89

ISSN 0386－5878

土木研究所資料第3809号

# 土 木 研 究 所 資 料

## 塩害を受けたPC橋の耐荷力評価に関する研究(Ⅱ)

### ―旧暮坪陸橋の載荷試験―

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

東北地方整備局酒田工事事務所

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

土木研究所資料
第3809号2001年3月

# 塩害を受けたPC橋の耐荷力評価に関する研究(II)
## —旧暮坪陸橋の載荷試験—

土木研究所　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
交流研究員　木村　哲士
東北地方整備局　酒田工事事務所　所長　塚田　幸広*1
建設監督官　高橋　孝男*2
同　鶴岡国道維持出張所　建設監督官　横山　修司
高坂　東児

**要　旨**

塩害劣化がPC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，日本海沿岸部で34年間実供用され，腐食により著しい損傷が見られたポストテンションPC桁を試験体として，載荷試験及び解体調査を実施した。その結果に基づき，PC鋼材の断面残存率とPC桁の破壊形態や残存耐力との関係を示した。また，桁の中で特に腐食し易い箇所，定着部付近への塩分浸透経路等のポストテンションPC桁の塩害劣化の特徴を明らかにした。

**キーワード：塩害，ポストテンションプレストレストコンクリート，残存破壊抵抗曲げモーメント**

＊1　現　東北地方整備局　移行準備室　企画部企画調査官　次長
＊2　現　東北地方整備局　秋田工事事務所　子吉川出張所長

# 目　次


1．はじめに …… 1

2．旧暮坪陸橋の概要 …… 2

2.1　架橋位置 …… 2

2.2　一般諸元 …… 4

2.3　供用中の損傷状況と補修・補強 …… 4

2.3.1 第1回補修（1981-1984年） …… 5

2.3.2 第2回補修・補強（1991-1993年） …… 5

2.3.3 長期監視体制 …… 7

2.3.4 撤去時の状況 …… 7

3．試験桁 …… 9

3.1 一般諸元 …… 9

3.2 材料試験結果 …… 10

4．載荷試験 …… 11

4.1　S3の試験 …… 12

4.2　S5の載荷試験 …… 17

5．解体調査 …… 22

5.1　S3のPC鋼材の腐食箇所 …… 22

5.2　S5のPC鋼材の腐食箇所 …… 25

5.3　PC鋼材曲げ上げ部の腐食 …… 31

5.4 シース内への塩分浸透 …… 33

5.5 定着部の腐食 …… 35

5.6　補修部ひび割れ部の塩分浸透状況 …… 39

6．腐食状況と破壊形態 …… 43

7．まとめ …… 45

謝辞等 …… 46

参考文献 …… 47

付録資料 …… 49

1．旧暮坪陸橋の基礎資料（図面，写真等） …… 51

2．ゲージ等貼り付け位置図およびS3載荷試験治具図 …… 63

3．たわみ図および試験後のひび割れ図 …… 67

# 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，橋の残存耐荷力の評価が求められるが，塩害を受けたＰＣ桁の残存耐荷力を適切に評価することは難しいのが現状である。塩害を受けたＰＣ桁の耐荷性状については，これまでにも幾つかの調査事例があるが [1]，塩害劣化のパターンや程度はさまざまであり，データの蓄積がまだ少ない状況にある。また，プレテンション桁と適用支間が異なり，構造も若干異なるポストテンションＰＣ桁についても塩害劣化と耐荷性状の関係を把握しておく必要がある。今回，日本海沿岸部で34年間実供用されたポストテンションＰＣ桁の載荷試験及び解体調査の機会を得た [2]。

実構造物として供用されたポストテンションＰＣ桁の劣化に関する検討や報告としては，グラウトの施工不良に起因する劣化の事例 [3]，塩化物イオンを含有した特殊なグラウトによる早期劣化の事例 [4]，グラウト欠陥も含む構造的な欠陥に起因する落橋事例 [5]などがある。また，腐食の程度が比較的軽微な場合のポストテンションＰＣ桁の載荷試験や解体調査は稀ではない [6]。しかし，日本海沿岸部のように厳しい塩分環境下で，かつ構造物の一部に桁下から海水が直接かかるような環境に置かれていたポストテンションＰＣ桁の破壊試験を伴う耐荷性状に関する検討はこれまでほとんど見られない。

ここでは，このような厳しい腐食環境下におけるポストテンションＰＣ桁の載荷試験及び解体調査を実施し，塩害劣化の特徴とそれらの耐荷力に及ぼす影響について検討を行った。

# 2．旧暮坪陸橋の概要

## 2.1　架橋位置

図-2.1 に旧暮坪陸橋の架橋位置を示す。また，図-2.2 に周辺の地形を示す。本橋は日本海沿岸部に沿った国道 7 号の一部として建設され，1965 年より供用が開始された。日本海沿岸部は，冬期 12 月から 3 月までの 3～4 ヶ月の間，厳しい季節風が続くため，それによる飛来塩分が多い地域である。本橋の架橋地点は，漁港の入り江に位置し，第 3 径間は航路を跨いでいた。この地点を含む温海地区の国道は，海岸線上または海上にあるとともに路面の標高が低い箇所が多い。また，この区間は岩礁地帯であり，特に波しぶきが発生しやすい環境にある。図-2.3 に旧暮坪陸橋で測定した飛来塩分量を，北海道，東北，北陸の日本海沿岸部における飛来塩分量測定結果と合わせて示す。これらの測定地域は，その飛来塩分量が沖縄と同程度であり，塩害により損傷したコンクリート橋が多いことから，道路橋の塩害対策指針(案)において，国内で最も腐食環境が厳しい地域に位置付けられている。旧暮坪陸橋の飛来塩分量はこれらの中でも最も厳しかった。

実際，温海地区のコンクリート橋 17 橋は何らかの塩害による損傷が見られ，その中でも，旧暮坪陸橋の損傷が厳しく，特に第 3 径間の損傷が著しかった。

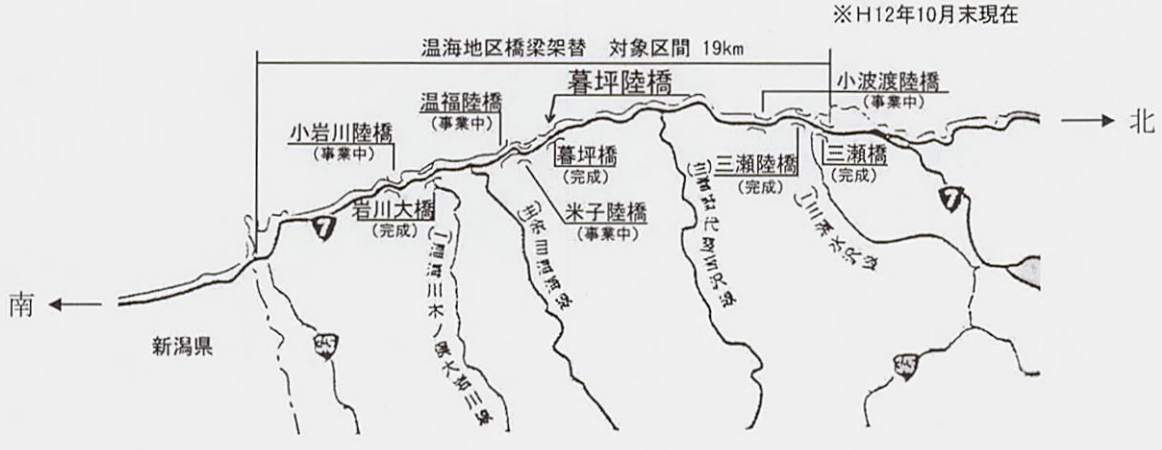



図-2.1　旧暮坪陸橋の位置図

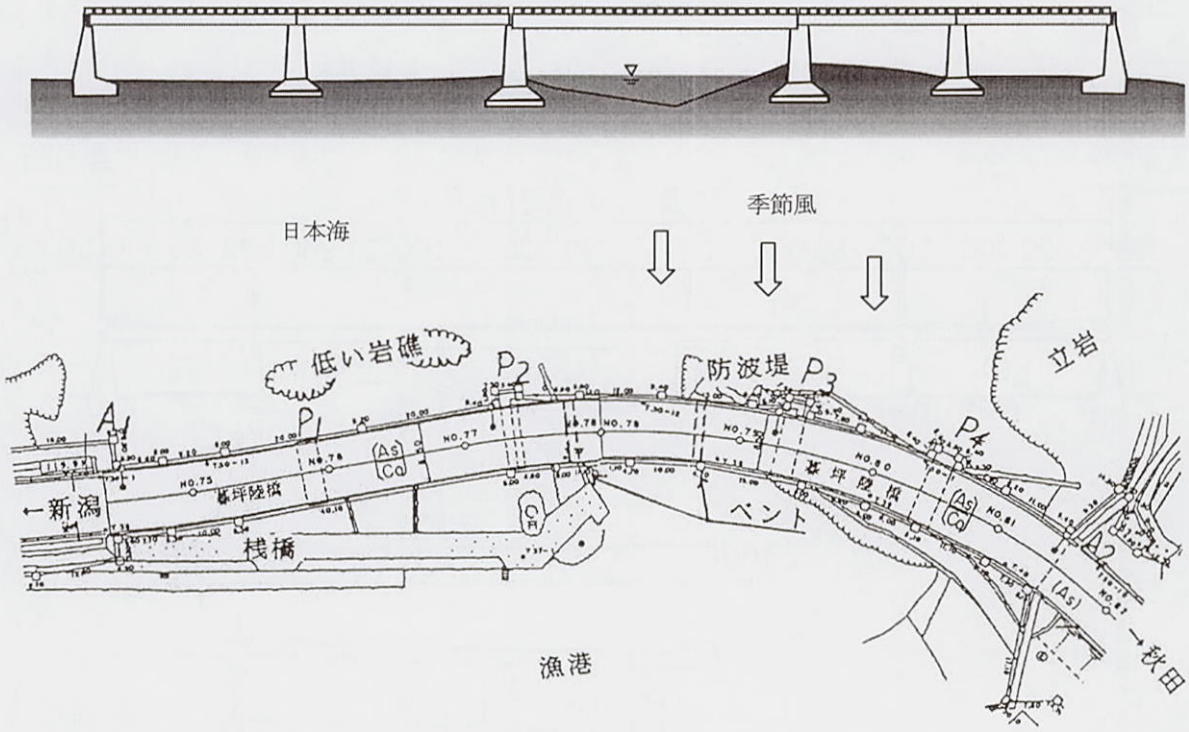



図-2.2　旧暮坪陸橋の周囲の環境

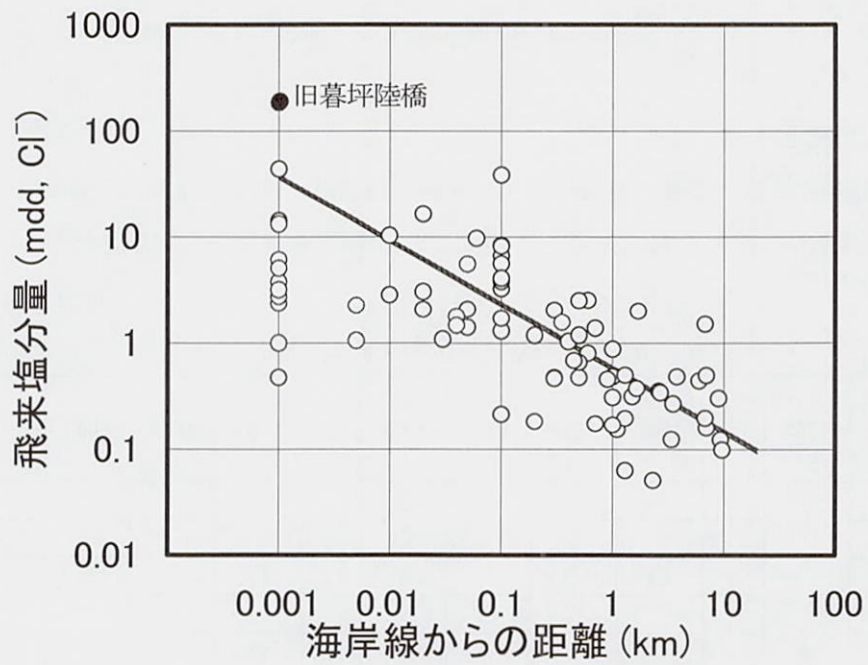



図-2.3　北海道，東北，北陸地方の日本海沿岸部の飛来塩分量測定結果
(飛来塩分量全国調査[7]および酒田工事事務所調査[8])

2.2　一般諸元

図-2.4 に旧暮坪陸橋の一般図を示す。本橋は橋長 144m，5 径間，単純ポストテンションＰＣ橋であった。

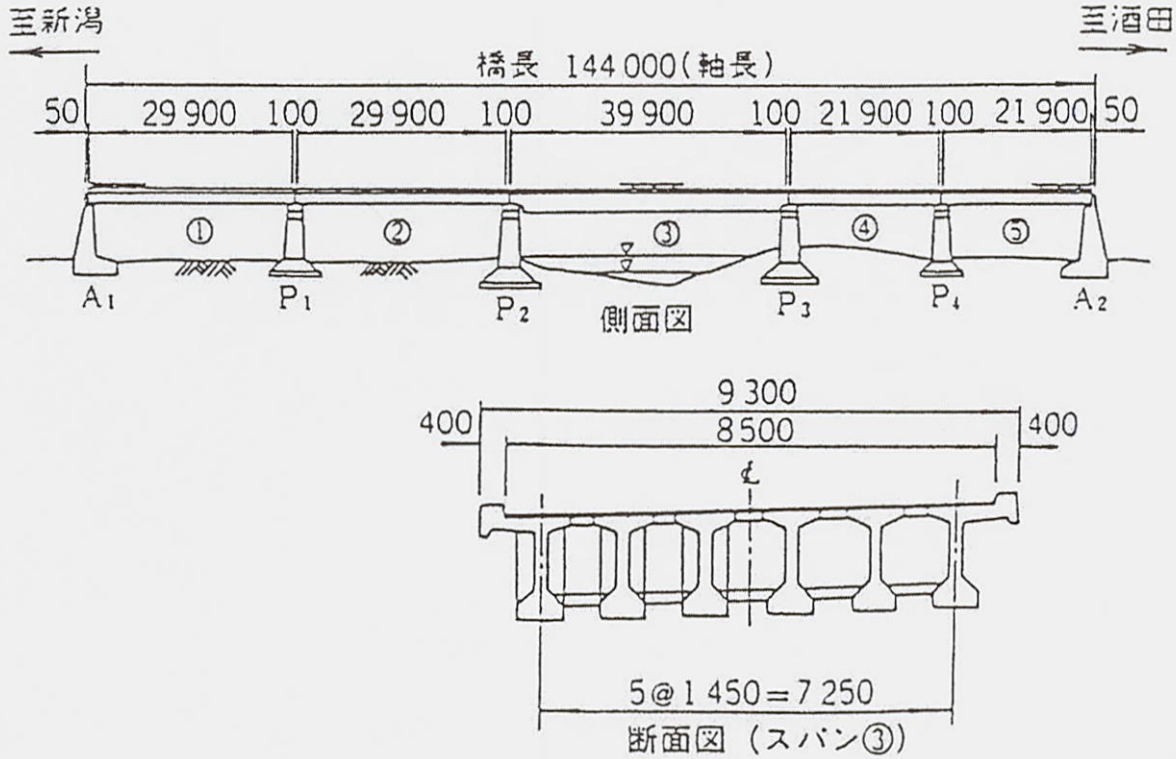



図-2.4　旧暮坪陸橋の一般図

2.3　供用中の損傷状況と補修・補強 [8)9)10)]

表-2.1 に旧暮坪陸橋の補修・補強の経緯を示す。補修・補強は，外観目視調査，飛来塩分量調査，含有塩分量調査，はつり調査等の結果を踏まえて，各径間ごとに方法を選定し，実施された。

表-2.1　旧暮坪陸橋の補修・補強

| 径間 | 年度／項目 | 1965 | … | 1981 | 1982 | 1983 | 1984 | … | 1991 | 1992 | 1993 | … | 1998 | 1999 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 第1径間 | 表面塗装 | 供用開始 | | | | | ○ | | | | | | 供用終了 | 撤去 |
| 第2径間 | 表面塗装 | | | | | | ○ | | | | | | | |
| 第3径間 | 断面修復 | | | ○ | ○ | | | | ○ | | | | | |
| | 表面塗装 | | | | | ○ | | | | | | | | |
| | 中間支柱 | | | | | | | | ○ | | | | | |
| | 補強 | | | | | | | | | ○ | | | | |
| | モニタリング | | | | | | | | | 開始 | | | | |
| 第4径間 | 断面修復 | | | | ○ | | | | | ○ | | | | |
| | 表面塗装 | | | | | ○ | | | | ○ | | | | |
| 第5径間 | 断面修復 | | | | | | | | | | ○ | | | |
| | 表面塗装 | | | | ○ | | | | | | ○ | | | |

2.3.1 第1回補修（1981-1984年）

1975年の定期点検で下フランジ下面に錆汁が見られ，それ以降2〜5年のうちにさらなる錆汁，ひび割れ，剥離などが見られた(写真-2.1)。1981年，最も損傷が著しかった第3径間から補修が開始された。コンクリートに生じたひび割れ，浮き，剥離部をはつり落とした後，欠損断面が比較的小さい場合にはポリマーセメント系軽量モルタルを塗り付け，欠損断面が大きい場合には(断面修復深さ5cmを越える)にはエポキシ系プレパックドコンクリートによる断面修復を施した。このときのはつり作業中，多くのPC鋼材の腐食が確認された。第3径間のG3桁は下段5本のシースすべてが腐食していた。第4径間も第3径間と同様に断面修復を実施した。その後の塩分や酸素の供給を抑えるため，全径間にわたって(第3, 4径間は断面修復後)，コンクリート表面の塗装が施された。このときの表面被覆材は次のとおりであった。

プライマー，パテ材　：　エポキシ樹脂系
下，中塗り材　：　ポリブタジエン樹脂系
上塗り材　：　アクリルウレタン樹脂系

なお，第1回補修時点では，第1, 2, 5径間の断面修復は実施せず，表面塗装のみとした。



写真-2.1　第3径間の第1回補修前の状況

2.3.2 第2回補修・補強（1991-1993年）

1991年，内部の鋼材腐食に伴うと考えられるコンクリートのひび割れ，表面塗装のわれが確認され，再び塩害劣化が見られるようになった。ウェブにもひび割れが見られるようになり，ハンマーのたたきによって貫通した箇所では内部のPC鋼材の腐食，欠損が確認された。これらの厳しい状況を踏まえて，2度目の補修とともに，中間支柱の設置，外ケーブルによる補強を実施することとした。それとともに，旧暮坪陸橋は総重量20tonを限度とする交通規制（特殊車両の通行制限）を開始した。

図-2.5に中間支柱の設置状況を示す。第3径間の支間中央付近の断面力低減を図るため，径間内に鋼管径406mmの支柱2基を設置した。これとともに，第3径間の補修・補強・点検・コンクリート片の落下防止を

目的としてH型鋼による足場を設けた。その後，ポリマーセメントモルタルを用いたプレパックドコンクリートにより主桁の断面修復を行った。写真-2.2 に，2 回目補修時のはつり時の状況を示す。

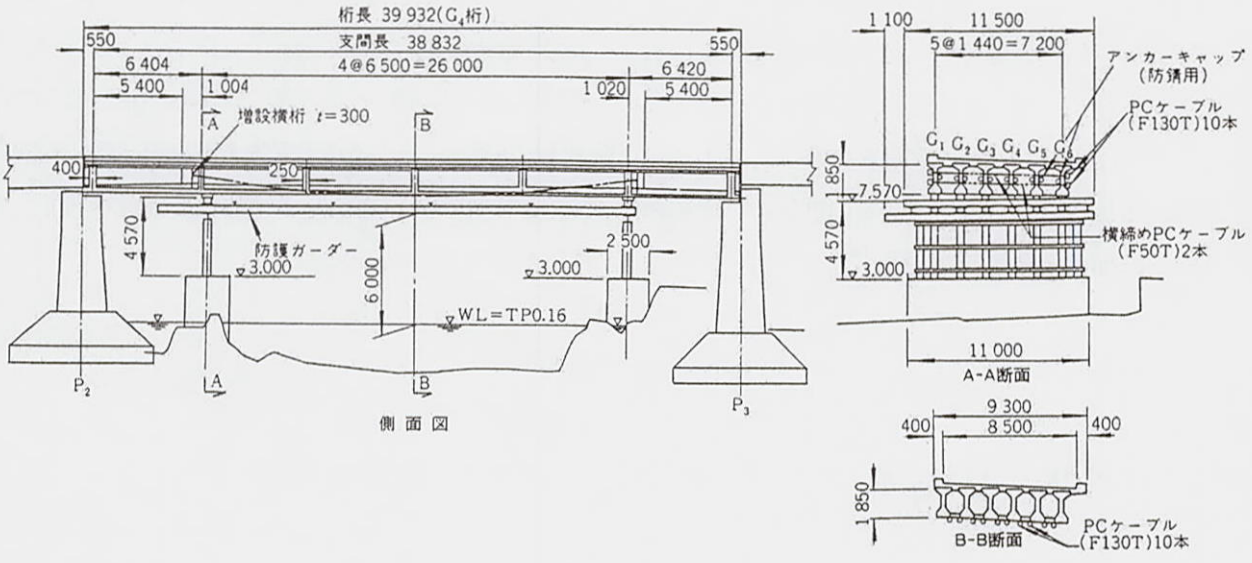



図-2.5 第 3 径間の中間支柱と外ケーブルによる補強

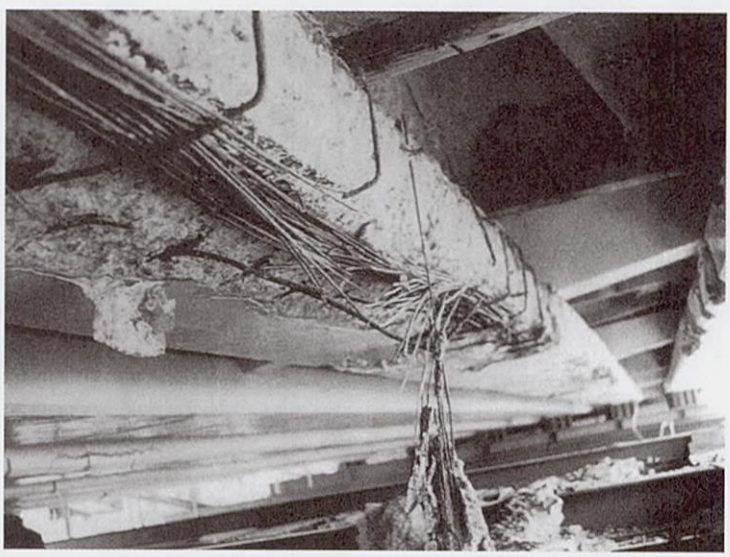


写真-2.2　2 回目補修時のはつり時の状況

1992 年，図-2.5 のとおり第 3 径間を外ケーブルで補強した。同年，第 3 径間の中間支柱と外ケーブル補強の対策効果を確認するとともに，1991 年からの交通規制解除の是非を判断するために，ダンプトラック 6 台を用いた載荷試験を実施した。その結果，支間中央の断面力が低減されており中間支柱の補強効果が確認された。これらの結果から，長期監視体制を敷くことを前提として，交通規制を解除しても問題ないと判断した。

1992 年，著しい損傷状況を踏まえて，数年後に旧暮坪陸橋を架け替えることを決定した。

同年，第 4 径間の断面修復およびコンクリートの表面塗装を実施した。同様に，1993 年，第 5 径間の断面修復，表面塗装を実施した。

### 2.3.3 長期監視体制

保有している耐荷力が経年とともに低下する可能性が考えられたため，1992 年 12 月から長期の監視体制を敷き，バイパスが開通する 1998 年 3 月まで継続した。表-2.2 に長期観測項目を示す。1993 年 12 月に 1 年間の長期観測データを整理した結果では，計測値に大きな変化はなく，損傷の進行による主桁の剛性低下は見られなかった。このときに，中間支柱の温度変化による伸縮と，支間中央の主桁のたわみ量との相関関係が整理された。その後(監視 2 年目以降)は，この温度変化の影響を考慮しながら監視を継続した。

表-2.2　長期観測項目

| 長期観測項目 | 使用した計測器 | 箇所数 |
|---|---|---|
| 主桁支間中央たわみ | 差動トランス型変位計 | 6箇所 |
| 外ケーブルの軸力 | ロードセル | 10箇所 |
| 中間支柱の支承反力 | ひずみ計 | 11箇所 |
| 計 | | 27箇所 |

### 2.3.4 撤去時の状況

1998 年，新暮坪橋を含む延長 300m のバイパスの開通とともに，旧暮坪陸橋の供用を終了した。翌 1999 年，旧暮坪陸橋の撤去を行うこととなった。この撤去に伴い，第 3 径間 G3 桁(以下，試験桁 S3)および第 5 径間 G5 桁(以下、試験桁 S5)の載荷試験を実施することとした。図-2.6 に，撤去直前の第 3 径間の損傷状況を示す。

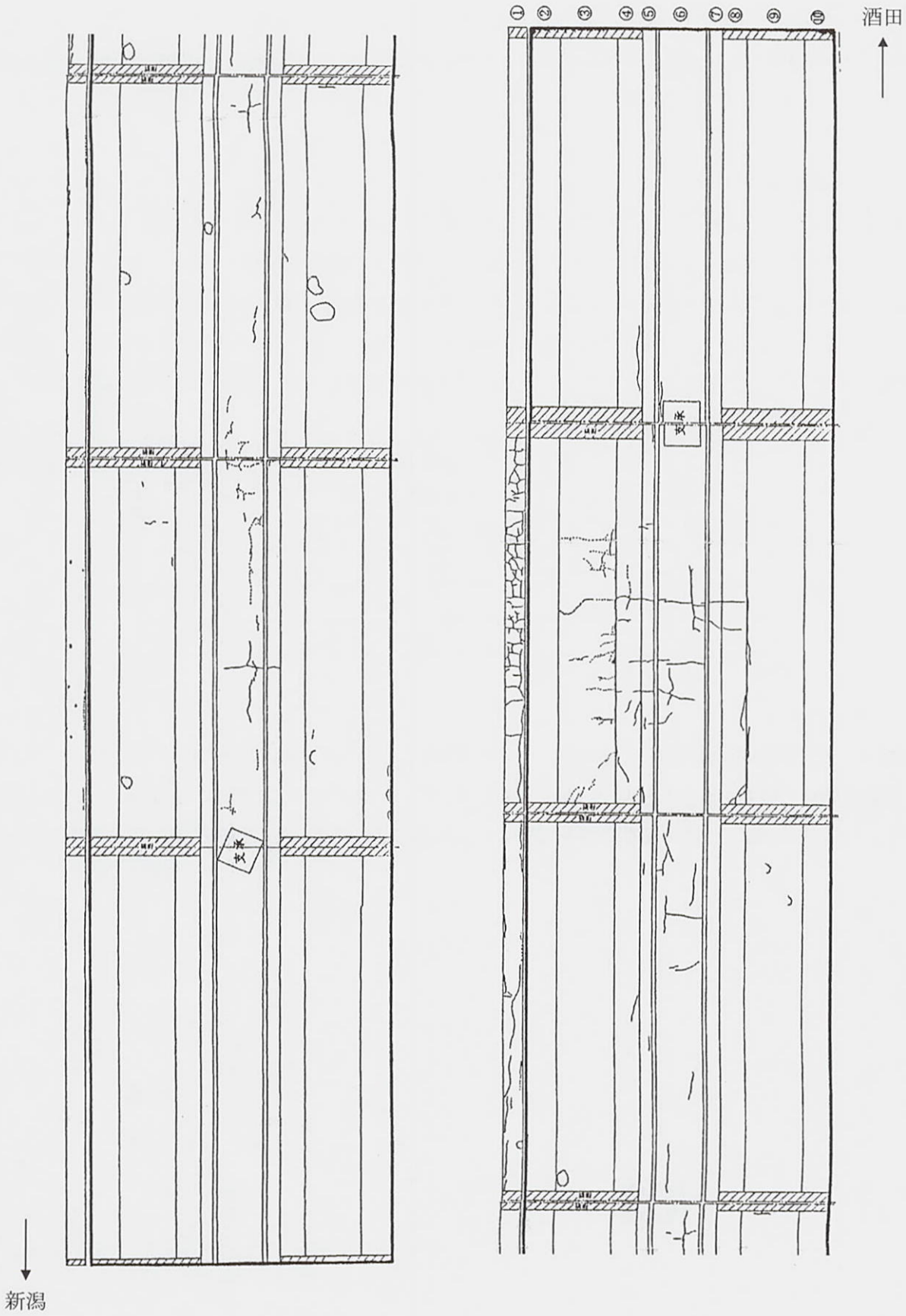



図-2.6　撤去直前の第 3 径間 G3 桁の損傷状況

# 3．試験桁

## 3.1 一般諸元

図-3.1 に，試験に用いた 2 本の試験桁 S3，S5 の基本断面形状を示す。また，表-3.1 に設計図書による各試験桁の主な諸元および供用期間を示す。なお，材料試験用の試験片を採取するため，S3，S5 の隣の桁(第 3 径間 G4 桁，第 5 径間 G4 桁)も一部使用した。

表-3.1　対象桁の主な諸元と供用期間

| 試験体名 | S3 | S5 |
|---|---|---|
| 支間 | 39.34 m | 21.15 m |
| 桁長 | 40.44 m | 21.95 m |
| 橋梁形式 | ポストテンションＰＣ単純桁 | |
| | 合成Ｉ桁 | 非合成Ｔ桁 |
| | 6 主桁 | 5 主桁 |
| ｺﾝｸﾘｰﾄ設計基準強度 | 主桁　39 MPa (400 kgf/cm$^2$)<br>床版　29 MPa (300 kgf/cm$^2$) | |
| 主要鋼材 | BBRV 9-44φ5 | BBRV 4-42φ5 |
| ＰＣ鋼材の規格 | SWPR1　5 mm | |
| 引張強度 | 1620 MPa (16500 kgf/cm$^2$) | |
| 初期導入張力 | 1130 MPa (11500 kgf/cm$^2$) | |
| 有効ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ | 773 MPa | 843 MPa |
| 竣工年月 | 1965 年 3 月 | |
| 撤去年月 | 1999 年 8 月 | 1999 年 6 月 |

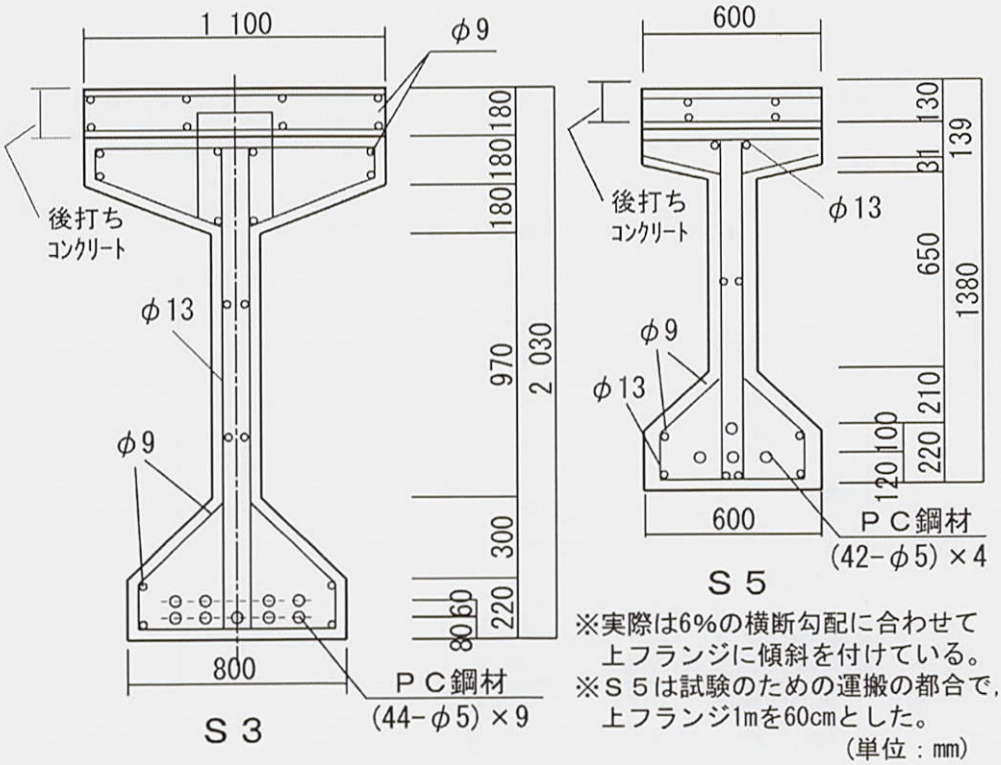



図-3.1 試験桁の基本断面形状

ウェブ厚 S3: 180 mm,　S5: 160 mm

3.2 材料試験結果

表-3.2 にコンクリートコアの圧縮強度試験結果を示す。主桁のコンクリートコアは桁端付近のウェブから採取した。表-3.3 にＰＣ鋼素線の引張試験結果を示す。試験片は，試験桁の隣の桁のうち，比較的かぶりが厚く，外部からの塩化物の浸透が少ないと考えられる桁端部のウェブから傷を付けないよう慎重に採取した。これらの試験片に錆はほとんど発生していなかった。

表-3.2 コンクリートの圧縮強度試験結果

| 桁 | 部位 | 圧縮強度 (MPa) | 弾性係数 (GPa) | 試験数 (体) |
|---|---|---|---|---|
| 第 3 径間 G3 主桁 (試験桁 S3) | 床版 1) | 39.3 | 23.1 | 3 |
| | 主桁陸側 | 41.5 | 24.6 | 3 |
| | 桁端北側 | 44.6 | 21.2 | 3 |
| 第 3 径間 G4 主桁 | 主桁陸側 | 34.4 | 22.7 | 4 |
| 第 5 径間 G3 主桁 (試験桁 S5) | 床版 2) | 18.4 | 16.0 | 2 |
| | 主桁海側 | 46.2 | 25.5 | 3 |
| | 桁端南側 | 37.3 | 26.4 | 3 |
| 第 5 径間 G4 主桁 | 主桁海側 | 51.4 | 23.3 | 4 |

1) 合成桁の床版場所打ちコンクリート。
横断勾配の調整も兼ねる。
2) 横断勾配の調整用コンクリート。
3) 桁端は桁端部の充填コンクリート。
4) 供試体寸法: φ68mm×140mm

表-3.3 PC 鋼素線の引張試験結果

| 桁 | 試験片 No. | 引張強度 (MPa) | 弾性係数 (GPa) | 伸び (%)1) |
|---|---|---|---|---|
| 第 3 径間 G4 主桁 | PC1 | 1760 | 196 | 6.92 |
| | PC2 | 1750 | 193 | 7.31 |
| | PC3 | 1720 | 197 | 6.91 |
| | 平均値 | 1743 | 195 | 7.05 |
| 第 5 径間 G4 主桁 | PC4 | 1750 | 201 | 6.68 |
| | PC5 | 1730 | 201 | 6.47 |
| | PC6 | 1770 | 208 | 5.77 |
| | 平均値 | 1750 | 203 | 6.31 |
| | 規格値 | 1620 | － | 4.0 |

1) 基長:100 mm　2) 規格値は SWPR1A を想定。
3) 弾性係数は基長間の平均ひずみに基づき算出。

# 4．載荷試験

## 4.1　S3 の試験

試験桁 S3 は，支間が 40m であったことから，架橋地点でそのまま載荷試験を実施することとした。図-4.1 に S3 の試験方法を示す。また，写真-4.1，4.2 に載荷試験状況を示す。当初は支間中央付近で 2 点載荷する予定であった。試験前に補強に用いた外ケーブルを切断，撤去し，床版，横桁も切断した。次に，南側の中間支点を撤去した。さらに，北側の中間支点を撤去するため，桁端部をジャッキアップしようとしたところ，支間の 1/4 点付近でせん断ひび割れが発生し，上フランジ近傍まで伸展した。S3 が自重を支えられない可能性が高いと考え，支間の 1/3 点のところでワイヤで吊り，自重を支えられるまでワイヤを徐々に緩めていくこととした。

写真-4.3，4.4 に破壊直後の破断位置付近のたわみとひび割れ状況を示す。写真-4.4 の中に示したひび割れ監視用ワイヤゲージ DS-2，DS-3 の変位と吊りワイヤの変位の関係を図-4.2 に示す。試験当日のこれらの測定は既にせん断ひび割れが発生した後から開始した。この図より，ワイヤを徐々に緩めていくに従い，既にせん断ひび割れが見られていた位置でスターラップに沿った曲げひび割れが伸展したこと，せん断ひび割れはこの時点ではほとんど開閉がなかったことがわかる。吊りワイヤの変位が約 20mm(試験前日には既に隣の桁との相対変位が 10mm 程度となっていた)を超えてからＰＣ鋼材の素線の破断音が数回にわたって発生し始めた。結局，試験桁が自重を支えられないと判断して，載荷を断念した。

図-4.3 に，試験後のひび割れ発生状況を示す。ひび割れは破壊箇所周辺に集中して発生していた。写真-4.5 に，破壊直後の破壊箇所付近の状況を示す。下フランジは 2 回目の断面修復が行われた箇所で，補修材の一部がかけ落ちた。その内側には，補修時に入れられた異形鉄筋が破断していた。図-4.4 にはつり調査により確認した S3 の試験後の破壊位置での腐食状況を示す。また，写真-4.6～4.8 に，破壊箇所付近の解体状況を示す。この断面でＰＣ鋼材の著しい断面欠損が見られ，その断面残存率(残存断面積／健全時断面積)は 21%であった。

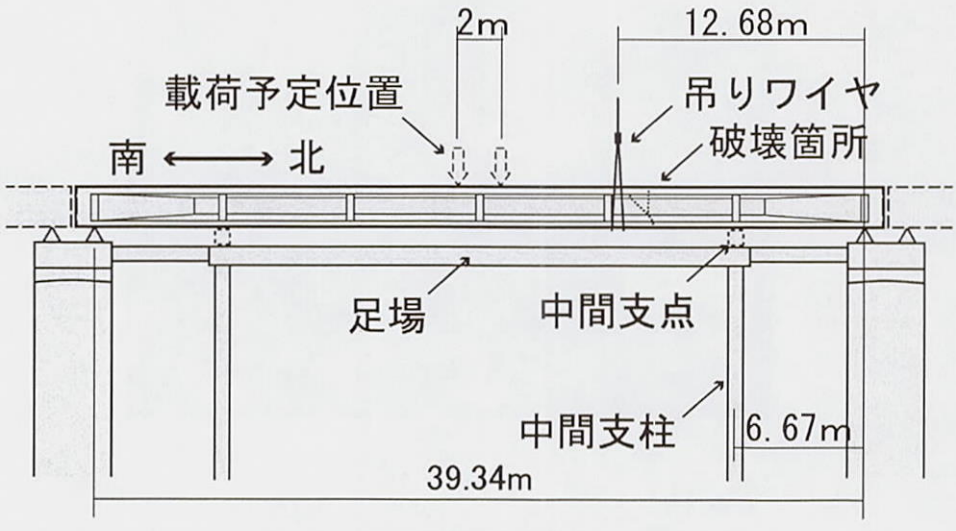



図-4.1　試験桁 S3 の試験方法

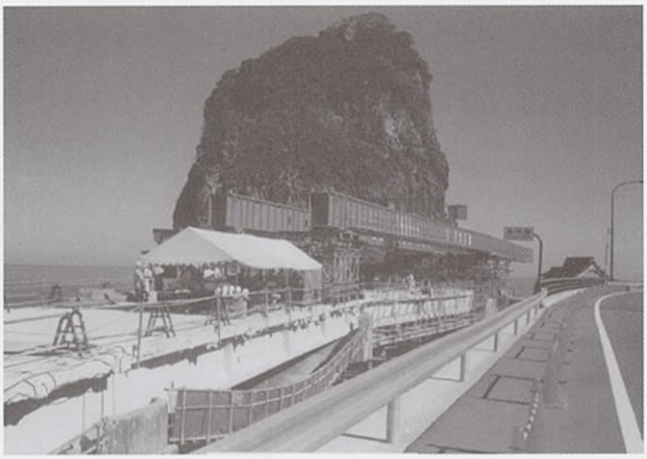


写真-4.1　現地載荷試験状況（新潟側から撮影）

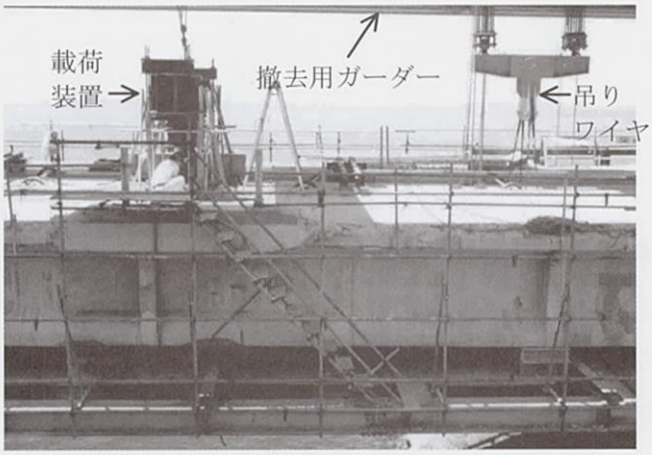



写真-4.2　現地載荷試験状況（載荷装置と吊りワイヤ，陸側から撮影）

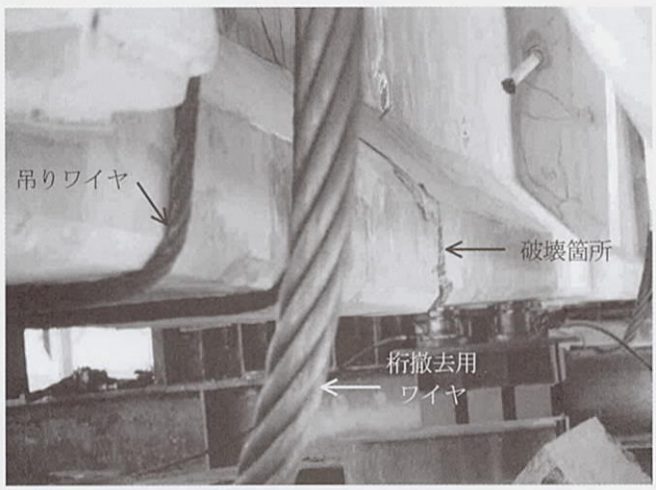



写真-4.3　破壊箇所付近の状況（破壊直後のたわみ）

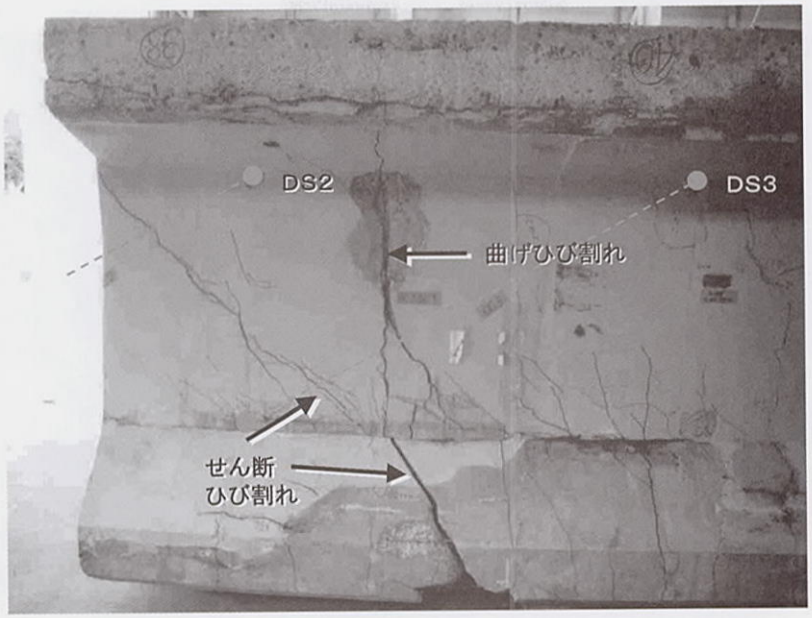



写真-4.4　試験桁 S3 の破壊箇所付近のひび割れ

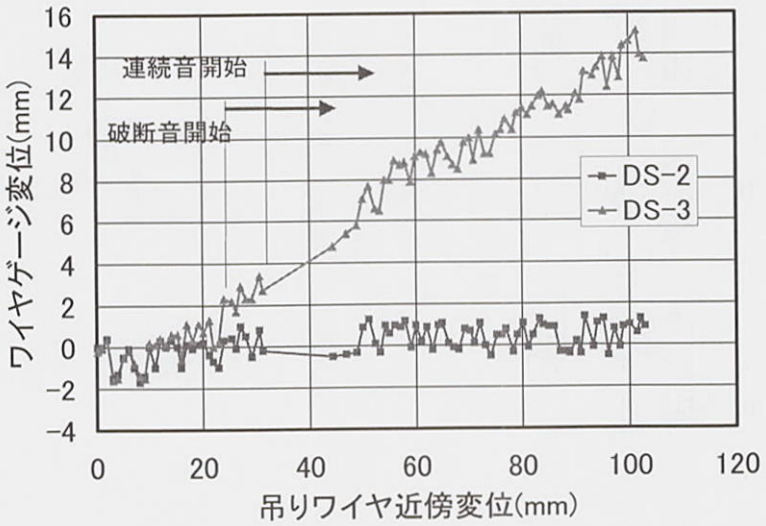



図-4.2　試験桁 S3 の破壊箇所付近のひび割れ変位

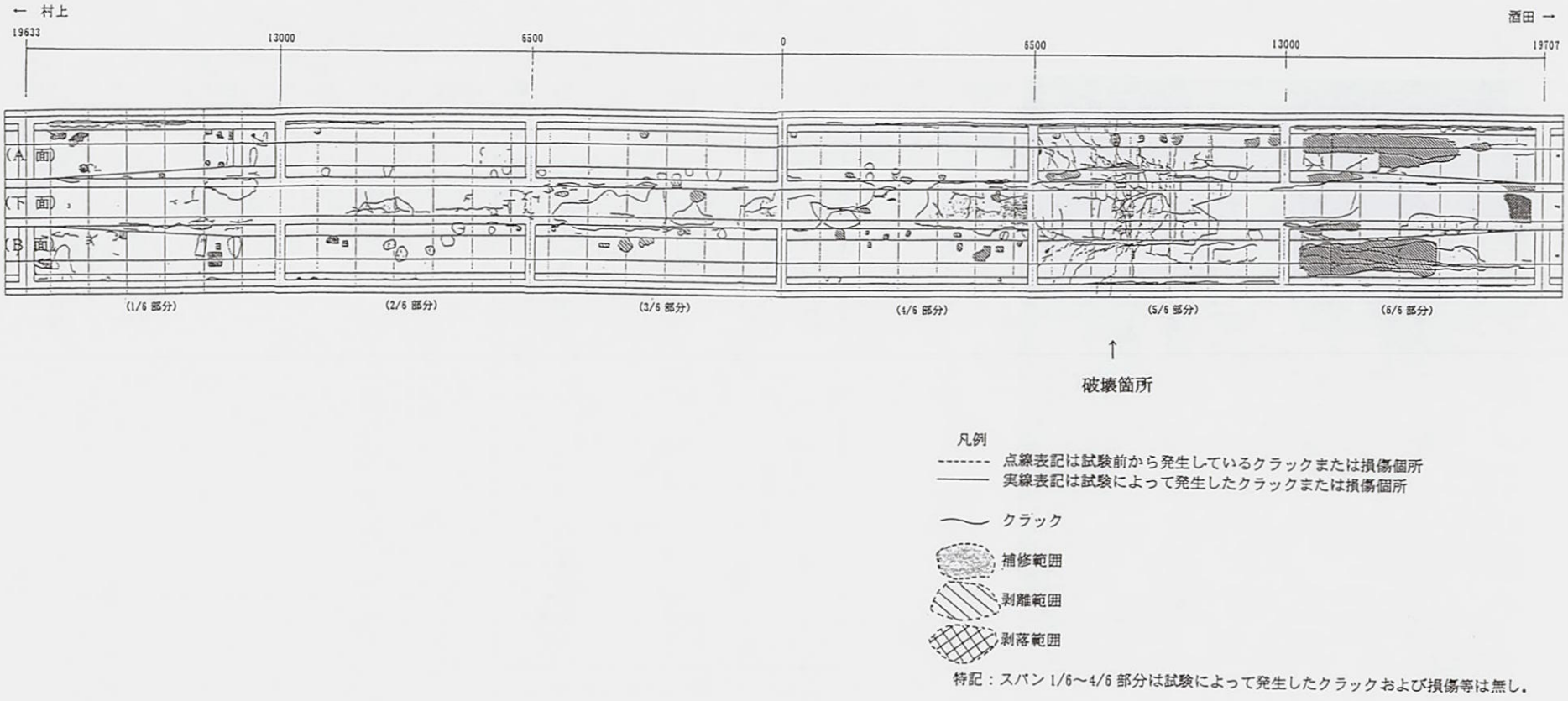



図-4.3　S3 の試験後のひび割れ発生状況

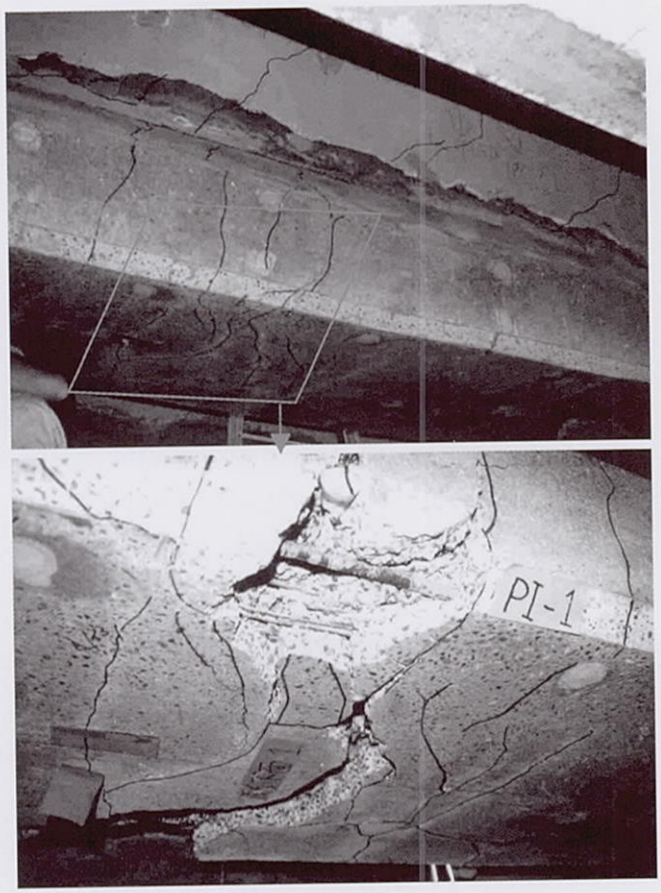



写真-4.5　破壊箇所付近の状況

(上) 破壊前、(下) 破壊後

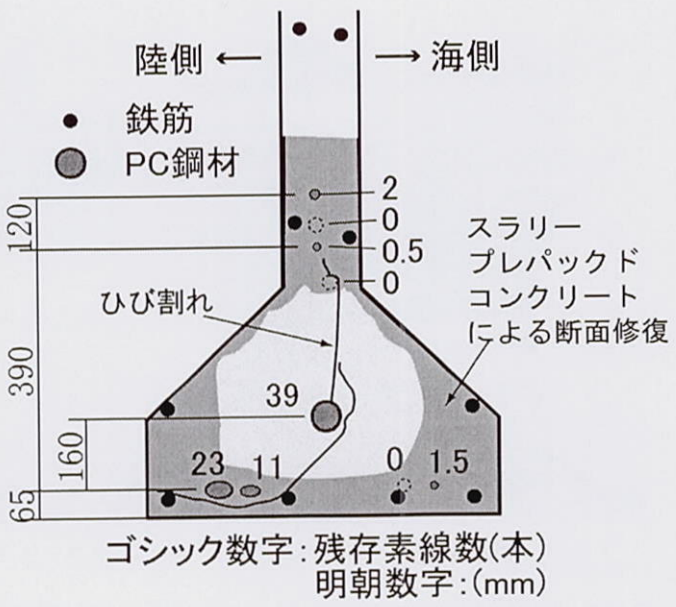



図-4.4　　試験桁 S3 のＰＣ鋼材破断位置の腐食状況

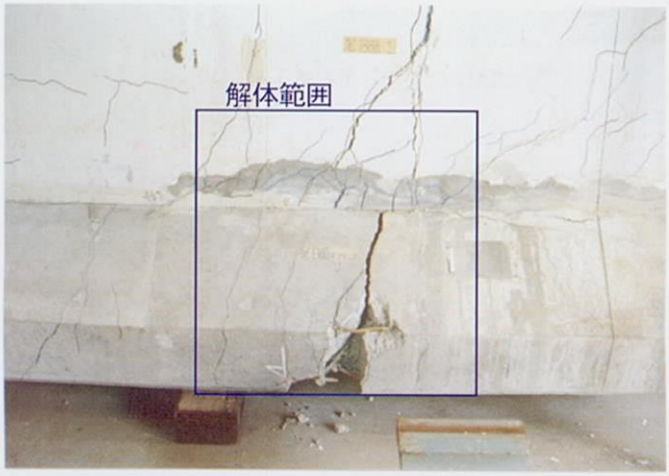



写真-4.6　破壊箇所の PC 鋼材の状況（解体前の外観）




写真-4.7　破壊箇所の PC 鋼材の状況（解体後）

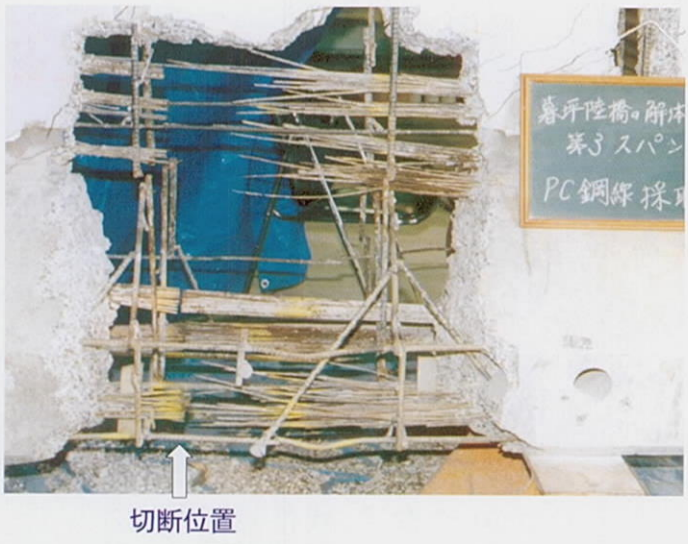



写真-4.8　破壊箇所の PC 鋼材の状況（解体後，PC 鋼材切断）

## 4.2　S5 の載荷試験

試験桁 S5 は支間 20m であること，塩害による損傷が比較的軽微であることから，近隣の工場(前田製管村上工場)の試験場で試験することとした。S5 は，供用時と同様に単純支持として，支間中央付近 2 箇所に載荷した(載荷点間 1.5m)。図-4.5 に，S5 の支間中央変位 δ と荷重 P の関係を示す。また，図-4.6 に，P-δ の傾きの変化を示す。既に自重すら支えられなかった S3 と対照的に，S5 では比較的健全な挙動が見られた。1 回目の載荷では 440kN を超えてから P-δ の傾きに変化が見られた。これより，コンクリートの引張強度を 4MPa とすると，有効プレストレスによる下縁圧縮応力度は 11MPa 程度であったと考えられる。図-4.7 に S5 の試験後のひび割れ発生状況を示す。曲げ載荷による典型的なひび割れが左右均等に見られ，S3 のような PC 鋼材の腐食によるひび割れ発生箇所の偏りは見られなかった。

図-4.8，4.9 に，載荷点付近，桁下面のひび割れ挙動を示す。荷重 150 ～ 300 kN の間で見られたひび割れはプレストレスが効いていない補修材部分のひび割れであると考えられる。その後，荷重 440kN で PI-25，28，32（それぞれ支間中央から+225，-225，-825mm）に発生したひび割れは，主桁本体の本来の曲げひび割れであったと考えられる。

写真-4.9，図-4.10 に，S5 の破壊箇所の状況を示す。前掲図-4.5 に示すように，荷重 1130kN で新潟側載荷点付近の床版後打ちコンクリートで圧壊が生じた。その直後，荷重 1000kN まで低下してから数分後，再度の荷重増加なしに脆性的な破壊が生じた。図-4.10 に示すように，桁中央でウェブ，下フランジのせん断破壊とともにヒンジが形成され，一気に破壊に至ったものと考えられる。なお，載荷試験前は，本体コンクリートと調整コンクリートの境界を目視で確認することが困難であったが，試験後は，破壊箇所付近でその境界が明確に現れた。

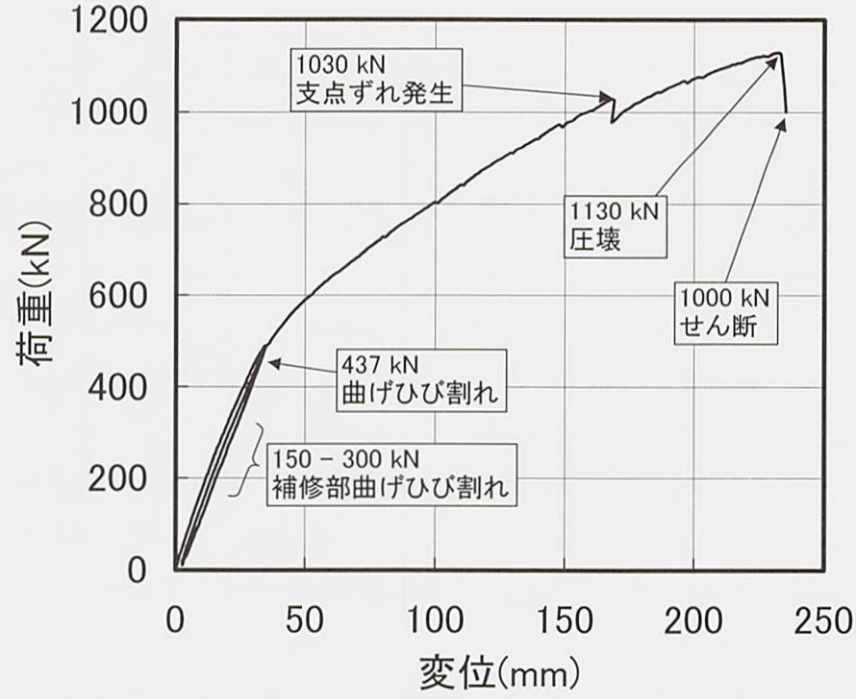



図-4.5　S5 の支間中央のたわみ

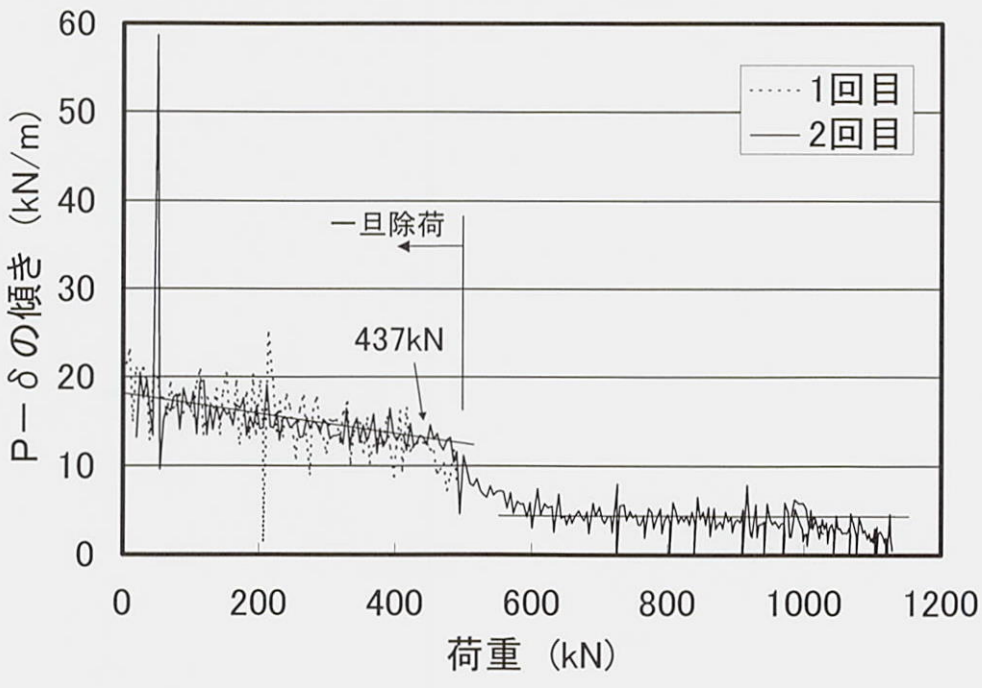
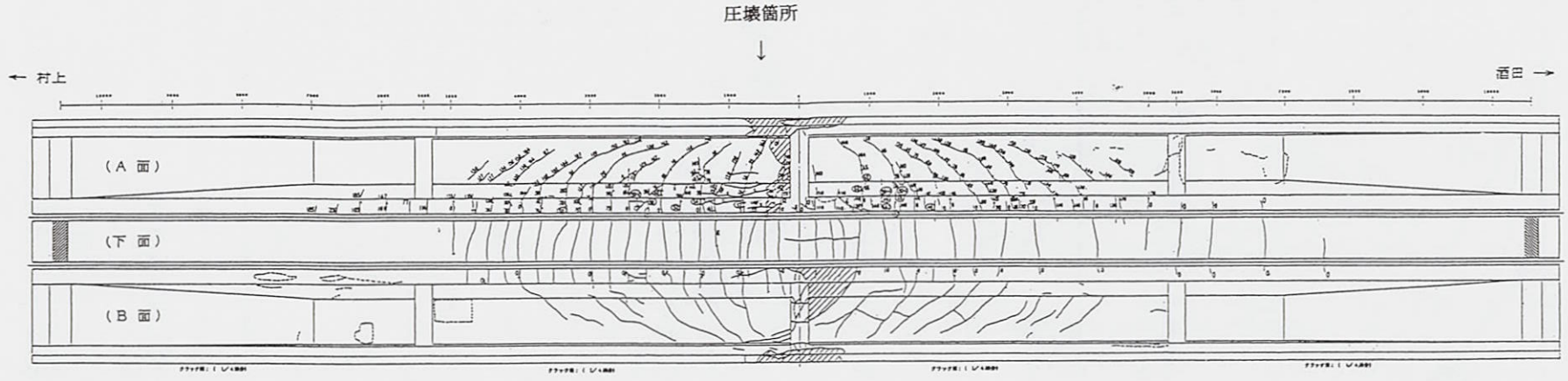



図-4.6　荷重 P と支間中央のたわみ δ の傾き




凡 例
※1　図中の数字は中央たわみ量(mm)である。ただし、丸数字および記号Oは荷重(ton)である。
※2　B面のクラック及び記号Eは、試験終了時に確認。
------ : 試験前塗膜割れ
: 試験前表面剥離範囲
: 圧壊範囲

図-4.7　S5 の試験後のひび割れ状況

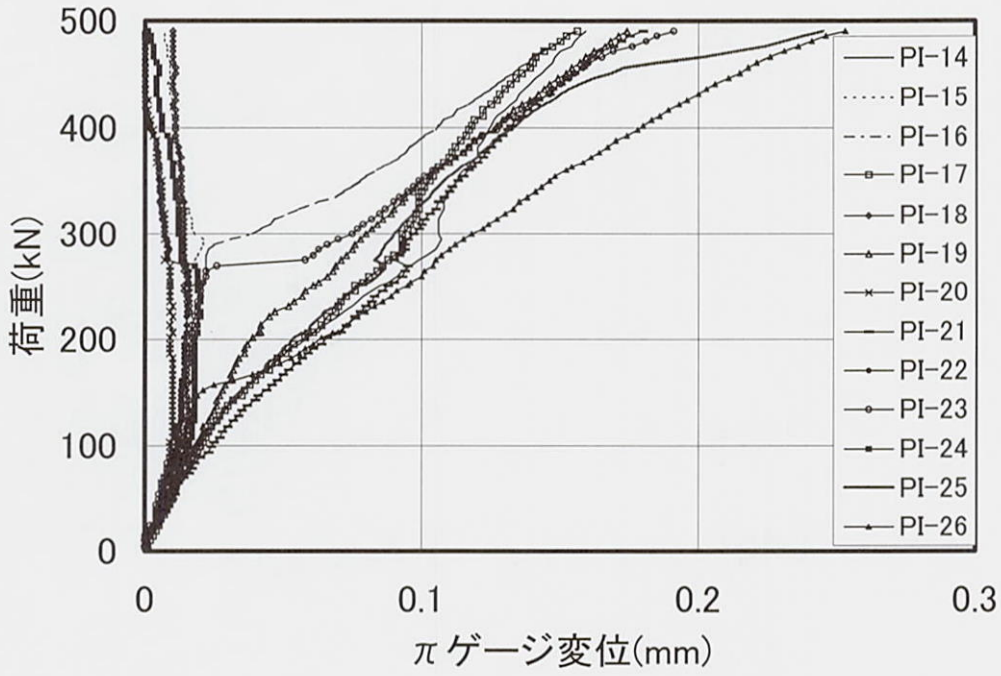



図-4.8　桁下面のひび割れ変位

支間中央から 1950mm までの範囲，PI-14 が新潟側，PI-26 が支間中央

ゲージ長 150mm

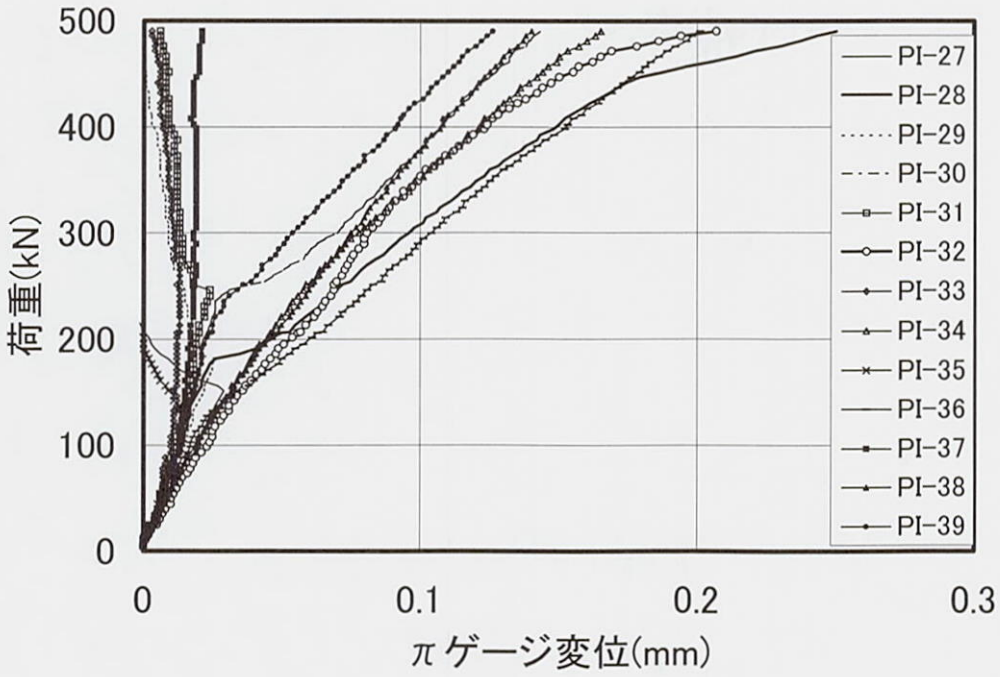



図-4.9　桁下面のひび割れ変位

支間中央から-1950mm までの範囲，PI-39 が酒田側，PI-27 が支間中央

ゲージ長 150mm

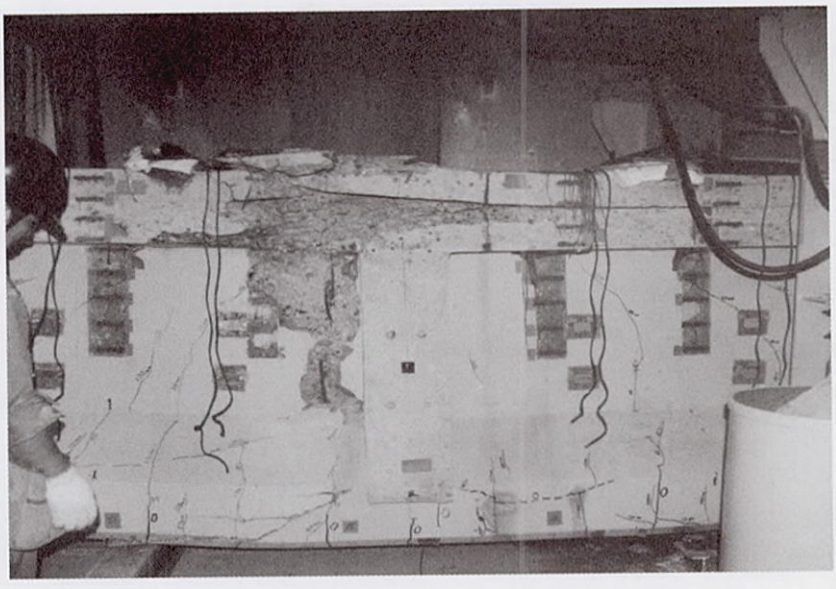


写真-4.9　試験桁 S5 の破壊状況

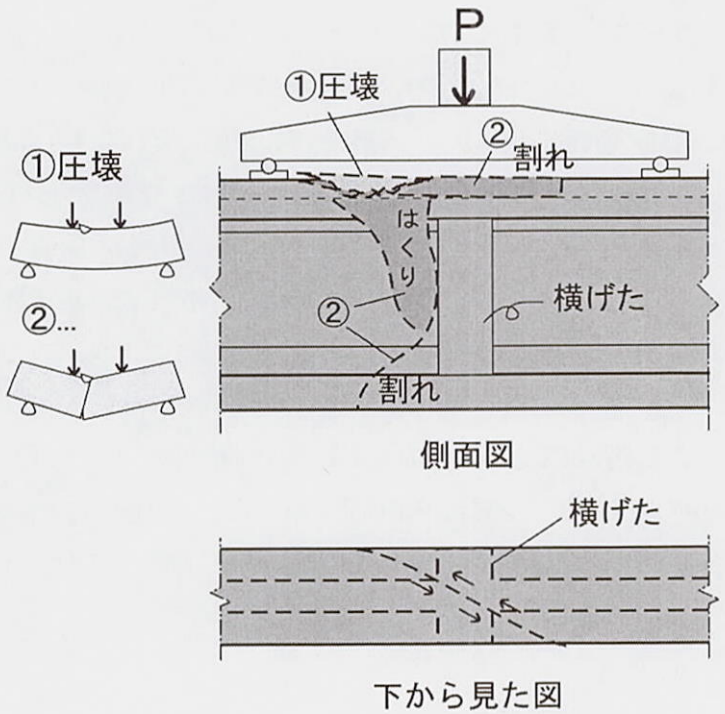



図-4.10　試験桁 S5 の破壊状況

# 5．解体調査

## 5.1　S3 の PC 鋼材の腐食箇所

試験桁 S3 は，破壊箇所での PC 鋼材の断面残存率がわずか 21%であり，S3 の中で PC 鋼材の腐食がもっとも厳しい箇所であったと考えられる。しかし，この破壊箇所付近以外での腐食の程度は，切断面の観察及び撤去前のひび割れ状況(前掲図-2.6)から，破壊箇所に比べると軽微であったと考えられる。このように，S3 の PC 鋼材の腐食箇所が局部に集中していたのは，この箇所に局所的に波しぶきが直接かかる状況があったことが主要因であったと推察される。写真-5.1 に示すように，この腐食箇所の直下付近の岩礁や旧構造物のコンクリートの残片などから，強い波が来た時にほぼ直角に波しぶきが発生する状況が形成されていた。

S3 が置かれていた塩分環境を確認するため，破壊箇所の周囲のブロックを解体して，PC 鋼材の腐食状況及び塩分浸透状況を調査した。図-5.1，写真-5.2 にその腐食状況を示す。ただし，破壊箇所を含むブロックはまだすべて解体していない。この結果から，PC 鋼材の腐食による断面減少率は，破壊箇所を含む約 7m の範囲で約 20%と著しく厳しい状況であったことが確認できた。この区間のうちで自重による曲げモーメントが大きかった箇所で破壊に至ったと考えられる。一方，破壊箇所から支間中央側へ 1～2m の箇所から支間中央にかけての範囲では，PC 鋼材の断面減少率が 80～95%と，相対的に軽微な劣化状況であった。

図-5.2 に，図-5.1 に示した 4 箇所での塩分浸透状況を示す。一般に，下フランジ下面はウェブよりも付着塩分量が多いと考えられるが，下フランジは元のコンクリートの部分が残っていなかったので，元のコンクリートの残っていたウェブ上部（いずれも主桁下面から 1.45m）で測定した。いずれも第 1 回補修時にコンクリート表面に塗装が施されていた。破壊箇所付近の図-5.1(d)の結果では，ウェブ上部，ウェブ厚の中心(表面から 90mm)でもコンクリート中の塩化物イオン量は 2kg/m$^3$ を超えていたことから，フランジ部の PC 鋼材は腐食し易い環境にあったことが推察できる。一方，支間中央付近の図-5.1(a)では，塩分浸透深さが 30mm 程度であり，コンクリート中の塩化物イオン量は破壊箇所付近に比べて明らかに少なかったことがわかった。これらの結果から，S3 の PC 鋼材の断面欠損が破壊箇所付近に集中していたのは，破壊箇所付近の塩化物イオン量の供給量が局所的に多くなっていたためであったと考えられる。



写真-5.1　破壊箇所直下の状況

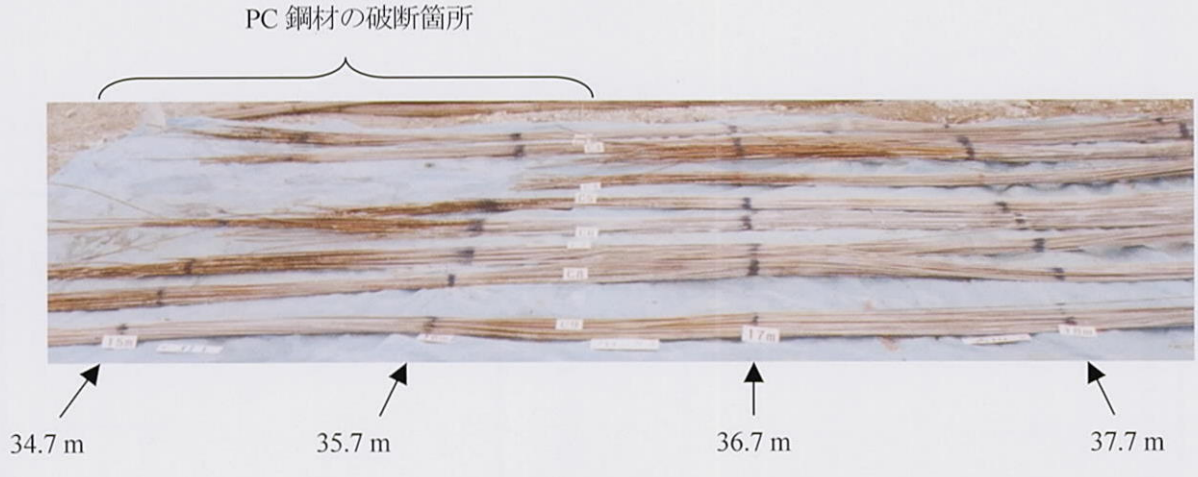



写真-5.2　S3 解体時の PC 鋼材の外観
（村上側端部から 35 ～38 m の範囲）

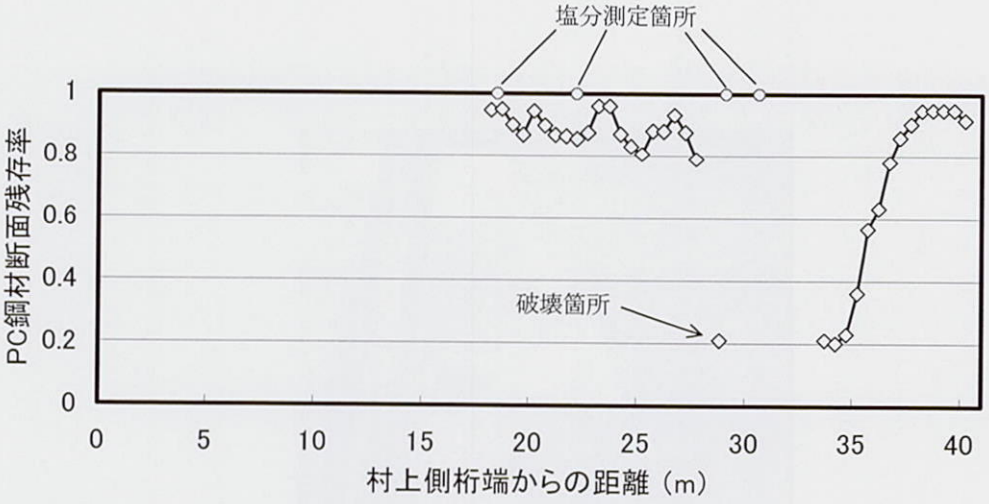
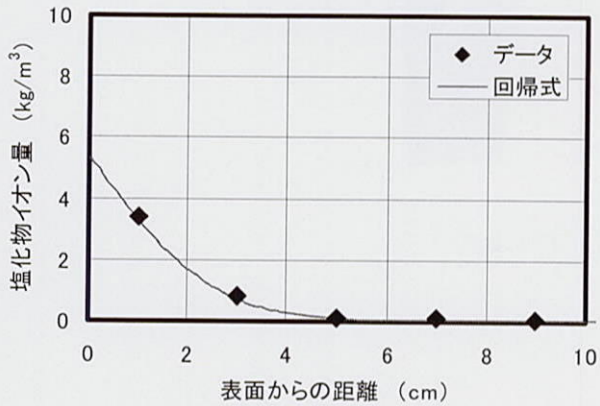
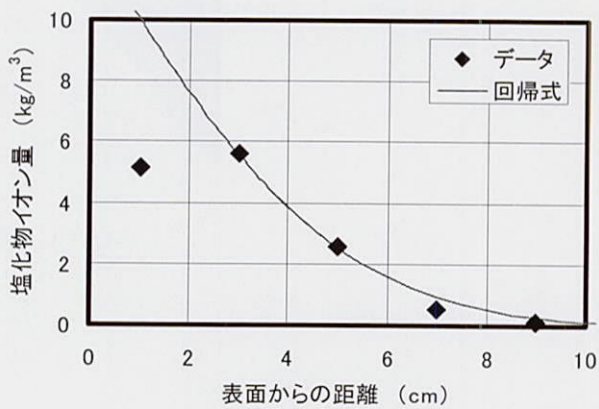


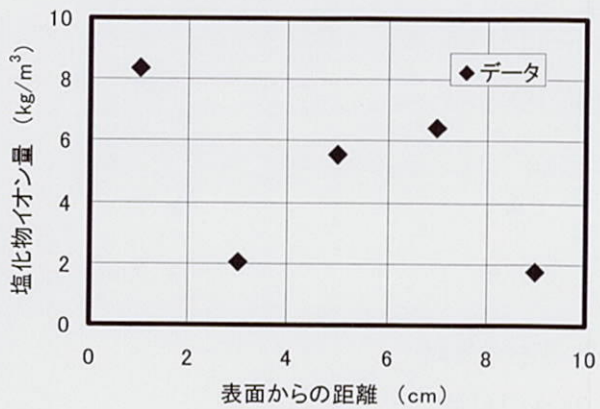

図-5.1　S3 の破壊箇所の周囲のブロックの腐食状況



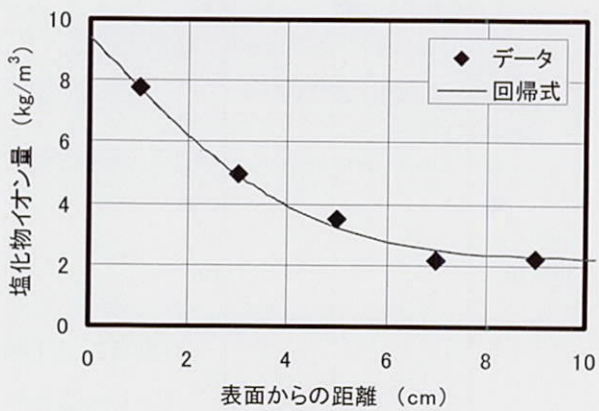

(a)　村上側桁端から 18.0 m




(b)　村上側桁端から 21.7 m




(c)　村上側桁端から 28.5 m




(d)　村上側桁端から 30.1 m

図-5.2　S3 の塩分浸透状況（ウェブ上部，桁下面から 1.45 m）

5.2　S5 の PC 鋼材の腐食箇所

第 5 径間の試験体 S5 以外の桁の解体状況を観察したところ，C1 の PC 鋼材の曲げ上げ部で 12 本の素線が腐食で破断しているのが見つかった(写真-5.3)。その桁のそれ以外の箇所では PC 鋼材の破断が見られなかった。写真-5.4，5.5 に試験桁 S5 の解体時の PC 鋼材とシースの外観を示す。また，このときの観察結果から得られた各シースの PC 鋼材及びシースそのものの腐食状況を図-5.3 に示す。また，全シースを対象とした PC 鋼材の平均断面減少率を図-5.4 に示す。S5 の PC 鋼材の腐食は S3 に比べて軽微であったが，シースの腐食は全支間にわたって見られた。S5 の場合，C2 の支間中央付近（破壊箇所から酒田側に約 2 m）と C1 の曲げ上げ部付近で腐食による断面欠損が生じていた。それにもかかわらず，載荷試験の際に支間中央付近の純曲げ区間で破壊したのは，S3 ほど顕著な腐食でなかったためである。

図-5.5 に，S5 の塩分浸透状況を示す。S5 の場合も，下フランジ下面はほとんどの部分が補修されていたので，ウェブ上部（主桁下面から 1.05 ～ 1.07 m）の元のコンクリートが残っているところで測定した。いずれもコンクリート表面は塗装されていた。PC 鋼材が腐食していた曲げ上げ部(図-5.5(a))では，ウェブ上部，ウェブ厚の中心（表面から 80 mm）でも既に塩化物イオン量が 3 ～ 4 kg/m$^3$ に達していた。一方，破壊位置付近(図-5.5(b))では，深さ 50 mm 程度で塩化物イオン量が 1.2 kg/m$^3$ に達していたが，曲げ上げ部に比べると塩化物イオンの浸透が少なかった。




写真-5.3　第 5 径間の S5 以外の主桁解体状況
（C1 の曲げ上げ部かつウェブと下フランジの境界部付近で
PC 鋼材の腐食による破断が見られた）

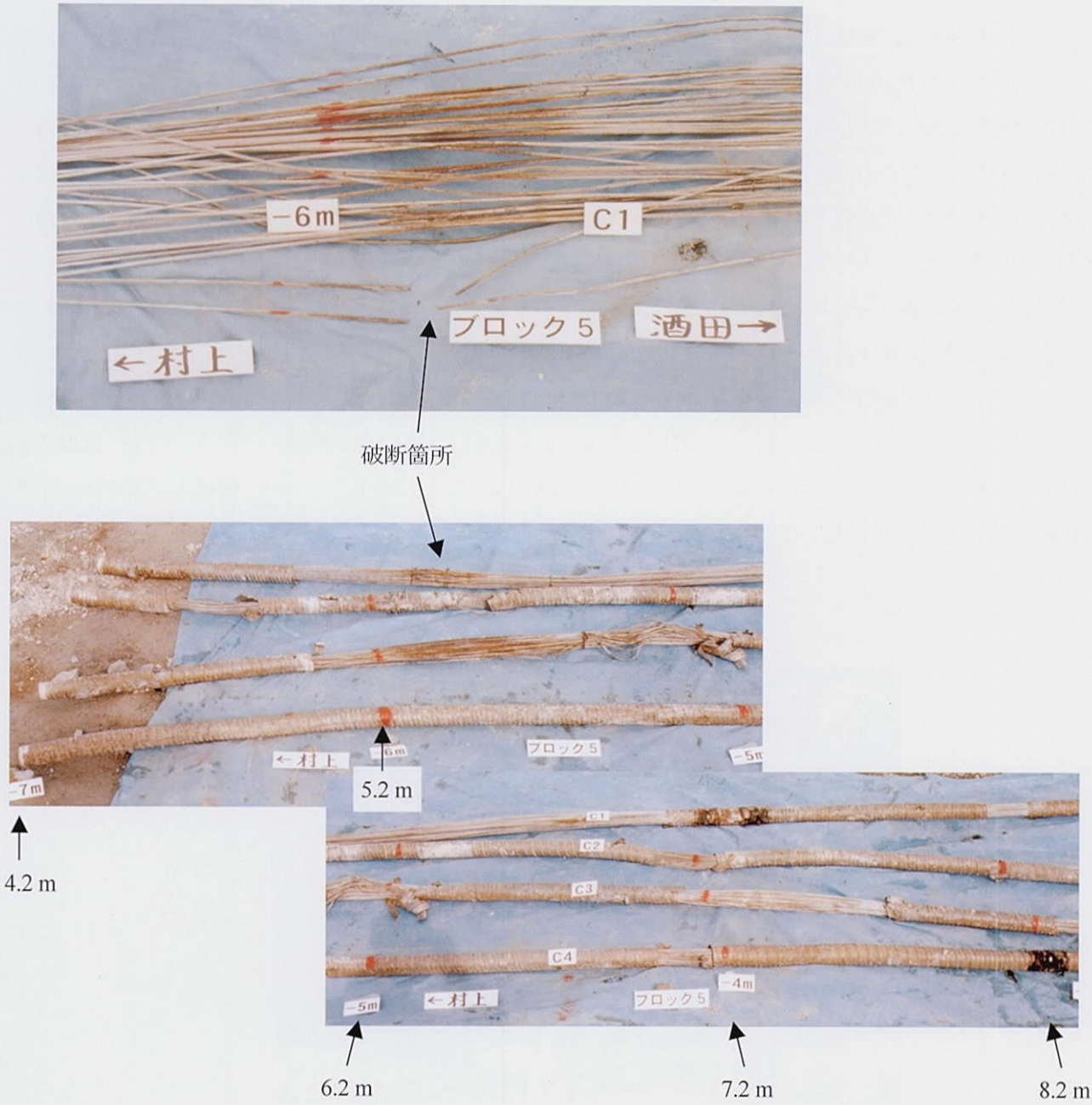



写真-5.4　S5 解体時の PC 鋼材とシースの外観（その１）

（村上側端部から 4.2 ～ 8.2 m の範囲）

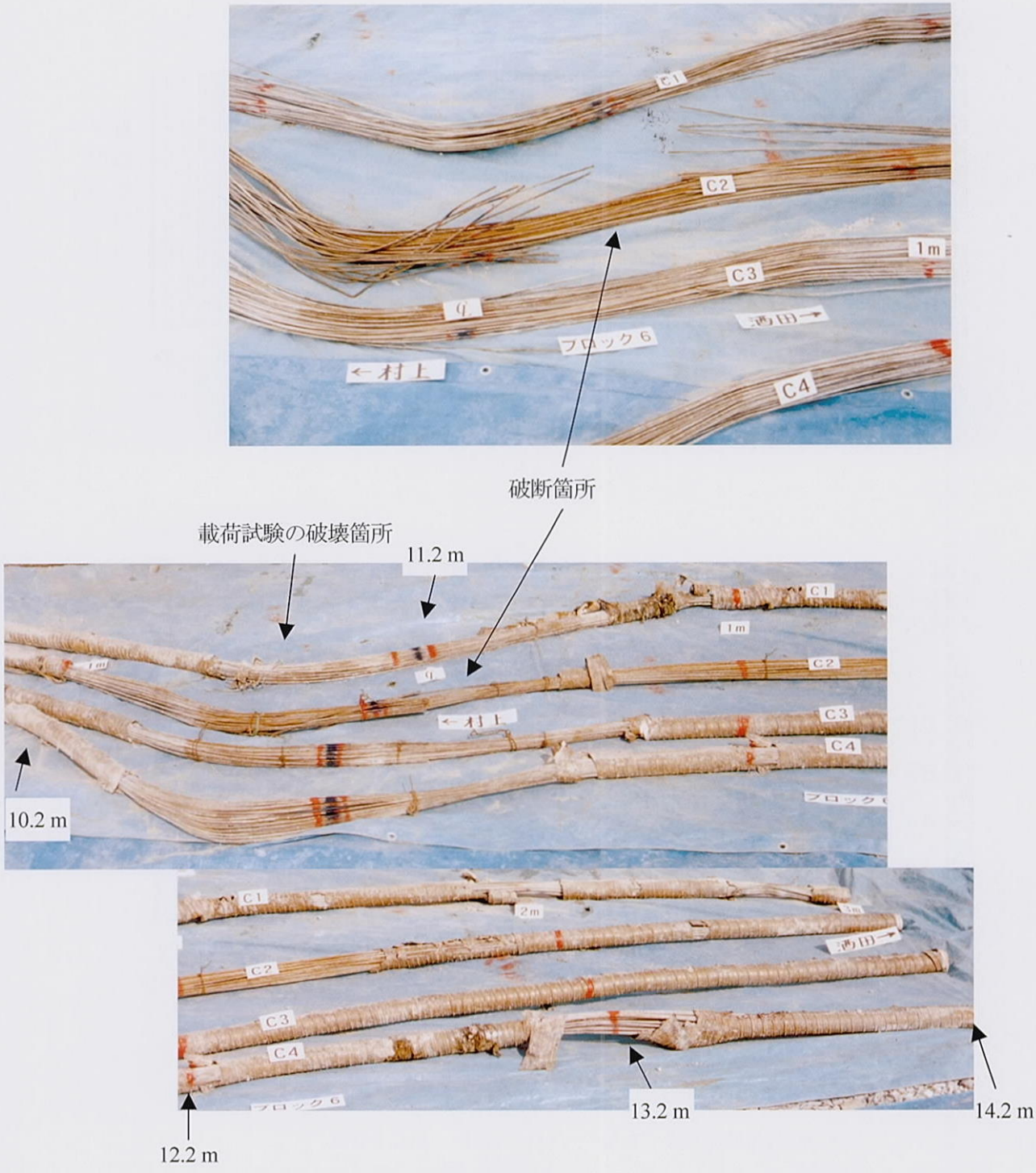
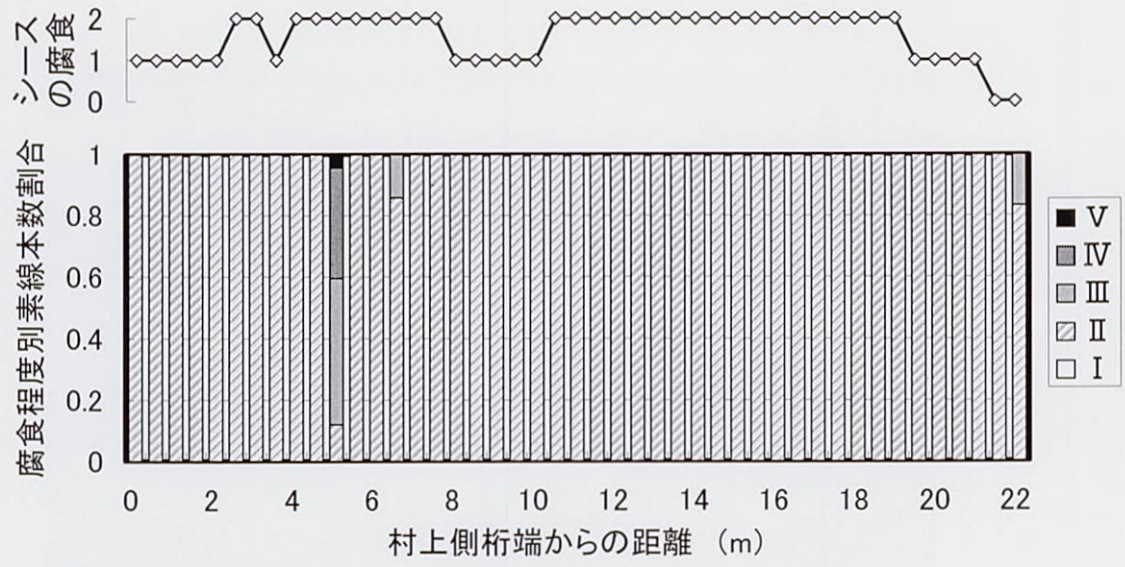
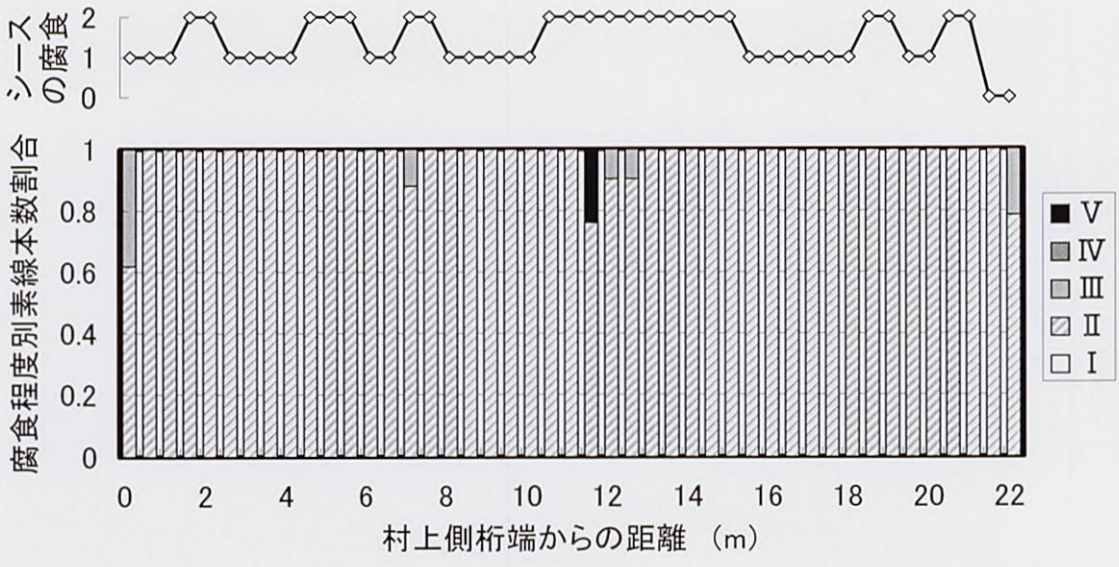



写真-5.5　S5 解体時の PC 鋼材とシースの外観（その２）

（村上側端部から 10.2 ～ 14.2 m の範囲）




(a) シース C1 (上段)

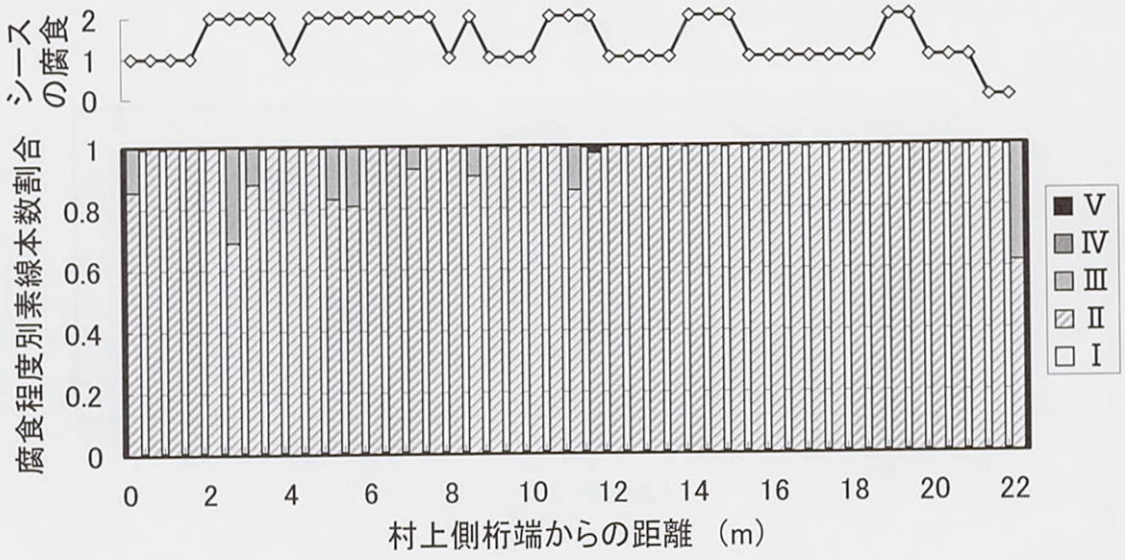



(b) シース C2 (下段)

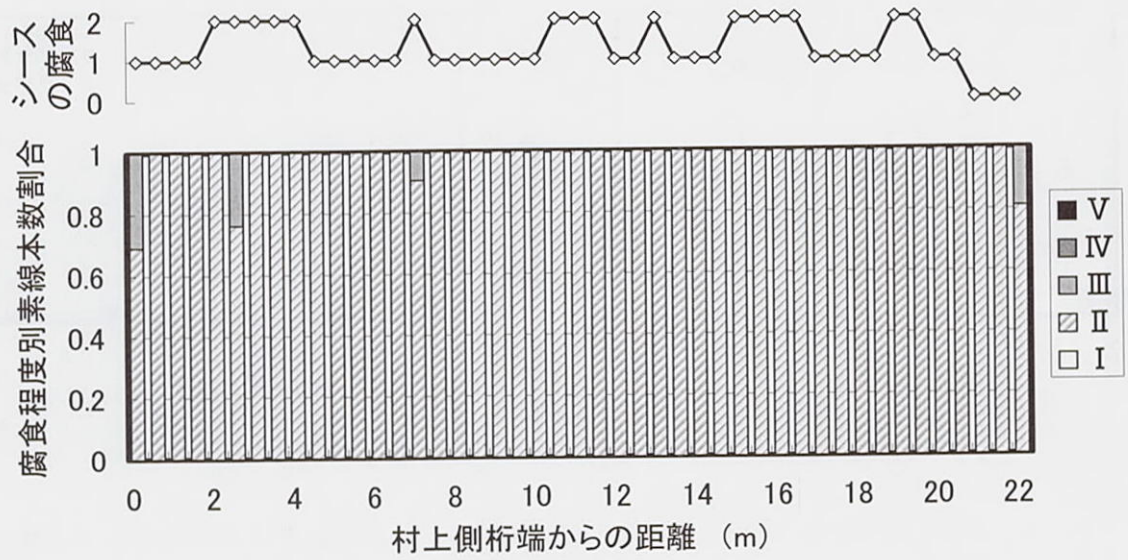
各 PC 鋼素線の腐食程度 (42 本/シース)
Ⅰ：健全
Ⅱ：質量減少率 5%程度
Ⅲ：　　同 20%程度
Ⅳ：　　同 50%程度
Ⅴ：消失

各シースの腐食程度
0：健全
1：腐食しているが形状は残っている
2：一部またはすべて消失

図-5.3　S5 の PC 鋼材及びシースの腐食状況（その１）




(c) シース C3 (下段)




(d) シース C4 (下段)

図-5.3　S5 の PC 鋼材及びシースの腐食状況（その２）

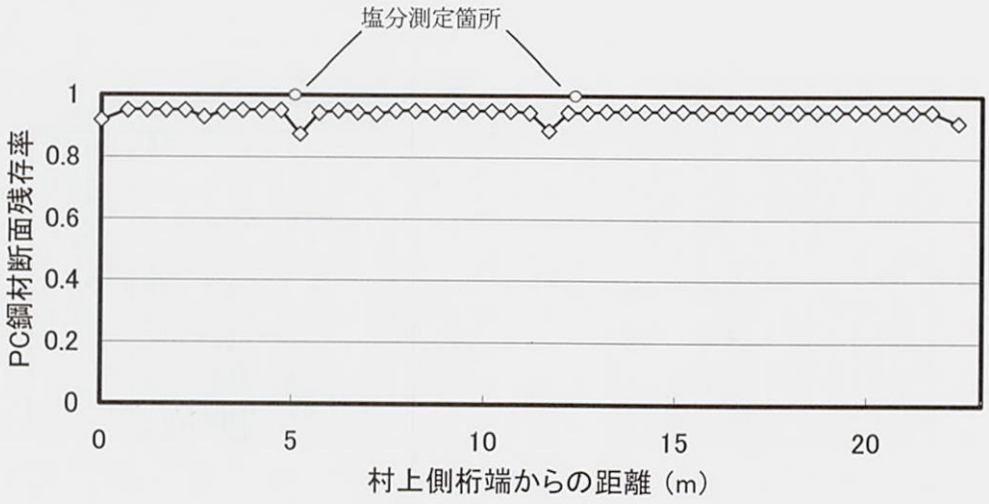
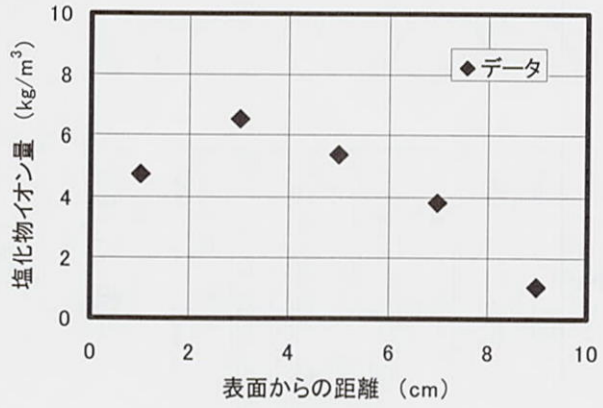
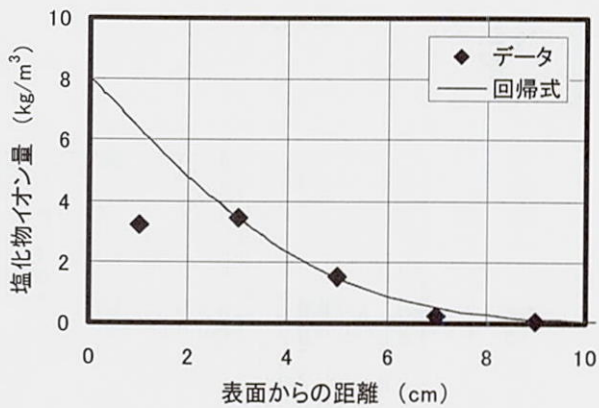



図-5.4　S5 の PC 鋼材の断面減少率




(a)　村上側桁端から 3.9 m
桁下面から 1.05 m




(b)　村上側桁端から 11.2 m
桁下面から 1.07 m

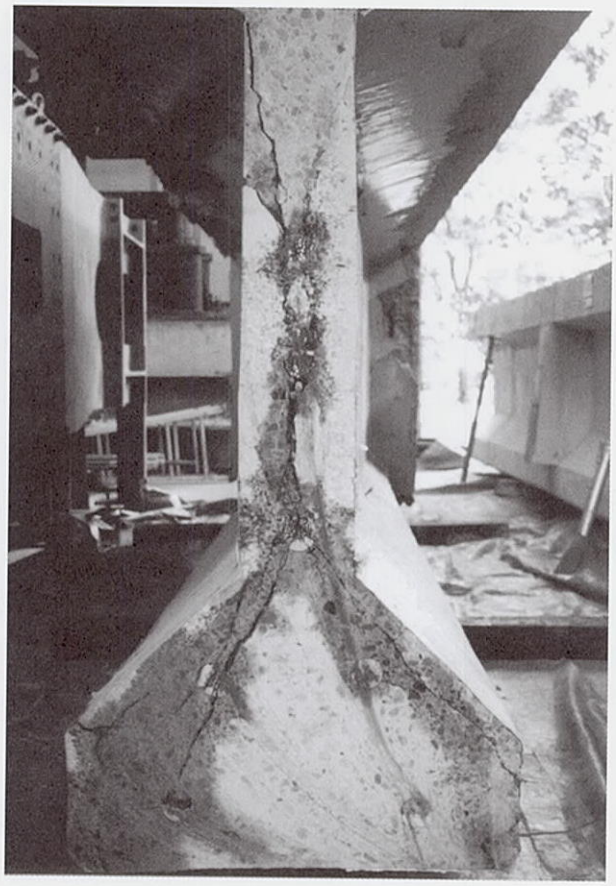
図-5.5　S5 の塩分浸透状況（ウェブ）

5.3　PC 鋼材曲げ上げ部の腐食

ポストテンション PC 桁の塩害劣化の事例では，下フランジ，ウェブともに，スターラップや用心鉄筋は，設計かぶりが当時 30 mm 程度であったために，ポストテンション PC 桁の中で早期に腐食が発生し易かったと考えられる。PC 鋼材のかぶりは，一般には鉄筋よりも大きいが，鉄筋腐食によるかぶりコンクリートの欠損により PC 鋼材の腐食も生じ易くなる。旧暮坪陸橋のような当時のポストテンション PCT 桁の断面形状の場合，幅の狭いウェブにおける PC 鋼材のかぶり(S5 のシース位置で 5cm 程度)は断面に余裕のある下フランジにおけるかぶりよりも小さくなる傾向にある。PC 鋼材の曲げ上げ部の中でも，下フランジとウェブの境界部は，特に PC 鋼材のかぶりが小さい箇所であると考えられ，部分的には鉄筋のかぶりと同程度になる可能性もあると考えられる。しかも，下フランジの上面は塩分が蓄積し易い傾向にある [11)]。これらのことから，鉄筋腐食のある箇所を除くと，PC 鋼材の曲げ上げ部は他の部位に比べて PC 鋼材の腐食が最も生じ易い箇所であると考えられる。実際，S3 や S5 ではこの曲げ上げ部で PC 鋼材の腐食が見られた。

S3 の曲げ上げ部の断面で，写真-5.6 に示すような鉛直方向の大きな内部ひび割れが伸展していた。このような大きなひび割れが生じるまでは，外部からの塩分浸透に起因する PC 鋼材の腐食は，1 シース内の PC 鋼材の束のうち，外部に近い素線の方がより著しい傾向にある。S3 ウェブのコンクリート内のひび割れは，まずその腐食による素線の膨張により発生し始めたと考えられる。これに加えて，S3 の曲げ上げ部では，PC 鋼材の緊張によって生じる鉛直力やウェブ面外方向への水平力がこれを助長すると考えられる。S3 の鋼材配置の場合，ウェブ面外方向への水平力は最大で約 30kN であったと推定される。この水平力の作用位置は PC 鋼材の曲げ上げ部かつウェブと下フランジの境界付近であり，上記の PC 鋼材の腐食し易い箇所と同じ位置である。S3 の曲げ上げ部は，腐食の発生が生じ易いだけでなく，ひび割れの伸展が急であることから，塩害による劣化の進行が加速され易い部位であったと考えられる。さらに，S3 の場合，このような曲げ上げ部が周囲の岩礁やコンクリートブロックの形状や位置関係から旧暮坪陸橋の中でも直接海水のかかる頻度が最も高い箇所に位置していた。これらの点が重なって，S3 の塩害劣化を厳しいものにしたものと考えられる。なお，写真-5.6 に示した内部の大きなひび割れは，ウェブの部分は大きな剥離として，供用中に把握することができたが，下フランジ内へのひび割れの伸展は確認されていなかった。この大きなひび割れによって，下フランジ内の比較的かぶりが大きいところに配置された PC 鋼材であっても著しい腐食が生じていた。

S5 の場合，S3 のような内部の大きなひび割れは見られなかった。S5 では，ウェブ面外方向への水平力がほとんど作用しない PC 鋼材の配置となっていたため，S3 に比べて内部ひび割れが伸展し難い構造になっていた。



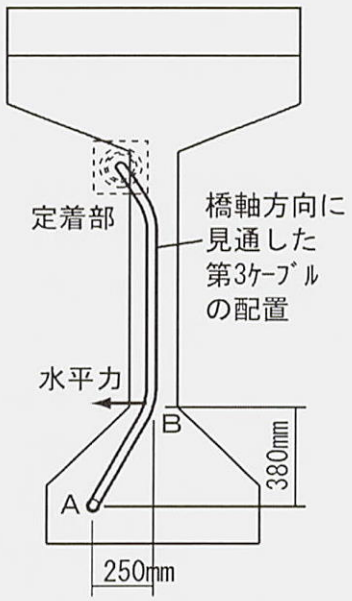



写真-5.6　PC 鋼材曲げ上げ部の内部ひび割れ

S3 北側支点から 6.1m の断面

右後方に北側支点部の横桁の一部が見える

5.4 シース内への塩分浸透

主桁のグラウトはほとんどの範囲で十分に充填されていた。桁端付近でいくつかグラウトが充填されていないものがあったが，桁端部はかぶりが大きいことから PC 鋼線の顕著な腐食は見られなかった。一方，グラウトが充填されていても，曲げ上げ部のように塩分量の多い箇所では腐食が著しい状況であった。

図-5.6 にシース周辺の塩分量とシースの腐食状況を示す。この図に示した断面は試験桁 S3 の隣の桁の南側支点から約 8m の位置であり，塩分分析に用いるコアをこの断面から橋軸方向に採取した。No.1，2 のシースは周囲に軽微なさびが見られたが，グラウト中の塩分量は 0.3kg/m$^3$ 程度であり，外部からシース中への塩分浸透はなかったものと考えられる。一方，No.3 のシースは，写真-5.7～5.9 のとおり，かぶりの浅い表側で腐食が進行し，一部に穴が見られる程度であった。その反対側はまだシースの光沢が見られる状況であった。その周辺の塩分量は，表側で 4.5 ～ 4.7 kg/m$^3$，裏側で 0.62 ～ 0.94 kg/m$^3$ であった。腐食限界塩分量は一般に 1.2 ～ 2.5 kg/m$^3$ といわれているが，このシースの場合も，その程度の塩分量を境に腐食が発生していたものと考えられる。No.3 のグラウト中の塩分量 2.0 kg/m$^3$ は No.1, No.2 よりも明らかに多い結果となっていた。シースの腐食による穴やシースの隙間を通って，外部からシース内に塩化物が浸入したものと考えられる。No.1, No.2 では PC 鋼材の腐食が見られなかったが，No.3 では PC 鋼材に軽微な腐食が見られ，平均断面残存率が 97 ～ 98 %程度であった。

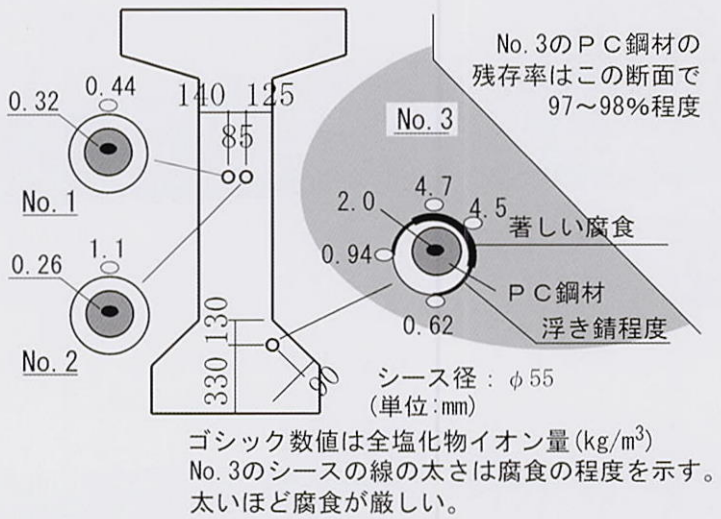



図-5.6　シース周辺の全塩化物イオン量と鋼材腐食



写真-5.7　シース No.3 の腐食状況（外側面）



写真-5.8　シース No.3 の腐食状況（上面）



写真-5.9　シース No.3 の腐食状況（内側面）

5.5 定着部の腐食

ポストテンションPC桁のPC鋼材の防食を考える上で，定着部の防食は重要な課題の一つである。定着体付近の腐食状況を，S3について写真-5.10～5.13に，S5について写真-5.14～5.16にそれぞれ示す。全体的に腐食の程度は軽微である。支圧板の腐食が他のらせん鉄筋やラッパ管に比べて比較的多いようである。当時の施工状況はわからないが，施工中に放置されている間にもこの程度の腐食あるいはその原因となる塩分の付着があった可能性があり，一概に外部からの塩化物の侵入に起因していたとは判断し難い状況であった。

図-5.7にS3，S5の定着部付近の塩分測定結果を示す。また，図-5.8に塩分量測定のためのコアの採取位置を示す。PC鋼材の定着後は定着体の周囲を覆うようにコンクリートが充填されるのが一般的である。この定着部への塩分浸透経路として，充填コンクリートの外側からの塩分浸透拡散と，充填コンクリートと本体の境界面からの塩分浸入が考えられる。今回の調査では，後者の塩分浸透の兆候は確認されず，主として前者の塩分浸透によるものであったと考えられる。このとき，深さ250 mm程度でも1 kg/m$^3$程度の塩分が浸透していた。図-5.9に，定着体の裏側に配置されたラッパ管の周囲のコンクリート中の塩分量とラッパ管内部のグラウト材中の塩分量を示した。この箇所の塩分量はそれと同等の深さの上記コア中の塩分量より少ない傾向にあった。これは定着体の支圧板により塩分浸透経路がある程度遮蔽されていたためと考えられる。

これらの塩分量の測定結果を踏まえて，写真-5.10～5.16の腐食状況を見ると，支圧板の腐食は，施工中の初期さびに加えて，桁端部からの塩分浸透による腐食も混在していた可能性があるが，らせん鉄筋，ラッパ管及びPC鋼材に見られた軽微な腐食は施工中の要因によるものである可能性が高い。なお，PC鋼材を直接指示する定着体本体のステンレス部品の浮き錆が一部に見られたが，これは鋼製の支圧板の錆汁とそれによるもらいさびと考えられる。S3では光沢部分も残っていた。

なお，建設時におけるS3のコンクリート及びグラウトの初期含有塩分量はこのラッパ管周辺の塩分量と概ね同等であったと考えられることから，0.4kg/m$^3$以下であったと考えられ，S3のフレッシュコンクリートには海砂からの塩化物混入がほとんどなく，またグラウト中の塩化物混入もほとんどなかったと考えられる。




写真-5.10　S3 定着体付近のらせん鉄筋（上から撮影）




写真-5.11　S3 定着体とラッパ管（らせん鉄筋除去後に，上から撮影）



写真-5.12　S3 定着体



写真-5.13　S3 定着体付近のグラウト充填状況と PC 鋼材の腐食状況（グラウトを部分的に除去した後，斜め上から撮影）

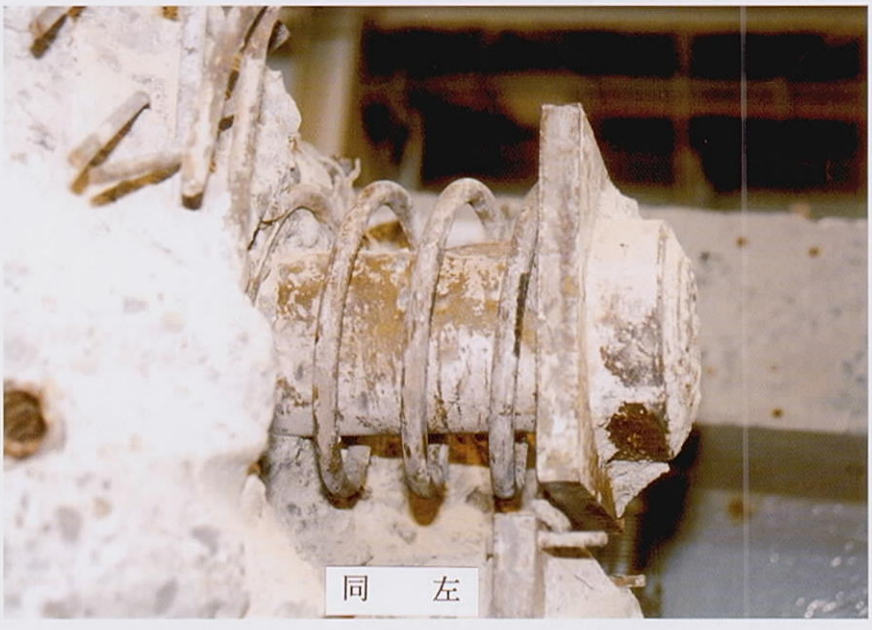



写真-5.14　S5 定着体，らせん鉄筋、ラッパ管（側面から撮影）



写真-5.15　S5 定着体
（ボタンヘッドが 2 個欠けているのは，建設時からのもので，腐食によるものではない）



写真-5.16　S5 定着体付近のグラウト充填状況と PC 鋼材の腐食状況（グラウトを部分的に除去した後，斜め上から撮影）

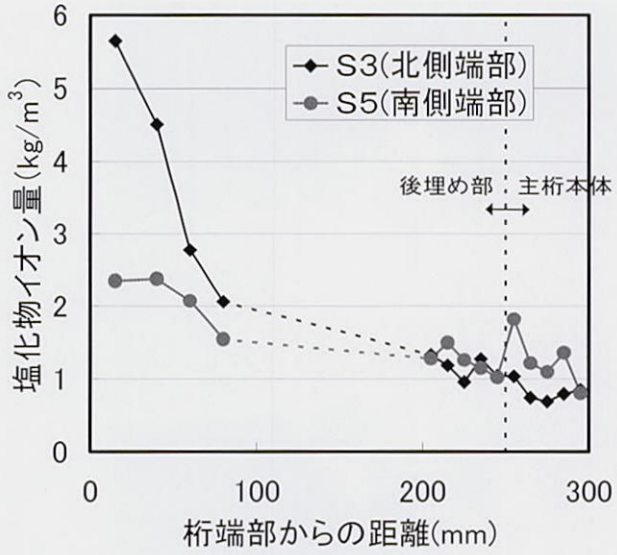



図-5.7　桁端部における全塩化物イオン量の分布

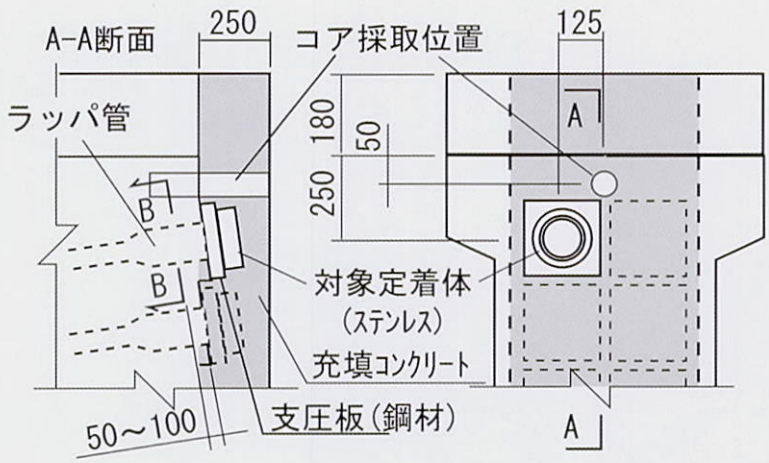



図-5.8　定着体付近の詳細とコア採取位置(S3 の例)

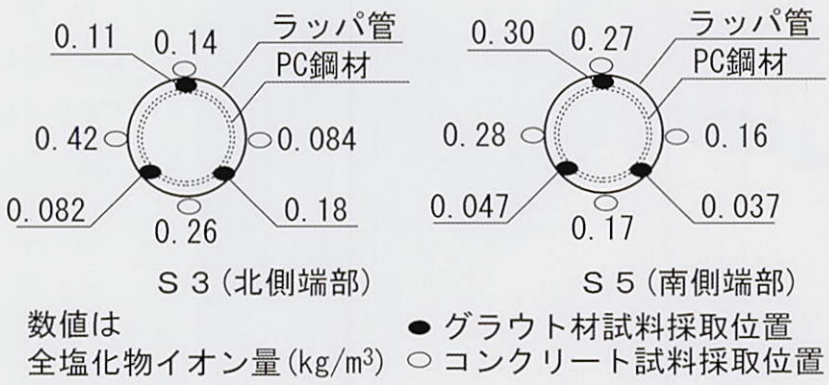



図-5.9　ラッパ管周辺の全塩化物イオン量測定結果

(図-5.8 の B-B 断面の結果)

5.6　補修部ひび割れ部の塩分浸透状況

S3 の２回目の断面修復箇所は，架け替えが予定されていたことから，表面塗装されず，剥き出しのままであった。破壊箇所近傍などで，その後の供用中に曲げひび割れが発生していた。このひび割れ箇所の塩分浸透状況を測定した。比較のため，ひび割れのない部分からもコアを採取し，同様の測定を行った。写真-5.17 に測定箇所の状況とコア採取位置を示す。測定箇所は載荷試験の破壊箇所（村上側端部より 28.8 m）から酒田側に約 2 m の位置である。同写真では，下フランジ下面が無機系プレパックドコンクリートで補修されたまま，表面塗装なしに置かれていた状況を示している。補修材の部分は，プレストレスが入っていないので，補修していない場合に比べて曲げひび割れが発生し易い状況にあるが，1991 年の補修後 8 年の間のいつの時点で発生していたかは特定できなかった。少なくとも，今回調査の対象としたひび割れは撤去前の調査で既に見られていた（前掲図-2.6）。ひび割れ幅は 0.1 ～ 0.2 mm 程度であった。

図-5.10(a)に曲げひび割れ部の EPMA による塩化物イオンの分布，同(b)に同じ位置での JCI-SC4 による抽出法での塩化物イオン量分布および同(c)に EPMA に供した面の外観を示す。同様に，図-5.11 にひび割れのない補修部の結果を示す。いずれの図，写真も上辺が下フランジ下面に相当する。EPMA の測定範囲は，曲げひび割れにほぼ直角の面で 80 mm × 80 mm の範囲とした。

ひび割れ部のコアは，曲げひび割れ以外に，補修材と元のコンクリートの境界部付近にひび割れが生じていたため，採取後，3 つに分かれた。図-5.10 に示した状況は，あらかじめエポキシ樹脂系の接着剤で接着した後に EPMA の試験片に整形したものである。そのため，図-5.10 で示した結果では，ひび割れ幅が約 2 mm に見えており，またエポキシ樹脂系接着剤には若干の塩化物イオン量を含有しているため EPMA 試験結果では薄い青色に見えている。

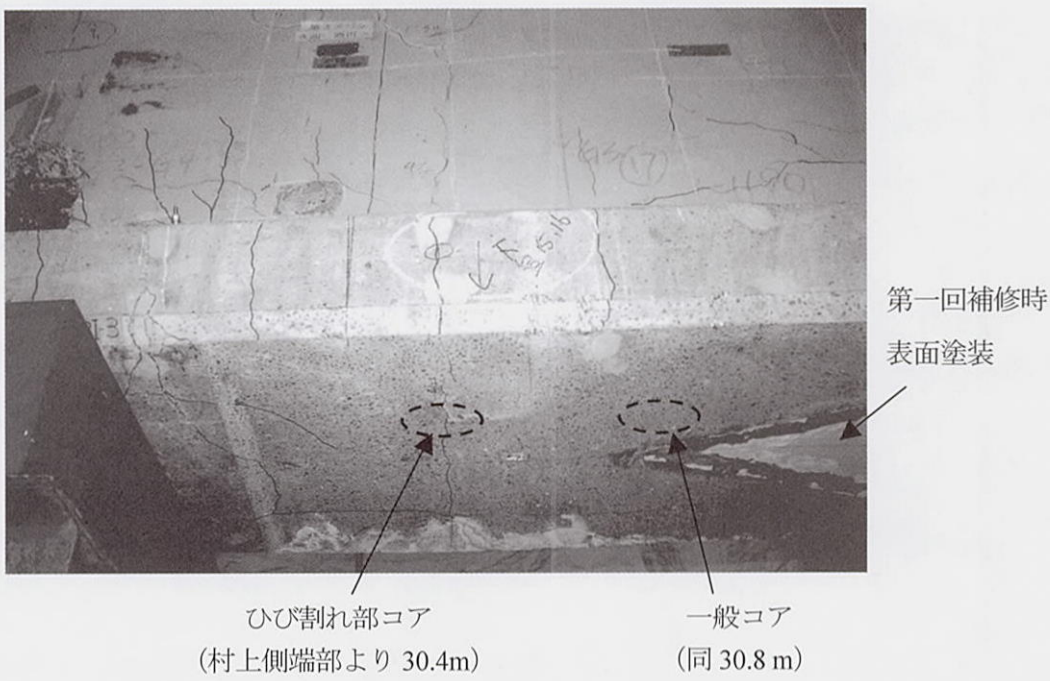
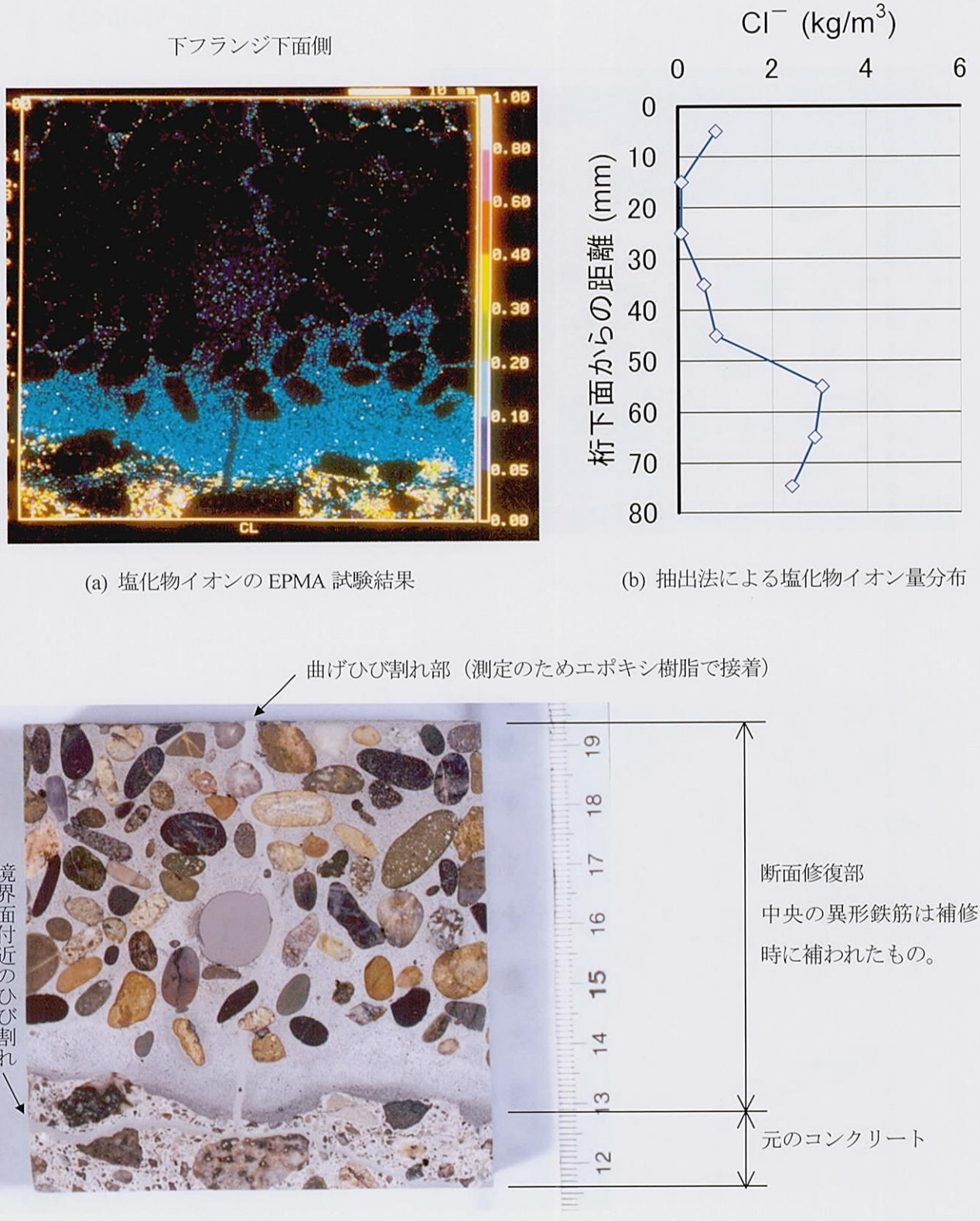



写真-5.17　ひび割れ調査箇所の外観とコア採取位置

今回調査した結果では，曲げひび割れへの塩化物イオンの侵入は認められなかった。また，外部からの塩化物イオン浸透は表層に数 mm 程度見られただけであった。元のコンクリートでの塩化物イオン量は，一般コアのかぶり 30 ～ 40mm で約 5 kg/m$^3$ に達しており，かぶり 80 mm でも 2 kg/m$^3$ 以上となっていた。これらの塩化物イオンは逆に補修材に浸透していた。その程度は，はつり量が少なかった一般部のコアの方が，元のコンクリート中の塩化物イオン量が多かったために，はつり量が多かったひび割れ部のコアよりも多かった。

補修材と元のコンクリートの境界面付近のひび割れは，写真-10(c)で示すとおり，その境界面に生じているのではなく，元のコンクリートのところで割れていたことがわかる。このひび割れ発生の直接の原因は明確ではないが，補修のためのはつりによって元のコンクリートに微細な損傷を与えていたことが一因として挙げられる。

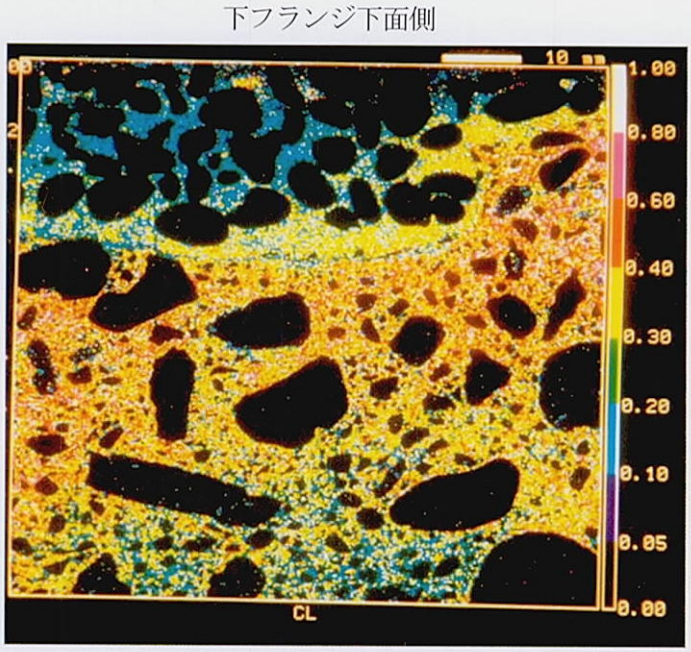



(a) 塩化物イオンの EPMA 試験結果

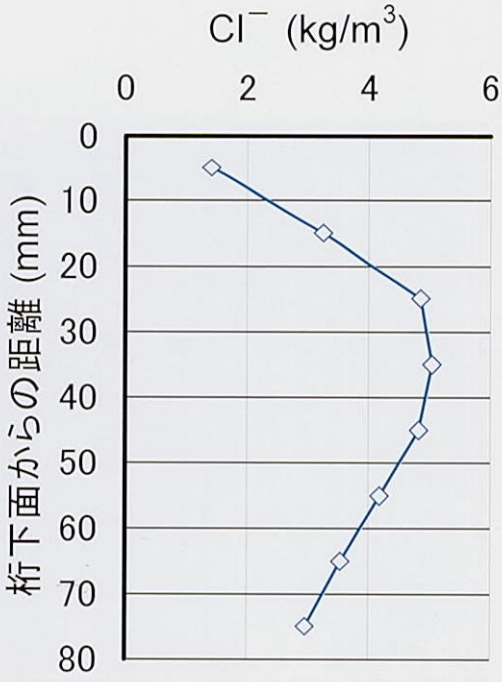
(b) 抽出法による塩化物イオン量分布

(c) EPMA 測定断面の外観

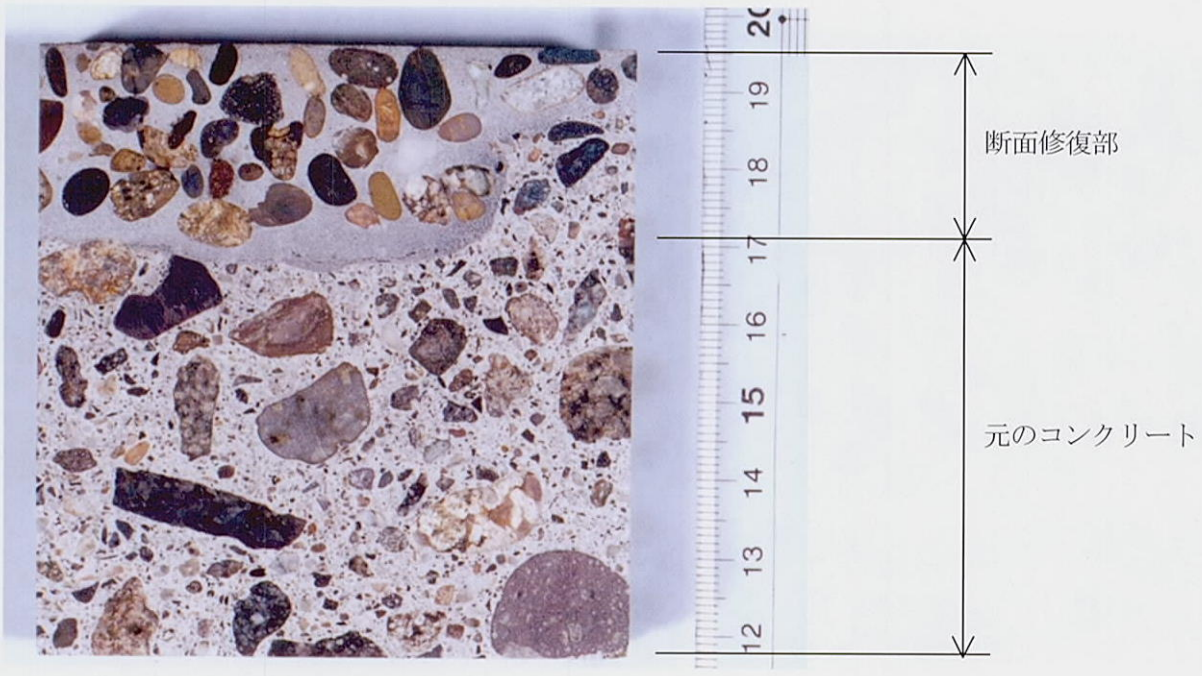
図-5.10　補修部の塩分浸透状況（曲げひび割れ部）




(a) 塩化物イオンの EPMA 試験結果




(b) 抽出法による塩化物イオン量分布




(c) EPMA 測定断面の外観

図-5.11　補修部の塩分浸透状況（曲げひび割れのない部分）

# 6．腐食状況と破壊形態

表-6.1 に S3 の各支持状態での破断位置の断面力を示す。また，表-6.2 に腐食による PC 鋼材の欠損を考慮したときの曲げ耐力，せん断耐力の計算値を示す。計算方法は道路橋示方書に準じた。計算の特記事項は表-6.2 脚注に示す。なお，残存していた PC 鋼材の腐食の程度は素線によって異なっているが，ここでは，鉄筋の場合[12]を参考に PC 鋼材の破断強度を腐食なしの場合の 90%と仮定した。

S3 の破断位置における PC 鋼材の断面残存率は 21%と著しく小さかったため，支間の約 1/4 の箇所にありながら，PC 鋼材の破断を伴う曲げ破壊が生じた。PC 鋼材の腐食による強度低下と断面欠損を考慮した終局曲げモーメントMu の計算値 4420 kN-m は，ほとんど死荷重曲げモーメント Md の値 4360 kN-m と同程度であった。

一方，S5 は腐食の程度が比較的軽微であったため，圧壊による曲げ破壊で終局に至った。表-6.2 に示したように，S5 の曲げ耐力(実験値)は腐食を考慮しない場合の曲げ耐力の計算値と概ね一致していた。S5 の破壊箇所付近の解体の結果，4 本のシースは浮き錆は見られたが腐食による断面欠損はほとんど見られず，グラウトも 4 本全て充填されていた。PC 鋼材の外観観察でも，破壊箇所での腐食による破断は見られなかった(写真-5.5，図-5.3)。

図-6.1 に，PC 鋼材の断面残存率と Mu／Muo の関係を，文献 1)のプレテンション桁の結果と合わせて示す。Muo は腐食していない場合の破壊抵抗曲げモーメントである。健全な PC 鋼材を使用していれば極端に鋼材量を減らさない限りは一般にコンクリート上縁の圧壊により終局に至るものと考えられるが，PC 鋼材の断面残存率が 80 % 以下に低下した PC 桁では，PC 鋼材の破断で終局に至っている。塩害により腐食した PC 鋼材は強度が低下するとともに，伸び能力の著しい低下が見られ，これが PC 桁の破壊形態に影響する場合がある[1]。S3 の場合，PC 鋼材の断面欠損が特に著しい上に，PC 鋼材の伸び能力の低下も生じていたと推察される。

表-6.1　S3 の破壊位置の断面力

| 支持状態 | 曲げモーメント (kN-m) | せん断力 (kN) |
|---|---|---|
| 単純支持 | 4360 | -274 |
| 中間支点支持 | -1180 | -390 |
| ワイヤ吊り状態 | -1130 | 107 |

北側支点から 11.07m

中間支点は北側のみの場合

表-6.2　載荷試験結果

| 試験桁 | | S3 | | | S5 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 計算値 | | 実験値 | 計算値 | 実験値 |
| 腐食状況 | | 腐食なし | 腐食あり | 腐食あり | 腐食なし | 腐食あり |
| PC 鋼材残存率 | | 100% | 21.4 % | 21.4 % | 100 % | 95 % |
| ひび割れ発生曲げモーメント Mcr (kN-m) | | 4770 | -1310 | - | 2010 | 2140 |
| 終局曲げモーメント Mu (kN-m) | | 21000 | 4420 | 4360 以下 | 6480 | 6210 |
| せん断耐力 Vu (kN) | コンクリート負担分 | 162 | 167 | - | - | - |
| | スターラップ負担分 | 184 | 184 | - | - | - |
| | PC 曲げ上げによる寄与 | 241 | 53 | - | - | - |
| | プレストレスによる寄与 | 248 | 0 | - | - | - |
| | 合計 | 836 | 404 | - | - | - |

1）曲げひび割れ発生応力度は 4 MPa とした。
2）計算に用いた材料特性は表-3.2, 3.3 によった。
　ただし，腐食ありの計算では PC 鋼材の破断強度を腐食なしの場合の 90%とした。
3）せん断耐力のうち，コンクリート負担分は断面補修の劣化を考慮していない。
4）せん断耐力のうち，プレストレスによる寄与は 2 点載荷した場合を想定した。
5）S5 の曲げひび割れモーメントは荷重変位曲線の傾きの変化から求めた。
6）Mcr は死荷重曲げモーメントが作用している状態を 0 とした。
7）S5 の PC 鋼材残存率は曲げ上げ部で 87%，破壊箇所から 2 m離れたところで 89%の箇所があった。

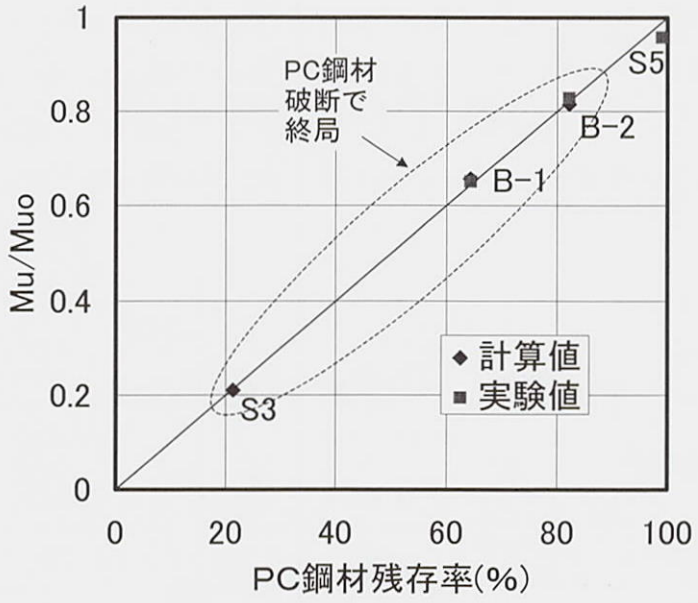



図-6.1 PC 鋼材残存率とMu／Muo の関係

※計算値は表-6.2 と同じ。

# 7．まとめ

日本海沿岸部の厳しい塩分環境で34年間供用された旧暮坪陸橋から，塩害を受けたポストテンションPC桁2本を取り出し，その載荷試験及び解体調査を実施した結果，以下のことが判明した。

(1) 支間約40mのS3は，支間の1/4点付近で曲げひび割れの伸展とPC鋼材の破断が生じ，自重を支えられない状況になっていた。その破壊箇所付近のPC鋼材は著しい腐食が生じており，断面残存率が21％となっていた。一方，支間約20mのS5はS3に比べると腐食の程度が軽微であり，載荷試験の結果，上縁のコンクリートの圧壊で終局に至った。

(2) 当時のポストテンションPC桁の断面形状(T桁)の場合，PC鋼材の腐食し易い箇所は，スターラップ等の鉄筋腐食の箇所に次いで，PC鋼材の曲げ上げ部の下フランジとウェブの境界付近であると考えられる。また，S3のように，PC鋼材の配置によっては，この箇所で腐食が生じ易いだけでなく，腐食によるひび割れが，腐食の膨張圧，PC鋼材の緊張力に伴う鉛直分力及び面外方向への水平分力によって断面内部で急激に伸展することがわかった。

(3) PC桁中の塩分量調査から，ポストテンションPC桁特有のPC鋼材定着体付近への塩分浸透過程及びシース内部への塩分浸透過程を把握する上で有用なデータが得られた。このうち，定着体付近の塩化物の存在は，今回の2本のPC桁の場合，充填コンクリートの外側からの塩分の拡散浸透によるものであることがわかった。また，S3の補修材ひび割れ部の塩分浸透状況の調査から，曲げひび割れ部があっても必ずしも早期に塩化物イオンが内部に侵入しない場合があること，元のコンクリートに含有される塩化物イオンは補修材に逆に浸透することなどがわかった。

# 謝辞等

本試験に御協力をいただいた関係各位に深く感謝致します。

また，S5 の載荷試験は(株)前田製管村上工場の載荷試験場で実施させていただきました。齋藤工場長をはじめ，本試験にご協力いただいた同工場のみなさんに深く感謝致します。

なお，本試験の一部は今後の新設 PC 橋の塩害対策に資することを目的に(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会と土木研究所が実施している「ミニマムメンテナンス PC 橋の開発に関する共同研究」の一環として実施しました。

# 参考文献


1) 田中良樹，河野広隆，渡辺博志，鈴木雅博：塩害を受けたプレテンションPC桁の耐荷性状，コンクリート工学年次論文報告集，21-3，pp.973-978，1999

2) 旧暮坪陸橋の現地載荷試験－塩害を受けたポストテンション PC 桁の耐荷力をみる－，土木技術資料，41-10，pp.2-3，1999.10

3) 佐々木慎一，堺孝司：グラウト不良により劣化したPC橋の調査と補修，コンクリート工学年次論文報告集，18-1，pp.1089-1094，1996

4) Morris Schupack: Post-Tensioning Tendons after 35 Years, Concrete International, pp.50-54, March, 1994

5) Walter Podolny, Jr.: Corrosion of Prestressing Steels and Its Mitigation, PCI Journal, pp.34-55, Sep.-Oct. 1992

6) 例えば，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

7) 飛来塩分量全国調査(IV)－飛来塩分量の分布特性と風の関係－，土木研究所資料第3175号，1993.3

8) 温海地区塩害橋調査報告書（損傷と対策），建設省東北地方建設局酒田工事事務所，1995.3

9) 三浦尚ほか：暮坪陸橋の塩害による損傷と対策，橋梁と基礎，1993.11，1993.12，1994.1

10) 見波潔，遠藤繁雄，上阪康雄：暮坪陸橋の塩害損傷とその対策，土木施工，35-7，pp.9-19，1994.6

11) 耐候性鋼材の橋梁への適用に関する共同研究報告書(ＸＩＶ)－環境条件調査結果２－，建設省土木研究所共同研究報告書第84号，p.16，1993.3

12) コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書，(社)日本コンクリート工学協会，p.45，1998.10

# 付 録 資 料


１．旧暮坪陸橋の基礎資料（図面，写真等） ……51

一般図，S3 主桁図，S5 主桁図 ……53

温海地区塩害橋調査報告書(酒田工事事務所，1995.3) 抜粋 ……59

２．ゲージ等貼り付け位置図および S3 載荷試験治具図 ……61

３．たわみ図および試験後のひび割れ図 ……67

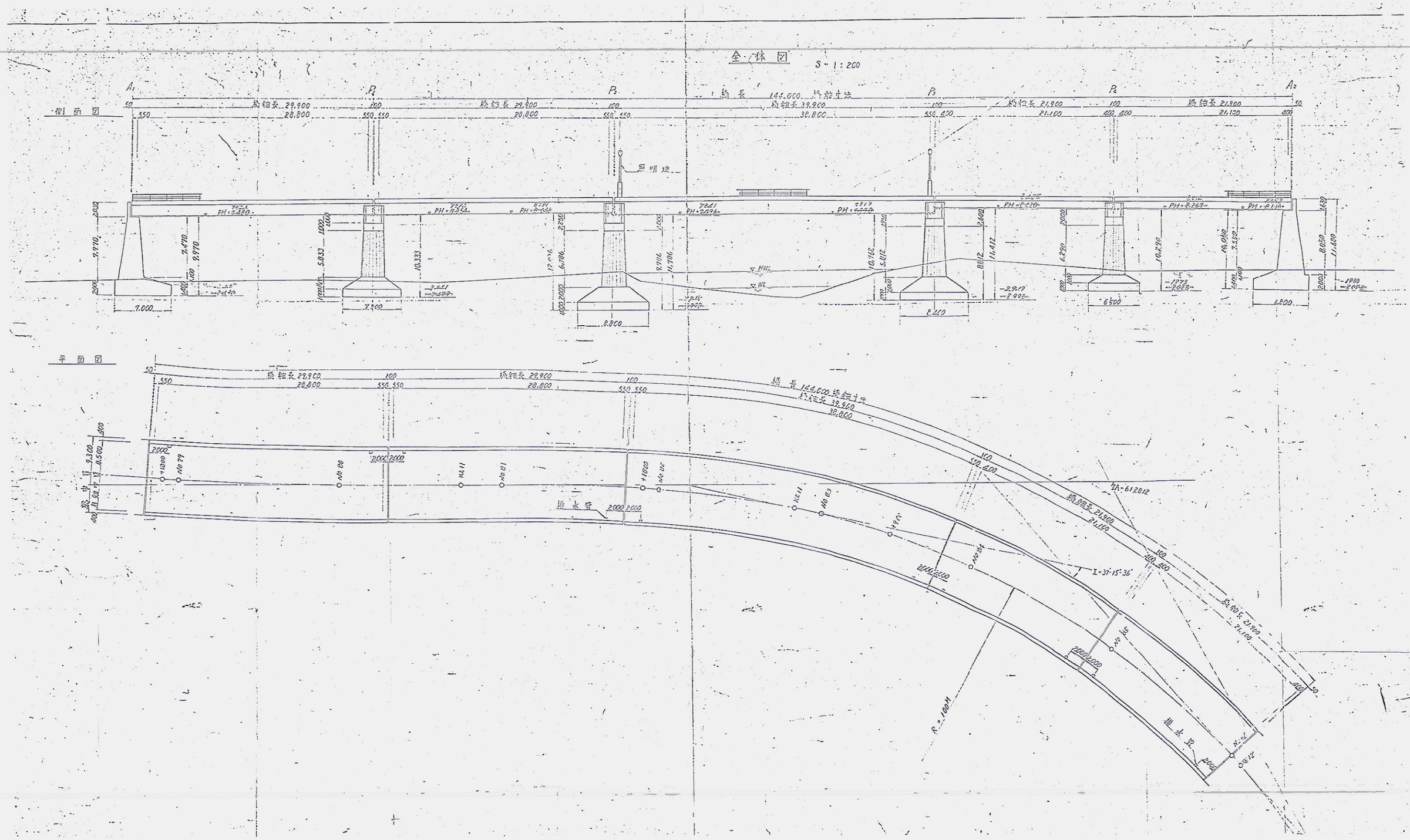
たわみ図 ……69

試験後のひび割れ図（S3） ……71

試験後のひび割れ図（S5） ……78

# １．旧暮坪陸橋の基礎資料（図面，写真等）

全体図 S=1:200


A1
P1
P2
P3
P3
P2
A2
橋長 144.000 片勾土法
橋軸長 29.900
橋軸長 29.900
橋軸長 39.900
橋軸長 21.900
橋軸長 21.900
28.800
28.800
30.800
21.100
21.100
20.900
11.412
8.400
6.400
6.800
7.000
7.300
8.800
平面図
R=100M
I=39°15'36"
排水管

| 桁 | L | L₁ |
|---|---|---|
| A 桁 | 41.456 M | 40.356 M |
| B 桁 | 40.948 〃 | 39.848 〃 |
| C 桁 | 40.447 〃 | 39.340 〃 |
| D 桁 | 39.932 〃 | 38.832 〃 |
| E 桁 | 39.426 〃 | 38.324 〃 |
| F 桁 | 38.914 〃 | 37.814 〃 |

桁 割 面 図　S = 1:50

桁 長　L

| 桁 | A₁ | A₂ |
|---|---|---|
| A 桁 | 1.692 M | 1.792 M |
| B 桁 | 1.483 〃 | 1.585 〃 |
| C 桁 | 1.233 〃 | 1.307 〃 |
| D 桁 | 1.004 〃 | 1.028 〃 |
| E 桁 | 775 〃 | 749 〃 |
| F 桁 | 544 〃 | 470 〃 |

桁 配 筋 図　S = 1:50

桁 長　L

| 桁 | A₁ | a | b | c | d | A₂ | a' | b' | c' | d' |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A 桁 | 1.607 | 460 | 400 | 400 | 407 | 1.779 | 400 | 459 | 450 | 479 |
| B 〃 | 1.370 | — | 450 | 450 | 470 | 1.500 | — | 500 | 500 | 500 |
| C 〃 | 1.100 | — | 400 | 400 | 340 | 1.222 | — | 400 | 400 | 422 |
| D 〃 | 819 | — | — | 450 | 465 | 943 | — | — | 450 | 493 |
| E 〃 | 590 | — | — | 350 | 356 | 665 | — | — | 300 | 364 |
| F 〃 | 459 | — | — | — | 459 | 385 | — | — | — | 385 |

ケーブル配置図　S = 1:50

桁 長　L

| 桁 | B₁ | B₂ |
|---|---|---|
| A 桁 | 2,178 M | 2.178 M |
| B 桁 | 1.924 〃 | 1.924 〃 |
| C 桁 | 1.670 〃 | 1.670 〃 |
| D 桁 | 1.416 〃 | 1.416 〃 |
| E 桁 | 1.162 〃 | 1.162 〃 |
| F 桁 | 907 〃 | 907 〃 |

断 面 図　S = 1:20

A-A 断面

B-B 断面

C-C 断面

D-D 断面

昭和38年度 / 主桁ケーブル配置図

P₂ - P₃ 主桁ケーブル配置図

主筋展開図 S=1:15

側面図 S=1:15

平面図 S=1:15

断面図 S=1:15

A—A

A—A

B—B

C—C

C—C

D—D

D—D

C—C

1.2.9　暮坪陸橋

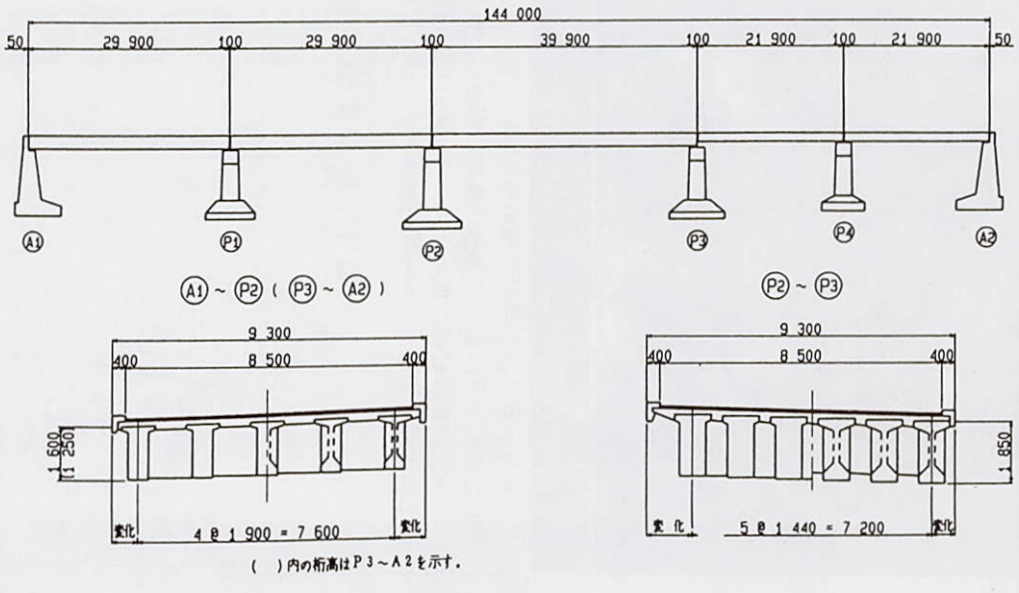
表－1.2.9　暮坪陸橋

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 橋　　名 | 暮　坪　陸　橋 | | 路線名 | 一般国道　7号　現道 | |
| 所 在 地 | 山形県西田川郡温海町暮坪地内 | | 距離標 | 119+905 ～ 120+048 | |
| 交 通 量 | T'90=6,653台/12h　9,310台/24h　（平成 2年）　大型車混入率　26.0% | | | | |
| 橋梁区分 | 本 線 橋 | 分 割 区 分 | 上下線一体 | 竣工年次 | 昭和４０年３月 |
| 交差状況 | 海　域 | 交差物名称 | 漁　港 | | |
| 種　　別 | プレストレストコンクリート道路橋 | | | 設計荷重 | ＴＬ－２０ |
| 構造形式 | ポストテンション方式４径間単純Ｔ桁＋単純合成Ｉ桁橋（第３スパン） | | | | |
| 橋　　長 | １４４．００ ｍ | | | 有効幅員 | ８．５０ ｍ |
| 平面線形 | クロソイド ～ R=100m | | 横断勾配 | 3.0% ～ 6.0% | |

| ｽﾊﾟﾝ NO | １～２ | ３ | ４～５ | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 支 間(m) | ２８．８０ | ３８．８０ | ２１．１０ | | | |
| 桁 高(m) | １．６０ | １．８５ | １．２５ | | | |
| 主桁の主要鋼材 | BBRV 5-42φ5 | BBRV 9-44φ5 | BBRV 4-42φ5 | | | |

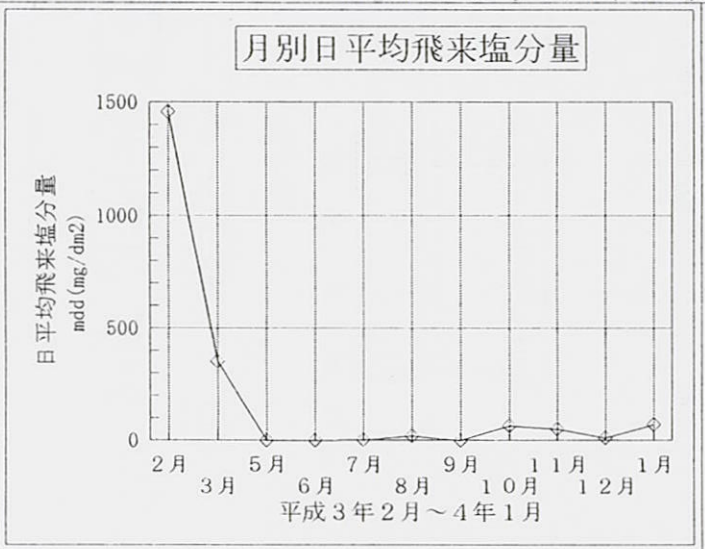
| 保管設計図書の有無 | 設計計算書 ･･･ 有　図面 ･･･ 有 |
|---|---|

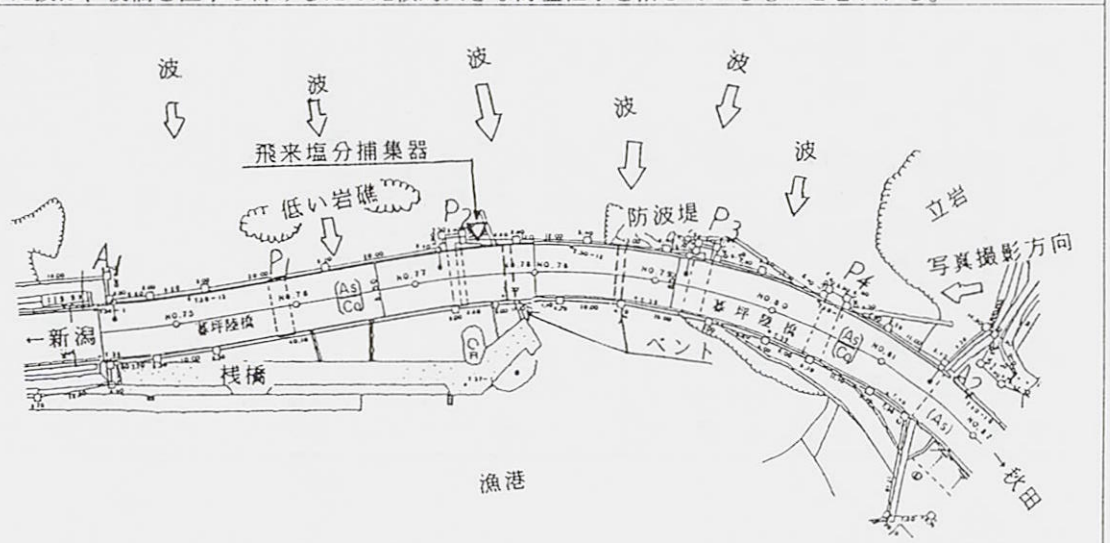
| | 補　修　及び　補　強 |
|---|---|
| 昭和５６年度 | ｽﾊﾟﾝ ３（断面修復＋被覆） |
| 昭和５７年度 | ｽﾊﾟﾝ ３，４，５（断面修復＋被覆） |
| 昭和５８年度 | ｽﾊﾟﾝ ３，４（断面修復＋被覆） |
| 昭和５９年度 | ｽﾊﾟﾝ １，２（断面修復＋被覆） |
| 昭和６２年度 | ｽﾊﾟﾝ ３（断面修復＋被覆） |
| 平成　３年度 | ｽﾊﾟﾝ ３［中間支柱と外ケーブルによる主桁の補強を実施］ |
| 平成　４年度 | ｽﾊﾟﾝ ４（断面修復＋被覆） |
| 平成　５年度 | ｽﾊﾟﾝ ５（断面修復＋被覆） |



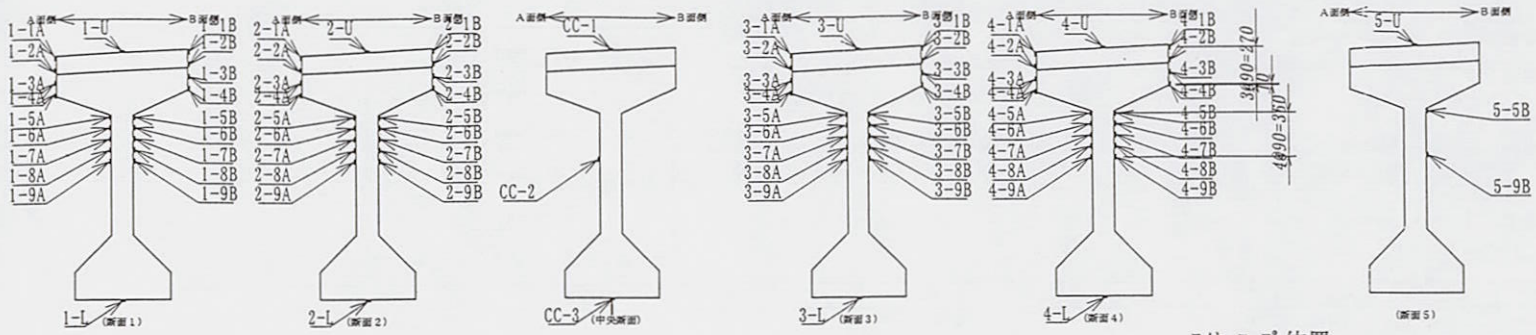


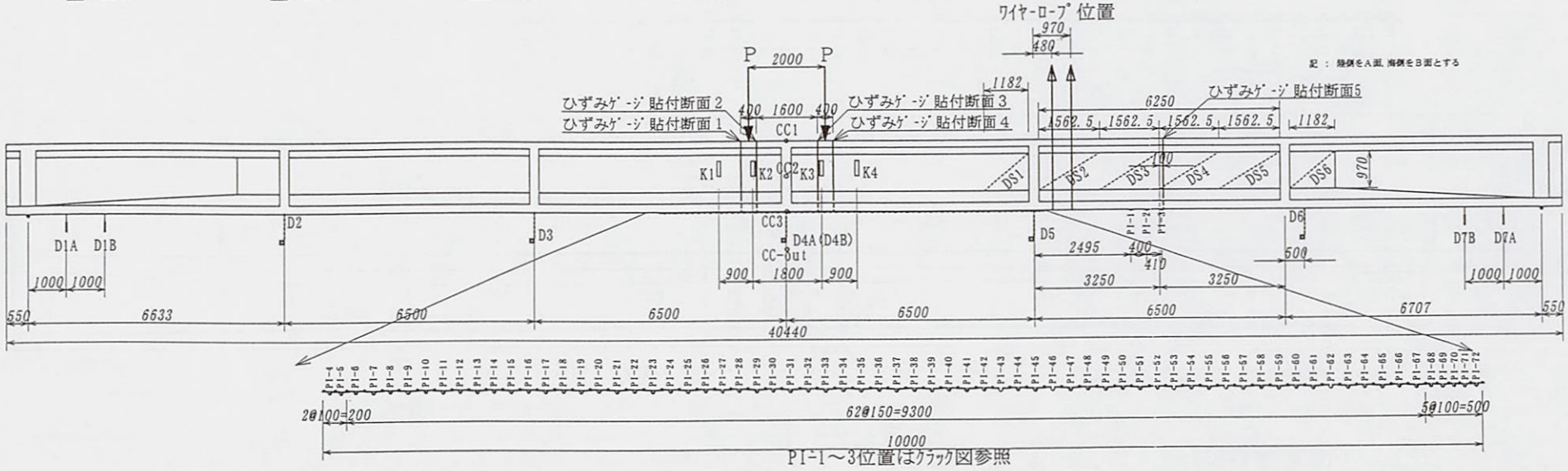
・スパン３～５は、冬季など季節風が強いとき、高い波が防波堤や岩礁にあたって砕けるため、橋全体が海塩粒子により霧雨状に覆われた状態になる。
・特に、スパン３は桁下にある防波堤に高波が直撃し生じた波しぶきが桁にあたり、著しいときは舗装も濡れる場合がある。
・スパン１，２は岩礁が低いため（干潮の時以外は海面に隠れる場合が多い）高波が砕けず、そのまま橋の下を通り抜けるような状態になっている。従って、桁に波しぶきが直接あたるケースは意外と少ない。しかし、通り抜けた波は、桟橋を直撃し砕けるため比較的大きな海塩粒子を浴びているものと思われる。

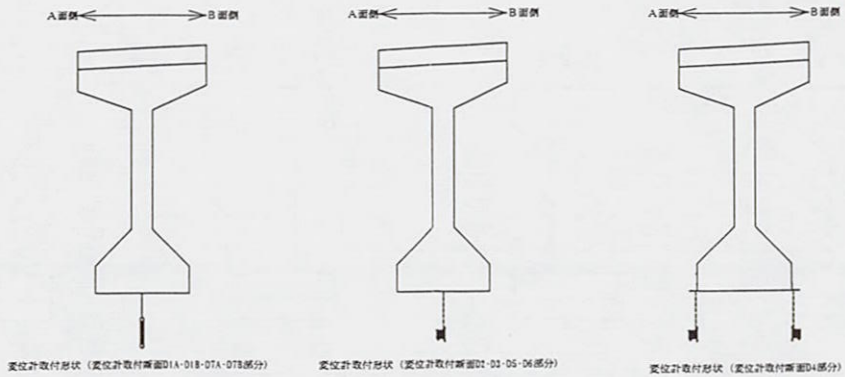


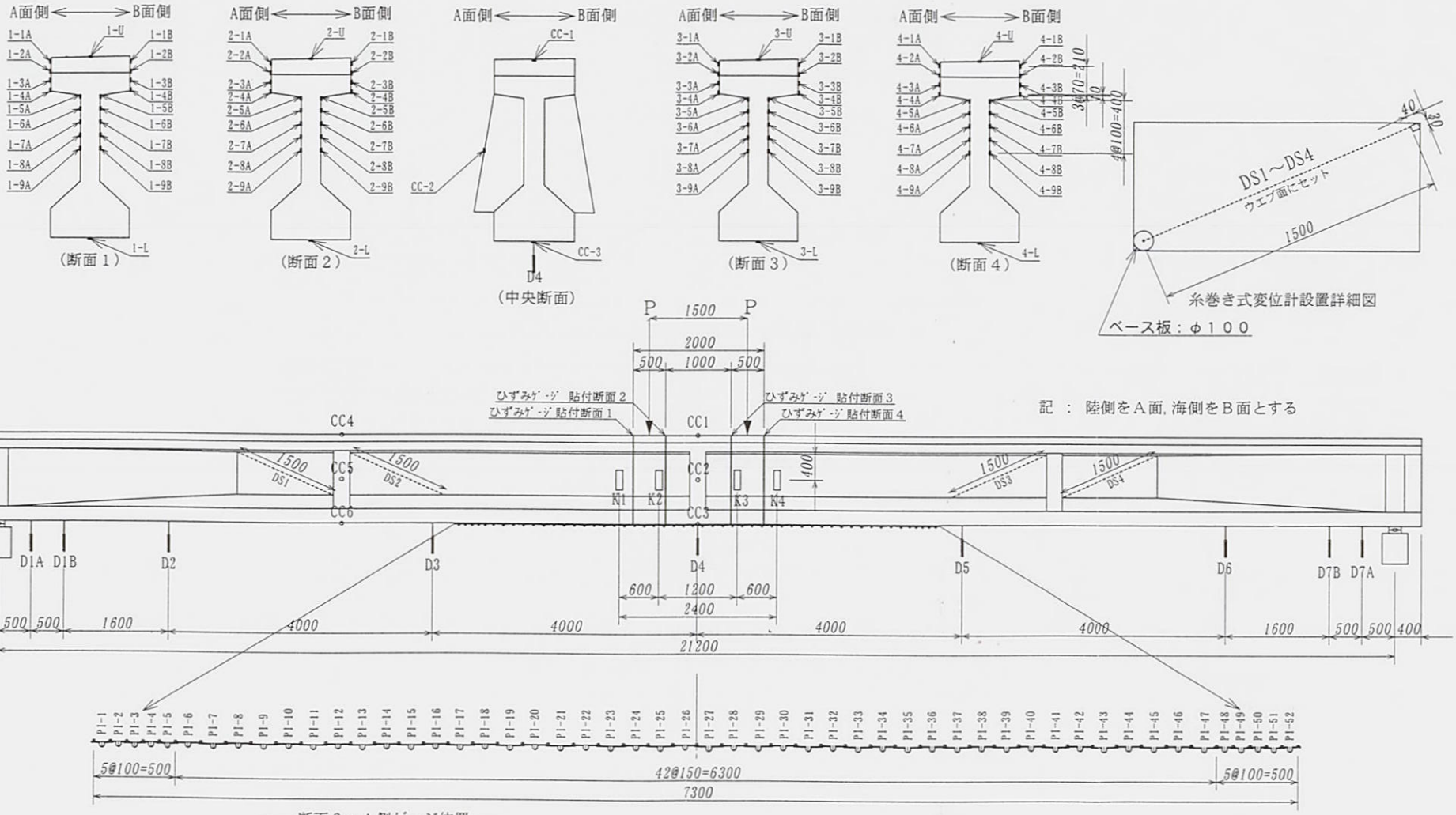
# ２．ゲージ等貼り付け位置図および S3 載荷試験治具図



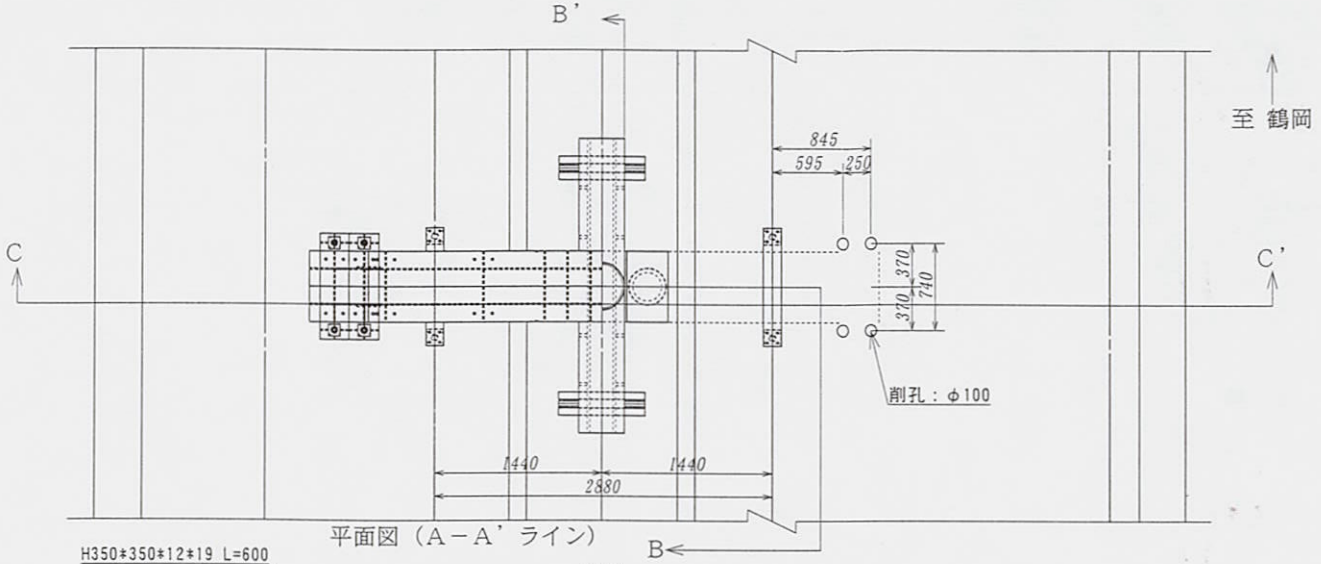




：撓み用変位計(D1A～D7B=計10台)
：バイゲージ（PI-1～PI-72=計72台）
：傾斜計(K1～K4=計4台)
：ひずみゲージ(1-U～5-9B=計83枚)
：熱電対(CC1～CC-out=計4点)
：せん断用変位計（DS1～DS-6=計6台）

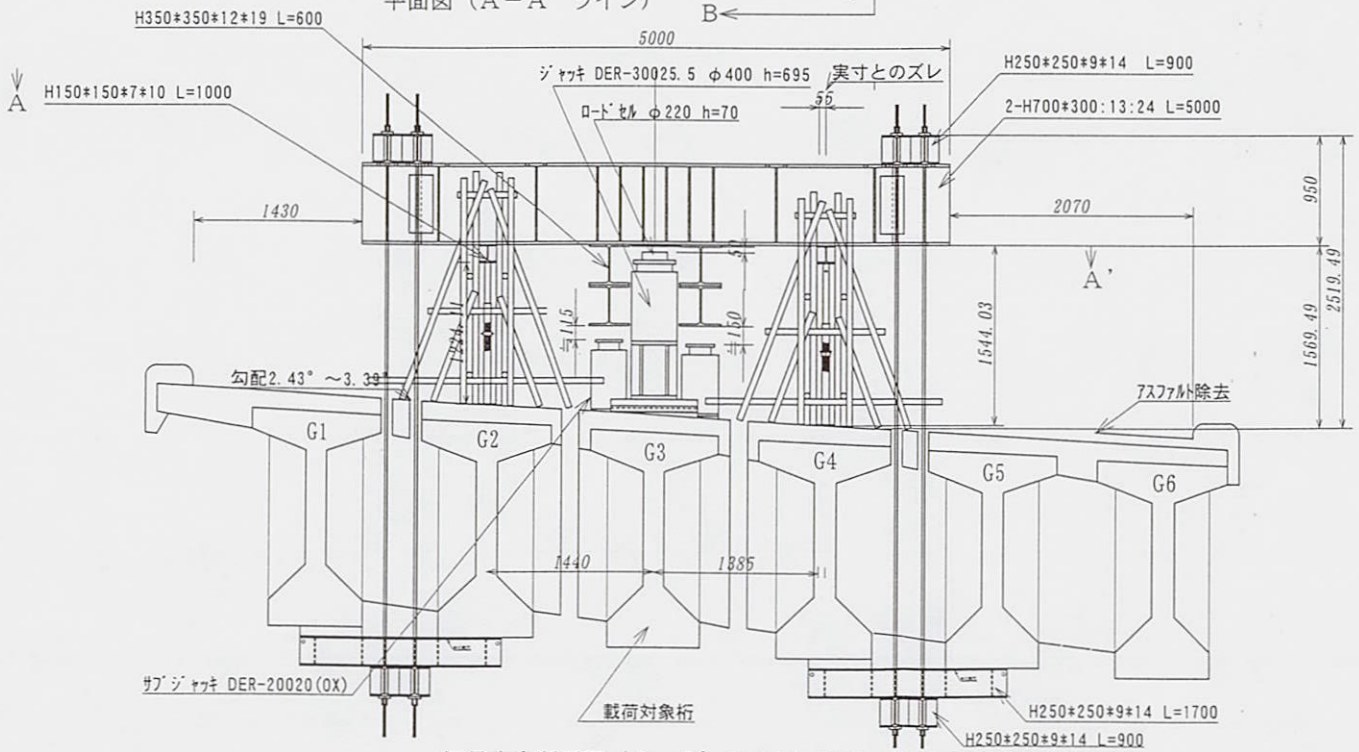

A面側
B面側
1-1A
1-2A
1-3A
1-4A
1-5A
1-6A
1-7A
1-8A
1-9A
1-U
1-1B
1-2B
1-3B
1-4B
1-5B
1-6B
1-7B
1-8B
1-9B
1-L
（断面１）
2-1A
2-2A
2-3A
2-4A
2-5A
2-6A
2-7A
2-8A
2-9A
2-U
2-1B
2-2B
2-3B
2-4B
2-5B
2-6B
2-7B
2-8B
2-9B
2-L
（断面２）
CC-1
CC-2
CC-3
D4
（中央断面）
3-1A
3-2A
3-3A
3-4A
3-5A
3-6A
3-7A
3-8A
3-9A
3-U
3-1B
3-2B
3-3B
3-4B
3-5B
3-6B
3-7B
3-8B
3-9B
3-L
（断面３）
4-1A
4-2A
4-3A
4-4A
4-5A
4-6A
4-7A
4-8A
4-9A
4-U
4-1B
4-2B
4-3B
4-4B
4-5B
4-6B
4-7B
4-8B
4-9B
4-L
（断面４）
3@70=210
4@100=400
40
30
DS1～DS4
ウエブ面にセット
1500
糸巻き式変位計設置詳細図
ベース板：φ１００
P
1500
2000
500
1000
500
ひずみｹﾞｰｼﾞ 貼付断面２
ひずみｹﾞｰｼﾞ 貼付断面１
ひずみｹﾞｰｼﾞ 貼付断面３
ひずみｹﾞｰｼﾞ 貼付断面４
記 ： 陸側をＡ面，海側をＢ面とする
CC4
CC1
CC5
CC2
CC6
CC3
1500
DS1
1500
DS2
400
1500
DS3
1500
DS4
K1
K2
K3
K4
D1A
D1B
D2
D3
D4
D5
D6
D7B
D7A
600
1200
600
2400
400
500
500
1600
4000
4000
4000
4000
1600
500
500
400
21200
P1-1
P1-2
P1-3
P1-4
P1-5
P1-6
P1-7
P1-8
P1-9
P1-10
P1-11
P1-12
P1-13
P1-14
P1-15
P1-16
P1-17
P1-18
P1-19
P1-20
P1-21
P1-22
P1-23
P1-24
P1-25
P1-26
P1-27
P1-28
P1-29
P1-30
P1-31
P1-32
P1-33
P1-34
P1-35
P1-36
P1-37
P1-38
P1-39
P1-40
P1-41
P1-42
P1-43
P1-44
P1-45
P1-46
P1-47
P1-48
P1-49
P1-50
P1-51
P1-52
5@100=500
42@150=6300
5@100=500
7300
断面２：Ａ側ゲージ位置
30
2-5A
クラック
クラックがあるため３０mm中央側に移動
2-6A
2-7A
2-8A
2-9A
センサー取り付け位置図
：変位計（D1A～D7B=計9台）
：パイゲージ（P1-1～P1-52=計52台）
：傾斜計（K1～K4=計4台）
：ひずみゲージ（1-U～4-L=計80枚）
：熱電対（CC1～CC6=計6点）
：巻き取り式変位計（DS1～DS4=計4点）

# 載荷装置概要図

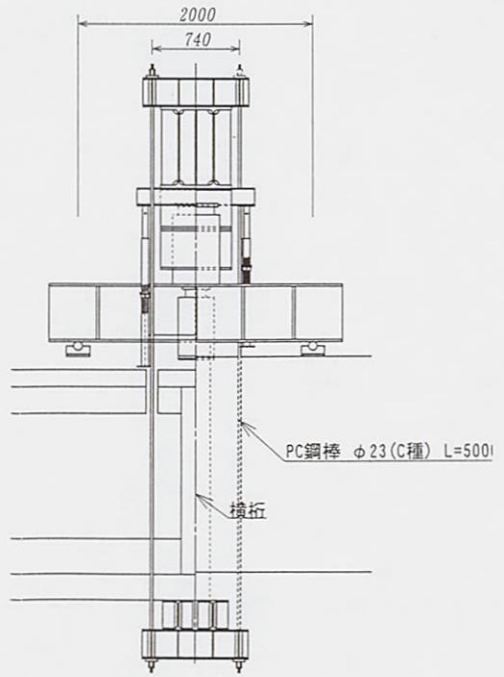



平面図（A－A'ライン）

勾配に関する寸法は3.39°として計算した。

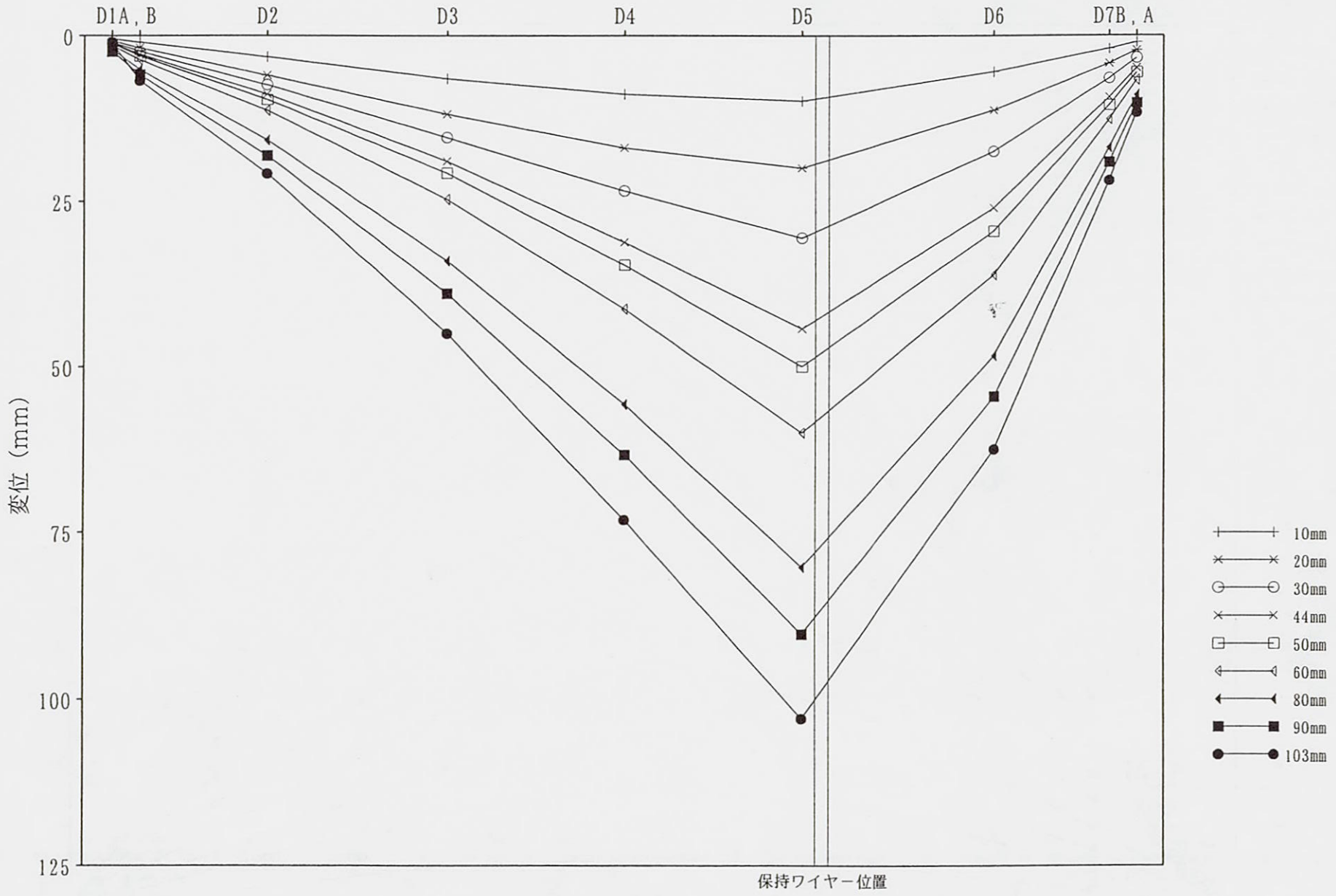



幅員方向断面図（C－C'ライン）使用ジャッキポンプ LH-3.7B(2.6リッター/分)

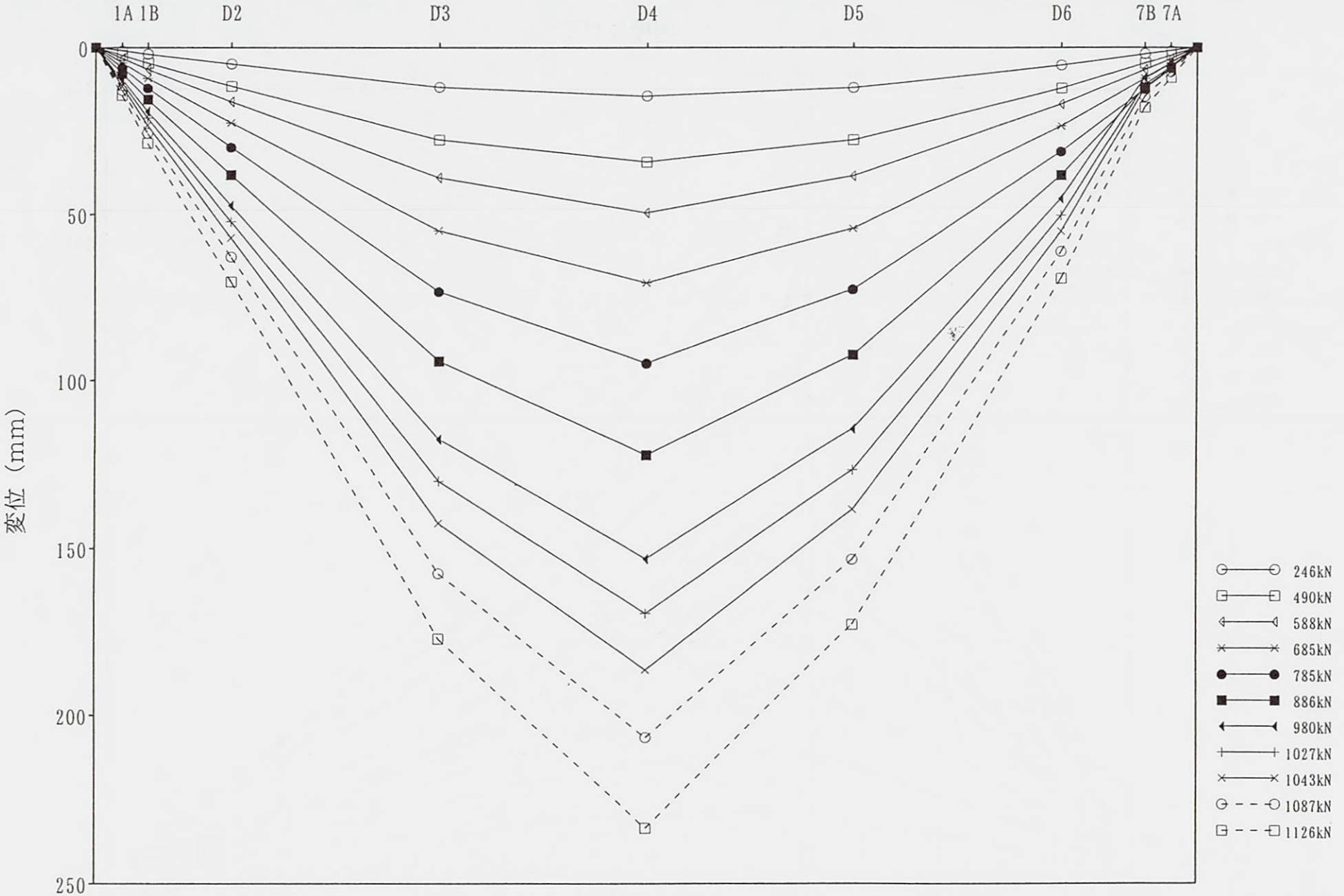



橋軸方向断面図（B－B'ライン）

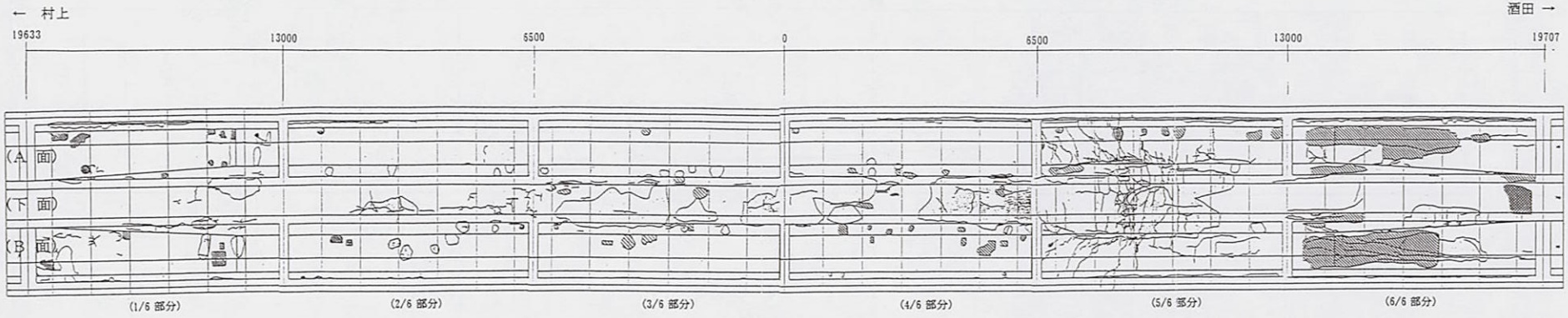
# ３．たわみ図および試験後のひび割れ図


D1A , B
D2
D3
D4
D5
D6
D7B , A
0
25
50
75
100
125
変位（mm）
保持ワイヤー位置
10mm
20mm
30mm
44mm
50mm
60mm
80mm
90mm
103mm

変位分布図


1A 1B
D2
D3
D4
D5
D6
7B 7A
0
50
100
150
200
250
変位（mm）
246kN
490kN
588kN
685kN
785kN
886kN
980kN
1027kN
1043kN
1087kN
1126kN

変位分布図




凡例

------- 点線表記は試験前から発生しているクラックまたは損傷個所

——— 実線表記は試験によって発生したクラックまたは損傷個所

クラック

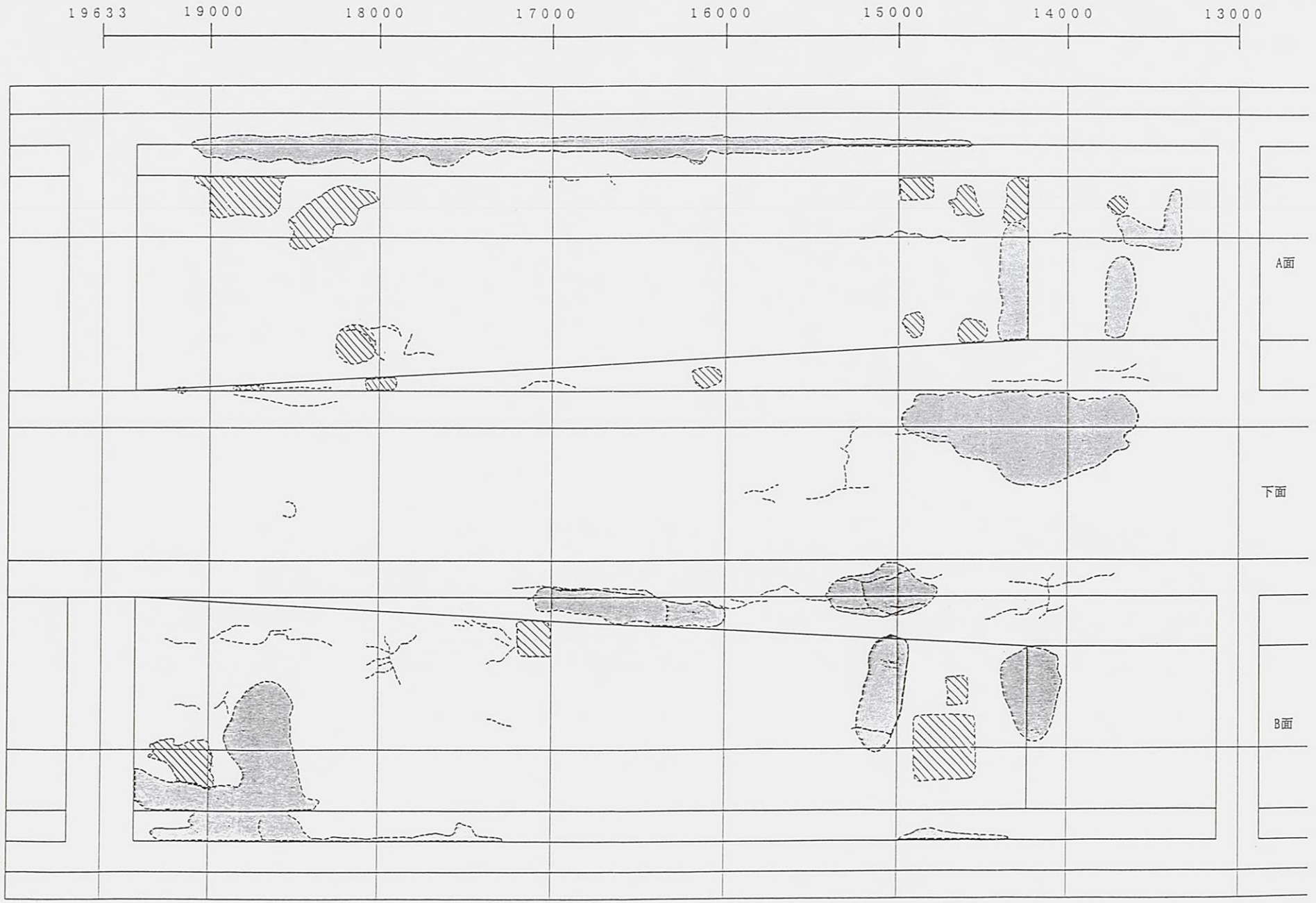
補修範囲

剥離範囲

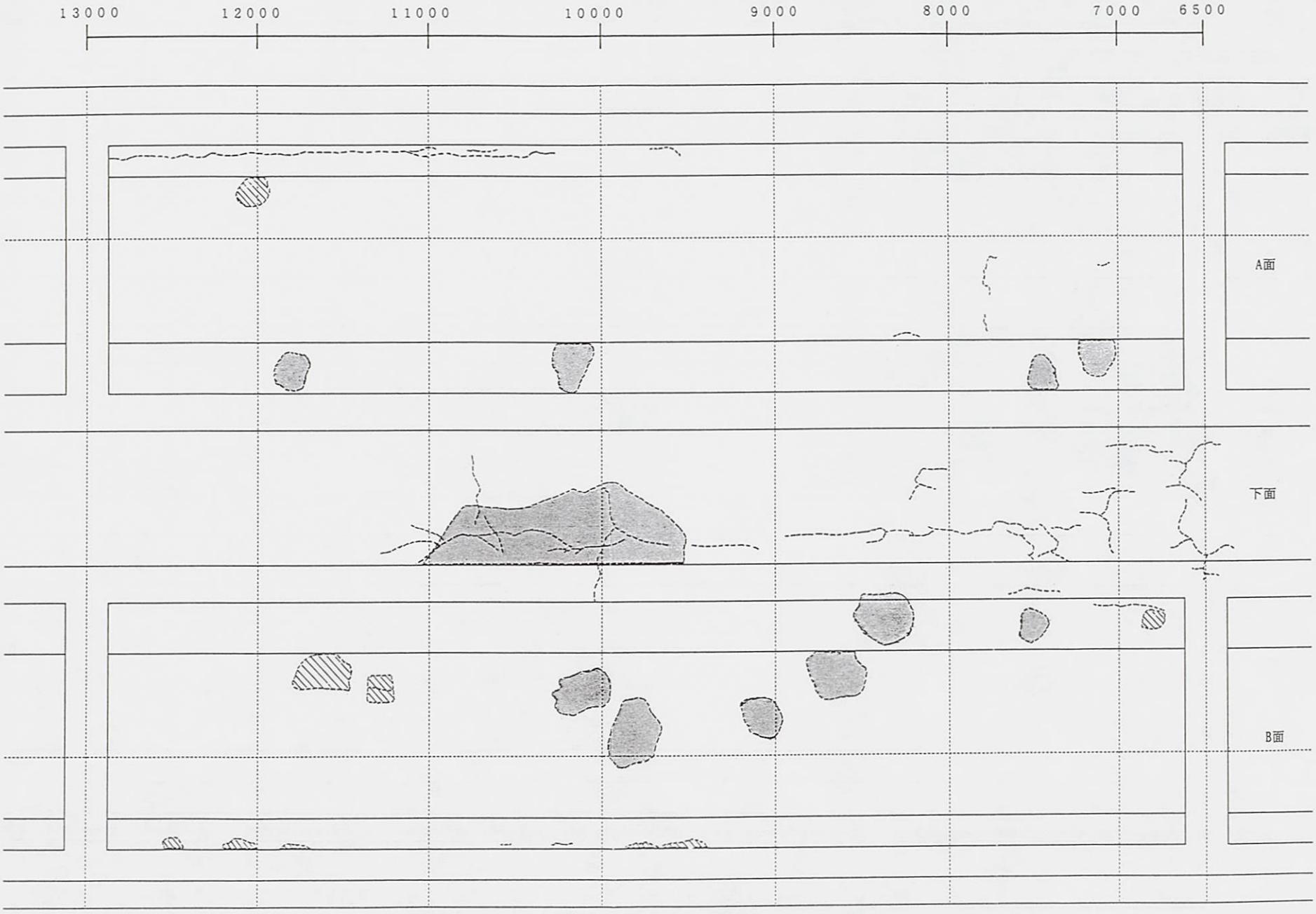
剥落範囲

特記：スパン 1/6～4/6 部分は試験によって発生したクラックおよび損傷等は無し。

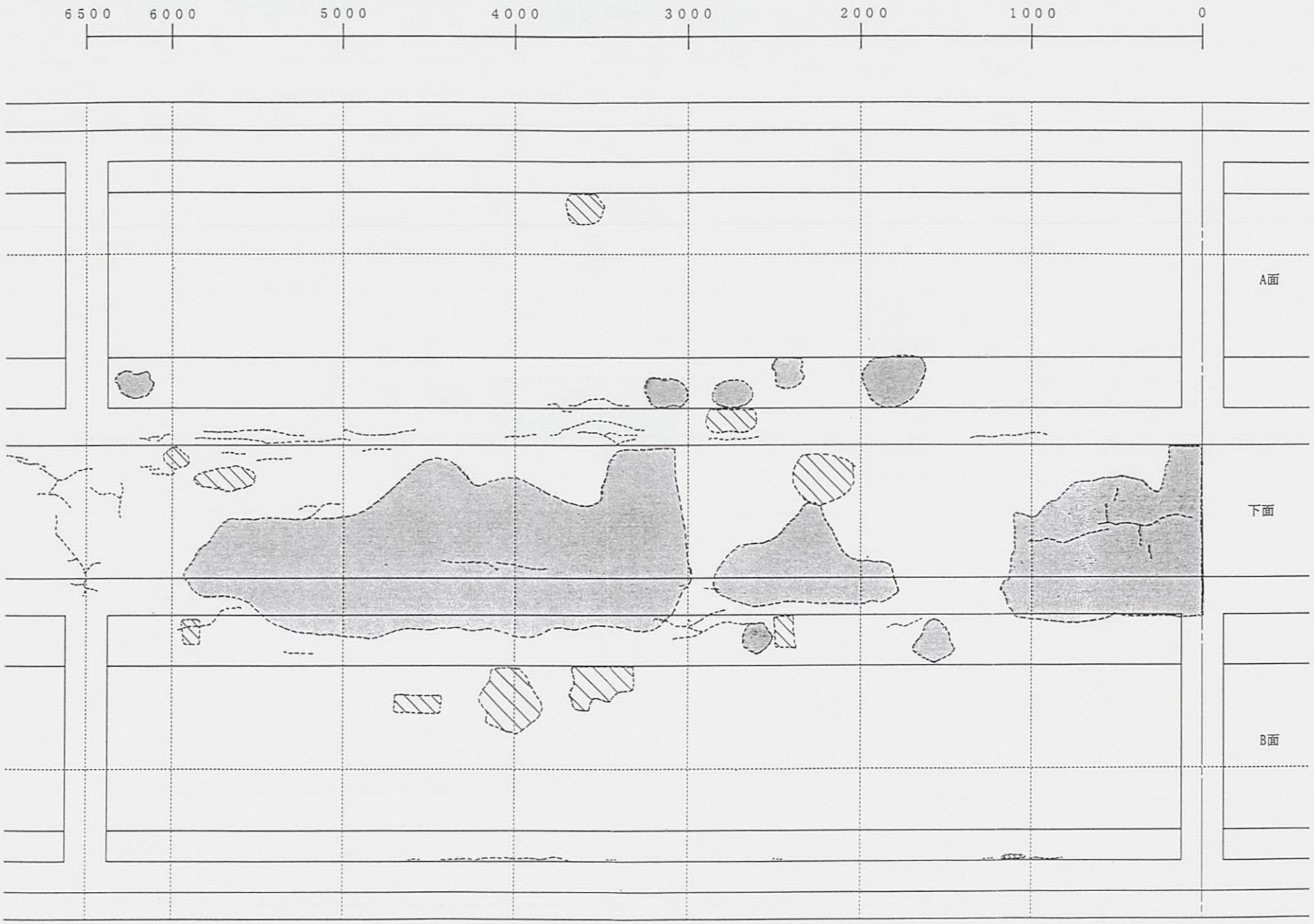
クラック図　（暮坪陸橋第３径間）



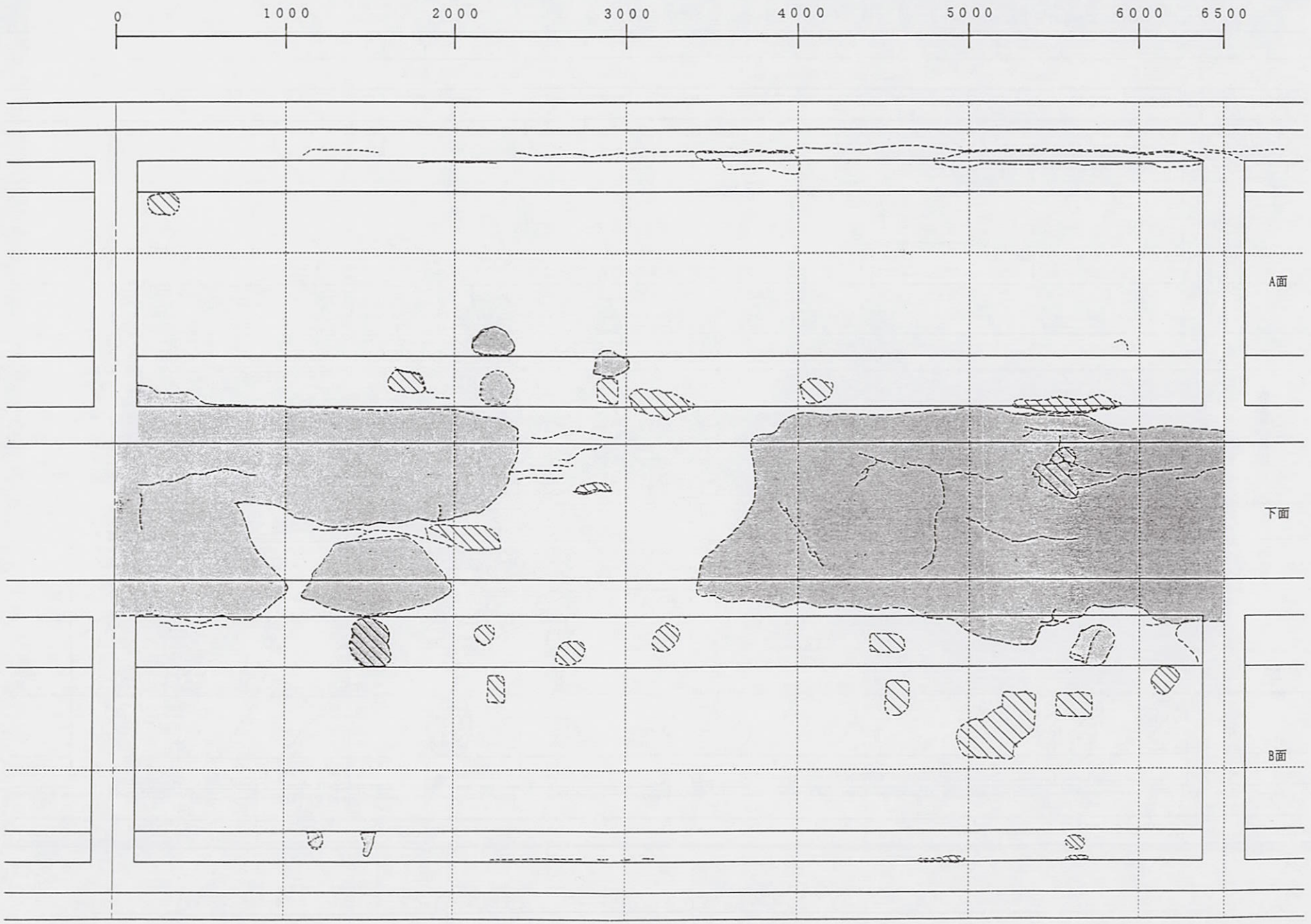

スパン３クラック図：(1/6部分)



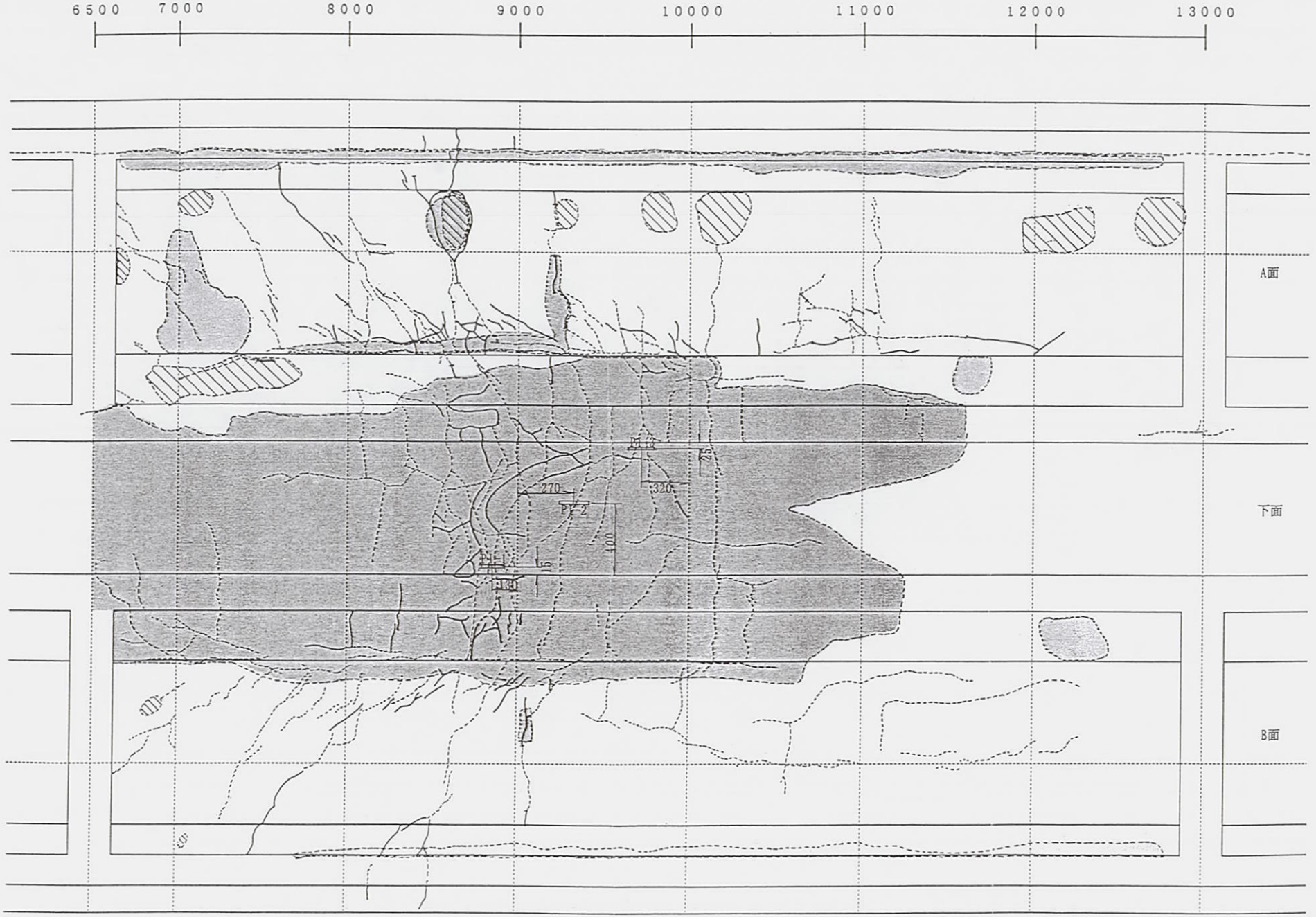

スパン３クラック図：(2/6部分)




スパン３クラック図：(3/6部分)

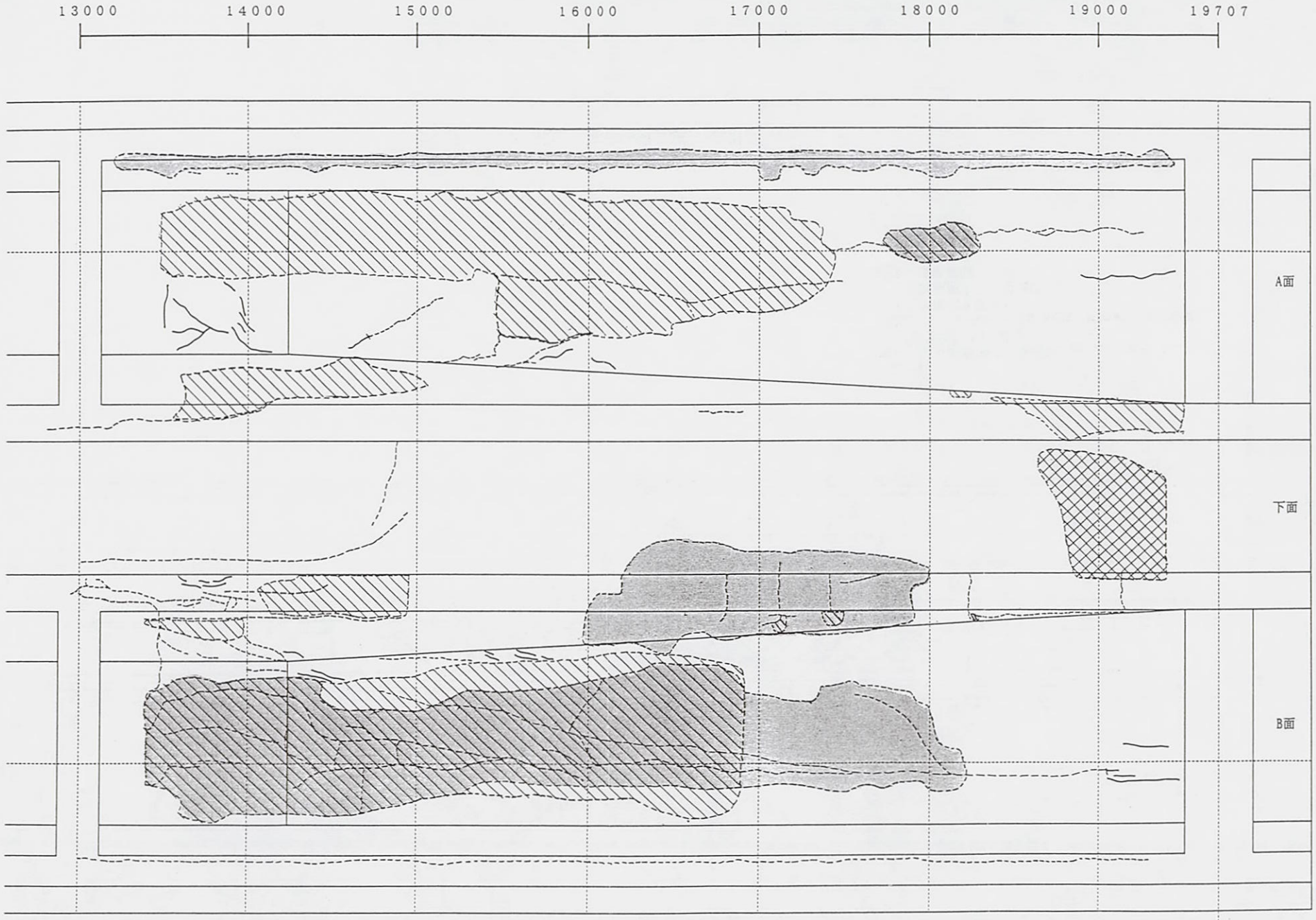



スパン３クラック図：(4/6部分)

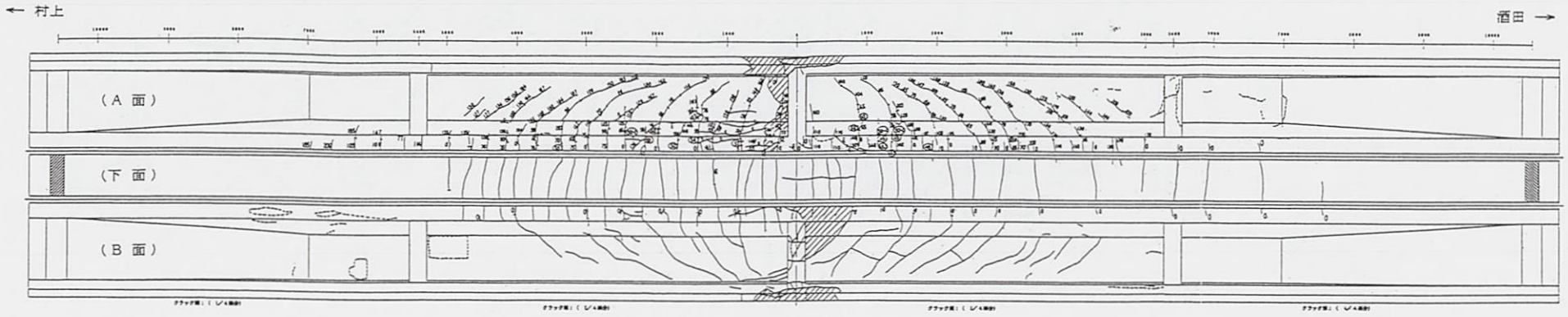



スパン３クラック図：(5/6部分)

記：パイゲージの測定長はすべて100mmとした。

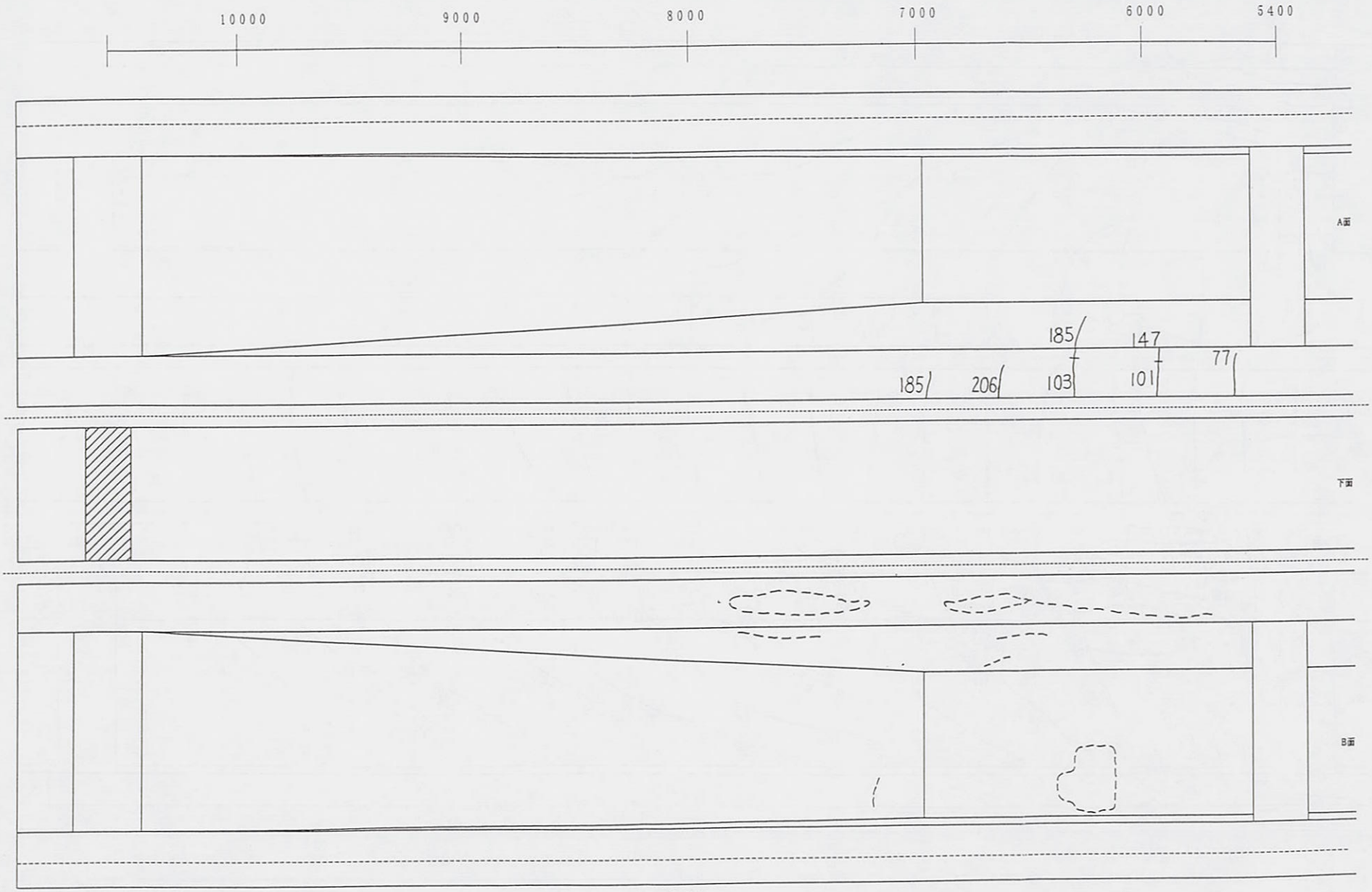



スパン３クラック図：(6/6部分)

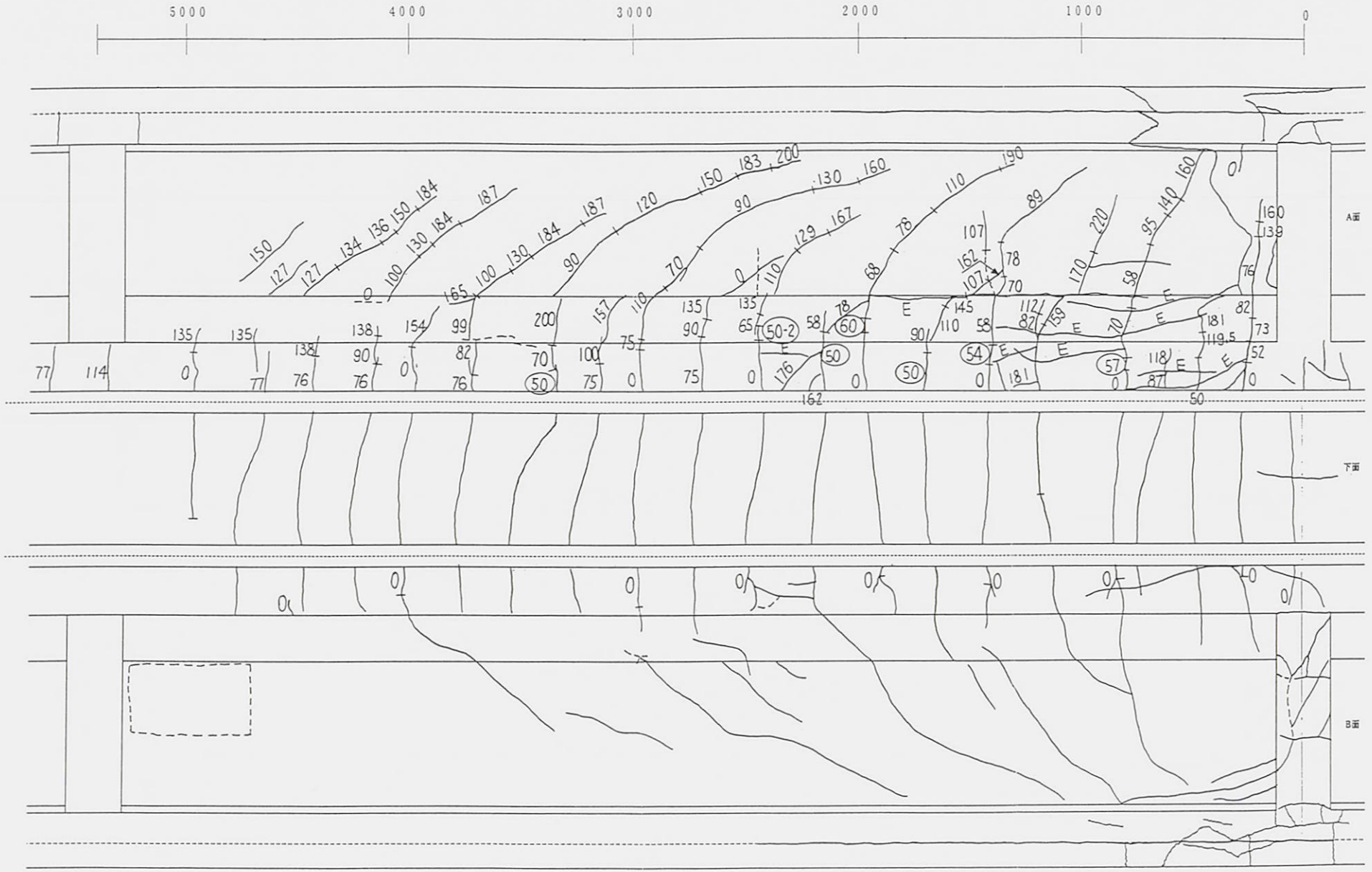



凡 例
※1　図中の数字は中央たわみ量(㎜)である。ただし、丸数字および記号Oは荷重(ton)である。
※2　B面のクラック及び記号Eは、試験終了時に確認。
------ ：試験前塗膜割れ
：試験前表面剥離範囲
：圧壊範囲

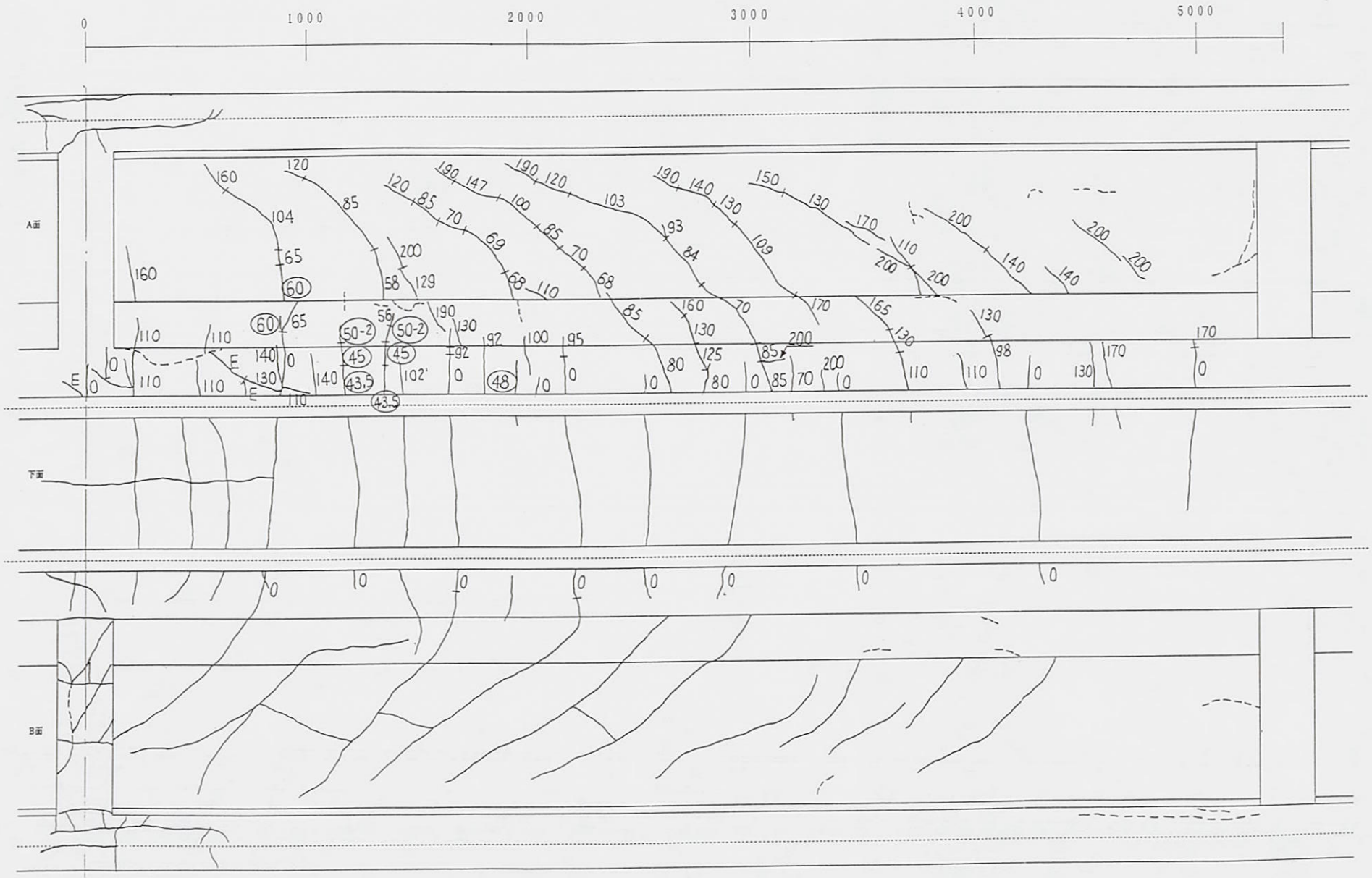
クラック図（暮坪陸橋第5径間）


10000
9000
8000
7000
6000
5400
A面
185
147
77
185
206
103
101
下面
B面

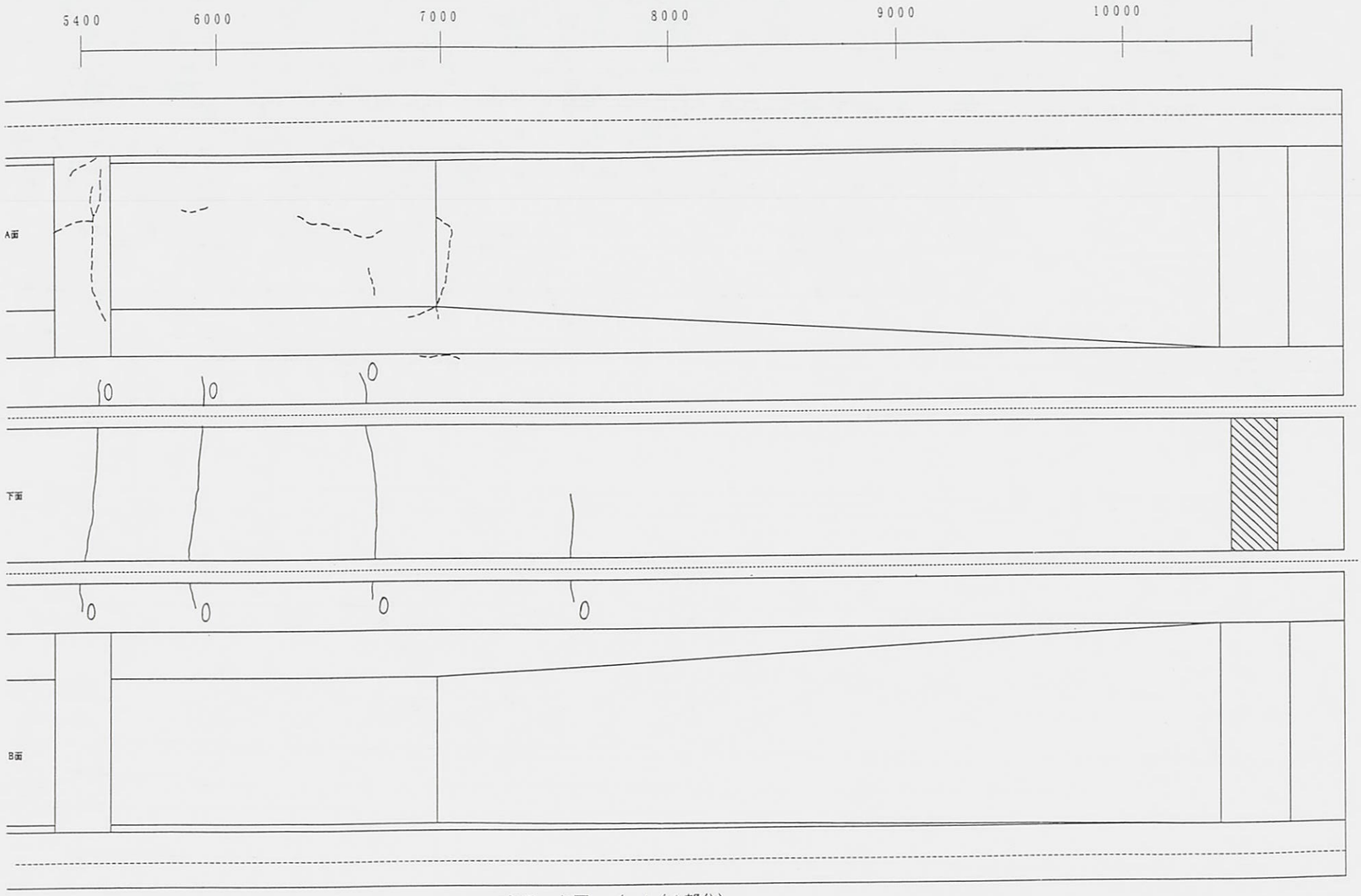
クラック図：（ 1／4部分）




クラック図：（　2／4部分）




クラック図：（　3／4部分）




クラック図：（　4／4部分）