

### 3. H形鋼支柱式型枠支保工に作用する荷重等の実測

河尻義正\*, 大幢勝利\*, 小川勝教\*, 木下鈞一\*\*

### 3. Actual Measurement of Load Acting on Steel H Type Shoring

by Yoshimasa KAWAJIRI\*, Katsutoshi OHDO\*,  
Katsunori OGAWA\* and Kinichi KINOSHITA\*\*

*Abstract*; On bridge constructions, frame type shorings and steel H type shorings have widely used for concrete placing. It is easy to calculate stresses of each member of the steel H type shoring because of the simplicity of the structure compared with the frame type shoring.

In general, the differences between calculated stresses and actual stresses of steel H type shoring are not so large as compared with that one of the frame type shoring. For this reason, in designing the members of shorings, they are usually calculated by simple models. However, temporary structures are not rigid, because they are connected by half rigid joints with a few bolts, and angles braces are not strong either.

Therefore there is a need to confirm safety the substitute forces due to site work activities, horizontal substituting force and deformation of the whole frame. For this purpose, actual measurements were carried out on the steel H type shoring at the construction site of Tokyo Metropolitan Bay area high way.

This actual measurements was carried out to measure the axial forces and deformations of some parts of the shoring a week after concrete placing. After this actual measurement, measured values were compared with theoretically calculated values, examing from the stand point of safety design and construction of steel H type shorings.

The results of this experiment are summarized as below;

(1) Axial forces acting on supports, stringers and joints were assumed to be large by calculation, and these estimation was confirmed by actual measurements.

(2) There were some members which exceeded the calculated axial forces, but it was confirmed that calculated values were similar to measured ones in compliance with the calculating model.

(3) On substitute forces due to site work activities, it is necessary to estimate them at  $350\text{kgf/m}^2$  in case of the frame type shoring, and  $190 \sim 253\text{kgf/m}^2$  for steel H type shorings.

(4) The influence of temperature change on axial forces was estimated to be small.

*Keywords*; Steel H type shoring, Actual measurement, Substitute forces due to site work activities, Concrete placing, Temporary structure



Photo 1 Steel H type shoring  
H 形鋼支柱式型枠支保工

### 3.1 はじめに

道路橋等のコンクリート工事に用いる型枠支保工は、仮設構造物であるがために組立て精度や接合部の構造に問題がある。また、設計段階においても簡略化した計算がなされている。そのため、実際に支柱に作用している荷重や、作業荷重の考え方などについて不明確な点が多く、これらを解明するために、一例として枠組支柱式型枠支保工を取り上げ実測調査<sup>1)</sup>

を行ってきた。その結果、安全技術基準を作成する上で有用な資料を得ることができた。しかし、他の形式の支保工に関しては依然不明確な点が多い。

そこで本研究では、道路橋のコンクリート型枠支保工として枠組式とともによく利用されている H 形鋼による支柱式支保工を取り上げ、実測調査をすることとしたものである。

H 形鋼支柱式型枠支保工は、構造が枠組式に比べ、簡単であり、部材応力の算定も比較的容易であり、実際に作用する応力との差は、枠組式ほど大きくはない。しかし、部材接合部が少数のボルトで接合されているため、半剛接合構造の場合が多く、また、山形鋼による斜材を構造部材としているため、トラスとラーメンの合成骨組である。従って、各部材の応力状態は、完全なラーメン構造の場合とは異なるものとみられる。さらに通常、設計段階で部材応力を求めるとき、パーソナルコンピュータを利用し、機械的に計算されていることが多い。これらのことから、この構造形式の支保工についての安全性を確認するとともにコンクリート打設作業時の実測調査から作業荷重の大きさ、照査水平荷重の大きさ、骨組み全体の変形について検討し、安全で合理的な設計をするための基礎資料を得ることを目的としている。

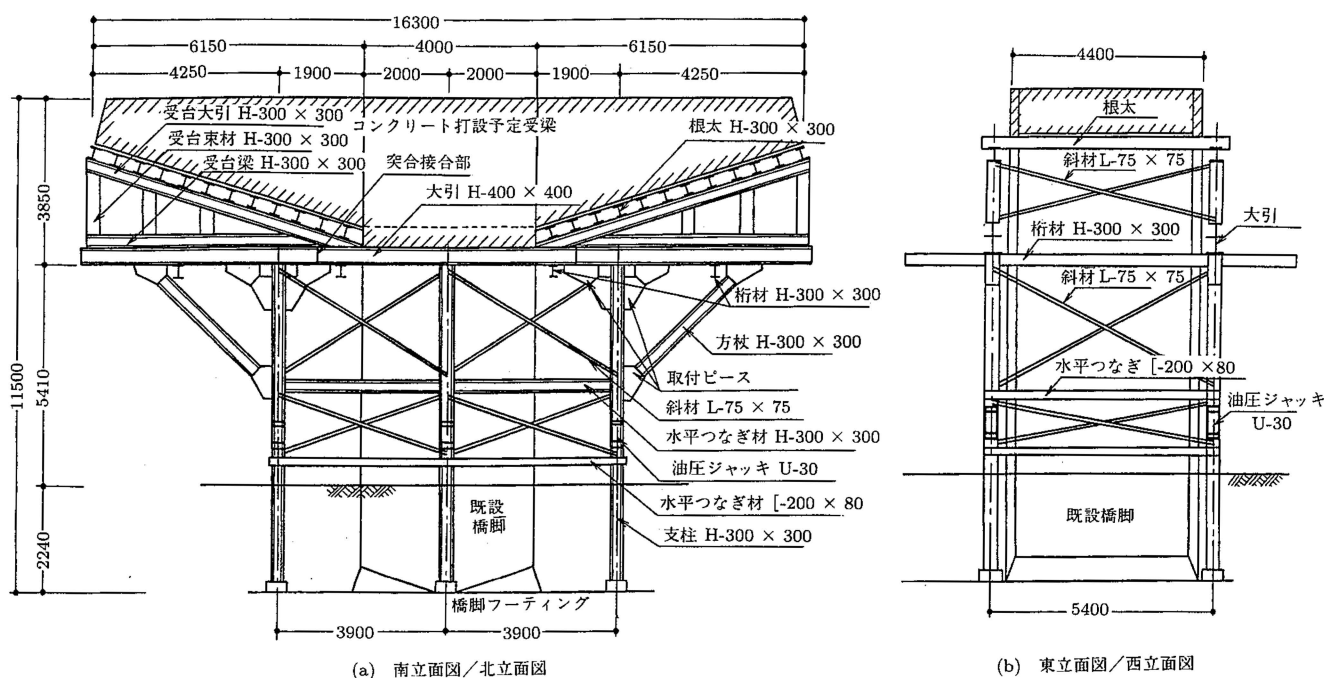


Fig. 1 Outline of the investigated steel H type shoring  
実測した H 形鋼支柱式型枠支保工の概要

## 3.2 実測調査

### 3.2.1 実測調査の対象

調査対象の型枠支保工は、T 形橋脚の上部橋桁受梁の張り出し部の型枠支保工とした。T 形橋脚の選定および型枠支保工の構造については以下の通りである。

#### a. 橋脚の選定

調査対象の橋脚は、これまでに行ってきた実測調査<sup>1)</sup>(昭和 63 年 1 月 20 日～27 日に実施した神奈川県道高速湾岸線高架橋 P18 橋脚)での枠組支柱式型枠支保工との対比を考慮し、これと同形状の橋脚工事 (T 形 RC 造) で、H 形鋼支柱式型枠支保工を採用している首都高速板橋-戸田線の IS22 工区 P17 橋脚とした。

この橋脚は三径間連続鋼床版箱桁橋の中間支点となるもので橋脚断面 4m×4m、橋桁の受梁 (以下、受梁という) の張り出し長さ 6.15m、受梁の幅 4m、高さ 11.4m である。

#### b. 型枠支保工の構造

受梁の型枠支保工は、Photo 1, Fig. 1 に示すように、H 形鋼の支柱、大引、方杖、水平つなぎ材、斜材等で構成されたもので、交通量の多い道路上に高架道路を建設する必要から、大引を支柱より外側に張出させ、これを方杖で支持する構造形式のものである。

各支柱の脚部は橋脚フーチング上から立ち上げ、支柱の中間 (GL 付近) に、支保工の高さ調整および解体時の支保工の荷重除去のための油圧ジャッキを組込んだものである。

大引上には、受梁の変断面の寸法に合わせた H 形鋼製三角形の型枠受台 (以下、単に受台という、これは、Fig. 1 に示すように、受台大引、受台東材および受台梁よりなる三角形の構造部分を指す) がボルトにて取付けてある。この受台の上には、50cm 間隔で H 形鋼の根太が配置され、さらに、この上に鋼製の型枠が取り付けられている。なお、支柱と大引とは補強ピースをあて、多数のボルトで堅固に接合されている。そのほか、支柱と水平つなぎ材との接合は、2～4 本のボルトで接合され、また、斜材の両端はすべてボルト 1 本で接合されている。

支保工の主要部材の使用鋼材は、支柱、方杖、根太、受台および桁材は、H-300×300×10×15 であり、また、大引は、H-400×400×13×21、水平つなぎ材で

は、H-300×300×10×15 または [-200×80×75×11、さらに、斜材は、L-75×75×9 が使用されている。

### 3.2.2 実測の方法

#### a. 測定項目および測定箇所

##### イ. 応力

実測では、コンクリート打設時に支保工の主要部材である支柱、束材、大引、方杖、水平つなぎ材、斜材の応力を測定した。

支柱、束材、方杖、斜材、水平つなぎについては軸力を、水平材のうち中間に横荷重を受ける大引および剛接に近い接合部を有する支柱、方杖については接合部近辺の曲げ応力も測定した。また、大引で受台からの局部集中荷重を受ける箇所についてはウェブの鉛直方向の圧縮応力を測定することとした。

応力の計測では、部材に貼った歪ゲージにより歪を検出した。応力の測定箇所は、Fig. 2, Fig. 3 に示す。

なお、本実測調査では、現場での作業の都合から、歪ゲージの貼り付けおよび変位計の取付けは、すべて支保工の組立てが終了してから行った。このため、部材応力その他の測定は、コンクリートの打設開始以降のコンクリートの重量によるもので、支保工や型枠等の自重による部材応力等は、計算による推定によるほかはない。

##### ロ. 変位

変位の測定は、それぞれの油圧ジャッキの鉛直間隔と支保工の大引の高さにおける水平変位について行った。

鉛直変位は、歪ゲージの変位計を下側の支柱の頂部に固定し、変位計の検出点の先端を上側の支柱の下面に当て測定した。また、水平方向の変位は、Fig. 2 に示す位置に 8 個の変位計を支保工側に取付け、既設の橋脚との間の水平変位を測定した。

##### ハ. 気温

気温は、歪ゲージ式の温度計により、Fig. 2 に示す 3 箇所について測定した。

#### ニ. 作業状況の撮影

コンクリートの打設作業の状況と部材応力や支保工骨組みの変形との関連を見るため、作業用の足場の上から、ビデオカメラを用いて作業状況を撮影した。またコンクリートの打設高さを測定するため、箱尺をコンクリートに差し込み、これを撮影することにより測定した。

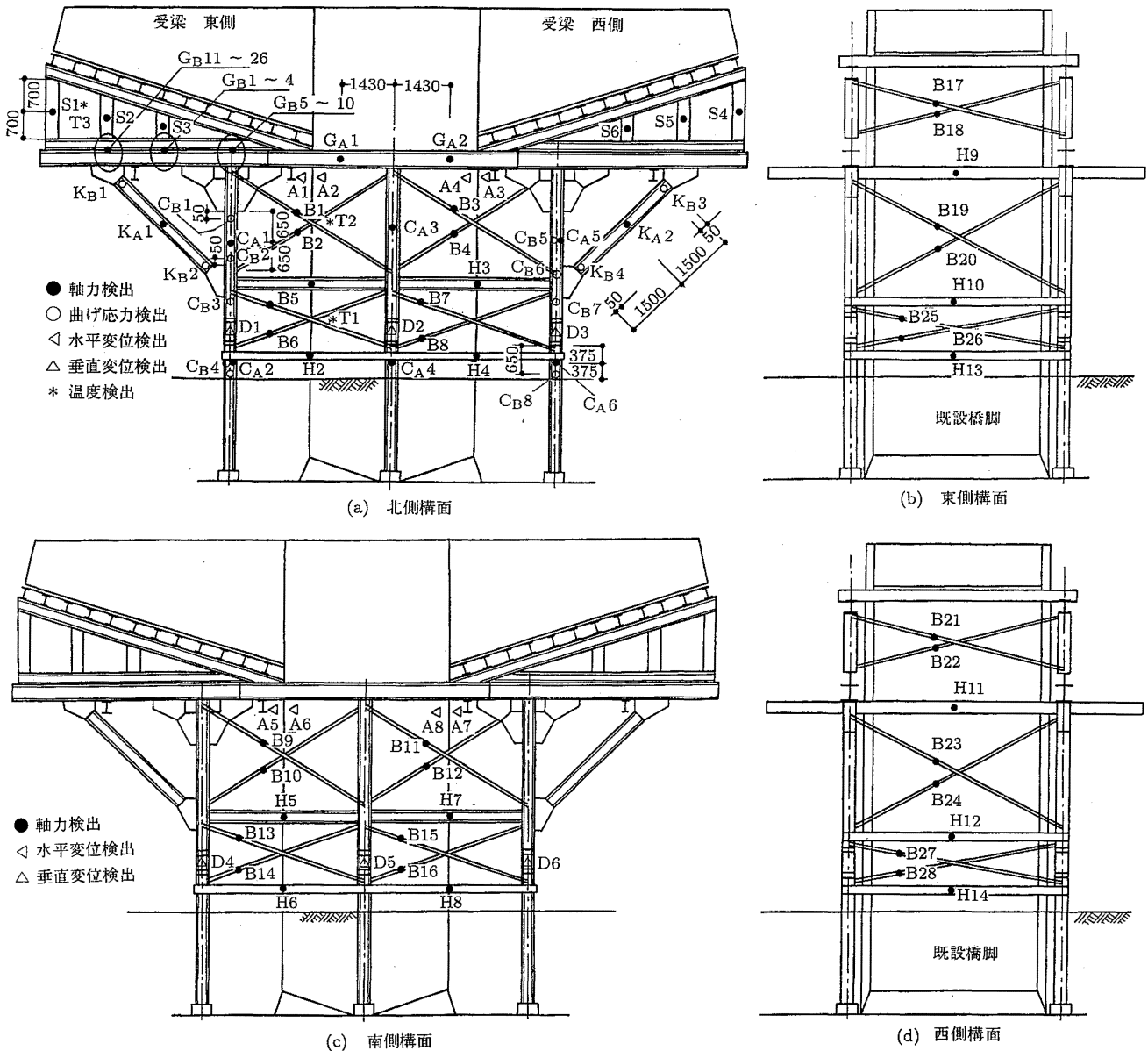


Fig. 2 Measuring points and marks of stress and etc.  
 応力等の実測位置およびその測定記号

b. 計測システム

型枠支保工の部材応力、変位、油圧ジャッキの油圧力、支保工内の外気温の計測で、歪ゲージと歪ゲージ式の変換器からの出力信号を検出し、収録するための計測システムを構成した。構成においては、収録したデータが容易にコンピュータ解析できるようにデジタル化したデータの収録ができるシステムを採用した。

本計測システムは、コンクリート打設時の動的な

現象を把握するための動的計測システムと、打設完了後のコンクリートの養生期間の静的な現象を把握するための静的計測システムの2方式とした。

動的計測システムは、動歪測定器、ブランチボックス、ペンレコーダ、データレコーダで構成した。ペンレコーダは、測定中のモニターまたはチェック用としてシステムに組込んだものである。また、静的計測システムは、自動多点切替器（スキャナ）、デジタル静歪測定器、パーソナルコンピュータで構成した。

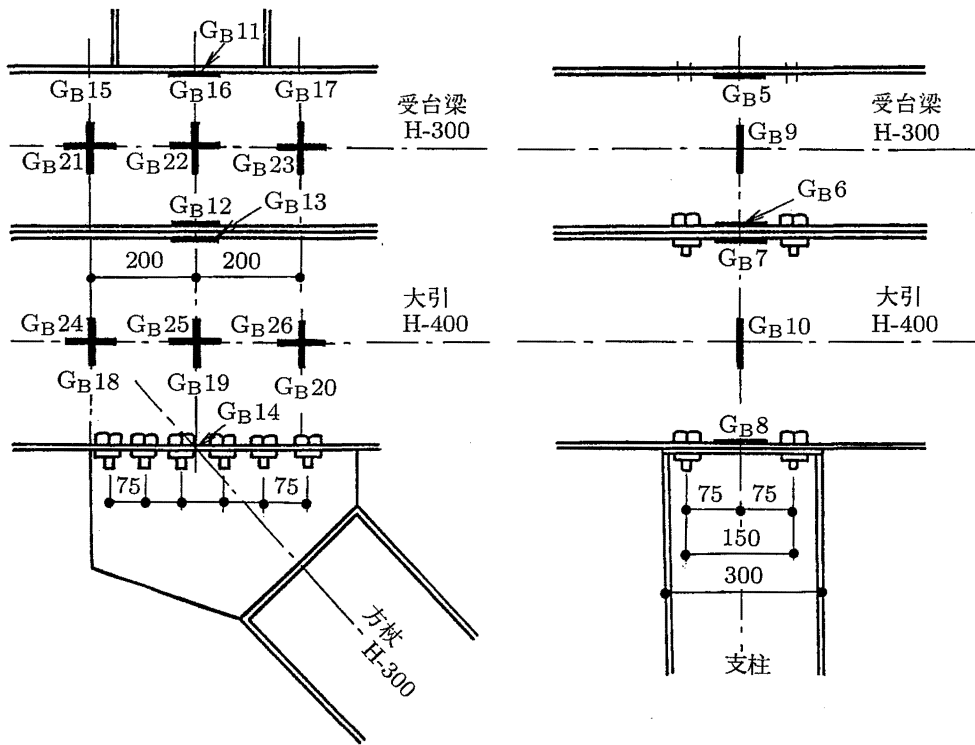


Fig. 3 Stress measuring points of stringers angle brace and support  
大引と方杖および支柱の応力測定位置

Table 1 List of measurement points  
測定項目一欄表

部材名等	測定項目	記号	測定点数
支柱	軸力	CA	6ch
	曲げ応力	CB	8
桁材	水平変位	A	8
	油圧	P	6
ジャッキ	鉛直変位	D	6
	軸力	GA, GB	8
大引, 受台	曲げ応力	GB	12
	ウェブの	GB	8
	圧縮応力		
水平つなぎ材	軸力	H	14
斜材	軸力	B	28
方杖	軸力	KA	2
	曲げ応力	KB	4
受台東材	軸力	S	6
コンクリート	打設高さ	h	1
	気温	T	3

動的システムと、静的システムの計測の切り替えは、歪ゲージおよび圧力計等の検出器のコネクタープラグの差替えにより行った。この計測システムの測定点数、測定項目および記号を Table 1 に示す。

c. 測定要領

支保工の各部材の応力、支保工の変位等の測定は 3.2.2.b に述べた計測システムによりコンクリート打設中からコンクリート養生期間中にわたって行う。その間における計測システムによる測定の手順は、以下による。

イ. 打設開始直前

静的計測システムによる初期値の測定を行い、検出器からの導線のコネクタプラグを動的測定システムに差し替える。ついで、ゼロ調整と利得の設定等を行った。

ロ. 打設開始以後

(a) 動的計測システムによる測定

動的計測システムによる測定は、コンクリート打設開始から打設完了までの4時間程の間のコンクリート打設中における支保工の応力、変位等について行った。

なお、動的計測システムにおけるデータの収録は、デジタルデータレコーダにより行い、収録時のデータのサンプリング間隔は、以下の理由により 10Hz とした。

- 1) コンクリート打設中の振動には、コンクリー

動的計測システムによる測定	時間 (時分)	測定中										
	経過時間 (分)	60分			100分				150分			
コンクリート打設状況	時間	9:12	10:05	10:23	10:34	10:44	11:00	11:17	11:25	11:32	11:33	11:45
	打設箇所	橋脚東側—橋脚西側—橋脚東側		東側張出梁	西側張出梁	橋脚西側—橋脚東側		東側張出梁	橋脚西側	西側張出梁	橋脚西側	東側張出梁
	打設高 h	h=0.5m			h=1.5m				h=2.0m			

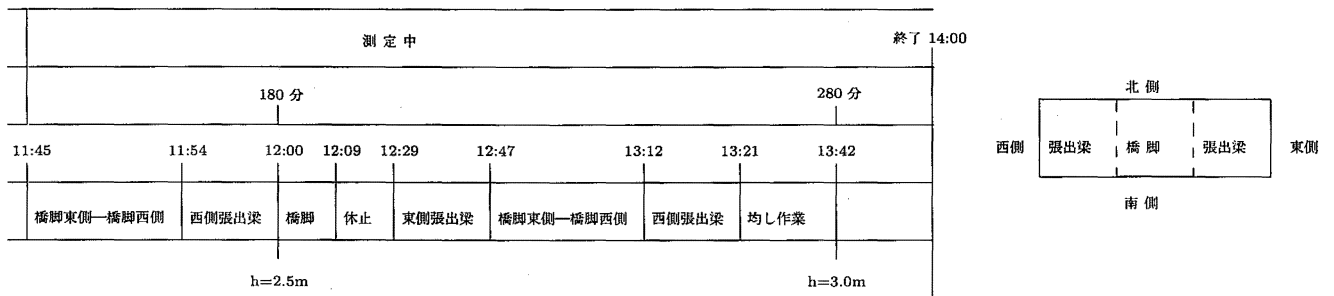


Fig. 4 Time table of concrete placing  
コンクリート打設の進行図

トポンプの吐出圧力，吐出量に関するコンクリートのホースからの吐出時の振動によるもの，ホース出口から打設箇所までのコンクリート落下によるものおよびコンクリート締め固め時のバイブレータ等による振動が考えられる。これらによる振動現象が，荷重として作用する周波数は数 Hz 以下と考えられる。

- 2) デジタルデータレコーダの収録能力には制約がある。データ収録装置であるデータレコーダの 64ch 時のサンプリング周波数と磁気テープ一巻当りの最大収録時間を検討した結果，今回のコンクリート打設時間が約 4 時間を予定しており，その間を連続してデータを測定することを考えるとデータレコーダの収録能力より 10Hz 以下が望ましい。
- 3) 枠組支柱式型枠支保工の実測において 20Hz のサンプリング周波数で収録したが，H 形鋼支柱式型枠支保工の場合枠組式に比べ打設時の振動現象によるデータが低周波帯域に分布するものと思われるので 10Hz でも問題ないものと思われる。

(b) 静的計測システムによる測定

静的計測システムによる測定は，コンクリート打設直前に初期値を測定し，コンクリート打設完了後か

ら，1 時間間隔にて 1 週間（168 時間）測定を行い，コンクリート養生期間中における支保工の応力，変位等の測定を行った。また，計測は自動測定とした。

ハ. コンクリート打設中の打設高さの測定

コンクリートの打設中は打設高さを 50cm 毎に測定した。各打設高さは，箱尺を用い，型枠の上端を基準点として，その上からコンクリートの上面までの間を測定することによって求め，ビデオカメラにて，その高さの表示と同時にその時間を記録した。

3.3 実測結果

実測調査は昭和 63 年 11 月 17 日から 24 日までの 8 日間，受梁のコンクリート打設から硬化までの間において実施した。Fig. 1 の斜線部分が今回，コンクリート打設を実施した部分を示す。

また，支保工各部材に生ずる応力は，コンクリートの打設中の進行に応じて変化するばかりでなく，打設後のコンクリート養生期間中におけるコンクリート硬化に伴い変化する。そこで，測定データをコンクリート打設中，打設後の養生期間中に分けてみることにした。

3.3.1 コンクリートの打設状況

コンクリート打設中の支保工各部材の軸力，曲げ応力等の経時変化を調べるため，コンクリートの打

設状況を調べる必要がある。そこで、コンクリートの打設中の状況を撮影したビデオテープを分析した。Fig. 4 にコンクリートの打設開始より、完了までの打設状況を動的計測システムによる測定時間と合わせて示す。これを見ると、コンクリートの打設は9時12分、橋脚東側部分より開始され、東側受梁-橋脚部分-西側受梁の順に打設が数回にわたって繰り返され、13時21分に西側受梁を最後に、コンクリートの輸送が終わり、13時42分にコンクリートの均し作業が完了している。それから完全に作業員が支保工より外部に出て打設作業が完了し、動的測定が終了したのが14時であった。以下ではこの時刻をもって打設完了時とよぶ。

また、その間におけるコンクリートの打設高さ  $h$  は、10時06分に  $h=0.5\text{m}$ 、10時44分に  $h=1.5\text{m}$ 、11時30分に  $h=2\text{m}$ 、12時00分に  $h=2.5\text{m}$ 、13時32分に終了している。

なお、打設中のコンクリート上には10人～12人の作業員がおり、コンクリートホースの移動、均し、バイブレータによる締め固めの作業を行っていた。バイブレータは電動式フレキシブルシャフトのものが6本使用されていた。

### 3.3.2 打設中に各部材に生じる応力

コンクリート打設中の各部材に生じる軸力、曲げ応力等の測定データについて測定開始から打設完了時までの間を10分毎に調べた。

コンクリート打設中、型枠支保工の各部材に生じる軸力、曲げ応力等は、コンクリート打設の進行とともに増加し、打設開始後220～300分の間に最大となる。

いま、一例として Fig. 5 に示す支柱の軸力の経時変化についてみると、橋脚の東側および西側張出受桁部の型枠支保工の支柱は、コンクリートの打設とともに軸力が大きくなり、次の打設までの間にその軸力が若干下がる傾向を打設毎に繰り返しながら、打設の進行に伴い、軸力が増加していく。東側張出受桁部の支柱  $C_{A2}$  の軸力が220～270分の間に最大となり、また、西側張出受桁部の支柱  $C_{A6}$  は270～300分の間に最大となっている。このように東側張出受桁部と西側張出受桁部のコンクリートの打設順序等が、その部分の支柱に生じる軸力の経時変化に影響を与えている。この傾向は支柱以外の方杖、受台の東材等の型枠支保工部材にも顕著に現れている。

その結果、各部材に生じる軸力、曲げ応力等は次の

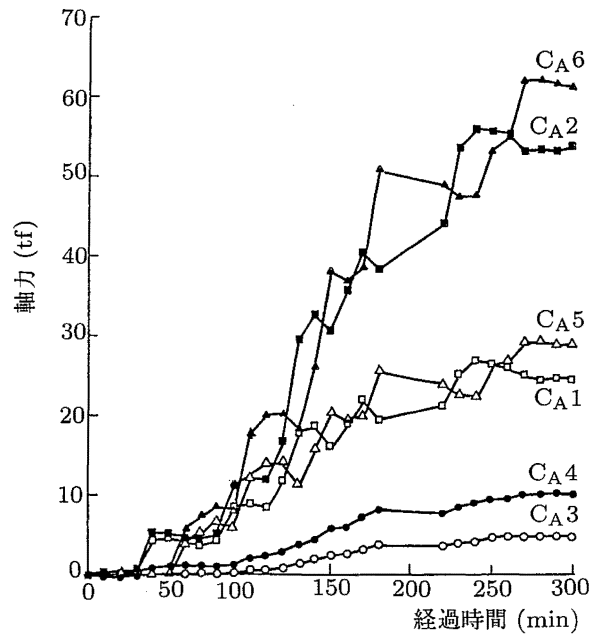


Fig. 5 Variation of axial force on supports  
支柱軸力の経時変化

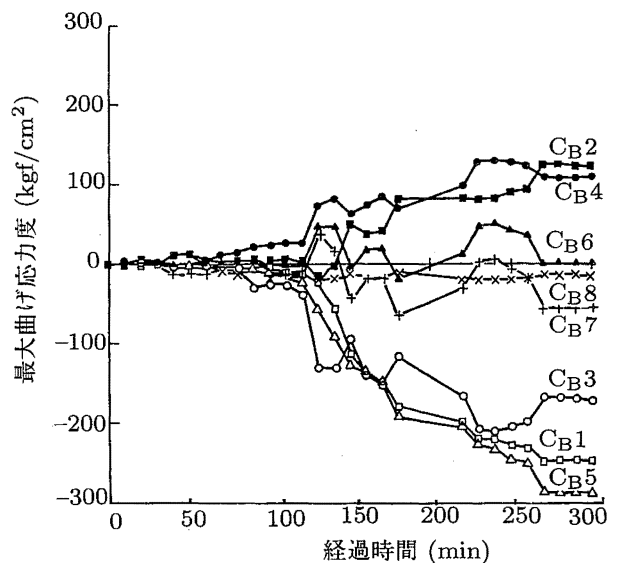


Fig. 6 Variation of maximum bending stress on supports  
支柱最大曲げ応力度の経時変化

通りである。

#### a. 支柱

型枠支保工の北側構面の支柱の軸力、曲げ応力を測定した結果について Fig. 5, Fig. 6 に示す。

当然のことながら、支柱の軸力は、支保工の両端の支柱  $C_{A1}$ ,  $C_{A2}$  および  $C_{A5}$ ,  $C_{A6}$  が大きく、そ

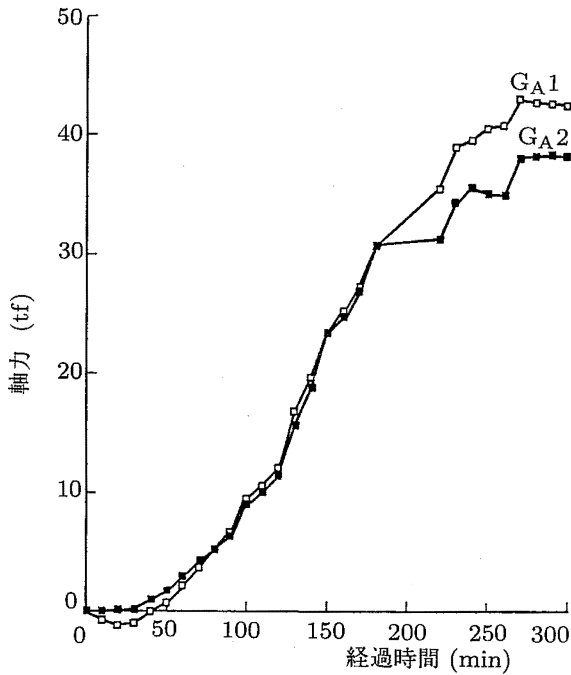


Fig. 7 Variation of axial force on stringers  
大引の軸力の経時変化

れに比較し中央の支柱  $C_{A3}$ ,  $C_{A4}$  は非常に小さい。また、両端の支柱  $C_{A1}$ ,  $C_{A2}$  と  $C_{A5}$ ,  $C_{A6}$  は、支保工の骨組が対称であるため、軸力が同程度であるとみられていたが、打設完了時の支柱に生じる軸力について見ると、東側の支柱の下端  $C_{A2}$  の圧縮応力は、53.94tf、西側の支柱下端  $C_{A6}$  のそれは、61.44tfで、8tf 約 12% 小さい値となり、かならずしも一致した値とならなかった。

このほか、同じ一本の支柱でも軸力は、支柱最上部の  $C_{A1}$ ,  $C_{A5}$  と方杖との接合部より下の位置にある  $C_{A2}$ ,  $C_{A6}$  では、下の部分の軸力が上の部分に比べ 2 倍以上となった。張り出し部分のコンクリート荷重が方杖に作用していた結果である。

また、支保工が合成骨組であるため、支柱には軸力のほかに支柱の上部から下部にわたって曲げ応力が生ずることが予想される。測定した中では四隅の支柱とも支柱上部に生じている曲げ応力度が最も大きく、東側の支柱、 $C_{B1}$  で  $250\text{kgf/cm}^2$ 、西側の支柱、 $C_{B5}$  で、 $290\text{kgf/cm}^2$  となったが、支柱の許容曲げ応力度に比較しかなり小さな値であった。

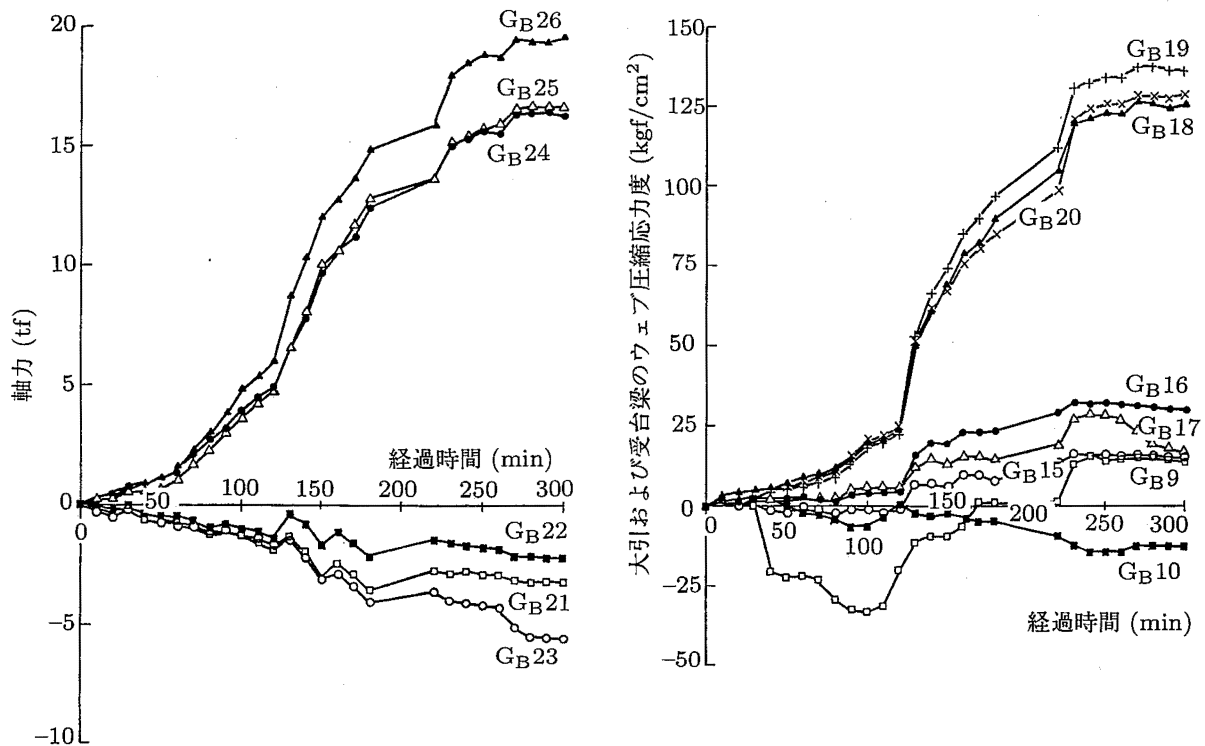


Fig. 8 Variation of axial force and vertical compressive stress on stringers and base beams  
大引および受台梁の軸力、鉛直方向圧縮応力の経時変化



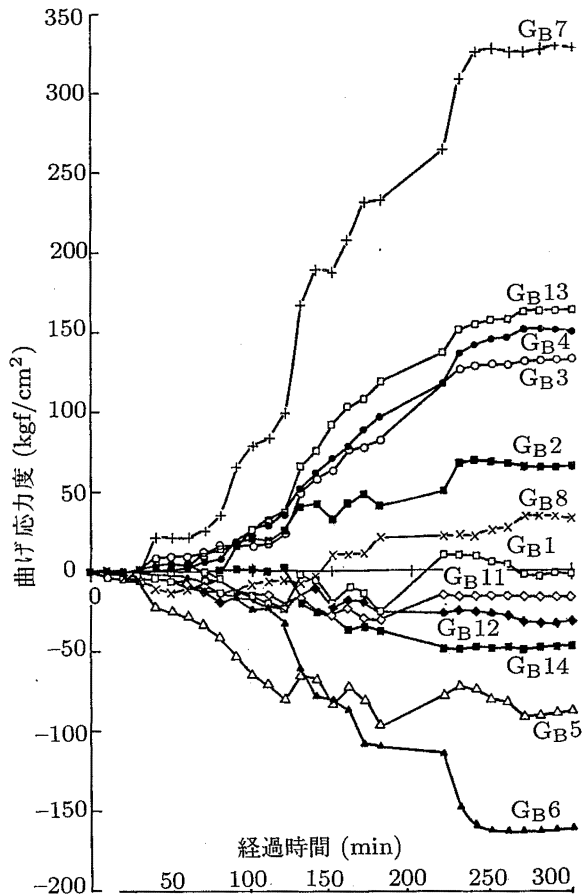


Fig. 9 Variation of bending stress on stringers  
大引の曲げ応力度の経時変化

b. 大引

北側構面の大引について、軸力、曲げ応力度を測定した結果を Fig. 7 ~ Fig. 9 に示す。

イ. 側端支柱と中央支柱間の大引の軸力

コンクリートの打設の進行に伴い、東側端支柱と中央支柱間の大引の軸力の測定記号、 $G_{A1}$  と中央支柱と西側端支柱間の  $G_{A2}$  には、大きな引張応力が作用している。 $G_{A1}$ ,  $G_{A2}$  に作用する引張応力は、打設後 180 分経過した打設高さ、約 2.5m 時点までは、 $G_{A1}$ ,  $G_{A2}$  ともほぼ同値であり、打設に伴い増大し、それ以降、打設が進むと、 $G_{A1}$ ,  $G_{A2}$  の引張応力は増大するが、両者の間に差が生じ、打設完了時における引張応力は、 $G_{A1}$  で 43.1tf,  $G_{A2}$  で 38.27tf となり、実測上では、東側大引、 $G_{A1}$  と西側大引、 $G_{A2}$  に約 4tf の差があるアンバランスな結果となった。

ロ. 方杖との接合部における大引の軸力

方杖との接合部で大引の  $G_{B24}$ ,  $G_{B25}$ ,  $G_{B26}$  の測定点には、上述の大引部分と同様に引張応力が生じており、その引張応力は打設の進行に伴い増大している。 $G_{B24}$ ,  $G_{B26}$  の点には、ほぼ同程度の引張応力が生じており、打設完了時に生じる引張応力は、大引  $G_{B24}$  で 16.26tf,  $G_{B25}$  で 16.61tf である。これに対し、内側の  $G_{B26}$  には、打設完了時には 19.55tf と  $G_{B25}$ ,  $G_{B24}$  に比べ、3tf 程度の大きな引張応力が生じている。この接合部における大引の引張応力

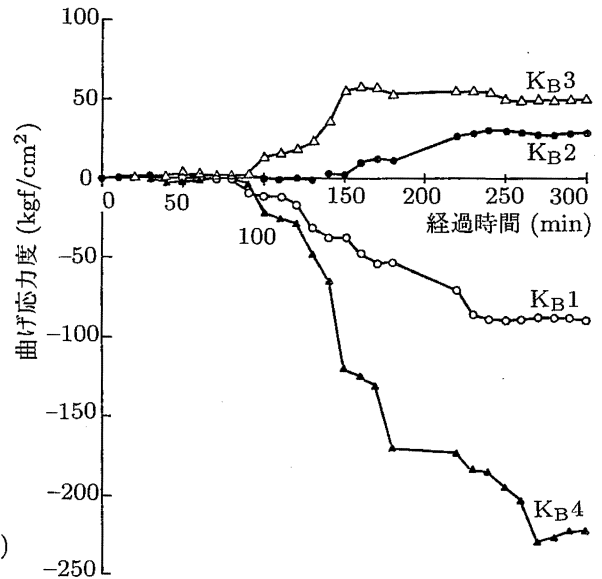
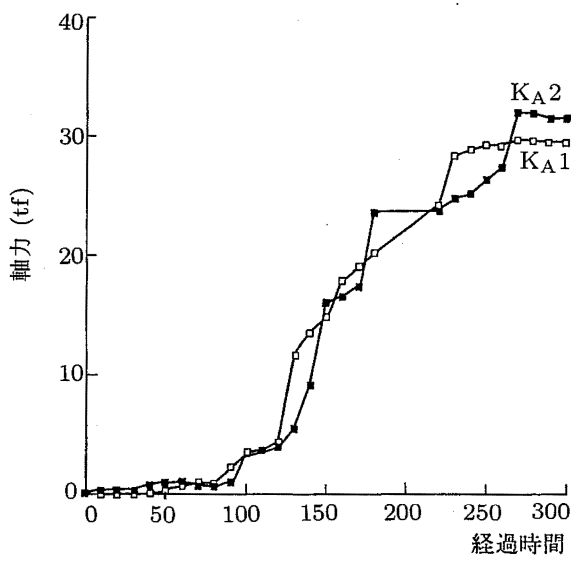


Fig. 10 Variation of axial force and bending stress on supports  
方杖の軸力と曲げ応力度の経時変化

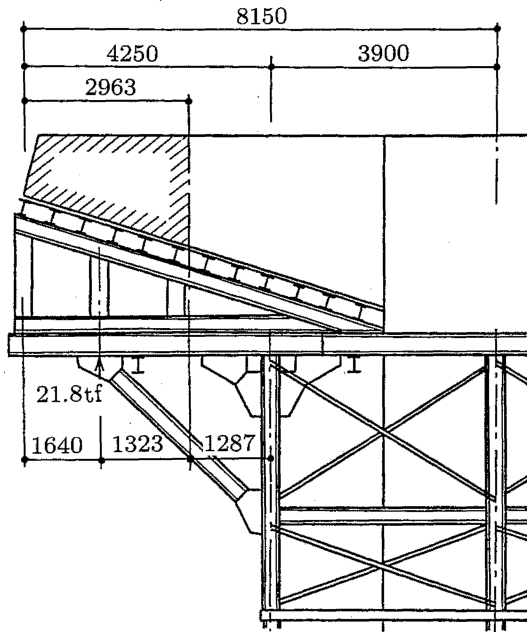


Fig. 11 Range of load distribution on angle braces  
方杖が分担する荷重の範囲

は、方杖、 $K_{A1}$  に生じている圧縮応力と打設時の経時変化の傾向がよく一致している。また、 $G_{B24}$  の引張応力は、打設完了時に方杖  $K_{A1}$  に生じている圧縮応力  $29.61\text{tf}$  の水平成分  $20.94\text{tf}$  と  $1\text{tf}$  程度の差でありほぼ一致している。

ハ. 大引の曲げ応力

方杖と支柱と大引で構成されている部分の大引上の H 形鋼の上、下フランジ部分に生ずる応力を測定した結果、打設完了時の応力についてみると、曲げ引張応力度は、方杖との接合部の上部フランジ、 $G_{B13}$  には  $163\text{kgf/cm}^2$ 、方杖と支柱頂部の中間付近の受台の東材の下部フランジ、 $G_{B4}$  に  $150\text{kgf/cm}^2$  とほぼ似た値が生じていた。しかし、支柱頂部の上部フランジ、 $G_{B7}$  には  $328\text{kgf/cm}^2$  と  $G_{B13}$ 、 $G_{B4}$  に比べ約 2 倍の曲げ引張応力度が生じていた。

一方、曲げ圧縮応力は、方杖との接合部下部フランジ  $G_{B14}$  のみに生じており、 $47\text{kgf/cm}^2$  と曲げ引張応力度に比べ小さな値であった。上記のフランジに生じている曲げ引張応力、曲げ圧縮応力は、曲げ応力と引張応力または圧縮応力が合算された応力である。そのため、大引に生じる曲げ応力は、応力解析により求める必要があるが、大引上に受台を重ね、ボルトで止められた構造であったため、応力解析が困難であり、今回は単に実測結果を記すにとどめた。

シ. 方杖

この型枠支保工は支柱より張り出した大引部分に作用する鉛直荷重の大部分を方杖にて支持する構造のため、方杖に大きな軸方向力が作用する。また、大引または支柱と剛接合であるため、方杖には曲げ応力が生じることが予測される。これらのの応力の大きさを示すため、型枠支保工の北側構面の両方杖の軸力と曲げ応力度の測定結果を Fig. 10 に示す。

イ. 方杖に生じる軸力

コンクリート打設の初期段階では、コンクリートの打設範囲が四隅の支柱の内側であるため、方杖に生じる圧縮応力は小さいが、打設開始後約 120 分を経過した時点から打設の進行に伴い急激に増大し、打設完了直前あたりで最大となっている。打設完了時の方杖に生じる軸力についてみると、東側方杖、 $K_{A1}$  に  $29.6\text{tf}$ 、西側方杖、 $K_{A2}$  に  $31.5\text{tf}$  の圧縮応力が生じている。西側の方杖が東側の方杖に比べ大きくなっているが、方杖にはほぼ同程度の鉛直荷重が作用していることが確かめられた。従って、方杖に生じている圧縮応力が、全て鉛直荷重によるものとするれば、方杖が水平面に対し、 $45$  度で大引、支柱に取り付けられているため、その圧縮応力の鉛直成分は、 $20.9 \sim 22.7\text{tf}$  となった。

ここで、この結果から、方杖が分担するとみられる受梁のコンクリート重量が、上記の 2 つの鉛直成分の力の平均値、 $21.8\text{tf}$  であることより、この重量に見合うコンクリートの断面は、Fig. 11 に示すように受梁の先端からおおよそ  $2.96\text{m}$  と推定される。これは、図のように、大引と方杖の接合点の中心と支柱の中心軸をほぼ 2 等分する距離である。ただし、コンクリートの単位体積重量は、 $2.35\text{tf/m}^3$  とした。

ロ. 方杖に生じる曲げ応力

方杖の両端部付近の曲げ応力を測定した結果から、打設完了時に東側方杖では、上端、 $K_{B1}$  の最大曲げ応力度が約  $90\text{kgf/cm}^2$  となった。これに対し、下端、 $K_{B2}$  には  $K_{B1}$  の約  $1/3$  の曲げ応力度が  $K_{B1}$  と反対方向に生じている。また、西側方杖では、東側方杖とは逆に方杖の下端、 $K_{B4}$  が大きく約  $230\text{kgf/cm}^2$  の最大曲げ応力度が生じている。上端、 $K_{B3}$  は  $K_{B4}$  に比べ、約  $1/5$  の最大曲げ応力度が  $K_{B4}$  と反対方向に生じている。

以上のように、方杖に生じる曲げ応力はあまり大きな値とならず、計算では両端ピンとして扱っても良いものと思われる。実測では、曲げ応力が西側方

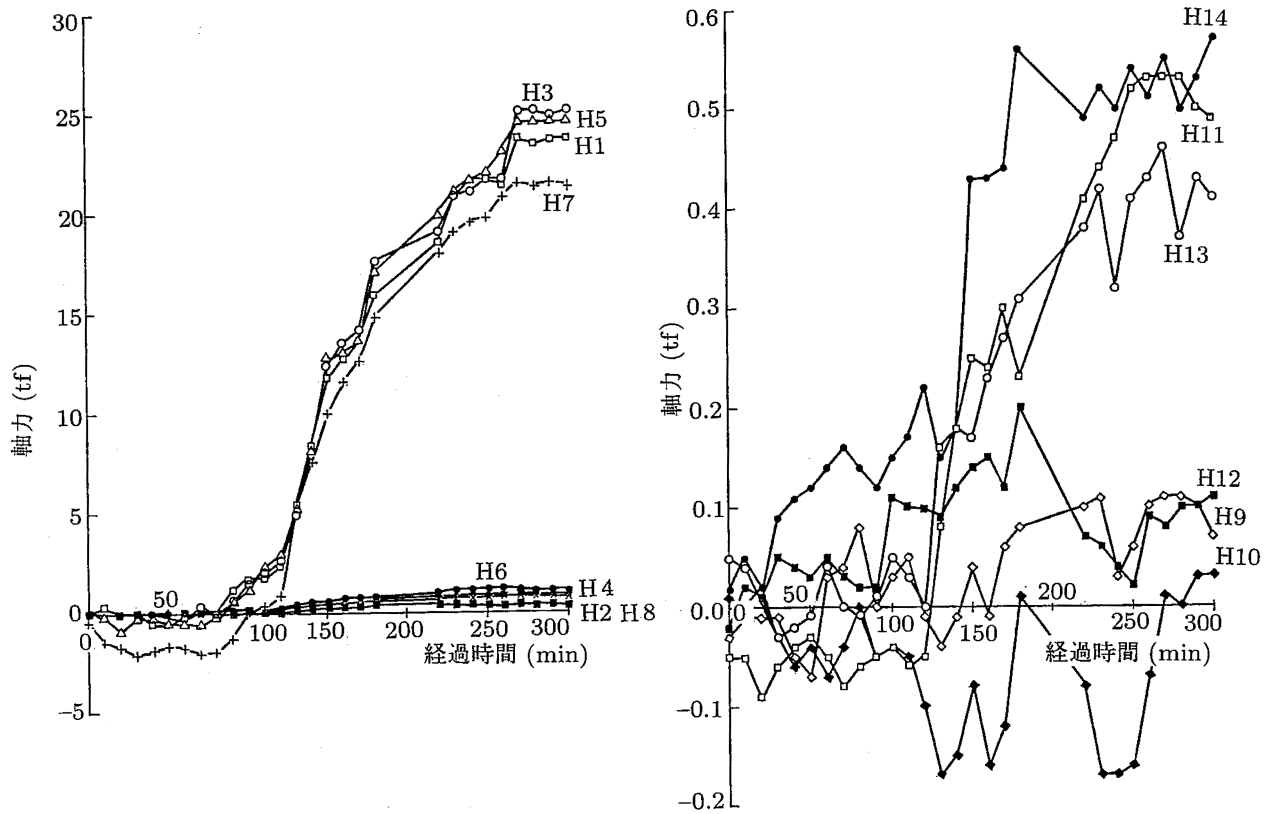


Fig. 12 Variation of axial force on horizontal joint beams  
水平つなぎ材の軸力の経時変化

杖と東側方杖に対称に生じていないことが分かった。

d. 水平つなぎ材

水平つなぎ材の軸力は、支保工の東西南北側の各構面に設けてある全ての水平つなぎ材について測定した。その結果を Fig. 12 に示す。

北側および南側構面の水平つなぎ材の軸力は、コンクリート打設の初期段階において、大半の水平つなぎ材に若干の引張応力が生じている。それ以降打設が進行すると圧縮応力が生じ、上段の水平つなぎ材、H1, H3, H5, H7 は打設の進行に伴い圧縮応力が増大し、打設完了前あたりで最大となっている。とくに、H3, H5 ではそれぞれ 21.6, 25.2tf になっている。これは上段水平つなぎ材が方杖下端部と支柱の接合部の位置に接合されているため、上段水平つなぎ材には方杖に生ずる大きな圧縮応力の水平成分が作用し、大きな圧縮応力が生じたものである。一方、下段の水平つなぎ材、H2, H4, H6, H8 の軸力は、上段の水平つなぎ材に比べ、0.4 ~ 1.21tf と非常に小さな圧縮応力となっている。また、東側および西側

構面の水平つなぎ材は、打設途中で引張応力が生じる場合もあるが、打設完了時には全ての水平つなぎ材に圧縮応力が生じている。その圧縮応力の値は小さく、最も大きな圧縮応力が生じている水平つなぎ材、H14 で 0.57tf であり、北側および南側構面の下段の水平つなぎ材に生じている圧縮応力よりも小さい。これらの水平つなぎ材は、外力としての水平荷重が作用しなかったため、外力による軸力は生じず、単に支保工の変形等に起因して軸力が生じているものとみられる。

e. 斜材の軸力

斜材の軸力は、支保工の外周 4 構面に設けてある全ての斜材について測定した。その結果を Fig. 13 に示す。

イ. 南北側構面の斜材

北側構面の斜材についてみると、上段の斜材である B1 と B4, B2 と B3 はそれぞれ対称の部材であるので、鉛直荷重の場合には同符号の軸力が生じるものと考えられる。しかし、実測では必ずしもこのよ

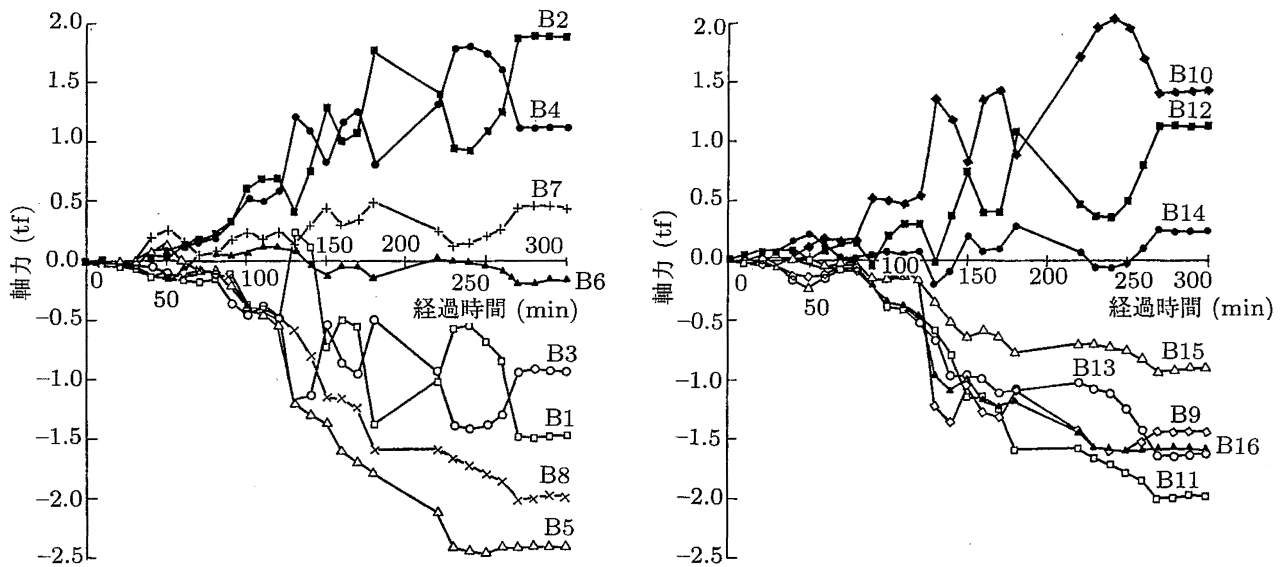


Fig. 13 Variation of axial force on braces  
斜材の軸力の経時変化

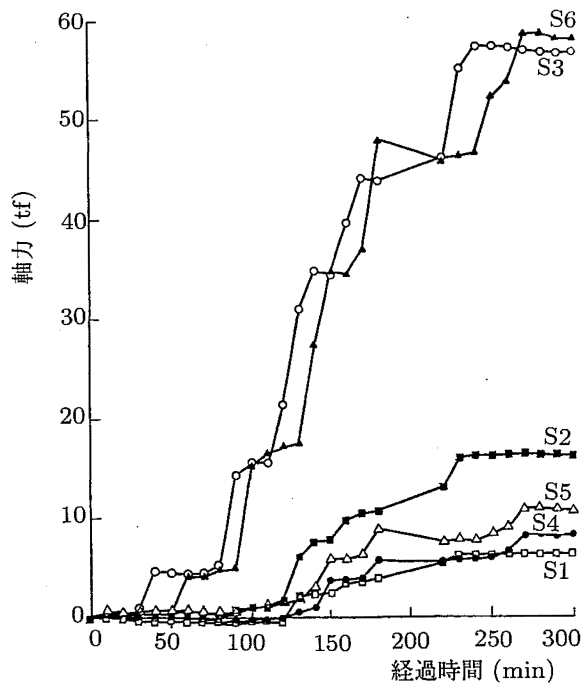


Fig. 14 Variation of axial force on base short supports  
受台束材の軸力の経時変化

うな結果にはならなかった。下段の斜材については B5 と対称部材である B8 とも圧縮応力が生じている。また、南側構面の上段、下段の斜材とも北側の支保工の場合と同様であった。上段の斜材に生じる軸力

は、コンクリート打設中にかなり大きな起伏を繰り返し増大している。しかし、中には B3, B4, B10 のように打設完了時の軸力に比べ、打設途中の軸力がかなり大きなものがあった。上段の斜材のうち打設完了時に最も大きな引張応力は、B2 の 1.87tf, 打設途中では、B10 の 2tf である。

また、下段の斜材では、圧縮応力が生じる斜材の軸力は、引張応力が生じる斜材の軸力に比べかなり大きく、打設完了時でも最も大きな軸力は、斜材、B5 の 2.41tf, 打設途中では同じく B5 の 2.46tf である。これらの値は、斜材の座屈荷重（上段の斜材で 2.61tf, 下段の斜材で 3.37tf）に近い値である。なお、許容座屈荷重を超えている斜材が 7 箇所 (B1, B3, B5, B8, B9, B11, B16) もあった。

#### ロ. 東西側構面の斜材

支保工の東側および西側構面の斜材についてみると、北側および南側構面の斜材に比べ圧縮応力および引張応力とも小さい。

東側と西側構面の斜材を比べてみると東側構面の斜材の軸力は、西側構面の斜材の軸力に比べかなり小さく、圧縮応力で 390kgf, 引張応力で 260kgf が最も大きな軸力であった。また、西側構面の斜材では、B<sub>A</sub>28 で圧縮応力が 820kgf, B<sub>A</sub>22 で引張応力が 1.11tf となり最も大きな軸力であった。いずれも部材の許容応力度以内の値であった。

以上のことから、通常、斜材は、圧縮応力を負担し

Table 2 Measured value of maximum axial force on each member  
各部材に生じる最大軸力の測定結果

北側

測定箇所 記号	打設完了 時軸力P (tf)	打設途中		$P_{max}-P$	$P_{max}/P$
		$P_{max}$ (tf)	発生時間		
S1	-6.39	-6.45	270	-0.06	1.009
S2	-16.31	-16.49	270	-0.18	1.011
S3	-56.65	-57.4	240	-0.75	1.013
S6	-58.07	-58.66	280	-0.59	1.01
S5	-10.78	-11.06	270	-0.28	1.026
S4	-8.34	-8.41	270	-0.07	1.008
G <sub>B</sub> 21	-3.21	-3.55	180	-0.34	1.106
G <sub>B</sub> 24	16.26	16.42	290	0.16	1.01
G <sub>B</sub> 22	-2.19	-2.19	300	0	1
G <sub>B</sub> 25	16.61	16.67	280	0.06	1.004
G <sub>B</sub> 23	-5.63	-5.63	300	0	1
G <sub>B</sub> 26	19.55	19.55	300	0	1
G <sub>A</sub> 1	42.58	43.01	270	0.43	1.01
G <sub>A</sub> 2	38.16	38.27	280	0.11	1.003
K <sub>A</sub> 1	-29.61	29.79	270	-0.18	1.006
K <sub>A</sub> 2	-31.49	-32.04	270	-0.55	1.017
C <sub>A</sub> 1	-24.73	-27.16	240	-2.43	1.098
P1	-38.51	-38.59	270	-0.08	1.002
C <sub>A</sub> 2	-53.94	-56.14	240	-2.2	1.041
C <sub>A</sub> 3	-4.85	-4.91	270	-0.06	1.012
P2	-5.18	-5.24	280	-0.06	1.012
C <sub>A</sub> 4	-10.35	-10.35	300	0	1
C <sub>A</sub> 5	-29.16	-29.4	280	-0.24	1.008
P3	-38.21	-38.47	280	-0.26	1.007
C <sub>A</sub> 6	-61.44	-62.37	280	-0.93	1.015
H1	-23.74	-23.74	300	0	1
H3	-25.18	-25.18	300	0	1
H2	-0.37	-0.4	270	-0.03	1.081
H4	-1.09	-1.21	250	-0.12	1.11
B2	1.87	1.89	280	0.02	1.011
B1	-1.47	-1.49	280	-0.02	1.014
B4	1.12	1.8	240	0.68	1.067
B3	-0.93	-1.42	240	-0.49	1.527
B6	-0.17	-0.19	270	-0.02	1.118
B5	-2.41	-2.46	250	-0.05	1.021
B8	-1.98	-2	270	-0.02	1.01
B7	0.44	0.5	180	0.06	1.136

南側

測定箇所 記号	打設完了 時軸力P (tf)	打設途中		$P_{max}-P$	$P_{max}/P$
		$P_{max}$ (tf)	発生時間		
P4	-36.55	-36.91	270	-0.36	1.01
P5	-6.12	-6.14	290	-0.02	1.003
P6	-43.59	-44.39	240	-0.8	1.018
H5	-24.59	-24.59	300	0	1
H7	-21.4	-21.58	270	-0.18	1.008
H6	-0.78	-0.83	240	-0.05	1.064
H8	-0.9	-0.9	300	0	1
B10	1.42	2.03	240	0.61	1.43
B9	-1.44	-1.6	240	-0.16	1.111
B12	1.12	1.13	270	0.01	1.009
B11	-1.98	-2	270	-0.02	1.01
B14	0.25	0.29	180	0.04	1.166
B13	-1.63	-1.64	270	-0.01	1.006
B16	-1.59	-1.6	250	-0.01	1.006
B15	-0.91	-0.94	270	-0.03	1.033

東側

測定箇所 記号	打設完了 時軸力P (tf)	打設途中		$P_{max}-P$	$P_{max}/P$
		$P_{max}$ (tf)	発生時間		
H9	-0.07	-0.11	270	-0.04	1.571
H10	-0.03	0.17	230	0.2	6.667
H13	-0.41	-0.46	270	-0.05	1.122
B17	0.19	0.23	260	0.04	1.211
B18	-0.06	-0.08	180	-0.02	1.333
B19	-0.29	-0.39	220	-0.1	1.345
B20	-0.24	-0.14	120	-0.1	3.5
B25	0.15	0.18	250	0.03	1.2
B26	0.23	0.26	290	0.03	1.13

西側

測定箇所 記号	打設完了 時軸力P (tf)	打設途中		$P_{max}-P$	$P_{max}/P$
		$P_{max}$ (tf)	発生時間		
H11	-0.49	-0.53	270	-0.04	1.082
H12	-0.11	-0.15	160	-0.04	1.364
H14	-0.57	-0.57	300	0	1
B21	-0.22	-0.28	250	-0.06	1.273
B22	1.1	1.11	270	0.01	1.009
B23	0.31	0.32	260	0.01	1.032
B24	0.27	0.28	270	0.01	1.037
B27	0.5	0.54	260	0.04	1.08
B28	-0.8	-0.82	270	-0.02	1.025

記号の説明

記号	検出するもの
C <sub>A</sub>	支柱の軸力
G <sub>A</sub>	大引の軸力
G <sub>B</sub>	大引・型枠受台の軸力
H	水平つなぎ材の軸力
B	斜材の軸力
K <sub>A</sub>	方杖の軸力
S	束材の軸力
P	ジャッキの油圧力

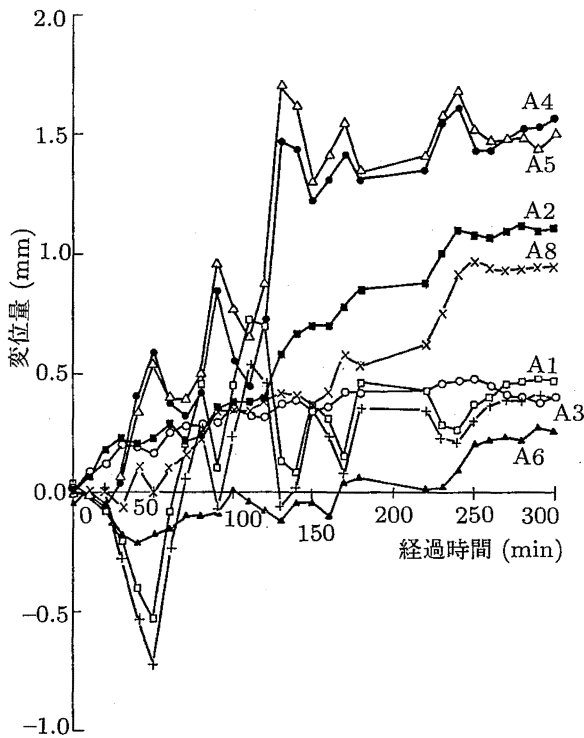


Fig. 15 Variation of horizontal displacement on shoring

支保工の水平方向変位の経時変化

ないものとして扱うが、実験上からも、圧縮部材はないものとして扱うべきであるという結果となった。しかし、圧縮応力を分担させるという考え方をとるときは、上記のことから、北側および南側構面の

ような骨組みの場合、斜材には想像以上の軸力が作用する可能性がある。このため本例のような骨組みの場合、安全にかなり余裕を持つことが必要である。本実験から、部材応力を許容座屈荷重以下とするためには、斜材はL-90×90×10が適切と思われる。

f. 受台の束材

三角形の受台は、H-300×300×10×15を使用した受台大引材、受台梁材および受台束材をそれぞれ溶接し一体構造としたものである。そのため、打設中のコンクリートの荷重により各材に生じる応力、大引への荷重の伝達等を把握するため、北側構面の受台束材の軸力、受台梁の応力について測定を行った。束材の測定結果を Fig. 14 に示す。

打設完了時の束材に生じる軸力についてみると、東西両側とも張出受桁の中間位置付近の束材、S3で56.65tf、S6で58.07tfと極端に大きな圧縮応力が生じている。これは、片側の束材3本に生じる圧縮応力の合計70%~75%にあたる。

また、中間の束材、S2、S5に生じる圧縮応力は、東側束材、S2の16.31tfに比べ、西側束材、S5は約5.5tf小さい10.78tfである。S5の圧縮応力が小さくなっている分だけ、他の束材、S4、S6の圧縮応力がS1、S3より大きくなっており、束材に生じる圧縮応力の合計は東側、西側とも余り変わりはなく、東側受台で79.32tf、西側受台で77.19tfとほぼ一致している。

しかし、束材、S1~S6の圧縮応力の合計と支柱、

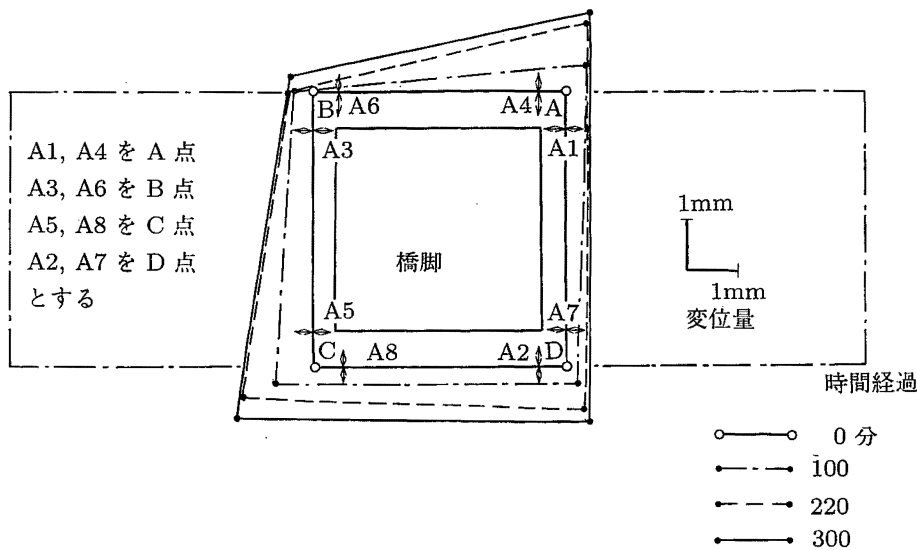


Fig. 16 Displacement on top of shoring  
支保工頂部における変位

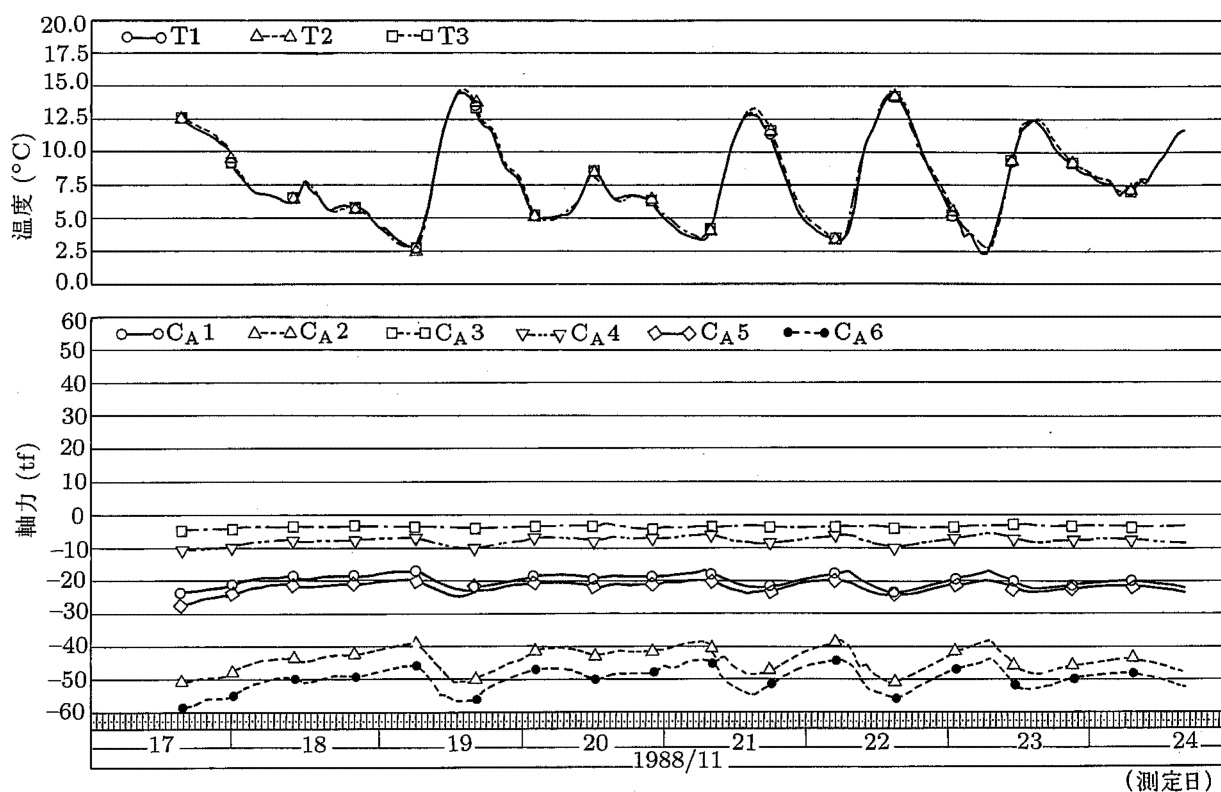


Fig. 17 Variation of axial force on supports under curing  
養生期間中の支柱軸力の経時変化の例

$C_{A2}$ ,  $C_{A4}$ ,  $C_{A6}$  の圧縮応力の合計を比較すると、束材の方が 1.25 倍と大きくなっており一致していない。

### 3.3.3 打設中に各部材に生じる最大軸力

コンクリート打設中に支保工の各部材に生じる最大軸力（10 分間毎の測定値のなかの最大値）と打設完了時の軸力について、3.3.2.a 以降の各項に示したデータをまとめた結果を Table 2 に示す。

各部材の軸力の最大値は、大半がコンクリート打設開始後 230 ~ 300 分（打設完了時）の間に生じているが、まれに、それ以前の打設開始後 180 分頃に生じている部材がある。水平つなぎ材、斜材については、北側構面と南側構面にある斜材、水平つなぎ材の最大軸力と比べ、東側構面と西側構面の斜材、水平つなぎ材の最大軸力の値がかなり小さい。そこで、北側構面と南側構面にある支保工の各部材の軸力の最大値を、打設完了時のコンクリート重量のみにより生じる軸力と比較してみると、支柱で 1.01 ~ 1.098, 束材で 1.01 ~ 1.026, 斜材で 1.01 ~ 1.607, 水平つなぎ材で 1.0 ~ 1.11 であった。

### 3.3.4 コンクリート打設中の型枠支保工の水平変位

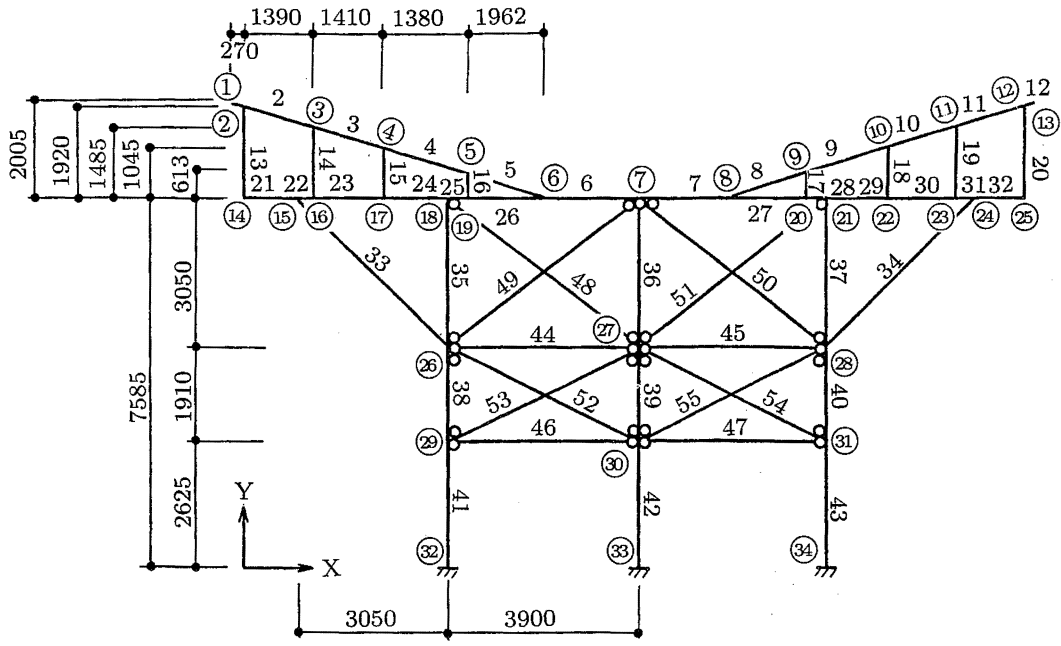
コンクリート打設中の型枠支保工の水平方向の変

位を測定した結果を Fig. 15 に示す。

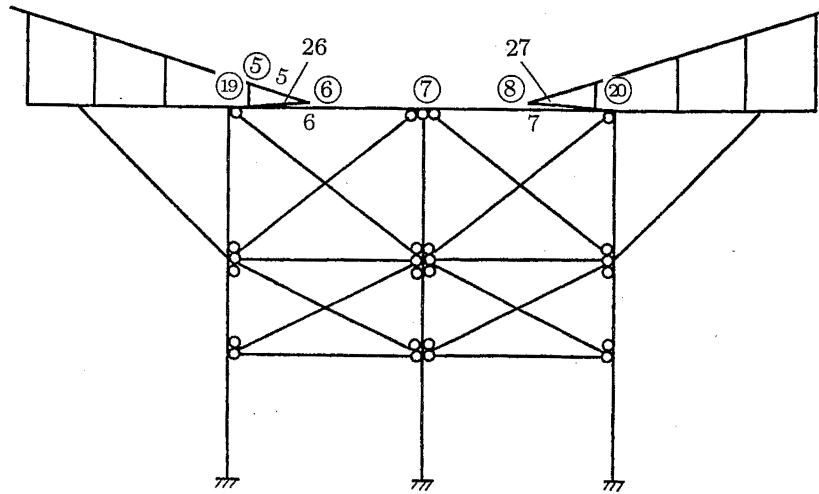
打設過程において変位量はわずかであるが大きな変動を示す。これは、コンクリートの打設による偏りによるものと考えられる。また、Fig. 16 は支保工頂部における変位を平面的に示したものである。支保工の水平方向の変位は、支保工が外側に開くような変位を起こしている。とくに、 $A_4$ ,  $A_5$  が大きく、変位量にして約 1.5mm であった。支保工全体の大きさから比べると極小の値であり、問題とする水平変位ではない。また、支保工のねじれ等の問題となるような変形は見られなかった。

### 3.3.5 打設完了後の部材応力について

打設完了時以降一週間の支柱の軸力の経時変化について Fig. 17 に示す。これによれば、支柱の軸力は打設完了後いくつかの起伏がある。また、同図には、外気温度の変化を示してある。この気温変化の起伏と支柱の軸力の起伏の傾向は、一致し、特に  $C_{A2}$ ,  $C_{A6}$  にその傾向が顕著に現れており、両者は非常に相関性があることを示している。なお、以上のような傾向は、他の支保工部材についても同様である。



(a) 骨組みモデル 1



(b) 骨組みモデル 2

Fig. 18 Schematic model of skelton  
骨組みモデル

### 3.4 結果の考察

#### 3.4.1 実測値と計算値の比較

##### a. 現行の設計における荷重の考え方

ここでは 3.3 で述べた部材の作用力の実測値を計算値と比較する。計算値を求めるに当たり、型枠支保工の設計計算における荷重についての現行の考え方を

整理すると、まず、荷重の種類は、次の通りであり、それぞれ次の記号で表す。

##### 鉛直荷重

- コンクリートの重量 (C)
- 鉄筋、型枠支保工の重量 (G)
- 作業荷重 (W)
- 衝撃荷重 (I)



Table 3 Co-ordinate of nodal points of skelton  
骨組みの節点座標

節点	X	Y	節点	X	Y
1	0.000	9.590	18	4.250	7.585
2	0.270	9.505	19	4.450	7.585
3	1.660	9.070	20	11.850	7.585
4	3.070	8.630	21	12.050	7.585
5	4.450	8.193	22	13.230	7.585
6	6.412	7.585	23	14.640	7.585
7	8.150	7.585	24	15.100	7.585
8	9.888	7.585	25	16.030	7.585
9	11.850	8.198	26	4.250	4.535
10	13.230	8.630	27	8.150	4.535
11	14.640	9.070	28	12.050	4.535
12	16.030	9.505	29	4.250	2.625
13	16.300	9.590	30	8.150	2.625
14	0.270	7.585	31	12.050	2.625
15	1.200	7.585	32	4.250	0.000
16	1.660	7.585	33	7.150	0.000
17	3.070	7.585	34	12.050	0.000

## 水平荷重

照査水平荷重 (H)

その他の荷重 (S)

このうち、その他の荷重は支保工の構造や環境の特殊性によって発生する荷重で、型枠の側圧による荷重や風荷重などが含まれる。

次に荷重の組合せは、適用を受ける基準、計算対象の部材、計算手段などによりまちまちであるが、基本的には上記の記号を用いて表現すれば次のようである。

- |             |                 |
|-------------|-----------------|
| (1) C+G+W   | (5) C+G+W+H     |
| (2) C+G+W+I | (6) C+G+W+H+S   |
| (3) H       | (7) C+G+W+I+H   |
| (4) H+S     | (8) C+G+W+I+H+S |

このうち(1)～(4)は、従来より主に手計算において行われている組合せで、鉛直荷重による計算と水平荷重による計算を別々に行う場合の組合せである。(5)～(8)は、鉛直荷重と水平荷重の組合せであるが、最近では計算機の普及により計算が容易になっ

たこともあり、このような組合せにより計算することが多くなってきている。

以上のように現状では荷重に対する考え方は統一されていない状況にあるので、一口に計算値といってもどの組合せに基づくかにより結果が異なってくる。とくに、水平荷重をどの程度見込む必要があるのかという点についてさまざまな見解がある。

そこで、ここでは上記の組合せのうちいくつかについて計算を求め、実測値との比較を試みた。

## b. 計算による検討

コンクリート打設完了時の実測値と、計算より求めた各部材の応力との関係を調べる必要があり、各部材応力を計算で求めた。計算はパーソナルコンピュータを使用し、2次元骨組有限要素解析プログラム、STAN/2D+により行った。なお、計算にあたり、骨組みモデル、荷重等は次の条件とした。

## イ. 骨組みモデル

## (a) 骨組みモデル 1

実際に使用した受台の寸法の実測および支保工の組立て図面等より、Fig. 18(a)に示す寸法・構造とした。この時、支柱の最下端を固定端、斜材、水平つなぎ材および支柱の油圧ジャッキ取付け部はピン結合とした。なお、図中の数字は、部材番号で、丸印の中の数字は、それぞれの節点番号である。

## (b) 骨組みモデル 2

骨組みモデル 1 に対し、実際に使用した受台の状態および打設時の写真から、Fig. 18(b)のように隅部支柱頂端部より内側の大引部分と受台が直接接触していなかった可能性があるため、この場合の骨組みモデルも考えた。この場合、その部分の分布荷重は、節点番号 5 と 9 に集中荷重として与えた。また、Table 3 に骨組みの節点の座標値を示す。なお、断面性能に関する部材定数は、JIS 規格鉄鋼編によった。

## ロ. 荷重

## (a) 鉛直荷重

本実測においては、初期の零値設定が、コンクリート打設直前の鉄筋の重量、型枠等の自重が支保工に載荷された状態を基にしているため、これらの荷重を除いた場合について計算するものとした。さらに、打設完了後について計算するので、作業荷重・衝撃荷重は除き、コンクリート荷重 (C) のみを考え、コンクリートの単位体積重量は  $2.35 \text{tf/m}^3$  とした。

また、この荷重は、分布荷重として受台部分に与えた。

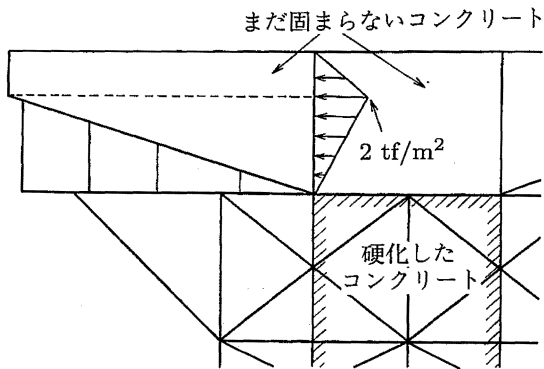


Fig. 19 Side pressure with non-solidified concrete  
未凝固コンクリートによる側圧

(b) 水平荷重 1 (照査水平荷重)

ここでは、水平荷重として照査水平荷重を考慮するものとし、鉛直荷重の3%の場合と5%の場合を設定し、分布荷重として受台部分に一定方向 (Fig. 18の右向き) に与えた。

(c) 水平荷重 2

受台が傾斜しているため、コンクリート重量の水

平成分が作用しているものと考えて、 $C \cos \theta \sin \theta$ を受台部分に受台を外側に押し出す方向に与えた。この場合、水平成分は、東側、西側の受台で大きさが同じで、互いに逆方向の力を想定している。

(d) 側圧

Fig. 19に示すように橋脚上部のコンクリートの側圧<sup>9)</sup>を考え、分布荷重として与えた。

(e) 荷重の組合わせ

計算にあたって骨組みに作用させる荷重の組合せは、次の8つのケースとした。

骨組みモデル 1

- ①ケース 1: コンクリート重量のみ
- ②ケース 2: コンクリート重量+照査水平荷重  
:(コンクリート重量の3%の値)
- ③ケース 3: コンクリート重量+照査水平荷重  
:(コンクリート重量の5%の値)
- ④ケース 4: コンクリート重量+水平荷重 2
- ⑤ケース 5: コンクリート重量+側圧
- ⑥ケース 6: コンクリート重量+水平荷重 2 +側圧

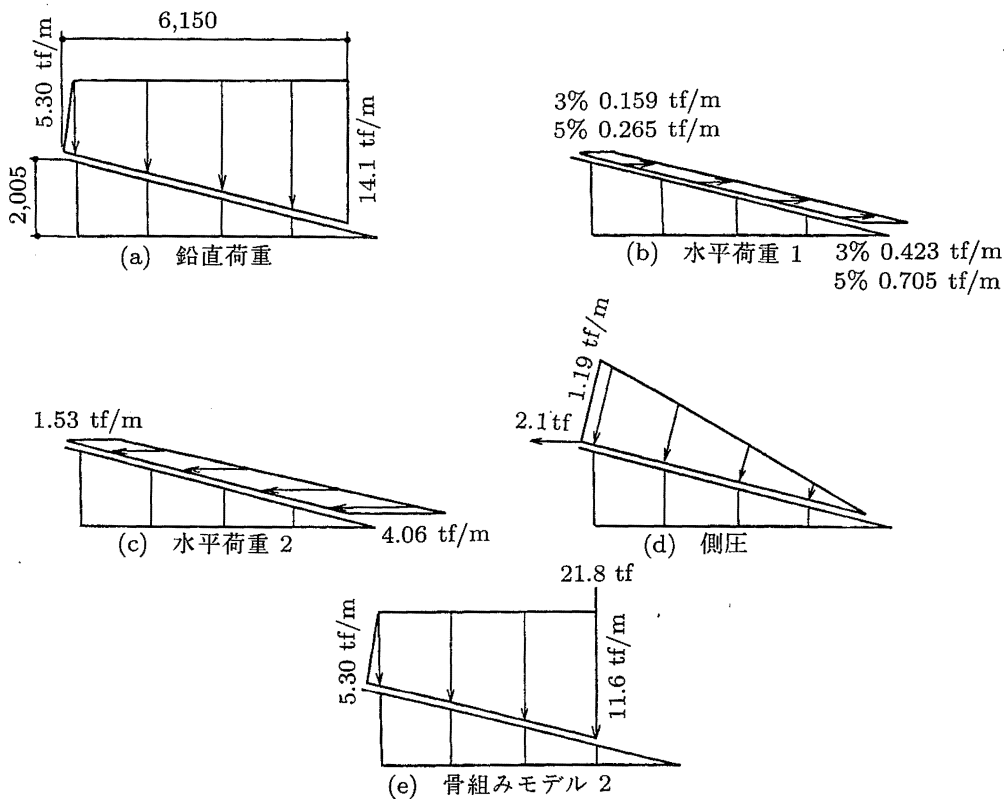


Fig. 20 Load distribution on calculated model  
各計算モデルについての荷重分布

Table 4 Calculated values on members of north and south profile  
北側および南側構面の部材軸力計算値

単位 (tf)

	部材 番号 No.	実測値	骨 組 み モ デ ル 1						骨 組 み モ デ ル 2	
			ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6	ケース 7	ケース 8
北 側 構 面	6	43.01	18.72	18.98	19.16	24.76	25.85	31.89	21.10	35.06
	7	38.16	18.72	18.45	18.27	24.76	25.85	31.89	21.10	35.06
	13	-6.36	-4.35	-4.36	-4.36	-4.54	-6.01	-6.20	-4.64	-6.59
	14	-16.31	-11.01	-11.03	-11.05	-11.35	-12.75	-13.09	-11.09	-13.20
	15	-56.65	-11.36	-11.41	-11.45	-11.51	-12.04	-12.19	-11.75	-12.79
	18	-58.07	-11.36	-11.31	-11.27	-11.51	-12.04	-12.19	-11.75	-12.79
	19	-10.78	-11.01	-10.99	-10.97	-11.35	-12.75	-13.09	-11.09	-13.20
	20	-8.34	-4.35	-4.35	-4.34	-4.54	-6.01	-6.20	-4.64	-6.59
	21	13.05	16.46	16.44	16.43	17.38	20.00	20.92	18.80	24.14
	23	13.92	16.97	16.93	16.90	18.20	20.54	21.76	20.45	26.57
	33	-29.79	-23.74	-23.72	-23.71	-24.94	-29.06	-30.26	-26.72	-34.35
	34	-32.04	-23.74	-23.76	-23.77	-24.94	-29.06	-30.26	-26.72	-34.35
	35	-24.73	-33.62	-33.97	-34.21	-33.39	-34.08	-33.85	-32.21	-34.28
	36	-4.85	-11.80	-11.80	-11.80	-10.70	-10.63	-9.53	-3.86	-3.30
	37	-29.16	-33.62	-33.26	-33.02	-33.39	-34.08	-33.85	-32.21	-34.28
	41	-53.94	-48.87	-49.68	-50.22	-49.38	-52.79	-53.30	-50.92	-55.99
	42	-10.35	-18.11	-18.11	-18.11	-17.10	-17.61	-16.60	-14.00	-11.19
	43	-61.44	-48.87	-48.06	-47.51	-49.38	-52.79	-53.30	-50.92	-55.99
	44	-23.74	-13.74	-13.70	-13.68	-14.53	-17.07	-17.86	-16.06	-20.84
	45	-25.18	-13.74	-13.77	-13.79	-14.53	-17.07	-17.86	-16.06	-20.84
南 側 構 面	46	-0.37	-0.76	-0.83	-0.88	-0.82	-0.92	-0.99	-0.96	-1.27
	47	-1.09	-0.76	-0.68	-0.63	-0.82	-0.92	-0.99	-0.96	-1.27
	48	1.87	-2.73	-2.41	-2.19	-2.69	-2.86	-2.81	-2.84	-2.92
	49	-1.47	0.53	0.20	-0.03	0.62	0.64	0.72	1.08	1.28
	50	1.12	0.53	0.87	1.09	0.62	0.64	0.72	1.08	1.28
	51	-0.93	-2.73	-3.06	-3.27	-2.69	-2.86	-2.81	-2.84	-2.92
	52	-0.17	-3.04	-2.76	-2.57	-3.17	-3.53	-3.66	-3.46	-4.20
	53	-2.41	0.30	-0.01	-0.23	0.35	0.39	0.44	0.50	0.69
	54	-1.98	0.30	0.62	0.83	0.35	0.39	0.44	0.50	0.69
	55	0.44	-3.04	-3.33	-3.52	-3.17	-3.53	-3.66	-3.46	-4.20

骨組みモデル 2

⑦ケース 7: コンクリート重量のみ

⑧ケース 8: コンクリート重量+水平荷重 2 +側圧  
なお、支保工に作用する荷重は橋脚の張出部分の荷重のみとし、Fig. 20 に各荷重の分布図を示す。

c. 計算結果

計算結果を Table 4 に示す。計算では、鉛直荷重

に照査水平荷重を加えても、計算結果にそれほど違いは見受けられなかった。しかし、ケース 4, 5, 6, 8 のように水平分力や側圧による水平荷重を与えた場合に、部材番号 6, 7 の大引や、部材番号 44, 45 の水平つなぎ材等で、引張応力および圧縮応力が增加することが分かった。

また、骨組みモデル 1 に対し、骨組みモデル 2 の

Table 5 Comparison of measured values with calculated values on north and south profile  
北側および南側構面の計算値に対する実測値の比  $R$

(実測値/計算値)

	部材 番号 No.	実測値	骨 組 み モ デ ル 1						骨 組 み モ デ ル 2	
			ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6	ケース 7	ケース 8
北 側 構 面	6	43.01	2.30	2.27	2.24	1.74	1.66	1.35	2.04	1.23
	7	38.16	2.04	2.07	2.09	1.54	1.48	1.20	1.81	1.09
	13	-6.36	1.46	1.46	1.46	1.40	1.06	1.03	1.37	0.97
	14	-16.31	1.48	1.48	1.48	1.44	1.28	1.25	1.47	1.24
	15	-56.65	4.99	4.96	4.95	4.92	4.71	4.65	4.82	4.43
	18	-58.07	5.11	5.13	5.15	5.05	4.82	4.76	4.94	4.54
	19	-10.78	0.98	0.98	0.98	0.95	0.85	0.82	0.97	0.82
	20	-8.34	1.92	1.92	1.92	1.84	1.39	1.35	1.80	1.27
	21	13.05	0.79	0.79	0.79	0.75	0.65	0.62	0.69	0.54
	23	13.92	0.82	0.82	0.82	0.76	0.68	0.64	0.68	0.52
	33	-29.79	1.25	1.26	1.26	1.19	1.03	0.98	1.11	0.87
	34	-32.04	1.35	1.35	1.35	1.28	1.10	1.06	1.20	0.93
	35	-24.73	0.74	0.73	0.72	0.74	0.73	0.73	0.77	0.72
	36	-4.85	0.41	0.41	0.41	0.45	0.46	0.51	1.26	1.47
	37	-29.16	0.87	0.88	0.88	0.87	0.86	0.86	0.91	0.85
	41	-53.94	1.10	1.09	1.07	1.09	1.02	1.01	1.06	0.96
	42	-10.35	0.57	0.57	0.57	0.61	0.59	0.62	0.74	0.92
	43	-61.44	1.26	1.28	1.29	1.24	1.16	1.15	1.21	1.10
	44	-23.74	1.73	1.73	1.74	1.63	1.39	1.33	1.48	1.14
	45	-25.18	1.83	1.83	1.83	1.73	1.48	1.41	1.57	1.21
46	-0.37	0.49	0.45	0.42	0.45	0.40	0.37	0.39	0.29	
47	-1.09	1.43	1.60	1.73	1.33	1.18	1.10	1.14	0.86	
48	1.87	-0.68	-0.78	-0.85	-0.70	-0.65	-0.67	-0.66	-0.64	
49	-1.47	-2.77	-7.35	49.00	-2.37	-2.30	-2.04	-1.36	-1.15	
50	1.12	2.11	1.29	1.03	1.81	1.75	1.56	1.04	0.88	
51	-0.93	0.34	0.30	0.28	0.35	0.33	0.33	0.33	0.32	
52	-0.17	0.06	0.06	0.07	0.05	0.05	0.05	0.05	0.04	
53	-2.41	-8.03	241.00	10.48	-6.89	-6.18	-5.48	-4.82	-3.49	
54	-1.98	-6.60	-3.19	-2.39	-5.66	-5.08	-4.50	-3.96	-2.87	
55	0.44	-0.14	-0.13	-0.13	-0.14	-0.12	-0.12	-0.13	-0.10	
南 側 構 面	44	-24.59	1.79	1.79	1.80	1.69	1.44	1.38	1.53	1.18
	45	-21.40	1.56	1.55	1.55	1.47	1.25	1.20	1.33	1.03
	46	-0.78	1.03	0.94	0.89	0.95	0.85	0.79	0.81	0.61
	47	-0.90	1.18	1.32	1.43	1.10	0.98	0.91	0.94	0.71
	48	1.42	-0.52	-0.59	-0.65	-0.53	-0.50	-0.51	-0.50	-0.49
	49	-1.44	-2.72	-7.20	48.00	-2.32	-2.25	-2.00	-1.33	-1.13
	50	1.12	2.11	1.29	1.03	1.81	1.75	1.56	1.04	0.88
	51	-1.98	0.73	0.65	0.61	0.74	0.69	0.70	0.70	0.68
	52	0.25	-0.08	-0.09	-0.10	-0.08	-0.07	-0.07	-0.07	-0.06
	53	-1.63	-5.43	163.00	7.09	-4.66	-4.18	-3.70	-3.26	-2.36
54	-1.59	-5.30	-2.56	-1.92	-4.54	-4.08	-3.61	-3.18	-2.30	
55	-0.91	0.30	0.27	0.26	0.29	0.26	0.25	0.26	0.22	

ケース 7, 8 では, 前述の応力増加に加え, 部材番号 35 ~ 43 の支柱で, 左右の支柱の圧縮応力は増加するが, 中央の支柱の圧縮応力は低下することが分かった。

d. 実測値と計算値の比較

計算値に対する実測値の比  $R$  を, Table 5 に示す。

全体的にみると, 実測値が計算値を上回る場合 (比  $R$  が 1.0 以上) が半数以上もあった。以下に部材, 荷重の組合せ, 骨組みモデルについて実測値と計算値の比較を行う。

イ. 部材別比較

部材番号 6, 7 の大引, 44, 45 の水平つなぎ材, 48

～55の斜材, 15, 18の束材において計算値を大きく上回っているようである。

#### (a) 支柱

まず, 隅部支柱の部材番号 35, 37, 41, 43 においては比  $R$  が 0.72 ~ 1.29 となり, 実測値と計算値がほぼ一致しているようである。しかし, 中央部支柱において, 支柱上部の部材番号 36 では実測値が  $-4.85\text{tf}$  であるのに対し, 骨組みモデル 1 では計算値で  $-11.80 \sim -9.53\text{tf}$ , 比  $R$  で 0.41 ~ 0.51, 骨組みモデル 2 では計算値で  $-3.86, -3.30\text{tf}$ , 比  $R$  で 1.26, 1.47 となる。また, 支柱下部の部材番号 42 では実測値が  $-10.35\text{tf}$  であるのに対し, 骨組みモデル 1 では計算値で  $-18.11 \sim -16.60\text{tf}$ , 比  $R$  で 0.57 ~ 0.62, 骨組みモデル 2 では計算値で  $-14.00, -11.19\text{tf}$ , 比  $R$  で 0.74, 0.92 となる。この結果, 骨組みモデル 2の方が実測時の型枠支保工の結果に近かったのではないかとと思われる。

#### (b) 大引

部材番号 6, 7 の大引は, 鉛直荷重のみのケース 1, 7 と照査水平荷重を与えたケース 2, 3 では, 比  $R$  が 1.81 ~ 2.30 と実測値が計算値を大きく上回っている。しかし, 水平分力を与えたケース 4 と側圧を与えたケース 5 では比  $R$  が 1.48 ~ 1.74, さらに両荷重を加えて与えたケース 6, 8 では 1.09 ~ 1.35 と 1.0 に近づいている。この原因として, 支保工全体の変形に起因する 2 次的に生じた応力, または, 水平分力や側圧等の水平力による影響が考えられ, これらによって, 大引に大きな軸力が作用したのではないかとと思われる。

#### (c) 水平つなぎ材

部材番号 44, 45 の水平つなぎでは, 比  $R$  は鉛直荷重のみのケース 1, 7 と照査水平荷重を与えたケース 2, 3 で 1.48 ~ 1.83, 水平分力を与えたケース 4 と側圧を与えたケース 5 で 1.39 ~ 1.73, さらに両荷重を加えて与えたケース 6, 8 で 1.14 ~ 1.41 となっている。この場合 (b) 大引と同様なことが考えられる。

#### (d) 斜材

部材番号 48 ~ 55 の斜材は, 計算値においては小さな値をとるが, 実測値においては大きな値をとるものがあり, 十分に安全率を見込む必要があると思われる。

#### (e) 方杖

部材番号 33, 34 の方杖は, 比  $R$  が最大で 1.35 と実測値が計算値を若干上回っている。しかし, 骨

組みモデル 1 で水平分力と側圧を与えたケース 6 では, 比  $R$  が 0.98, 1.06 となり, 実測値と計算値がほぼ一致している。

#### (f) 束材

部材番号 15, 18 の束材は, 比  $R$  が 4.43 ~ 5.15 もあり, 全てのケースにおいて実測値が計算値をかなり大きく上回る結果となった。これらの部材は部材長がかなり短いこと, 溶接により接合されていること等から, 測定箇所において大きな局部応力が働くことが考えられ, 軸力が正確に測定できなかったのではないかとと思われる。たとえば, 41, 42, 43 の 3本の支柱下部の合計が実測値で  $125.7\text{tf}$ , 計算値 (側圧を除く) で  $115.9\text{tf}$  とほぼ一致しているのに対し, 9 ~ 16 の束材の実測値の合計が  $156.5\text{tf}$  と計算値を大きく上回っている。このことから, 11, 14 の束材は局部応力等のため, 正確な測定ができなかったのではないかとと思われる。

#### ロ. 荷重の組合せによる比較

全体的に実測値が計算値を上回る結果となった。しかし, 大引, 水平つなぎ材, 方杖において, 鉛直荷重のみのケース 1, 7 と照査水平荷重を与えたケース 2, 3 より, 水平分力を与えたケース 4 と側圧を与えたケース 5の方が, 両者は一致しているようである。さらに, 水平分力と側圧の両荷重を与えたケース 6, 8の方が, 実測値と計算値はより一致している。

#### ハ. 骨組みモデルによる比較

次に, 骨組みモデルについて比較してみると, Table 5 のケース 1 と 7 およびケース 6 と 8 のように荷重条件が同じ場合, 骨組みモデル 1 より骨組みモデル 2の方が実測値に近いと思われる。骨組みモデル 1 で比  $R$  が 1.0 よりかなり大きいものでも, 骨組みモデル 2 では, 比  $R$  が 1.0 により近くなっている。このことから, 実際の型枠支保工は骨組みモデル 2 の状態に近かったのではないかとと思われる。

#### 3.4.2 温度変化に対する各部材応力の変化について

Fig. 17 は, 気温と支柱軸力の経時変化の一例であるが, 測定したほとんどの物理量と気温はかなり相関が高い。それらによれば, 温度計とそれぞれの物理量の測定位置は同じではないので厳密にはいえないが, 温度上昇と各量の関係は次のようである。

- 1) 鉛直荷重を受ける支柱, 方杖, 束柱の軸力や油圧ジャッキの荷重は, いずれも温度の上昇により圧縮応力が増し, 部材により値は異なるが, 打設完了時における荷重の負担の大き

Table 6 Variation of axial force by temperature  
単位温度に対する軸力変化量

測定箇所 の記号	勾配 kgf/°C	測定 箇所 の記号	勾配 kgf/°C
CA1	-523.3	H1	-500.6
CA2	-1029.0	H2	-48.0
CA3	-10.1	H3	-369.8
CA4	-289.3	H4	-73.7
CA5	-397.5	H5	-415.1
CA6	-973.6	H6	-80.3
S1	-239.0	H7	-742.6
S2	-339.6	H8	-98.7
S3	-792.5	H9	-6.6
S4	-20.1	H11	-9.2
S5	-495.6	H12	26.3
S6	-747.2	KA1	-402.5
		KA2	-445.3

い部材ほどその値も大きいようである。

- 2) 大引の軸力が多少低下する。
- 3) 水平つなぎ材の軸力は、圧縮側に増加する。
- 4) 斜材の軸力は、部材により値が圧縮側に移行するものと引張側に移行するものがある。
- 5) 各部材に発生する曲げモーメントは、小さい。

次に、両者の相関性をみるため、最小自乗法により回帰直線の勾配を求めた。その結果を Table 6 に示す。これによれば、支柱など特に鉛直荷重を直接

受ける部材では温度 1°C 当りの変化量が大きい。

次に、温度応力の設計上の扱いについては、下述するように温度応力による安全上の問題も少なく、いままでにそれが原因の事故もほとんどないことから、設計において温度応力は考慮しなくてよいと思われる。

すなわち、温度応力が生ずるためにはすでにコンクリートの硬化がある程度進行しているものと考えられる。従ってこれらの応力の発生により本体が倒壊する危険はないが、懸念されることとしては、

- a) 型枠支保工自体が変形や座屈すること。
- b) 支保工からの反力により本体になんらかの影響を与えること。

であるが、a) は、その結果倒壊して人身事故を起こす安全上の問題が全くないわけではないが可能性としては少なく、むしろ反復使用を宿命とする仮設機材にとっては経済上問題である。b) は、現在使用されている仮設機材と本体の剛性からみて問題はないと思われるが、a) を避けるため、あまり剛性の高い支保工にすると逆に問題となる可能性がある。

### 3.4.3 作業荷重について

打設時の支保工には、設計時に見込んだ静的なコンクリート荷重のほか、一時的に堆積されるコンクリート、作業員や打設機器等による動的な荷重が作用する。現行の設計では、これらの荷重を作業荷重

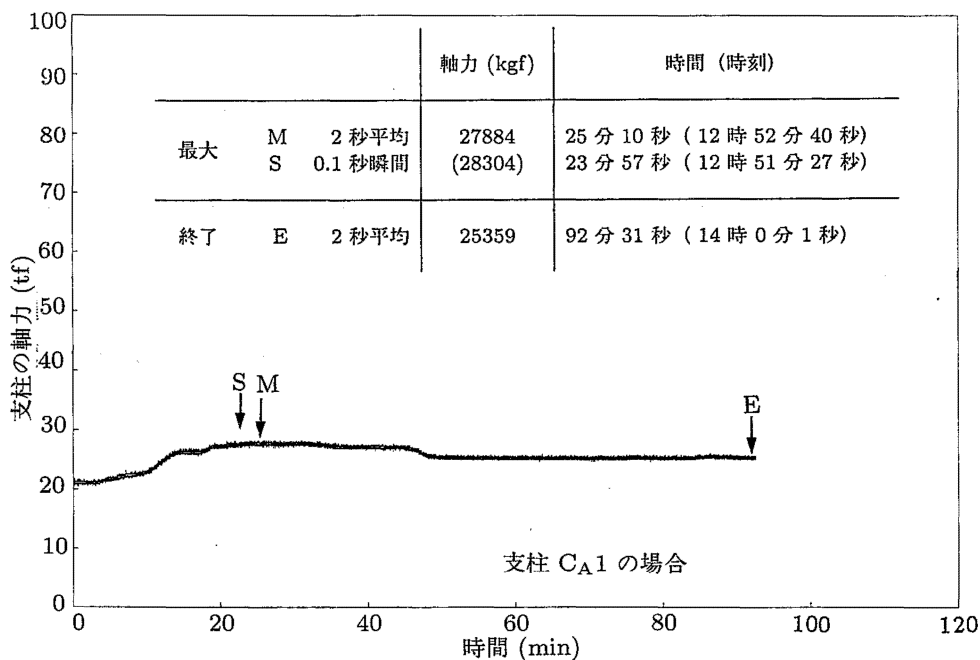


Fig. 21 Measurements of axial force on supports under concrete placing  
コンクリート打設時の支柱軸力の実測値

- $P_1$  : 軸力の最大値  
 $P_2$  : 打設完了時点の軸力  
 $T_1$  : 軸力の最大値の発生時点  
 $T_2$  : 打設完了時点 14時  
 $\Delta P = P_1 - P_2$

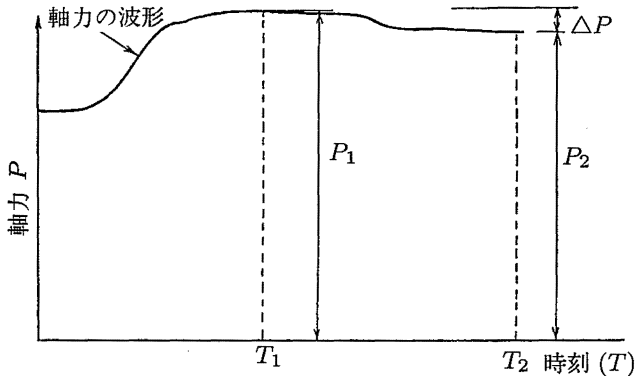


Fig. 22 General figure of axial force under concrete placing  
 コンクリート打設時の軸力の模式図

と称して見込むことにしている。

そこで、上述の荷重を実測値から推定するために、支柱および受台の束材の軸力の最大値について検討する。

なお、3.3.3で打設中の10分間隔のサンプリングデータについて最大値と打設完了時の値の比較をしたが、同データでは、上記の動的成分の検討は不可能なので、ここでは、0.1秒のサンプリングデータについて検討する。

#### a. 軸力の最大値

Fig. 21は、打設中における支柱に生ずる軸力の経時変化の一例である。同図によれば、軸力の最大値は、コンクリート打設完了時前に生じており、上述の荷重が作用した結果とみることが出来る。そこで、支柱および受台の束材の軸力について打設完了時の軸力と、打設中のその最大値について比較検討する。なお、同図の最大値は、0.1秒毎にサンプリングしたデータの評価時間2秒における平均値と、評価時間0.1秒の場合の最大値を示している。

Fig. 22は、コンクリート打設時の軸力波形の模式図である。打設中の軸力の最大値  $P_1$  と打設完了時の軸力  $P_2$  の差、 $\Delta P = P_1 - P_2$  が上述の作業荷重によって生じたものと考えることができる。

Table 7は、実験データをもとに支柱および束材について、軸力の最大値  $P_1$ 、発生時間  $T_1$ 、打設完了時の軸力  $P_2$ 、 $\Delta P$  および  $P_1/P_2$  について整理したも

のである。

その結果、評価時間2秒の平均値の最大軸力と打設完了時の軸力の比率は、1.016～1.1で、平均1.043である。これより、評価時間2秒とした場合、作業荷重としてコンクリート重量の4%程度が作用し、また、評価時間0.1秒とした場合には、コンクリート重量の8%程度の作業荷重が作用したものと考えられる。

#### b. 作業荷重の推定

いま、実測した北側構面の支柱について作業荷重を推定してみる。支柱3本のうち両端の支柱が受梁のコンクリート荷重を負担するものと考え、支柱一本当たりの荷重の負担領域は、

$$6.15\text{m} \times 2\text{m} = 12.3\text{m}^2$$

となる。

また、支柱  $C_{A2}$  と  $C_{A6}$  について  $\Delta P$  の単位面積当たりの荷重を示すと、Table 8のとおりである。

実際の設計においては、評価時間を2秒とした、Table 8(a)の  $\Delta P$  の単位面積当たりの値を作業荷重と考えるのが妥当と思われる。よって、今回の実測における作業荷重は  $190 \sim 253\text{kgf/m}^2$  となる。

### 3.5 まとめ

#### 3.5.1 部材応力について

当然のことながら、計算により大きな応力が生ずると予測された支柱、大引、水平つなぎ材等において、実測でも大きな応力が生じていることが確認された。よって、このような構造形式の部材の設計において、部材の断面の選定、接合部分の仕様を明確にすることなどに注意が必要であろう。

#### a. 支柱

4隅の支柱には  $54 \sim 62\text{tf}$  もの荷重が作用していることが実測された。しかし、支柱部材には H-300 が使用されており、強度上十分でとくに問題点はない。また、支柱は橋脚のフーチングの上に立てられており、支柱の基礎として十分に安全な工法が採られている。

#### b. 大引

地上交通路の確保の必要から本型枠支保工では大引を支柱と方杖で支える構造となっている。このため、大引には  $20\text{tf}$  以上の引張応力が作用している。また、曲げ応力も生じているが部材断面は十分であり、問題はない。

Table 7 Investigated value of axial force on members of north profile shoring  
北側型枠支保工部材に生じる軸力の実測値

(a) 評価時間 2 秒としたとき

部材名	測定箇所の記号	$P_1$ (tf)	発生時間 (時:分)	$P_2$ (tf)	$\Delta P = P_1 - P_2$ (tf)	$P_1/P_2$
東 柱	S1	6.596	13 : 17	6.366	0.23	1.036
	S2	16.676	13 : 32	16.416	0.26	1.016
	S3	57.629	12 : 59	56.624	1.005	1.018
	S4	8.672	13 : 32	8.252	0.42	1.051
	S5	10.889	13 : 32	10.170	0.719	1.071
	S6	59.833	13 : 32	58.469	1.364	1.023
支 柱	C <sub>A</sub> 1	27.884	12 : 52	25.359	2.525	1.100
	C <sub>A</sub> 2	56.630	12 : 57	53.520	3.11	1.058
	C <sub>A</sub> 3	5.141	13 : 14	4.969	0.172	1.035
	C <sub>A</sub> 4	10.735	13 : 32	10.198	0.537	1.053
	C <sub>A</sub> 5	29.972	13 : 32	29.353	0.619	1.021
	C <sub>A</sub> 6	64.081	13 : 32	61.739	2.342	1.038
平 均						1.043

(b) 評価時間 0.1 秒としたとき

部材名	測定箇所の記号	$P_1$ (tf)	発生時間 (時:分)	$P_2$ (tf)	$\Delta P = P_1 - P_2$ (tf)	$P_1/P_2$
東 柱	S1	6.844	13 : 16	6.366	0.478	1.075
	S2	16.936	13 : 32	16.416	0.520	1.032
	S3	58.348	13 : 32	56.624	1.724	1.030
	S4	9.628	13 : 32	8.252	1.376	1.167
	S5	11.210	13 : 32	10.170	1.040	1.102
	S6	60.668	13 : 32	58.469	2.199	1.038
支 柱	C <sub>A</sub> 1	28.304	12 : 51	25.359	2.945	1.116
	C <sub>A</sub> 2	56.956	12 : 57	53.520	3.436	1.064
	C <sub>A</sub> 3	5.201	13 : 14	4.969	0.232	1.047
	C <sub>A</sub> 4	11.184	13 : 32	10.198	0.986	1.097
	C <sub>A</sub> 5	30.624	13 : 32	29.353	1.271	1.043
	C <sub>A</sub> 6	67.860	13 : 32	61.739	6.121	1.099
平 均						1.076

c. 方杖

打設完了時には、方杖には 29.6 ~ 31.5tf の圧縮応力が作用しているが、断面寸法から考え、十分安全である。また、同部材は両端が剛接合に近い接合であるため、曲げ応力が生じているが、その大きさは小さく設計においては両端をピンとみなしてよいものと思われる。

d. 水平つなぎ材

水平つなぎ材は、全ての部材に圧縮応力が作用している。特に、支柱と方杖の下端の交点に設けられた水平つなぎ材には、方杖に生ずる軸力の水平成分に抵抗するため、21 ~ 26tf の大きな圧縮応力が作用

している。

e. 斜材

南北構面の上下段の斜材の軸力は、打設の進行とともに大きく変動した。これは、コンクリート打設の位置の偏りによる荷重のアンバランスに起因するものであろうと思われる。作用した軸力が、2.4tf を超える部材があり、同部材の座屈荷重値の 2.61tf に近い値となっている。このことから、本工事で使用された支保工の斜材 L-75 × 75 × 9 は断面がやや細いように思われ、もう 1 ランク上の鋼材を使用するのが安全と思われる。



Table 8  $\Delta P$  on unit area  
単位面積当たりの $\Delta P$  (推定作業荷重)

(a) 評価時間 2 秒のとき

測定箇所の記号	負担面積 (m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (kgf)	単位面積荷重 (kgf/m <sup>2</sup> )
C <sub>A2</sub>	12.3	3110	253
C <sub>A6</sub>	12.3	2342	190

(b) 評価時間 0.1 秒のとき

測定箇所の記号	負担面積 (m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (kgf)	単位面積荷重 (kgf/m <sup>2</sup> )
C <sub>A2</sub>	12.3	3436	279
C <sub>A6</sub>	12.3	6121	498

f. 型枠受台等

受台部分についても部材応力の実測を行ったが、構造が複雑であったため、測定結果の解析が困難であった。しかし、部材断面の大きさおよび構造形式から十分安全な構造である。

### 3.5.2 支保工の水平変位について

支保工の水平方向の変位は、きわめてわずかではあるが、4隅の支柱の上部がそれぞれ外側に向かって広がるような変形を起こしている。最も変位の大きいところでも A<sub>5</sub>の位置で、約 1.5mm 程度である。また、ねじれ、支保工全体の同方向への水平移動等の現象も生じていないことが分かった。

### 3.5.3 部材応力の実測値と計算値の比較について

今回の計算では、実測値が計算値を上回る部材がかなり見受けられた。しかし、鉛直荷重の水平分力や側圧などを見込むことにより、実測値と計算値がかなり近づいた。この原因として、支保工全体の変形に起因する 2 次的に生じた応力、または、水平分力や側圧等の水平力による影響が考えられ、これらによって、各部材に大きな軸力が作用したのではないかとと思われる。この点については、今後の究明が必要である。

また、実際には接触しているはずの部分が、実物や打設時の写真等では接触していなかったように思われたので、これを考慮して計算した結果、より実測値に近い結果が得られた。これより、計算モデルの設定は、注意して行う必要がある。

### 3.5.4 温度変化に対する各部材応力の変化について

気温と各支柱の軸力の経時変化との間には高い相関関係がみられる。このため、温度上昇により大きな温度応力の発生が懸念されたが、しかし、コンクリートの硬化とともに軸力は減少し、気温上昇により増大した軸力も打設完了時の軸力以下であることが実測で観測されており、今回の実測調査からは、とくに、安全上、温度変化に対する考慮は必要ないのではないかと考えられる。

### 3.5.5 作業荷重の推定について

コンクリート打設作業中において各支柱に生ずる軸力の経時変化の記録から、打設完了前に軸力の最大値が観測されている。各支柱毎に、コンクリート打設中の最大値（評価時間 2 秒）と、打設が完全に完了したときの差が作業荷重として考慮すべき荷重と考えられる。今回の実測では、190 ~ 253kgf/m<sup>2</sup>と推定される。

### 謝 辞

本実測調査において、首都高速第 1 建設部戸田工事事務所、西武・大旺建設共同企業体の関係各位には、実測の便宜を図っていただき、また、実測においてデータ収集等の煩雑な作業に御協力いただきました。ここに深く謝意を表します。

(平成 4 年 2 月 1 日受理)

### 参 考 文 献

- 1) 小川, 河尻ほか, 枠組支柱式型枠支保工に作用する荷重等の実測, 労働省産業安全研究所特別研究報告, RIIS-SRR-92, (1992).
- 2) 土木学会編, 仮設構造物の計画と施工, (1983).
- 3) 労働安全衛生規則, 労働基準調査会, (1988).
- 4) 市街地土木工事公衆災害防止要項・解説, 大成出版社, (1985).
- 5) 日本道路協会, コンクリート道路施工便覧, (1984).
- 6) 設計要領第 2 集, 日本道路公団, (1980).
- 7) 首都高速道路公団, 仮設構造物設計基準, (1972).
- 8) 土木学会, コンクリート標準示方書解説, (1980).
- 9) M.K. Hurd, Formwork for concrete, Special Publication Number 4, Fifth Edition, American Concrete Institute.
- 10) 日本 JIS 規格協会編, JIS-G-3192, JIS ハンドブック (鉄鋼), (1989).

- 11) 労働省産業安全研究所・首都高速道路公団，橋脚コンクリート打設時における型枠支保工等の荷重等実測調査報告書，(1990)。