

Research Reports of the Research Institute  
of Industrial Safety, RIIS-SRR-91, 1992  
UDC 69.057.5:624.042:624.07

## 2. 枠組支柱式型枠支保工に作用する荷重等の実測

小川勝教\*, 河尻義正\*, 木下鈞一\*

## 2. Actual Measurement of Load Acting on Frame Type Shoring

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

*Abstract*; On concrete works of bridges, many types of shoring have been widely used, such as the frame type, built-up post type and steel H type. On designing of these shorings, it is necessary to make clear the substitute forces and horizontal substituting forces. But the standards has not been clearly established present, and hence there are many cases in which the substitute forces aren't fully considered at design stage.

Strength of temporary structures like shorings are usually calculated by simple models, because of the complexity of the structures.

Comparing them with permanent structures, the construction precision and the joints of temporary structures aren't perfect, and there were some cases of collapse accidents in which the causes had been thought to be derived to these factors.

Therefore, actual measurement on the frame type shoring was carried out to clarify the calculating method of forces liberated to each member, and to determine the values of substitute forces due to site work activities. This measurement was conducted at the construction site of Tokyo Bay side high way in Ogishima, Kanagawa prefecture.

This actual measurement was carried out to investigate axial forces and deformations of some parts of the shoring a week after concrete placing. After the measurement, the measured values were compared with the theoretically calculated values, examining from the stand point of safety design and construction works.

The results from this actual measurement and calculation are summarized below;

(1) Axial forces acting on supports vary in a wide range, and it was found that they had acted on some supports locally.

(2) There were some supports of which measured values were 2.5 times as large as to the calculated values or exceeded the permissible compressive strength.

(3) Substitute forces due to site work activities also concentrated locally, and it was found that they should be estimated as to 350kgf/m<sup>2</sup>.

(4) Axial forces acting on joints and braces, vertical and horizontal displacement of shorings were measured small, and the influence of temperature change on axial forces were also estimated to be small.

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

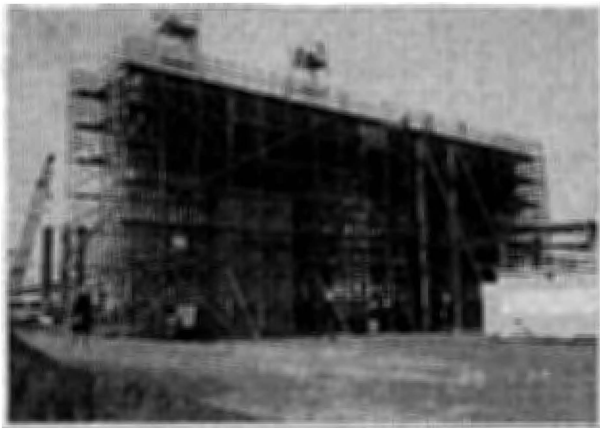


Photo 1 Frame type shoring  
枠組支柱式型枠支保工

## 2.1 はじめに

道路橋のコンクリート工事においては、枠組支柱式、組立鋼柱式、H形鋼支柱式および重支保梁式等の大型型枠支保工が使用されている。これらの構造物の設計において、構造物が安定を保つのに必要な設計用照査水平力、作業荷重等の荷重についての基準が明確化される必要があるが、これらについては、現状ではまちまちであり、また、必ずしも整備されているとはいえず、実際には、設計段階において考慮されない場合がある。

また、仮設構造物が一般に複雑な構造となっているため、計算モデルの設定、計算方法においても簡略化して行われている。

さらに、一般に型枠支保工のような仮設構造物では永久構造物に比べ組み立て精度や接合部の構造等が不完全であり、これらの点が、倒壊事故の原因の一つとなったものと考えられる事例がある。

そこで本実測では、以下の点を実測調査により明らかにし、安全かつ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。

- 1) 現実のコンクリート打設工事において使用された型枠支保工において、実測による支柱、水平つなぎ材および斜材の軸力、鉛直方向の沈下、水平方向の変位等の力学的諸データと事前の設計計算で予測されていた数値とを比較検討し、現在使用されている型枠支保工の構造、工法の安全性の検討を行う。
- 2) 支保工部材に作用する応力の実測結果および部材応力の解析結果から、作業荷重等の大きさの推定等を行う。

- 3) 一般に、型枠支保工の剛性は低く、コンクリートの重量により、変位が生じた場合、2次的応力により、支保工の安定性を損なうおそれがある。そこで支保工各部の変位の程度についても確認する。
- 4) 上記の作用力や変位は、コンクリートの硬化とともに気温の影響を受けるものと思われる。この点については、これまであまり問題にされてきていないが、安全上検討する必要があるため、応力、変位と併せて気温についても測定し、温度による影響について考察する。

## 2.2 実測調査

### 2.2.1 調査の対象

道路橋の橋桁、橋脚上部の橋桁を受ける桁（以下受梁と呼ぶ）、スラブ等の構造物のコンクリート工事において型枠支保工が使用される。本調査では、とくに支保工に対する荷重が大きいと考えられる受梁のコンクリート打設工事を選び、現場においてよく利用されている枠組支柱式型枠支保工を実測の対象とし、工事期間中にある首都高速道路湾岸線 BK44 工区東扇島 P18 橋脚の北側の受梁の型枠支保工を調査した。

### 2.2.2 型枠支保工の構造

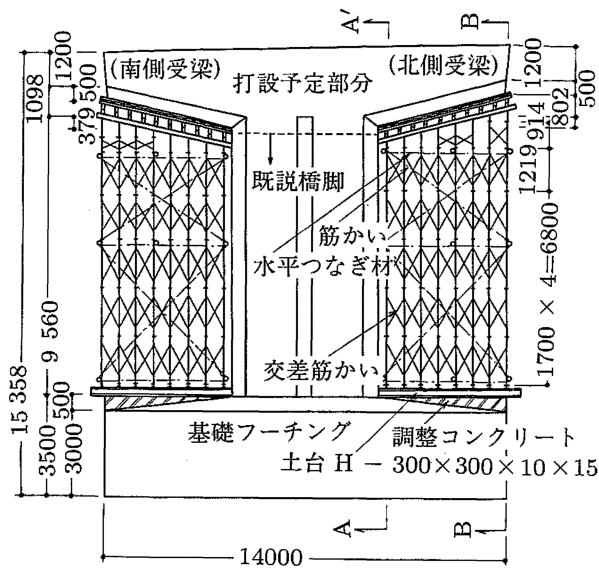
工事中の P18 橋脚および型枠支保工の構造、寸法を Photo 1, Fig. 1 に示す。支保工の支柱は橋脚基礎フーチング上に組み立てられており、支保工の基礎の沈下はほとんどない。本支保工は、建枠を 60cm ピッチで 5 層まで組み立てたもので、受梁の底面の傾斜部分は、枠組式支柱の上に特殊支柱枠を組み立てたものである。さらに、支保工の頂部のコンクリート型枠を直接受ける部分は、受梁の底面が舟型であるため、木製の特殊木組の受台を組み立てた構造としている。

この支保工の四周の構面に、図示のような足場用鋼管による大筋かいおよび水平つなぎ材を 2 段に金具で支柱に取付け、また、既設橋脚へも水平つなぎをとって支保工の安定を図っている。一方、各支柱の脚部は、土間コンクリートの上に H 形鋼を土台として敷き、その上に支柱の高さ調節用のジャッキベースを固定する構造としている。

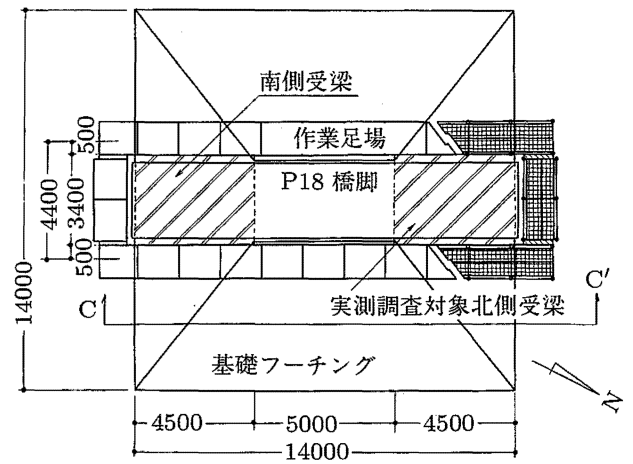
### 2.2.3 実測の方法

#### a. 測定項目および測定箇所

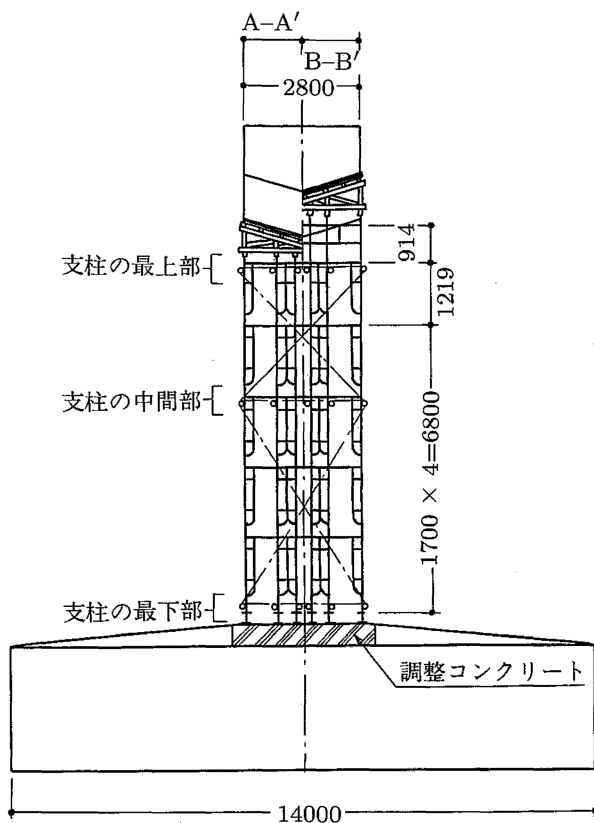
測定項目および測定箇所は以下の通りである。



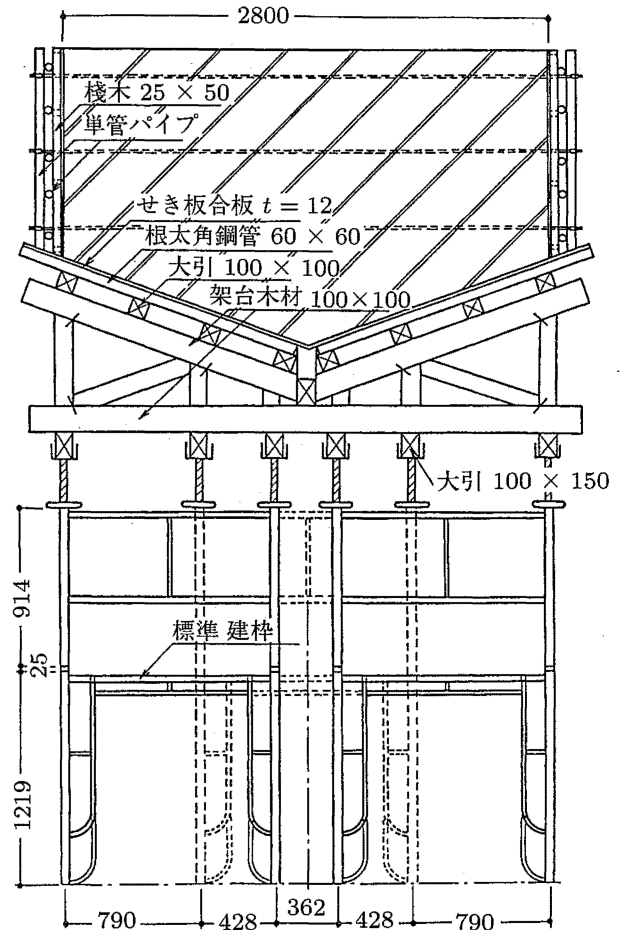
(a) 橋軸直角方向, C-C 立面図



(c) 受梁, 基礎及び作業用足場平面図



(b) 橋軸平行立面図



(d) 組立詳細図

Fig. 1 Outline of the investigated frame type shoring  
実測した枠組支柱式型枠支保工の概要

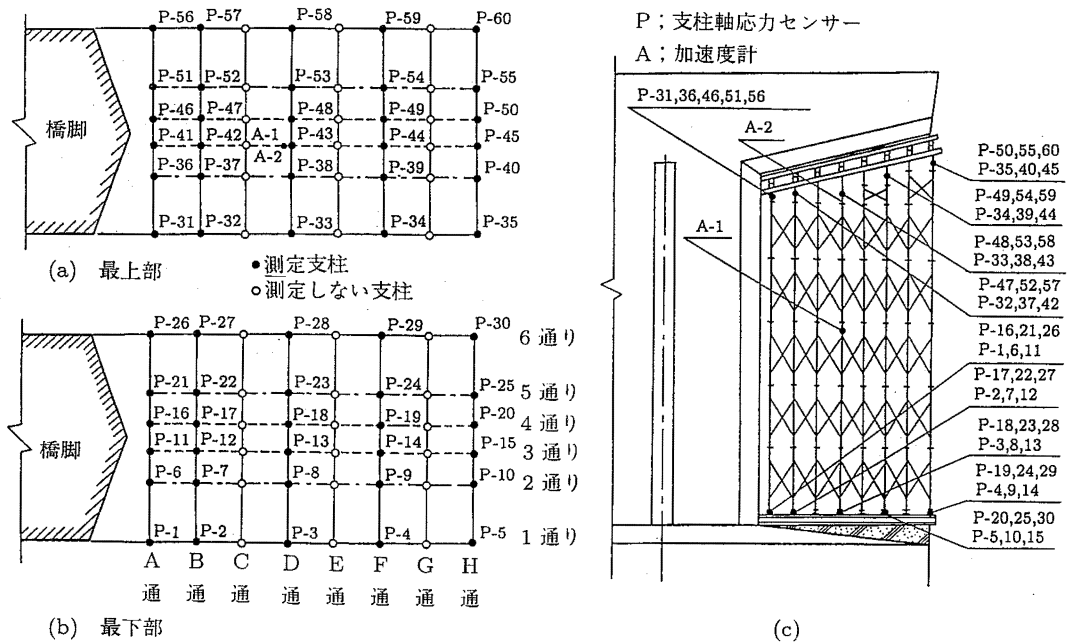


Fig. 2 Setting point and number of axial force meters on support and accelerations sensors  
支柱軸力計及び加速度センサー配置とその番号

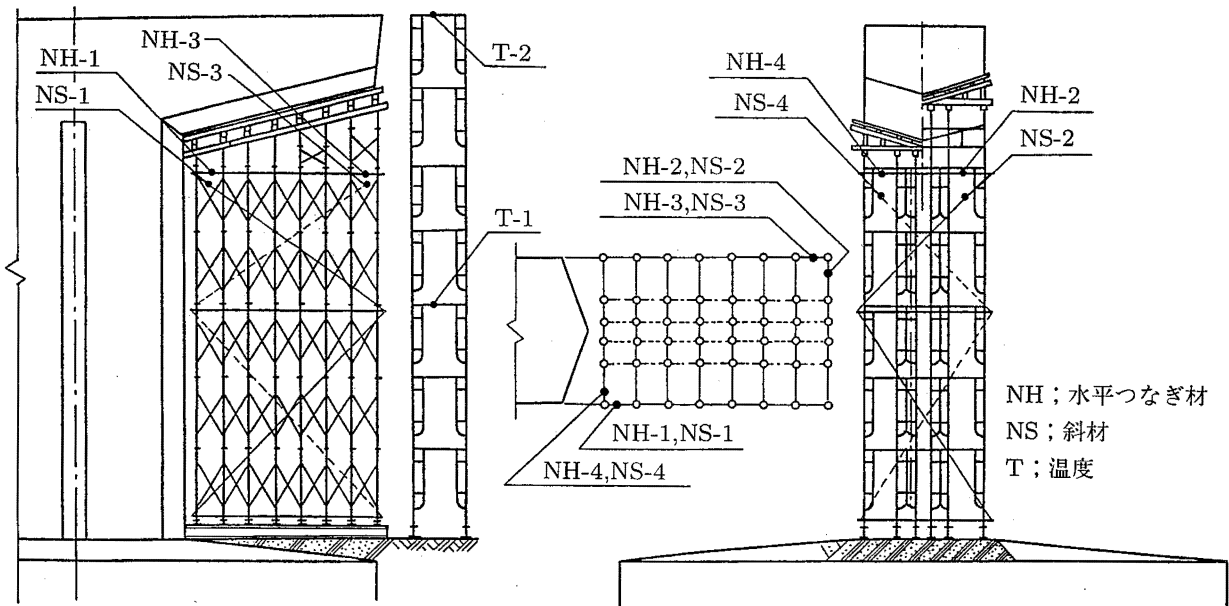
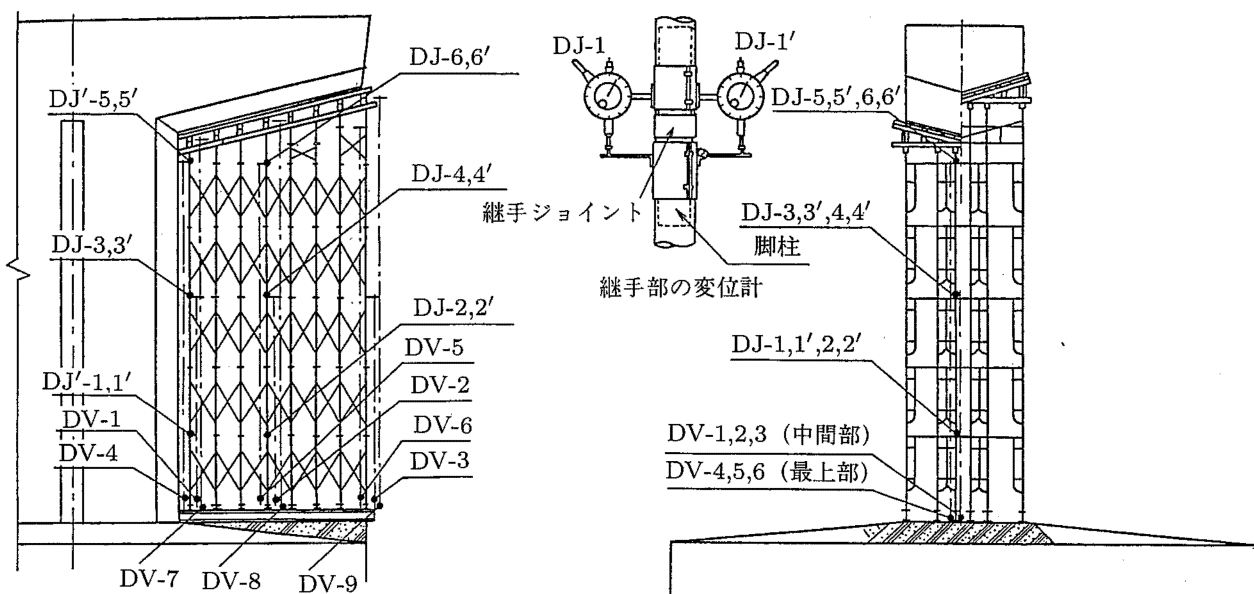


Fig. 3 Setting point and number of thermal sensors and axial force meters on horizontals and braces  
水平つなぎ材, 斜材の軸力計および温度センサーの配置と番号

イ. 部材応力

支柱に生ずる軸力を検出するため、支柱頂部付近(以下、支柱の最上部という)の大引受の支柱部および最下層の建枠の支柱脚部ジャッキベース支柱部(以下、支柱の最下部という)に、4ゲージ法により歪

ゲージを貼った。また、水平つなぎ材や斜材の効果を見るため、水平つなぎ材や斜材に生ずる軸力を上記と同様な方法で測定することとした。測定箇所は、Fig. 2, Fig. 3に示す位置でそれぞれの測定点には、図示の番号を付した。



DV；支柱各部の鉛直変位 DJ；建枠継手部の鉛直変位

Fig. 4 Setting point and number of vertical displacement sensors  
鉛直変位検出器の配置とその番号

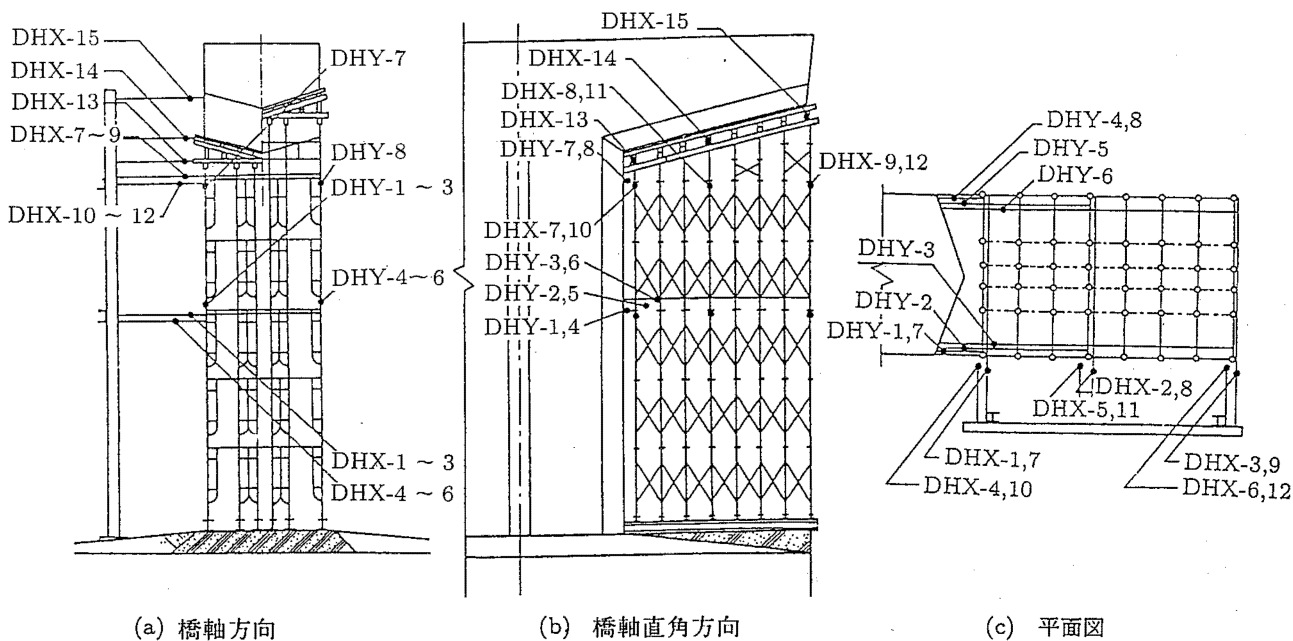


Fig. 5 Setting point of horizontal displacement sensors  
水平方向の変位検出器の配置図

ロ. 加速度

コンクリート打設作業は、コンクリートの輸送がポンプ圧送式で、輸送管がクレーン車によりつりあげられているため、大きな振動は伝達されないと考

えられるが、その他の作業により支保工に伝達される振動性状を調べる目的で、Fig. 2 に示す上下2箇所位置に、3方向成分の加速度を検出することができる加速度計を設置した。測定点は、X, Y, Z をそ

れぞれ、橋軸方向、橋軸直角方向、および鉛直方向とし、上部の測定点を A-1X, A-1Y, A-1Z, 下部のそれを A-2X, A-2Y, A-2Z とした。

ハ. 鉛直変位

枠組式支保工は、建枠を組み上げる方式であるため、継手や交差筋かい等では「がた」や「ゆるみ」があり、大きな圧縮力により鉛直方向の変位が予想される。このため、Fig. 4 に示すように 6 点の測定箇所を設けた。測定の方法は、測定点からピアノ線を支保工最下層付近まで下げ、その先端をリング式変位検出用センサーのリング可動部に接合し、さらにそれにバネで張力を与え、このバネの下端とセンサーを支保工の基礎部に固定するものである。また、建枠の脚柱ジョイント接合部のみ鉛直変位を調べるため、同図に示す変位検出用センサーを鉛直方向に 12 箇所取り付け付けた。

ニ. 水平変位

コンクリート打設時において、支保工の変形が予想され、その大きさを確認する必要があるため、橋軸方向 (X 方向) および橋軸に直角方向 (Y 方向) の 2 方向の変位を 8 箇所測定した。変位計は、上記リング式センサーを水平にして使用し、既設の橋脚または支保工に接近して地中に打ち込まれた H 形鋼を固定点として、変位を測定したものである。その取り付け高さは、枠組み 3 層目 (以下、支柱の中間部という) と 5 層目とした。取り付け位置は、橋軸方向の変位を Fig. 5(a) に、また、橋軸直角方向の変位を Fig. 5(b) に示す。なお、同図 (c) は、平面図である。

ホ. 受台部の変位

型枠を直接受ける受台部は木造であり、部材相互のめり込みなどによる水平変位、鉛直変位が予想されたため、Fig. 5 の図中に示す位置に変位計を取付けた。

ヘ. 温度、風向・風速

気温変動による支保工の部材応力を評価するため、歪ゲージ式温度センサーを Fig. 3 に示す位置に取付けた。また、打設時の風の影響について参考にするため、風向・風速計を 1 台既設の橋脚頂部から約 2m の高さに設置し、測定を行った。

ト. ビデオによる作業状況の収録

コンクリートの打設高さと時間経過との関係を把握するため、支保工の近傍に設置された作業用の足場上で、コンクリート打設作業全体を見渡せる位置にビデオカメラをセットし、打設開始から、完了ま

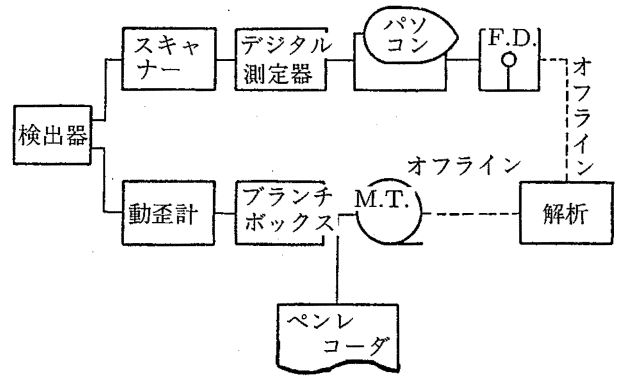


Fig. 6 Block diagram of measuring system  
計測システムのブロックダイアグラム

で、測量用の箱尺をコンクリートの中に鉛直に差し込み、型枠の底部からの高さや作業状況をビデオカメラにより撮影し、打設高さと時刻を記録した。

b. 計測システム

コンクリート打設時の型枠支保工に作用する応力、支保工の変位、外気温を、歪ゲージなどの変換器から電気信号として取り出し、これらを磁気テープ収録装置に一括して記録する計測システムを構成した。

本システムは Fig. 6 に示すようにコンクリート打設時の荷重の動的現象を把握するための動的計測システムと、支保工の自重を計測し、また、打設完了後のコンクリート硬化期間における静的な現象を把握するための静的計測システムの 2 系統を用意した。

動的計測システムの機器構成は、動歪測定器、ブランチボックス、ペンレコーダおよびデータレコーダで、ペンレコーダは測定中のモニター又はチェック用として使用するものである。また、静的計測システムの機器構成は、自動多点切替器、デジタル静歪測定器およびパーソナルコンピュータである。計測データはフロッピーディスクに収録した。

c. 測定要領

コンクリート打設中の動的計測、コンクリート硬化期間の静的計測およびコンクリートの打設高さの測定などの要領は以下のようにした。

イ. 支保工の自重の測定

- 1) 支柱の最下部のみを基礎の H 形鋼上に組み立てたとき、静的測定システムにより支柱の軸力の測定を行った。
- 2) 支柱の最上部まで組み立てたときにも同様に静的計測システムにより支柱の軸力を測定した。

Table 1 An axial force by the dead load of shoring frame, and others, and concrete weight in concrete placing work, and their total axial force  
打設前の支保工等の自重、コンクリートの重量およびこれらの合計重量による軸力（実測値）

a) 支柱の最下部 (kgf)						b) 支柱の最上部 (kgf)							
軸力計 番号	支保工等の 自重による 軸力	コンクリートのみの 重量による軸力				合計軸力	軸力計 番号	支保工等の 自重による 軸力	コンクリートのみの 重量による軸力				合計軸力
	打設前 t=0	h=100 t=40	h=150 t=90	h=250 t=230	h=250cm t=230分			打設前 t=0	h=100 t=40	h=150 t=90	h=250 t=230	h=250cm t=230分	
P-1	73	136	192	528	601	P-31	99	24	255	876	975		
2	366	175	912	2,446	2,812	32	258	275	874	2,055	2,313		
3	421	104	538	2,005	2,426	33	189	80	501	1,922	2,111		
4	133	16	163	1,621	1,754	34	22	-8	16	1,017	1,039		
5	288	0	48	543	831	35	52	12	31	622	674		
6	137	356	892	1,861	1,998	36	232	416	907	1,926	2,158		
7	163	220	691	1,812	1,975	37	36	289	890	1,977	2,013		
8	129	119	584	2,040	2,169	38	120	68	348	1,336	1,456		
9	241	20	63	237	478	39	47	-16	32	530	577		
10	73	-4	56	1,065	1,138	40	22	-8	-12	585	607		
11	112	138	414	935	1,047	41	13	818	732	1,425	1,438		
12	254	170	487	1,097	1,351	42	52	187	558	1,197	1,249		
13	219	96	843	1,313	1,532	43	189	40	148	1,271	1,460		
14	146	0	84	869	1,015	44	86	3	88	701	787		
15	189	12	20	263	452	45	43	0	8	339	382		
16	-9	16	28	8	-1	46	77	100	152	264	341		
17	353	64	179	589	942	47	56	96	227	422	478		
18	133	103	401	1,673	1,806	48	142	37	425	1,764	1,906		
19	69	8	163	1,410	1,479	49	34	0	71	727	761		
20	39	-12	20	470	509	50	163	-77	-81	1,417	1,580		
21	314	203	547	1,317	1,631	51	86	237	508	1,142	1,228		
22	460	296	721	1,646	2,106	52	30	202	628	1,514	1,544		
23	426	189	658	2,303	2,729	53	469	119	664	2,686	3,155		
24	103	16	116	976	1,079	54	69	-8	42	792	869		
25	77	24	80	481	508	55	52	-28	-24	552	604		
26	129	88	148	507	636	56	99	186	395	897	996		
27	305	283	794	1,942	2,247	57	258	284	789	1,963	2,221		
28	348	76	391	1,925	2,273	58	133	59	447	2,129	2,262		
29	138	40	211	1,502	1,640	59	60	12	165	1,471	1,531		
30	69	24	72	631	700	60	219	-4	0	470	689		
合計	5,898	2,976	10,016	35,965	41,863	合計	3,407	2,950	9,784	35,989	39,404		

3) さらに、型枠支保工を完全に組み立て、コンクリートを打設する直前にも測定し、型枠支保工の自重による支柱の軸力を確認した。

ロ. 打設時の動的計測

- 1) 上記の静的計測を終えた後、コンクリート打設前に、歪ゲージの導線のコネクタープラグを動的測定システムに差し替え、動歪測定器のゼロバランスの調整と増幅器の利得を決定し、較正值をあたえ初期値を測定した。
- 2) ついで、歪ゲージの検出器のコネクタープラグ

を動的計測システムに差し替え、動歪測定器に対し、上記と同様な操作を行ったうえ初期値を測定した。

- 3) コンクリートの打設開始から打設完了までの約3時間にわたり、支保工に生じた応力、変位等の測定を自動的に行った。

なお、動的測定におけるデジタルデータレコーダのサンプリング周波数については、磁気テープの記録容量、コンクリートポンプの吐出速度およびコンクリート打設作業で使用する機械装置類などを検討

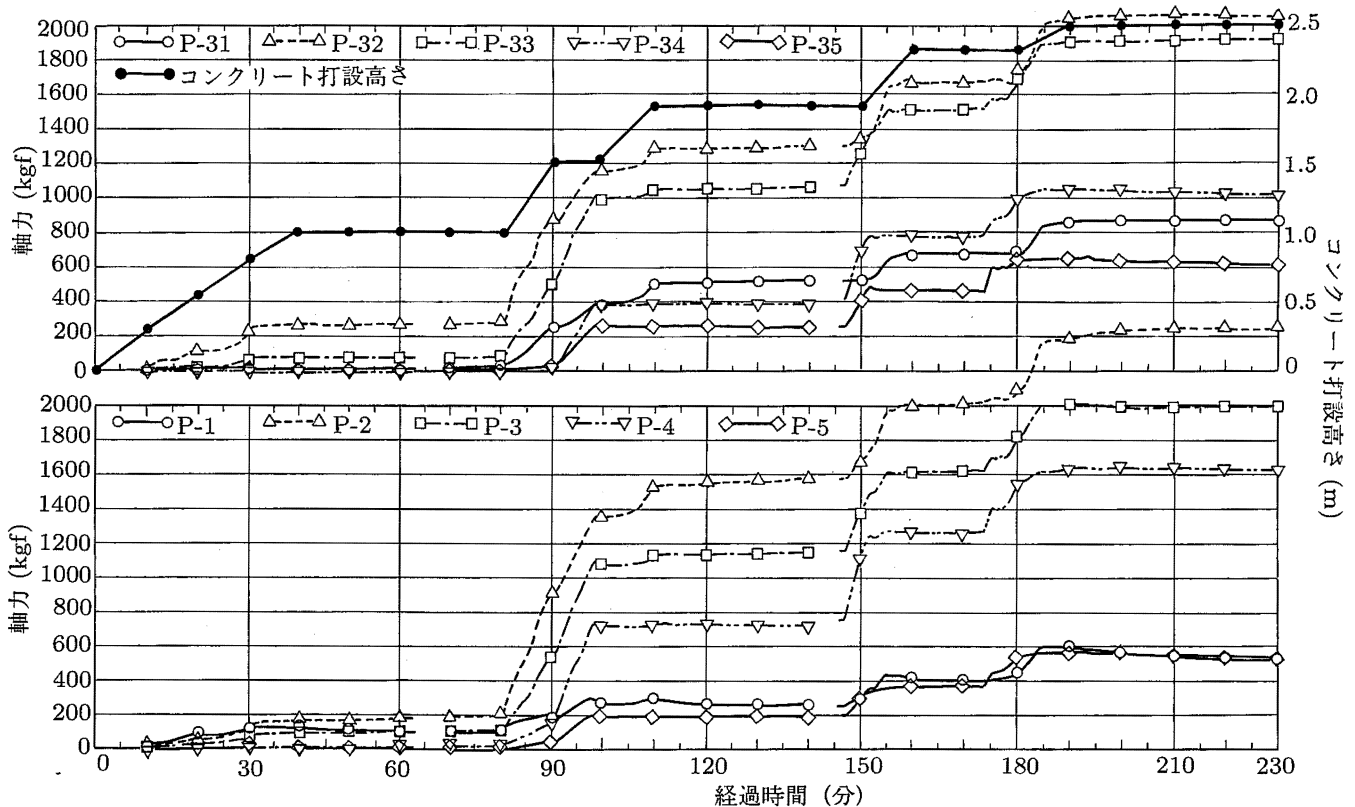


Fig. 7 An axial force of posts in concrete placing work  
コンクリート打設中の支柱軸力の測定例

した結果、20Hzとした。

#### ハ. 打設後の静的計測

静的測定システムによる計測は、上記のようにコンクリート打設直前に初期値を測定したが、コンクリート打設完了直後以降にも静的測定をするため、動的計測システムから静的計測システムへ歪ゲージの導線のコネクタプラグを差し替えた。計測は、1時間間隔でデータの採取を行い、168時間経過後は3時間間隔で測定を行い、硬化期間中の支保工の応力、変位および気温などを自動計測した。

なお、コネクタプラグの差し替え、長期間にわたる計測を行うことによる計測器のドリフト等測定精度に影響を与える要因があるが、これらの点については、とくに対策は考慮しなかった。

### 2.3 実測結果

#### 2.3.1 支柱軸力について

支柱の軸力は、支保工の建て込みから打設に至る一連のコンクリート打設作業の進展に応じて変化する。

そこで、測定データを支保工建て込み時、打設中、打設後に分けて見ることにする。

##### a. 支保工建て込み時の支柱軸力

打設に先立って行った、鉄筋、型枠、支保工等の自重（以下、型枠支保工等の自重という）による軸力の測定結果を Table 1 の「打設前」の欄に示す。同表から、支柱の最下部の軸力は 9 ~ 460kgf、最上部で 13 ~ 469kgf の範囲にあり、支柱によりかなりばらついている。この理由は、支保工建て込み時において支柱の最上部、最下部のジャッキベースにより支柱の高さを調整するが、この調整のばらつきにより、支柱への荷重のかかり方が不均等であったと思われる。

##### b. 打設中の支柱軸力

ビデオ撮影結果によれば、当日、9時44分からコンクリートの打設が開始され、測定対象部分のコンクリート打設は12時57分頃に終了し、均し作業は13時15分頃に終了している。この後、受梁南側の測定対象外の部分の打設工事が継続されており、打設



作業が完了したのが 13 時 35 分であった。この間に測定した支柱軸力の経時変化の一例を Fig. 7 に示す。また、同図中にコンクリートの打設高さを示した。

この図から、支柱軸力は、打設の進行とともに増加し、打設開始後 30, 80, 150, 180 分付近で急激に増加し、180 ~ 230 分にピークを示している。この傾向は、大部分の支柱に共通している。

なお、打設完了時とは、受梁南側の測定対象外部分を含めて橋脚全体の打設とその後の均し作業が完了したときで、打設開始から 230 分経過した時点のことを指すこととする。

イ. コンクリートのみの重量による支柱軸力分布

Table 1 は、経過時間を  $t$  で表し、打設中の支柱軸力を、コンクリートの打設高さ  $h=0, 1.0, 1.5, 2.5\text{m}$  の 3 時点についてまとめたもので、 $h=0$  は、さきに述べた支保工等の自重のみによる支柱軸力である。同表の打設完了時の欄をみれば、軸力は支柱によりかなりばらついており、例えば、支柱軸力計番号、P-16 のように 0 に近いものがある反面、P-53 のように支柱の許容支持力、 $2.175\text{tf}^{(1)}$  を超えているものがある。また、支保工等の自重による軸力が大きい支柱では、上記 3 時点での軸力もやはり大きい値となる傾向がみられる。

次に、Fig. 8, Fig. 9 は、上表から、それぞれ橋軸方向および橋軸直角方向について、コンクリート打設高さ、 $h=1.0, 1.5, 2.5\text{m}$  におけるコンクリートの重量のみによる軸力の分布状態を示したもので、横軸は支柱の位置、縦軸は支柱軸力である。これらによれば、例えば、支柱の最下部において、橋軸方向では、橋脚に最も近い支柱列、A 通り支柱列 (Fig. 2 参照) より中央付近の D 通りの支柱列の方が、大きい値となっている。これは、既設の橋脚が荷重を分担している結果によるものとみられる。また、橋軸直角方向では、両外側支柱列、1 通り、6 通りが中央の支柱列より大きい値を示す傾向がみられる。

ロ. 支保工等の自重およびコンクリートの重量による支柱軸力分布

実際に支柱には、上記のほかに支保工等の自重が作用している。そこで、支保工の建て込み完了時の支柱等の自重による支柱軸力が打設完了時まで変化しなかったものとして、上記イのコンクリート打設完了時点における各支柱の軸力にそれぞれ対応する支柱の支保工等の自重による軸力を加算し、その結果を同表の最右端の欄に示した。この欄から、コンク

リート打設が完了したとき、建枠の脚柱 1 本あたりの許容支持力、 $2.175\text{tf}^{(1)}$  を超える荷重を受けるところが 9 箇所もあることが分かった。脚柱そのものは 2.0 の安全率を有しているとみられるので直ちに崩壊の危険はないが、注意すべき重要な点の一つである。

c. 打設後の支柱軸力

打設完了時以降 7 日間の、支柱等の軸力の経時変化の例を Fig. 10 に示す。支柱軸力に注目すると、打設完了後いくつかの起伏はあるものの、時間の経過とともに減少しており、支柱により異なるが同図以外の支柱も含め、打設後 7 日間で最大約 70%、平均で約 50% に減少している。なお、支柱の軸力の実測結果については、後述の 2.4 において詳細に検討する。

2.3.2 水平つなぎ材および斜材の軸力について

水平つなぎ材および斜材の軸力分布の測定結果を取りまとめたもののうちから、コンクリート打設完了時における軸力の分布を、Fig. 11 に示す。最大圧縮応力が 90kgf 程、最大引張応力が 60kgf 程度で、当初予測された応力よりかなり小さい数値となった。これは、枠組支柱の交差筋かきが多数使用されており、水平方向の変形にかなり抵抗したためと考えられる。

枠組式支保工では、水平つなぎ材、斜材によって、支保工の変形を拘束するとともに個々の建枠を一体化し、荷重に抵抗させる構造であり、また、交差筋かきを多数使用し骨組みが複雑であるため、軸力の伝わり方は複雑で事前に予測するのは困難である。しかし、今回の結果からみる限り、軸力は鉛直荷重に比較して非常に小さく、設計上は、従来からいわれているように、照査水平荷重として鉛直荷重の 2.5% を考慮すれば安全であると思われる。

2.3.3 コンクリート打設時の支保工の振動について

コンクリート打設に伴う型枠支保工への振動を調べるために、加速度計を Fig. 2 に示す位置に 2 点設置したが、測定結果は、最大でも -50 ~ -60gal 程度と小さな値であった。また最大となったのは、コンクリート打設が始まって 80 分経過した時点で、コンクリート打設高さが 1.0m を超える時点であった。その振動は、支保工の安定性に影響を与えるとみられる水平方向の振動で橋軸直角方向、橋軸方向とも同程度の加速度であった。以下に加速度の各方向の最小値~最大値を示す。

A-1X	-25 ~ 22gal	A-2X	-22 ~ 30gal
A-1Y	-25 ~ 25	A-2Y	-30 ~ 35
A-1Z	-47 ~ 50	A-2Z	-50 ~ 80

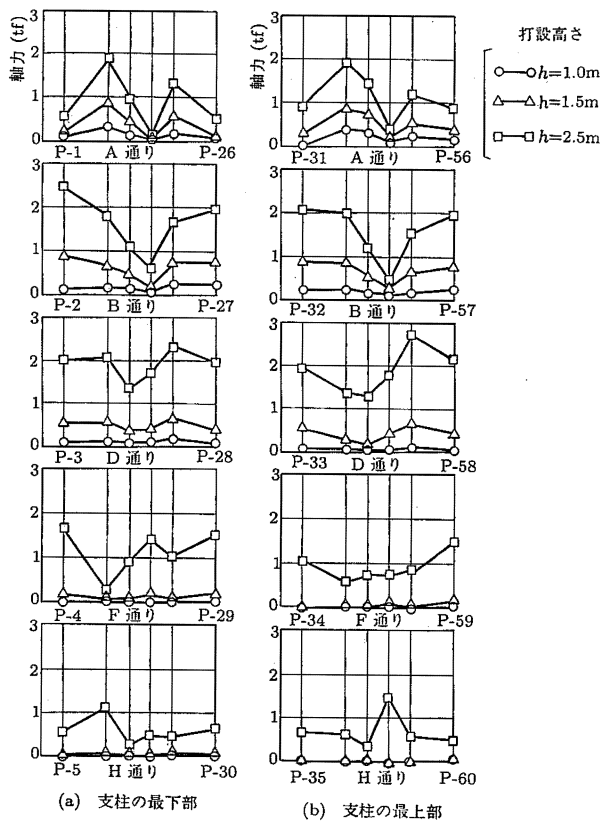


Fig. 8 Stress distribution of concrete loading on support  
 コンクリートの重量による支柱軸力分布 (橋軸方向)

これらのデータより、支保工の設計時にコンクリート打設による振動を考慮する必要はないと考えられる。

### 2.3.4 支保工の変位について

#### a. 支保工の鉛直変位

支保工の型枠受台部、支柱の最上部、中間部の鉛直変位の実測結果を Fig. 12 に示す。同図は、支保工各部の鉛直変位量を縦軸に、コンクリートの打設高さを横軸にとり、それらの関係を示したものである。この図から、打設完了時でみると、建枠支柱部分の鉛直変位量は、3mm 以下であり、型枠受台部は、8mm の沈下が計測された。受台部で大きな鉛直変位となったのは、受台部が、木造であったためとみられる。また、打設の初期の段階において、同図の (c) の受梁

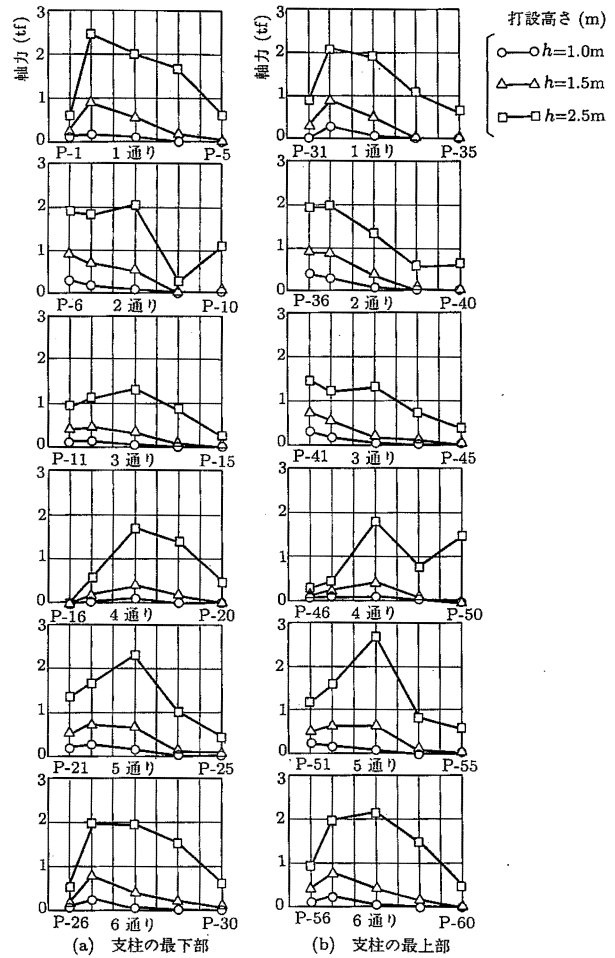


Fig. 9 Stress distribution of concrete loading on support  
 コンクリートの重量による支柱軸力分布 (橋軸直角方向)

先端部支柱において受台が浮き上がりを示している。なお、Fig. 12 の破線は、参考のために、鉛直変位を測定した支柱の軸力を併せて示したものである。

#### b. 支保工の水平変位

支保工の各部分の橋軸方向および橋軸直角方向の水平変位の測定結果のうち、打設高さに対する水平方向の変位量を図にしたものが Fig. 13 である。同図 (a) は、橋軸方向の水平方向の変位をみたもので、コンクリートの打設高さ、1.5m まではそれぞれの測定点は、負の方向に変位が進行しているが、それよりも打設高さが高くなると、逆に正の方向に変位する傾向がみられた。この原因については明確にはできないが、受台あるいは各支柱の効き具合、がたつき等の影響があると思われる。しかし、最大変位

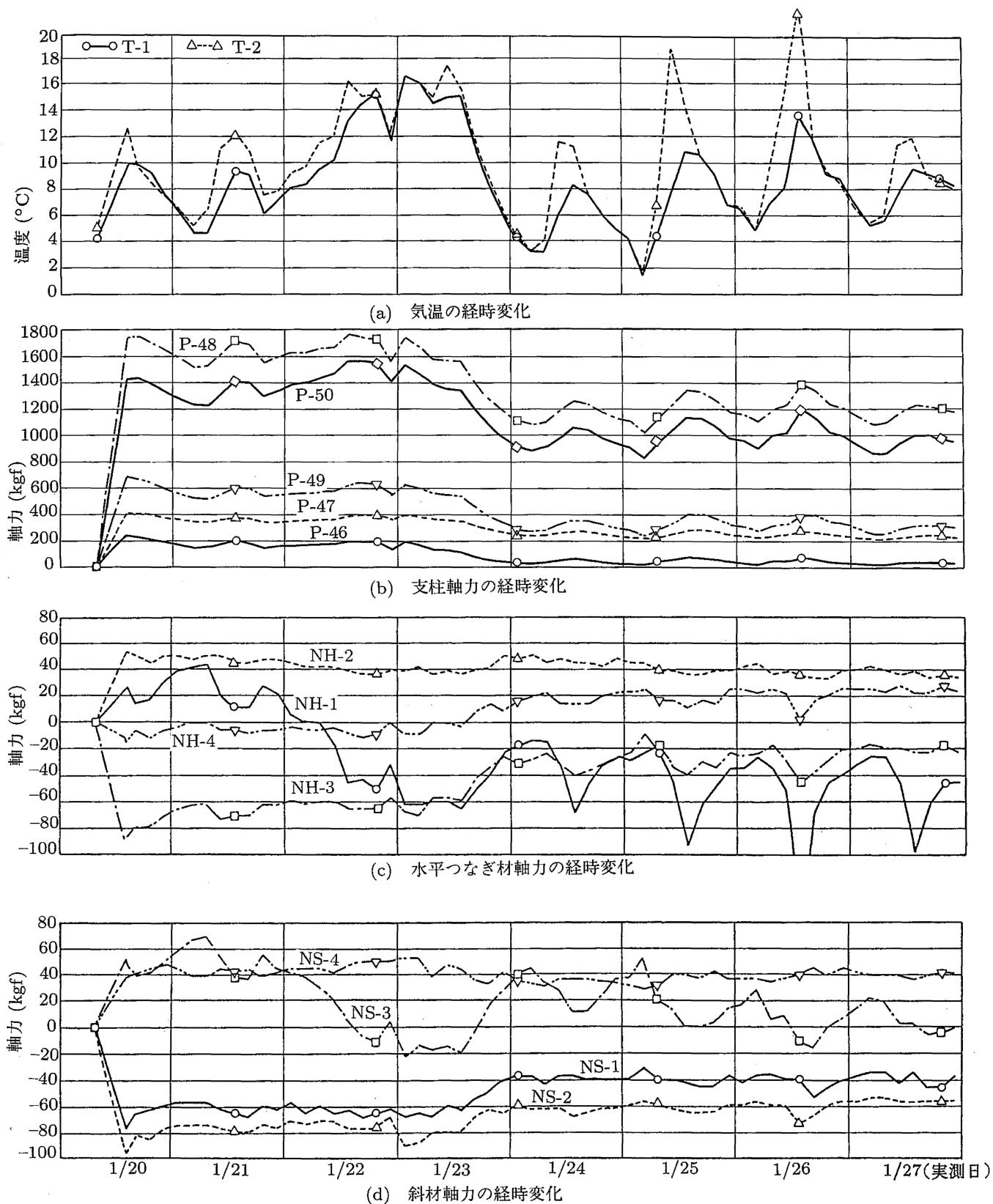


Fig. 10 Examples of changes in axial forces and the temperature after the placing  
打設完了後の各部材の軸力と気温変化の例

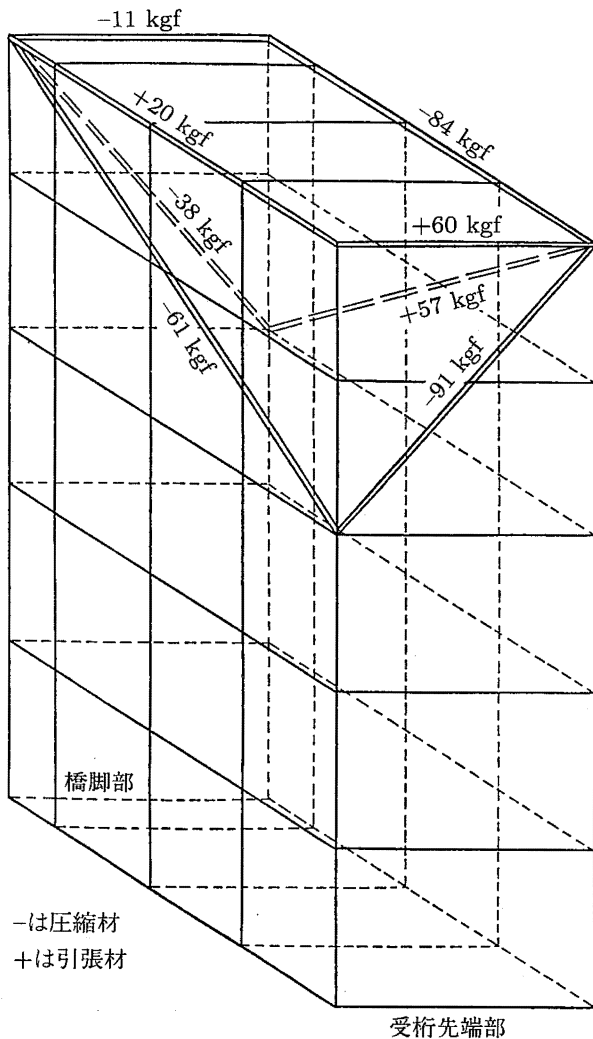


Fig. 11 Measurements of axial force of horizontals and braces  
水平つなぎ材, 斜材の軸力

量は、受台部の DHX-15 で 2.5mm 程度であり、安全上問題となるほどではないことが分かった。

次に、同図 (b) に橋軸直角方向の場合における、打設高さとの関係を示す。打設高さが高くなり、荷重が増大するにしたがい、支柱全体が橋軸直角方向で、外側の方向に変位し、当然のことながら、支柱の最上部で大きな変位となることが分かる。これは明らかに、受梁の橋軸直角方向の形状に起因するもので、受梁が変断面で、型枠の底部に勾配ができるため、支柱全体が外側に押し出す力が作用したものと考えられる。しかし、最大変位量は、支柱の最上部の測定番号、DHY-7 で約 3mm と小さい。

## 2.4 実測結果の検討

### 2.4.1 計算による各支柱の軸力

支柱軸力の実測値と、計算により求めた各支柱の軸力との比較検討をするため、まず、コンクリート、型枠支保工および鉄筋等の重量を計算により求めた。

#### a. 型枠支保工、鉄筋等の重量による支柱軸力

コンクリート打設前に支柱は、型枠支保工および鉄筋等の重量を支えている。この初期状態における軸力を調べるためにこれらの重量を算出した。

##### イ. 型枠支保工の重量

支保工の支柱の最上部に型枠および受台部分の重量が、また、支柱の最下部には、さらに支保工の重量が荷重として作用する。このため、Fig. 1 に示す型枠支保工の組立図をもとに型枠および受台の部分と支保工の部分とに分け、型枠支保工の重量をそれぞれ計算により求めた。これらを集計した結果、型枠および受台部分の重量の合計は 3.11tf、支保工部分の重量は 3.35tf となった。

##### ロ. 鉄筋その他の重量

コンクリート打設前に、受梁に配筋された鉄筋等は、支保工によって支えられており、その重量は、荷重として支保工に作用するので各支柱には軸力が生じている。このため、橋脚の梁部分の鉄筋の重量を橋脚の配筋図をもとに、鉄筋の径、長さを拾い出して算出した。また、それ以外のものとして、沓座用の鉄筋、アンカーボルト等があり、それらの重量は、受梁張り出し部の鉄筋重量、3.26tf、沓座鉄筋重量、0.2tf、アンカーボルトほか、0.54tf である。よって、鉄筋その他の重量は、合計、4.00tf と推定される。したがって、型枠および受台の重量、支保工の骨組みの重量および支保工に作用するとみられる鉄筋等の重量の総合計は、10.46tf となった。

これらの重量にコンクリートの重量を加え、打設完了後に支保工の各支柱に作用する軸力を計算した結果、Table 2 のようになった。同表では、各支柱の分担面積を、Fig. 2 に示すような支柱の平面図から、支柱 1 本が分担するものとみられる領域を仮定して求め、上記重量を分担面積により各支柱に比例配分した。

なお、Fig. 14 には、Fig. 2 の支柱軸力計番号とは別に、新たに付した支柱番号を示す。また、受梁が、変断面であるため、鉄筋、型枠等は必ずしも平面的に一樣ではないが、荷重そのものがあまり大きくない

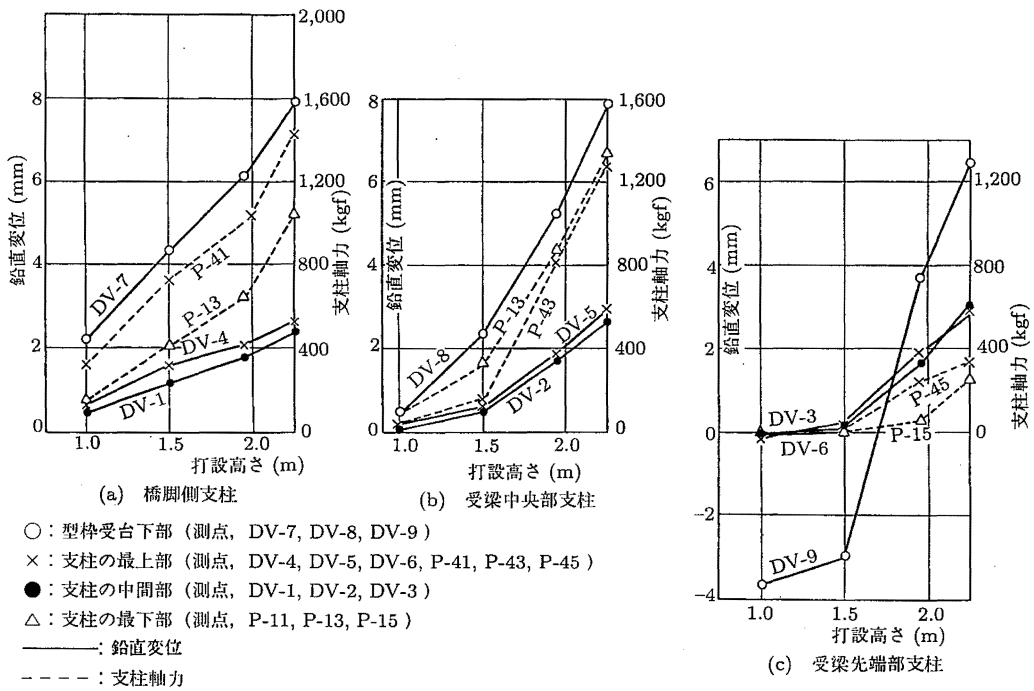


Fig. 12 Relation between support axial force and vertical displacement on each height of concrete placing  
 コンクリートの打設高さ と 支柱軸力 および 鉛直方向変位の関係

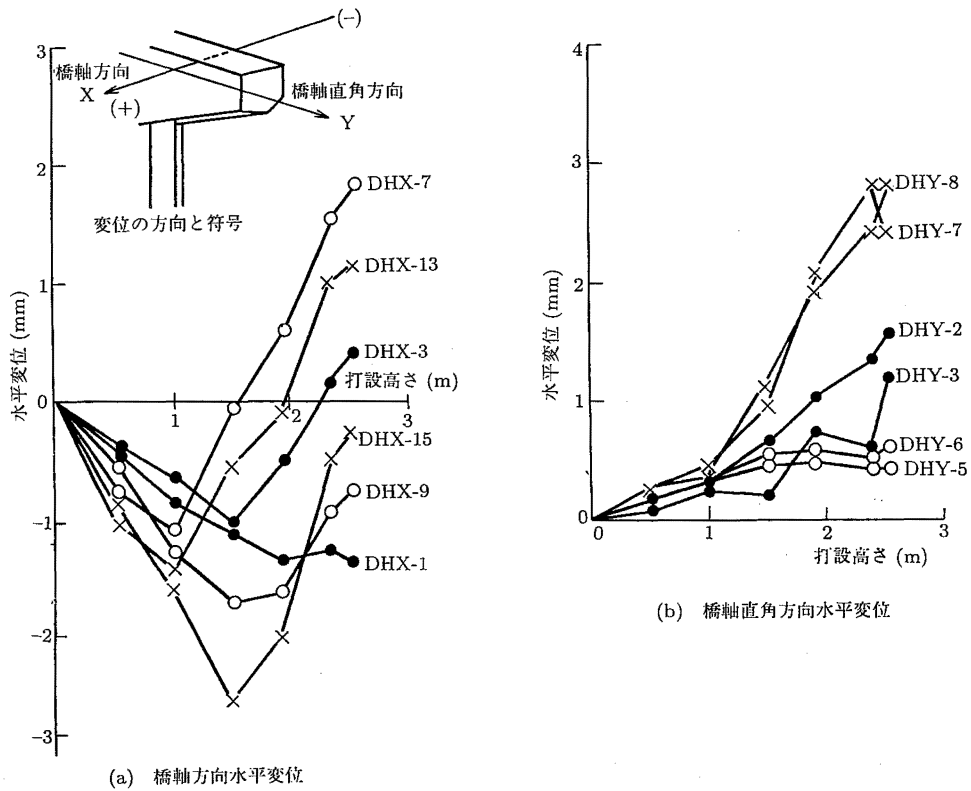


Fig. 13 Measurements of horizontal displacement on the shoring  
 支保工の水平方向変位の实測結果

Table 2 Calculated axial force in each post at the final stage of concrete placing  
計算によるコンクリートの打設完了時における各支柱軸力

支柱番号	各支柱の 分担面積 (m <sup>2</sup> )	コンクリート打設完了時			支柱最上部支 保工等自重に よる軸力 (tf)	支柱最上部 打設完了時 軸力 (tf)	支柱最下部支 保工等自重に よる軸力 (tf)	支柱最下部 打設完了時 軸力 (tf)
		高さ (m)	体積 (m <sup>3</sup> )	重量 (tf)				
1', 6'	0.450	2.516	1.132	2.66	0.236	2.896	0.347	3.007
1, 6	0.199	2.265	0.451	1.06	0.104	1.164	0.153	1.213
2, 5	0.354	2.444	0.865	2.03	0.185	2.215	0.273	2.303
3, 4	0.194	2.623	0.509	1.20	0.102	1.302	0.149	1.349
7, 12	0.241	2.117	0.510	1.20	0.126	1.326	0.186	1.386
8, 11	0.372	2.296	0.854	2.01	0.195	2.205	0.278	2.297
9, 10	0.241	2.475	0.596	1.40	0.126	1.526	0.186	1.586
13, 18	0.241	1.970	0.475	1.12	0.126	1.246	0.186	1.306
14, 17	0.372	2.149	0.799	1.88	0.195	2.075	0.278	2.167
15, 16	0.241	2.328	0.561	1.32	0.126	1.446	0.186	1.506
19, 24	0.241	1.823	0.439	1.03	0.126	1.156	0.186	1.216
20, 23	0.372	2.002	0.745	1.75	0.195	1.946	0.278	2.037
21, 22	0.241	2.181	0.526	1.24	0.126	1.336	0.186	1.426
25, 30	0.241	1.676	0.404	0.95	0.126	1.076	0.186	1.136
26, 29	0.372	1.855	0.690	1.62	0.195	1.815	0.278	1.907
27, 28	0.241	2.034	0.490	1.15	0.126	1.275	0.186	1.336
31, 36	0.241	1.528	0.368	0.87	0.126	0.996	0.186	1.056
32, 35	0.372	1.707	0.635	1.49	0.195	1.685	0.278	1.777
33, 34	0.241	1.886	0.455	1.07	0.126	1.196	0.186	1.256
37, 42	0.241	1.381	0.333	0.78	0.126	0.906	0.186	0.966
38, 41	0.372	1.560	0.580	1.36	0.195	1.555	0.278	1.647
39, 40	0.241	1.739	0.419	0.98	0.126	1.106	0.186	1.166
43, 48	0.132	1.268	0.167	0.39	0.069	0.456	0.102	0.492
44, 47	0.204	1.447	0.295	0.69	0.107	0.797	0.157	0.847
45, 46	0.132	1.626	0.215	0.50	0.069	0.569	0.102	0.602
合計	—	48.259	13.513	31.75	3.554	35.305	5.23	36.98

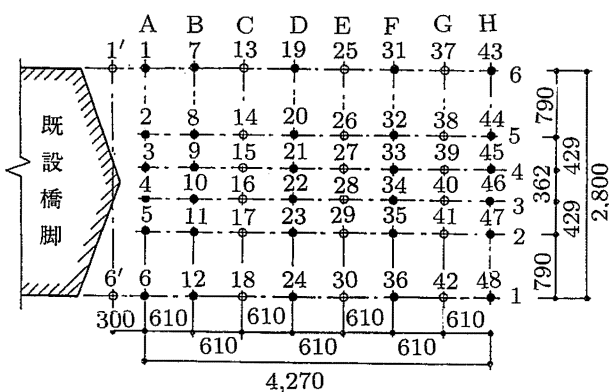


Fig. 14 Support number  
支柱番号

こと、多数の支柱が支えていること等から上記のよ  
うな取扱をしても問題となるような大きな誤差は生  
じないものとした。

b. コンクリートの重量による支柱軸力分布

Table 2 で、打設完了後に各支柱が分担するもの  
とみられる軸力を示したが、コンクリートの打設高  
さ  $h=1.0, 1.5, 2.5\text{m}$  における軸力を同様に求めた結  
果、Table 3 のようになった。各支柱が分担するコン  
クリートの重量は、Fig. 15 に示すようなコンクリ  
ート部分の断面寸法から体積を算定し、単位体積重量、  
 $2.35\text{tf/m}^3$  を乗じて求めた。

c. 支保工等の自重、コンクリートの重量の合計に  
よる各支柱に生ずる軸力

上記の結果から、実測結果との比較を行うため、支  
柱の最上部では、型枠および受台部の重量と鉄筋そ  
他の重量と打設完了時のコンクリートの重量によ  
る支柱軸力を、また、支柱の最下部では、支保工上  
部に作用する荷重に支保工の自重を加えた荷重によ  
る支柱軸力を算出し、Table 2 の最右端の欄にその結  
果を示した。

Table 3 List of the axial forces in each post at each height of concrete placing  
コンクリート打設高さによる支柱別の軸力

支柱番号	分担面積 (m <sup>2</sup> )	軸力 (tf)		
		h=1.0m	h=1.5m	h=2.5m
1', 6' 及び型枠	0.450	0.79	1.32	2.38
1, 6	0.199	0.23	0.47	0.93
2, 5	0.354	0.56	0.98	1.81
3, 4	0.194	0.39	0.62	1.07
7, 12	0.241	0.19	0.47	1.04
8, 11	0.372	0.45	0.88	1.76
9, 10	0.241	0.39	0.67	1.24
13, 18	0.241	0.10	0.38	0.95
14, 17	0.372	0.31	0.75	1.62
15, 16	0.241	0.30	0.58	1.15
19, 24	0.241	0.01	0.29	0.86
20, 23	0.372	0.17	0.61	1.48
21, 22	0.241	0.21	0.49	1.06
25, 30	0.241	0	0.20	0.77
26, 29	0.372	0.03	0.47	1.34
27, 28	0.241	0.12	0.40	0.97
31, 36	0.241	0	0.11	0.68
32, 35	0.372	0	0.33	1.20
33, 34	0.241	0.03	0.31	0.88
37, 42	0.241	0	0.02	0.59
38, 41	0.372	0	0.19	1.06
39, 40	0.241	0	0.22	0.79
43, 48	0.132	0	0	0.28
44, 47	0.204	0	0.04	0.52
45, 46	0.132	0	0.08	0.39

この結果から、コンクリートの打設完了時における橋軸方向の各支柱列の軸力の分布を、Fig. 16 の中の点線で、また、橋軸直角方向については、Fig. 17 の各図の中の点線で示す。

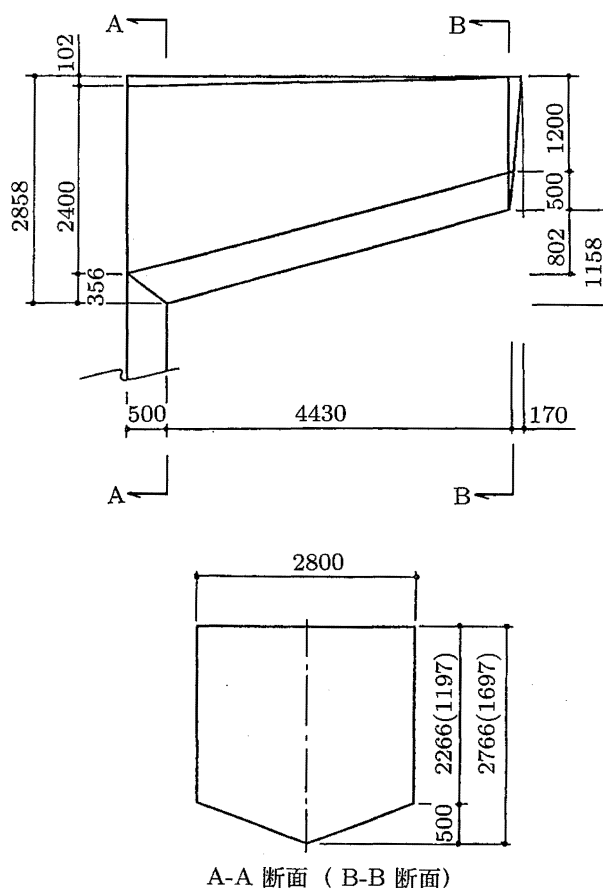


Fig. 15 Shape and dimension of beam  
受梁の形状と寸法

#### 2.4.2 実測値と計算値の比較検討

a. 実測値および計算値の支柱軸力の分布について  
実測および計算によって得られた各支柱の軸力を、橋軸方向および橋軸直角方向に分け、その分布状態を比較する。

コンクリートの重量のみによる橋軸方向の支柱の最下部の軸力について、実測値と計算値と同一支柱列毎にプロットしたものを Fig. 16 に、また、橋軸直角方向の支柱の最上部の軸力については Fig. 17 に示す。これらの図の実線が実測値である。

これによると、橋軸方向については、計算値の場合、受梁の 1, 6 通りの両側端が、それらより内側の支柱より小さい値であるのに対し、実測値の場合は、計算値と逆の傾向にある。橋脚に最も近い支柱列、A 通りをのぞき、各列毎の軸力の分布形状は、実測値と計算値とで異なったものとなった。また、橋軸直角方向については、1 通りの支柱列のように実測値と計算値に大きな差がみられるものがあり、また、全

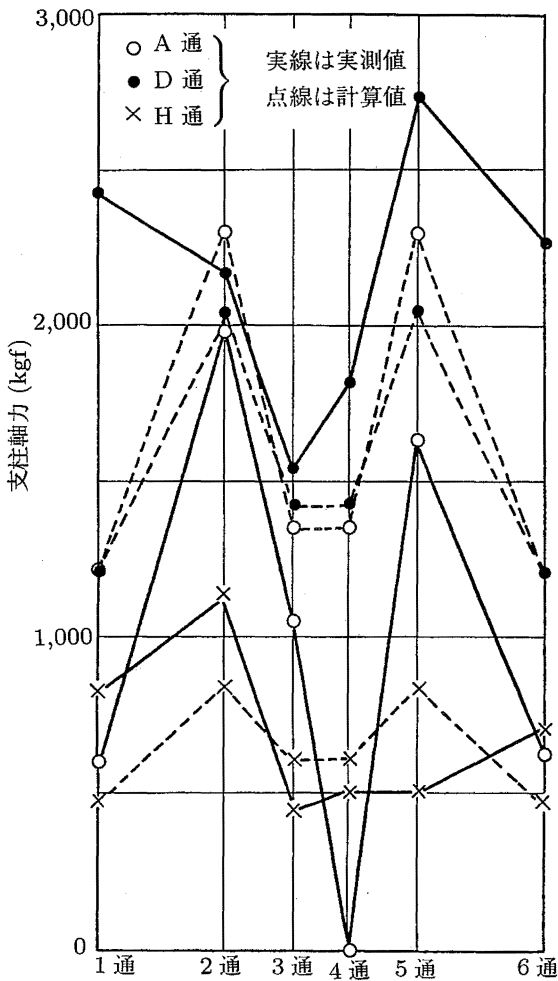


Fig. 16 Axial force distributions in direction of bridge axis  
橋軸方向の支柱別の軸力分布

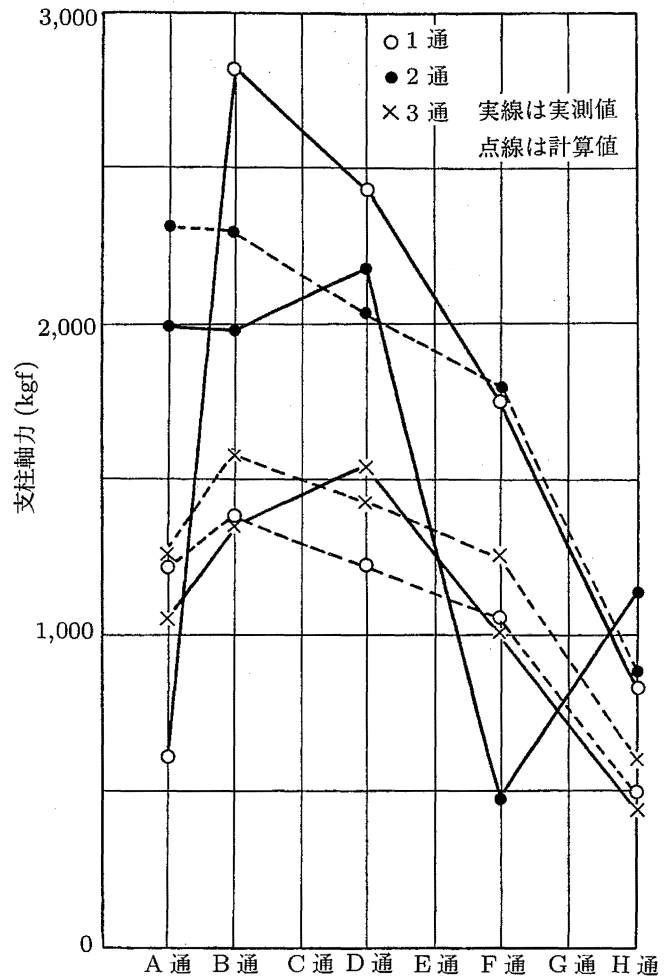


Fig. 17 Axial force distributions in direction of right angle of bridge axis  
橋軸直角方向の支柱別の軸力分布

体としてよく一致しているとはいえないが、各列毎の支柱軸力の分布形状は大体似通った傾向にある。

b. 実測値の計算値に対する比率

前記 2.4.2.a では、実測値と計算値について軸力分布の対比を行ったが、ここでは、軸力を実測した各支柱について、コンクリート打設完了時における計算値に対する同実測値の比率を求め、それらの軸力比率の平面分布状況を調べた。ここで、軸力の実測値を  $P$ 、計算値を  $P_c$ 、実測値の計算値に対する比率を  $P/P_c$  で表すこととする。

各支柱毎に実測値と計算値および  $P/P_c$  を求めた結果を Table 4 に示す。また、この表をもとに、支柱の最上部での比率、 $P/P_c$  の平面分布状況を Fig. 18(a) に、また、最下部でのそれを Fig. 18(b) に示す。

この表をみると、個々の支柱における  $P/P_c$  の最大値は 3.063 と非常に大きい箇所がある反面、 $-0.007$  と軸力がほとんど生じていないような箇所がある。また、同じ比率になると思われる対称位置にある支柱でも、値にかなり大きな差があるなど、この数値のばらつきが大きい。また、同じ支柱、例えば P-45 のように最上部が、3.065、最下部で 0.911 となるような同一支柱でも差がはなはだしい点があり、支柱間での荷重の伝達経路が複雑になっていることがうかがえる。

支柱の最上部と最下部の軸力比率の平面分布形状から、最上部、最下部とも 1, 6 通りの中央部で、2.0 以上となる分布領域が存在することは注意すべき点である。一方、受梁先端部では、計算値よりもかなり



Table 4 Rates of measured axial force to the calculated value on each post at the final stage of concrete placing work  
コンクリート打設完了時の計算による軸力に対する実測値の比率

支柱番号 No	支柱の最上部 $P/P_c$	支柱の最下部 $P/P_c$
1	0.941	0.631
2	0.593	0.845
3	0.321	-0.007
4	1.115	0.859
5	1.079	0.927
6	0.923	0.556
7	1.869	1.842
8	0.714	1.117
9	0.350	0.817
10	0.852	1.012
11	0.929	0.931
12	1.939	2.293
19	2.071	2.156
20	1.863	1.349
21	1.499	1.360
22	1.207	1.228
23	0.810	1.128
24	1.989	2.342
31	1.597	1.684
32	0.552	0.665
33	0.665	1.233
34	0.730	0.925
35	0.370	0.405
36	1.065	1.788
43	1.978	1.564
44	0.823	0.691
45	3.063	0.911
46	0.747	1.065
47	0.789	1.429
48	1.581	2.276

小さな値の分布となっている。また、橋脚に近い領域で比率が小さくなる傾向がある。これは、鉄筋等により荷重が既設の橋脚によって分担されているものと考えられる。

c. 実測値の計算値に対するばらつきについて

実測値は支保工が精度よく組み立てられ、各支柱に一様な条件で荷重が作用すれば、計算結果と同様な値となると思われる。現実には、支柱の利き具合、型枠受台の大引材等の変形、その他諸々の要因で一様な条件下で荷重が作用したとは考えられず、個々の支柱についてみると、計算値と実測値の比がばらつくのは当然、起こり得ることである。

今回の実測でも、Fig. 18の実測値の計算値に対する比率の平面分布、各列毎の軸力比率の分布でわか

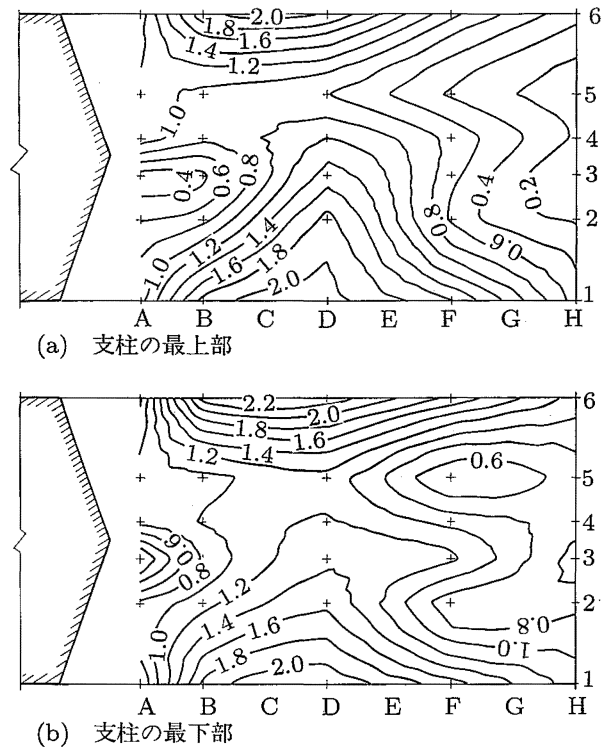


Fig. 18 Contour line map of  $P/P_c$  against calculated value  
実測値に対する計算値の比  $P/P_c$  の平面分布図

るとおり、個々の支柱では実測値と計算値の比にかなりのばらつきがある。この原因として、

- 1) コンクリート打設前に各支柱にできるだけ均等な力が作用するように、ジャッキベースのハンドルを回転させ調整したが、多数の支柱があるため、支柱全体の微調整が困難である。このため、コンクリート打設前の初期状態で、各支柱に作用した軸力が必ずしも均等でなかったため、コンクリート打設後この影響が大きかった。
- 2) 支保工上部の型枠受台の支持が、橋軸と直角方向に配列された大引材を直接支持するものと、橋軸と平行方向に配列された大引材を介して間接的支援するものがあり、大引材より支柱に対する荷重の伝達が不近等であった等が考えられる。

2.4.3 作業荷重について

上記では、打設完了時の実測による支柱軸力と、コンクリート、鉄筋、型枠および支保工等の重量から計算によって求めた支柱軸力とを比較した。しかし、打

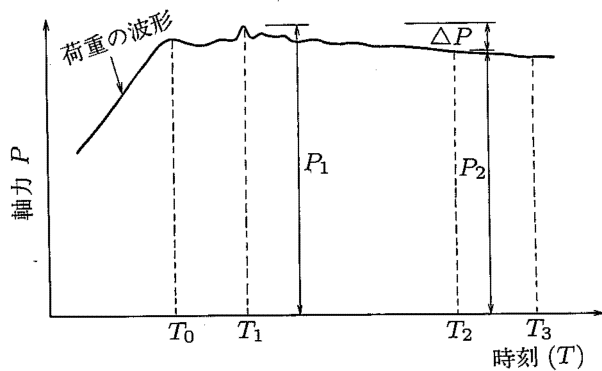


Fig. 19 A general figure of support axial forces profile on concrete placing  
打設中の支柱軸力の波形の模式図

前述のように、支柱の軸力の最大値は、打設完了時前に生じていたが、この最大値は、これらの荷重が作用した結果とみることができる。型枠支保工の既存の基準等<sup>2~6)</sup>では、設計荷重の中にこれら作業荷重を含めることとしているが、その数値は基準によりまちまちである。そこで、今回の実験データをもとに、作業荷重の大きさについて考察する。

打設中の荷重データが最大となる 12 時 35 分～13 時 35 分の 1 時間における経時変化を模式化すると、Fig. 19 のようになる。ここで、

$T_0$  : 打設終了時刻, 12 時 57 分

$P_1, T_1$  : 動的 maximum とその発生時刻

$P_2, T_2$  : 作業者がいなくなったときの支柱軸力  
: とその時刻

$T_3$  : 打設完了時刻, 13 時 35 分

である。同図から、

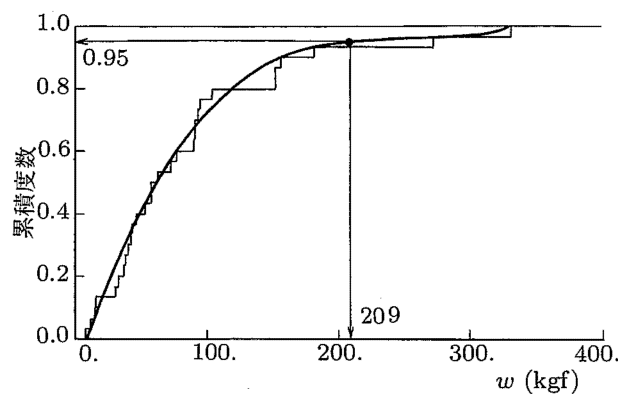
$$\Delta P = P_2 - P_1$$

を作業に伴う荷重による軸力と考えることができる。Table 5 は、実験データをもとに支柱の最上部、最下部の  $P_1, T_1, P_2$  および  $\Delta P$  について整理したものである。さらに、 $\Delta P$  を Table 2 の各支柱の負担面積で除して単位面積当りの軸力、 $w$  としてまとめた。なお、 $P_2$  は、ビデオの撮影データを分析した結果、13 時 15 分の時点の軸力とした。同表によれば、各支柱毎の  $w$  から、支柱の最上部で、12～553kgf/m<sup>2</sup>、平均、 $w=100.2\text{kgf/m}^2$ 、支柱の最下部では、8～322kgf/m<sup>2</sup>、平均、 $w=84.7\text{kgf/m}^2$  となった。また、 $w$  の累積度数分布をとると、Fig. 20 のようになる。同図において 95% タイル値をとると、支柱の最上部では 209kgf/m<sup>2</sup>、支柱の最下部では 360kgf/m<sup>2</sup> となる。これより設計上は 350kgf/m<sup>2</sup> 程度を作業荷重として見込むことを提案したい。

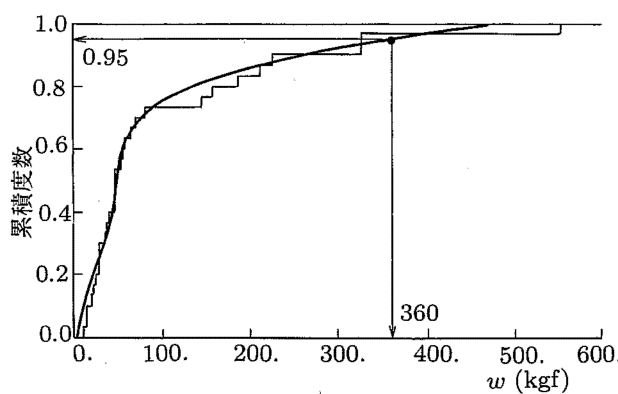
また、支柱全体の軸力が最大となる時刻を推定すると、Table 5 から、支柱毎の  $T_1$  は、12 時 45 分～13 時 33 分であり、支柱の最上部、最下部の各支柱軸力の合計値が最大となるときの  $T_1$  は、12 時 57 分 (打設終了時) である。これより支柱毎の最大軸力は、打設終了の少し前から打設完了後 30 分間に生ずるが、軸力の合計値は打設終了時をピークに徐々に減少していくことが分かった。

#### 2.4.4 温度変化と支柱の軸力について

Fig. 10 は、打設後の支柱の軸力と温度の経時変化の例であるが、両者の相関係数は、0.95 となり、Fig.



(a) 支柱の最上部



(b) 支柱の最下部

Fig. 20 Cumulative frequency of axial forces at concrete placing  
単位面積当りの軸力の累積度数分布

設時の支保工には、これらの荷重の他に、作業や打設機器等の重量による荷重、一時的に堆積されたコンクリートの重量による荷重および打設に伴う動的な荷重が作用する。

Table 5 List of the value of  $P_1$ ,  $T_1$ ,  $P_2$ ,  $\Delta P$  and  $w$   
 $P_1$ ,  $T_1$ ,  $P_2$ ,  $\Delta P$  および  $w$  の値

支柱 No.	$P_1$ kgf	$T_1$ 時：分	$P_2$ kgf	$\Delta P$ kgf	$w$ kgf/m <sup>2</sup>	支柱 No.	$P_1$ kgf	$T_1$ 時：分	$P_2$ kgf	$\Delta P$ kgf	$w$ kgf/m <sup>2</sup>
P-1	612	12.48	548	64	322	P-31	879	13.31	868	11	55
2	2,457	13.17	2,446	11	57	32	2,074	13.14	2,071	3	15
3	2,018	12.57	1,993	25	104	33	1,928	13.33	1,914	14	58
4	1,663	12.57	1,641	22	91	34	1,072	12.57	1,037	35	145
5	595	12.57	559	36	273	35	680	12.57	637	43	326
6	1,872	13.02	1,861	11	31	36	1,932	13.30	1,922	10	28
7	1,831	12.57	1,816	15	40	37	2,000	13.00	1,985	15	40
8	2,060	12.57	2,033	27	73	38	1,344	12.56	1,336	8	22
9	273	12.57	257	16	43	39	566	12.45	542	24	65
10	1,105	12.57	1,073	32	157	40	627	12.57	589	38	186
11	941	13.31	923	18	93	41	1,432	13.04	1,429	3	15
12	1,112	13.17	1,109	3	12	42	1,208	13.02	1,205	3	12
13	1,344	13.01	1,321	23	95	43	1,284	13.00	1,279	5	21
14	889	13.18	881	8	33	44	722	12.56	713	9	37
15	266	13.18	259	7	53	45	363	12.44	335	28	212
16	23	12.49	8	15	77	46	275	12.53	268	7	36
17	598	13.31	589	9	37	47	425	13.31	418	7	29
18	1,691	13.12	1,689	2	8	48	1,779	13.15	1,768	11	46
19	1,413	12.51	1,398	15	62	49	738	12.49	727	11	46
20	486	12.45	462	24	182	50	1,490	12.45	1,417	73	553
21	1,340	13.01	1,325	15	42	51	1,157	12.58	1,147	10	28
22	1,656	13.14	1,650	6	16	52	1,557	12.51	1,527	30	81
23	2,313	13.01	2,299	14	38	53	2,703	13.01	2,686	17	46
24	1,001	13.01	984	17	46	54	825	12.56	805	20	54
25	466	12.45	435	31	152	55	602	12.45	556	46	225
26	526	13.12	523	3	15	56	914	13.53	909	5	25
27	1,971	12.54	1,962	9	90	57	1,988	12.53	1,979	9	46
28	1,951	12.51	1,937	14	58	58	2,154	13.01	2,137	17	71
29	1,540	12.51	1,518	22	91	59	1,520	12.51	1,482	38	158
30	640	12.56	620	20	152	60	513	12.46	470	43	326
合計	36,653		36,119	534	2453		36,751		36,119	593	3007

21に見られるようにかなり相関が強いことが分かる。これは、支保工が温度変化により伸縮する一方で、コンクリートの硬化により支柱上端の鉛直変位が拘束されるため、温度応力として生ずるものと思われる。そこで試みに温度補正を行い、温度変化による影響を除去した場合の軸力の経時変化を見るため次の方法により温度補正を行った。

Fig. 10において1月25日～1月27日までの荷重データおよび温度データ(T-1)を利用して各荷重データと温度データの相関図を作成し、各荷重計の温度補正係数を求めた。ここで、1月25日～1月27日の荷重データは、コンクリート打設による影響がすでになく、温度変化により変化しているものと仮定し、データを使用した。また、相関図を作成したデータは、1月27日、1時30分を初期値とし、それ

からの変化分を利用して処理をした。補正計算式は、

$$P' = P - \alpha \cdot \Delta t$$

$P'$  : 補正後の支柱軸力

$P$  : 実測による支柱軸力

$\alpha$  : 補正係数

$\Delta t$  : 測定開始からの温度差

この結果、例として、P-36～P-40についてみたのが、Fig. 22である。これらによれば温度補正後の波形は、補正前に比べて滑らかな曲線になり、また打設後2日間は穏やかに減少するが、3～4日にかけて急激に減少し、さらに5日目から穏やかに減少するのが分かる。

一方、もし、打設完了後の温度変化により、支柱の軸力が打設中の値を上まわるようなことがあった場合、設計時にそれを見込むかどうか問題となる。そ

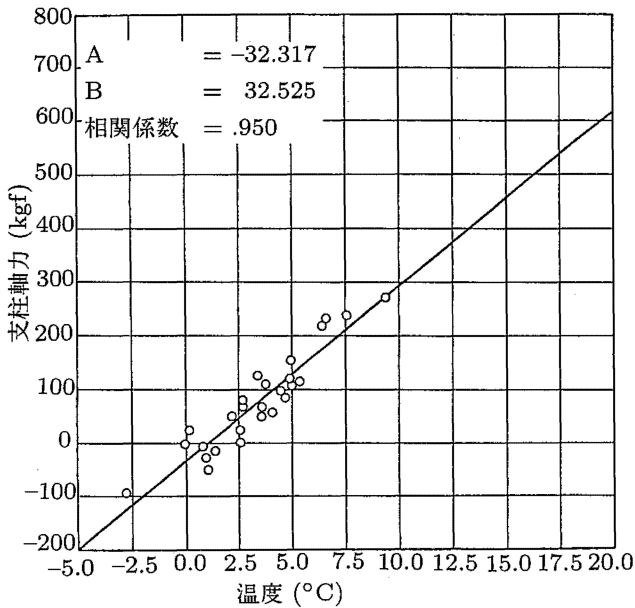


Fig. 21 An example of correlation between support axial forces and temperature  
支柱軸力と気温の相関図の例

ここで、今回の実験データについてみると、打設後の軸力で打設中の最大軸力を上回るものは少なく、上

回ったものでも上回り量が最大で約 30kgf と小さいことから設計時にそれを考慮する必要はないと考えてよいことが分かった。

2.4.5 打設後の支柱の軸力減少について

打設後の支柱の軸力の減少については、2.3.1.c および前節で述べた。この減少がコンクリートの硬化に起因するものであることについては論を待たないが、硬化に伴う支保工の挙動についてはまだ不明なことが多い。そこで実験データおよび既存の資料を参考にこの問題について考察する。

軸力が減少する原因としては、次のようなことが考えられる。

- (1) コンクリートの硬化に伴う構造系の変化
- (2) コンクリートの硬化に伴う乾燥収縮
- (3) 支保工部材、特に木材のクリープ

(1) は、コンクリート硬化前と硬化後のコンクリート支保工系の構造の違いである。両者は Fig. 23 のようにモデル化し、硬化が進むにつれて (a) から (b) へ変化していくものと考えることができる。しかしこのように構造が変わっても、支点の反力にはあまり変わりがなく、今回の実験結果のように平均 50% も減

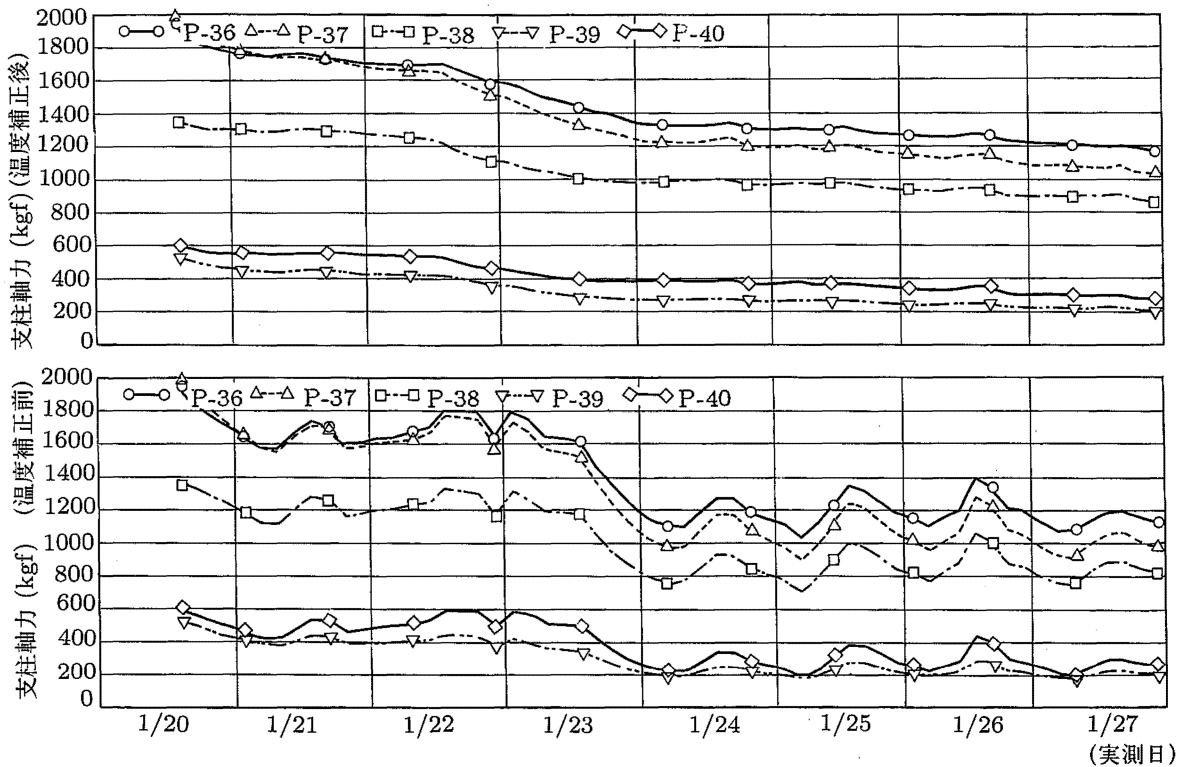


Fig. 22 Variation of axial forces of support before and after temperature correction  
温度補正前と補正後の支柱軸力の経時変化の例

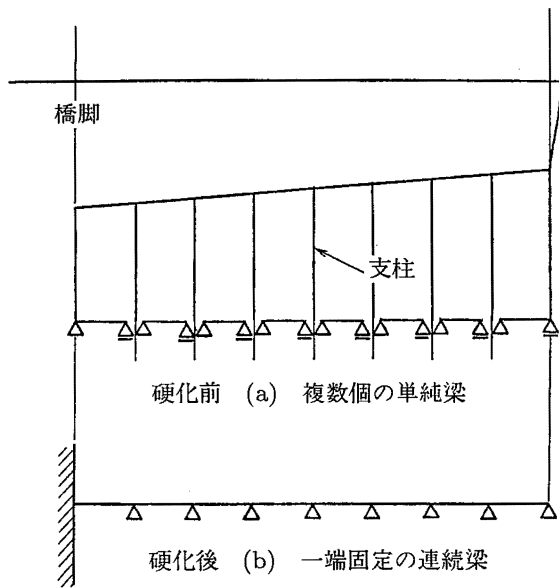


Fig. 23 Structural model at before and after concrete hardening  
コンクリート硬化前後の構造モデル

少することは説明できない。このように大きく減少するためには、何等かの理由で、支保工に接しているコンクリートの面が上方に移動するか、支保工部材の一部が収縮して荷重計の圧縮力を減らすかのどちらかが必要と思われる。前者の一例として上記の(2)が、また、後者の一例として(3)が考えられる。

そこで非常に大まかではあるが、今回のデータについて(2)または(3)の可能性を考えてみる。

一例として、2箇所の支柱の最上部、最下部の軸力番号、P-11とP-41およびP-13とP-43について、鉛直変位と軸力の関係を調べる。後述のTable 7および文献<sup>7)</sup>から、これらの支柱の打設開始時から打設7日後までの鉛直変位、軸力の変化は、Table 6のよ

うになる。ただし、軸力は最上部と最下部の平均値である。

また、表中の記号、 $\delta_1, \delta_2, \delta_3, \delta_4$ は、

$\delta_1$ : 実測値、型枠受台大引下面での鉛直変位量 (mm)

$\delta_2$ : 実測値、支柱の最上部での鉛直変位量 (mm)

$\delta_3$ : 計算値、 $\delta_3 = PL_0/AE$

$P$ ; 支柱軸力、

$L_0$ ; 支柱の長さ

$A$ ; 支柱1本の断面積、 $3.039\text{cm}^2$

$E$ ; 鋼材の弾性係数

$\delta_4$ : 支柱継手部の鉛直変位量 (mm)

$$\delta_4 = \delta_1 - (\delta_2 + \delta_3)$$

で、実測値および計算値によって求めたものである。

同表によれば、打設開始から打設完了時までの $\delta_1$ の変位変化量の内訳は、型枠受台と支保工上端間および支柱継ぎ手が大きい役割を占めており、支柱の弾性変位は小さいことが分かる。また、打設後7日間の $\delta_1$ は負の値であり支保工の上部が上方に移動したことが分かる。これより(2)の可能性が考えられる。ところで、型枠受台と支保工間の変位は主に木部のめり込みによるものであり、継ぎ手部の変位は「がた」によるもので、両者とも一種の塑性変位と考えられる。そこで、支柱の鉛直荷重に対する弾性係数を、軸力が減少する方向では支柱のみの弾性係数に等しいものとして、7日間の軸力変化量に対応する $\delta_1$ の変化量を計算すると、Table 6に示した値になる。これを前出の実測値と比較すると、計算値の方がかなり大きいことが分かる。一方、文献<sup>8)</sup>によれば、硬化に伴うコンクリートの収縮歪量は、長期間でも $20 \sim 30 \times 10^{-5}$ 程度であり、これを今回のコンクリート厚さに適用すると、コンクリート下面の上昇量は、 $0.2 \sim 0.4\text{mm}$ 程度となり、上記の実測値、計算値

Table 6 Axial forces and vertical displacement of support  
支柱軸力と鉛直変位について

軸力計 番号	打設開始から打設完了時までの変化量					打設完了時以降7日間の変化量			
	軸力 (kgf)	鉛直変位 (mm)				軸力 (kgf)	鉛直変位 (mm)		
		$\delta_1$	$\delta_1 - \delta_2$	$\delta_3$	$\delta_4$		$\delta_1$	$\delta_2$	$\delta_1$ の計算値
支柱の 最上部 P-11 P-41	1180	7.95	5.29	1.48	1.18	-506	-0.42	0.10	-0.63
支柱の 最下部 P-13 P-43	1292	7.91	4.95	1.62	1.34	-715	-0.47	0.40	-0.89

※軸力は圧縮応力が、変位は収縮量が増加するのを+とする。

Table 7 Vertical displacement and average axial force on support  
支柱の平均軸力と鉛直変位値の内訳

区分	鉛直変位の内訳等	打設高さ $h$			
		1.0m	1.5m	1.9m	2.5m
A・3 通支	支柱の平均軸力 (tf)	228	573	833	1180
	全鉛直変位値 (mm)	2.20	4.38	6.05	7.95
	$\delta_1 - \delta_2$	1.57	2.81	4.00	5.29
	$\delta_3$	0.29	0.72	1.05	1.48
	$\delta_4$ (mm)	0.34	0.85	1.00	1.18
D・3 通支	支柱の平均軸力 (tf)	68	246	837	1292
	全鉛直変位値 (mm)	0.44	2.35	5.20	7.91
	$\delta_1 - \delta_2$	0.31	1.80	3.31	4.95
	$\delta_3$	0.09	0.31	1.05	1.62
	$\delta_4$ (mm)	0.04	0.24	0.84	1.34
H・3 通支	支柱の平均軸力 (tf)	6	14	154	301
	全鉛直変位値 (mm)	-0.37	-0.30	3.71	6.42
	$\delta_1 - \delta_2$	-0.35	-0.44	1.77	3.53
	$\delta_3$	0.01	0.02	0.22	0.42
	$\delta_4$ (mm)	-0.03	0.12	1.72	2.47

に比べてかなり小さい。これより支柱の上端は上方に移動しているものの(2)のみにより軸力の減少を説明することには無理がある。また、Table 6によれば $\delta_2$ の打設完了後7日間の変化量は正の値で、わずかであるが支柱の最上部は下方に移動している。このことは最下部の軸力が減少していることと一見矛盾するが、データが正しいものとするれば、支柱の継ぎ手部などで(3)の現象が起こった結果と見ることもできる。以上のことから、軸力の減少する原因として、一応(2)および(3)の両者とも可能性が考えられるが、データも少なく定量的に断定できない。結局、いくつかの要因が重複して軸力の減少を引き起こしたと思われる。

2.4.6 支保工の鉛直変位について

支保工の鉛直変位は、建柱支柱の弾性変位に支柱間継ぎ手部分の変位が加わったものと考えられる。これらの変位量は内訳を調べてみると、Table 7に示すとおりとなる。とくに、コンクリート打設完了時の

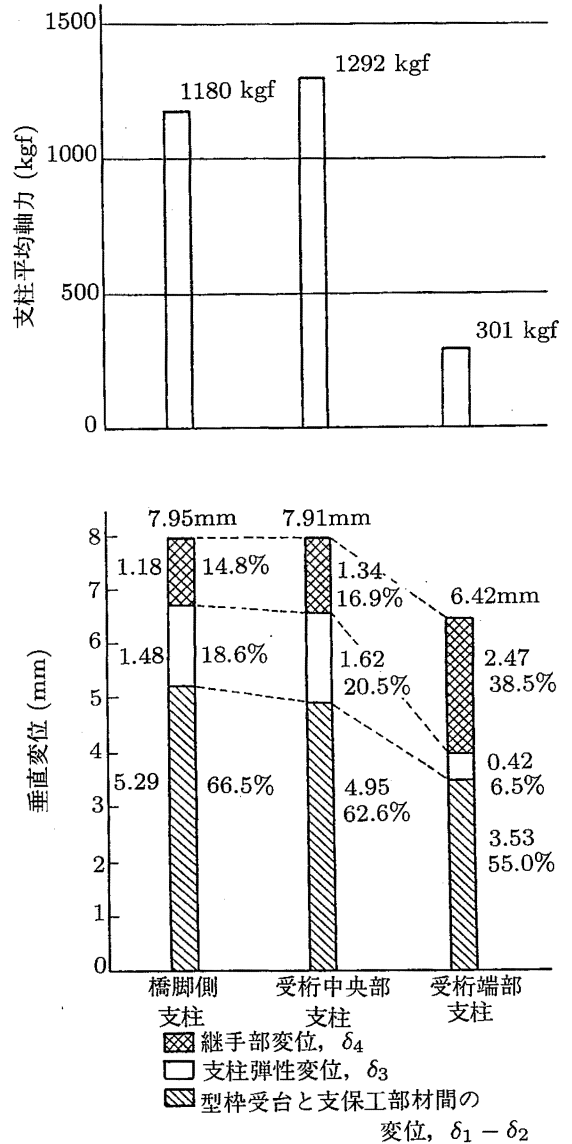


Fig. 24 Average axial forces and vertical displacements of support  
支柱の平均軸力と鉛直変位

場合のみについて図示したものが Fig. 24 である。

1) 支保工全体の鉛直変位量は、柱側支柱および梁中央部支柱で8mm程度、梁端部支柱で6.4mmと少し小さな値となっている。一方、支柱の平均軸力は、橋脚側および受梁中央部支柱では、1,200 ~ 1,300kgfあるが、受梁先端部支柱では300kgfと極端に小さくなっている。このように受梁先端部で荷重が小さいのに鉛直変位が大きくでているのは、鉛直変位の内訳から分かるように、継手部変位や型枠受台と支保

工部材間の変位が大きくなっているためである。

この原因としては、コンクリート打設前より受梁先端部支柱の継手部や型枠受台と支保工部材間に大きな遊びがあったためと考えられる。

2) 支保工自体の鉛直変位(圧縮量)は支柱の弾性変位量と継手部の変位量の和になるがいずれの支柱とも3mm以内の小さな値であり、また全体変位量に占める割合も40%程度であった。一方、型枠受台と支保工部材間の変位が全体の60%程度と大きくなった。

この原因としては、型枠受台と支保工部材間に遊びがあったためと考えられる。

## 2.5 まとめ

以上のように実測調査結果とこれに対する部材応力等の算定を行い、考察を加えた。その結果、次のことがわかった。

1) 打設完了時における、支柱の最上部および最下部の軸力の実測値を個別的にみるとほとんど0に近いものがある反面、計算値の2.5倍以上にも達している支柱、および建枠の支柱1本あたりの許容支持力、2.175tfを超えるものが多数あり、ばらつきが大きいことが分かった。

一方、支柱の最上部、最下部ともそれぞれの全合計値について実測値と計算値とを比較すると、よく一致している結果が得られた。このことから、荷重が局部的にある支柱に偏って作用し、許容支持力を上まわる大きな軸力が生じていることが分かった。このため、設計上許容支持力まで軸力を作用させないよう十分に余裕をもたせ、安全性を考慮することが必要である。

2) 計算値に対する実測値の比率の平面分布状況をごくおおまかにみると、1,6通りの中央部で、比率、 $P/P_c$ が、2.0を超える部分が生じている。また、受梁の先端部分では比率が小さくなった。

3) 打設後温度の影響により、本実測例のような支保工では、軸力は変動するが、設計時にそれを見込む必要はないものと思われる。

4) 打設完了時前に、打設完了時の支柱軸力より大きい応力が測定され、作業荷重として考慮すべきであろうと考えられる。作業面全体の平均値として見たときは、この作業荷重は小さいが、局部的にみれば、

大きな荷重となっているものと推定される。実測結果から、設計時においては、作業荷重を $350\text{kgf/m}^2$ 程度見込む必要があると思われる。

5) 枠組式支保工では、交差筋かいが多数使用されているため、水平つなぎ材および斜材に作用する軸力は小さく、設計上は、従来の照査水平荷重を考慮しておけば安全である。

6) 支保工の鉛直変位、水平変位は、いずれも小さい。このため、2次的な荷重が作用するおそれも少ない。したがって、5層ごとに水平つなぎ材をとり、斜材を必ず設け、さらに、既設の橋脚へのつなぎをとれば、安全上問題はない。

7) コンクリートのポンプ圧送で、配管システムをクレーン等でつり上げ、支保工と分離した場合、コンクリート打設による支保工への振動の影響は、ほとんど考慮しなくてもよい。

## 謝 辞

本実測調査を実施するにあたり、便宜を与えて下さいました首都高速道路公団湾岸建設局扇島工区事務所、不動・加賀田建設共同企業体BK工区東扇島作業所の工事関係者に深く感謝の意を表します。

(平成4年2月1日受理)

## 参 考 文 献

- 1) 建設業労働災害防止協会、足場の組立等の作業指針、(1988), p.20.
- 2) 労働安全衛生規則、労働基準調査会、(1988).
- 3) 市街地土木工事公衆災害防止要領・解説、大成出版社、(1985).
- 4) 日本道路協会、コンクリート道路施工便覧、(1984).
- 5) 設計要領第2集、日本道路公団、(1980).
- 6) 首都高速道路公団、仮設構造物設計基準、(1972).
- 7) 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実測調査報告書およびデータ整理報告書、(1988).
- 8) 土木学会、コンクリート標準示方書解説、(1980).
- 9) 森 宣制、型枠・支保工工事実施マニュアル、仮設工業会、オーム社、(1977).