

既設PC橋の実橋載荷試験について

Field Loading Tests of Prestressed Concrete Bridges

嶋田久俊* 大橋 猛**

Hisatoshi SHIMADA and Takeshi OHHASHI

コンクリート構造物は、長い供用年数の間には塩害や凍害などにより多少なりとも劣化が進むため、耐荷力を評価し、安全性を確保することは大変重要なことである。そこで、耐荷力評価に役立つ基礎資料を得ることを目的に、既設PC橋の耐久性調査および実橋載荷試験を行った。

本文は、架設後20年経過した幌別橋と30年経過した波恵橋に対して行われた試験について述べるものである。

試験の結果、両けたとも十分な耐荷力を有していること、荷重の小さい段階では支承部で拘束が働くことなどが確認された。

《コンクリート構造物；塩害；凍害；耐荷力；PC橋；載荷試験》

Concrete structures deteriorate after long periods of salt damage or frost damage, and evaluating the ultimate strength of structures is very important for safety considerations.

Loading tests of prestressed concrete bridges were carried out to obtain basic data.

This paper reports the test results of the Horobetsu and Hae Bridges 20 and 30 years after construction.

Both bridges were found to be safe, and binding forces acted on shoes at low loading levels.

Keywords: concrete structure, salt damage, frost damage, ultimate strength, prestressed concrete bridge, loading test.

1. まえがき

PC橋がわが国で架設されるようになってから30年あまりになるが、最近初期に架設されたPC橋で架換えられるものがでてきている。架換える理由はさまざまであるが、改良工事や機能上の問題によるものが多い。しかし、なかには耐荷力に対する不安から架換える例もあり、また将来的には塩害や凍害などにより老朽化が進むことや交通量の増加などが予想される。さらに対象構造物が重要

であったり、架換えが困難であるほど、耐荷力の正確な評価が要求されてくる。

最近、コンクリート構造物の維持管理、補修補強といった分野の研究^{2),3)}が進みつつあり、ファジィ理論、エキスパートシステムを用いて、複雑な因果関係から生じる劣化現象の評価が試みられている。これらの判断基準を確立するためにも、劣化程度と耐荷力の関係を明確にする必要がある。

本文は、昭和61年に幌別橋、62年に波恵橋に対してそ

*材料研究室員 **同室長

示され

特性、

いる

。

を要

め、

こがっ

れる

を示

と河

61年

研究、

北出

動計

と流

1973

影響

考資

それぞれ行った実橋の耐久性調査、載荷試験の結果について述べるものである。

2. 幌別橋載荷試験

2.1 橋の概要

幌別橋は、日本海沿をとる一般国道229号寿都町に位置し、昭和42年11月より供用開始されたポストテンPC単純Tげた橋である。4本の主げたからなり、耳げたの上フランジ幅を変化させることによって曲線橋としている。表-1に橋の概要を、図-1に橋の一般図を示す。本橋は海岸に位置しているため、主として塩害によると思われる劣化が著しく、補修するとしても相当の工事費となることから架換えすることになり、昭和61年度に架換え工事が実施された。

2.2 耐久性調査

表-1 幌別橋の概要

位置：一般国道229号 寿都町地内		
形式：BBRV式ポストテンションT型単純げた		
橋長：34.00m	けた長：33.86m	
支間：33.20m	有効幅員：7.00m	
荷重：活荷重 TL-20、	雪荷重 100kg/m ²	
衝撃係数 $i=10/(25+l)$		
架設年次：昭和42年		
コンクリート	圧縮強度 (材令28日)	$\sigma_{28} = 400\text{kg/cm}^2$
	” (導入時)	$\sigma_{\text{cut}} = 340 \text{ ”}$
	許容曲げ圧縮応力度 (設計荷重)	$\sigma_{\text{ca}} = 130 \text{ ”}$
	” ” (導入時)	$\sigma_{\text{cat}} = 180 \text{ ”}$
	許容曲げ引張応力度 (設計荷重)	$\sigma_{\text{ca}'} = 0 \text{ ”}$
	” ” (導入時)	$\sigma_{\text{cat}'} = 15 \text{ ”}$
PC鋼線	許容斜引張応力度 (設計荷重)	$\sigma_{\text{la}} = 9 \text{ ”}$
	” ” (破壊荷重)	$\sigma_{\text{la}} = 20 \text{ ”}$
	引張強度	$\sigma_{\text{pu}} = 165\text{kg/mm}^2$
	許容引張応力度 (設計荷重)	$\sigma_{\text{pa}} = 99 \text{ ”}$
	” ” (導入時)	$\sigma_{\text{pi}} = 130 \text{ ”}$
	横締PC鋼線 (φ5~8) (有効)	$\sigma_{\text{pe}} = 95 \text{ ”}$
場所打ちコンクリート		$\sigma_{28} = 300\text{kg/cm}^2$
鉄筋の許容引張応力度		$\sigma_{\text{sa}} = 1900 \text{ ”}$

※導入時：プレストレス導入時

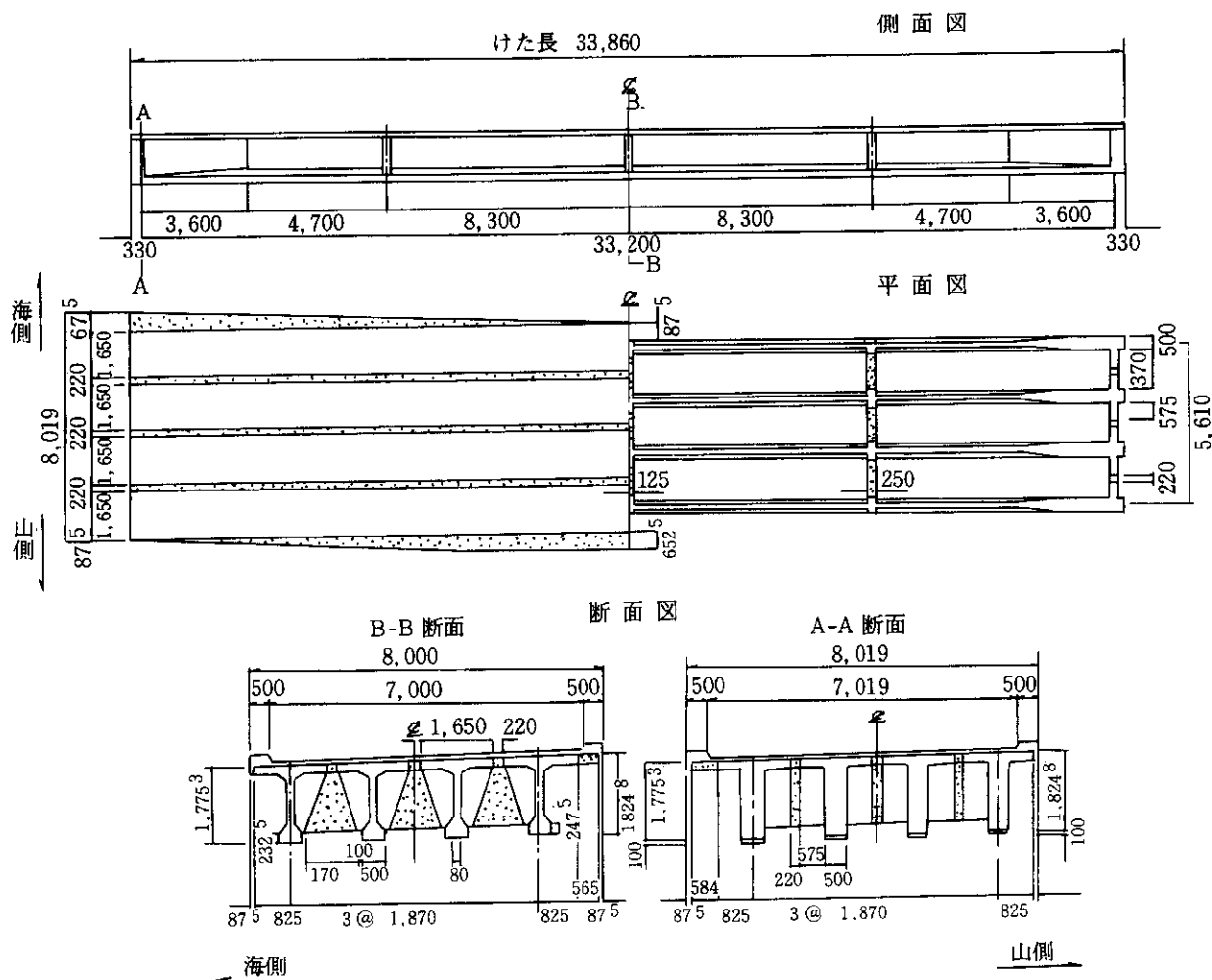


図-1 幌別橋一般図 (単位：mm)

(1) 鋼材配置精度

本橋では、PCケーブルの配置精度を高めるため、図-2に示すように、穴のあいたU型の鋼材に鉄筋を挿入した固定具を2m間隔におき、モルタルスペーサーによりかぶり厚を確保していた。しかし、モルタルスペーサーがずれていたり、PCケーブルが固定具から脱落したことなどにより、連続してかぶり厚が減少している箇所も多く認められた。

図-3に、軸方向鉄筋のかぶり厚の分布を示す。けた腹

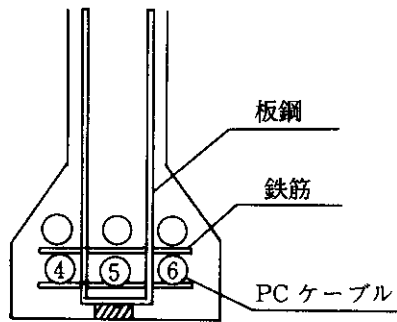


図-2 PCケーブル固定具(幌別橋)

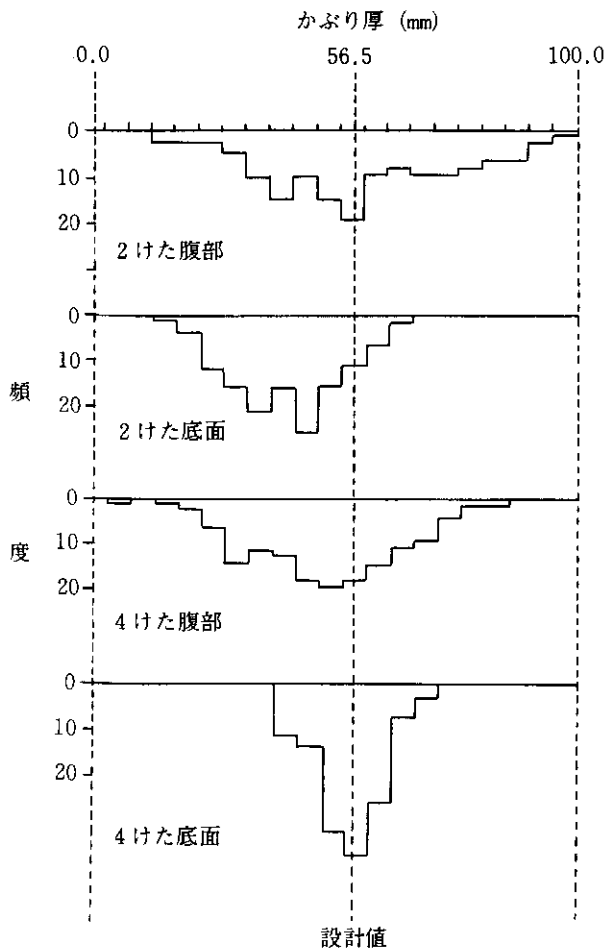


図-3 鉄筋かぶり厚の分布(幌別橋)

部では配置位置のばらつきが大きく、±50mm程度の分布を示した。一方4けた底面の場合、分布幅が狭く設計値付近に集中しており、精度の高い施工が行われたことがわかる。これに対し、2けた底面ではかぶり厚が小さい方に分布の中心が移動し、分布形状もなだらかである。これは、スペーサーの脱落により鋼材全体が沈下したためである。

(2) けた外観

本橋は表-2に示すように、コンクリートの浮き、剝落(総称して剝離という)が著しく、特にけた底面の損傷部は測定面の約40%に及んでいる。ひびわれは、けた底面の剝離に伴うもの以外はほとんど認められなかった。2けたと4けたを比べると2けたの方が損傷が大きい。その原因として、前述した底面のかぶり厚不足が2けたに多かったことがあげられる。けた腹部については、全体としての損傷割合は小さいものの、局部的に集中した損傷が見られ、一部には鋼材の露出している箇所もあった。

(3) 非破壊強度試験

試験は反発硬度(シュミットハンマー)と超音波伝播速度(パンジット)の測定を行い、④日本材料学会式(反

表-2 コンクリートの状態(幌別橋)

測定面	剝離状態 (面積%)	
	剝落	浮き
2けたU面	0.4	0.7
2けた底面	16.4	24.4
2けたD面	2.6	1.9
4けたU面	0.2	1.0
4けた底面	4.7	35.8
4けたD面	1.4	3.3

U面：上流側(山側)

D面：下流側(海側)

表-3 非破壊強度試験(幌別橋)

推定式	\bar{x} (kg/cm ²)	σ_{n-1} (kg/cm ²)	n
圧縮強度試験	414.6 (100.0)	63.0	23
④日本材料学会式	558.6 (134.7)	17.8	16
⑤谷川、山田式	455.7 (110.0)	36.0	8

④ $F = -184 + 13R_0$

⑤ $F = 10.2 \times (0.9) \times R \div 223VI - 960$

発硬度法)と④谷川, 山田式⁹⁾(複合非破壊強度推定式)を用いて圧縮強度の推定を行った(表-3)。④式に比べ③式の方がコア供試体による圧縮強度に近い値が得られた。

(4) 自然電位

図-4に, 測定電位と鋼材の腐食状況について示す。ASTM C876では, 測定電位によって鋼材の推定腐食状態を以下のように分類している。

- I. -200mV vs CSE 以上の場合, 90%以上の確率で鋼材腐食が生じていない。
- II. $-200\text{mV} \sim -350\text{mV vs CSE}$ 間の場合, 不確定。
- III. -350mV vs CSE 以下の場合, 90%以上の確率で鋼材腐食が生じている。

本橋の場合, 測定点全体の約50%が“不確定”と分類されることとなり, 測定電位のみから鋼材の腐食を推定することは困難である。図-5に電位分布図と鋼材の腐食, かぶりコンクリートの状況についての関係を示す。測定電位の“卑”(相対的にマイナス側)な部分や, 電位勾配の大きな部分(等電位線の密な部分)などと鋼材の腐食部分とは比較的良好に一致しているように思われる。そこで, 各電位勾配ごとの測定電位と鋼材の腐食状態との関

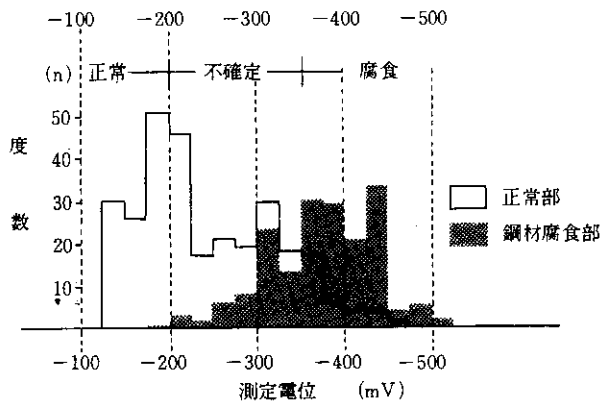


図-4 測定電位と鋼材腐食(幌別橋)

係を図-6に示す。電位勾配の小さな場合では, 正常部と鋼材腐食部とは明瞭に分離される。しかし, 電位勾配が増大するにつれ分離は不明瞭となり, その中央値も ASTMの不確定領域と一致してくる。電位勾配の大きな地点は, 一般にかぶりコンクリートの剝離部と正常部の境界地点

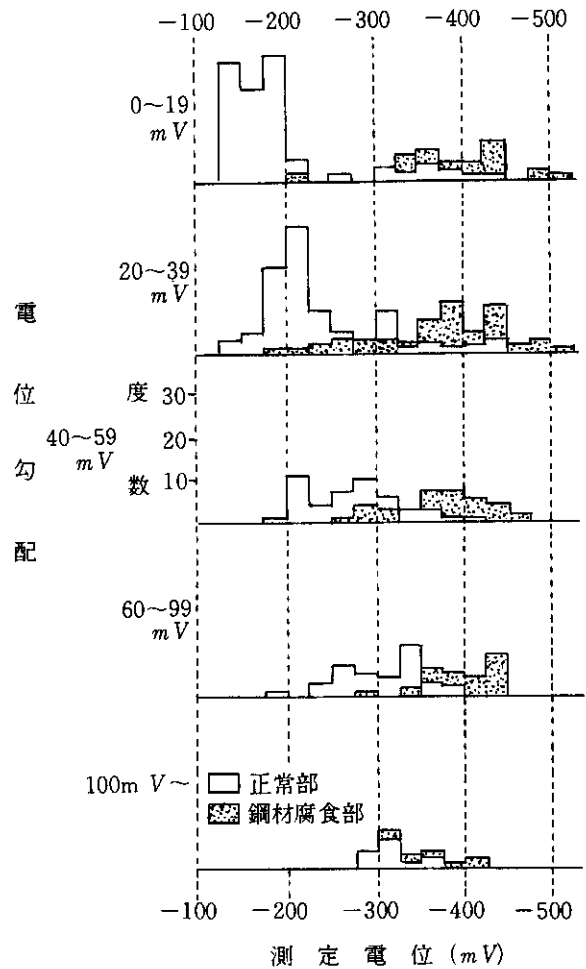


図-6 各電位勾配ごとの測定電位と鋼材腐食(幌別橋)

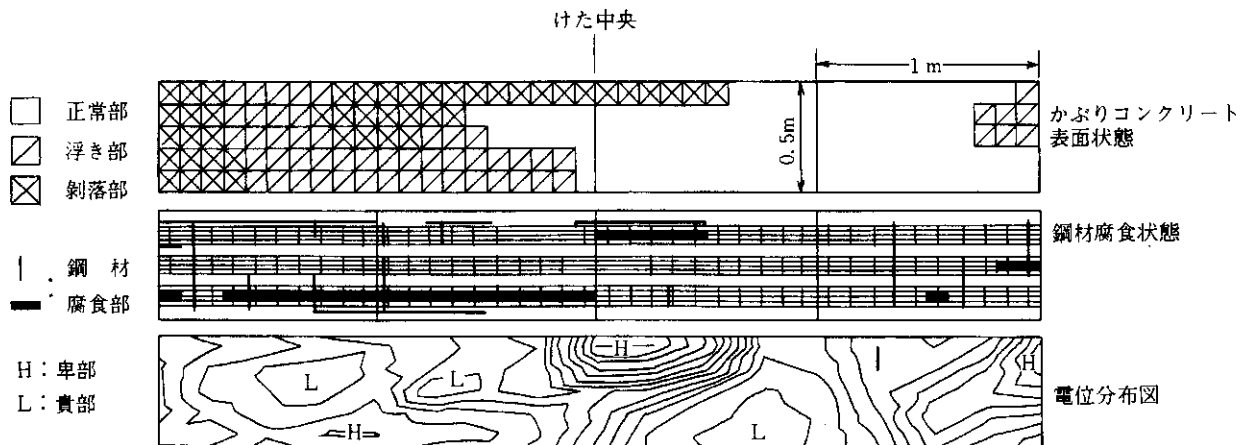


図-5 電位分布, 鋼材腐食, コンクリート表面状態(幌別橋2けた中央部底面)

やる腐るとをのを塩のたトさ0.で山合誤る

常部と
勾配が
STM
点は、
早地点

10

11

12

13

14

15

16

17

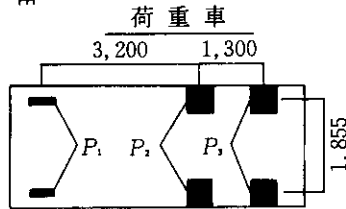
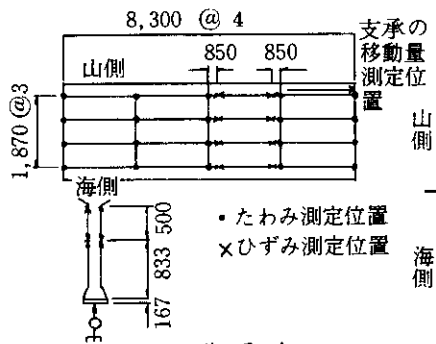
や、ひびわれ発生部など局所的な鋼材腐食が進行していると思われる地点に多い。このような地点は、現在鋼材腐食が生じていなくても将来劣化が進行する部分といえる。したがって、測定電位、電位勾配、外観調査結果などを総合的に判断することにより、より精度の高い推定を行うことが可能と思われる。

(5) 含有塩分量

φ7.5mmのコアを抜き、所定の厚さに切断し、1.2mmのフルイを通過するように粉砕した。粉砕試料から塩分を抽出(総塩分：100℃温水中で1時間強制攪拌、可溶性塩分：20℃温水中で30分振とう攪拌)し、硫化物イオンの妨害を除去するため30%過酸化水素水0.05cc/10ml添加した後、吸光光度法により定量を行った。

図-7に、含有塩分量の分布を示す。従来からコンクリート中の塩分量が0.04%を超えると鋼材腐食を促進するとされ、建設省の塩化物総量規制でも0.6kg(Cl⁻)/m³≒0.039%以上の塩分混入を禁止している。本橋の測定結果では、0.6kg(Cl⁻)/m³以上の塩分が混入している深さは山側面で3~5cm、海側面で3~7cmであった。本橋の場合、設計の最小かぶり厚は43.5mmであり、その上施工誤差があったことも考慮すると、鋼材腐食は当然発生する条件下にあったといえる。

2.3 実橋載荷試験



	A	B	C	D
$P_1(t)$	6.90	6.95	6.70	6.80
$P_2(t)$	14.95	13.70	15.10	14.80
$P_3(t)$	14.85	13.30	15.10	15.10

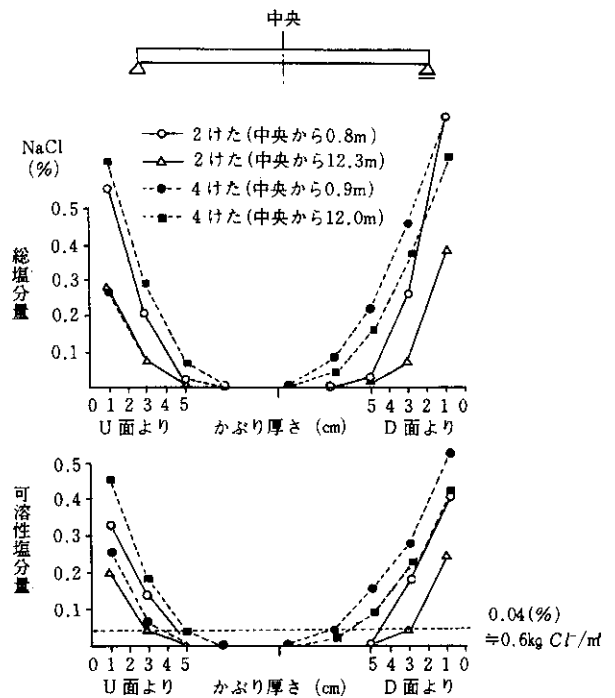


図-7 コンクリート中の含有塩分量 (幌別橋ウェブ)

(1) 載荷方法

載荷試験は、砂利を満載した総重量約36tのダンプトラック4台を荷重として、図-8に示すCASE 1~CASE

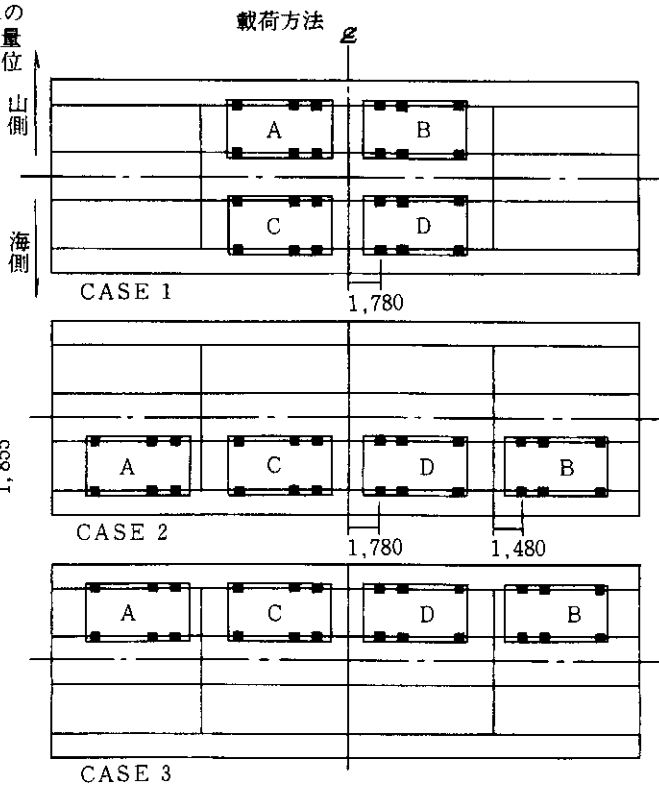


図-8 載荷方法 (幌別橋)

3の載荷方法で行った。測定は、主げたのたわみとひずみおよび山側げたの支承の水平移動量について行った。

(2) 試験結果と考察

載荷試験の実測値と対比するため、表-4に示す条件で有限要素プログラム(複合構造解析システム ISAP)を用い、2次元はり要素モデルとした比較計算を行った。 $E_c = 3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ は設計に用いた値であり、 $E_c = 2.4 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ はコア試験値によるものである。

表-5に、載荷重による主げたの最大曲げモーメントの比較を示す。本橋の載荷重は、道路橋示方書の TL-20を上まわる大きさであることがわかる。

図-9に載荷後の主げたのひずみ分布の一例として、

表-4 計算条件(幌別橋)

	コンクリートのヤング係数 (t/m ²)	支点条件
計算 1	3.5×10^6	単純支持
計算 2	2.4×10^6	単純支持
計算 3	2.4×10^6	両端固定

表-5 載荷重による主げた最大曲げモーメントの比較(幌別橋)

(単位:tf·m)

	CASE1	CASE2
計算 1	251.6(1.15)	328.8(1.50)
TL-20 (衝撃を含む)	219.5(1.00)	

CASE 3の場合の結果を示す。圧縮から引張までほぼ直線分布しており、弾性挙動の範囲であったことを示している。載荷重による主げた応力度の最大値を比較すると、表-6のようになる。TL-20を大幅に上まわる載荷重であったにもかかわらず、実測に基づく応力度は著しく低かった。その値は支点条件を固定とした計算3に近く、今回の実橋載荷では実質的に支点条件が両端固定に近い挙動をしたことが推測される。

図-10はCASE 1を例にとり、実測と計算による主げたのたわみを対比したものであるが、これらの図からも支点条件を固定として計算したときのたわみを曲線の方が実測値に近いことがわかる。さらに、支承の水平移動量

表-6 載荷重による応力度最大値の比較(幌別橋)

	E_c (t/m ²)	CASE1		CASE3	
		圧縮 (kgf/cm ²)	引張 (kgf/cm ²)	圧縮 (kgf/cm ²)	引張 (kgf/cm ²)
実測	2.4×10^6	24	42	19	42
計算 1	3.5	53	86	63	119
計算 3	2.4	24	44	29	54
TL-20	3.5	圧縮45kgf/cm ² 、引張74kgf/cm ²			

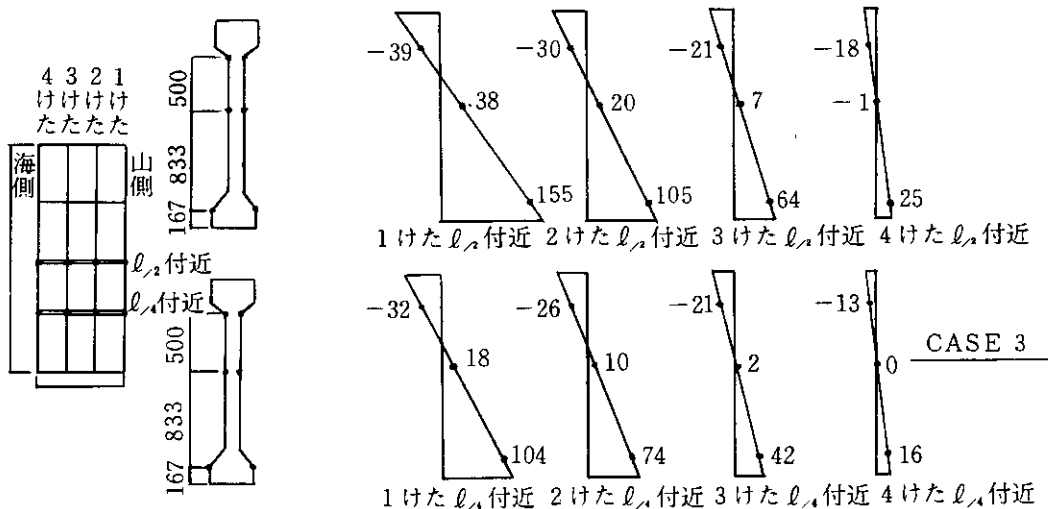


図-9 主げたのひずみ分布 ($\times 10^{-6}$) (幌別橋)

f・m)
 0)
 りば直
 りして
 ると、
 こあっ
 かつ
 今回
 挙動
 りげた
 も支
 り方が
 動量

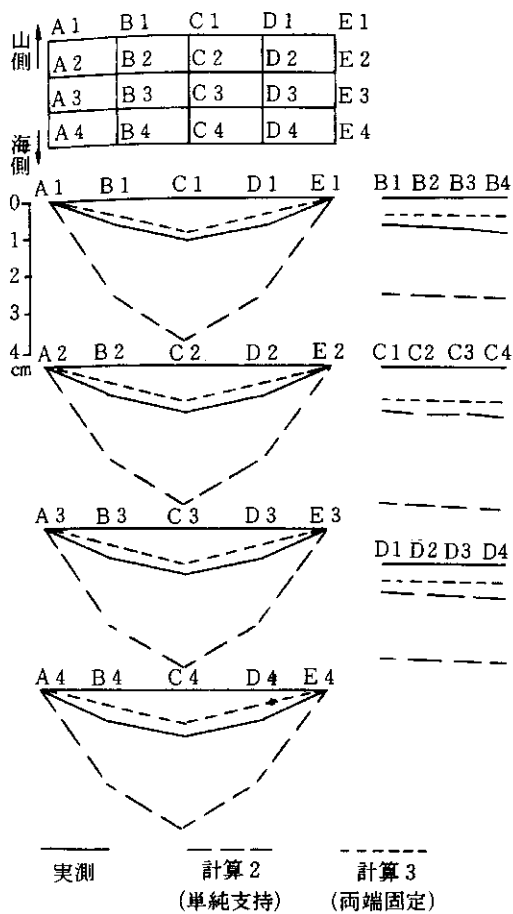


図-10 CASE 1 のたわみ曲線 (幌別橋)

を計算し、実測値と比較したところ、計算移動量の2.3~3.6%の移動しか生じておらず、このことも支点条件が両端固定に近い挙動をしたことを裏付けている。回転および水平移動に対する拘束が働いた原因として、可動部の腐食によりすべりが生じなかったこと、パラベットと橋げたが密着しており回転が妨げられたことが考えられる。

3. 波恵橋載荷試験

3.1 橋の概要

波恵橋は、一般国道235号沙流郡門別町波恵川に架設されており、フレシネ方式で現場打設工法により昭和32年度に製作されたポステンPC単純Tげたである。表-7に橋の概要を、図-11に橋の一般図を示す。本橋は、完成後まもなくPCケーブルに沿った縦ひびわれが発生したため、当研究室において毎年ひびわれ幅などを測定してきた。載荷試験におけるけたの外観図の一部を図-12に、ひびわれ幅の経年変化を図-13に示す。縦ひびわれ幅の経年による増大は認められず、むしろ遊離石灰によって目詰まりさえしている状態であった。縦ひびわれ以外の劣化現象

表-7 波恵橋の概要

位置：	一般国道235号 沙流郡門別町字豊郷 波恵川		
形式：	ポストテンション単純T型げた		
寸法：	橋長 30.80m	けた長 30.74m	
	支間 30.00m		
	有効幅員 7.50	けた全幅 7.00m	
PC工法：	フレシネ方式		
	主ケーブル 12-φ7mm 8ケーブル		
設計荷重：	TL-20		
架設年次：	昭和32年		
コンクリート設計圧縮強度 (28日)	400kgf/cm ²		
場所打ちコンクリート圧縮強度(28日)	300 //		
PC鋼線引張強度	155kgf/mm ²		
PC鋼線降伏強度	133 //		
有効プレストレス力	76 //		

はほとんど見られず、耐荷力に関しては問題はないとされていたが、昭和62年度の河川改修工事に伴い廃橋となった。

3.2 耐久性調査

(1) 非破壊強度試験

主げた6本のうち、上流側からの第1, 3, 4, 6けたに対して反発硬度と超音波伝播速度を測定し、圧縮強度の推定を行った。その結果、コア供試体による平均圧縮強度583kgf/cm²に対し、反発硬度法では平均493kgf/cm²、複合非破壊強度推定式では平均552kgf/cm²であり、後者の方が推定法としては優れていると思われる。

図-14に、結果の一例として第3けたの場合を示す。測定値にばらつきは見られるものの、測定位置の違いによる影響は現われていない。そのため、部分的な内部欠陥はないものと考えられる。

(2) PC鋼線引張強度試験

第3けたからPC鋼線を取りだし、引張強度試験を行った。表-8にその結果を示す。強度、伸びともJIS規格値を満足しており、縦ひびわれが生じていたにもかかわらず良好な結果を示した。

(3) 含有塩分量

本橋の主げた表面に近い部分の塩分含有量を測定したところ、塩素イオンで平均0.043%という含有率であった。この値は建設省の塩化物総量規制値にはほぼ相当するものの、実質的には塩害発生にただちに結びつくものではなく、その点では良好な結果といえよう。この理由として、本橋が海岸線から約300m離れていたため、海水の直接的な影響を受けなかったことによると思われる。

3.3 実橋載荷試験

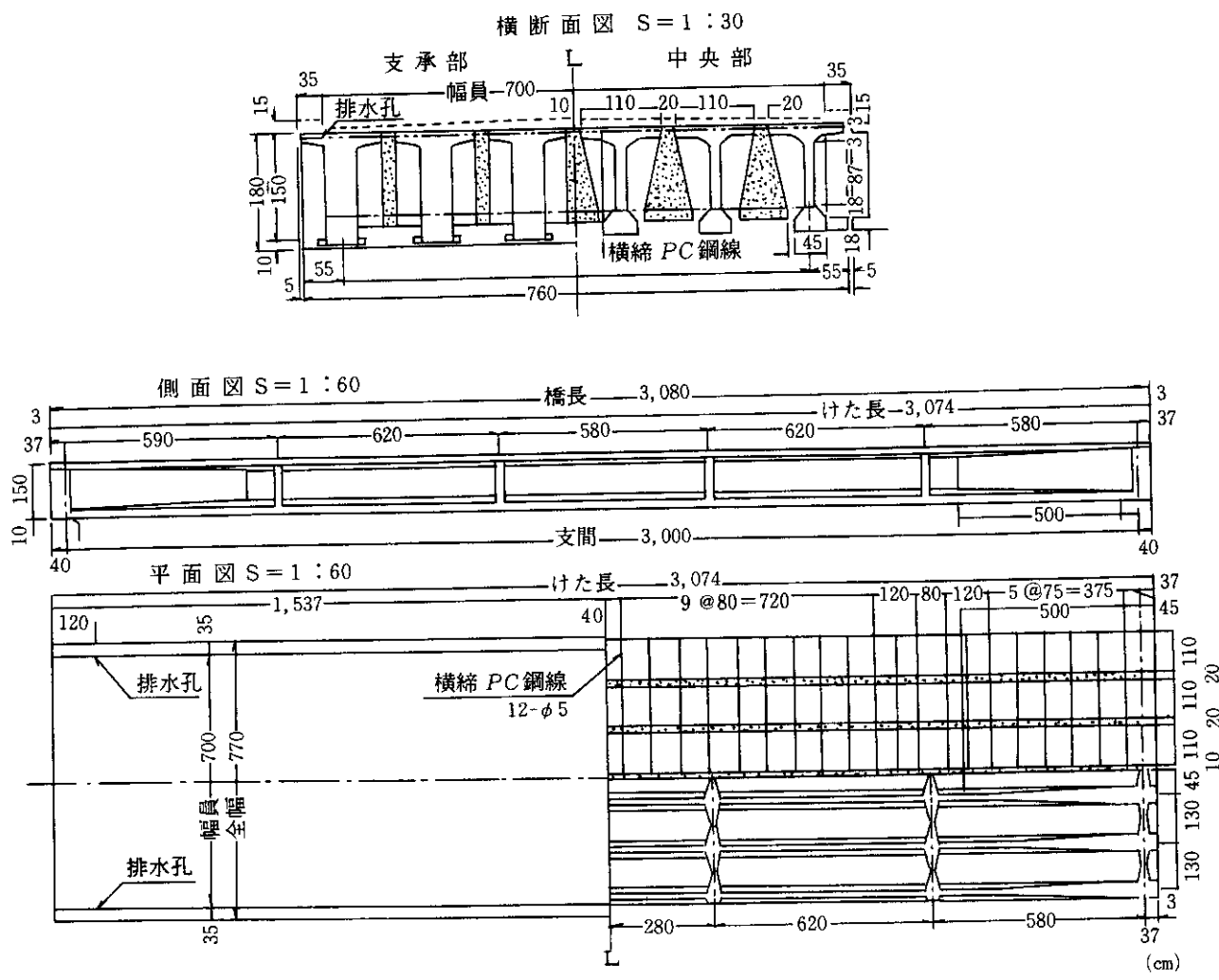


図-11 波恵橋一般図

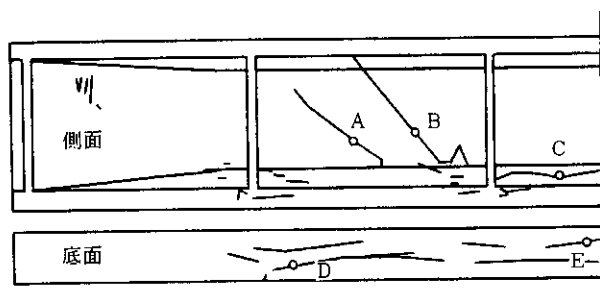


図-12 ひびわれの外観図 (波恵橋)

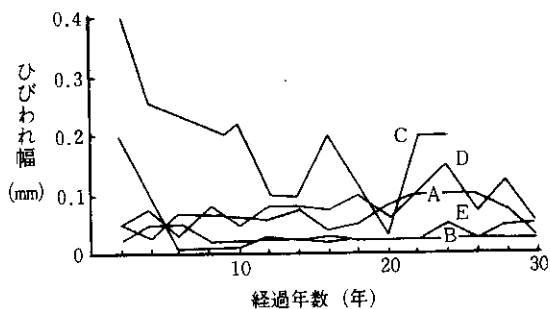


図-13 ひびわれ幅の経年変化 (波恵橋)

(1) 載荷方法

単げた載荷試験は、第3けたと第4けたに対して行った。舗装部分を撤去し、2つのけたを完全に切離して、図-15に示すような載荷装置で試験をした。反力は外側2けたずつの4けたにとらせる形で、図-16に示すように第3けたはけた中央、第4けたはけた中央から6.1m離れた点に、それぞれ3mの間隔をもった2点載荷方式で行った。荷重は500t ジャッキによって2.5t ごとに増加させ、ひびわれ発生後除荷し、再びひびわれ発生荷重までの載荷と除荷を5回繰返した後、破壊にいたるまで載荷を行った。そして、その間のひびわれ発生状況、ひびわれ幅、ひずみ、支点付近およびけた下のたわみを測定した。

(2) 耐力の算定

載荷試験の実測値と対比するため、表-9に示すように材料の特性値を定めた。コンクリートに関しては、コア試験結果を、PC鋼線に関しては設計値を用いた。第3けたと第4けたで断面二次モーメントの値が異なるのは、PC鋼線の曲げ上げによる影響である。これらの特性値を

反発硬度

反発硬度

用い
を表
なと
特異
(3

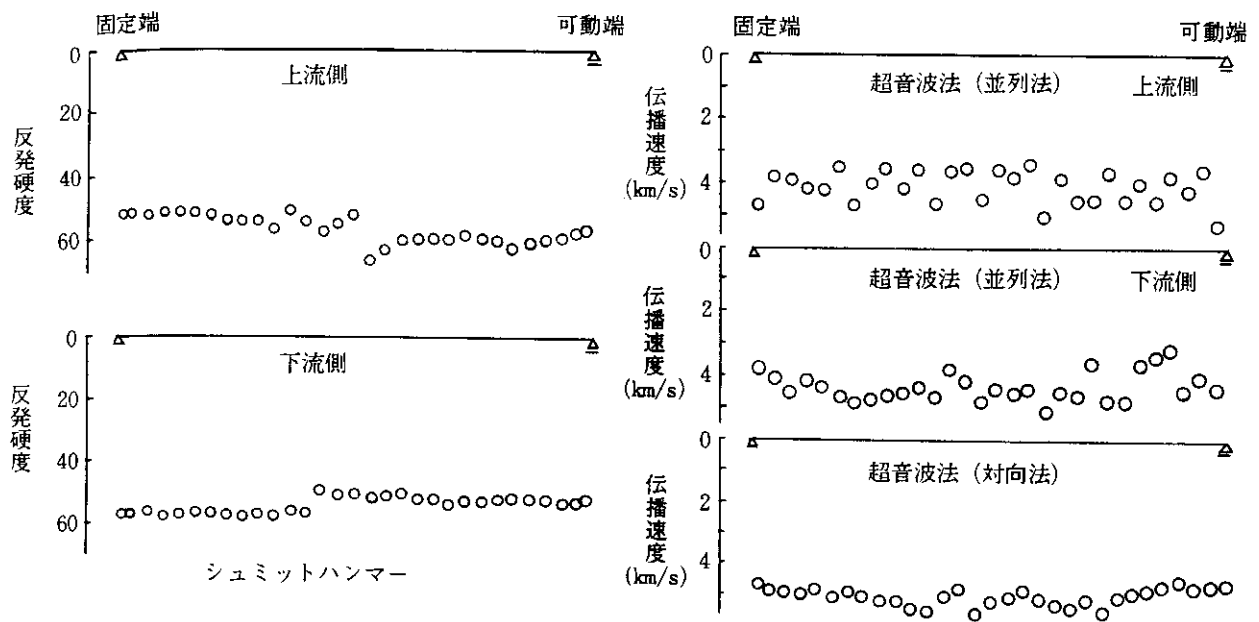
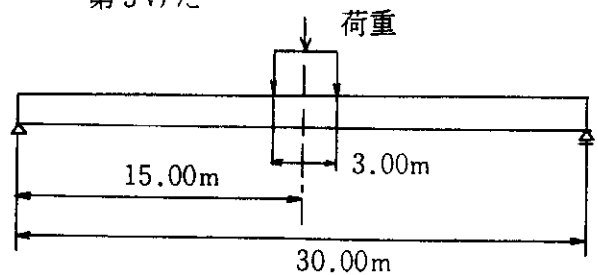


図-14 非破壊試験結果 (波恵橋第3けた)

表-8 PC鋼線引張試験結果(波恵橋)

	試験の平均値	JIS G 3536
0.2%耐力(kgf/mm ²)	143.9	135.1
破断強度(kgf/mm ²)	167.3	154.6
伸び (%)	5.7	4.0

第3けた



第4けた

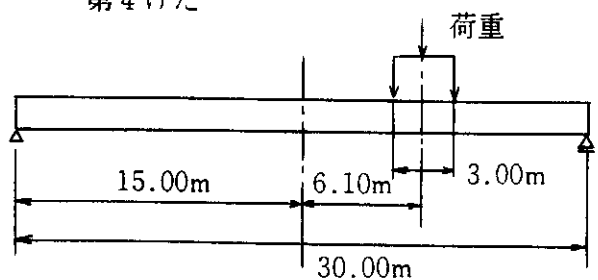


図-16 載荷位置 (波恵橋)

表-9 材料の特性値 (波恵橋)

	第3けた	第4けた
コンクリート強度	583	kgf/cm ²
コンクリート弾性係数	4.1×10 ⁵	kgf/cm ²
断面二次モーメント	1.420×10 ⁷ cm ⁴	1.408×10 ⁷ cm ⁴
PC鋼線弾性係数	2.0×10 ⁶	kgf/cm ²

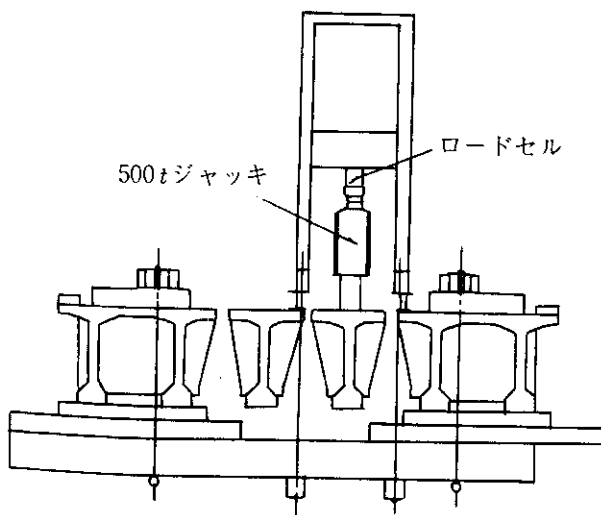


図-15 載荷装置 (波恵橋)

うに、ひびわれ発生荷重、曲げ破壊荷重を算定した結果を表-10に示す。支持条件に両端固定を加えたのは幌別橋などで、支承部の回転性能の低下に起因すると思われる特異なたわみなどが見られたためである。

(3) 結果および考察

表-10 ひびわれ発生および破壊荷重 (波恵橋計算値)

	第3けた		第4けた	
	単純支持	両端固定	単純支持	両端固定
ひびわれ発生荷重	47.1 t	104.6 t	51.2 t	191.8 t
曲げ破壊荷重	85.4 t	189.8 t	94.2 t	352.8 t

表-11に、ひびわれ発生および破壊荷重の実測値を示す。また、図-17にけた上縁部のひずみ分布を示す。第4けたの場合、わずかではあるが両けたともけたの端部付近に引張ひずみが生じている。また、下縁部においても同様の位置に圧縮ひずみが認められた。これらの現象から、けたは単純支持状態ではなく、支承位置において荷重増加による回転を拘束しているものと考えられる。

表-11 ひびわれ発生および破壊荷重 (波恵橋実測値)

	第3けた	第4けた
ひびわれ発生荷重	45.0 t	40.0 t
破壊荷重	95.2 t	102.5 t

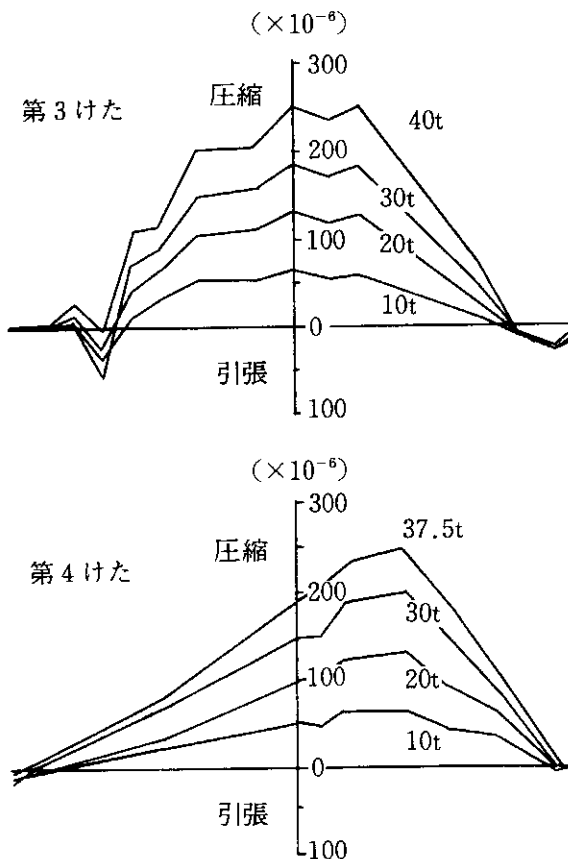


図-17 波恵橋、けた上縁部のひずみ分布

さらに、第3けたと第4けたの支持状態を比較検討するため、図-18に載荷荷重とPC鋼線のひずみから求めた曲げモーメントの関係を示す。コンクリートのひずみ分布から中立軸を求めることができず、計算値を用いたなど、特性値の設定が原因でPC鋼線のひずみから求めた曲げモーメントが大きくなる傾向が生じているが、第4けたの拘束が第3けたに比べ弱いことは明確である。図-17で第4けたにわずかししか引張ひずみが生じなかったのも、拘束が弱かったためと考えられる。

以上のことから、波恵橋の場合にも幌別橋の場合と同様に、支承部になんらかの拘束が働いていたことが推測される。しかし、表-10, 11で計算値と実測値を比較する限り、ひびわれ発生、破壊荷重とも単純支持とした計算値に近い。引張ひずみが荷重増加とともに減少していることから、作用曲げモーメントに及ぼす拘束の影響は荷重増加に伴って小さくなり、ひびわれ発生の荷重段階では単純支持とみなせる状態であったと思われる。

また、載荷により生じたひびわれは、当初からの縦ひびわれとは異なり、縦ひびわれが曲げひびわれの発生に

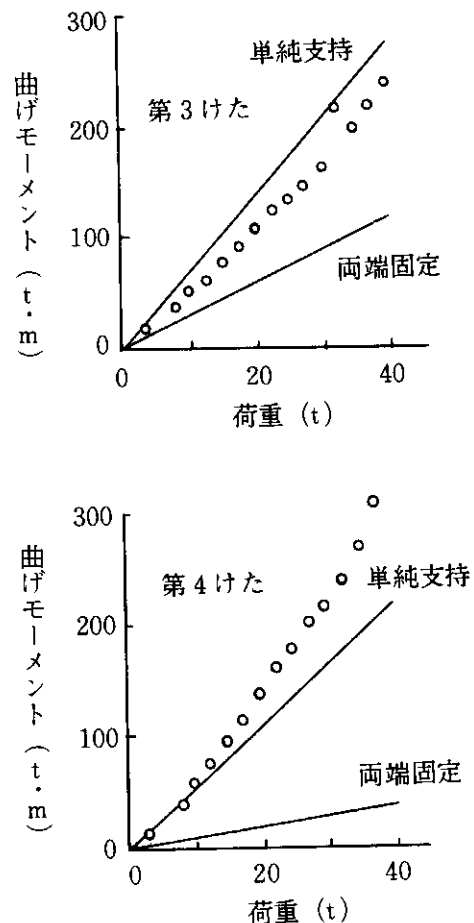


図-18 載荷荷重と曲げモーメントの関係 (波恵橋)

検討す
求めた
ずみ分
いたな
めた曲
第4け
。図-17
このも、

合と同
が推測
較する
た計算
ている
響は荷
段階で

の縦ひ
発生に

及ぼす直接的な影響は認められなかった。

図-19に、荷重に伴うたわみ状況の一例として第4けたの載荷点下のたわみを示す。本橋の場合、道路橋示方書による許容たわみは5cmであるが、このたわみ量は破壊荷重の約半分である55tで生じている。また、ひびわれ発生後のたわみ量の増加は著しく、破壊直前の100tの荷重では、許容たわみの5倍近い24cmものたわみ量を示した。

このように、破壊にいたるまでには曲げひびわれの発生や過大なたわみが生ずるため、橋が突然破壊する危険性はないことが確認できた。破壊荷重は第3けた、第4けたともに計算値を10%程度上まわっているが、実橋載荷試験の耐力算定の精度としては、ほぼ満足できる結果が得られたと思われる。

表-12にひびわれ発生荷重、破壊荷重から求めた曲げモーメントとTL-20により生じる最大曲げモーメント(1-0法による推定値)を示す。ひびわれ発生時にはTL-20により生じる曲げモーメントの2倍以上、破壊時には5倍以上の曲げモーメントが生じていたことがわかる。このことより、本橋は30年経過し縦ひびわれなども見られたに

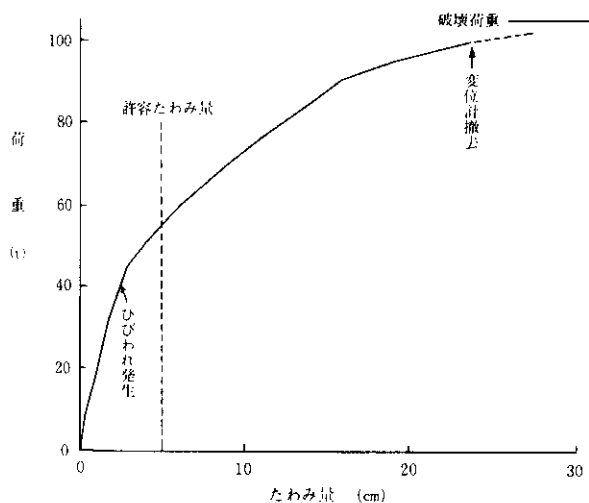


図-19 載荷点下のたわみ量(波恵橋第4けた)

表-12 最大曲げモーメントによる比較(波恵橋)
(単位:tf・m)

	第3けた	第4けた
ひびわれ発生時の曲げモーメント	303.8 (2.67)	232.6 (2.25)
破壊時の曲げモーメント	642.6 (5.64)	596.0 (5.78)
TL-20による曲げモーメント	113.9 (1.00)	103.2 (1.00)

もかわらず、十分な耐荷力を有していることが確認できた。

4. まとめ

既設PC橋の耐荷力評価に役立つ基礎資料を得るために、幌別橋と波恵橋に対して耐久性調査、載荷試験を行った。主な結果をまとめると以下のとおりである。

(1)コンクリート強度の推定は、複合非破壊強度式の方が反発硬度による推定よりも優れていると思われる。

(2)自然電位分布測定による鋼材腐食度の推定では、電位の絶対値だけでなく、電位勾配、電位分布の貴部、卑部も判定に用いると、より精度の高い腐食度推定が可能となる。

(3)鋼材配置の施工誤差が大きい場合、外部塩分の浸入による鋼材腐食を誘発しやすいので、鋼材位置の保持に十分配慮しなければならない。

(4)幌別橋の場合、TL-20を約5割上まわる荷重を載せても弾性挙動の範囲にあり、波恵橋の場合、TL-20により生じる曲げモーメントの2倍以上、5倍以上の曲げモーメントが生じたときに、ひびわれ発生、破壊が生じた。これより、十分な耐荷力を有していることが確認された。

(5)幌別橋載荷試験、波恵橋載荷試験で支承部に拘束が見られ、当初の設計条件と変化していた。

(6)載荷により生じる曲げひびわれは、当初から生じていた縦ひびわれとは異質であり、縦ひびわれが耐荷力に及ぼす直接的な影響はないことが波恵橋載荷試験から考えられる。

(7)波恵橋載荷試験において、許容たわみ量を越えるときは破壊荷重の約半分の載荷状態であることが示された。しかし、破壊直前では許容たわみの5倍近いたわみ量を生ずるため、橋が突然破壊する危険性はないものと思われる。

5. あとがき

耐荷力には問題ないとされていた波恵橋はもとより、一般的にはかなり劣化していたと判断される幌別橋でも十分な耐荷力を保持していたと考えられる。また、実際の破壊状態を載荷試験をとおして観察することができた。劣化の程度と破壊強度の関係が明確になっていない現状からも、実橋の調査・試験を行うことは大変重要なことである。

本試験を行うにあたり、小樽開発建設部、室蘭開発建設部の方々には多大なる御協力をいただいた。また、波恵橋載荷試験については、北海道大学、清水建設との共同研究「コンクリート構造物の劣化度評価に関する研究」

の一環として行われ、試験計画、試験実施にあたり、両者から御指導、御協力をいただいた。ここに、厚く感謝の意を表す。

参 考 文 献

- 1) 川崎誠司：北海道の既設道路橋，土木試験所月報 No. 416, pp. 30-36, 1988. 1.
- 2) 高木，森，安本：橋梁の健全度評価に関する一考察，土木

学会第42回年次学術講演概要集，昭和62年9月

- 3) 杉江，宮本，西村，梶谷：橋梁診断エキスパートシステムの開発，土木学会第42回年次学術講演概要集，昭和62年9月
- 4) 谷川，山田：シュミットハンマー法および複合法によるコンクリート強度の推定，コンクリート構造物に対する非破壊検査技術の適用とその精度・講義と討論（第3回），日本技術検査協会，昭和61年10月

*

*

*