

土 木 研 究 所 資 料

塩害を受けたP C橋の耐荷力評価に関する研究(I)

—プレテンションP C桁の載荷試験—

平成13年 3 月

国 土 交 通 省 土 木 研 究 所
材料施工部コンクリート研究室

Copyright©(2001)by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

建設省は、平成13年1月6日付けで国土交通省に再編

塩害を受けたP C橋の耐荷力評価に関する研究(I)

ープレテンションP C桁の載荷試験ー

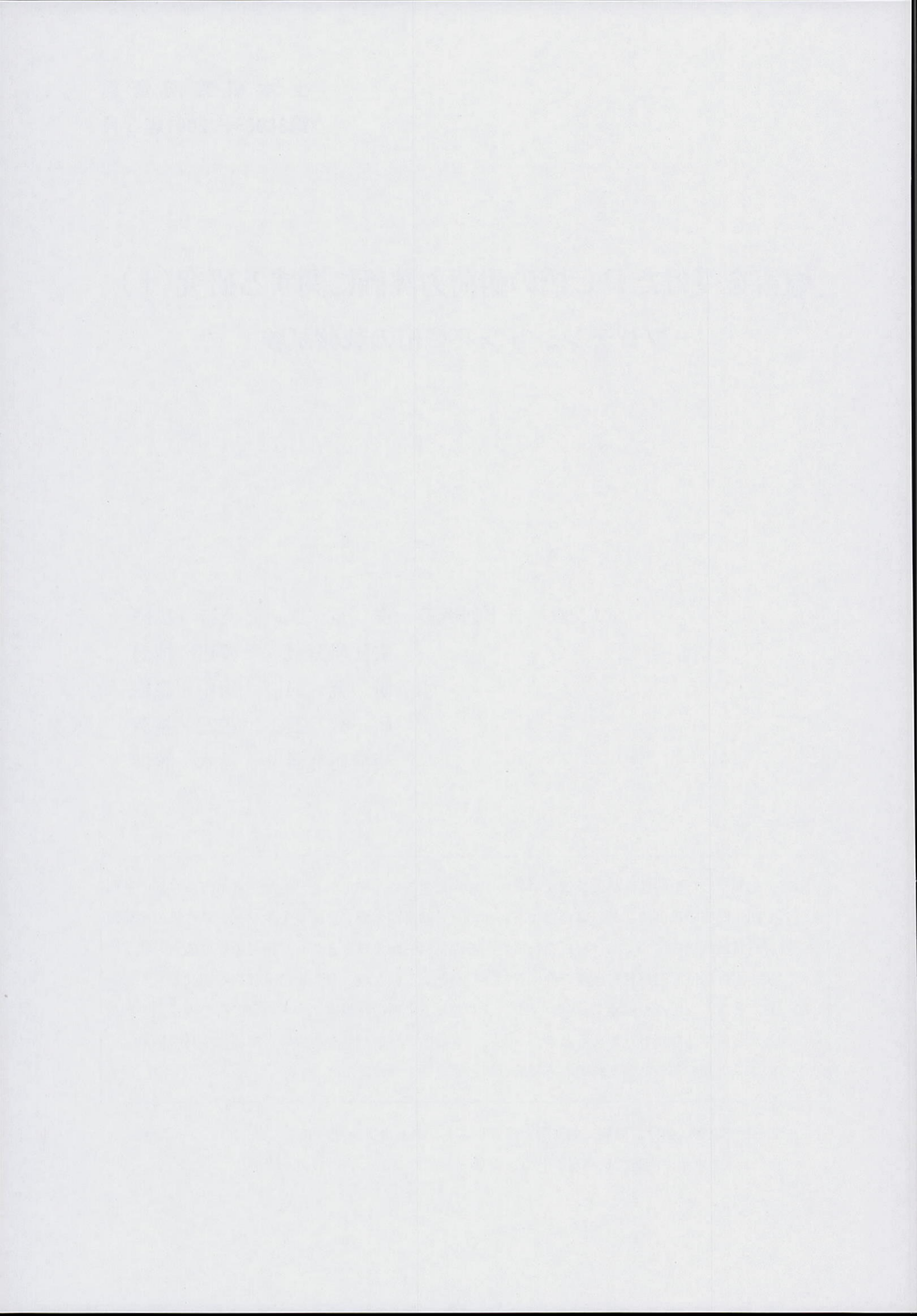
コンクリート研究室	室長	河野 広隆
	主任研究員	渡辺 博志
	研究員	田中 良樹
	研究員	古賀 裕久
	交流研究員	鈴木 雅博

要 旨

塩害劣化がP C桁の耐荷性状に及ぼす影響を明らかにすることを主目的として、日本海沿岸部に道路橋として26年間実際に供用され、腐食により一部のP C鋼材が欠損したプレテンションP C桁の載荷試験及び材料試験結果に基づく曲げ解析を行った。その結果、腐食等によるP C鋼材の伸び能力の低下のため、試験した桁はP C鋼材の破断で曲げ終局に至った。このとき、P C桁の曲げ変形能は著しく低下していた。また、エポキシ樹脂プレパケットコンクリートの断面修復は、今回のP C桁の場合、終局耐力にほとんど寄与しなかったが、もとのコンクリートの曲げひび割れ発生以降、断面修復材の拘束によりもとのコンクリートのひび割れをある程度分散させる効果が確認できた。

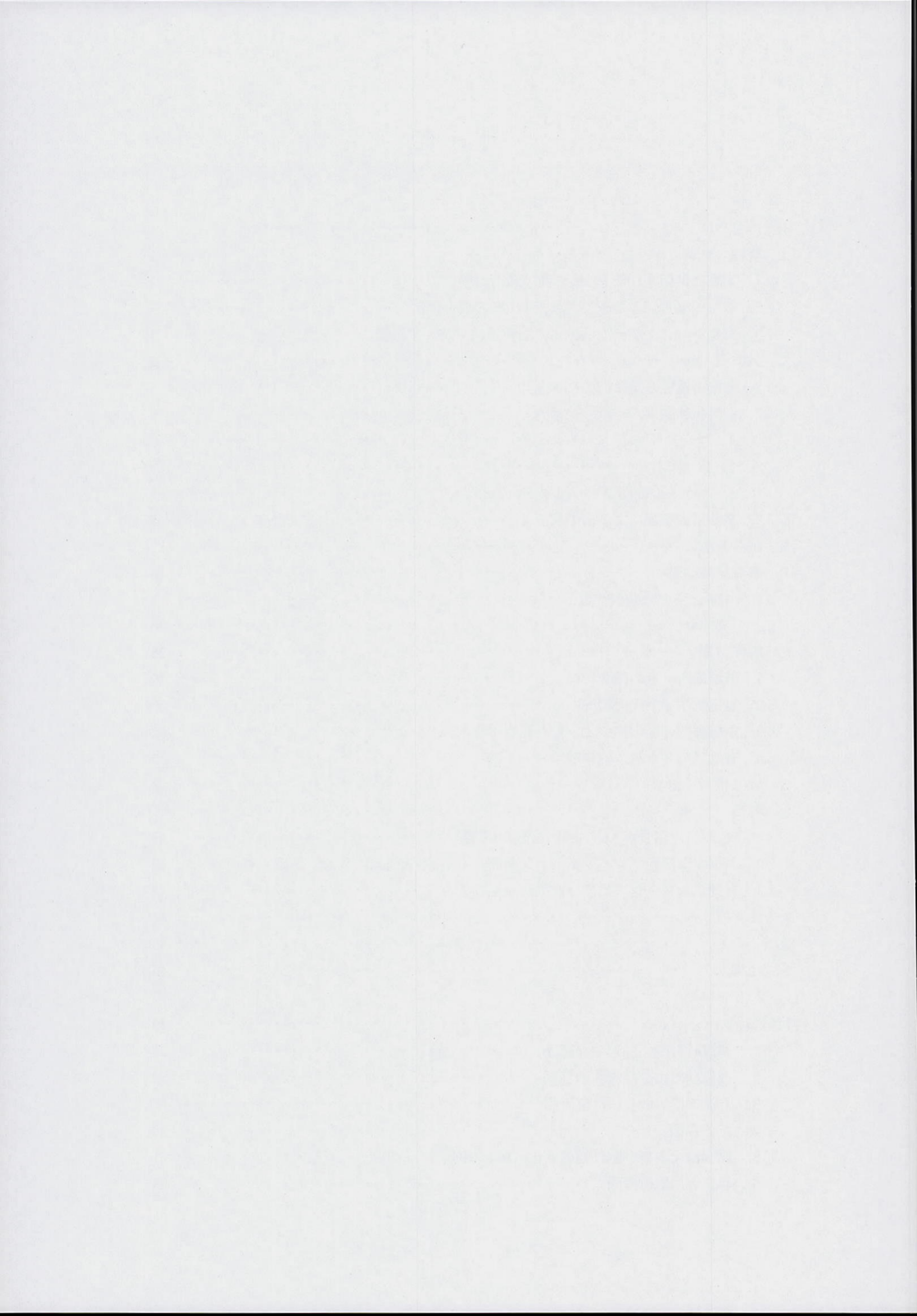
キーワード：塩害，曲げ変形能，曲げ耐力，プレストレストコンクリート，

エポキシ樹脂プレパケットコンクリート



目 次

1. はじめに	1
2. 既往の試験	2
2.1 実際に供用された PC 桁の曲げ載荷試験	2
2.2 著しい腐食により撤去された PC 橋の調査事例	3
2.3 腐食がコンクリート供試体の耐荷性状に及ぼす影響	3
3. 試験桁	5
3.1 橋梁の概要と試験桁の基本諸元	5
3.2 材料試験結果	9
3.2.1 コンクリート	9
3.2.2 PC 鋼材	10
3.2.3 エポキシ樹脂プレパクトコンクリート	13
3.3 試験桁の塩害による損傷状況	15
4. 載荷方法	17
5. 載荷試験結果	18
5.1 M- ϕ と各部の破壊状況	18
5.2 ひび割れ	20
6. 解体調査	26
6.1 破壊箇所付近の腐食状況	26
6.2 塩化物イオン浸透状況	29
6.3 鋼材周囲の塩化物イオン量と腐食の程度	32
6.4 有効プレストレスの測定	35
7. M- ϕ 曲線の計算	38
8. 考察	41
8.1 PC 鋼材の腐食が M- ϕ 曲線に及ぼす影響	41
8.2 エポキシ樹脂プレパクトコンクリートが M- ϕ 曲線に及ぼす効果	42
8.3 有効プレストレス及びひび割れ発生ひずみ	43
9. まとめ	44
謝辞	45
参考文献	46
付録資料	49
1. 建設時の断面図と主な諸元	51
2. 補修前および撤去前の写真	52
3. 計測機器等取り付け位置図	55
4. たわみ図	59
5. 腐食によるひび割れ幅の変化 (B-1 の例)	61
6. コア等採取位置図	63



1. はじめに

塩害を受けた既設のプレストレストコンクリート(PC)橋の補修、補強、架替を検討する際、橋の残存耐力の評価が求められる。また、塩害を受けた既設 PC 橋の適切な点検のためには、塩害を受けた PC 桁の破壊に至るまでの曲げ挙動を把握しておく必要がある。しかし、これまで、撤去に至るほどの著しい塩害を受けた PC 桁の載荷試験の事例がなかったため、塩害を受けた PC 橋の耐力や破壊に至るまでの曲げ挙動を精度よく評価・把握することが難しい状況にあった。

今回、日本海沿岸部に道路橋として 26 年間供用され、腐食により 2~3 本の PC 鋼材が欠損したプレテンション PC 桁 2 本を入手する機会を得たので、塩害劣化が PC 桁の耐力性状に及ぼす影響を明らかにすることを主目的として、これらの 2 本の桁を用いて載荷試験、腐食状況調査、材料調査を行った。また、これらの桁は建設後 13 年目に塩害劣化に対する大断面補修が施されていたことから、補修材として使用されていたエポキシ樹脂プレパクトコンクリートが PC 桁の曲げ耐力性状に及ぼす影響についても検討を行った。

2. 既往の試験

2.1 実際に供用された PC 桁の曲げ載荷試験

実際に供用され、何らかの理由により撤去された橋から PC 桁を取り出し、破壊に至るまでの載荷試験を行った事例は国内外で報告されている²⁻¹²⁾。表-2.1 に、その一覧を示す。計 12 橋、延べ 26 本の PC 桁のデータがある。供用期間は 10～40 年であった。このうち、PC 鋼材の腐食が見られたものは文献 10) の 2 本のうちの 1 本のみであった。それ以外は、顕著な腐食は報告されていない。試験結果の多くは、一般環境下における PC 桁の経年変化がないことの確認、PC 鋼材のリラクセーションの検証、曲げ挙動の解析法や設計法の検証などを主目的としたものであった。供用後も耐荷力の低下は見られないこと、材料試験結果に基づく計算から求めた破壊抵抗曲げモーメントや、曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係 ($M-\phi$ 曲線) が曲げ載荷試験結果と概ね一致することなどが共通した結果である。終局時の破壊形態は、ほとんどがコンクリート上縁の圧壊によるものであり、PC 鋼材の破断で終局に至ったのは文献 2) の 1 本のみであった。

なお、いくつかの報告では、試験桁または同じ橋から採取した PC 鋼材の材料試験結果が示されていた。表-2.2 にその一覧を示す。これらは、いずれもほとんどさびが見られない PC 鋼材の試験結果であり、試験方法、基長、伸びの定義など不明な点が多いが、概ね十分な伸び性能を有していたものと推察される。

表-2.1 供用後に載荷試験を実施した PC 桁一覧

形式	支間 (m)	桁高 (m)	本数	竣工年 (年)	供用年数 (年)	試験 方法	耐荷力	破壊状態	参考 文献
プレテンション	9.1	0.55	3	1959	12	曲げ	満足	2 本圧壊, 1 本 PC 鋼線破断	2)
プレテンション	10.6	0.55	3	1959	12	曲げ	満足	3 本圧壊	2)
ポストテンション	10.1	0.7(変断面)	3	1953	20	8 点載荷	低下なし	不明	3)
プレテンション	約 16	0.84	2	1940	15(未供用)	曲げ	不明	不明	4)
プレテンション JISA5316-60	14	0.85	1	1967	11	曲げ	満足	圧壊	5)
ポストテンション, セグメント橋	29.6	1.4	1	1955	35	曲げ	満足	不明瞭	6)
ポストテンション	22.6	1.2	2	1976	30	曲げ	満足	不明	7)
ポストテンション	22.6	1	2	拡幅部	不明	曲げ	満足	不明	7)
プレテンション JIS 床版橋	11	0.5	1	1976	30	曲げ	満足	不明	7)
ポストテンション	20.2	1	1	1957	36	曲げ	満足	圧壊	8)
ポストテンション	24.8	1.2	2	1970	27	曲げ	満足	圧壊	9)
プレテンション	16.5	0.69	2	1960	27	曲げ	満足	不明	10)
ポストテンション	12.9	0.92	1	1958	34	曲げ	満足	圧壊	11)
プレテンション	8.25	0.3	2	1954	40	曲げ	満足	圧壊	12)
全体	8-30	0.3-1.4	26		11-40				
プレテンション	8-17	0.3-0.9	14		11-40				
ポストテンション	10-30	0.7-1.4	12		20-36				

表-2.2 供用後に採取した PC 鋼材の材料試験結果一覧

鋼種	断面	試験 本数	引張強度 (MPa)	伸び (%)	伸びの 定義	基長	参考 文献
不明	φ 2.9mm, 2 本より	3	1900-2000	5.4-5.7	破断伸び	不明	2)
不明	φ 2.9mm, 2 本より	3	1870-2000	5.1-5.9	破断伸び	不明	2)
不明	φ 5mm	不明	1630-1680	3.0-5.0	不明	100mm	3)
不明	不明	不明	1570	1.5	不明	254mm	4)
JISG3536-60	7 本より, 9.3mm	4	1810-1840	8.1-9.5	不明	610mm	5)
SWPR1	φ 5mm	3	1720-1870	5.2-5.5	不明	不明	6)
SWPR1	φ 5mm	不明	1830-1860	3.2-4.6	不明	不明	7)
SWPR1	φ 7mm	不明	1630-1640	4.2-5.0	不明	不明	7)
SWPC1	φ 2.9mm	不明	1980-2030	3.5-6.0	不明	不明	7)
不明	φ 5mm	6	1640	4.2	不明	100mm	8)
不明	37 本より φ 26.8mm	不明	1860	不明	—	—	9)
Grade250	φ 11.1mm	6	1810	不明	—	—	10)
不明	φ 6mm	4	1750-1780	不明	—	—	11)
不明	不明	不明	1790 *	不明	—	—	12)

*) 建設時の試験データ

2.2 著しい腐食により撤去された PC 橋の調査事例

表-2.1 のうち, PC 鋼材の腐食が見られた橋¹⁰⁾は桁間の漏水に凍結防止剤の塩化物が混入したことにより著しい腐食が見られた。撤去に際して, 当初, 腐食状況と耐荷力に関する関係を明確にする計画はあったが, 撤去時の桁の劣化状況から安全かつ完全な桁撤去ができないと判断され, 特に顕著な腐食が見られた桁 4 本は現場で解体されてしまった。載荷試験が実施された桁は健全なもの Beam 7 と腐食が見られたもの Beam 4 の 2 本であった。載荷試験結果では, Beam 4 の曲げ変形能がやや低下していたものの, 耐荷力はむしろ Beam 7 よりも高かったため, Beam 4 の腐食は比較的軽微なものであったと推察される。

また, 特殊な事例であるが, 文献 13) は, 供用後 35 年で PC 鋼材が著しく腐食し, 撤去された PC 橋について報告している。この橋は, 建設当時, 鉄粉と塩化物イオンを含むグラウト(当時推奨されていなかった)を使用したため, PC 鋼材が腐食して, 橋軸方向のひび割れが生じるなど, 著しい塩害劣化が見られた。しかし, この橋については腐食状況の報告のみであり, 載荷試験は実施されなかった。

2.3 腐食がコンクリート供試体の耐荷性状に及ぼす影響

鉄筋コンクリート構造に関しては, 腐食がその曲げ耐荷性状に及ぼす影響について検討した報告がある。たとえば, 横田ら¹⁴⁾は, コンクリートに塩化物イオンを混入し, ひび割れを導入した上で乾湿繰り返しを行うことにより鉄筋を腐食させた梁供試体の曲げ載荷試験を実施した。その結果, 腐食が軽微なうちは付着強度の増加により曲げ耐荷力が増加することを報告している。ただし, この報告では全体的に腐食の程度は軽微であり, 顕著な曲げ耐荷力の低下は見られなかった。李ら¹⁵⁾は, 電食により鉄筋を腐食させた梁供試体の曲げ載荷試験を行った。また, 引き抜き試験により腐食した鉄筋の付着強度と腐食量の関係を明らかにした

上で、腐食による付着強度の低下を考慮した、曲げを受ける梁供試体の FEM 解析も実施された。その結果を曲げ載荷試験結果と比較した結果、腐食による付着の低下を考慮したことにより、概ね妥当な FEM 解析結果が得られたと報告されている。青山ら¹⁶⁾も、鉄筋が腐食した場合の鉄筋コンクリート部材の曲げ性状に関する検討結果を報告している。鉄筋が腐食した鉄筋コンクリート部材の曲げ耐力は、鉄筋の腐食による鉄筋とコンクリート間の付着性能の低下よりも腐食による断面積減少の影響の方が大きいことなどが確認された。

以上、供用後の PC 桁の載荷試験事例や、腐食により撤去された PC 桁の調査事例はあったが、PC 鋼材が著しく腐食している PC 桁の破壊に至るまでの載荷試験を実施したものは見られなかった。また、腐食が耐力性状に及ぼす影響に関する既往の研究として、鉄筋コンクリート供試体に関する試験は見られたが、PC 桁に関するものは見られなかった。

3. 試験桁

3.1 橋梁の概要と試験桁の基本諸元

写真-3.1 に対象橋梁の外観を示す。本橋は、信濃川関屋分水の河口に位置し、悪天候時には海からの波が直接桁下面にかかる状況にあった。特に冬季12月から3月までの間は季節風によりこのような状況が続いていたものと考えられる。このような厳しい塩分環境に、本橋は1971年に建設され、26年間供用された。

橋梁形式は、支間8.75mのプレテンションPC単純桁を13本並べて横締めされたPC橋であった。図-3.1にPC桁の基本断面形状を示す。13本の桁はすべて同じ断面形状であった。これらのうちから中桁(B-1)及び外桁(B-2)の計2本を試験桁として入手した。表-3.1に設計図書によるPC桁の主な諸元及び供用期間を示す。

写真-3.2に竣工後13年目に実施された補修直前の桁下面のさび汁、ひび割れ、剥離等の損傷状況を示す。1984年、竣工後わずか13年にして、塩害による橋軸方向の大きなひび割れが多く見られ、コンクリートの断面欠損およびPC鋼材の腐食も見られた。本橋ははつり、さび落としの後、エポキシ樹脂系プレパクトコンクリートによる断面修復、エポキシ樹脂系のコンクリート塗装が施された。その後さらに13年経過した後、写真-3.3、図-3.2のように再損傷が多く見られたために再補修が検討されたが、支間が短かったため、再補修よりも架け替えた方が経済的であると判断された。このため、本橋は1997年に供用26年にして撤去された。

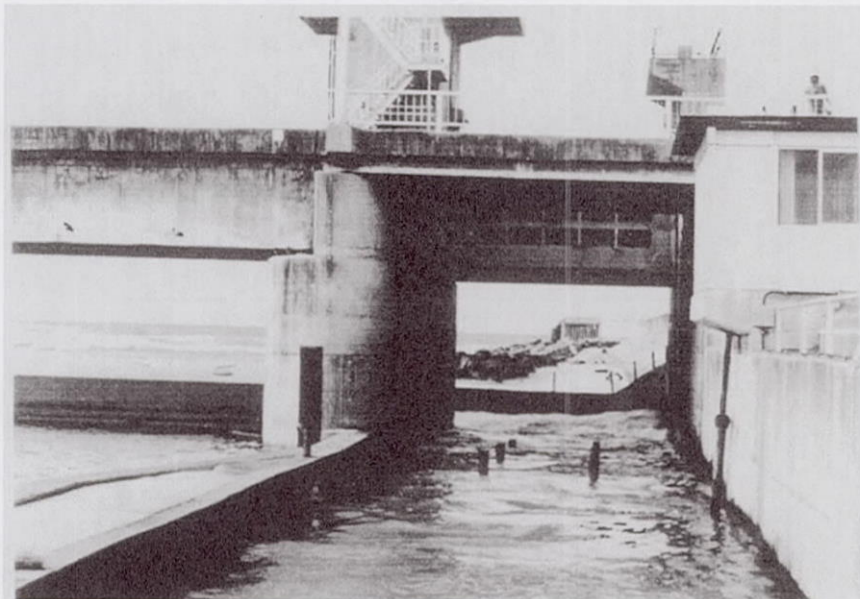


写真-3.1 対象橋梁の外観（上流側から撮影）

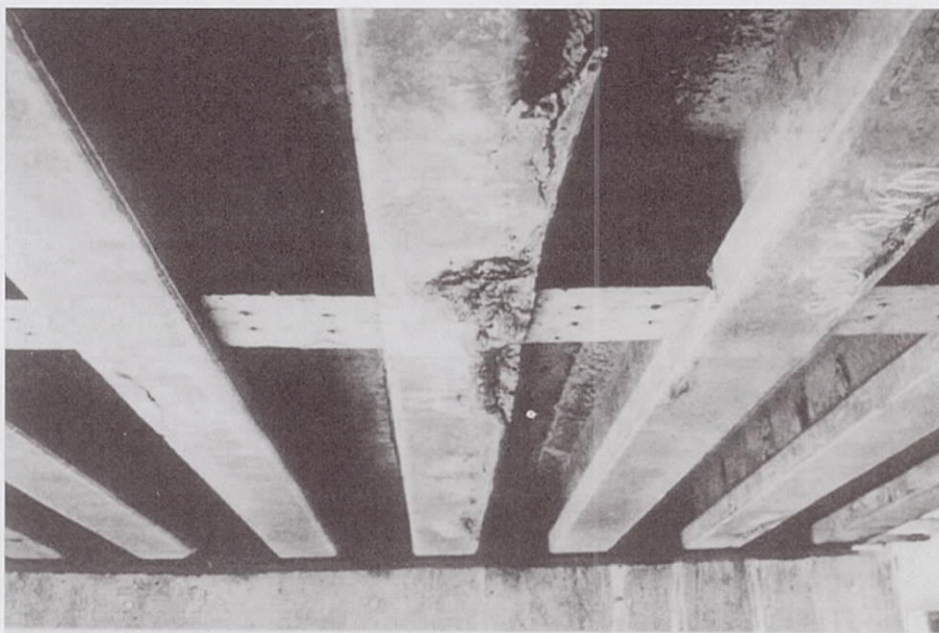


写真-3.2 供用後 13 年目，補修前の損傷状況

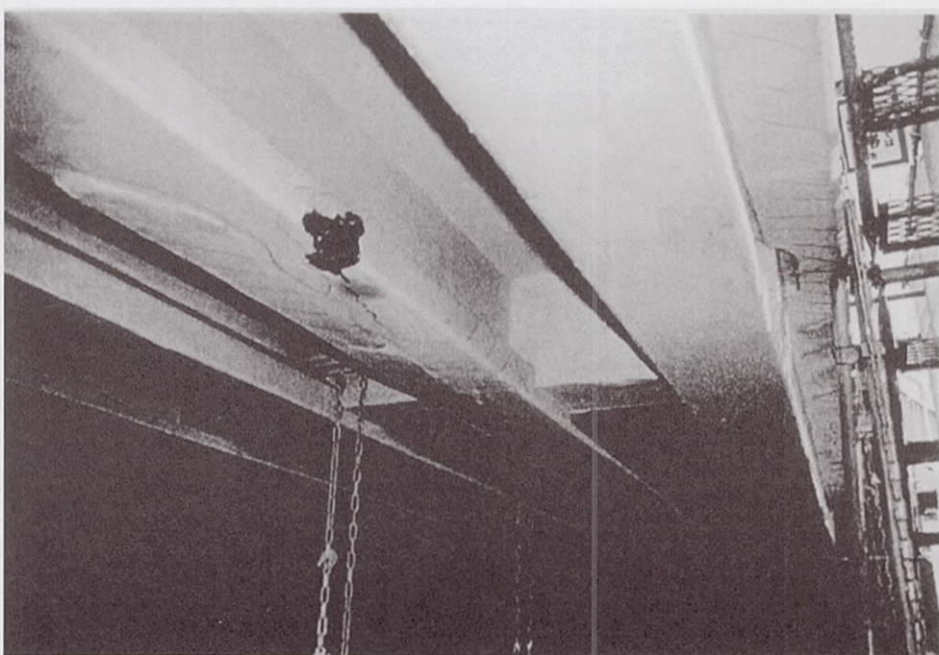
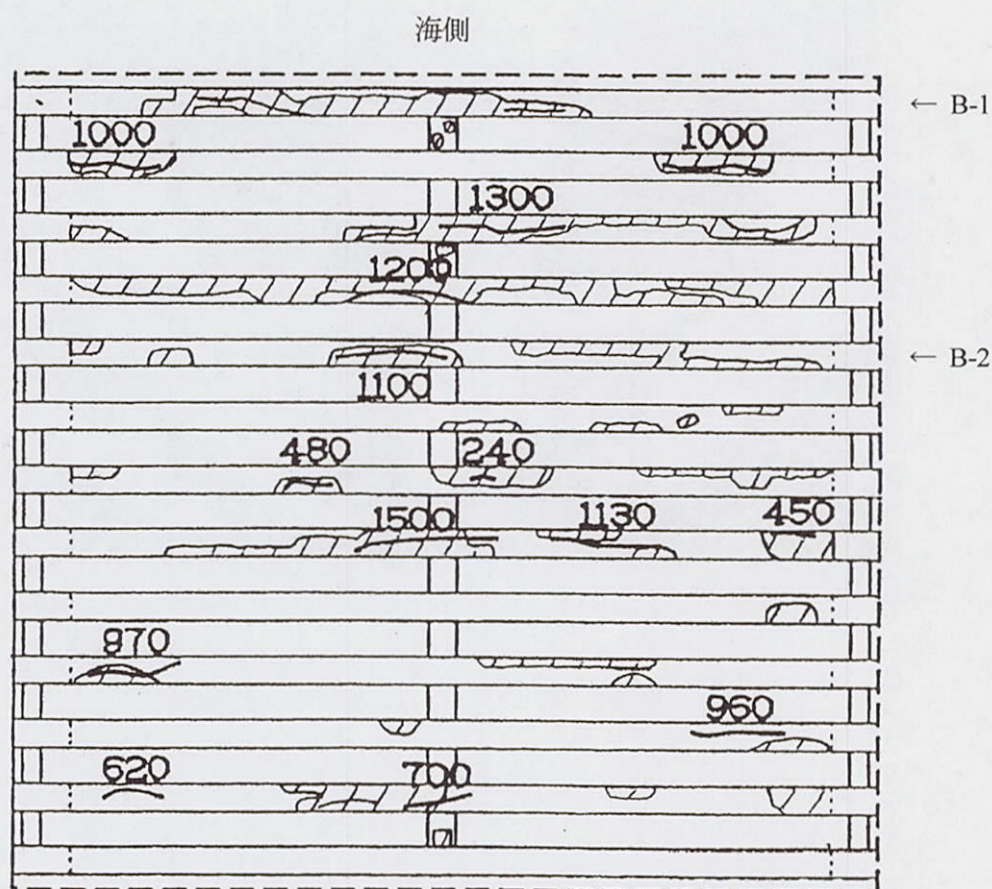


写真-3.3 供用後 26 年目，撤去前の損傷状況



網掛け部：塗膜またはコンクリートの浮き(一例を写真-3.3 に示す)

数値：ひび割れ長さ（塗膜の割れ長さ）

図-3.2 撤去前の損傷状況

表-3.2 補修材料（補修歴板による）

断面修復材料		樹脂 470 kg/m ³ , 砂利 1,500 kg/m ³		S ボンドグラウト
塗装	プライマー	0.15 kg/m ²	1 層	ネオライナープライマー
	パテ	0.40 kg/m ²	1 層	ネオライナーパテ
	中塗	1.50 kg/m ²	0.50 kg/m ² ×3 層	エラスプルーフ
	上塗	0.30 kg/m ²	0.15 kg/m ² ×2 層	S, AU-1

* 補修年月 1984 年 11 月

3.2 材料試験結果

B-1, B-2 の材料強度特性を把握するため、載荷試験後の試験桁からサンプルを抽出した。

3.2.1 コンクリート

鋼材間隔を考慮して直径 68.4mm(平均), 高さ 140mm 以上のコンクリートコアを載荷試験の影響が少ないと考えられる桁端付近の上フランジ上面から 5 本採取した。表-3.3 に採取したコンクリートコアの圧縮載荷試験結果を示す。また、図-3.3 に材料試験結果から得られた応力-ひずみ曲線とそれに基づくコンクリートの応力-ひずみモデルを示す。なお、コンクリートの引張域の応力-ひずみモデルは圧縮試験結果を参考として、岡村・前川モデル¹⁷⁾(係数 $c=0.4$)で表すこととした。

表-3.3 コンクリートの圧縮強度試験結果

試験体 No.	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
C-1	50.6	30.0
C-2	54.0	32.8
C-3	55.4	32.1
C-4	58.8	29.4
C-5	58.4	28.3
平均値	55.4	30.5

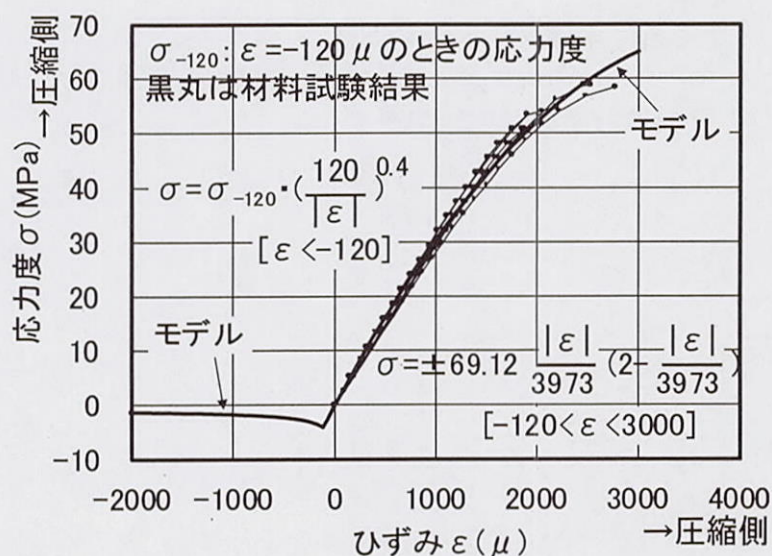


図-3.3 コンクリートの材料試験結果とそれに基づく応力-ひずみモデル

3.2.2 PC 鋼材

PC 鋼材の試験片は載荷試験の影響が少なく、かつ外部からの塩化物の浸透が少ないと考えられる桁端付近の上フランジから傷を付けないよう慎重に 5 本採取した。表-3.4 に PC 鋼材の引張試験結果を示す。引張強度(1850MPa)、弾性係数(183GPa)はいずれも規格値を満たしていたが、破断伸びは PC1, PC4, PC5 の 3 本が規格値 3.5%(現行, 設計時とも同じ)を下回っていた。破断後、より線の内部に赤錆が見られた(写真-3.5, 3.6)。各試験片ともに基長 750mm の範囲内で破断していた。PC3 の破断伸びは 5.1%で、これは製造当時の同等の PC 鋼材の実測値(平均 6.4%)¹⁸⁾よりやや小さいが、規格値を十分に満足していた。図-3.4 に各試験片の応力-ひずみ曲線とそれらに基づく PC 鋼材の応力-ひずみモデルを示す。腐食の有無によって特に両者の伸びが顕著に異なっていたことから、腐食が比較的軽微であった PC3 を基本とした”健全モデル”と、伸びの低下が著しかった PC1, PC5 を基本とした”腐食モデル”の 2 つのモデルを用意した。

表-3.4 PC 鋼より線の引張試験結果

試験片 No.	引張 強度 (MPa) ¹⁾	弾性 係数 (GPa)	伸び (%) ²⁾	素線 破断 本数 (本)	破断 位置 (mm) ³⁾
PC 1	1820	181	1.84	1	0
PC 2	1870	181	4.22	2	320
PC 3	1890	192	5.12	7	0
PC 4	1840	181	3.21	2	0
PC 5	1820	182	1.53	1	0
平均値	1850	183	3.18	2.6	—
規格値	1720	(181)	3.5 以上	—	—

1) 最大荷重を健全時の断面積で除した値

1) 基長:750mm

2) 破断位置は試験片中央からの距離

PC 鋼材の応力-ひずみ曲線 (モデル)

腐食の影響	ひずみ ε (μ)	PC 鋼材応力度 (MPa)
健全モデル (PC3)	0.0-0.008	192200ε
	0.008-0.016	$1538 + 304 (1 - \exp(-510(\varepsilon - 0.008)))$
	0.016-0.051	$1837 + 1324 (\varepsilon - 0.016)$
腐食モデル (PC5)	0.0-0.008	181400ε
	0.008-0.015	$1451 + 374 (1 - \exp(-510(\varepsilon - 0.008)))$

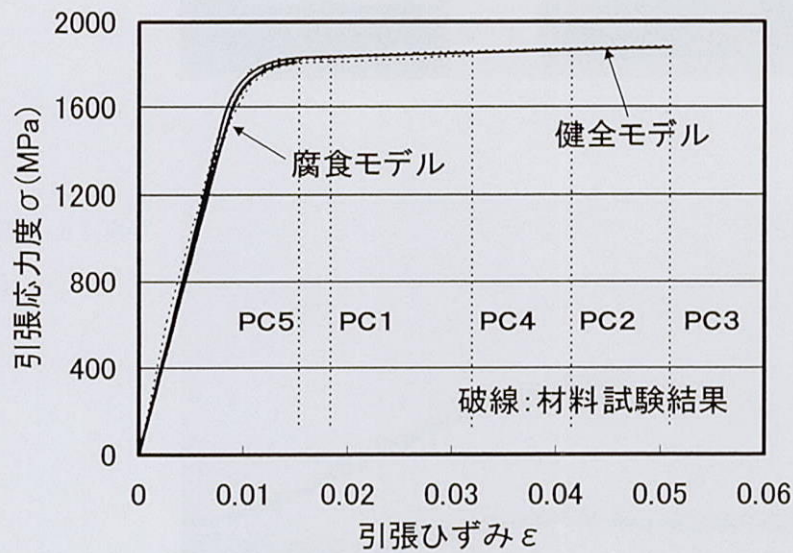


図-3.4 PC 鋼材の材料試験結果とそれに基づく応力-ひずみモデル

※引張応力度は荷重を健全時断面積で除した値。

2 本の実線はそれぞれのモデルを示す。

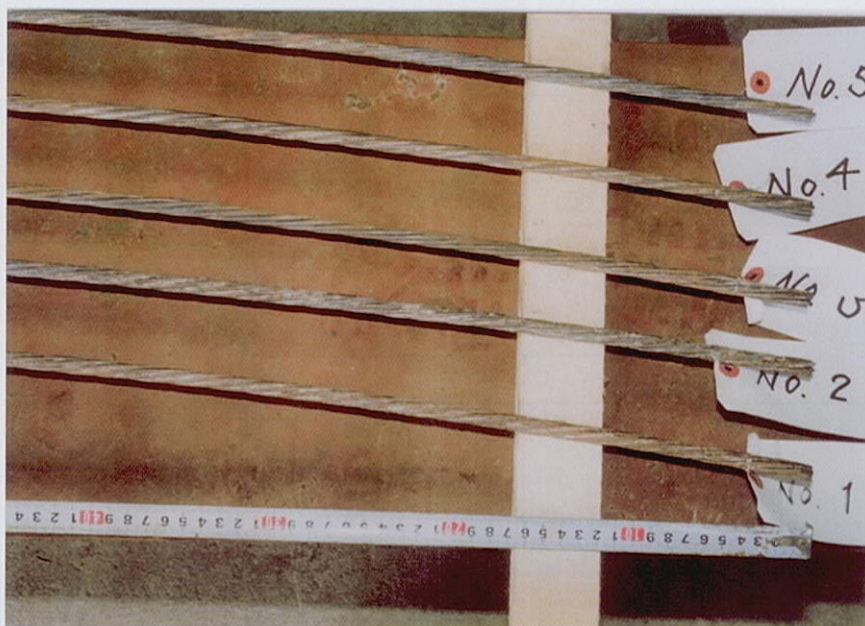


写真-3.4 採取後のPC鋼材
試験片の外観



写真-3.5 破断箇所の腐食状況
(PC4)



写真-3.6 破断箇所の腐食状況
(PC5)

3.2.3 エポキシ樹脂プレパクトコンクリート

断面修復材として使用されていたエポキシ樹脂プレパクトコンクリートの曲げ引張強度特性を調べた。エポキシ樹脂プレパクトコンクリート試験体は、下フランジ下面の補修部分から概ね 40mm×30mm×150mm 程度のものを4本採取することができた。採取した試験片はいずれも骨材、グラウト材ともよく充填されていた。試験は3点曲げ載荷で行い(写真-3.7)、支間中央下面のひずみをコンクリート用ひずみゲージ(30mm)で計測した。いずれの試験片も下フランジ下面に相当する面を下にして試験機にセットした。表-3.4にその結果を示す。いずれも載荷点直下の支間中央付近で破断した。図-3.5に曲げ強度試験時の下フランジ下面中央の応力-ひずみ曲線およびそれらに基づくエポキシ樹脂プレパクトコンクリートの応力-ひずみモデルを示す。下フランジ周辺の断面修復材として用いられるエポキシ樹脂プレパクトコンクリートはプレストレストが導入されていないことから温度の影響を除くと、ほとんど引張域に置かれていると考えられる。

表-3.5 エポキシ樹脂プレパクト
コンクリートの曲げ強度試験結果

試験体	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
EP1	20.4	16.3
EP2	19.9	15.2
EP3	23.8	14.8
EP4	21.2	13.7
平均値	21.4	15.0

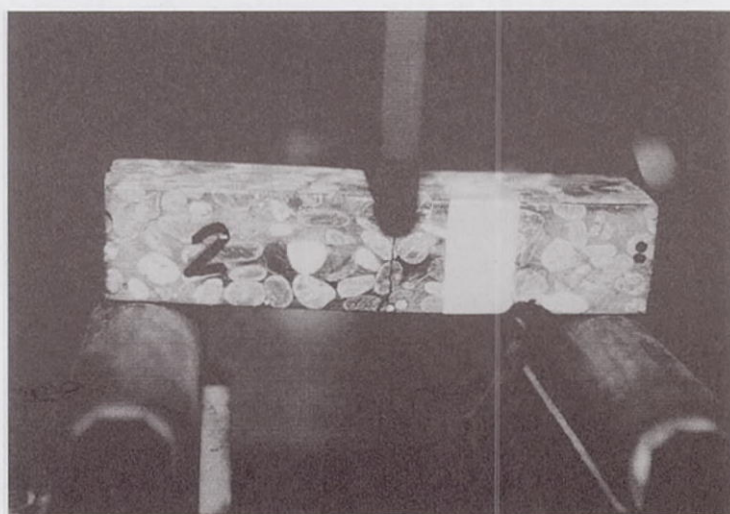


写真-3.7 エポキシ樹脂プレパクトコンクリートの曲げ載荷試験状況

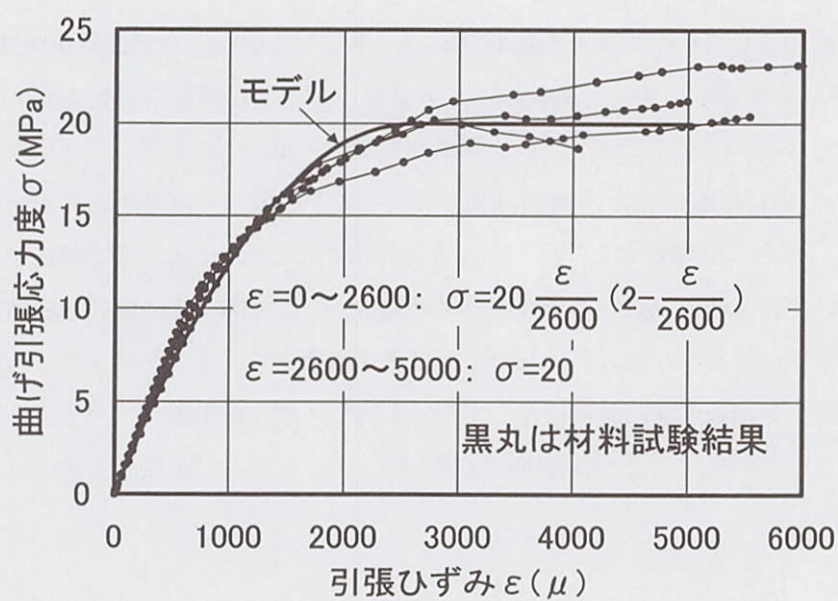


図-3.5 エポキシ樹脂プレパクトコンクリートの材料試験結果およびそれに基づく応力-ひずみモデル

3.3 試験桁の塩害による損傷状況

撤去の時点では再び塩害劣化が顕在化していた。図-3.6 に B-1, B-2 のそれぞれの載荷試験後の破壊箇所での腐食及び補修の状況を示す。また、写真-3.8～3.10 に B-1, B-2 の破壊箇所付近の劣化状況を示す。いずれも載荷試験前に橋軸方向のひび割れがエポキシ樹脂プレパケットコンクリートとの境界に沿ってコンクリートの部分に発生していた。また、内部にはさび汁が見られており、これらのひび割れが生じてから撤去までに長時間が経過していたものと考えられる。破壊箇所の PC 鋼より線の腐食状況については、腐食しているものは7本の素線のうち数本を残してほとんどが欠損しているという状況であったのに対して、腐食していないものは表面に光沢が見られ、両者の差が顕著であった。ただし、後者の場合はコンクリートと接していたほとんどの部分で光沢が見られたが、より線の内部にさび汁が見られた。

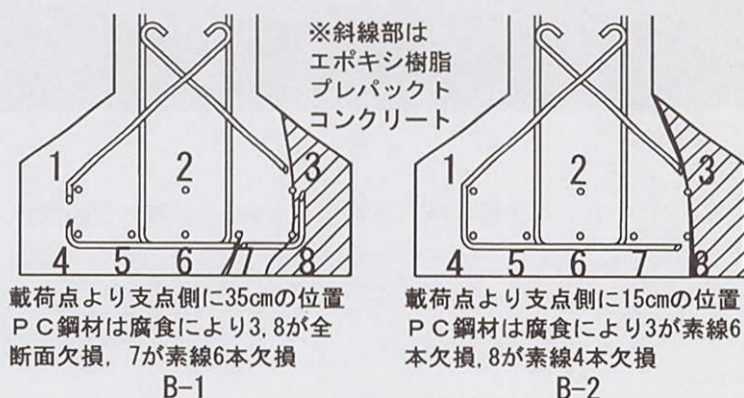


図-3.6 試験桁の破壊箇所の腐食状況

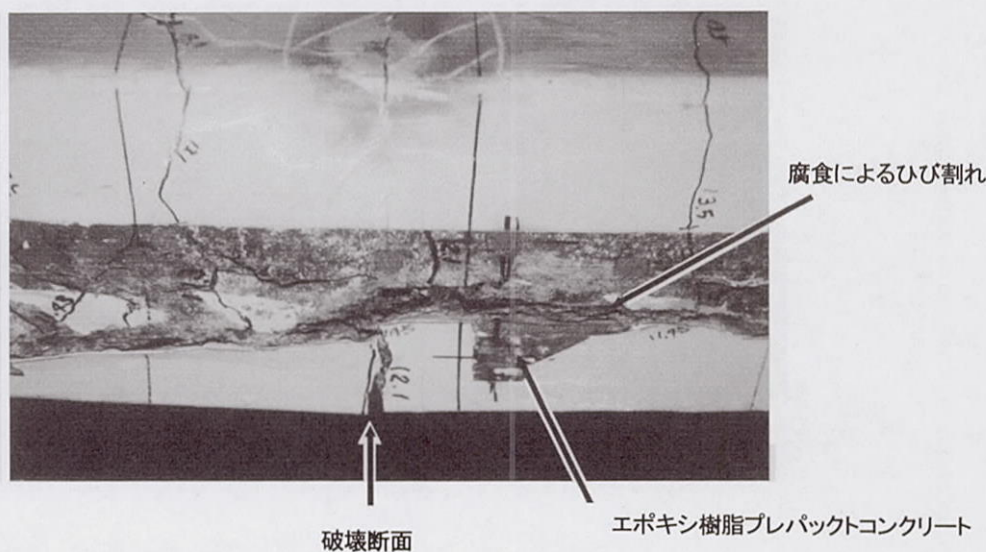


写真-3.8 B-1 の破壊箇所付近の劣化状況

載荷試験直後に撮影したものであるが、橋軸方向のひび割れは試験前から見られた。このひび割れはエポキシ樹脂プレパケットコンクリートとの境界付近のコンクリートの部分に見られ、内部にさび汁が見られた。

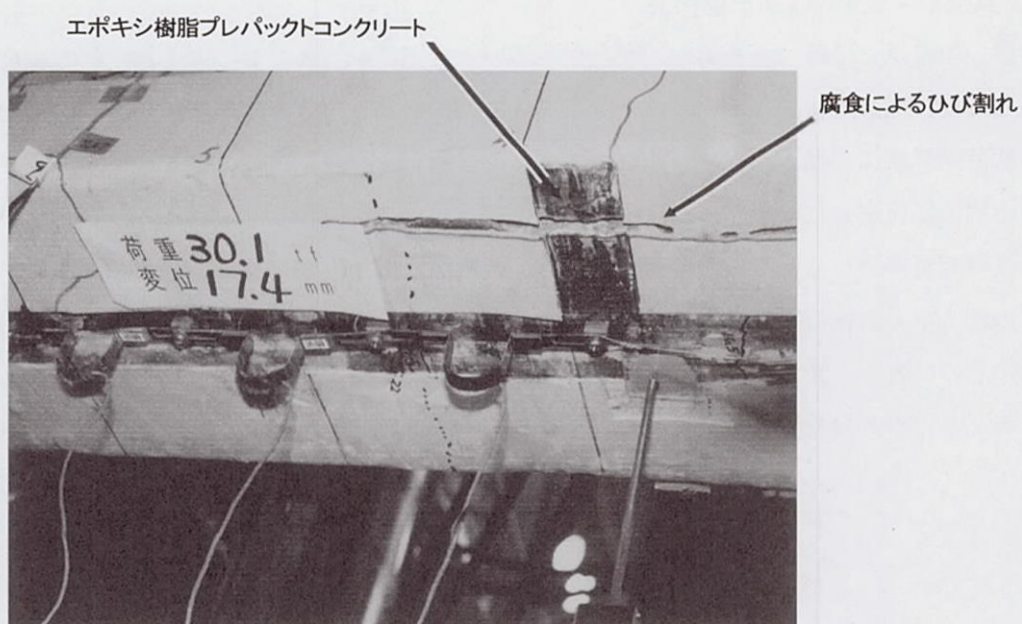


写真-3.9 B-2 の破壊箇所付近の劣化状況 (PC 鋼材破断前)

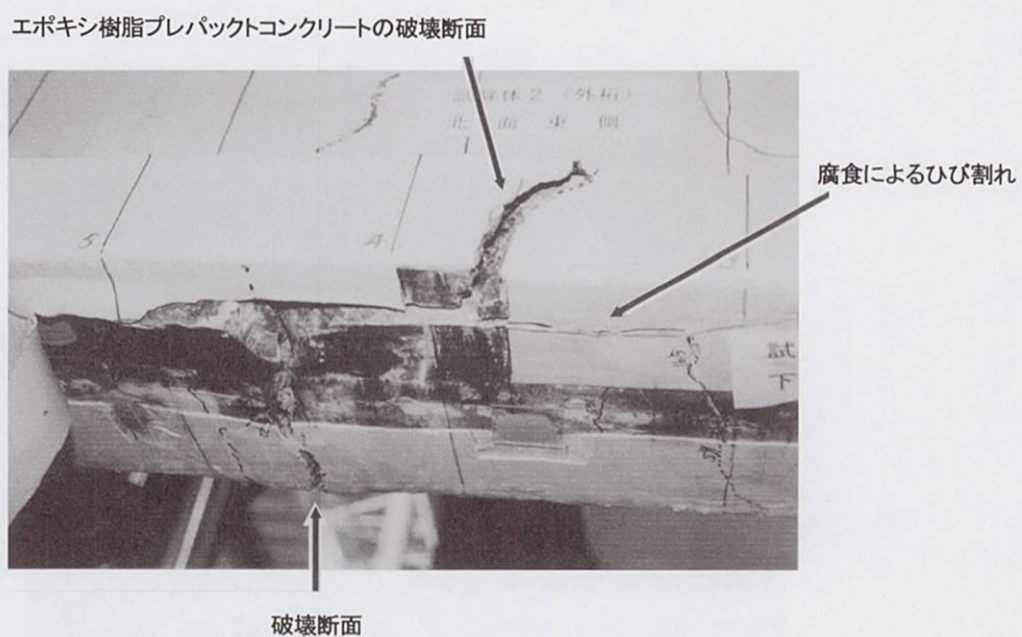


写真-3.10 B-2 の破壊箇所付近の劣化状況 (PC 鋼材破断後)

4. 載荷方法

載荷試験は前掲図-3.2 に示したとおり単純支持、2点載荷とした(写真-4.1)。B-1 の支間は供用中と同じ 8.75 mとした。B-2 は端部を切り落として 5.5m とした。下面のひび割れ発生は、下フランジ下面のコンクリート塗装を除去したうえで(写真-4.2)、支間の約 8 割の範囲に連続的に取り付けられた π 型変位計により監視した(写真-4.3)。曲げ区間内のコンクリートの終局ひずみを計測するため、支間中央断面付近にひずみゲージを貼り付けた。また、曲率を把握するため、載荷点直下 2 箇所に傾斜計を設置した(写真-4.4)。

静的 1470 kN (150 tf) の載荷装置を用いて、両試験桁ともに破壊に至るまで載荷した。

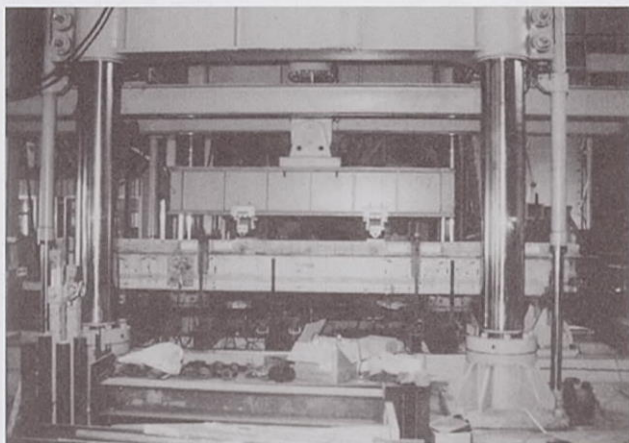


写真-4.1 載荷状況 (B-2 の例)

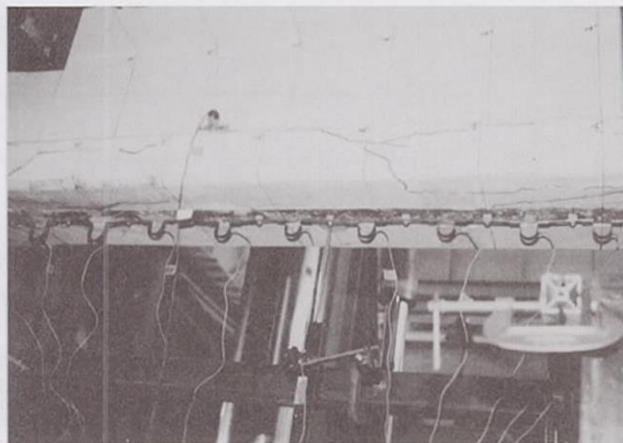


写真-4.3 桁下面の π 型変位計の取付状況
(変位計 : PI-5-100, PI-2-100)



写真-4.2 桁下面の塗膜除去

※カッターで塗膜を切断し、剥した後、残部をグラインダで除去しているところ。

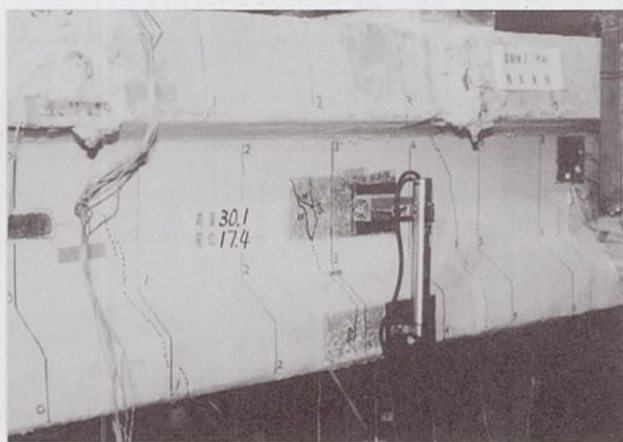


写真-4.4 傾斜計の取付状況
(傾斜計 : BK-10FS)

5. 載荷試験結果

5.1 M- ϕ と各部の破壊状況

B-1, B-2 はいずれもPC鋼材の破断により終局に至った。写真-5.1～5.3 に B-1, B-2 それぞれの破壊状況を示す。

図-5.1 に、載荷荷重から算出した曲げモーメント M と傾斜計より算出した載荷点間の平均曲率 ϕ ¹⁹⁾ の関係を示す。曲げモーメントが 160 kN・m 程度までは B-1, B-2 とともに同様の挙動を示しており、 $M-\phi$ は比例していたが、160 kN・m を超えると B-1, B-2 両者の $M-\phi$ 関係の差が顕著に見られた。

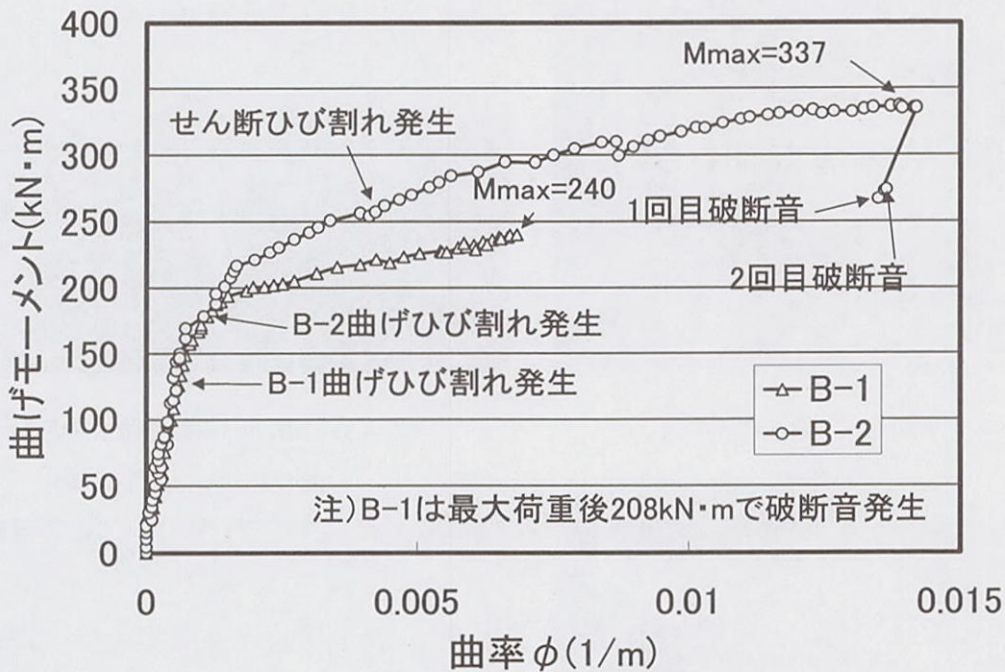


図-5.1 曲げモーメントと曲率の関係(試験結果)

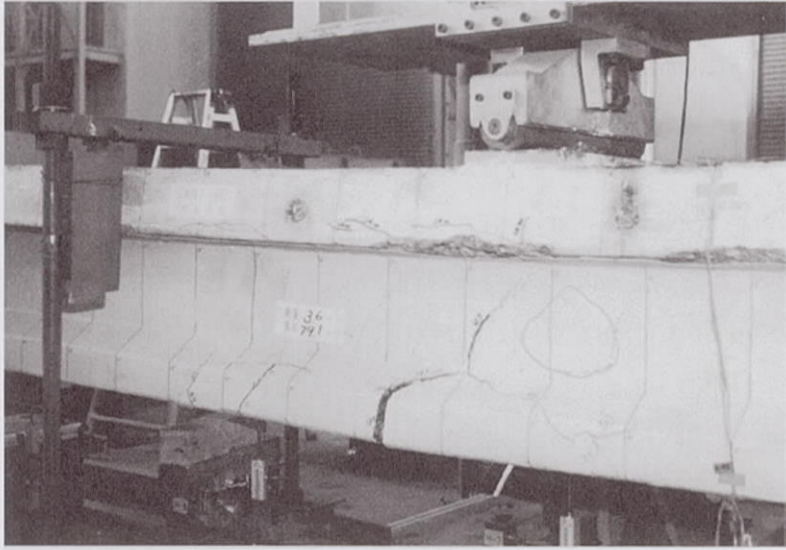


写真-5.1 破壊状況 (B-1)

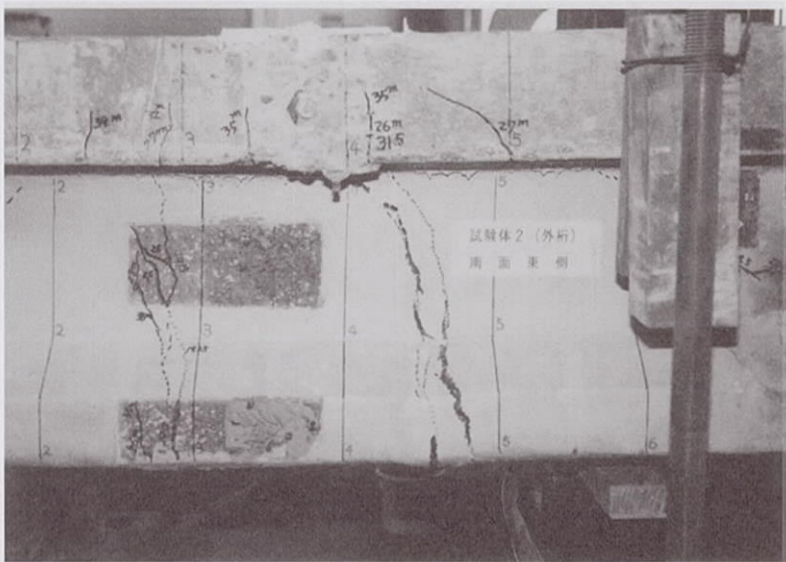


写真-5.2 破壊状況 (B-2)

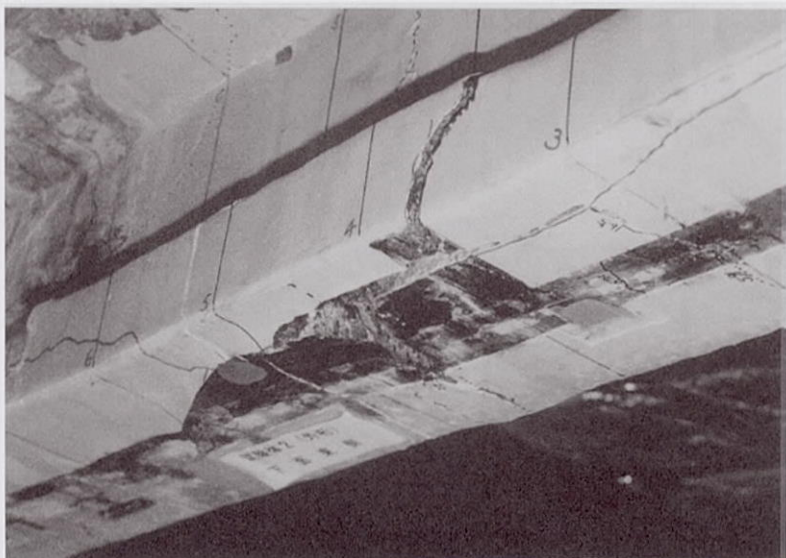


写真-5.3 破壊状況 (B-2 下面)

5.2 ひび割れ

図-5.2, 5.3 に両試験桁のひび割れ図を示す。B-1 の結果では、初期に発生する曲げひび割れは、断面補修部分に集中して発生しており、その後コンクリートの剥離等の外見上の塩害損傷が見られない個所にもひび割れが発生した。

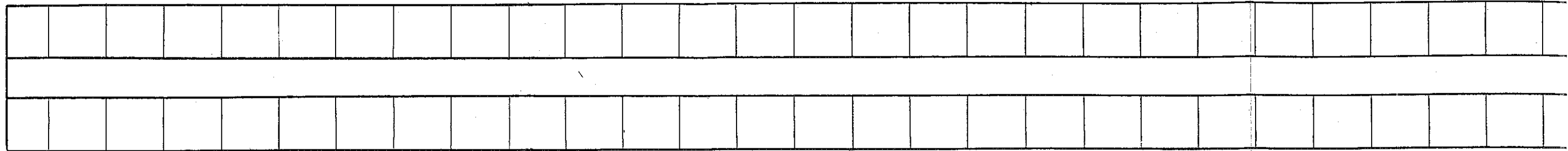
表-5.1, 5.2 に、下フランジ下面の π 型変位計から得られたひび割れ発生時の荷重および平均ひずみ(実測変位を基長で除した値)を示す。ひび割れが発生した直前、直後それぞれの荷重、ひび割れ位置での曲げモーメント、変位および平均ひずみを示した。ひび割れ後の平均ひずみはひび割れとともに急激に増加することから、実際のひび割れ発生荷重はひび割れ直前の測定結果に近い値であると考えられる。特に、ひび割れ発生箇所の断面に塩害によるひび割れ、剥離がなく、補修されていない箇所に限定して平均すると、B-1 で 293μ 、B-2 で 308μ であった。なお、これらの値は、コンクリートのひび割れ発生ひずみにプレストレスによるひずみを加えた値に相当するものである。

図-5.4 に B-1 の破断位置周辺について、荷重と平均ひずみの関係を示す。これらの図からひび割れ再発生時の平均ひずみを推定すると(図中破線矢印で例示)、B-1 で 230μ (健全部)、B-2 で 245μ (健全部)であった。B-1 では荷重 119kN ($201\text{kN}\cdot\text{m}$) で目視により破断位置のエポキシ樹脂プレパクトコンクリートにひび割れが確認されており(図-5.2)、図-5.4 でも確認することができる。ひび割れ図(図-5.2)に示したように、コンクリートのひび割れが補修部分の範囲で比較的細かい間隔で多数発生していたのに対して、エポキシ樹脂プレパクトコンクリートのひび割れは2箇所のみであった。図-5.4 の結果と合わせてみると、エポキシ樹脂プレパクトコンクリートにひび割れが発生するまでは、コンクリートのひび割れは補修部分の範囲で分散されていたが、エポキシ樹脂プレパクトコンクリートがひび割れた後は、コンクリートのひび割れが1つのひび割れ(載荷点から 125mm の位置)に集中する傾向が認められた。

写真-5.1 で見られるように、B-1 の破壊箇所のひび割れは斜めに伸展していた。破断時の作用せん断力が 71kN であったのに対して、部材のせん断耐力の計算値は PC 鋼材の腐食によるプレストレスの低下を考慮すると 107kN であった。このうち、コンクリート負担分²⁰⁾、スターラップ負担分、プレストレスによる寄与(下縁の圧縮応力度が 0 になるときのせん断力)はそれぞれ 41kN 、 39kN 、 27kN であった。B-1 の破壊箇所付近ではスターラップの腐食によるコンクリートの剥離が見られなかったが、他の箇所ではコンクリートが剥離してスターラップの一部が腐食により欠損していた。破断位置とスターラップ欠損位置が重なった場合には、さらに耐荷力が低下する可能性がある。スターラップの腐食がせん断耐荷力に及ぼす影響については今後の課題である。

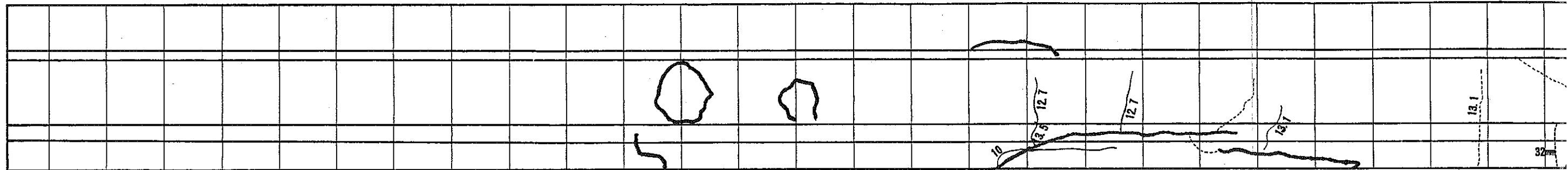
上フランジ下面

←東



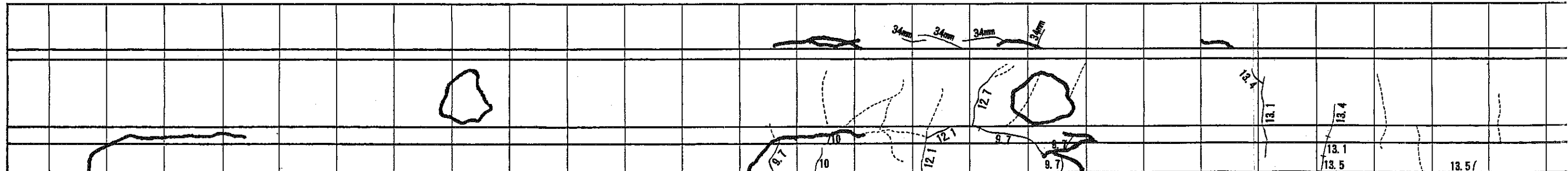
北面

←東



南面

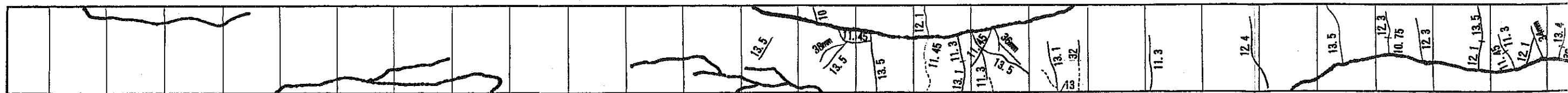
←西



破壊部

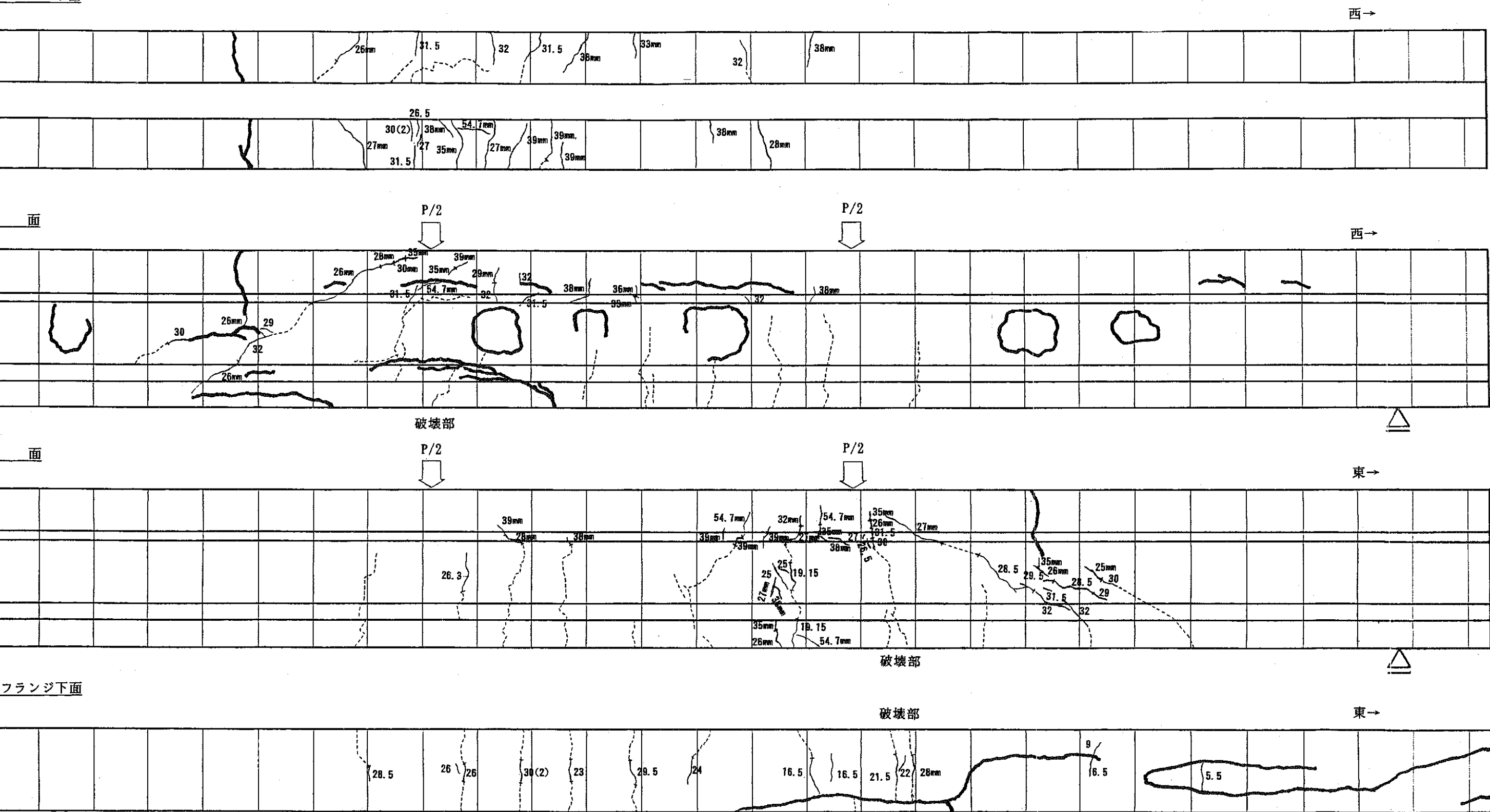
下フランジ下面

←西



破壊部

フランジ下面



- : 供用下発生ひび割れ
- : 載荷時発生ひび割れ
-: 載荷時発生ひび割れ (防塩塗膜下で発生時荷重不明)

図-5.3 ひび割れ図(B-2)

表-5.1 π 型変位計から得られたひび割れ発生時の荷重および平均ひずみ (B-1)

変位計 No.	変位計 基長 mm	ひび割れ直前				ひび割れ直後				備 考
		荷重 kN	曲げモーメント kN・m	変位 mm	平均ひずみ μ	荷重 kN	曲げモーメント kN・m	変位 mm	平均ひずみ μ	
17	150	98.8	166.7	0.047	313	100.5	169.6	0.06	400	
19	150	88.2	148.8	0.038	253	93.2	157.2	0.05	333	
25	150	119.6	201.9	0.05	333	120.2	202.9	0.078	520	損傷なし
27	150	95.0	160.4	0.038	253	98.8	166.7	0.084	560	損傷なし
31	150	100.5	169.6	0.037	247	101.9	171.9	0.091	607	
32	150	98.8	166.7	0.06	400	100.5	169.6	0.186	1240	破壊部付近
33	150	93.2	157.2	0.066	440	95.0	160.4	0.091	607	破壊部付近
平均値					293				540	No.25,27のみ

表-5.2 π 型変位計から得られたひび割れ発生時の荷重および平均ひずみ (B-2)

変位計 No.	変位計 基長 mm	ひび割れ直前				ひび割れ直後				備 考
		荷重 kN	曲げモーメント kN・m	変位 mm	平均ひずみ μ	荷重 kN	曲げモーメント kN・m	変位 mm	平均ひずみ μ	
10	150	200.9	200.9	0.037	247	207.4	207.4	0.059	393	破壊部付近
11	255	169.2	169.2	0.076	298	178.2	178.2	0.228	894	
14	150	221.0	221.0	0.034	227	226.7	226.7	0.104	693	損傷なし
15	150	284.5	284.5	0.042	280	287.3	287.3	0.21	1400	損傷なし
17	150	216.3	216.3	0.057	380	221.0	221.0	0.177	1180	損傷なし
18	150	294.9	294.9	0.047	313	243.8	243.8	0.214	1427	損傷なし
19	255	250.9	250.9	0.086	337	256.3	256.3	0.283	1110	損傷なし
21	150	270.0	270.0	0.047	313	276.2	276.2	0.153	1020	損傷なし
平均値					308				1138	No.10,11を除く

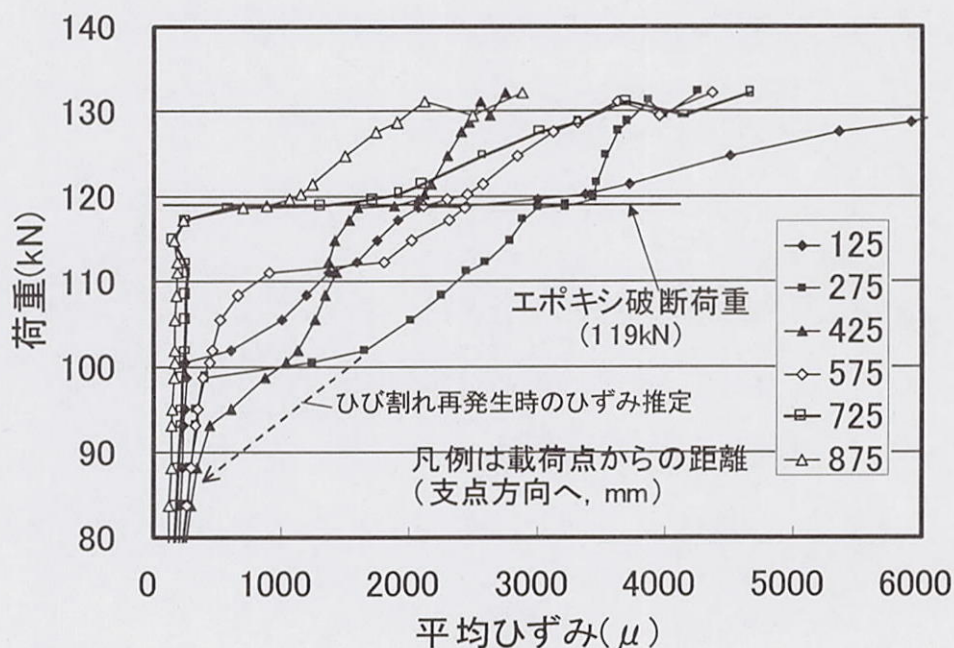


図-5.4 B-1 破断位置における荷重と桁下面コンクリートの平均ひずみの関係

6. 解体調査

6.1 破壊箇所付近の腐食状況

破壊箇所付近の腐食状況は先に図-3.6 に示した。写真-6.1～6.4 に B-1, B-2 それぞれの破壊箇所付近のはつり直後に見られた PC 鋼材の腐食状況を示す。写真-6.1 に示した B-1 の場合、右側の 3 本の PC 鋼より線が数本の素線のみとなっていた。エポキシ樹脂プレパクトコンクリートの断面を見ると素線が 1 本埋まっていただけであることから、補修時に既に右端の少なくとも 2 本の PC 鋼材が腐食によりほとんど消失していたことがわかる。しかし、他の PC 鋼より線(同写真左側)は、より線の断面形状がほとんど完全な状態で残っていた。写真-6.2 に写真-6.1 の左端 2 本の PC 鋼より線の状況を示す。PC 鋼より線の表面に多少の腐食が見られた。上段の PC 鋼より線の破断状況を見ると、先端にしぼりが生じていたことがわかる。写真-6.3 に示した B-2 の場合も、手前の 2 本の PC 鋼より線に著しい断面欠損が見られたが、その他の PC 鋼より線の断面形状はほとんど残っていた。ただし、外観が健全な PC 鋼より線のうち、よりもどしによりその内部が見えているものを見ると、より線の内側にさびが見られた。写真-6.3 右側のコンクリートに多くのさび汁が見られるのは補修後、再びひび割れが生じ、かつある程度時間が経過していたことを示している。このひび割れにより PC 鋼材の腐食が加速されたものと考えられる。

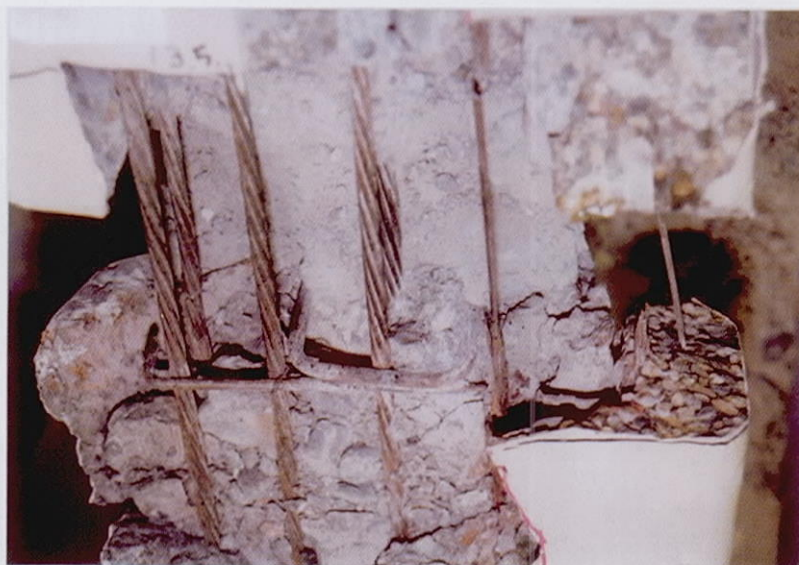


写真-6.1 B-1 の破壊箇所付近の腐食状況



写真-6.2 B-1 の破壊箇所付近の腐食状況
(写真-6.1 の右側側面の PC 鋼より線 2 本)

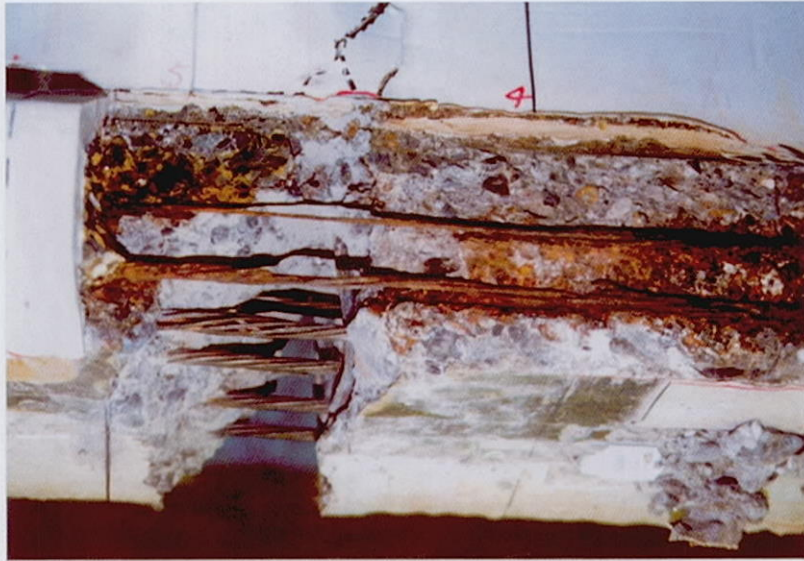


写真-6.3 B-2 の破壊箇所付近の腐食状況



写真-6.4 B-2 の破壊箇所付近の腐食状況
(写真-6.3 の奥側)

6.2 塩化物イオン浸透状況

載荷試験後、B-1 を対象にコンクリート中の塩化物イオン量(全塩分)を JCI-SC4 に準じて測定した。表-6.1 および図-6.1～6.9 に試験桁各部の塩化物イオン分布を示す。コンクリート中の塩化物イオンの浸透量は一般に深さに応じて低下する傾向があるが、今回の試験桁では、図-6.9 を除いて、その傾向が見られなかった。プレテンション桁であること、個々の塩化物イオン量のレベルに差があることから、不適切な海砂の使用によるものとは考え難いので、これらは、補修の際のコンクリート塗装の後 13 年（調査時点では 14 年）を経過していたため、補修時点まで浸透していた塩化物イオンが塗装したことによって均一化したものと考えられる。これらのデータの中で最も小さい値でも 2kg/m^3 であり、わずか 13 年で非常に多量の塩化物イオン量が浸透していたことがわかる。図-6.9 に示したコア A-13 は、下フランジ側面から抜いたコアで、表層付近はエポキシ樹脂プレパクトコンクリートで補修されており、かつその補修材とコンクリートの境界付近に大きなひび割れが生じていたものである(写真-6.5)。よって、A-13 については、ひび割れ面から内部の塩化物イオン量を測定した。他のコアが塗膜により塩化物イオン分布が平均化していたのに対して、ひび割れ部 A-13 では、一般に見られるような塩化物イオン分布となっており、かつ、表層部の塩化物イオン量は 18kg/m^3 と非常に大きい値となっていた。

表-6.1 試験桁 B-1 の塩化物イオン量分布

コア名	表面からの深さ (mm)					Cl ⁻ (kg/m ³)
	0 - 10	10 - 20	20 - 30	30 - 40	40 - 50	
A-1	5.75	7.03	6.13	6.99	6.48	
A-2	5.47	6.00	6.98	6.70	5.90	
A-3	2.29	2.75	2.63	2.01	2.53	
A-4	4.14	4.29	4.84	3.63	3.65	
A-5	4.44	4.52	6.91	7.10	5.53	
A-6	4.82	5.84	4.75	5.34	4.51	
A-9	2.99	2.64	2.02	2.97	2.21	
A-12	6.15	8.68	8.29	7.44	5.58	
A-13	18.23	9.47	6.14	7.34	6.31	

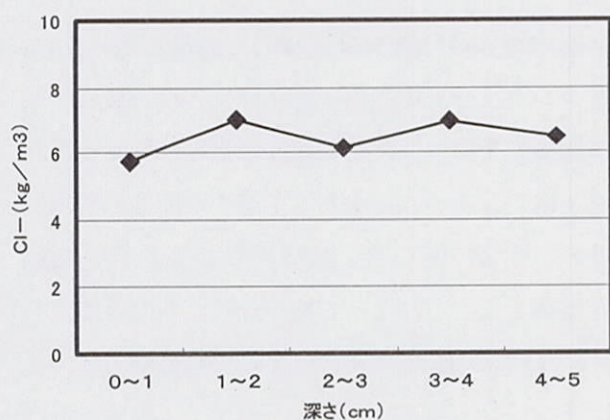


図-6.1 塩化物イオン量分布 (A-1, ウェブ)

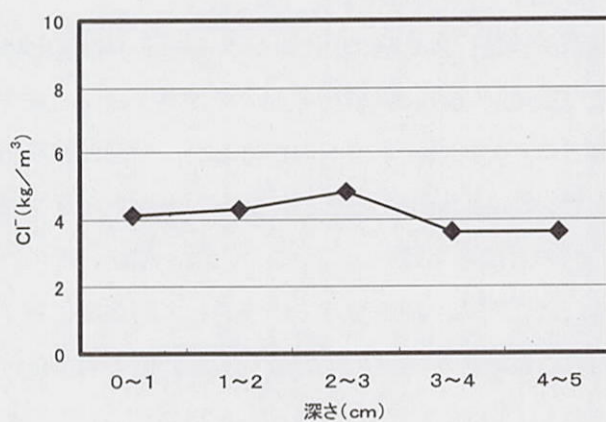


図-6.4 塩化物イオン量分布 (A-4, 桁下面)

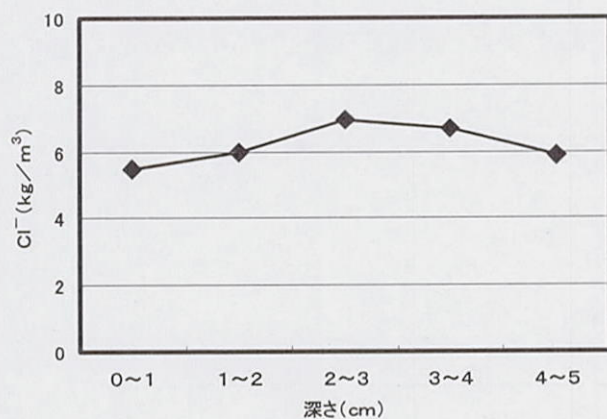


図-6.2 塩化物イオン量分布 (A-2, ウェブ)

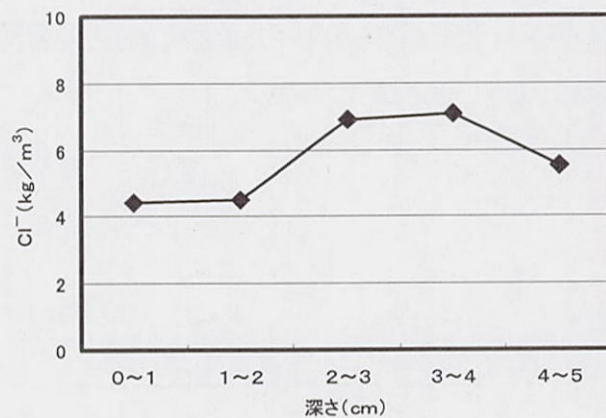


図-6.5 塩化物イオン量分布 (A-5, 桁下面)

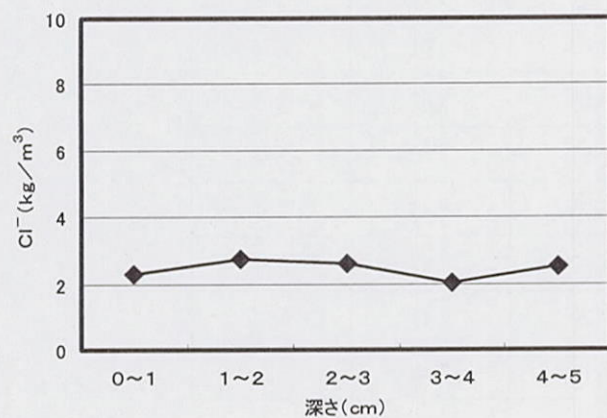


図-6.3 塩化物イオン量分布 (A-3, ウェブ)

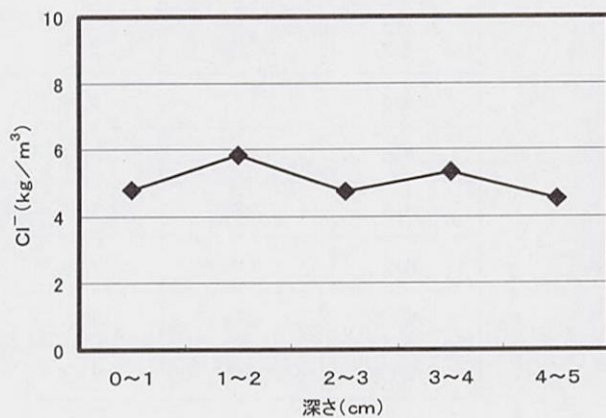


図-6.6 塩化物イオン量分布 (A-6, 桁下面)

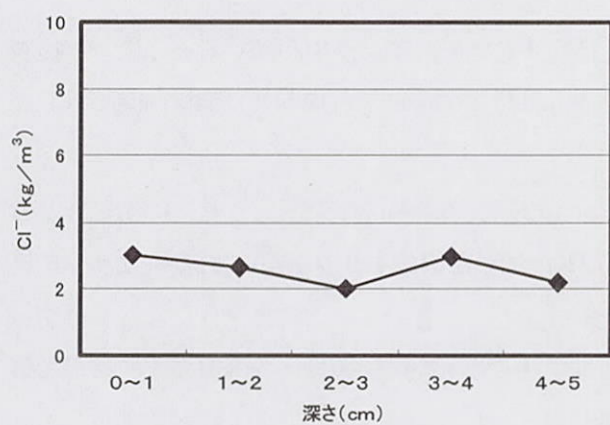


図-6.7 塩化物イオン量分布 (A-9, 桁上面)

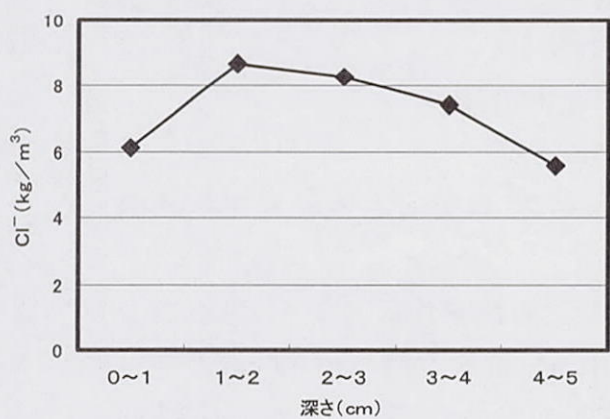


図-6.8 塩化物イオン量分布 (A-12, 下フランジ側面)

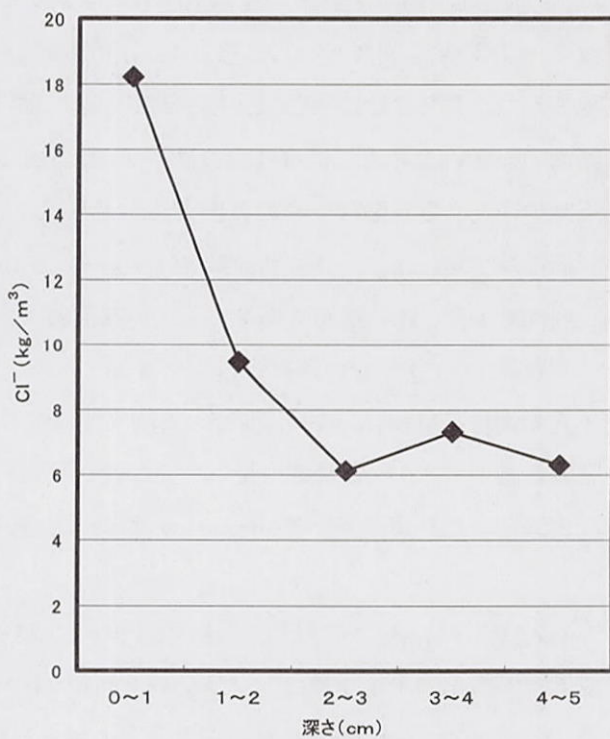


図-6.9 塩化物イオン量分布 (A-13, 下フランジ側面)

※A-13 の深さはひび割れ面からの深さ

6.3 鋼材周囲の塩化物イオン量と腐食の程度

鋼材周囲の塩化物イオン量と鋼材の腐食の程度を把握するため、鋼材が中心にくるようにコア抜きを行い(写真-6.5～6.10 参照)、鋼材の中心から前後左右 12.5 mm の位置でそれぞれ切断し、鋼材周囲のコンクリート中の塩化物イオン量を測定した。

鋼材の腐食の程度を表すため、除錆処理後に断面減少率および腐食質量減少率を測定した。除錆処理としては、10%クエン酸二アンモニウム水溶液にインヒビター0.3%添加した溶液 1 リットルに 1 試料(より線の場合は 7 本の素線)を浸けて $90 \pm 5^\circ\text{C}$ で 15 分間煮沸した後、鋼材表面に付着している錆をブラシなどでこすって除去した。落とせない場合は、15 分間の煮沸とブラシ処理を繰り返した。除錆後、各素線の中で目視で最も断面の小さいと考えられる位置の長径 a 、短径 b を測定するとともに、各素線の長さや質量を測定した。断面減少率および質量減少率の算出方法をより線の場合について次に示す。

$$\text{断面減少量}(\text{mm}^2) = \text{公称断面積} (51.61) - \sum (a_i \cdot b_i \cdot \pi / 4), \quad i=1 \sim 7$$

$$\text{断面減少率}(\%) = \text{断面減少量} / \text{公称断面積} \times 100\%$$

$$\text{質量減少量}(\text{g}) = \text{元の鋼材質量} - \text{素線 7 本の実測質量の合計}$$

$$\text{元の鋼材質量} = \text{公称断面積} \times \text{実測平均素線長} \times \text{単位体積質量}$$

$$\text{質量減少率}(\%) = \text{質量減少量} / \text{元の鋼材質量} \times 100\%$$

$$\text{表面積当たり質量減少量}(\text{mg}/\text{cm}^2) = \text{質量減少量}(\text{mg}) / (7 \text{ 本} \times 0.3 \text{ cm} \times \pi \times \text{平均素線長})$$

表-6.2, 6.3 に、PC 鋼材および鉄筋周辺の塩化物イオン量、鋼材の腐食量、かぶりの測定結果を示す。鋼材位置での塩化物イオン量は上フランジ上面で $2.0 \sim 3.4 \text{ kg}/\text{m}^3$ 、ウェブで $2.6 \sim 9.7 \text{ kg}/\text{m}^3$ 、下フランジ下面で $3.6 \sim 10.4 \text{ kg}/\text{m}^3$ であった。ほとんどの鋼材が腐食限界塩化物イオン量 $1.2 \sim 2.5 \text{ kg}/\text{m}^3$ と同等以上の環境に置かれていた。かぶりは桁の上面で 26 mm、ウェブで 19 mm、下フランジ下面で 37 mm(いずれも平均値)であった。

図-6.10 に PC 鋼材の腐食質量減少量とその周囲の塩化物イオン量の関係を両対数軸上に示す。PC 鋼材の周囲の塩化物イオン量が多いほど PC 鋼材の腐食質量減少量が多い傾向にある。B-15, B-21, B-25 を除くと、PC 鋼材の腐食質量減少量はその周囲の塩化物イオン量と両対数軸上で直線関係にある。補修材との境界面付近で鋼材腐食による大きなひび割れが生じていたコア B-15, B-21, B-25 の腐食質量減少量は、同程度の塩化物イオン量でひび割れがない場合に比べて約 10 倍程度になっており、ひび割れの有無によって顕著な差が見られた。これは、ひび割れ発生によって、鋼材腐食に必要な酸素、水分と腐食を加速させる塩化物イオンが多量に侵入したことによると考えられる。B-19, B-20 は鋼材周囲に腐食による軽微なひび割れが生じていても、明らかにひび割れが外部まで貫通していた B-15, B-21, B-25 で見られたような顕著な腐食にはなっていなかった。軽微なひび割れは、この試験桁の場合、約 $7 \text{ kg}/\text{m}^3$ で発生していた。この値は、コンクリートの引張強度、かぶりや部位によっても異なると考えられる。

表-6.2 PC 鋼材周辺の塩化物イオン量, PC 鋼材の腐食量, かぶり

コア名	鋼材周囲の 塩化物イオン量 (kg/m ³)	断面積減少量		質量減少量			かぶり (mm)	鋼材 位置	備 考
		(mm ²)	(%)	(g)	(%)	(mg/cm ²)			
B-10	8.83	2.37	4.6	1.02	3.8	23.1	36.0	下段	
B-11	5.99	2.35	4.6	0.67	2.5	15.1	36.5	下段	
B-12	8.91	3.31	6.4	1.00	3.6	22.3	36.5	下段	
B-13	9.66	1.42	2.7	0.89	3.2	19.7	36.5	下段	
B-14	3.92	3.78	7.3	0.75	2.7	16.7	36.5	下段	
B-15	9.92	36.29	70.3	11.28	41.1	252.5	36.5	下段	補修部境界, ひび割れ部
B-16	8.61	1.42	2.8	0.84	3.1	18.8	37.0	下段	
B-17	8.05	2.85	5.5	0.96	3.5	21.7	38.0	下段	
B-18	10.41	2.37	4.6	1.04	3.8	23.1	36.0	下段	
B-19	6.65	2.37	4.6	0.87	3.1	19.3	40.5	上段	ひび割れ出始め
B-20	7.59	2.84	5.5	0.81	2.9	18.0	35.0	下段	ひび割れ出始め
B-21	9.93	45.00	87.2	14.79	54.4	334.2	37.0	下段	補修部境界, ひび割れ部
B-22	7.50	4.82	9.3	0.73	2.7	16.3	33.5	下段	
B-23	8.44	1.89	3.7	0.71	2.6	15.8	34.5	下段	
B-25	8.89	31.13	60.3	9.76	35.8	219.7	35.5	下段	補修部境界, ひび割れ部

*) 鋼材位置: 下フランジ内の PC 鋼材のうちの上段または下段

表-6.3 鉄筋周辺の塩化物イオン量, 鉄筋の腐食量, かぶり

コア名	鋼材周囲の 塩化物イオン量 (kg/m ³)	断面積減少量		質量減少量			かぶり (mm)	鋼材位置	備 考
		(mm ²)	(%)	(g)	(%)	(mg/cm ²)			
B-1	3.46	0.45	1.8	0.24	1.8	2.0	26	上フランジ上面	
B-4	9.69	2.48	5.3	0.17	0.7	1.1	20	ウェブ	
B-6a	7.79	5.51	13.0	2.05	8.0	12.3	18	ウェブ	
B-6b	6.91	9.80	25.8	2.47	10.1	15.4	19	ウェブ	ひび割れ出始め
B-7	3.55	1.21	2.7	0.23	1.0	1.5	18.5	ウェブ	

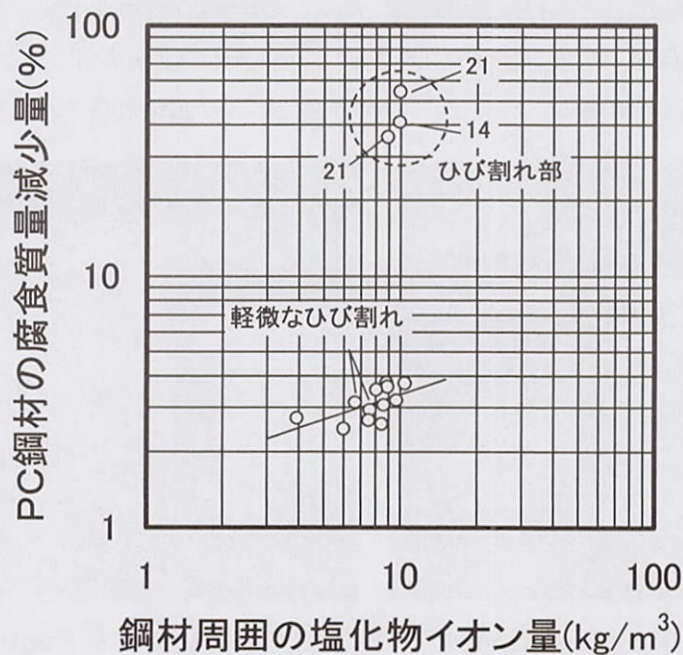


図-6.10 PC 鋼材の腐食質量減少量とその周囲の塩化物イオン量の関係

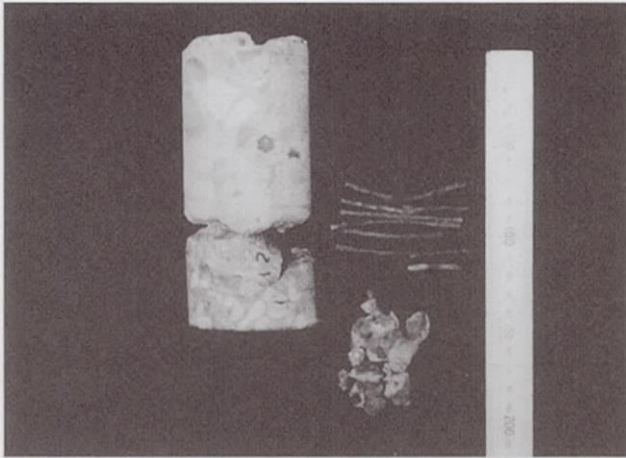


写真-6.5 コアの外観 (A-13)



写真-6.8 コアの外観 (B-18, Cl: 10.4 kg/m³)



写真-6.6 コアの外観 (B-4, Cl: 9.7 kg/m³)

測定対象: 写真下側の鋼材

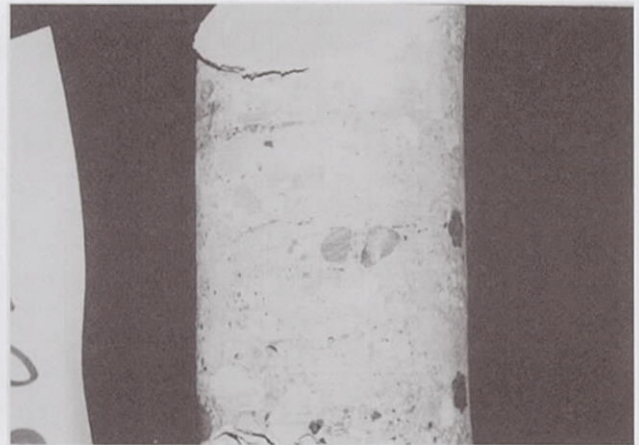


写真-6.9 コアの外観 (B-19, Cl: 6.7 kg/m³)

測定対象: 写真上側の鋼材



写真-6.7 コアの外観 (B-6, Cl: 6.9 kg/m³)



写真-6.10 コアの外観 (B-20, Cl: 7.6 kg/m³)

測定対象: 写真上側の鋼材

6.4 有効プレストレスの測定

残存している有効プレストレスの把握は PC 鋼材の曲げ挙動を把握する上で重要である。しかし、有効プレストレスの直接的に測定方法は確立されていない。ここでは、載荷試験後の B-1 の端部を利用して、切断法による測定を試みた。ひずみゲージ貼り付け位置を図-6.11 に示す。桁端部から 1075mm の断面にひずみゲージを貼り付け、切断前のひずみを 0 としておく。その貼り付け位置から前後にそれぞれ 50mm 離れた断面で、約 200 mm の深さの切り込みを上縁、下縁に入れて、PC 鋼材を完全に切断した。写真-6.11, 6.12 に切断状況を示す。切断の都合上、上縁切断後に試験体を上下逆さに置き換えた。各切断時のひずみをそれぞれ記録した。4 箇所切断後、約 10 分経過した後に測定したひずみを図-6.12 に示す。ひずみの符号は測定値そのままの値である(ひずみゲージが引っ張られた場合に+側)。測定結果は必ずしも左右均一でなく、直線性も見られなかったが、概して見れば、上フランジは圧縮側、下フランジは引張側のひずみ変化が見られた。この結果に従えば、例えば、下フランジ下面では、切断によって約 180μ のひずみが開放されており、切断前には 180μ に相当する有効プレストレスが残存していたと考えられる。

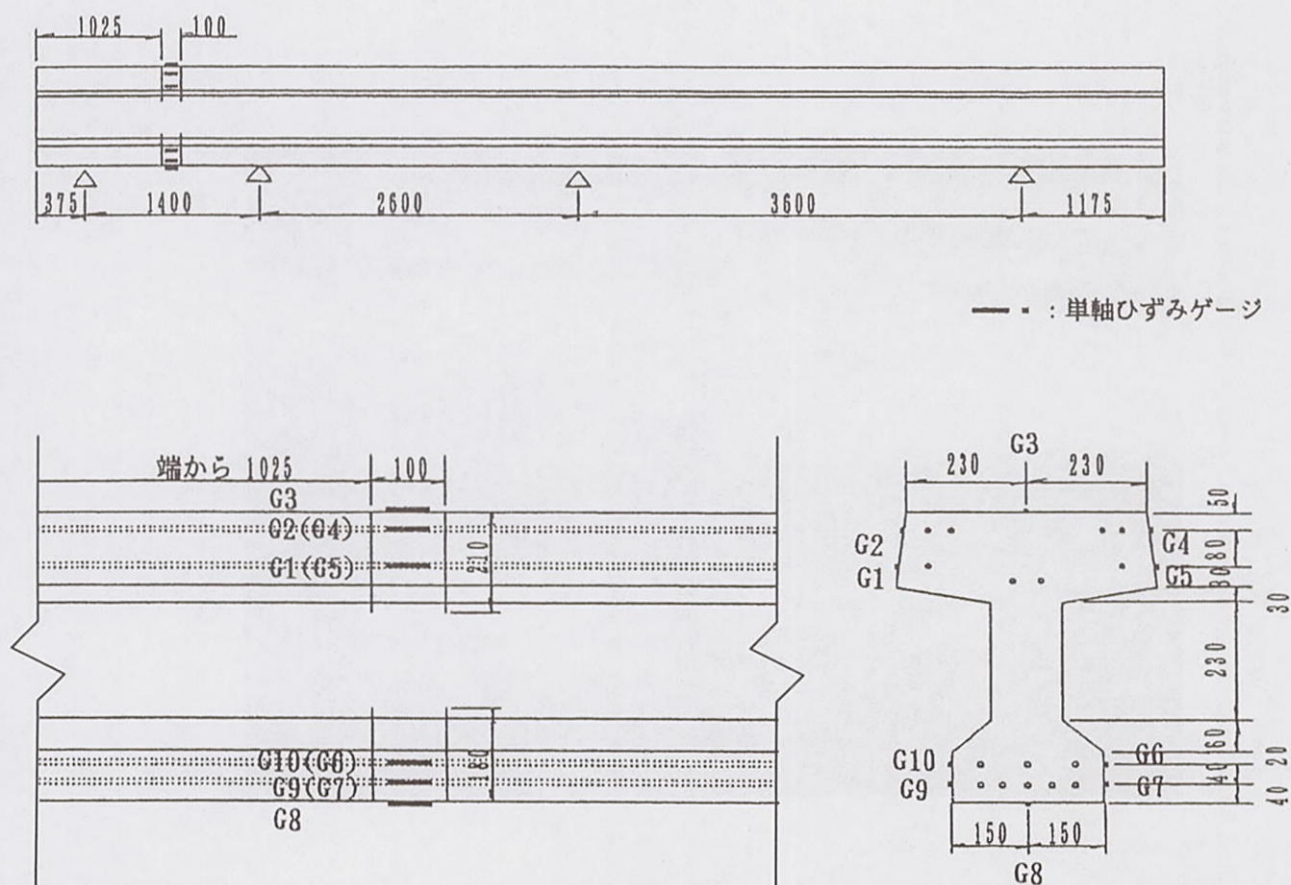


図-6.11 有効プレストレスの測定のためのひずみゲージ貼り付け位置

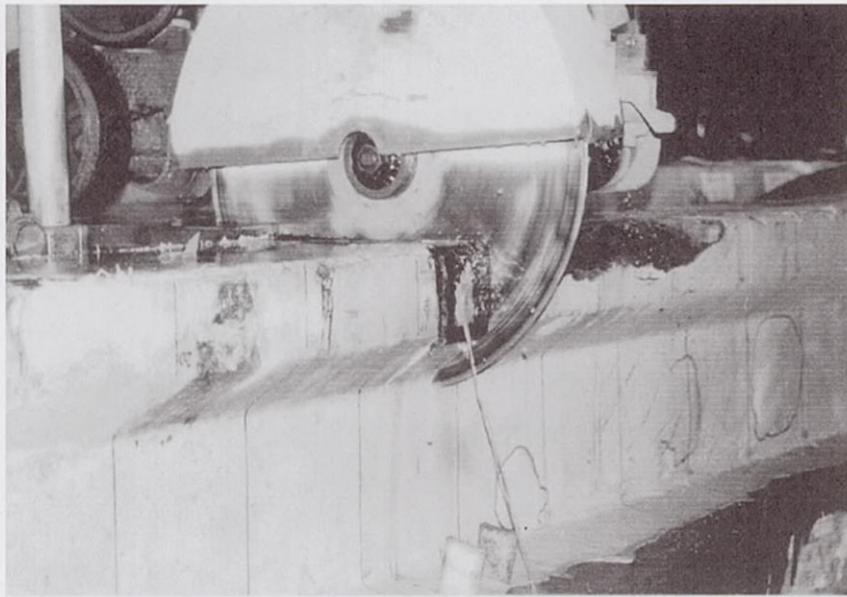


写真-6.11 下フランジの切断状況

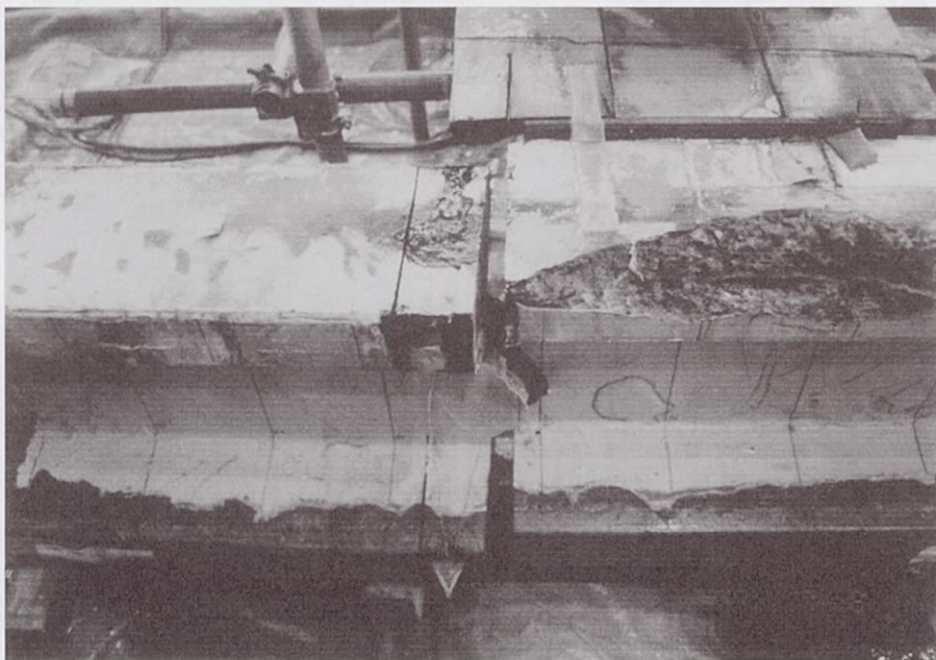


写真-6.12 切断後の状況（上縁，下縁切断後，ウェブのコンクリートが割れた）

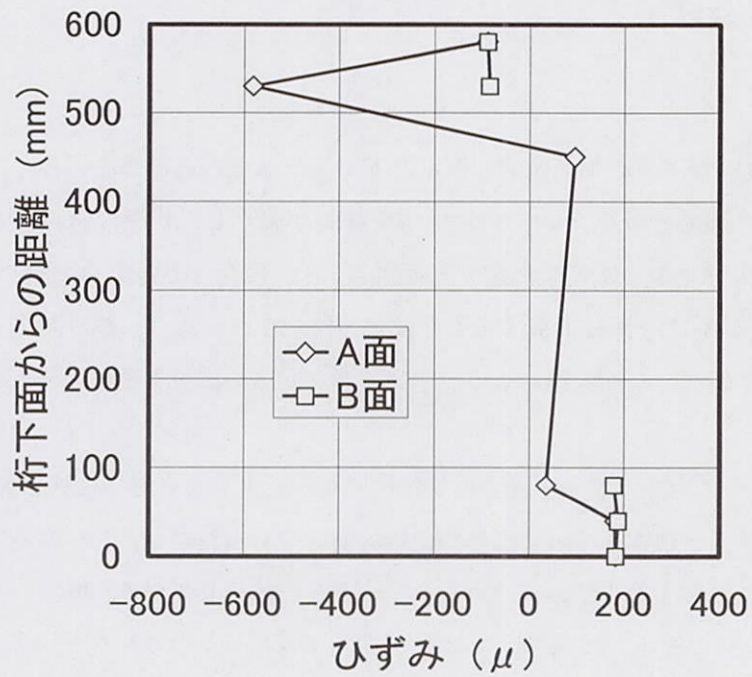


図-6.12 切断後 10 分経過後のひずみ

※B 面 450mm のデータはひずみゲージが断線していた。A 面 80mm, 530mm のデータは切断作業後の経過がやや不安定であった。

7. M- ϕ 曲線の計算

実験結果について考察するため、平面保持の仮定の下で M- ϕ 曲線の計算を行った。図-7.1 に腐食した PC 桁の M- ϕ 曲線に関する概略の計算フローを示す。PC 鋼材が腐食した状態の PC 桁の有効プレストレスは、健全な状態(A)、一旦プレストレスが完全に抜けた状態(A-B)、残存していた PC 鋼材の断面積に有効プレストレスを導入した状態(A-B+C)を順に計算することによった。これにより、建設時のクリープ、乾燥収縮とともに、腐食による PC 鋼材の断面欠損による有効プレストレスの減少とそれに伴うコンクリートの弾性変形を考慮した。

PC 鋼材が腐食した場合にコンクリートとの付着特性に変化が生じると考えられるが、今回の試験桁の場合、腐食して消失している部分と残存している部分が比較的明確であったことから、腐食による付着特性の変化は考慮しなかった。比較的健全な PC 鋼材はコンクリートと一体化しており、断面内の平面保持が成立しているものと考えた。コンクリート、PC 鋼材、エポキシ樹脂プレパクトコンクリートに関する計算条件は次のとおりとした。

(1) コンクリート

コンクリートの応力-ひずみモデルは前掲図-3.3 に示した。文献 19)より桁の圧縮縁のコンクリートの圧縮限界ひずみはコアの圧縮試験時の限界ひずみよりも大きいことを考慮して、同文献のデータを参考にここでは 3000μ とした。コンクリートの引張域の応力-ひずみ曲線は、岡村・前川モデル¹⁷⁾(係数 $c=0.4$)を基本とした。このとき、圧縮強度試験結果よりコンクリートの引張強度を 4MPa と推定した上で、コンクリートのひび割れ発生ひずみを 120μ とした(図-3.3 に示した式にあてはめた)。また、同モデルでは、コンクリートのひび割れ発生後に応力度が一定の区間があるが、ここでは、いくつかの試算に基づき、ひび割れ発生後は直ちに荷重が低下していくものとした。参考として、図-7.2 にコンクリートの引張域の応力-ひずみ曲線の影響について試算した結果を示す。PC 鋼材の断面欠損はないが伸び限界を 1.5% とした例である。比較のため、B-1 の試験結果も示す。まずコンクリートの引張域のひずみをすべて 0 とした場合、図中の曲線 1 のような結果となる。この場合、ひび割れ発生荷重が小さいために比例限界は腐食が見られた B-1 と大差ない結果となった。次に図-3.3 に示したモデルを用いた場合は曲線 4 のようになる。コンクリートの引張限界ひずみを 120μ とし、それ以上の引張域では応力 0 とした場合、曲線 2 のようになる。同様にコンクリートの引張限界ひずみを 1000μ とした場合には曲線 3 のようになる。

(2) PC 鋼材

表-7.1 に PC 鋼材の計算条件を示す。PC 鋼材の計算条件は、健全な場合、B-1 の腐食状況、B-2 の腐食状況の 3 ケースとした。PC 鋼材の応力-ひずみ曲線は腐食モデル、健全モデルともに前掲図-3.4 とその付表に示した。腐食の影響として、破壊箇所における PC 鋼材の断面欠損に伴う PC 鋼材の断面積の減少、残存 PC 鋼材の強度特性(応力-ひずみ曲線、終局伸び)の変化を考慮した。

(3) エポキシ樹脂プレパクトコンクリート

補修部分の影響について考察するため、エポキシ樹脂プレパクトコンクリートで補修した部分を有効と

した場合及びその部分を断面修復しなかった場合について試算した。このときのエポキシ樹脂プレパックスコンクリートの応力-ひずみモデルは前掲図-3.5 に示した。

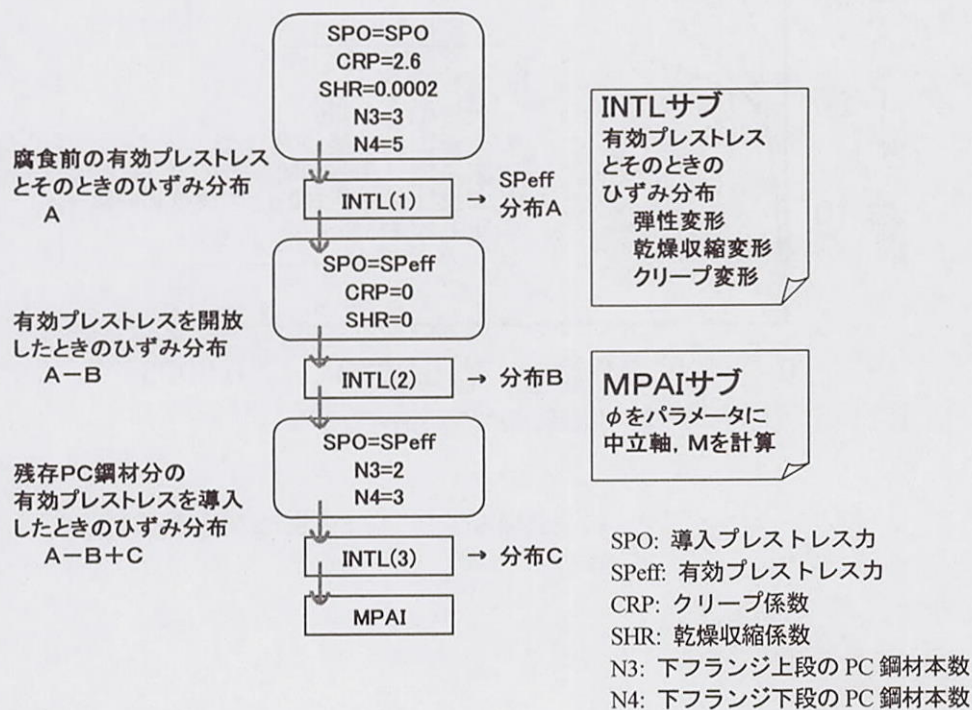


図-7.1 腐食した PC 桁の M-φ 曲線の計算フロー

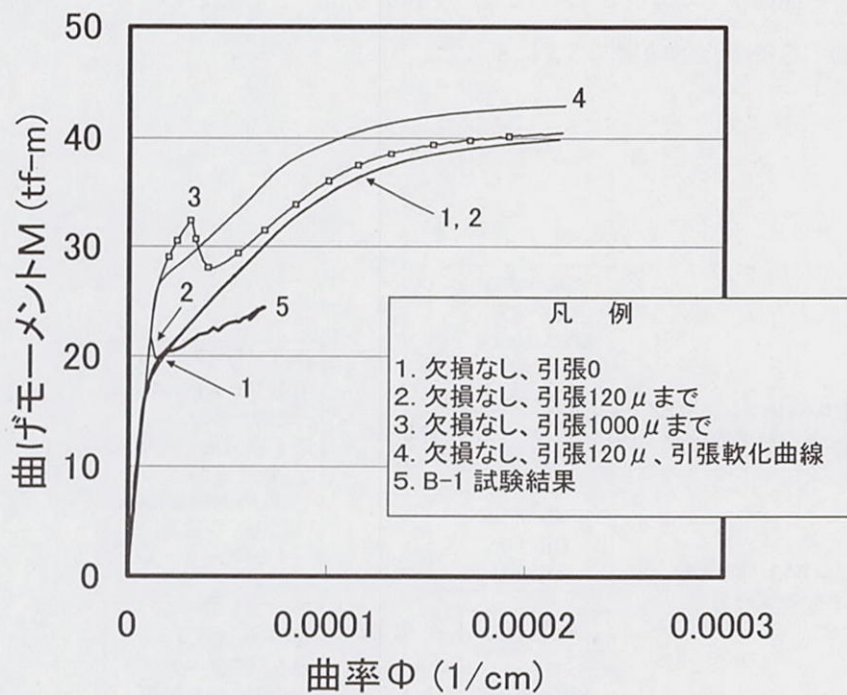


図-7.2 コンクリートの引張域の応力-ひずみ曲線の影響 (試算例)

表-7.1 PC 鋼材の計算モデル

	健全モデル	腐食モデル	
		B-1	B-2
上段鋼材本数	3	2	$2 + 1/7$
下段鋼材本数	5	$3 + 1/7$	$4 + 3/7$
弾性係数 GPa	192	181	
破断強度 MPa	1890	1820	
伸び %	5.1	1.5	
応力-ひずみモデル*	健全	やや腐食	

* 図-3.4 参照

8. 考察

8.1 PC 鋼材の腐食が M- ϕ 曲線に及ぼす影響

腐食のない健全な PC 桁は、一般にコンクリートの圧壊で終局に至るが(前掲表-2.1), B-1, B-2 はいずれも PC 鋼材の破断で終局に至った。図-8.1 に腐食の影響を考慮した M- ϕ 曲線の計算結果を B-1, B-2 の試験結果と合わせて示す。記号で示すように、計算においても腐食なしの結果はコンクリートの圧壊で、腐食を考慮した結果は PC 鋼材の破断でそれぞれ終局となっており、試験結果と同じであった。本計算モデルを用いた試算から、これらの現象は主として PC 鋼材の伸び能力に依存していると考えられる。図-8.1 において腐食を考慮した場合の終局曲率(計算値)は腐食なしの結果の半分以下となっており、またこれに伴い終局曲げモーメントも低下している。PC 鋼材の腐食に伴う伸びの低下は PC 桁の曲げ変形能を著しく低下させることが確認できる。

M- ϕ の傾きは下縁のコンクリートにひび割れが発生することにより変化し始める。実験では、B-1 と B-2 の差がそれ以降に現れていたが、その差は計算結果でも同様の傾向が見られた。下縁のコンクリートのひび割れ発生荷重は、ほとんどが有効プレストレスとコンクリートの引張強度に依存している。コンクリートの引張強度は B-1, B-2 の間で顕著な差がないと考えられることから、両者の差は腐食による PC 鋼材の断面欠損に伴う有効プレストレスの低下による影響が大きいと考えられる。

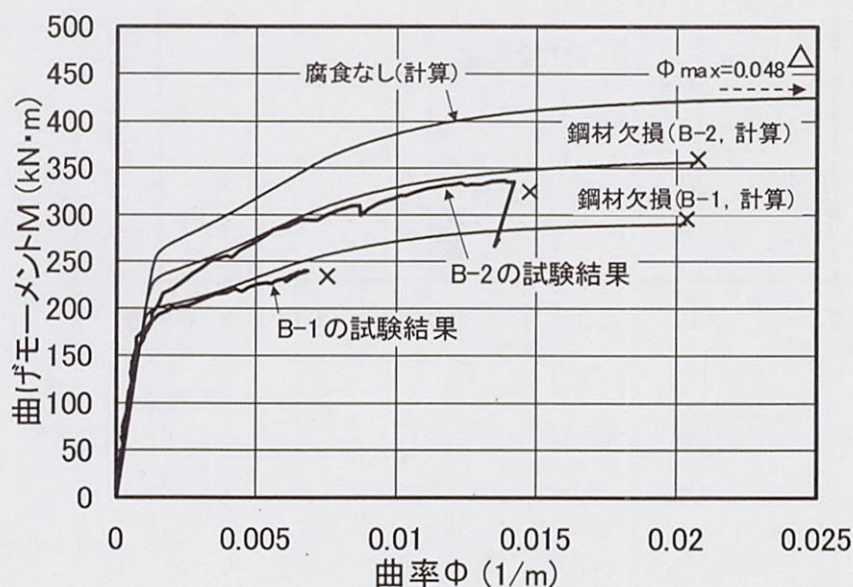


図-8.1 M- ϕ の試験結果と計算結果の比較

8.2 エポキシ樹脂プレパクトコンクリートがM- ϕ 曲線に及ぼす効果

前掲表-3.5 に示した材料試験結果から分かるように、エポキシ樹脂プレパクトコンクリートの弾性係数は今回のコンクリートの半分程度であるが、曲げ引張強度は 21.4MPa で、コンクリートの引張強度(推定値)の 5 倍程度であった。図-8.2 に、B-1 を例に、エポキシ樹脂プレパクトコンクリートによる断面修復を有効とした場合と、断面修復をせず下フランジのコンクリート断面を一部欠損させた場合の計算結果を示す。エポキシ樹脂プレパクトコンクリートを考慮した場合も平面保持の仮定の下で計算した。この結果より、エポキシ樹脂プレパクトコンクリートを考慮した計算結果は B-1 の試験結果よりも曲げ耐力が大きい。今回の PC 桁載荷試験では、エポキシ樹脂プレパクトコンクリートは B-1 の M- ϕ 曲線にほとんど寄与していなかったことが分かる。一方、コンクリートの断面欠損の影響は小さく、B-1 の結果はむしろコンクリートが健全な場合よりもこの結果と近似している。写真-3.8~3.10 に示したように、破壊箇所のコンクリートにエポキシ樹脂プレパクトコンクリートに沿ったひび割れが生じていたことから、コンクリートとエポキシ樹脂プレパクトコンクリートは M- ϕ 曲線に影響を及ぼすほど十分に一体になっていなかったものと考えられる。

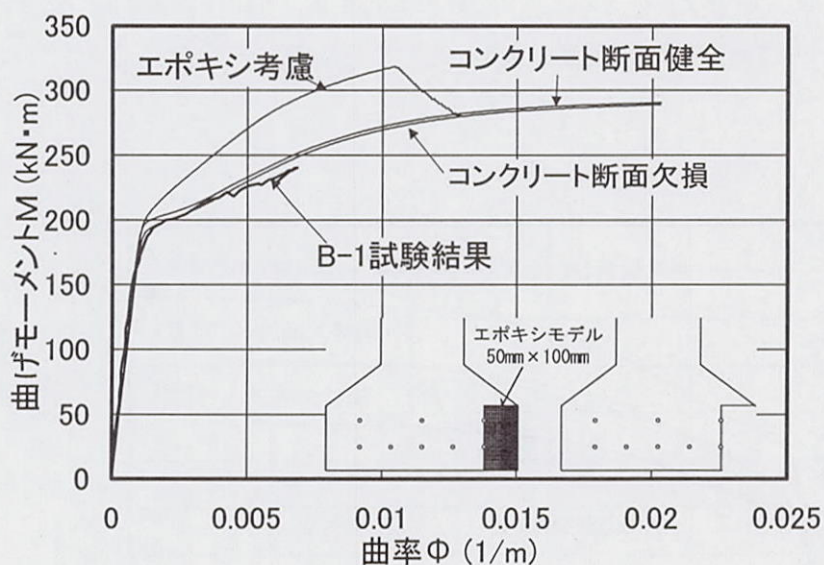


図-8.2 M- ϕ におけるエポキシ樹脂プレパクトコンクリートの効果の試算結果

8.3 有効プレストレス及びひび割れ発生ひずみ

表-8.1 に有効プレストレスによる下縁ひずみと曲げひび割れ発生時の下縁ひずみについて、計算結果及び測定結果を示す。図-8.1 に示したとおり、載荷試験および解析ともに、PC 鋼材の腐食による断面欠損によって有効プレストレスが低下した結果、ひび割れ発生曲げモーメントが低下していた。表中の(a)が、計算における有効プレストレスである。この値について、以下の点から概ね妥当であったと考えられる。

- (1) 図-8.1 に示した図において、B-1, B-2 の計算結果は載荷試験結果と概ね一致していた。
- (2) 表-8.1 のうち、 π 型変位計により測定した平均ひずみの結果(腐食による外観の損傷、補修がない箇所の平均値)は、その推定値である(a)－(b)の値と同程度であった。
- (3) B-1 のみではあるが、切断法により得られた有効プレストレスによる下縁ひずみ 183μ は計算値 174μ と概ね同程度であった。

なお、これらの結果は、図-3.3 に示したコンクリートのひび割れ発生ひずみの設定が概ね妥当であったことを示唆している。

表-8.1 有効プレストレスによる下縁ひずみと曲げひび割れ発生時の下縁ひずみ

試験桁	比例限界曲げ モーメント (kN・m)	計算結果			測定結果		
		下縁ひずみ (μ)			ひび割れ発生直前の 下縁平均ひずみ (μ)		切断法による 有効プレストレス (下縁ひずみ) (μ)
		有効プレスト レス	ひび割れ 発生限界	ひび割れ 発生推定			
		(a)	(b)	(a)－(b)	範囲	平均値	
B-1	167	174	-120	294	253 - 333	293	183
B-2	196	229	-117	346	227 - 380	308	-
健全時	225	277	-119	396	-	-	-

9. まとめ

塩害を受けた PC 桁の載荷試験、解析および解体調査の結果、以下のことがわかった。

- (1) 腐食のない健全な PC 桁はほとんどがコンクリートの圧壊で終局に至るが、今回の試験結果では 2 体いずれも PC 鋼材の破断で終局に至った。このとき、PC 桁の曲げ変形能は著しく低下していた。この原因は、腐食による PC 鋼材の断面積減少と伸びの低下に依存するところが大きいと考えられる。塩害を受けた PC 桁の耐荷力を検討するには、PC 鋼材の断面欠損の他に、残存している PC 鋼材の伸び性能を考慮する必要がある。
- (2) 初期に発生した曲げひび割れは、断面修復した箇所に集中して発生していた。今回の PC 桁のエポキシ樹脂プレパクトコンクリートによる断面修復は、終局耐力にはほとんど貢献しなかったが、もとのコンクリートの曲げひび割れ発生以降、断面修復材の拘束によりもとのコンクリートのひび割れをある程度分散させる効果が確認された。
- (3) 材料試験結果に基づき構築したファイバーモデルによる解析結果は、 $M-\phi$ 曲線および有効プレストレス、ひび割れ発生ひずみなどの測定結果から妥当なものであったことを検証した。
- (4) PC 鋼材の腐食質量減少量とその周囲の塩化物イオン量の関係を把握するため、それらのデータ収集を行った。PC 鋼材の周囲の塩化物イオン量が多いほど PC 鋼材の腐食質量減少量が多い傾向にある。大きなひび割れが生じていた B-15, B-21, B-25 を除くと、PC 鋼材の腐食質量減少量はその周囲の塩化物イオン量と両対数軸上で直線関係が見られた。補修材との境界面付近で鋼材腐食による大きなひび割れが生じていたコア B-15, B-21, B-25 の腐食質量減少量は、同程度の塩化物イオン量でひび割れない場合に比べて約 10 倍程度になっており、ひび割れの有無によって顕著な差が見られた。一方、B-19, B-20 は鋼材周囲に腐食による軽微なひび割れが生じていても、外部まで貫通していなければ、B-15, B-21, B-25 のような顕著な腐食となっていなかった。鋼材腐食によるひび割れ発生は、コンクリートの引張強度、かぶりや部位によって異なると考えられるが、今回の事例では、鋼材周囲の塩化物イオン量が約 7 kg/m^3 で腐食膨張によるコンクリートのひび割れが発生していた。

謝辞

本試験に用いた試験桁の入手およびその設計・維持管理時の資料入手にあたっては、国土交通省(当時建設省)信濃川下流工事事務所および同関屋出張所の方々に多大なご協力をいただきました。本試験にご協力いただいた関係各位に深く感謝いたします。

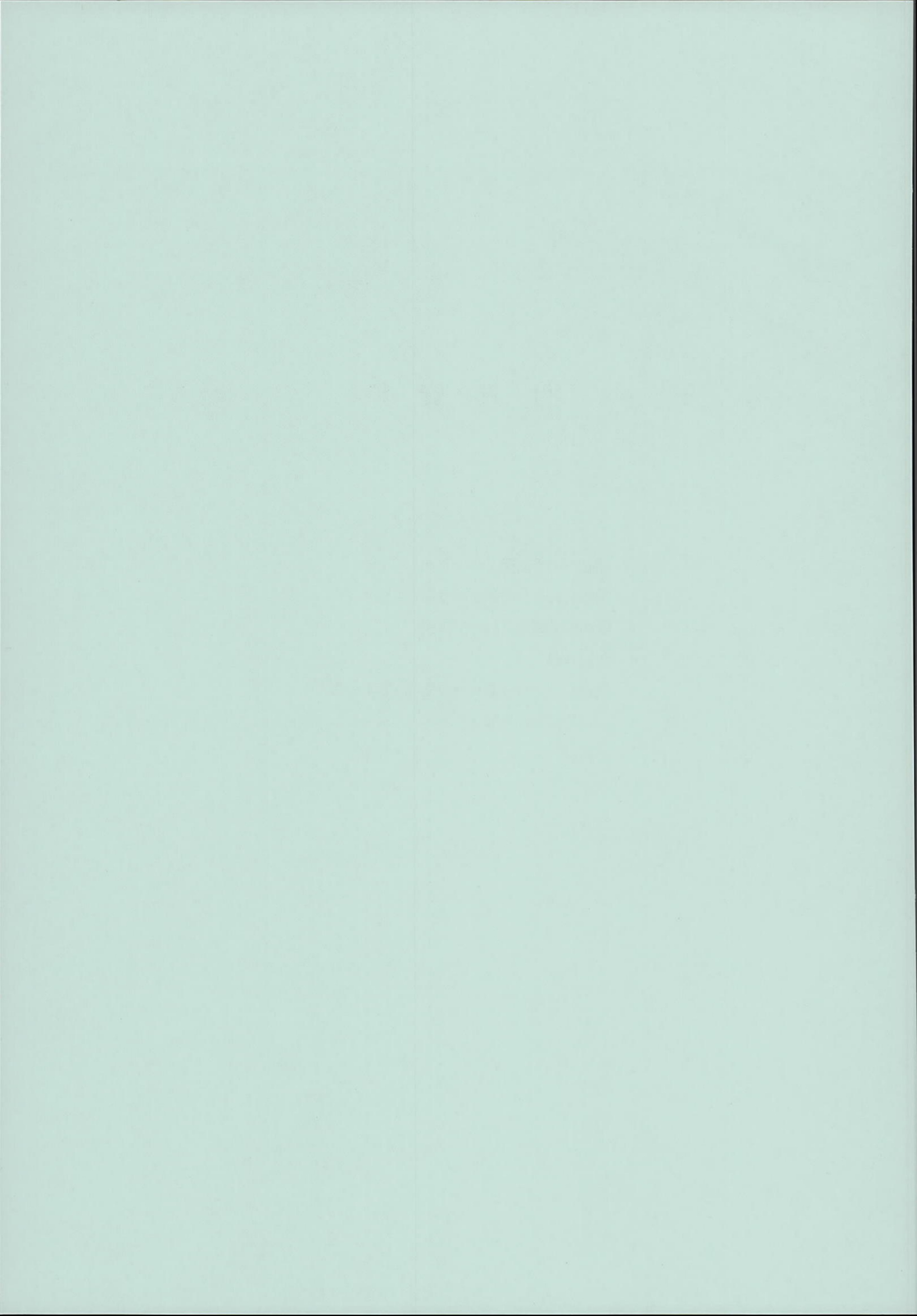
参考文献

- 1) 三浦尚, 西川和廣, 見波潔, 上阪康雄: 暮坪陸橋の塩害による損傷と対策②PC鋼材の腐食とその補強対策, 橋梁と基礎, pp.37-40, 1993.12
- 2) 鈴木貫太郎, 佐藤重尚: 供用後のプレキャスト桁破壊試験, プレストレストコンクリート, 14-3, pp.50-54, 1972.7
- 3) 久保村圭助, 谷内田昌熙, 宮本征夫: 20年を経た東京駅ホームPC桁の試験, 土木学会誌, pp.59-65, 1977.3
- 4) PC建協PC鋼材委員会レラクセーション分科会: PC鋼材のレラクセーションがプレストレス損失量におよぼす影響に関する検討, 6. 実用構造物におけるプレストレス減退量測定例, プレストレストコンクリート, 20-6, pp.44-51, 1978.12
- 5) 大隅欣一, 熊野忠士, 宇野田修, 山本巖, 福田信孝, 野村貞広: 11年間交通供用されたPC桁の性状についての調査, プレストレストコンクリート, 21-5, pp.7-12, 1979.10
- 6) 松島正, 井上武男, 小沢恒雄, 蔵本修, 須田隆: 建設後35年を経過したPC桁の性状, プレストレストコンクリート, 31-6, pp.63-68, 1989.11
- 7) PC桁載荷試験の解析, 日本道路公団試験所コンクリート試験室, 資料番号9002885, 1990.2
- 8) 清水洋一, 八幡泰市, 狩野誠一郎, 須田勤: 36年間供用されたPC桁の性状について, プレストレストコンクリート, 38-1, pp.63-68, 1996.1
- 9) 葛西康幸, 今尾勝治, 内田裕市, 小柳治: 27年間供用されたポストテンションT桁の破壊載荷試験, 第8回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, プレストレストコンクリート技術協会, pp.107-110, 1998.10
- 10) Chandu V. Shenoy, Gregory C. Frantz: Structural Tests of 27-Year-Old Prestressed Concrete Bridge Beams, PCI Journal, pp.80-90, Sep.-Oct., 1991
- 11) Habib Tabatabai, Timothy J. Dickson: Structural Evaluation of a 34-Year-Old Precast Post-tensioned Concrete Girder, PCI Journal, pp.50-63, Sep.-Oct., 1993
- 12) J. Todd Halsey, Richard Miller: Destructive Testing of Two Forty-Year-Old Prestressed Concrete Bridge Beams, PCI Journal, pp.84-93, Sep.-Oct., 1996
- 13) Morris Schupack: Post-Tensioning Tendons after 35 years, Concrete International, pp. 50-54, March 1994
- 14) 横田優, 三岩敬孝, 河野清: ひびわれが生じているコンクリート梁の鉄筋腐食と静的耐力について, セメント技術大会講演集, 48, pp.620-625, 1994
- 15) 李翰承, 友澤史紀, 野口貴文: 鉄筋腐食がRC単筋梁の耐力性能低下に及ぼす影響, セメント技術大会講演集, 49, pp.868-873, 1995
- 16) 青山敏幸, 下村匠, 丸山久一: 塩害により鉄筋が腐食したRC部材の曲げ性状, コンクリート工学年次論文報告集, 20-2, pp.883-888, 1998
- 17) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991.5

- 18) 山崎隆雄：P C鋼材の引張，降伏点強度および伸び値の分布状況，プレストレストコンクリート，13-5，pp.64-76，1971.10
- 19) 河野広隆，渡辺博志，府内洋一ほか：高強度部材の設計法に関する共同研究報告書－高強度コンクリートP Cはり部材の終局曲げ強度・変形性能に関する調査－，建設省土木研究所，プレストレスト・コンクリート建設業協会，1994.3
- 20) コンクリート構造の限界状態設計法試案，コンクリート・ライブラリー第48号，土木学会，pp.36-38，1981.4

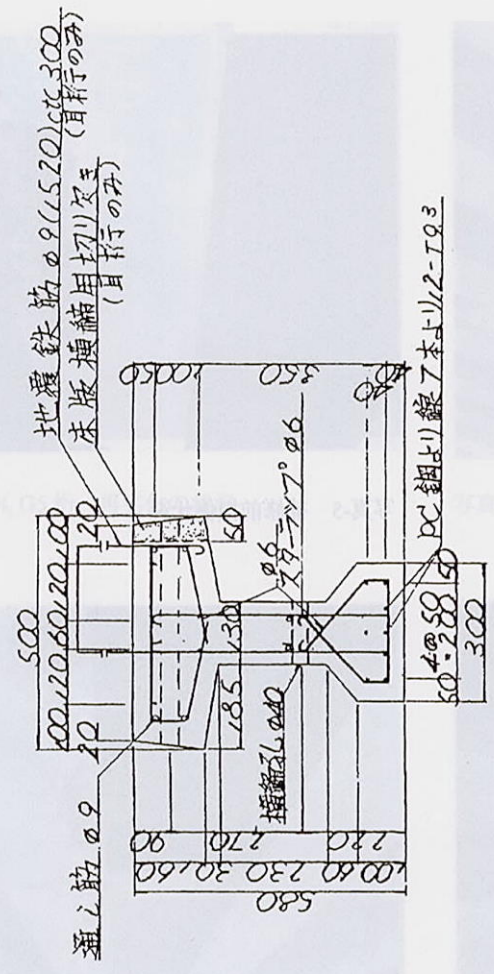
付 録 資 料

1. 建設時の断面図と主な諸元
2. 補修前および撤去前の写真
3. 計測機器等取り付け位置図
4. たわみ図
5. 腐食によるひび割れ幅の変化 (B-1 の例)
6. コア等採取位置図



1. 建設時の断面図と主な諸元

主桁断面図 1/10



設計条件	
橋長	242 M 500
桁長	8 M 950
支間	8 M 550
巾	6'000 + 2'000 (歩道)
荷重	T-20.5 + 100 歩道加算 100%
角度	L R
型式	プレジション I 型連続桁橋

材料強度	
コンクリート	
圧縮強度	$\sigma_{ck} = 500 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ctk} = 200 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ctk} = 150 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ctk} = 18 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ctk} = 0 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ctk} = -10 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ctk} = -74 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ctk} = 130 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ctk} = 400 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ctk} = 300 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ctk} = 175 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ctk} = 120 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ctk} = 150 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ctk} = 105 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ctk} = 95 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ctk} = 110 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ctk} = 95 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ctk} = 66 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ctk} = 63 \text{ kg/cm}^2$
PC鋼線	
引張強度	$\sigma_{ptk} = 175 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ptk} = 120 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ptk} = 150 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ptk} = 105 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ptk} = 95 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ptk} = 110 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ptk} = 95 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ptk} = 66 \text{ kg/cm}^2$
引張強度	$\sigma_{ptk} = 63 \text{ kg/cm}^2$



写真-13 G6 桁中央付近の再劣化，一部塗膜除去後



写真-16 G10 桁中央付近の再劣化

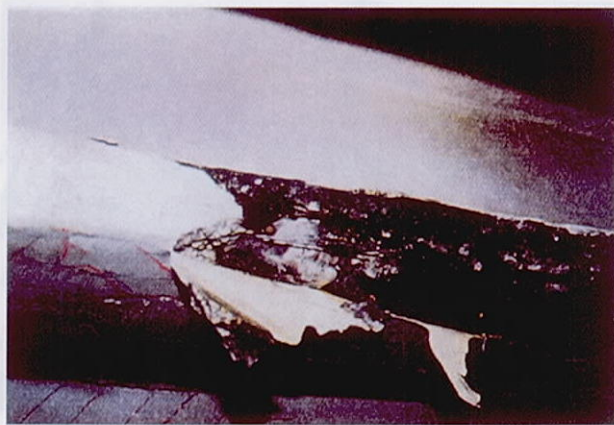


写真-14 G6 桁，写真-13 のはつり後(その1)

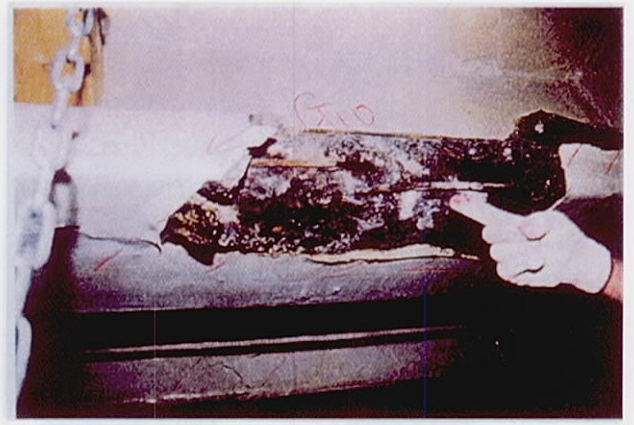


写真-17 G10 桁，写真-16 のはつり後(その1)



写真-15 G6 桁，写真-13 のはつり後(その2)

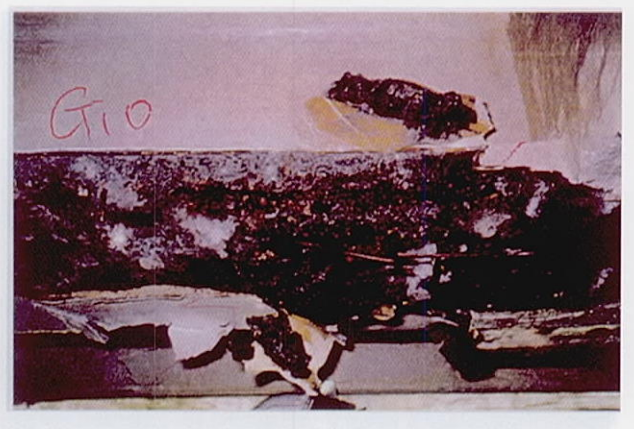
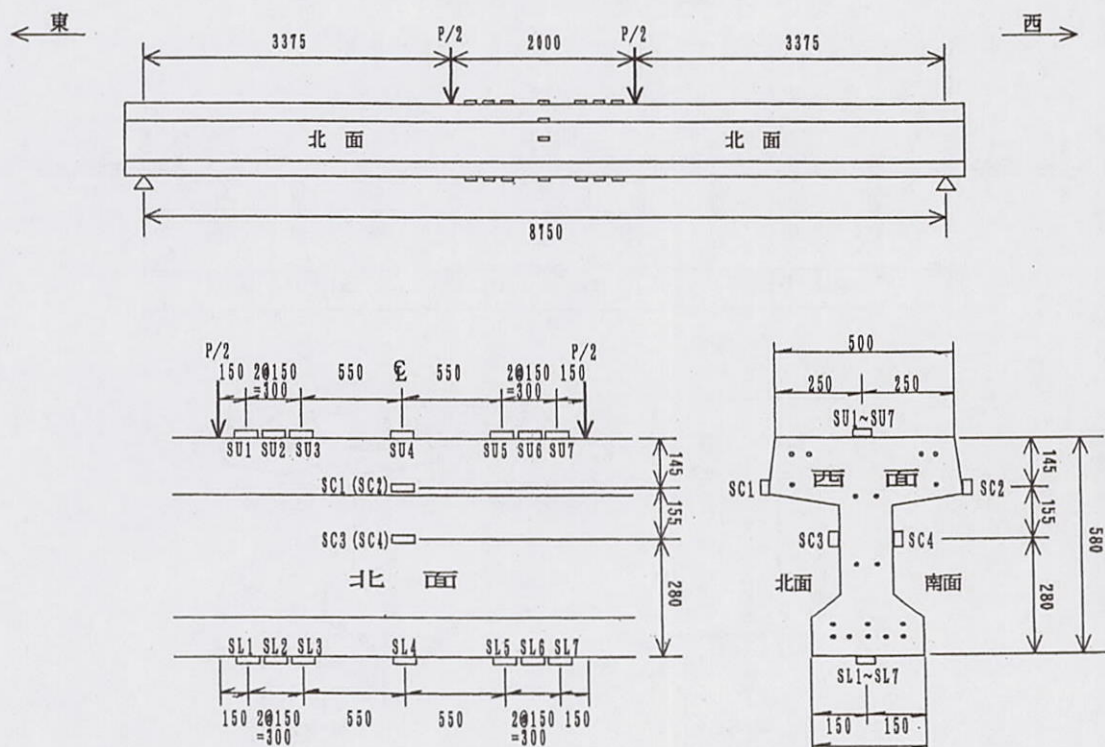


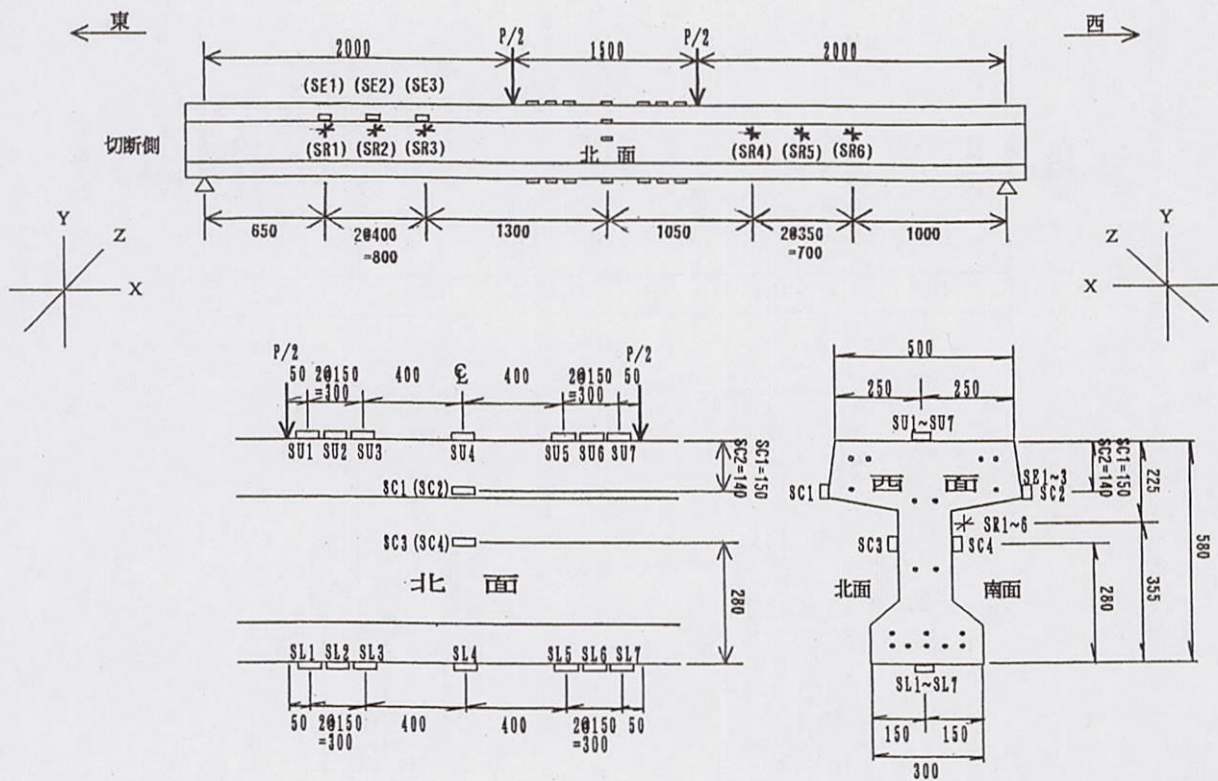
写真-18 G10 桁，写真-16 のはつり後(その2)

3. 計測機器等取り付け位置図



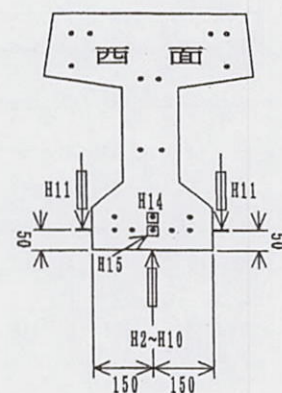
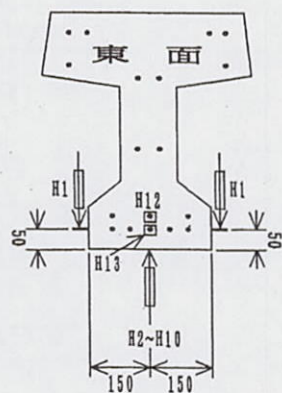
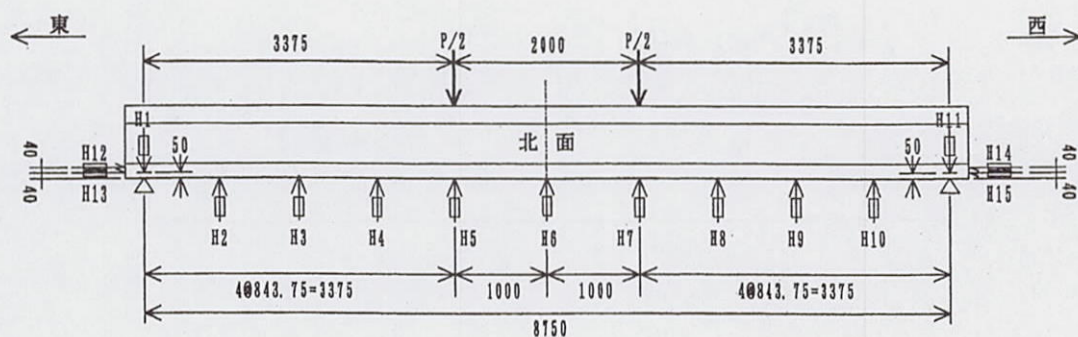
* () 内は裏面 (南面) に貼付

試験体 No.1 ひずみゲージ貼付位置図

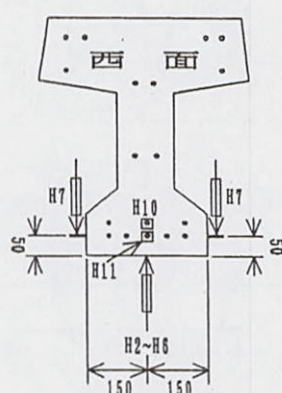
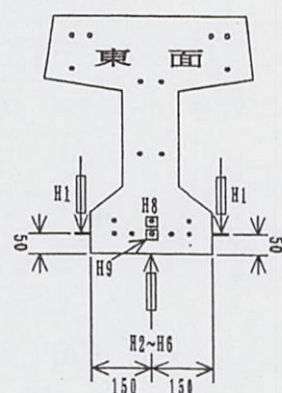
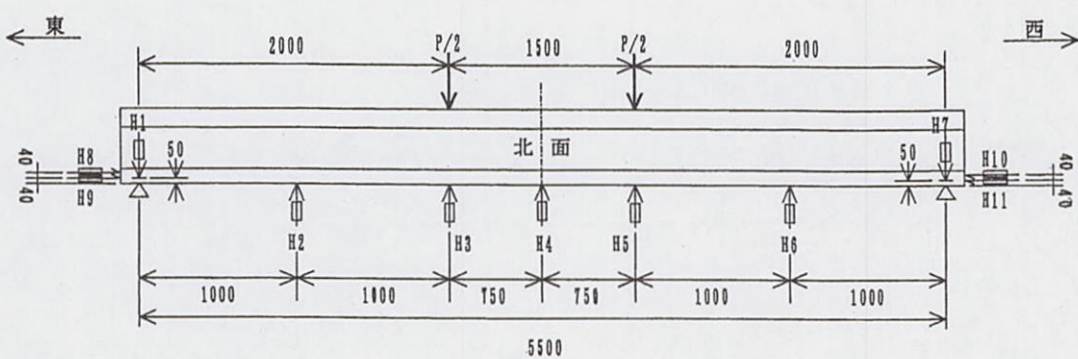


* () 内は裏面 (南面) に貼付

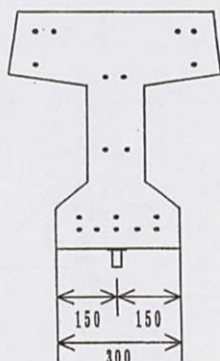
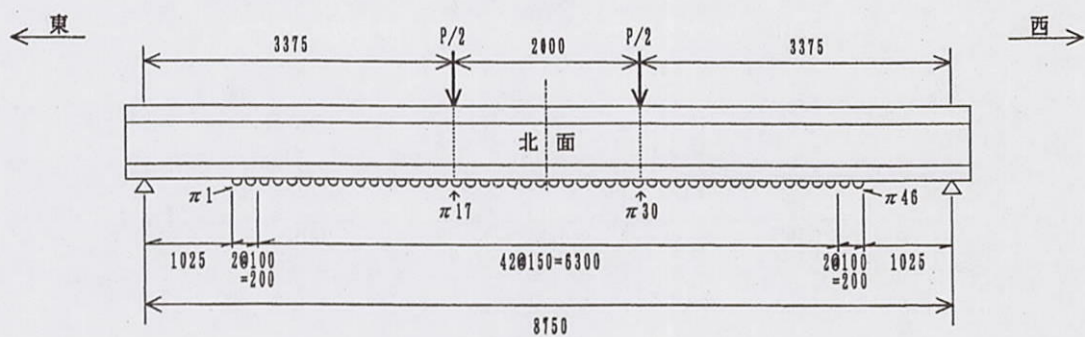
試験体 No.2 ひずみゲージ貼付位置図



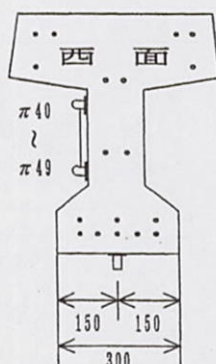
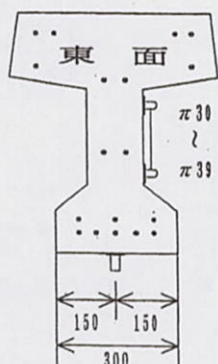
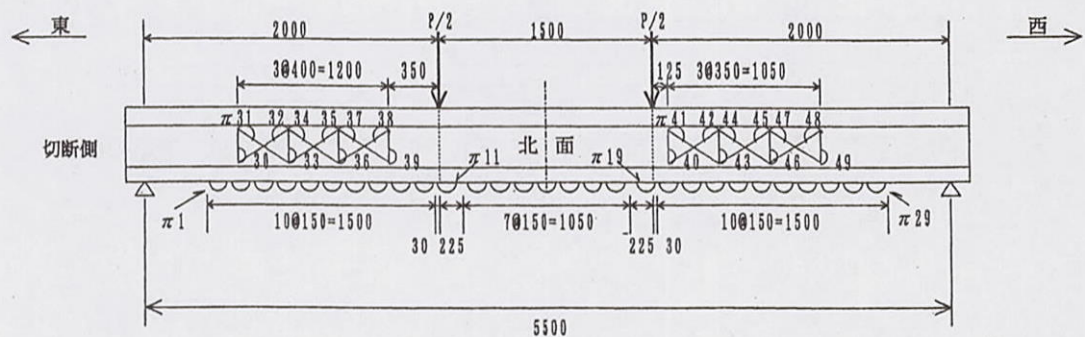
試験体 No.1 変位計取り付け位置図



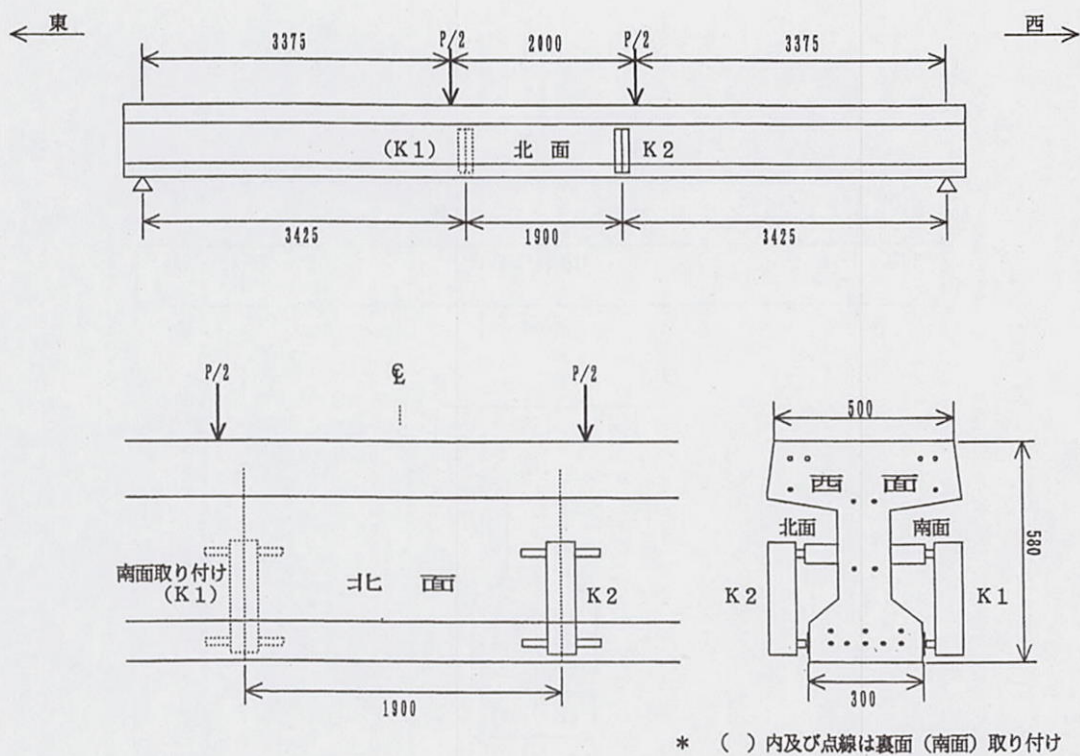
試験体 No.2 変位計取り付け位置図



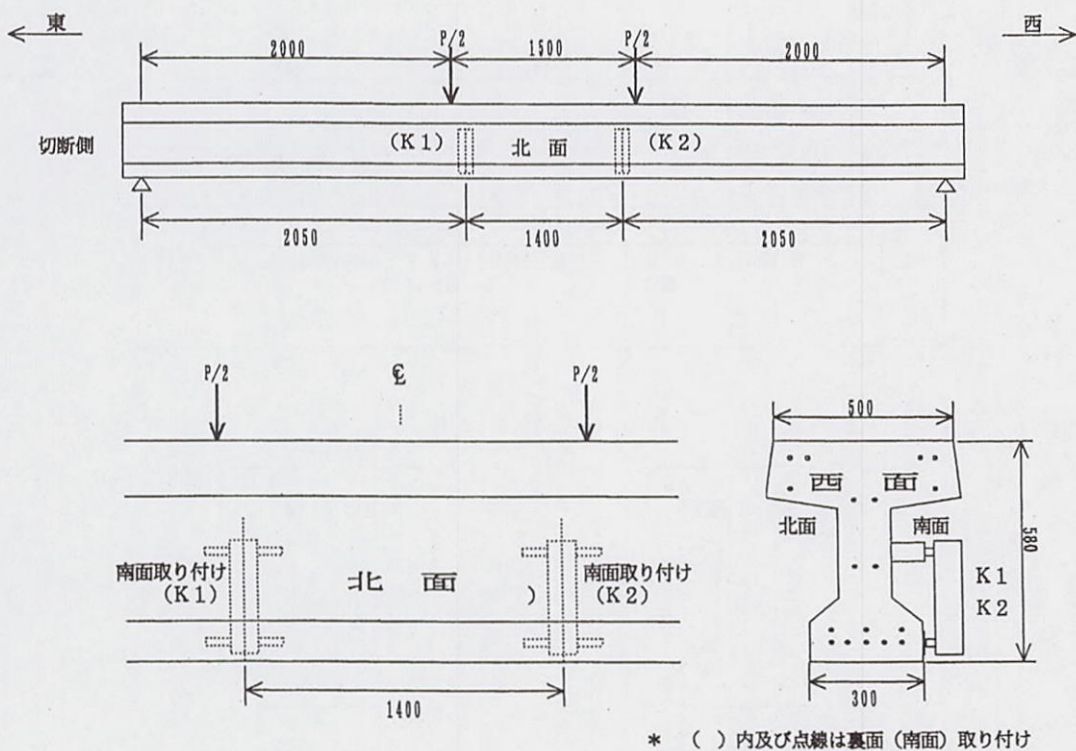
試験体 No.1 π 型変位計取り付け位置図



試験体 No.2 π 型変位計取り付け位置図

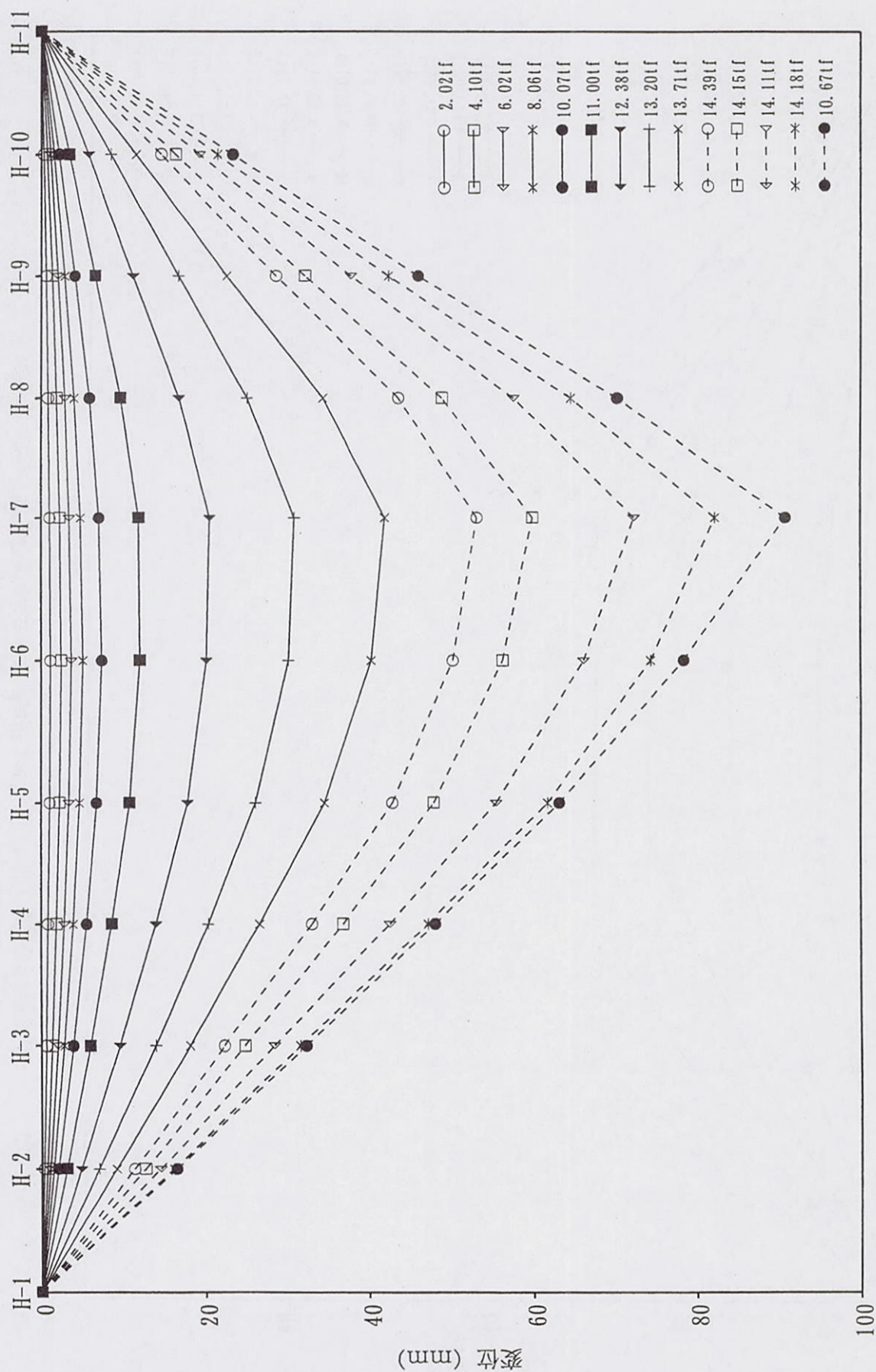


試験体 No.1 傾斜計取り付け位置図

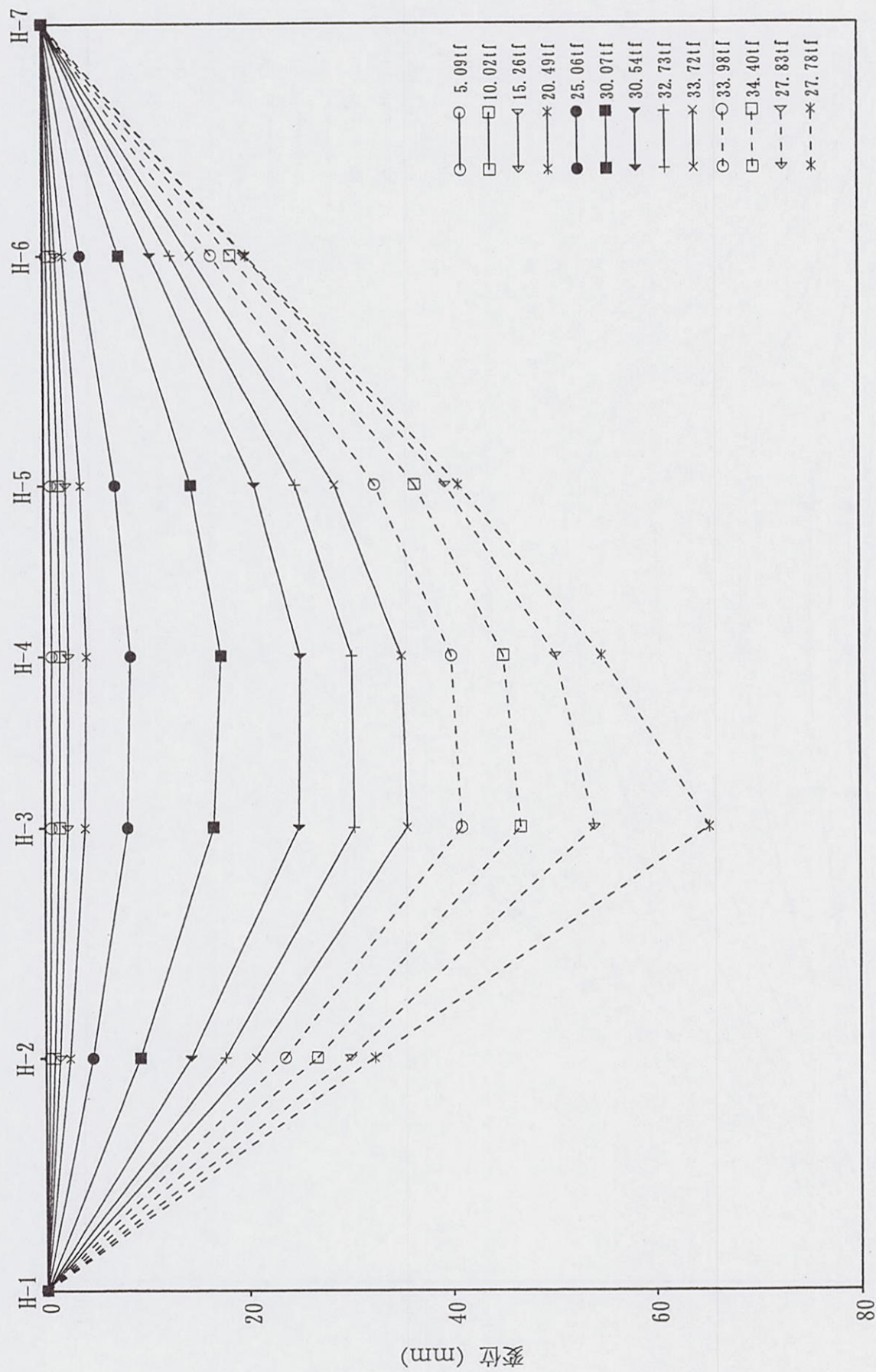


試験体 No.2 傾斜計取り付け位置図

4. たわみ図



P C 桁供試体 No.1 : 変位分布図



P C 桁供試体 No.2 : 変位分布図

5. 腐食によるひび割れ幅の変化(B-1の例)

入手した試験片は補修されていたが、腐食によると考えられる大きいひび割れが再び生じていた。今後の維持管理の参考とするため、試験桁に生じていた比較的大きいひび割れ箇所に π 型変位計を設置して、载荷中の変化を監視した。試験桁 B-1 のひび割れ幅の測定箇所は、次頁の図中に示す π -47~50 である。測定結果を下図に示す。载荷荷重が約 120kN までは概ね直線的な変化が見られていたが、エポキシ樹脂プレパケットコンクリートにひび割れが生じた後、桁端部の π -50 を除いて急激な変化が見られた。ひび割れ幅が急に大きくなった π -47, 48 のその後のひび割れ幅は、それまでの直線的な増加が見られなかった。

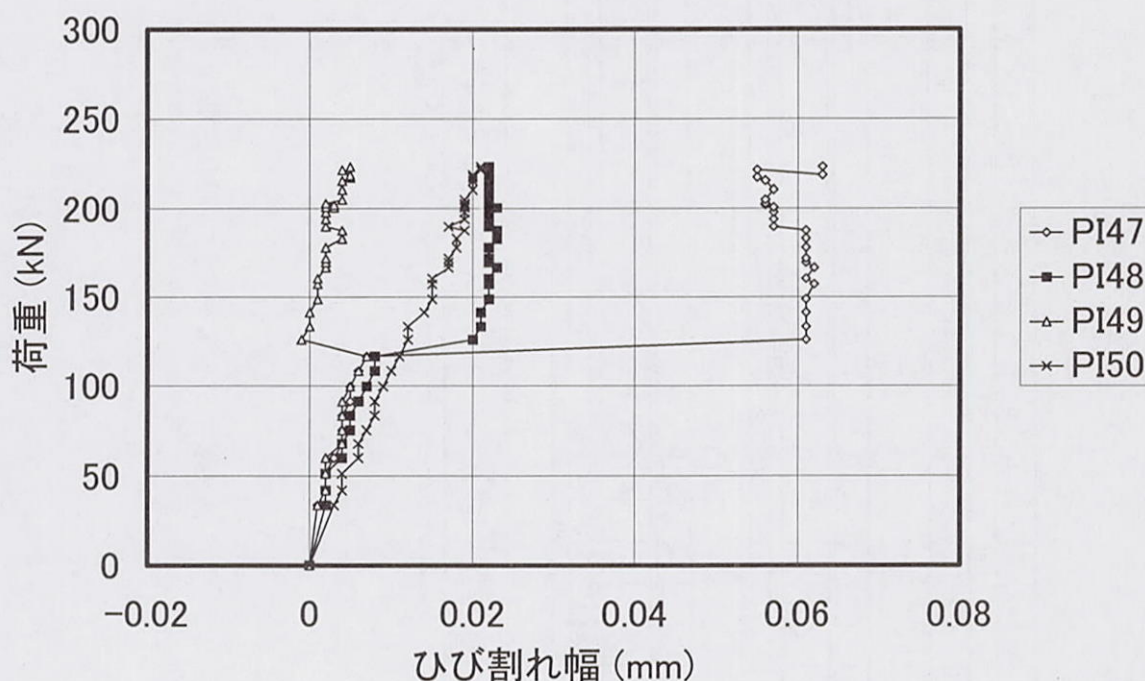
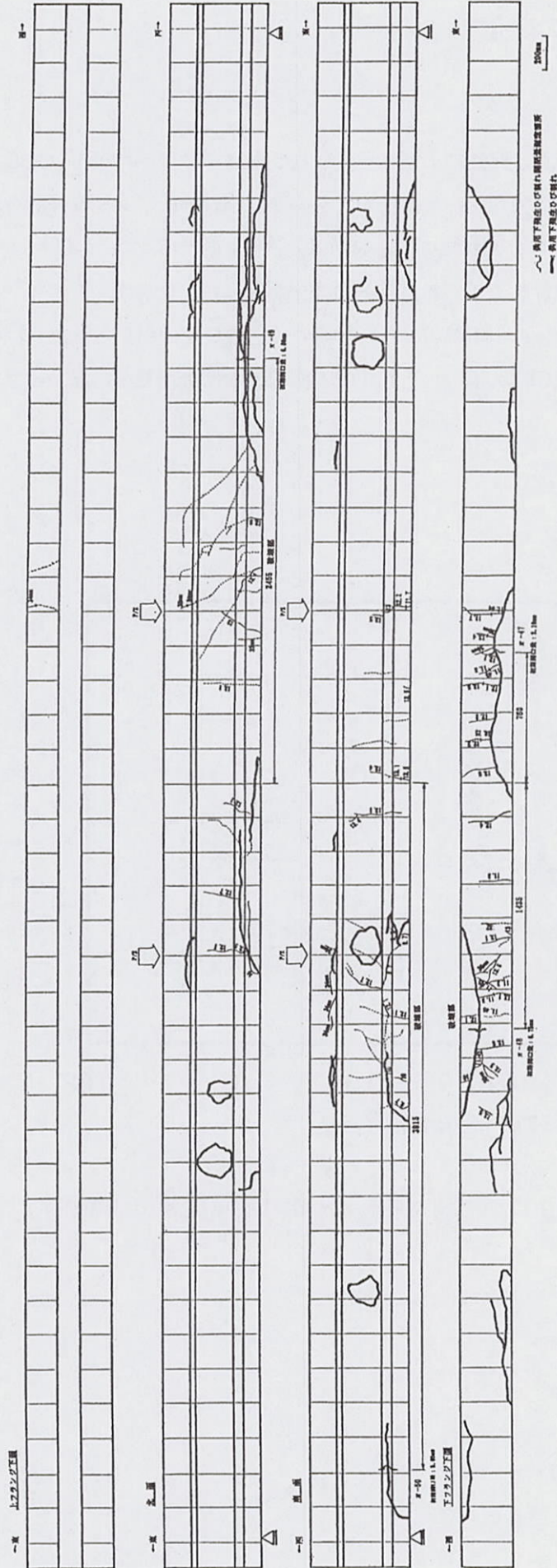
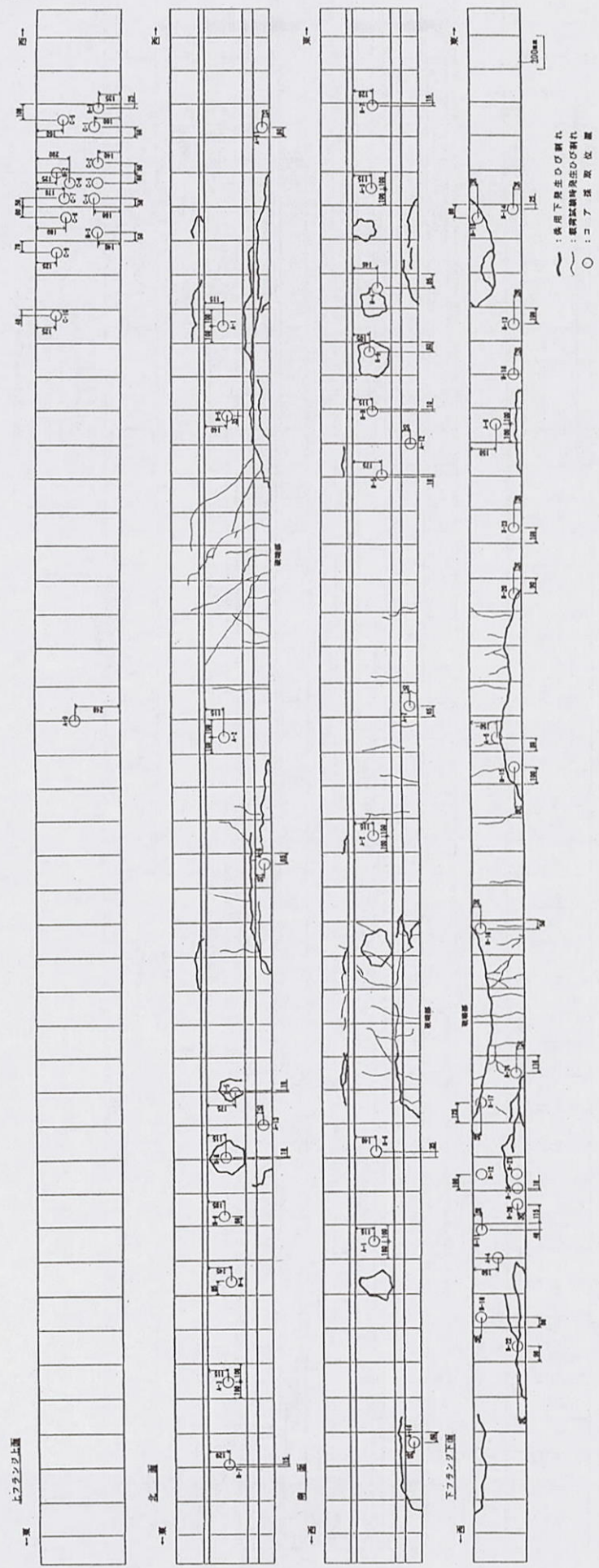


図 腐食により発生していたひび割れの载荷試験中の変動 (試験桁 B-1)

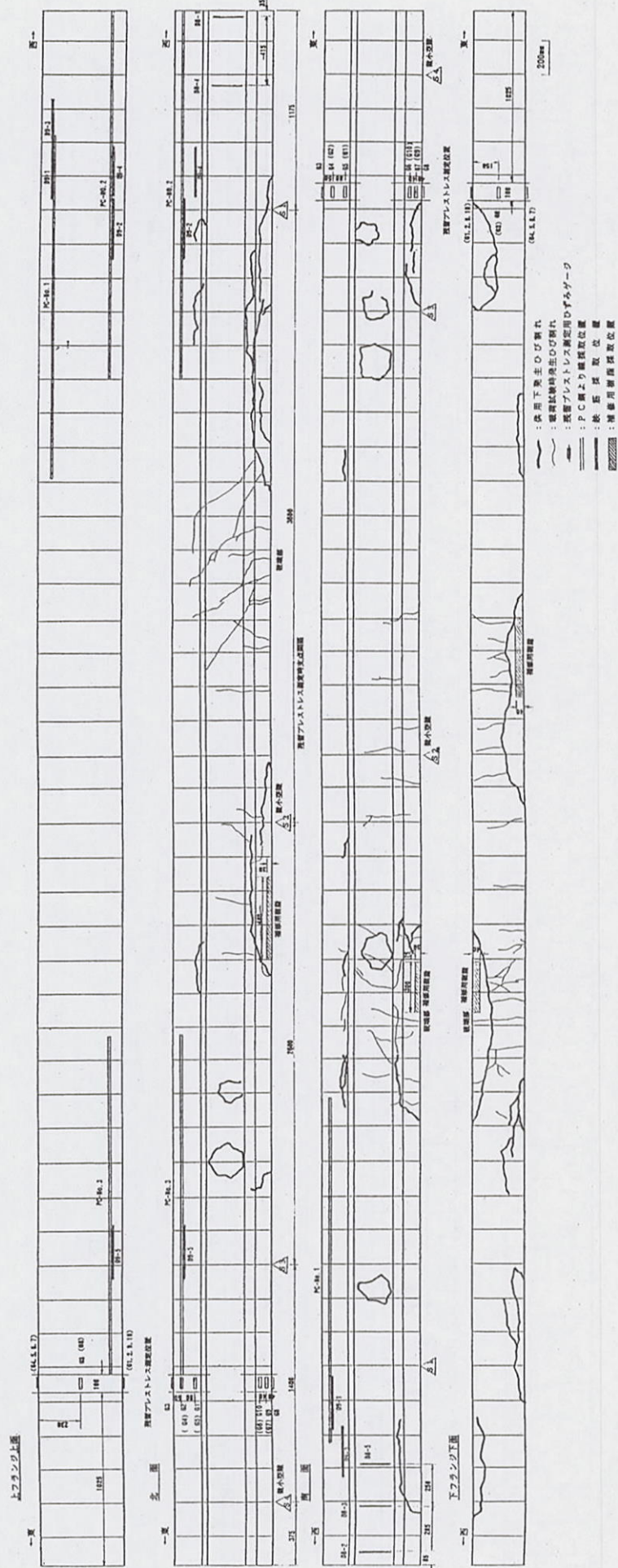


供試体 No.1 供用下発生ひび割れの開閉量測定位置

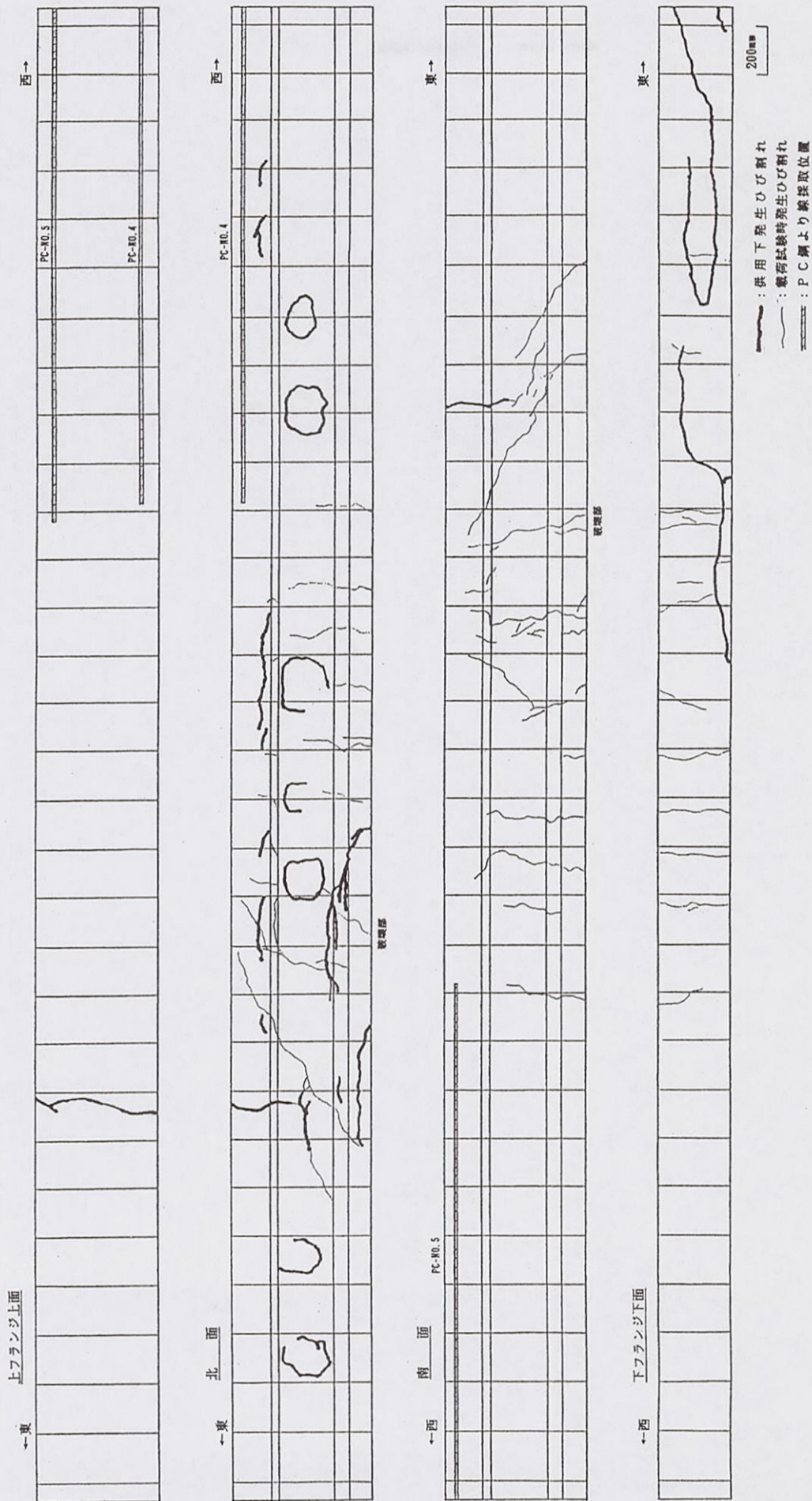
6. コア等採取位置図



供試体 No.1 コンクリートコア採取位置図 (供用下および載荷試験時発生ひび割れ対応)



供試体 No.1 残留プレストレス測定およびP C鋼より線、鉄筋試験片採取位置図
(供用下および載荷試験時発生ひび割れ対応)



供試体 No.2 P C 鋼より線試験片採取位置図 (供用下および載荷試験時発生ひび割れ対応)

