ＩＳＳＮ　０３８６－５８７８
土木研究所資料　第4361号

# 土　木　研　究　所　資　料

## 水平ひび割れの生じたＰＣ橋の
## 耐荷性能に関する研究

平成２９年３月

国　立　研　究　開　発　法　人　土　木　研　究　所
構造物メンテナンス研究センター
橋　梁　構　造　研　究　グ　ル　ー　プ

Copyright © (2017) 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 Chief Executive of P.W.R.I.
この報告書は，国立研究開発法人土木研究所理事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，国立研究開発法人土木研究所理事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．

土 木 研 究 所 資 料
第 4361 号 2017 年 3 月

# 水平ひび割れの生じたＰＣ橋の耐荷性能に関する研究

構造物メンテナンス研究センター　橋梁構造研究グループ
上席研究員　木村　嘉富※1
上席研究員　石田　雅博
主任研究員　和田　圭仙※2
研　究　員　藤井　雄介
交流研究員　青柳　　聖※3
交流研究員　関口　斉治※3

要　旨

近年、一部のプレストレストコンクリート（PC）の主桁のウェブ側面・フランジ下面に、アルカリ骨材反応等に起因すると考えられる橋軸方向の水平ひび割れが発生している事例が報告されており、耐荷力の低下要因になることが懸念される。ひび割れの発生したコンクリート部材の耐荷性能を評価する上では、ひび割れ程度の影響評価が重要となるが、確立した評価手法はない。

本研究では、コンクリート桁に生じたひび割れが耐荷性能に与える影響を評価することを目的として、ひび割れ発生事例の収集（実橋の定期点検データ調査等による）、実橋調査、撤去桁調査、載荷実験を実施した。

キーワード：ＰＣ橋，水平ひび割れ，アルカリ骨材反応，載荷実験，耐荷性能

※1：現　国土技術政策総合研究所　道路構造物研究部　部長
※2：現　西日本高速道路株式会社　関西支社　構造技術課
※3：現　八千代エンジニヤリング株式会社　総合事業本部　構造・橋梁部

# 目　次


1. はじめに ..... 1
1.1 研究の背景と目的 ..... 1
1.2 研究の構成 ..... 2

2. PC 橋のひび割れ実態 ..... 4
2.1 PC 橋のひび割れ実態 ..... 4
2.2 橋軸方向水平ひび割れ発生事例 ..... 6

3. 実橋調査 ..... 9
3.1 概要 ..... 9
3.2 明橋 ..... 10
3.3 Ｔ橋 ..... 18
3.4 Ｕ橋 ..... 24
3.5 Ｍ橋 ..... 30
3.6 実橋調査のまとめ ..... 35

4. 撤去桁調査 ..... 36
4.1 概要 ..... 36
4.2 中川橋側道橋 ..... 37
4.3 撤去桁調査のまとめ ..... 45

5. 桁供試体の載荷実験 ..... 46
5.1 載荷実験の概要と目的 ..... 46
5.2 実験供試体 ..... 47
5.2.1 供試体の設計方針 ..... 47
5.2.2 供試体の諸元 ..... 47
5.2.3 供試体の製作手順 ..... 50
5.2.4 供試体コンクリートの配合 ..... 51
5.2.5 模擬ひび割れの導入 ..... 52
5.2.6 プレストレス導入量 ..... 55
5.2.7 材料試験結果 ..... 60
5.3 載荷実験方法および計測項目 ..... 61
5.3.1 載荷実験装置 ..... 61
5.3.2 載荷実験方法 ..... 62
5.3.3 計測項目 ..... 63
5.4 載荷実験結果（矩形断面供試体） ..... 69
5.4.1 各供試体の実験経過概要 ..... 69
5.4.2 荷重－変位関係 ..... 85
5.4.3 ひび割れ状況と主応力図 ..... 86
5.4.4 供試体端部の水平変位 ..... 90

5.4.5 模擬ひび割れの開き ..... 90
5.4.6 PC 鋼材ひずみ分布 ..... 92
5.4.7 せん断抵抗の推移 ..... 93
5.4.8 載荷実験結果（矩形断面供試体）のまとめ ..... 96
5.5 載荷実験結果（中空断面供試体） ..... 97
5.5.1 各供試体の実験経過概要 ..... 97
5.5.2 荷重－変位関係 ..... 105
5.5.3 ひび割れ状況と主応力図 ..... 106
5.5.4 供試体端部の変位 ..... 108
5.5.5 模擬ひび割れの開き ..... 108
5.5.6 PC 鋼材ひずみ分布 ..... 109
5.5.7 せん断抵抗の推移 ..... 110
5.5.8 載荷実験結果（中空断面供試体）のまとめ ..... 112

6. 非線形 FEM 解析 ..... 113
6.1 解析の概要と目的 ..... 113
6.2 解析モデル ..... 113
6.3 材料特性と構成則 ..... 114
6.3.1 コンクリート ..... 114
6.3.2 鋼材 ..... 115
6.3.3 模擬ひび割れ ..... 115
6.4 解析方法 ..... 117
6.5 解析結果 ..... 118
6.5.1 載荷実験の再現解析 ..... 118
6.5.2 水平ひび割れ長さによる耐荷機構の変遷 ..... 120
6.6 非線形解析のまとめ ..... 121

7. まとめ ..... 122
7.1 得られた知見 ..... 122
7.2 実橋の性能評価への展開 ..... 123
7.3 今後の課題 ..... 123

8. おわりに ..... 124

参考文献および参考資料 ..... 125

巻末資料　非破壊検査技術等を用いた調査 ..... 127
1. 調査目的 ..... 129
2. 調査概要 ..... 129
3. 調査報告書 ..... 130
(1) 超音波法によるひび割れ深さ調査 ..... 131
(2) ひび割れ検知シートによるひび割れ可視化 ..... 165
(3) 3 軸振動計による振動計測 ..... 183
(4) PC 桁の健全性 1 次診断方法としての弾性波速度測定 ..... 207
(5) 光学的全視野計測法による変位・ひずみ計測 ..... 215

# 1. はじめに

## 1.1 研究の背景と目的

我が国における道路橋の多くは，1960 年頃からの高度経済成長期に集中的に整備されてきた．このため，建設後 50 年を経過する道路橋(橋長 2m 以上)の割合は，今後急速に増加する傾向にある．適切な道路橋の維持管理および橋梁長寿命化を実現するためには，高齢化や老朽化に伴う劣化および，損傷への補修・補強技術の発展が求められている．

コンクリート橋における主な劣化としては，塩害やアルカリ骨材反応（以下，ASR）がある．我が国における ASR の劣化は 1980 年頃から顕在化しはじめ，近年，一部のプレストレストコンクリート（PC）の主桁ウェブ側面，フランジ下面に，ASR 等に起因すると考えられる水平ひび割れの発生事例（写真- 1.1.1）[1)2)6)] が報告されている．この主桁ウェブ側面の水平ひび割れは，コンクリートの一体性を損なわせることで，トラス理論の圧縮弦材，引張弦材に影響し，耐荷性能（せん断耐力）の低下要因になることが懸念される．ひび割れの発生したコンクリート部材の耐荷性能評価には，ひび割れの発生要因，発生状態を分析し，構造性能への影響を反映することが重要となるが，確立した評価手法はない．

そこで著者らはこれまで，①コンクリート桁に発生したひび割れが耐荷性能に及ぼす影響評価，②健全性（耐荷性能）の評価および，補修・補強対策の参考となる資料の提示を目的として，ひび割れ発生事例の収集（実橋の定期点検データ調査等による），実橋調査[1)2)3)4)5)6)7)]，撤去桁調査[7)8)9)10)11)12)13)]，載荷実験[14)15)] を実施してきた．本報告書では，一連の研究概要を報告するとともに，桁端部のウェブ中心に模擬ひび割れを導入した供試体を用いて実施した載荷実験と非線形 FEM 解析の詳細について報告する．

なお，実橋調査および，供試体の載荷実験の中では，CAESAR※メンテナンス技術交流会の活動の一環として，非破壊検査技術等を用いた計測を実施しており，その結果について巻末資料に掲載する．

※CAESAR:構造物メンテナンス研究センター(Center for Advanced Engineering Structural Assessment and Research)

写真- 1.1.1 ウェブ水平ひび割れの事例

## 1.2 研究の構成

本研究の構成を図- 1.2.1 に示す.

「2.PC 橋のひび割れ実態」では，PC 橋のひび割れ実態を把握し，研究対象として PC 床版桁，PCT 桁に発生した橋軸方向水平ひび割れに着目した.

「3.実橋調査」では，主桁ウェブに橋軸方向水平ひび割れが発生している道路橋を対象に実施した振動計測（固有振動数），静的載荷試験（載荷荷重は使用レベル），詳細調査（実態調査），非破壊検査（ひび割れ深さ）の概要について整理した．対象橋梁のうち 2 橋については，詳細な調査結果を土木研究所資料第 4311 号[6)]に整理している。

「4.撤去桁調査」では，主桁下フランジに橋軸方向水平ひび割れが発生している側道橋の撤去桁を対象に実施した静的載荷試験（載荷荷重は終局レベル），解体調査の概要について整理した．詳細な調査結果については，土木研究所資料第 4312 号[13)]に整理している。

「5.桁供試体の載荷実験」では，桁端部のウェブに橋軸方向水平ひび割れを模擬した桁供試体を対象に実施した載荷実験（載荷は終局レベル）について整理した.

「6.非線形 FEM 解析」では，「5.供試体の載荷実験」の再現と補間のために非線形 FEM 解析を実施し，ひび割れ長さが耐荷性能に及ぼす影響について整理した.

「7.まとめ」では，一連の研究を通して得られた知見を整理するとともに，実橋の性能評価への展開について整理した.

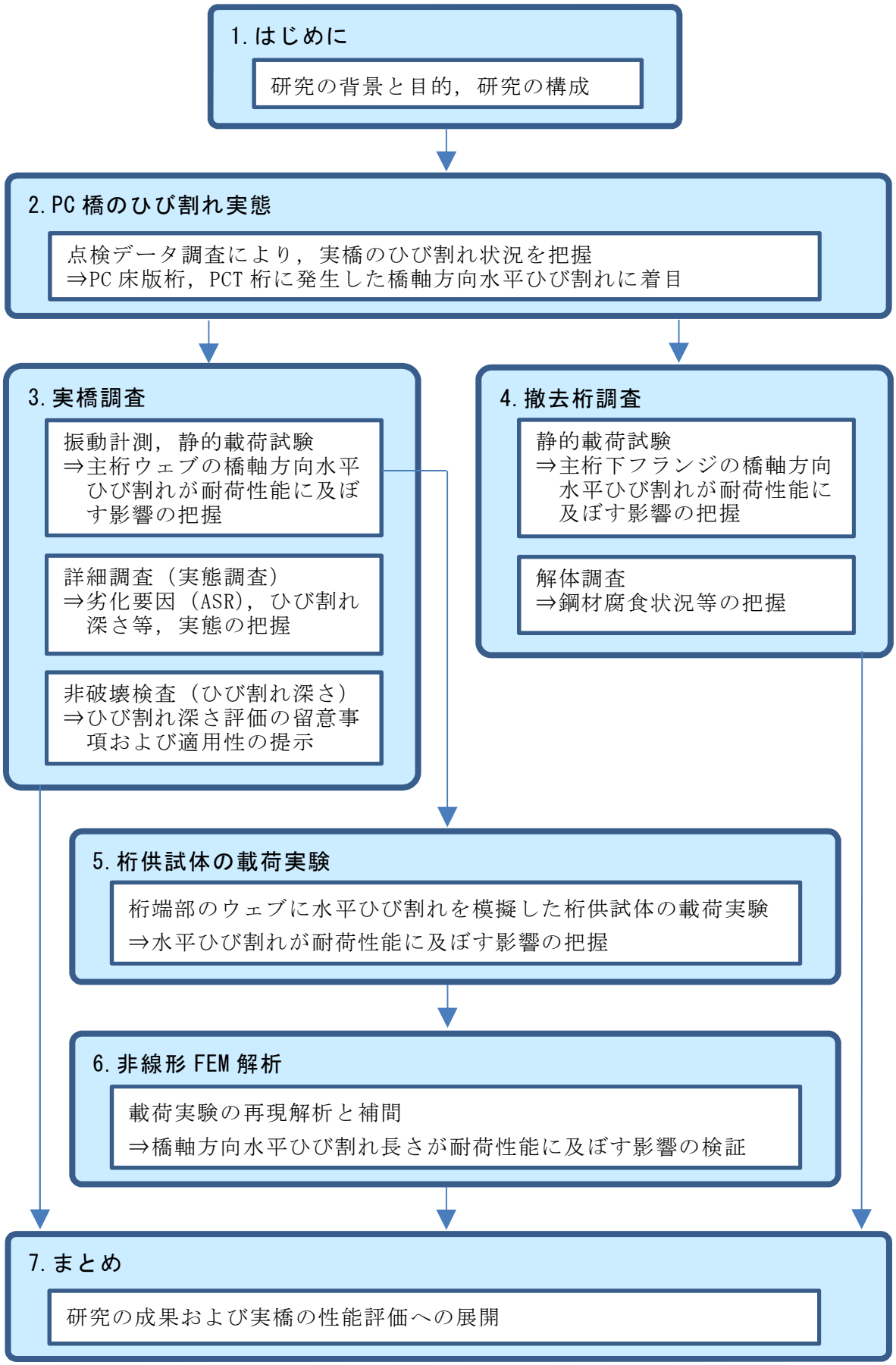

1. はじめに
研究の背景と目的，研究の構成
2. PC 橋のひび割れ実態
点検データ調査により，実橋のひび割れ状況を把握
⇒PC 床版桁，PCT 桁に発生した橋軸方向水平ひび割れに着目
3. 実橋調査
振動計測，静的載荷試験
⇒主桁ウェブの橋軸方向水平ひび割れが耐荷性能に及ぼす影響の把握
詳細調査（実態調査）
⇒劣化要因（ASR），ひび割れ深さ等，実態の把握
非破壊検査（ひび割れ深さ）
⇒ひび割れ深さ評価の留意事項および適用性の提示
4. 撤去桁調査
静的載荷試験
⇒主桁下フランジの橋軸方向水平ひび割れが耐荷性能に及ぼす影響の把握
解体調査
⇒鋼材腐食状況等の把握
5. 桁供試体の載荷実験
桁端部のウェブに水平ひび割れを模擬した桁供試体の載荷実験
⇒水平ひび割れが耐荷性能に及ぼす影響の把握
6. 非線形 FEM 解析
載荷実験の再現解析と補間
⇒橋軸方向水平ひび割れ長さが耐荷性能に及ぼす影響の検証
7. まとめ
研究の成果および実橋の性能評価への展開

図- 1.2.1 研究の構成

# 目　次

**2. PC 橋のひび割れ実態** ..... 4
2.1 PC 橋のひび割れ実態 ..... 4
2.2 橋軸方向水平ひび割れ発生事例 ..... 6

## 2. PC 橋のひび割れ実態

### 2.1 PC 橋のひび割れ実態

直轄の橋梁定期点検（2008～2012 年）を分析した結果※では，ひび割れが記録されていたプレストレストコンクリート橋（以下，PC 橋）は，PC 橋全数（8,434 橋）の約 3 割を占めている.そのうち,初回点検時よりひび割れが記録されていたPC橋は3割を占めており，図- 2.1.1 に示すひび割れパターンが多いことが明らかになっている.

主桁ウェブの橋軸方向水平ひび割れ（ひび割れパターン：【6】）は，ひび割れが支間中央側に進展すると，設計においてせん断耐力の算出時に仮定している修正トラス理論の圧縮弦材（コンクリート）と引張弦材（鉄筋）に影響し（**図- 2.1.2**），耐荷性能に与える影響が大きいと考えられるため，主な研究対象とした.

なお，主桁下面の橋軸方向水平ひび割れ（ひび割れパターン：【1】）は，導入プレストレスと平行したひび割れであり，耐荷性能よりも耐久性能に与える影響が大きいと考えられるが，当該ひび割れの発生した撤去 PC 桁を得ることができたことから，これを活用することにより，耐荷性能に与える影響を確認できると考えられるため，研究対象とした.

※一般社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会，国土交通省 国土技術政策総合研究所，独立行政法人 土木研究所の「プレストレストコンクリート橋における初期変状の防止と対策に関する研究」

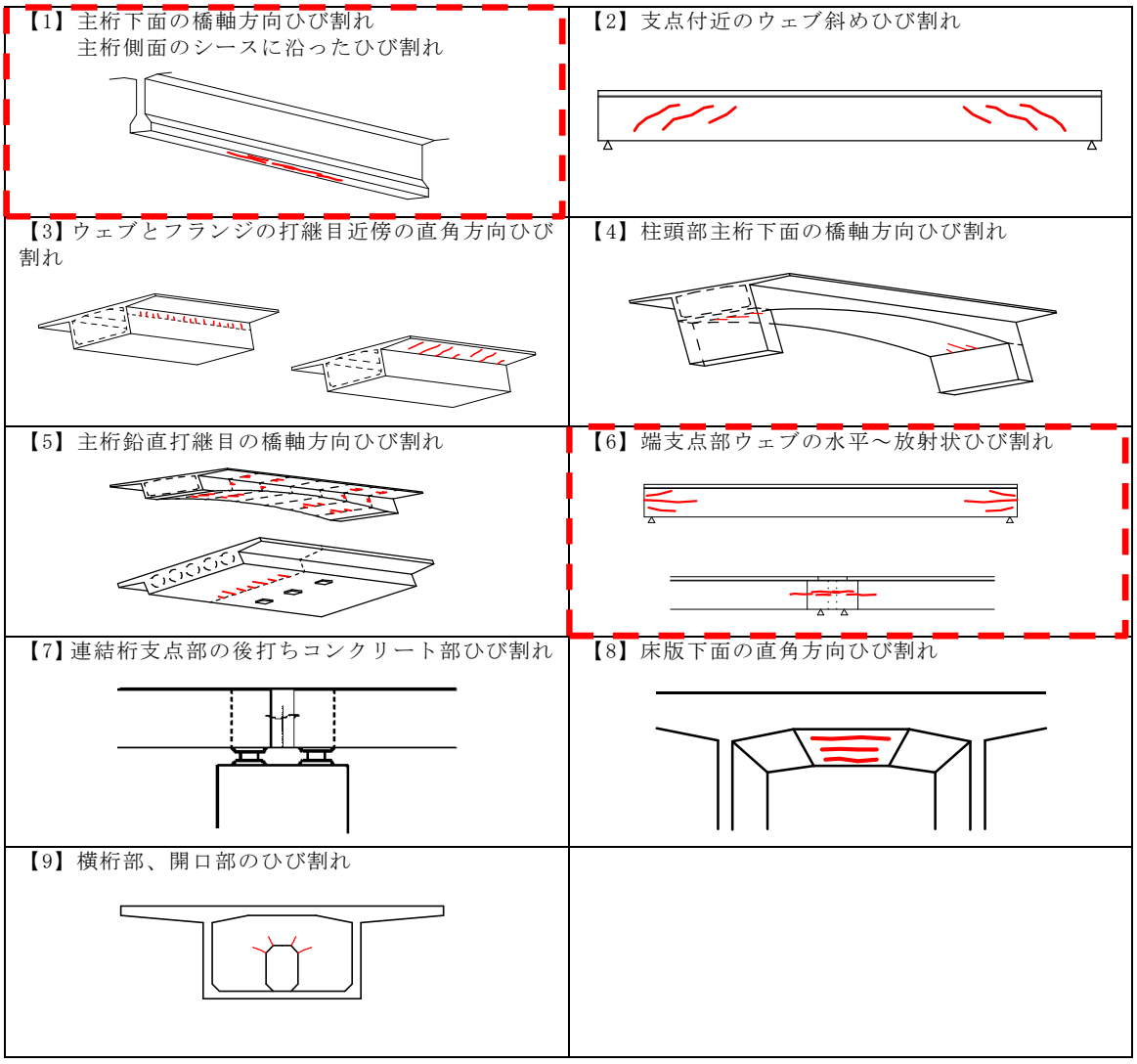



図- 2.1.1 特徴的なひび割れパターンと発生要因

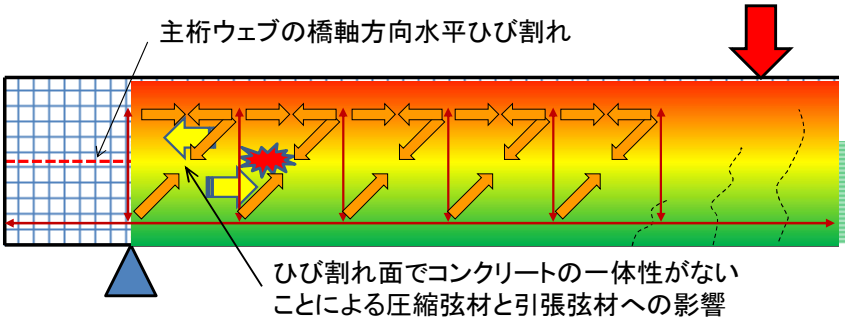
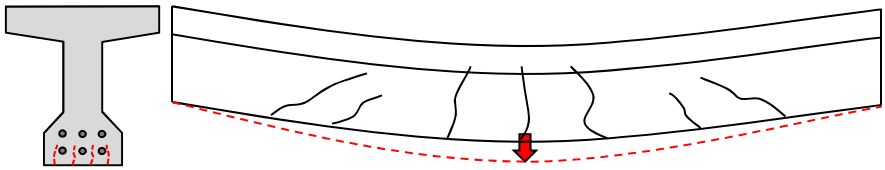


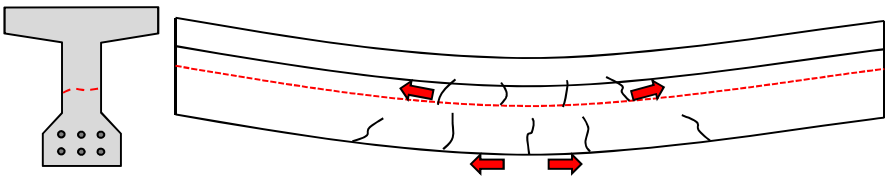

図- 2.1.2 主桁ウェブの橋軸方向水平ひび割れが耐荷性能に与える影響

着目したひび割れパターンが耐荷性能に及ぼす影響のイメージを図- 2.1.3 に，懸念される耐荷性能への影響を以下に示す．

・ひび割れパターン【1】：鋼材付着切れ，腐食破断による剛性低下
・ひび割れパターン【6】：重ね梁的な挙動になることで，曲げ・せん断耐力低下



(a) ひび割れパターン【1】



(b) ひび割れパターン【6】

図- 2.1.3 ひび割れが耐荷性能に及ぼす影響のイメージ

## 2.2 橋軸方向水平ひび割れ発生事例

PC 主桁の橋軸方向水平ひび割れ発生事例の収集および整理を実施した.表- 2.2.1 に ASR に対する出来事と対策等の経緯を,表- 2.2.2 に橋梁形式毎に整理した結果を,写真- 2.2.1 に主なひび割れ発生事例写真を示す. 水平ひび割れは, いずれの橋梁形式においても T 桁やプレテンション方式中空床版桁の桁端部に多く, 側面または下フランジ下面の端部から中央部にかけて生じている状況であった. ウェブの部材断面が薄いことが, ひび割れ発生要因の一つとして考えられる. また, 竣工年は 1980 年前後, すなわち「アルカリ骨材反応抑制対策について」(建設省技調発第 370 号 1989.7.17) が通達される以前が目立ったことから, ASR がひび割れ発生の主要因の一つとして考えられる.

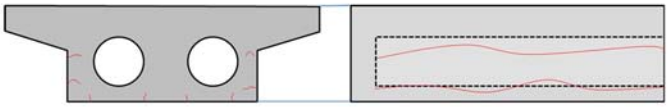
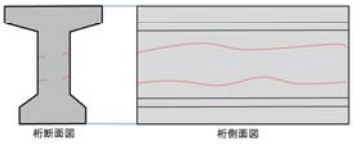
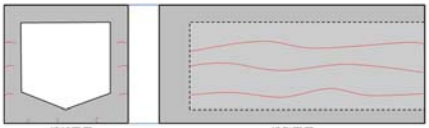
後述する実橋調査では, ウェブ側面に水平ひび割れが発生していた桁で ASR の発生を確認している. ASR によるコンクリートの膨張は, プレストレスが導入されている橋軸方向には拘束されるものの, 桁高方向（鉛直方向）には拘束されないことから, ウェブ水平方向にひび割れが進展したと推定される. また ASR は雨水や漏水等により水の供給が多い環境で促進されやすいことから、水平ひび割れは、桁端部に発生事例が比較的多く見られたものと考えられる.

PC 主桁の橋軸方向水平ひび割れ発生事例のうち, PC プレテンション方式中空床版橋（明橋, U 橋, M橋), PC ポストテンション方式中空床版橋（T 橋), の 4 橋を対象に実施した実橋調査の概要は 3 章に, PC プレテンション方式 I 桁床版橋（中川橋側道橋）を対象にした撤去桁調査の概要は 4 章に示す.

**表- 2.2.1 ASR に対する出来事と対策等の経緯**

| 年（代） | 出来事等 |
|---|---|
| 1940 年代 | Stanton（米）がアルカリ骨材反応を指摘<br>セメントのアルカリ含有量の最大値､骨材の反応性試験(ASTM の化学法, モルタルバー法）など検討 |
| 1950～70 年代 | （国内で事例報告があるものの、注目されなかった。） |
| 1980 年代前半 | 大規模構造物で ASR 発生例確認、社会問題化 |
| 1985 年 | 建設省が総合技術開発プロジェクト「コンクリートの耐久性向上技術の開発」を開始 |
| 1989 年 | 建設省が「アルカリ骨材反応抑制対策について」を通達 |
| 1990 年代 | （新設での劣化事例が減少し、ASR に関する研究発表数等はやや減少）<br>海外では、例えば、NaOH 浸せきによる促進モルタルバー法、ASTM C 1260（1989 年）など、遅延膨張性骨材等に関する検討も進む。 |
| 2000 年代前半 | 鉄筋破断の発生例確認 |
| 2003 年 | 国土交通省が「道路橋のアルカリ骨材反応に対する維持管理要領(案)」を通知 |
| 2008 年 | ASR に関する対策検討委員会が「アルカリ骨材反応による劣化を受けた道路橋の橋脚・橋台躯体に関する補修・補強ガイドライン(案)」を公表 |

## 表- 2.2.2　PC 主桁の橋軸方向水平ひび割れ発生事例

| 橋梁形式 | 橋名 | 竣工年 | 構造 | 主桁の主な損傷 | 管理者 | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ポストテンション方式中空床版橋 | H橋 | 昭和57年（1982） | ２径間連続ポストテンション中空床版橋 | 桁端部側面・桁下にひび割れ | 市町村 | 写真-2.2.1 |
| | N橋 | 昭和57年（1982） | ２径間連続ポストテンション中空床版橋 | 桁端部側面、橋面にひび割れ・ASR確認 | 市町村 | 写真-2.2.1 |
| | HY橋 | 昭和57年（1982） | ２径間連続ポストテンション中空床版橋 | 桁端部側面にひび割れ | 市町村 | |
| | T橋 | 昭和55年（1980） | ２径間連続ポストテンション中空床版橋 | 橋面のレンガ舗装に橋軸方向に多くのひびわれを確認．<br>桁下・桁側面にひび割れあり | 市町村 | 写真-2.2.1 |
| | S橋 | 昭和54年（1979） | ２径間連続ポストテンション中空床版橋 | 橋面のレンガ舗装に橋軸方向に多くのひびわれを確認．<br>桁側面に多くのひび割れを確認 | 市町村 | |
| | HD橋 | 昭和57年（1982） | ＰＣ斜材付π型ラーメン橋<br>（上部工中空床版） | 桁端部側面にひび割れ | 市町村 | |
| | G橋 | 昭和57年（1982） | ＰＣ斜材付π型ラーメン橋<br>（上部工中空床版） | 桁端部側面にひび割れ | 市町村 | 写真-2.2.1 |
| | Y橋 | 昭和54年（1979） | ２＋１径間有ヒンジポストテンション中空床版 | 側面・桁下にひび割れ、遊離石灰、端部にひび割れ | 市町村 | |
| | 参考図 |  <br>桁断面図　　桁側面図 | | | | |
| ポストテンション方式Ｔ桁橋 | SO橋 | 昭和53年（1978） | 単純ＰＣポストテンションＴ桁橋 | 桁端部側面にひび割れ | 市町村 | 写真-2.2.1 |
| | NI橋 | 昭和57年（1982） | 単純ＰＣポストテンションＴ桁橋（２連） | 桁端部側面にひび割れ | 県 | 写真-2.2.1 |
| | SN橋 | 昭和50年（1975） | 単純ＰＣポストテンションＴ桁橋 | 桁端部側面にひび割れ | 国 | |
| | 参考図 |  <br>桁断面図　桁側面図 | | | | |
| **橋梁形式** | **橋名** | **竣工年** | **構造** | **主桁の主な損傷** | **管理者** | **備考** |
| プレテンション方式床版橋 | NA橋 | 昭和59年（1984） | 単純プレテンション中空床版橋 | 桁下面全体に橋軸方向のひび割れと漏水・ASRの疑い | 市町村 | |
| | 明橋 | 昭和58年（1983） | 単純プレテンション中空床版橋（２連） | 桁側面・桁下に多くのひび割れを確認・ ASR確認 | 市町村 | 写真-2.2.1 |
| | U橋 | 昭和60年（1985） | 単純プレテンション中空床版橋 | 桁側面・桁下の全体にひび割れ・漏水・遊離石灰・ ASR確認 | 市町村 | |
| | MT橋 | 昭和53年（1978） | 単純プレテンション中空床版橋 | 桁側面・桁下の全体にひび割れ・漏水・遊離石灰・ ASRの疑い | 国 | |
| | MY橋 | 昭和54年（1979） | 単純プレテンション中空床版橋 | 桁側面・桁下に多くのひび割れを確認・凍害 | 国 | |
| | K橋 | 昭和53年（1978） | 単純プレテンション中空床版橋 | 桁側面・桁下に多くのひび割れを確認・凍害 | 国 | |
| | I橋 | 昭和58年（1983） | 単純プレテンション中空床版橋 | 桁側面・桁下にひび割れを確認・ ASRの疑い | 国 | |
| | 中川橋側道橋 | 昭和52年（1977） | 単純プレテンションI桁床版橋（３連） | 桁下の全体にひび割れ・漏水・遊離石灰・ ASR確認 | 国 | 写真-2.2.1 |
| | 参考図 |  <br>桁断面図　桁側面図 | | | | |

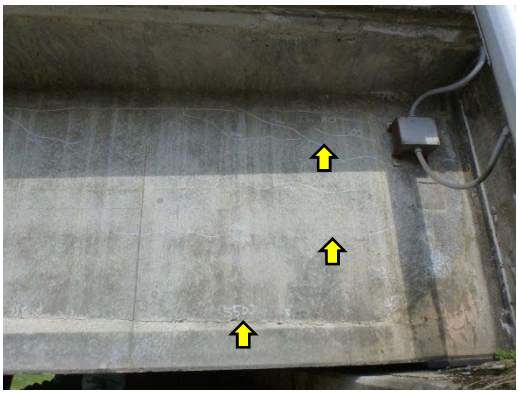
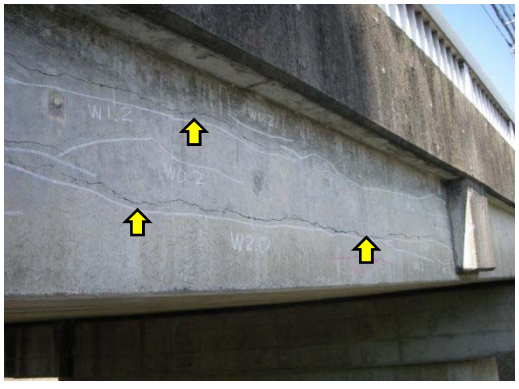
<table>
<tr><td rowspan="2">ポストテンション中空床版橋</td><td> <br>H 橋　桁下面</td><td> <br>N 橋　桁側面</td></tr>
<tr><td> <br>G 橋　桁下面</td><td> <br>T 橋　桁側面</td></tr>
<tr><td>ポストテンションT桁橋</td><td>  <br>SO 橋　桁側面</td><td> <br>NI 橋　桁側面</td></tr>
<tr><td>プレテンション床版橋</td><td> <br>中川橋側道橋 桁下面</td><td>  <br>明橋　桁側面</td></tr>
</table>

写真- 2.2.1　ひび割れ発生事例写真

# 目　次

3. 実橋調査 ..... 9
3.1 概要 ..... 9
3.2 明橋 ..... 10
**3.2.1 橋梁概要 ..... 10**
**3.2.2 調査内容 ..... 11**
**3.2.3 詳細調査（実態調査） ..... 12**
**3.2.4 静的載荷試験 ..... 14**
**3.2.5 振動計測 ..... 17**
**3.2.6 明橋のまとめ ..... 17**
3.3 Ｔ橋 ..... 18
**3.3.1 橋梁概要 ..... 18**
**3.3.2 調査内容 ..... 19**
**3.3.3 詳細調査（実態調査） ..... 19**
**3.3.4 振動計測 ..... 23**
**3.3.5 Ｔ橋のまとめ ..... 23**
3.4 Ｕ橋 ..... 24
**3.4.1 橋梁概要 ..... 24**
**3.4.2 調査内容 ..... 26**
**3.4.3 詳細調査（実態調査） ..... 26**
**3.4.4 非破壊検査（ひび割れ深さ調査） ..... 28**
**3.4.5 Ｕ橋のまとめ ..... 29**
3.5 Ｍ橋 ..... 30
**3.5.1 橋梁概要 ..... 30**
**3.5.2 調査内容 ..... 32**
**3.5.3 詳細調査（実態調査） ..... 32**
**3.5.4 非破壊検査（ひび割れ深さ調査） ..... 34**
**3.5.5 Ｍ橋のまとめ ..... 34**
3.6 実橋調査のまとめ ..... 35

# 3. 実橋調査

## 3.1 概要

ひび割れ発生要因および，ひび割れの実態を把握すること等を目的に，主桁ウェブ側面に橋軸方向の水平ひび割れが生じた PC 橋 4 橋を対象に，実橋調査を実施した．表- 3.1.1 に実橋調査の実施項目と目的を示す．

**表- 3.1.1 実橋調査の実施項目と目的**

| 実施項目 | 目的 | 明橋 | T 橋 | U 橋 | M 橋 |
|---|---|---|---|---|---|
| 1)詳細調査<br>(実態調査) | ひび割れ発生要因および，ひび割れの実態の把握 | ○ | ○ | ○ | ○ |
| 2)静的載荷試験<br>(使用レベルの載荷) | ひび割れが耐荷性能へ与える影響の把握 | ○ | | | |
| 3)振動計測<br>(固有振動数) | ひび割れが耐荷性能へ与える影響の把握 | ○ | ○ | | |
| 4)非破壊検査<br>(ひび割れ深さ調査) | 非破壊検査によるひび割れ深さ推定の適用性の確認 | | | ○ | ○ |

1)詳細調査（実態調査）

明橋，T 橋，U 橋，M 橋の 4 橋を対象に，ひび割れ深さ，ASR の有無，コンクリートの圧縮強度等を確認した．

2)静的載荷試験

明橋を対象に，車両により使用レベルの載荷範囲における主桁のたわみとひずみを計測した．

3)振動計測

明橋，T 橋の 2 橋を対象に，加速度計を使用して衝撃加振法（重錘落下法）により固有振動数を計測した．

4)非破壊検査（ひび割れ深さ調査）

U 橋，M 橋の 2 橋を対象に，超音波法（3 手法）によるひび割れ深さ測定値と，詳細調査による実測値との比較を行った．詳細は巻末資料参照のこと．

なお，明橋，T 橋については，別途，土木研究所資料第 4311 号[6)]において詳細な実施内容を整理している．

次節から，各橋梁の実橋調査の概要を示す．

## 3.2 明橋

### 3.2.1 橋梁概要

明橋は，茨城県常総市の河川を跨ぐ単純 PC プレテンション方式中空床版橋(2 連)で，道路橋である(図- 3.2.1)．1983 年施工（供用 29 年；調査時)で，橋梁点検時に主桁のひび割れが多数発見された（図- 3.2.2)．ひび割れの特徴は，主に橋軸方向であること，主桁全面に発生していること，外桁の劣化度合が大きいことが挙げられる．表面ひび割れ幅は最大 2.0mm 以上で，主桁側面のひび割れ発生箇所は目視で確認できるほどコンクリートが膨張しており(写真- 3.2.1)，ひび割れ発生要因として ASR が疑われた．

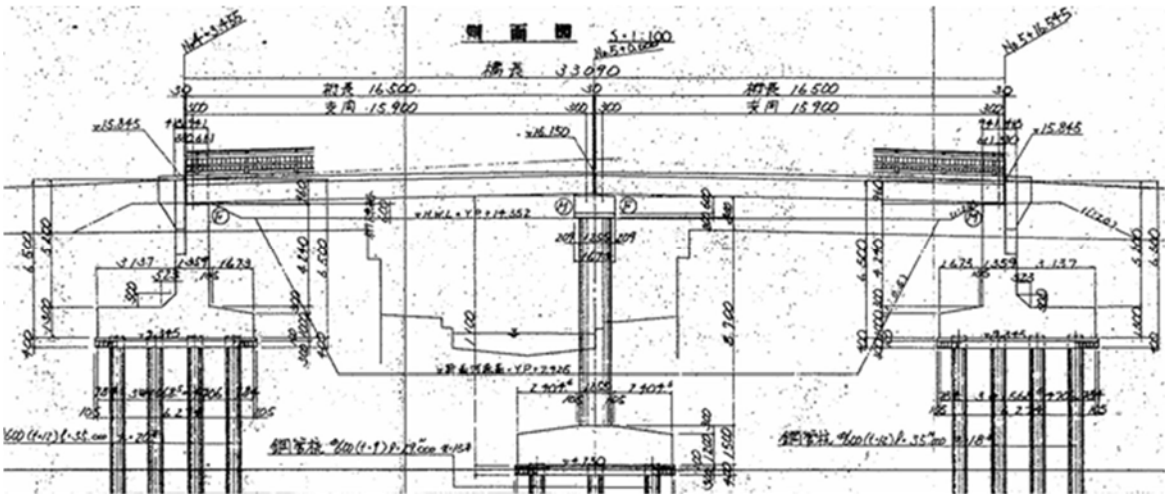



図- 3.2.1 橋梁側面図

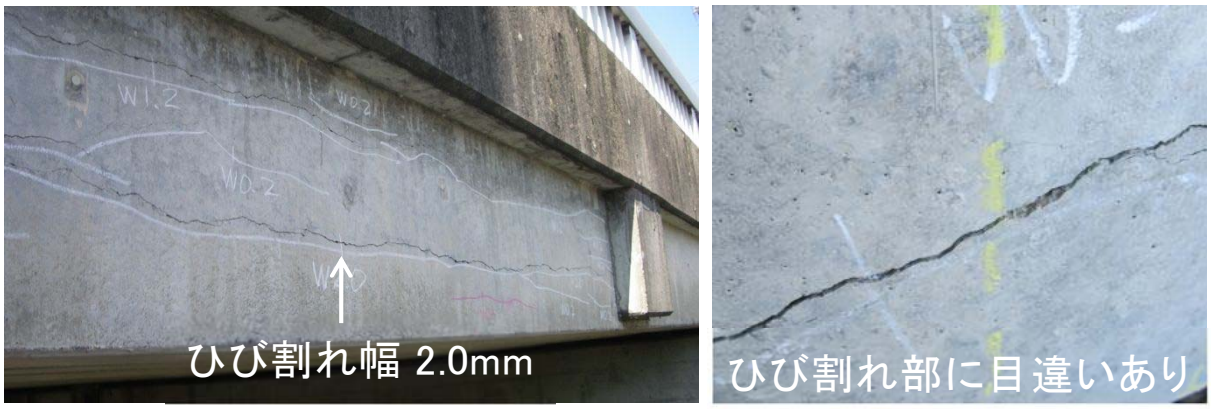



写真- 3.2.1 主桁側面のひび割れ状況

### 3.2.2 調査内容

ひび割れの実態把握，発生要因，構造性能への影響，健全度評価手法の検討のため，主に表- 3.2.1 の調査を実施した．

表- 3.2.1 主な調査内容

| 調査項目 | | 調査方法 |
|---|---|---|
| 詳細調査<br>（実態調査） | ひび割れ深さ調査 | コア削孔・棒状スキャナ |
| | ASR調査 | SEMよる観察<br>EDSよる構成元素の定性分析 |
| | 圧縮強度・静弾性係数 | 圧縮強度試験 |
| 静的載荷試験(使用レベルの載荷) | | 車両による静的載荷 |
| 振動計測(固有振動数) | | 重錘落下法による加振時の計測<br>常時微動時の計測 |

### 3.2.3 詳細調査（実態調査）

#### (1) ひび割れ深さ調査

側面のひび割れが貫通している場合，主桁剛性の大幅な低下や，スターラップの破断等が懸念されたため，コア削孔（φ25）調査により，ひび割れ深さを確認した．結果を表- 3.2.2 に示す．ひび割れ先端を確認できたひび割れ深さは 52～58mm であり，概ねスターラップの位置程度と推察される．

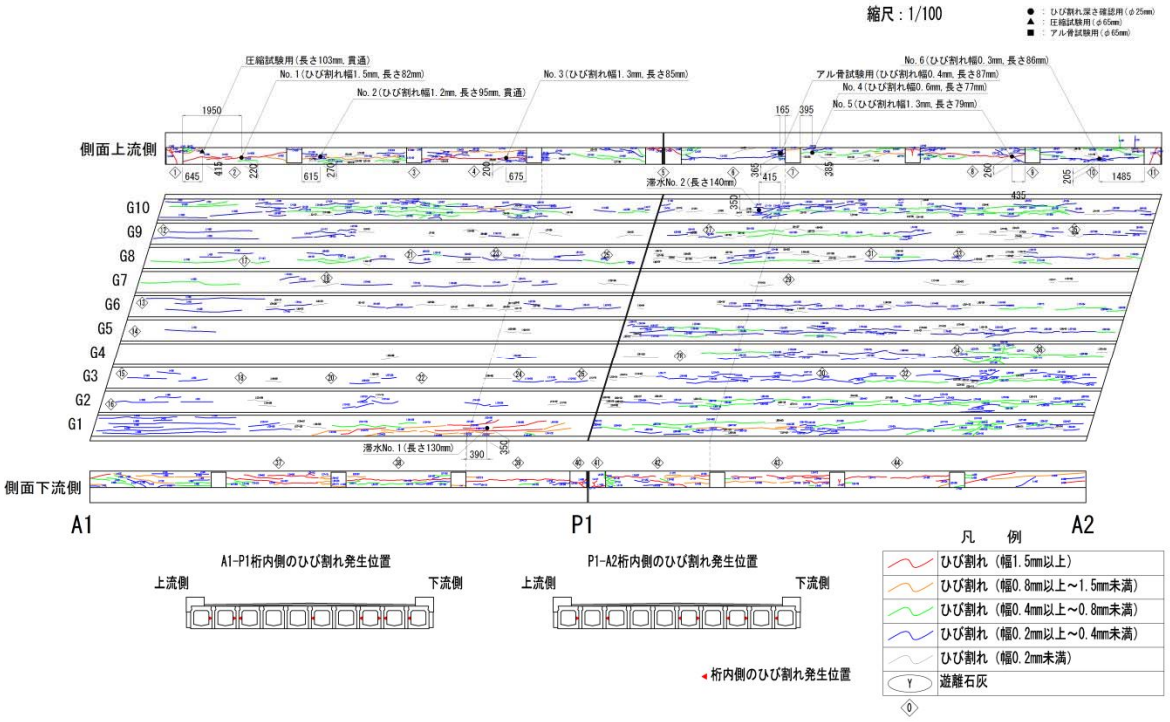



図- 3.2.2 ひび割れとコア削孔箇所図

表- 3.2.2 ひび割れ深さ調査結果

| コア番号 | 削孔箇所 | コア削孔長 (mm) | 表面ひびわれ幅 (mm) | ひびわれ深さ (mm) | 竣工図面による かぶり (mm) | 中性化深さ (mm) | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| No.1 | 第径間(A1-P1)1/8L付近　G10桁左側面 | 82 | 1.5 | 52 | 50 | 1mm未満 | |
| No.2 | 第径間(A1-P1)1/4L付近　G10桁左側面 | 95 | 1.2 | (43) | 50 | 1mm未満 | ひび割れの先端は孔壁下側へ進展 |
| No.3 | 第径間(A1-P1)3/4L付近　G10桁左側面 | 85 | 1.3 | (49) | 50 | 1mm未満 | ひび割れの先端は孔壁上側へ進展 |
| No.4 | 第2径間(P1-A2)1/4L付近　G10桁左側面 | 77 | 0.6 | 58 | 50 | 1mm未満 | ひび割れの先端をコアにて確認 |
| No.5 | 第2径間(P1-A2)3/4L付近　G10桁左側面 | 79 | 1.3 | (47) | 50 | 1mm未満 | ひび割れの先端は孔壁下側へ進展 |
| No.6 | 第2径間(P1-A2)7/8付近　G10桁左側面 | 86 | 0.3 | 52 | 50 | 1mm未満 | |

### (2) ASR 調査

主桁側面のひび割れを含むコアを採取し，実体顕微鏡，走査顕微鏡(SEM)観察，エネルギー分散型 X 線装置(EDS) 分析を実施した．実体顕微鏡から，粗骨材の多くに反応リム，白色および透明な滲出物，骨材粒子のひび割れが確認された．透明な滲出物が認められた骨材粒子の二次電子像を写真- 3.2.2 に示す．滲出物はゼリー状であることが確認され，一部の成分分析の結果，Si(ケイ素)を主成分とした ASR により生成されたゲルであると判断した．

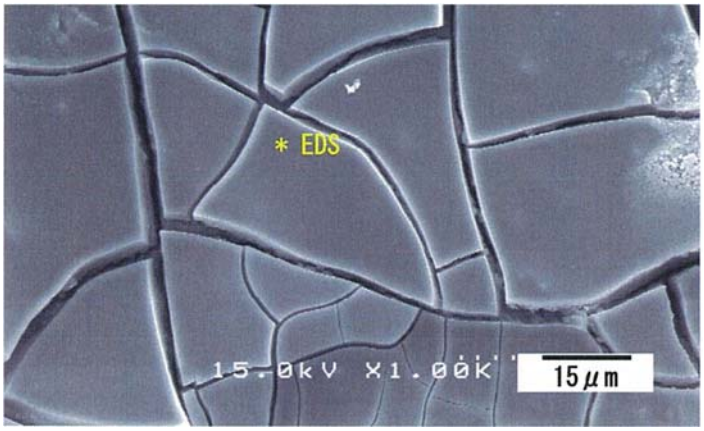



写真- 3.2.2 二次電子像

### (3) 圧縮強度・静弾性係数

ASR により発生する微細なひび割れは静弾性係数を低下させることが知られているため，ASR による静弾性係数の低下を確認する目的で圧縮強度試験を実施した．図- 3.2.3 に圧縮強度-弾性係数の関係を示す．圧縮強度に対して弾性係数の低下が確認された．

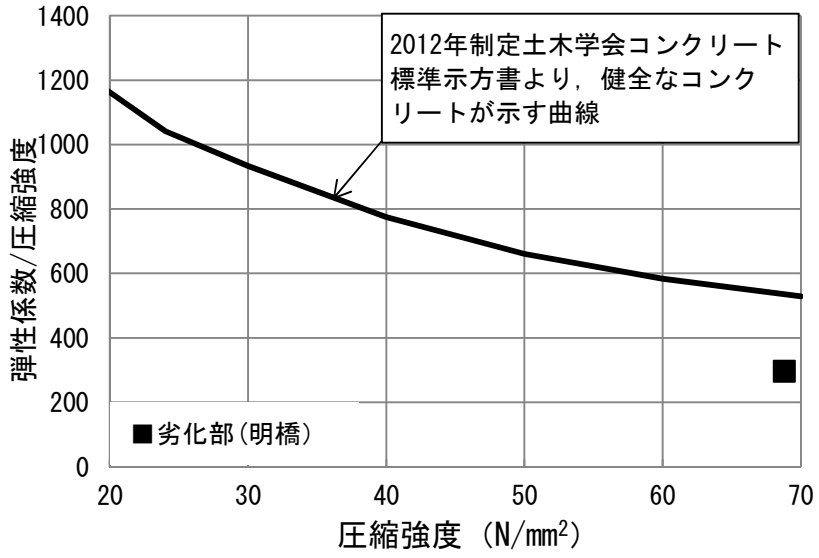



図- 3.2.3 圧縮強度-弾性係数

### 3.2.4 静的載荷試験

橋軸方向ひび割れによる耐荷性能への影響を確認するため，通行重量規制（8ｔ）相当の載荷時のたわみ量を超えない載荷荷重となるように，20ｔ車両を 2 台利用した静的載荷試験を実施した（図-3.2.4，写真-3.2.3）．車両の後方を向き合わせにし，1/8L（L:支間長 15.9m）ずつ移動させる方法で載荷した結果，支間中央主桁下面のたわみ（図- 3.2.5，図-3.2.6）および，ひずみ（図-3.2.7）には，急激な増加がみられず，ひび割れの開き・ずれも計測されなかった．また，たわみは，ひび割れが無い状態を想定した格子解析の最大たわみ 4.5mm(支間中央・G1 桁）未満であった．

この結果により，本載荷試験内では，橋軸方向ひび割れによる大きな剛性低下はしていないものと考えられる．一方で，G1 桁側面のひずみ分布（図- 3.2.8）には，橋軸方向ひび割れ位置を境として，ひずみ分布の線形性が喪失している傾向がみられることから，平面保持の仮定が成立しなくなりつつある状況と考えられる．

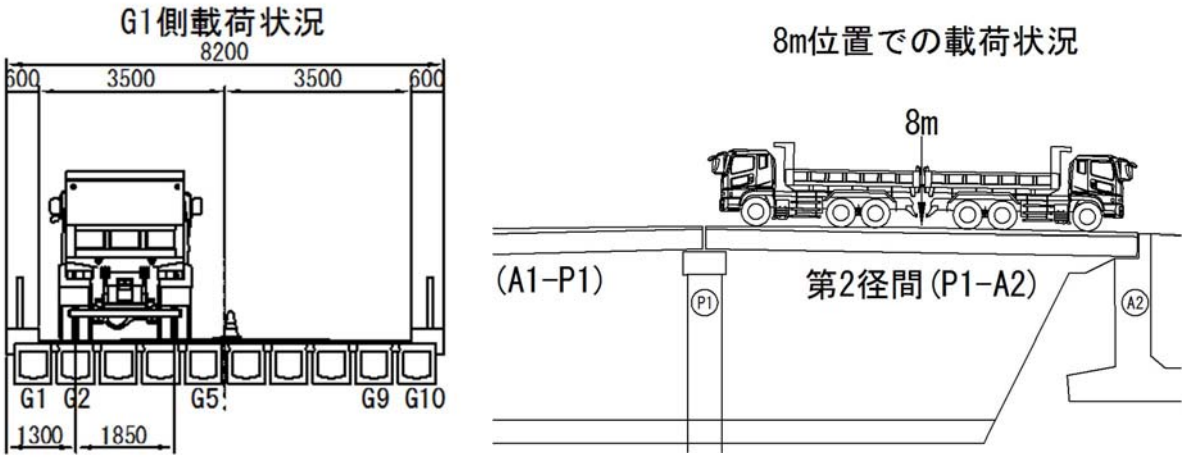



図- 3.2.4 静的載荷試験の概略図

写真- 3.2.3 載荷試験状況

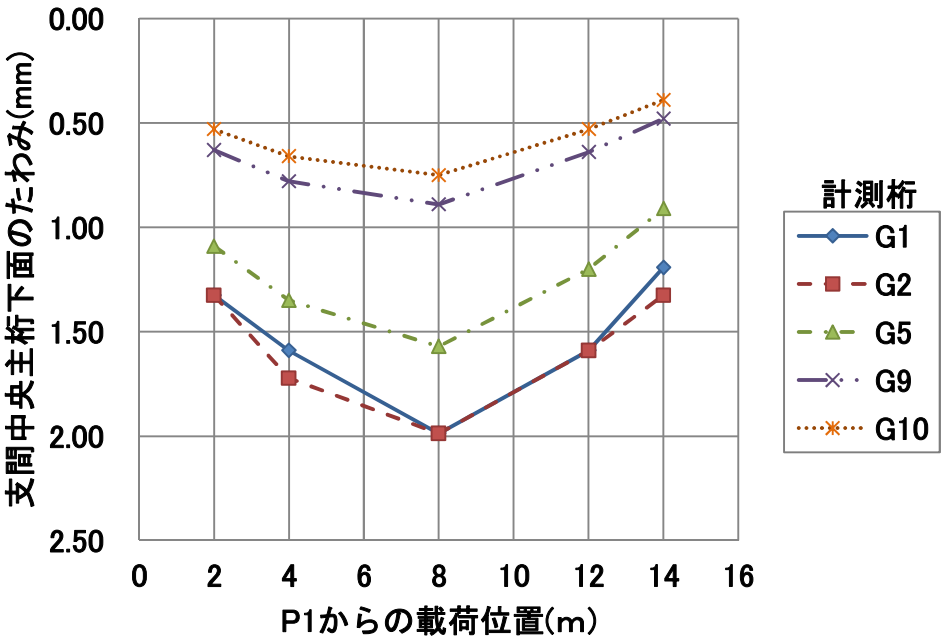



図- 3.2.5 支間中央主桁下面のたわみ-載荷位置

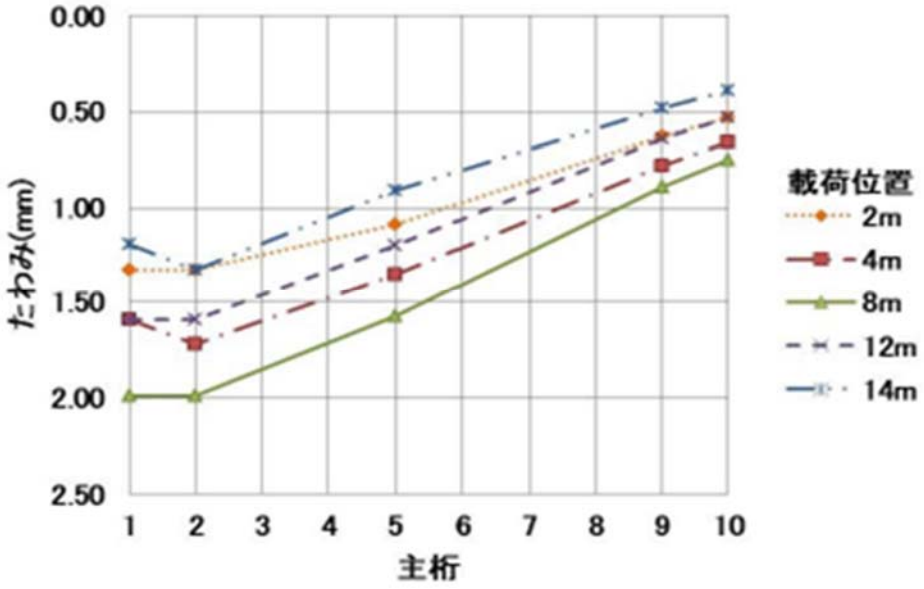



図- 3.2.6 支間中央主桁下面のたわみ-主桁位置

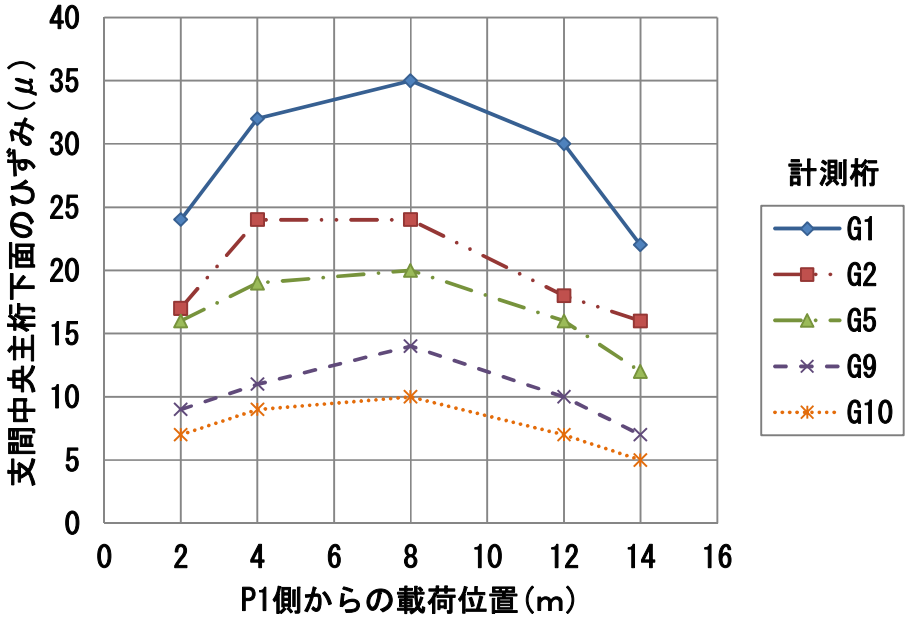



図- 3.2.7 支間中央主桁下面のひずみ-載荷位置

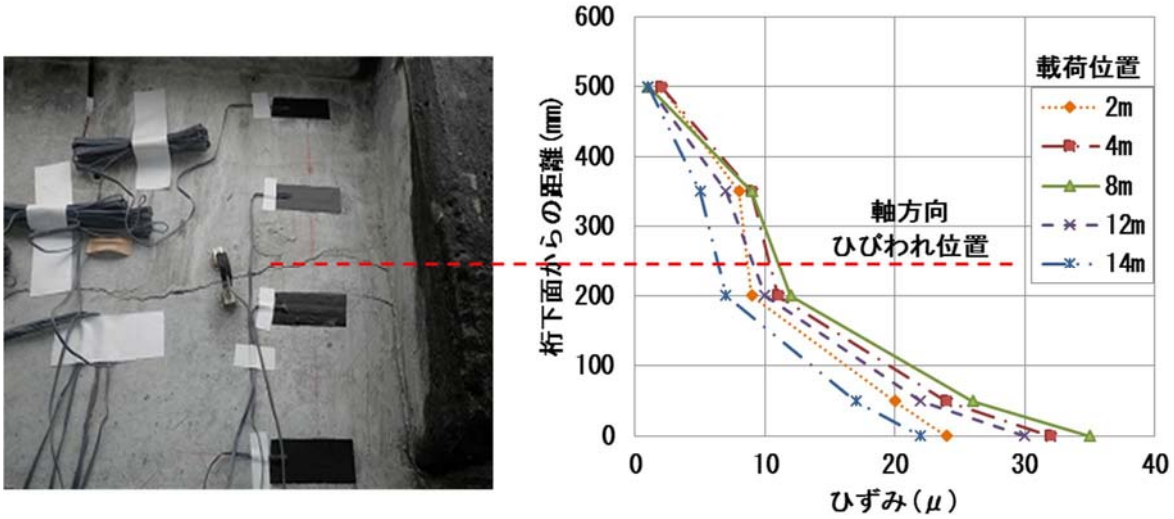



図- 3.2.8 主桁中央 G1 桁側面ひずみ

### 3.2.5 振動計測

サーボ型加速度計を使用し，橋梁の固有振動数を衝撃加振法（重錘落下法）による加振時(写真- 3.2.4)および，常時微動時において計測し，健全性評価を試みた．表- 3.2.3 に固有振動数の計測値と解析値（3 次元 FEM および骨組みモデル）を示す．加振，常時微動時の計測値は概ね同一となったが，常時微動は高次モードを計測できなかった．FEM 解析値は，鉛直 1 次，ねじり 1 次以外で計測値と乖離するため，妥当性の評価が難しいが，計測値が健全な桁を想定した解析値と同等以上となっているため，橋軸方向ひび割れによる大きな剛性低下はしていない可能性がある．

写真- 3.2.4 加振状況

表- 3.2.3 固有振動数の計測値と解析値（Hz）

| 計測値 | | | | 解析値(健全) | |
|---|---|---|---|---|---|
| 次数 | モード形状 | 加振 | 常時微動 | FEM | 骨組み |
| M1 | 鉛直1次 | 7.22 | 7.34 | 7.28 | 8.13 |
| M2 | ねじり1次 | 11.88 | 12.00 | 12.61 | 10.57 |
| M3 | 鉛直2次 | 25.78-26.34 | 25.97-26.97 | 22.89 | 22.97 |
| M4 | ねじり2次 | 32.06 | 32.34 | 30.65 | 25.97 |
| M5 | 判別不可 | 44.88 | 44.97 | 38.91 | 36.92 |
| M6 | 鉛直3次 | 53.00-54.72 | - | 51.95 | 42.11 |

### 3.2.6 明橋のまとめ

明橋の調査の範囲内では，以下の事項が確認された．

1) ひび割れ深さはスターラップの位置程度であり，ひび割れは貫通していないと推定される．
2) ひび割れ発生の主要因は ASR であり，外部からの水の供給の影響が大きい．
3) 静的載荷試験の載荷重量の範囲内においては，橋梁全体系としての剛性低下は見られない．
4) 振動計測の計測値が健全な桁を想定した解析値と同等以上であるため,橋軸方向ひび割れによる大きな剛性低下はしていない可能性がある．

## 3.3 T橋

### 3.3.1 橋梁概要

T橋は，2径間連続PCポストテンション方式中空床版橋で，自転車・歩行者専用の跨道橋である(図-3.3.1)．1980年施工（供用32年；調査時）で，橋面のレンガ舗装には横断中心付近にうき(写真-3.3.1)，主桁側面には橋軸方向の水平ひび割れが多数みられた（写真- 3.3.2)．ひび割れの特徴としては，主桁下面と比べて側面ハンチ部に大きなひび割れ（最大幅3mm）が全長にみられた．

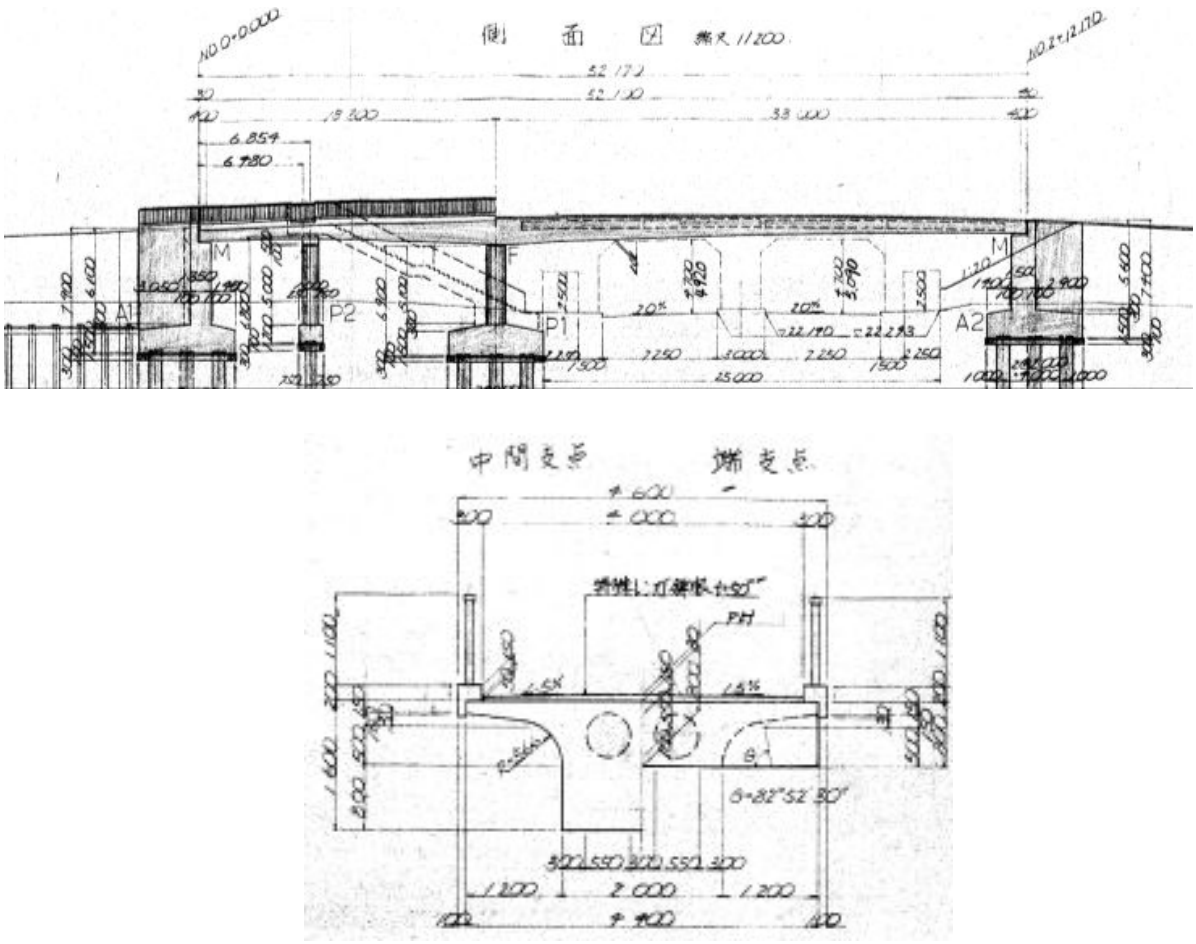



図- 3.3.1 橋梁一般図

写真- 3.3.1 中央部付近のレンガ舗装のうき

写真- 3.3.2 ハンチ部に生じた軸方向ひび割れ

### 3.3.2 調査内容

ひび割れの実態把握，発生要因，構造性能への影響，健全度評価手法の検討のため，主に表- 3.3.1 の調査を実施した．

表- 3.3.1 主な調査内容

| 調査項目 | | 調査方法 |
|---|---|---|
| 詳細調査<br>（実態調査） | ひび割れ深さ調査 | コア削孔・棒状スキャナ |
| | 中性化調査 | フェノールフタレイン法 |
| | ASR調査 | 採取コアの観察 |
| | 圧縮強度・静弾性係数 | 圧縮強度試験 |
| 振動計測（固有振動数） | | 重錘落下法による加振時の計測<br>常時微動時の計測 |

### 3.3.3 詳細調査（実態調査）

#### (1) ひび割れ深さ調査，中性化調査

スターラップより深くまでひび割れが進展している場合，断面一体性の喪失やスターラップの破断による耐荷性能の低下が懸念されるため，スケール等によりひび割れ幅・長さを，コア削孔（φ25）調査によりひび割れ深さを確認した（図- 3.3.3）．

結果を表- 3.3.2，写真- 3.3.3 に示す．No.1～6 のハンチ部においては，ひび割れ幅が最大 3mm，ひび割れ先端を確認できたひび割れ深さが 72～106mm（写真- 3.3.3）であった．桁下面においては，ひび割れ幅が最大 0.5mm（主に幅 0.2mm 以下）であり，No.7 の桁下面においては，ひび割れ幅が 0.4mm，ひび割れ深さが 5mm であった．

T 橋の軸方向ひび割れは，図- 3.3.3 に示すように，ハンチ部に鉄筋が配置されていなかったために，ひび割れ幅が大きくなったものと推測される．また，ひび割れ先端を確認できた No.1 のひび割れ深さが 106mm に対して，躯体表面からスターラップまでの深さが 140mm であることから，ひび割れ先端はスターラップの手前の位置で止まっていると推察される．

コア削孔部で中性化調査（フェノールフタレイン法）を行ったところ，中性化深さは 12～18mm の範囲であることを確認した．

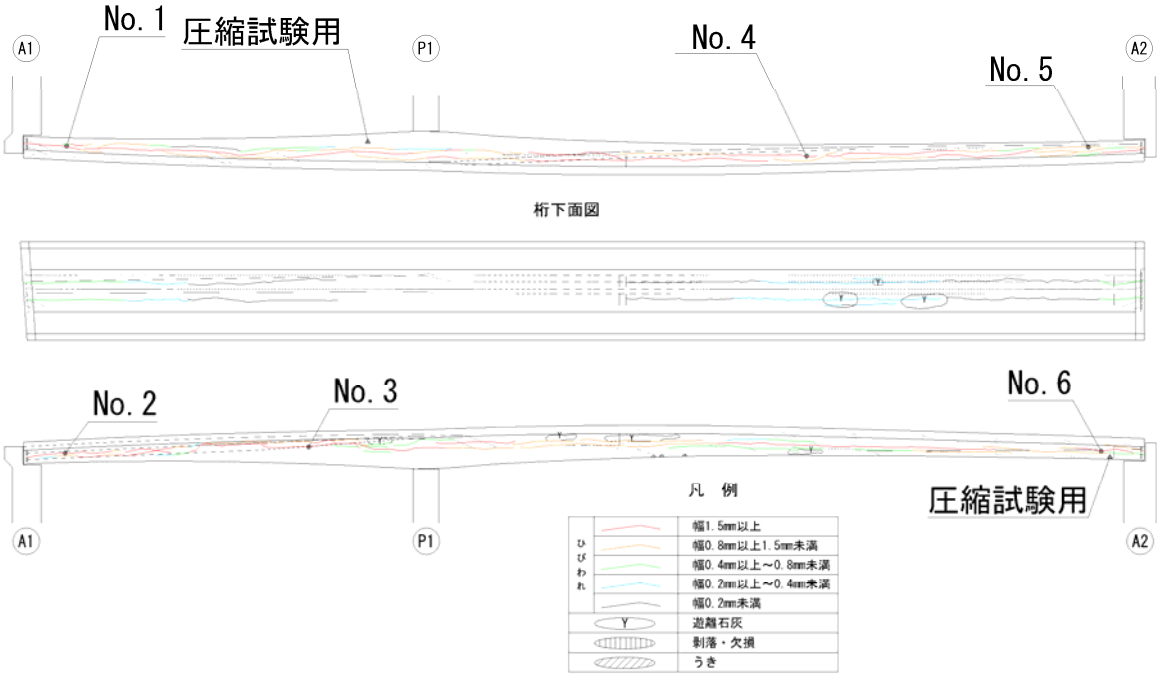



図- 3.3.2 ひび割れとコア削孔箇所図

表- 3.3.2 ひび割れ深さ調査結果

| コア番号 | 削孔箇所 | コア削孔長 (mm) | 表面ひびわれ幅 (mm) | ひびわれ深さ (mm) | 竣工図面によるかぶり(mm) | 中性化深さ (mm) | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| No.1 | 第1径間 A1付近　桁左側面 | 140 | 3.0 | 106 | 140 | 14 | |
| No.2 | 第1径間 A1付近　桁右側面 | 140 | 3.0 | (49) | 140 | 16 | ひび割れの先端は孔壁上側へ進展 |
| No.3 | 第1径間(A1-P1)中央付近　桁右側面 | 120 | 1.5 | 72 | 140 | 12 | |
| No.4 | 第2径間(P1-A2)中央付近　桁右側面 | 195 | 1.5 | 78 | 140 | 15 | |
| No.5 | 第2径間 A2付近　桁左側面 | 120 | 1.1 | 72 | 140 | 18 | |
| No.6 | 第2径間 A2付近　桁右側面 | 120 | 2.0 | 89 | 140 | 12 | |

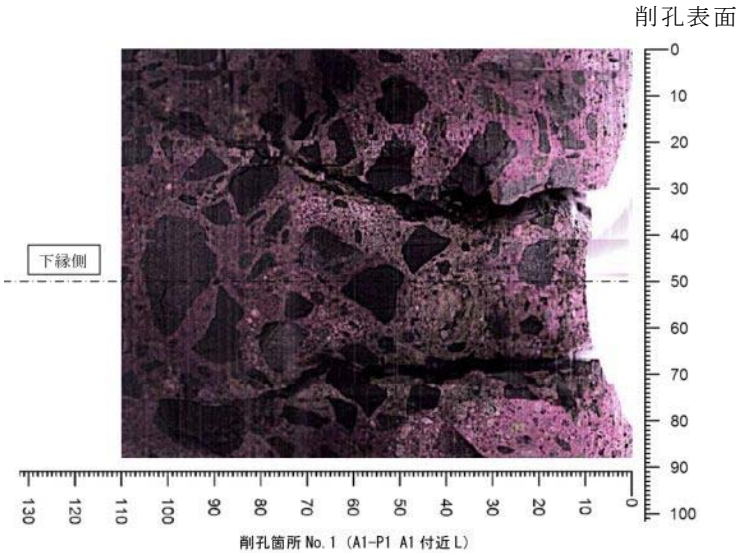



写真- 3.3.3 NO.1 コア削孔部の棒状スキャナ画像

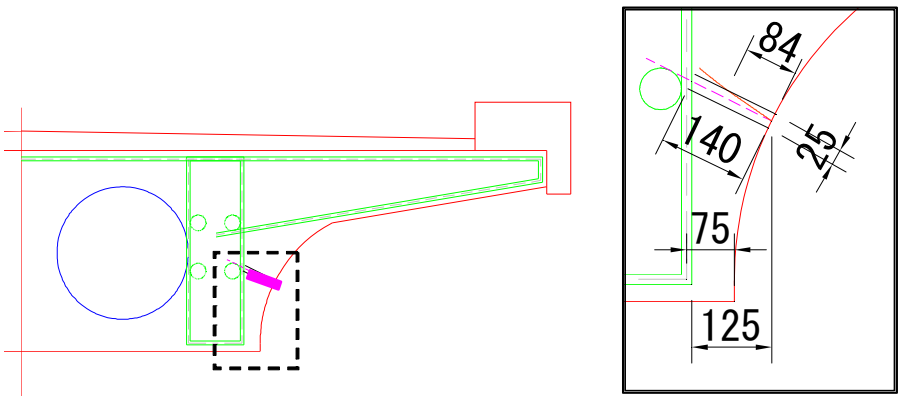



図- 3.3.3 スターラップまでの位置関係

### (2) ASR 調査

PC 橋における橋軸方向の水平ひび割れは,乾燥収縮や ASR 等の様々な要因に起因するが,橋軸方向の水平ひび割れが生じている近隣の橋梁（同年代の施工）において，ASR の発生が確認されていることから,T 橋においても ASR の発生を疑い,採取したコアを観察した.ハンチ部で採取したコアには，粗骨材の多くに反応リム，白色の滲出物のような変状が確認され，ASR の特徴が見られた（写真- 3.3.4).

写真- 3.3.4 ハンチ部で採取したコア

### (3) 圧縮強度・静弾性係数

ASR による静弾性係数の低下を確認する目的で，圧縮強度試験を実施した．図- 3.3.4 に圧縮強度-静弾性係数の関係を示す.圧縮強度に対して静弾性係数の低下が確認されたことから，ひび割れの要因の一つとして ASR が考えられる.

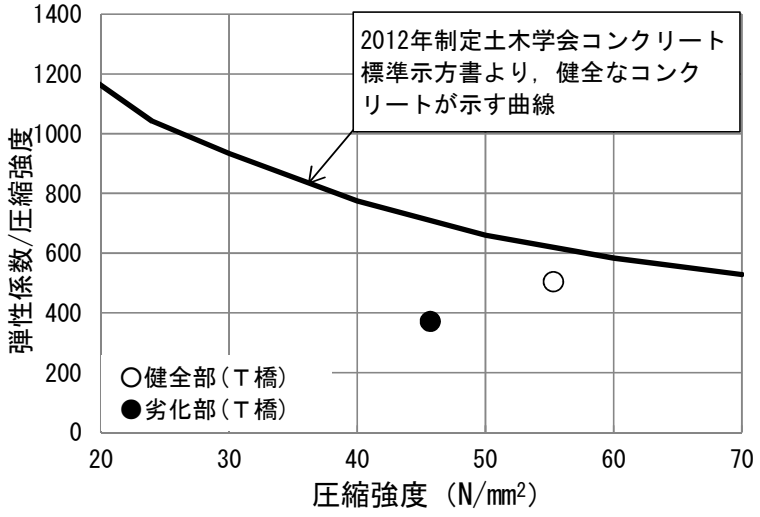



図- 3.3.4 圧縮強度と静弾性係数の関係

### 3.3.4 振動計測

静弾性係数が低下していることから，サーボ型加速度計を使用し，橋梁の固有振動数を衝撃加振法（重錘落下法）による加振時および，常時微動時において計測し，健全性評価を試みた．表-3.3.3 に固有振動数の計測値と解析値（3 次元 FEM および骨組みモデル）を示す．加振時，常時微動時の計測値は概ね同一となった．FEM 解析値は計測値と乖離するため，妥当性の評価および健全性の評価が難しい．

表- 3.3.3 固有振動数の計測値と解析値（Hz）

| 計測値 | | | | 解析値(健全) | |
|---|---|---|---|---|---|
| 次数 | モード形状 | 加振 | 常時微動 | FEM | 骨組み |
| M1 | 鉛直1次 | 2.58 | 2.67 | 3.34 | 2.15 |
| M2 | 鉛直2次 | 7.01 | 7.49 | 8.37 | 5.87 |
| M3 | 鉛直3次 | 9.34 | 9.28 | 10.55 | 8.76 |
| M4 | ねじり1次 | 12.09 | 12.16 | 13.80 | 10.08 |
| M5 | 鉛直4次 | 18.34 | 18.69 | 18.09 | 16.45 |
| M6 | 鉛直5次 | 23.51 | 23.69 | 18.71 | 22.45 |

### 3.3.5 Ｔ橋のまとめ

Ｔ橋の調査の範囲内では，以下の事項が確認された．

1) ひび割れ深さはスターラップの手前で止まっており貫通していないと推定される．
2) ひび割れ発生要因としては，採取コアの観察結果，圧縮強度・静弾性係数試験結果より ASR が考えられる．また，ハンチ部に鉄筋が配置されていなかったことから，コンクリートの収縮もひび割れの発生および進展に起因していると考えられる．
3) 振動計測の計測値は FEM 解析値と乖離するため，健全性の評価が難しい．

## 3.4 U橋

### 3.4.1 橋梁概要

U橋は，河川を跨ぐ単純 PC プレテンション方式中空床版橋（2 連）で，道路橋である(図- 3.4.1)．1985 年施工（供用 30 年；調査時）で，橋梁点検時に主桁のひび割れが多数発見された（図- 3.4.2)．ひび割れの特徴は，主に軸方向であること，主桁全面に発生していることが挙げられる(写真- 3.4.1)．表面ひび割れ幅は最大 2.0mm であった．

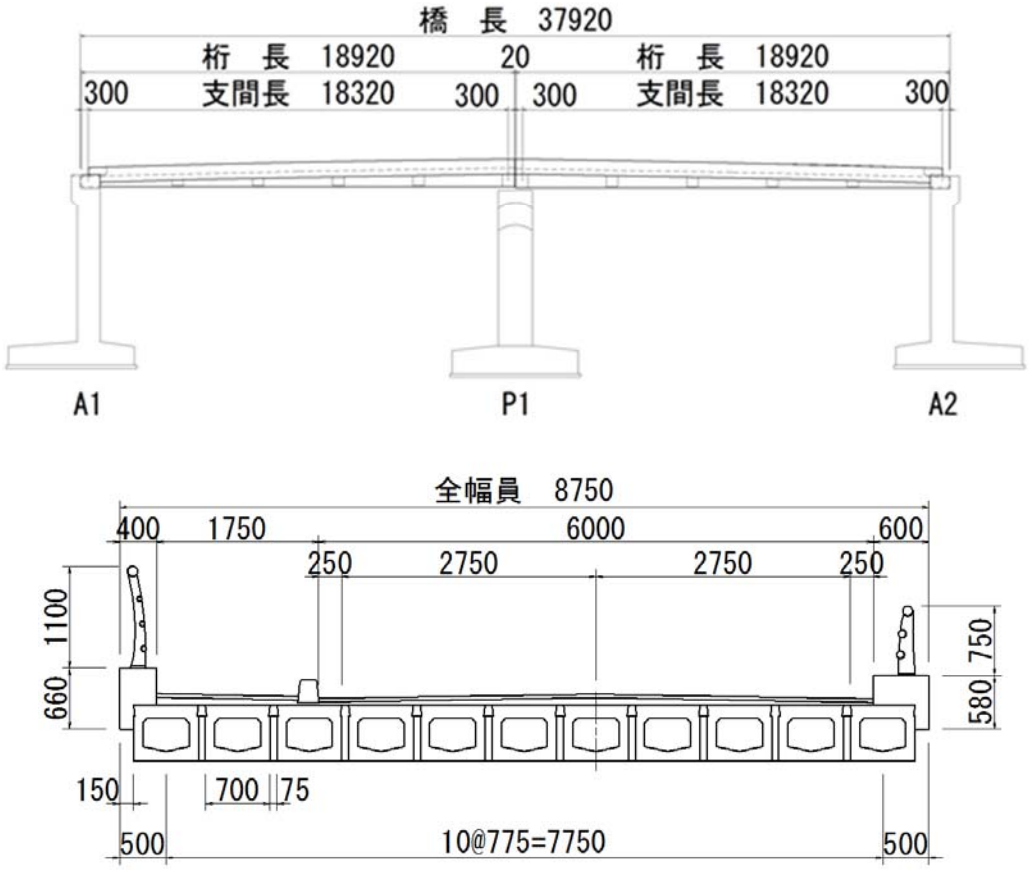
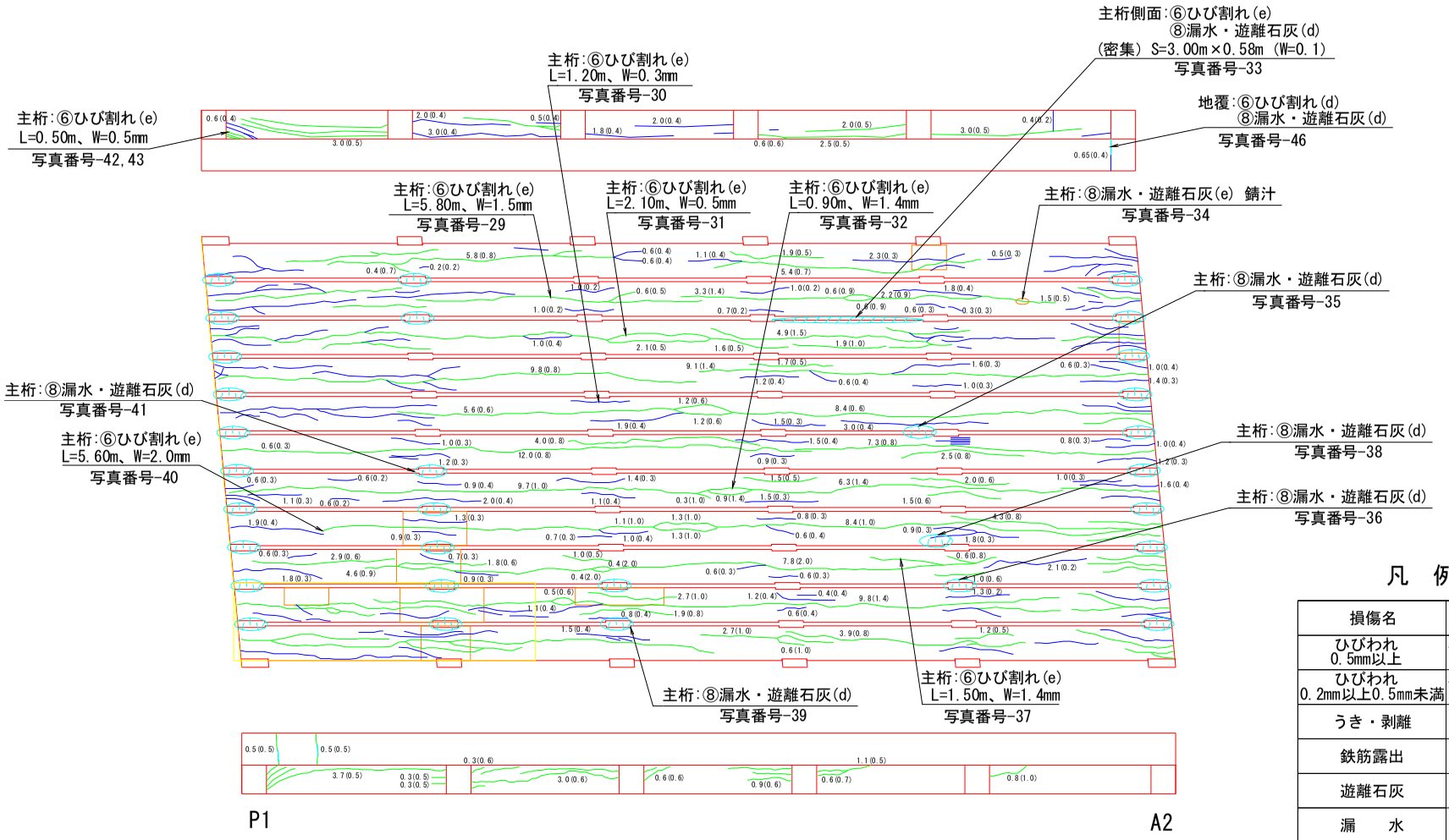



図- 3.4.1 橋梁一般図

写真- 3.4.1 主桁のひび割れ発生状況




凡　例　【単位:mm】

| 損傷名 | 表示法 |
|---|---|
| ひびわれ 0.5mm以上 | 長さm(幅mm) |
| ひびわれ 0.2mm以上0.5mm未満 | 長さm(幅mm) |
| うき・剥離 | |
| 鉄筋露出 | |
| 遊離石灰 | |
| 漏　　水 | |
| そ の 他 | |

図- 3.4.2 ひび割れ発生状況 (2径間)

### 3.4.2 調査内容

ひび割れの実態把握，発生要因，構造性能への影響，健全度の評価手法の検討のため，表- 3.4.1 の調査を実施した．

表- 3.4.1 調査内容

| 調査項目 | | 調査方法 |
|---|---|---|
| 詳細調査<br>（実態調査） | ひび割れ深さ調査 | コア削孔・棒状スキャナ・CCD |
| | ASR調査 | SEMよる観察<br>EDSよる構成元素の定性分析 |
| | 圧縮強度・静弾性係数 | 圧縮強度試験 |
| 非破壊検査（ひび割れ深さ調査） | | 超音波法 |

### 3.4.3 詳細調査（実態調査）

#### (1) ひび割れ深さ調査

主桁側面のひび割れが貫通している場合，主桁の剛性低下や，スターラップの破断等が懸念されるため，コア削孔（φ25）調査により，ひび割れ深さを確認した．結果を図- 3.4.3 に示す．ひび割れ幅 0.4mm 以下のひび割れ深さは 50mm 未満で，調査位置から最も近い位置のスターラップの鉄筋探査によるかぶり測定値未満であった．ひび割れ幅 0.6mm 以上のひび割れ深さは 50mm 以上で，上述のスターラップのかぶりよりも深い箇所も見られた．以上により，U 橋主桁のひび割れはスターラップに達している可能性があると推察される．

詳細は巻末資料参照のこと．

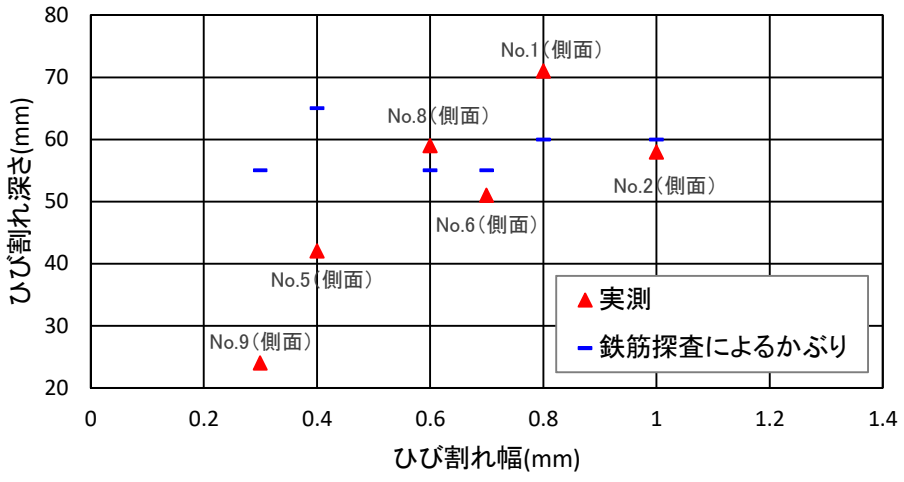



図- 3.4.3 ひび割れ深さとひび割れ幅

### (2) ASR 調査

主桁側面のひび割れを含むコアを採取し，実体顕微鏡，走査顕微鏡(SEM)観察，エネルギー分散型 X 線装置(EDS)分析を実施した．図- 3.4.4 のとおり，実体顕微鏡から，粗骨材の多くに反応リム，白色および透明な滲出物，骨材粒子のひび割れが確認された．透明な滲出物が認められた骨材粒子の二次電子像と定性分析結果を図- 3.4.5 に示す．滲出物はゼリー状であることが確認され，一部の成分分析の結果，Si(ケイ素)を主成分とした ASR により生成したゲルであると判断した．

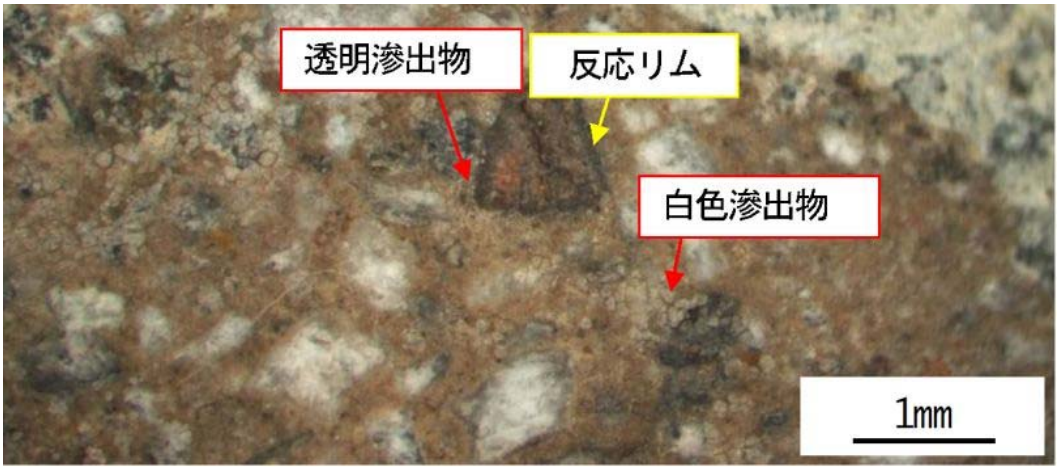
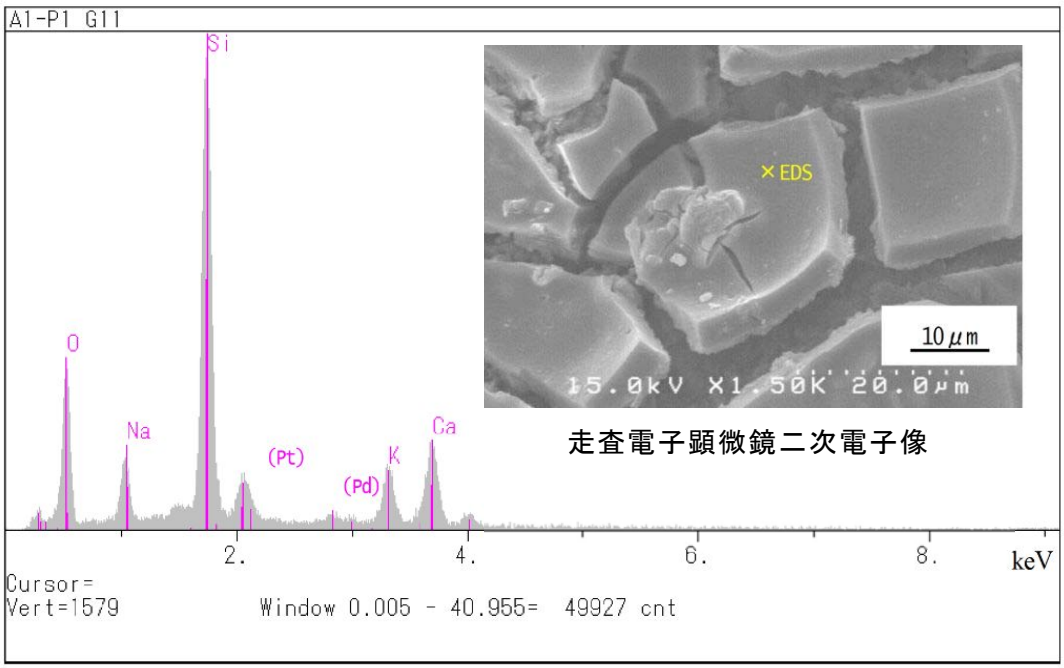



図- 3.4.4 実体顕微鏡による観察像




※ Pt(白金)、Pd（パラジウム）は蒸着成分

図- 3.4.5 EDS による定性分析結果

### (3) 圧縮強度・静弾性係数

ASR による静弾性係数の低下を確認する目的で，圧縮強度試験を実施した．図- 3.4.6 に圧縮強度-弾性係数の関係を示す．圧縮強度に比して弾性係数の低下が確認された．

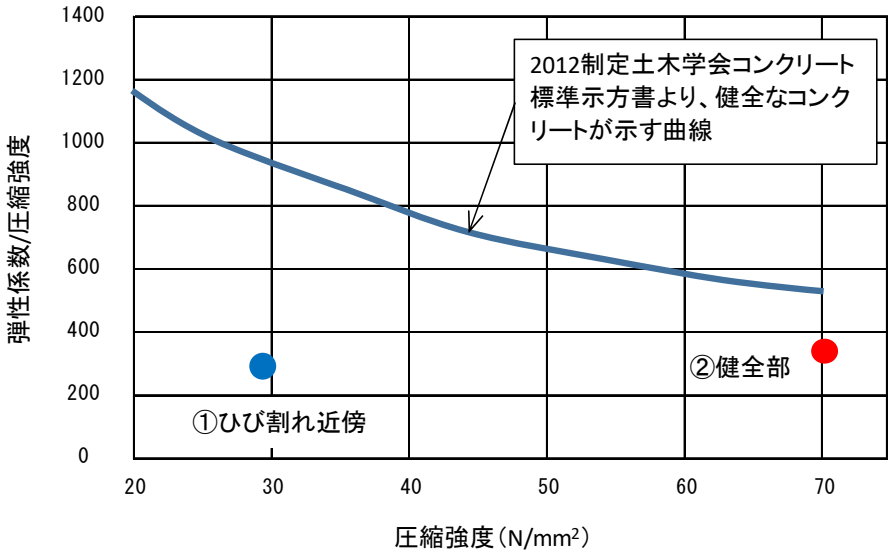



図- 3.4.6 圧縮強度-弾性係数

### 3.4.4 非破壊検査（ひび割れ深さ調査）

非破壊検査手法の 1 つである超音波法（直角回析波法，Tc-To 法，修正 BS 法）によるひび割れ深さ測定結果を図- 3.4.7 に示す（詳細は巻末資料参照）．実施した超音波法のなかでは，直角回折波法による測定値がコア削孔調査による測定値（以下，実測値）に最も近い値を示している．また，測定値は実測値よりも短い評価となる傾向が見られる．これは，ひび割れが内部で閉じている箇所がある場合には，超音波がひび割れ先端ではなく閉じた箇所を伝搬する可能性があるため，ひび割れ深さが過小評価されたものと考えられる．

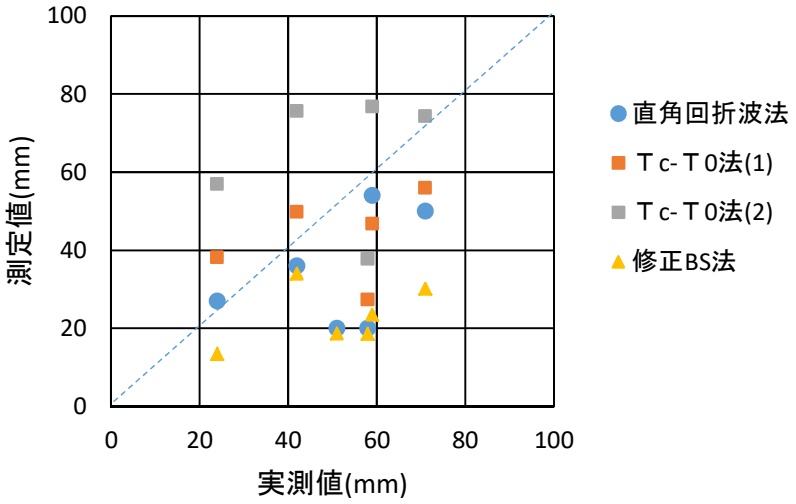



図- 3.4.7 ひび割れ超音波探査

### 3.4.5 U橋のまとめ

U橋の調査の範囲内では，以下の事項が確認された．

1）ひび割れ深さはスターラップの位置程度であり，ひび割れは貫通していないと推定される．
2）ひび割れ発生の主要因はASRであると考えられる．
3）超音波法によるひび割れ深さ測定のU橋（主桁）への適用性は，直角回析波法が最も高いと考えられる．ただし，測定値は，ひび割れ内部が閉じていること等により過小評価となる傾向が見られる．

## 3.5 M橋

### 3.5.1 橋梁概要

M橋は，河川を跨ぐ単純 PC プレテンション方式中空床版橋で，道路橋である(図- 3.5.1)．1978 年施工(供用 37 年;調査時)で，橋梁点検時に主桁のひび割れが発見された(図- 3.5.3)．ひび割れの特徴は，主に軸方向であること，外桁側面と主桁下面の端部付近に発生していることが挙げられる(図- 3.5.2)．表面ひび割れ幅は最大 0.5mm であった．

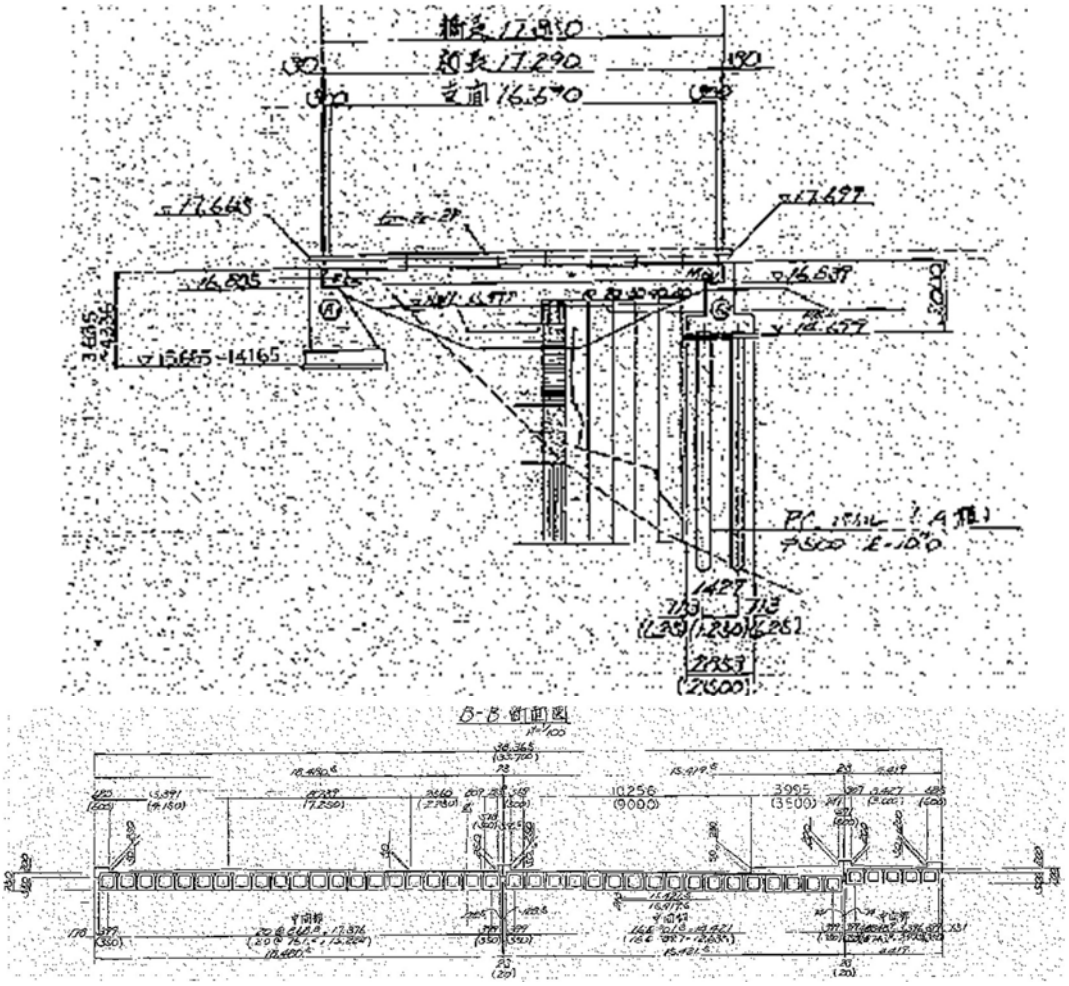


図- 3.5.1 橋梁一般図

図- 3.5.2 主桁のひび割れ発生状況

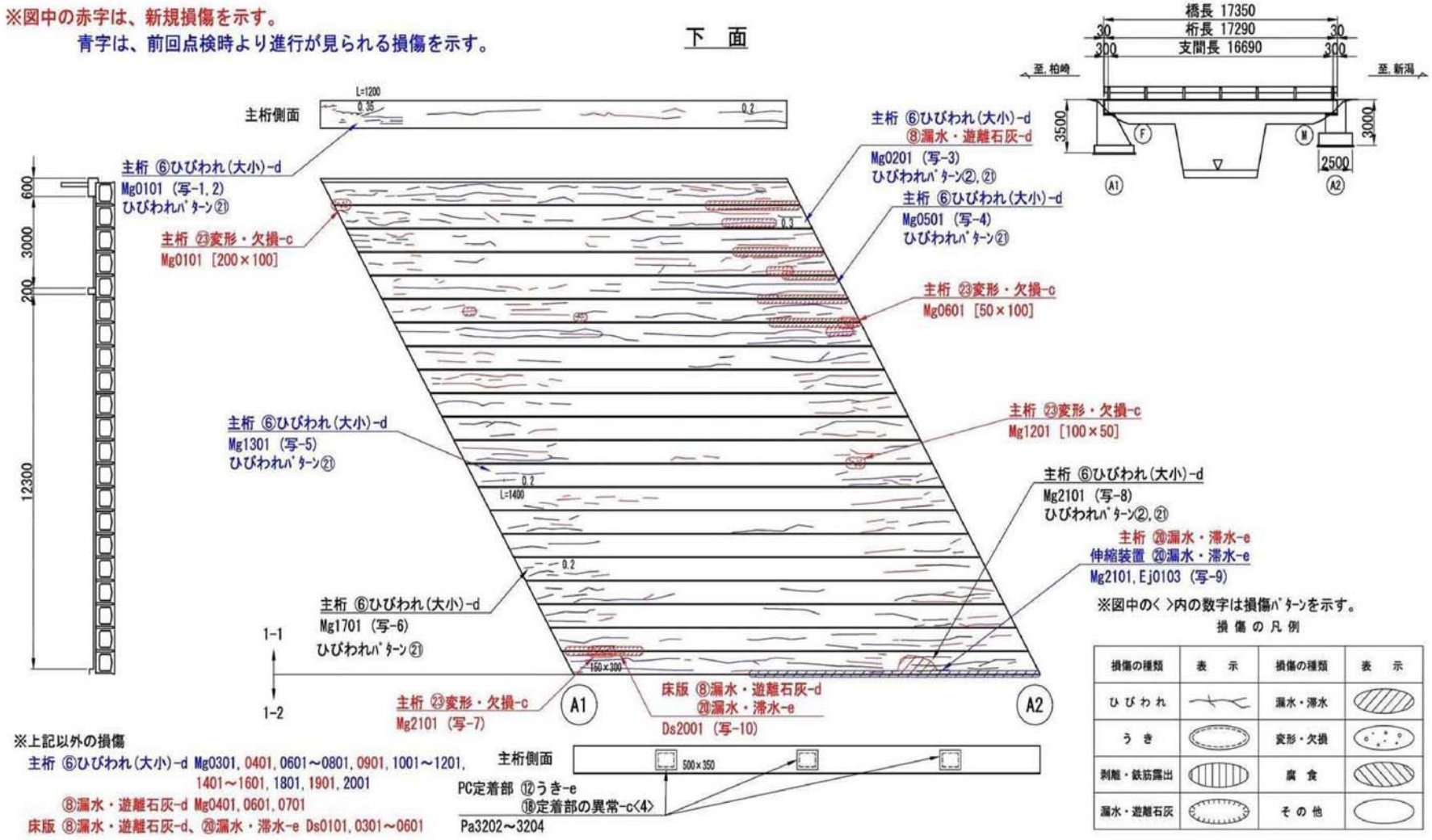



図- 3.5.3 ひび割れ発生状況（2径間）

### 3.5.2 調査内容

ひび割れの実態把握，発生要因，構造性能への影響，健全度の評価手法の検討のため，表- 3.5.1 の調査を実施した．

表- 3.5.1 調査内容

| 調査項目 | | 調査方法 |
|---|---|---|
| 詳細調査<br>（実態調査） | ひび割れ深さ調査 | コア削孔・棒状スキャナ・CCD |
| | ASR調査 | SEMよる観察<br>EDSよる構成元素の定性分析 |
| | 圧縮強度・静弾性係数 | 圧縮強度試験 |
| 非破壊検査（ひび割れ深さ調査） | | 超音波法 |

### 3.5.3 詳細調査（実態調査）

#### (1) ひび割れ深さ調査

主桁側面のひび割れが貫通している場合，主桁の剛性低下や，スターラップの破断等が懸念されるため，コア削孔（φ25）調査により，ひび割れ深さを確認した．結果を図- 3.5.4 に示す．主桁側面におけるひび割れ幅 0.3mm 以下のひび割れ深さは 50mm 以下で，調査位置から最も近い位置のスターラップの鉄筋探査によるかぶり測定値以下であった．主桁下面におけるひび割れ幅 0.3mm 以上のひび割れ深さは 48mm 以上で，上述のスターラップのかぶりよりも深い結果となった．以上により，M橋主桁のひび割れはスターラップに達している可能性があると推察される．

詳細は巻末資料参照のこと．

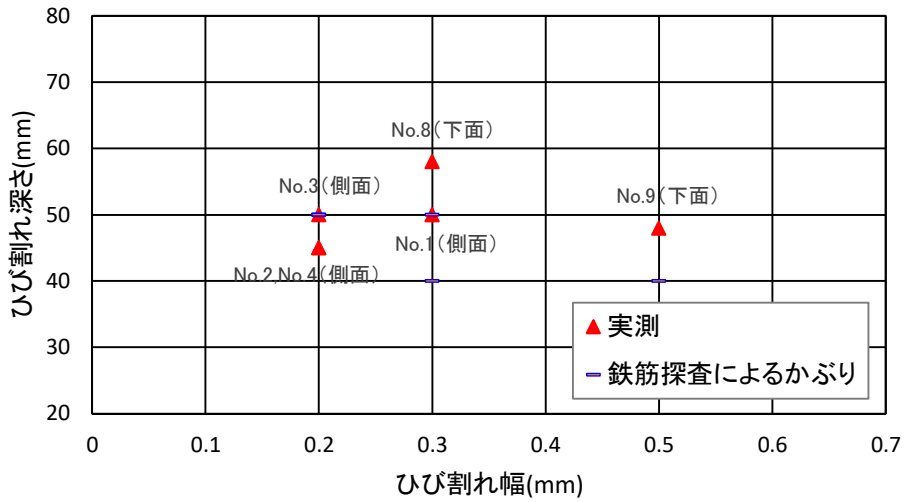



図- 3.5.4 ひび割れ深さとひび割れ幅

(2) ASR 調査

主桁側面のひび割れを含むコアを採取し，実体顕微鏡，走査顕微鏡(SEM)観察，エネルギー分散型 X 線装置(EDS)分析を実施した．図-3.5.5 のとおり，実体顕微鏡から，粗骨材の多くに反応リム，白色および透明な滲出物，骨材粒子のひび割れが確認された．透明な滲出物が認められた骨材粒子の二次電子像と定性分析結果を図- 3.5.6 に示す．滲出物はゼリー状であることが確認され，一部の成分分析の結果，Si(ケイ素)を主成分とした ASR により生成したゲルであると判断した．

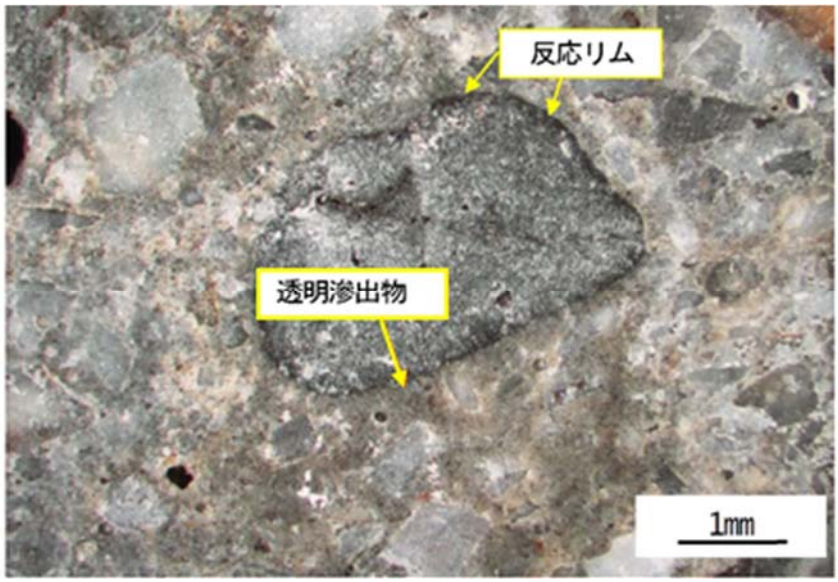



図- 3.5.5 実体顕微鏡による観察像

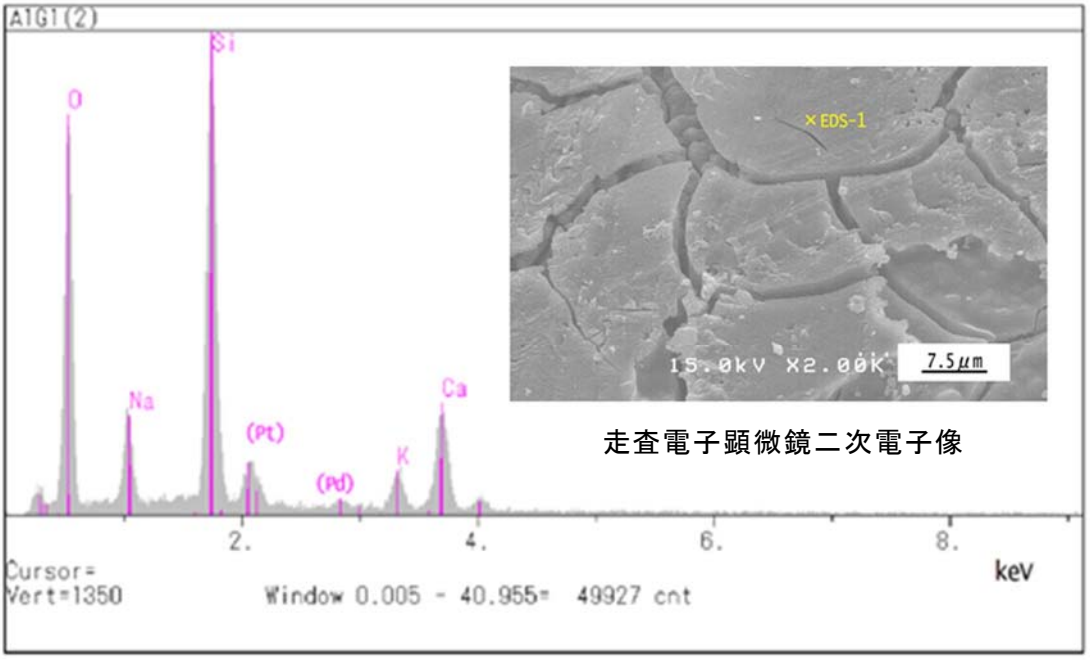



図- 3.5.6 EDS による定性分析結果

### (3) 圧縮強度・静弾性係数

ASR による静弾性係数の低下を確認する目的で圧縮強度試験を実施した．ひび割れ近傍で採取したコアを対象としたが，圧縮強度が 118N/mm$^2$，弾性係数が 42.4kN/mm$^2$ とそれぞれの設計値（50N/mm$^2$，33kN/mm$^2$）を上回る結果となった．

## 3.5.4 非破壊検査（ひび割れ深さ調査）

非破壊検査手法の 1 つである超音波法（直角回析波法，Tc-To 法，修正 BS 法）によるひび割れ深さ測定結果を図- 3.5.7 に示す（詳細は巻末資料参照）．実施した超音波法のなかでは，直角回折波法による測定値がコア削孔調査による測定値（以下，実測値）に最も近い値を示している．また，全ての超音波法において，主桁側面の測定値は実測値より短い評価となる傾向が見られる．測定値が実測値より極端に長い評価となっているのは主桁下面の結果であり，側面に比べて鋼材配置が密であること等が要因と考えられる．

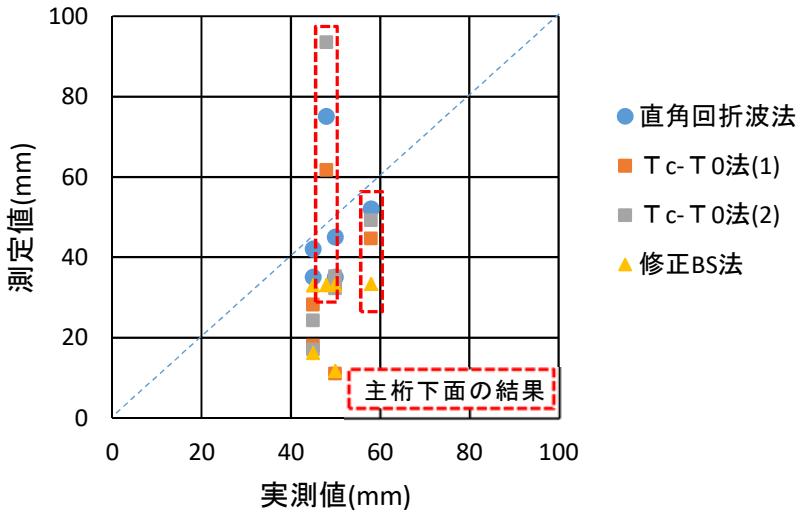



図- 3.5.7 ひび割れ超音波探査

## 3.5.5 M橋のまとめ

M橋の調査の範囲内では，以下の事項が確認された．

1) ひび割れ深さはスターラップの位置程度であり，ひび割れは貫通していないと推定される．
2) ひび割れ発生の主要因は ASR であると考えられる．
3) 超音波法によるひび割れ深さ測定のM橋（主桁）への適用性は，直角回析波法が最も高いと考えられる．ただし，測定値は，U橋と同様に過小評価となる傾向が見られる．

### 3.6 実橋調査のまとめ

ひび割れ発生要因および，ひび割れの実態を把握すること等を目的として，主桁ウェブ側面に橋軸方向の水平ひび割れが生じた PC 橋 4 橋を対象に実施した,実橋調査により得られた知見を以下に示す.

1)詳細調査（実態調査）

・主桁ウェブ側面に生じた橋軸方向の水平ひび割れは，調査箇所においてひび割れ深さがスターラップの位置程度までで貫通していなかったことから，全体としてひび割れは貫通していないと推定される.

・上記ひび割れ発生の主要因は ASR であると推定される.

2)静的載荷試験（通行重量程度）

・プレテンション方式中空床版桁のウェブ側面全長に橋軸方向の水平ひび割れが発生している場合，静的載荷試験の載荷重量の範囲内（通行重量程度）においては，橋梁全体系としての剛性低下は見られない.

3)振動計測

・加振時および，常時微動時の固有振動数の計測値は概ね同一となったが，常時微動は高次モードで計測できなくなる傾向にある.

・固有振動数の FEM 解析値の妥当性は，計測値と乖離するため評価が難しいが，載荷試験や各種調査の結果との関連性により，健全性や劣化進展の確認手法になり得る可能性は考えられる.

4)非破壊検査（ひび割れ深さ調査）

・汎用的な超音波法によるひび割れ深さ測定の適用性は，直角回析波法，Tc-To 法，修正 BS 法のうち，直角回析波法が最も高いと考えられる．ただし，測定値は，ひび割れ内部が閉じていること等により過小評価となる傾向が見られるため，留意が必要である.

# 4. 撤去桁調査

## 4.1 概要

ひび割れが耐荷性能に及ぼす影響を把握するために，橋軸方向の水平ひび割れの生じた既設桁（中川橋側道橋）を対象に，曲げ載荷実験，解体調査，材料試験を実施した．

中川橋側道橋については，土木研究所資料第 4312 号[13]に詳細な実施内容を整理している．また，曲げ載荷実験時に併せて実施した振動試験については参考文献[7]を参照されたい．

## 4.2 中川橋側道橋

### 4.2.1 橋梁概要

中川橋側道橋は，3 径間単純 PC プレテンション方式 I 桁床版橋で，竣工後 33 年が経過し国道拡幅事業にともなう本線橋の架替えにより,平成 23 年 1 月に撤去された橋長 33.54m の歩道橋である（図- 4.2.1，図- 4.2.2）．平成 20 年度の橋梁定期点検では，全径間の桁下面において，橋軸方向のひび割れや橋面からの雨水等の進入が疑われる漏水・遊離石灰等の劣化・損傷が報告されている．

図- 4.2.1 橋梁全景と位置図

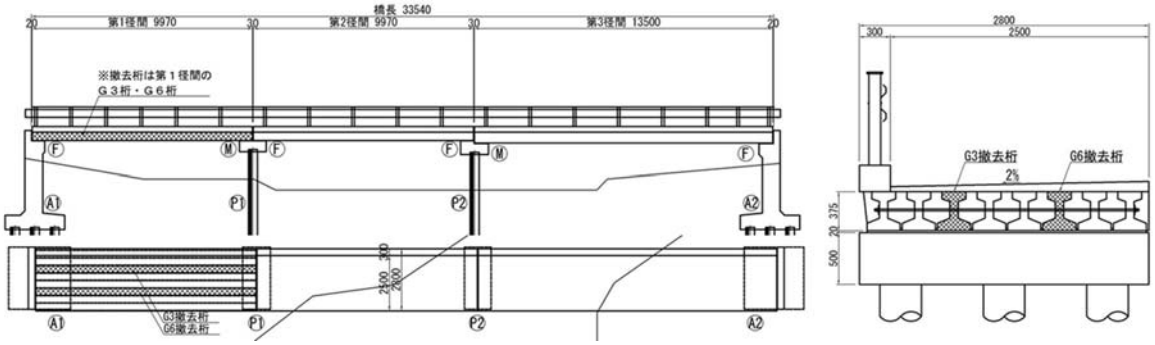



図- 4.2.2 橋梁一般図（撤去桁位置）

### 4.2.2 調査内容

主桁下面に発生したひび割れ性状の違いによる耐荷性能への影響の把握を目的として，第１径間のうち下記２本の撤去桁（桁長 9.970m）を対象に，曲げ載荷実験を実施した．

・桁下面の橋軸方向の水平ひび割れが少ない桁（G6 桁；ひび割れ密度 6.5m/m$^2$）
・桁下面の橋軸方向の水平ひび割れが多い桁　（G3 桁；ひび割れ密度 25.3m/m$^2$）

また，載荷実験後には，ひび割れ性状の調査を目的とした解体調査（鋼材目視調査，ひび割れ深さ，中性化深さ調査），材料試験（鋼材引張試験，採取したコアによる圧縮強度試験），ASR 調査（促進養生試験，偏光顕微鏡観察）等を実施した．

調査対象とした第１径間の桁状況写真および損傷図を図- 4.2.3 に，撤去後の桁中央付近の桁下面ひび割れ状況を写真- 4.2.1（G6 桁），写真- 4.2.2(G3 桁)に示す．

撤去桁の設計仕様は表- 4.2.1，図- 4.2.4 と考えられる．

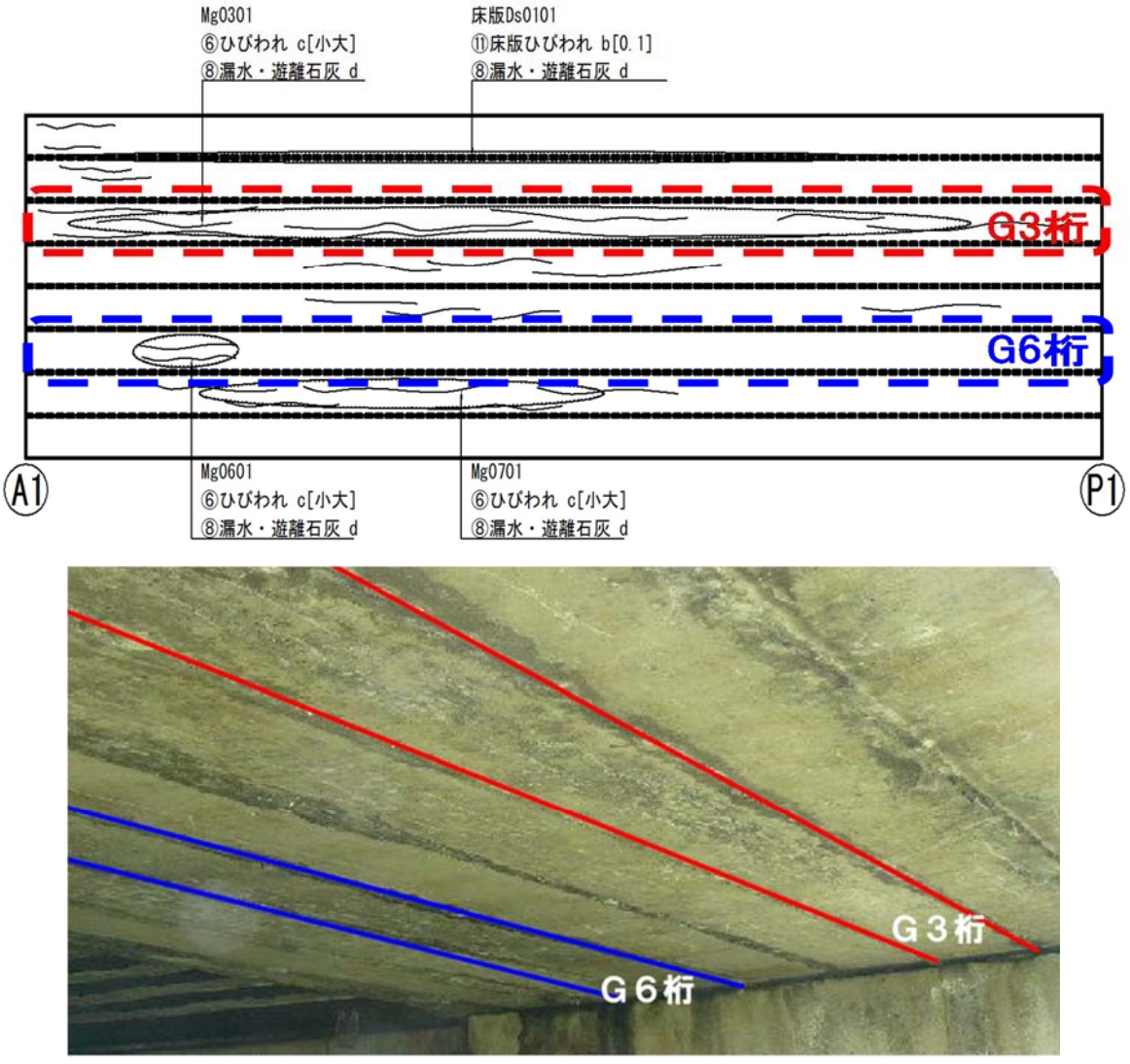



図- 4.2.3 主桁下面の損傷図と状況写真

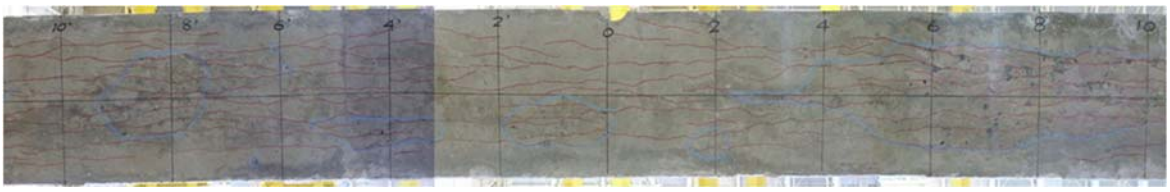
赤線：ひび割れ幅 0.04mm 以上

(a)載荷試験前の桁下面のひび割れ状況

(b)供用時の桁下面のひび割れ状況

写真- 4.2.1 桁下面ひび割れ状況（G6 桁）

赤線：ひび割れ幅 0.04mm 以上



(a)載荷試験前の桁下面のひび割れ状況

(b)供用時の桁下面のひび割れ状況

写真- 4.2.2 桁下面ひび割れ状況 (G3 桁)

表- 4.2.1 桁の設計仕様

| 設計仕様 (JIS A5319-1963) | |
|---|---|
| 橋げたの呼び名 | LS210 |
| スパン | 10m |
| 設計自動車荷重 | 100kN(10tf) |
| コンクリート強度 | 50N/mm$^2$(500kgf/cm$^2$) |
| PC鋼材(SWPC2) | φ2.9mm2本より |
| ひび割れ試験荷重 | 42kN(4.3tf) |
| 破壊試験荷重 | 80kN(8.2tf) |

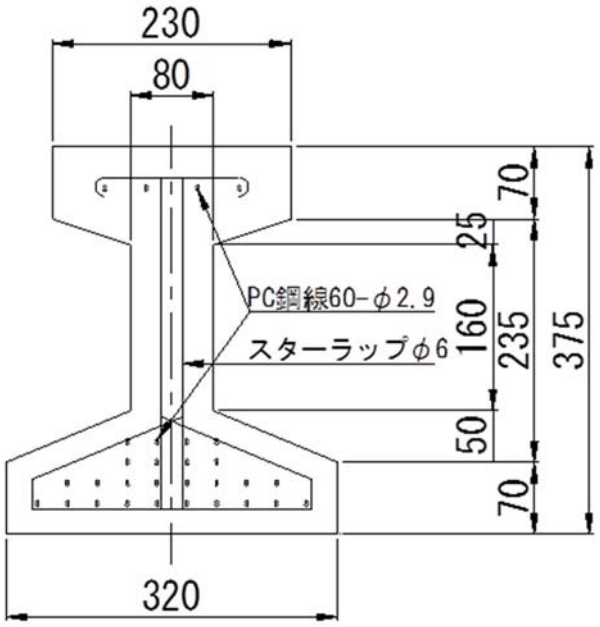



図- 4.2.4 桁の断面図

### 4.2.3 曲げ載荷試験

曲げ載荷実験の載荷実験方法は，図-4.2.5 に示すとおり単純 2 点載荷の繰返し載荷（載荷荷重 10kN を 1 サイクルとしてサイクル毎に除荷）とした．写真-4.2.3 に終局時の供試体状況を示す．曲げ載荷実験からは，図-4.2.6 に示す荷重-変位曲線のとおり，２本の撤去桁のひび割れ密度の違いによる耐荷性能（ひび割れ発生荷重および終局荷重）に大きな違いは見られないことを確認した．また，JIS A5319-1963 における設計上のひび割れ発生荷重(42kN)および曲げ破壊荷重(80kN)に対して，それぞれ 2 割程度大きい結果となっており，設計で想定する耐荷性能を保有している．

また，荷重-変位の関係から求めた弾性係数は，後述の材料試験から得られた弾性係数よりも 1～2 割程度大きい．このことから，桁の剛性から求めたコンクリートの弾性係数としては，大きな低下が生じていないと考えられる．

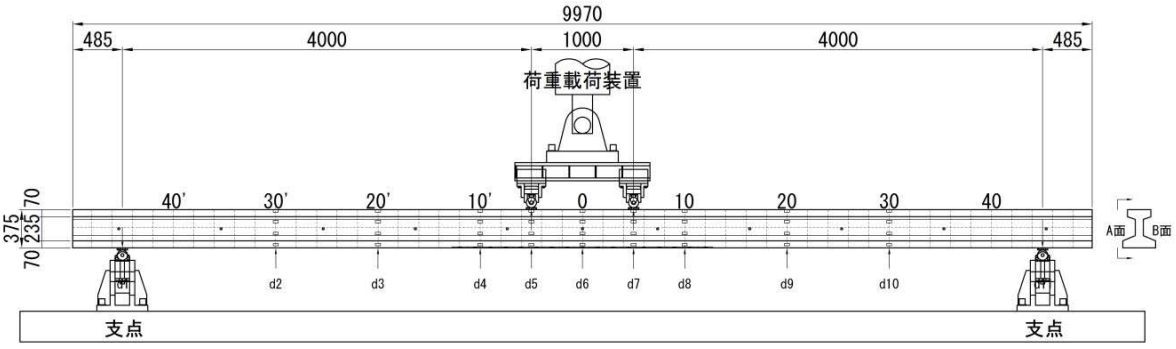
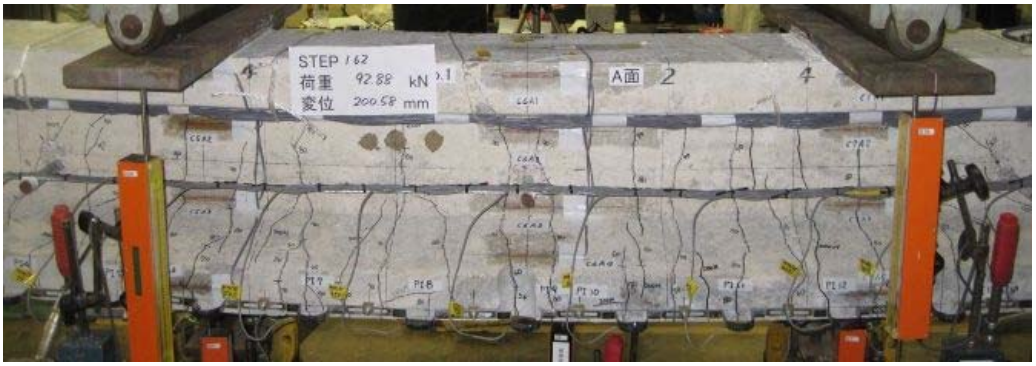


図- 4.2.5 載荷試験概要図




(a) G6 桁

(b) G3 桁

写真- 4.2.3 終局時の供試体状況

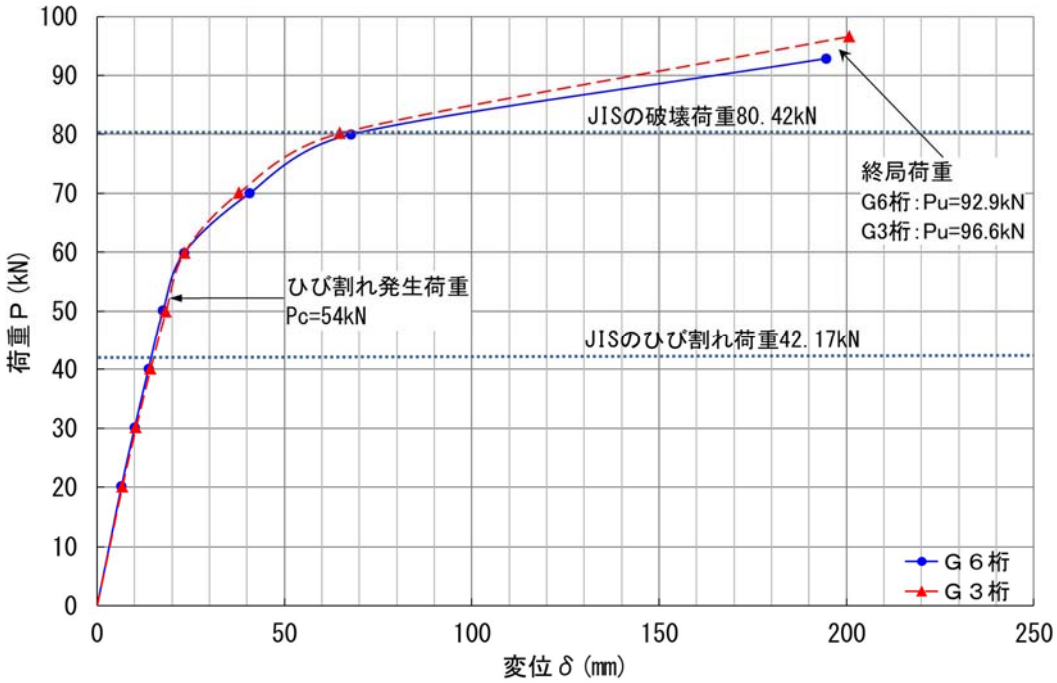



図- 4.2.6 荷重-変位曲線

### 4.2.4 解体調査・材料試験

解体調査・材料試験から得られた結果の概要を以下に示す.

・桁下面の橋軸方向水平ひび割れ深さおよび，中性化深さは，最下段の PC 鋼材位置まで達していない．表面のひび割れ幅は最大 0.3mm.

・桁中央部の PC 鋼材をはつり出して実施した鋼材目視調査から，PC 鋼材には表面の錆が認められる程度で，腐食，付着切れ，破断等の大きな損傷は生じていない．また，鋼材引張試験により，機械的性質の低下も生じていない.

・採取したコアによる圧縮強度試験から，コンクリート圧縮強度は，図-4.2.7 のとおり，70N/mm$^2$ 以上と設計強度 50N/mm$^2$ より大きな値を示したものの，弾性係数は圧縮強度に対して小さな値を示したことから，ASR による弾性係数の低下が疑われる.

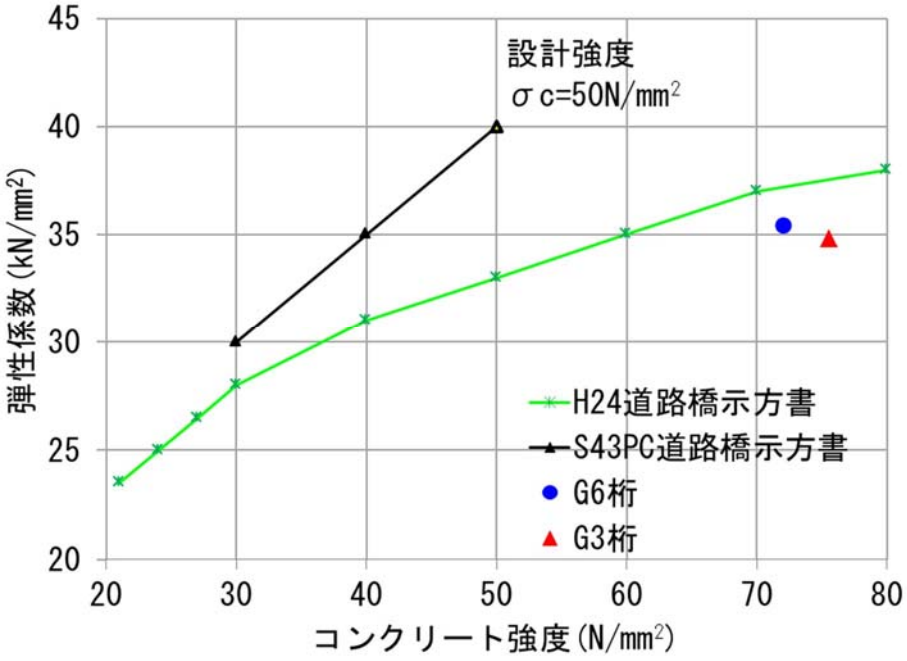



図- 4.2.7 コンクリート強度と弾性係数の関係

・偏光顕微鏡観察から，ASR ゲルに充填されたひび割れが骨材からセメントペーストに連続していることから，ひび割れ発生要因は ASR と考えられる．
・採取したコアによる促進養生試験（JCI-DD2 法，カナダ法，デンマーク法）から，残存膨張率はいずれも各判定基準に対して，無害または膨張性なしと判定されたことから，ASR は収束状態にある．

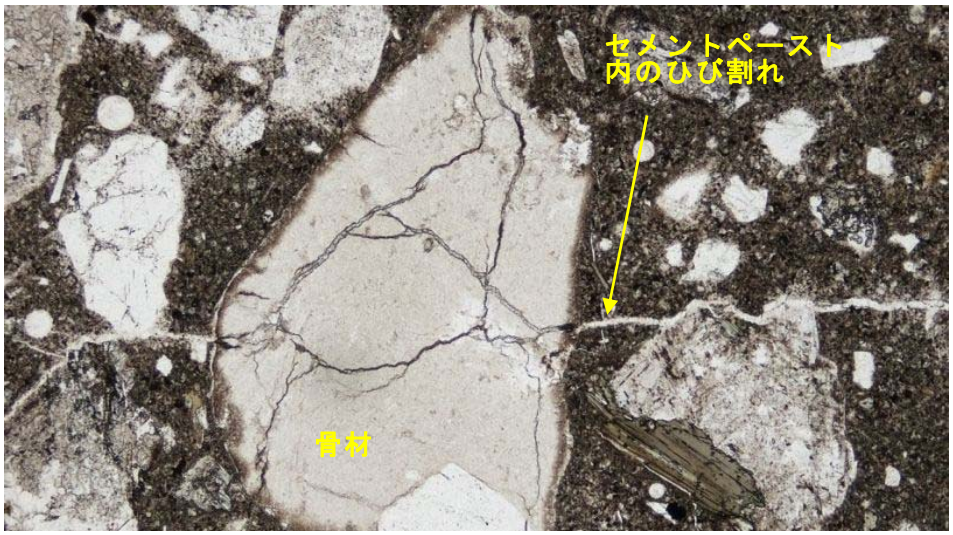



図- 4.2.8 コンクリート強度と弾性係数の関係

## 4.3 撤去桁調査のまとめ

撤去桁調査の範囲内では，以下の事項が確認された．

1) 中川橋側道橋の主桁下面に生じた橋軸方向の水平ひび割れ程度(PC 鋼材位置まで達していない)で，鋼材腐食が著しくない状態では，主桁の耐荷性能（曲げ耐力）に及ぼす影響は小さい．
2) 中性化の範囲は，主桁下面に生じたひび割れを包括する程度であることから，同様な橋梁を維持管理する上では，ひび割れからの劣化因子の侵入による鋼材腐食に対して配慮が必要と考えられる．

## 5. 桁供試体の載荷実験

### 5.1 載荷実験の概要と目的

実橋調査における静的載荷試験から，PC 橋の主桁ウェブ全長に発生している橋軸方向の水平ひび割れ（ひび割れパターン【6】，ひび割れ深さはスターラップの位置程度）は，現行使用レベルの載荷の範囲で,既設 PC 橋の耐荷性能に大きな影響を及ぼさないことを確認した．ただし，使用レベルを超えた終局レベルまでの耐荷性能に与える影響ついては明らかでなかった．

そこで，ひび割れが初期剛性，終局耐力等の耐荷性能に及ぼす影響（図- 5.1.1）を確認することを目的に，主桁端部のウェブ中心に模擬ひび割れ（水平ひび割れ）を導入した矩形断面供試体 3 体，中空断面供試体 1 体および，各々ひび割れの無い基準供試体 1 体の載荷実験を実施した．なお，模擬ひび割れは，ひび割れ部の影響評価のため，極端にひび割れが進展した状況を想定して貫通ひび割れとした（導入方法は，5.2.5 参照）．

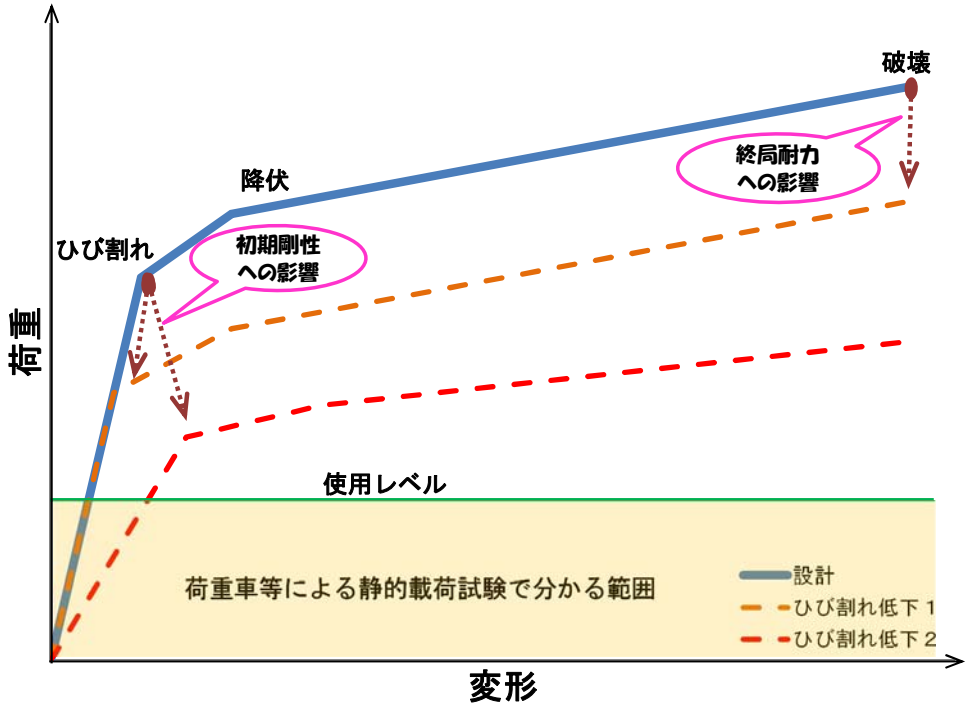



図- 5.1.1　ひび割れが耐荷性能に及ぼす影響のイメージ図

＜供試体名称の対応表＞

本報告で使用する供試体名称の対応表を，表- 5.1.1 に示す．

表- 5.1.1　供試体名称の定義

| | 矩形断面供試体 | 中空断面供試体 |
|---|---|---|
| 基準供試体 | No. 1(供試体) | No. 5(供試体) |
| 模擬ひび割れ供試体 | No. 2, 3, 4(供試体) | No. 6(供試体) |

## 5.2 実験供試体

### 5.2.1 供試体の設計方針

供試体の設計は，桁端部の水平ひび割れがせん断耐力に及ぼす影響を評価するため，せん断破壊が先行させるように実施した．また，プレストレスはプレテンション方式で導入するものとし，プレストレスの導入量は自重で全圧縮状態となるように設計した．

### 5.2.2 供試体の諸元

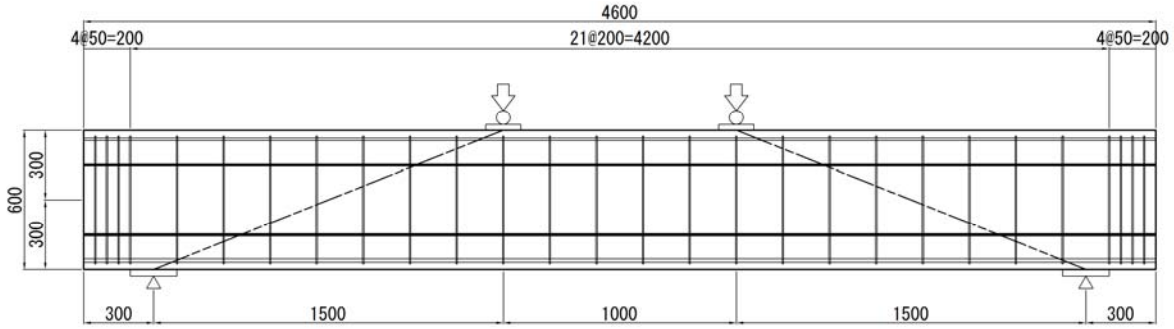
供試体の諸元は，以下の条件をもとに決定した．

・ウェブ厚：PC 桁において実績の多い支間長におけるウェブ厚を想定
・桁高：せん断破壊を先行させるように調整
・桁長：せん断スパン比
・配筋量：せん断破壊を先行させるように調整
・PC 鋼材（φ 9.3）：模擬ひび割れ位置を挟んで上下 2 本ずつ（計 4 本）を中立軸配置
　自重で全圧縮状態となる程度の微小なプレストレス（0.1N/mm$^2$程度）を導入
・PC 鋼材（φ15.2）：曲げ耐力向上のために下縁に配置（無緊張）
　せん断耐力に対して，曲げ耐力が十分余裕を持たせるように調整
・スターラップ（D6）：配置間隔は標準図と同等の 300mm とし，せん断破壊を先行させるために最小径の D6 を選定
・模擬ひび割れ：桁高方向の中心位置に，貫通ひび割れとして導入
・コンクリートの設計基準強度：標準設計をもとに 50N/mm$^2$とした．
・せん断スパン比：せん断耐力を確認できるように，既往文献等をもとに設定

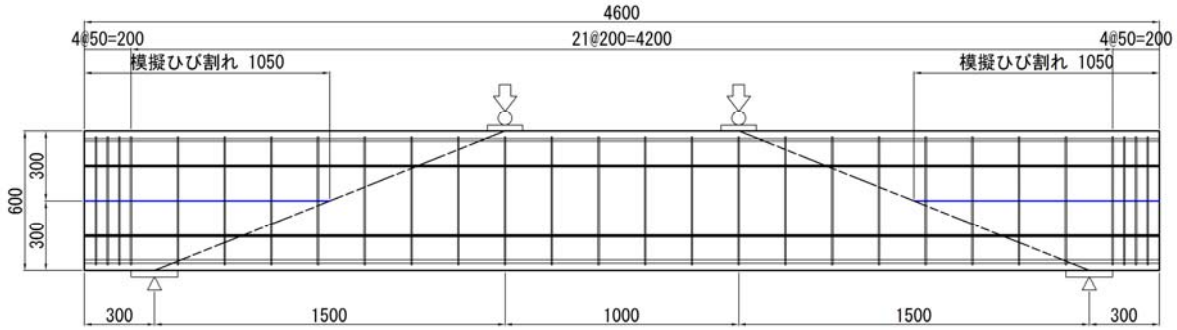
供試体は，表- 5.2.1，図- 5.2.1，図- 5.2.2 に示すとおり，矩形断面供試体 4 体（No.1, No.2, No.3, No.4），中空断面供試体 2 体（No.5, No.6）の計 6 体である．この 6 体の違いは模擬ひび割れの長さと断面形状である．

表- 5.2.1　供試体の諸元

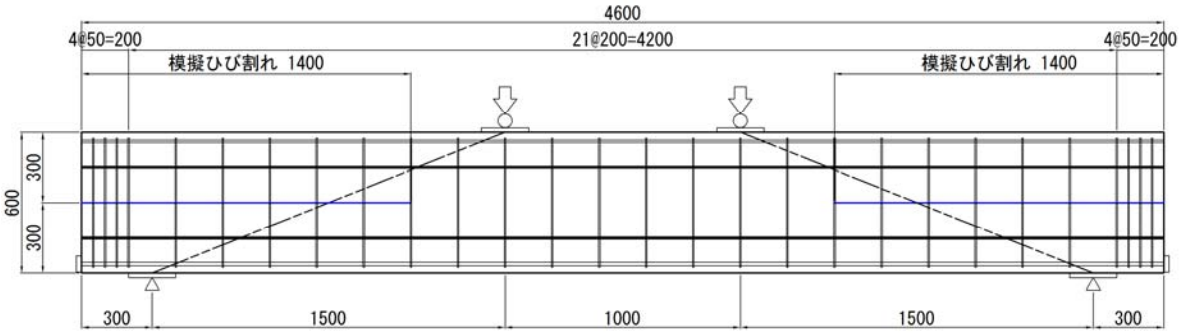
| 供試体 No | 断面形状 | 供試体寸法 | | | | | | 模擬ひび割れ長さ | 引張鉄筋比 | せん断補強鉄筋比 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 有効高さ d (mm) | 載荷スパン l (mm) | せん断スパン比 a/d | 供試体長さ L (mm) | 供試体高さ H (mm) | ウェブ幅 b (mm) | (mm) | Pt (%) | r (%) |
| No.1 | 矩形 | 561 | 4000 | 2.67 | 4600 | 600 | 300 | 0 | 0.39 | 0.11 |
| No.2 | 矩形 | 561 | 4000 | 2.67 | 4600 | 600 | 300 | 1050 | 0.39 | 0.11 |
| No.3 | 矩形 | 561 | 4000 | 2.67 | 4600 | 600 | 300 | 1400 | 0.39 | 0.11 |
| No.4 | 矩形 | 561 | 4000 | 2.67 | 4600 | 600 | 300 | 1800 | 0.39 | 0.11 |
| No.5 | 中空 | 550 | 4000 | 2.73 | 4600 | 600 | 200 | 0 | 1.23 | 0.16 |
| No.6 | 中空 | 550 | 4000 | 2.73 | 4600 | 600 | 200 | 1050 | 1.23 | 0.16 |



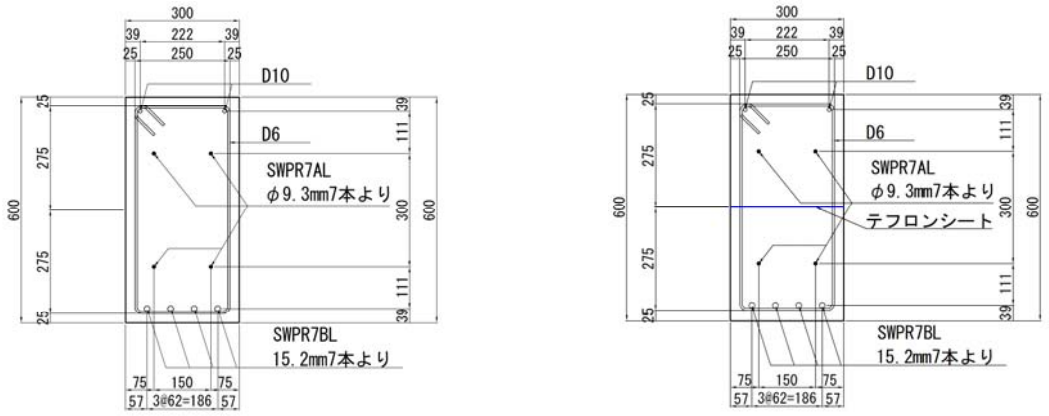

No.1 供試体側面図　基準供試体




No.2 供試体側面図　ひび割れ模擬供試体

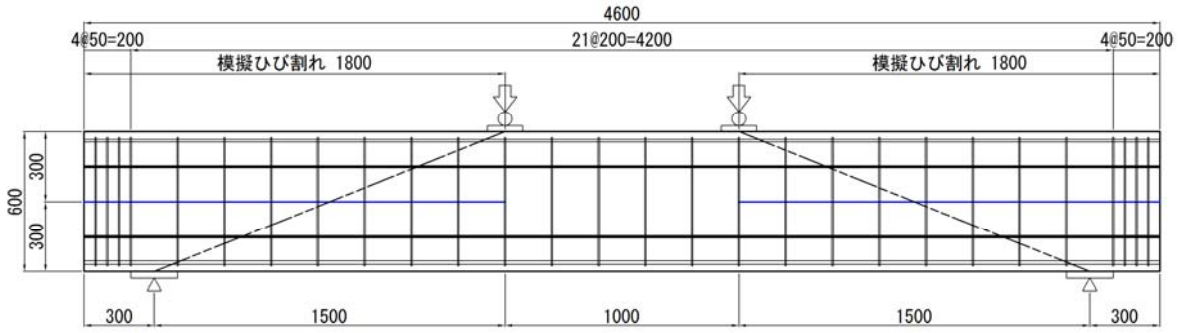



No.3 供試体側面図　ひび割れ模擬供試体

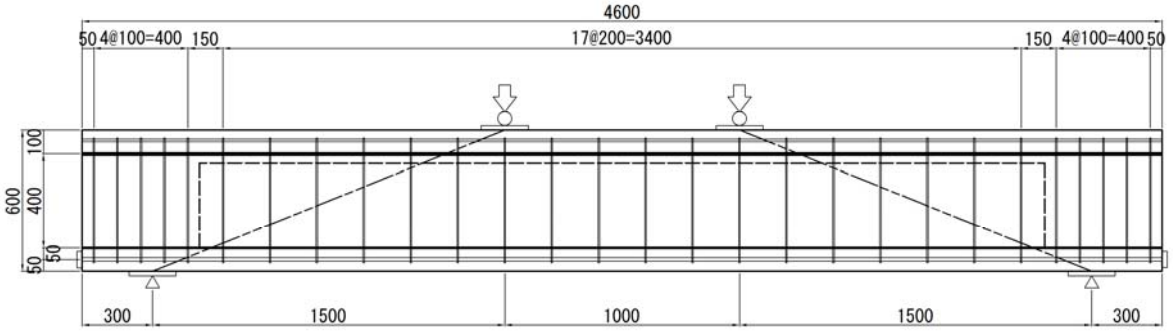



No.1 供試体　断面図　　No.2, 3, 4 供試体　断面図

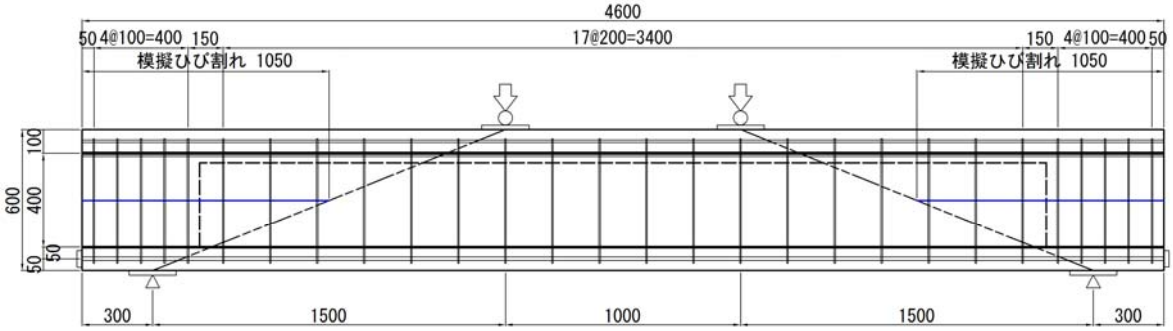
**図- 5.2.1　供試体の概要図（1）**



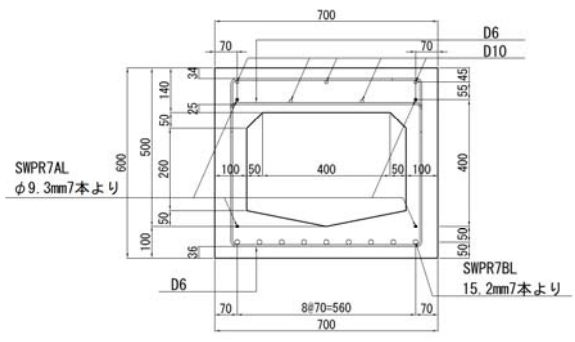

No.4 供試体側面図　ひび割れ模擬供試体



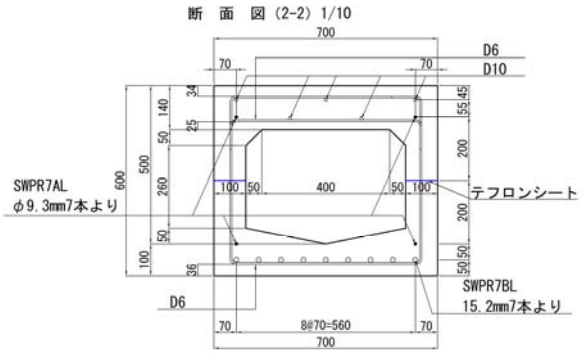

No.5 供試体側面図　基準供試体




No.6 供試体側面図　ひび割れ模擬供試体




No.5 供試体　断面図




No.6 供試体　断面図

**図- 5.2.2　供試体の概要図（2）**

### 5.2.3 供試体の製作手順

供試体の製作は，下記の①～⑥の手順で実施した．

①鋼材へのひずみゲージ設置
- ・ひずみゲージの詳細は，「5.3.3 計測項目」を参照

②配筋，型枠組立
- ・供試体の諸元は，「5.2.2 供試体の諸元」参照

③PC 鋼材の緊張

④コンクリート打設・模擬ひび割れ導入・養生
- ・コンクリートの配合は，「5.2.4 供試体コンクリートの配合」
- ・模擬ひび割れの導入方法および型枠の浮き沈み対策は，「5.2.5 模擬ひび割れの導入」参照

⑤プレストレス導入・定着具により固定
- ・プレストレス導入量および定着具の詳細は，「5.2.6 プレストレス導入」参照

⑥コンクリート面へのひずみゲージ設置
- ・ひずみゲージの詳細は，「5.3.3 計測項目」を参照

### 5.2.4 供試体コンクリートの配合

供試体は，JIS A 5408 に適合したレディミクストコンクリートを用いて打設した．供試体コンクリートの配合表と使用材料は，No.1，2，4 供試体が表- 5.2.2，表- 5.2.3，No.3，5，6 供試体が表- 5.2.4，表- 5.2.5 である．

**表- 5.2.2　コンクリートの配合表（No.1，2，4 供試体）**

| 呼び強度 | 粗骨材の最大寸法 | スランプ | 空気量 | 水セメント比 | 細骨材率 | 単位量(kg/m³) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | 水 | セメント | 細骨材 | 粗骨材 | 混和剤 A | |
| | | | | | | | | | | 減水剤 | AE 剤 |
| (N/mm²) | (mm) | (cm) | (%) | (%) | (%) | W | C | S | G | | |
| 50 | 20 | 8 | 4.5 | 42.0 | 44.0 | 153 | 365 | 803 | 1022 | 2.19 | 0.022 |

**表- 5.2.3　コンクリートの使用材料（No.1，2，4 供試体）**

| 材料名 | 品名 | 製造者 | 産地 | 比重 (g/cm³) |
|---|---|---|---|---|
| セメント | 早強ﾎﾟﾙﾄﾗﾝﾄﾞｾﾒﾝﾄ | 太平洋セメント(株) | － | 3.14 |
| 細骨材 | 砕砂 | － | 桜川市飯淵 | 2.66 |
| 粗骨材 | 砕石 | － | 桜川市飯淵 | 2.66 |
| 高性能減水剤 | シーカメント 2300 | 日本シーカ(株) | － | 1.065 |
| AE 剤 | シーカ AER-50 | 日本シーカ(株) | － | 1.065 |
| 水 | 地下水 | － | 工場内地下水 | 1.00 |

**表- 5.2.4　コンクリートの配合表（No.3，5，6 供試体）**

| 呼び強度 | 粗骨材の最大寸法 | スランプ | 空気量 | 水セメント比 | 細骨材率 | 単位量(kg/m³) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | 水 | セメント | 細骨材 | 粗骨材 | 混和剤 A | |
| | | | | | | | | | | 減水剤 | AE 剤 |
| (N/mm²) | (mm) | (cm) | (%) | (%) | (%) | W | C | S | G | | |
| 50 | 20 | 8 | 4.5 | 42.0 | 44.0 | 153 | 365 | 791 | 1018 | 2.19 | 0.022 |

**表- 5.2.5　コンクリートの使用材料（No.3，5，6 供試体）**

| 材料名 | 品名 | 製造者 | 産地 | 比重 (g/cm³) |
|---|---|---|---|---|
| セメント | 早強ﾎﾟﾙﾄﾗﾝﾄﾞｾﾒﾝﾄ | 太平洋セメント(株) | － | 3.14 |
| 細骨材 | 砕砂 | － | 桜川市飯淵 | 2.62 |
| 粗骨材 | 砕石 | － | 桜川市飯淵 | 2.65 |
| 高性能減水剤 | シーカメント 2300 | 日本シーカ(株) | － | 1.065 |
| AE 剤 | シーカ AER-50 | 日本シーカ(株) | － | 1.065 |
| 水 | 地下水 | － | 工場内地下水 | 1.00 |

### 5.2.5 模擬ひび割れの導入

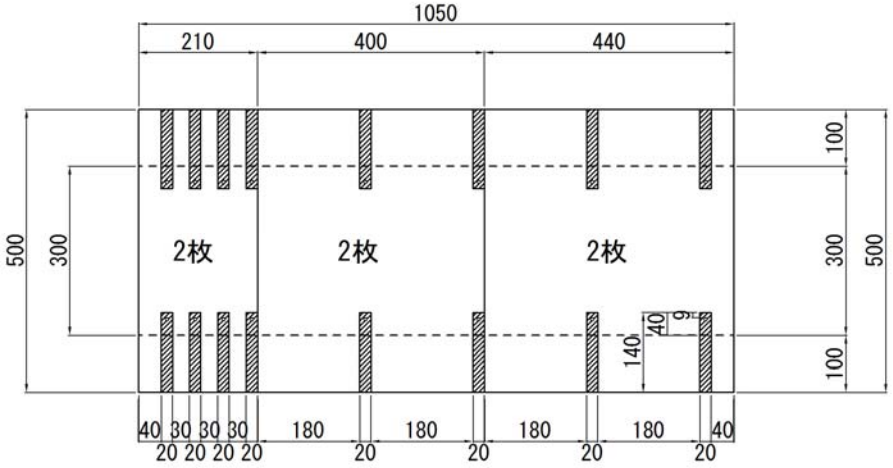
#### (1)　模擬ひび割れの導入方法

既往の研究[1)2)6)]においては，桁端部のウェブ中心に発生したひび割れ深さがスターラップに達していないものの，桁全長にひび割れが発生している事例が報告されている．本研究における模擬ひび割れは，ひび割れ部の影響評価のため，極端にひび割れが進展した状況を想定して貫通ひび割れとした．模擬ひび割れ長さは，支点と載荷点を結ぶラインまでの 1050mm （No.2，6），載荷点直下までの 1800mm （No.4），中間の 1400mm （No.3）である．模擬ひび割れは，写真- 5.2.1，写真- 5.2.2 のとおり，コンクリート面の摩擦を低減させるため，供試体打設時に厚さ 0.1mm のテフロンシート（スカイブドテープ；測定値：引張強さ 58.8MPa，伸び 368%；試験方法：JIS K 7137-2）を 2 枚重ねたものを，コンクリート打設の途中に設置する方法で導入した．

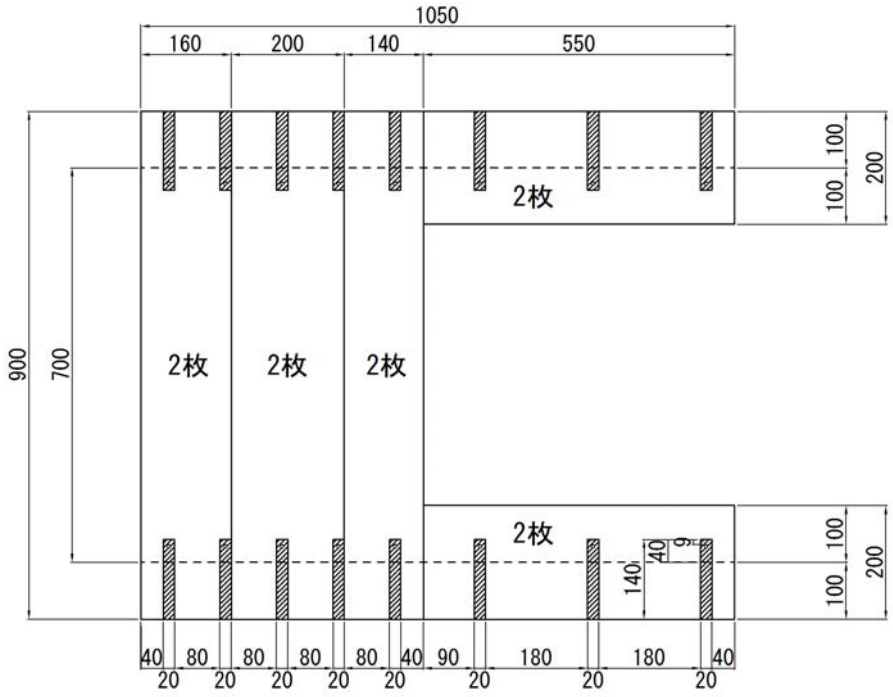
写真- 5.2.1　テフロンシート加工状況

写真- 5.2.2　模擬ひび割れ導入状況

テフロンシートの加工図の例として，No.2,6 供試体の加工図を図- 5.2.3 に示す．ハッチング部は切欠部を示す．供試体ウェブ幅に対して 100mm 多く幅を設けて，供試体完成後に余分な部分をカットした．スターラップ(D6)部分は，直角方向幅 40mm×軸方向幅 20mm＝800mm$^2$ の面積分，テフロンシートを設置していない．




(a)矩形断面供試体 No.2




(b)中空断面供試体 No.6

**図- 5.2.3　テフロンシート加工図**

### (2)　型枠の浮き沈み対策

中空断面供試体では，中空部の型枠として使用する発泡スチロールの浮き沈み防止対策として，浮き防止押さえ用鉄板，沈み防止用鉄筋，浮き防止用押さえ鉄筋を図- 5.2.4 のように配置した．浮き防止押さえ鉄筋は，No.6 供試体作成時に，テフロンシート設置が完了するまで型枠から抑えを取ることが困難（図- 5.2.4 の浮き防止押さえ用鉄板のうち端部 2 箇所が設置不可）であるため，併せて設置するものとした．

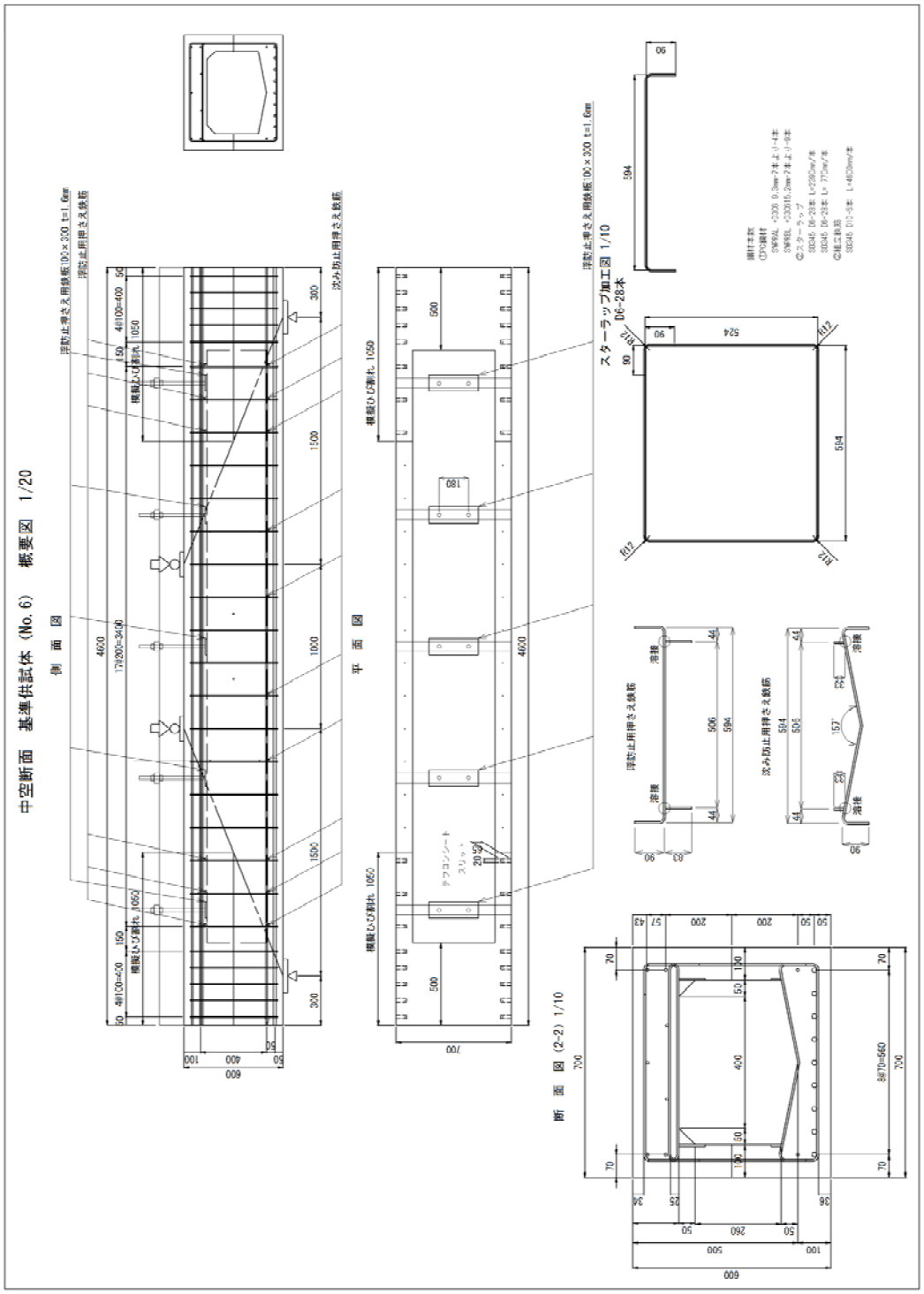



図- 5.2.4　中空部型枠の浮き・沈み対策図

### 5.2.6 プレストレス導入量

#### (1) プレストレス導入量の設定値

導入プレストレス量は，コンクリート打設時に模擬ひび割れを導入することから，プレストレスによる変形等に配慮して，自重で全圧縮状態（自重により桁下縁側に発生する引張応力を打ち消す程度）となるように下記のとおり設定した．

（a）矩形断面供試体

物理定数

| | | |
|---|---|---|
| コンクリート設計強度 | σck | 50 N/mm$^2$ |
| コンクリート弾性係数 | Ec | 33000 N/mm$^2$ |
| 鋼材弾性係数 | Es | 200000 N/mm$^2$ |
| 弾性係数比 | n | 6.06 |

●死荷重時の発生モーメント

$$Md = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.41 \times 16}{8} = 8.82 \text{ kNm}$$

単位重量　q= 0.180 × 24.5 = 4.41 kN/m

支点間距離　l= 4 m

●桁下縁側の発生応力

$$\sigma cl = \frac{M*yl}{I} = \frac{8.82 \times 0.2954}{0.00563} = 462.78 \text{ kN/m}^2 = 0.463 \text{ N/mm}^2$$

換算断面2次モーメント　I 0.00563 m$^4$

桁下縁から中立軸距離　yl 0.2954 m

死荷重時モーメント　Md 8.82 kNm

●下縁側引張応力分のプレストレス力

$$P' = \sigma cl*A = 0.463 \times 180000 = 83300 \text{ N} = 83.30 \text{ kN}$$

純断面積　A 180000 mm$^2$

桁下縁引張応力　σcl 0.463 N/mm$^2$

●PC鋼材1本あたりの導入プレストレス

PC鋼材断面積　ap 51.61 mm$^2$　SWPR7AL φ9.3mm

本数　N 4 本

PC鋼材総断面積　Ap 206.44 mm$^2$

死荷重相当分の　Pe= P/N = 83300 / 4 = 20825 N/本
プレストレス力

プレストレス応力　σpt= Pe/ap = 20825 / 51.61 = 404 N/mm$^2$ < Pa=1020 kN/mm$^2$

（b）中空断面供試体

物理定数

| | | |
|---|---|---|
| コンクリート設計強度 | σck | 50 N/mm$^2$ |
| コンクリート弾性係数 | Ec | 33000 N/mm$^2$ |
| 鋼材弾性係数 | Es | 200000 N/mm$^2$ |
| 弾性係数比 | n | 6.06 |

●死荷重時の発生モーメント

$$Md = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.2475 \times 16}{8}$$

$$= 12.50 \text{ kNm}$$

単位重量　q= 0.255 × 24.5

6.2475 kN/m

支点間距離　l= 4 m

●桁下縁側の発生応力

$$\sigma cl = \frac{M*yl}{I} = \frac{12.50 \times 0.30033}{0.01148}$$

$$= 327.00 \text{ kN/m}^2$$

$$= 0.327 \text{ N/mm}^2$$

換算断面2次モーメント　I　0.01148 m$^4$

桁下縁から中立軸距離　yl　0.30033 m

死荷重時モーメント　Md　12.50 kNm

●下縁側引張応力分のプレストレス力

$$P' = \sigma cl*A = 0.327 \times 255000$$

$$= 83386 \text{ N}$$

$$= 83.39 \text{ kN}$$

純断面積　A　255000 mm$^2$

桁下縁引張応力　σcl　0.327 N/mm$^2$

●PC鋼材1本あたりの導入プレストレス

PC鋼材断面積　ap　51.61 mm$^2$　SWPR7AL φ9.3mm

本数　N　4 本

PC鋼材総断面積　Ap　206.44 mm$^2$

死荷重相当分の　Pe= P/N = 83386 / 4

プレストレス力　= 20847 N/本

プレストレス応力　σpt= Pe/ap = 20847 / 51.61

= 404 N/mm$^2$ < Pa=1020 kN/mm$^2$

(2)　プレストレス導入

矩形供試体のうち，同時に製作した No.1，2，4 供試体は，写真- 5.2.3 に示すように，供試体 3 体を直列配置して同一鋼材に緊張力を与えて解放することで，プレストレスを導入した．No.3 供試体は，製作年度が異なるため単体でプレストレスを導入した．No.5，6 供試体は，写真- 5.2.4 のとおり，供試体 2 体を直列配置してプレストレスを導入した．供試体製作時の有効プレストレス（実導入量）は，表- 5.2.6 に示すとおり，PC 鋼材に設置したひずみゲージの計測値から算出した．

写真- 5.2.3　矩形断面供試体の緊張状況（手前から No.4，No.2，No.1 供試体）

写真- 5.2.4　中空断面供試体の緊張状況（No.5 供試体）

表- 5.2.6　供試体製作時における有効プレストレス（実導入量）

| No.1供試体 | | 実測値 | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | PC9-FU | PC9-FL | PC9-BU | PC9-BL | 平均 |
| 緊張後のひずみ | μ | 2040 | 2112 | 2114 | 2295 | 2140 |
| 緊張後の応力 | $N/mm^2$ | 408 | 422 | 423 | 459 | 428 |
| 有効プレストレス | kN | 21.06 | 21.78 | 21.83 | 23.69 | 22.09 |

| No.2供試体 | | 実測値 | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | PC9-FU | PC9-FL | PC9-BU | PC9-BL | 平均 |
| 緊張後のひずみ | μ | 1980 | 1924 | 1818 | 2134 | 1964 |
| 緊張後の応力 | $N/mm^2$ | 396 | 385 | 364 | 427 | 393 |
| 有効プレストレス | kN | 20.44 | 19.87 | 18.79 | 22.04 | 20.28 |

| No.3供試体 | | 実測値 | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | PC9-FU | PC9-FL | PC9-BU | PC9-BL | 平均 |
| 緊張後のひずみ | μ | 1863 | 1894 | 1831 | 1919 | 1877 |
| 緊張後の応力 | $N/mm^2$ | 373 | 379 | 366 | 384 | 376 |
| 有効プレストレス | kN | 19.25 | 19.56 | 18.89 | 19.82 | 19.41 |

| No.4供試体 | | 実測値 | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | PC9-FU | PC9-FL | PC9-BU | PC9-BL | 平均 |
| 緊張後のひずみ | μ | 1589 | 2121 | 2142 | 2202 | 2014 |
| 緊張後の応力 | $N/mm^2$ | 318 | 424 | 428 | 440 | 403 |
| 有効プレストレス | kN | 16.41 | 21.88 | 22.09 | 22.71 | 20.8 |

| No.5供試体 | | 実測値 | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | PC9-FU | PC9-FL | PC9-BU | PC9-BL | 平均 |
| 緊張後のひずみ | μ | 1554 | 1765 | 1042 | 1559 | 1480 |
| 緊張後の応力 | $N/mm^2$ | 311 | 353 | 208 | 312 | 296 |
| 有効プレストレス | kN | 16.05 | 18.22 | 10.73 | 16.1 | 15.28 |

| No.6供試体 | | 実測値 | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | PC9-FU | PC9-FL | PC9-BU | PC9-BL | 平均 |
| 緊張後のひずみ | μ | 2028 | 1485 | 1785 | 1089 | 1597 |
| 緊張後の応力 | $N/mm^2$ | 406 | 297 | 357 | 218 | 320 |
| 有効プレストレス | kN | 20.95 | 15.33 | 18.42 | 11.25 | 16.52 |

※緊張鋼材は，PC 鋼より線 7 本よりφ9.3mm で，鋼材断面積は 51.61$mm^2$

※FU:F 面上段，FL:F 面下段，BU:B 面上段，BL:B 面下段

### (3) 定着具

プレストレス導入鋼材の端部には定着具を設置した．定着具には，CCL シングルストランド工法 設計施工基準 2013（神鋼鋼線工業株式会社）の AG グリップ（図- 5.2.5）を使用した．

AG グリップ

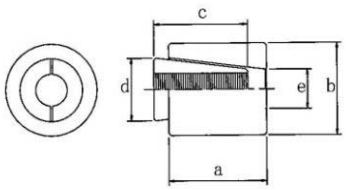
スリーブ（AG-2S）：JIS G4051 機械構造用炭素鋼鋼材 S55C 相当品

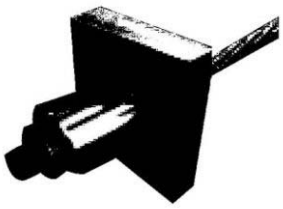
ウェッジ（AG-2W）：JIS G4052 焼入性を保証した構造用鋼鋼材(H 鋼) SCM415H 相当品

表－4－1 AG グリップの仕様

| PC 鋼より線 (mm) | 呼び名 | a (mm) | b (mm) | c (mm) | d (mm) | e (mm) | 質量 (kg) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 12.7 | AG－1 | 37.4 | 40.5 | 35.0 | 25.8 | 16.2 | 0.34 |
| 15.2 | AG－2 | 46.8 | 43.7 | 44.8 | 30.0 | 18.1 | 0.48 |
| 17.8 | AG－3 | 57.2 | 50.8 | 55.5 | 35.7 | 21.8 | 0.80 |
| 19.3 | AG－4 | 65.0 | 55.0 | 65.0 | 39.6 | 23.3 | 1.08 |
| 21.8 | AG－5 | 75.0 | 65.0 | 75.0 | 44.5 | 25.8 | 1.75 |
| 25.4 | AG－6 | 90.0 | 75.0 | 90.0 | 53.5 | 30.2 | 2.79 |
| 28.6 | AG－7 | 100.0 | 82.0 | 100.0 | 60.5 | 34.4 | 3.68 |

AG グリップ



写真－1 AG グリップ

図- 5.2.5 定着具の仕様

### 5.2.7 材料試験結果

載荷実験の供試体に使用した材料の試験結果は，表- 5.2.7 に示すとおりである．コンクリートは，テストピースを用いた圧縮強度試験結果，鋼材はメーカー試験成績表の値である．

圧縮強度試験に使用するテストピース（φ100mm×200mm）は，載荷実験の供試体製作時に使用した JIS A 5408 に適合したレディミクストコンクリートを用いて製作した．圧縮強度試験は，JIS A 1108，JIS A 1149，JIS A 1113 に準拠して実施した．

表- 5.2.7　材料試験結果

| | | 単位 | No.1 | No.2 | No.3 | No.4 | No.5 | No.6 | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| コンクリート | 材齢 | 日 | 22 | 29 | 33 | 34 | 32 | 36 | 実験日 |
| | 圧縮強度 | $N/mm^2$ | 51.7 | 54.4 | 57.4 | 56.0 | 65.8 | 69.5 | 試験値 |
| | 静弾性係数 | $kN/mm^2$ | 30.7 | 33.3 | 34.0 | 32.9 | 34.6 | 35.4 | 試験値 |
| 鉄筋D6 | 降伏点 | $N/mm^2$ | 362 | 362 | 362 | 362 | 362 | 362 | |
| | 引張強度 | $N/mm^2$ | 560 | 560 | 560 | 560 | 560 | 560 | |
| 鉄筋D10 | 降伏点 | $N/mm^2$ | 406 | 406 | 396 | 406 | 396 | 396 | |
| | 引張強度 | $N/mm^2$ | 567 | 567 | 570 | 567 | 570 | 570 | |
| PC鋼材 φ9.3 | 降伏点 | $N/mm^2$ | 1726 | 1726 | 1653 | 1726 | 1653 | 1653 | |
| | 弾性係数Ep | $kN/mm^2$ | 191 | 191 | 190 | 191 | 190 | 190 | |
| | 引張強度 | $N/mm^2$ | 1852 | 1852 | 1839 | 1852 | 1839 | 1839 | |
| PC鋼材 φ15.2 | 降伏点 | $N/mm^2$ | 1839 | 1839 | 1853 | 1839 | 1853 | 1853 | |
| | 弾性係数Ep | $kN/mm^2$ | 191 | 191 | 191 | 191 | 191 | 191 | |
| | 引張強度 | $N/mm^2$ | 1954 | 1954 | 1947 | 1954 | 1947 | 1947 | |

※鉄筋およびPC鋼材はメーカー試験成績表の値

## 5.3 載荷実験方法および計測項目

### 5.3.1 載荷実験装置

載荷実験は，写真-5.3.1 に示す土木研究所所有の 1500kN 大型繰返し載荷試験装置（鉛直荷重±1500kN，鉛直ストローク±150mm）を用いて実施した．写真-5.3.2 に供試体設置状況を示す．

写真- 5.3.1　載荷試験装置

写真- 5.3.2　供試体設置状況

### 5.3.2 載荷実験方法

載荷実験は，図- 5.3.1 のとおり，単純 2 点載荷による単調載荷で終局まで載荷する方法で実施した．支点条件は，左側（－）が固定，右側（＋）が可動である．載荷制御方法は，載荷開始時は荷重制御とし，荷重-変形関係と供試体の状況を観察しながら適宜変位制御に切替えた．荷重制御時のデータ観測間隔は 5kN 毎とした．

計測システム図を図- 5.3.2 に示す．

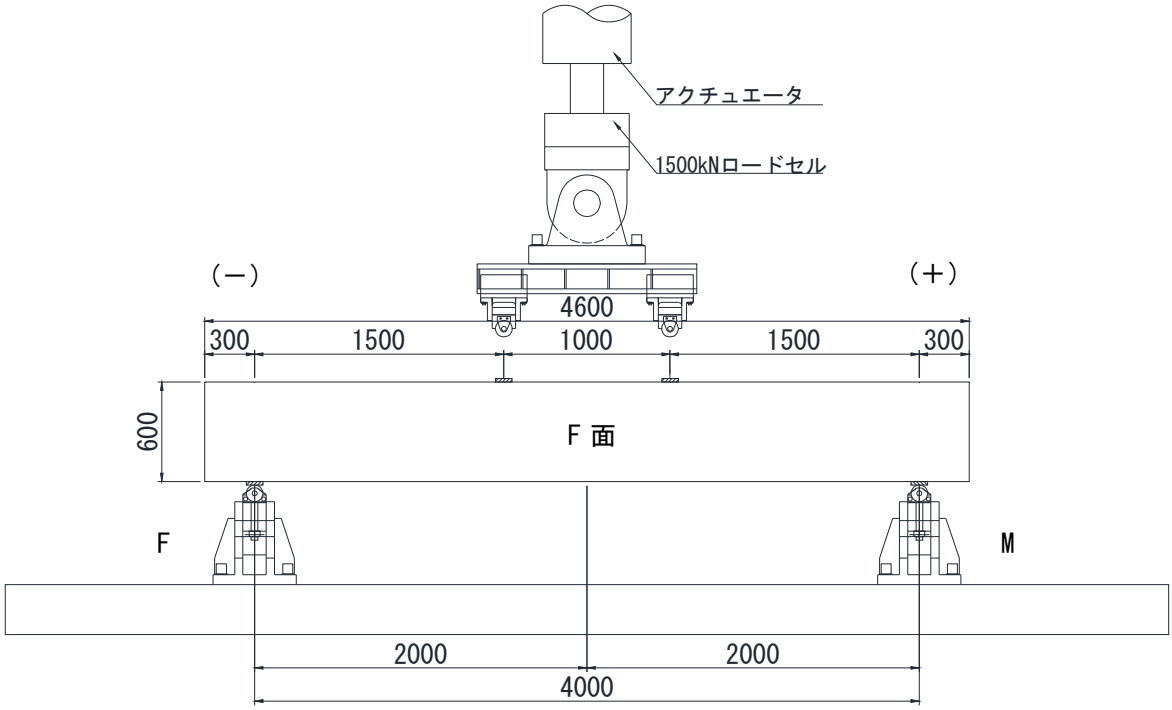



図- 5.3.1　供試体設置状況

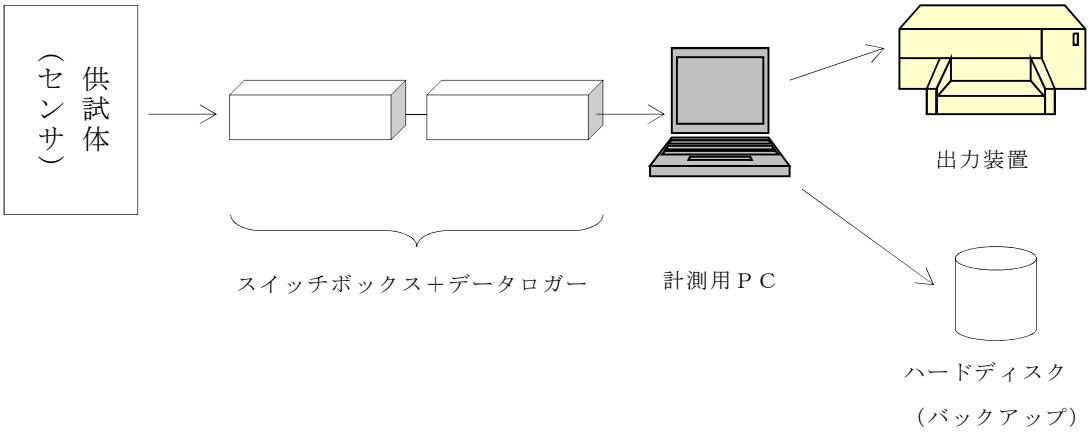



図- 5.3.2　計測システム図

### 5.3.3 計測項目

載荷実験における計測項目を表- 5.3.1 に示す.

**表- 5.3.1　計測項目一覧**

| No. | 計測項目 | 計測方法 | 目的 |
|---|---|---|---|
| 1 | 荷重 | ロードセル | 荷重-変位関係の確認<br>終局荷重の確認 |
| 2 | たわみ<br>(等曲げ区間上下面) | 変位計<br>(SDP-200R 等) | 荷重-変位関係の確認<br>たわみ分布の確認<br>上下面の変位差の確認 |
| 3 | たわみ<br>(その他区間上下面) | 変位計<br>(SDP-100R 等) | たわみ分布の確認<br>上下面の変位差の確認 |
| 4 | たわみ（支点部）<br>(支点板端部 4 箇所) | 変位計<br>(CDP-25) | 沈下量の確認<br>たわみ分布の補正 |
| 5 | たわみ（載荷点部）<br>(載荷板端部 4 箇所) | 変位計<br>(SDP-200R 等) | 偏心量の確認<br>載荷時のたわみ量管理 |
| 6 | 模擬ひび割れ幅 | パイゲージ<br>(PI-5-100) | 模擬ひび割れの開きの確認 |
| 7 | ひび割れ性状 | 目視・スケッチ<br>(荷重ステップ毎) | ひび割れ性状の確認 |
| 8 | コンクリート<br>ひずみ(側面) | 3 軸ひずみゲージ<br>(PL-60-11×3 枚) | 主応力分布の確認 |
| 9 | コンクリート<br>ひずみ(上下側面) | 1 軸ひずみゲージ<br>(PL-60-11) | 平面保持の確認 |
| 10 | 端部変位 | 変位計<br>(CDP-50) | 平面保持の確認 |
| 11 | PC 鋼材ひずみ<br>(φ9.3;緊張鋼材) | ひずみゲージ<br>(FLA-1-11) | 導入プレストレス力の確認 |
| 12 | PC 鋼材ひずみ<br>(φ15.2;下縁鋼材) | ひずみゲージ<br>(FLA-1-11) | PC 鋼材の降伏の有無<br>ビーム・アーチ機構の確認 |
| 13 | スターラップ<br>ひずみ | ひずみゲージ<br>(FLA-1-11) | せん断抵抗の推移の確認 |

※鋼材のひずみゲージは，ゲージ位置の鋼材を脱脂した上で貼付し，SB テープによるコーティング，VM テープによるコーティングして設置した.

計測器設置状況を写真- 5.3.3，写真- 5.3.4 に示す．吹きだしの番号は，表- 5.3.1 の No.を示す．計測位置図を図- 5.3.3～図- 5.3.8 に，計測位置一覧を表- 5.3.2，表- 5.3.3 に示す．

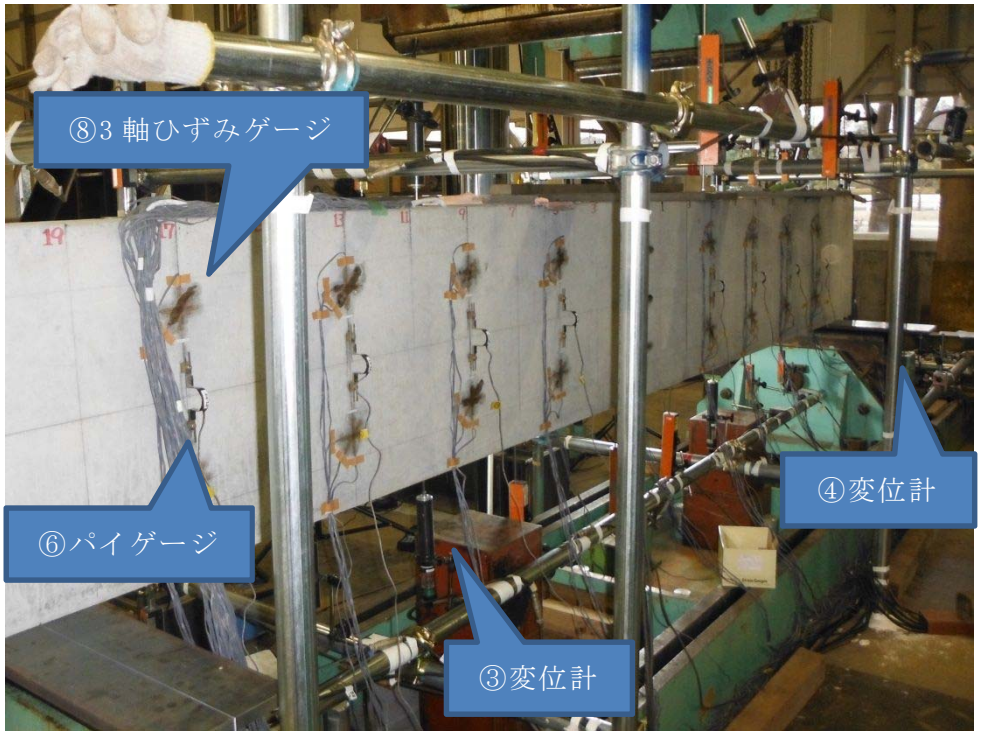



写真- 5.3.3　計測機器設置状況（F 面左側）

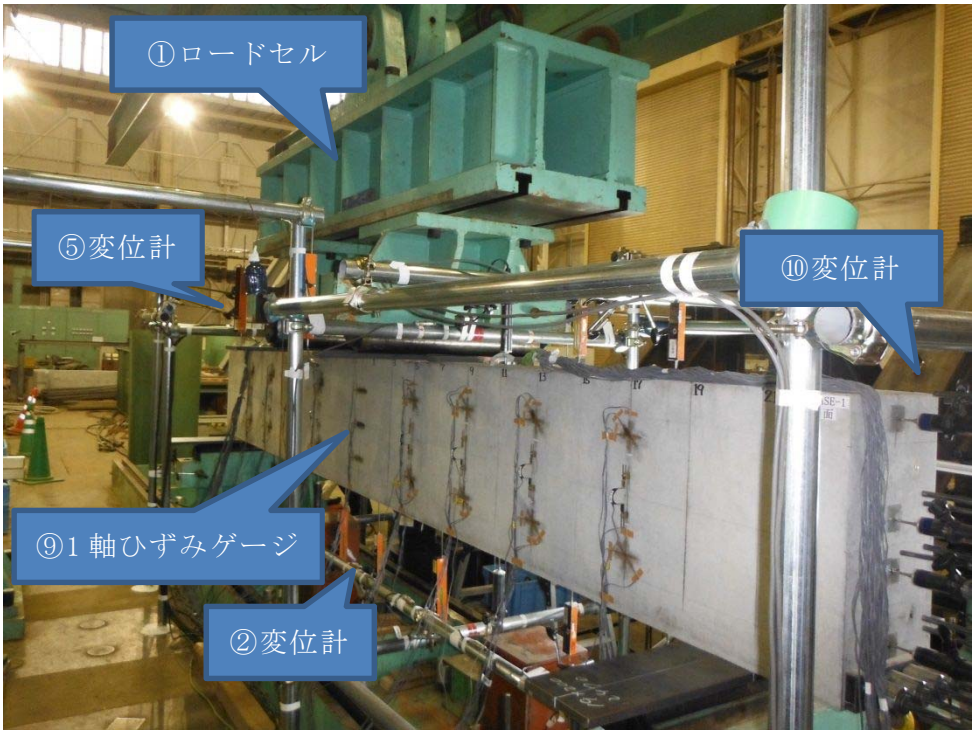



写真- 5.3.4　計測機器設置状況（F 面右側）

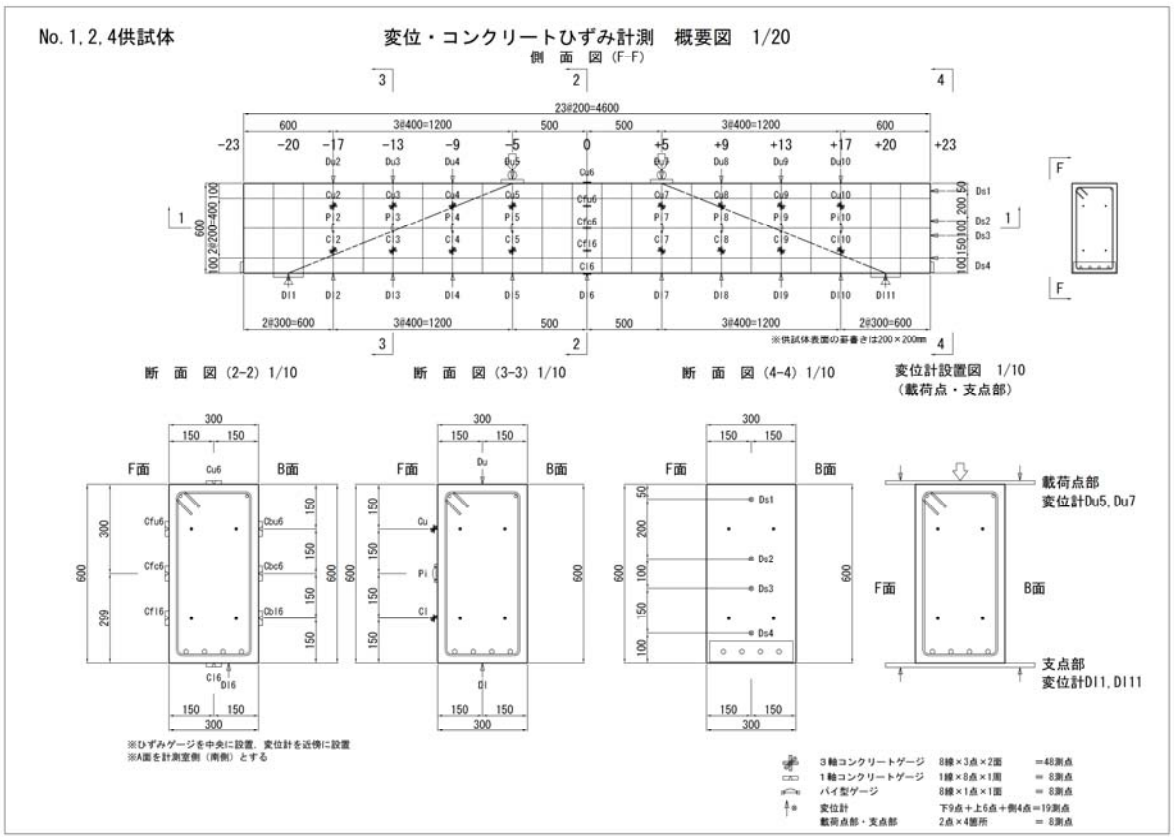



図- 5.3.3　No.1,2,4 供試体　変位・コンクリート計側概要図

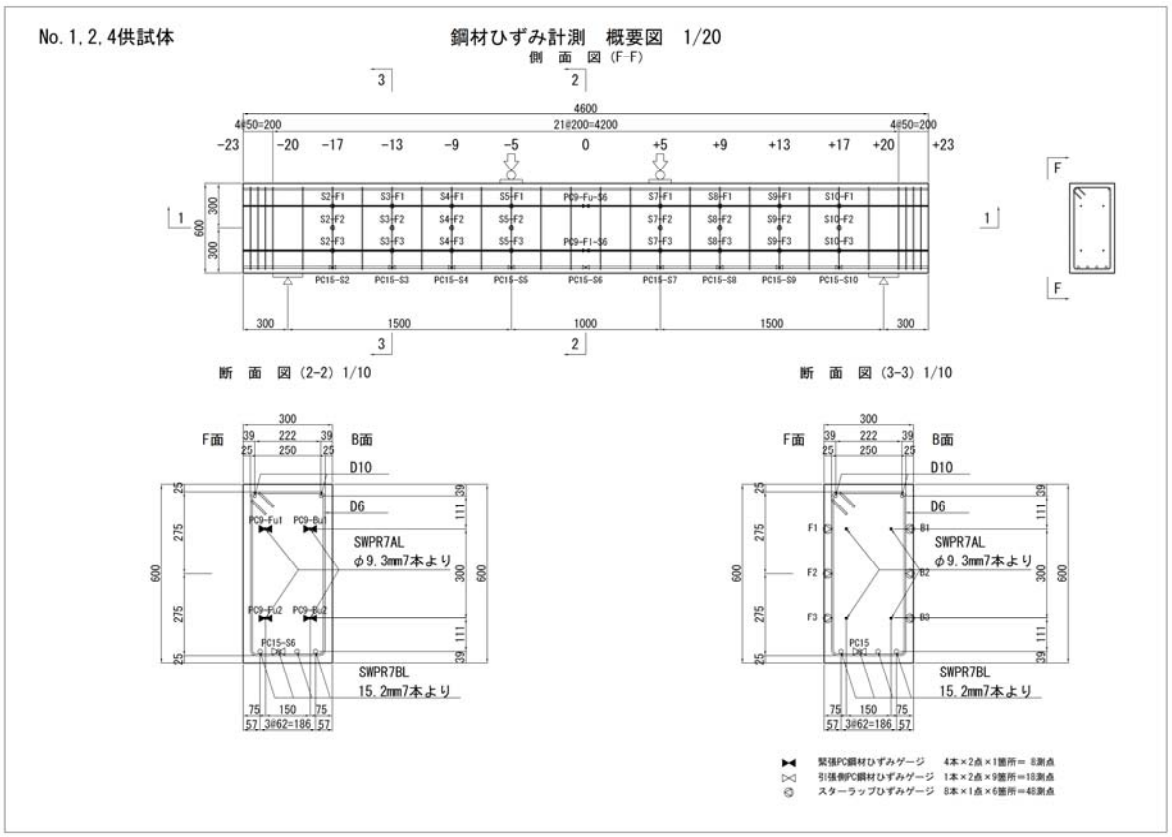



図- 5.3.4　No.1,2,4 供試体　鋼材ひずみ計測概要図

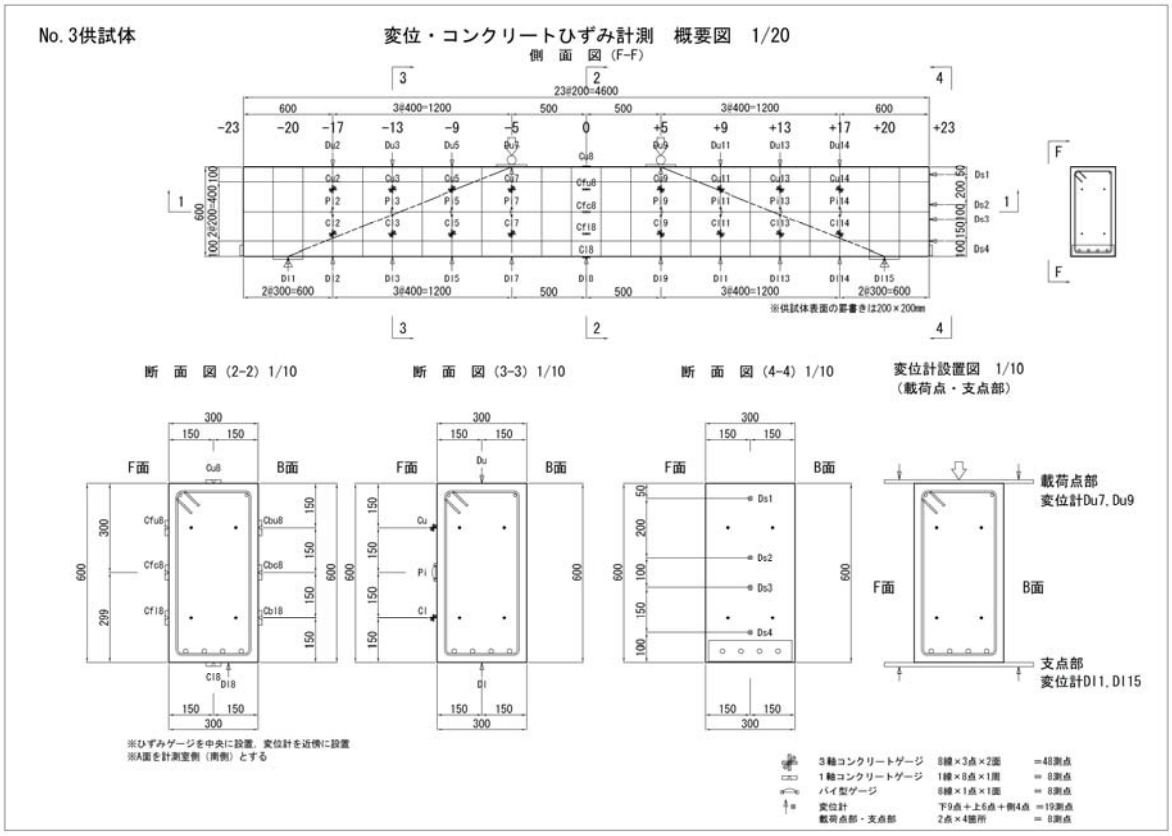



図- 5.3.5　No.3 供試体　変位・コンクリート計側概要図

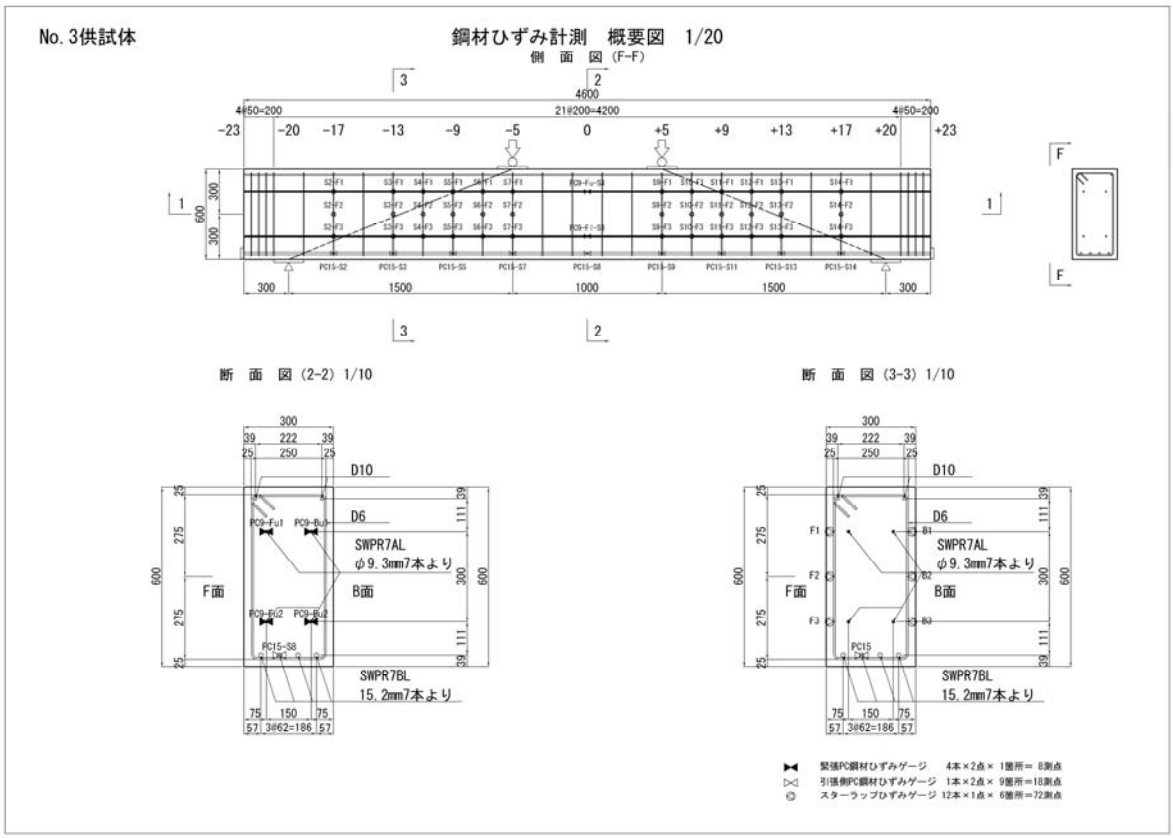



図- 5.3.6　No.3 供試体　鋼材ひずみ計測概要図

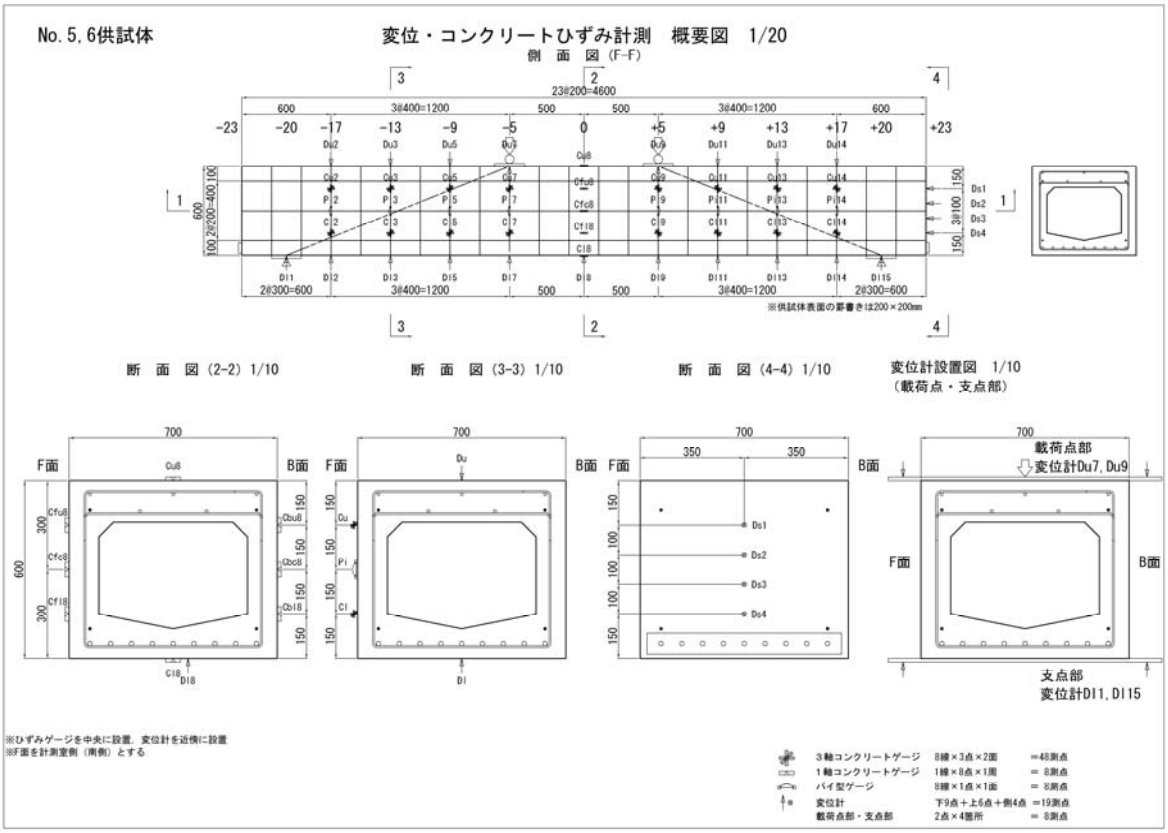



図- 5.3.7　No.5,6 供試体　変位・コンクリート計側概要図

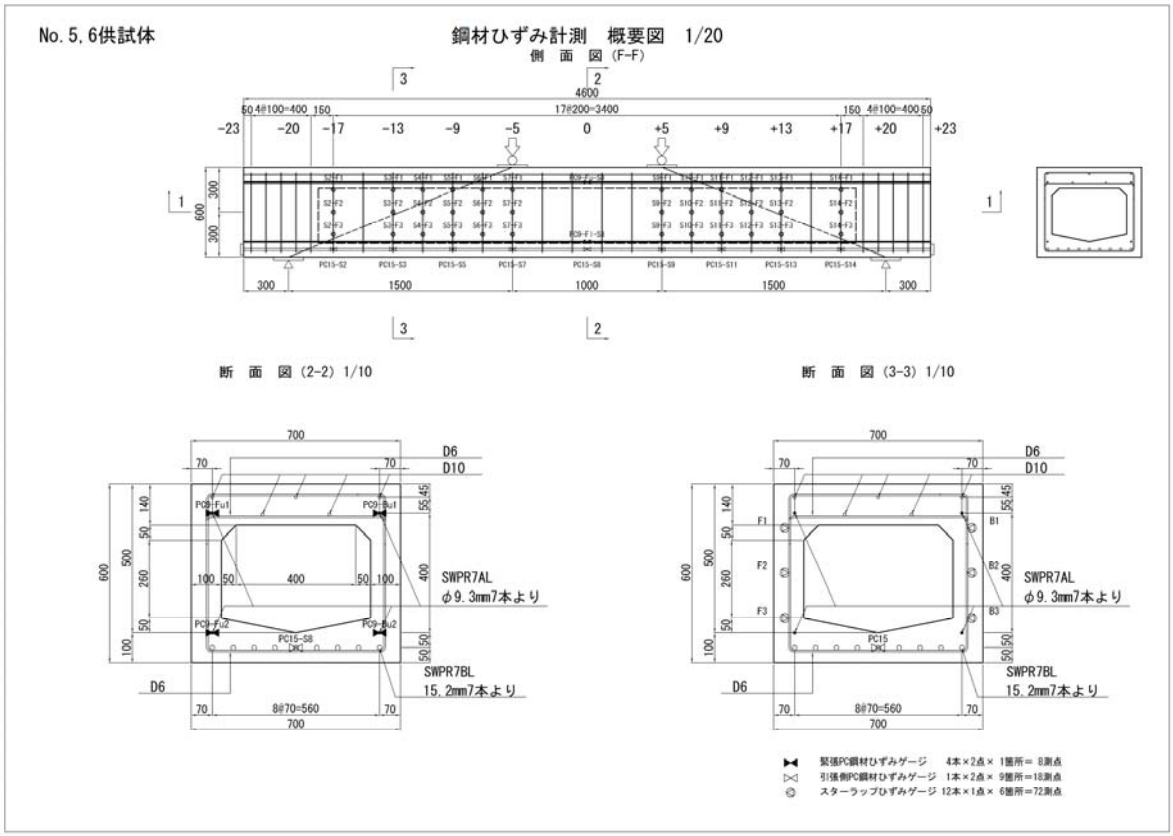



図- 5.3.8　No.5,6 供試体　鋼材ひずみ計測概要図

## 表- 5.3.2　計測位置一覧（No.1,2,4）

| 鋼材ひずみ | 水平位置 | -20 | -17 | -15 | -13 | -11 | -9 | -7 | -5 | 0 | +5 | +7 | +9 | +11 | +13 | +15 | +17 | +20 | +23 | 小計 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 番号 | S1 | S2 | — | S3 | — | S4 | — | S5 | S6 | S7 | — | S8 | — | S9 | — | S10 | S11 | S12 | |
| PC鋼材φ9.3mm7本より | PC9.3-U1 | | | | | | | | | 2 | | | | | | | | | | 2 |
| | PC9.3-U2 | | | | | | | | | 2 | | | | | | | | | | 2 |
| | PC9.3-L1 | | | | | | | | | 2 | | | | | | | | | | 2 |
| | PC9.3-L2 | | | | | | | | | 2 | | | | | | | | | | 2 |
| PC鋼材φ15.2mm7本より | PC15.2-1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 0 |
| | PC15.2-2 | | 2 | | 2 | | 2 | | 2 | 2 | 2 | | 2 | | 2 | | 2 | | | 18 |
| | PC15.2-3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 0 |
| | PC15.2-4 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 0 |
| スターラップD6 | 側面A | | 3 | | 3 | | 3 | | 3 | | 3 | | 3 | | 3 | | 3 | | | 24 |
| | 側面B | | 3 | | 3 | | 3 | | 3 | | 3 | | 3 | | 3 | | 3 | | | 24 |
| **合計点数** | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | **74** |

| コンクリートひずみ | 水平位置 | -20 | -17 | -15 | -13 | -11 | -9 | -7 | -5 | 0 | +5 | +7 | +9 | +11 | +13 | +15 | +17 | +20 | +23 | 小計 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 番号 | C1 | C2 | — | C3 | — | C4 | — | C5 | C6 | C7 | — | C8 | — | C9 | — | C10 | C11 | C12 | |
| 3軸ひずみゲージ | F面 | | 3×2 | | 3×2 | | 3×2 | | 3×2 | | 3×2 | | 3×2 | | 3×2 | | 3×2 | | | 48 |
| | B面 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 0 |
| 1軸ひずみゲージ | 上面 | | | | | | | | | 1 | | | | | | | | | | 1 |
| | F面 | | | | | | | | | 3 | | | | | | | | | | 3 |
| | B面 | | | | | | | | | 3 | | | | | | | | | | 3 |
| | 下面 | | | | | | | | | 1 | | | | | | | | | | 1 |
| **合計点数** | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | **56** |

| 変位 | 水平位置 | -20 | -17 | -15 | -13 | -11 | -9 | -7 | -5 | 0 | +5 | +7 | +9 | +11 | +13 | +15 | +17 | +20 | +23 | 小計 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 番号 | D1 | D2 | — | D3 | — | D4 | — | D5 | D6 | D7 | — | D8 | — | D9 | — | D10 | D11 | D12 | |
| せん断変形 | 桁上面(Du) | | 1 | | 1 | | 1 | | | | | | 1 | | 1 | | 1 | | | 6 |
| | 桁下面(Dl) | | 1 | | 1 | | 1 | | | | | | 1 | | 1 | | 1 | | | 6 |
| 鉛直 | 桁下面(Dl) | | | | | | | | 1 | 1 | 1 | | | | | | | | | 3 |
| 水平 | 桁側面(Ds) | | | | | | | | | | | | | | | | | | 4 | 4 |
| 支点部（沈下） | 載荷板左(Du) | 1 | | | | | | | | | | | | | | | | 1 | | 2 |
| | 載荷板右(Du) | 1 | | | | | | | | | | | | | | | | 1 | | 2 |
| 載荷点部（回転） | 支点板左(Dl) | | | | | | | | 1 | | 1 | | | | | | | | | 2 |
| | 支点板右(Dl) | | | | | | | | 1 | | 1 | | | | | | | | | 2 |
| パイ型変位計(5mm) | F面 | | 1 | | 1 | | 1 | | 1 | | 1 | | 1 | | 1 | | 1 | | | 8 |
| **合計点数** | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | **35** |

## 表- 5.3.3　計測位置一覧（No.3,5,6）

| 鋼材ひずみ | 水平位置 | -20 | -17 | -15 | -13 | -11 | -9 | -7 | -5 | 0 | +5 | +7 | +9 | +11 | +13 | +15 | +17 | +20 | +23 | 小計 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 番号 | S1 | S2 | — | S3 | S4 | S5 | S6 | S7 | S8 | S9 | S10 | S11 | S12 | S13 | — | S14 | S15 | — | |
| PC鋼材φ9.3mm7本より | PC9.3-U1 | | | | | | | | | 2 | | | | | | | | | | 2 |
| | PC9.3-U2 | | | | | | | | | 2 | | | | | | | | | | 2 |
| | PC9.3-L1 | | | | | | | | | 2 | | | | | | | | | | 2 |
| | PC9.3-L2 | | | | | | | | | 2 | | | | | | | | | | 2 |
| PC鋼材φ15.2mm7本より | PC15.2-1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 0 |
| | PC15.2-2 | | 2 | | 2 | | 2 | | 2 | 2 | 2 | | 2 | | 2 | | 2 | | | 18 |
| | PC15.2-3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 0 |
| | PC15.2-4 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 0 |
| スターラップD6 | 側面A | | 3 | | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | | 3 | | | 36 |
| | 側面B | | 3 | | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | | 3 | | | 36 |
| **合計点数** | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | **98** |

| コンクリートひずみ | 水平位置 | -20 | -17 | -15 | -13 | -11 | -9 | -7 | -5 | 0 | +5 | +7 | +9 | +11 | +13 | +15 | +17 | +20 | +23 | 小計 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 番号 | C1 | C2 | — | C3 | C4 | C5 | C6 | C7 | C8 | C9 | C10 | C11 | C12 | C13 | — | C14 | C15 | C15 | |
| 3軸ひずみゲージ | F面 | | 3×2 | | 3×2 | | 3×2 | | 3×2 | | 3×2 | | 3×2 | | 3×2 | | 3×2 | | | 48 |
| | B面 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 0 |
| 1軸ひずみゲージ | 上面 | | | | | | | | | 1 | | | | | | | | | | 1 |
| | F面 | | | | | | | | | 3 | | | | | | | | | | 3 |
| | B面 | | | | | | | | | 3 | | | | | | | | | | 3 |
| | 下面 | | | | | | | | | 1 | | | | | | | | | | 1 |
| **合計点数** | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | **56** |

| 変位 | 水平位置 | -20 | -17 | -15 | -13 | -11 | -9 | -7 | -5 | 0 | +5 | +7 | +9 | +11 | +13 | +15 | +17 | +20 | +23 | 小計 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 番号 | D1 | D2 | — | D3 | D4 | D5 | D6 | D7 | D8 | D9 | D10 | D11 | D12 | D13 | — | D14 | D15 | D15 | |
| せん断変形 | 桁上面(Du) | | 1 | | 1 | | 1 | | | | | | 1 | | 1 | | 1 | | | 6 |
| | 桁下面(Dl) | | 1 | | 1 | | 1 | | | | | | 1 | | 1 | | 1 | | | 6 |
| 鉛直 | 桁下面(Dl) | | | | | | | | 1 | 1 | 1 | | | | | | | | | 3 |
| 水平 | 桁側面(Ds) | | | | | | | | | | | | | | | | | | 4 | 4 |
| 支点部（沈下） | 支点板左(Dl) | 1 | | | | | | | | | | | | | | | | 1 | | 2 |
| | 支点板右(Dl) | 1 | | | | | | | | | | | | | | | | 1 | | 2 |
| 載荷点部（回転） | 載荷板左(Du) | | | | | | | | 1 | | 1 | | | | | | | | | 2 |
| | 載荷板右(Du) | | | | | | | | 1 | | 1 | | | | | | | | | 2 |
| パイ型変位計(5mm) | F面 | | 1 | | 1 | | 1 | | 1 | | 1 | | 1 | | 1 | | 1 | | | 8 |
| **合計点数** | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | **35** |

## 5.4 載荷実験結果（矩形断面供試体）

### 5.4.1 各供試体の実験経過概要

#### (1)　No.1 供試体

No.1 供試体の載荷荷重と変位の関係を図- 5.4.1 に，実験の進行表を表- 5.4.1 に，ひび割れ状況を図- 5.4.2 に，ひび割れ観察図を図- 5.4.3，図- 5.4.4 に示す．

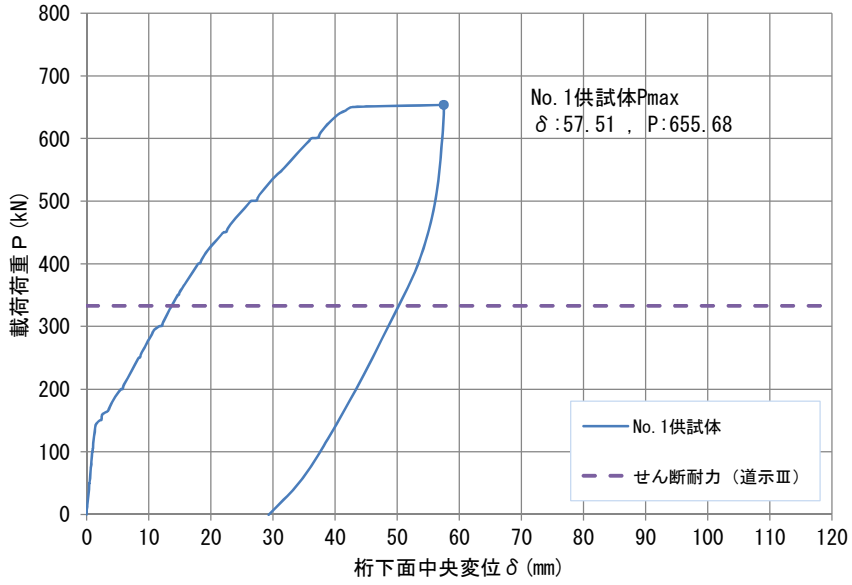



図- 5.4.1　No.1 供試体　荷重-変位曲線

表- 5.4.1　No.1 供試体　載荷荷重毎の状況

| No. | 計測ステップ | 載荷荷重 (kN) | 変位 (mm) | 備　　考 |
|---|---|---|---|---|
| 2 | 2 | 0.1 | -0.010 | 手動載荷で載荷開始 |
| 3 | 3 | 3.7 | -0.010 | 荷重制御に切替後，載荷速度を0.0333kN/secに変更し載荷開始 |
| 4 | 15 | 50.2 | 0.446 | 載荷荷重 50kN　ひび割れ観察 |
| 6 | 26 | 100.1 | 0.909 | 載荷荷重100kN　ひび割れ観察 |
| 7 | 28 | 104.3 | 0.977 | 載荷荷重104kN　曲げひび割れ発生 |
| 8 | 39 | 150.0 | 2.106 | 載荷荷重150kN　ひび割れ観察（載荷速度を0.0500kN/secに変更し載荷再開） |
| 12 | 50 | 200.1 | 5.556 | 載荷荷重200kN　ひび割れ観察 |
| 13 | 61 | 250.0 | 8.379 | 載荷荷重250kN　ひび割れ観察 |
| 15 | 72 | 300.5 | 11.747 | 載荷荷重300kN　ひび割れ観察 |
| 16 | 83 | 350.1 | 14.659 | 載荷荷重350kN　ひび割れ観察 |
| 17 | 94 | 400.2 | 17.958 | 載荷荷重400kN　ひび割れ観察 |
| 18 | 105 | 450.1 | 22.024 | 載荷荷重450kN　ひび割れ観察（載荷速度を0.08333kN/secに変更し載荷再開） |
| 20 | 116 | 500.2 | 26.472 | 載荷荷重500kN　ひび割れ観察 |
| 21 | 129 | 560.1 | 32.470 | 載荷荷重560kN　供試体下面（計測位置-13,-9間）に水平方向のひび割れ発生 |
| 22 | 137 | 600.3 | 36.227 | 載荷荷重600kN　ひび割れ観察 |
| 23 | 149 | 653.7 | 57.493 | 載荷荷重654kN　供試体からの音の発生と伴に載荷点付近（計測位置-5）が圧壊，変位が伸びる |
| 24 | 150 | 655.7 | 57.513 | 載荷荷重656kN　最大荷重，ひび割れ観察（荷重低下後） |
| 26 | 160 | -0.4 | 29.304 | 除荷終了，実験終了 |

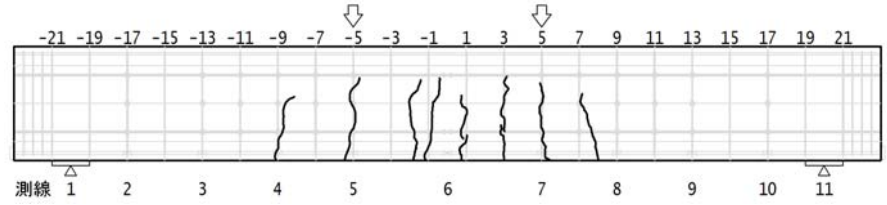
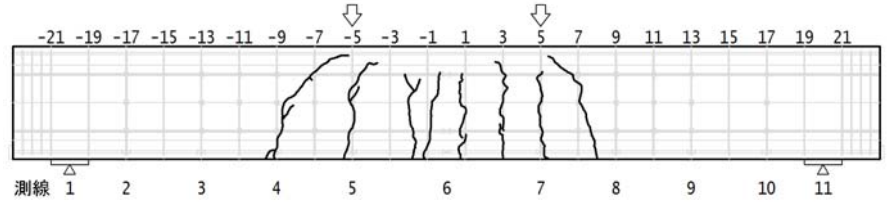
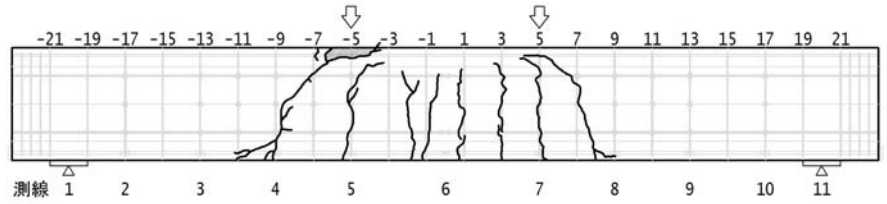
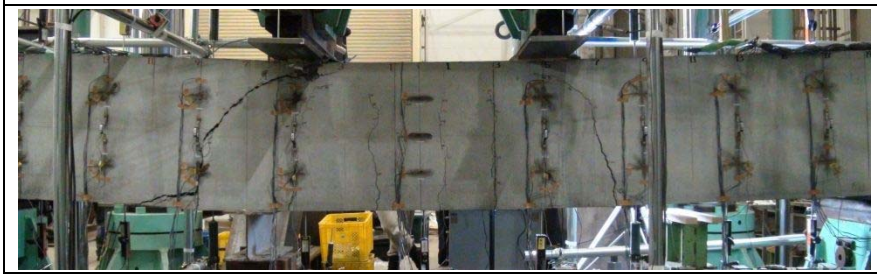
<table>
<tr>
<td>200kN 載荷時のひび割れ状況（F 面側）<br> 
<br> </td>
<td rowspan="2">【0～200kN】<br>・水平位置-9～9 間の下縁から曲げひび割れが発生・進展</td>
</tr>
<tr>
<td>400kN 載荷のひび割れ状況（F 面側）<br> 
<br> </td>
<td>【200～400kN】<br>・水平位置-9，9 の下縁付近から発生した曲げひび割れが，上縁に進展するにつれ，斜めせん断ひび割れに進展</td>
</tr>
<tr>
<td>終局時のひび割れ状況（F 面側）　Pmax=656kN<br> 
<br>  </td>
<td>【400kN～終局】<br>・水平位置-11，9 の下縁付近で新たな斜めせん断ひび割れが発生<br>・水平位置-9 付近から生じた斜めせん断ひび割れ先端（載荷点付近；水平位置-7～-5 間のウェブ上縁側）で圧壊し終局</td>
</tr>
</table>

図- 5.4.2 No.1 供試体　ひび割れ状況（抜粋）

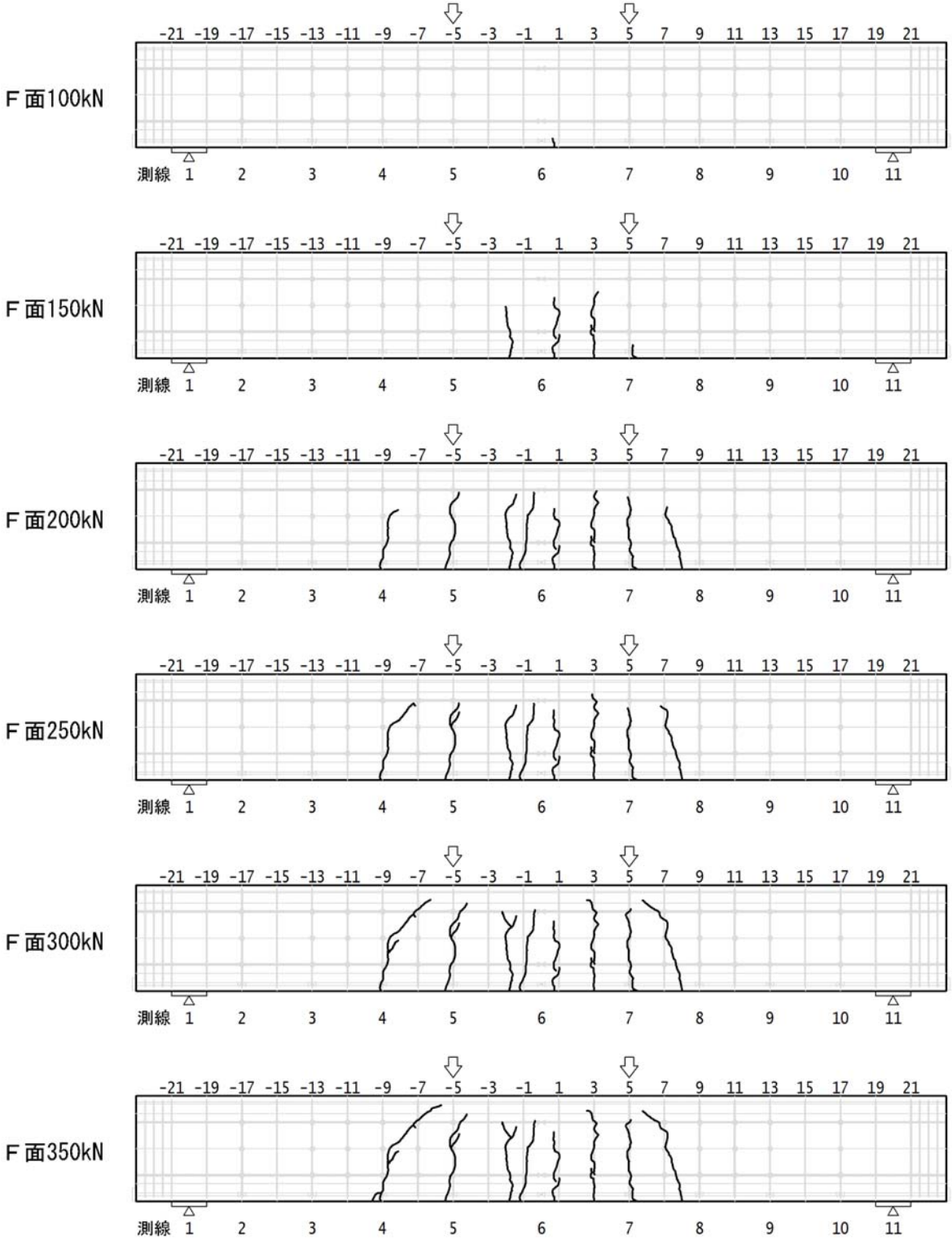



図- 5.4.3 No.1 供試体　ひび割れ観察図（1）

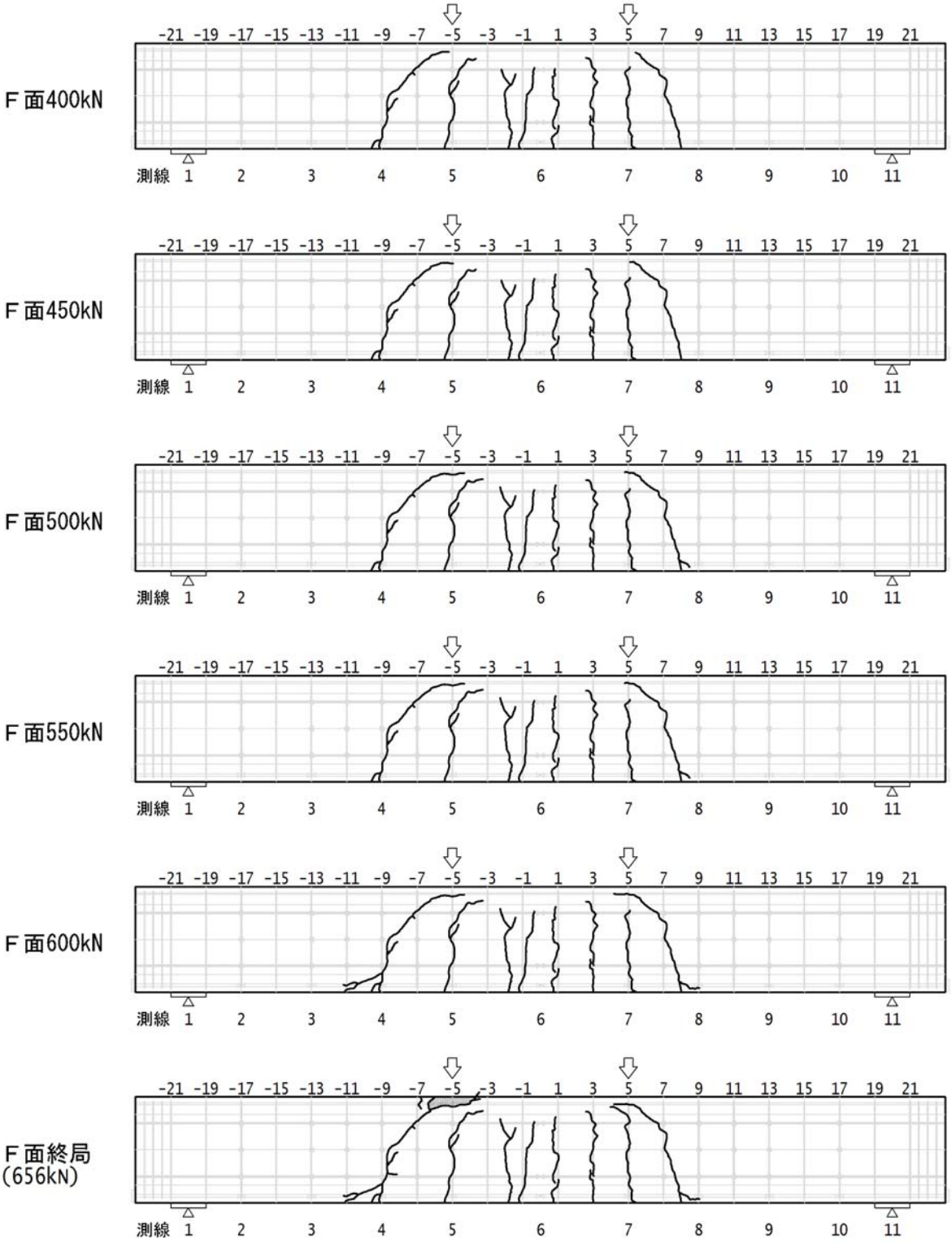



図- 5.4.4 No.1 供試体　ひび割れ観察図（2）

### (2)　No.2 供試体

No.2 供試体の載荷荷重と変位の関係を図- 5.4.5 に，実験の進行表を表- 5.4.2 に，ひび割れ状況を図- 5.4.6 に，ひび割れ観察図を図- 5.4.7，図- 5.4.8 に示す．

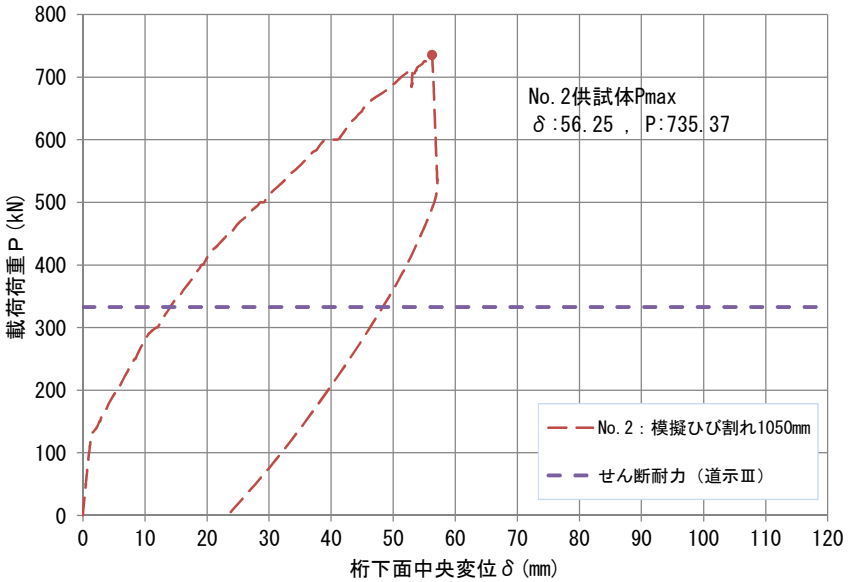



図- 5.4.5　No.2 供試体　荷重-変位曲線

表- 5.4.2　No.2 供試体　載荷荷重毎の状況

| No. | 計測ステップ | 載荷荷重(kN) | 変位(mm) | 備　　考 |
|---|---|---|---|---|
| 3 | 3 | 1.8 | 0.000 | 手動載荷で載荷開始 |
| 4 | 5 | 12.0 | 0.099 | 荷重制御に切替後，載荷速度を0.0333kN/secに変更し載荷開始 |
| 5 | 13 | 49.8 | 0.474 | 載荷荷重 50kN　ひび割れ観察 |
| 6 | 25 | 100.1 | 0.990 | 載荷荷重100kN　ひび割れ観察 |
| 7 | 29 | 112.1 | 1.140 | 載荷荷重112kN　曲げひび割れ発生 |
| 9 | 38 | 150.0 | 2.658 | 載荷荷重150kN　ひび割れ観察（載荷速度を0.0500kN/secに変更し載荷再開） |
| 11 | 49 | 200.1 | 5.501 | 載荷荷重200kN　ひび割れ観察 |
| 14 | 63 | 250.0 | 8.329 | 載荷荷重250kN　ひび割れ観察　模擬ひび割れ先端から載荷点方向のひび割れ発生 |
| 16 | 74 | 300.1 | 11.817 | 載荷荷重300kN　ひび割れ観察　支点付近に鉛直方向のひび割れ発生 |
| 18 | 85 | 350.1 | 15.249 | 載荷荷重350kN　ひび割れ観察 |
| 19 | 96 | 400.0 | 19.083 | 載荷荷重400kN　ひび割れ観察　載荷点直下（計測位置-5,F面）にひび割れ発生 |
| 20 | 107 | 450.2 | 23.446 | 載荷荷重450kN　ひび割れ観察 |
| 21 | 110 | 460.2 | 24.567 | 載荷荷重460kN　供試体から音が発生（以降、断続的に音が発生） |
| 22 | 118 | 500.0 | 28.561 | 載荷荷重500kN　ひび割れ観察（載荷速度を0.0833kN/secに変更し載荷再開） |
| 24 | 139 | 600.2 | 39.199 | 載荷荷重600kN　ひび割れ観察 |
| 26 | 163 | 712.1 | 53.086 | |
| 27 | 164 | 684.2 | 52.947 | 載荷荷重，変位伴に下がる　荷重制御から変位制御に切替（載荷速度：0.0083mm/sec） |
| 28 | 172 | 735.4 | 56.248 | 載荷荷重735kN　最大荷重，ひび割れ観察（荷重低下後） |
| 31 | 183 | -0.4 | 22.998 | 除荷終了，実験終了 |

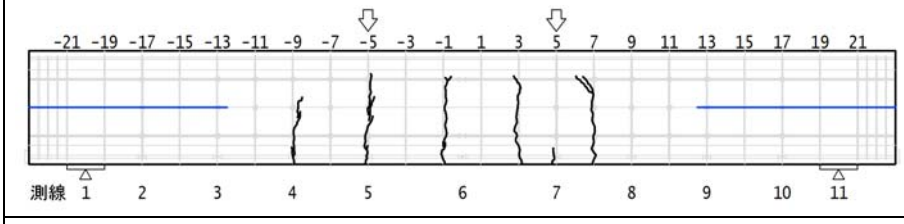
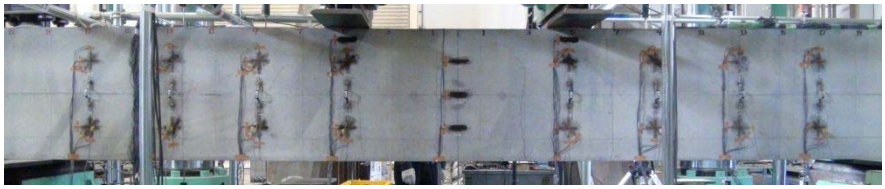
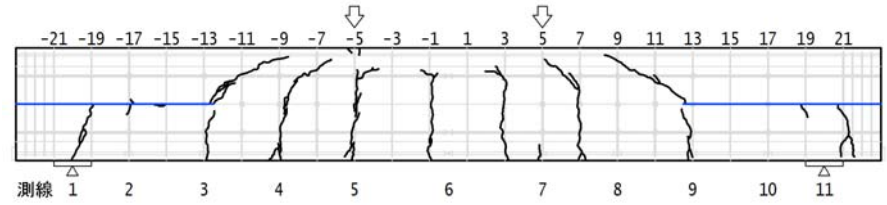
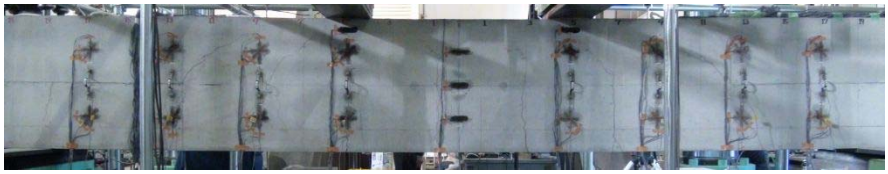
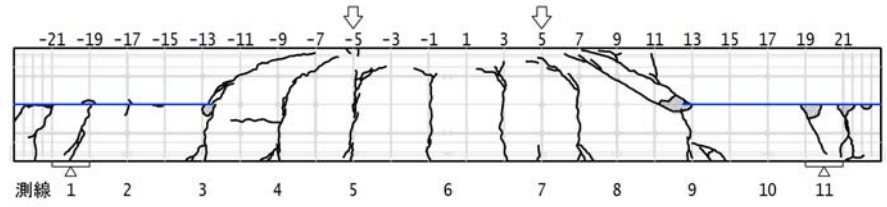
| | |
|---|---|
| 200kN 載荷時のひび割れ状況（F 面側）<br>  <br><br>  | 【0～200kN】<br>・水平位置-9～7 間の下縁から曲げひび割れが発生・進展 |
| 400kN 載荷時のひび割れ状況（F 面側）<br>  <br><br>  | 【200～400kN】<br>・水平位置-13，13 の模擬ひび割れ先端から斜めせん断ひび割れが発生・進展<br>・両支点部で模擬ひび割れから支点方向に曲げひび割れが発生 |
| 終局時のひび割れ状況（F 面側）　Pmax=735kN<br>  <br><br> | 【400kN～終局】<br>・水平位置 13～7 に進展した斜めせん断ひび割れの先端で圧壊（載荷点付近）<br>・模擬ひび割れ先端の圧壊と同時に，水平位置 11 付近から載荷点方向の斜めせん断ひび割れが脆性的に発生し終局 |

**図- 5.4.6 No.2 供試体　ひび割れ状況（抜粋）**

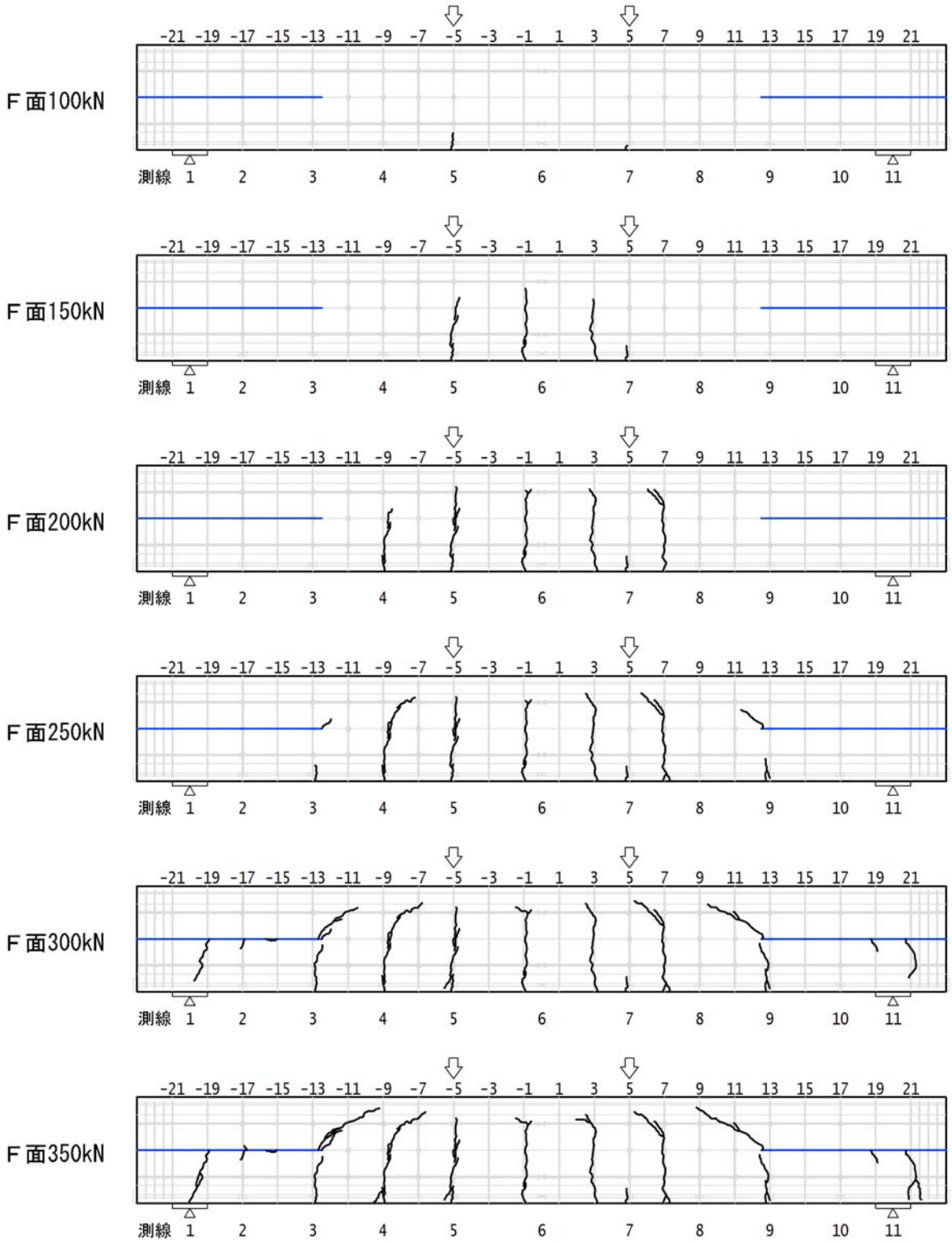



図- 5.4.7 No.2 供試体　ひび割れ観察図（1）

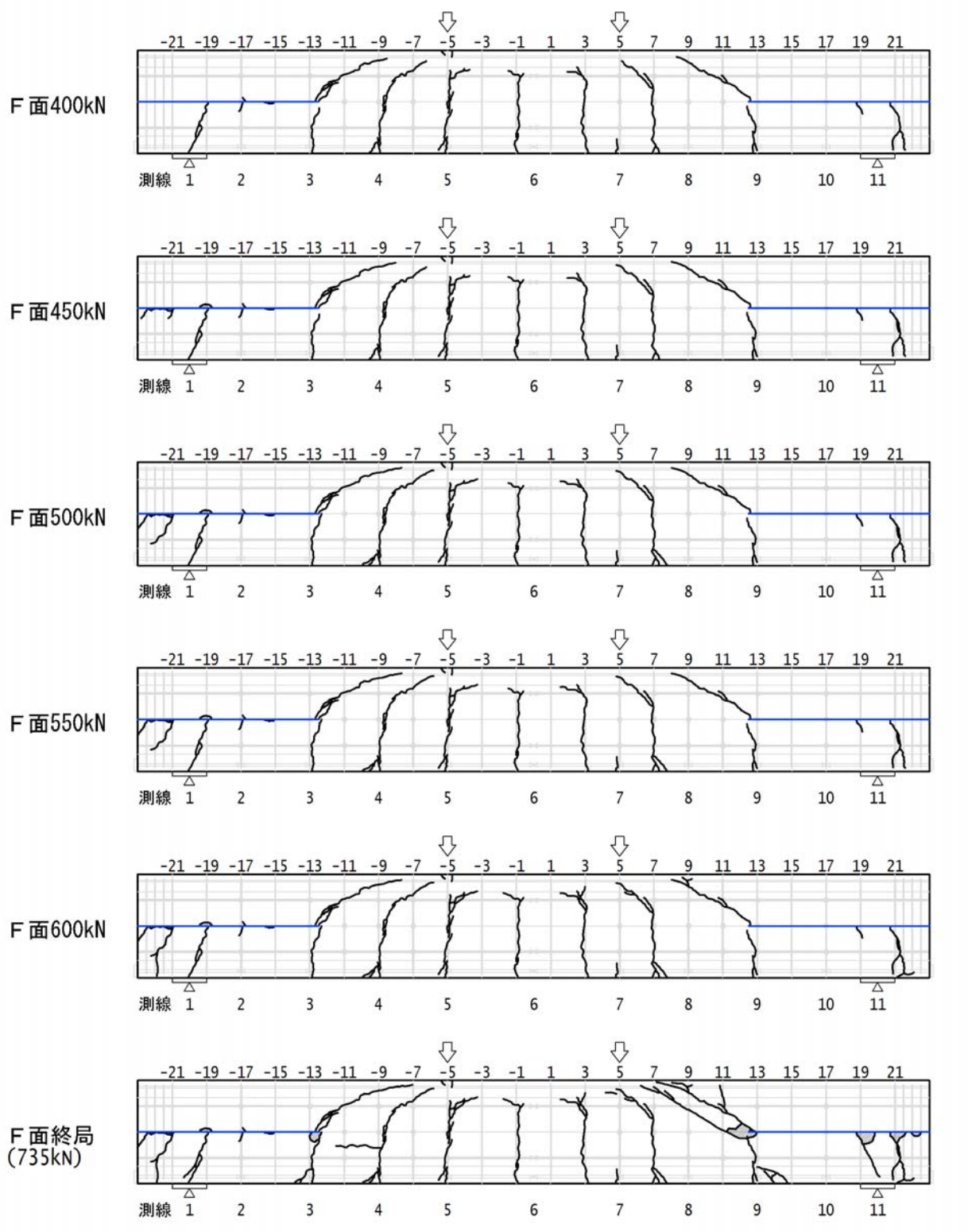



図- 5.4.8 No.2 供試体　ひび割れ観察図（2）

### (3)　No.3 供試体

No.3 供試体の載荷荷重と変位の関係を図- 5.4.9 に，実験の進行表を表- 5.4.3 に，ひび割れ状況を図- 5.4.10 に，ひび割れ観察図を図- 5.4.11，図- 5.4.12 に示す.

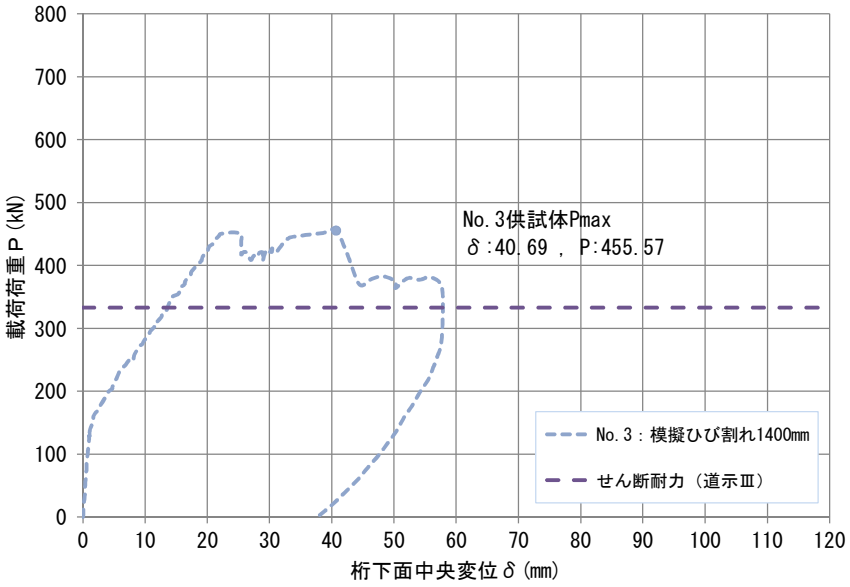
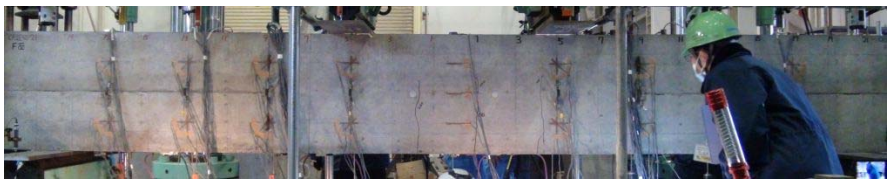



図- 5.4.9　No.3 供試体　荷重-変位曲線

表- 5.4.3　No.3 供試体　載荷荷重毎の状況

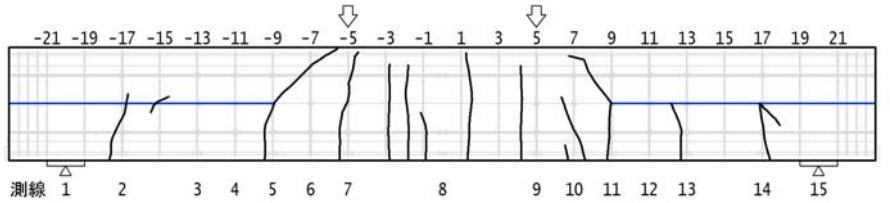
| No. | 計測ステップ | 載荷荷重 (kN) | 変位 (mm) | MEMO |
|---|---|---|---|---|
| 2 | 2 | 2.9 | 0.05 | 手動載荷で載荷開始 |
| 7 | 7 | 25.1 | 0.18 | 荷重制御に切替後，載荷速度を0.0500kN/secに変更し載荷再開 |
| 12 | 12 | 50.6 | 0.39 | 載荷荷重 50kN　ひび割れ観察 |
| 22 | 22 | 100.7 | 0.82 | 載荷荷重100kN　ひび割れ観察 |
| 28 | 28 | 130.8 | 1.12 | 載荷荷重131kN　曲げひびわれ発生 |
| 34 | 34 | 150.8 | 1.54 | 載荷荷重150kN　ひび割れ観察 |
| 44 | 44 | 200.4 | 4.28 | 載荷荷重200kN　ひび割れ観察 |
| 55 | 55 | 249.9 | 7.64 | 載荷荷重250kN　ひび割れ観察，載荷速度を0.0800kN/secに変更し載荷再開 |
| 64 | 64 | 292.3 | 10.84 | 載荷荷重292kN　供試体から音が発生（以降、断続的に音が発生） |
| 66 | 66 | 300.2 | 11.42 | 載荷荷重300kN　ひび割れ観察 |
| 78 | 78 | 350.4 | 14.57 | 載荷荷重350kN　ひび割れ観察 |
| 88 | 88 | 400.4 | 18.54 | 載荷荷重400kN　ひび割れ観察 |
| 99 | 99 | 450.2 | 22.35 | 載荷荷重450kN　ひび割れ観察 |
| 100 | 100 | 452.8 | 24.59 | 載荷荷重452kN　供試体から音が発生，観察中に荷重が下がり変位が伸びたため変位制御に切替え |
| 116 | 116 | 420.0 | 29.22 | 変位30mm　ひび割れ観察 |
| 128 | 128 | 451.7 | 38.96 | 変位40mm　ひび割れ観察，以降、手動載荷に切替え |
| 129 | 129 | 455.6 | 41.04 | 変位41mm　最大荷重456kN |
| 141 | 141 | 281.9 | 58.05 | 変位58mm　荷重低下　ひび割れ観察（除荷前） |
| 155 | 155 | 0.7 | 37.94 | 除荷終了，実験終了 |

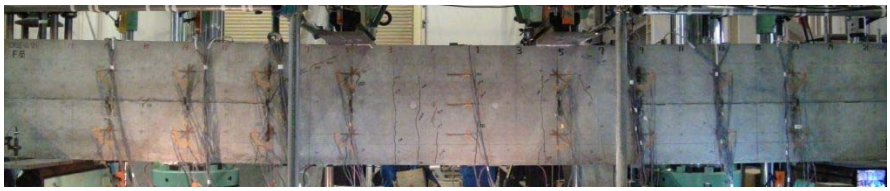
200kN 載荷時のひび割れ状況（F 面側）



【0～200kN】
・水平位置-9～9 間の下縁から曲げひび割れが発生・進展

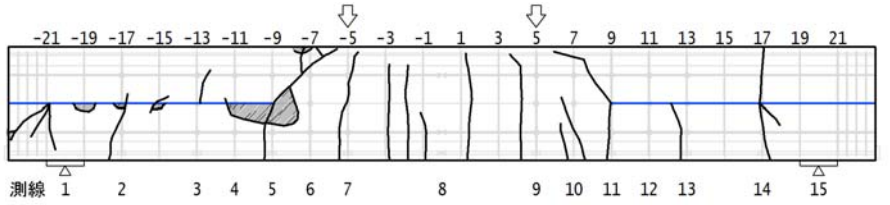
400kN 載荷時のひび割れ状況（F 面側）



【200～400kN】
・水平位置-9，9 の模擬ひび割れ先端から斜めせん断ひび割れが発生・進展
・両支点部で模擬ひび割れから支点方向に曲げひび割れが発生

終局時のひび割れ状況（F 面側）　Pmax=456kN



【400kN～終局】
・水平位置-9～-5 に進展した斜めせん断ひび割れの先端（載荷点付近）で上縁圧壊，模擬ひび割れ先端で圧壊し終局

図- 5.4.10 No.3 供試体　ひび割れ状況（抜粋）

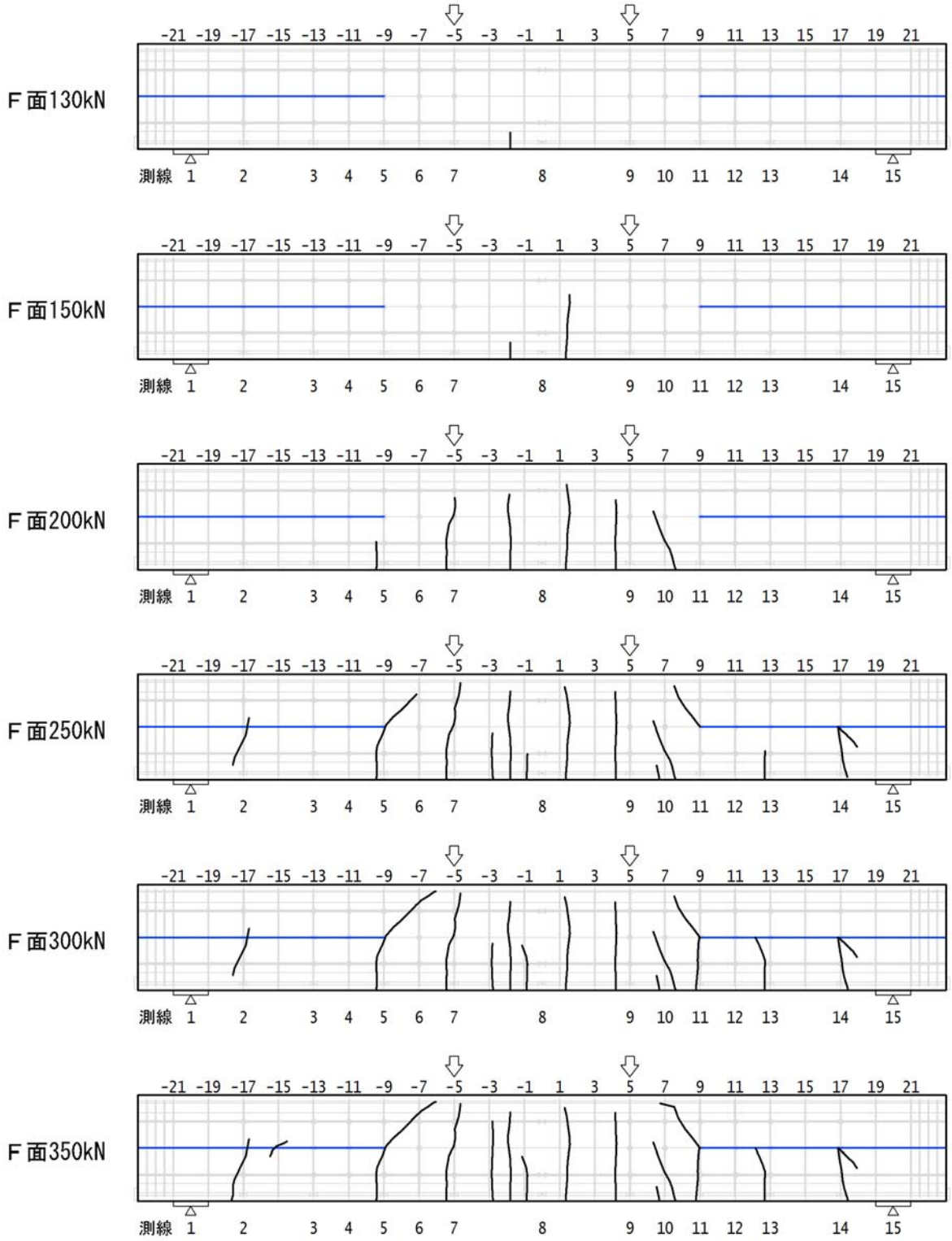



図- 5.4.11 No.3 供試体　ひび割れ観察図（1）

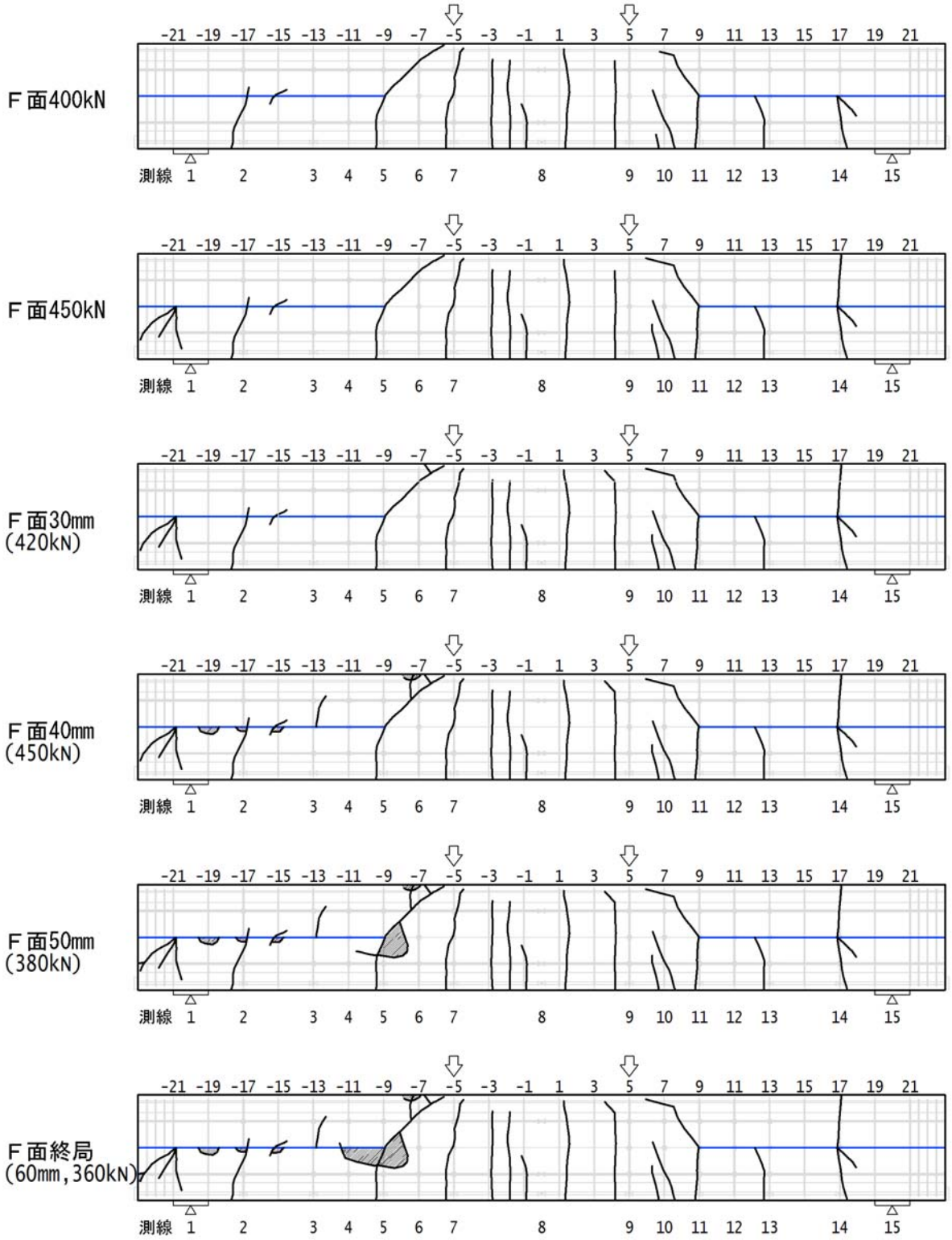



図- 5.4.12 No.3 供試体　ひび割れ観察図 (2)

### (4)　No.4 供試体

No.4 供試体の載荷荷重と変位の関係を図- 5.4.13 に，実験の進行表を表- 5.4.4 に，ひび割れ状況を図- 5.4.14 に，ひび割れ観察図を図- 5.4.15，図- 5.4.16 に示す．

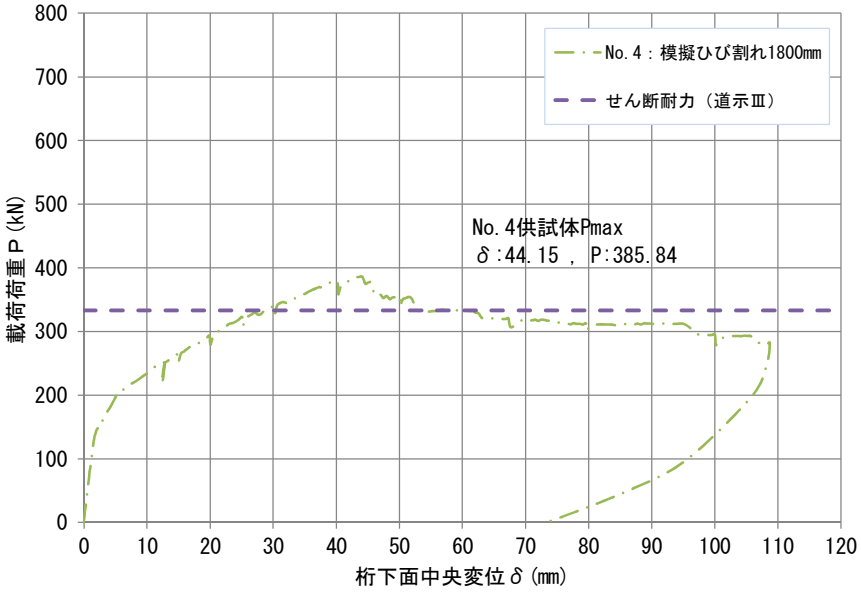



図- 5.4.13　No.4 供試体 荷重-変位曲線

表- 5.4.4　No.4 供試体 載荷荷重毎の状況

| No. | 計測ステップ | 載荷荷重 (kN) | 変位 (mm) | 備　　考 |
|---|---|---|---|---|
| 3 | 3 | 3.3 | 0.000 | 手動載荷で載荷開始 |
| 4 | 5 | 6.0 | 0.087 | 荷重制御に切替後，載荷速度を0.0333kN/secに変更し載荷開始 |
| 5 | 9 | 26.3 | 0.272 | 載荷荷重 26.3kN 模擬ひび割先端付近からひび割れ発生 |
| 6 | 15 | 50.1 | 0.557 | 載荷荷重 50kN　ひび割れ観察 |
| 7 | 26 | 100.1 | 1.163 | 載荷荷重100kN　ひび割れ観察 |
| 9 | 37 | 151.0 | 2.451 | 載荷荷重150kN　ひび割れ観察（載荷速度を0.0500kN/secに変更し載荷再開） |
| 11 | 50 | 199.9 | 5.219 | 載荷荷重200kN　ひび割れ観察 |
| 13 | 57 | 230.3 | 9.399 | 載荷荷重230kN　模擬ひび割れ先端部付近でコンクリートの剥離が発生，支点部付近から音が発生 |
| 15 | 61 | 250.3 | 12.293 | 載荷荷重250kN　ひび割れ観察（P-δの傾き状況により、荷重制御から変位制御に切替えて載荷開始） |
| 18 | 65 | 222.8 | 12.485 | 載荷速度を0.0078mm/secに変更し載荷再開 |
| 19 | 75 | 264.0 | 14.890 | 変位 15mm　ひび割れ観察 |
| 20 | 86 | 293.5 | 19.889 | 変位 20mm　ひび割れ観察 |
| 21 | 97 | 322.5 | 25.082 | 変位 25mm　ひび割れ観察 |
| 23 | 108 | 340.5 | 30.150 | 変位 30mm　ひび割れ観察（載荷速度を0.0085mm/secに変更し載荷再開） |
| 25 | 128 | 373.2 | 39.725 | 変位 40mm　供試体から音が発生，荷重が少し下がる（以降、断続的に音が発生） |
| 26 | 129 | 376.1 | 40.218 | 変位 40mm　ひび割れ観察（載荷速度を0.0100mm/secに変更し載荷再開） |
| 27 | 138 | 385.8 | 44.147 | 変位 44mm　最大荷重386kN |
| 32 | 150 | 356.6 | 49.951 | 変位 50mm　ひび割れ観察（載荷速度を0.0125mm/secに変更し載荷再開） |
| 38 | 188 | 320.4 | 67.293 | 変位 67mm　一旦停止（載荷速度を0.0170mm/secに変更し載荷再開） |
| 41 | 212 | 300.9 | 79.675 | 変位 80mm　載荷速度を0.0200mm/secに変更 |
| 43 | 233 | 312.1 | 90.327 | 変位 90mm　載荷速度を0.0250mm/secに変更 |
| 44 | 252 | 294.9 | 100.022 | 変位100mm　ひび割れ観察 |
| 45 | 270 | 282.1 | 108.717 | 変位109mm　載荷終了　ひび割れ観測（除荷前） |
| 47 | 276 | -0.3 | 72.923 | 除荷終了，実験終了 |

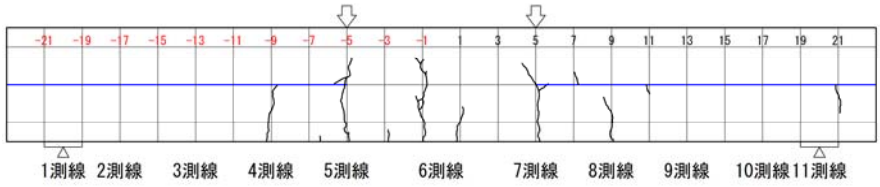
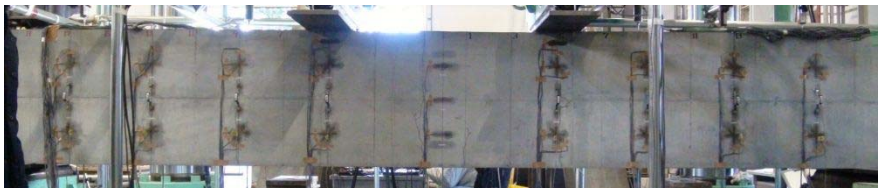
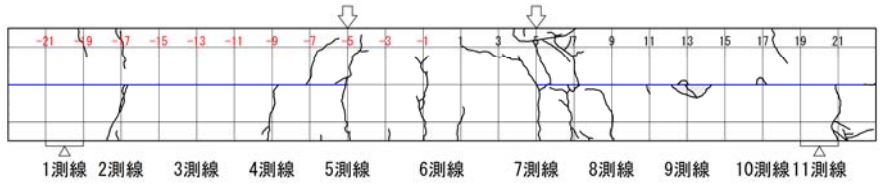
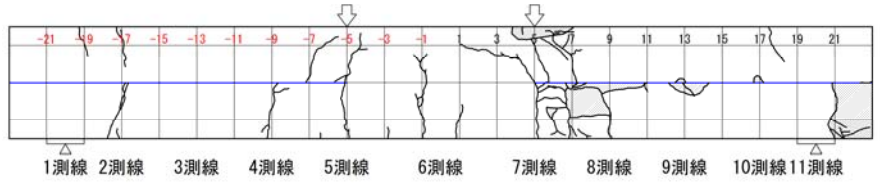
| | |
|---|---|
| 200kN 載荷時のひび割れ状況（F 面側）<br>  <br><br>  | 【0～200kN】<br>・水平位置-9～9 間の下縁から曲げひび割れが発生・進展 |
| 40mm 載荷時のひび割れ状況（F 面側）<br>  <br><br> | 【200kN～40mm】<br>・水平位置 5 付近の模擬ひび割れ上面から載荷点方向へ曲げひび割れが発生<br>・両支点部で模擬ひび割れから支点方向に曲げひび割れが発生<br>・右側支点付近のひび割れが大きく開く |
| 終局時のひび割れ状況（F 面側）　Pmax=386kN<br>  <br><br> | 【40mm～終局】<br>・右側支点外側の桁下面で圧壊<br>・水平位置 5 付近の模擬ひび割れ上面から曲げひび割れ先端で圧壊<br>・同ひび割れ先端の下面で圧壊<br>・重ね梁的な挙動を示し，徐々に荷重低下 |

図- 5.4.14 No.4 供試体　ひび割れ状況（抜粋）

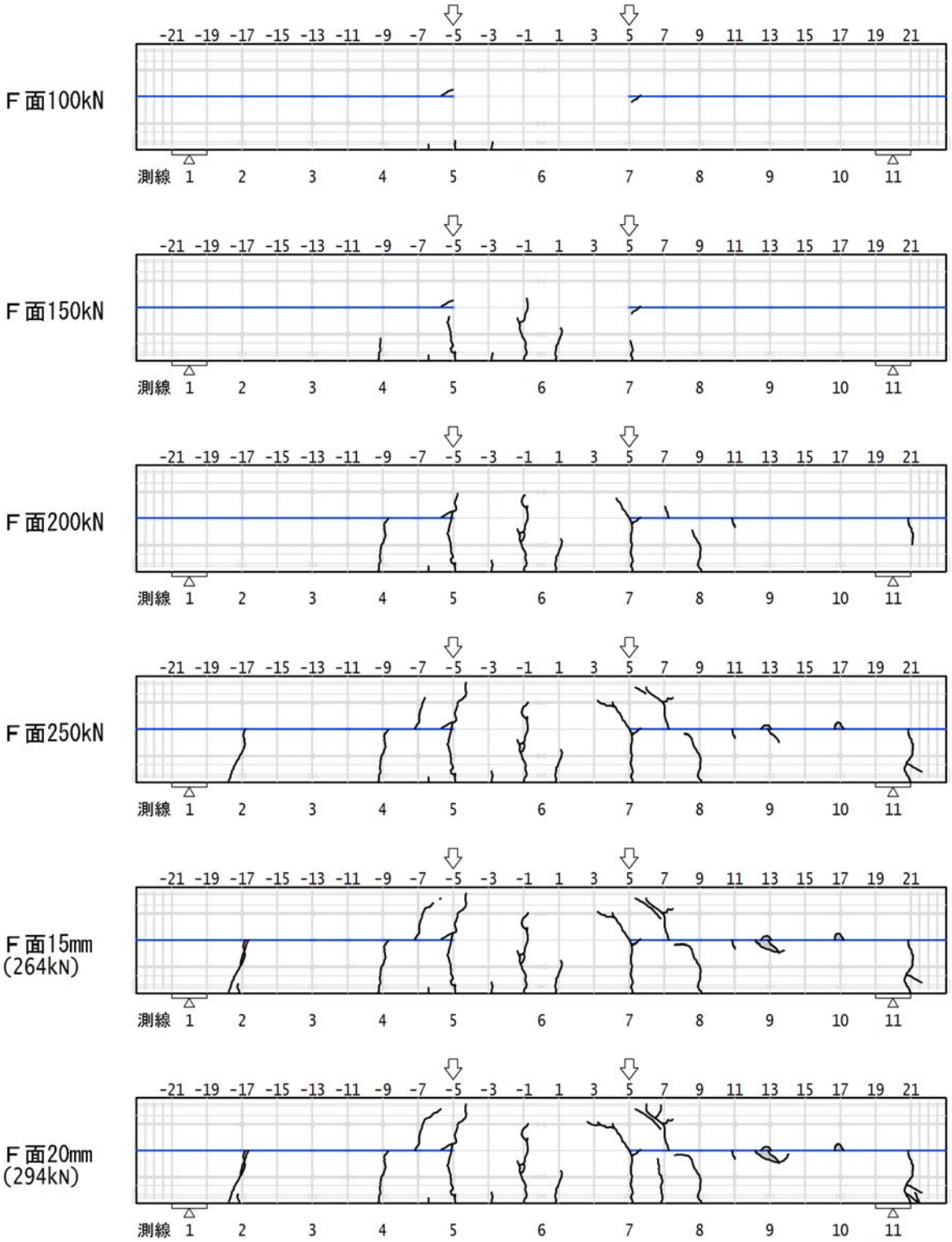



図- 5.4.15 No.4 供試体　ひび割れ観察図（1）

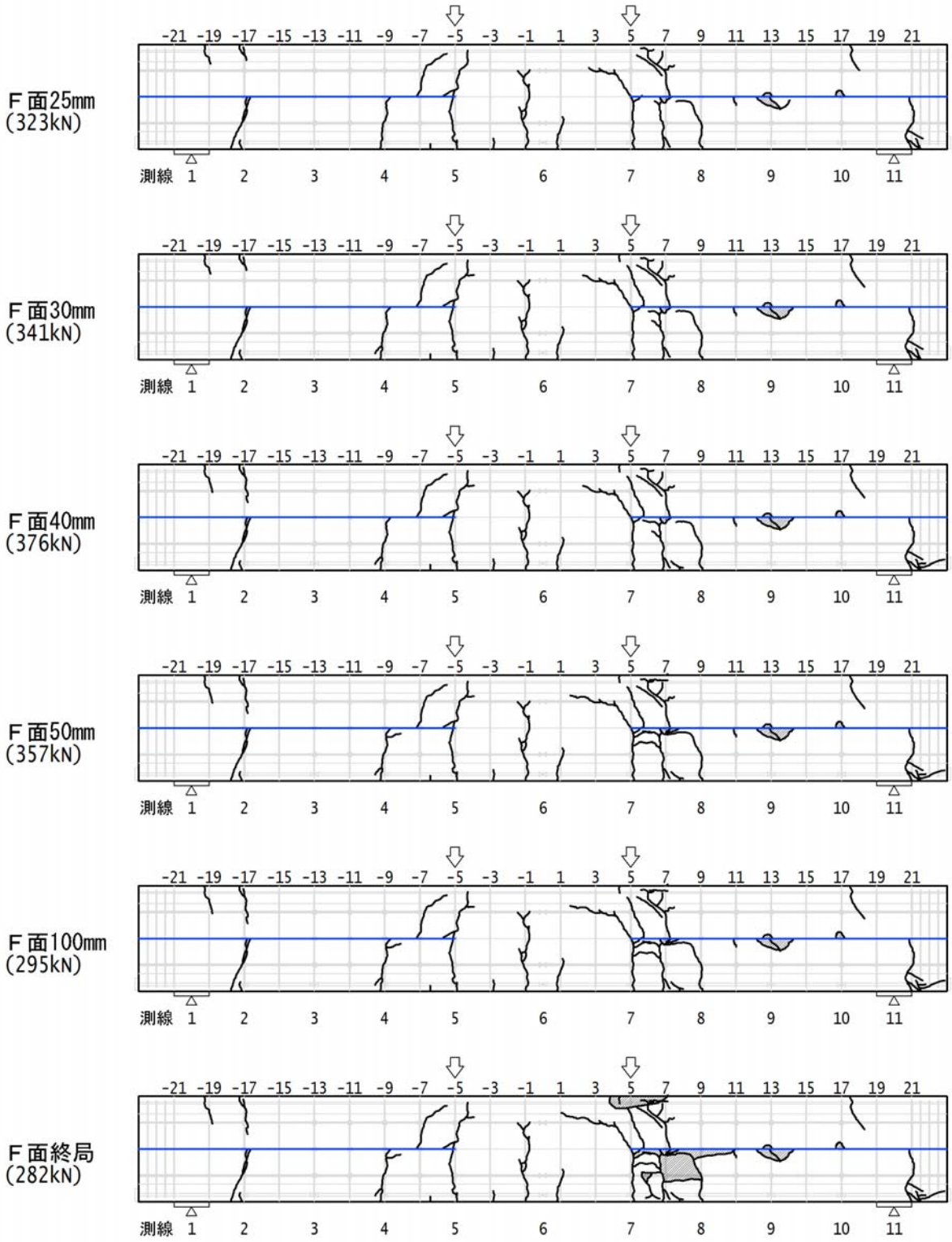



図- 5.4.16 No.4 供試体　ひび割れ観察図 (2)

### 5.4.2 荷重－変位関係

載荷荷重－桁下面中央変位の履歴曲線を図-5.4.17 に，載荷実験結果を表-5.4.5 示す．No.1（基準供試体）に対する模擬ひび割れ供試体の最大荷重は，No.2 で 1.12 倍，No.3 で 0.69 倍，No.4 で 0.59 倍であった．いずれも道示Ⅲ 式（4.3.6）[16] によるせん断耐力（斜引張破壊に対する耐力）を上回る．

No.2 の終局荷重は，次節に示す模擬ひび割れによる破壊モードの変化により，模擬ひび割れの無い No.1 よりも大きくなったものと考えられるため，主応力図，各種計測結果，せん断抵抗の推移，非線形 FEM 解析による再現解析でこの現象について検証する．

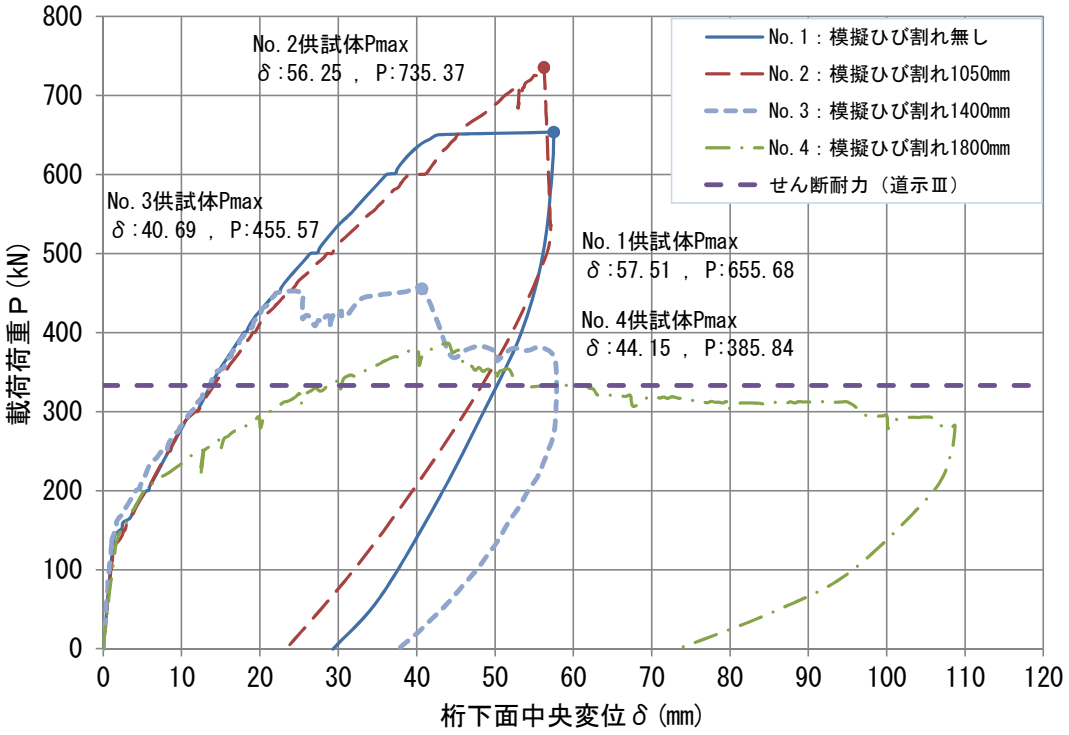


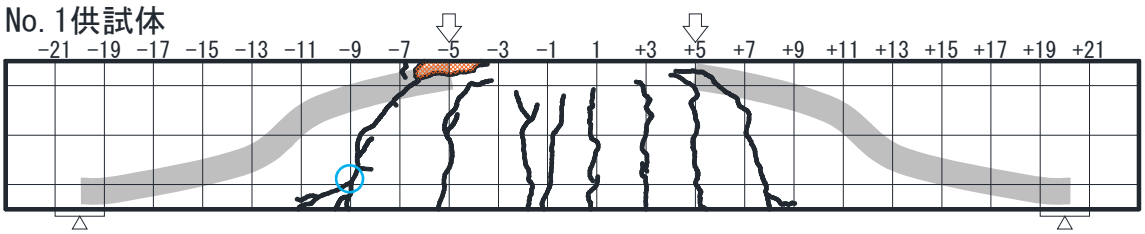

図- 5.4.17　荷重－変位曲線

表- 5.4.5　載荷実験結果

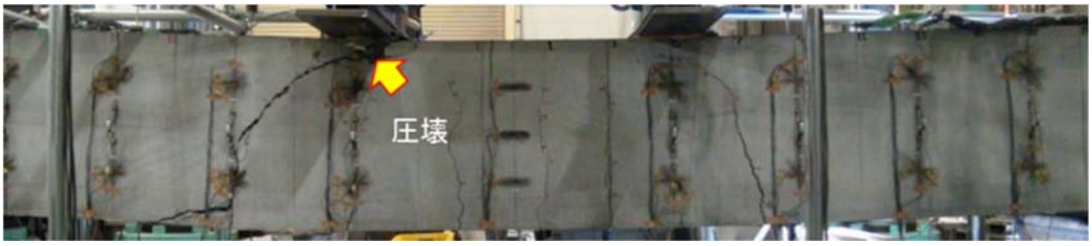
| 供試体 | 模擬ひび割れ長さ L(mm) | 最大荷重 Pmax(kN) | 最大荷重時の変位 δ (mm) | 終局時の状況 |
|---|---|---|---|---|
| No.1 | 0 | 656 | 58 | 【せん断圧縮破壊】<br>載荷点付近で上縁圧壊 |
| No.2 | 1050 | 735 | 56 | 【せん断圧縮破壊】<br>模擬ひび割れ先端で圧壊と同時に新たな斜めせん断ひび割れ発生 |
| No.3 | 1400 | 456 | 41 | 【せん断圧縮破壊】<br>載荷点付近の上縁および模擬ひび割れ先端でウェブ圧壊 |
| No.4 | 1800 | 386 | 44 | 【曲げ破壊】<br>重ね梁的な曲げ挙動を示し徐々に荷重低下 |

### 5.4.3 ひび割れ状況と主応力図

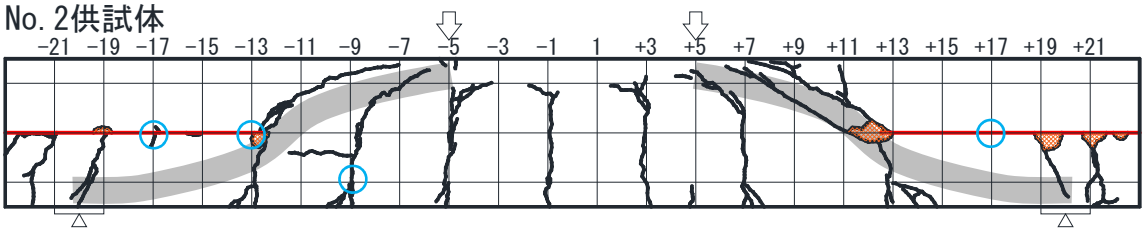
終局時のひび割れ図および写真を図- 5.4.18，図- 5.4.19 に示す．想定圧縮域は，ひび割れ図と後述する主応力図を参考に描画している．終局時の状況は模擬ひび割れの影響で破壊モードが変化しており，No.1 は載荷点付近（水平位置-7～-5）におけるウェブ上縁側の圧壊による荷重低下が見られたのに対して，No.2 は模擬ひび割れ先端付近（水平位置+13）の圧壊と同時に，同箇所の下側に新たに発生したせん断ひび割れによる荷重低下，No.3 は載荷点付近（水平位置-7）および模擬ひび割れ先端付近（水平位置-9）の圧壊による荷重低下，No.4 は重ね梁的な曲げ挙動を示し徐々に荷重低下が見られた．




■：想定圧縮域　▨：圧壊域　数字：水平位置
○：スターラップ降伏位置　（スターラップのひずみ計測水平位置：±5, 9, 13, 17）



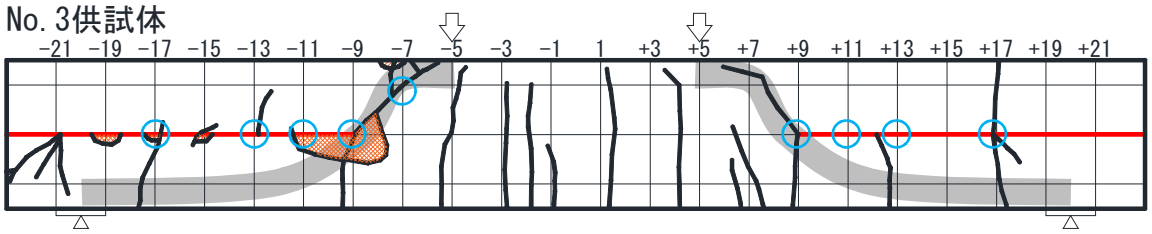

(a) No.1 Pmax=656kN 載荷点付近で上縁圧壊




■：想定圧縮域　▨：圧壊域　数字：水平位置
○：スターラップ降伏位置　（スターラップのひずみ計測水平位置：±5, 9, 13, 17）

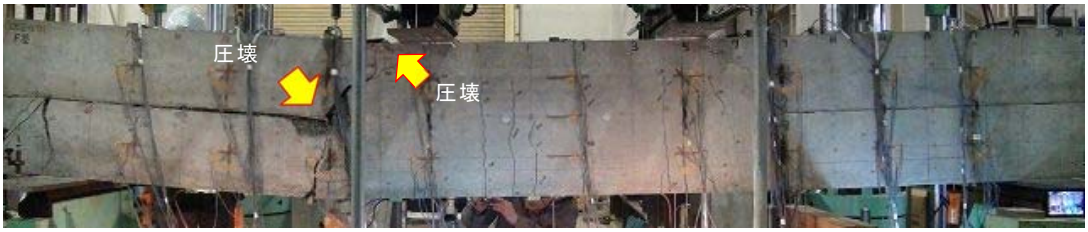
(b) No.2 Pmax=735kN 模擬ひび割れ先端で圧壊と同時に新たな斜めせん断ひび割れ発生

図- 5.4.18　終局時のひび割れ図および写真（1）

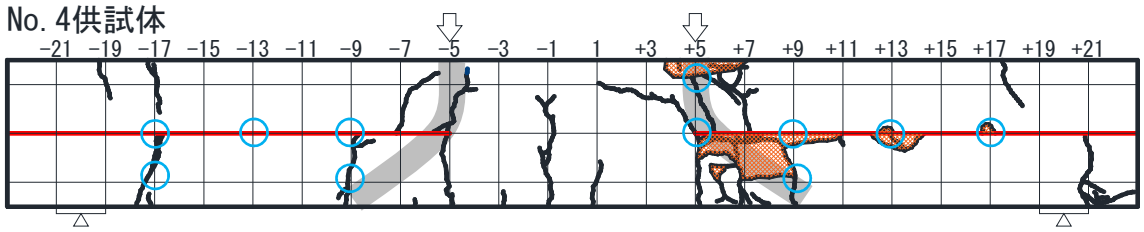



■：想定圧縮域　▨：圧壊域　数字：水平位置

○：スターラップ降伏位置　（スターラップのひずみ計測水平位置：±5, 7, 9, 11, 13, 17）




(a) No.3 Pmax=456kN 載荷点付近の上縁および模擬ひび割れ先端でウェブ圧壊




■：想定圧縮域　▨：圧壊域　数字：水平位置

○：スターラップ降伏位置　（スターラップのひずみ計測水平位置：±5, 9, 13, 17）

(b) No.4 Pmax=386kN 重ね梁的な曲げ挙動を示し徐々に荷重低下

**図- 5.4.19　終局時のひび割れ図および写真（2）**

スターラップの降伏位置に着目すると，模擬ひび割れ位置でスターラップが降伏していることから，模擬ひび割れの鉄筋部が抵抗することで，せん断抵抗機構が変化したものと考えられる．

No.3 は，No.1 における想定圧縮域に模擬ひび割れが干渉して，耐力が低下したものと考えられる．No.2 は，想定圧縮域に模擬ひび割れが干渉するものの，模擬ひび割れによる別の耐荷機構の形成，既往の研究[17]で示された水平方向の人工亀裂によるアーチ的な耐荷機構の発現等の要因により，耐力が低下しなかった可能性がある．本研究と文献 17）とでは，ひび割れの導入方法や位置，圧縮鉄筋の有無等の条件が異なるが，コンクリート表面の 3 軸ひずみ測定値より描画した主応力図（図- 5.4.20）が No.1 と No.2 と類似すること，

次節に示すとおり模擬ひび割れ部のずれが小さいこと（図-5.4.22）から，No.2 では No.1 と同程度の支点と載荷点を結ぶアーチ的な耐荷機構が形成されたものと考えられる．以上により，No.2 の模擬ひび割れ長さでは，せん断抵抗（アーチ機構）の低下は小さいものと考えられる．

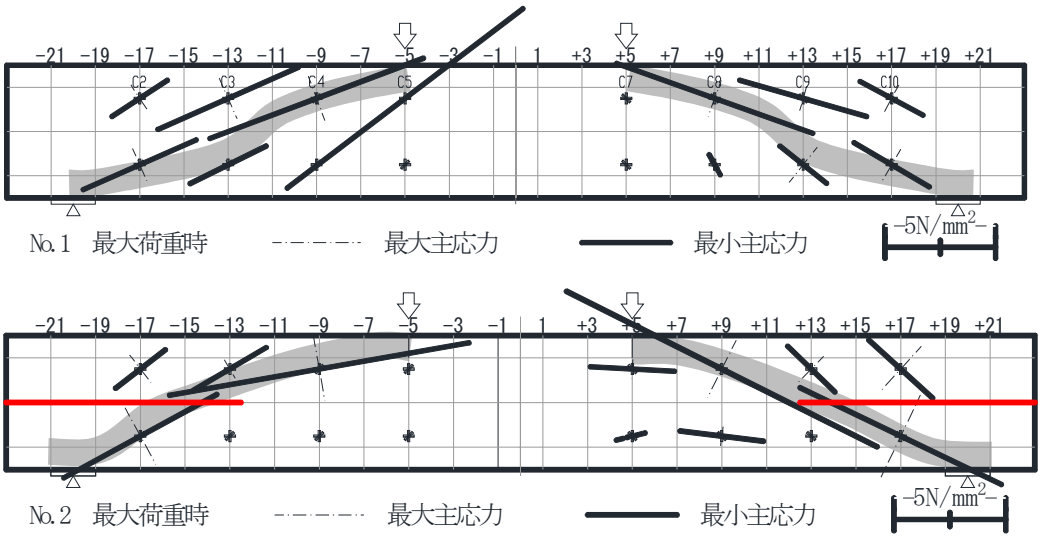



図- 5.4.20　主応力図（No.1，2；■：想定圧縮域）

主応力図は，下式により主ひずみの大きさと方向を計算し，圧縮強度試験により得られた弾性係数を用いて，ひずみを応力に換算することで描画した．

●最大主ひずみ　$\varepsilon_{max} = \frac{1}{2}\left[\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \sqrt{2\{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2\}}\right]$

●最小主ひずみ　$\varepsilon_{min} = \frac{1}{2}\left[\varepsilon_1 + \varepsilon_2 - \sqrt{2\{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2\}}\right]$

●第 1 軸のひずみゲージから主ひずみ方向までの角度

$$\varphi_p = \frac{1}{2} tan^{-1}\left\{\frac{2\varepsilon_3 - (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}\right\}$$

$\varepsilon_1 > \varepsilon_2$の場合，最大主ひずみの方向は第 1 軸のゲージから時計方向に$\varphi_p$回転した方向で，最小主ひずみの方向は$\varphi_p + 90^\circ$

$\varepsilon_1 < \varepsilon_2$の場合，最大主ひずみの方向は第 1 軸のゲージから時計方向に$\varphi_p$+90° 回転した方向で，最小主ひずみの方向は$\varphi_p$

●最大主応力　$\sigma_{max} = \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_{max} + \nu\varepsilon_{min})$

●最小主応力　$\sigma_{min} = \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_{min} + \nu\varepsilon_{max})$

E：縦弾性係数　$\nu$ ：ポアソン比

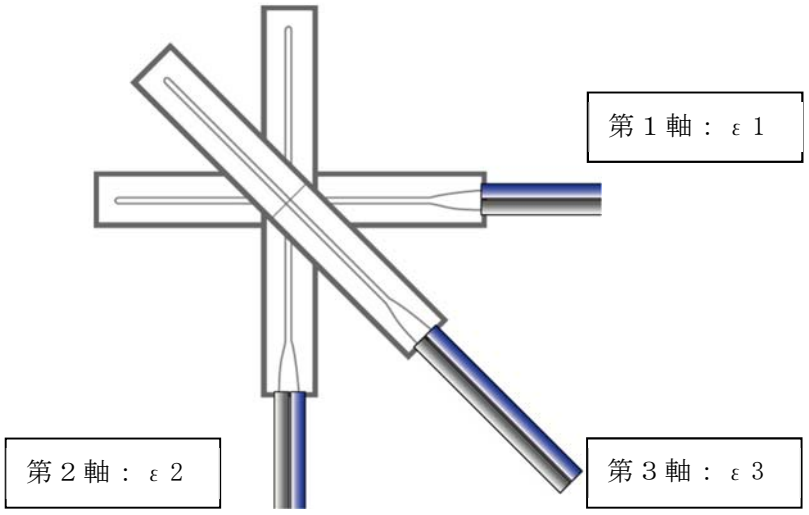



**図- 5.4.21　3 軸ひずみゲージのイメージ**

### 5.4.4 供試体端部の水平変位

各供試体の可動側（右側）端部で計測した終局時の水平変位を図- 5.4.22 に示す.

No.4 は，模擬ひび割れの上下で不連続な変形をしており，重ね梁的な挙動をしたものと考えられる．No.2，No.3 は概ね連続な変形で，特に No.2 は，支点の回転による負（桁中央方向）の変位も見られ，No.1 と類似する．このことは，貫通ひび割れの長さが比較的短い場合，容易には上下で水平方向に分離しないことを示している.

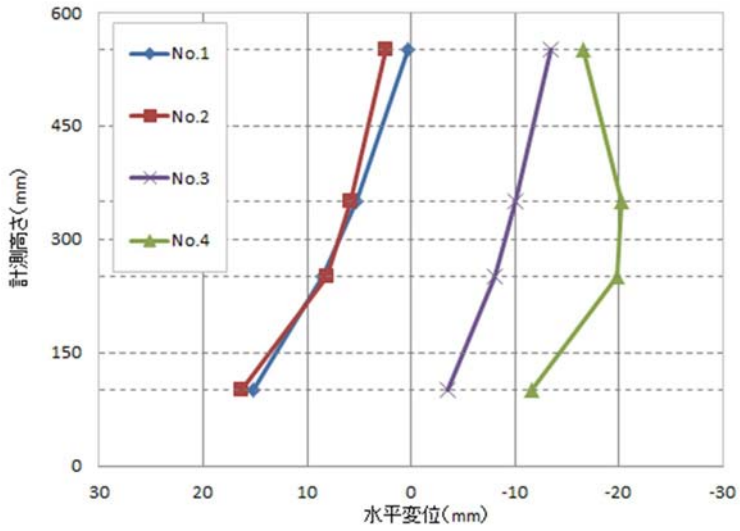


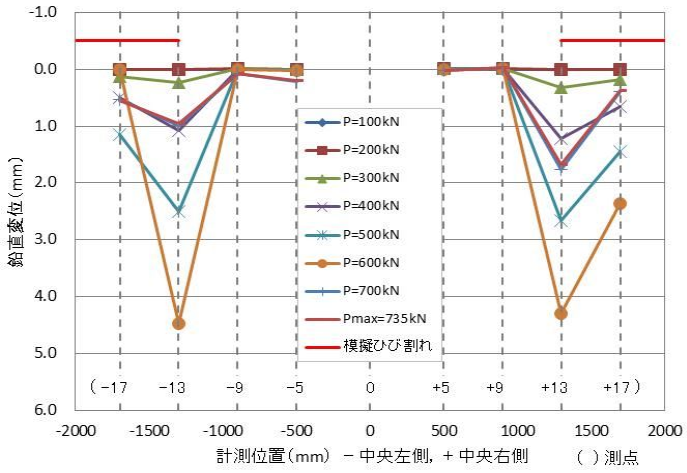

図- 5.4.22　供試体端部の水平変位

### 5.4.5 模擬ひび割れの開き

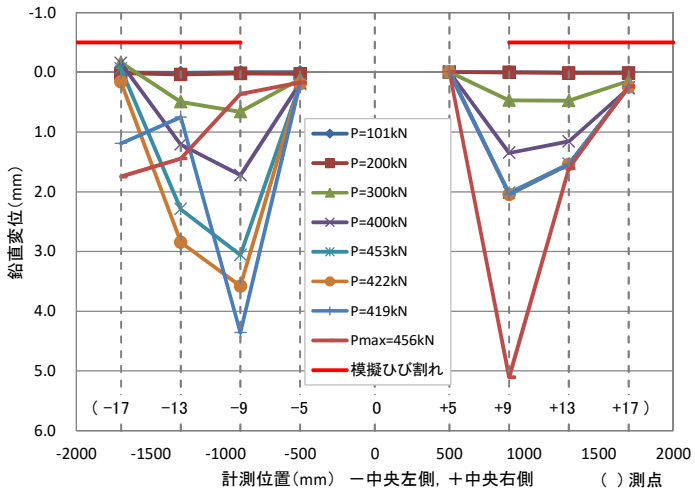
供試体ウェブの模擬ひび割れを跨ぐ位置に設置したパイゲージにより，模擬ひび割れの鉛直方向の変位を計測した．No.2，3，4 供試体の結果を図- 5.4.23 に示す.

No.2 の模擬ひび割れの開きは，左右両側の模擬ひび割れ先端部付近で最大 4mm を超えたが，載荷荷重 635kN において，左側で 1mm 程度，右側で 2mm 弱まで閉じ，そこから終局に至るまで大きな開閉の動きが無いまま，右側で破壊した．No.3 の模擬ひび割れの開きは，左側の先端付近で 4mm を超えたが，終局直前に 1mm 未満まで閉じるのと同時に，左側の桁端側で 2mm 弱程度，右側の先端付近で 5mm を超え，左側で破壊した．No.4 の模擬ひび割れの開きは，左側で最大 2mm を超える程度であるが，終局時の写真（図-5.4.19）のとおり，右側で変形が大きくなり曲げ破壊の挙動を示した.

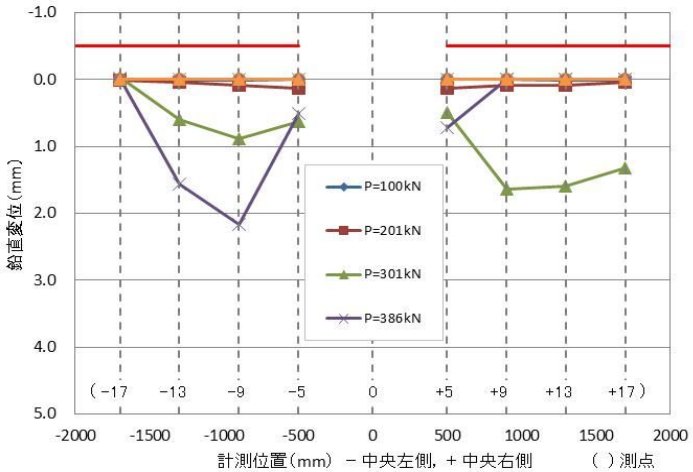
No.2，3 では，模擬ひび割れにより形成された耐荷機構が作用している間，模擬ひび割れが鉛直方向に開き，その耐荷力が低下した後に載荷点から支点を結ぶアーチ機構が作用したことで，閉じたものと考えられる.




(a) No.2 供試体




(b) No.3 供試体




(c) No.4 供試体

図- 5.4.23 模擬ひび割れ部の開き

### 5.4.6 PC 鋼材ひずみ分布

曲げ耐力向上のために配置した下縁 PC 鋼材の最大荷重時のひずみ分布を図- 5.4.24 に示す．いずれの供試体においても鋼材は降伏に至っていない．

また，ひずみ計測結果は，ビーム・アーチ機構の負担するせん断抵抗の推定に活用する．

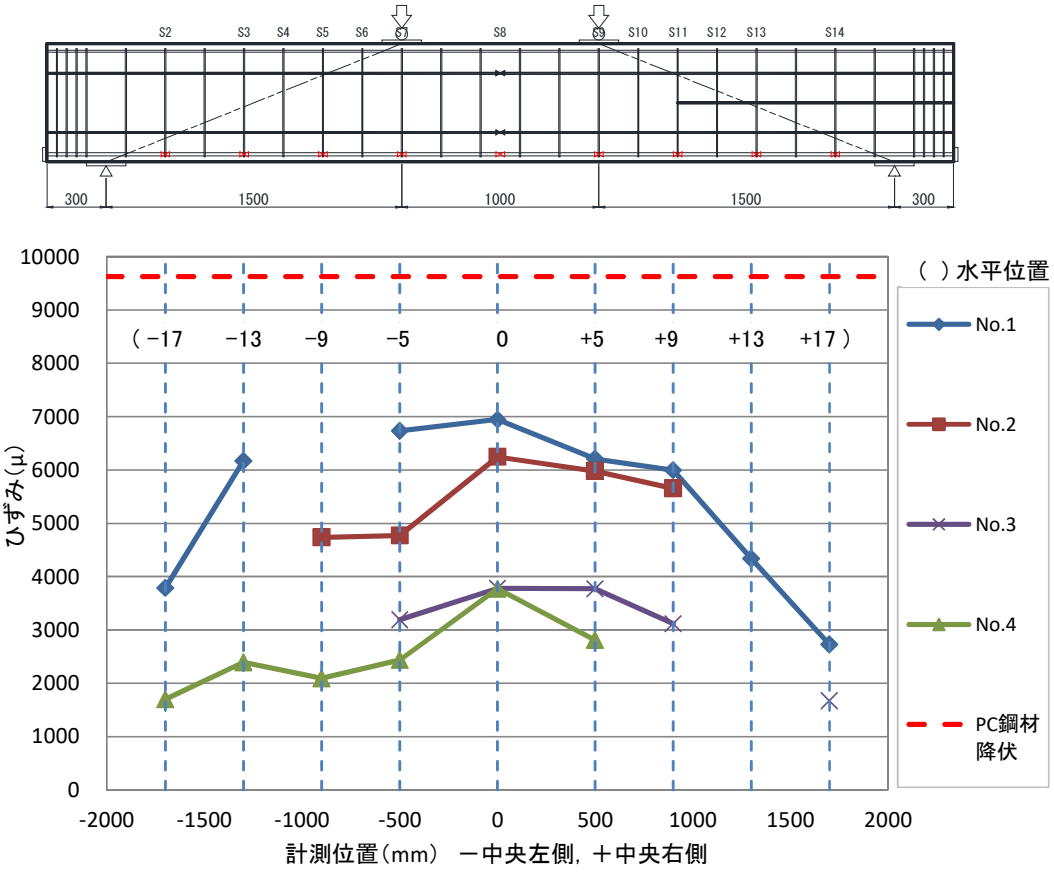



図- 5.4.24　下縁 PC 鋼材のひずみ

### 5.4.7 せん断抵抗の推移

せん断抵抗を分けて算定し，せん断抵抗の推移を確認する．

#### (1) ビーム・アーチ機構の負担するせん断抵抗の算定方法

既往文献 [18] では，せん断ひび割れ発生後の耐荷機構の変化要因の考察に際して，簡単化のためダウエル作用によるせん断抵抗を無視し，部材に作用する曲げモーメント M とせん断力 V の関係から得た式(5.4.1)，式(5.4.2)により，せん断抵抗をビーム機構($V_{beam}$)とアーチ機構($V_{arch}$)に分けて算定することを試みている．

ここでは，終局に至った側の下縁鋼材のひずみ測定値を用いて，文献 18)と同様の手法により，図- 5.4.25 に示す範囲における $V_{beam}$ と $V_{arch}$ の平均値を載荷荷重段階ごとに算定した．

$$M = Vx = Tjd \tag{5.4.1}$$

$$V = \frac{dM}{dx} = jd\frac{dT}{dx}(=V_{beam}) + T\frac{d(jd)}{dx}(=V_{arch}) \tag{5.4.2}$$

$$T = \varepsilon_{l\exp}(E_l \cdot A_l)n \tag{5.4.3}$$

ここに，$\varepsilon_{l\exp}$ ：下縁鋼材のひずみ測定値，$n$ ：下縁鋼材本数

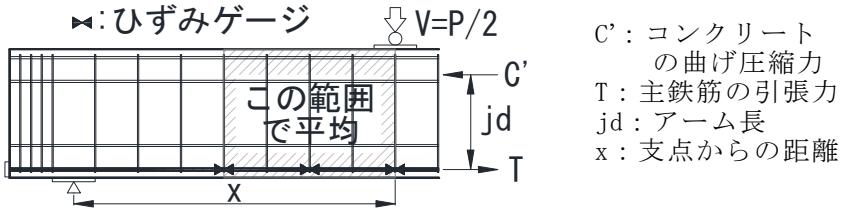



図- 5.4.25 ビーム・アーチ機構の算定方法の概要図

#### (2) スターラップ抵抗分とコンクリート抵抗分の算定方法

実験で計測した載荷荷重 P とスターラップのひずみ測定値 $\varepsilon_{sexp}$ を用いて，せん断抵抗をスターラップ抵抗分 $V_{sexp}$ とコンクリート抵抗分 $V_c$ に分けて算定した．

$V_{sexp}$ は，式(5.4.4)のとおり，終局時の支配的なひび割れおよび模擬ひび割れが交差するスターラップのひずみ測定値 $\Sigma\ \varepsilon_{sexp}$ の合計を，鉄筋の弾性係数 $E_s$ と断面積 $A_s$ で耐力に換算することで推定した．

$V_c$ は，式(5.4.5)のとおり，作用せん断力 $V_{exp}$ から $V_{sexp}$ を減じることで，コンクリート抵抗分 $V_c$ を算定した．測定値が得られていない箇所は，近傍の測定値より補間した値を用いた．

$$V_{sexp} = \sum \varepsilon_{sexp}(E_s \cdot A_s) \tag{5.4.4}$$

$$V_c = V_{exp} - V_{sexp} \tag{5.4.5}$$

$$V_{exp} = P/2 \tag{5.4.6}$$

### (3) せん断抵抗の推移

表-5.4.6 に終局時のせん断抵抗を，図-5.4.26 にせん断抵抗の推移を示す．図-5.4.26 の $V_{beam}$ と $V_{arch}$ の推移に着目すると，No.1 と No.3 は，既往文献[18]と同様，せん断ひび割れ発生後に $V_{beam}$ が減少傾向にある．一方 No.2 は，終局時に $V_{arch}$ が卓越するものの，終局直前まで $V_{beam}$ が減少せずに卓越する．これは，模擬ひび割れ先端の圧壊が模擬ひび割れによる新たな耐荷機構(主に $V_{beam}$)の終局,新たなせん断ひび割れの発生が基準供試体(No.1)に近い耐荷機構（主に $V_{arch}$）の終局であることを示唆している．No.3，No.4 は，模擬ひび割れが長いほど，早い段階かつ急激にビーム機構が減少し，アーチ機構が卓越する傾向を示している．

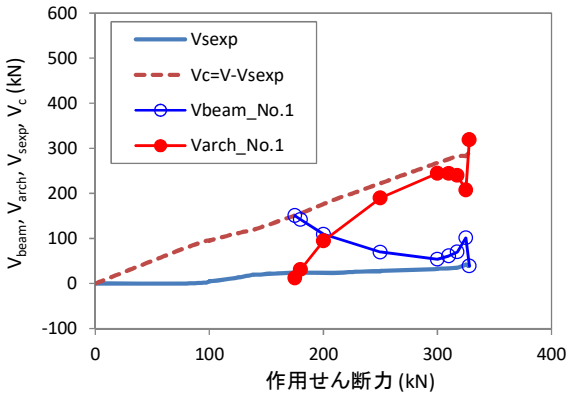
図-5.4.26 の $V_{sexp}$ と $V_c$ の推移に着目すると，全ての模擬ひび割れ供試体は，スターラップの模擬ひび割れ部が抵抗する影響で，$V_{sexp}$ が $V_c$ を上回る過程があり，No.1 とは異なる挙動を示す．No.2 は終局に向かい $V_c$ が卓越し，終局直前で $V_{sexp}$ と $V_c$ の関係が No.1 と類似する．No.3，No.4 は，No.2 よりも早い段階で多くのスターラップが抵抗し，$V_{sexp}$ が $V_c$ を上回るが，$V_c$ が大きく増加せずに終局する．これは，模擬ひび割れが長くなるほど，ひび割れ発生範囲が局所化して耐力が減少する傾向を示している．

表-5.4.6 の終局時のせん断抵抗に着目すると，模擬ひび割れが長いほど，終局時の $V_{arch}$ は減少する．

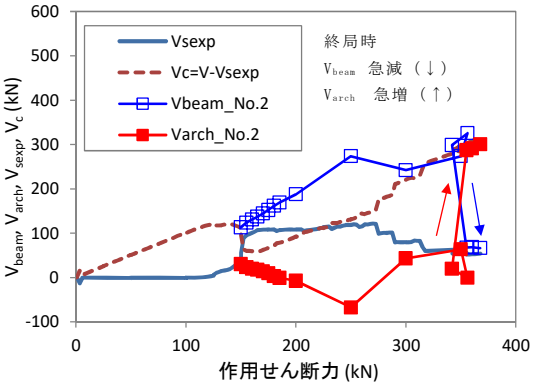
No.1 と No.2 のせん断抵抗の推移から，模擬ひび割れが別の耐荷機構を形成しても，健全な桁におけるアーチ機構を阻害しなければ，せん断耐力が低下しない可能性を示している．

**表- 5.4.6 終局時のせん断抵抗（$V_{sexp}$, $V_c(=V_{exp}-V_{sexp})$, $V_{beam}$, $V_{arch}$ ）**

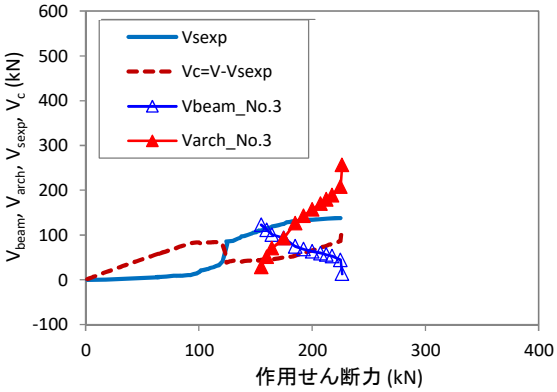
| 供試体 | $f_c$ ($N/mm^2$) | $V_{exp}$ (kN) | $V_{sexp}$ (kN) | $V_c$ ($=V_{exp}-V_{sexp}$) (kN) | $V_{beam}$ (kN) | $V_{arch}$ (kN) | $V_{beam}+V_{arch}$ (kN) | $(V_{beam}+V_{arch})/V_{exp}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| No.1 | 51.7 | 328 | 39 | 289 | 39 | 319 | 358 | 1.09 |
| No.2 | 54.4 | 368 | 54 | 314 | 66 | 301 | 367 | 1.00 |
| No.3 | 57.4 | 226 | 110 | 116 | 13 | 256 | 269 | 1.19 |
| No.4 | 56.0 | 193 | 58 | 135 | － | － | － | － |



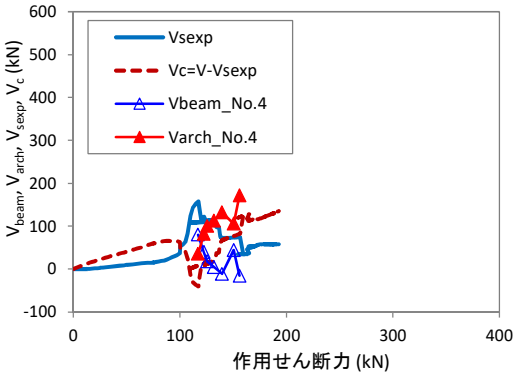

(a) No.1 供試体




(b) No.2 供試体




(c) No.3 供試体




(d) No.4 供試体

図- 5.4.26　せん断抵抗の推移

### 5.4.8 載荷実験結果（矩形断面供試体）のまとめ

矩形断面供試体の載荷実験により，以下の知見を得た．

1) 模擬ひび割れ供試体の耐荷力は，載荷点直下まで模擬ひび割れを導入したNo.4で，基準供試体No.1と比べて4割程度低下するが,設計上で想定するせん断耐力以上である．
2) 一方で，No.4は重ね梁的な挙動を示し，曲げ破壊により終局していることから，桁端に水平ひび割れが発生した場合，そのひび割れ長さによって，破壊モードが変化することを確認した．
3) せん断抵抗をビーム機構とアーチ機構に分けて算定,スターラップ抵抗分とコンクリート抵抗分に分けて算定し，せん断抵抗の推移を確認することで，水平ひび割れによる耐荷機構の変化について，以下の傾向を確認した．

・桁端部の水平ひび割れは，健全な桁（No.1）におけるアーチ機構を阻害しない場合，耐荷機構に与える影響が小さく，せん断耐力を低下させない可能性を示した．
・桁端部の水平ひび割れが発生している場合においても，終局に向かって耐荷機構がビーム機構（トラス機構）からアーチ機構に変遷することで，急激な破壊には至らないと考えられる．

## 5.5 載荷実験結果（中空断面供試体）

### 5.5.1 各供試体の実験経過概要

#### (1)　No.5 供試体

No.5 供試体の載荷荷重と変位の関係を図- 5.5.1 に，実験の進行表を表- 5.5.1 に，ひび割れ状況を図- 5.5.2 に，ひび割れ観察図を図- 5.5.3，図- 5.5.4 に示す．

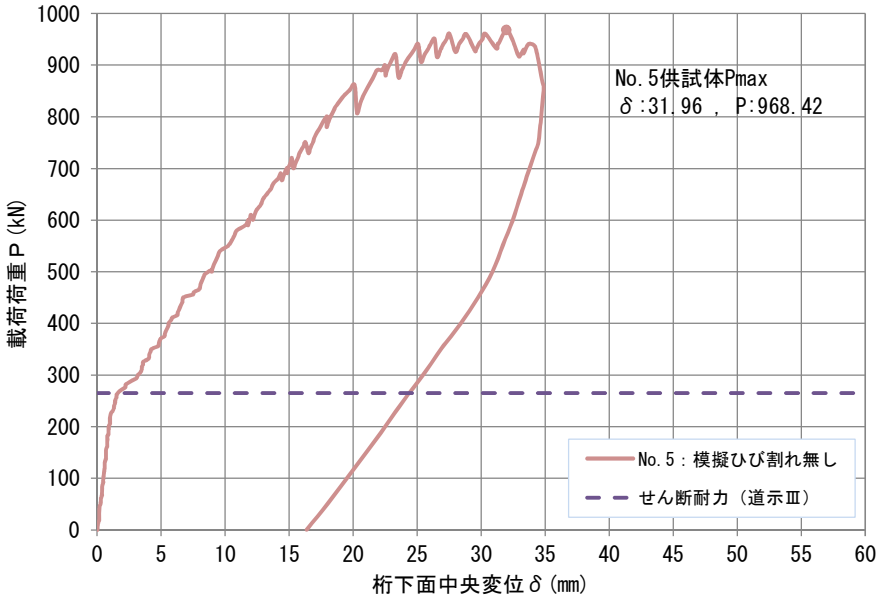



図- 5.5.1　No.5 供試体 荷重-変位曲線

表- 5.5.1　No.5 供試体 載荷荷重毎の状況

| No. | 計測ステップ | 載荷荷重 (kN) | 変位 (mm) | MEMO |
|---|---|---|---|---|
| 2 | 2 | 2.9 | 0.00 | 手動載荷で載荷開始 |
| 7 | 7 | 18.6 | 0.17 | 荷重制御に切替後，載荷速度を0.0500kN/secに変更し載荷再開 |
| 13 | 13 | 50.4 | 0.28 | 載荷荷重 50kN　ひび割れ観察 |
| 23 | 23 | 101.7 | 0.50 | 載荷荷重100kN　ひび割れ観察 |
| 33 | 33 | 151.6 | 0.69 | 載荷荷重150kN　ひび割れ観察 |
| 43 | 43 | 201.4 | 0.90 | 載荷荷重200kN　ひび割れ観察 |
| 49 | 49 | 227.2 | 1.07 | 載荷荷重227kN　曲げひびわれ発生（下面～B面） |
| 54 | 54 | 251.5 | 1.38 | 載荷荷重250kN　ひび割れ観察（載荷速度を0.0800kN/secに変更し載荷再開） |
| 65 | 65 | 300.5 | 3.17 | 載荷荷重300kN　ひび割れ観察 |
| 89 | 89 | 415.9 | 6.19 | 載荷荷重416kN　供試体から音が発生（以降、断続的に音が発生） |
| 107 | 107 | 500.0 | 8.86 | 載荷荷重500kN　ひび割れ観察 |
| 117 | 117 | 600.2 | 11.72 | 載荷荷重600kN　ひび割れ観察（変位制御に切替え　載荷速度0.0030mm/s） |
| 133 | 133 | 701.2 | 14.75 | 載荷荷重700kN　ひび割れ観察 |
| 151 | 151 | 801.0 | 17.87 | 載荷荷重800kN　ひび割れ観察 |
| 172 | 172 | 900.3 | 22.38 | 載荷荷重900kN　ひび割れ観察（載荷速度を0.0050mm/secに変更し載荷再開） |
| 208 | 208 | 968.4 | 31.83 | 載荷荷重968kN　最大荷重 |
| 217 | 217 | 854.7 | 34.77 | 変位35mm　載荷終了 ひび割れ観測（除荷前） |
| 234 | 234 | 0.6 | 16.33 | 除荷終了，実験終了 |

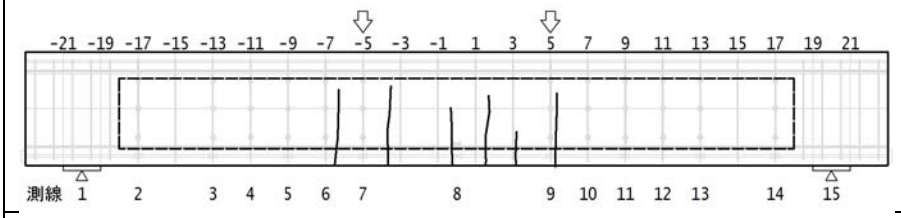
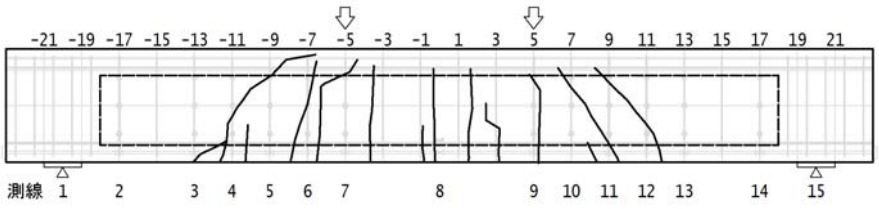
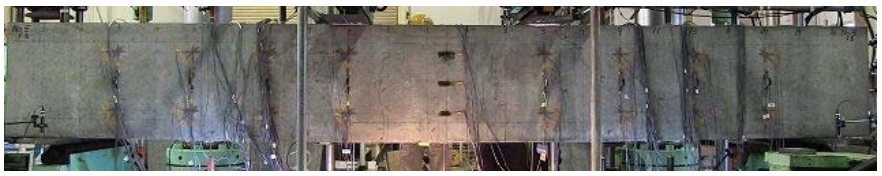
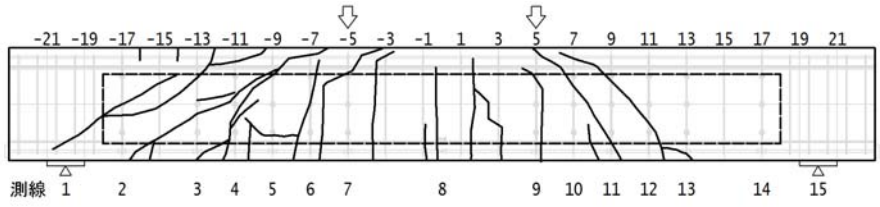
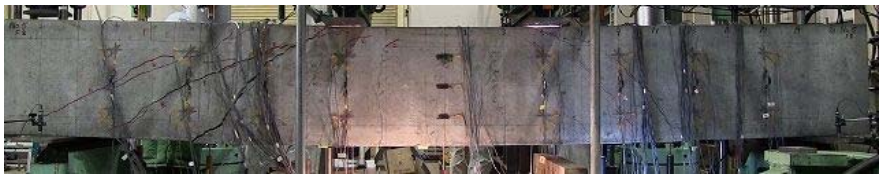
| | |
|---|---|
| 300kN 載荷時のひび割れ状況（F 面側）<br>  <br><br> | 【0～300kN】<br>・水平位置-7～5 間の下縁から曲げひび割れが発生・進展 |
| 600kN 載荷時のひび割れ状況（F 面側）<br>  <br><br>  | 【300～600kN】<br>・水平位置-13～-7，12～8 のせん断ひび割れが発生・進展 |
| 終局時のひび割れ状況（F 面側）　Pmax=968kN<br>  <br><br>  | 【600kN～終局】<br>・最大荷重直前に水平位置-21～-9 に新たなせん断ひび割れが発生・進展<br>・水平位置-15～-7 間に発生していたせん断ひび割れの幅の拡大と載荷点付近（水平位置-7）の圧壊で荷重低下し終局 |

**図- 5.5.2 No.5 供試体　ひび割れ状況（抜粋）**

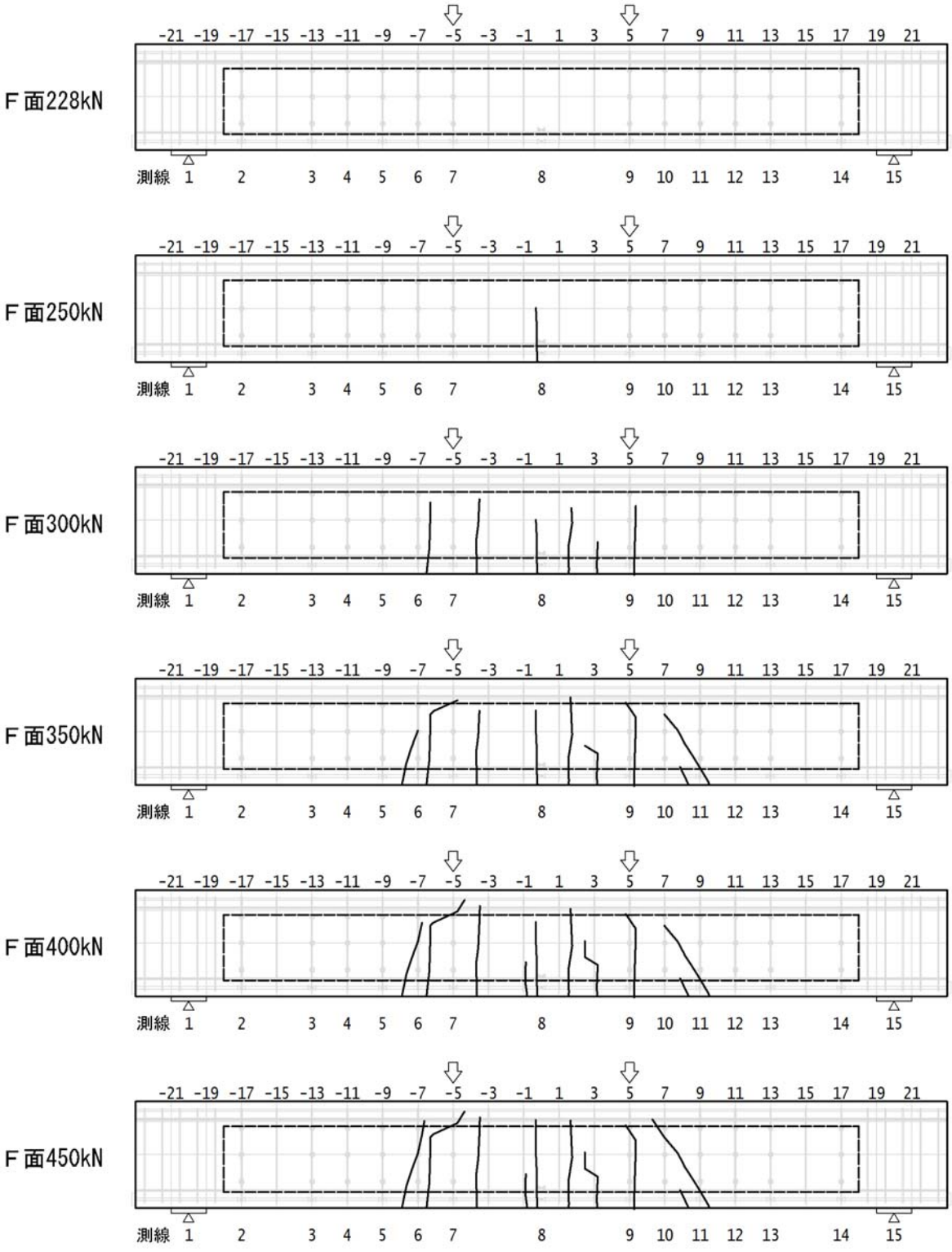



図- 5.5.3 No.5 供試体　ひび割れ観察図（1）

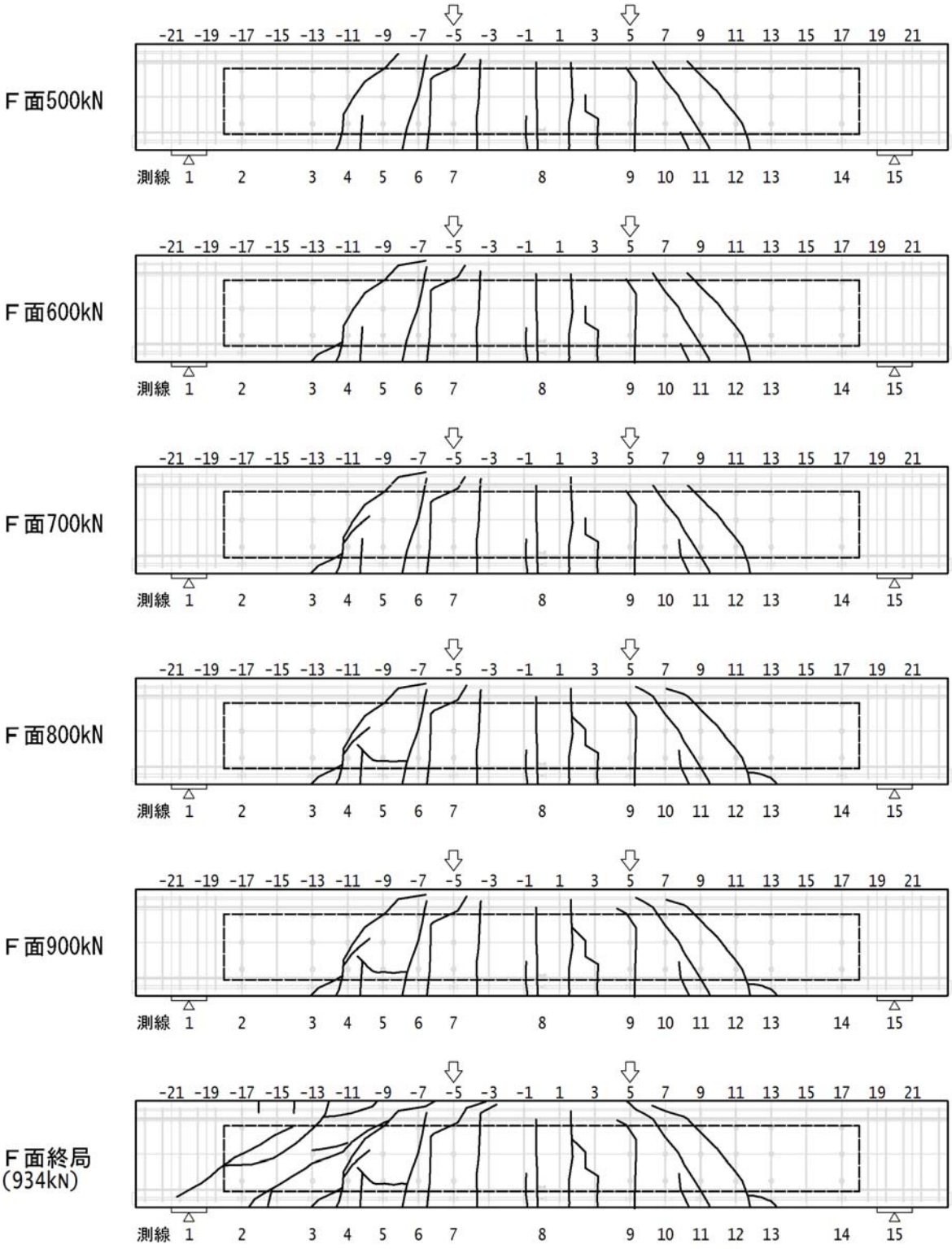



図- 5.5.4 No.5 供試体　ひび割れ観察図（2）

### (2)　No.6 供試体

No.6 供試体の載荷荷重と変位の関係を図- 5.5.5 に，実験の進行表を表- 5.5.2 に，ひび割れ状況を図- 5.5.6 に，ひび割れ観察図を図- 5.5.7，図- 5.5.8 に示す．

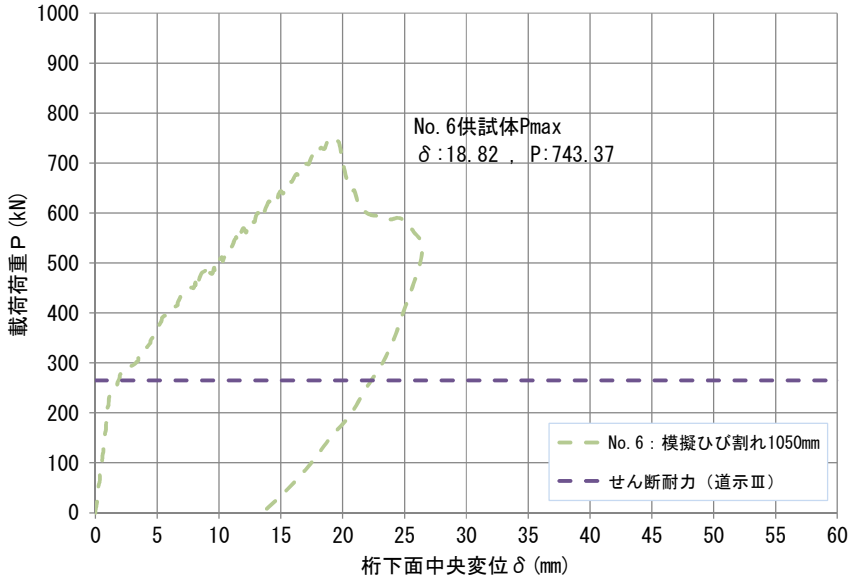



図- 5.5.5　No.6 供試体 荷重-変位曲線

表- 5.5.2　No.6 供試体 載荷荷重毎の状況

| No. | 計測ステップ | 載荷荷重 (kN) | 変位 (mm) | MEMO |
|---|---|---|---|---|
| 2 | 2 | 3.2 | 0.00 | 手動載荷で載荷開始 |
| 6 | 6 | 22.3 | 0.13 | 荷重制御に切替後，載荷速度を0.0500kN/secに変更し載荷再開 |
| 12 | 12 | 52.2 | 0.23 | 載荷荷重 50kN　ひび割れ観察 |
| 22 | 22 | 101.3 | 0.50 | 載荷荷重100kN　ひび割れ観察 |
| 32 | 32 | 150.9 | 0.71 | 載荷荷重150kN　ひび割れ観察 |
| 42 | 42 | 201.3 | 0.89 | 載荷荷重200kN　ひび割れ観察 |
| 47 | 47 | 226.2 | 1.01 | 載荷荷重226kN　曲げひびわれ発生 |
| 52 | 52 | 251.0 | 1.41 | 載荷荷重250kN　ひび割れ観察（載荷速度を0.08kN/secに変更し載荷再開） |
| 60 | 60 | 290.1 | 2.20 | 載荷荷重290kN　供試体から音が発生，変位伸びる（以降、断続的に音が発生） |
| 63 | 63 | 300.8 | 3.21 | 載荷荷重300kN　ひび割れ観察 |
| 73 | 73 | 351.6 | 4.55 | 載荷荷重350kN　ひび割れ観察 |
| 83 | 83 | 399.8 | 6.04 | 載荷荷重400kN　ひび割れ観察 |
| 95 | 95 | 449.6 | 7.80 | 載荷荷重450kN　ひび割れ観察（変位制御に切替え　載荷速度0.0030mm/sec） |
| 110 | 110 | 500.4 | 9.77 | 載荷荷重500kN　ひび割れ観察 |
| 134 | 134 | 600.2 | 13.02 | 載荷荷重600kN　ひび割れ観察 |
| 157 | 157 | 697.8 | 17.14 | 載荷荷重700kN　ひび割れ観察（載荷速度を0.0040mm/secに変更し載荷再開） |
| 164 | 164 | 743.4 | 18.70 | 載荷荷重743kN　最大荷重 |
| 174 | 174 | 596.3 | 22.12 | 載荷速度を0.0080mm/secに変更し載荷再開 |
| 179 | 179 | 587.4 | 24.75 | 変位制御から手動載荷へ切替え |
| 182 | 182 | 543.1 | 26.19 | 変位26mm　載荷終了　ひび割れ観察 |
| 193 | 193 | -1.5 | 13.34 | 除荷終了，試験終了 |

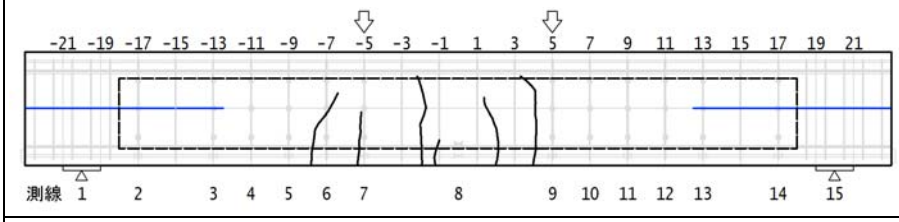
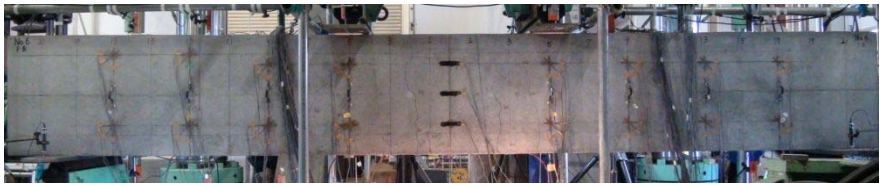
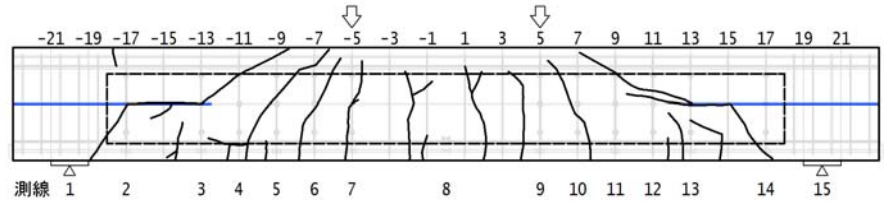
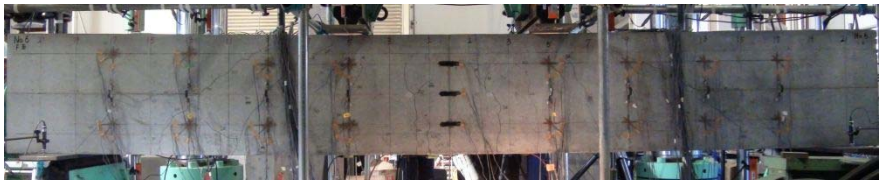
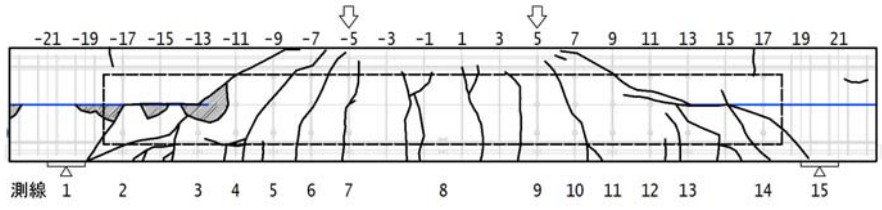
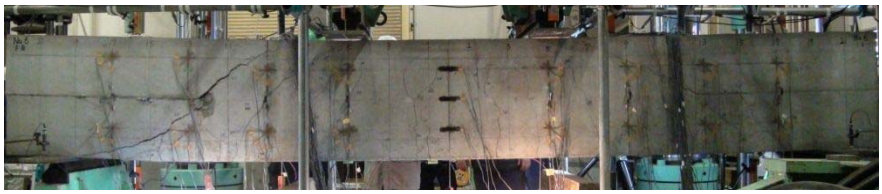
| | |
|---|---|
| 300kN 載荷時のひび割れ状況（F 面側）<br>  <br><br>  | 【0～300kN】<br>・水平位置-8～4 間の下縁から曲げひび割れが発生・進展 |
| 600kN 載荷時のひび割れ状況（F 面側）<br>  <br><br>  | 【300～600kN】<br>・水平位置-13，13 の模擬ひび割れ先端から斜めせん断ひび割れが発生・進展<br>・両支点部で模擬ひび割れから支点方向に曲げひび割れが発生 |
| 終局時のひび割れ状況（F 面側）<br>  <br><br>  | 【600kN～終局】<br>・模擬ひび割れ先端からの斜めせん断ひび割れが，水平位置-19～-6 に進展<br>・模擬ひび割れ先端（水平位置-13）で圧壊し終局 |

**図- 5.5.6 No.6 供試体　ひび割れ状況（抜粋）**

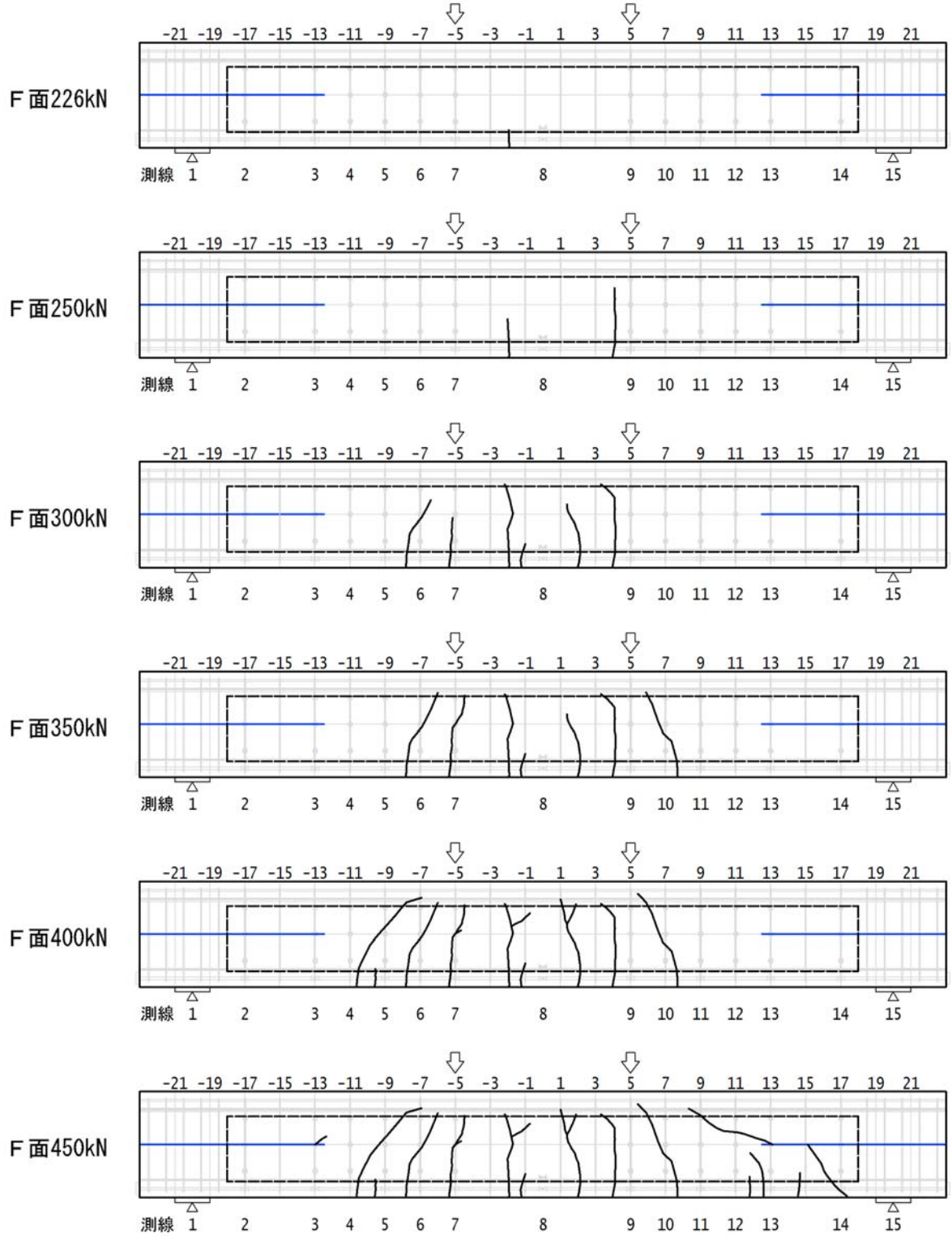



図- 5.5.7 No.6 供試体　ひび割れ観察図（1）

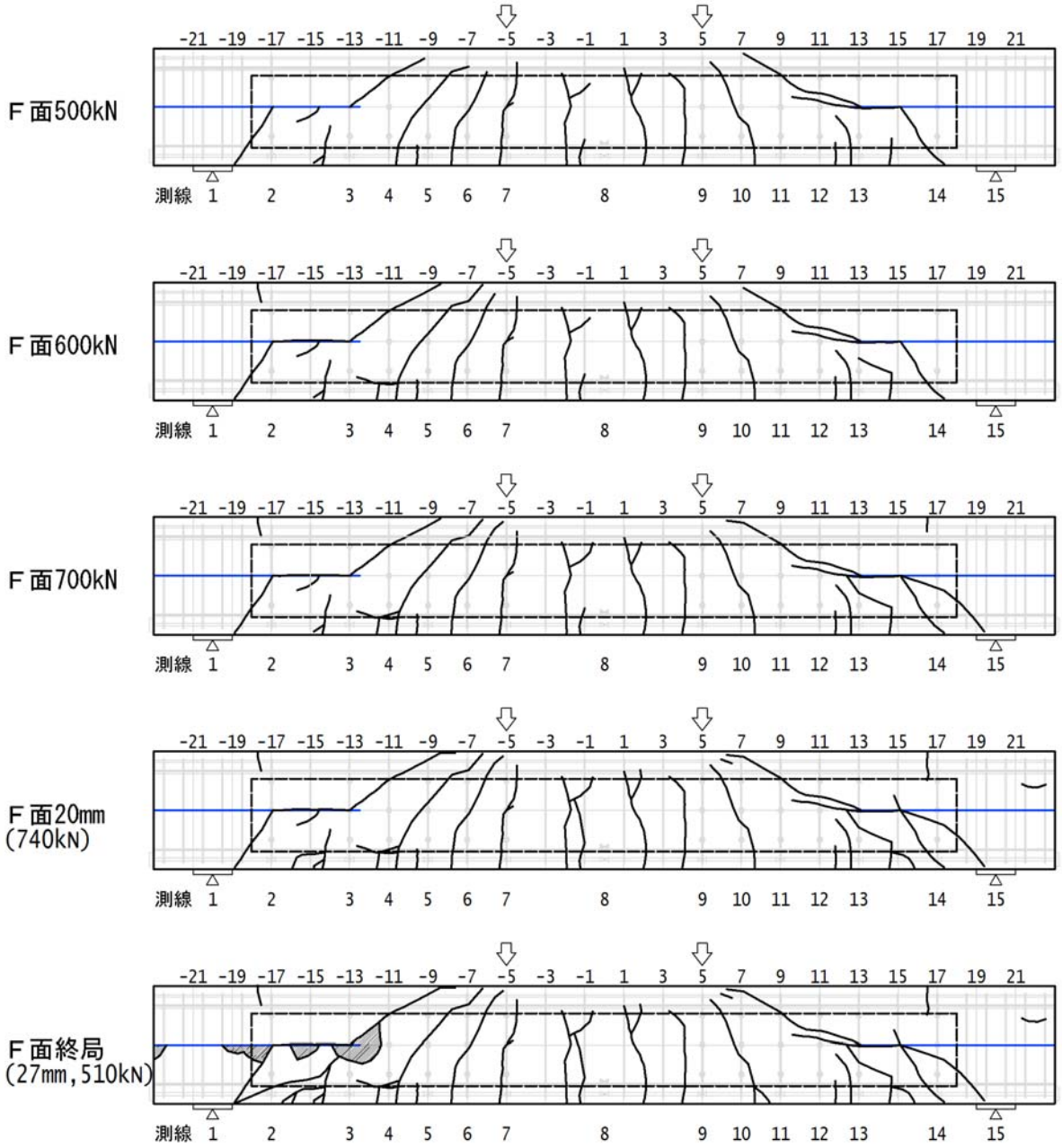



図- 5.5.8 No.6 供試体　ひび割れ観察図（2）

### 5.5.2 荷重－変位関係

載荷荷重-桁下面中央変位の履歴曲線を図-5.5.9に,載荷実験結果を表-5.5.3に示す.No.5(基準供試体)に対する模擬ひび割れ供試体の最大荷重は,No.6で0.77倍であった.また,道示Ⅲ[16]によるせん断耐力(斜引張破壊に対する耐力)を上回る.

No.6の終局荷重は,次節に示す模擬ひび割れによる破壊モードの変化により,模擬ひび割れの無いNo.5よりも小さくなったものと考えられるため,主応力図,各種計測結果,せん断抵抗の推移でこの現象について検証する.

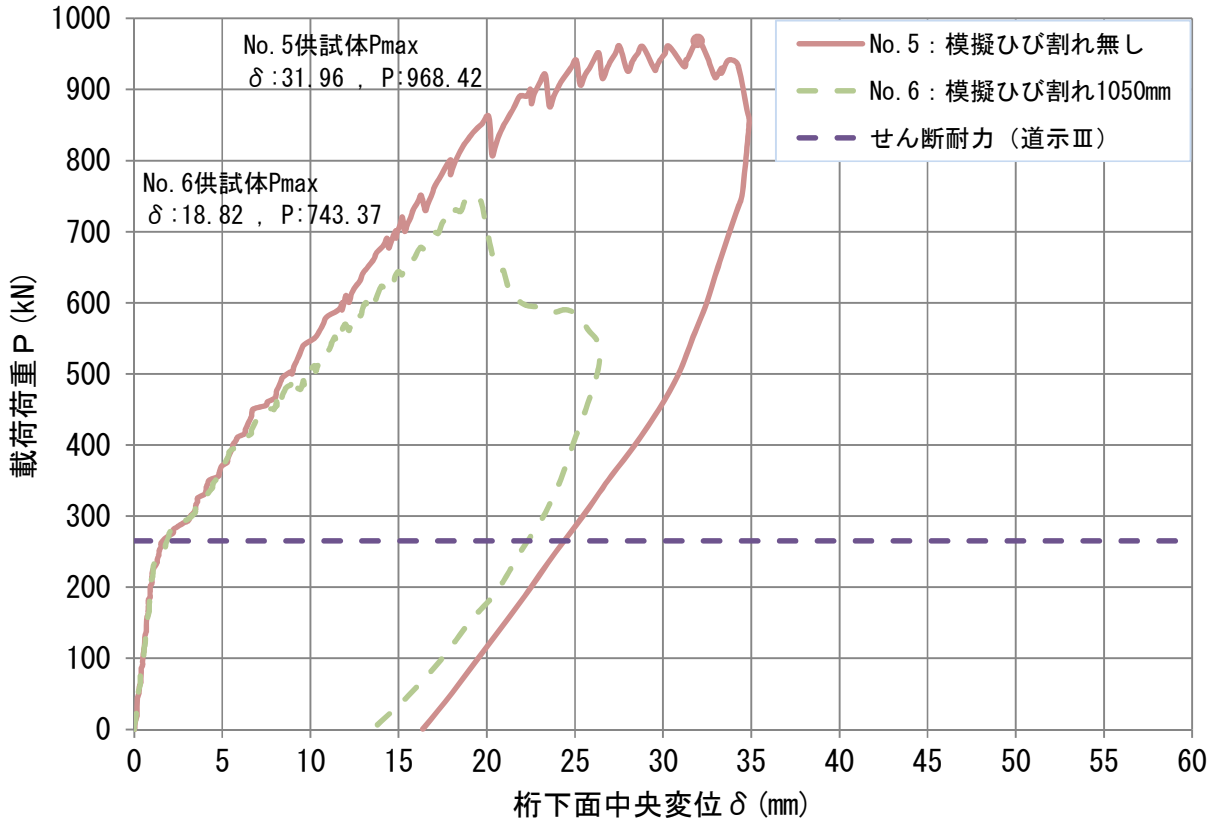


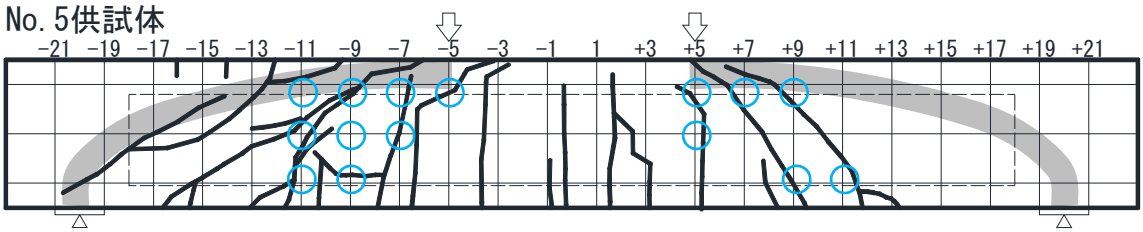

図- 5.5.9　荷重-変位曲線（中空断面供試体）

表- 5.5.3　載荷実験結果

| 供試体 | 模擬ひび割れ長さ L(mm) | 最大荷重 Pmax(kN) | 最大荷重時の変位 δ(mm) | 終局時の状況 |
|---|---|---|---|---|
| No.5 | 0 | 968 | 32 | 【せん断圧縮破壊】<br>載荷点付近で上縁圧壊 |
| No.6 | 1050 | 743 | 19 | 【ウェブ圧縮破壊】<br>模擬ひび割れ先端でウェブ圧壊 |

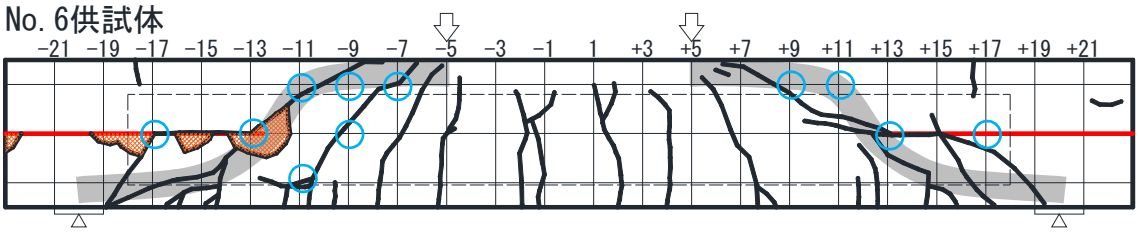
### 5.5.3 ひび割れ状況と主応力図

終局時のひび割れ図および写真を図- 5.5.10 に示す．終局時の状況は模擬ひび割れの影響で破壊モードが変化しており，No.5 は最大荷重直前に支点付近（水平位置-21）からのせん断ひび割れが発生，水平位置-7～-15 間に発生していたせん断ひび割れの幅の拡大および載荷点付近（水平位置-7）の圧壊による荷重低下が見られたのに対して，No.6 は模擬ひび割れ先端付近（水平位置-13）のウェブ圧壊による荷重低下が見られた．

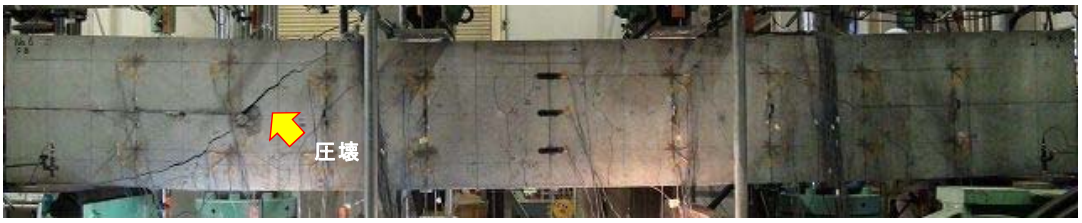



■：想定圧縮域　▨：圧壊域　数字：水平位置
○：スターラップ降伏位置　（スターラップのひずみ計測水平位置：±5, 7, 9, 11, 13, 17）

(a) No.5 供試体 Pmax=968kN せん断ひび割れ発生，ひび割れ幅拡大，載荷点付近の圧壊




■：想定圧縮域　▨：圧壊域　数字：水平位置
○：スターラップ降伏位置　（スターラップのひずみ計測水平位置：±5, 7, 9, 11, 13, 17）




(b) No.6 供試体 Pmax=743kN 模擬ひび割れ先端付近のウェブ圧壊

図- 5.5.10　終局時のひび割れ図・写真（3）

スターラップの降伏位置に着目すると，模擬ひび割れ供試体は，基準供試体に比べて多くの本数のスターラップがせん断力を負担したものと考えられる．

模擬ひび割れ先端付近のウェブ圧壊が見られた No.6 は，基準供試体(No.5)のひび割れ図から想定される圧縮域に模擬ひび割れの先端付近が干渉することで,耐荷機構が変化し，基準供試体に比べてせん断耐力が減少したものと考えられる．

コンクリート表面のひずみ計測値より描画した主応力図を図- 5.5.11 に示す．グレー着色部は外観および主応力図から想定した圧縮域である．中空断面供試体 No.6 の圧縮域は，模擬ひび割れ長さが等しい矩形断面供試体 No.2（図- 5.4.20）と比較すると，基準供試体との違いが大きい．これは，中空断面供試体の圧縮域が，フランジの効果で矩形断面供試体よりも桁端部側に形成されるため,模擬ひび割れが圧縮域に干渉した影響と考えられる．

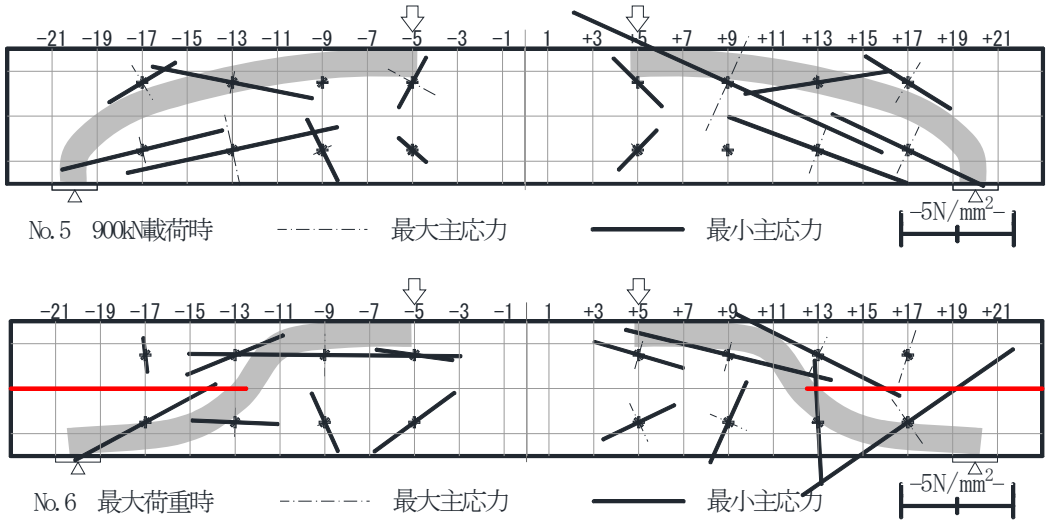



**図- 5.5.11　主応力図（中空断面供試体　■：想定圧縮域）**

### 5.5.4 供試体端部の変位

各供試体の可動側（右側）端部で計測した終局時の水平変位を図- 5.5.12 に示す．No.6 は供試体中央方向（＋方向）に，No. 5 は桁端方向（―方向）に変位している．模擬ひび割れの上下では概ね連続な変形をしている．このことは，貫通ひび割れが生じていても，その長さが比較的短い場合，容易には上下で水平方向に分離しないことを示している．

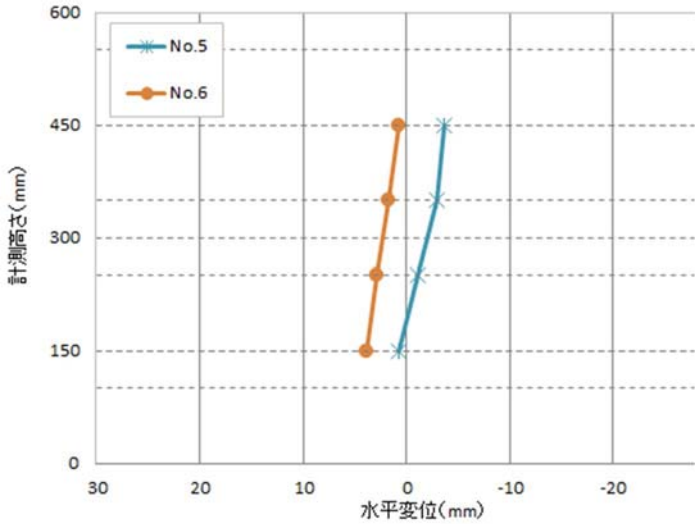
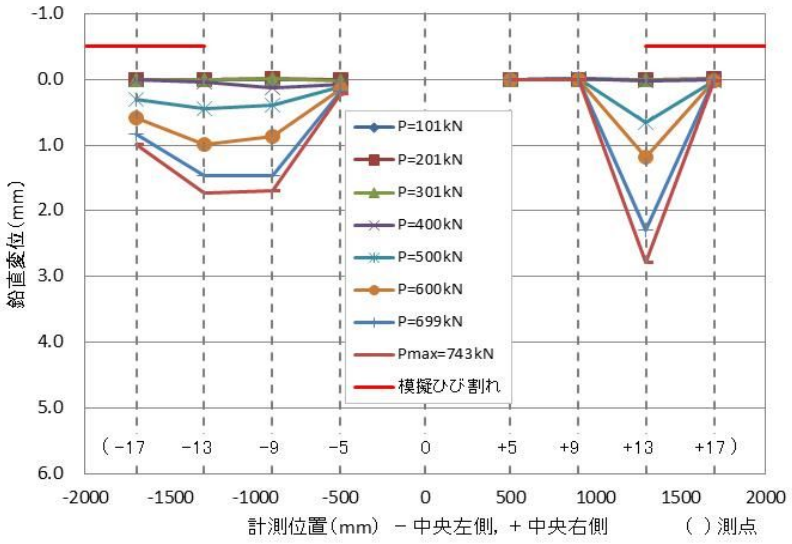



図- 5.5.12　供試体端部の水平変位

### 5.5.5 模擬ひび割れの開き

供試体ウェブの模擬ひび割れを跨ぐ位置に設置したパイゲージにより，模擬ひび割れの鉛直方向の変位を計測した．No.6 供試体の結果を図- 5.5.13 に示す．

No.6 の模擬ひび割れの開きは，左側の先端付近で 2mm 弱，右側で 3mm 弱であったが，水平位置-17 から支点に向かって生じたひび割れの影響等により，左側で破壊した．




(a) No.6 供試体

図- 5.5.13　模擬ひび割れ部の開き

### 5.5.6 PC 鋼材ひずみ分布

曲げ耐力向上のために配置した下縁 PC 鋼材の最大荷重時のひずみ分布を図- 5.5.14 に示す．いずれの供試体においても鋼材は降伏に至っていない．

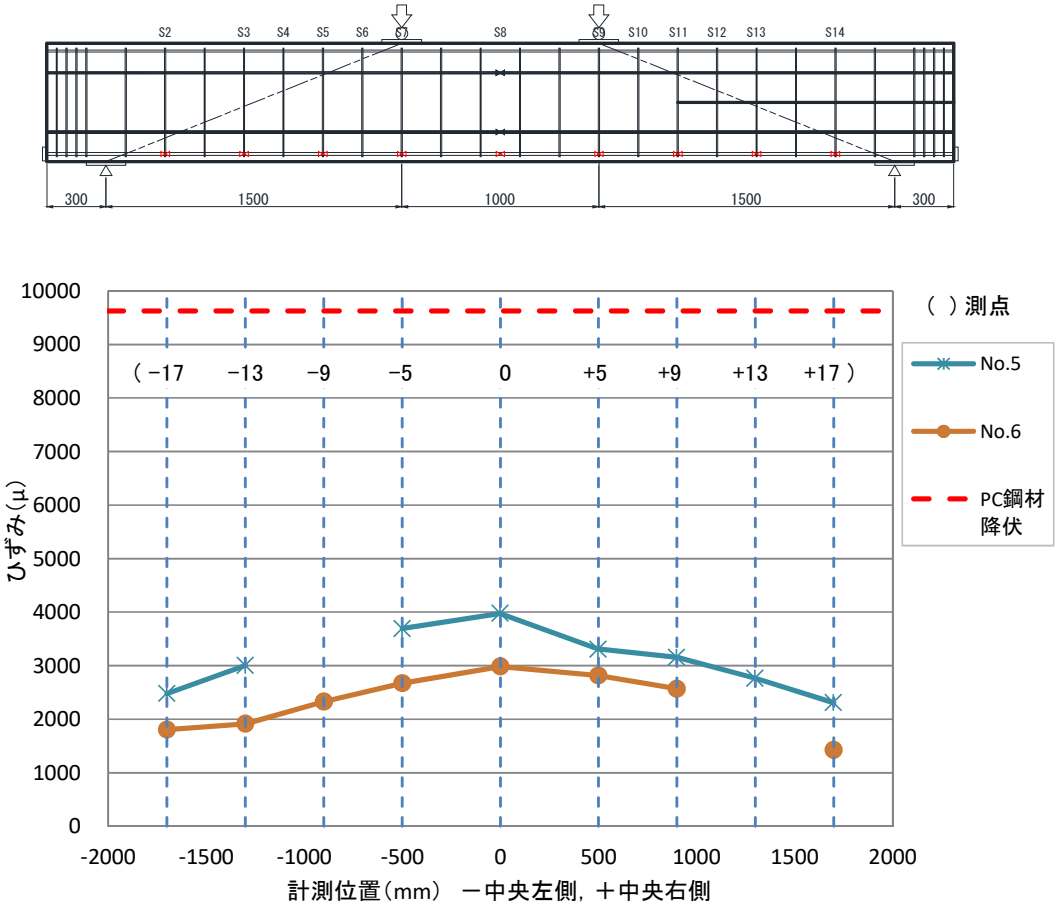



図- 5.5.14　下縁 PC 鋼材のひずみ

### 5.5.7 せん断抵抗の推移

せん断抵抗を分けて算定し，せん断抵抗の推移を確認する．

#### (1) ビーム・アーチ機構の負担するせん断抵抗の算定方法

5.4.7（1）参照．

#### (2) スターラップ抵抗分とコンクリート抵抗分の算定方法

5.4.7（2）参照．

#### (3) せん断抵抗の推移

表- 5.5.4 に終局時のせん断抵抗を，図- 5.5.16 にせん断抵抗の推移を示す．

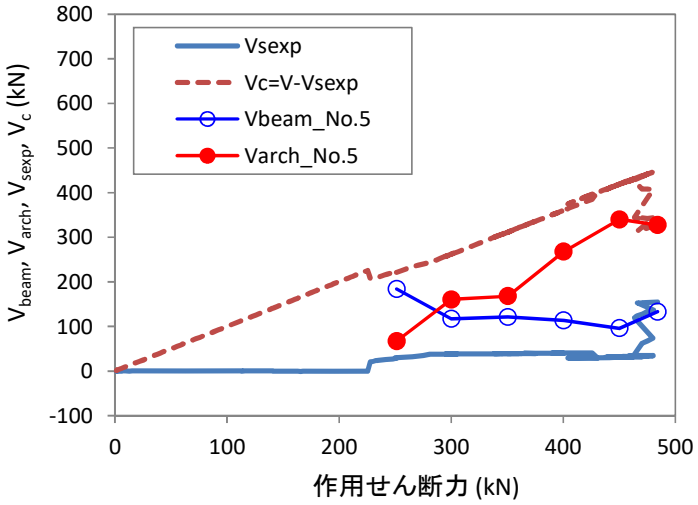
$V_{sexp}$ と $V_c$ は，それぞれ $V_{beam}$ と $V_{arch}$ と概ね近い値を示している．

**図- 5.5.15** に中空断面供試体（No.5，6）の $V_{beam}$ ，$V_{arch}$ を示す．No.5 と No.6 については，既往文献[18)]と同様，せん断ひび割れ発生後に $V_{beam}$ が減少する傾向を確認できた．

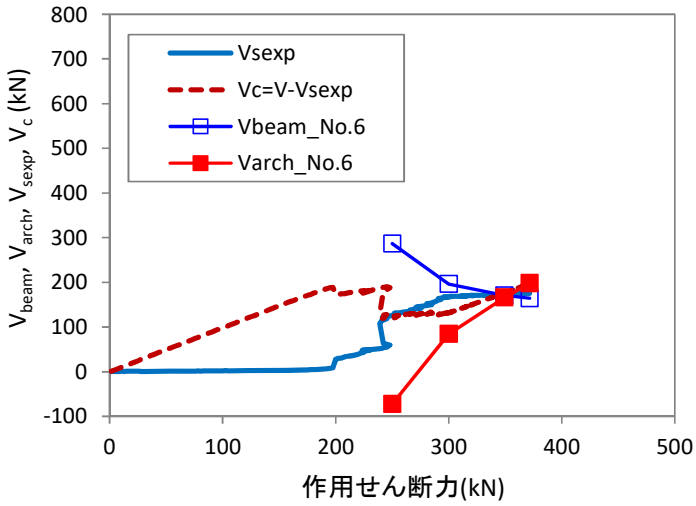
基準供試体 No.5 は，全ての抵抗において矩形断面供試体の基準供試体 No.1 と同様の傾向を示している．No.6 は $V_{sexp}$ が終局に向かって減少傾向にあり，終局直前に耐荷機構がビーム機構からアーチ機構に変遷していることが分かる．

**表- 5.5.4 終局時のせん断抵抗（$V_{sexp}$，$V_c(=V_{exp}-V_{sexp})$，$V_{beam}$，$V_{arch}$ ）の比較**

| 供試体 | $f_c$ ($N/mm^2$) | $V_{exp}$ (kN) | $V_{sexp}$ (kN) | $V_c$ ($=V_{exp}-V_{sexp}$) (kN) | $V_{beam}$ (kN) | $V_{arch}$ (kN) | $V_{beam}+V_{arch}$ (kN) | $(V_{beam}+V_{arch})/V_{exp}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| No.5 | 65.8 | 484.0 | 155.0 | 329.0 | 133.0 | 327.0 | 460.0 | 0.95 |
| No.6 | 69.5 | 372.0 | 196.0 | 176.0 | 164.0 | 198.0 | 362.0 | 0.97 |




(e) No.5 供試体




(f) No.6 供試体

図- 5.5.16 せん断抵抗の推移

### 5.5.8 載荷実験結果（中空断面供試体）のまとめ

中空断面供試体の載荷実験により，以下の知見を得た．

1) 模擬ひび割れ供試体の耐荷力は,載荷点と支点とを結ぶ長さまで模擬ひび割れを導入したNo.6で，基準供試体No.5と比べて2割程度低下するが，設計上で想定するせん断耐力以上である．
2) No.6は，同じ模擬ひび割れ長さの矩形断面供試体No.2とは異なり，耐荷力が低下する傾向を示している．これは，中空断面供試体は矩形断面供試体に比べて，上フランジの影響で桁の上側の圧縮域が大きくなることで,アーチ機構が桁端部側に形成されると推定されるため，中空断面供試体においては，矩形断面供試体よりも短い模擬ひび割れ長さで，アーチ機構に干渉する影響と考えられる．
3) せん断抵抗をビーム機構とアーチ機構に分けて算定,スターラップ抵抗分とコンクリート抵抗分に分けて算定し，せん断抵抗の推移を確認することで，水平ひび割れによる耐荷機構の変化について，以下の傾向を確認した．

・桁端部の水平ひび割れは，健全な桁（No.5）におけるアーチ機構を阻害する場合，耐荷機構に与える影響が大きく，せん断耐力を低下させる可能性を示した．
・桁端部の水平ひび割れが発生している場合においても，終局に向かって耐荷機構がビーム機構（トラス機構）からアーチ機構に変遷することで，急激な破壊には至らないと考えられる．

## 6. 非線形 FEM 解析

### 6.1 解析の概要と目的

非線形 FEM 解析は，載荷実験（矩形供試体 No.1,2,3,4）の再現と水平ひび割れ長さによる耐荷機構の変化の傾向を確認する目的で，汎用有限要素解析ソフト（DIANA9.5）により実施した．

### 6.2 解析モデル

解析モデルは図-6.2.1 のとおり，3 次元の 1/1 モデルとした．コンクリート，載荷板，支点板の要素は，20 節点アイソパラメトリックソリッド六面体要素とし，メッシュ幅は 10cm を基本とした．鋼材の要素は，埋め込み鉄筋要素とした．プレストレスは鋼材位置に外力として与えた．模擬ひび割れの要素はジョイント要素とした．

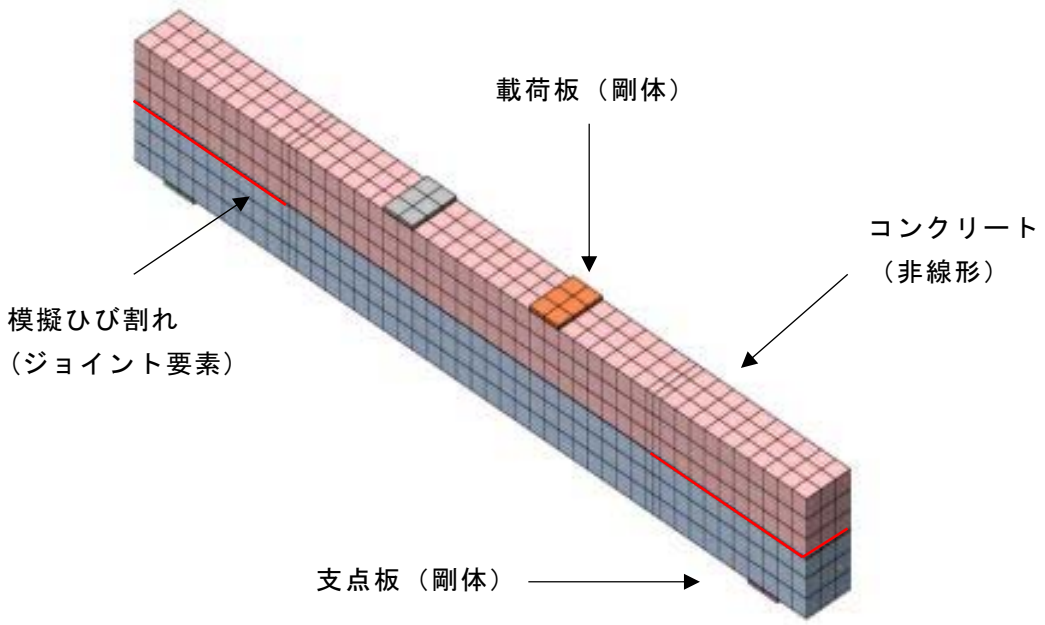



図- 6.2.1　解析モデル

## 6.3 材料特性と構成則

### 6.3.1 コンクリート

コンクリートの材料特性は表- 6.3.1，表- 6.3.2[19]のとおりとし，構成則は図- 6.3.1のとおり，圧縮側を放物線，引張側をコンクリート標準示方書[20]の構成則とした．

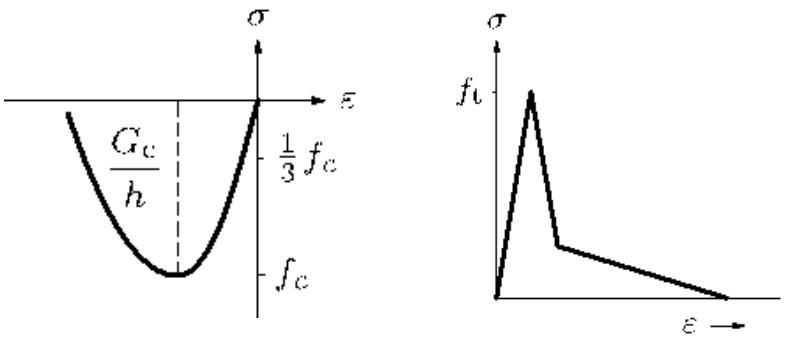
既往の研究[19]では，せん断補強筋の無い RC 梁のせん断破壊解析において，破壊エネルギーを考慮したコンクリートの引張軟化特性および回転ひび割れモデルを用いることにより，せん断耐荷機構を精度良く評価できること示している．また，せん断補強筋を有する RC 梁の解析では，トラス理論と比較して，せん断補強筋の効果を過小評価する傾向が示唆されているものの，せん断補強筋応力 $r_w f_{wy}$（$r_w$ はせん断補強筋比，$f_{wy}$ はせん断補強筋の降伏強度)が 1MPa までは妥当な結果を示している．本研究における供試体は $r_w f_{wy}$＝0.4 MPa のため，回転ひび割れモデルで精度よく解析できるものと考えられる．

表- 6.3.1　コンクリートの材料特性

| | | 単位 | No.1 | No.2 | No.3 | No.4 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| コンクリート | 材齢 | 日 | 22 | 29 | 33 | 34 |
| | 圧縮強度 | $N/mm^2$ | 51.7 | 54.4 | 57.4 | 56.0 |
| | 静弾性係数 | $kN/mm^2$ | 30.7 | 33.3 | 34.0 | 32.9 |

表- 6.3.2　コンクリートの破壊エネルギー

| コンクリートの材料条件 | | 単位 | 算定式 |
|---|---|---|---|
| 圧縮破壊エネルギー | Gc | N/mm | $Gc=8.770*(f'c)^{1/2}$ |
| 引張強度 | ft | N/mm | $0.23*(f'c)^{2/3}$ |
| 引張破壊エネルギー | Gf | N/mm | $Gf=0.0345*(f'c)^{1/2}$ |




(a)圧縮側　　(b)引張側

図- 6.3.1　コンクリートの構成則

### 6.3.2 鋼材

鋼材の材料特性は表- 6.3.3 のとおりとし，構成則は降伏点以降の勾配を 0 とした完全弾塑性モデル[20]を用いた．

表- 6.3.3　鋼材の材料特性

| 材料 | 材料特性 | | | 単位 | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|
| 鉄筋 | ヤング係数 | Es | 2.0E+05 | N/mm$^2$ | 一般値 |
| | 降伏応力 | σsy | 345 | N/mm$^2$ | ポアソン比：ν=0.3 |
| PC鋼材 φ9.3 | ヤング係数 | Es | 2.0E+05 | N/mm$^2$ | 一般値 |
| | 降伏応力 | σsy | 1450 | N/mm$^2$ | ポアソン比：ν=0.3 |
| PC鋼材 φ15.2 | ヤング係数 | Es | 2.0E+05 | N/mm$^2$ | 一般値 |
| | 降伏応力 | σsy | 1600 | N/mm$^2$ | ポアソン比：ν=0.3 |
| 鋼板 | ヤング係数 | Es | 2.0E+05 | N/mm$^2$ | 一般値 ポアソン比：ν=0.3 |

### 6.3.3 模擬ひび割れ

模擬ひび割れはジョイント要素（DIANA：インターフェイス要素）とし，模擬ひび割れのずれに応じた界面力を非線形特性として与えた．模擬ひび割れせん断方向の非線形特性は，初期剛性を鉄筋の純せん断耐力で与え，既往の研究[21]におけるコンクリート打継目のプッシュオフ試験（Type-D 供試体；図- 6.3.2）で，ずれ止め鉄筋の付着切れが生じた相対変位 0.1mm 以降を，同研究で示された，ずれ止め鉄筋のダウエル効果による負担分 $P_d=76.6\times0.0004^{\exp(-7.0\Delta)}$(kN)（Δ(mm)は接合面のずれ変位）を，鉄筋比により換算し，模擬ひび割れ面の面積で除した界面力（図- 6.3.3）として与えた．なお，ひび割れ面のかみ合わせ（テフロンシート間の摩擦）は無いものと仮定した．鉛直方向の非線形特性は，圧縮挙動に対して剛，引張挙動に対してほぼ抵抗しないように与えた（図- 6.3.4）．

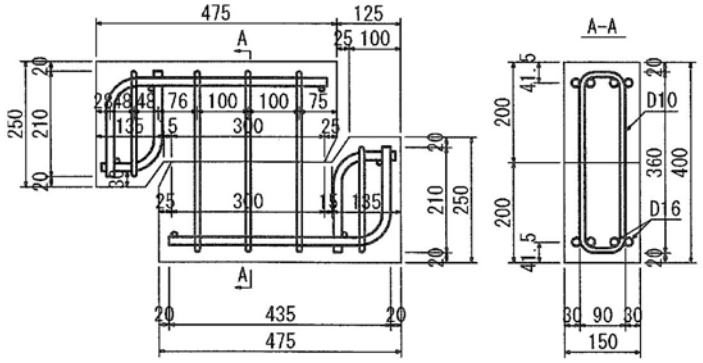



図- 6.3.2　文献 21)の Type-D 供試体

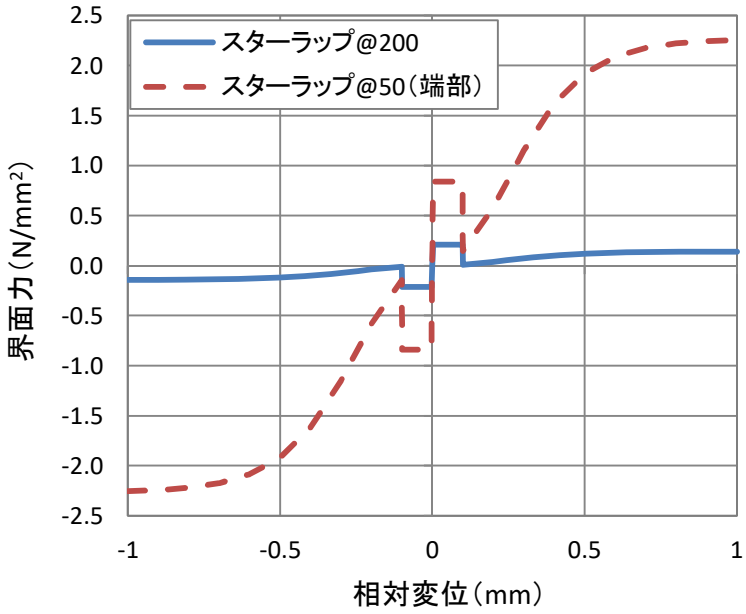



図- 6.3.3　模擬ひび割れの非線形特性（せん断方向）

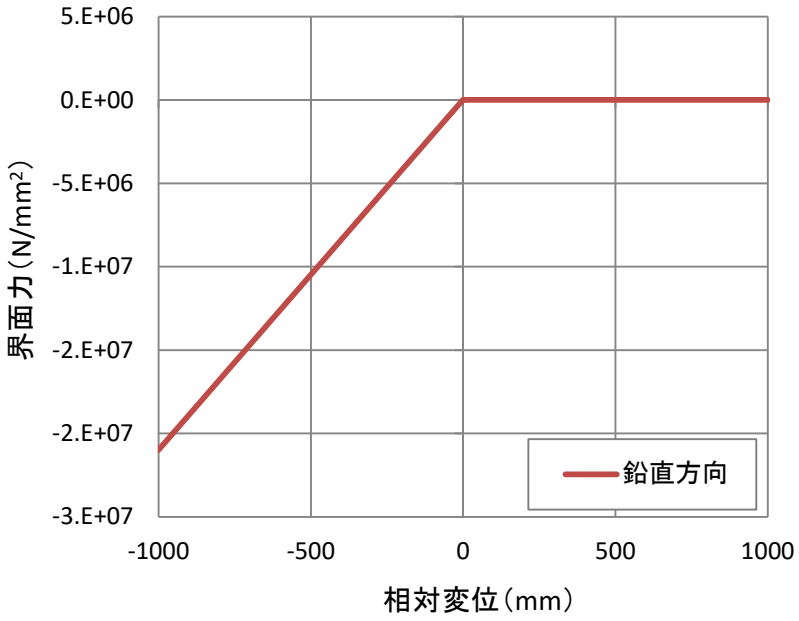



図- 6.3.4　模擬ひび割れの非線形特性（鉛直方向）

## 6.4 解析方法

解析方法は，第 1 段階に死荷重+プレストレス，第 2 段階に載荷荷重（変位制御）の段階解析で行った．

第 1 段階において，死荷重は平面応力要素にコンクリートの単位重量 24.5kN/m$^3$ を載荷し，プレストレスは PC 鋼材（埋め込み鉄筋要素）に直接プレストレス応力を載荷した．本解析では，PC 鋼材とコンクリートが完全付着した状態で計算した．

第 2 段階において，載荷荷重は変位制御型の増分解析で計算し，載荷実験と同様終局に至るまで載荷した．ひび割れモデルは，分散ひび割れモデルのうち，ひび割れ面を主応力に合せて回転する回転ひび割れモデルとした．

## 6.5 解析結果

### 6.5.1 載荷実験の再現解析

実験と再現解析による荷重－変位曲線を図- 6.5.1 に示す．耐荷力の評価は，実験よりやや安全側になることを確認した．解析では，剛性低下が顕著であること，No.2 の耐荷力が低下していること等，実験と異なる．これは，実験では模擬ひび割れ面に摩擦力が作用していたことを示唆している．しかし，図- 6.5.2 により，解析のひずみ分布が，実験のひび割れ図，想定圧縮域（図- 5.4.18，図- 5.4.19）と類似していることから，解析は，実験と同様の傾向を概ね再現したといえる．

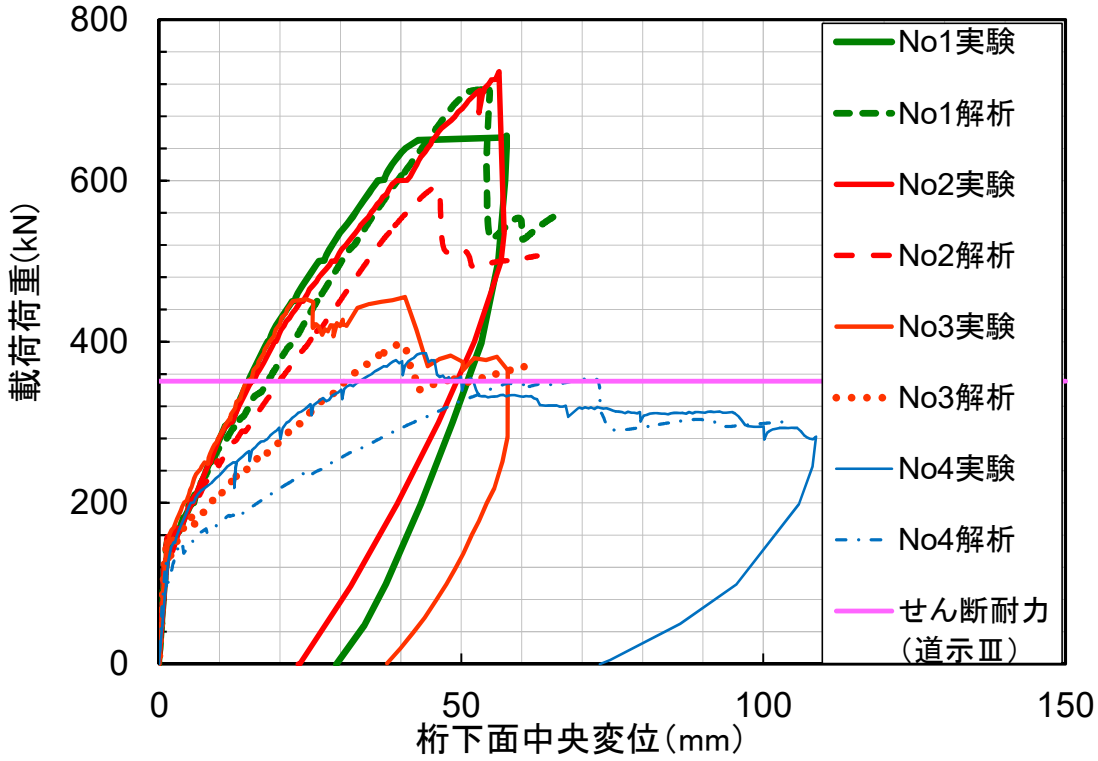
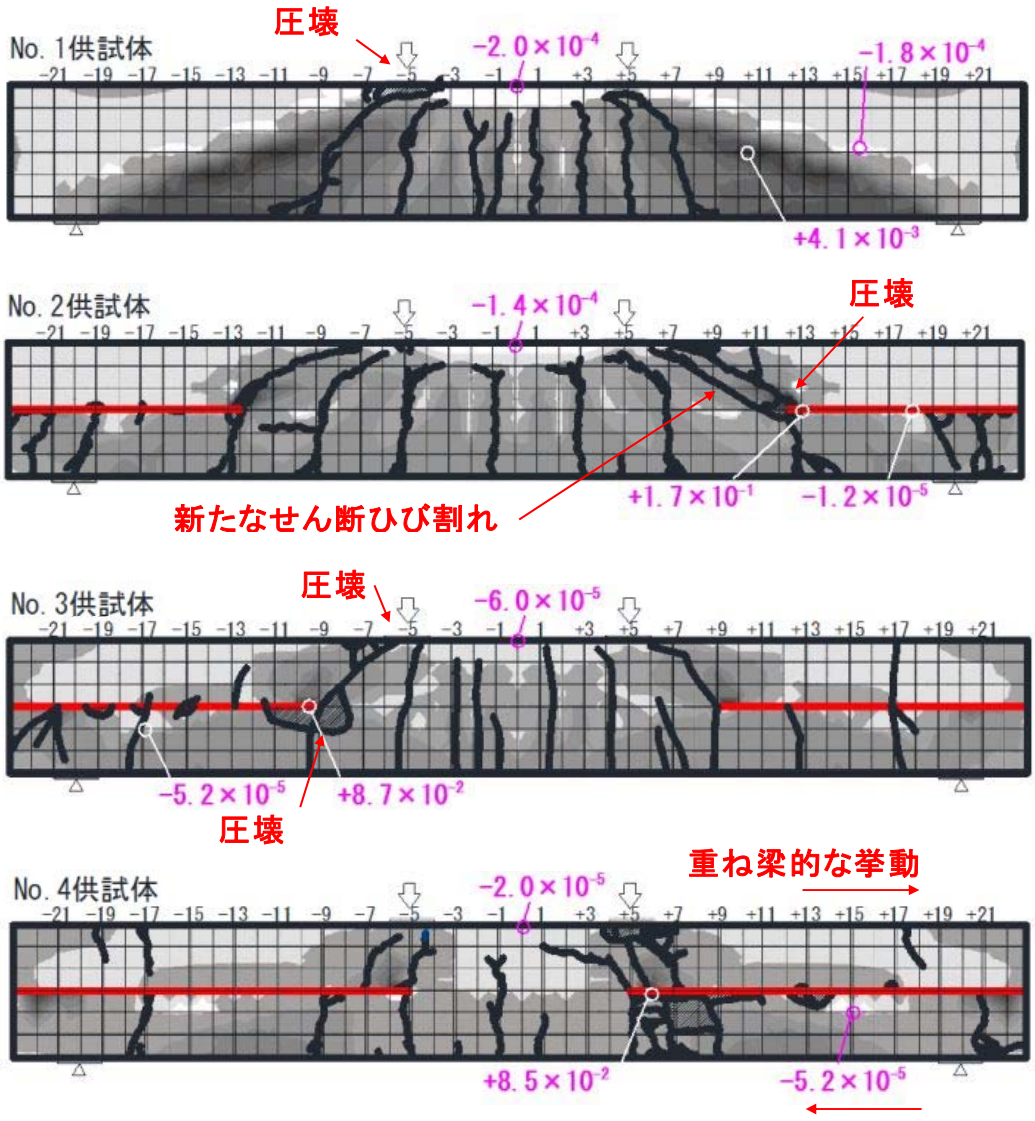



図- 6.5.1　荷重－変位曲線(実験と解析)




（数字は，解析によるひずみ値）

図− 6.5.2　実験ひび割れ図と解析ひずみ図（終局時）

### 6.5.2 水平ひび割れ長さによる耐荷機構の変化

図- 6.5.3，図- 6.5.4 に，模擬ひび割れの長さに着目した解析結果を示す．図- 6.5.3 からは，模擬ひび割れ長さ L=900mm までは耐力が低下しないことが分かる．図- 6.5.4 からは，L=900mm 以降，終局時のアーチ機構の縮小傾向が確認できる．以上より，桁端部の水平ひび割れは，健全な桁におけるアーチ機構に干渉する場合，耐荷力の低下要因となる可能性があるといえる．

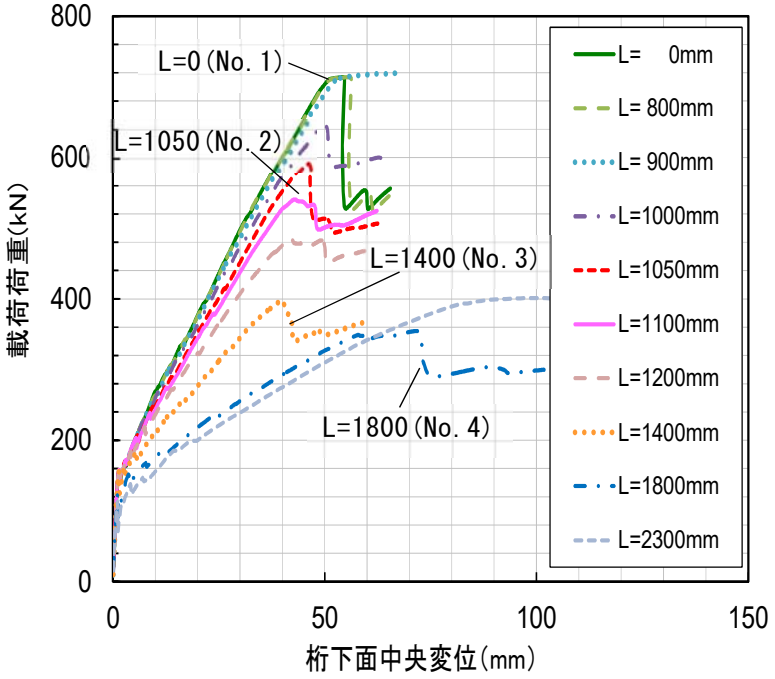



図- 6.5.3　模擬ひび割れ長さによる荷重－変位曲線の変遷（解析）

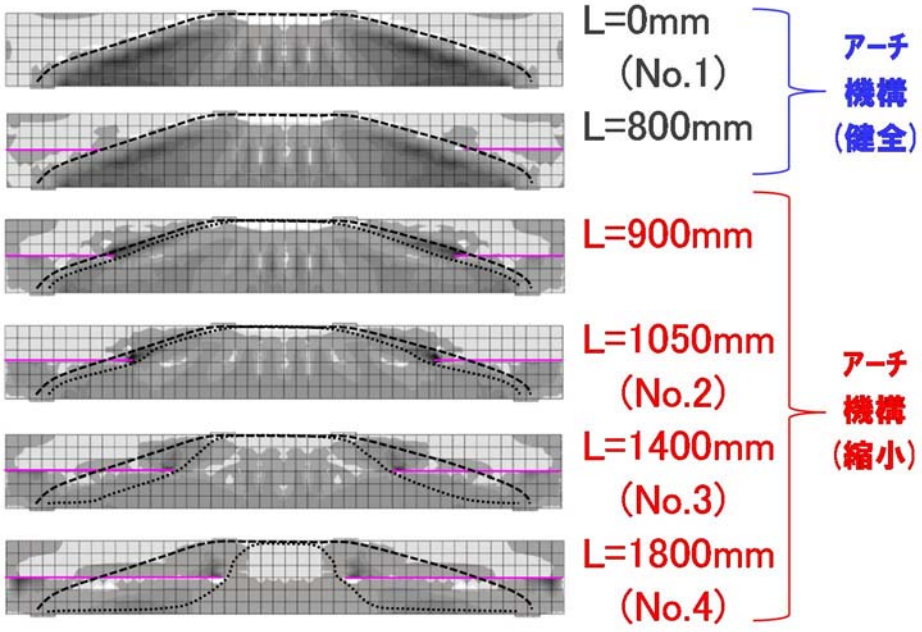



図- 6.5.4　模擬ひび割れ長さによる終局時ひずみ分布の変遷（解析）

## 6.6 非線形解析のまとめ

非線形 FEM 解析により，以下の知見を得た．

1) 非線形 FEM 解析では，模擬ひび割れをジョイント要素とし，ひび割れ面の摩擦は無視して，鉄筋のダウエル効果分をひび割れ面の界面力に換算した非線形特性を与えることで，実験よりやや安全側の評価が得られた．
2) 実験との相違点から，模擬ひび割れ面には摩擦力が作用するものと考えられるが，摩擦を無視した解析モデルで実験と同様の傾向（荷重-変位関係，実験のひび割れ分布と解析のひずみ分布との比較）を概ね再現できた．
3) 桁端部の水平ひび割れは，健全な桁におけるアーチ機構に干渉する場合，アーチ機構を縮小させることで耐荷力の低下要因となる傾向を示した．

# 7. まとめ

## 7.1 得られた知見

PC 中空床版桁および，PCT 桁に発生した橋軸方向水平ひび割れに着目した一連の研究の結果，以下の知見を得た．

【3. 実橋調査，4. 撤去桁調査】

1) 実橋の静的載荷試験では，プレテンション方式中空床版桁のウェブ側面全長に，スターラップ位置程度までの深さの水平ひび割れが発生している場合，静的載荷試験の載荷重量の範囲内（通行重量程度）において，橋梁全体系としての剛性低下は見られない結果が得られた．
2) 実橋の詳細調査では，PC 中空床版桁のウェブ側面に発生している水平ひび割れの深さが，スターラップのかぶり程度までであり貫通していないことを確認した．また，ひび割れ発生の主要因は ASR と推定される．
3) 実橋の非破壊検査では，超音波法によるひび割れ深さの推定値が過小評価となる傾向を示した．既設コンクリート桁への適用性は，直角回析波法による推定値が実測値に最も近く，実測値に対して約 0.8 倍であった．
4) 撤去桁の載荷試験では，ひび割れ深さがスターラップのかぶり程度，かつ鋼材腐食が表面錆程度の状態において，下フランジの橋軸方向ひび割れは耐荷性能（曲げ耐力）に及ぼす影響が小さいことを確認した．

【5. 桁供試体の載荷実験・6. 非線形 FEM 解析】

1) 桁供試体の載荷実験では，桁端部のウェブ水平ひび割れは，桁が健全な状態のアーチ機構を阻害しない場合，耐荷機構に与える影響が小さく，せん断耐力を低下させない傾向を示した．
2) 水平ひび割れ長さにより桁の破壊モードが変化し，健全時における設計の想定と異なる耐荷力となる可能性がある．
3) 実橋の詳細調査結果よりも極端なひび割れを模擬（貫通水平ひび割れを載荷点直下まで導入）した桁供試体の載荷実験では，せん断耐力が最大で 4 割程度低下したものの，設計で想定するせん断耐力以上であった．
4) 桁端部の水平ひび割れが発生している場合においても，終局に向かって耐荷機構がビーム機構（トラス機構）からアーチ機構に変遷することで，急激な破壊には至らないと考えられる．
5) 非線形 FEM 解析での模擬ひび割れは，せん断剛性についてはひび割れ面の摩擦を無視して，鉄筋のダウエル効果分をひび割れ面の界面力に換算した非線形特性として見込むことで，やや安全側の評価となるが，実験と概ね同様の傾向を再現することができた．
6) 桁供試体の載荷実験と非線形 FEM 解析により，水平ひび割れの長さに応じてアーチ機構に変化が生じることを確認した．

## 7.2 実橋の性能評価への展開

一連の研究により得られた知見は，以下のように実橋の性能評価に展開することが考えられる．

1）維持管理上の留意事項として
- 鋼材腐食がない場合において設計上想定する耐荷性能に大きな影響を与える可能性は低いため，事前対策（劣化因子の侵入防止）が重要である．

2）詳細調査上の留意事項として
- 橋軸方向水平ひび割れの調査においては，超音波法による非破壊検査が過小評価する傾向にあることから，代表箇所における微破壊調査（コア削孔調査）を併用する等，推定精度向上のための工夫が必要である．

3）桁ウェブ側面に橋軸方向水平ひび割れの生じた桁の耐荷性能評価として
- 桁端部のウェブ側面に水平ひび割れの生じた桁の耐荷性能は，ひび割れ面の界面力を鉄筋のダウエル効果分とすることで，安全側の評価であるものの，実験と概ね同様の傾向を再現可能と考えられる．
- 桁端部のウェブ水平ひび割れは，健全な桁のアーチ機構に干渉するまでは破壊モード，耐荷力に大きな影響を与えないと考えられる．
- 桁端部のウェブ水平ひび割れは，せん断ひび割れ位置まで進展する（アーチ機構に干渉する）と耐荷力が低下する傾向にあるが，桁全長に貫通水平ひび割れが発生している場合においても，内部鋼材が健全であれば，設計以上のせん断耐力を有している可能性が大きいと考えられる．ただし，実際には鋼材腐食等との複合劣化が生じている可能性があるため，耐荷性能評価，補修・補強対策の際には留意が必要である．

## 7.3 今後の課題

今後の課題は，以下が考えられる．

1）効率的な維持管理の実施により橋梁の長寿命化を図るためには，諸条件の違いによる劣化・損傷状況や耐荷性能の違いを解明することが重要である．今後も耐荷性能に影響を及ぼす恐れのあるひび割れが発生している橋梁の実橋調査，撤去桁調査の事例の蓄積・収集・分析を継続的に実施する必要がある．

2）桁供試体に導入した模擬ひび割れは，貫通ひび割れとしており，極端なひび割れを模擬したものである．これは，本研究の調査で得られたひび割れ状況とは異なる．このため，実際のひび割れ程度（位置，深さ）と耐荷力との関係については，撤去桁を用いた載荷実験等を行い，検討する必要がある．

3）実橋において留意すべきひび割れを特定するためには，ひび割れ発生位置（高さ方向）の違い，多様なひび割れパターンの違い等による耐荷性能に与える影響の変化を把握することが重要である．今後は，実験・解析ケースの蓄積，個別の検討事例の収集・分析を実施すること等が考えられる．

## 8. おわりに

本研究は，PC 桁橋で橋軸方向のひび割れが生じた桁を対象に，実橋調査，撤去桁調査，供試体の載荷実験，非線形 FEM 解析を実施した．

CAESAR では，様々な劣化ひび割れが生じたコンクリート橋梁を確認しており，橋梁の長寿命化を図る上でも性能評価が重要と考えられる．実橋や撤去桁を用いた臨床研究を継続し，知見を蓄積することにより，維持管理の実務に資するよう性能評価手法の確立を目指している．

## 謝　辞

本研究を実施するにあたり，調査対象橋梁の管理者の方々のご協力を賜りました．
ここに関係者各位に深く感謝致します．

# 参考文献および参考資料


1) 関慎一郎，木村嘉富，花井拓，中島道浩：軸方向ひび割れの発生したプレストレストコンクリート橋の調査（その１），土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集，V-054，p.107-108，2012.9
2) 中島道浩，木村嘉富，花井拓，富岡昭浩：軸方向ひび割れの発生したプレストレストコンクリート橋の調査（その２），土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集，V-055，p.109-110，2012.9
3) 青柳聖，木村嘉富，花井拓，中島道浩：軸方向ひび割れが生じたプレストレストコンクリート橋の調査，プレストレストコンクリート工学会，第 21 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，pp.89-92，2012.10
4) 木村嘉富，花井拓，青柳聖：ひび割れの生じた PC 橋に関する研究，（一財）土木研究センター，土木技術資料 54-11，pp.49-50（2012）
5) 玉越隆史，柴田稔，木村嘉富，和田圭仙：アルカリ骨材反応が生じた PC 橋の調査，診断と対応事例，土木技術資料 55-7，pp.55-56（2013）
6) 土木研究所資料　第 4311 号：ひび割れ損傷の生じた既設 PC 橋の調査および実橋載荷試験－明橋他 1 橋の調査および実橋載荷試験－，2015.11
7) 共同研究報告書　第 466 号：撤去橋梁を用いた既設 PC 橋の診断技術高度化に関する共同研究報告書－振動測定による既設 PC 橋の異常検知に関する研究－，2015.9
8) 木村嘉富，和田圭仙，青柳聖：軸方向ひび割れが生じた PC プレテン撤去桁の載荷試験，土木学会　第 68 回年次学術講演会概要集，V-270，2013.9
9) 青柳聖，木村嘉富，和田圭仙，花井拓：橋軸方向ひび割れが生じたプレストレストコンクリート撤去橋の載荷試験，プレストレストコンクリート工学会，第 22 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，pp.349-352，2013.10
10) 青柳聖，木村嘉富，和田圭仙，花井拓：プレストレストコンクリート撤去桁の載荷試験－軸方向ひび割れによる耐荷性能への影響－,第 1 回北陸橋梁保全会議,2013.11
11) 木村嘉富，和田圭仙，青柳聖：中川橋側道橋　―橋軸方向ひび割れが生じた PC 撤去桁の載荷試験―，橋梁と基礎 48-2，pp.57-60，2014.2
12) 木村嘉富，和田圭仙，青柳聖：ASR によりひび割れが生じた PC 撤去桁の耐荷性能，（一財）土木研究センター，土木技術資料 56-5，pp.18-21，2014
13) 土木研究所資料　第 4312 号：ひび割れ損傷の生じた既設 PC 橋の耐荷性能に関する研究－中川橋側道橋の調査および載荷試験－，2015.11
14) 関口斉治，石田雅博，和田圭仙，木村嘉富，青柳聖：桁端部のウェブに水平ひび割れを模擬した PC 桁供試体の耐荷性能評価に関する実験的研究，土木学会第 70 回年次学術講演会概要集，V-651，p.1301-1302，2015.9
15) 関口斉治，石田雅博，大島義信，藤井雄介，林克弘：桁端部のウェブに水平ひび割れを模擬した桁供試体の耐荷性能評価に関する実験的研究，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集 第 16 巻，p.579-584，2016.10
16) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅲ.コンクリート橋編，2012.3

17) 田中泰司，岸利治，前川宏一：人工亀裂を有する RC 部材のせん断耐力増進機構の実験的検討，土木学会論文集 No.802，V-69，p109-122，2005.11
18) 中村英佑，渡辺博志：せん断補強鉄筋を有する RC はりのせん断耐荷機構に関する一考察，構造工学論文集，Vol.54A，pp.731-741，2008.3
19) 山谷敦，中村光，檜垣勇：回転ひび割れモデルによる RC 梁のせん断挙動解析，土木学会論文集，No.620，V-43，pp.187-199，1999.5
20) （公社）土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書【設計編】，2013.3
21) （独）土木研究所，（社）プレストレスト・コンクリート建設業協会：橋梁用プレキャスト PC 部材の接合技術に関する共同研究報告書(Ⅱ)－ずれ止め鉄筋及びスタッドの挙動－，共同研究報告書第 370 号，2008.3
22) 石田雅博，七澤利明，古賀裕久：既設橋コンクリート部材の ASR と技術開発，(一財)土木研究センター，土木技術資料 58-6，pp.26-29（2016）

# 非破壊検査技術等を用いた調査

CAESAR メンテナンス技術交流会の活動の一環を含めて、非破壊検査技術等を用いて調査した結果を以下に示す。

目　次

非破壊検査技術等を用いた調査.....127
1. 調査目的.....129
2. 調査概要.....129
3. 調査報告書.....130
(1) 超音波法によるひび割れ深さ調査 .....131
(2) ひび割れ検知シートによるひび割れ可視化 .....165
(3) 3 軸振動計による振動計測 .....183
(4) PC 桁の健全性 1 次診断方法としての弾性波速度測定 .....207
(5) 光学的全視野計測法による変位・ひずみ計測 .....215

## 1.調査目的

劣化ひび割れを生じた既設橋梁の性能(変形性状、耐荷性能)を評価するにあたっては、そのひび割れが発生した要因・発生状況、性能への影響を考慮し、ひび割れの生じているコンクリート部材の性能評価に反映しなくてはならない。

実橋調査における調査では、ひび割れ深さの推定方法としての非破壊検査の適用性の検証を目的として、非破壊検査のうち超音波法を用いた手法による測定値とコア削孔による実測値の比較を行った。

桁供試体の載荷実験における調査では、損傷検知や性能評価への適用性の検証を目的として、各種センサー等を用いた計測を行った。

## 2.調査概要

### 2.1 調査項目一覧

表 2-1 に実施した調査項目一覧を示す。

表 2-1 調査項目一覧

| 調査項目 | | 実施者 | 対象 |
|---|---|---|---|
| 実橋調査 | (1)超音波法による<br>ひび割れ深さ調査 | 土木研究所 | M橋, U橋 |
| 桁供試体の載荷実験 | (2)ひび割れ検知シートによる<br>ひび割れ可視化 | デンカ株式会社 | No.4,5,6※ |
| | (3)3軸振動計による振動計測 | 光ファイバセンシング振興協会 | No,4,6※ |
| | (4)PC桁の健全性1次診断方法<br>としての弾性波速度測定 | iTECS技術協会 | No.5 |
| | (5)光学的全視野計測法による<br>変位・ひずみ計測 | 長崎大学 | No.1,2,3,6※ |

※巻末の供試体番号は実験時の番号で，以降，No.3は本文のNo.4，No.4は本文のNo.3を示している。

## 2.2 CAESAR メンテナンス技術交流会の概要

CAESAR メンテナンス技術交流会は、国、地方自治体、高速道路会社といった施設管理者と、産業界、学界の技術者・研究者が一堂に会する場として、2011 年 8 月 24 日に設立された。技術交流会を通じて構造物メンテナンスに関する技術開発が促進され、もって、社会資本の管理高度化に寄与し、安全かつ豊で質の高い国民生活の実現に資することを目的としている（図- 2-1)。

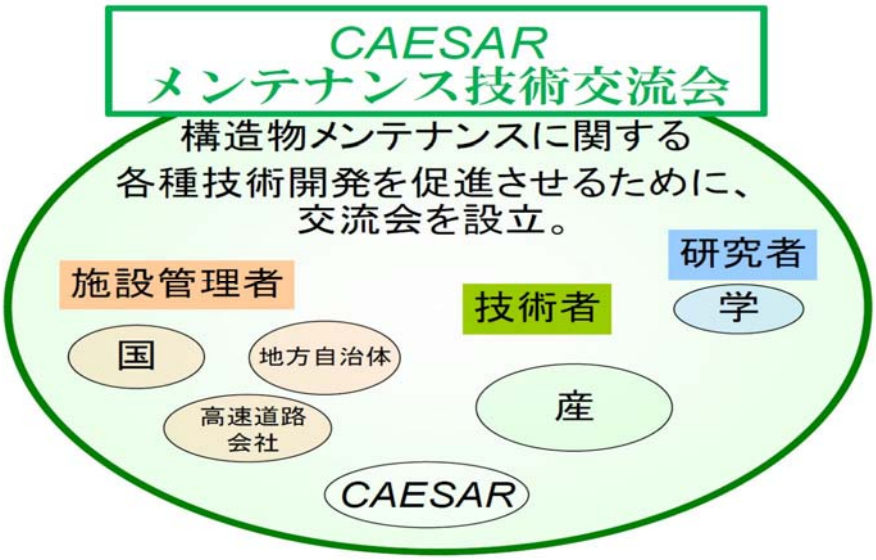



図- 2-1　技術交流会

## 3. 調査報告書

次頁にそれぞれの調査結果の報告書を示す。

# 非破壊検査技術等を用いた調査結果

## 超音波法によるひび割れ深さ調査

## 報　告　書

国立研究開発法人 土木研究所

# 目　次


1. 調査目的 ..... 133
2. 調査概要 ..... 133
2.1 測定原理 ..... 133
2.1.1 測定装置 ..... 133
2.1.2 直角回折波法 ..... 135
2.1.3 $T_C$-$T_0$法 ..... 136
2.1.4 修正 BS 法 ..... 136
2.2 調査概要 ..... 137
2.3 橋梁概要 ..... 138
2.3.1 U橋 ..... 138
2.3.2 M橋 ..... 141
3. 調査方法 ..... 145
3.1 超音波法によるひび割れ深さ探査 ..... 145
3.2 コア削孔によるひび割れ深さ測定 ..... 145
4. 調査結果 ..... 147
4.1 調査結果一覧 ..... 147
4.2 U橋の調査結果 ..... 149
4.3 M橋の調査結果 ..... 155
4.4 超音波法によるひび割れ測定値と実測値との関係 ..... 161
4.4.1 共通事項 ..... 161
4.4.2 $T_c$-$T_0$法・修正 BS 法 ..... 162
4.4.3 直角回析波法 ..... 162
5. まとめ ..... 163

## 1.調査目的

ひび割れ深さの調査は、ひび割れ発生位置におけるコア削孔調査（コアおよび削孔内のひび割れを目視確認)が容易な手法であるが､少なからず構造物を損傷させることになる。そのため、本調査では非破壊検査手法のうち超音波法によるひび割れ深さ調査の実橋への適用性を検討することを目的とした。

## 2.調査概要

### 2.1 測定原理

#### 2.1.1 測定装置

図- 2.1.1 にひび割れ深さの測定要領図を、表- 2.1.1、図- 2.1.2 に測定に使用した超音波測定装置の仕様を示す。探触子は、共振周波数が 80kHz のものを使用した。データは、サンプリング周波数 10MS/s で取り込みを行った。

適用した超音波法は、直角回折波法、$T_C$-$T_0$法、修正 BS 法の 3 手法である。各手法の測定原理は、次項に示す。

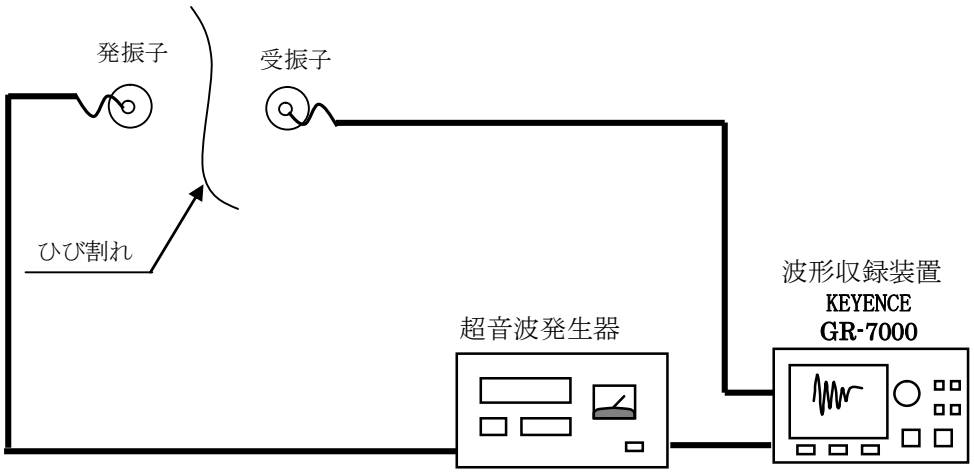



図- 2.1.1　ひび割れ深さ測定要領図

表- 2.1.1　超音波測定装置の仕様

| | | | |
|---|---|---|---|
| ①波形収録装置 | マルチレコーダーGR-7000(KEYENCE 製) | | |
| ②超音波発生装置 | USO | | |
| 印可電圧 | 1200V | | |
| 放電時間 | 0.5μsec | | |
| ③探触子（発振子・受振子）<br>共振周波数(※実測値) | 40kHz<br>(42.0kHz) | 80kHz<br>(77.1kHz) | 140kHz<br>(147.0kHz) |
| 探触子直径 | 60mm | 35mm | 20mm |

※：実際に探触子同士を合わせて行った実測値をしめす。

□ は、本調査で使用した探触子を示す。

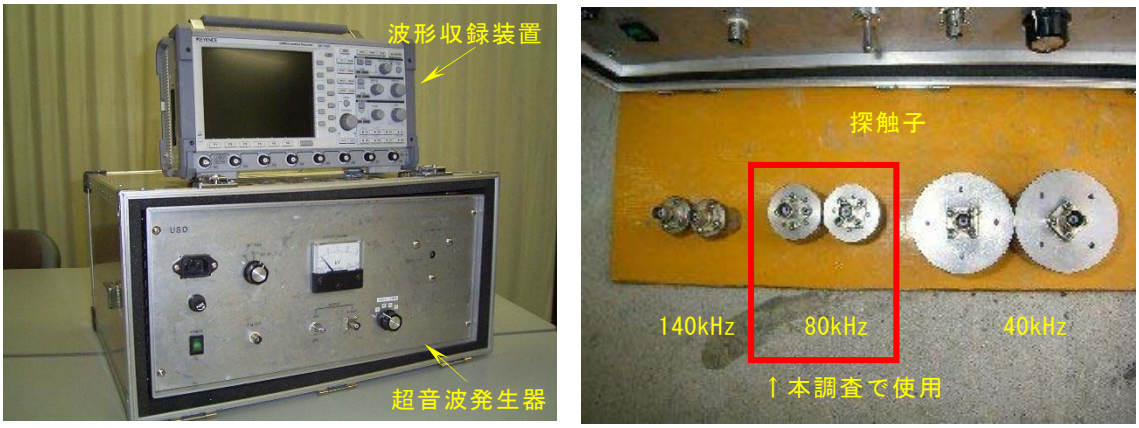



図- 2.1.2　超音波測定装置

### 2.1.2 直角回折波法

直角回析波法では、低周波数の波がひび割れ先端で特有の回析現象を起こす性質を利用した手法である。図-2.1.3 のとおり、ひび割れの開口部から発振子と受振子までの距離 a を変化させて、回析波の受振波形の立ち上がり部が下向き（距離 a ＜ ひび割れ深さ d）から、上向き（距離 a＞ひび割れ深さ d）に変化する直前の位置（距離 a＝ひび割れ深さ d）を探し出し、ひび割れ深さを測定する手法である。

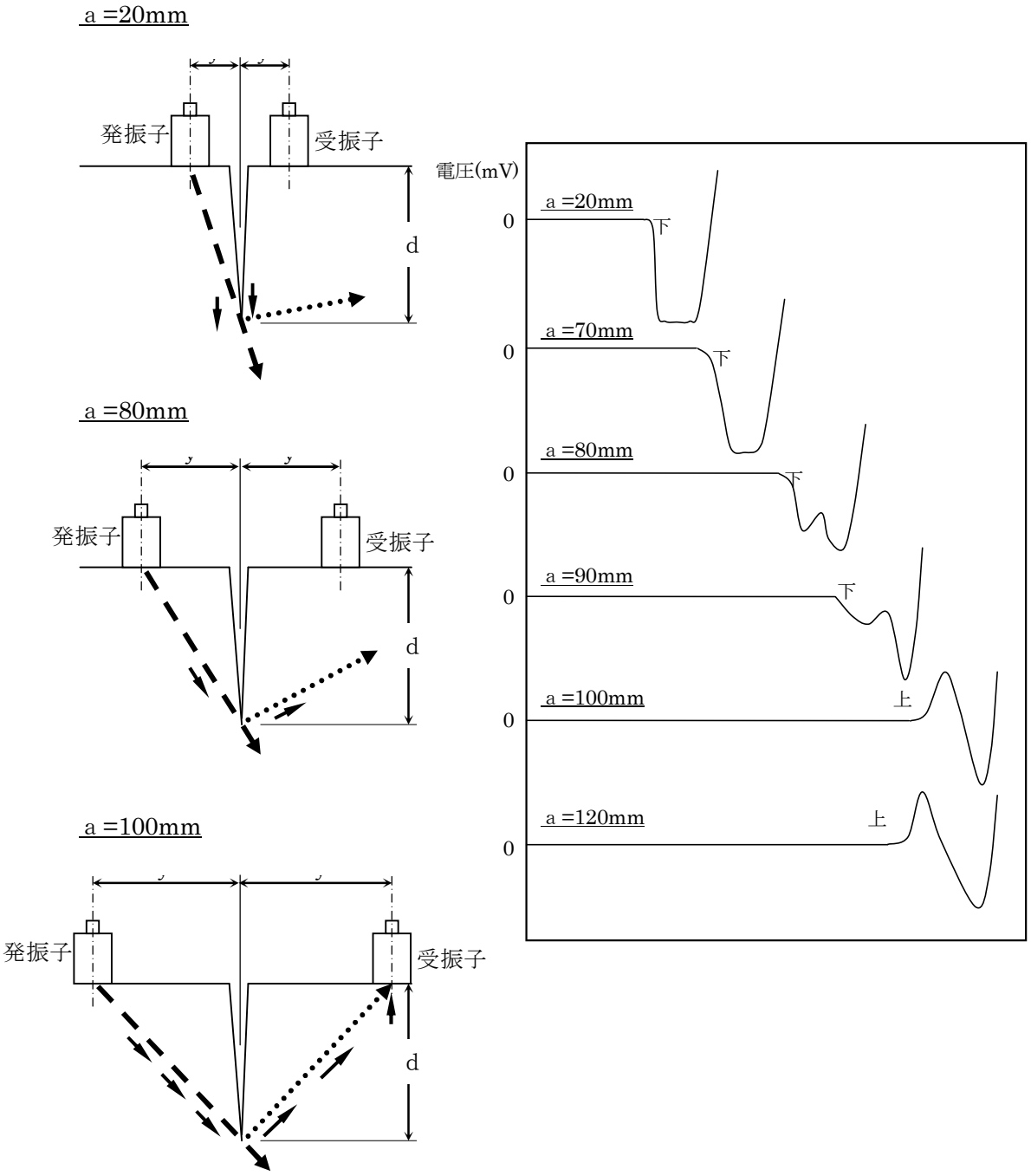


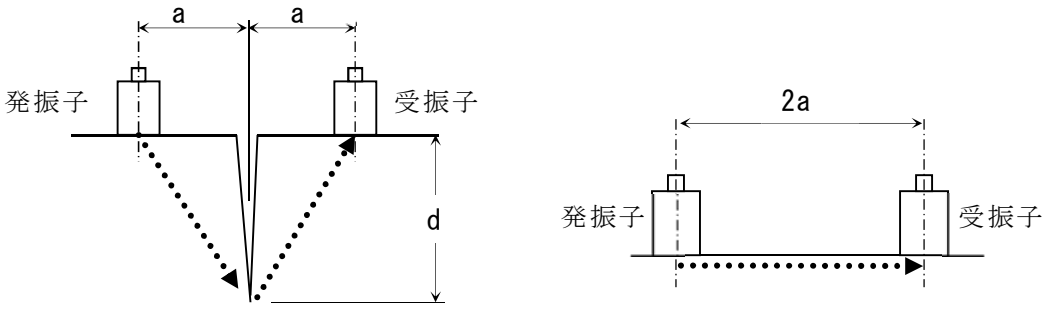

図- 2.1.3　ひび割れ深さ測定の概念図（直角回析波法）※ひび割れ深さ 100㎜ の場合

### 2.1.3 $T_C$-$T_0$法

$T_C$-$T_0$法では、発振子と受振子をひび割れ開口部を中心に等間隔 a で配置(図- 2.1.4 a))した時のひび割れ先端部を回析してきた超音波の伝播時間 $T_C$と、ひび割れのない箇所において発振子と受振子を距離 2a で配置（図- 2.1.4 b）参照）した時の伝播時間 $T_0$をパラメータとして、式-2.1.1 に示す計算式により、ひびわれ深さを測定する手法である。

$$d = a\sqrt{(T_C / T_0)^2 - 1} \qquad \text{----------} \qquad \text{（式- 2.1.1）}$$

ここに、d ：ひび割れ深さ(cm)
a ：発振子および受振子からひび割れまでの距離(cm)
$T_C$ ：ひび割れ部の超音波伝播時間(μsec)
$T_0$ ：ひび割れのない箇所の超音波伝播時間(μsec)




a）$T_C$の測定　　b）$T_0$の測定

図- 2.1.4　ひび割れ深さ測定の概念図（$T_C$-$T_0$法）

### 2.1.4 修正 BS 法

修正 BS 法※では、図- 2.1.5 のとおり、ひび割れの開口部から発信子と受信子の距離 $a_1$ および $a_2$（＝$2a_1$）に設置した時の、ひび割れ先端部を回析してきた超音波の伝播時間 T1 および T2 から、式-2.1.2 によりひび割れ深さ y を測定する手法である。

※BS（英国規格 1881, Part203）に規定されている手法であり、BS 法では、ひび割れの開口部から発振子と受振子までの距離 $a_1$ および $a_2$（＝$2a_1$）を 15cm, 30cm として測定している。この距離 a を任意の距離に置き換えることが出来る修正 BS 法が一般に用いられている。

$$y = a_1\sqrt{\frac{4T_1^2 - T_2^2}{T_2^2 - T_1^2}} \quad \cdots \text{（式- 2.1.2）}$$

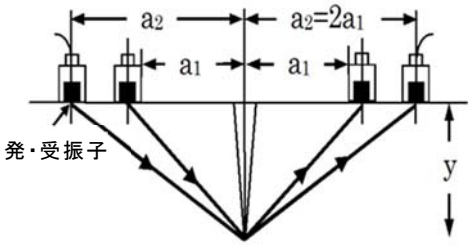



図- 2.1.5　ひび割れ深さ測定の概念図（修正 BS 法）

## 2.2 調査概要

本調査では、U橋とM橋において、ASRが要因でPC桁に発生していたひび割れを対象に、超音波法によるひび割れ深さ調査を実施した。超音波法（3 手法）によるひび割れ深さ測定値とコア削孔によるひび割れ深さの測定値（以下、実測値）を比較することで、超音波法による測定値の傾向を確認した。

ひび割れ深さの調査位置と数量を表- 2.2.1 に示す。ひび割れ調査箇所は、ひび割れ幅が比較的広い位置、鋼材が干渉しない位置を選定した。また、超音波法によるひび割れ深さ調査は、発生しているひび割れ 1 本を挟むようにして実施した。

調査はU橋とM橋ともに、平成 27 年 12 月に実施した。

表- 2.2.1　ひび割れ深さの調査位置と数量

| 橋梁名 | 超音波法 | 調査位置(箇所) | | |
|---|---|---|---|---|
| | | 主桁側面 | 主桁下面 | 計 |
| U橋 | 直角回折波法 | 6 | 0 | 6 |
| | $T_C$-$T_0$法 | 6 | 0 | 6 |
| | 修正BS法 | 6 | 0 | 6 |
| M橋 | 直角回折波法 | 4 | 2 | 6 |
| | $T_C$-$T_0$法 | 4 | 2 | 6 |
| | 修正BS法 | 4 | 2 | 6 |

## 2.3 橋梁概要

### 2.3.1 U橋

U橋は、河川を跨ぐ箇所に、1985 年に架設された橋長 37.92m（支間 18.32m）の単純プレテンション方式中空床版橋（2 連）で、道路橋である。U橋の橋梁状況を写真- 2.3.1 に、橋梁一般図を図- 2.3.1 に示す。架設位置は沿岸部から 8km 程度離れた内陸部で、塩害の影響地域には該当しない。

平成 27 年 3 月に管理者が実施した目視による損傷状況の調査において、PC 桁全体的に橋軸方向のひび割れ（外桁側面のひび割れ幅が最大で 2.0mm）が確認された。

図- 2.3.2、図- 2.3.3 に損傷図と本研究におけるひび割れ深さ調査位置を示す。

写真- 2.3.1　橋梁状況（上流側より；左側 A1 橋台）

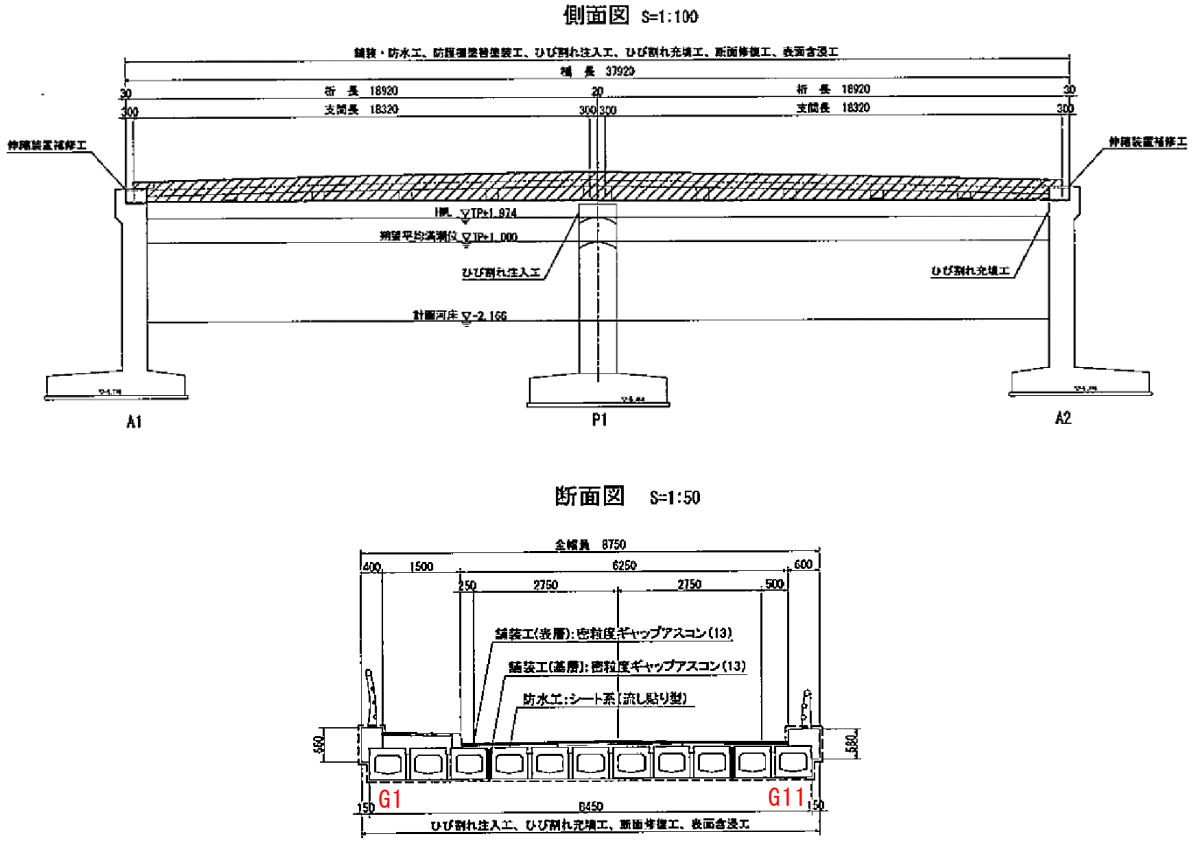



図- 2.3.1　橋梁一般図

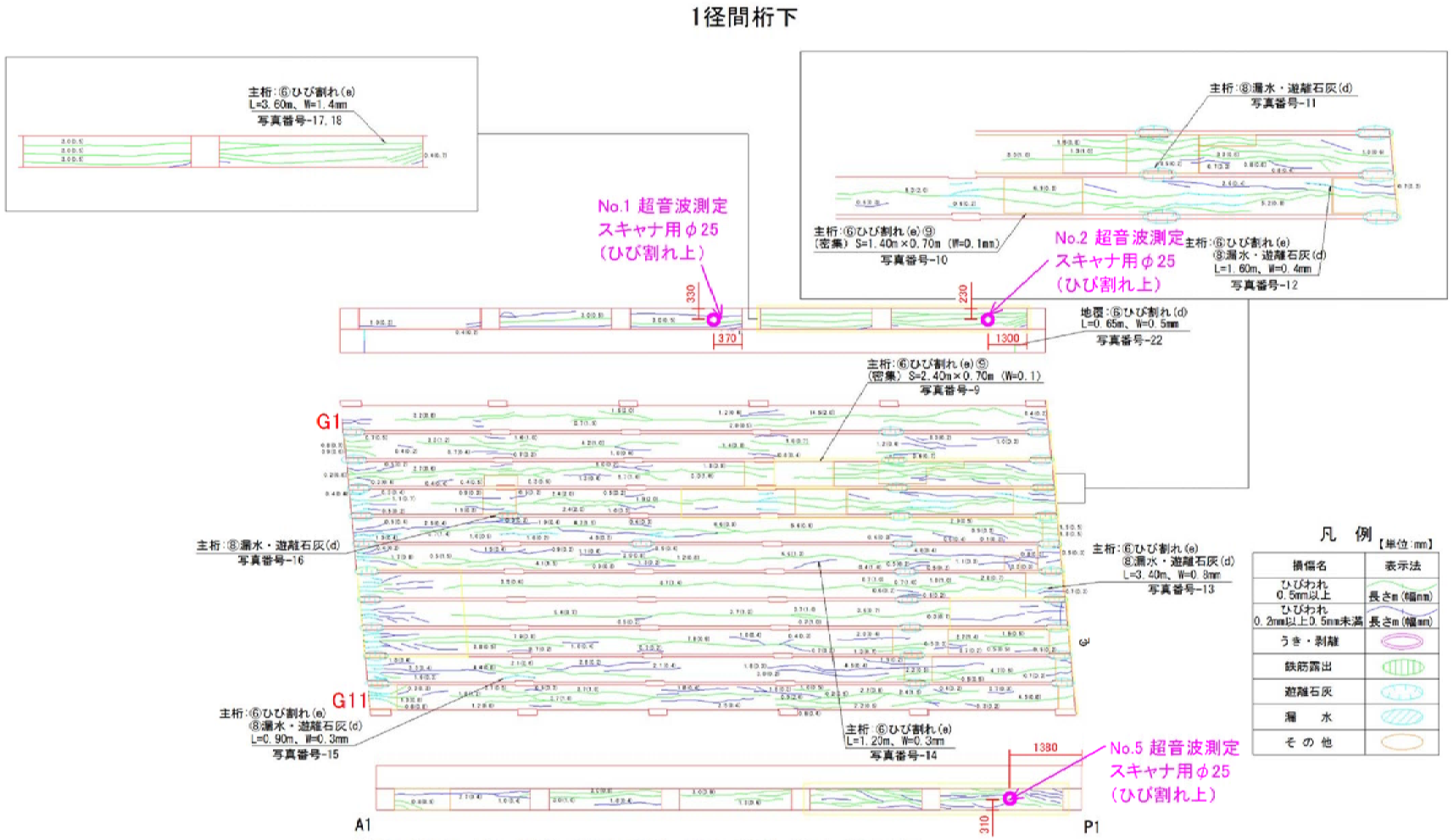



図- 2.3.2　直近の損傷図とひび割れ深さ調査位置（1径間）

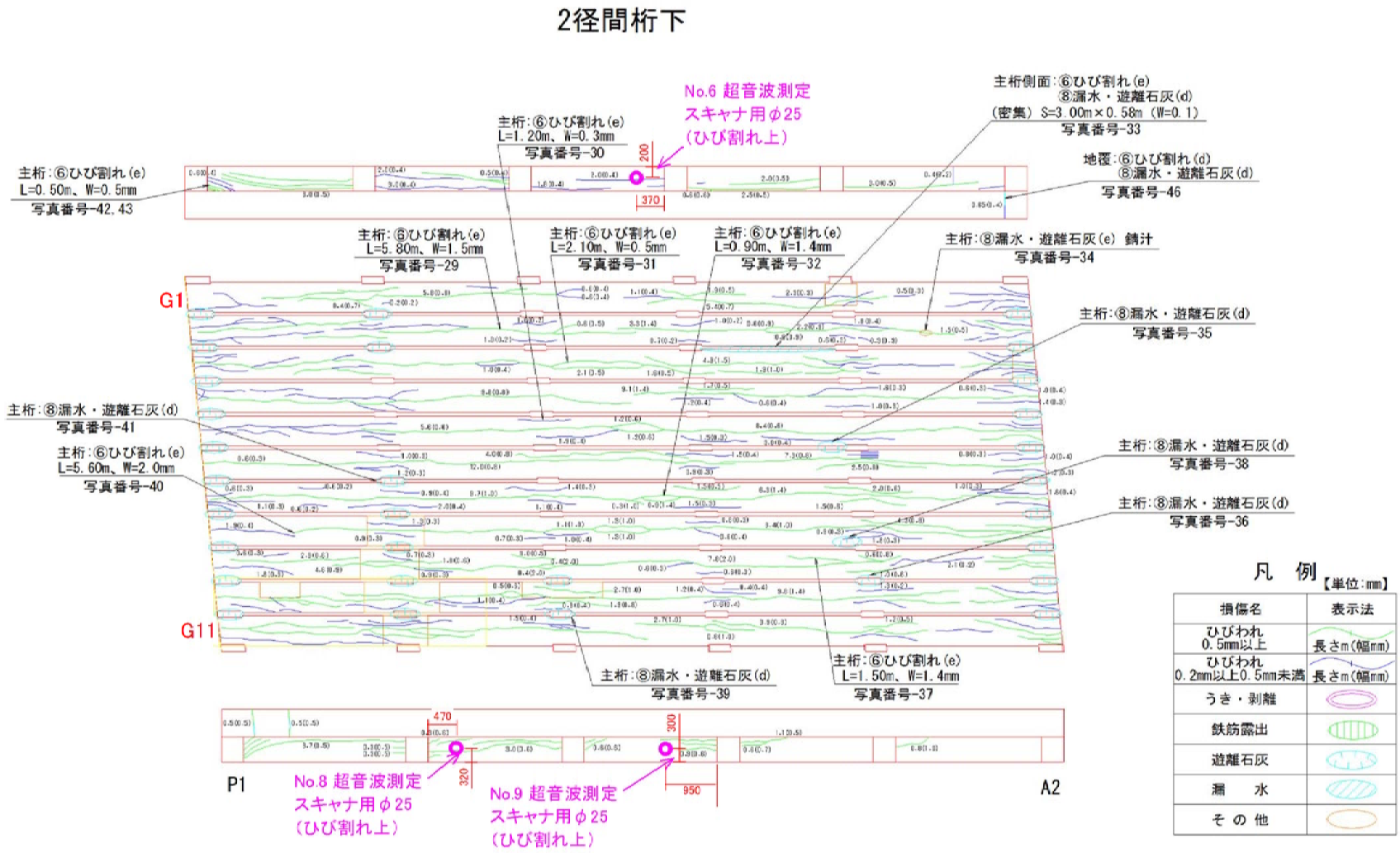



図- 2.3.3　直近の損傷図とひび割れ深さ調査位置（2 径間）

### 2.3.2 M橋

M橋は、河川を跨ぐ箇所に、1978 年に架設された橋長 17.35m の単純プレテンション方式中空床版橋で、道路橋である。M橋の橋梁状況を写真- 2.3.2 に、橋梁一般図を図- 2.3.4 に示す。架設位置は沿岸部から 4km 程度離れた内陸部で、塩害の影響地域には該当しない。

本橋は、平成 27 年 3 月に管理者が実施した定期点検における損傷状況の調査において、ＰＣ桁全体的に橋軸方向のひび割れ（外桁側面のひび割れ幅が最大で 0.5mm）が確認された。

図- 2.3.5～図- 2.3.7 に損傷図と本研究におけるひび割れ深さ調査位置を示す。

写真- 2.3.2　橋梁状況

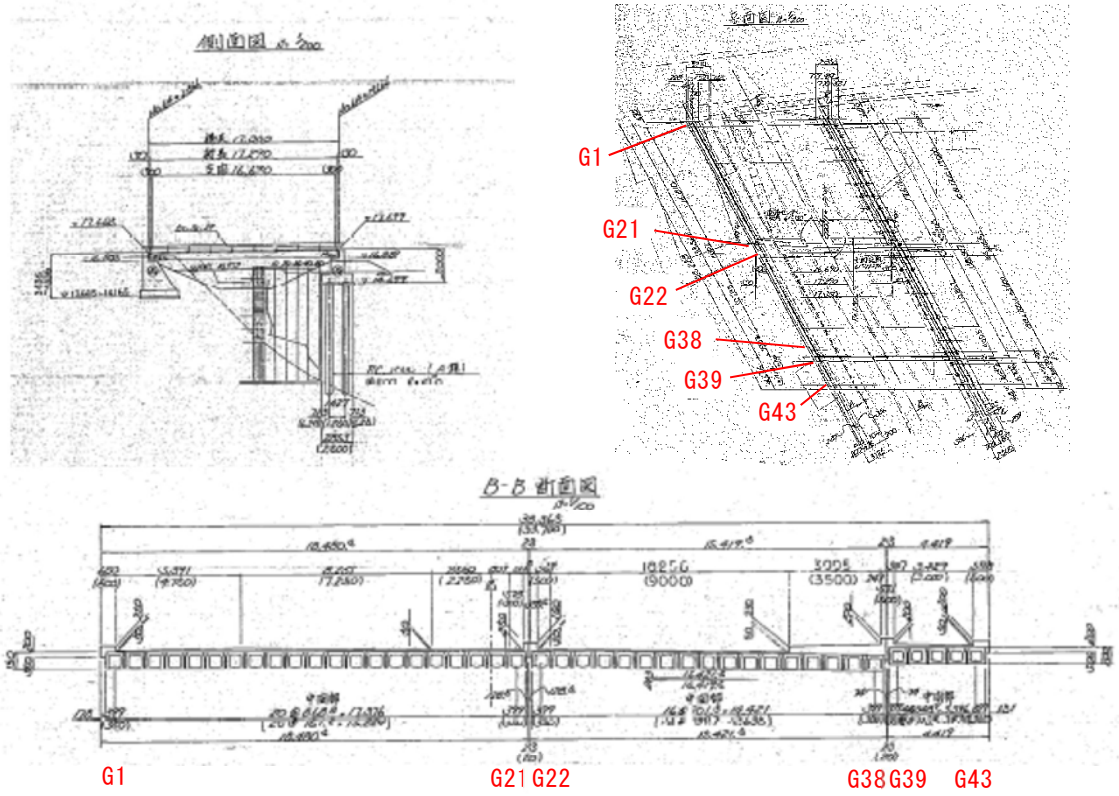



図- 2.3.4　橋梁一般図

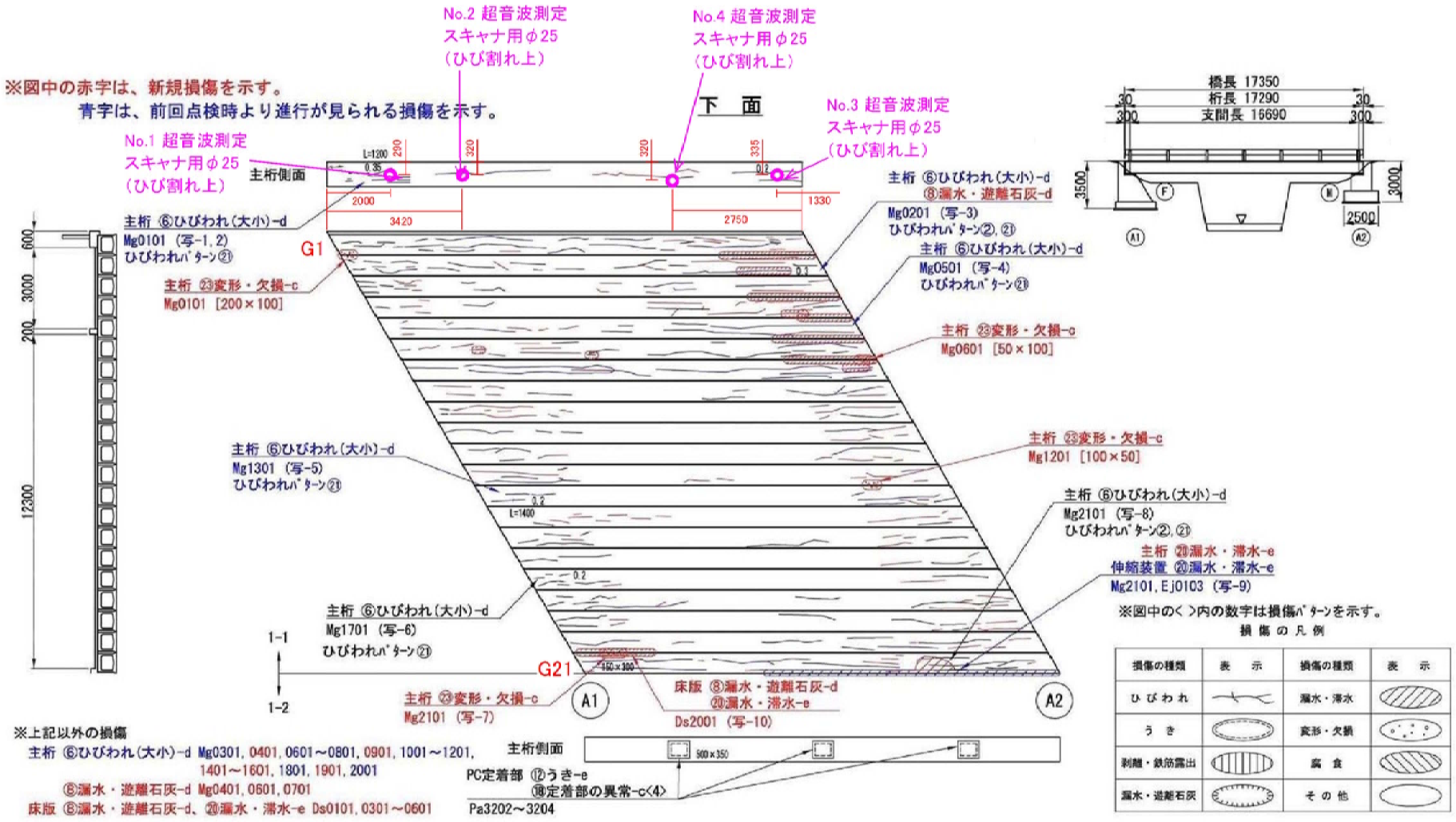



図- 2.3.5　直近の損傷図とひび割れ深さ調査位置（1）

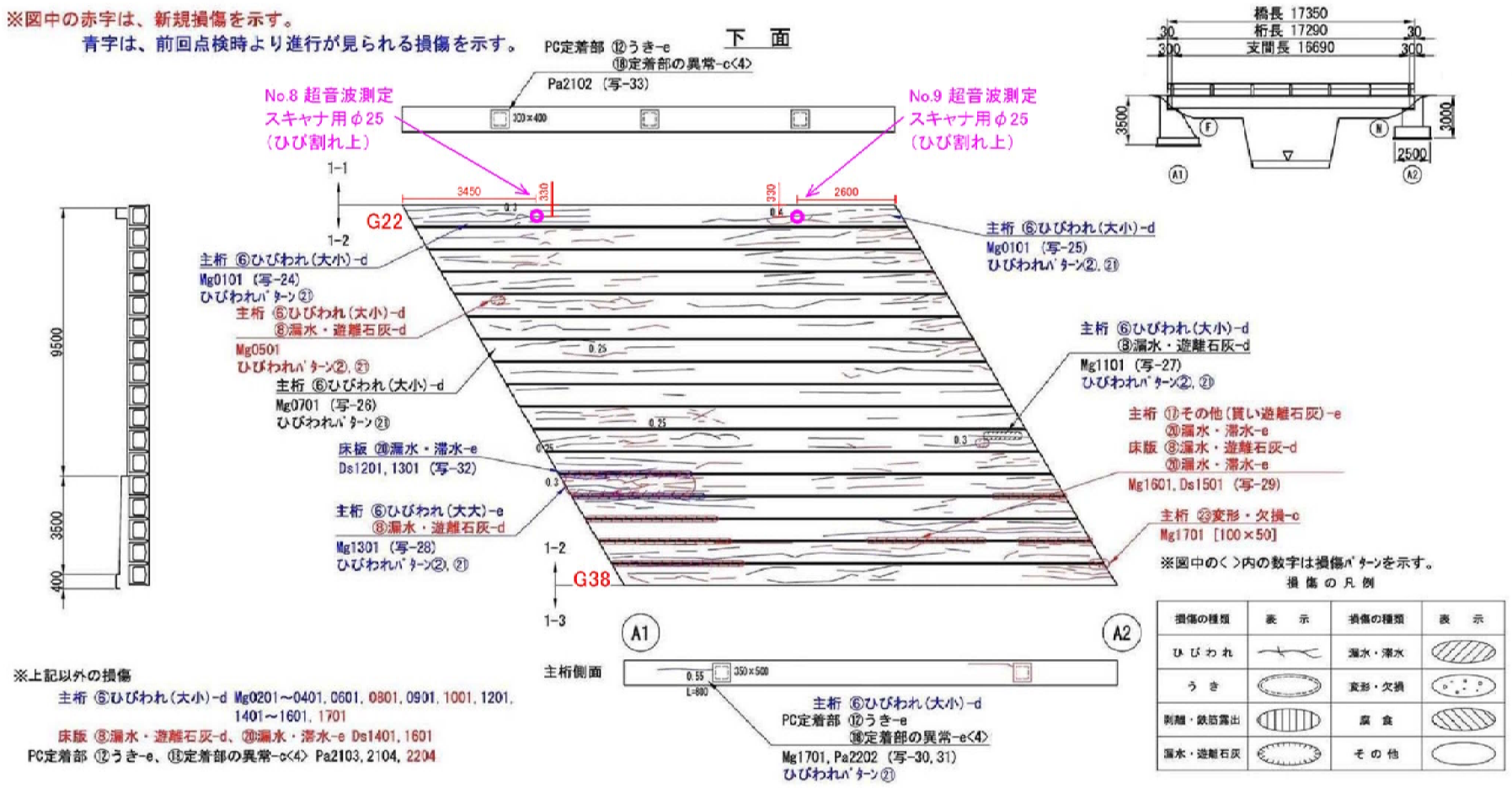



図- 2.3.6　直近の損傷図とひび割れ深さ調査位置（2）

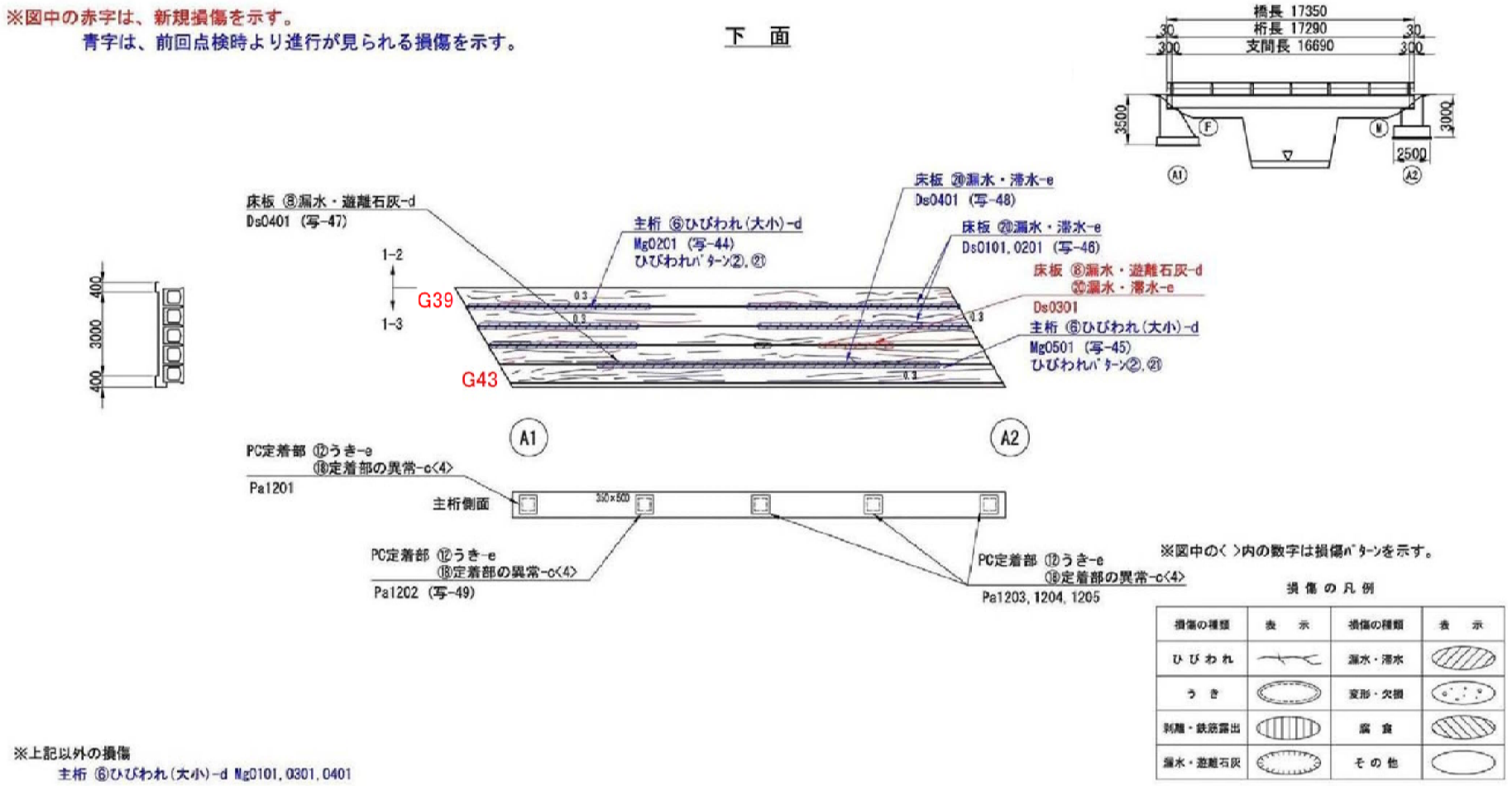



図- 2.3.7　直近の損傷図とひび割れ深さ調査位置（3）

## 3. 調査方法

### 3.1 超音波法によるひび割れ深さ探査

超音波法（3 手法）によるひび割れ深さ探査（写真- 3.1.1）により、ひび割れ深さを測定した。このひび割れ深さについては、以下、測定値と表現する。

写真- 3.1.1　ひび割れ深さ測定状況

### 3.2 コア削孔によるひび割れ深さ測定

ボーリングマシンを用いたコア削孔（径 25mm の小径コア）により採取したコアの観察、棒形スキャナによるコア孔内部のスキャンニングを行い（写真- 3.2.1、図- 3.2.1、表- 3.2.1 参照）、ひび割れ図の展開図を作成し、ひび割れ深さ、ひび割れ幅を測定した。

このひび割れ深さについては、以下、実測値と表現する。

写真- 3.2.1　スキャニング状況

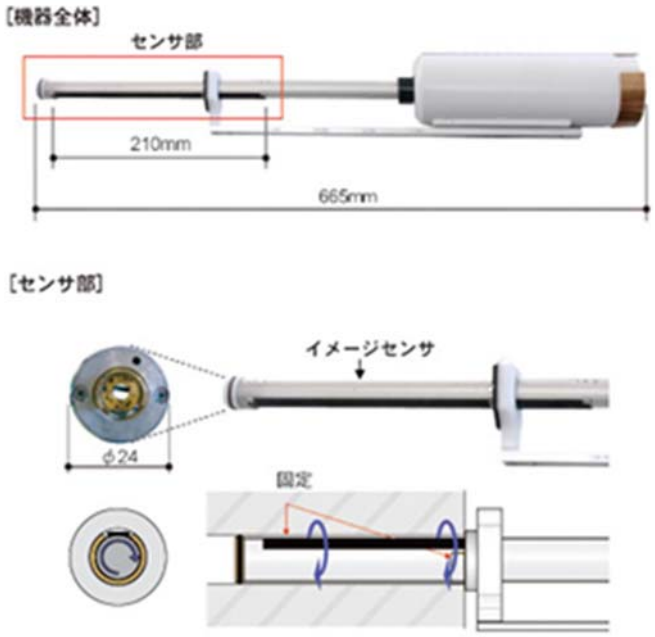
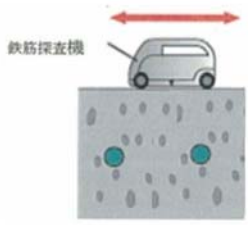
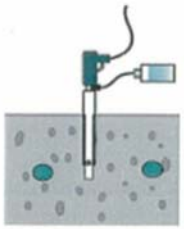
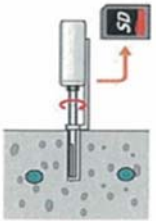
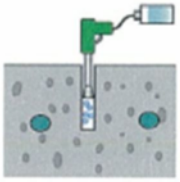
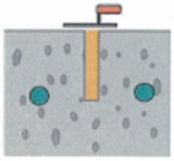



図- 3.2.1　棒形スキャナ概要図

表- 3.2.1　棒状スキャナ調査手順

| 作業項目 | 概要図 | 作業項目 | 概要図 |
|---|---|---|---|
| ①鉄筋探査<br><br>鉄筋探査機を用いて、鉄筋探査を行い削孔箇所の特定を行う。 |  | ④乾燥<br><br>孔内をドライヤーで乾燥させる。 | |
| ②小径コア削孔<br><br>φ25mmの小径コアで削孔する。<br>尚、削孔深さは構造体断面寸法を考慮して行うこととし、深さ200mm程度とする。 |  | ⑤スキャニング<br><br>棒形スキャナを回転させてスキャニング、ＳＤカードにスキャニング画像を保存、ＰＣにて確認を行う。 |  |
| ③洗浄<br><br>孔内をブラシと流水により洗浄し、ひびわれ等に詰まった削孔粉を取り除く。 |  | ⑥断面修復<br><br>削孔後の復旧は、超速硬断面修復材にて補修する。 |  |

# 4. 調査結果

## 4.1 調査結果一覧

各超音波法（直角回折波法、$T_C$-$T_0$法、修正 BS 法）によるひび割れ深さの測定値とコア削孔調査によるひび割れ深さの実測値を表- 4.1.1 に示す。

調査結果の詳細は次節に示す。

表- 4.1.1　ひび割れ深さ調査結果一覧

■U橋

| 位置番号 | 調査位置 | 表面ひび割れ幅(mm) | ひび割れ深さ測定結果（mm） | | | | | 竣工図面によるかぶり寸法(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | コア削孔調査 | 直角回折波法 | $T_C$-$T_0$法※ | | 修正ＢＳ法 | |
| | | | | | 距離1 | 距離2 | | |
| No.1 | A1-P1 G1 ①（側面） | 0.80 | 71 | 50.0 | 55.9 | 74.3 | 30.1 | 48.8 |
| No.2 | A1-P1 G1 ③（側面） | 1.00 | 58 | 20未満 | 27.3 | 37.8 | 18.5 | 48.8 |
| No.5 | A1-P1 G11 ①（側面） | 0.40 | 42 | 36.0 | 49.8 | 75.6 | 34.0 | 48.8 |
| No.6 | P1-A2 G1（側面） | 0.70 | 51 | 20未満 | 110.6 | 207.4 | 18.6 | 48.8 |
| No.8 | P1-A2 G11 ①（側面） | 0.60 | 59 | 54.0 | 46.7 | 76.7 | 23.5 | 48.8 |
| No.9 | P1-A2 G11 ③（側面） | 0.30 | 24 | 27.0 | 38.1 | 56.9 | 13.4 | 48.8 |

■M橋

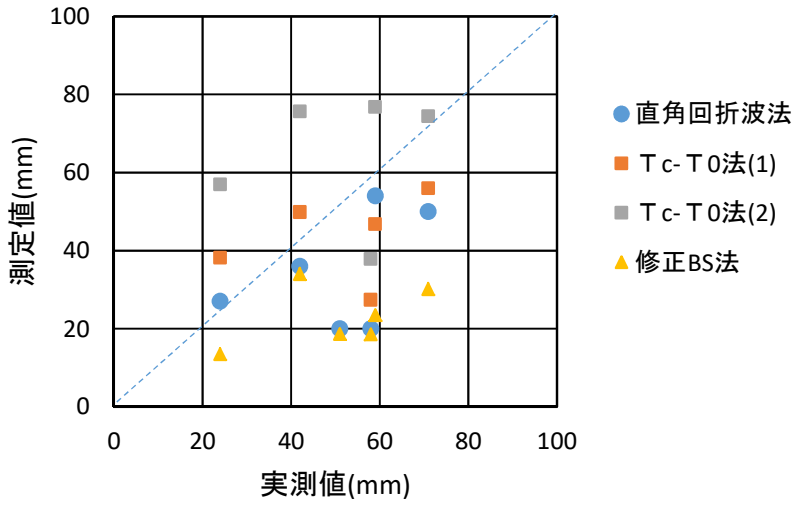
| 位置番号 | 調査位置 | 表面ひび割れ幅(mm) | ひび割れ深さ測定結果（mm） | | | | | 竣工図面によるかぶり寸法(mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | コア削孔調査 | 直角回折波法 | $T_C$-$T_0$法※ | | 修正ＢＳ法 | |
| | | | | | 距離1 | 距離2 | | |
| No.1 | A1 G1 ①（側面） | 0.30 | 50 | 45.0 | 11.0 | 32.2 | 11.6 | 48.8 |
| No.2 | A1 G1 ②（側面） | 0.20 | 45 | 42.0 | 17.9 | 24.2 | 16.1 | 48.8 |
| No.3 | A2 G1 ①（側面） | 0.20 | 50 | 35.0 | 33.3 | 35.2 | 33.1 | 48.8 |
| No.4 | A2 G1 ②（側面） | 0.20 | 45 | 35.0 | 28.2 | 17.0 | 32.9 | 48.8 |
| No.8 | A1 G22（下面） | 0.30 | 58 | 52.0 | 44.6 | 49.2 | 33.3 | 33.8 |
| No.9 | A2 G22（下面） | 0.50 | 48 | 75.0 | 61.7 | 93.5 | 33.0 | 33.8 |

＜凡例＞
：4つの測定結果の中で、コア削孔調査測定値に最も近い値
：4つの測定結果の中で、コア削孔調査測定値に2番目に近い値

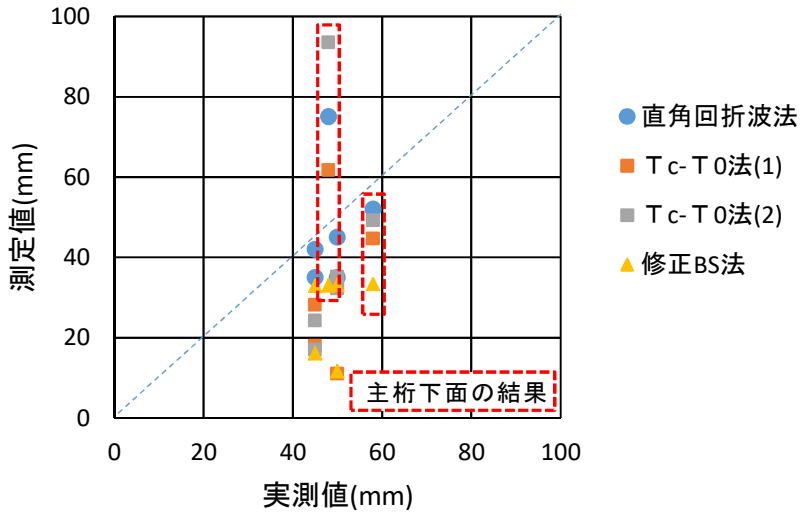
※$T_C$-$T_0$法では、ひび割れから発・受振子の距離を２パターンに設定して測定した。

図- 4.1.1 には、非破壊検査手法の 1 つである超音波法（直角回析波法、Tc-To 法、修正 BS 法）によるひび割れ深さ測定結果を示す。実施した超音波法のなかでは、直角回折波法による測定値がコア削孔調査による測定値（以下、実測値）に最も近い値を示している。

実測値に最も近い測定値を示した直角回折波法による測定値は、実測値より短い評価になりやすい傾向が見られる。これは、超音波が最短距離を通過する性質をもつことから、ひび割れが内部で閉じている箇所がある場合やひび割れ面に浅深の差がある場合は、ひび割れ深さが過小評価されるものと考えられる。測定値が実測値より極端に長い評価となっているのは主桁下面の結果であり、側面に比べて鋼材配置が密であること等が要因と考えられる。




（a） U 橋




（b） M 橋

図- 4.1.1　測定値と実測値の関係

## 4.2 U橋の調査結果

U橋における各超音波法によるひび割れ深さの測定値を表- 4.2.1～表- 4.2.3 に示す。

表- 4.2.1　ひび割れ深さの測定値（直角回折波法）

| 位置番号 | 表面<br>ひび割れ幅<br>(mm) | 発振からひび<br>割れまでの<br>距離(mm) | ひび割れ深さ<br>d(mm) |
|---|---|---|---|
| No.1 | 0.80 | 50.0 | 50.0 |
| No.2 | 1.00 | 20未満 | 20未満 |
| No.5 | 0.40 | 36.0 | 36.0 |
| No.6 | 0.70 | 20未満 | 20未満 |
| No.8 | 0.60 | 54.0 | 54.0 |
| No.9 | 0.30 | 27.0 | 27.0 |

表- 4.2.2　ひび割れ深さの測定値（$T_C$-$T_0$ 法）

| 位置番号 | 表面<br>ひび割れ幅<br>(mm) | 距離1 | | | | 距離2 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 距離1<br>a(mm) | 健全部の<br>伝播時間<br>$T_0$($\mu$sec) | ひび割れ部<br>の伝播時間<br>$T_C$($\mu$sec) | ひび割れ<br>深さ<br>d(mm) | 距離2<br>a(mm) | 健全部の<br>伝播時間<br>$T_0$($\mu$sec) | ひび割れ部<br>の伝播時間<br>$T_C$($\mu$sec) | ひび割れ<br>深さ<br>d(mm) |
| No.1 | 0.80 | 50 | 16.8 | 25.2 | 55.9 | 100 | 36.2 | 45.1 | 74.3 |
| No.2 | 1.00 | 40 | 15.7 | 19.0 | 27.3 | 80 | 32.0 | 35.4 | 37.8 |
| No.5 | 0.40 | 40 | 15.1 | 24.1 | 49.8 | 80 | 29.0 | 39.9 | 75.6 |
| No.6 | 0.70 | 50 | 19.4 | 47.1 | 110.6 | 100 | 39.0 | 89.8 | 207.4 |
| No.8 | 0.60 | 40 | 15.1 | 23.2 | 46.7 | 80 | 30.1 | 41.7 | 76.7 |
| No.9 | 0.30 | 50 | 18.7 | 23.5 | 38.1 | 100 | 39.8 | 45.8 | 56.9 |

表- 4.2.3　ひび割れ深さの測定値（修正ＢＳ法）

| 位置番号 | 表面<br>ひび割れ幅<br>(mm) | ひび割れ<br>までの距離<br>(a) | aの時間<br>T1($\mu$sec) | 2aの時間<br>T2($\mu$sec) | ひび割れ深さ<br>d(mm) |
|---|---|---|---|---|---|
| No.1 | 0.80 | 50 | 25.2 | 45.1 | 30.1 |
| No.2 | 1.00 | 40 | 19.0 | 35.4 | 18.5 |
| No.5 | 0.40 | 40 | 24.1 | 39.9 | 34.0 |
| No.6 | 0.70 | 50 | 47.1 | 89.8 | 18.6 |
| No.8 | 0.60 | 40 | 23.2 | 41.7 | 23.5 |
| No.9 | 0.30 | 50 | 23.5 | 45.8 | 13.4 |

コア削孔によるひび割れ深さの実測値を表- 4.2.4 に、ひび割れ深さとひび割れ幅の関係を図- 4.2.1 に示す。

図- 4.2.1 に示すとおり、主桁側面において、ひび割れ幅 0.4mm 以下のひび割れ深さは 50mm 未満で、調査位置から最も近い位置のスターラップの鉄筋探査によるかぶり測定値未満であった。ひび割れ幅 0.6mm 以上のひび割れ深さは 50mm 以上で、上述のスターラップのかぶりよりも深い箇所も見られた。以上により、U 橋主桁のひび割れはスターラップに達している可能性があると推察される。

表- 4.2.4　ひび割れ深さの実測値（コア削孔）

| 位置番号 | 調査位置 | コア削孔長 (mm) | 表面ひび割れ幅 (mm) | ひび割れ深さ (mm) | 竣工図面によるかぶり寸法 (mm) | 鉄筋探査によるかぶり寸法 (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| No.1 | A1-P1 G1 ①（側面） | 112 | 0.8 | 71 | 48.8 | 60 |
| No.2 | A1-P1 G1 ③（側面） | 140 | 1.0 | 58 | 48.8 | 60 |
| No.5 | A1-P1 G11 ①（側面） | 122 | 0.4 | 42 | 48.8 | 65 |
| No.6 | P1-A2 G1（側面） | 110 | 0.7 | 51 | 48.8 | 55 |
| No.8 | P1-A2 G11 ①（側面） | 105 | 0.6 | 59 | 48.8 | 55 |
| No.9 | P1-A2 G11 ③（側面） | 102 | 0.3 | 24 | 48.8 | 55 |

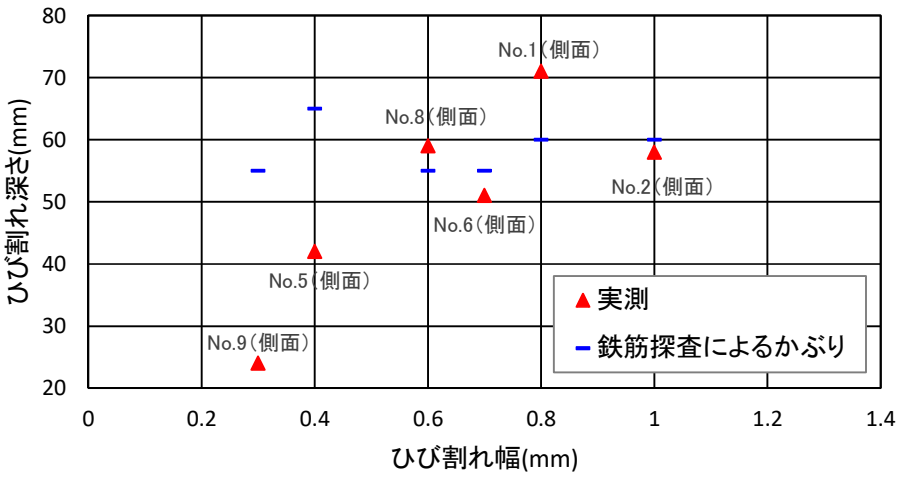
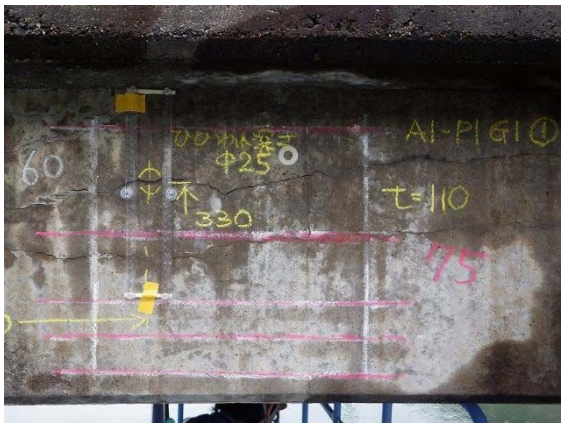
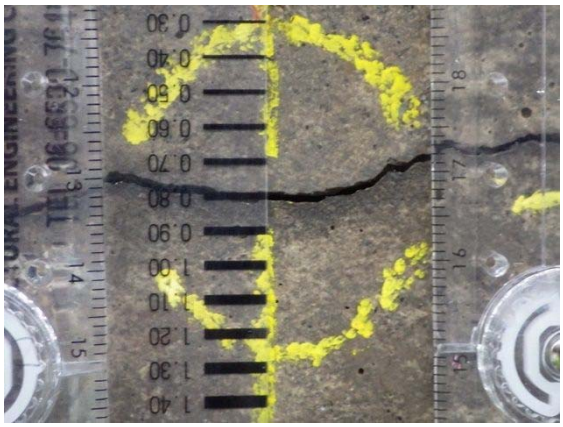



図- 4.2.1　ひび割れ深さとひび割れ幅の関係（コア削孔）

調査位置のひび割れ状況を写真- 4.2.1、写真- 4.2.2 に、棒形スキャナ撮影画像とひび割れスケッチ図を図- 4.2.2、図- 4.2.3 に示す。

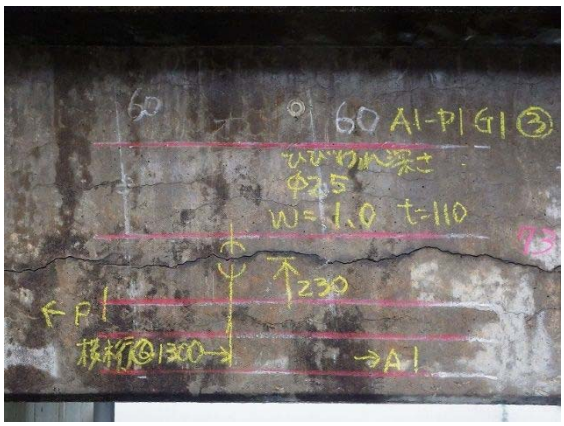



(a)全景

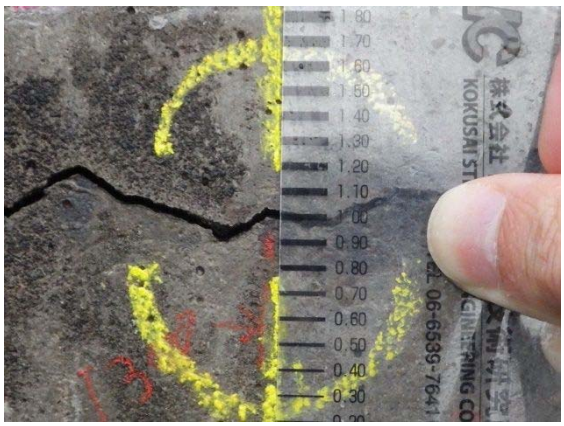


(b)拡大

No.1




(a)全景



(b)拡大

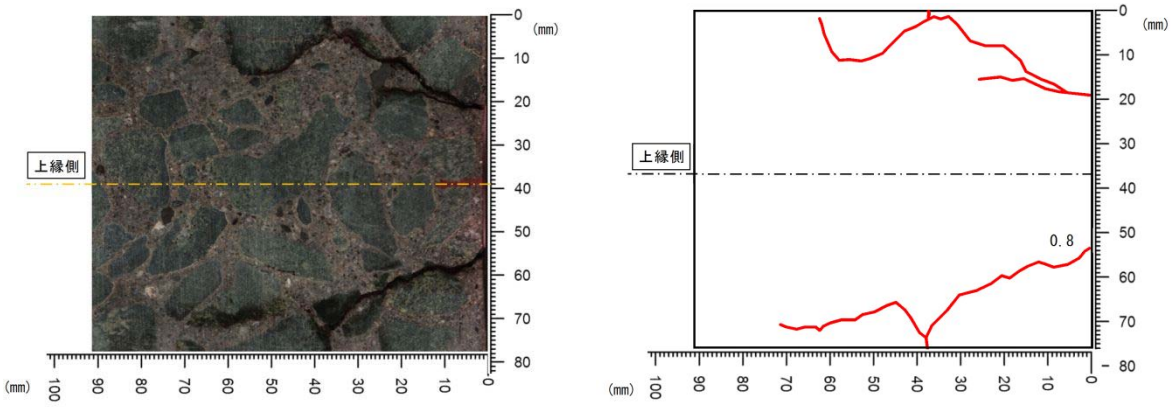
No.2

(a)全景

(b)拡大

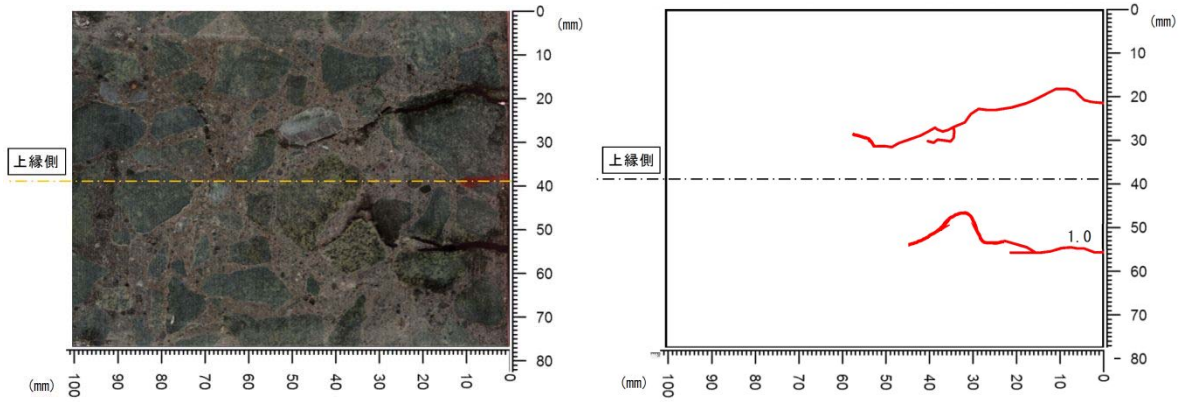
No.5

写真- 4.2.1　調査位置ひび割れ状況（U橋 No.1, 2, 5）



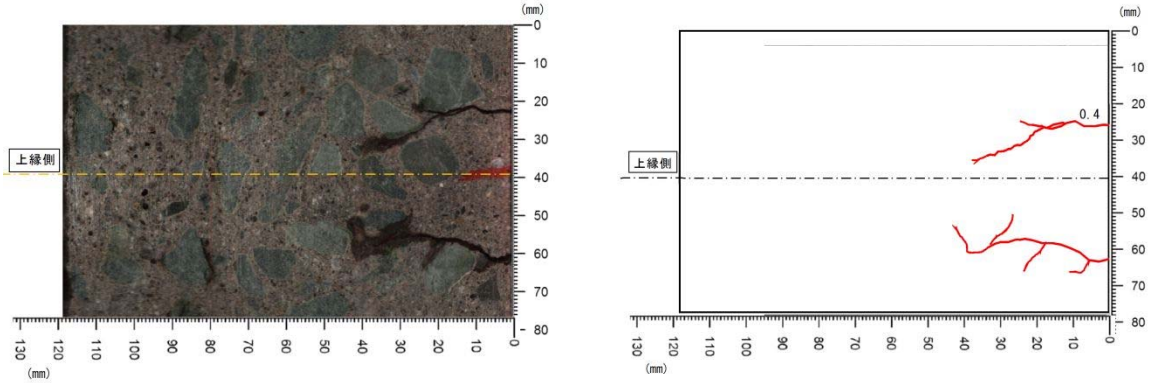

(a)スキャナ撮影画像　　(b)ひび割れ図

No.1




(a)スキャナ撮影画像　　(b)ひび割れ図

No.2

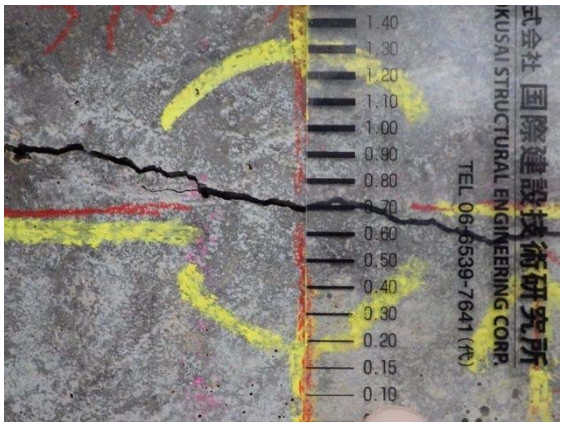



(a)スキャナ撮影画像　　(b)ひび割れ図

No.5

図- 4.2.2　棒形スキャナ撮影画像とひび割れスケッチ図（U橋 No.1, 2, 5）

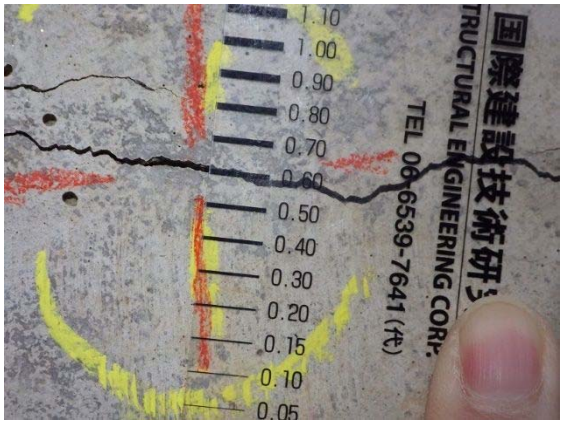
(a)全景




(b)拡大

No.6

(a)全景




(b)拡大

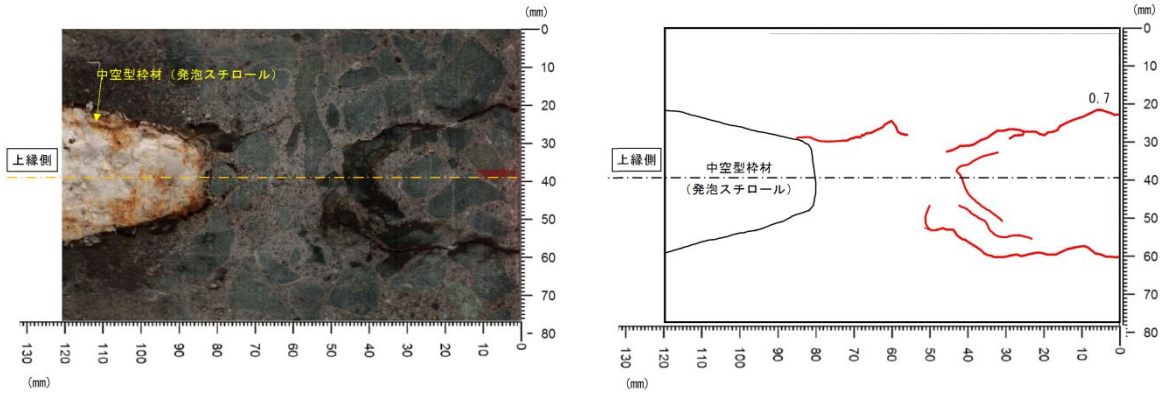
No.8

(a)全景

(b)拡大

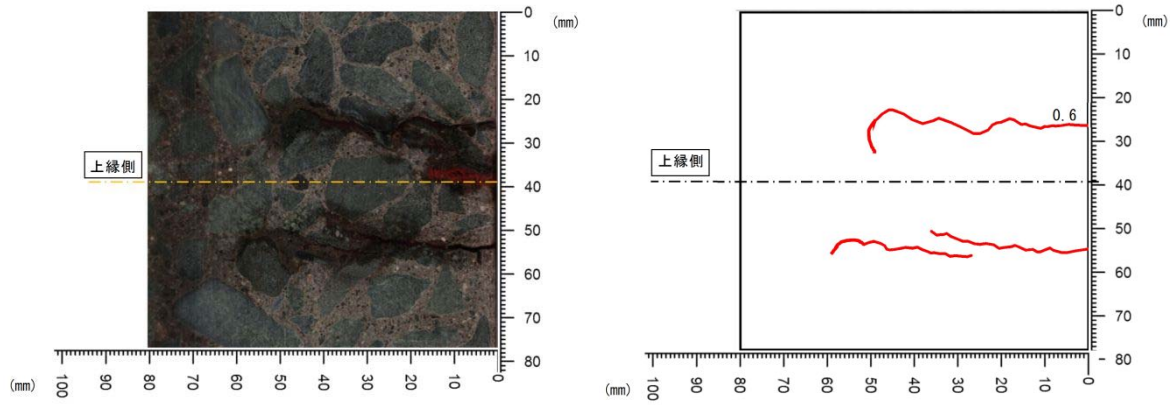
No.9

写真- 4.2.2　調査位置ひび割れ状況（U橋 No.6, 8, 9）



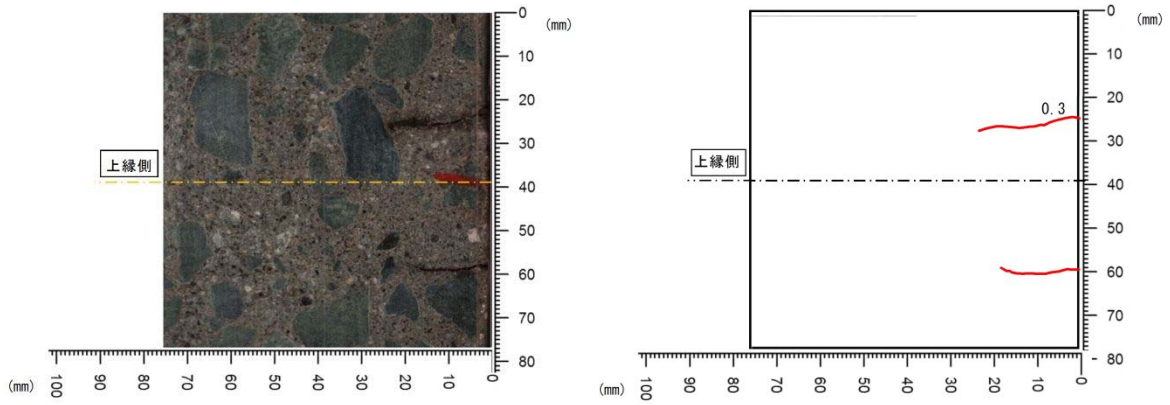

(a)スキャナ撮影画像　　(b)ひび割れ図

No.6




(a)スキャナ撮影画像　　(b)ひび割れ図

No.8




(a)スキャナ撮影画像　　(b)ひび割れ図

No.9

図- 4.2.3　棒形スキャナ撮影画像とひび割れスケッチ図（U橋 No.6, 8, 9）

## 4.3 M橋の調査結果

M橋における各超音波法によるひび割れ深さの測定値を表- 4.3.1～表- 4.3.3 に示す。

表- 4.3.1　ひび割れ深さの測定値（直角回折波法）

| 位置番号 | 表面<br>ひび割れ幅<br>(mm) | 発振からひび割れまでの距離(mm) | ひび割れ深さ<br>d(mm) |
|---|---|---|---|
| No.1 | 0.30 | 45.0 | 45.0 |
| No.2 | 0.20 | 42.0 | 42.0 |
| No.3 | 0.20 | 35.0 | 35.0 |
| No.4 | 0.20 | 35.0 | 35.0 |
| No.8 | 0.30 | 52.0 | 52.0 |
| No.9 | 0.50 | 75.0 | 75.0 |

表- 4.3.2　ひび割れ深さの測定値（$T_C$-$T_0$ 法）

| 位置番号 | 表面<br>ひび割れ幅<br>(mm) | 距離1 | | | | 距離2 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 距離1<br>a(mm) | 健全部の伝播時間<br>$T_0$($\mu$sec) | ひび割れ部の伝播時間<br>$T_C$($\mu$sec) | ひび割れ深さ<br>d(mm) | 距離2<br>a(mm) | 健全部の伝播時間<br>$T_0$($\mu$sec) | ひび割れ部の伝播時間<br>$T_C$($\mu$sec) | ひび割れ深さ<br>d(mm) |
| No.1 | 0.30 | 50 | 20.9 | 21.4 | 11.0 | 100 | 41.6 | 43.7 | 32.2 |
| No.2 | 0.20 | 50 | 20.9 | 22.2 | 17.9 | 100 | 41.6 | 42.8 | 24.2 |
| No.3 | 0.20 | 50 | 20.9 | 25.1 | 33.3 | 100 | 41.6 | 44.1 | 35.2 |
| No.4 | 0.20 | 50 | 20.9 | 24.0 | 28.2 | 100 | 41.6 | 42.2 | 17.0 |
| No.8 | 0.30 | 50 | 18.2 | 24.4 | 44.6 | 100 | 38.4 | 42.8 | 49.2 |
| No.9 | 0.50 | 50 | 18.2 | 28.9 | 61.7 | 100 | 37.1 | 50.8 | 93.5 |

表- 4.3.3　ひび割れ深さの測定値（修正ＢＳ法）

| 位置番号 | 表面<br>ひび割れ幅<br>(mm) | ひび割れまでの距離<br>(a) | aの時間<br>T1($\mu$sec) | 2aの時間<br>T2($\mu$sec) | ひび割れ深さ<br>d(mm) |
|---|---|---|---|---|---|
| No.1 | 0.30 | 50 | 21.4 | 43.7 | 11.6 |
| No.2 | 0.20 | 50 | 22.2 | 42.8 | 16.1 |
| No.3 | 0.20 | 50 | 25.1 | 44.1 | 33.1 |
| No.4 | 0.20 | 50 | 24.0 | 42.2 | 32.9 |
| No.8 | 0.30 | 50 | 24.4 | 42.8 | 33.3 |
| No.9 | 0.50 | 50 | 28.9 | 50.8 | 33.0 |

コア削孔によるひび割れ深さの実測値を表- 4.3.4、ひび割れ深さとひび割れ幅の関係を図- 4.3.1 に示す。

図- 4.3.1 に示すとおり、主桁側面におけるひび割れ幅 0.3mm 以下のひび割れ深さは 50mm 以下で，調査位置から最も近い位置のスターラップの鉄筋探査によるかぶり測定値以下であった．主桁下面におけるひび割れ幅 0.3mm 以上のひび割れ深さは 48mm 以上で、上述のスターラップのかぶりよりも深い結果となった．以上により，M橋主桁のひび割れはスターラップに達している可能性があると推察される．

表- 4.3.4　ひび割れ深さの実測値（コア削孔）

| 位置番号 | 調査位置 | コア削孔長 (mm) | 表面ひび割れ幅 (mm) | ひび割れ深さ (mm) | 竣工図面によるかぶり寸法 (mm) | 鉄筋探査によるかぶり寸法 (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| No.1 | A1 G1 ①（側面） | 105 | 0.3 | 50 | 48.8 | 50 |
| No.2 | A1 G1 ②（側面） | 105 | 0.2 | 45 | 48.8 | 50 |
| No.3 | A2 G1 ①（側面） | 105 | 0.2 | 50 | 48.8 | 50 |
| No.4 | A2 G1 ②（側面） | 95 | 0.2 | 45 | 48.8 | 50 |
| No.8 | A1 G22（下面） | 125 | 0.3 | 58 | 33.8 | 40 |
| No.9 | A2 G22（下面） | 125 | 0.5 | 48 | 33.8 | 40 |

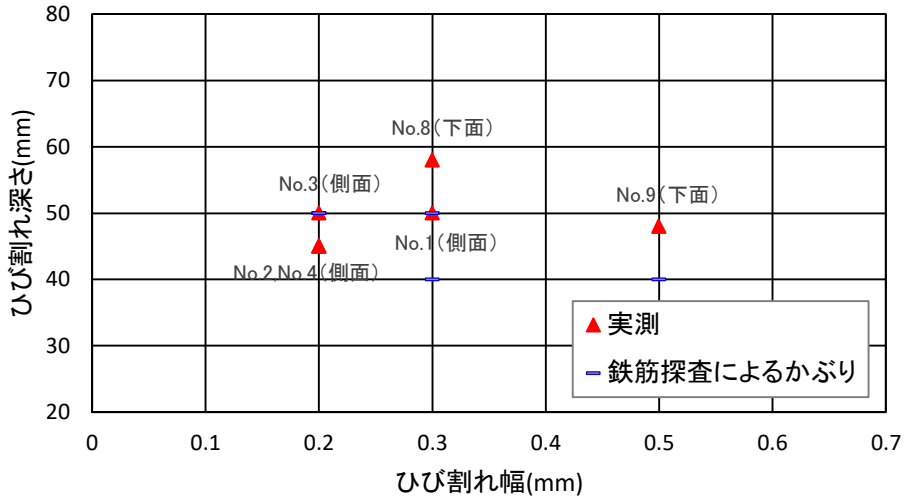


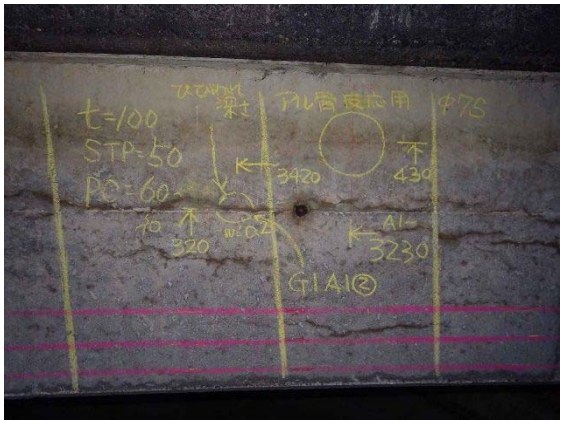

図- 4.3.1　ひび割れ深さとひび割れ幅の関係（コア削孔）

調査位置のひび割れ状況を写真- 4.3.1、写真- 4.3.2 に、棒形スキャナ撮影画像とひび割れスケッチ図を図- 4.3.2、図- 4.3.3 に示す。

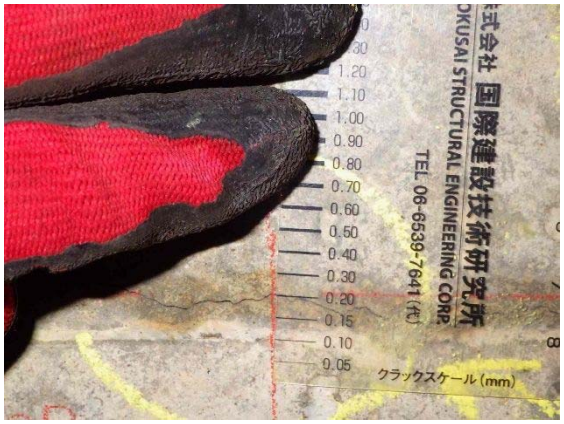
(a)全景

(b)拡大

No.1




(a)全景




(b)拡大

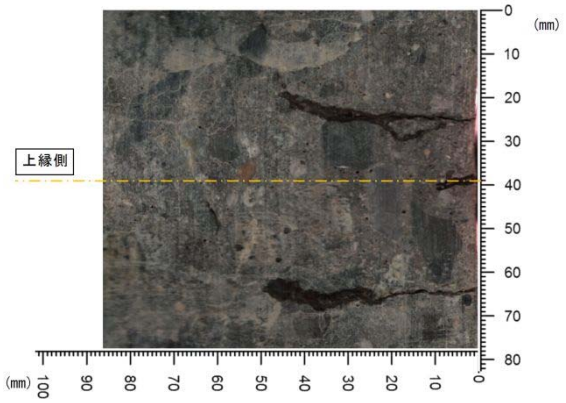
No.2

(a)全景

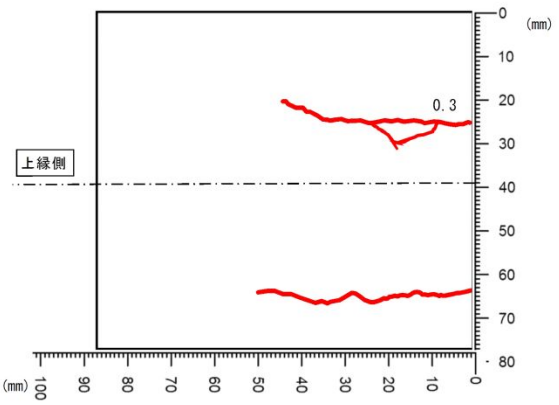
(b)拡大

No.3

写真- 4.3.1　調査位置ひび割れ状況（M橋 No.1, 2, 3）

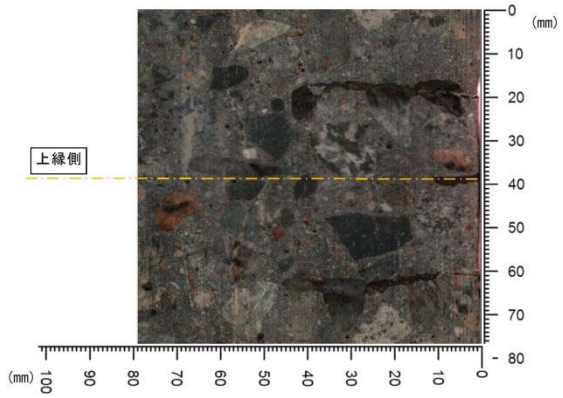



(a)スキャナ撮影画像

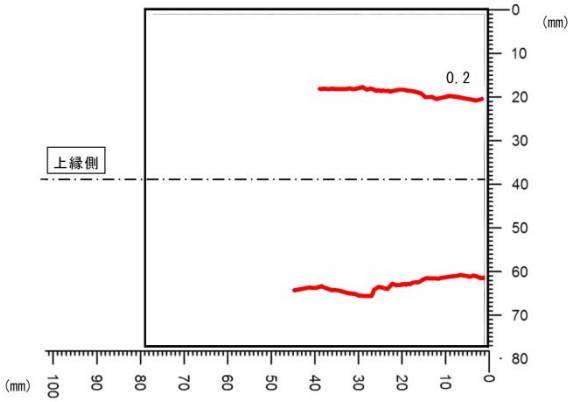



(b)ひび割れ図

No.1

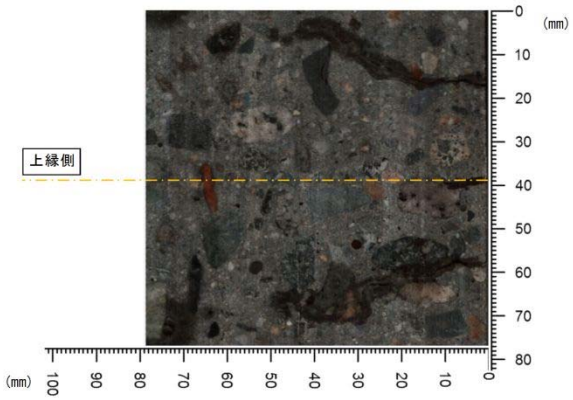



(a)スキャナ撮影画像

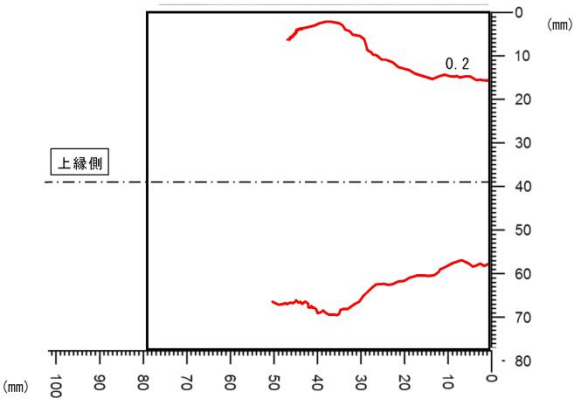



(b)ひび割れ図

No.2



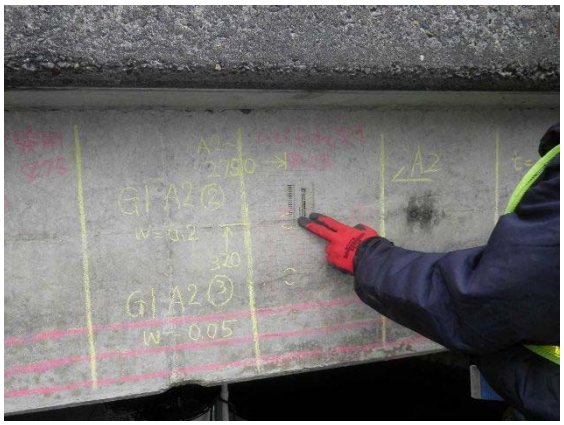

(a)スキャナ撮影画像



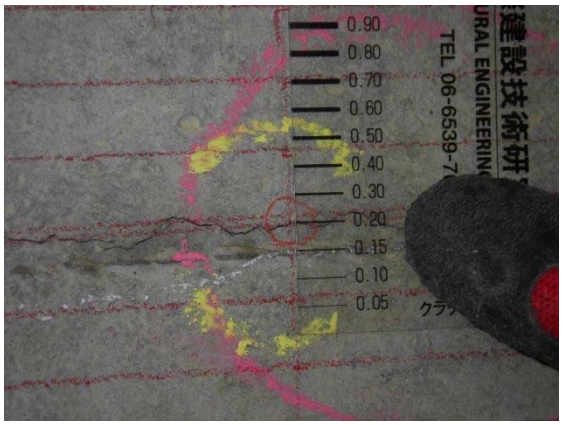

(b)ひび割れ図

No.3

図- 4.3.2　棒形スキャナ撮影画像とひび割れスケッチ図（M橋 No.1, 2, 3）

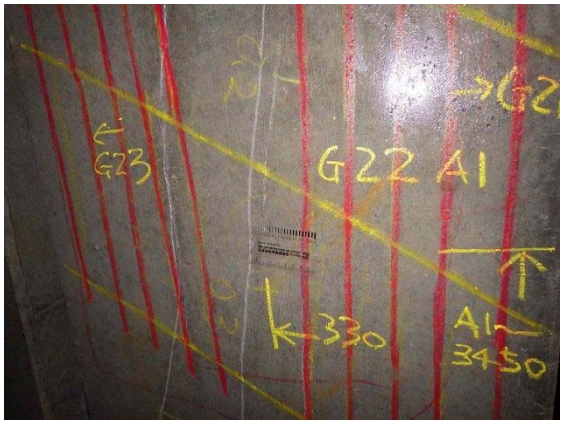



(a)全景

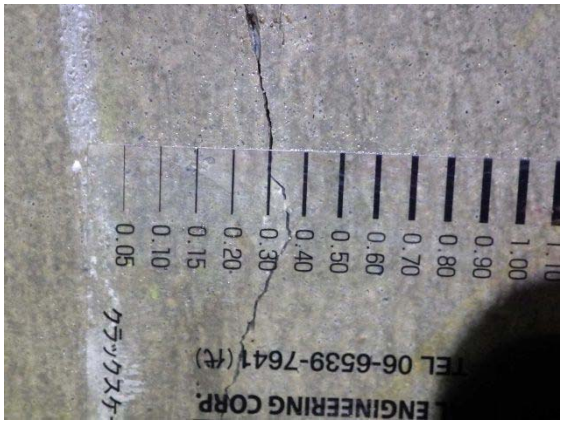



(b)拡大

No.4



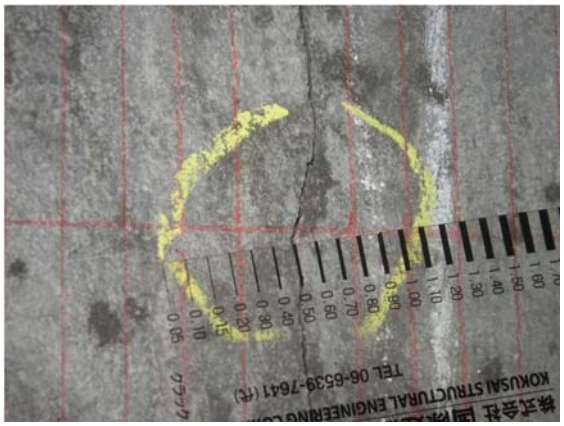

(a)全景




(b)拡大

No.8

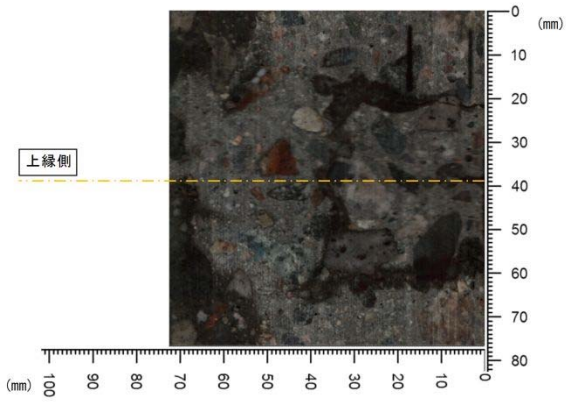
(a)全景



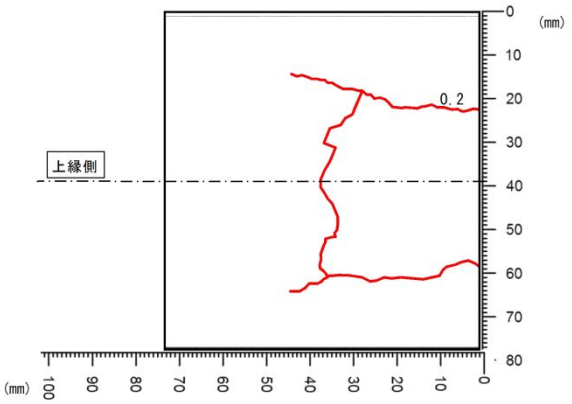
(b)拡大

No.9

写真- 4.3.2　調査位置ひび割れ状況（M橋 No.4, 8, 9）

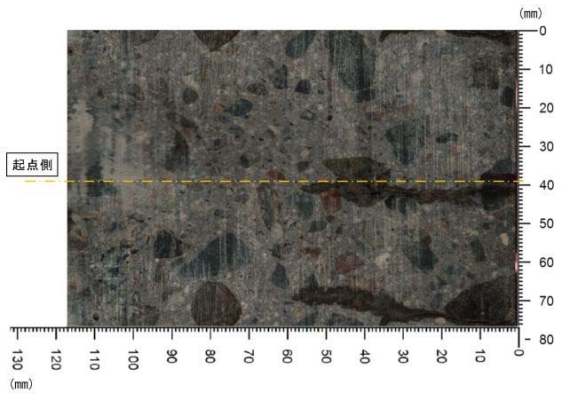



(a)スキャナ撮影画像

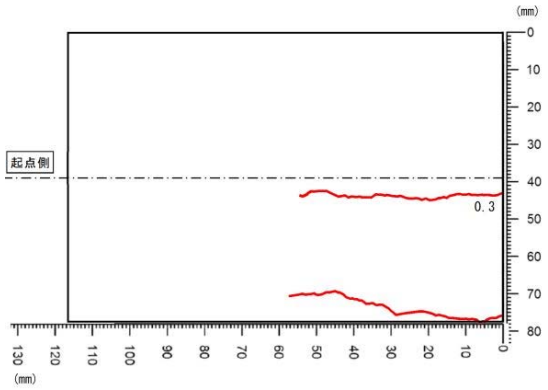



(b)ひび割れ図

No.4

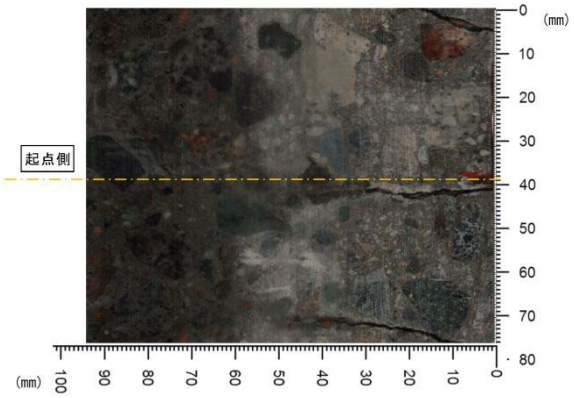



(a)スキャナ撮影画像

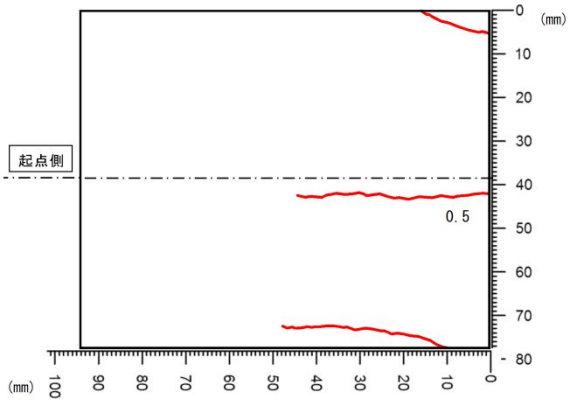



(b)ひび割れ図

No.8




(a)スキャナ撮影画像




(b)ひび割れ図

No.9

図- 4.3.3　棒形スキャナ撮影画像とひび割れスケッチ図（M橋 No.4, 8, 9）

## 4.4 超音波法によるひび割れ測定値と実測値との関係

### 4.4.1 共通事項

(1) ひび割れ内部の接触による過小評価

ひび割れがひび割れ内部で局所的に接触して途切れている場合（図- 4.4.1)、ひび割れ幅が著しく小さい場合、ひび割れ内に水や遊離石灰などの充填物が存在する場合は、超音波の経路が短くなることで、ひび割れ深さを過小評価することになる。そのため、ひび割れ深さ評価は、非破壊検査を複数箇所で実施して異常値を除外すること、代表的なひび割れ部で微破壊検査を実施すること等により精度向上を図ることが重要である。

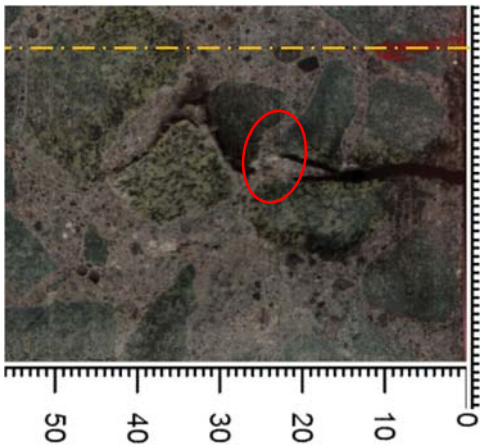



図- 4.4.1　ひび割れ深さ過小評価の例（ひび割れ内部の接触）

(2) ひび割れ面の最浅部評価による過小評価

超音波が最短距離を通過する性質は、ひび割れ面のうち最浅部を評価する（図- 4.4.2）ことになる。そのため、既設桁における調査データを蓄積して補正係数を設定し、非破壊検査による測定値に乗算して算出した値を、ひび割れ深さ推定値として評価することが望ましい。本調査データから補正係数（参考値）を算出する場合、約 1.25（直角回析波法）となる。信頼性の高い補正値の設定のためには、検査データの蓄積が必要である。

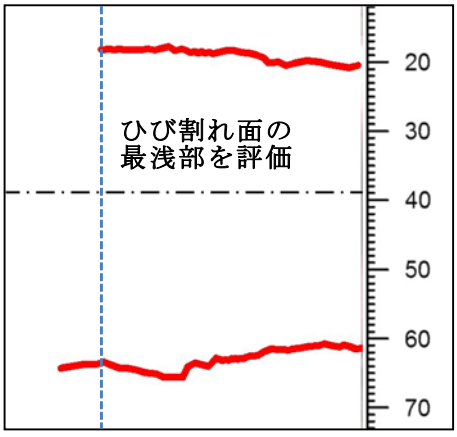
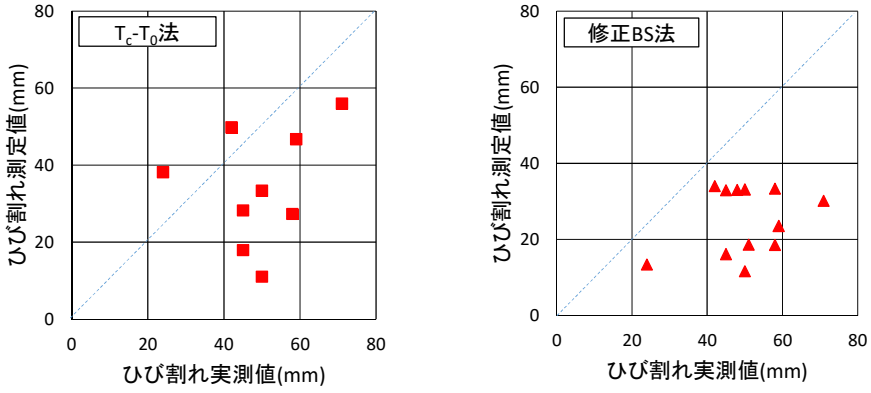



図- 4.4.2　ひび割れ深さ過小評価の例（ひび割れ面の最浅部評価）

### 4.4.2 $T_c$-$T_0$ 法・修正 BS 法

$T_c$-$T_0$ 法、修正 BS 法は、超音波の伝搬時間によりひび割れ深さを評価する手法で、コンクリート表層部と内部の品質・状態（含水率等）は同一（表層部の伝搬速度と内部の伝搬速度は同一）の仮定である。そのため、コンクリート品質・状態の違いにより受ける影響が大きく、コア削孔調査によるひび割れ深さの実測値との差異は大きい（図- 4.4.3）。上述の仮定があてはまらないことから、既設コンクリート桁に対しては適用性が比較的に低いものと考えられる。




(a) $T_c$-$T_0$ 法　　(b) 修正 BS 法

図- 4.4.3　主桁側面における超音波法（$T_c$-$T_0$ 法、修正 BS 法）の測定値と実測値の比較

### 4.4.3 直角回析波法

直角回析波法は、弾性体に関する波動理論に基づく弾性波の回析による超音波の位相逆転位置を特定してひび割れ深さを評価する手法である。そのため、コンクリートの品質・状態による影響が比較的小さく、3 手法のうちでは実測値との差異が小さい（図- 4.4.4）。既設コンクリート桁に対しては適用性が比較的に高いものと考えられる。測定値は，コア削孔調査によるひび割れ深さ（異常値を除く）の実測値の約 0.8 倍であった。

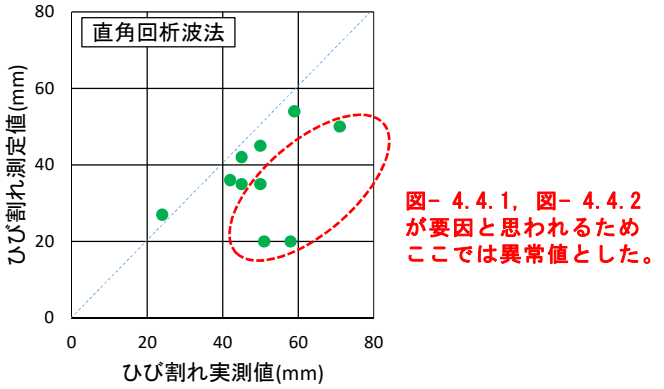



図- 4.4.4　主桁側面における超音波法（直角回析波法）の測定値と実測値の比較

## 5. まとめ

本調査では、ASR が要因で PC 桁に発生していたひび割れを対象に、超音波法によるひび割れ深さ調査を実施した。超音波法によるひび割れ深さ評価における留意事項および適用性について以下に示す。

1) 非破壊検査（超音波法）により、かぶりコンクリート程度までのひび割れ深さの場合、超音波探査法（直角回折波法、Tc-To 法、修正 BS 法）のうち、直角回折波法が、コア削孔による実測値に近い評価をする傾向にあり、既設コンクリート桁への適用性が比較的高い手法と考えられる。
2) 非破壊検査（超音波法）によるひび割れ深さ評価は、その測定原理から、実際のひび割れ深さに比べて過小評価となるため、調査・診断時には留意が必要である。

今後の課題は、下記のとおりである。

1) 超音波法によりひび割れ深さを評価するためには、検査データの蓄積を行い、実際のひび割れ深さと超音波法による測定値の関係を把握することで、信頼度の高い補正係数の設定等が必要と考えられる。

# 非破壊検査技術等を用いた調査結果

## ひび割れ検知シートによるひび割れ可視化

## 報　告　書

デンカ株式会社

# 目　次

1. 調査目的 ..... 167
2. 調査概要 ..... 167
2.1 概要 ..... 167
2.2 ひび割れ検知シート概要 ..... 167
3. 調査方法 ..... 169
3.1 ひび割れ検知シート貼付け位置 ..... 169
3.2 ひび割れの観察方法 ..... 170
4. 調査結果 ..... 171
4.1 No.4 供試体によるひび割れ検知試験 ..... 171
4.1.1 ビデオカメラ定点観察 ..... 171
4.2 No.5 供試体によるひび割れ検知試験 ..... 173
4.2.1 ビデオカメラ定点観察 ..... 173
4.2.2 デジタルカメラ撮影 ..... 175
4.3 No.6 供試体によるひび割れ検知試験 ..... 177
4.3.1 ビデオカメラ定点観察 ..... 177
4.3.2 デジタルカメラ撮影 ..... 179
5. まとめ ..... 181

## 1. 調査目的

ひび割れ検知シートによりひび割れが検知可能か検証することを目的とする。

## 2. 調査概要

### 2.1 概要

供試体に曲げひび割れが発生する範囲を想定して、ひび割れ検知シートを設置し、ひび割れが発生してから観察を行った。

### 2.2 ひび割れ検知シート概要

ひび割れ検知シートの特徴は下記のとおりである。

**①目視でひび割れ箇所を容易に確認できる。**

コンクリートにひび割れが発生すると検知シートに引張力が作用し、ひび割れに沿ってシート表面が変化する。

**②夜間や暗所でも視認できる。**

ＬＥＤライトを照射するとシート表面 ひび割れ箇所が現れる。

**③検知できるひび割れ最小幅は０．１－０．２ｍｍ。**

**④専用の接着剤でコンクリートに貼り付けるだけ。**

カッターやはさみで任意の形状に現場で加工できる。
施工が簡単（電源や機器類は不要)。

図- 2.2.1　ひび割れ検知シート外観（表側）

ひび割れ検知シートの特徴は表- 2.2.1 のとおりである。

表- 2.2.1　ひび割れ検知シートの構成

| 材料 | | 成分、物性等 |
|---|---|---|
| ひび割れ検知シート | 材質:<br>外観:<br>平均膜厚:<br>引張強さ:<br><br>伸び: | 特殊反射シート<br>光沢のある白色シート<br>0．175（mm）<br>50（N）<br>＜試験片：幅25mm×長さ150mm、引張速度：300mm/分＞<br>24（%） |
| 接着剤 | 主成分:<br>外観:<br>硬化時間: | 1液常温硬化型　シアノアクリレート系樹脂<br>透明液体<br>20－60秒（常温） |

貼付け方法は下記のとおりである。

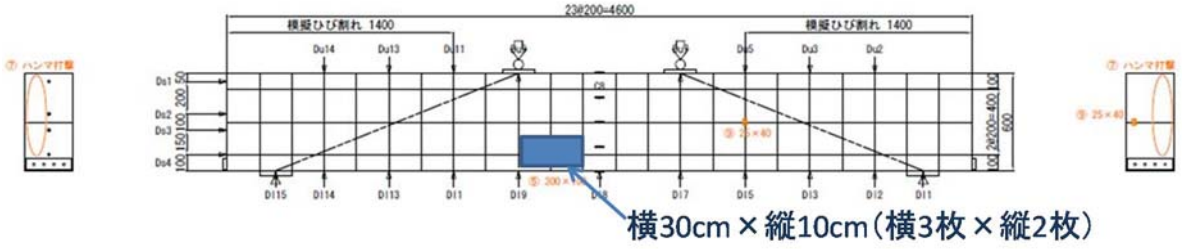
＜貼付け方法＞

1）シート表面が接着剤で汚れるのを防止するためにシート表面を予めマスキングする。
2）シートを貼るコンクリート表面を目粗し・脱脂する。
3）貼り付ける箇所に接着剤を塗布し、シートを貼り付ける。接着剤硬化後、マスキングテープを剥がす。

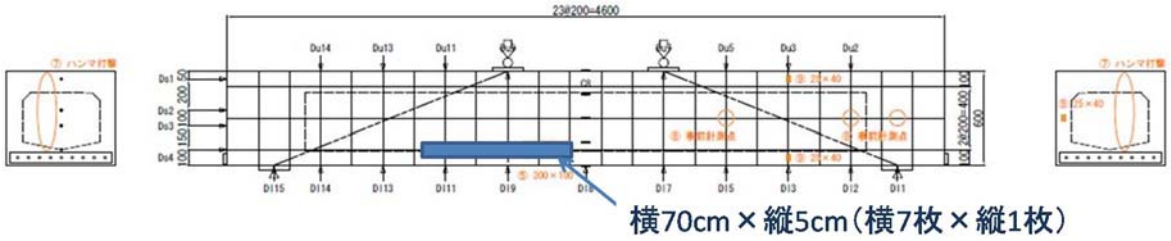
## 3. 調査方法

### 3.1 ひび割れ検知シート貼付け位置

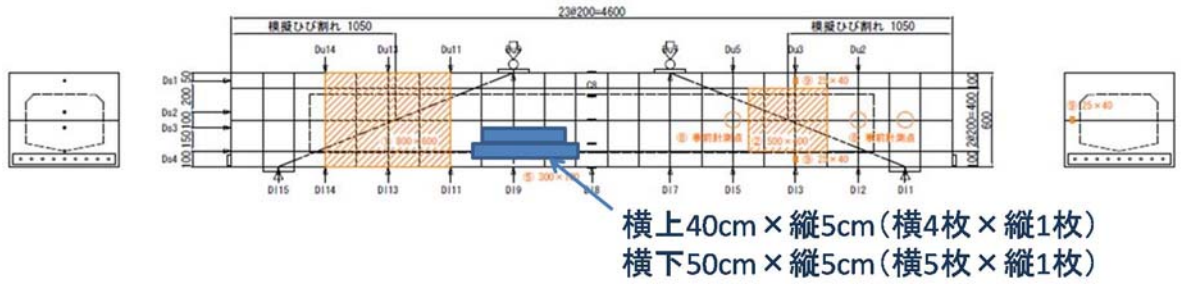
ひび割れ検知シートの貼付け位置は、曲げひび割れが発生する範囲を想定して、図-3.1.1に示すとおりにした。



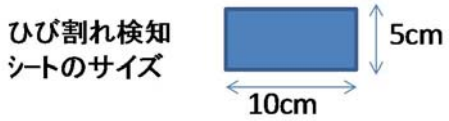

(a)No.4 供試体




(b)No.5 供試体




(c)No.6 供試体




(d)1枚あたりのひび割れ検知シートのサイズ

**図- 3.1.1　ひび割れ検知シート外観（表側）**

### 3.2 ひび割れの観察方法

ひび割れの観察は、下記の方法で実施した。

・ビデオカメラによる定点観察（懐中電灯・ＬＥＤライトの有り無し）
・デジタルカメラ撮影（ＬＥＤライト・フラッシュの有り無し）
・目視観察
・ひび割れ検知時の載荷荷重のチェック

写真- 3.2.1　ビデオカメラによる定点観察

## 4. 調査結果

### 4.1 No.4 供試体によるひび割れ検知試験

#### 4.1.1 ビデオカメラ定点観察

ビデオカメラ定点観察は、写真- 4.1.1 に示す位置で実施した。

写真- 4.1.2 に示すとおり、懐中電灯照射、ＬＥＤライト照射により視認性が向上することを確認した。

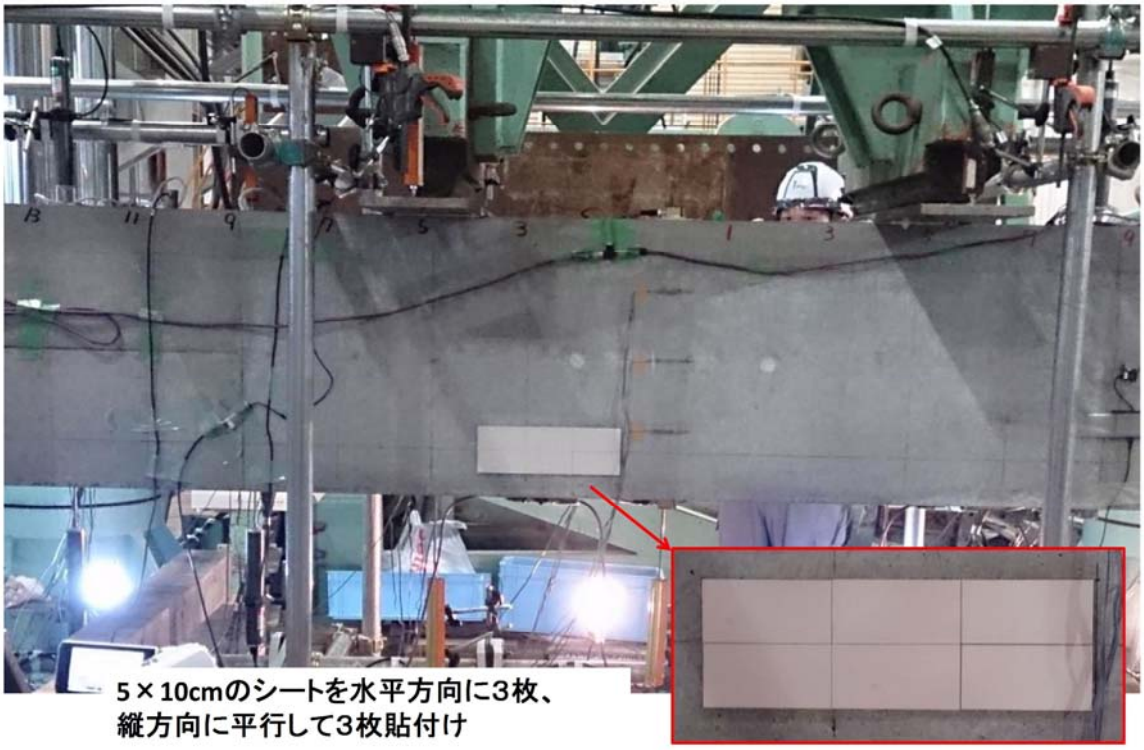
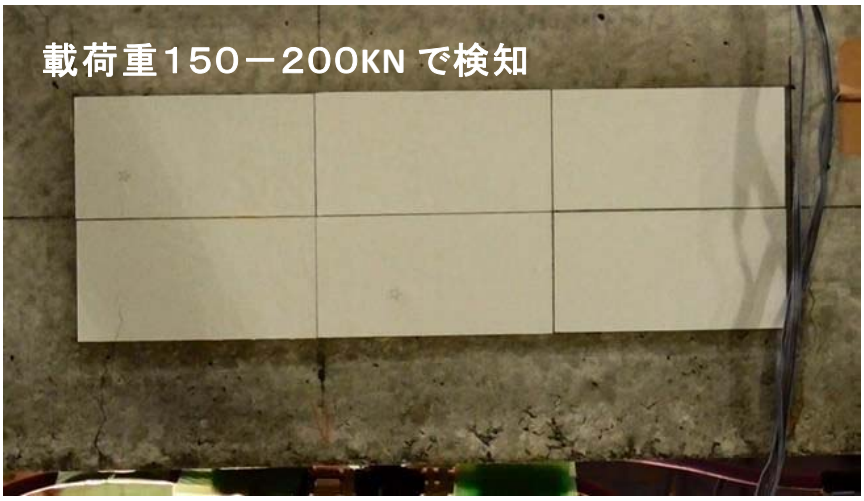
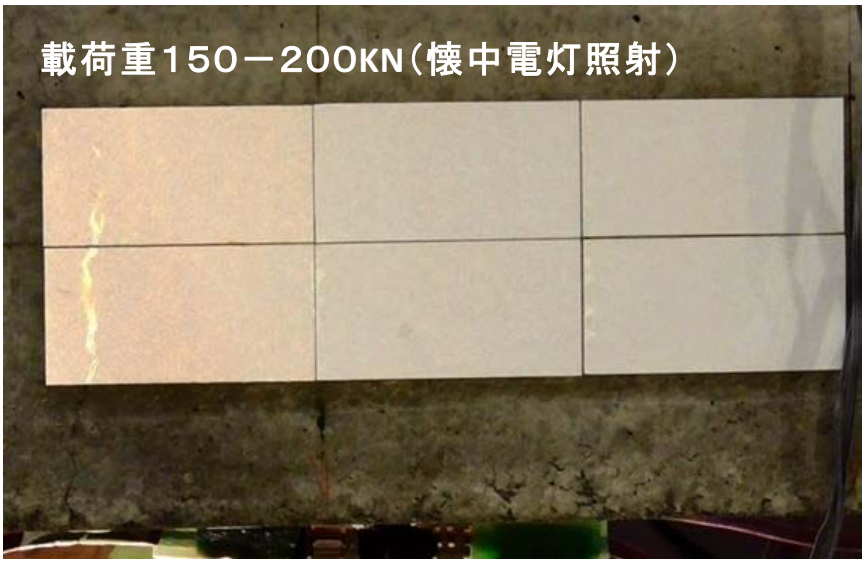



写真- 4.1.1　No.4 供試体 ビデオカメラ定点観察位置



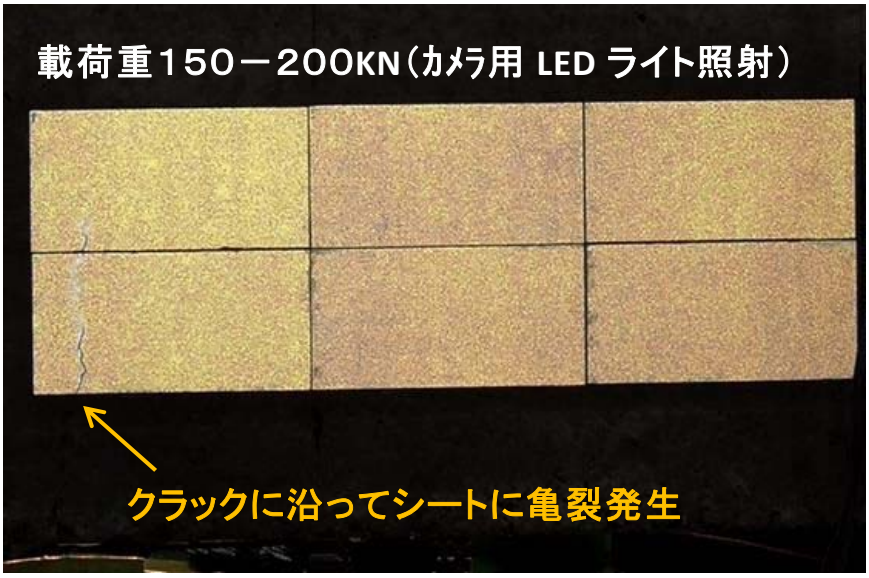




写真- 4.1.2　No.4 供試体　ビデオカメラ定点観察結果

## 4.2 No.5 供試体によるひび割れ検知試験

### 4.2.1 ビデオカメラ定点観察

ビデオカメラ定点観察は、写真- 4.2.1 に示す位置で実施した。

写真- 4.2.2 に示すとおり、ひび割れを検知した。

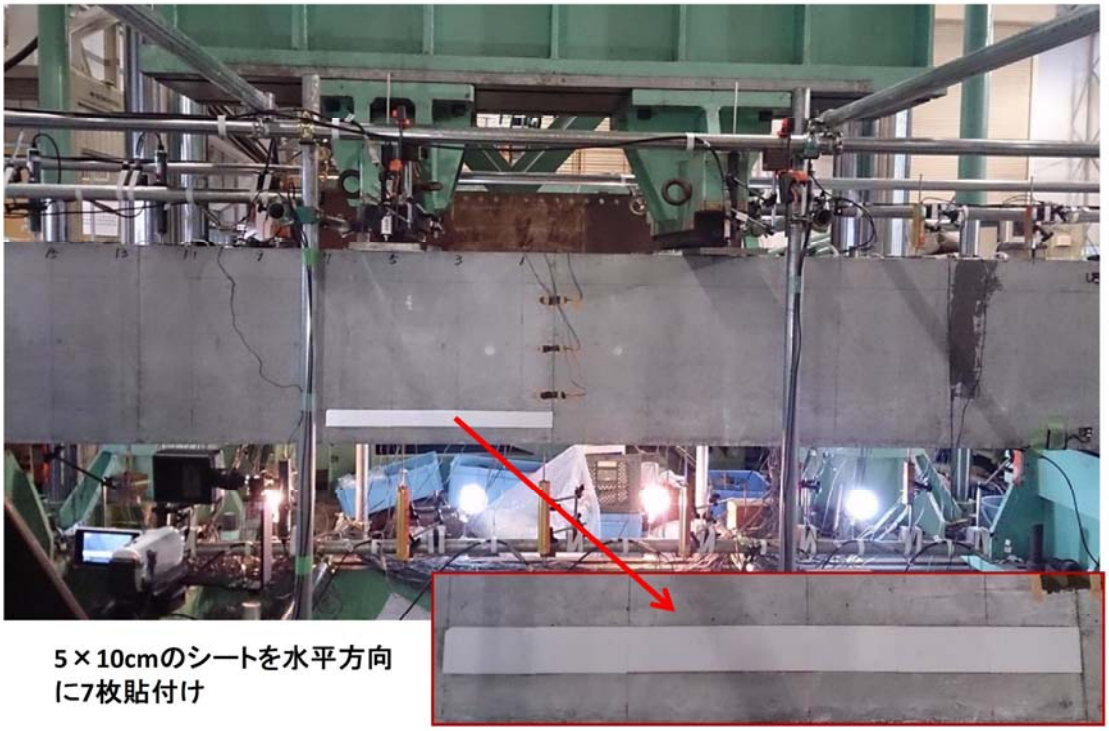



写真- 4.2.1　No.5 供試体 ビデオカメラ定点観察位置

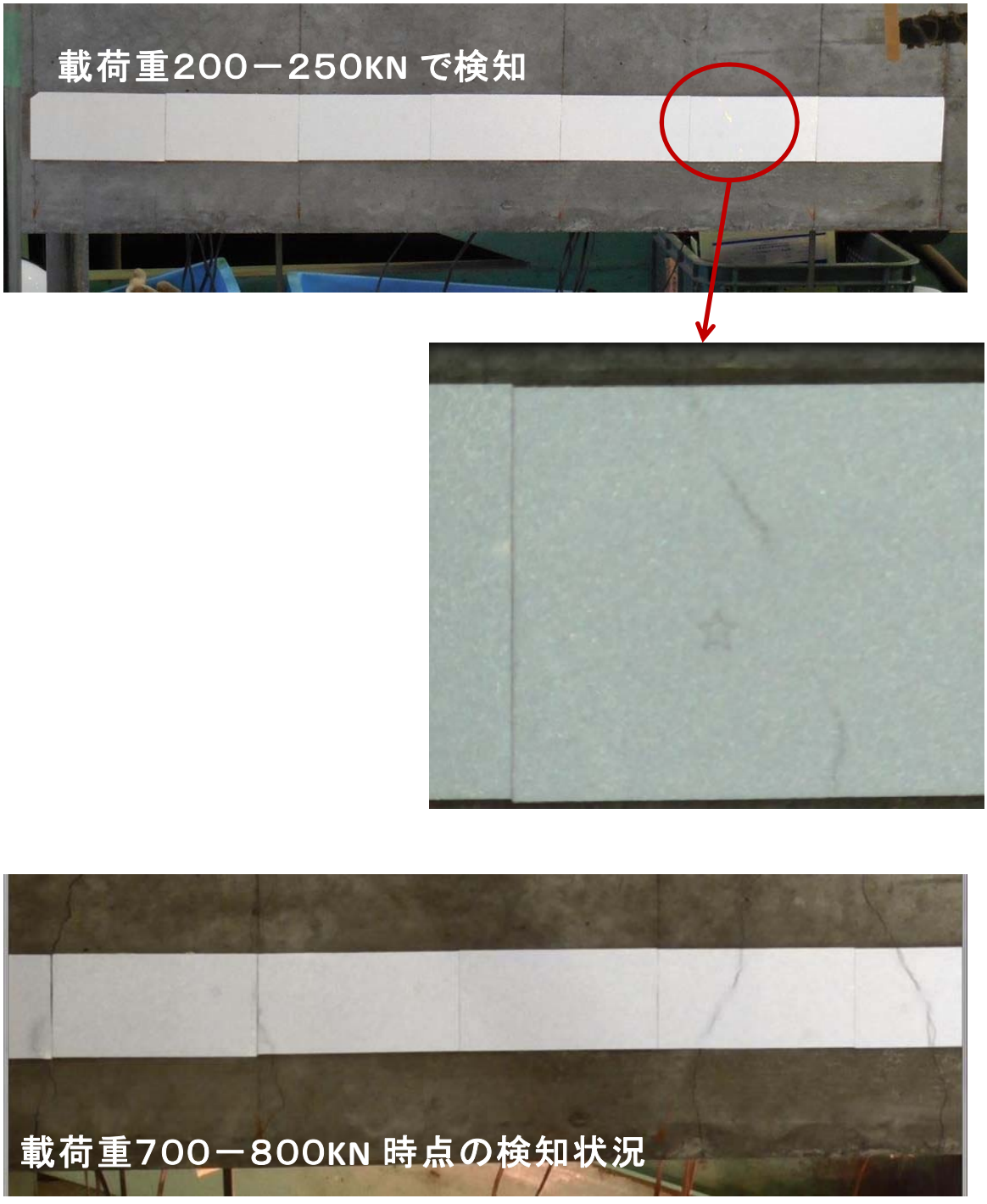
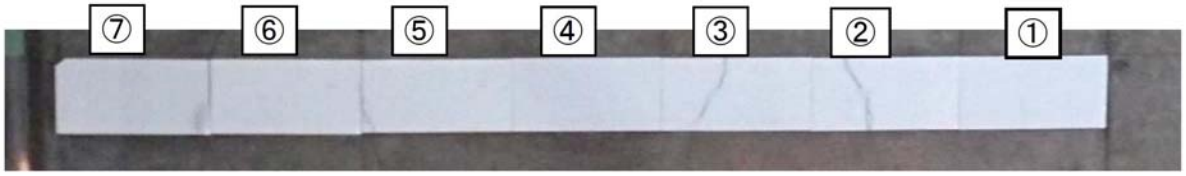


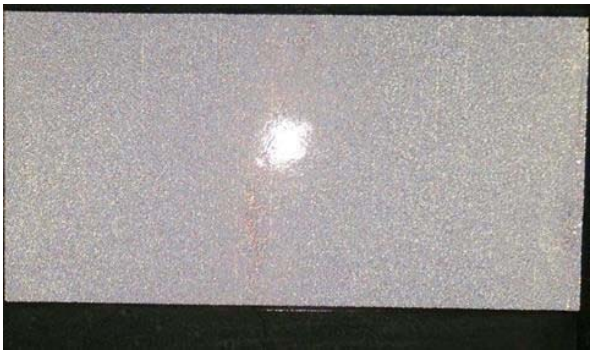

写真- 4.2.2　No.5 供試体　ビデオカメラ定点観察結果

### 4.2.2 デジタルカメラ撮影

デジタルカメラ撮影では、写真- 4.2.3、写真- 4.2.4 に示すとおり、フラッシュを使用することで視認性が向上することを確認した。

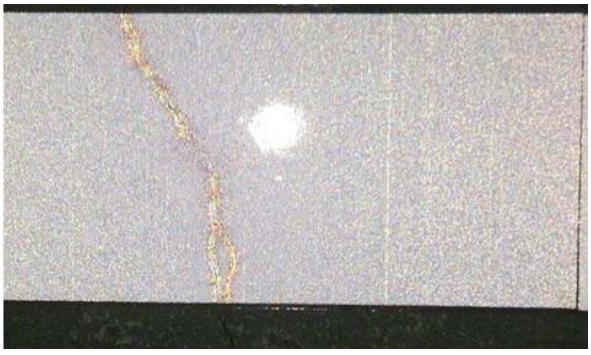


①フラッシュなし



①フラッシュあり

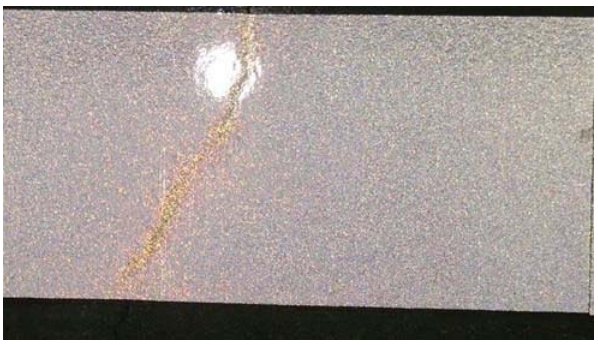
②フラッシュなし



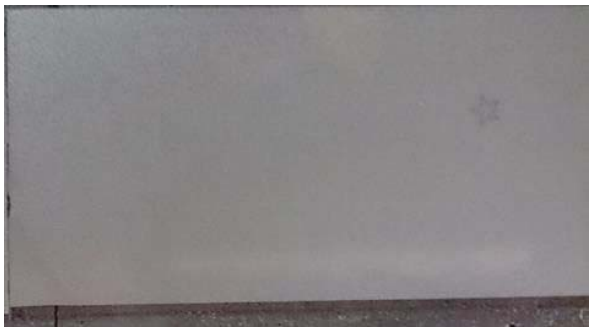
②フラッシュあり

写真- 4.2.3　No.5 供試体　デジタルカメラ撮影結果（1）

③フラッシュなし

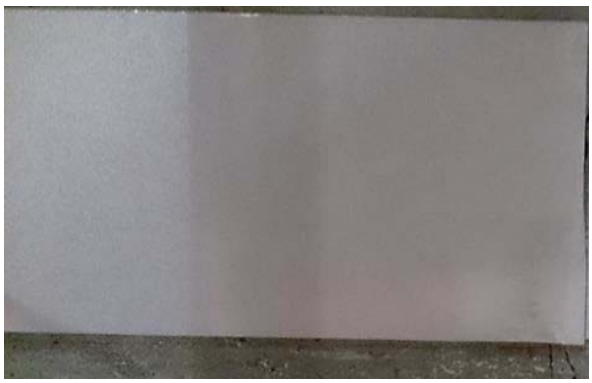


③フラッシュあり



⑤フラッシュなし

⑤フラッシュあり



⑦フラッシュなし

⑦フラッシュあり

**写真- 4.2.4　No.5 供試体　デジタルカメラ撮影結果（2）**

## 4.3 No.6 供試体によるひび割れ検知試験

### 4.3.1 ビデオカメラ定点観察

ビデオカメラ定点観察は、写真- 4.3.1 に示す位置で実施した。

写真- 4.3.2 に示すとおり、ひび割れを検知した。

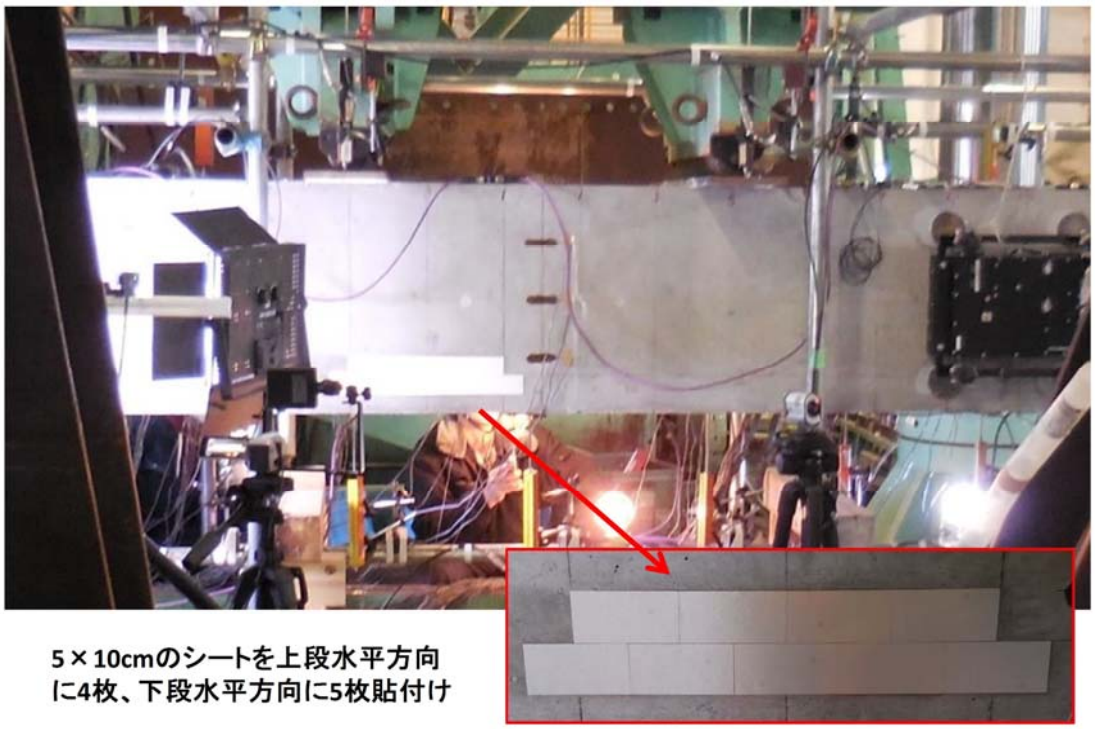



写真- 4.3.1　No.6 供試体 ビデオカメラ定点観察位置

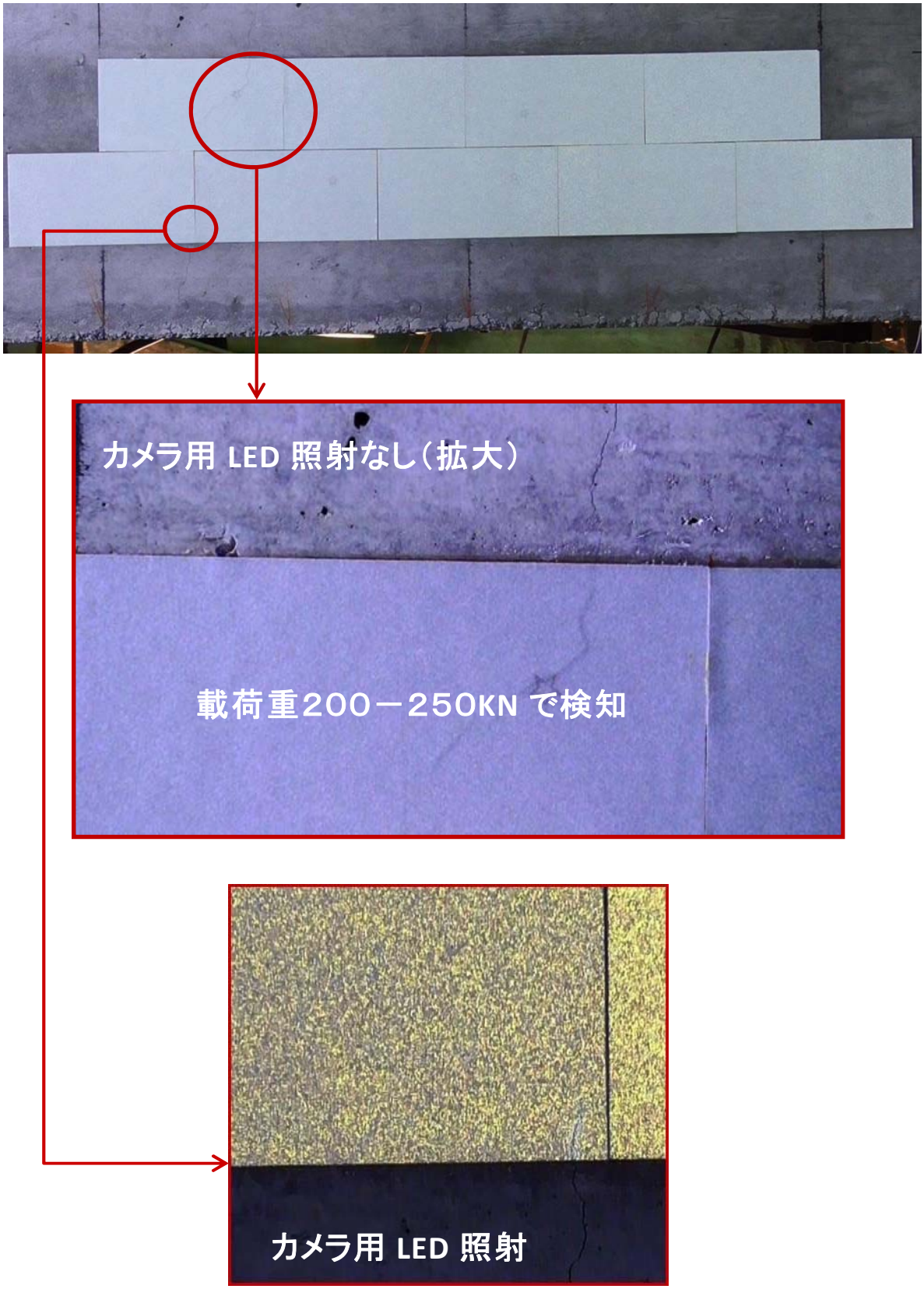



写真- 4.3.2　No.6 供試体　ビデオカメラ定点観察結果

### 4.3.2 デジタルカメラ撮影

デジタルカメラ撮影では、写真- 4.3.3、写真- 4.3.4 に示すとおり、ＬＥＤライト照射により視認性が向上することを確認した。

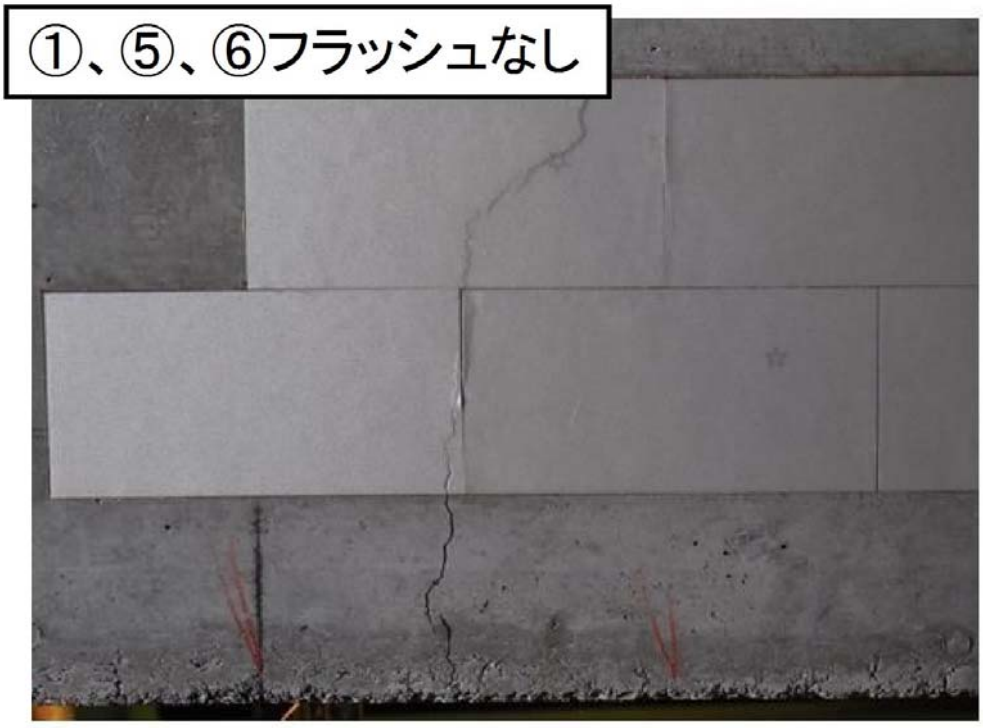



写真- 4.3.3　No.6 供試体　デジタルカメラ撮影結果（1）

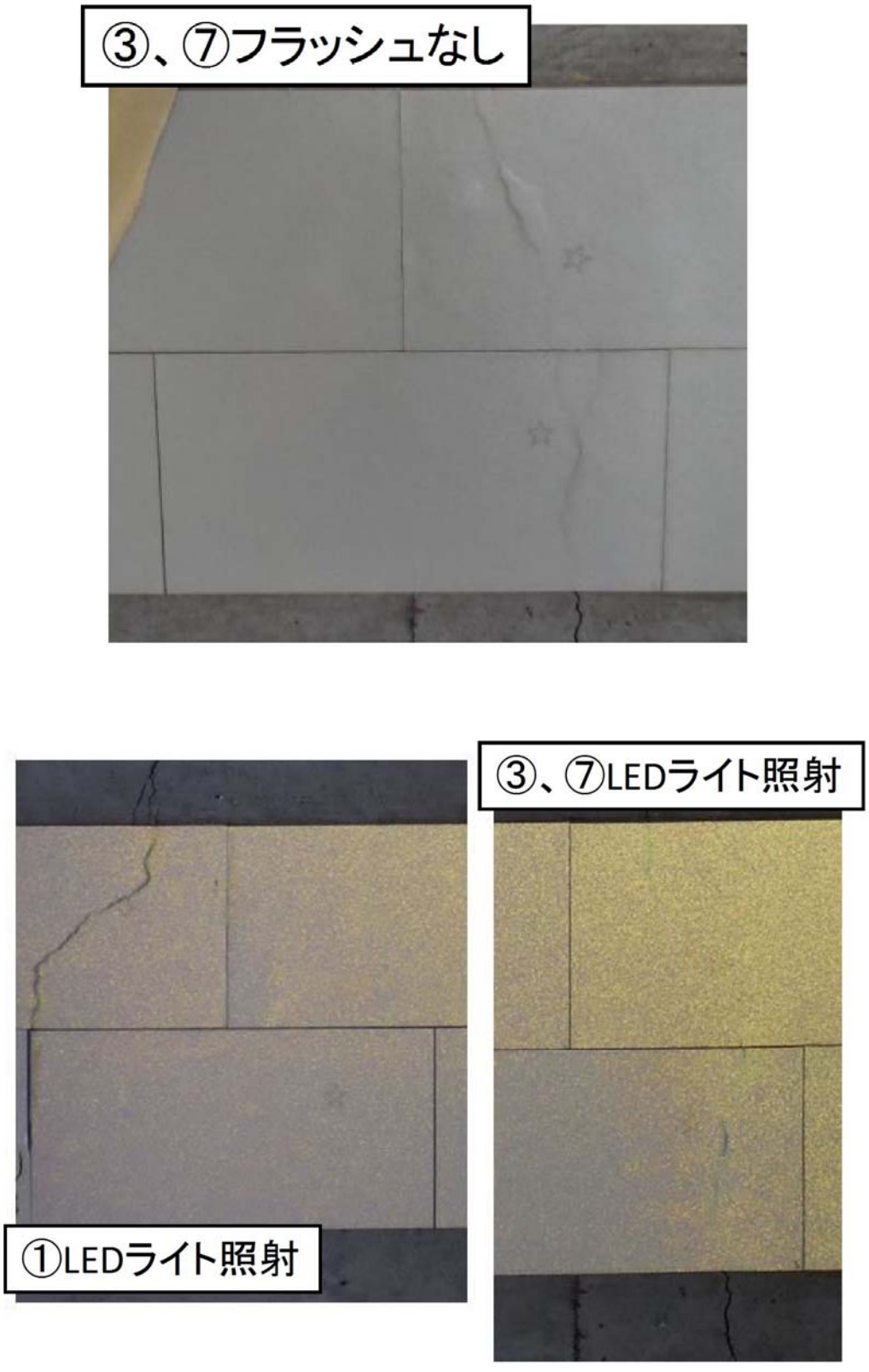



写真- 4.3.4　No.6 供試体　デジタルカメラ撮影結果（2）

## 5. まとめ

ひび割れ検知シートによるひび割れの検知について、下記の知見を得た。

1) ３種類の試験体側面にひび割れ検知シートを貼り付け検知性能を確認した。すべての試験体でひび割れを検知できた。
2) 暗所においては、懐中電灯・ＬＥＤライトを照射することでより視認性を向上できた。また、フラッシュを使ったデジタルカメラ撮影でもより視認性を向上できた。

今後の課題は、下記のとおりである。

1) 現状はひび割れを定性的に視認できるが、今後はひび割れ幅も推定できる検討も必要と考える。
2) 点検業務の中に取り入れる場合は、貼り付ける手間をさらに簡便にできるような仕様も検討する必要がある。

# 非破壊検査技術等を用いた調査結果

## 3 軸振動計による振動計測

## 報　告　書

光ファイバセンシング振興協会
（セイコーエプソン株式会社）

# 目　次

1. 調査目的 ..... 185
2. 調査概要 ..... 185
3. 調査方法 ..... 185
3.1 実験概要とセンサ設置位置 ..... 185
3.2 センサ概要 ..... 186
4. 調査結果 ..... 187
4.1 傾斜による弾性変形測定 ..... 187
4.1.1 y 軸の傾斜計算方法 ..... 187
4.1.2 荷重変形解析と予測される出力傾向 ..... 187
4.1.3 荷重データとＹ軸の傾斜時間変化（弾性変形領域） ..... 188
4.1.4 センサ計測値の妥当性評価 ..... 189
4.2 破損と傾斜計測 ..... 190
4.2.1 荷重データとＹ軸の傾斜時間変化　（全領域） ..... 190
4.2.2 左右の傾斜の差の時間変化　（初期破損） ..... 190
4.2.3 隣接センサ間の差の時間変化 ..... 191
4.3 破損と振動計測 ..... 193
4.3.1 イベントの定義 ..... 193
4.3.2 イベント発生時刻とイベント振幅（供試体 No.6） ..... 194
4.3.3 イベント発生時刻とイベント振幅（供試体 No.4） ..... 196
4.3.4 イベントの波形例 ..... 198
4.3.5 音の発生とイベントのタイミング ..... 200
4.3.6 傾斜急変とイベントのタイミング ..... 200
4.4 FFT 解析 ..... 201
4.4.1 定常時（環境振動）の FFT ..... 201
4.4.2 イベント時 FFT ピーク ..... 202
4.4.3 イベント時波形の比較 ..... 203
4.4.4 サンプリングレート（1ksps と 200sps）の比較 ..... 203
5. まとめ ..... 205

## 1. 調査目的

供試体の載荷実験時に、3 軸振動計（以下、センサ）により計測を行うことで、供試体が破壊に至るまでに発生する現象をとらえることを目的とする。

## 2. 調査概要

供試体の載荷実験時に、供試体に設置した 3 軸振動計により、傾斜および振動計測を行い、載荷実験で得られる荷重－変位曲線との関連性を確認する。

## 3. 調査方法

### 3.1 実験概要とセンサ設置位置

供試体にセンサを設置し、載荷実験中に連続計測を行う。載荷実験概要とセンサ設置位置（図- 3.1.1）を示す。

＜載荷実験概要＞
場　所：土木研究所 「ウェブ水平ひび割れを模擬した桁供試体の載荷試験」
日　時：2015/2/18(No.4) 2015/2/27(No.6)
センサ：水晶加速度計　①A551AC 7 台（同期計測システム）、
　　②A551AR 1 台(No8)
供試体：No4　矩形ヒビあり、No6　中空ヒビあり

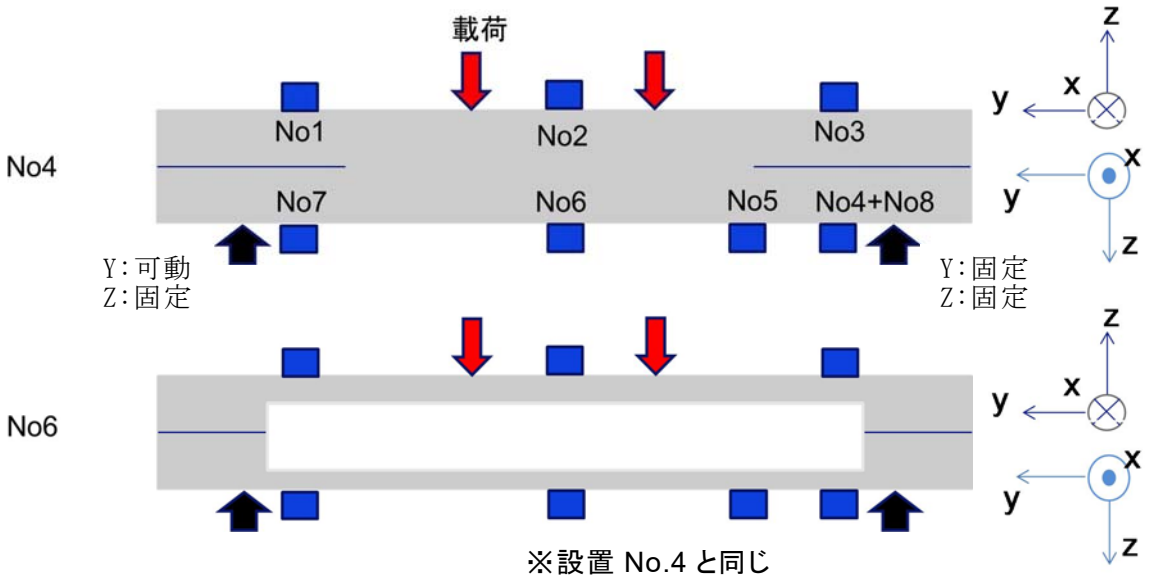



図- 3.1.1　センサ設置位置（軸方向）

### 3.2 センサ概要

計測に使用したセンサの概要を以下に示す。

◆①CAN：A551AC(カットオフ 50Hz)　　200sps(5msec)　7 台
②RS422：A551AR(カットオフ 200Hz)　1ksps(1msec)　1 台※

※②は①に比べて、高周波・高速のセンサ

◆載荷開始　～　除荷終了　連続測定

写真- 3.2.1　センサ設置状況

表- 3.2.1　計測データ

①CAN:加速度出力(X,Y,Z)　時刻同期したセンサ 7 台分のデータ

| Sampling count [count] | X Accel [G] | Y Accel [G] | Z Accel [G] |
|---|---|---|---|
| 1 | -0.002821982 | -0.011535108 | 1.001724899 |
| 2 | -0.002714813 | -0.011203885 | 1.002391815 |
| 3 | -0.002495766 | -0.011432886 | 1.002824724 |

②RS422:加速度出力+センサ内部温度

| Sample No. | time[sec] | Ax[mG] | Ay[mG] | Az[mG] | Atotal [mG] | Ts [deg.C] | Ts [deg.F] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0 | 8.425713 | -2.53177 | -1001.24 | 1001.283 | 8.79 | 47.81 |
| 2 | 0.001 | 8.596897 | -2.35939 | -1000.51 | 1000.554 | 8.79 | 47.81 |
| 3 | 0.002 | 8.372307 | -2.40374 | -999.875 | 999.9128 | 8.79 | 47.81 |

# 4. 調査結果

## 4.1　傾斜による弾性変形測定

### 4.1.1　y 軸の傾斜計算方法

y 軸の傾斜計算方法の概念図を図- 4.1.1 に示す。まずは、センサにより得られた加速度出力を解析区間 10[sec]に分割し、平均値を算出する。

$$G_y \rightarrow \overline{G_y}$$

加速度出力の平均値から、重力加速度に対する角度を計算する。

$$\theta_y = sin^{-1}\frac{\overline{G_y}}{g_0}$$

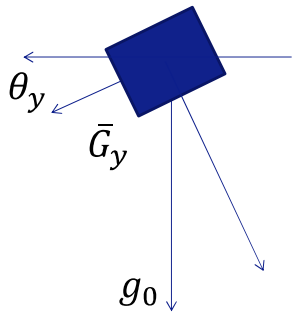



図- 4.1.1　y 軸の傾斜計算方法の概念図

### 4.1.2　荷重変形解析と予測される出力傾向

出力傾向を把握するために実施した荷重変形解析の結果を図- 4.1.2 に示す。

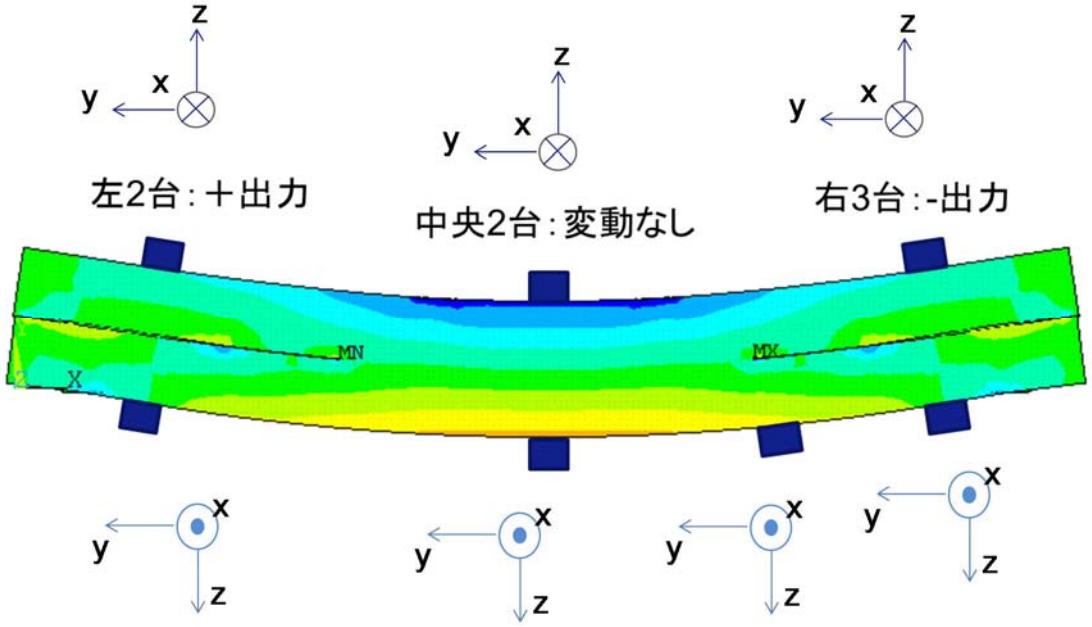



図- 4.1.2　荷重変形解析と予測される出力傾向

### 4.1.3 荷重データとＹ軸の傾斜時間変化（弾性変形領域）

図- 4.1.3 のとおり、出力の動く方向と、測定時間に停止している点で荷重変形を検出していることがわかる。

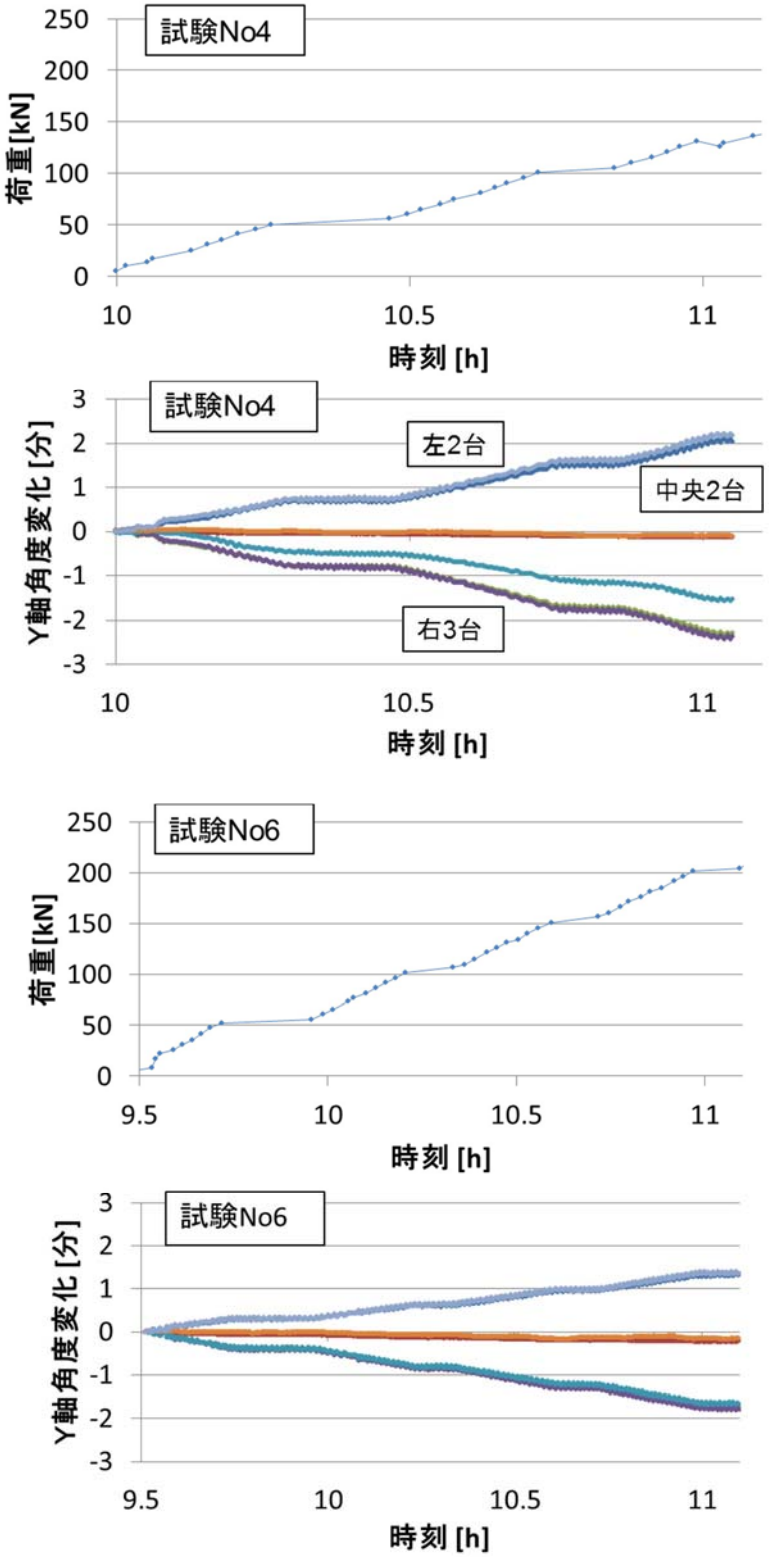
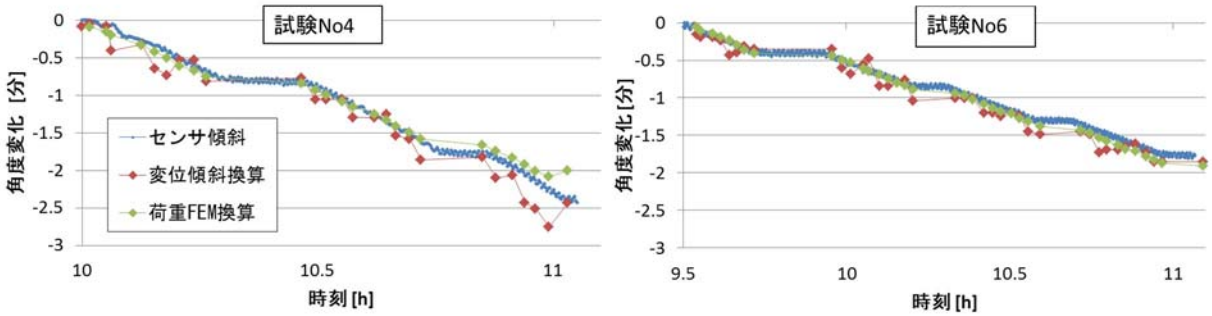



図- 4.1.3　荷重データとＹ軸の傾斜時間変化（弾性変形領域）

### 4.1.4　センサ計測値の妥当性評価

センサ、変位計、解析値の 3 つのデータによる傾斜時間変化を図- 4.1.4 に示す。3 つのデータの傾向は概ね一致していることが分かる。また、図- 4.1.5 のとおり、時間を拡大してみると、微小な振動が発生していることが分かる。（角度：2″）これは、荷重変形の特徴と一致している。




◆センサ傾斜　　⇒　センサの出力情報から傾斜を計算した値
◆変位傾斜換算　⇒　提供変位データからセンサ位置の傾斜を計算した値
◆荷重FEM換算　⇒　提供荷重データとFEM解析から傾斜を計算した値

図- 4.1.4　センサ、変位計、解析値の傾斜時間変化（センサ No.7）

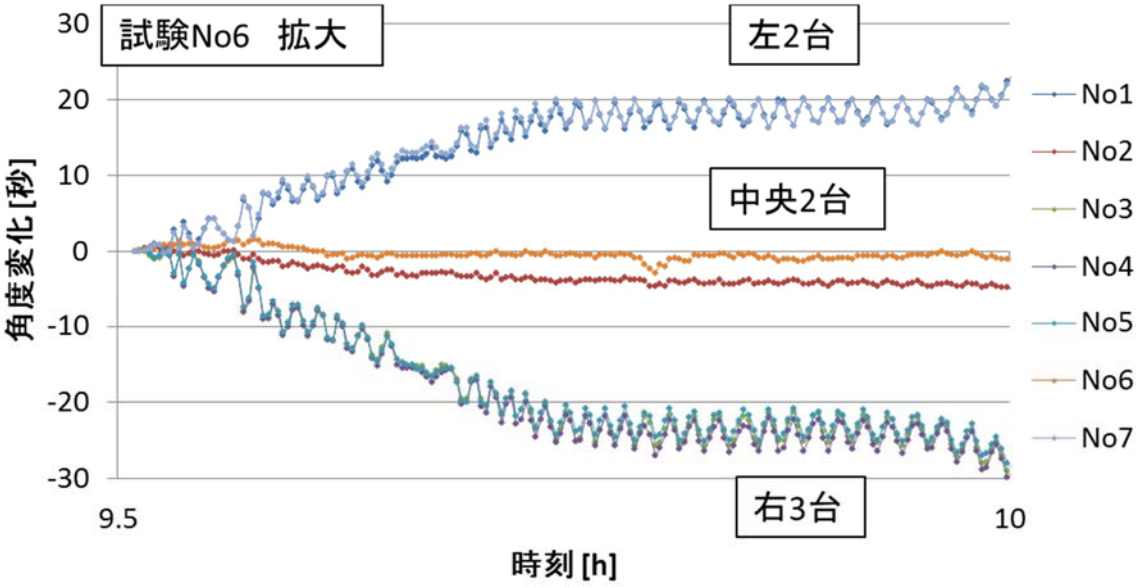



図- 4.1.5　Y 軸の傾斜時間変化（供試体 No6 の拡大）

## 4.2 破損と傾斜計測

### 4.2.1 荷重データとＹ軸の傾斜時間変化　（全領域）

図- 4.2.1 のとおり、破壊が進むと、各センサが独立に変化しはじめる。

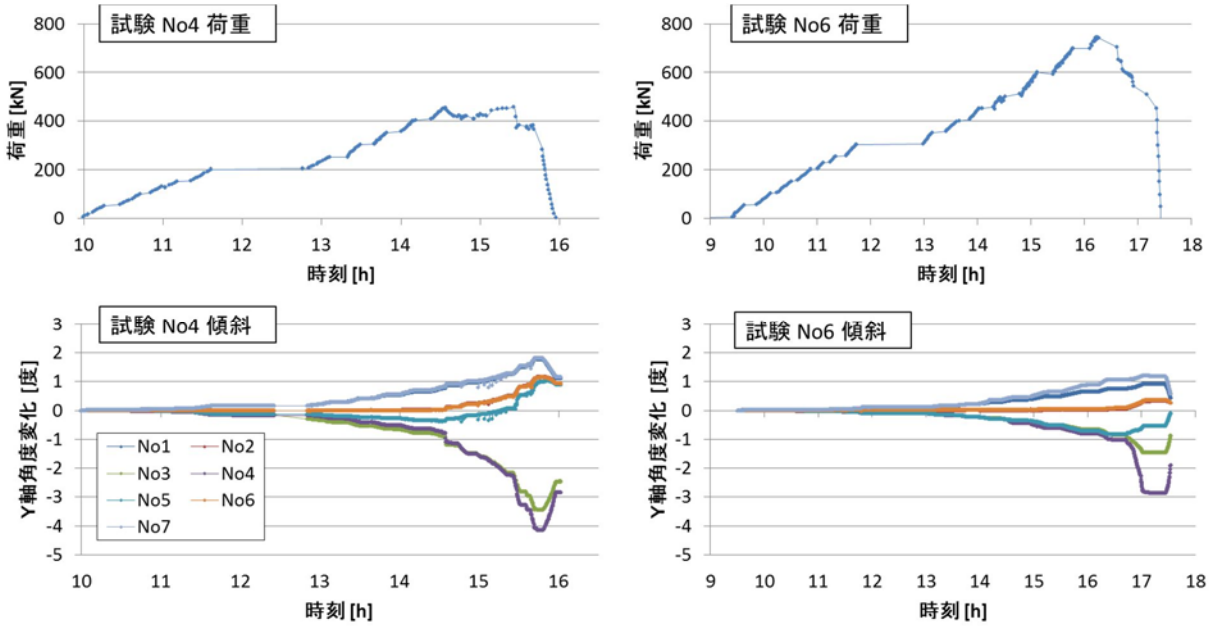



図- 4.2.1　荷重データとＹ軸の傾斜時間変化（全領域）

### 4.2.2　左右の傾斜の差の時間変化　（初期破損）

左右の傾斜の差（センサ No1-No3）を図- 4.2.2 に示す。11 時以降に、片方の傾斜が強くなり、非対称に変形していることが分かる。この時刻は最初にひび割れが確認された時刻と近い時刻となっている。

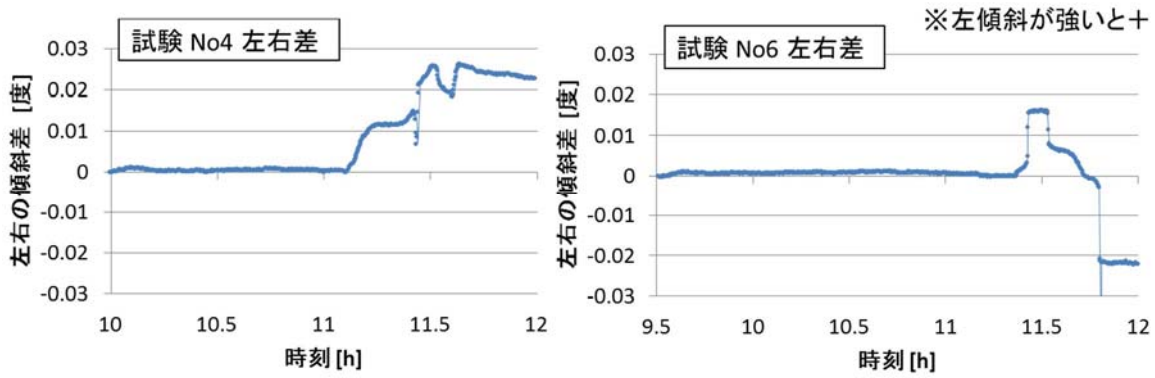



図- 4.2.2　左右の傾斜の差の時間変化（初期破損）

### 4.2.3 隣接センサ間の差の時間変化

図- 4.2.3 のとおり、隣接センサの差が極端に大きい部位（図- 4.2.4）がみられた。このセンサ間の部分が大きく破損していると考えられる。

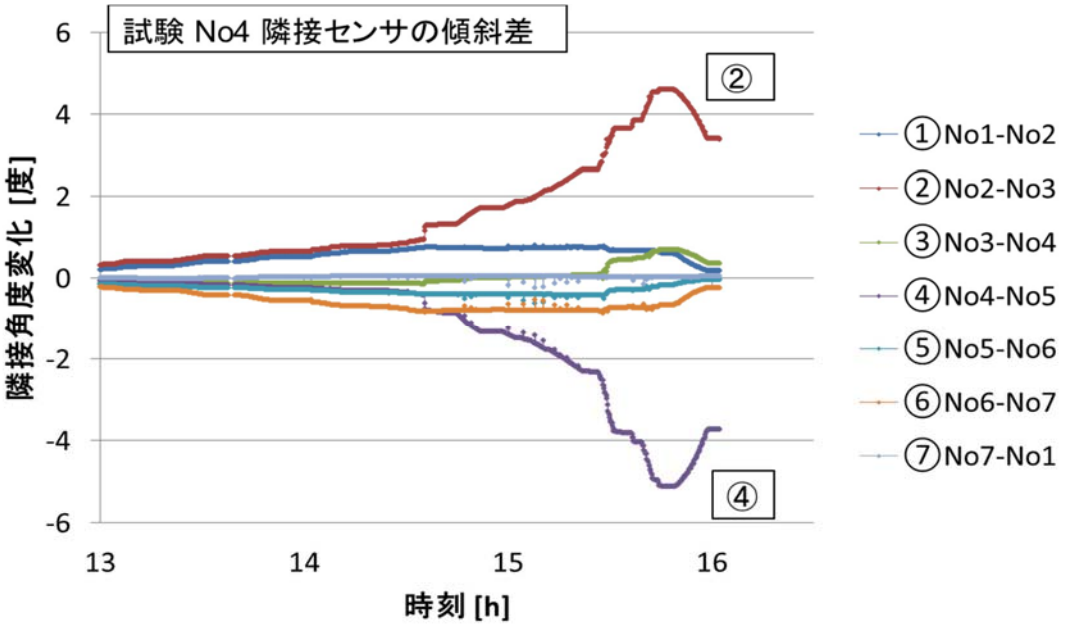



図- 4.2.3　隣接センサ間の差の時間変化

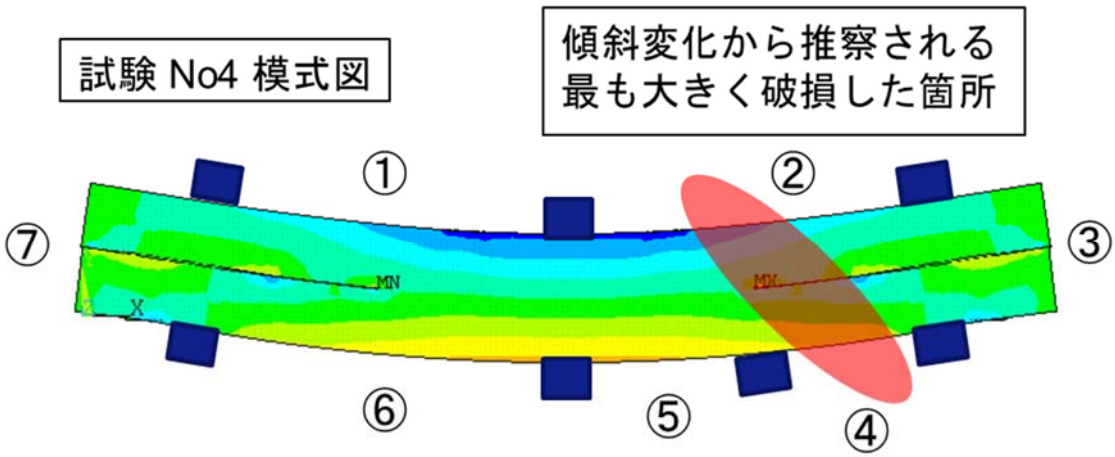
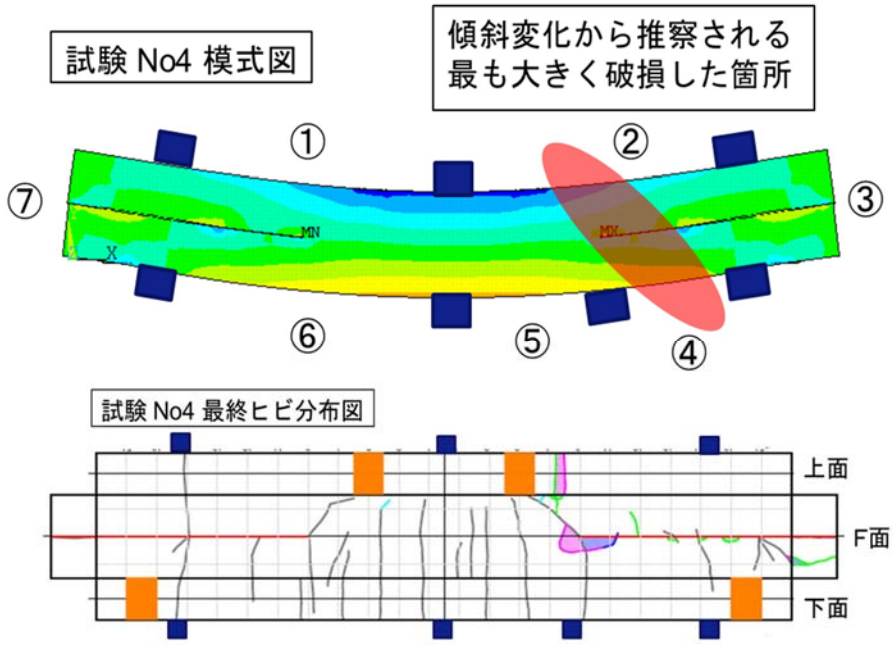
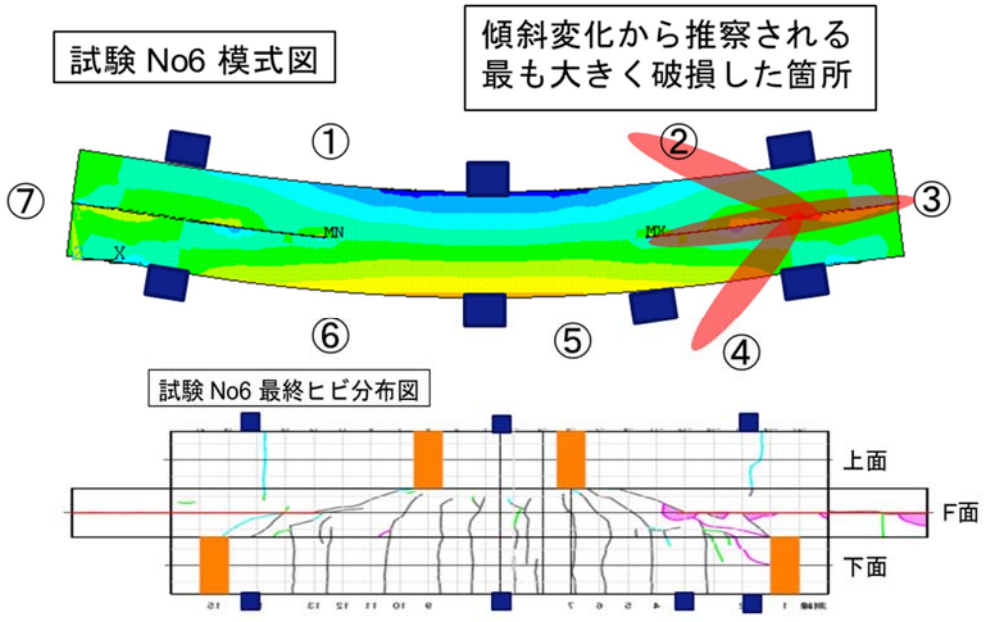



図- 4.2.4　隣接センサ間の差から推測される破損箇所

図- 4.2.5 のとおり，隣接センサ間の差から推察される破損箇所と実際の破損箇所に相関がみられた。




(a) 供試体 No. 4




(b) 供試体 No. 6

**図- 4.2.5　隣接センサ間の差から推測される破損箇所(上)と実際の損傷箇所(下)**

## 4.3 破損と振動計測

### 4.3.1 イベントの定義

加速度データの全体を観察すると、微小な環境振動が定常的に続き、その中に、突発的な振動が発生していた。この突発的な振動を検出するために、データを解析区間 200m 秒に分けて、標準偏差を計算し、比較した。今回は検出倍率を 2 に設定して、2 を超えたものを、イベント発生とした。

$$r = \frac{\sigma_n}{\sigma_{n-1}} \rightarrow r > 2\,?$$

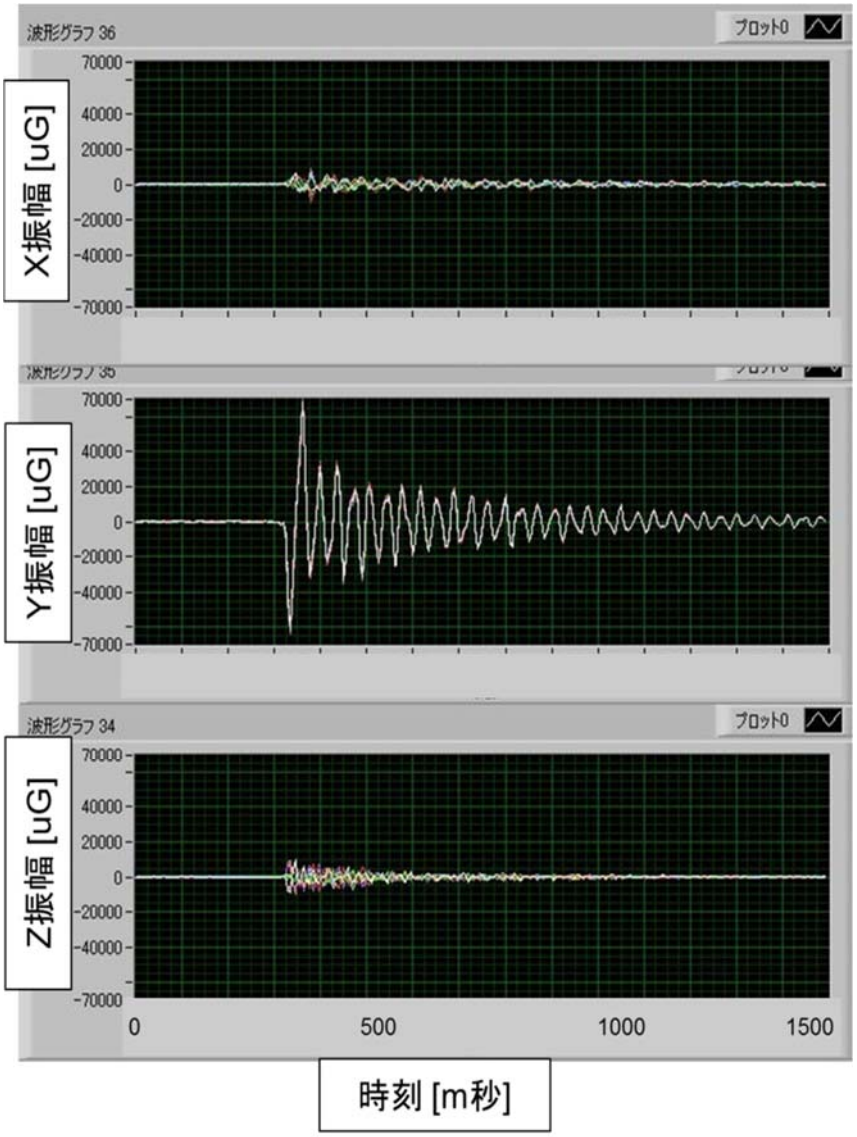



図- 4.3.1 イベント波形例（突発振動）

### 4.3.2 イベント発生時刻とイベント振幅（供試体 No.6）

◆弾性領域→イベント発生せず（測定打撃は除外した）

◆破損領域→単発大イベント＋連続小イベント

**図- 4.3.2** のとおり、イベント振幅の大小を丸の大きさで表現した。

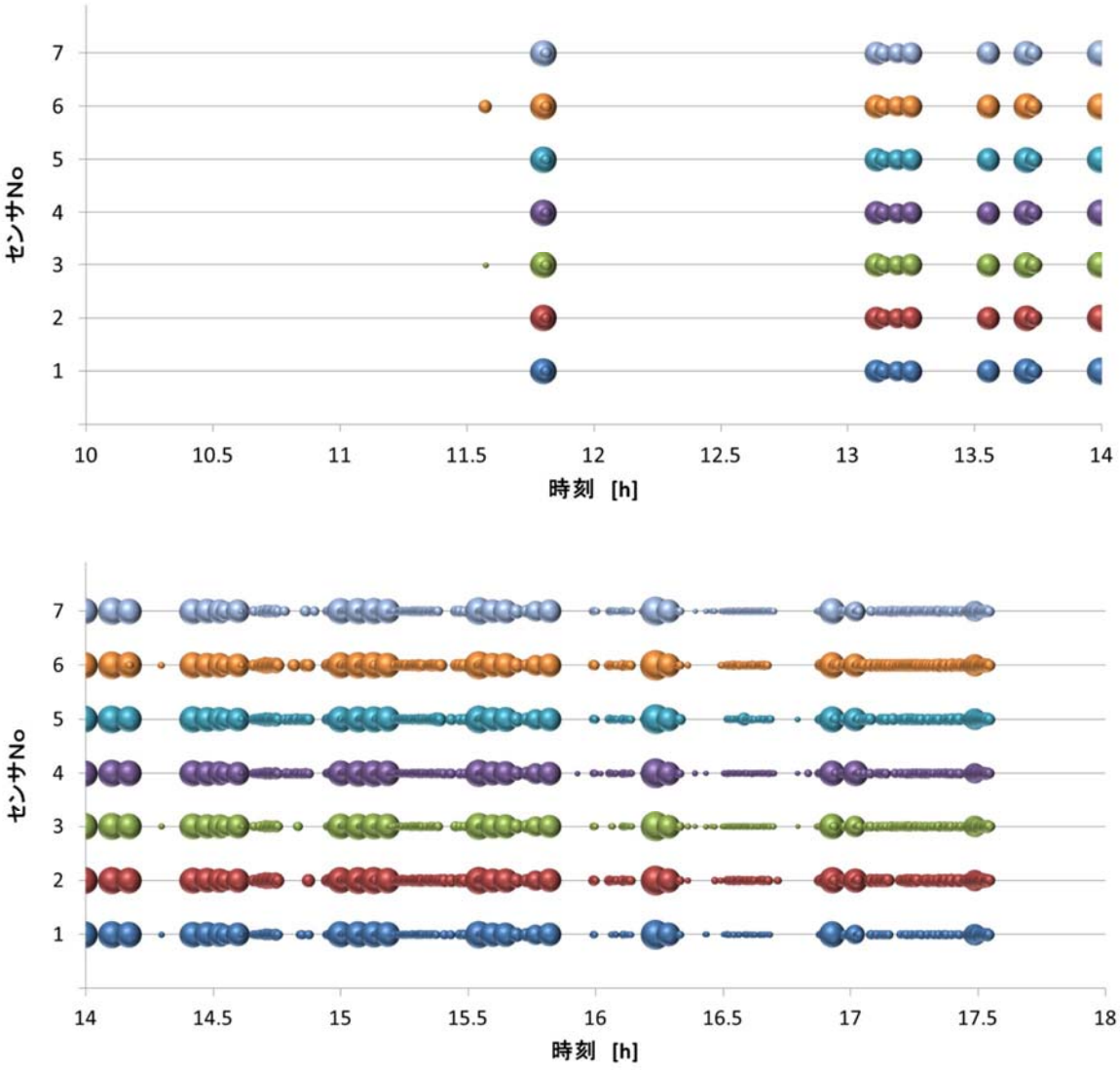



図- 4.3.2　イベント発生時刻とイベント振幅（供試体 No6）

◆2mG と 200mG に分布がみられた。

図- 4.3.3 のとおり、横軸を指数区間にすると、分布は左右対称になった。

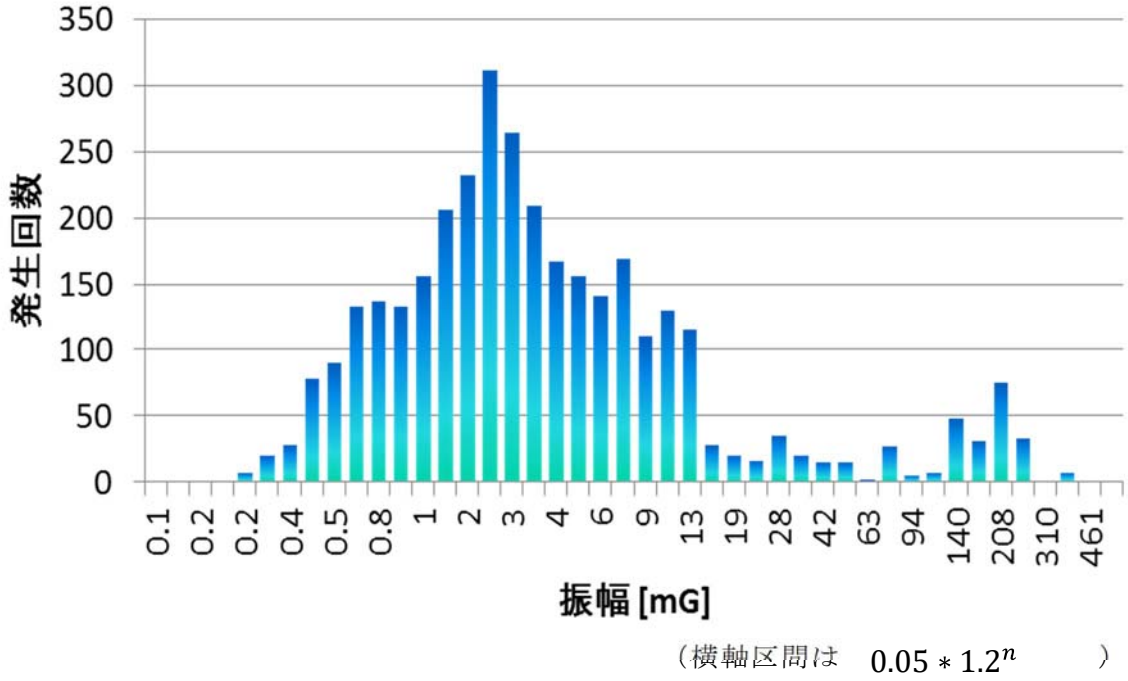



図- 4.3.3　イベントの大きさと発生頻度（供試体 No6）

### 4.3.3 イベント発生時刻とイベント振幅（供試体 No.4）

◆弾性領域→イベント発生せず（測定打撃は除外した）

◆破損領域→単発大イベント＋連続小イベント

**図- 4.3.4** のとおり、イベント振幅の大小を丸の大きさで表現した。

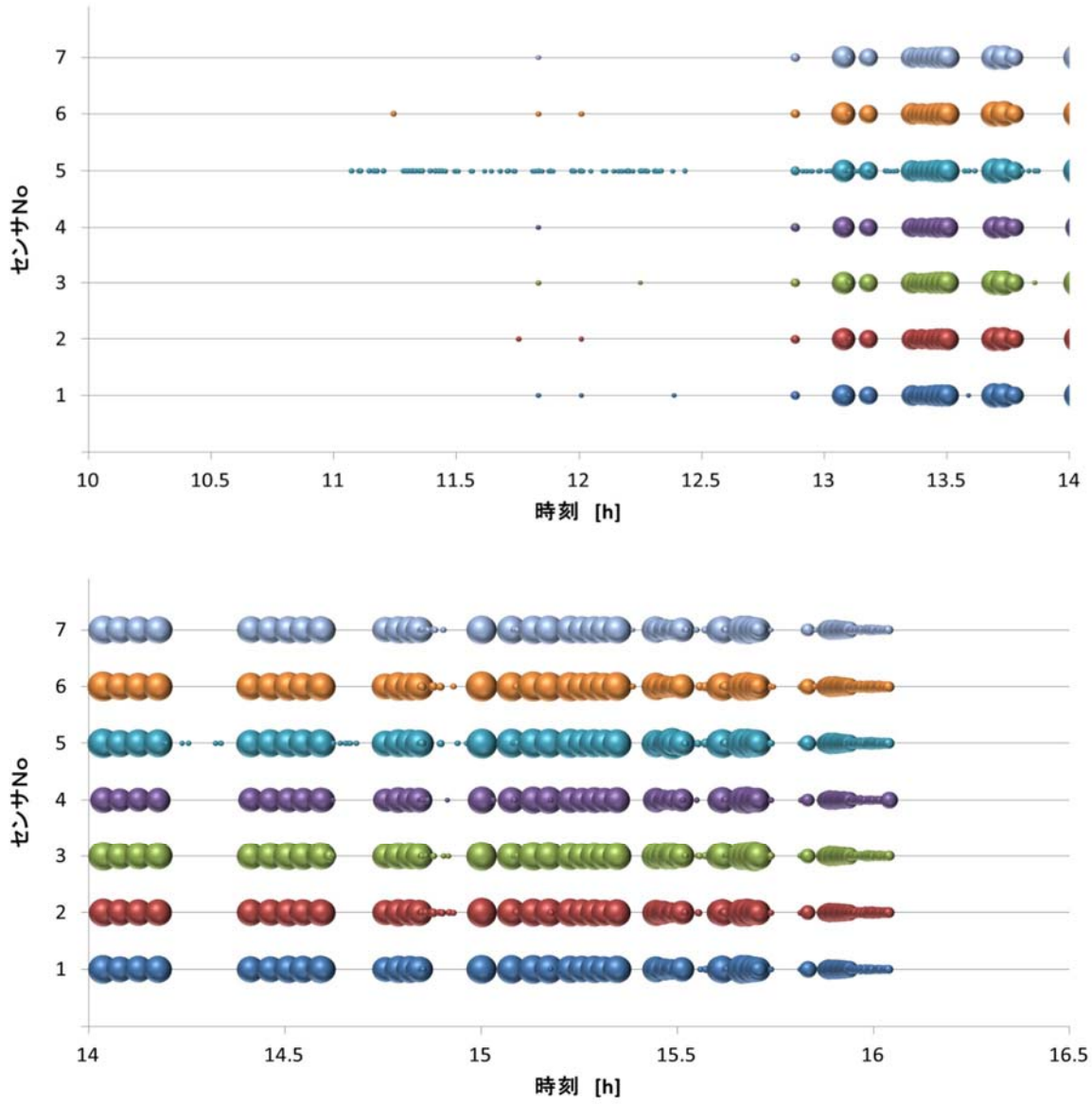
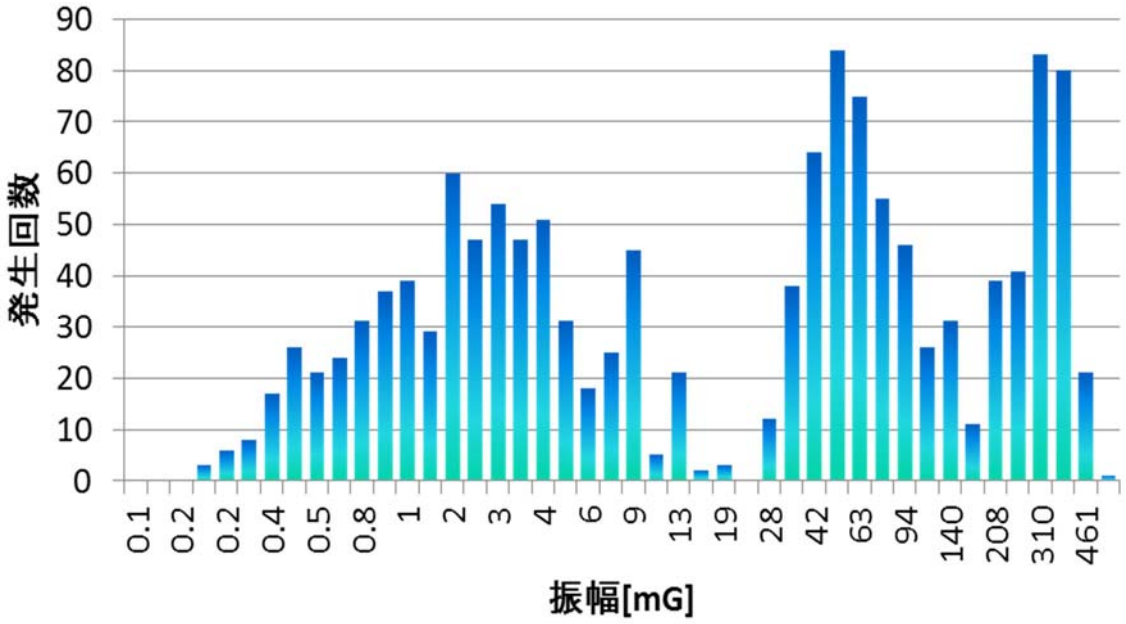



図- 4.3.4　イベント発生時刻とイベント振幅（供試体 No4）

◆2mG と 50mG と 300mG に分布がみられた。
図- 4.3.5 のとおり、横軸を指数区間にすると、分布は左右対称になった。




（横軸区間は $0.05 * 1.2^n$ ）

図- 4.3.5　イベントの大きさと発生頻度（供試体 No4）

### 4.3.4 イベントの波形例

図- 4.3.6 のとおり、振幅が 2mG レベルの小さなイベント波形では、Z 軸の振幅が最大となっている。

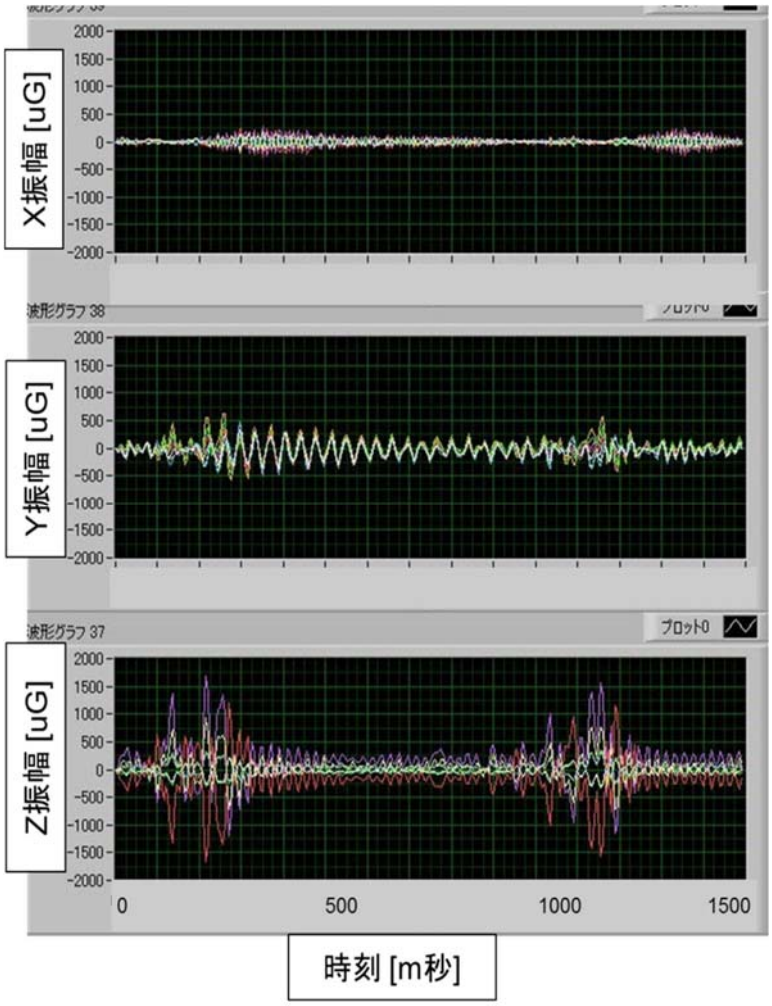



図- 4.3.6　2mG レベルイベントの波形例

図- 4.3.7 のとおり、振幅が 200mG レベルの大きなイベント波形では、Y 軸の振動が最大となっている。

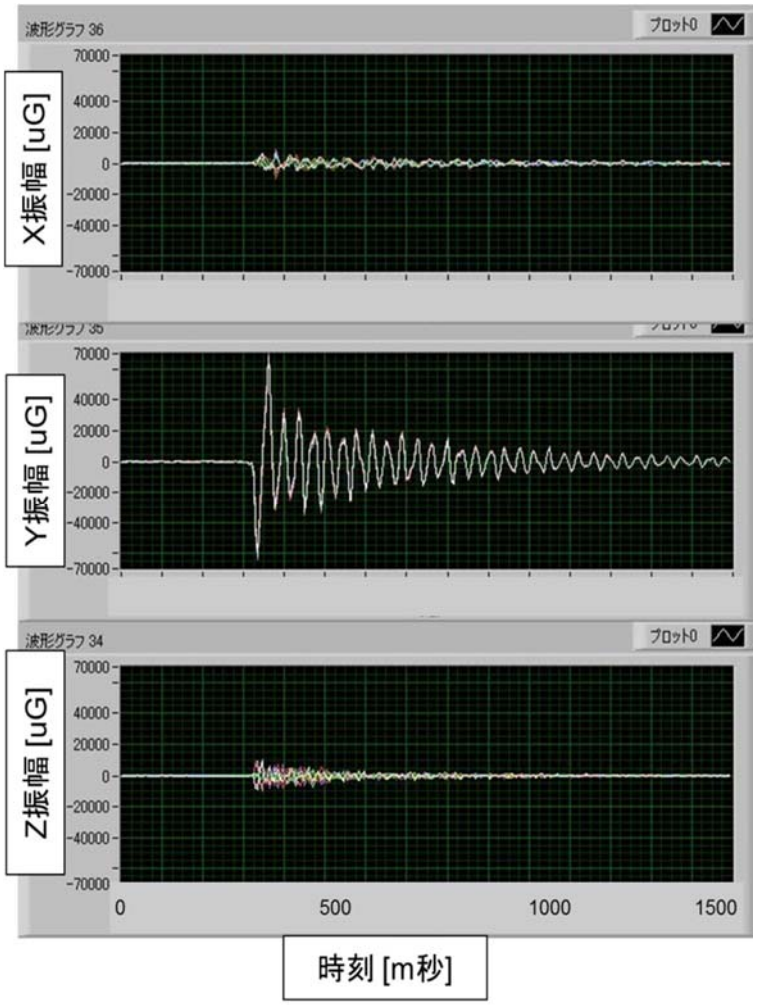



図- 4.3.7　200mG レベルイベントの波形例

### 4.3.5 音の発生とイベントのタイミング

音が発生した際は大イベントが発生していた。

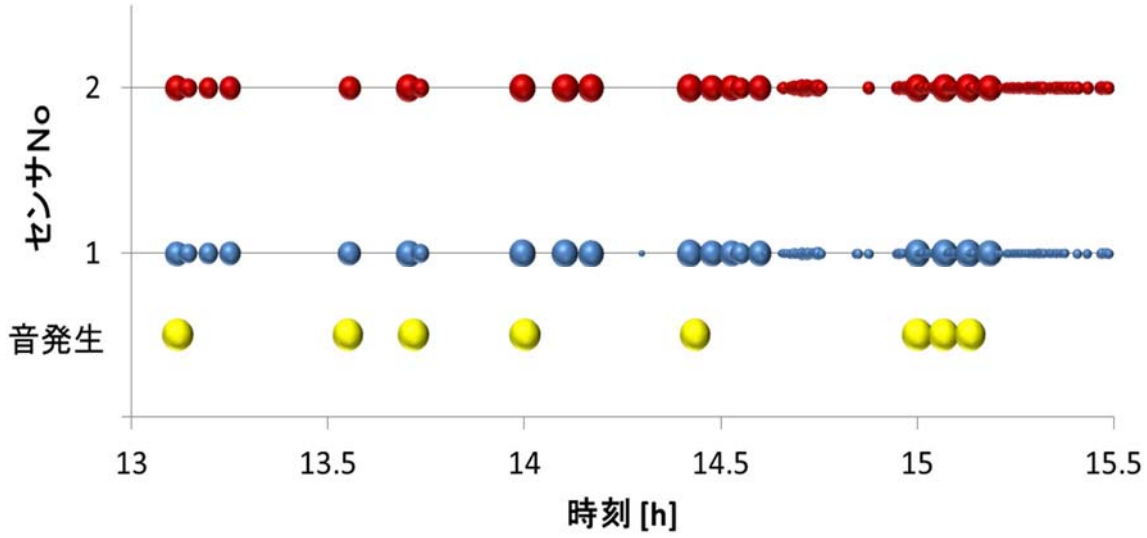



図- 4.3.8 音の発生とイベントのタイミング

### 4.3.6 傾斜急変とイベントのタイミング

傾斜の急激な変化発生のタイミングと振動イベント発生のタイミングは一致していた。
大半の振動イベントは破損により発生していたことが推測される。

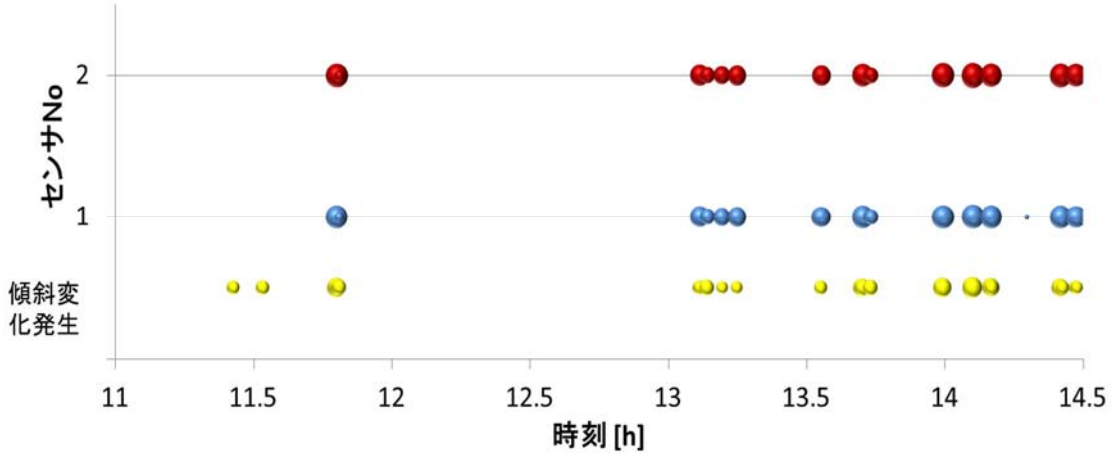



図- 4.3.9 傾斜急変タイミングとイベントのタイミング

## 4.4 FFT 解析

### 4.4.1 定常時（環境振動）の FFT

定常時ＦＦＴは、図- 4.4.1 に示すとおりである。

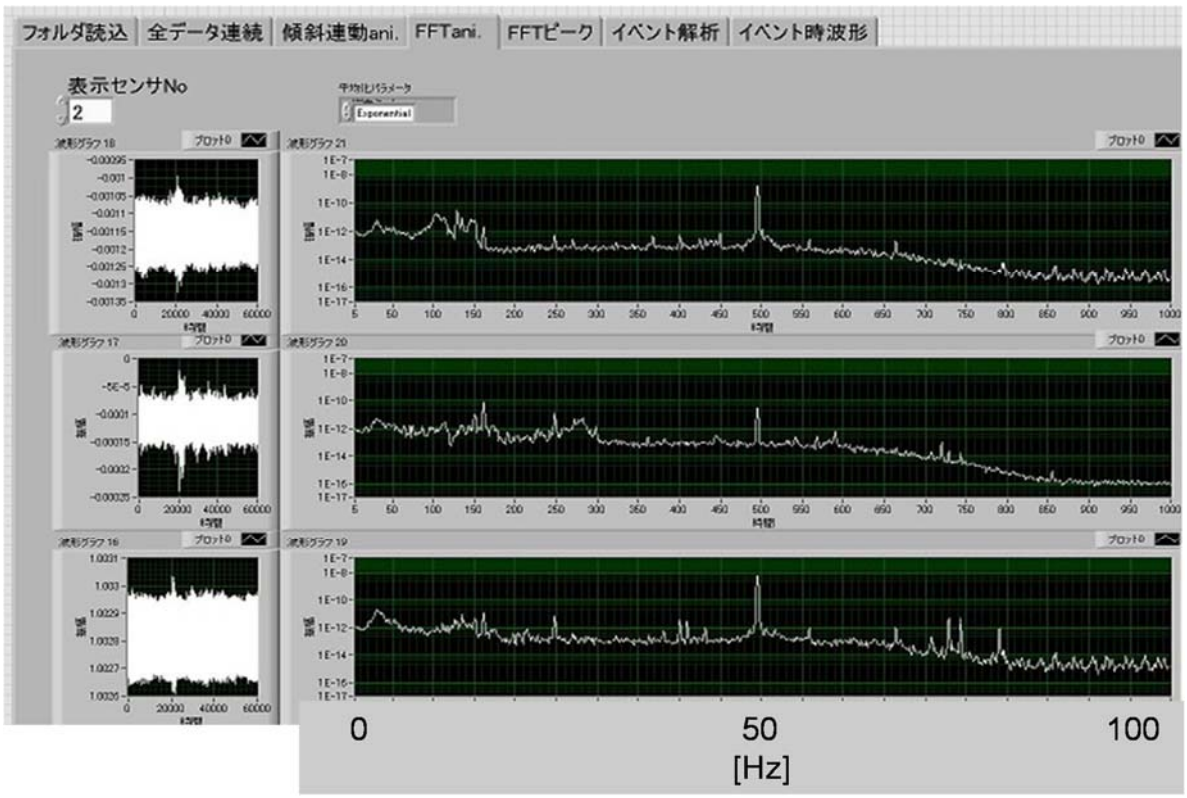



図- 4.4.1　定常時（環境振動）の FFT

### 4.4.2 イベント時 FFT ピーク

図-4.4.2 のとおり、イベント時ＦＦＴピークは、破損とともに数 Hz 変動している様子がみられる。

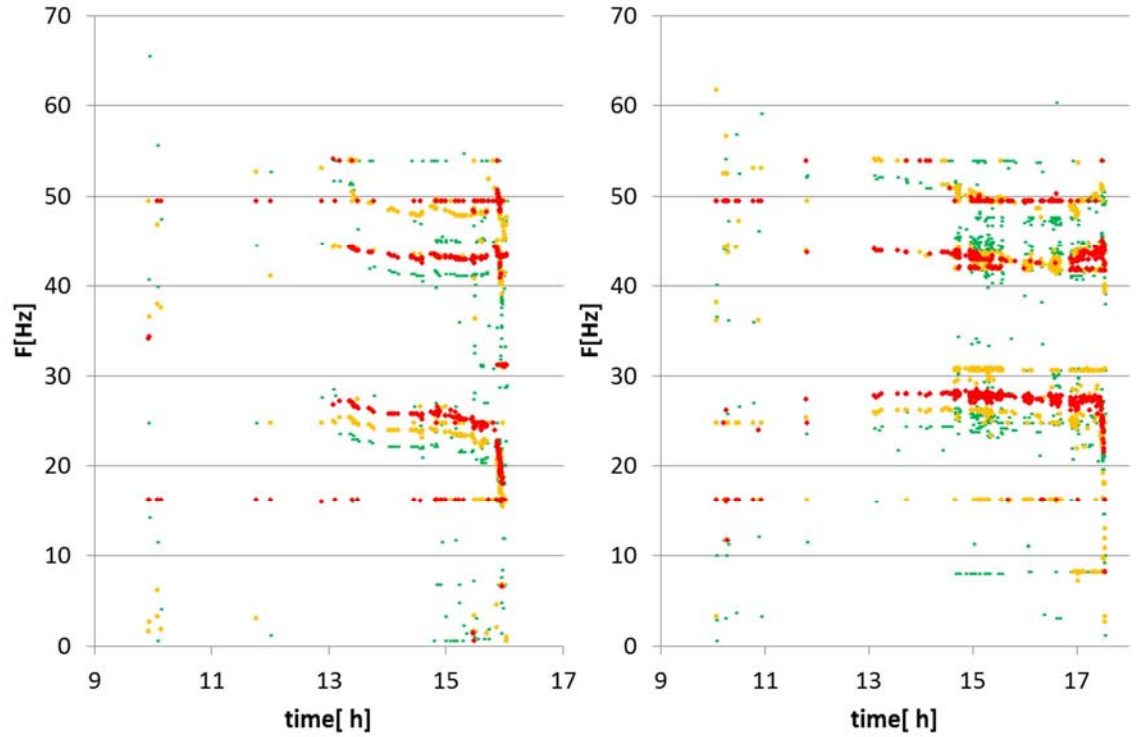



図- 4.4.2　イベント時ＦＦＴピーク（左：供試体 No4，右：供試体 No.6）

図-4.4.3 のとおり、イベント時ＦＦＴピークは、200Hz 近傍のピークが強く、200Hz 付近の周波数は大きく動くことがわかる。

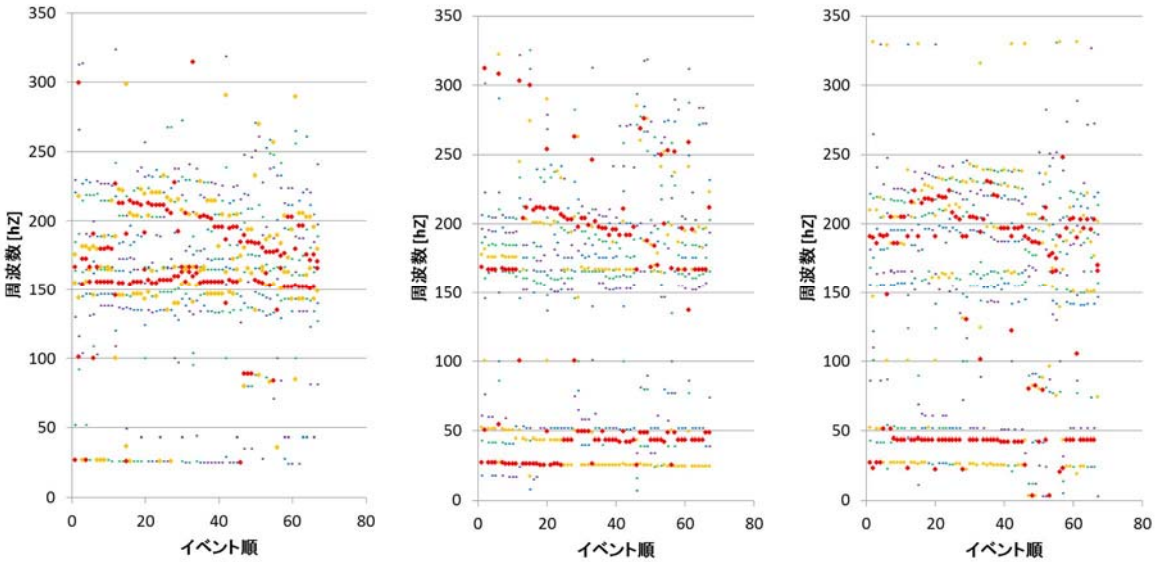



図- 4.4.3　イベント時ＦＦＴピーク　1ksps（供試体 No6；左から X,Y,Z 軸）

### 4.4.3 イベント時波形の比較

図- 4.4.4 のとおり、破損初期の波形からイベント発生直後に 200Hz の振動が起き、破損終盤の波形から破損の進行により周波数が下がることが確認できる。

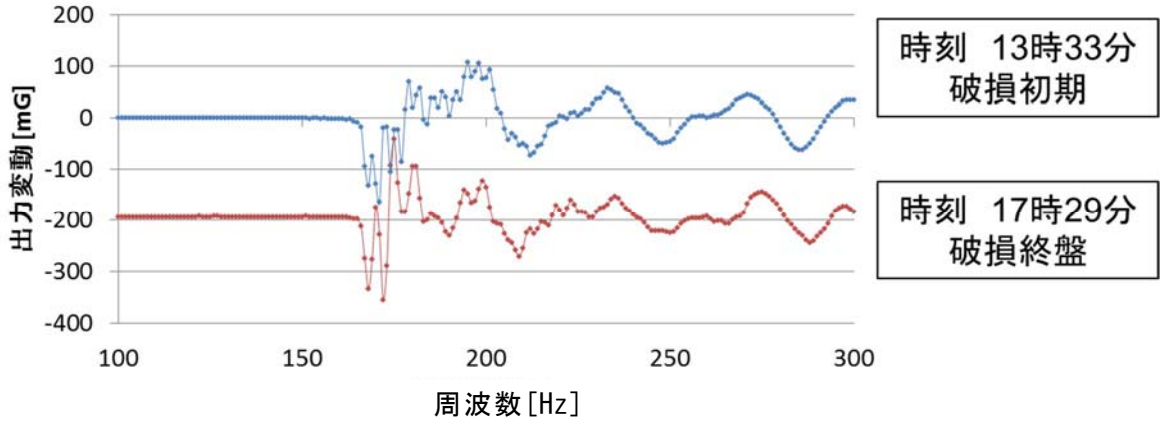



図- 4.4.4 イベント時波形 破損の初期と終盤の比較（1ksps）

### 4.4.4 サンプリングレート（1ksps と 200sps）の比較

サンプリングレートによるイベント波形の違いは、図- 4.4.5 のとおりである。

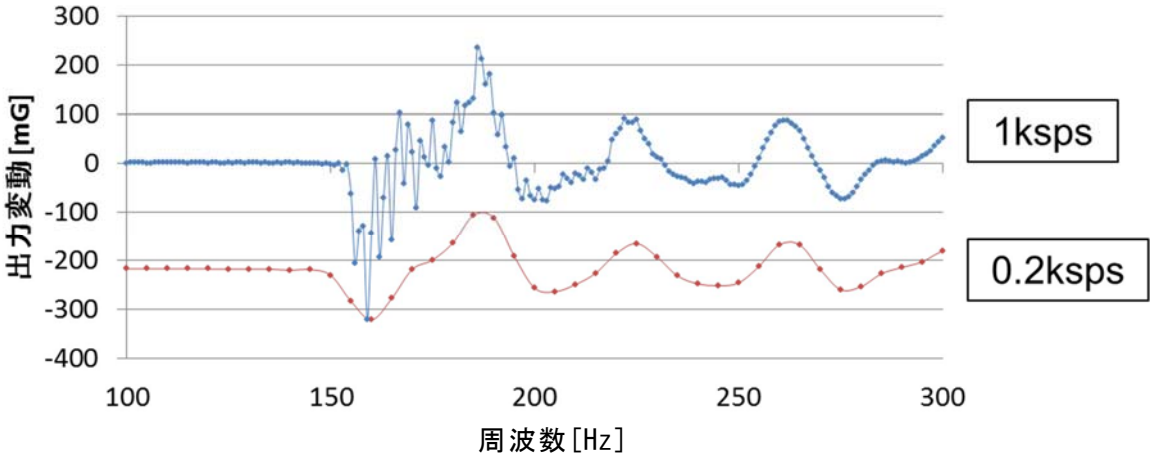



図- 4.4.5 イベント時波形の比較（1ksps と 200sps）

図- 4.4.6 のとおり、1ksps のセンサの方がより微小なイベントを検出できる。

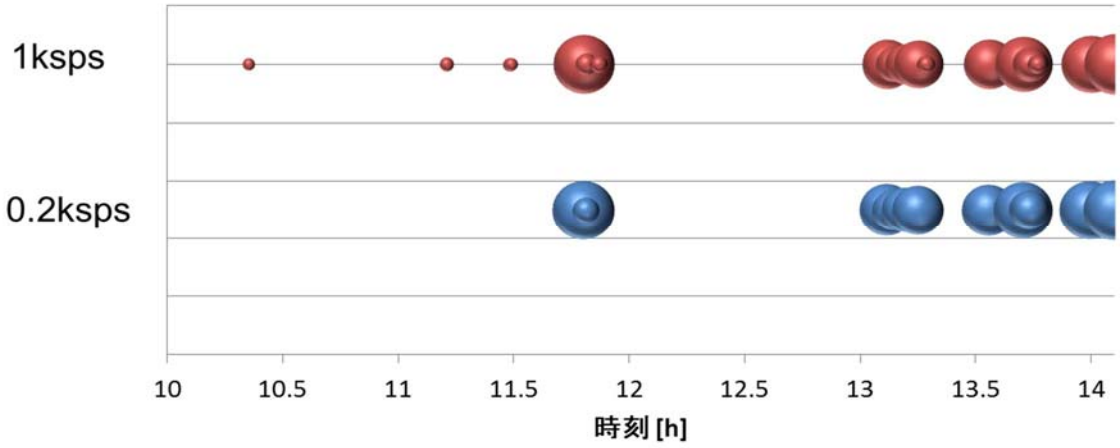



図- 4.4.6　イベント検出の比較（1ksps と 200sps）

図- 4.4.7 のとおり、1mG で 100Hz を超える振動を検出可能である。高速サンプリングで計測することにより、より小さなイベントを検出することが可能になるため、このことは、より初期の損傷を検出できる可能性を示していると考えられる。

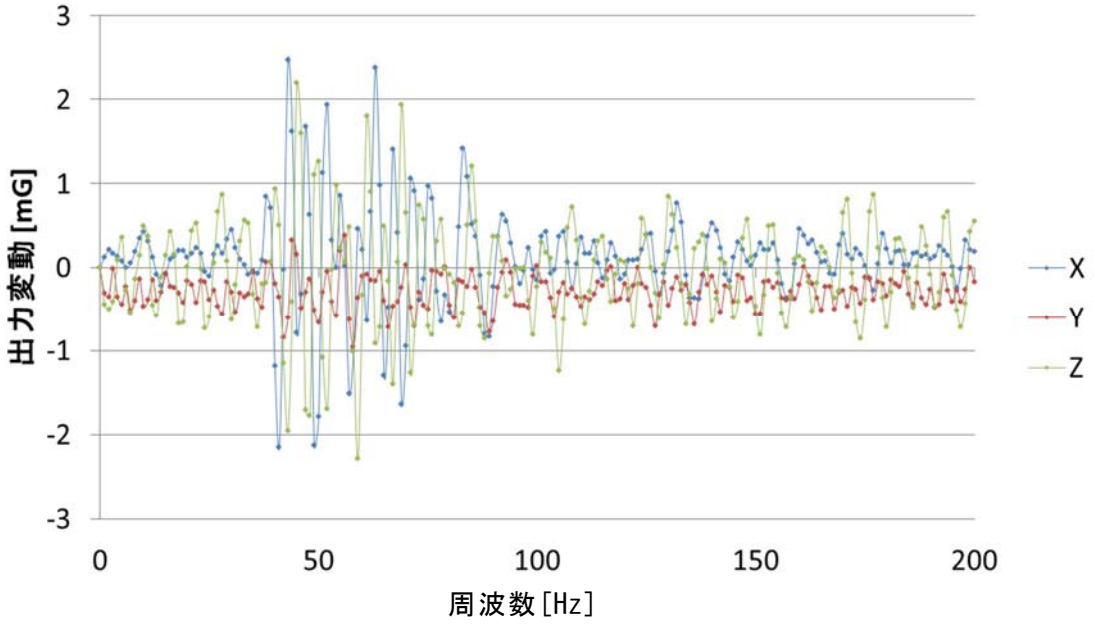



図- 4.4.7　供試体 No.6 時刻 11 時 12 分の波形（1ksps）

## 5. まとめ

3 軸振動計による計測について、下記の知見を得た。

これにより、センサによる計測を行うことで桁の損傷を検知できる可能性が示された。

1) センサによる供試体軸方向の傾斜時間変化は、変位計、FEM 解析によるものと傾向が一致した。
2) 2 つのセンサから推察される破損個所（傾斜差が極端に大きいセンサ間の部位）と実際の破損箇所に相関がみられた。
3) 傾斜の急激な変化発生のタイミングとイベント（突発的な振動）発生のタイミングは一致していた。
4) 供試体から音が発生した際は、大きなイベントが発生していた。
5) 破損初期は周波数 200Hz 近傍の振動が卓越し、破損終盤に向けて卓越する周波数が下がる傾向を確認した。

# 非破壊検査技術等を用いた調査結果

## PC 桁の健全性 1 次診断方法
## としての弾性波速度測定

## 報　告　書

（一社）iTECS 技術協会

# 目　次

1. 調査目的 ..... 209
2. 調査概要 ..... 209
3. 調査方法 ..... 210
4. 調査結果 ..... 212
5. まとめ ..... 213

## 1. 調査目的

弾性波速度の計測により、劣化の進展状況と計測値の関係を把握することを目的とする。

## 2. 調査概要

これまで、橋梁の健全性に関する 1 次スクリーニング的な方法として目視調査またはハンマーによる打音調査が多く用いられてきた[1)]。しかしながら打音診断などでは、客観的なデータを残すことが難しく、また調査者には高いスキルが要求されるという問題点がある。一方、コンクリート構造物の非破壊試験方法として、衝撃弾性波法をはじめいくつかの技術が用いられるが、これらの方法は高精度ではあるものの局所的欠陥の検出方法として確立されているものであり、構造物の全体を詳細に検査するには莫大な費用と労力、時間を要することになる。

本報告では、弾性波速度を PC 桁の健全性の指標として用いる方法について検討する。すなわち、弾性波速度は、健全な場合と比較して欠陥があると必ず低下すること、またコンクリートの場合、健全であれば打設深さが深いほど弾性波速度が速くなるという特性を利用し、弾性波速度の低下を指標として、PC 桁の健全性評価を行おうとするものである。

## 3. 調査方法

一般的なコンクリート構造物の場合、打込み面からの深さが深くなるほど強度が高くなる傾向を示すといわれている [2)]。また、同一配合であれば、強度が高いコンクリートほど弾性波速度が速いとされている。したがって、健全に施工された橋梁桁の場合、桁の下部の方の弾性波速度が速くなる。さらに、これまでの知見によるとひびわれ等の欠陥が進展すると弾性波速度も低下するとわかっている [3)]。これらをもとに弾性波速度の分布をモニタリングすることで橋梁桁の健全性判定に関する有用な情報を得ることができる。

実験では、長さ 4600mm、高さ 600mm、幅 700mm の中空断面を持つ PC 模型橋梁を用い、上部から荷重を段階的に作用させ、載荷段階ごとに、桁軸方向の弾性波速度の分布を測定した。載荷荷重は、最大 950ｋN 程度まで 50kN ステップで載荷し、都度測定を行った。載荷は、2 点支持 2 点曲げ載荷試験である。**図- 3.1** に使用した模型 PC 橋梁の形状、及び、弾性波速度の測定位置を示す。

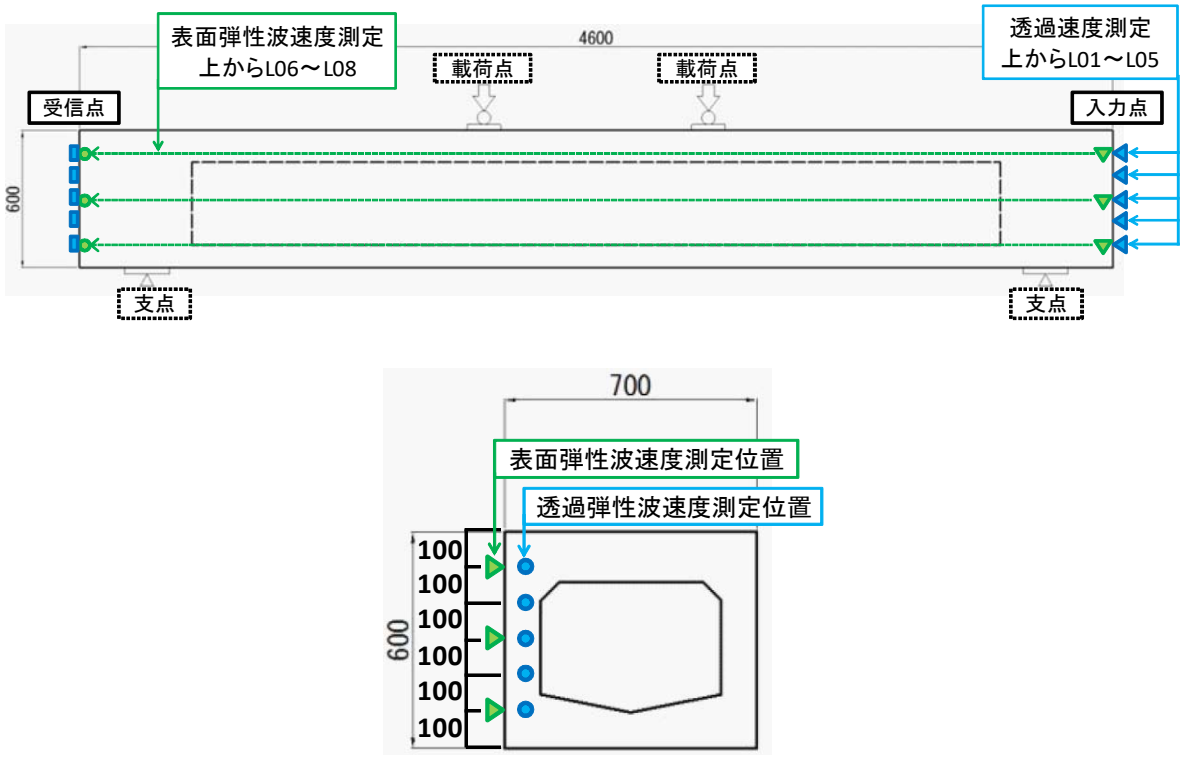



**図- 3.1　測定概要図**

弾性波速度は、桁の軸方向の透過及び表面伝搬について測定した。実施工された橋梁桁では、軸方向の透過弾性波速度の測定は桁端面が露出していないことから困難であるが、今回は載荷試験用の模型桁であるため、透過方向の弾性波速度の測定（写真- 3.1）が可能であった。実際の橋梁桁の場合は、信号入力点、受信点とも桁の側面となるため、これを想定して表面を伝搬する弾性波速度の測定（写真- 3.2）を行っている。

写真- 3.1　透過方向の弾性波速度の測定状況

写真- 3.2　表面を伝搬する弾性波速度の測定状況

## 4. 調査結果

透過弾性波速度測定結果を**図- 4.1** に、表面伝搬弾性波速度測定結果を**図- 4.2** に示す。図の横軸は、載荷荷重を示している。図から明らかなように、載荷前の初期状態では、桁下部の断面での弾性波速度が、桁上部側よりも速く、初期状態では、桁が健全であったことが示される。弾性波速度は、透過、表面伝搬のいずれも、桁下部の方が速いが、透過弾性波速度の方が明瞭にその傾向を示している。これは、表面を伝搬する縦弾性波と比較して、断面を透過する縦弾性波の方が測定し易く、また誤差も小さいことに起因しているものと思われる。

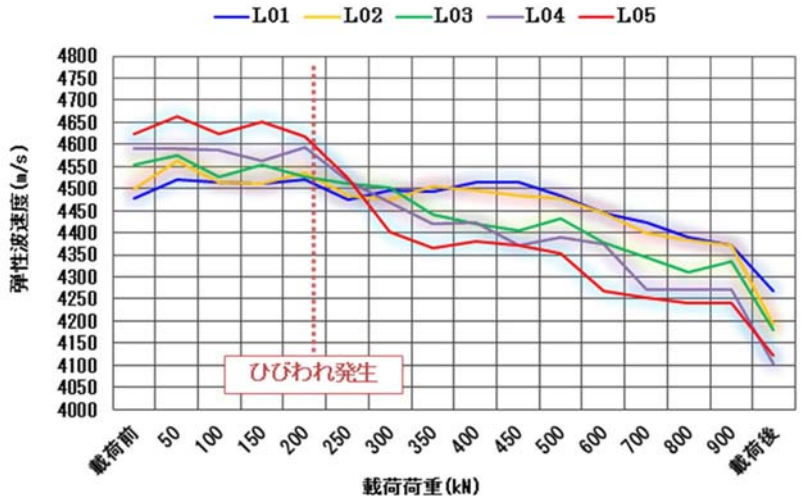



**図- 4.1　透過弾性波速度測定結果**

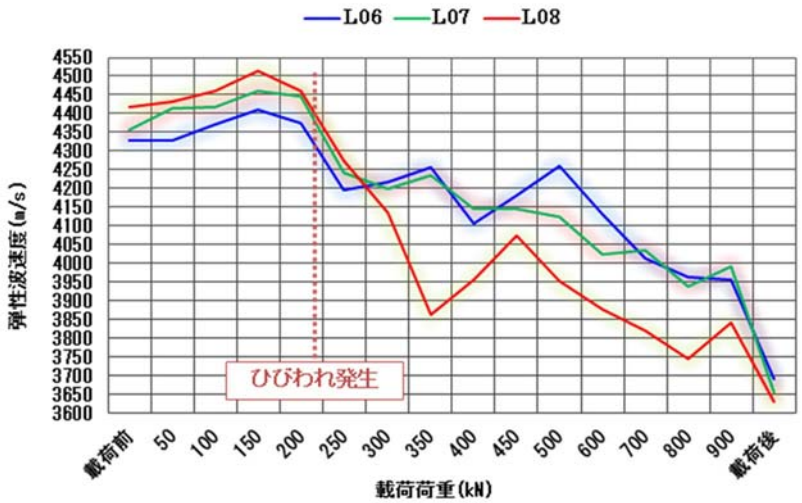



**図- 4.2　表面弾性波速度測定結果**

**図- 4.1**、**図- 4.2** に示されるとおり、載荷段階が進行するに従って弾性波速度は低下する傾向を示し、また、桁下部にひび割れが生じ始めた 250kN 載荷時付近を境にして桁上下断面での弾性波速度分布が逆転する傾向を示す。すなわち、ひび割れ発生について、透過弾性波速度及び表面伝搬弾性波速度とも低下することがわかる。

## 5. まとめ

弾性波速度の計測について、下記の知見を得た。

1) 弾性波速度を経時的にモニタリングすることによって、橋梁桁の健全性評価が可能であることがわかった。
2) 健全な状態における弾性波速度が既知であれば、弾性波速度の低下率によって健全度の低下度合いが定量化出来る可能性が伺える。
3) 初期弾性波速度がわかっていない場合、弾性波速度の桁上下方向の分布を調査し、桁下端に向かって弾性波速度が速くなる傾向を示せば、桁は健全であると評価できる。これは、橋梁の場合、桁上面側に荷重が作用し、健全性が損なわれた場合、桁下端にひび割れなどの損傷が進行し、結果的に弾性波速度が低下すると考えられるからである。
4) 表面を伝搬する弾性波の場合、桁の比較的長い区間について一挙に調査することができ、橋梁桁の健全性の１次スクリーニング方法としても有用と考えられる。

今後の課題としては、伝搬距離（センサの位置）を変えながら、変状箇所を特定できる測定法や、今回計測の対象とした微弱な縦弾性波ではなく、表面波（レイリー波）を観測の対象として、より深い位置の変状も検知できる方法を確立する事などを考えている。

【参考文献】

1) 国土交通省 道路局 国道・防災課：橋梁定期点検要領，2014.6
2) 公益社団法人 日本コンクリート工学会：コンクリート診断技術，2017.2
3) 三上信雄，極檀邦夫，笠井哲郎，藤田孝康：表面弾性波速度による既設沿岸構造物の劣化診断，土木学会第 63 回年次学術講演会，5-187，2008.9
4) 炭谷浩一，岩野聡史，山下健太郎：PC 橋梁桁の健全性 1 次診断方法としての弾性波速度測定，土木学会第 70 回年次学術講演会，5-034，2015.9

# 非破壊検査技術等を用いた調査結果

## 光学的全視野計測法による変位・ひずみ計測

## 報　告　書

長崎大学

# 目　次

1. 調査目的 ..... 217
2. 計測概要 ..... 217
2.1 計測概要 ..... 217
2.2 デジタル画像相関法（ＤＩＣＭ）について ..... 217
2.2.1 原理 ..... 217
2.2.2 計測システム ..... 220
2.2.3 ひずみの算出方法 ..... 221
3. 調査概要 ..... 222
3.1 供試体概要 ..... 222
3.1.1 CASE-1～3 ..... 222
3.1.2 CASE-6 ..... 224
3.2 調査方法 ..... 226
3.2.1 CASE-1～3 ..... 226
3.2.2 CASE-6 ..... 228
4. 調査結果 ..... 230
4.1 CASE-1(基準供試体) ..... 230
4.1.1 変位・ひずみ計測 ..... 230
4.1.2 ひずみ分布 ..... 231
4.2 CASE-2 ..... 236
4.2.1 変位・ひずみ計測 ..... 236
4.2.2 ひずみ分布 ..... 237
4.3 CASE-3 ..... 242
4.3.1 変位・ひずみ計測 ..... 242
4.3.2 ひずみ分布 ..... 243
4.4 CASE-6 ..... 248
4.4.1 変位・ひずみ計測 ..... 248
4.4.2 ひずみ分布 ..... 249
5. まとめ ..... 254

## 1.調査目的

デジタル画像相関法（以下，DICM）の実構造レベルの供試体への適用可能性およびひび割れ発生・進展挙動の予測・評価に対する有効性を検討するため，土木研究所構造物実験施設内の大型構造物繰返し載荷試験機による PC 桁供試体の載荷試験の中で，DICM を用いた変位・ひずみ計測を行った．

## 2.計測概要

### 2.1 計測概要

光学的全視野ひずみ計測法の一つである DICM を用いて，水平ひび割れを模擬した PC 桁供試体の載荷試験におけるコンクリート表面に生じる変位・ひずみ計測を行い，ひび割れ発生・進展挙動の予測・評価を行った．

### 2.2 デジタル画像相関法（ＤＩＣＭ）について

#### 2.2.1 原理

DICMの技術は，1980年代初頭にSouth Carolina大学の研究者によって開発された．DICM[1)~14)]は，計測対象物表面の模様のランダム性を基にして，変形前後の計測対象物表面をCCDカメラなどで計測したデジタル画像を画像処理することにより，計測範囲全体にわたって変位の大きさと方向を求めることができる手法である．DICMの特長として，計測空間の揺らぎには比較的強いことが挙げられる．また，2台のカメラを使用することで三次元変形やひずみも計測可能である．DICMの適用分野としては，機械[9)~14)]，医療[15)~18)]，電気・電子[19)20)]，農学[21)~23)]，材料分野[24)~31)]で用いられている．

DICMの計測精度は，1画素（画素：デジタル画像の大きさの単位）に対応する長さの20～50分の1と言われており，例えば，1画素の長さが1mmであるとすると計測精度は20～50μmとなる．このようにDICMでは，計測精度は取り込んだ画像サイズに依存するため，計測物のサイズが大きい場合は低分解能で，小さい場合は高分解能で計測が可能となる手法である．

DICM を行う際に重要になるのが，任意の点の移動量の算出である．解析原理は，デジタル画像が 256 階調で表現される画像であることを利用したものである．まず，変形前の画像において，任意の点(1 画素)を中心とした N×N 画素の任意領域（サブセット）を指定する（図- 2.2.1(a)）．計測対象物に変位を与えると，変形後の画像でのサブセットの位置は変化する（図- 2.2.1 (b)）．変形後のサブセットを対象に，変形前のサブセットの輝度値分布と高い相関性を示すサブセットを数値解析で探索する．このサブセット中心の点の移動より変位方向，変位量を算出する．この処理を全ての小領域で繰り返す事によって，全視野の変位データが得ることができる．ひずみ分布は，以上の方法により得た変形量を利用して算出する．これは，あらかじめ求めたい点を中心として，ある画素数だけ離れた点の変位を基に，変形後の二点間の長さの変化を求め，計測点のひずみとする解析手法である．この解析手法の特長として，水平，垂直，斜め，最大主ひずみ，最小主ひずみの値と方向（図- 2.2.2）を求めることが可能であること，任意に解析点の距離を変えることができる，すなわちゲージ長の自由な選択が可能となること，などが挙げられる．

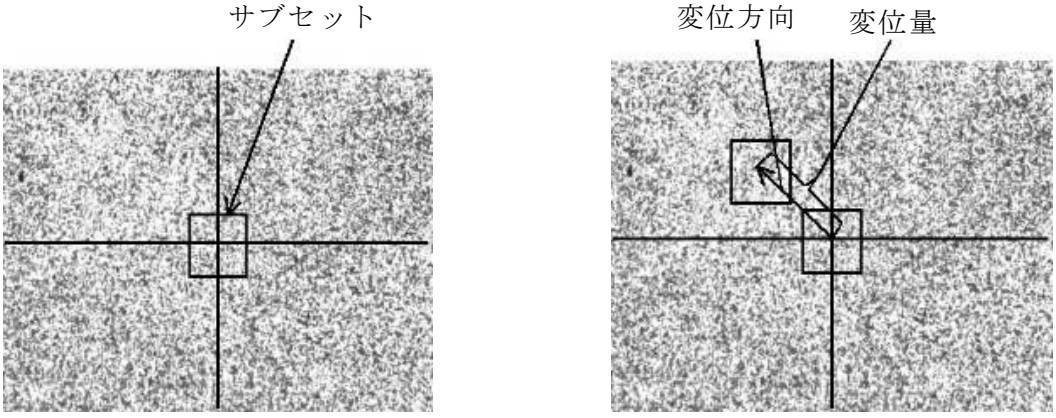
変形前後の画像間における相関を求める方法として，1 画素単位の計測精度で変位量を求める粗探査と，1 画素以下の精度で変位量を求める精密探査が存在する．粗探査の一例として，残差最小法を利用した算出方法を式(2.2.1)に示す．

$$C\left(X+u,Y+v\right)=\sum_{i=-M}^{M}\sum_{j=-M}^{M}\left|I_d(X+u+i,Y+v+j)-I_u(X+i,Y+j)\right| \qquad (2.2.1)$$

ここで，同式中の $Iu(X,\ Y)$，$I_d(X+u,\ Y+v)$は，それぞれ変形前，変形後の画像強度（輝度値）を示す．$X,\ Y$は，サブセットの中心座標を表す．$u,\ v$は，それぞれ $x$ 方向，$y$ 方向への移動量を示す．N＝2M+1 である．式(2.2.1)の値が最小となる位置は，設定したサブセットの移動後における中心位置(最近接画素)と考えられる．

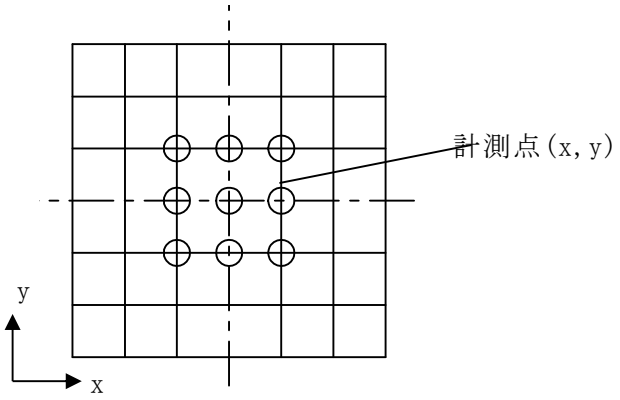
しかしながら，前述のとおり，実際の移動量は最近接画像と一致することは稀であり，ほとんどの場合は，1 画素単位以下の微小な変位をともなうものである．そこで，粗探査後に，1 画素以下の精度で移動量を求める精密探査を行う．これらの探査例として，最近接画素周辺の画素点での相関値を利用する方法[32)33)]や，離散的な画素の強度値の間に対して直接的に数値補間を導入し，相関が最も良い位置を求める方法[34)35)]がある．前者は，相関の最も高い画素位置とその周辺部の画素位置での相関値について,1 次曲線や 2 次曲線，ガウス分布の直線，曲線などを利用して補間し，その交点やピークをもとに 1 画素以下の移動量を求めるものである．一方，後者は，計測した画像の離散的な強度分布を直接，線形や 2 次曲線，Bi-cubic などの補間関数を用いて補間，相関関数を演算し，相関の最も良い位置を求めるものである．本研究では，精密探査として後者の解析方法を採用した．同解析方法に使用した相互相関の式を，式(2.2.2)に示す．

$$C\left(X+u,Y+v\right)=\frac{\sum_{i=-M}^{M}\sum_{j=-M}^{M}I_d(X+u+i,Y+v+j)\times\sum_{i=-M}^{M}\sum_{j=-M}^{M}I_u(X+i,Y+j)}{\sqrt{\sum_{i=-M}^{M}\sum_{j=-M}^{M}\left\{I_d(X+u+i,Y+v+j)\right\}^2\times\sum_{i=-M}^{M}\sum_{j=-M}^{M}\left\{I_u(X+i,Y+j)\right\}^2}} \qquad (2.2.2)$$

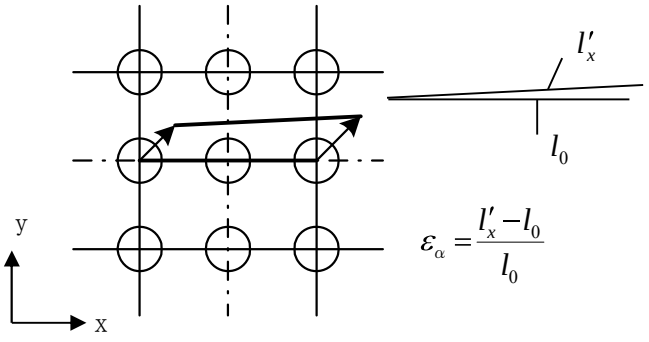



（a）変形前　　（b）変形後

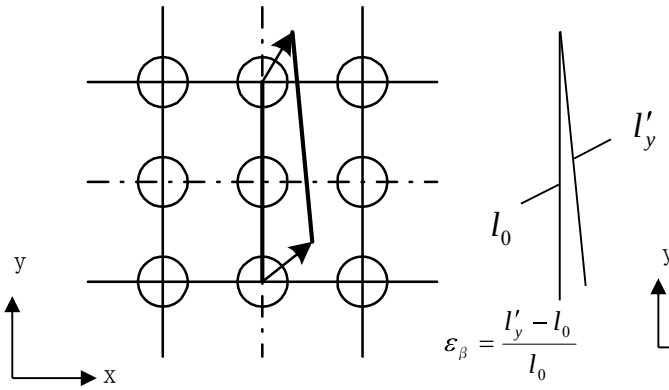
図- 2.2.1　変形前と変形後のデジタル画像



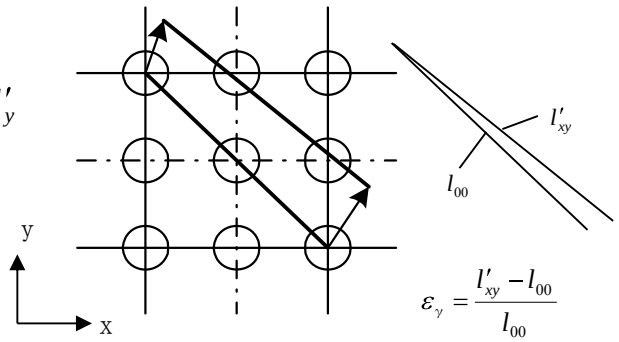

（a）計測点の設定



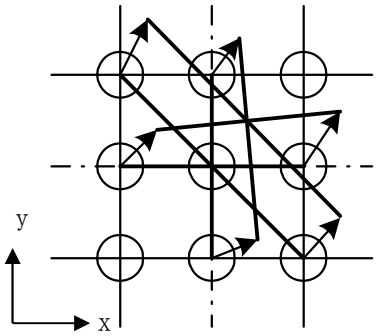

（b）水平方向ひずみ




（c）垂直方向ひずみ




（d）斜め方向ひずみ




$$\gamma_{\max} = \sqrt{2\left\{(\varepsilon_\alpha - \varepsilon_\gamma)^2 + (\varepsilon_\beta - \varepsilon_\gamma)^2\right\}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2}(\varepsilon_\alpha + \varepsilon_\beta + \gamma_{\max})$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{2}(\varepsilon_\alpha + \varepsilon_\beta - \gamma_{\max})$$

（e）主ひずみ

図- 2.2.2　ひずみ解析

### 2.2.2 計測システム

計測で用いたカメラタイプ全視野計測装置（以下カメラ装置と呼ぶ）の写真，概要図および仕様をそれぞれ写真- 2.2.1，図- 2.2.3 および表- 2.2.1 に示す．カメラ装置は，モノクロ CCD カメラ，レンズ，ノートパソコン，接続ケーブルで構成される．これらは，簡易なシステムかつ軽量で持ち運びが容易である．カメラ自体にメモリなどが内蔵されていないため，計測画像はノートパソコンに保存される．画像の計測は，通常のデジタルカメラとほぼ同様なため，計測に際して特別な技量は必要としない．焦点距離の異なるレンズを使用すれば計測距離を自由に設定することができる．計測では，2 台の CCD カメラを用いたステレオ計測による三次元計測を行い，変位・ひずみを算出した．ステレオ計測は，カメラ 1 台の計測と比較して，カメラと試験体を正対させて計測する必要がないことや，試験中に試験体が面外方向に変形しても高精度な計測できる特徴がある．

一般に，カメラレンズは曲面となっているため，計測された画像は収差がある．また，2 台のカメラでステレオ計測を行う場合，カメラの位置合わせを行う必要がある．ここでは，計測前に計測距離に応じて，サイズの異なるキャリブレーションボードを用いて，ボード中の黒丸を対応点とし，ボードの向きと角度を変えながら複数枚（20 枚から 30 枚程度）計測することで，画像のひずみ補正やカメラの位置合わせを行う．写真- 2.2.2 にキャリブレーション状況を示す．

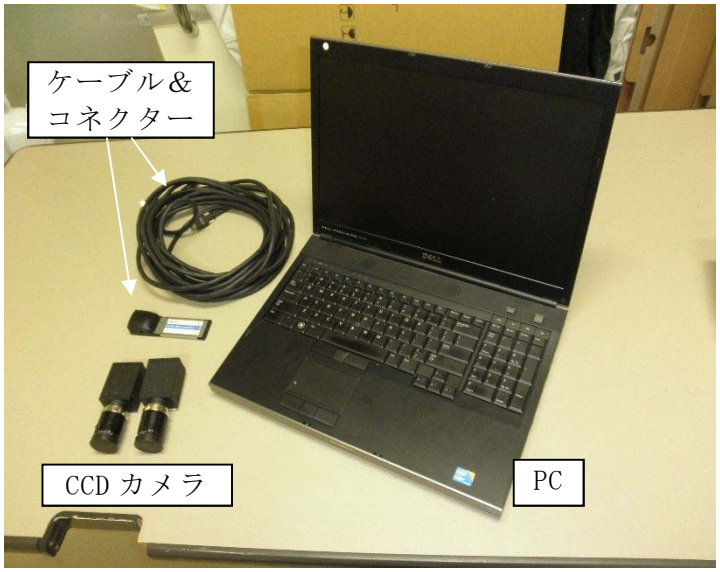



写真- 2.2.1　カメラ装置

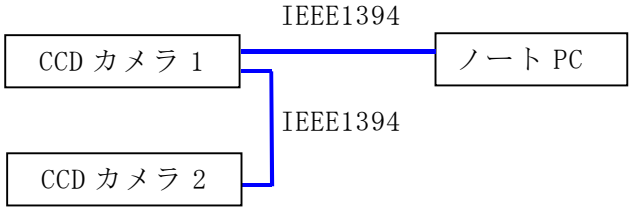



図- 2.2.3　システム概要図

表- 2.2.1　仕様

| | |
|---|---|
| CCD<br>カメラ | 型番：Point Grey Researc 社 GRASS-50S5M/C<br>撮像素子：Sony ICX625 CCD<br>解像度：2448×2048pixel（500 万画素）<br>**画素サイズ：**3.45 ×3.45μm<br>デジタル画像：モノクロ 8 ビット<br>シャッター形式：電子シャッター<br>シャッター速度：0.02ms ～10s<br>**最大フレームレート：**15fps |
| レンズ | Schneider Kreuznach 社 Xenoplan 1.4/ 17mm |

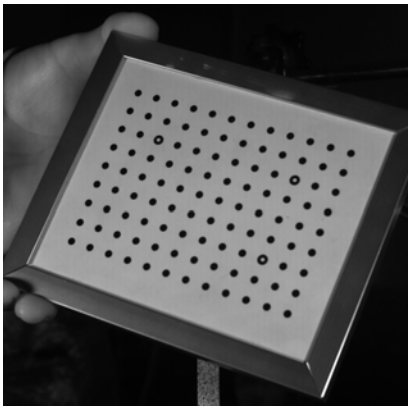


写真- 2.2.2　キャリブレーション状況

### 2.2.3 ひずみの算出方法

ひずみの算出方法は，例えばひずみゲージのひずみ値を比較する場合，ゲージ直上に標点を定め，DICM により各標点の移動画素を計測し，各々の隣り合う 2 標点間距離の変化からひずみを算出し，その平均から解析範囲内のひずみを求める．図- 2.2.4 にひずみ算出のイメージ図を示す．

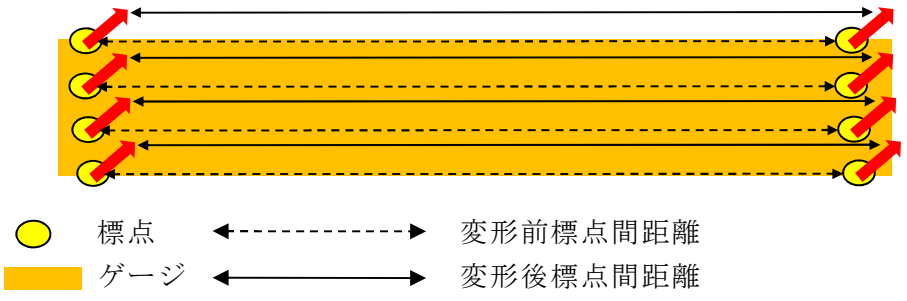



図- 2.2.4　ひずみ算出イメージ図

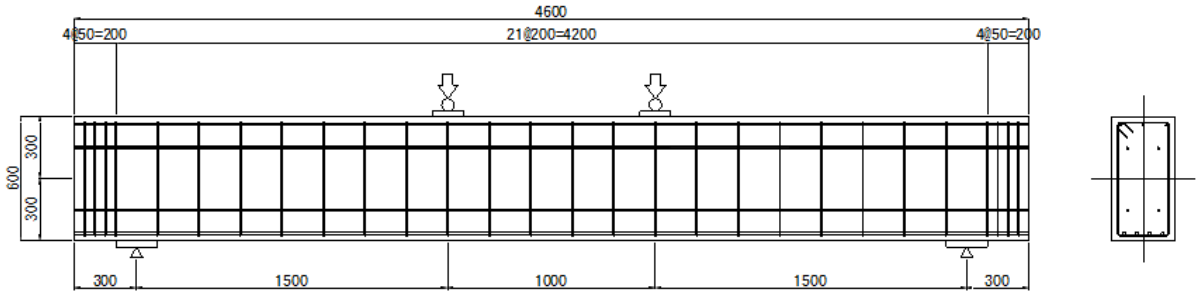
# 3. 調査概要

## 3.1 供試体概要

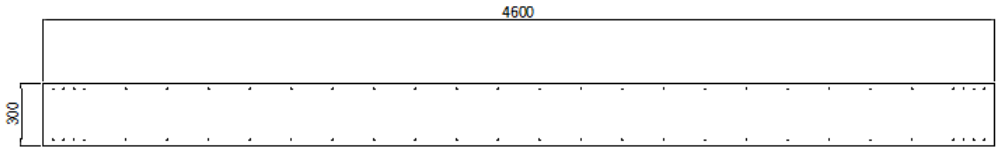
### 3.1.1 CASE-1～3

試験で使用した PC 桁供試体の側面図，平面図および断面図を図- 3.1.1 に示す．供試体は幅 300mm，長さ(支間長)4600mm，高さ 600mm である．供試体写真を写真- 3.1.1 に示す．供試体にはウェブの水平ひび割れを模擬した模擬ひび割れを導入している．模擬ひび割れの長さは，CASE-1 が 0mm(基準供試体)，CASE-2 が 1050mm，CASE-3 が 1800mm であり，切り欠き幅は 3 供試体とも 300mm である．各供試体の概略図を図- 3.1.2 に示す．

側面図




平面図




断面図

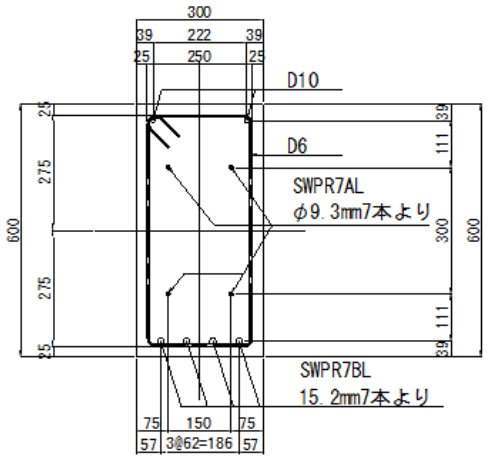



図- 3.1.1　供試体概要図

写真- 3.1.1　供試体写真

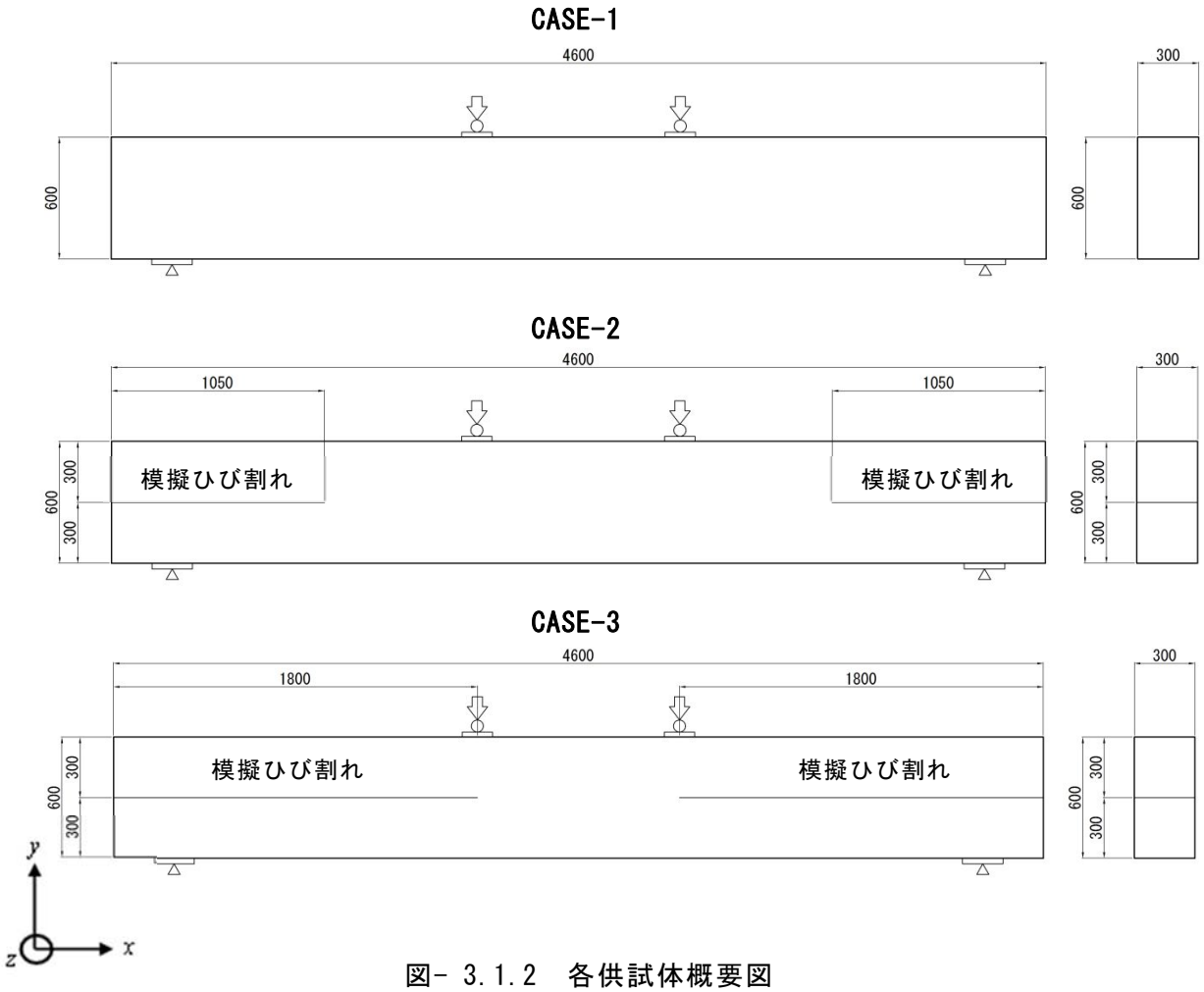



図- 3.1.2　各供試体概要図

### 3.1.2 CASE-6

試験で使用した PC 桁供試体の側面図，平面図および断面図を図- 3.1.3 に示す．供試体は幅 700mm，長さ(支間長)4600mm，高さ 600mm の中空断面である．供試体写真を写真- 3.1.2 に示す．供試体にはウェブの水平ひび割れを模擬した模擬ひび割れを導入している．模擬ひび割れの長さは 1050mm である．各供試体の概略図を図- 3.1.4 に示す．

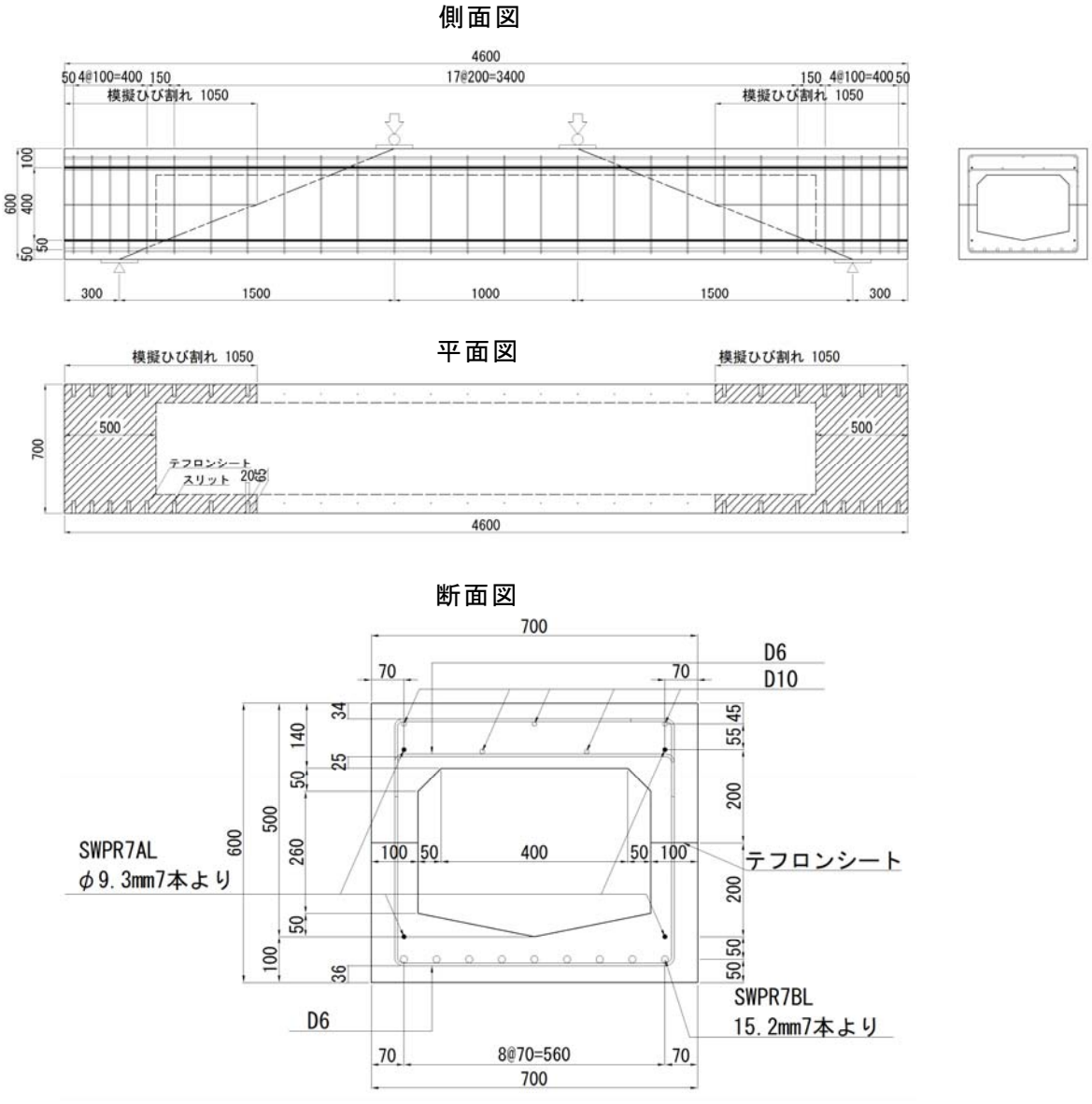



図- 3.1.3　供試体概要図

写真- 3.1.2　供試体写真

CASE-6

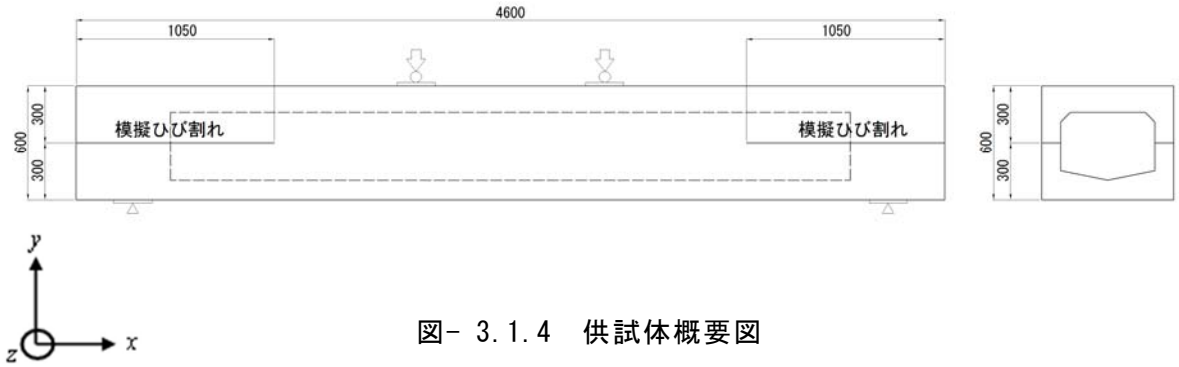



図- 3.1.4　供試体概要図

### 3.2 調査方法

#### 3.2.1 CASE-1～3

載荷方法は 4 点曲げ載荷とし，供試体が降伏点に達するまで載荷を行った．試験においては，載荷開始から終了まで 50kN 毎に DICM による計測とひび割れ観察を行った．DICM では,500 万画素の CCD カメラ 2 台と 17mm レンズを使用したカメラ装置による計測を行った．計測状況を写真- 3.2.1 に示す．カメラ装置の計測機器位置関係は，カメラと計測面までの距離を約 1500mm，カメラ間距離を約 600mm とし，この条件下で計測した時の画像解像度は約 0.3mm/pixel となる．つまり，長手方向において 60mm ゲージは 200pixel で構成されることになる．カメラのシャッタースピードは約 7.0ms とした．

計測面には載荷前に白と黒のスプレーを用いてランダムパターンを散布し，計測画像の階調値に変化をもたせた．計測時には，白色発光ダイオード(白色 LED)ライトを 2 つ使用し，計測範囲の明るさを一定に保つようにした．各供試体における画像計測範囲を図- 3.2.1 に示す．

計測は無載荷時に初期画像を 30 枚計測し，50kN 毎に変形画像を計測した．計測した画像は，計測精度を向上させるために加算平均処理法を用いて画像を結合し，その結合画像を用いて画像解析を行った．また，DICM による変位・ひずみ計測の精度検証のため，供試体の上面と下面の 2 箇所に設置した変位計，および画像計測範囲に設置したひずみゲージから得られた計測値と比較した．各計測機器の計測位置を図- 3.2.2 に示す．さらに，試験中には近接目視によるひび割れ観察を行い，DICM によって得られた最大主ひずみ分布図とひび割れ状況の比較を行い，ひび割れ発生・進展過程について検討した．

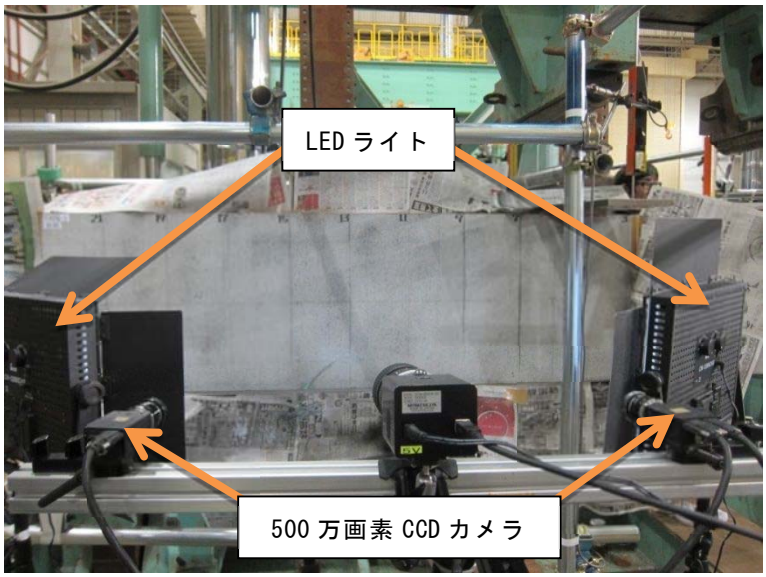



写真- 3.2.1　計測状況

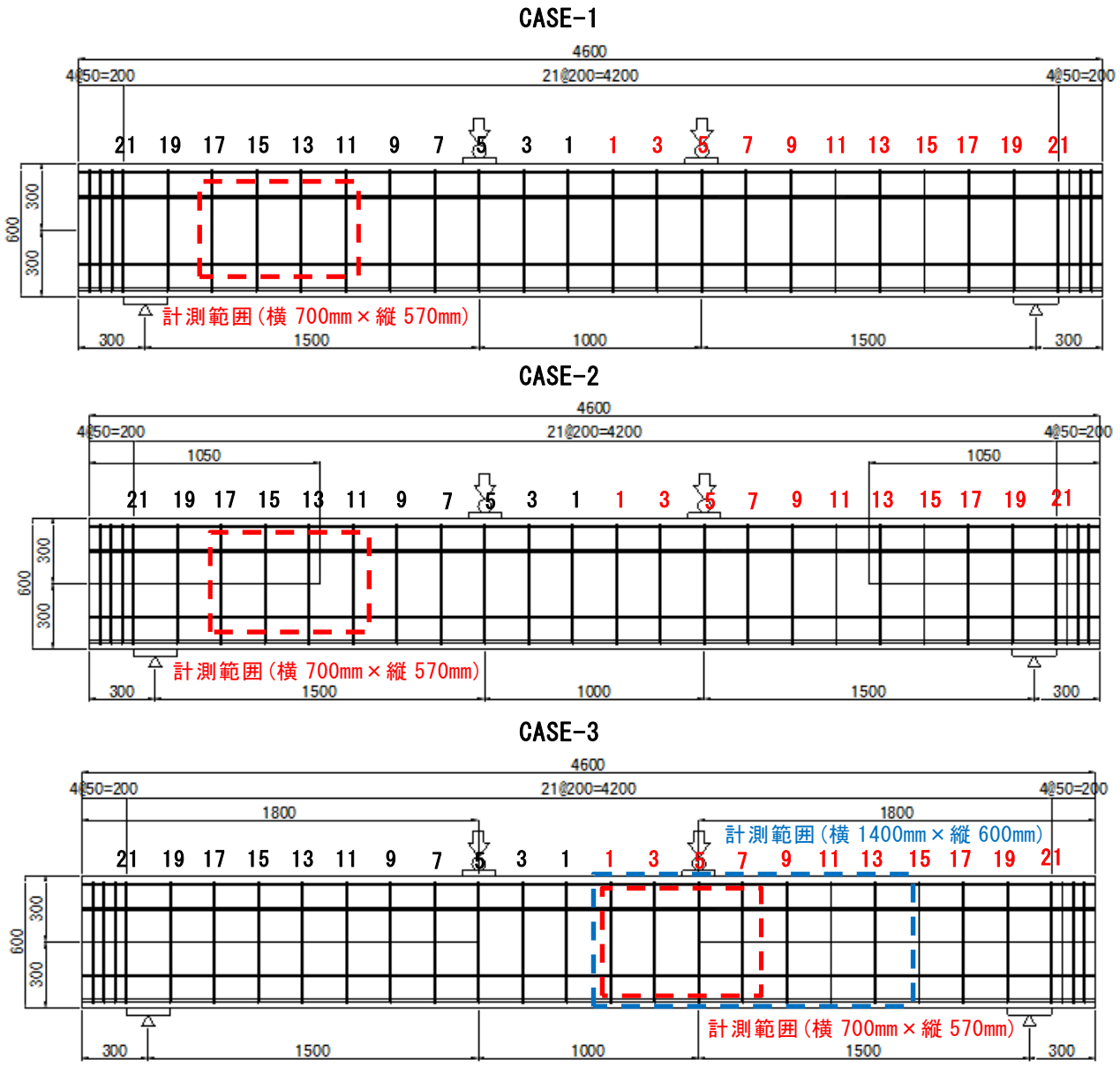



図- 3.2.1　画像計測範囲

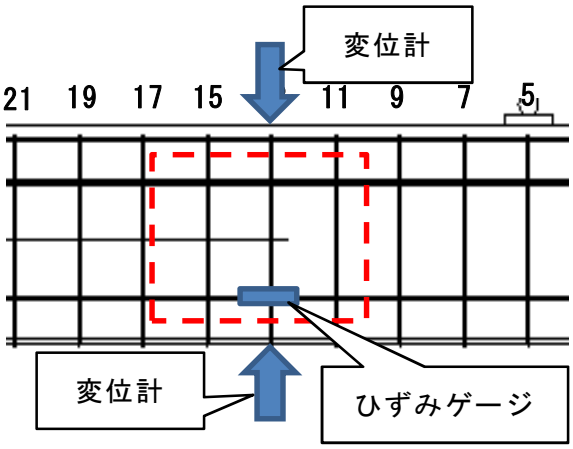



図- 3.2.2　計測位置

### 3.2.2 CASE-6

載荷方法は 4 点曲げ載荷とし，供試体が降伏点に達するまで載荷を行った．試験においては，載荷開始から終了まで 50kN 毎に DICM による計測とひび割れ観察を行った．DICM では,500 万画素の CCD カメラ 2 台と 17mm レンズを使用したカメラ装置による計測を行った．計測状況を写真- 3.2.2 に示す．カメラ装置の計測機器位置関係は，カメラと計測面までの距離を約 1100mm，カメラ間距離を約 600mm とし，この条件下で計測した時の画像解像度は約 0.2mm/pixel となる．つまり，長手方向において 60mm ゲージは 300pixel で構成されることになる．カメラのシャッタースピードは約 4.0ms とした．

計測面には載荷前に白と黒のスプレーを用いてランダムパターンを散布し，計測画像の階調値に変化をもたせた．計測時には，白色発光ダイオード(白色 LED)ライトを 2 つ使用し，計測範囲の明るさを一定に保つようにした．各供試体における画像計測範囲を図- 3.2.3 に示す．

計測は，無載荷時に初期画像を 30 枚計測し，50kN 毎に変形画像を計測した．計測した画像は，計測精度を向上させるために加算平均処理法を用いて画像を結合し，その結合画像を用いて画像解析を行った．また，DICM による変位・ひずみ計測の精度検証のため，供試体の上面と下面の 2 箇所に設置した変位計，および画像計測範囲に設置したひずみゲージから得られた計測値と比較した．各計測機器の計測位置を図- 3.2.4 に示す．さらに，試験中には近接目視によるひび割れ観察を行い，DICM によって得られた最大主ひずみ分布図とひび割れ状況の比較を行い，ひび割れ発生・進展過程について検討した．

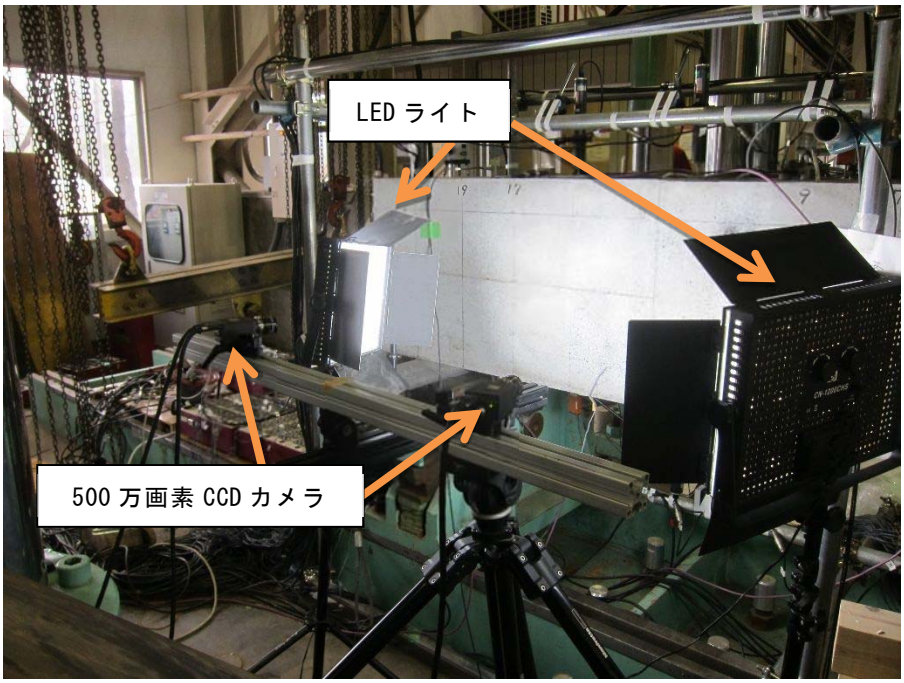



写真- 3.2.2　計測状況

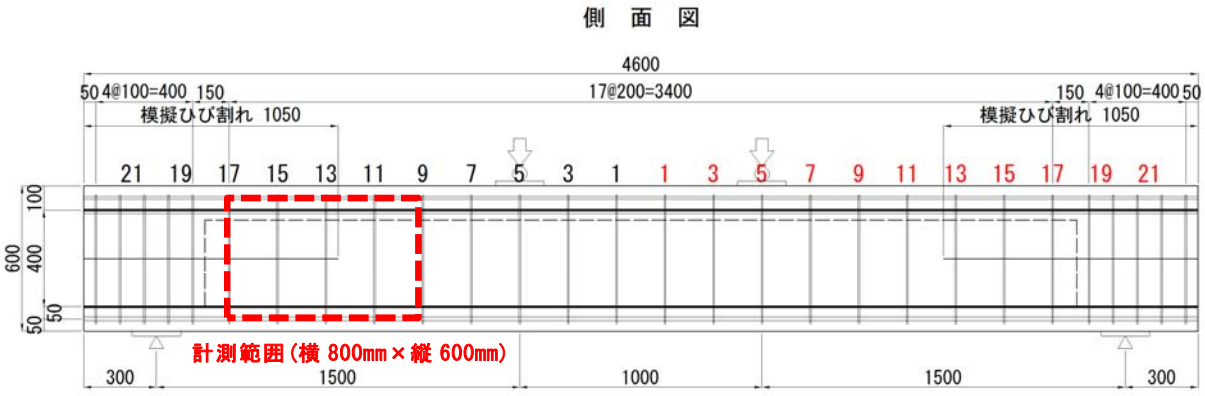



図- 3.2.3　画像計測範囲

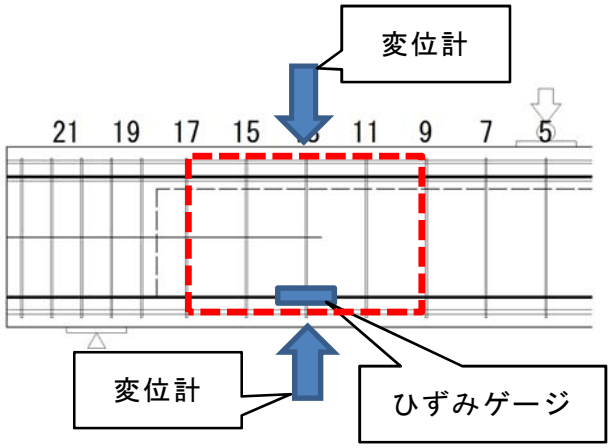



図- 3.2.4　計測位置

## 4. 調査結果

### 4.1 CASE-1(基準供試体)

#### 4.1.1 変位・ひずみ計測

試験で得られた変位計(桁上：D3-L，桁下：D3-U)と DICM の変位計測結果を図- 4.1.1 に示す．図- 4.1.1 より変位計と DICM の計測結果は同じ挙動を示している．変位計測における誤差の平均は 0.28mm，標準偏差は 0.25mm となった．また，ひずみゲージと DICM のひずみ計測結果を図- 4.1.2 に示す．図- 4.1.2 より DICM とひずみゲージの計測値には大きなばらつきが見られた．しかしながら，ひずみの増加挙動を概ね捉えることができている．

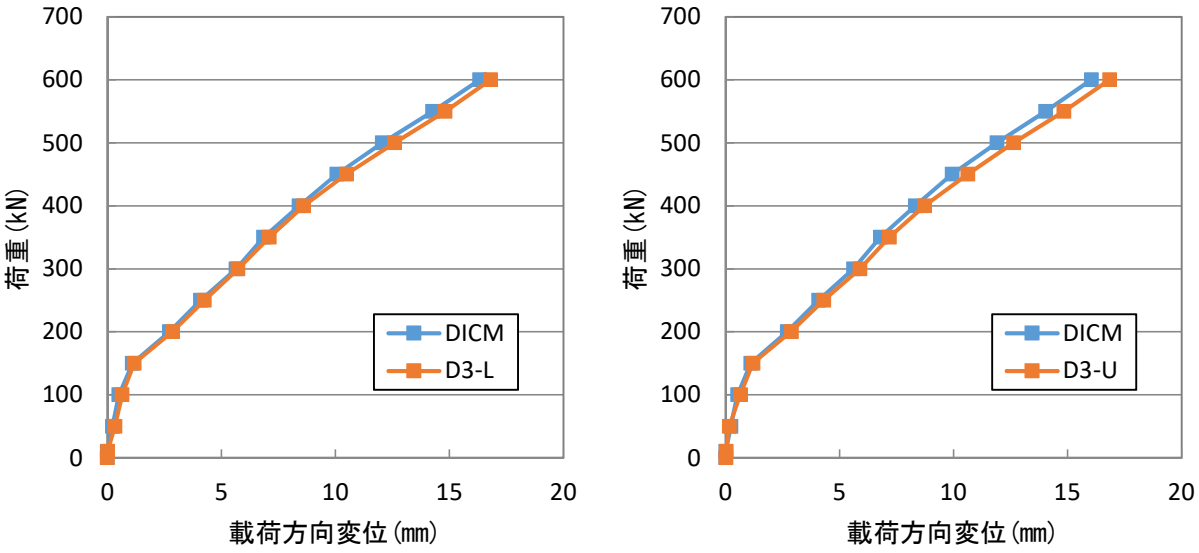



図- 4.1.1 変位計測結果

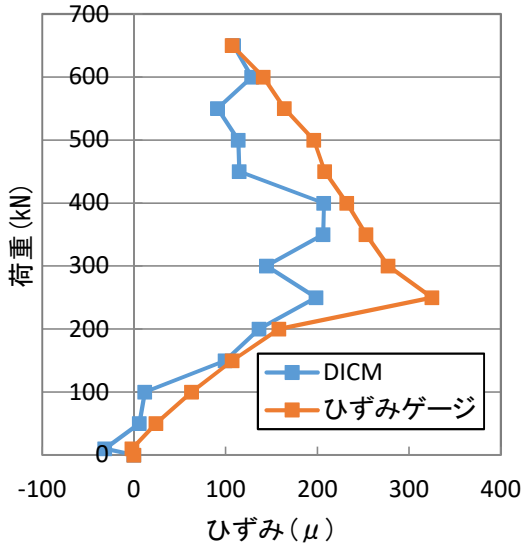



図- 4.1.2 ひずみ計測結果

### 4.1.2 ひずみ分布

試験で得られた供試体中央の変位と荷重の関係を図- 4.1.3 に示す．また，同図に示す荷重段階(①～⑥)における,DICM によるひずみ分布を図- 4.1.4～図- 4.1.7 に示す.なお，ひずみ分布にはひずみゲージ貼付位置を白色で記載している．CASE-1 の基準供試体では，計測範囲内において，目視によるひび割れ観察でひび割れの存在は確認できなかった．しかし，図- 4.1.4 の最大主ひずみ分布より，載荷荷重 200kN の段階で Line11 上の桁下部にひずみの集中が見られた.このひずみの集中からのひび割れ発生･進展はなかったものの，曲げひび割れの発生箇所と隣接しており，ひび割れが発生する危険性をひずみ分布から確認できた.

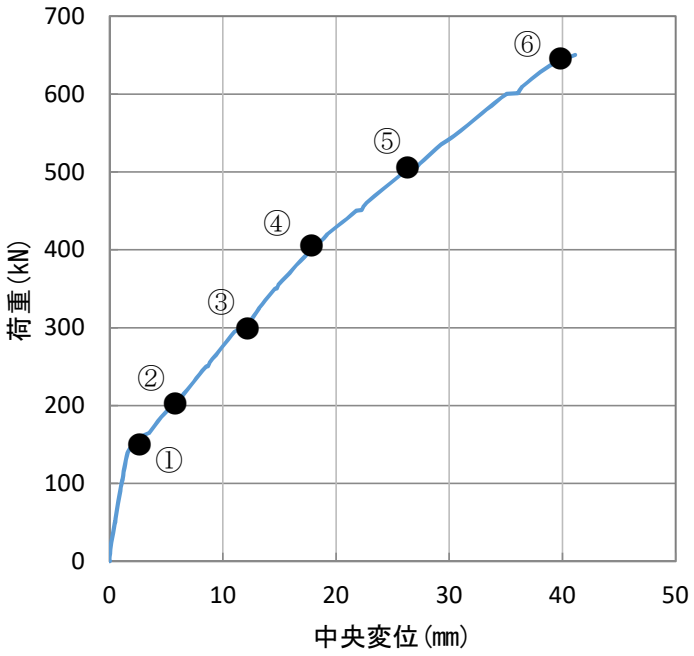



図- 4.1.3　荷重 - 変位関係

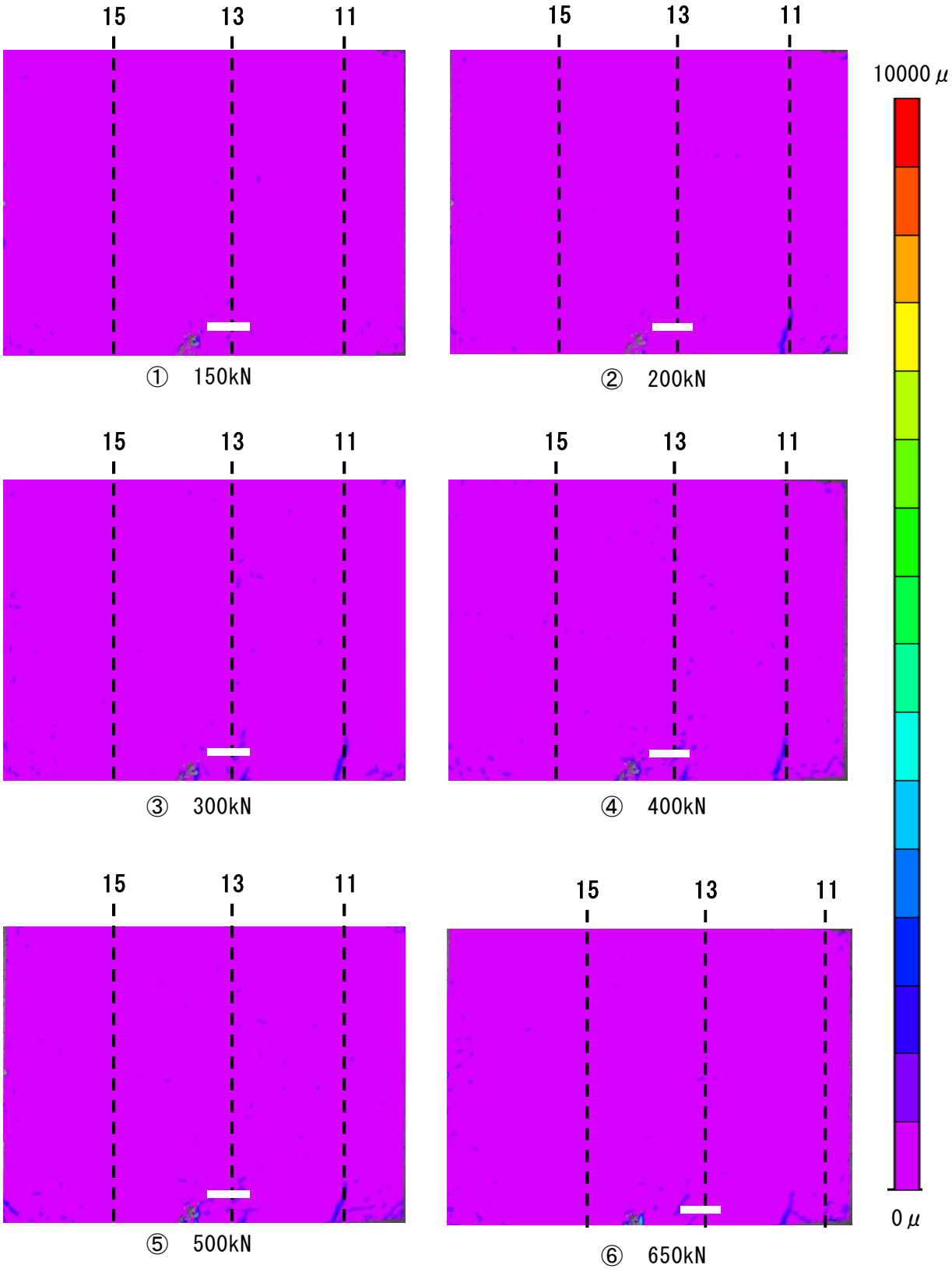



図- 4.1.4　最大主ひずみ分布

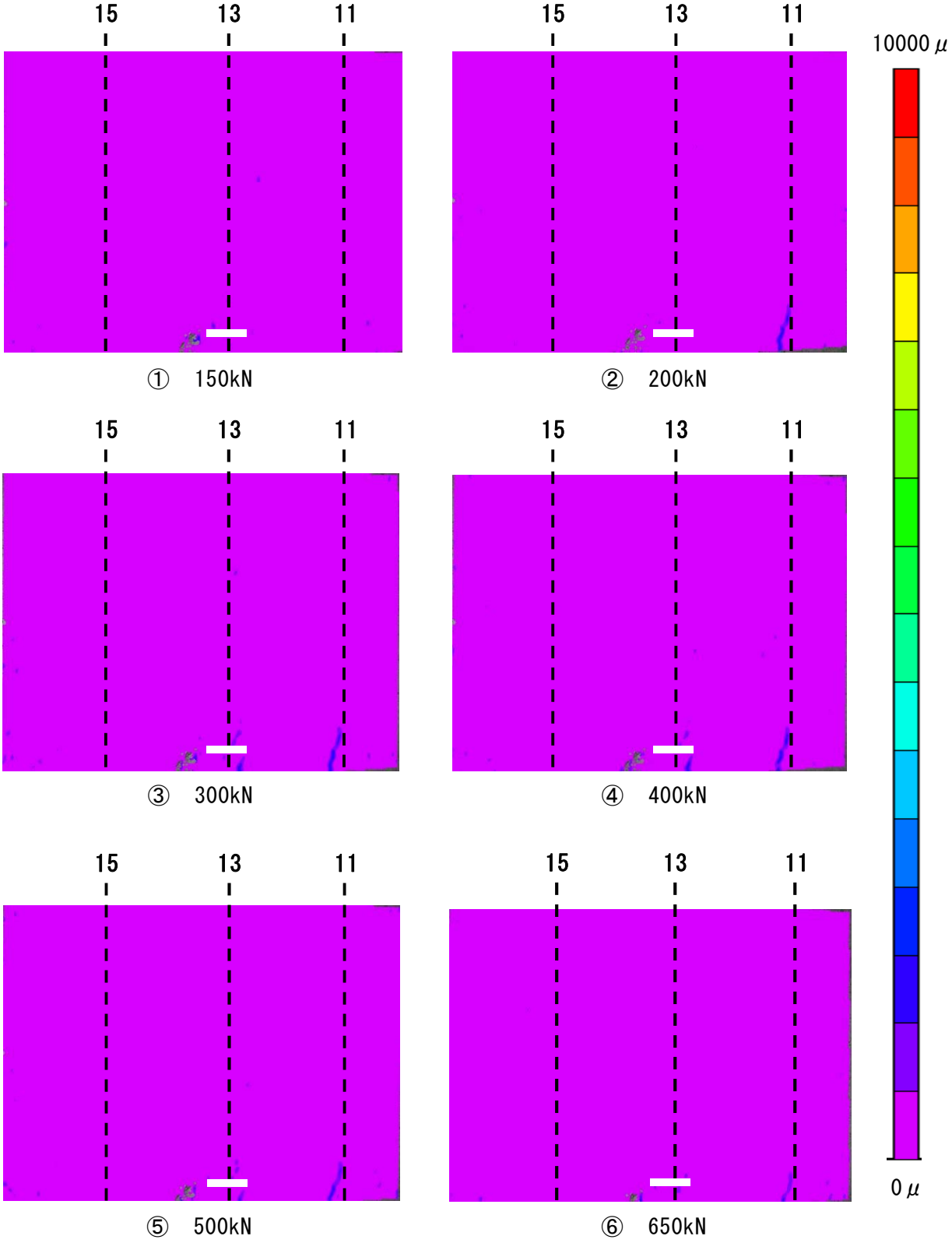



図- 4.1.5　x 方向ひずみ分布

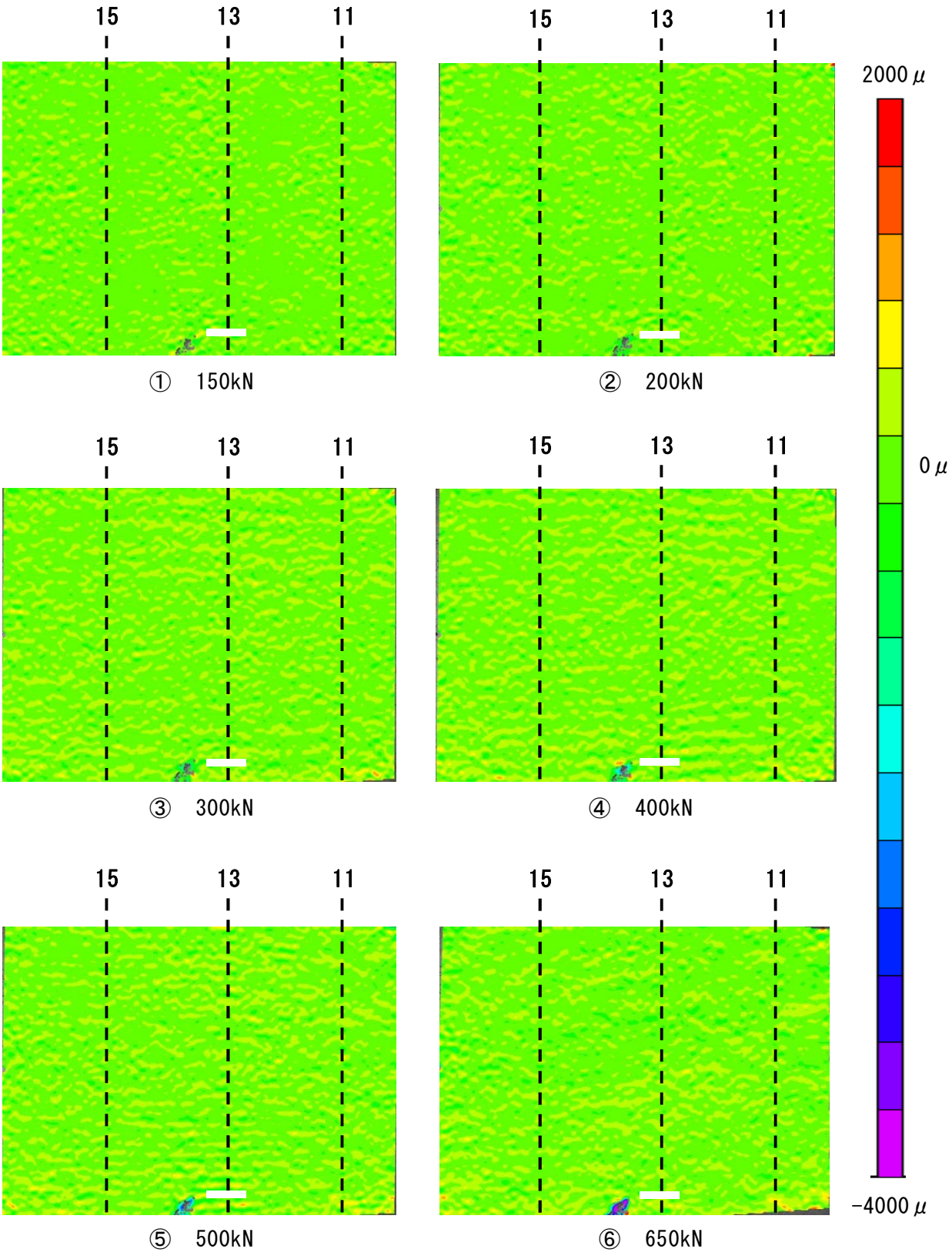



図- 4.1.6　y 方向ひずみ分布

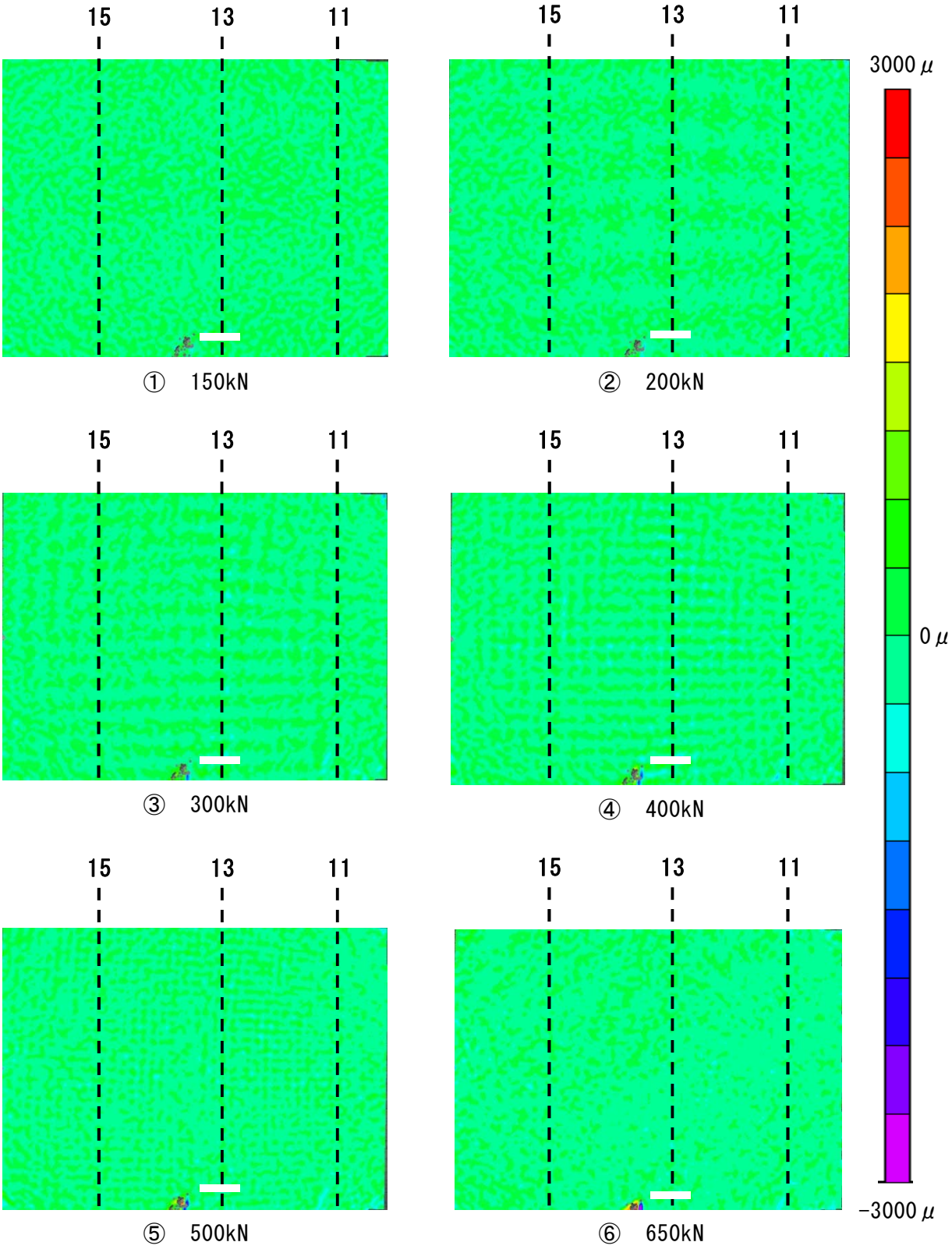



図- 4.1.7　せん断ひずみ分布

## 4.2 CASE-2

### 4.2.1 変位・ひずみ計測

試験で得られた変位計(桁上：D3-L，桁下：D3-U)と DICM の変位計測結果を図- 4.2.1 に示す.図- 4.2.1 より変位計と DICM の計測結果は同じ挙動を示していることが確認できる.変位計測における誤差の平均は 0.066mm，標準偏差は 0.31mm となった．また，ひずみゲージと DICM のひずみ計測結果，およびグラフ内の赤枠部分の詳細を図- 4.2.2 に示す．図- 4.2.2 より，200kN 時においてひずみが急激に増加しているのは，ひずみゲージ位置でひび割れが発生したためである．ひび割れ発生後は，ひずみゲージと DICM で計測値に差異が見られた．これは，それぞれ計測原理が異なることから生じたものだと考える．

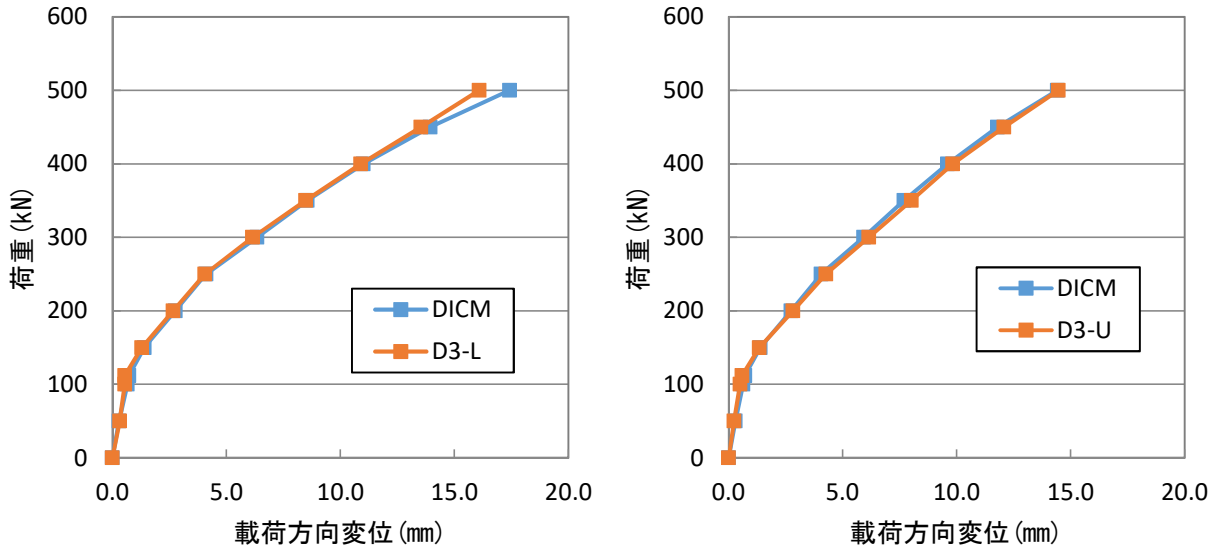



図- 4.2.1　変位計測結果

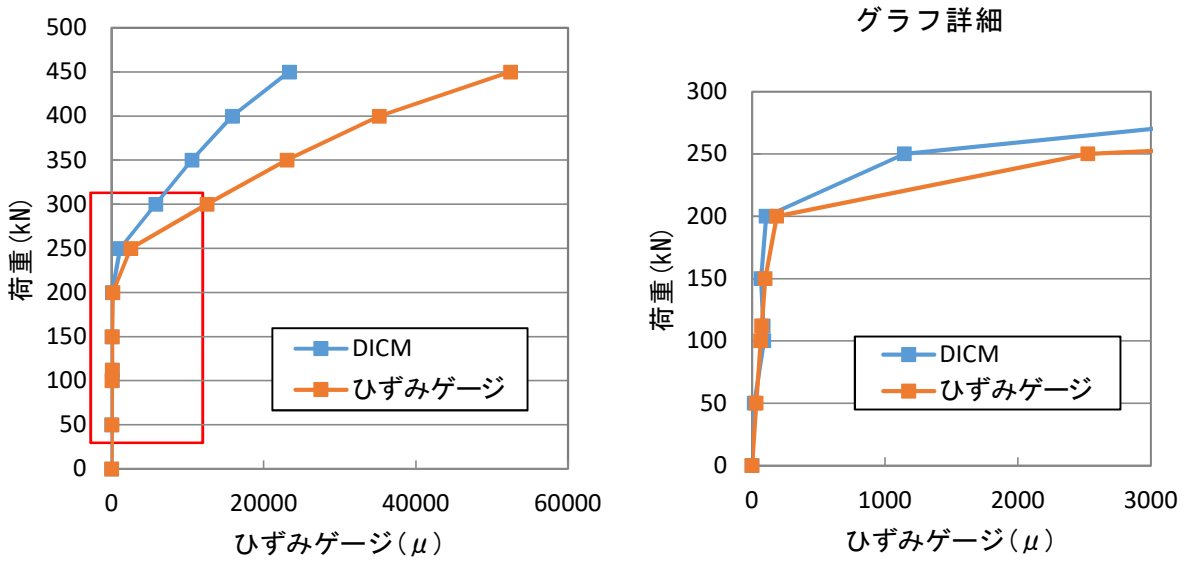



図- 4.2.2　ひずみ計測結果

### 4.2.2 ひずみ分布

試験で得られた供試体中央の変位と荷重の関係を図 4.2.3 に示す．また，同図に示す荷重段階(①～⑥)における，DICM によるひずみ分布を図 4.2.4～図 4.2.7 に示す．なお，ひずみ分布には模擬ひび割れと目視観察により得られたひび割れを黒線，ひずみゲージを白色で記載している．図 4.11 より，載荷 150kN において模擬ひび割れ導入部に僅かなひずみの集中が確認された．このひずみは，図 4.2.7 より模擬ひび割れを境界として桁上部と桁下部が横ずれを起こしてせん断ひずみが発生していることが確認できる．そして，せん断ひずみの増大後に図 4.2.6 に示す y 方向(載荷方向)ひずみの集中が確認され，載荷 250kN 時で初めて，模擬ひび割れ先端および桁下端部のひずみ集中箇所に目視観察によるひび割れが確認された．また，載荷 700kN 時には模擬ひび割れ先端部にせん断ひび割れを予兆させるひずみの集中が確認され，直後に発生したせん断ひび割れによって供試体は降伏に至った．

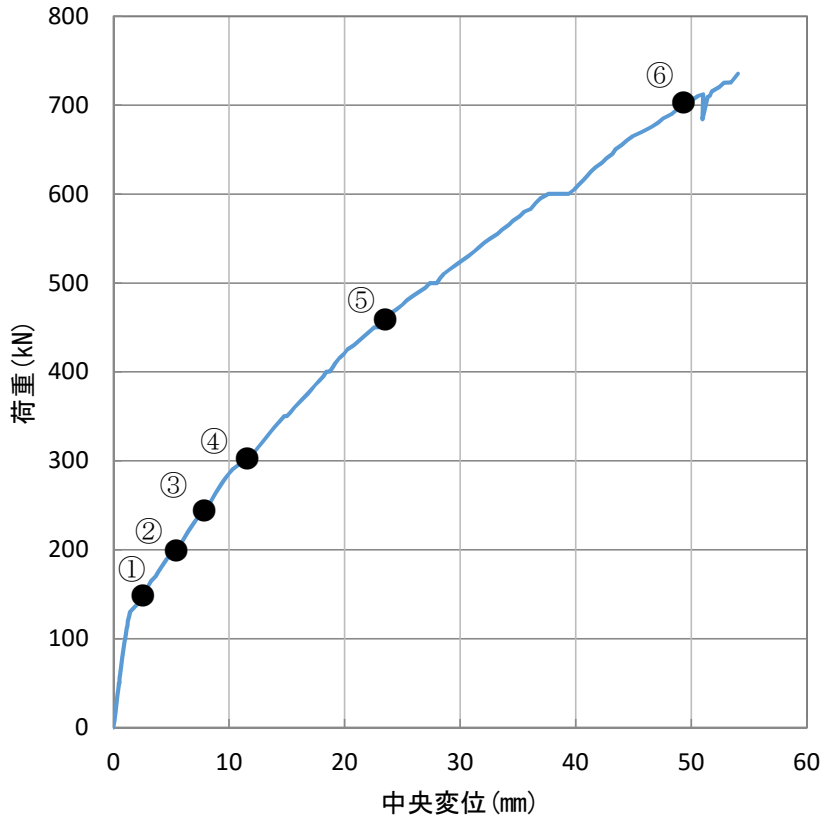



図- 4.2.3　荷重 - 変位関係

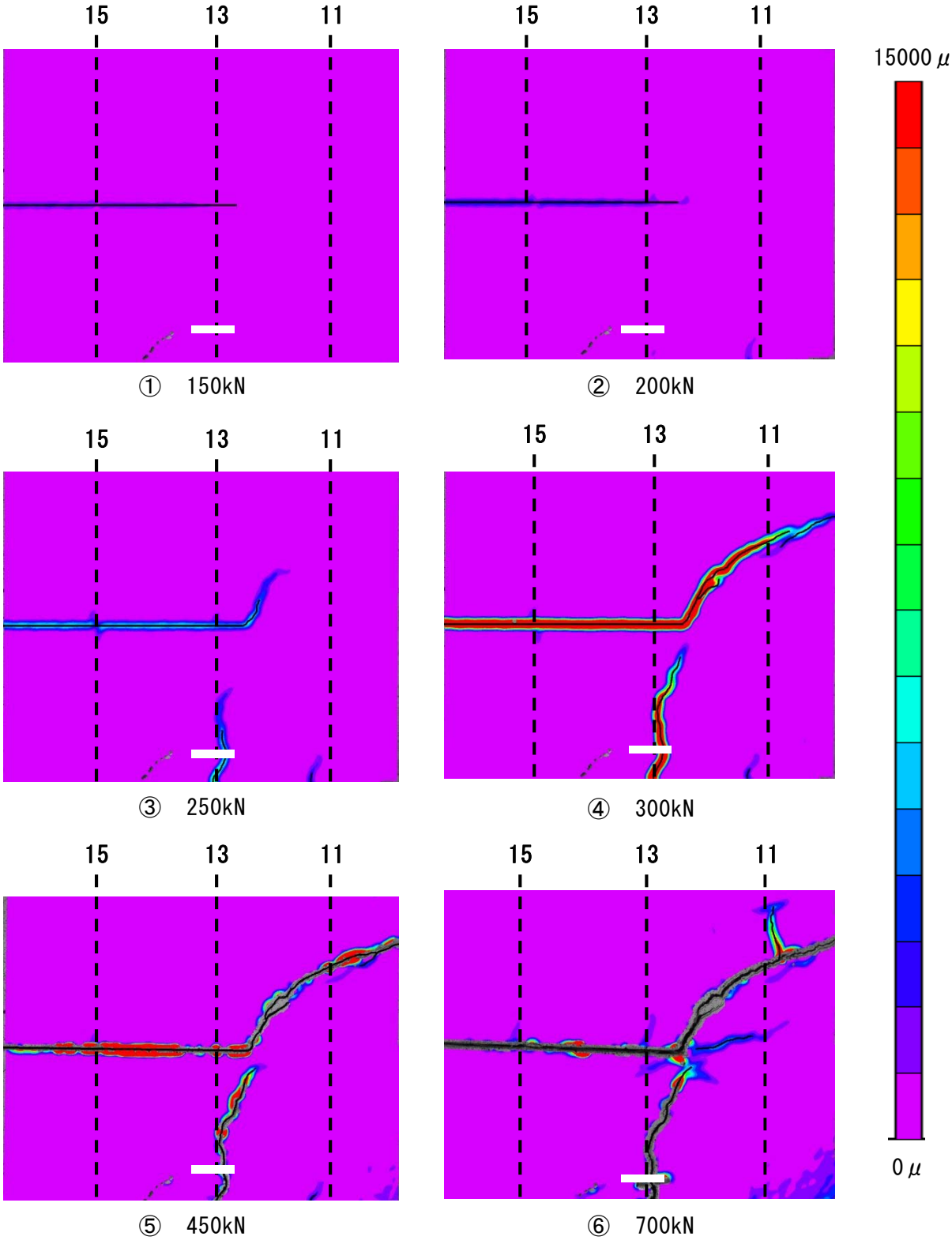



図- 4.2.4　最大主ひずみ分布

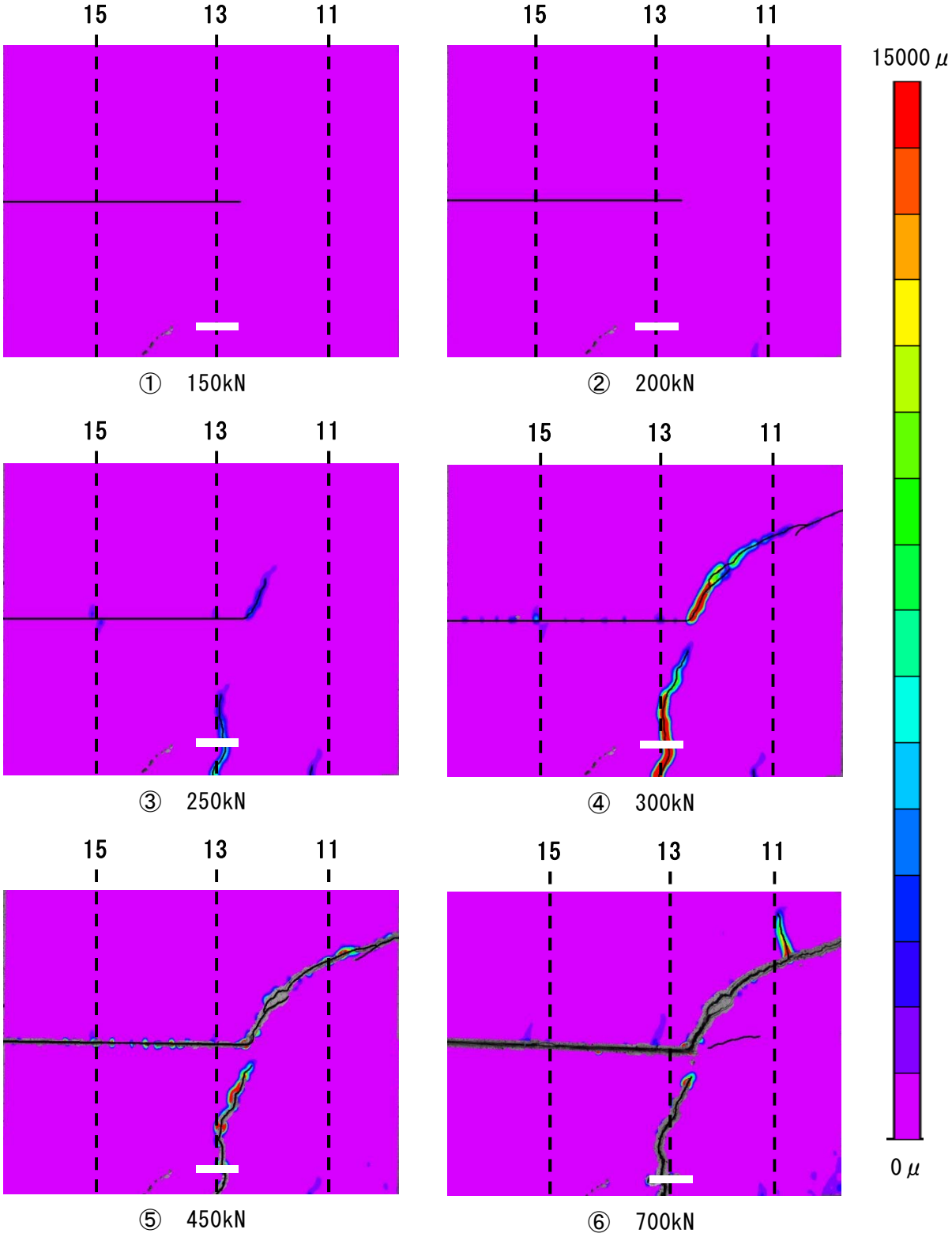



図- 4.2.5　x 方向ひずみ分布

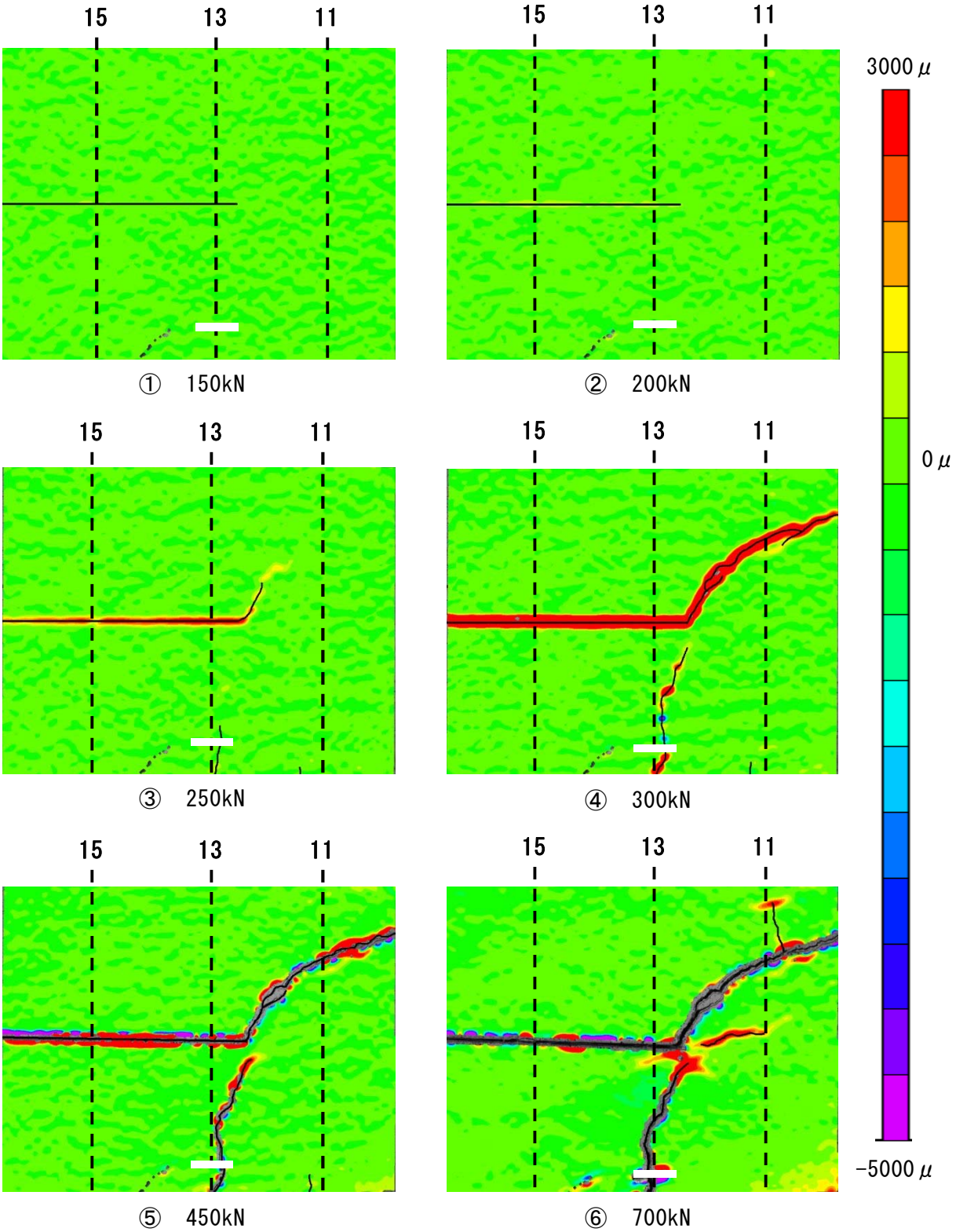



図- 4.2.6　y 方向ひずみ分布

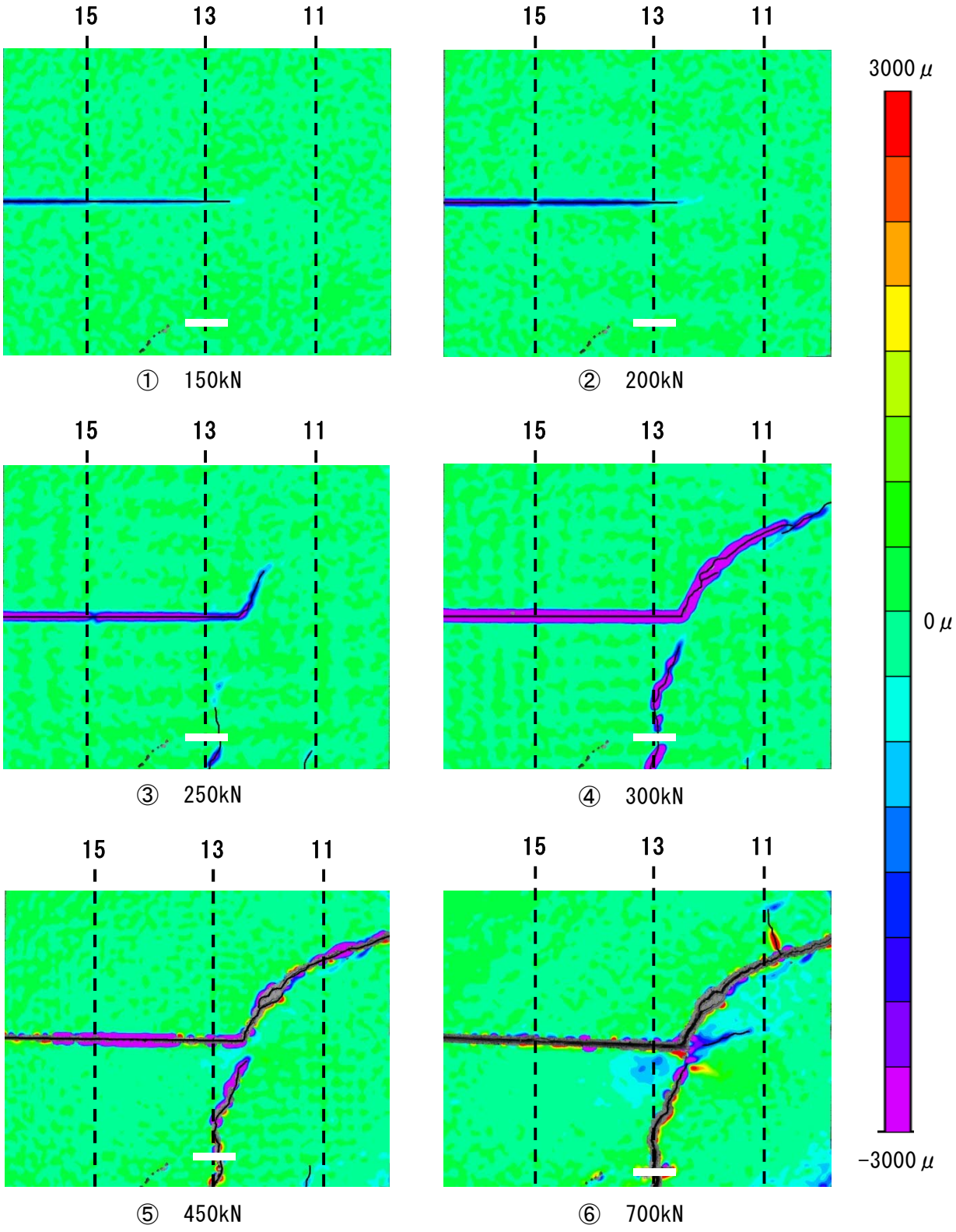



図- 4.2.7　せん断ひずみ分布

## 4.3 CASE-3

### 4.3.1 変位・ひずみ計測

試験で得られた，変位計(桁上：D7-F，桁下：D7-L)と DICM の変位計測結果を図- 4.3.1 に示す．図- 4.3.1 より変位計と DICM の計測結果は同じ挙動を示している．変位計測における誤差の平均は 1.53mm，標準偏差は 2.62mm であり，載荷荷重が大きくなると差異が大きくなったが，載荷初期においては高精度に変位の増加挙動を捉えていることがわかる．また，ひずみゲージと DICM のひずみ計測結果，およびグラフ内の赤枠部分の詳細を図- 4.3.2 に示す．図- 4.3.2 より 100kN 時においてひずみが急激に増加しているのは，ひずみゲージ位置でひび割れが発生したためである．ひび割れ発生後は，ひずみゲージと DICM で計測値に差異が見られた．これは，それぞれ計測原理が異なることから生じたものだと考える．

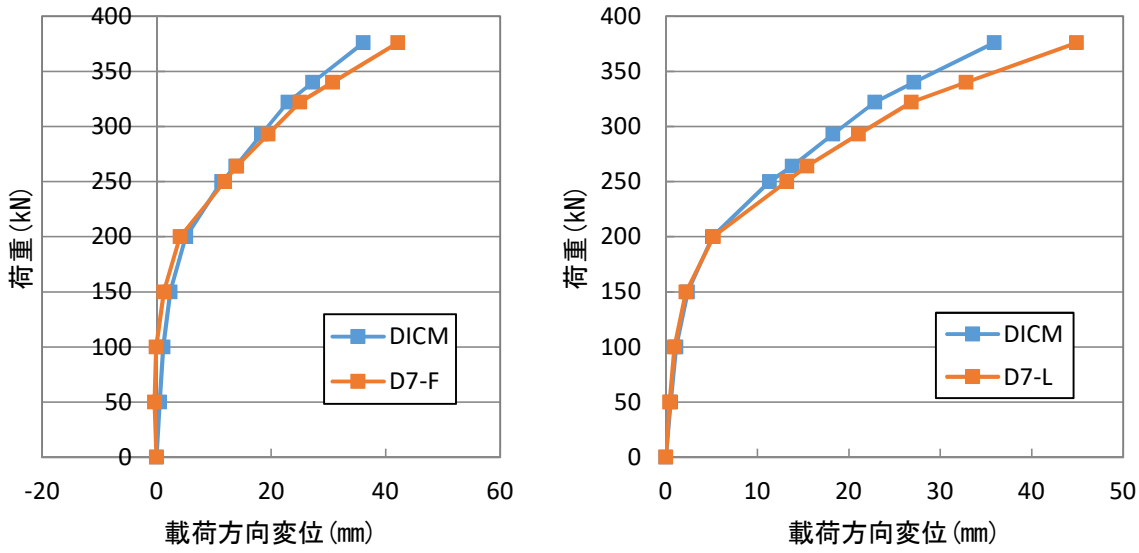



図- 4.3.1　変位計測結果

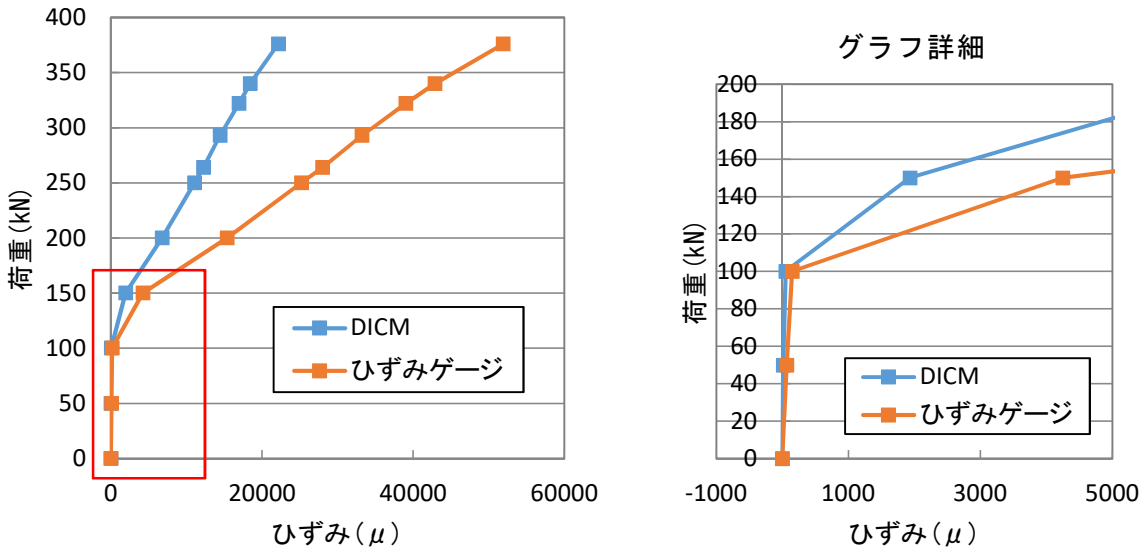



図- 4.3.2　ひずみ計測結果

### 4.3.2 ひずみ分布

試験で得られた，供試体中央の変位と荷重の関係を図- 4.3.3 に示す．また，同図に示す荷重段階(①～⑥)における，DICM によるひずみ分布を図- 4.3.4～図- 4.3.7 に示す．なお，ひずみ分布には模擬ひび割れと目視観察により得られたひび割れを黒線，ひずみゲージを白色で記載している．図- 4.3.4 より，載荷 100kN において模擬ひび割れ導入部に僅かなひずみの集中が確認された．このひずみは，図 4.3.7 より模擬ひび割れを境界として桁上部と桁下部が横ずれを起こしてせん断ひずみが発生していることが確認できる．そして，せん断ひずみの増大後に図- 4.3.6 に示す y 方向(載荷方向)ひずみの集中が確認され，載荷 150kN 時で初めて，模擬ひび割れ先端および桁下端部のひずみ集中箇所に目視観察によるひび割れが確認され，この 2 つのひび割れが連結した．また本供試体では，模擬ひび割れ先端からのひび割れだけでなく，模擬ひび割れの中央部分からも載荷 200kN 時にひび割れの発生が確認され，先端からのひび割れと並行して斜め方向に進展した．

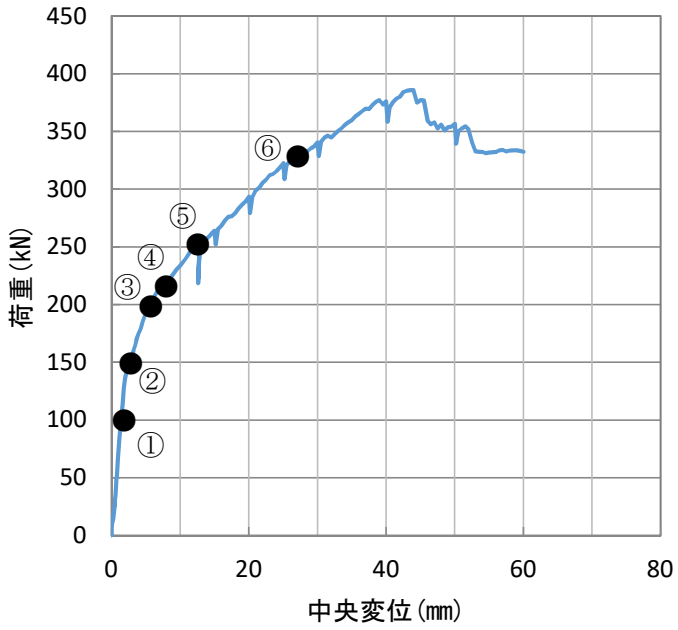



図- 4.3.3　荷重 - 変位関係

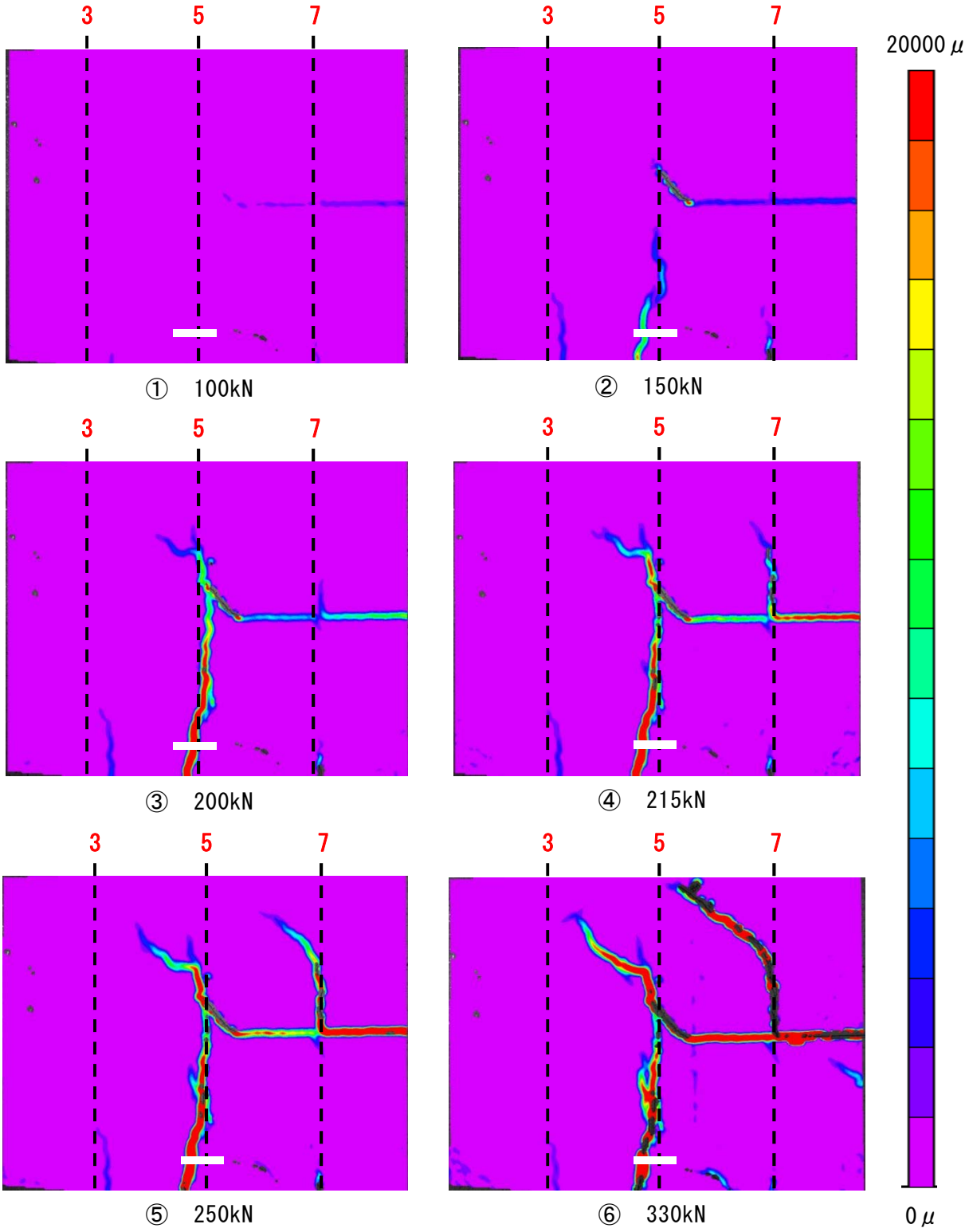



図- 4.3.4　最大主ひずみ分布

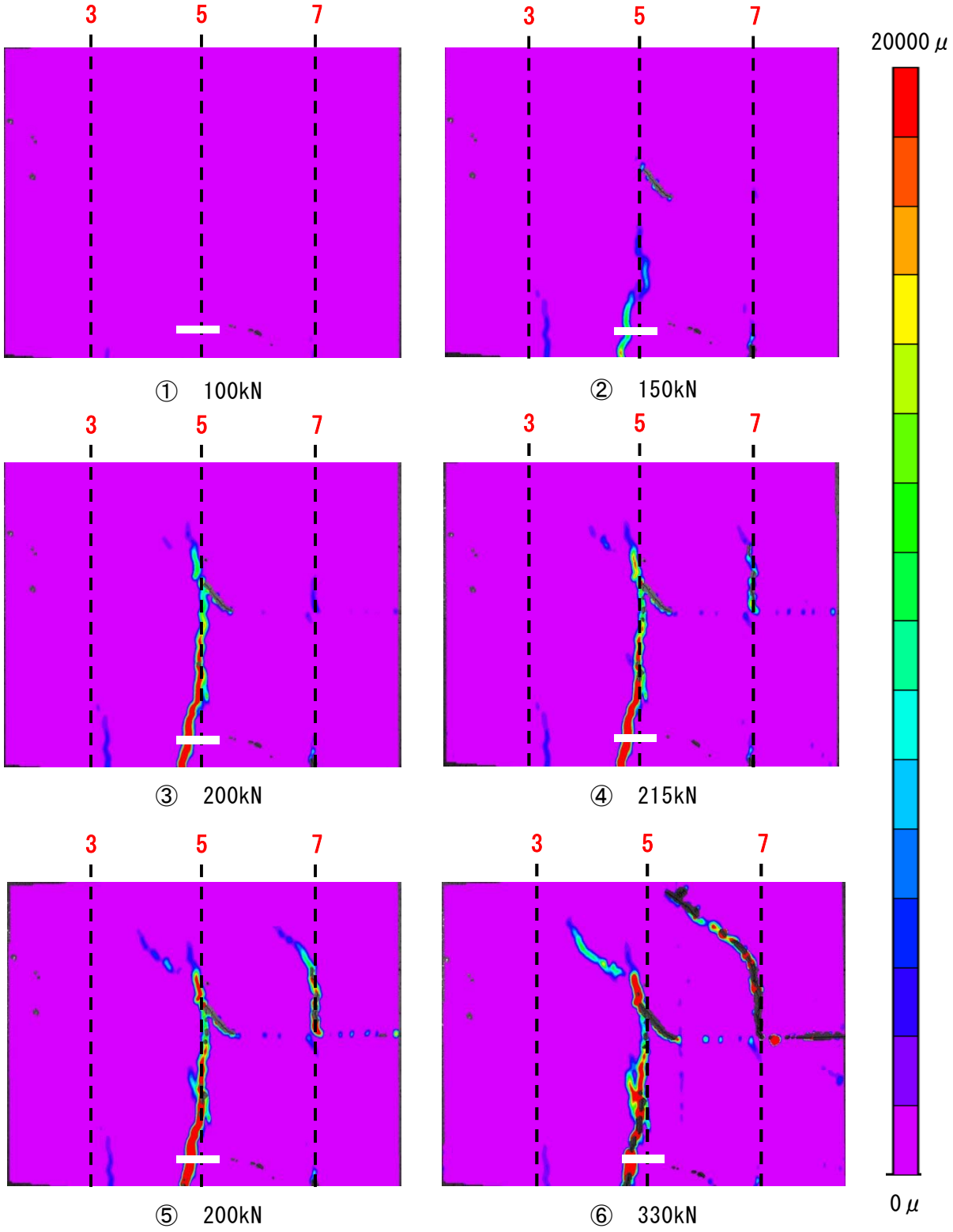



図- 4.3.5 x 方向ひずみ分布

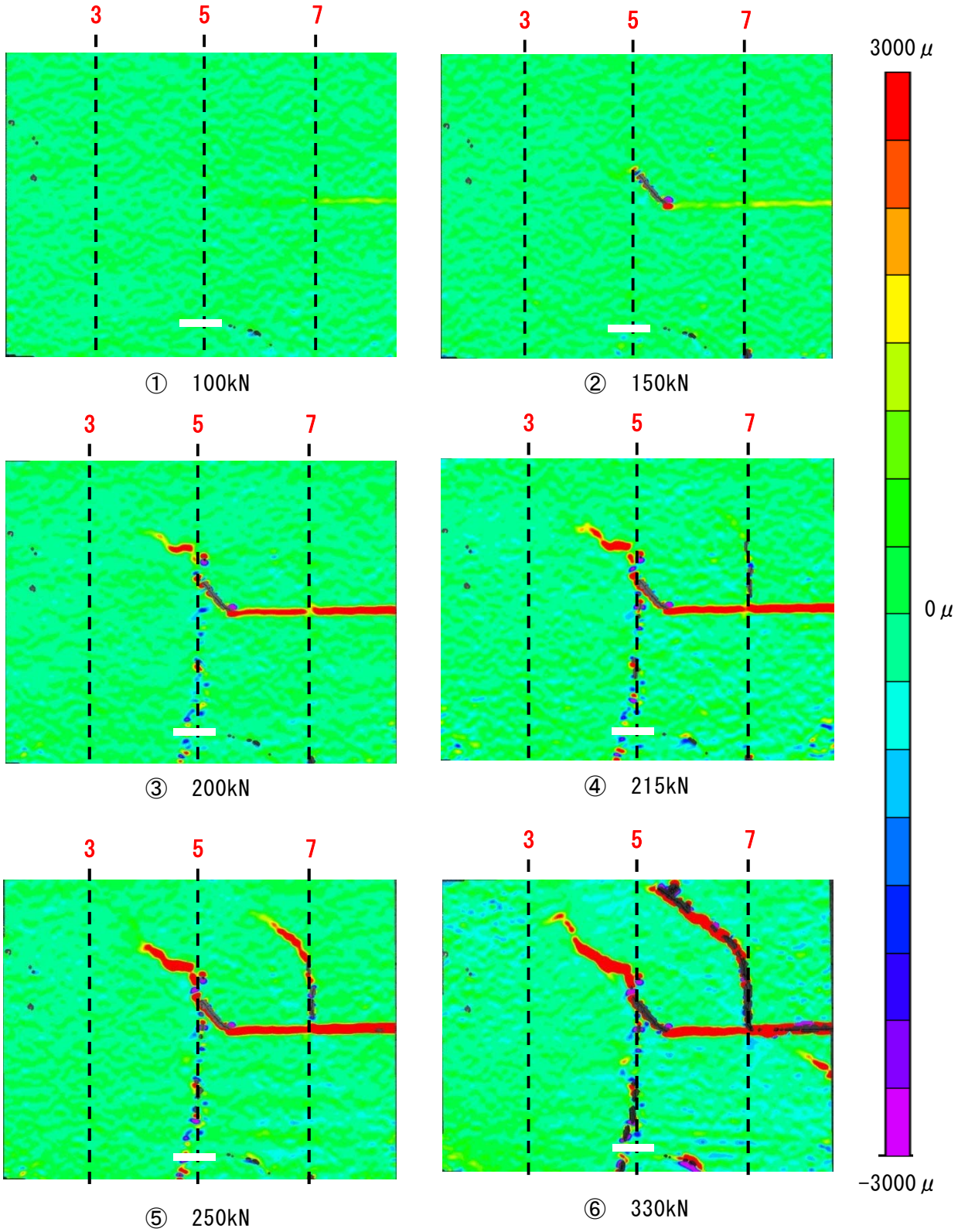



図- 4.3.6　y 方向ひずみ分布

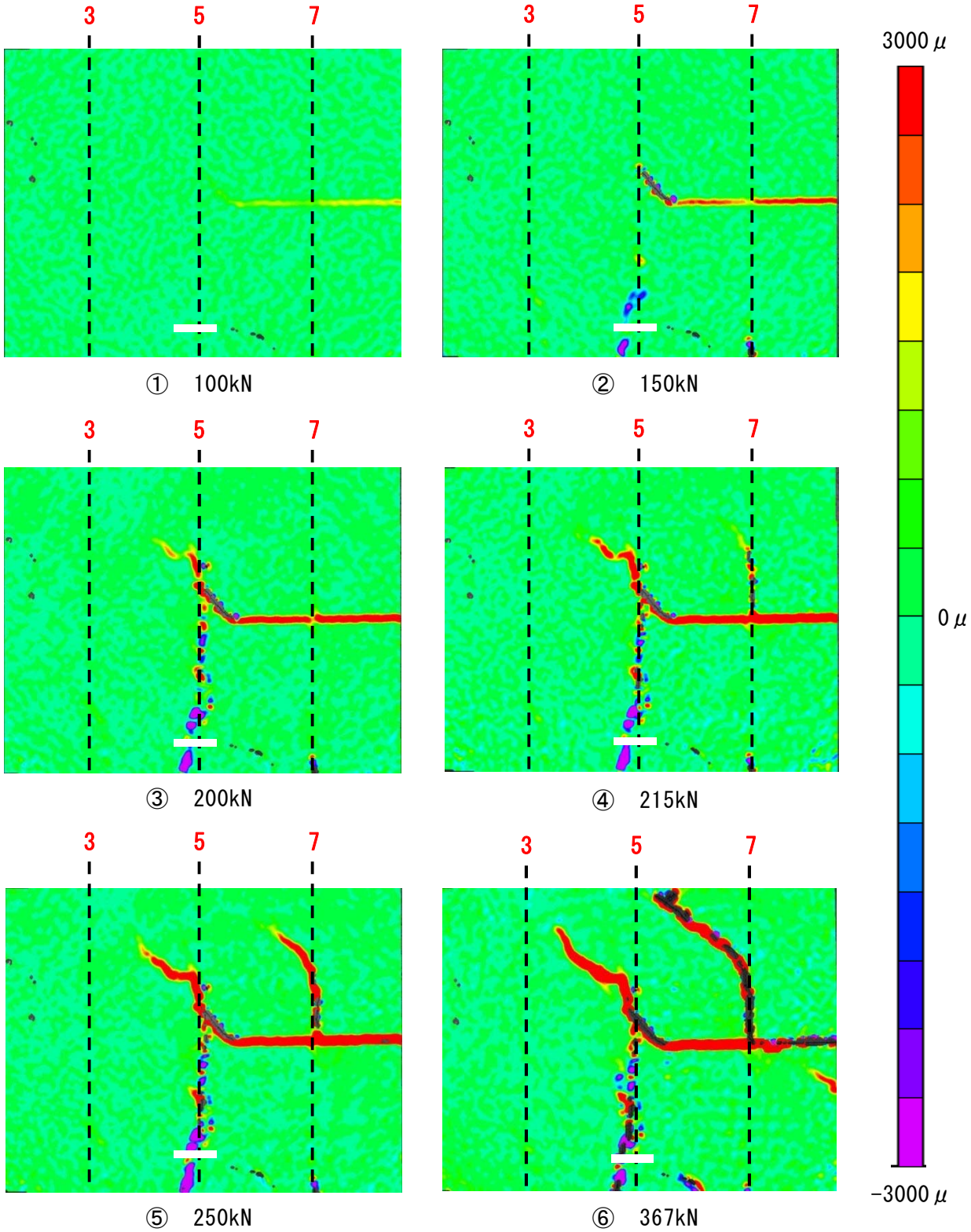



図- 4.3.7　せん断ひずみ分布

## 4.4 CASE-6

### 4.4.1 変位・ひずみ計測

試験で得られた，変位計(桁上：D13-L，桁下：D13-U)と DICM の変位計測結果を図- 4.4.1 に示す．図- 4.4.1 より変位計と DICM の計測結果は同じ挙動を示しており，DICM で高精度に計測できていることがわかる．また，ひずみゲージと DICM のひずみ計測結果，およびグラフ内の赤枠部分の詳細を図- 4.4.2 に示す．図- 4.4.2 より DICM とひずみゲージの計測値にはばらつきが見られた．これは，計測機器の設置段階において十分な撮影距離を確保できず，試験体表面に段差が生じており，そのため片側のカメラで撮影されなかった箇所が存在したからだと考えられる．

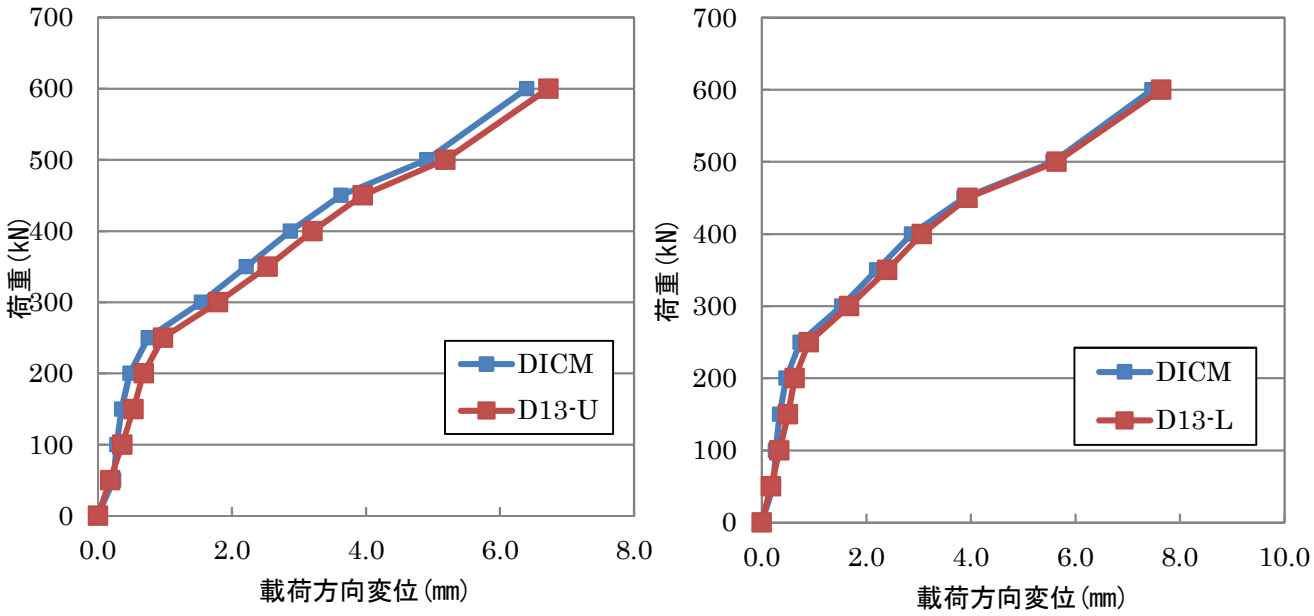



図- 4.4.1　変位計測結果

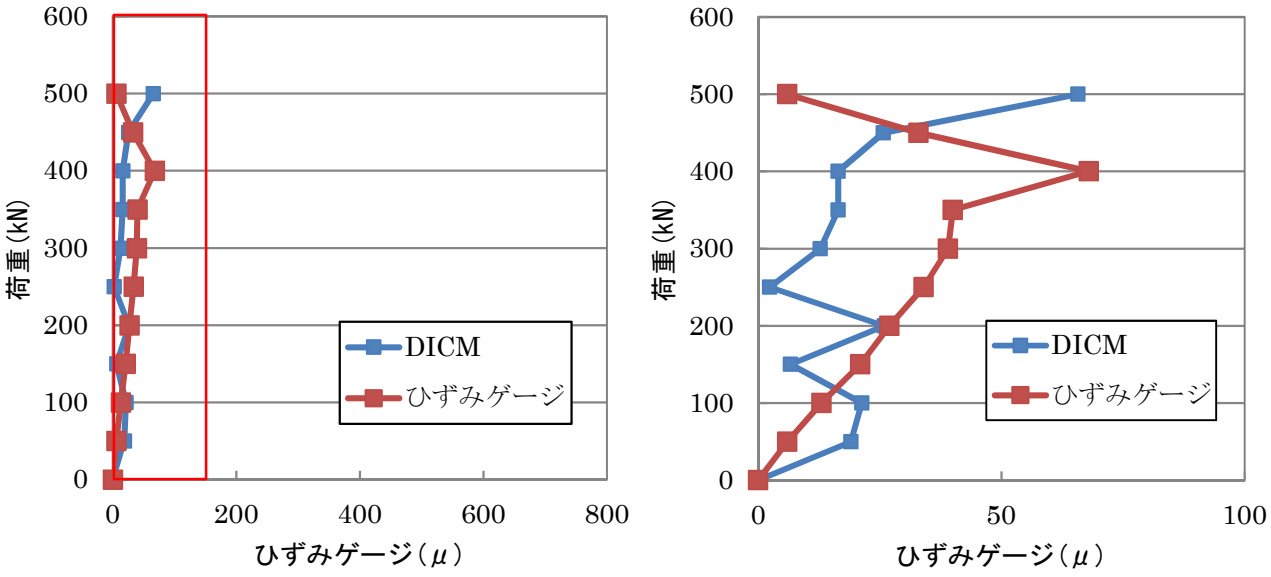



図- 4.4.2　ひずみ計測結果

### 4.4.2 ひずみ分布

試験で得られた，供試体中央の変位と荷重の関係を図- 4.4.3 に示す．また，同図に示す荷重段階(①～⑥)における，DICM によるひずみ分布を図- 4.4.4～図- 4.4.7 に示す．なお，ひずみ分布にはひずみゲージを貼付した箇所を白色で，それぞれのひずみ分布中の①に黒線で模擬ひび割れ導入部を示した．図- 4.4.4 より，載荷 300kN までは模擬ひび割れ導入部にひずみが集中しており，載荷 350kN 時ではひび割れに先行してひずみの集中が確認された．その後，載荷 400kN において模擬ひび割れ導入部先端からひび割れが発生し，進展していることが確認できる．最終的に，DICM で計測していた箇所とは反対の模擬ひび割れ導入部において供試体は降伏に至った．

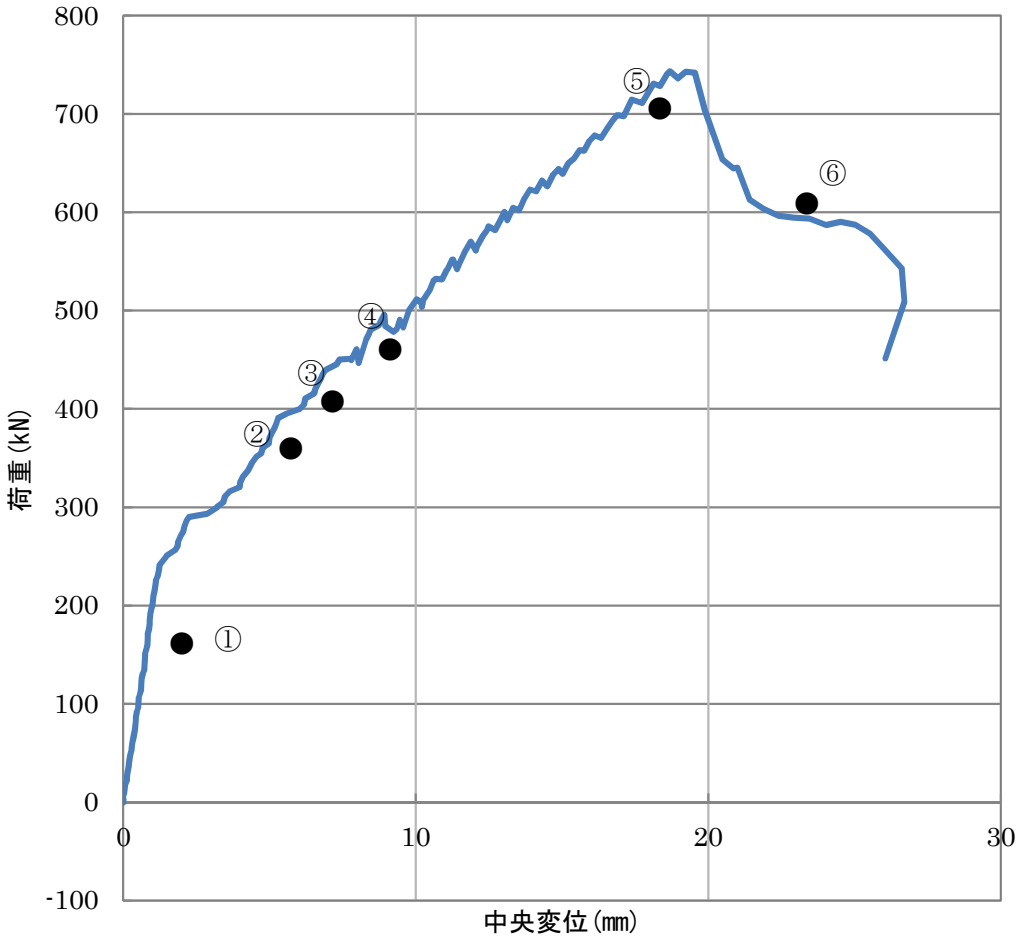



図- 4.4.3　荷重-変位関係

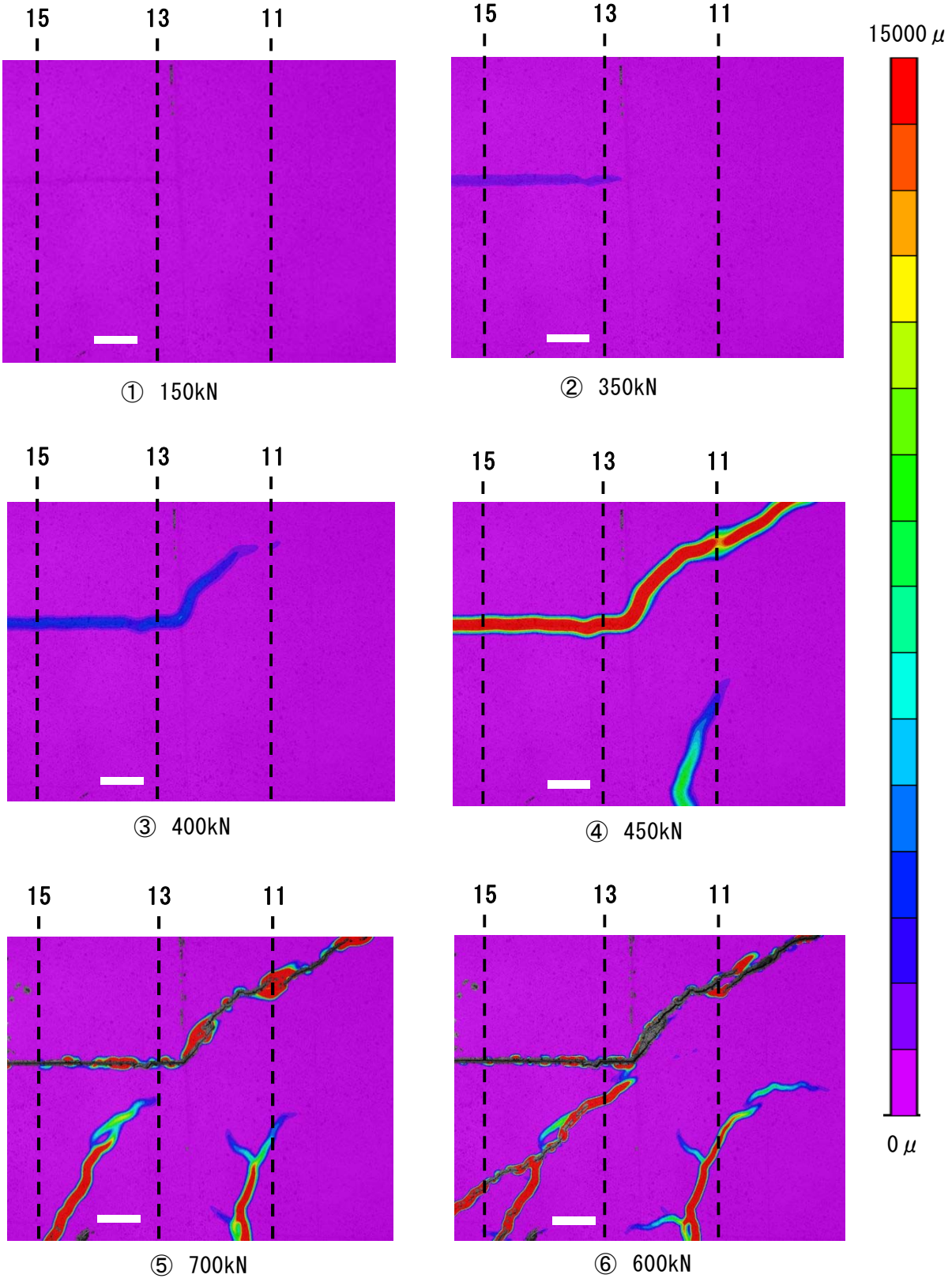



図- 4.4.4　最大主ひずみ分布

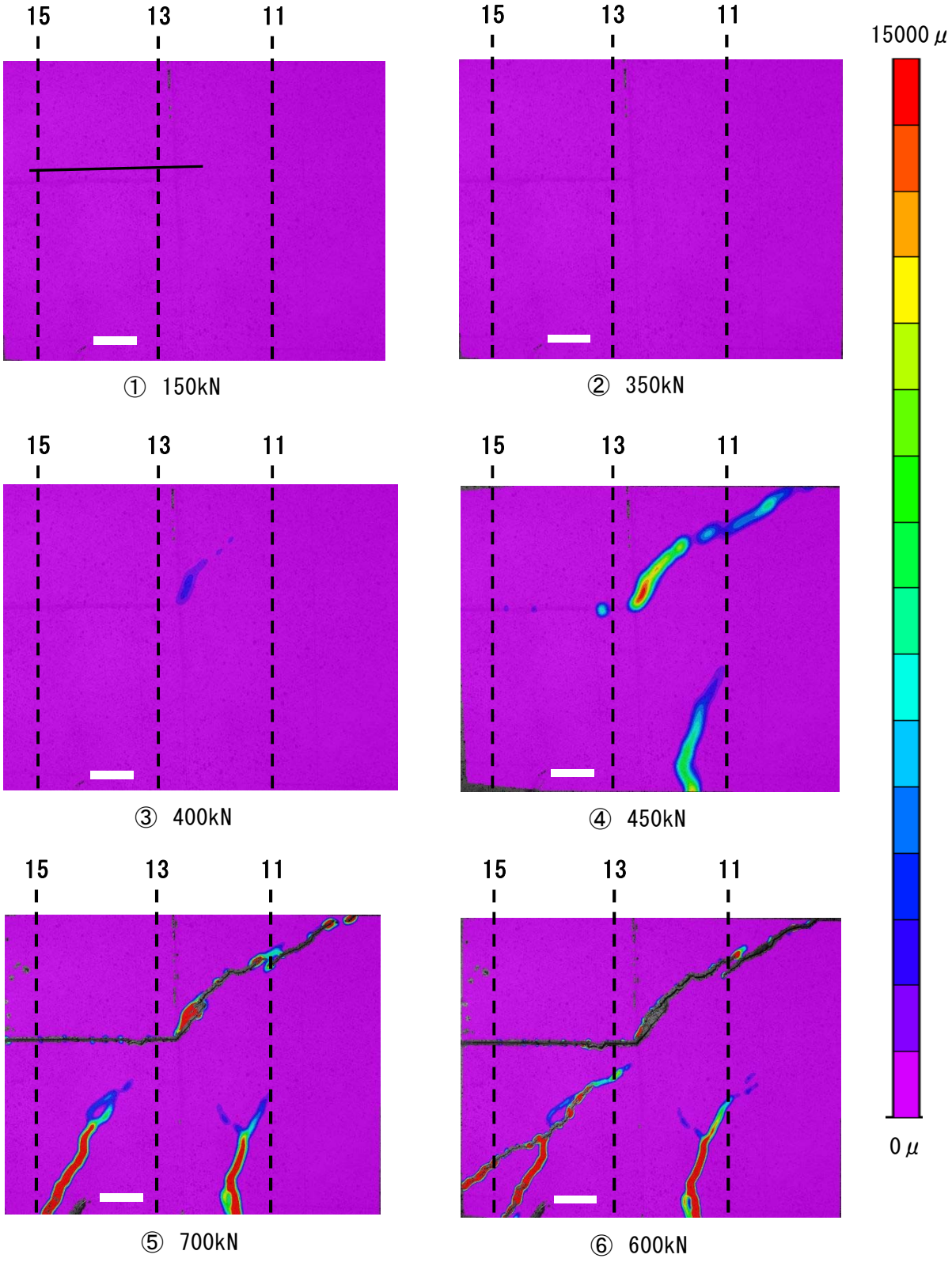



図- 4.4.5　x 方向ひずみ分布

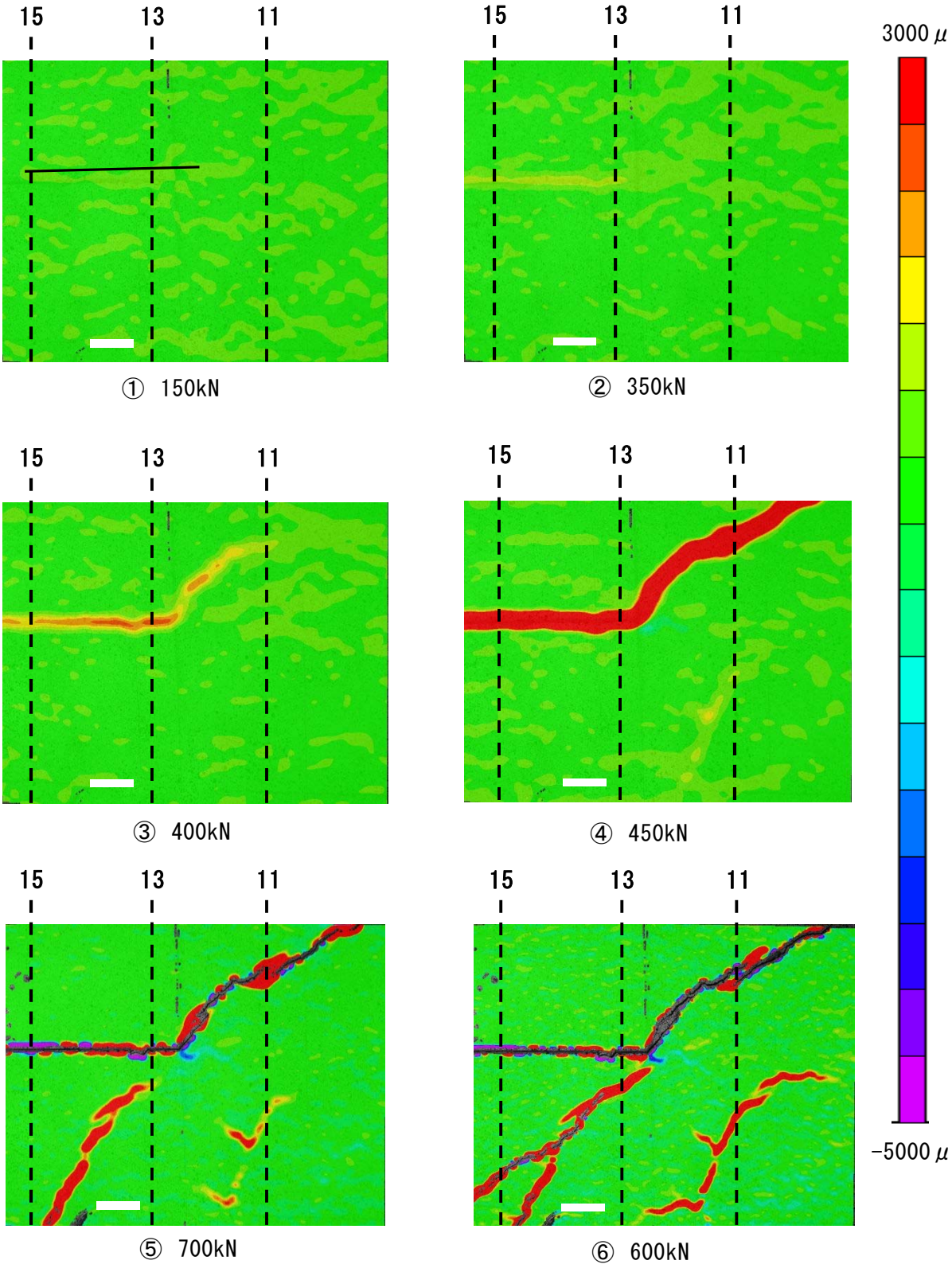



図- 4.4.6　y 方向ひずみ分布

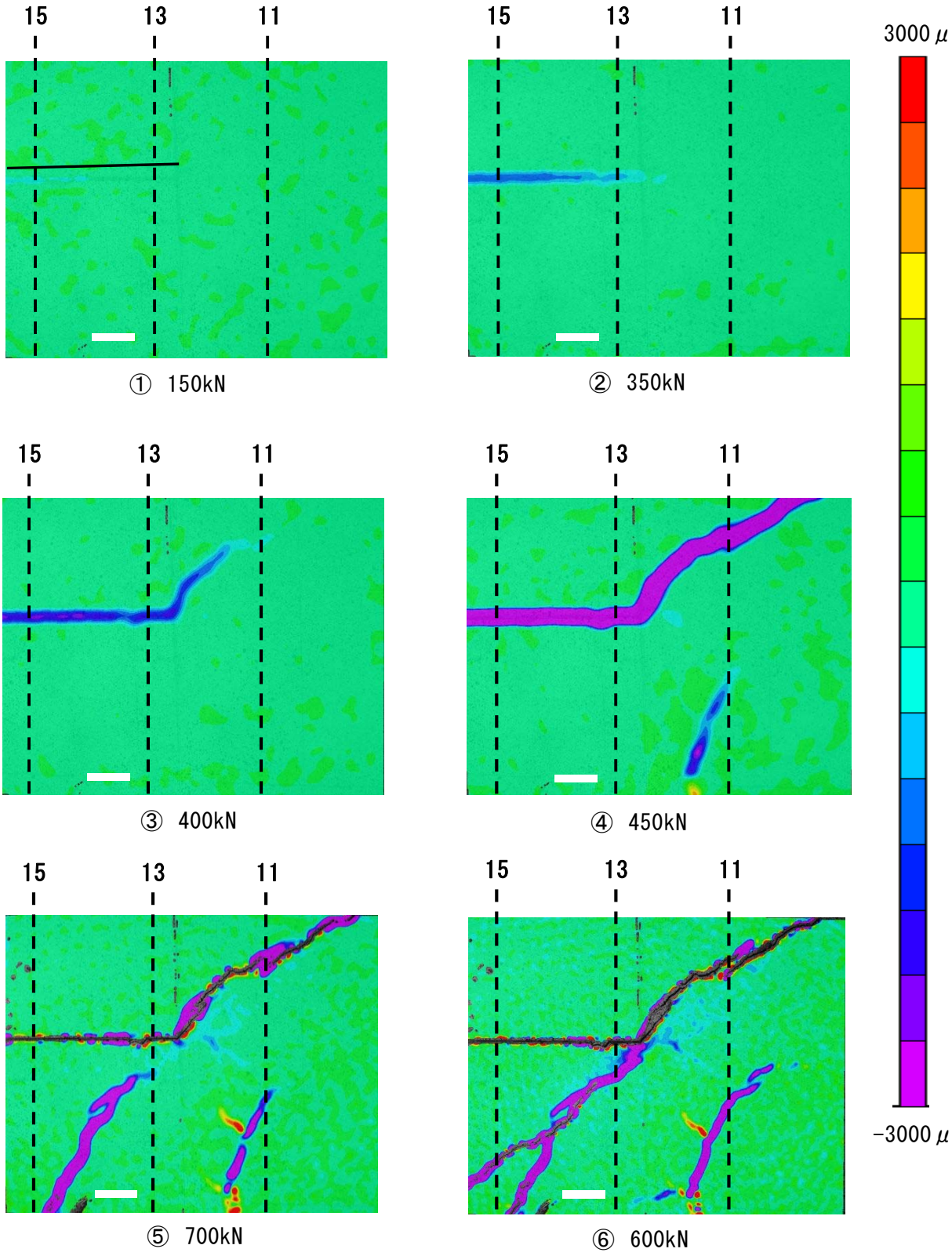



図- 4.4.7　せん断ひずみ分布

## 5.まとめ

DICMによる計測について，下記の知見を得た.

1) 変位計とDICMの変位計測値は，載荷初期（載荷方向変位が少なくても10mm程度まで）は概ね同じ挙動を示している．載荷方向変位の増加により差異が大きくなるものの，DICMは，載荷初期において高精度に変位の増加挙動を捉えることを確認した。

2) ひずみゲージとDICMのひずみ計測値は，十分な撮影距離を確保している条件下において，ひび割れ発生前まで同じ挙動を示している．ひび割れ発生後の計測値の差異は，計測原理の違いから生じるものと考える.

3) DICMによるひずみ分布図は，ひび割れ発生前に発生箇所におけるひずみの集中を示した.

【参考文献】


1) Sutton, M.A., Orteu, J.-J., and Screier, H. : Image Correlation for Shape, Motion and Deformation Measurements, Springer, 2009.
2) Hild,F.,and Roux,S.:Digital Image Correlation:from Displacement Measurement to Identification of Elastic Properties-a Review, Strain, Vol.42, No.2, pp.69-80, 2006.
3) Pan, B., Qian, K., Xie, H., and Asundi, A. : Two-dimensional Digital Image Correlation for In-plane Displacement and Strain Measurement : a Review, Measurement Science and Technology, Vol.20, No.6, Art.No.062001, 2009.
4) Morita, Y., Uchino, M., Todo, M., Matsushita, Y., Arakawa, K., and Koyano, K. : Visualizing Displacement and Deformation Behavior of the Periodontium Under Dental Occlusion Using a Digital Image Correlation Method, Journal of biomechanical science and engineering, Vol.2, No.3, pp.105-114, 2007.
5) 西川出:デジタル画像相関法による全視野微小変位分布計測, 非破壊検査,Vol.54, No.3, pp.132-138, 2005.
6) 米山聡:デジタル画像相関法を用いた変位・ひずみ分布測定,非破壊検査,Vol.59, No.7, pp.306-310, 2010.
7) 梅崎栄作：デジタル画像相関法, 実験力学, Vol.3, No.2, pp.115-118, 2003.
8) 米山聡, 森本吉春：デジタル画像相関法による変位測定とその標準化について, 日本機械学会, 材料力学部門春のシンポジウム講演論文集, pp.98-103, 2003.
9) 平岡直樹, 松崎亮介, 轟章：デジタル画像相関法を用いたタイヤの面内ひずみ・面外変位同時計測 , 日本機械学会論文集 A 編, Vol.74, No.746, pp.53-59, 2008.
10) 藤松信義, 三栖功：軟質ゲルコーティングを用いた表面摩擦力の画像計測システムの構築, 可視化情報学会誌, Vol. 27, pp.265-268, 2007.
11) 植村知正, 井口学, 臼井尚, 坂根守：二値画像相関法による水槽中の 3 次元流れの計測, 可視化情報学会誌, Vol. 13, pp.67-70, 1993.
12) Yoneyama, S., and Takashi, M. : Automatic Determination of Stress Intensity Factor Utilizing Digital Image Correlation, J. Jpn. Soc. Exp. Mech., Vol. 1, No. 4, pp.202-206, 2001.
13) 畝田道雄, 岩田節雄, 松石正克, 芦田吏史, 岡田潤, 石川憲一：撮影画像を用いたひずみ分布計測法に関する研究：高ひずみ条件下における計測精度及び疲労亀裂発生位置の推定に関する実験検証, 精密工学会誌, Vol.75, No.3, pp.437-442, 2009.
14) 葛上昌司, 桑水流理, 吉川暢宏：並列三次元一括画像相関法による軟組織内部の変位場同定, 日本機械学会論文集 A 編, Vol.73, No.732, pp. 844-851, 2007.
15) 桑水流理, 中本与一, 吉川暢宏：X 線 CT による生体内非侵襲力学場評価, 日本機械学会第 15 回バイオエンジニアリング講演会講演論文集, pp.423-424, 2003.
16) 森田康之：デジタル画像相関法による骨セメント型人工股関節を模擬したステム／骨セメント／皮質骨界面周辺の微視的変形挙動計測, 実験力学, Vol.11, No.2, pp.107-111, 2011.
17) 南谷晴之, 臓器微小循環系の血流・リンパ流の可視化と動態解析-超高速ビデオ録

画システムと画像相関法の応用-，生物物理，Vol.36，No.1，pp.35-39，1996.
18) 森田康之，銭立和，東藤貢，松下恭之，内野正和，新川和夫，古谷野潔：デジタル画像相関法による歯科インプラントを植立した擬似骨の変形計測(実験力学における計測・解析法の新展開(2))，日本機械学会年次大会講演論文集，pp.143-144，2009.
19) 宍戸信之，池田徹，宮崎則幸，中村健太郎，宮崎政志，猿渡達郎：デジタル画像相関法を用いた電子実装部の熱ひずみ分布計測，材料，Vol.57，No.1，pp.83-89，2008.
20) 鈴木康平，荒木俊二，池田健一，三宅修吾：デジタル画像相関法による電子デバイスとはんだ接合部の熱変形評価( 特集 2 マイクロ接続技術の進化)，エレクトロニクス実装学会誌，Vol.12，No.7，pp.616-622，2009.
21) 福嶌陽：デジタル画像を利用した栄養生長期の小麦における植被率の簡易推定法，日本作物学会，Vol.70，pp.236-237，2001.
22) 豊岡了：ビデオカメラおよびデジタル画像相関法によるシロイヌナズナの回旋運動の計測，非破壊検査，Vol.54，No.6，pp. 298-301，2005.
23) 豊岡了，門野博史，三輪誠，ラルハヤケ P.アヌラ：植物の成長の光学的非接触計測とその環境センシングへの応用，実験力学，Vol. 8，No. 4，pp23-28，2008.
24) 松原晃義，町田賢司，荻原慎二：デジタル画像相関法とインテリジェントハイブリッド法による CFRP 複合材料の応力解析(セッション 2 画像計測・評価)，評価・診断に関するシンポジウム講演論文集，Vol.4， pp.37-40，2005.
25) 中山智仁，江前敏晴，尾鍋史彦：透過光画像に画像相関法を応用した紙の物性解析技術，紙パ技協誌，Vol. 56，No. 11，pp.90-96，2002.
26) Choi，D.，Thorpe，J.L.，and Hanna，R.B.：Image analysis to measure strain in wood and paper，Wood Science and Technology，Vol.25，No.4， pp. 251-262，1991.
27) 村澤剛，米山聡，東郷敬一郎，隆雅久：形状記憶合金複合材料に生じる変形と内部応力分布 ，日本機械学会論文集 A 編，Vol.71，No.705，pp.780-788，2005.
28) 村田功二，増田稔，宇京斉一郎：デジタル画像相関法による木材のひずみ分布解析-有節材の 4 点曲げ載荷-，可視化情報学会論文集，Vol.25，No.9，pp.57-63，2005.
29) 村田功二，増田稔：画像相関法による針葉樹の横圧縮ひずみ分布解析(<特集>木質材料)，材料，Vol.52，No.4，pp.347-352，2003.
30) 松田浩，森下喬，安東祐樹，古屋瞬，山下務，内野正和，伊藤幸広，崎山毅：デジタル画像相関法を用いた矩形張力膜のリンクル計測，応用力学論文集，Vol.9，pp.581-590，2006.
31) 大貫博崇，町田賢司：デジタル画像相関法による構造物の振動解析，実験力学，Vol.10，No.1，pp.57-62，2010.
32) He，Z. H.，Sutton，M. A.，Ranson，W. F.，and Peters，W.H.：Two-dimensional fluid-velocity measurements by use of digital-speckle correlation techniques，Exp.Mech.，Vol.24，pp.117-121，1984.
33) Sutton，M. A.，McNeill，S.R.，Helm，J.D.，and Chao，Y.J.：Advances in Two-Dimensional and Three-Dimensional Computer Vision，Springert-Verlag，

Photomechanics, Vol77, pp.323-372, 2000.
34) 盧石鎬, 山口一郎：2次元スペックル相関法によるひずみ分布の自動解析, 非破壊検査, Vol.41, No.8, pp.473-478, 1992.
35) Kato, A., and Wate, H. : Deformation Measurement using Digital Image Correlation : Interpolation Method for Sub-Pixel Accuracy(Optical Method 3), Proc.APCFS & ATEM'01, pp.840-845, 2001.

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4361 2017

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305－8516 茨城県つくば市南原1－6 電話029－879－6754