力は発生しないものと判断した。

b) コンクリートトラスの模型実験

実際のコンクリートトラスに対して、格点を剛とする力学的なトラスとしての解析結果がどの程度の適合性をもつものかを見るために、1/5のコンクリートトラスの縮尺模型をつくって、これに外力を加えて変形と部材応力とを測定し、理論値との対応を考察してみた。図-4はこの模型の一般図で、実体のトラスと同じように弦材を先に製作し、その間に接合目地コンクリートを打設しプレストレスを導入して2つの枠組を作り、格点④、⑧でそれを接合してトラスとしたものである。模型トラスは2体製作し、その1つは静荷重を載荷して試験し、他の1つは繰り返し荷重を載荷してトラスの疲労耐力を試験した。静荷重試験では荷重を上弦材の格点⑥、⑦、⑧のそれぞれに加えて、そのときのトラスの変形と応力を測定した。応力測定位置は各部材の格点部の接合点および部材の中央部付近の両側で、そこにワイヤーストレンゲージ（ゲージ総数56点）を貼って測定した。図-5、6は測定結果の一例として、トラスのたわみと図-4に示す位置の部材のひずみの実測値を示したもので、破線は実測値、実線は格点を剛と考えたトラスの計算値である。これらの結果より判断すれば、格点を剛とするトラスとしての計算値は実測値によく一致しており、この計算結果に基づいて設計を行ってよいものと考えられる。垂直材が2本ある  $V_3, V_4$  の部材については、その断面

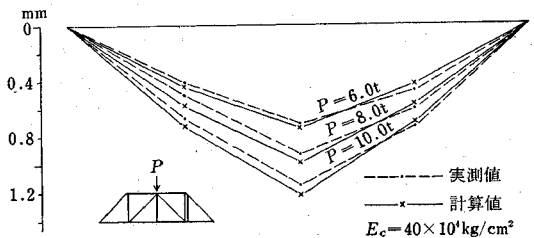
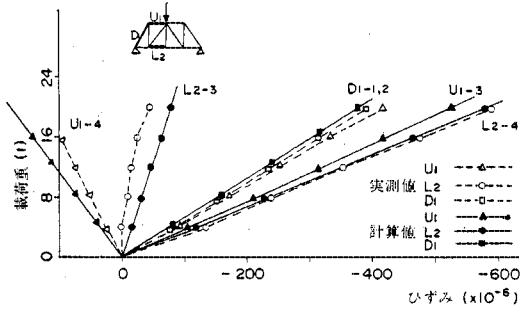
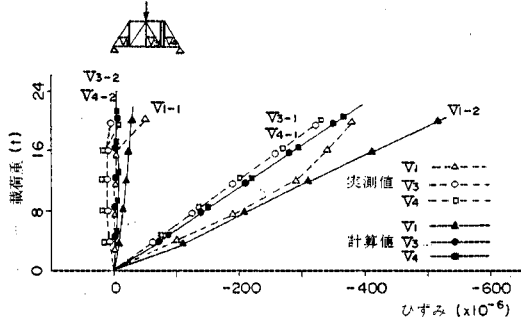


図-5 静荷重載荷時のたわみ



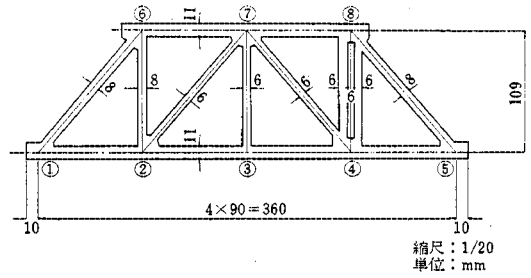
(a)  $U_1, L_2, D_1$



(b)  $V_1, V_3, V_4$

図一六 コンクリート模型トラスの実験結果 (ひずみ)  
( $L_{2-3}, L_{2-4}$  等については 図一四 参照)

および断面剛性を、おのおのの垂直材の断面および断面剛性の2倍の値にとって計算を行ったものであるが、実験結果はこの仮定を肯定している。この模型トラスは、静荷重載荷による実験の後で、荷重を格点⑦に加えて破壊状態をみることにした。荷重13.6t前後で垂直材 $V_1$ の下端の目地コンクリートの打継目付近にひびわれが発生したが、コンクリートの引張強度を零とした場合のひびわれ荷重の理論値は13.4tである。その後、荷重の増加とともにひびわれの大きさが増大し、PC鋼材のねじ部が破断する危険が生じたので、荷重41.5tで載荷を中断した。このときの垂直材 $V_1$ の格点②-⑥間をPC鋼棒断面(SBPR 95/110  $\phi$ 13 $\times$ 1),  $V_3, V_4$ の下端格点④をヒンジ構造とすると、格点②-⑥間に作用する軸力の理論値は17.2tとなるので、PC鋼棒の引張強度14.6tに近い軸力が作用していたものと考えられる。荷重を再び元の状態にもどしたときには、生じたひびわれは閉合し、各部材ともほとんど異常が残らなかった。この模型トラスは実際のトラスとほとんど同じような考え方で設計されているので、実際のトラスの破壊限界状態も垂直材のPC鋼棒の破断によって起こるものと考えてよい。疲労試験用の模型トラスは格点⑦に2~20tの荷重を繰り返し載荷し、垂直材のひびわれ荷重を越えて荷重を振幅させた。105万回の繰り返しを行ったが、垂直材にもまたその他の部材にも疲労の影響は見られなかった。そこで静的に荷重を加えて、静載荷試験と同じ

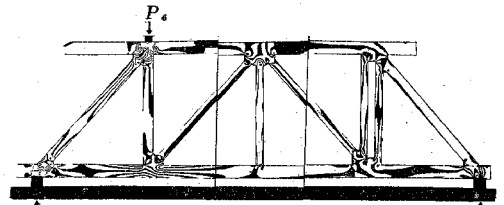


図一七 光弾性実験用のエポキシモデル

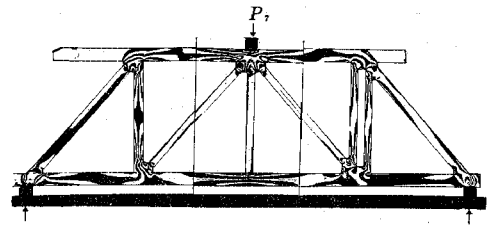
ように荷重と変形および応力との関係を求めてみたが、この結果は静載荷試験での結果とほとんど一致した。またその後には破壊試験を行ったが、40tまで荷重を加えても垂直材のひびわれの大きさが成長するのみでほかにはほとんど変化がみられなかった。これらの結果よりこの形式のトラスは100万回程度の荷重の繰り返しに対して十分な耐力を有しており、疲労の影響を考慮しなくてよいものと判断した。

c) 光弾性実験

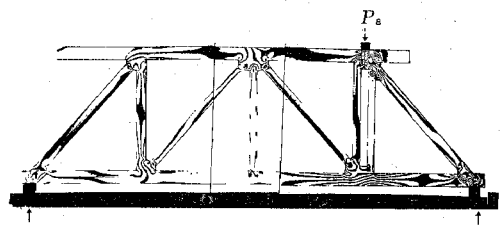
前述の模型トラスの研究結果を別の角度から検討するため、厚さ9mmのエポキシ材を用いて図一七に示すような光弾性モデルを製作し、これにPC鋼材によるプレストレスの導入時の状態および上弦材の格点⑥, ⑦, ⑧に外力を加えた状態での綫次数を求め、これから部材応力を計算してみた。光弾性実験の結果の一例を示す



(a) 載荷位置：格点⑥



(b) 点荷位置：格点⑦



(c) 載荷位置：格点⑧

写真一三 光弾性実験の結果

と写真-2 のようになる。この結果も理論解析の結果と傾向的には一致しており、垂直材の応力がトラスの耐力を支配するものであることを示している。また、この光弾性実験より、ひびわれ応力  $\sigma_t = 50 \text{ kg/cm}^2$  として求めたひびわれ荷重は約 10~12 t で、コンクリート模型トラスによる実験結果とほぼ一致している。

このエポキシモデルによる光弾性実験とは別に、全体で 10 パネルのトラス模型およびトラス枠組の接合部で垂直材が 2 本になる部分の部分模型についても、エポキシモデルをつくって光弾性実験を行って検討を行った。この結果によれば、垂直材が 2 本ある部分のせん断応力は平均せん断応力の 1.5~2.0 倍になっているが、これはプレストレスで十分に打ち消すことができる大きさのものであり、垂直材と上下弦材との取付部分の応力集中も他の部分の値より 2 割程度大きくなる位で、設計上大きな問題とならないことが明らかとなった。

#### 4. 太田名部橋梁における載荷試験・振動試験

##### (1) 橋梁の概要

太田名部橋梁は、安家川橋梁と同じ久慈線建設工事において、久慈起点 25.491 km の地点に作られたスパン 24 m、トラス主構の高さ 2.65 m、全高 3.05 m、パネル間隔 2.4 m の架道橋で、安家川橋梁の設計・施工方法を研究的に確認する意味で、同一の設計・施工方法を用いて建設された橋梁である。この橋梁の設計荷重、使用材料、設計計算の方法、材料の許容応力度などはまったく前章に示した内容と同一である。

トラス主構は、安家川橋梁と同じ条件でオートクレーブ養生して製作されたプレキャストコンクリート部材を現地に運搬して架設したものであるが、部材寸法が小さいため（最大長さ 9.4 m、最大重量 5 t）、オートクレーブ養生での養生温度サイクルは昇温 12 時間、180°C 保持の定常時間を 8 時間、降温 19 時間と安家川橋梁の場合より若干短くなっている。現場での架設は橋梁後方の盛土上にトラス部材を取卸し、トラス枠組を構成した後で引き出し、上下弦材にプレストレスを導入して一体のトラス主構としてから支保工上を引き出して、所定位置に架設したもので、トラス主構の架設後に横桁・耐震壁・床版のコンクリート施工を行って橋梁を完成したが、この施工方法は後で述べる安家川橋梁での施工方法と同じである。ただし床版コンクリートは安家川橋梁ではプレキャストコンクリートを用いたが、ここではトラス主構の架設後にその上に型枠を組立てて、現場打ちコンクリートによって施工した。この橋梁の使用材料は、プレキャスト

トコンクリート 31 m<sup>3</sup>、現場打ちコンクリート 56 m<sup>3</sup>、PC 鋼材 4.9 t、鉄筋 11 t（主構 6.1 t、床版 5.3 t）である。

##### (2) 載荷試験

太田名部橋梁は安家川橋梁の設計・施工方法を検討するという目的で作られたものであるため、設計方法を確認するため、橋梁の完成後に静荷重を加えて載荷試験を行った。載荷試験用の荷重としては、コンクリートブロック（1.2×1.2×0.9 m、2.94 t）を 30 個作り、これをクレーンで橋梁上に積み上げた。載荷状態は ① スパン中央にコンクリートブロック 30 個を全幅に載荷した場合、② スパン 1/4 点にコンクリートブロック 30 個を全幅に載荷した場合、③ スパン中央にコンクリートブロック 15 個を片側に載荷した場合、の 3 通りである。以下、載荷試験における測定結果の概要について示すことにする。

###### a) たわみ測定

トラス下弦材の各格点 11 箇所のだわみをダイヤルゲージによって測定した。図-8 はその測定結果を示したものである。この図の中の計算値は、コンクリートのヤング係数を供試体による実測値  $3.76 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  を用いて求めたものである。実測値は計算値をやや下回っているが、現場測定としては比較的よく一致している。実測値が小さくでたのは、支承部のすべりが若干拘束されているためではないかと考えている。

###### b) 部材の応力測定

トラス部材の主要点 60 箇所にワイヤーストレンゲージを貼りつけ、また 5 箇所にカールソンひずみ計を設置して部材応力の測定を行った。部材応力の測定結果は、現場測定としては計算値に比較的よく一致している。中央載荷時の最大応力は上下弦材に生ずるが、そのときの計算値  $-26 \text{ kg/cm}^2$ 、 $+54 \text{ kg/cm}^2$  に対して、部材のヤング係数を  $3.76 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  として換算した実測応力は  $-34 \text{ kg/cm}^2$ 、 $+48 \text{ kg/cm}^2$  である。同じ荷重状態でのカールソンひずみ計での測定結果もワイヤーストレン

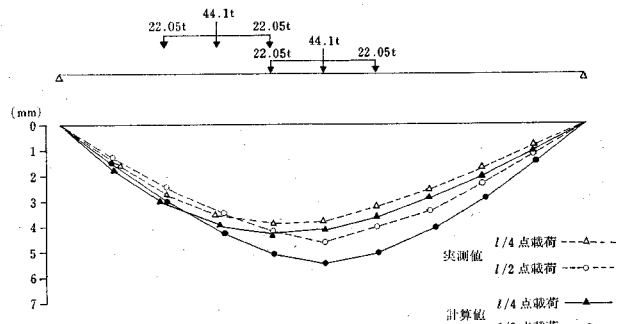


図-8 太田名部橋梁のだわみの測定結果

ゲージによる値とよく一致している。

c) ひびわれ測定

荷重載荷とともに微細なひびわれが上下弦材に数箇所発生したので、これをまたいでコンタクトゲージを貼って、そのひびわれの成長を測定した。またプレキャスト部材と接合目地コンクリートとの接合部をまたいでコンタクトゲージを貼って、その部分の測定も行った。全荷重載荷時における上下弦材のひびわれ幅は  $3.8 \times 10^{-3}$ ,  $2.9 \times 10^{-3}$ ,  $1.4 \times 10^{-3}$  mm, 部材接合部での値は  $4.9 \times 10^{-3}$ ,  $2.6 \times 10^{-3}$ ,  $2.3 \times 10^{-3}$ ,  $1.7 \times 10^{-3}$  mm, で 1/4 点載荷の状態ではそれぞれ  $5.6 \times 10^{-3}$ ,  $2.9 \times 10^{-3}$ ,  $2.5 \times 10^{-3}$ ,  $1.9 \times 10^{-3}$ ,  $1.7 \times 10^{-3}$ ,  $0.7 \times 10^{-3}$ ,  $0.7 \times 10^{-3}$  mm で部材の耐力に対しては特に問題のない値であった。

(3) 振動試験

静荷重による載荷試験の後で、橋梁上に 15 t 起振機を据付けて、0~8 Hz の範囲で鉛直方向、水平方向（橋軸直角）に加振して、振動試験を行ったが、実際の橋梁にはこの後で道床パラストが施工されるので、その重量と列車重量とを考慮して、静荷重試験用のコンクリートブロック 30 個を等間隔に橋梁上に載荷した状態で加振した。この振動試験では、上弦材、下弦材、床版の位置での中央から片側 3 パネル区間の動的ひずみ・動的変位・振動加速度を測定した。

鉛直方向加振時の動的変位と振動加速度の測定結果は、どの測点での値もよく似た傾向を示している。図一 9 (a) はその結果の一例を示したもので、中央の下弦材の動的変位について、起振力を 1000 kg に換算した場合

合の応答曲線である。これより曲げ振動の 1 次固有周期は 7.0 Hz, 減衰定数は 5% であることがわかる。トラス主構のみの固有周期の計算値は 6.05 Hz, 床版がトラス主構と一体となっているとした場合の固有周期は 8.95 Hz である。この橋梁の床版はトラスの横桁の上に  $2500 \times 150 \times 10$  mm のネオプレーン板を介して支えられているので、このネオプレーン板の弾性的な結合を考慮して固有周期を求めると 6.6 Hz となり実測値に近い結果となっている。このことよりネオプレーン板を介して、トラスと床版とが一体となって振動しているものと考えられる。

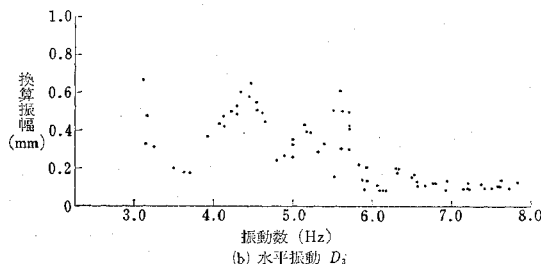
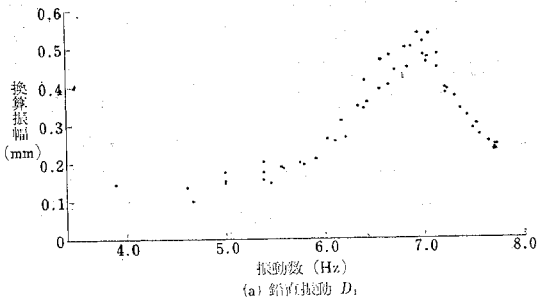
水平方向に加振した場合の測定結果は、垂直方向に加振した場合よりも結果はやや複雑で複数のモードが存在していることを示しており、測定された固有周期としては 2.9 Hz, 4.5 Hz, 5.8 Hz あたりにピークが認められた。図一 9 (b) はスパン中央の下弦材の水平変位について、起振力 1000 kg に換算した場合の応答曲線である。鉛直振動の場合と同じようなトラスと床版とを一体と考えた振動モデルによる計算結果によれば、ねじり振動の 1 次が 3.0 Hz, 曲げ振動の 1 次が 4.9 Hz である。実験では、5.8 Hz 加振時においても、トラスは 2.9 Hz の応答を示しており、中央加振ということのため 2 次の 5.8 Hz においても 1 次モードが卓越したと思われる。以上振動試験の結果について示したが、振動周期はいずれも高く、線形性を保って挙動しており、橋梁として特に問題となることはないものと考えられた。

5. プレキャストコンクリート部材の製作

(1) 概要

プレキャストコンクリートのトラス部材は日本コンクリート工業 (株) 川島工場の専用の部材製作ヤードで製作され、安家川の架設現場まで運搬された。

製作ヤード内で取扱う部材は最大重量 15 t, 長さ 18 m であるのでその長大部材の製作精度をあげることで、部材の打込みおよび取扱いの際に重機が接近することなど



図一 9 太田名部橋梁の振動試験結果

表一 7 主要材料

材 料	種 類	性 質		
		比 重	F. M	吸水量
セメント	普通ポルトランド	3.17	—	—
細骨材	茨城県勸行川産	2.63	2.59	1.70
粗骨材	茨城県岩瀬産碎石	2.60	6.86	1.20
混和材	減水剤*	1.21	—	—
鉄筋	SD 35, D 16, D 22 (主筋), SD 30 φ 9 (帯鉄筋)			
P C 鋼材	板緊張用 PC 鋼線 φ 7, φ 9 PC 鋼棒 φ 20, φ 27			

\* ポリアルキルアルリルスルホン酸ナトリウム塩



表-8 コンクリートの配合

粗骨材最大寸法 (mm)	スランブの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	水 (kg)	セメント (kg)	細骨材 (kg)	粗骨材 (kg)	混和剤 (kg)
20	12±2.5	—	30	39.5	159	530	677	1035	7.95

のことを考慮して型枠周辺に厚さ 20 cm の基礎コンクリートを打設した。なお製作ヤードには 35 t 吊りクローラークレーンを常駐させて資材や部材の移動に使用した。

(2) コンクリートの配合

トラス部材の製造に使用した主要材料とコンクリートの配合は、オートクレーブ養生を行うことを前提として表-7, 8 のように定めた。オートクレーブ養生によって高強度コンクリートが得られるのは、高温高压蒸気中における水熱反応によって結晶するトベルモライトによるものとされており、この結晶の生成にはシリカが必要であるので、細粗骨材にはシリカ質を多く含む骨材を用いた。

コンクリートの配合は設計基準強度 800 kg/cm<sup>2</sup> に対して定めたものであるが、プレキャスト部材の厚さが最大 55 cm で、オートクレーブ養生する部材としては相当厚く、またこのような超高強度コンクリートを上部構造物に使用した例もなかったので、強度の割増係数を 1.1 として配合設計を行った。コンクリートには高性能減水剤（ポリアルキルアリルスルホン酸ナトリウム塩）を使用することにしたが、この減水剤は使用量によって材料分離が起こったり、また経過時間に伴うスランブドロップが大きかったといった性質をもっている。また非常に粘性に富んでいて、スランブ 8 cm 以下では取扱いが困難になる場合もあり、逆に 18 cm 以上になると安定したコンクリートを得ることが難しいという材料であるので、作業性が良く安定したコンクリートが得られるように考えて、スランブを 12±2.5 cm とした。コンクリート作業は2月の厳冬期から7月の酷暑期にわたったので、冬期には蒸気を用いて水および骨材を温めることによってコンクリートの練上り温度を 18°C 前後に保ち、スランブドロップの激しい夏期には強度に悪影響を与えない範囲で減水剤の使用量を調節し、また打込み完

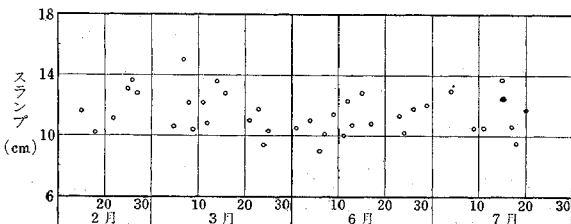


図-10 冬期および夏期におけるスランブの測定結果

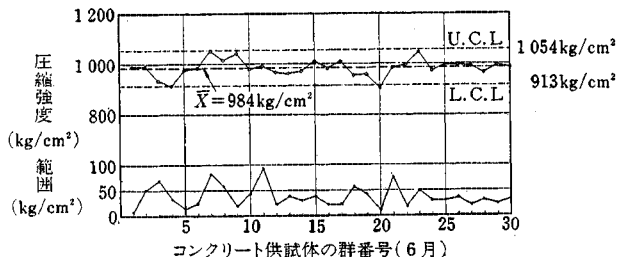


図-11 オートクレーブ養生後の圧縮強度

了までの時間をできるだけ短縮するように努力した。冬期の最低気温は -5°C 前後であり、夏期の屋外の温度は 30~35°C であったが、前述のように管理したコンクリートの 2~3 月および 6~7 月におけるスランブは図-10 に示すように大差なく、部材製造期間を通じて 12 ± 2.5 cm の範囲をほぼ満足しており、平均して 11 cm 程度であった。

コンクリートは上述の配合に基づいて入念に施工されたので、圧縮強度のばらつきを小さくすることができた。図-11 はオートクレーブ養生後の圧縮強度の管理図の一例で、工事期間中もほぼ同様な推移をたどっていた。オートクレーブ養生後のコンクリートの平均圧縮強度は 984 kg/cm<sup>2</sup>、標準偏差は 44.0 kg/cm<sup>2</sup>、変動係数は 4.5% である。なおスランブと圧縮強度の間には明確な相関関係は認められなかった。

(3) オートクレーブ養生

コンクリートの養生は2段階に分けて行った。第1段階は通常の蒸気養生であり、第2段階はオートクレーブ養生である。蒸気養生は脱型強度の早期確保と、型枠回転率の向上およびオートクレーブ養生を効果的に行うためのもので、コンクリートの打込み終了後最低4時間の前置き時間をとったあと、最高 65°C、12 時間を原則とする養生を行った。養生は屋外でシートをかけて行ったが、脱型時強度が 300 kg/cm<sup>2</sup> 以上であることを条件としたため、冬期の養生時間は 13~14 時間となり、夏期には 9~10 時間であった。

オートクレーブ養生は、180°C、10 気圧の高温高压蒸気による養生である。オートクレーブ養生による超高強度コンクリートを用いた製品として PC パイルがあるが、その肉厚は 10 cm 程度であって、今回のトラス部材のようなマッシュなコンクリートに関する

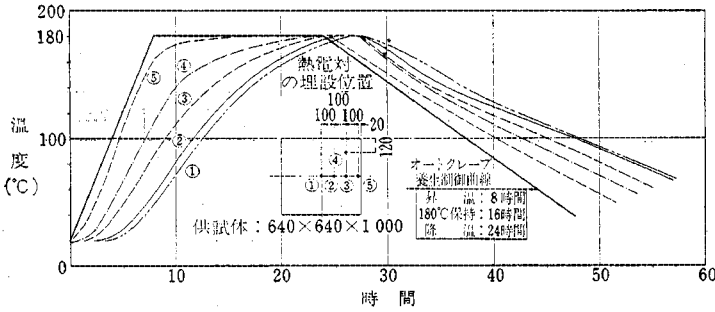


図-12 オートクレーブ養生によるコンクリート内部の温度曲線の例

オートクレーブ養生の技術はまだ確立されていない。そこでトラス部材とほぼ同一断面の大型の供試体をつくり、この中に熱電対を埋設してオートクレーブ養生を行い、熱電導の状態、コンクリート内部の温度分布、コンクリート表面のひびわれの状態などを調査した。実験結果の一例は 図-12 に示すようであって、これはオートクレーブ養生の時間のサイクルを昇温 8 時間、180°C 保持 16 時間、降温 24 時間とした場合のものである。この図からオートクレーブ養生開始後 10 時間後におけるコンクリートの表面部と中心部の温度差は 100°C 程度あること、中心部の養生時間が不足していることなどのことを指摘することができて、この養生時間サイクルは適当でないことがわかる。蒸気養生ののち昇温 3 時間、180°C、10 気圧に保持 3 時間、降温約 10 時間のオートクレーブ養生を行った場合には、供試体にプレストレスを導入してないものには有害なひびわれが発生し、最大 0.25 mm のひびわれが生じた。しかし、仮プレストレスを導入したものでは有害なひびわれは発生していない。このような一連の実験によって、養生時間を長くすれば断面中心部まで十分に養生できることが確認された。また有害な熱応力が生じないような温度の上昇率および下降率と、表面ひびわれを最小にする養生時間サイクルおよび配合などを定めることができた。これより、厚さ 55 cm のコンクリート部材の場合に適する養生時間サイクルとして、昇温 15 時間（温度上昇率 10°C/時）、180°C 保持の定常状態を 20 時間、降温 20 時間（温度

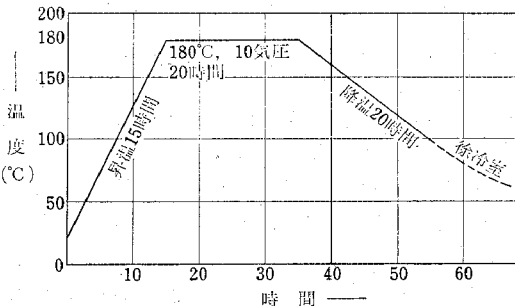


図-13 オートクレーブ養生の温度と時間

下降率 4°C/時) が定められた。養生後はさらに徐冷室を使用して、外気温度まで徐々に冷却させることにした (図-13)。

また、ここで養生される部材はかなりマシブなものであるので、その断面内に所期の強度が均一に得られているかどうかは明らかでない。このことを確かめるため、40×40×40 cm のコンクリート供試体をオートクレーブ養生して、この表面近くと中心部とから 10×10×10 cm

の立方体の供試体 18 個を切り出して強度試験を行った。オートクレーブ養生の条件は昇温 12 時間、保持 8 時間、降温 19 時間である。この結果は、中心部の平均強度 983 kg/cm<sup>2</sup> に対して、周辺部の平均強度は 1030 kg/cm<sup>2</sup> となっており、場所による差は大きいものではないことがわかった。

オートクレーブ養生用の圧力釜は内径 3.0 m、長さ 31 m である。上下弦材の格点部は斜材、垂直材、横桁方向の接続用鉄筋が突出しているの、大量の部材をオートクレーブ釜内に収納することは困難であった。このために、合計 384 本のプレキャスト部材を 47 回に分けてオートクレーブ養生を行うことになった。

当初、オートクレーブ養生によってコンクリート表面にひびわれが発生することが懸念されたが、後述するような仮プレストレスを導入したこと、ひびわれの発生が予想される部分を鉄筋で補強したこと、オートクレーブ養生の時間を長くし、温度の昇降の勾配を相当緩やかにしたことなどの対策を立てたことによって、有害なひびわれはまったく発生せず、微細なひびわれがわずかに発生した程度であった。

垂直材および斜材はそのコンクリート厚さが 30~40 cm 程度で、上下弦材に比較して寸法が小さかったので、ひびわれの発生はまったく認められなかった。写真-3 は接合鉄筋の多い下弦材をオートクレーブ釜に挿入する状態を示したものである。

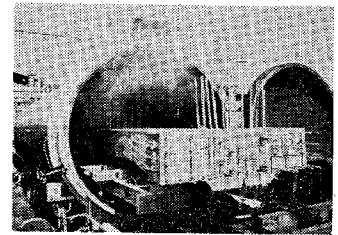


写真-3 部材のオートクレーブ養生

(4) 配筋およびコンクリートの施工

鉄筋はあらかじめかご状に組立てたものを型枠内に配置し、これに各点部における鉛直材、斜材、横桁方向の接続鉄筋および PC 鋼材定着部の補強筋を取付けた。格

点部および PC 鋼材定着部付近では、部材方向の接合鉄筋とシースおよび補強筋とが錯綜しており、部材の製造作業中に問題が生ずることも考えられたので、実物部材の製作実験によってこれらの点を検討した。この実験では、配筋の適否および組立順序、コンクリートの打込み・締固め・仕上げ方法、脱型の作業方法などを検討したもので、これらの結果を参考にして部材製作の詳細が定められた。

型枠は鋼製のものを使用し、工事期間中を通して底型枠の水平調整を行って精度の維持につとめた。

超高強度用の粘性の大きいコンクリートの打込みに際して、その練混ぜ効果をあげるために、1 m<sup>3</sup> の強制攪拌式のミキサを使用し、1 バッチの練上り量を約 0.6 m<sup>3</sup> とした。コンクリートの運搬にはスクリュウ式排出機のついたバケットを使用して、夏期のスランプドロップや格点部の打込み時間の増大に伴うコンクリートの流動性低下に対処した。この場合には鉄筋やシースが密集しているため、片側からコンクリートを流し込む方法をとらないで、一層の打上り高さが 30 cm 程度になるよう水平に 2~3 層に分けて打設した。締固めには棒径 25, 45, 55 mm の内部振動機を使用し、締固め間隔を 30 cm 程度として 5~10 秒間締固めた。この配合のコンクリートの締固めには、振動数を通常より少なめにして振幅を大きくした方が効果は大きかった。

型枠の取りはずしは脱型直後に行われる仮プレストレスの導入と部材の取扱いに備えて、コンクリートの強度が 300 kg/cm<sup>2</sup> 以上であることを確認してから行った。部材接合面のコンクリートはワイヤーブラシあるいはチップングによって粗面仕上げを行った。工場内での部材の運搬や工事現場までの長距離輸送、あるいはオートクレーブ養生などによってひびわれがでる恐れがあったので、一時的な仮プレストレスを導入した。仮プレストレスの導入は脱型直後に行い、使用した PC 鋼材は  $\phi 20$  mm,  $\phi 27$  mm の PC 鋼棒および  $\phi 7$  mm,  $\phi 9$  mm の PC 鋼線であって、配置したシースの曲線状態によって使い分けた。導入された仮プレストレス量は 25~30 kg/cm<sup>2</sup> である。これは自重と取扱および運搬中の衝撃によって部材断面に引張応力が生じないように定めたものである。

(5) 運 搬

トラス部材の輸送距離は 600 km を越える長距離輸送であるので、その運搬にはセミトレーラーと貨車とを使い分けた。トレーラー輸送した部材は両端の上弦材（約 12 t, 14 m）、両端の下弦材（約 14 t, 14 m）のそれぞれ 28 部材であり、貨車輸送は中央部の上下弦材（約 15 t, 18 m）24 部材である。重量 2~3 t で長さが短い垂直材および斜材の 304 部材は、弦材と同時にトレーラーおよび貨車に混載して輸送した。

(6) オートクレーブ養生した超高強度コンクリートの圧縮疲労試験

トラスのコンクリート部材は列車の通過によって繰り返し応力を受けるが、オートクレーブ養生した超高強度コンクリートに関する疲労性状についてはまだほとんど研究されていないので、圧縮疲労試験を行ってこの点を検討した。ここで行った圧縮疲労試験は強度 800 kg/cm<sup>2</sup> の円柱供試体（ $\phi 10 \times 20$  cm）を使用して、下限応力度 25 kg/cm<sup>2</sup>、上限応力度を強度の 90, 80, 70 および 60% に変えて疲労破壊までの繰り返し回数を調べたものである。図-14 はこの圧縮疲労試験の結果である。図-14 に示すように、上限応力度が強度の 70% の場合は 4~6 万回の繰り返し回数で破壊しているが、60% の場合は 70~100 万回と急激に大きくなっている。

通常使用されているコンクリートの 100 万回繰り返し回数に対する圧縮疲労強度は、一般に静的圧縮強度の 50~55% といわれており、図-14 に併記した明星大学の研究成果とも一致している。この圧縮疲労試験の結果よりすれば、800 kg/cm<sup>2</sup> の超高強度コンクリートの圧縮疲労性状は通常のコンクリートとほとんど同様であって、100 万回の繰り返しにおける圧縮疲労強度は静的圧縮強度の 55~60% である。したがって、表-3 に示す

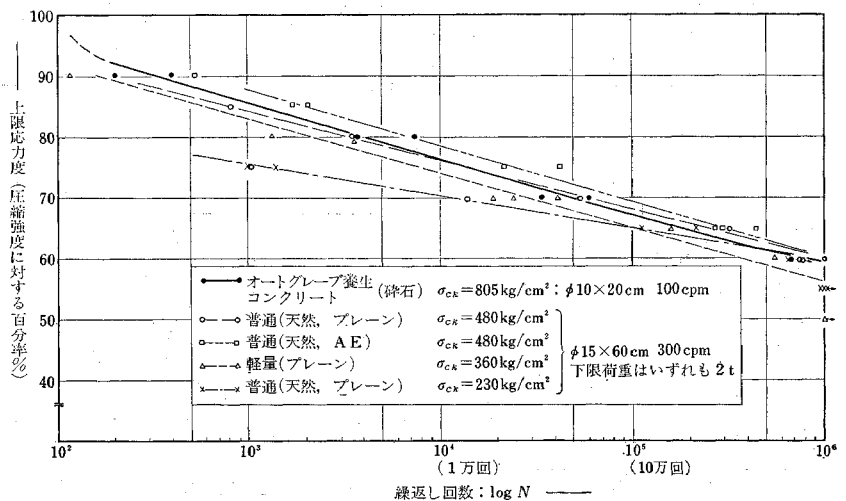


図-14 上限応力度と繰り返し回数の関係

コンクリートの許容応力度は疲労性状を考慮しても十分な安全な値であると考えられる。

## 6. 現場施工

### (1) トラス主構の架設

橋梁架設地点はトンネルにはさまれた深い峡谷で、河床から施工基面までの高さは約 40 m、線路の曲線半径は 700 m、勾配は 8%。といった非常にきびしい立地条件となっており、また第 2 径間と第 3 径間は漁場となっているため、支保工その他がつかれないといった作業上の制約があった。またトラスを構成している最大の部材の重量は 15 t であり、1 組の枠組の重量は 50 t、1 連では 400 t となるようなかなりの重量物になるので、こ

表-9 架設工法の比較

架設方法	利 点	欠 点
ケーブル式架	架設地点の諸条件に対する適合性が高く、河床を利用する必要がない。	死荷重が大きいためケーブルで支えることが困難なうえ、曲線半径が 700 m であるため、ケーブルのもりかえが必要となる。
引出し式架	使用架設機械が少なく足場も不要である。	曲線区間のため橋脚にブラケットが必要であり、架設時応力も大きくなる。
張出し式架	架設部材の重量が小さく足場も不要である。	架設時応力が大きく、目地コンクリートの打設が困難である。
総足場式架	架設時応力が発生せず架設技術は比較的高度なものを要しないため安全性が高い。	流水があり河床高に変化の多い場合は不適當であり、橋脚が高い場合には工費が高くなる。

れを能率よく取扱うことができるような機械設備が必要であった。さらにコンクリートトラスという特殊な構造であるので、架設時応力が発生するような工法はできるだけ避けたいという構造上の制約もあった。

トラス主構の架設方法には、表-9 に示すような工法が考えられる。張出し式または引出し式架設方法はトラスの構造上の利点を生かしたもので、また経済的な工法であるが、本橋梁は新しい構造形式のものであり、現場条件も厳しいので、施工の安全性の大きい総足場引出し工法によって架設することにした。ここでいう総足場式引出し工法とは、橋梁中間部の第 4 径間の河川敷につくられた枠組組立ヤードにおいてトラス枠組を組立て、第 4 径間につくられた支保工上まで吊り上げた後に、ここを引出し基地として順次足場を引出して架設する工法である。この架設工法によれば、架設工費の経済性においては劣るが、部材の組立ては容易であり、組立て精度もよく、架設時応力を考慮する必要がないといった大きな利点があり、架設工法として最も安全度の高いものである。この総足場引出し工法の概要を示すと 図-15 のようになる。以上その各段階の作業について示すことにする。

### (2) トラス枠組の組立

安家川河川敷に 16.0 m × 75.0 m の製作ヤードを作り、スパン 16.0 m の 30 t 吊自走式門型クレーン 2 基を配置して、枠組の組立て作業を行った。

トラス枠組の組立ては、先に上下弦材を据付けてから斜材・垂直材の据付けを行ったが、斜材・垂直材の据付け

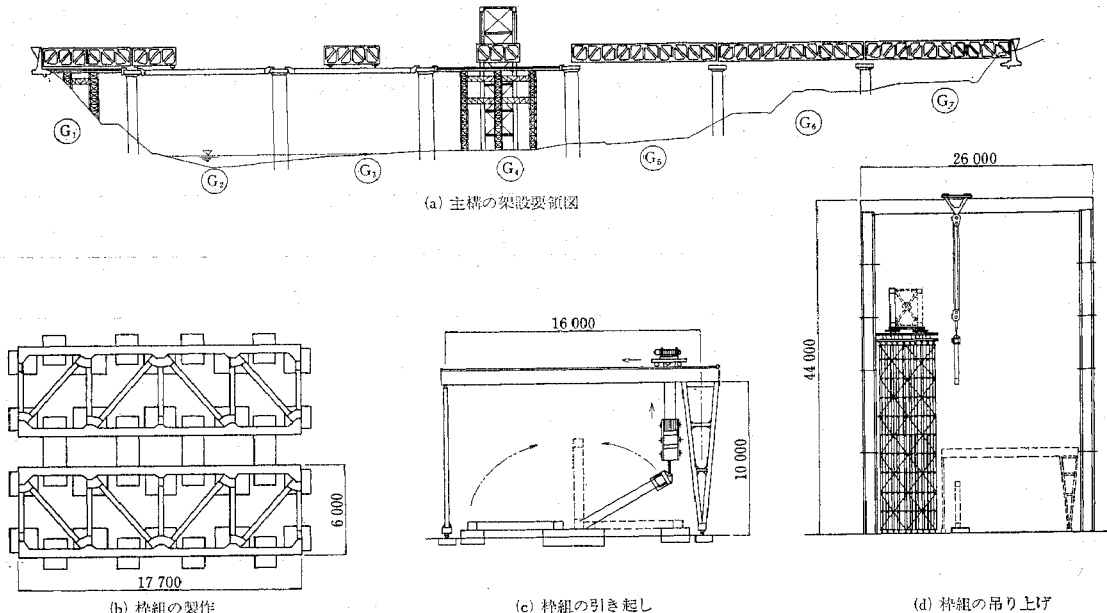
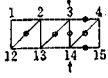


図-15 トラス主構の架設方法

表-10 垂直部材 3-14 にプレストレスを導入したときのひずみ実測値 (ε<sub>e</sub>)

部 材	(ε <sub>e</sub> × 10 <sup>-6</sup> )					
	3-4	14-15	3-14	2-12	3-13	4-14
ひずみ実測値	0	-6.4	-302.7	-13.0	-6.9	0

3-14 部材のコンクリートのひずみの計算値は ε<sub>e</sub> = 281.6 × 10<sup>-6</sup>  
 (E<sub>c</sub> = 4 × 10<sup>5</sup> kg/cm<sup>2</sup> として計算)  
 ○印はカールソンひずみ計の埋設位置



には組立台を利用することによって、能率よく作業することができた。枠組の組立て後の平面性の精度は ±7 mm 程度であった。垂直材の PC 鋼棒の緊張作業は、部材にできるだけ 2 次応力を生じさせないようにするため、緊張順序を定めて作業を行った。部材内に埋込まれたカールソンひずみ計により、プレストレス導入時の軸方向ひずみを測定したが、どの部材にも引張りひずみは認められなかった。カールソンひずみ計での測定結果は表-10 のようであり、垂直材に所期のプレストレスが導入されていることが確認された。

(3) 接合目地コンクリート

接合目地コンクリートは現場近くの生コンクリート工場のプラントで練り混ぜたものを使用した。骨材は現地のもを用いたが、そのコンクリートの配合は太田名部橋梁での施工結果を参考にして、表-11 のように定めた。表-12, 13 は使用材料および強度試験の結果を示したものである。また 図-16 に示す圧縮強度は現場の部

表-11 示方配合 (σ<sub>ck</sub> = 600 kg/cm<sup>2</sup>)

粗骨材 max (mm)	スランパ (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単位重量 (kg/m <sup>3</sup> )				減水剤*
				C	W	S	G	
20	15~20	30	38	550	165	640	1097	C×1.75% 9.625

\* ポリアルキルアリルスルホン酸ナトリウム塩

表-12 使用材料

材 料	種 類 産 地	性 質		
		比 重	F.M	吸水量
セメント	早強ポルトランド	3.13	—	—
細骨材	青森県八戸産川砂	2.57	2.60	2.58
粗骨材	岩手県久慈産砕石	2.70	6.81	1.22
混和剤	減水剤*	1.21	—	—

\* ポリアルキルアリルスルホン酸ナトリウム塩

表-13 圧縮強度およびヤング係数

供試体	圧縮強度 (kg/cm <sup>2</sup> )			静弾性係数 E <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
	σ <sub>7</sub>	σ <sub>14</sub>	σ <sub>28</sub>	
①	511	584	708	416000
②	499	574	708	402000
③	—	631	674	367000
平均値	505	596	697	395000

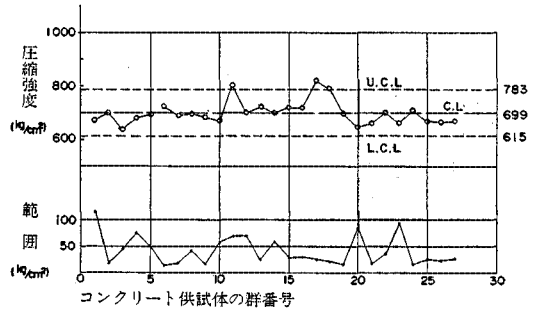


図-16 現場での高強度コンクリートの圧縮強度

材と同じ状態で 24 時間養生し、その後標準養生した供試体で試験したもので、コンクリートの圧縮強度の平均値は 699 kg/cm<sup>2</sup>、標準偏差は 44.6 kg/cm<sup>2</sup>、変動係数は 6.4% である。

(4) トラス枠組の移動

組立てられたトラス枠組は能力 30 t の門型クレーン 2 台で引き起こしたが、引起こし作業中部材に大きな仮設時応力を生じさせないようにするため、門型クレーンから吊り下げた 2 台のホイストは連動するようにし、トラス枠組との間に吊りビーム 2 本をピン構造で結び、一点吊りとなるようにした。さらに、上弦材に取り付ける吊金具をピン構造とし、下弦材の支持点には厚さ 20 mm の合成ゴム板を敷いて、引起こし時の回転と衝撃の緩衝材とした。なお引起こし作業中に、上下弦材に引張応力が発生する恐れがあったので、PC 鋼棒を用いて仮プレストレスを導入した。

引き起こしたトラス枠組は、定置式門形クレーンの下に一時仮置したのち、第 4 径間上に吊り上げ L 型钢を用いた仮横構、仮対傾構によって立体トラスを形成させ、重トロで所定の位置までウインチにより引き出した。この仮横組工を設けた目的はトラス枠組の間隔を保持し、引出し中および引出し後のトラス枠組の転倒を防止し、トラス主構の移動・据付時にも大きな架設時応力が作用しないようにするためである。

(5) トラス主構の組立

仮組立された 3 つのトラス枠組は、所定の位置に据付けられた後、接合部の配筋を行い、PC 鋼線を通してから、接合目地コンクリート (σ<sub>ck</sub> = 600 kg/cm<sup>2</sup>) を打設し、プレストレスを導入した。PC 鋼材としては上弦材 1 本当り OSPA 75 A (18-φ 7 mm) を 2 本、下弦材 1 本当り OSPA 100 A (24-φ 7 mm) を 8 本用い、主構の架設作業の関係で片引き緊張とし、上弦材、下弦材の順序で緊張した。上下弦材にプレストレスを導入するとき、トラス自体は短縮すると同時に変形する。プレストレス導入時の主構短縮量の計算値は 28 mm、主構のたわみの計算

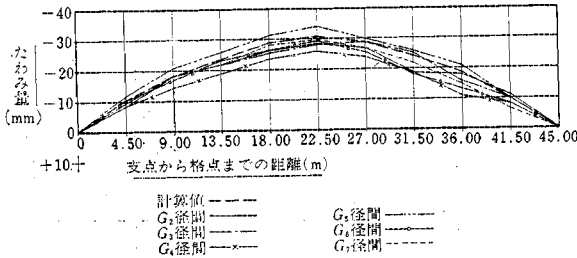


図-17 プレストレスト導入直後（プレストレス+主構自重）のたわみ測定値

値は -33 mm であるので、主構の据付け時にはこれらのことを考慮して目地間隔および据付け高さを定めた。図-17 はトラス主構にプレストレスを導入した直後のたわみの実測値を示したものである。

(6) 支承の据付け

主構にプレストレスを導入する作業空間を確保するために、構造中心線より 60 cm 程度ずらした状態でトラス主構を組立てたので、プレストレス導入後 100 t の油圧ジャッキ 4 台を用いて縦取りと横取りを行って、所定の位置にトラス主構を移動した。支承にはベアリングプレート沓が用いられたが、下沓を所定の高さおよび位置に据付けてから、主構をジャッキダウンして主構の据付けを完了した。

(7) 横桁・耐震壁

トラス主構が定位置に据付けられた後、横桁と耐震壁の配筋を行い、コンクリートを打設した。上横桁は、その上にある床版がプレキャスト床版であるので、仕上げ面が計画高さとなるように上げ越し量の計算を行って、その高さを定めた。

(8) 床版

床版は、その施工時期が冬期の厳寒時であり、かつ地上 40 m の高所作業となるため、現場打ち施工とした場合のコンクリートの養生が非常に困難となるので、プレキャスト床版として設計された。床版のプレキャストブロックは、幅 5.8 m、長さ 4.5 m、重量 27 t である。河川敷で製作された床版ブロックを定置式門型クレーンを利用してトラス主構上まで吊り上げ、簡単なワーゲンを用いてその据付けを行った(図-18 参照)。トラス 1 連分の据付けを完了した後、床版ブロック間の目地コンクリートを打設し、10 kg/cm<sup>2</sup> 程度のプレストレスを軸力として与えた。このプレストレスの導入には C.C.L 工法を用い、PC 鋼材には φ17.8 mm の PC 鋼

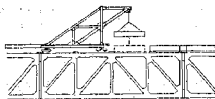


図-18 プレキャスト床版の架設

りて、10 kg/cm<sup>2</sup> 程度のプレストレスを軸力として与えた。このプレストレスの導入には C.C.L 工法を用い、PC 鋼材には φ17.8 mm の PC 鋼

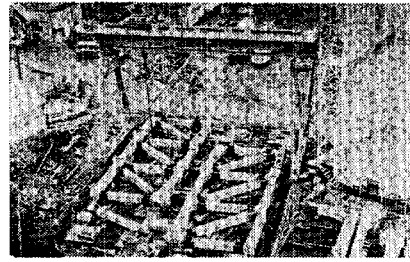


写真-4 プレキャスト部材の組立

より線を使用した。

(9) 支保工および機械設備

支保工としては、架設地点の立地条件と支保工の転用を考慮して全 7 径間のうち 4 径間分を用意し、2 径間は

表-14 現場工程

径間	年											
	49年							50年				
	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	
第1径間					枠組製作	枠組架設、支承、横桁、耐震壁						架設作業床版架設
第2径間												
第3径間												
第4径間												
第5径間												
第6径間												
第7径間												

四角支柱とH形鋼を用いた支保工を、残り 2 径間分は鋼製の架設桁とした。引出し基地となる第 4 径間には、全工事期間を通じ四角支柱とH形鋼を使用し、その他の径間の支保工は最初宮古側 3 径間の部分を架設し、その後久慈側の 3 径間に転用した。支柱式支保工はトラックレーンで組み、架設桁は手延べ式で移動架設した。現場工程表は 表-14 に示すとおりである。

7. あとがき

(1) 本橋梁は、オートクレーブ養生によって工場製作された超高強度コンクリート ( $\sigma_{cb}=800 \text{ kg/cm}^2$ ) のプレキャスト部材を組立てて、トラス構造を構成したもので、長大スパンのコンクリート橋に対しての 1 つの方策を示したものである。互換性のある工場製作のプレキャストコンクリート部材を用いて、現場施工の容易な横置き引きこし工法を開発し、これによってトラス主構を組立てたが、この工法を用いることによって現場でのプレキャスト部材の接合がきわめて容易に行われ、接合部に問題が残ることもまったくなかった。またトラス部材の

ような大型のコンクリート部材をオートクレーブ養生して作ることができたのも、本橋梁の研究成果によるものと考えている。

(2) 本格的なコンクリートトラスとしては初めての試みであったため、施工の安全性を重視して総足場引出し工法によってトラスを架設したが、本橋梁のように支保工の高さが高い場合には工費のかかる工法であった。今後の問題としては、足場を必要としない張出し架設・引出し架設といった工法が可能となるようなコンクリートトラスの構造を研究する必要があるものと考えられる。

(3) 本橋梁は、トラス部材にできるだけプレキャストコンクリート部材を使用するといった方針で設計を進めたため、トラス主構を架設してからその上に床版を施工するという二段階の工程をとっており、このためトラス主構と床版は垂直方向に非合成構造になっている。このことは構造的にみても有利なことではなく、工費的にも高いものについている。プレキャスト部材に対して場所打ちコンクリートの使用範囲を広げることによって、トラス主構と床版とを一体的に施工することができれば、より経済的なコンクリートトラスができるものと考えられる。

(4) コンクリートトラスは耐久性においても優れており、振動・騒音の発生などに対しても鋼橋に比して有利であるので、技術的に可能になったこの構造を経済的に施工する研究を進めることによって、コンクリート橋の長大化が達成されるものと考えている。

安家川橋梁は、1970年に最初の計画が立てられたもので、その後数回にわたる橋梁会議によって各種形式の比較設計、設計方法、施工方法などの検討が進められ、その成果に基づいて本形式の橋梁の採用が決定されたものである。したがって、日本鉄道建設公団の本社および盛岡支社の関係者ならびに東京大学の平井名誉教授、国分名誉教授を始めとする橋梁会議の出席者、橋梁の設計を担当した長大橋設計センター(株)、プレキャスト部材の製作を担当した日本コンクリート工業(株)、現場での施工を担当したオリエンタルコンクリート(株)、現場測定を行った東京大学交通研究室などきわめて広い範囲の方々にご指導とご協力をいただいた。本報告にあたってこれらの方々には深甚の謝意を表する次第である。

## 参 考 文 献

- 1) 土木学会編：コンクリート標準示方書，1967.
- 2) 土木学会編：プレストレストコンクリート設計施工指針(案)，1961.
- 3) 日本国有鉄道：建造物設計標準，1970.
- 4) 土木学会：OSPA 工法設計施工指針(案)，コンクリートライブラリー，第31号，1972.
- 5) 小川敬次郎：鉄筋コンクリート橋径間長さの世界記録に就て，セメント界彙報，No. 382，1940-1.
- 6) 猪股俊司：プレストレストコンクリートトラスに関する模型試験，プレストレストコンクリート，Vol. 5，No. 2，pp. 26，1963.
- 7) 斎藤俊彦・草間 一・鈴木真男：PCトラス橋太田名部橋梁の設計施工について，土木学会，第28回年次学術講演会概要集，第1部，1973.
- 8) 安井将文・小島法夫：安家川PCトラスに関する光弾性実験，土木学会，第28回年次学術講演会概要集，第1部，1973.
- 9) 松本嘉司・西岡 隆・橋本涉一：PCトラス橋の静的動的試験について，土木学会，第1回関東支部年次研究発表会概要集，pp. 61，1974-5.
- 10) 斎藤俊彦・草間一：久慈線太田名部橋梁(PCトラス橋)の設計施工，プレストレストコンクリート，Vol. 16，No. 4，pp. 5，1974.
- 11) 近藤時夫：わが国最初のPCトラス鉄道橋，セメントコンクリート，No. 328，pp. 27，1974.
- 12) 斎藤俊彦・滝沢正道：久慈線安家川橋りょうPCトラスの施工，セメントコンクリート，No. 336，pp. 27，1975.
- 13) CEB-FIP：Recommendations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton，seconde edition，Juin 1970.
- 14) Through-Cantilever Bridge of Concrete Built in Scotland，Engineering News-Record，pp. 300，August 20，1931.
- 15) Nordby，G.M.：Fatigue of Concrete—A Review of Research，Journal of A.C.I.，Vol. 30，No. 2，1958.
- 16) Finsterwalder，U.：Die neue Mangfallbrücke，Deutschen Beton-Vereins，1959.
- 17) Suarez，M.G.：Longer Span Prestressing with Post-Tensioned Trusses，PCI Journal，pp. 41，Vol. 5，No. 3，1960.
- 18) Lossier，M.H.：Présentation cinématographique de cinq ouvrages typiques en béton Précontraint (4. Reconstruction du Pont de Mangfall)，Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics，No. 171~172，pp. 386，Mars-Avril，1962.
- 19) Vaessen，E.h.F.：Neue rationelle Verfahren im Stahlbetonbau，Der Bauingenieur，Heft 1，S. 4，1967.
- 20) Matsumoto，Y.，T. Saito，T. Kondo，I. Miura，Y. Mine and T. Maruyama：Precast Prestressed Concrete Truss Railway Bridge using Extremely High Strength Concrete，10th Congress of IABSE，1976.

(1971.12.17・受付)