

被火災PC桁の検査および補修（その1）

田 村 章 一*

まえがき

予讃本線にある国領川橋梁は、昭和50年7月24日、沿線火災により、その第6径間の桁に被害をうけた。被災桁は、図-1、図-3 にその外形を示す BOX 形式のPC単純桁である。

本文は、国領川橋梁の火災による被害状況の調査結果を記録し、併せて被災後における桁の健全度を確かめるために実施した検査および試験などについて述べ、これに多少の考察を加えて、PC桁の被災事例の報告とするものである。なお、末尾に被災部の補修方法について、その概要を記録する。

1. 桁の被害状況一般

火災は橋梁の近くにあった木造家屋からの出火によるもので、この家屋に近接して桁下に積まれていた木材の廃材その他の可燃物が家屋とともに炎上、焼失して桁に損傷を与えたものである。火災の発見は7月24日19時06分頃であり、20時10分に消火したと報告されている。ここに記す被害状況は、7月26日、被災後約40時間を経過した時点で被災桁を調査したときの実状である。被災桁は主として左側下方から火炎をうけている。このため BOX 桁の下スラブ下面における表面層のコンクリートが 図-2、口絵写真に示すように広範囲にわたり剝落し、剝落面には下スラブ下側の横方向鉄筋、主桁スターラップ下端の水平部分および施工時に内型わくを支持した金物の一部など、スラブの下面側に近く位置する鋼材の露出が多く認められた。しかし、PCケーブルの露出は全くなかった。剝落面のコンクリートは、その大部分が薄茶色に変色し、多数の粗骨材が見られたが、粗骨材とその周辺のモルタルとの剝離は少なく、粗骨材の割れが目立った。このような部分に対してハンマーにより打撃を加えると、予想外に強硬な感じの音を発してハンマーは強く撓ね返る。ところにより厚さ10mm前後のコンクリートの薄片（写真-1）が剝げ落ちる個所もあったが、その内部の面は十分強硬な状態を示す。図-2中に記入した数字は剝落部の元のスラブ面からの深さを表わす数値である。左側主桁ウェブ外面にもコンクリートの

剝落が見られたが、鉄筋その他の露出はない。下フランジ突出部の一部は上下および側面の三方向から火熱をうけたため最も損傷が大きく、突出部側面には水平方向に伸びるひびわれがあり、その隅角部は容易に剝落する状態であった。写真-2に隅角部のコンクリートの剝落片を示す。左右主桁間の内面ウェブには小部分に軽度の損傷があり、特にこの部分は構造上凹部となっているため部材の全長にわたりコンクリート面に煤の付着が目立つ。なお左右主桁間の場所打ちスラブが主桁ウェブと接する位置では、煤けた部分に一線が画され目地切れした状態が見られた。桁の変形については一見して判別できるような状態の変化はない。支承構造はゴム沓により一端固定、他端可動として単純支持された構造であり、桁の熱変形に対し、支承部における拘束は特に考えられない。また外観においてゴム沓そのものの熱影響による変状も現われていない。

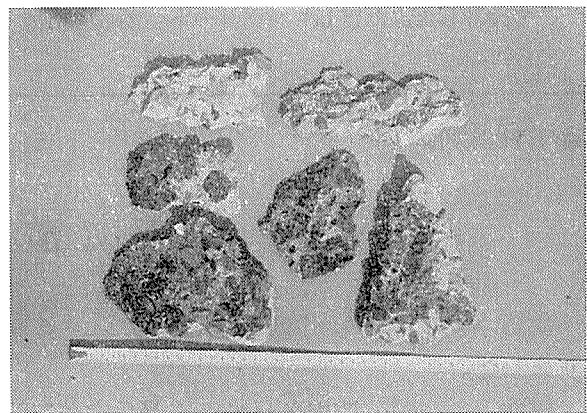


写真-1

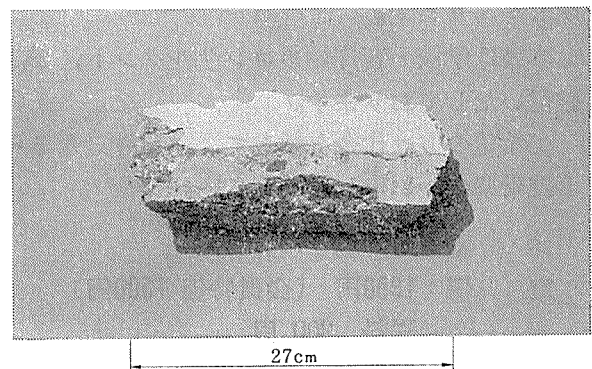
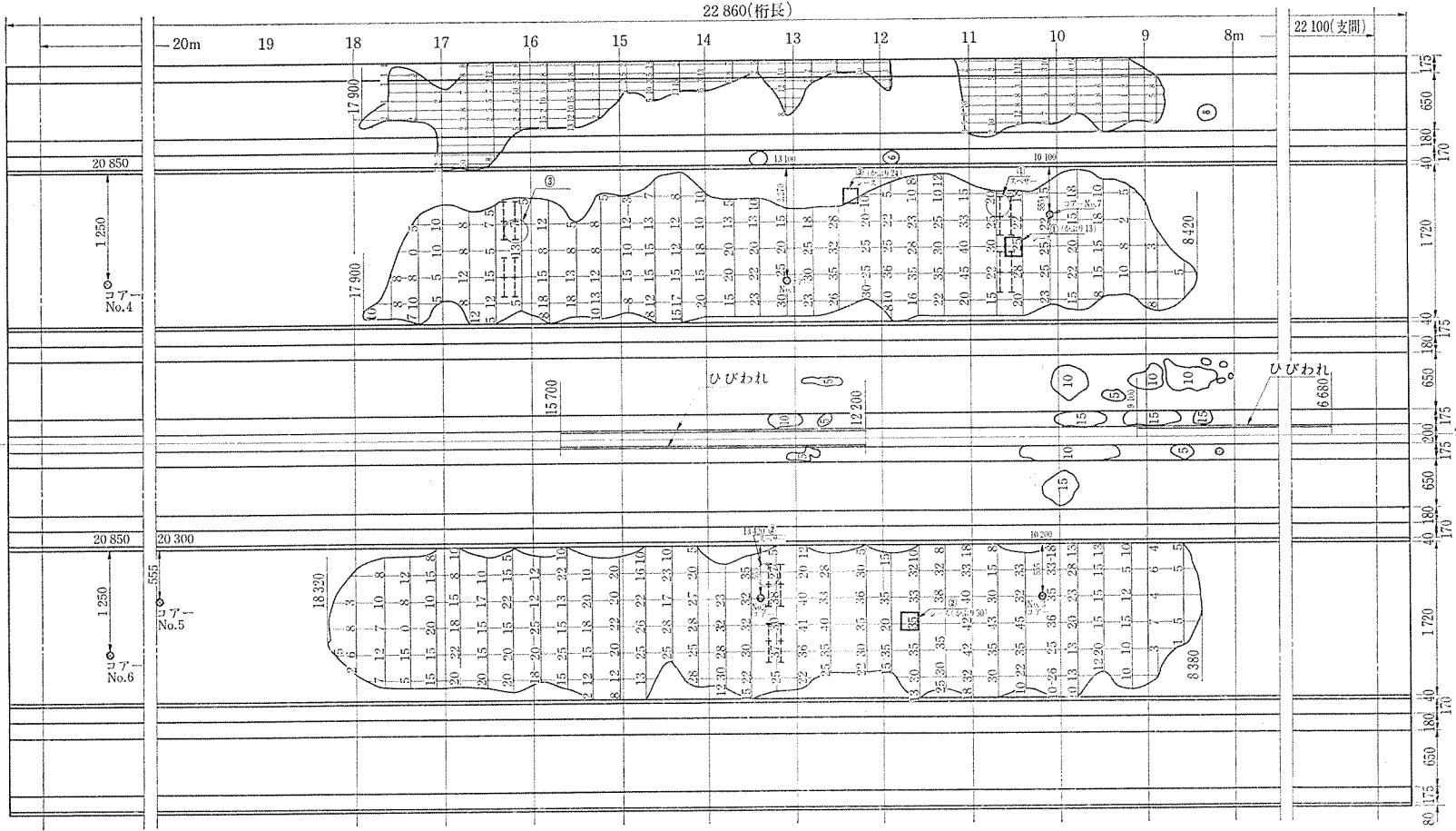


写真-2

* 国鉄構造物設計事務所



寸法の単位：特に単位の記入ある個以外はmmとする。

図-2 コンクリート剥落図および試料採取位置図

2. 被災桁に対する検査および試験

現場においては、消火直後、被災状況の調査および検査を行ったうえで、試運転列車を通して桁の耐力を確かめ、同日 23 時 20 分から列車を徐行させて運転を再開しているが、被災直後の検査は応急のことであり、被災桁の実態については、なお詳しく調査する必要があった。このため、被災直後の検査に引続き、7 月 26 日以降、以下に述べる事項につき改めて検査および試験などを追加実施した。なお、本橋梁は 6 連ともスパンおよび形式の同じ PC 桁が架設してあるので、検査および試験において健全桁との比較が可能なる事項については、なるべく相互に比較をするようにした。

2.1 コンクリートの被害程度の検討

被災桁のコンクリートは、直接もしくは間接に高温度の火熱の影響を受け、さらに消火注水により急冷された状態にある。このようなコンクリートに対し、強度試験および中性化試験を行って劣化の程度を検討することにした。コンクリートの強度については、被災桁自体に対して非破壊試験を適用する一方、桁の躯体からコンクリートのコアを採取して直接破壊試験を行い、圧縮強度を確かめた。非破壊試験の方法としては、超音波測定法およびシュミットハンマーを用いる表面硬度測定法による。中性化試験は主として被災桁のコンクリートの剝落した部分を対象にして薬剤を用いて行った。

i) 超音波測定およびシュミットハンマーによる表面硬度の測定

超音波測定は英国の C.N.S INSTRUMENTS 製の超音波非破壊試験機を使用して行った。この機械は試験するコンクリートに対して超音波パルスを送り、その伝播時間を測定して測定値をデジタル表示する。伝播時間の測定値および測定位置における伝播距離からパルス速度は次式により求めることができる。

$$\text{パルス速度(m/sec)} = \text{伝播距離(m)} / \text{伝播時間(sec)}$$

このようにして得られた音速は、コンクリートの強度の推定、あるいは、部材の均一性の判定に役立つ。

現場の桁に対する測定では、橋梁の横断方向の測点として 図-3 に示す ①～⑥ 測点を選び、①、②、④、⑤

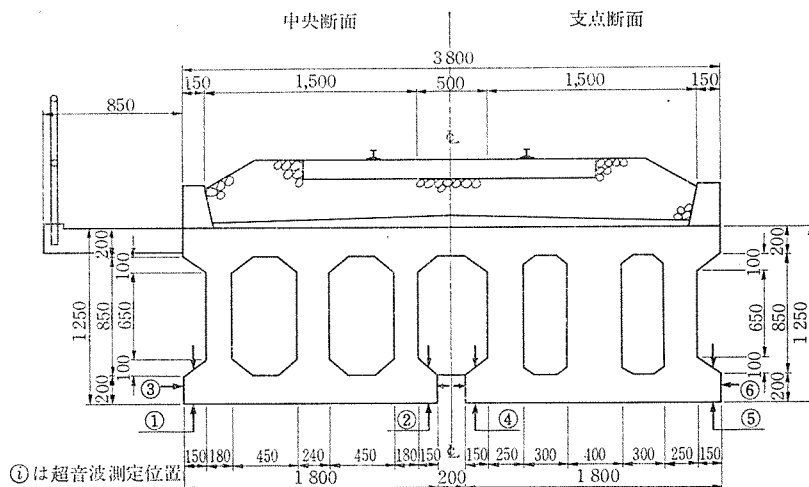


図-3 国領川橋梁 PC 桁断面図

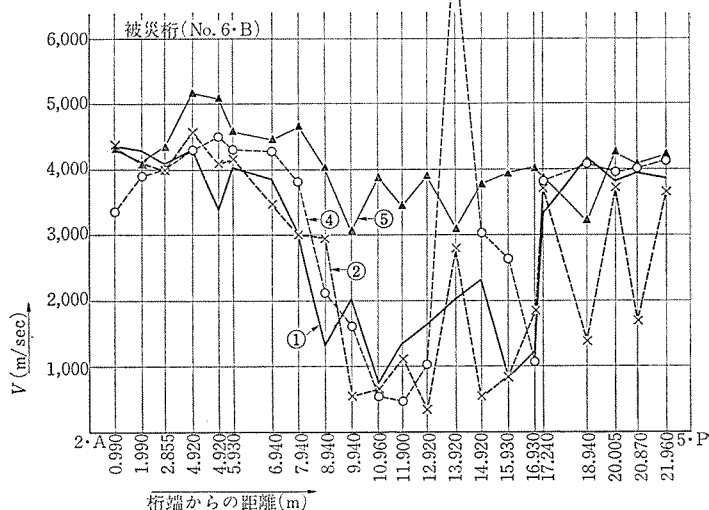


図-4 被災桁の超音波測定値

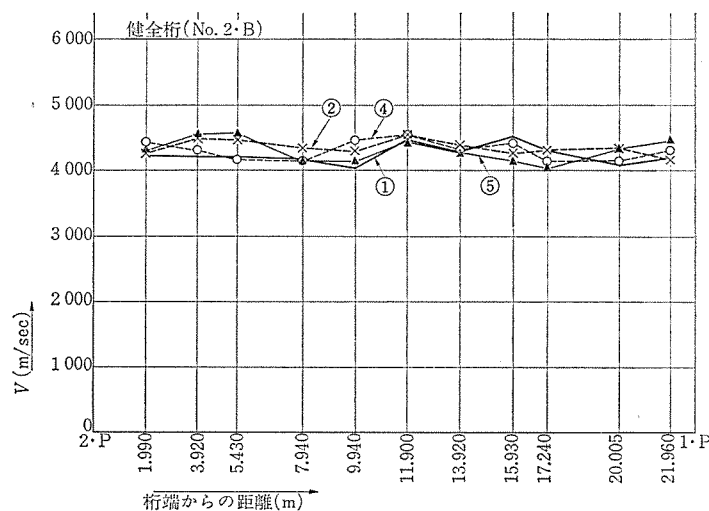


図-5 健全桁の超音波測定値

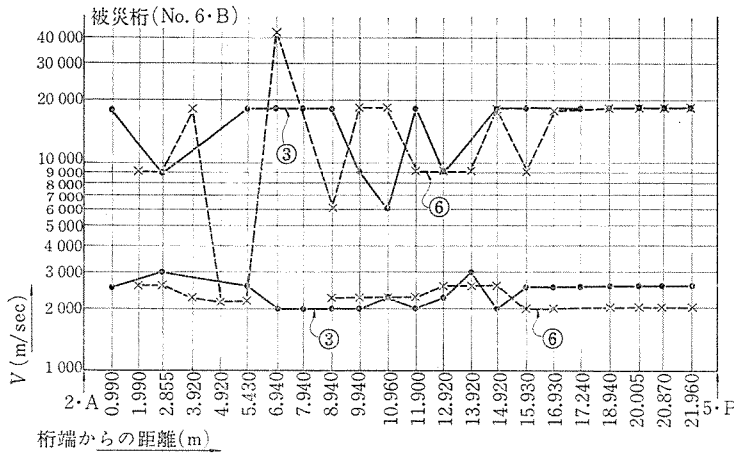


図-6 被災桁における No. 3 および No. 6 測点のパルス速度

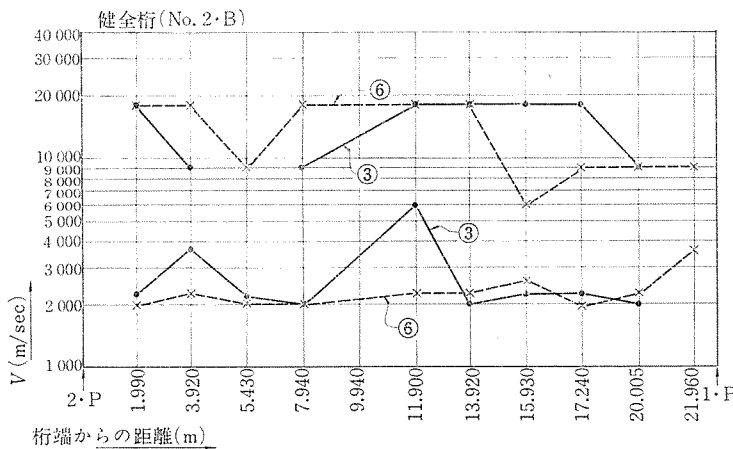


図-7 健全桁における No. 3 および No. 6 測点のパルス速度

測点は下スラブ突縁部分を鉛直方向に、③、⑥測点は下スラブリ幅方向を水平に、測定機の発・受信子を互に対向させて測定した。スパン方向の測定位置は約1m間隔毎に定めた。なお、使用する試験機の機能の面から測点位置の選択に制約があり、桁躯体の他の部分に対する測定はできなかった。図-4および図-5は、それぞれ、被災桁および健全桁の下スラブリ突縁部コンクリートにおける超音波測定の結果である。

・下スラブリの突縁部分の測定

図-4によると、被災桁では直接に強い火熱を受けた側の①、②、④測点、右側にある⑤測点に対し、部分的にはっきりとした差異を示し、桁の横断方向左右における火熱のかかり方の強弱を示している。スパン方向にもその変化が見られる。すなわち、終点方橋台側の被災状態が第5橋脚によった側よりも多少軽度であることがわかり、桁端から

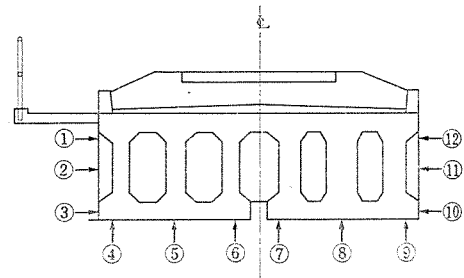


図-8 シュミットハンマー測定位置

8m~17mの範囲は、パルス速度が500m/sec台まで下がり、大きな影響を受けた部分として他と区別できる。これらの測定値やその位置はコンクリートの剥落を示す図-2およびシュミットハンマーによる表面硬度を示す図-9、などと容易に対応させることができる。図-5の健全桁の測定値は、①、②、④、⑤の各測点とも、桁全長にわたり、ほぼ一様な値を示し、パルス速度の平均値としては、 $V_m = 4300$ m/secが得られる。なお被災桁の終点方桁端部から約6mの範囲もこの状態に近い値を示していることがわかる。図-4および図-5の対比によって、被災桁ではその長手方向の各部において、下スラブリ突縁部コンクリートに異質の状態の生じていることが判断できる。

・下スラブリの水平方向の測定

下スラブリの幅(1.8m)方向に水平に発・受信子を対向させて測定した測点③、⑥の測定結果は、図-6、7に示すように、一測定時に常に2つの値が得られる。1つの測定値はVが2000~2500m/sec程度であり、他は9000

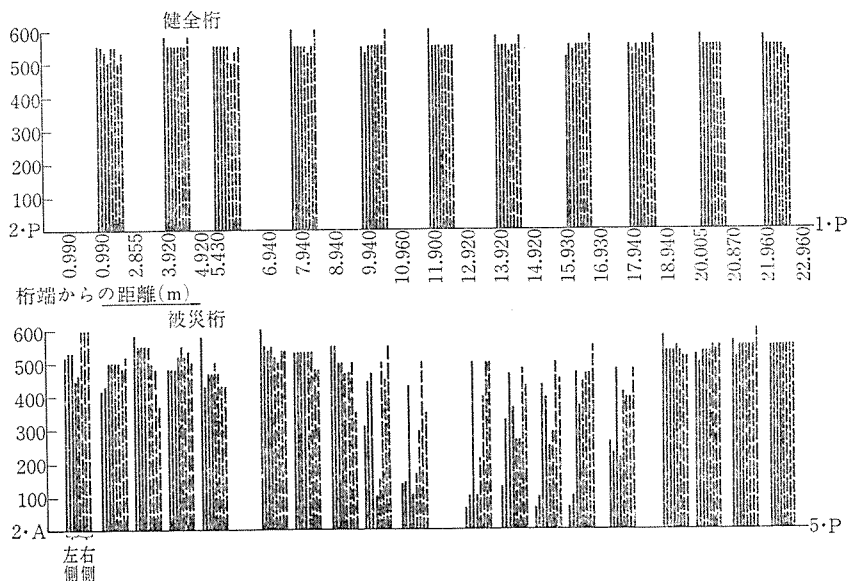
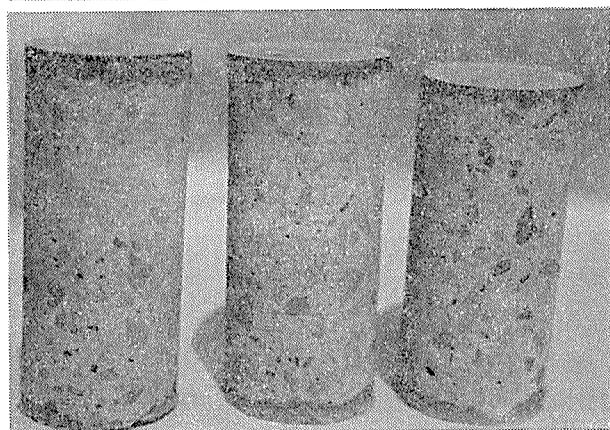
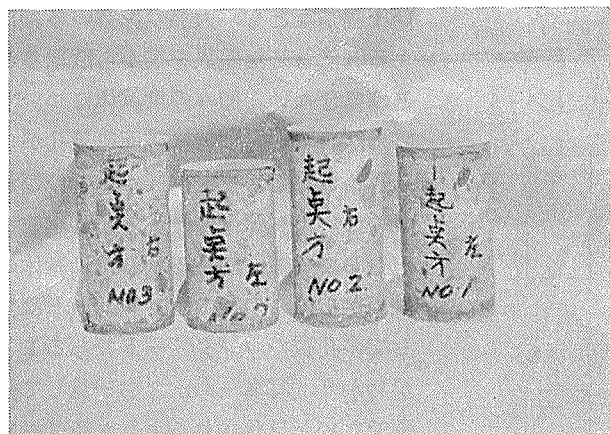


図-9 シュミットハンマーの測定値



起点方 (右) No. 6 起点方 (右) No. 5 終点方 (左) No. 4

写真-3

~18000 m/sec 台の値を示し、状態が不安定で、被災桁と健全桁との間にははっきりした差異が現われず、これらの図から両者に対する有意差を読みとることはできない。

・シュミットハンマーによる測定

測定はスパン方向に約 1m 間隔毎に行い、測点を図-8 に示す12点とした。①、②、⑪、⑫測点は横桁リブ



写真-4

部分にある。図-9 は被災桁および健全桁のスパン方向各位置における桁コンクリート表面に対する反撓硬度の分布を示す。各測定位置に画かれている8本の棒グラフの高さは、左端から測点③、④、⑤、⑥、⑦、⑧、⑨、⑩に対する測定値を与え、実線および破線は、それぞれ左右の桁の測点の区別を表わす。健全桁の測定値がスパン方向各位置とも殆ど一様であるのに対して、被災桁の値は、スパン方向各部で異なり、左右の桁においても、差異が見られ、測定値の乱れが目立つ。ある程度の注意をして測定作業を実施したシュミットハンマーによるこれらの測定値は、超音波測定の場合と同様に、剝落状態を示す図-2や超音波測定の結果を示す図-4,5と対応させることができ、被害状態の概略の把握に役立つ。

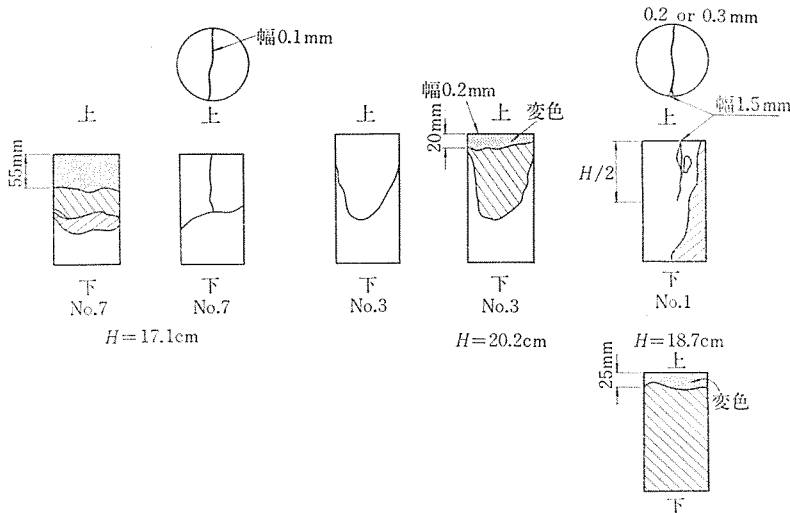
・コア-供試体の圧縮強度試験

図-2 に示すように被災桁の下スラブ部分からコンクリートのコア(径 100 mm)を7本採取した(写真-3 および 表-1 参照)。コアを採ったスラブ部分は、内型わくを埋めこころして成形した 2-BOX 形式の桁の中

表-1 コア-供試体の圧縮強度試験および超音波測定

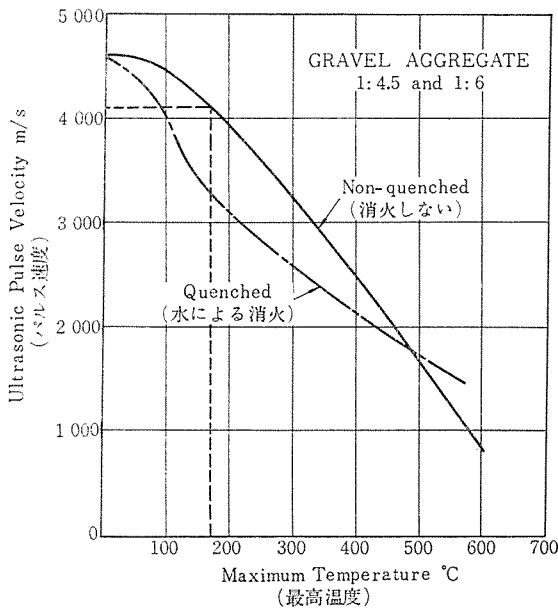
(コアの径 100 mm)

コア-供試体 No.	ひびわれの有無 (目視による)	強 度		超 音 波 測 定			備 考	
		耐 力	圧縮強度	L (伝播距離)	T (伝播時間)	V (パルス速度)		
コンクリート部分から採取の剝落あり	No. 1	ひびわれ有 幅 0.5 mm	25.0 ^(t) (kg/cm ²) 318	18.7 ^(cm)	50.3 ^(μ&)	3718 ^(m/sec)	コア-供試体のコンクリート破面に端面から深さ 2.5 cm のひびわれを認める (破面に変色あり)	
	No. 2	無	44.3	564	20.9	50.7	4122	
	No. 3	有	32.7	416	20.2	48.8	4139	コンクリートの破面に深さ 2 cm のひびわれを認める (破面に変色あり)
	No. 7	有	31.8	405	17.1	42.1	4062	コンクリート破面に深さ 5 cm のひびわれ痕を認める (破面に変色あり)
剝落のない部分	No. 4	無	43.3	551	21.7	51.1	4214	
	No. 5	無	19.4	247	22.9	56.2	4075	載荷状態不良 (局部載荷)
	No. 6	無	36.1	460	23.2	55.6	4173	



図一10 圧縮破壊時のコア供試体の状態
(供試体 No. 1, 3, 7 のひびわれ。アミの部分の深さまでひびわれ部に变色を認む。)

空部分の直下にあり、PCケーブルの配置してない位置で、7本とも主方向や横方向の鉄筋を避けてコアを切取ることができた。コア番号 No. 1, 2, 3, 7 は直接に火熱をうけた部分に位置し、No. 4, 5, 6 は起点方桁端部で、火災中心位置からは隔たった所のものである。図に記入したコア番号の順に切取り作業を進めたが、No. 1, No. 3 には切取ったコアの上側端面にひびわれがあったため、さらに No. 7 を追加した。しかし、No. 7 にも同様の微細なひびわれが見られた。これらのコア頂面のひびわれは、その方向がほぼ橋軸方向に一致している。コア供試体の超音波測定および圧縮強度試験の結果を表一に示す(写真一4)。パルス速度および



図一11 火災温度と被災コンクリートにおけるパルス速度の関係の例

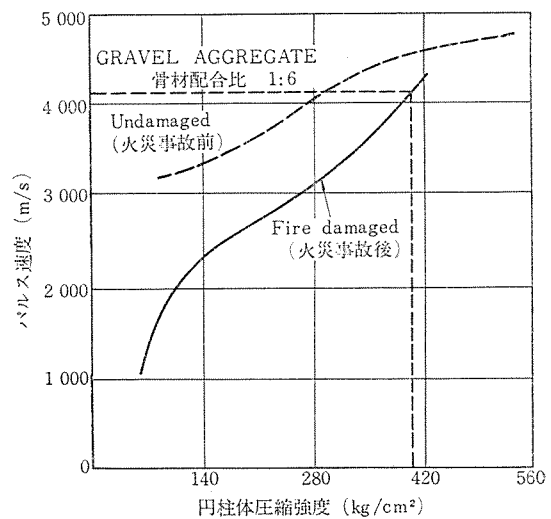
び圧縮強度とも、火熱の影響の多寡による判然とした差異を表から読取することはできない。個々の供試体について言えば、No. 5 は特に破面に気孔が多く認められた。また、No. 2 のひびわれのない供試体は圧縮強度が最高値を記録している。圧縮破壊した供試体の破面から、この桁のコンクリートは概して多孔質のコンクリートであることがわかり(写真一3)、なお一見して強硬でないと思われるような粗骨材も多く見られた。ひびわれのあった供試体の破面を注意して見ると、No. 1, No. 3 で約 2 cm, No. 7 で約 5 cm, いずれもその上表面から内部へ変色した部分が見られ、新しい破面が示す色

調との比較から、これがひびわれ面で、このひびわれはスラブ上面に早期に発生し、存在していたものと推測できる(図一10 参照)。

参考までに、超音波試験機の解説に紹介された英国における被災コンクリートに対する超音波試験のデータを図一11, 12 に示す。図一11 は、コンクリートがうけた最高温度と加熱に基づくパルス速度の変化を示す一例であり、図一12 はコンクリートの圧縮強度とパルス速度との関係を示す例である。両方の図の中にコア供試体の試験によって得られたパルス速度の値を記入してみると破線で示すようになる。

ii) 被災コンクリートの中性化を調べる

被災桁のコンクリートは局部的に高熱をうけ品質の劣化をきたしている。コンクリートの中性化の促進を考え



図一12 被災コンクリートにおけるパルス速度と圧縮強度の関係の例

た場合、耐久性に対する配慮として現状を確かめておく必要があり、薬剤を用いて被災コンクリートの中性化の検出を試みた。試験は、コンクリートの剝落した躯体の部分を中心に、その表面および劣化部をはつきり落した表層部分に対し薬剤を塗布して行った。試薬としては、フェノールフタレンその他から成る混合薬剤を使用した。これによると pH 4~10 までの範囲を色別にして検出できる(表-2 参照)。被災桁の各部に直接に試薬を塗布した結果、劣化の進んだ被災面では所により赤色に変ずる状態が観察できたが、多くの部分で青、藍、紫が現われ、なお、多少はつきり込んだ位置は一様に弱アルカリ性の反応を示し、はっきりした中性化の傾向は見られなかった。なお、はつきり落された被災部薄片に塗布して見た場合、一部が赤色を現わし、この部分に続く同片の他の部分は紫に変ずるような状態も見られた。

表-2 pH 値と色別変化の関係

pH 値	10	9	8	7	6	5	4
色 別 変 化	紫	藍	青	緑	黄	橙	赤

2.2 PC 鋼材に対する火災温度の影響

プレストレストコンクリートは鉄筋コンクリートの一種であり、したがって PC 桁も RC 構造と同様に耐火構造物の一つと考えられるが、被災桁の場合、設計の前提条件として桁高制限に適合させる主目的があり、なお、桁を移動架設するため軽量の構造とする必要もあって、部材の寸法を施工性の限度において薄く選び、また、PC ケーブルの配置においても許容できる最小のかぶりをとるようにして構造が成立しているため、火災による高温加熱の影響について、特に部材内部の温度上昇に基づく PC 鋼材の性状の変化について、被災桁における実状を確かめておく必要がある。

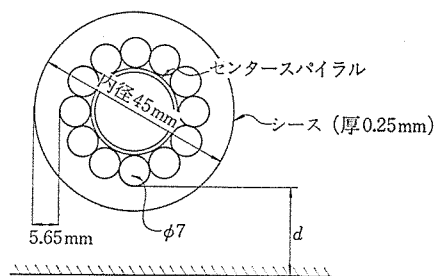
かつて国鉄では、「PC 桁の耐火性の研究」に関連して試験桁による火災実験を行い、躯体コンクリートおよび部材内部の PC 鋼材における温度の測定を行っている。火災は試験桁を設置した仮設の炉内において、標準加熱温度曲線に対して多少の幅をもった状態で計画的に発生させてあり、火災の継続時間 2 時間 10 分、この間の炉内の最高温度として 1120°C が記録されている。この火災の過程で測定された部材内の PC 鋼線(φ7)の温度は、30 分経過後において最高 100°C、1 時間で最高 200°C 程度であり、これを部材断面各部に設けた全測点(27 点)についてみると、点火後 1 時間 30 分までは、その範囲が 50~200°C にあり、2 時間経過した状態では 70~400°C となっている。また、部材コンクリートの内部温度については、スパン中央およびスパン長の 1/4 点に設けた測

点における温度測定の結果を、コンクリートのかぶりと温度差との関係として図表にまとめてあるが、これによると外部温度が 1000°C となった場合の桁の内部温度はかぶり厚に応じて次表のようにになっている。

かぶり (cm)	2	3	4	5	6	7	8
内部温度(°C)	540	400	310	260	230	220	200

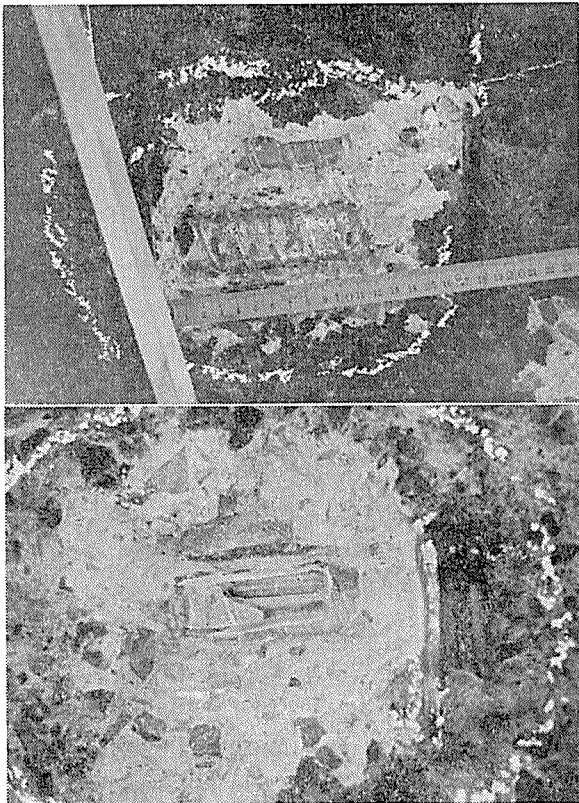
また、試験桁に生じた表面層コンクリートの剝落については、火災発生の初期から小片の飛散がはじまり、点火後 10 分頃、盛んに行われたという記録がある。この時の炉内および部材内温度の測定値をみると、炉内が 600~800°C であり、部材内測点はいずれも 80°C 以下の状態である。部材内測点温度がさらに上昇して前記のような高温に達するのは、継続して加熱されながら、なお 30 分から 1 時間以上の時の経過が必要のようである。

今回の火災の場合、火災の状態としては継続時間 22 分間程度、この間の火盛りにおける桁コンクリート面の温度は 500~600°C と推定(消防署の推定)されている。被災桁の PC ケーブルのかぶりについては、桁中央付近における最下段ケーブルのシース下表面の純かぶりとして設計図から 4.75 cm が得られる。前述のように被災現場の調査に際して、表面層コンクリートの剝落した下スラブの下面にシースの露出は見られなかったが、被災部シース内の状態を調べ、試験用として被災部分のシース片を採取するため、スラブ下面のコンクリートをはつきり、開口してシースを露出させてみた。シース片を採取した位置は図-2 中に記入してある。この時、各試料採取位置におけるシース表面までのコンクリートのかぶりは、試料 No. 1, No. 2, No. 3 に対し、それぞれ 13 mm, 30 mm, 24 mm であった。この桁の施工時にはセンタースパイラルを使用してケーブルが構成してあり、仮に、シース、PC 鋼線、センタースパイラルが同心に配置されていたとすると、図-13 に示すようにシース外面から線材表面までは約 6 mm となる。したがっ



12-φ7 シース内径 45 mm, 厚 0.25 mm
12-φ7 センタースパイラルの外径 19.7 mm

図-13 被災桁内のシースのかぶり

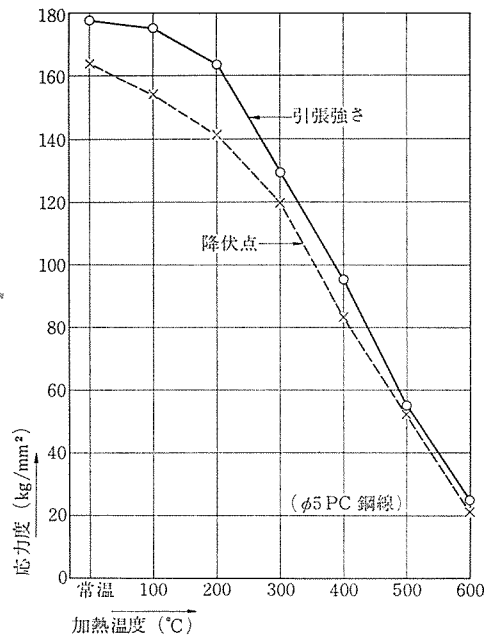


写真—5

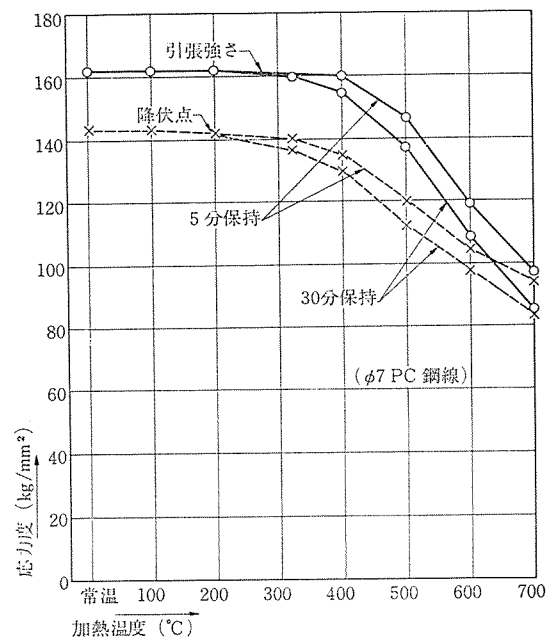
て表面層コンクリートの剥落した下スラブ外表面からケーブル内最下端のPC鋼線に到る距離は、No. 1: 19 mm, No. 2: 36 mm, No. 3: 30 mm である。シースを切りとり開口した状態を写真—5に示す。センタースパイラルにより保持された線材とシースとの関係は、ほぼ上記の値と等しく、グラウトの充填の状態は3個所とも十分良好であった。なお、単純桁で普通に行われるケーブル配置の場合、シース内のPC鋼材の位置は概して上方に変移している場合が多く、センタースパイラルの変形などをも併せ考えると、線材の純かぶりは上記の値より多少大き目になっているのが実状であると思われる。

i) シースの加熱試験

被災時のPCケーブルに対する加熱温度推定の事後調査の方法として、PC鋼線を包むシース片を取出し、これを試験して、その程度を確かめることにした。この桁に使われたシースの原材料は、JIS G 3141 冷間圧延鋼板および鋼帯に該当する材質のものである。試験は金属材料研究室に依頼して行い、被災部に位置するケーブルから採取したシース片により硬さおよび加熱によるテンパーカラー等を試験した。硬さ試験はビッカース硬さ試験法により、Hv 300g の試験結果は次のとおりであった。試料 No. 1: Hv 124, No. 2: Hv 118, No. 3: Hv 120。



図—14 加熱温度と引張強度および降伏点



図—15 加熱空冷後の引張強度および降伏点

テンパーカラーについては、3個の試料片のなかで、さびのない正常の外形をもつ No. 3 を選び、これを電熱およびガスにより加熱しながら表面温度計で温度を計測し、試料片の加熱着色の変化を観察した。実験の結果、テンパーカラーの状態は、200°C 加熱でやや黄みがあり、300°C では淡青色となった。つぎに現場から採取したままの No. 2, No. 3 の残材と加熱した方の No. 3 の試料とを合わせ、それぞれの着色状態を比較観察した。その結果、現場採取のままの試料の方は、いずれも灰白色で元の金属色であることがわかった。

ii) PC鋼線の高温強度

被災桁におけるPCケーブルのかぶりの調査、被災部分から採ったシーブ供試片の試験、あるいは加熱されたPC部材における内部温度分布の測定例、等をとおしてPC鋼線に対する加熱温度の検討を行ってきたが、ここで加熱温度を200°C程度と仮定し、PC鋼線の高温強度について考えてみることにする。図-14はPC鋼線(ブルーイング材、φ5)の引張強度および降伏点が加熱温度によって変化する状態を示す例であり、図-15はPC鋼線(ブルーイング材、φ7)を加熱し、一定時間高温保持した後、空气中で自然に冷却してから引張強度試験を行った結果を示す例である。200°Cの加熱に対して、図-14では引張強度で約15kg/cm²、降伏点で約20kg/cm²程度の低下が見られる。また、図-15からは200°C程度の加熱では高温保持時間の長短にかかわらず強度低下は殆ど見られない。すなわち、PC鋼線としては、高温中における引張強度および降伏点は多少低下を示すが、冷却後の強度は殆ど変わらないことがわかる。

iii) PC鋼線のレラクセーション

被災桁では熱影響に起因するPC鋼線のレラクセーションの変動が考えられるが、この問題に関しては、被災時の桁躯体の挙動、火熱の部材内の分布状態、PC鋼線と周辺の材料との付着の問題、被災の時点におけるPC鋼線の引張応力度の値など関連する諸要因に不明な点が多く、これを正確に数値で示すことはむずかしい。ここでは熱影響によるレラクセーションの変動を考えるに当たって、同種の鋼材に対する二、三のレラクセーション試験の資料を手がかりにして、その性状の検討を行い、なお、PC鋼線(φ7)に対して行ったレラクセーション試験の結果を示すことにする。

レラクセーションの検討におけるPC鋼線の応力度については、被災の時点で、設計計算上の有効引張応力度 $\sigma_{pe}=72.3\text{ kg/mm}^2$ [PC鋼線(φ7)の規格の引張強度 155 kg/mm^2 との比 $72.3/155=0.466$]が部材内のケーブルに作用していたものと仮定し、この数値をもとにして考えることにする。

図-16は初応力および試験温度を変化させた場合のPC鋼線(ブルーイング材、φ7)に対する10時間レラクセーション試験の結果の一例である。図中のData 1は、初応力 $\sigma_{pi}=0.66\cdot\sigma_B$ 、試験温度20~200°Cのものであり、Data 2, Data 3は、 σ_{pi} がそれぞれ $0.57\cdot\sigma_B$ 、 $0.47\cdot\sigma_B$ で試験温度は20~100°Cまでのものである。

(σ_B : PC鋼線の引張強度)。Data 1, 2, 3のいずれも試験温度が高くなるにつれてレラクセーション値は増大する。また初応力を高く与えてあるものの方が、その勾配は急である。Data 2, 3については、試験温度が100°C

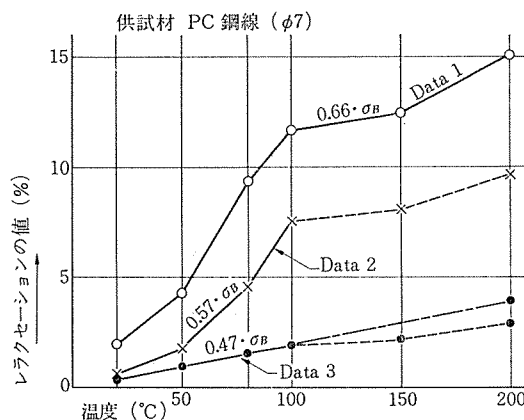


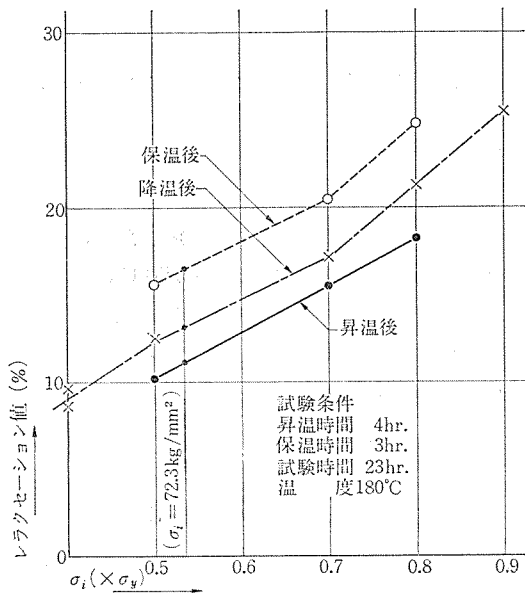
図-16 PC鋼線(φ7)の高温レラクセーション

までであり、より高い温度に対する測定値がない。これを補うため、Data 1に似せてData 2, 3のグラフを高温側に延ばし、破線で高温側の補足をした。200°Cまでの測定値のあるData 1では、100~150°Cの間でレラクセーションの変化に緩やかな状態が現われ150°C以上は多少勾配が急になるが、50~100°Cの区間ほど急ではない。しかし、100~150°C付近でのレラクセーション変化の停滞は初応力の低い場合は認められず、高応力が与えられた場合に、これが顕著に現われるという実測結果の例があり、これらを考えて $\sigma_{pi}=0.47\cdot\sigma_B$ のData 3では100°C以上の部分でも、100°Cまでの変化に合わせて、比例変化するとして一点鎖線で示すように画いてみた。この場合200°Cにおける10時間レラクセーション値は約4%である。

つぎに、高温高压養生PCぐいの製造に関連して行われた高温におけるPC鋼材のレラクセーションに関する一連の試験の中からPC鋼線関係の測定値の一部を参考にしてみることにする。この試験の1つでは、高温高压養生によって造られるPCぐいの製造工程におけるくい体コンクリート内のPC鋼線の温度状態を想定し、常温で緊張した裸のPC鋼線(7mm異形線)に対し、加熱昇温、保温、冷却の順で段階的に温度変化を与え、その過程で鋼材のレラクセーションを測定している。図-17は、その測定値のなかから初荷重を変化させた場合のレラクセーション値をとり出して示したものである。昇温後の測定値は初期荷重の変化とともに直線的に変化しているが、保温時の増加量には多少の差が見られる。昇温時間4時間、加熱温度180°Cの条件のもとで、 $\sigma_{pe}=72.3\text{ kg/mm}^2=\sigma_{pi}=0.536\cdot\sigma_y$ に対する所定温度に昇温した時点でのレラクセーション値を図から求めてみると11%が得られる。なお3時間保温に対して16.5%、降温後

表—3 高温高压養生PCぐいにおけるPC鋼線(φ7)の高温レラクセーション

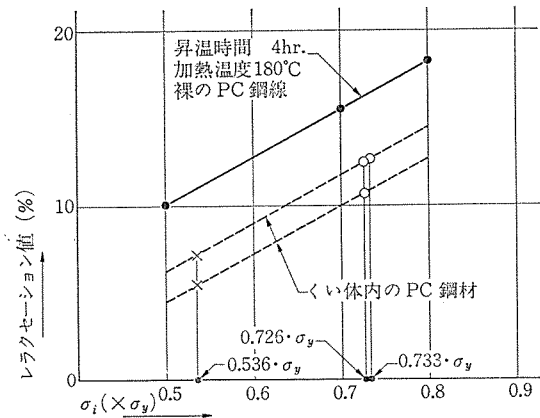
供試体 No.	種 別	測定内容	ひずみ (×10 ⁻⁶)		PC 鋼線の引張応力度 (kg/mm ²)	応力減少率 (%)	部材収縮率 (%)	レラクセーション (%)
			読	差				
供試体 1	①	PC 鋼材定着後	5 017		108			
	②	1次残留ひずみ	4 567	①~②= 450	99		$\frac{③}{②} \times 100$	
	③	高温高压養生による収縮ひずみ	448			$\frac{② \sim ④}{②} \times 100$	=9.8	
	④	2次残留ひずみ	3 540	②~④=1027	78	=22.5		22.5 - 9.8 = 12.7
供試体 2	①	PC 鋼材定着後	5 050		108			
	②	1次残留ひずみ	4 555	①~②= 495	98		$\frac{③}{②} \times 100$	
	③	高温高压養生による収縮ひずみ	513 429			$\frac{② \sim ④}{②} \times 100$	=11.3	21.9 - 11.3 = 10.6
	④	2次残留ひずみ	3 557	②~④= 998	78	=21.9	= 9.4	21.9 - 9.4 = 12.5



図—17 PC鋼線(7mm 異形線)の高温レラクセーション

に対しては 13% が与えられる。

一方、同じ試験目的のもとで、実物大のPCぐいを供試体とした高温高压養生時におけるぐい体内PC鋼材の引張応力度減少量の測定試験が行われている。この試験では、ぐい体コンクリートのひずみおよびぐい体内PC鋼材の残留ひずみを測定して応力度の減少量が求めている。いま、製造工程における常圧養生後および高温高压養生後にとった測定値のみに注目し、その差から高温高压によって生じたひずみ変化をとり出してレラクセーションを求め、コンクリート部材内のPC鋼材に対する高温加熱によるレラクセーション変化を確かめてみることにする。表—3 にその計算結果を示す。このようにして得られたレラクセーション値は、1次残留ひずみ測定時の鋼材応力度を初応力とし、高温高压養生によって生じたものであると考え、初応力の変化に対しては、この場合も 図—17 と類似した変化をするものと仮定して、図—18 を作成し初応力 $\sigma_{pi} = 0.536 \cdot \sigma_y$ に対するレラクセ



図—18 高温高压養生PCぐいにおけるPC鋼線(φ7)の高温レラクセーション

ーション値をこの図から求めると 7.4% および 5.6% が得られる。

・PC鋼線(φ7)の一時的な高温下におけるレラクセーション試験

この試験は、被災桁のPC鋼線のレラクセーション変化の目安を得るために試みた試験で、引張力を与えたPC鋼線を炉内の高温環境(200°C)に一時的にさらし、その時のレラクセーション変化を測定したものである。供試材の化学成分および機械的性質を 表—4 に示す。試験の条件および方法は次のとおりである。被災桁のPC鋼線における施工時の導入緊張力および被災時点の残留緊張力を想定し、常温で初期荷重として $0.75 \cdot P_u$ の引張

表—4 供試材PC鋼線(φ7)の化学成分および機械的性質

化 学 成 分 (重量 %)						
C	Si	Mn	P	Cu	S	
0.75	0.27	0.85	0.009	0.04	0.013	
機 械 的 性 質						
引張荷重 (kg)	引張強度 (kg/mm ²)	降伏荷重 (kg)	降伏強度 (kg/mm ²)	伸 び (G.L.=100mm) (%)	絞り (%)	弾性係数 (kg/mm ²)
6 580	171.1	5 940	154.4	6.0	45.0	20 800

力を与え、この状態で120時間を経過させ、レラクセーションが5%程度になったとき、新たに荷重 $0.5 \cdot P_u$ をかけ、同時に昇温をはじめ、60分間で炉内を 200°C に昇温し、昇温後30分の間そのまま温度を保持して、その後は炉中で冷却をする。このような過程において生じるPC鋼線のレラクセーションを測定する。試験の結果を図-19に示す。これによると、初期荷重による120時間経過時のレラクセーションは3.7%となり、被災時の状態を想定して与えた荷重および温度変化に対しては5.8%となっている。

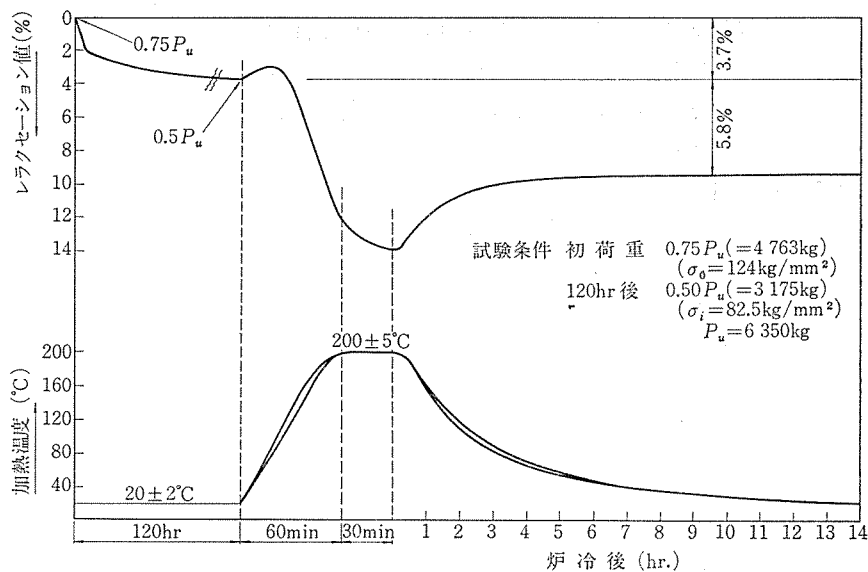


図-19 7mmφ PC 鋼線高温レラクセーション

表-5 応力およびたわみ測定値

測定列車			コンクリートの応力度 (kg/cm ²)						たわみ (mm)	
列車番号	速度	型式	測点1	測点2	測点3	測点4	測点5	測点6	左桁	右桁
被災桁										
191レ	30 km/H	DF50	-11.7	17.1	12.9	29.5	17.7	-13.4	7.34	7.60
142D	"	キハ20・20	-1.6	7.8	7.8	14.4	8.1	-6.1	3.40	3.00
1D	"	キハ180(7両)	-7.4	16.5	9.4	18.4	10.8	-8.5	5.60	5.10
190レ	"	DF50	-11.2	15.8	13.4	32.2	17.7	-12.4	7.50	7.57
8161レ	"	—	—	—	—	—	—	—	—	—
602D	"	キハ58・65・28	-7.0	10.6	9.3	19.2	10.6	-8.1	4.60	4.20
126レ	"	DF50	-11.7	17.1	14.3	31.6	19.0	-12.7	7.40	7.20
135D	"	キハ17・20・25	-5.9	8.2	8.1	20.2	10.2	-14.0	4.40	4.10
607D	"	キハ58・65・28	-6.8	11.4	11.0	20.2	12.7	-7.7	4.35	3.95
2D	"	キハ180	-5.7	9.0	12.0	21.5	10.5	-6.9	4.60	—
632D	"	キハ20	-4.9	6.0	8.2	12.9	7.8	-5.2	3.20	3.03
218D	"	DF50	-9.0	15.0	14.8	32.9	18.8	-13.9	6.98	7.00
137D	"	キハ20・58	-4.5	9.9	10.4	17.9	9.4	-7.3	4.00	3.62
604D	45 km/H	キハ28・58・65	-7.5	10.5	11.5	19.4	11.0	-9.1	4.58	4.62
101D	"	"	-6.0	9.0	8.2	16.5	9.4	-7.3	5.00	5.20
606D	"	"	-6.0	9.0	9.9	17.9	9.4	-7.3	4.24	4.20
144D	"	キハ58・65	-4.5	9.0	9.9	16.5	11.0	-5.5	3.54	3.40
146D	"	キハ20	-3.0	6.0	6.6	12.9	6.0	-5.5	—	3.11
365D	"	DF50	-9.0	15.0	16.5	34.4	17.9	-14.6	7.13	6.98
3755	"	"	-9.0	15.0	16.5	31.4	17.9	-12.8	7.12	7.00
3D	"	180	-4.5	9.0	11.5	17.9	9.0	-7.3	4.45	4.30
健全桁										
604D	30 km/H	キハ58・65・28	-5.6	8.5	17.1	16.5	7.6	-5.7	4.10	4.90
101D	"	"	-6.3	7.9	15.8	15.8	6.9	-6.7	4.90	4.90
606D	"	"	-5.1	8.2	15.8	15.8	6.9	-6.7	4.80	4.85
144D	"	キハ20・28・58	-6.3	7.6	15.1	14.5	6.6	-6.0	3.30	3.30
146D	"	キハ20・26・27	-4.1	6.9	13.5	12.3	2.9	-5.2	2.00	1.97
3650レ	"	DF50	-11.0	15.1	30.8	30.2	15.2	-12.0	6.15	6.65
3755レ	"	DF50	-9.6	15.1	29.9	32.2	16.5	-12.0	6.15	6.50
3D	"	キハ180(7両)	-5.5	8.2	17.2	16.5	8.6	-6.8	4.90	4.00
150D	45 km/H	キハ20	-4.7	6.3	13.8	12.5	6.9	-7.7	2.87	2.82
4D	"	キハ180	-6.6	9.8	20.7	18.8	6.9	-7.7	4.32	4.41
613D	"	キハ28・58・65	-6.6	9.8	18.1	18.8	8.6	-7.7	3.96	4.00
108D	"	"	-4.7	9.4	16.4	15.8	8.6	-7.7	3.81	3.85
128	"	DF50	-9.4	15.9	31.2	27.3	14.8	-13.4	6.28	6.45

2.3 応力測定およびたわみ測定

列車荷重載荷時における被災桁の挙動を確かめる目的で応力測定およびたわみ測定を実施した。応力測定はスパン中央から起点方へ 1.1m よった位置に測点を 6 点設けて主桁コンクリートの曲げひずみを測定し応力度を求めてある。図-20に横断面における測点位置を示す。図中、①、②、③測点は終点方に向けて左側の被害の大きい方の桁にあり、④、⑤、⑥測点は被害の少ない右側の桁にある。健全桁にも被災桁とほぼ

同じ位置に測点を設けて測定を行い、両方の測定結果を対比させて検討できるようにした。表-5 に測定結果を記録する。図-21, 22 は列車型式と速度別に表-5 の中から測定値をとり出し、測定断面における応力度の分布状態を示したものである。この図で、健全桁および被災桁における測定値をもとにして得られる両桁の上下縁応力度の値を比較すると、被災桁の方がわずかに大きい傾向を示し、また、断面の中立軸の位置にもわずかに変化が見られる。DF 50 載荷時の測定値と比較する目的で、活荷重 KS-12 に対して断面欠損を考えた桁の上下縁応力度を計算して DF 50 の図中にプロットしてある(図中の状態-I, IIについては応力度の計算の項、参照)。図から測定値はいずれも計算値の 1/2 以下であることがわかる。なお、中立軸の位置については、単純に比較すると状態-II における中立軸と実測の結果とが合っている。また、これらの図を列車

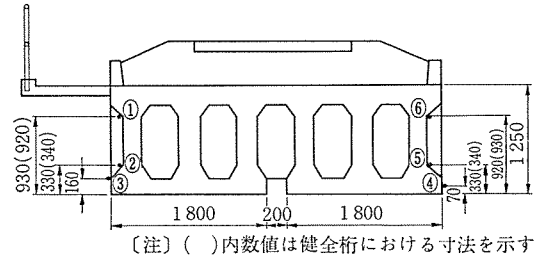


図-20 曲げひずみの測定位置

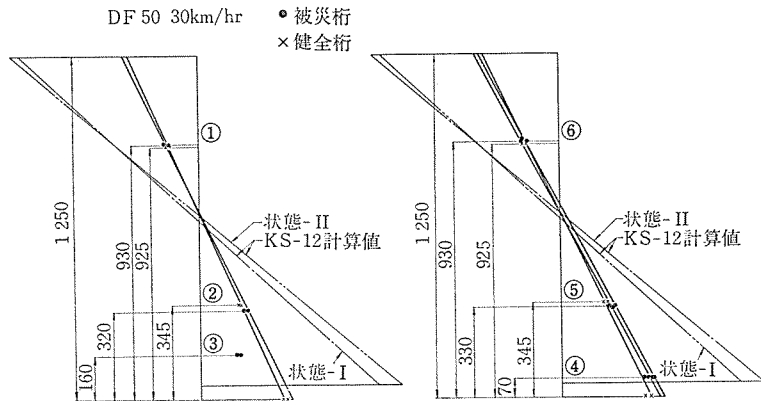


図-21 (a)

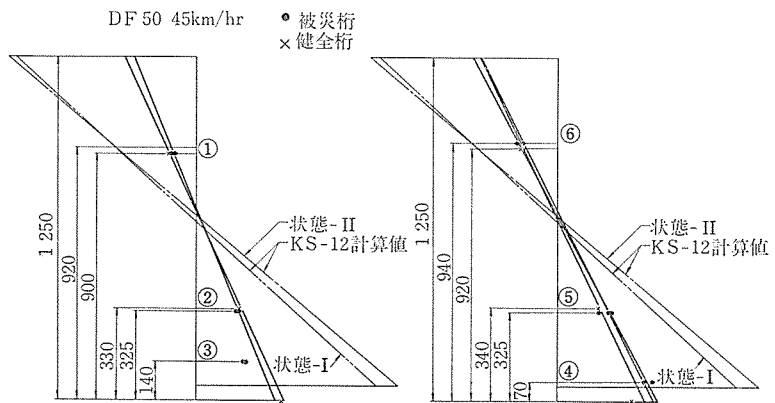


図-21 (b)

型式・キハ(30km/hr)

● 被災桁
× 健全桁

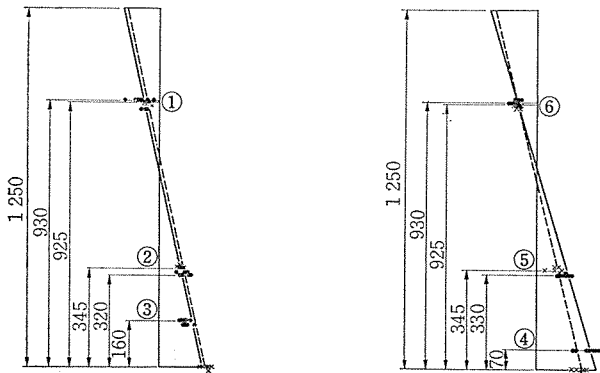


図-22 (a)

型式・キハ(45km/hr)

● 被災桁
× 健全桁

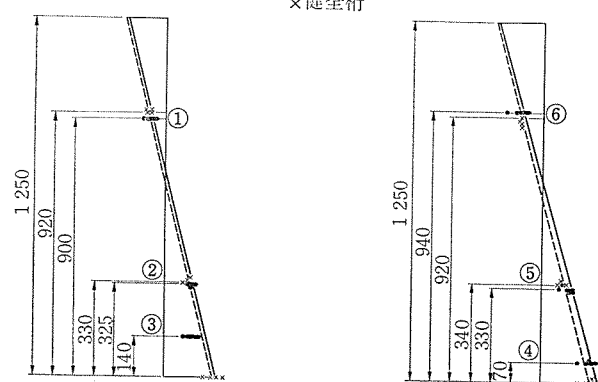


図-22 (b)

表-6 被災桁の応力度

荷重別の応力度およびプレストレス

(kg/cm²)

上下縁別 断面状態	静荷重		活荷重 KS-16		活荷重 KS-12		プレストレス		プレストレス10%減		プレストレス5%減	
	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u
元の設計断面	98.6	-93.4	80.3	-75.6	60.2	-56.7	-52.9	180.3				
状態 - I	93.9	-93.4	86.5	-86.1	64.9	-64.5	-57.1	186.9	-51.4	168.2	-54.2	177.6
状態 - II	95.7	-103.6	89.5	-96.9	67.1	-72.7	-64.0	212.1	-57.6	190.9	-60.8	201.5

各種状態における合成応力度

上下縁別 断面状態	状態		プレストレスの減少なし				プレストレス 10% 減				プレストレス 5% 減				静荷重のみ載荷			
	荷重	状態	KS-16		KS-12		KS-16		KS-12		KS-16		KS-12		プレストレス 10% 減		プレストレス 5% 減	
			σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u
元の設計断面			126.0	11.3	105.9	30.2												
状態 - I			123.3	7.4	101.7	29.0	129.0	-11.3	107.4	10.3	126.2	-1.9	104.6	19.7	42.5	74.8	39.7	84.2
状態 - II			121.2	11.6	98.8	35.8	127.6	-9.6	105.2	14.6	124.4	1.0	102.0	25.2	38.1	87.3	34.9	97.9

型式別にし、速度 30 km/hr の図上に 45 km/hr の図を重ねて比較すると、その状態において両者の間には殆ど差異のないことが認められる。キハ型式の列車載荷時の状態は図-22 からわかるように、DF 50 の場合の 1/2 程度である。

列車荷重載荷によるたわみの測定結果を表-5 に示す。たわみは被災桁の方が健全桁よりわずかに大きく、DF 50 載荷時に約 1 mm 程度の差を示し、キハ型式の列車載荷時にも、多少の乱れはあるが全体の傾向として被災桁の方がわずかに大きい。桁が健全である場合、活荷重 KS-16 または KS-12 載荷時のスパン中央のたわみは、 $E_c = 3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ と仮定すると、それぞれ $\delta_{16} = 1.29 \text{ cm}$, $\delta_{12} = 0.97 \text{ cm}$ である。また、桁の断面欠損を考えた場合、状態-I および状態-II に対して、KS-12 載荷時のたわみは、それぞれ $\delta_I = 1.12 \text{ cm}$, $\delta_{II} = 1.21 \text{ cm}$ となる。この計算値と DF 50 載荷時の最大たわみ 7.5 mm と比較すると、状態-I の場合、 $7.5/11.2 = 0.67$, 状態-II の場合、 $7.5/12.1 = 0.62$ となり、実測値の方が計算値より常に小さい。

図-23 に健全桁および被災桁における静荷重状態での反りの測定結果を示す。測定は時を別にして 2 回行ったが、被災後 40 時間経過時の測定値と 48 日経過したと

反りの測定 (50.7.26)
(逆スタフによる測定)

反りの測定読み (mm)

桁種別	5P	1/4	1/2	3/4	2A
No.6B (被災桁)					
右	752	789	802	782	760
左	752	787	802	782	750
No.2B (健全桁)					
右	751	789	802	782	760
左	753	787	802	787	750

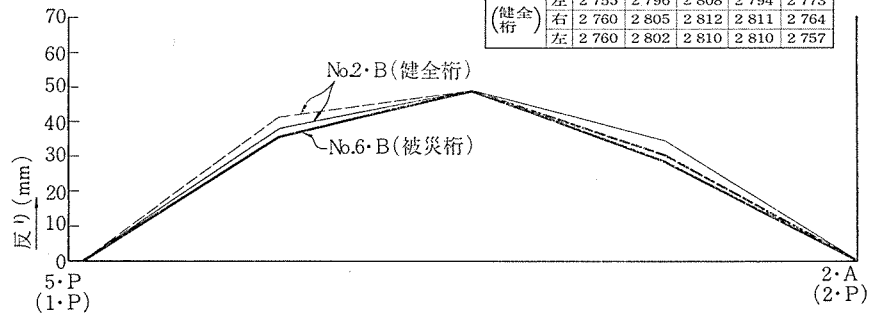


図-23 (a)

反りの測定 (50.9.10)
(逆スタフによる測定)

反りの測定読み (mm)

桁種別	5P	1/4	1/2	3/4	2A
No.6B (被災桁)					
右	869	901	915	900	861
左	869	904	913	895	865
No.2B (健全桁)					
右	865	900	911	898	860
左	865	903	915	898	865

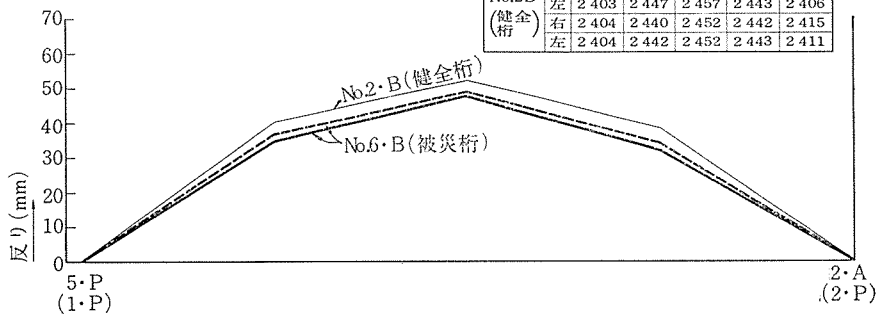


図-23 (b)

きの測定値との間に特に差異は見られない。また、健全桁の反り量も被災桁とほぼ同じである。

(以下次号に続く)