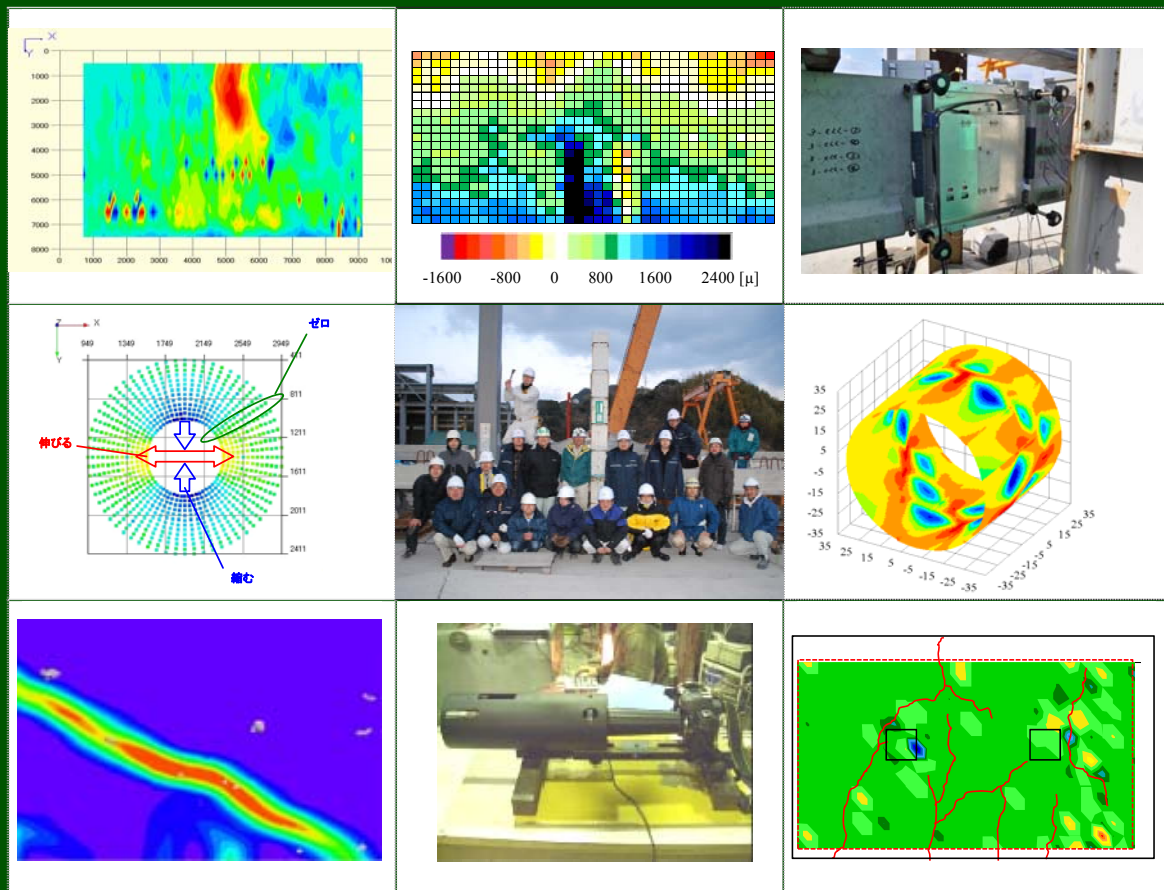


国土交通省  
建設技術研究開発費補助金  
総合研究報告書

光学的非接触全視野計測法による  
コンクリート構造物のマルチスケール診断法の開発



平成 22 年 7 月

全視野計測技術研究会  
長崎大学工学部インフラ長寿命化センター



## — 目 次 —

1. 序論	
1. 1 何故いまインフラ長寿命化か	1
1. 2 欧米におけるインフラ構造物の老朽化と維持管理の事例	1
1. 3 わが国の道路構造物の劣化事例とその対策	3
1. 4 計測技術の現状と光学的計測技術	5
1. 5 本研究の概要	8
2. 光学的計測手法	
2. 1 光学的全視野計測法の概要	13
2. 2 デジタル画像相関法	13
2. 3 レーザードップラー速度計の概要	16
2. 4 建設分野における光学的計測技術の現状と課題	22
3. 光学的非接触全視野ひずみ計測装置の開発および屋外現場計測への適用性の検討	
3. 1 ラインセンサタイプ全視野ひずみ計測装置の開発	29
3. 2 ラインセンサタイプ全視野ひずみ計測装置の精度検証	33
3. 3 テレセントリックレンズタイプ全視野ひずみ計測装置の開発	37
3. 4 テレセントリックレンズタイプ全視野ひずみ計測装置の精度検証	39
4. ラインセンサタイプ全視野ひずみ計測装置を用いた PC 桁の載荷試験	
4. 1 概要	45
4. 2 実験方法	46
4. 3 実験結果	50
4. 4 まとめ	61
5. 応力解放法による PC 桁の現有応力測定法への適用	
5. 1 概要	63
5. 2 既存の現有応力測定法	64
5. 3 新しい現有応力測定法	65
5. 4 プレテンション桁(その1)による現有応力の推定	66
5. 5 プレテンション桁(その2)による現有応力の推定	69
5. 6 実 PC 桁橋による現有応力推定	73
5. 7 まとめ	74
6. テレセントリックレンズタイプ全視野ひずみ計測装置を用いたコンクリート構造物のひずみ計測の適応性	
6. 1 概要	75
6. 2 計測方法	76
6. 3 乾燥収縮ひずみの測定(NATM トンネル)	79
6. 4 盛土管理(アーチカルバート)	82
6. 5 まとめ	88

7.	アルカリシリカ反応を生じるコンクリートの膨張挙動のデジタル画像相関法による計測	
7. 1	背景および目的	93
7. 2	実験方法	94
7. 3	結果および考察	96
7. 4	まとめおよび今後の課題	106
8.	デジタル画像相関法を用いた鉄筋の腐食膨張による表面ひずみ計測	
8. 1	概要	107
8. 2	実験概要	107
8. 3	実験結果	109
8. 4	まとめ	113
9.	デジタル画像相関法を用いた鋼繊維補強 RC 梁のせん断耐力試験への適用	
9. 1	短スパン鋼繊維補強 RC はりの曲げ載荷試験	115
9. 2	スパン長 1.6m の鋼繊維補強 RC はりの曲げ載荷試験	121
9. 3	まとめ	130
10.	デジタル画像相関法を用いた鋼板接合部材の引き抜き試験	
10. 1	研究目的	131
10. 2	光学的全視野ひずみ計測による鋼板接着端部の破壊挙動の解明	131
10. 3	まとめ	144
11.	円筒シェルの 3 次元形状計測と座屈実験への応用	
11. 1	はじめに	145
11. 2	3D デジタル画像相関法の概要	145
11. 3	形状初期不整計測	146
11. 4	座屈実験	148
11. 5	非線形座屈解析	149
11. 6	座屈実験と解析結果の比較	152
11. 7	まとめ	153
12.	レーザードップラー速度計 (LDV) を用いた振動計測と構造同定	
12. 1	構造物の損傷等にもなう固有振動数の変化	155
12. 2	RC 桁と PC 桁の振動実験	163
12. 3	歩道橋の振動計測と解析	168
12. 4	道路橋の振動計測	179
13.	データベース	
13. 1	データベースの目的	187
13. 2	データベースの基本構造	188
13. 3	追加システム	191
13. 4	データシステムの運用と今後の展開	193
14.	おわりに	195



## 1. 序論

### 1. 1 何故いまインフラ長寿命化か

塩野七生氏著の「ローマ人の物語」[1]には、古代ローマ人が築き上げた道路網や水道網などのインフラストラクチャーは、“人間が人間らしい生活を送るために必要な大事業”であり、“経済力が向上したからではなく経済力を向上するためにやるもの”、“膨大な経費をかけ多くの人々が参加し長い歳月を要して現実化するもの”、そして、“インフラがどうなされるかはその民族のこれからの進む道まで決めてしまう”とまで書かれている。

我が国は、高度経済成長期に大量の鋼やコンクリートを使用して膨大な数のインフラ構造物を建設してきた。土木の範囲は河川・道路・港湾・上下水道・鉄道・電力など幅広く、人々の暮らしはこれらの鋼やコンクリートで造られたインフラなしには一日たりと成立しない。にもかかわらず、“コンクリートから人へ”がキャッチコピーとして政治的に使用されたり、また、マスメディアによる昨今の公共事業批判は収まる気配を見せず、公共事業不要とまで言われるようになり、その結果、土木に対する若者の人気も低落傾向にある。塩野七生氏の“民族のこれからの進む道まで決めてしまう”という言葉が脳裏から離れない。インフラ構造物をストックとして長期にわたって維持管理していくことは、“日本の将来”にも大きく関わることである。“コンクリートから人へ”は“コンクリート or 人”という印象を植えつけているが、我々は膨大な数の“インフラ構造物の維持管理”をミッションとして持続可能な社会を構築していかなければならない。“人のためのコンクリート (Concrete for Human)”を目指して[2]。

### 1. 2 欧米におけるインフラ構造物の老朽化と維持管理の事例

アメリカでは1920～30年代に建設された橋が50～60年後の1980年代に老朽化が進行するとともに(図-1.2.1)、落橋が相次ぎ、「荒廃するアメリカ」とまで言われてきた[3]。その後維持管理費を増強し補修補強を行ったにもかかわらず、現在でもまだ3割もの欠陥橋梁があると言われている。図-1.2.2に示すように、2005年のペンシルバニア州I-70コンクリート跨道橋[3]、2006年のカナダ・モントリオールでの跨道橋[4]、そして2007年8月1日のミネアポリスでの鋼製トラス橋の落橋事故[5]は、一旦道路が劣悪な状態になると元に戻すことが困難であることを如実に示すものである。ミネアポリスの鋼製トラス橋は、欠陥が発見されたために継続的にモニタリングし、技術的な管理が行われていたにもかかわらず、補修補強工事の真最中に落橋したのである[6]。

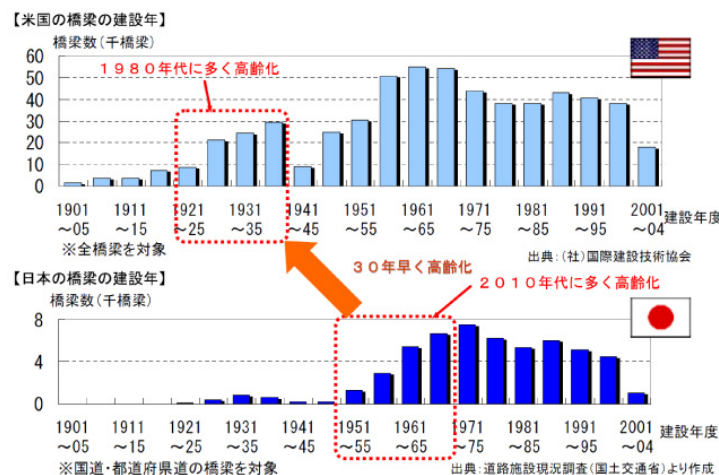


図-1.2.1 日米の道路橋の高齢化の比較[3]



1-70コンクリート跨道橋の崩壊  
(米:ペンシルバニア州) [3]



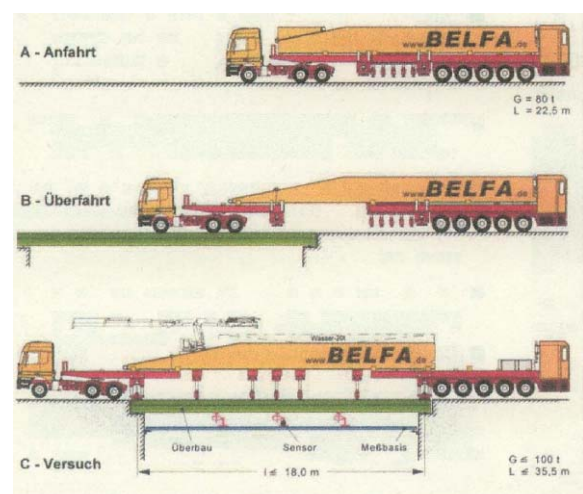
出典[4]



2007.8 ミネアポリスの  
トラス橋の落橋 [5]

図ー1.2.2 荒廃するアメリカの惨状

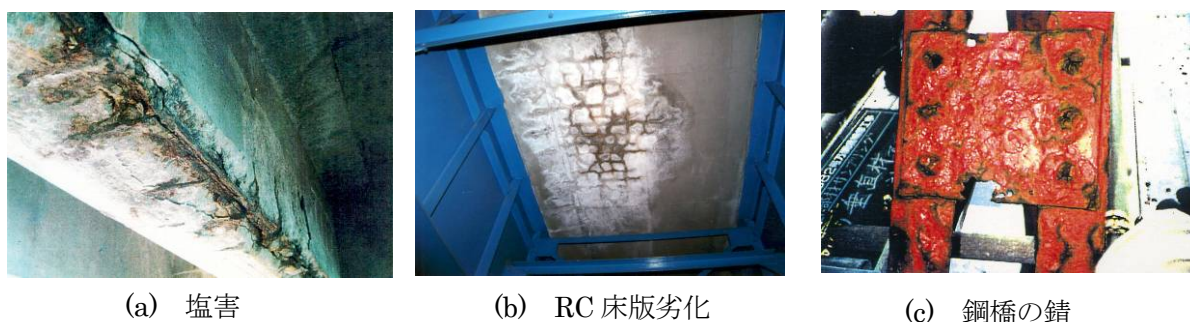
一方、アウトバーン網が充実しているドイツでは、連邦交通省道路局から道路橋の補修補強事例集[7]が刊行されているように、いち早く道路構造物の維持補修の重要性を認識し、「道路構造物の新設は止め、既設構造物を如何に安全に長く後世まで使い続けていくか」という命題に対し、維持管理に関する新しい技術開発が進められている。例えば、中小の道路橋の耐荷力性能を現場での実地載荷試験のもとで合理的に評価できる試験法の確立を目的として、設計終局荷重載荷のための特殊載荷車両が開発された[8]。このことは1990年の東西ドイツ統一により、旧東ドイツ交通網のレベルアップという形でますます拍車をかけるようになった。



図ー1.2.3 実橋耐荷性能試験車 BELFA [8]

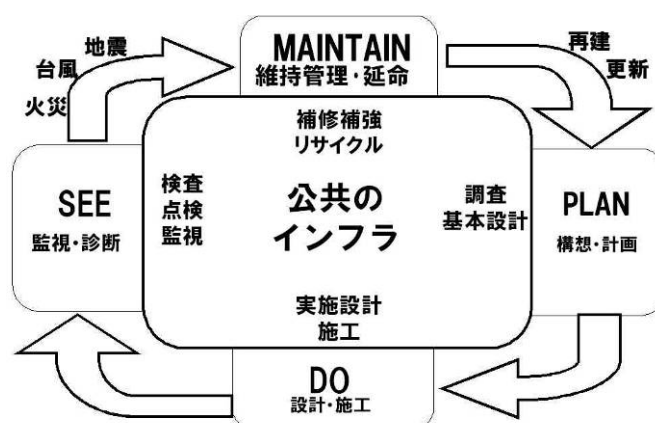
### 1. 3 わが国の道路構造物の劣化事例とその対策

わが国は、戦後急速に社会資本を整備してきたが、図－1.3.1 に示すように塩害や錆による橋梁の劣化、道路橋床版の疲労、劣化トンネルのコンクリート片はく落、鋼製橋脚隅角部の疲労き裂などにみられるように、これまでに建設されてきた道路ストックの劣化・老朽化が急速に進行している。アメリカの例を考慮すると（図－1.2.1）、日本では 2010 年代以降に多くの老朽化橋梁が出現することが予想される。その上、わが国の道路ストックは、地震・台風・島国など、厳しい地形・自然条件下に存在し、利用者の“安全・安心”を確保するため欧米以上の適切な管理が必要であり、特に条件の厳しい道路では損傷が顕著であるため早期対策が不可欠となる。



図－1.3.1 道路ストックの劣化・老朽化

図-1.3.2 は、公共インフラ構造物のライフサイクルを示したものである。これまでは社会資本を造ること（PLAN、DO）に重心があったが、今後は、SEE、MAINTAIN に重心を移動しなければならない。土木学会におけるインフラ維持管理に関する研究討論会[9]やコンクリート工学の“最新コンクリート計測技術”の特集[10]、“コンクリート構造物の診断と補修・補強”[11]などは、土木工学分野において“造る土木”から“維持管理工学”への重心の移動を如実に示すものである。

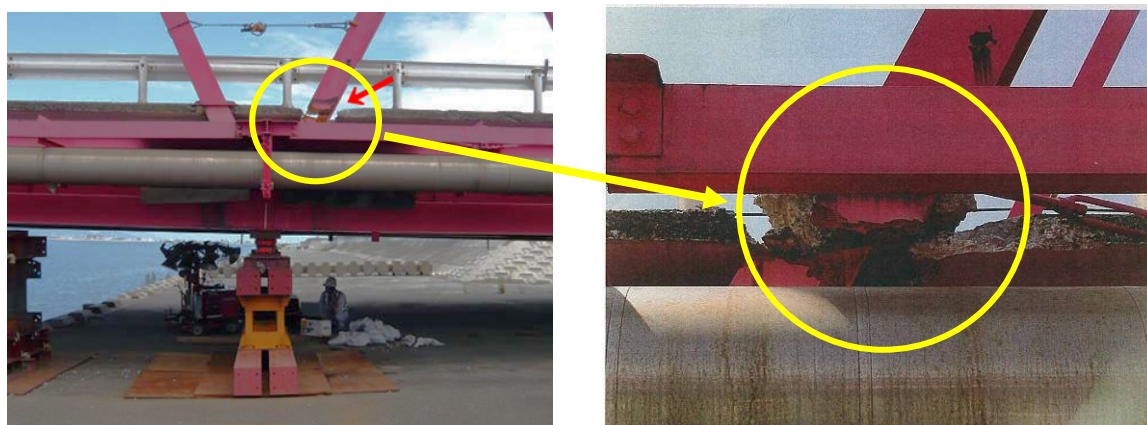


図－1.3.2 公共インフラのライフサイクル

国土交通省では、上記のように“荒廃するアメリカ”のようにならないようにするために、社会資本整備審議会道路分科会「基本政策部会」が設置された。そこでは、道路施設の急速な高齢化を踏まえ、今後の道路管理はどうあるべきか、「荒廃する日本」としないための道路管理について審議されている（2007 年 3 月 8 日）[12]。しかし、その 3 ヶ月後の 2007 年 6 月 20 日に三重県の本曾川橋のトラス斜材（H 形鋼）の破断が発見された。床版と斜材の間にできた隙間に雨水が浸透して



腐食し、車の繰り返し荷重が加わって破断したと推定されている[13]。さらに、同年8月27日に本荘大橋（秋田県）の詳細点検において腐食による断面欠損部のはつり調査の最中に、大型クレーンの通過時に欠損部分が破断した[14]。本荘大橋はミネアポリスの落橋事故の前日（7月31日）に、木曽川大橋の破断事故を受けて、管内のトラス橋全23橋の緊急点検がなされ、詳細点検が必要と判定されていた。それを受けての詳細点検中に破断してしまったのである。「荒廃するアメリカ」の状況が日本においても現実視されるようになった。このような状況を受けて、2007年10月に“道路橋の保全に向けた有識者会議”が開催され、2008年5月には「道路橋の予防保全に向けた提言」が出されている[15]。



図－1.3.3 木曽川橋梁のトラス斜材の破断 [13]



図－1.3.4 本荘大橋のトラス斜材の破断 [14]

## 1. 4 計測技術の現状と光学的計測技術

### 1. 4. 1 非破壊検査技術

JR トンネルのコンクリート片剥落、鋼製橋脚の疲労き裂発生を契機として、効率的・高精度な面的探傷技術の研究開発が望まれるようになってきた。さらに、建設構造物のメンテナンスにおける診断・評価は、構造物の保有性能や劣化過程、環境・使用条件が極めて多様で複雑であるだけでなく、構造物の現況、設計図面、補修履歴、可能な補修工法、それに伴う社会的コストなど、必要とされる情報も多岐にわたることから極めて高度な工学的判断が求められるようになった。

土木構造物の点検・非破壊検査技術として欠陥の探傷とひずみ測定に大別される[16]。

探傷技術としては、放射線透過試験、超音波探傷試験の内部欠陥検出法、また、表層部欠陥検出法として浸透探傷試験、磁粉探傷試験、電磁誘導試験などが用いられている。これらの方法はいずれも欠陥が既に発生した後に試験する方法である。

ひずみ測定は、疲労や腐食等による既存構造物の経年劣化に対する安全性をモニタリングするために用いられている。ひずみ測定法には多くの方法があるが、その中で最も広く使用されているのはひずみゲージ法で、これは高精度で簡単にひずみ計測が可能である。しかし、ひずみゲージ法で得られるひずみ値は、貼付したゲージ長の平均ひずみ値であり、また一点のみの定点計測値である。そのため、き裂や応力集中などの欠陥を検知するためには、多くのひずみゲージを貼付する必要がある。さらには、ひずみゲージ自体のセンサーとしての耐久性が長期間にわたるモニタリングには課題が残るとともに、対象物に直接ゲージを貼付する必要があるため、環境条件によっては計測が制限される場合もある。

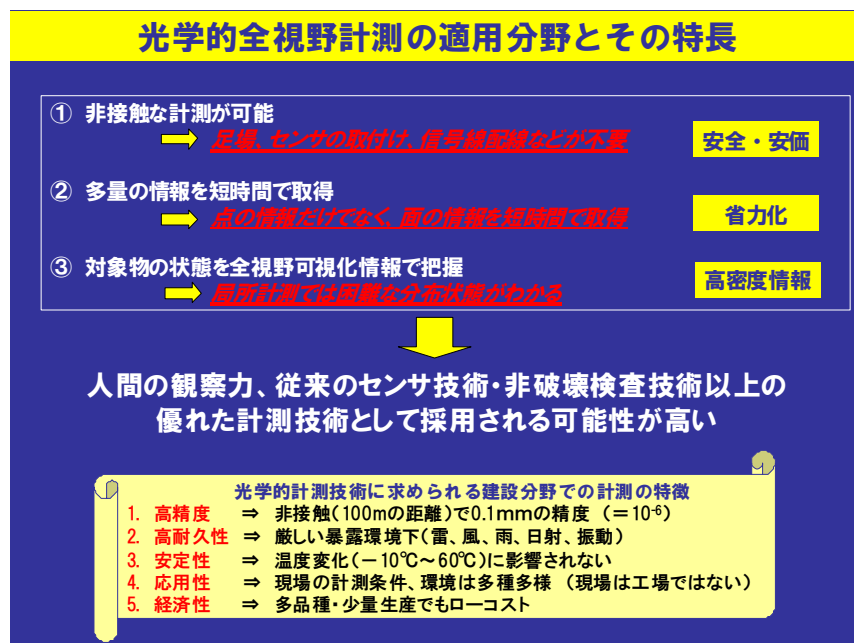
最近、SHM (Structural Health Monitoring) の分野ではMEMS (Micro Electro Mechanical Systems) によってセンサ・CPU・電源・無線が一体化したセンサをIT技術でモニタリングしようとする研究開発が活発に行われている。しかし、構造物の維持管理のタイムスケールが50年、100年となると、これらを用いても、最終的には設置型センサや計測機器の寿命が課題となる。

一方、建設構造物の構造健全性の診断法としては、目視や打音検査などの経験的方法のほか、放射線透過、サーモグラフィ、レーダー、超音波、衝撃弾性波、AE 法などのように、定量的・客観的検査が可能な非破壊検査技術の研究・開発が鋭意試みられている。しかし、これら既存の非破壊検査技術は、建設構造物のスケールや、また、建設現場で施工・検査・補修を行わなければならないことから、土木工学分野では自動車・船舶工学分野に比べるとはるかに悪環境下でロバスト性の高い計測を行うことが要求される。そのため建設現場で適用するには、経済的かつ技術的に解決しなければならない課題があり、建設構造物への一般的な適用としては、まだ実用化には至っていないものも多い。

こうした中、ひずみゲージ法に代わる計測法として、近年、モアレ法、ホログラフィ法、スペックル法、コースティック法、デジタル画像相関法などの光計測技術を基本としたひずみ測定法の研究開発が鋭意進められている(図-1.4.1) [8]。例えば、スペックル干渉計測法 (ESPI) は、レーザ光を物体に照射した時に得られる斑点状のノイズパターンを利用するもので、CCDカメラで受像したデジタル情報を画像処理することにより、可視光線下でホログラフィ干渉縞と同じような縞模様が観察される。アルミ合金試験片での引張試験を観察すると、一定速度で引張っているにもかかわらず、局所的な干渉縞の脈動が観察される。これらは従来観察されていない新しい現象で、材料の劣化過程を予測するための手がかりとなる可能性を秘めており、材料の物理的変化とスペックルパターンの動的変化とを結び付けることによって、鋼やコンクリート材料の劣化過程や疲労現象のメカニズムの解明が期待できる。



図－1.4.1 種々の光学的計測法



図－1.4.2 光学的計測法の建設工学への適用分野とその特長

これらの表面計測を基本とした光学的計測技術を用いれば、構造部材を構成する材料の破壊が、いつ、どこに、どのように、生じるかを、非接触かつ全視野で計測することができる。また、光学的計測技術を用いて計測情報の互換性を保持しておけば、機器の変更に関わらず永続的な計測が可能になる。光学的計測法の建設工学に関連する分野への適用可能性とその特長を図－1.4.2に示す。同図に示すように光学的計測法は、人間の観察力、従来のセンサ技術・非破壊検査技術以上の優れた計測技術として採用される可能性がきわめて高い。図－1.4.3は、光学的計測法の原理を利用した計測機器の開発例と、現場計測への適用例を示したものである。図－1.4.4は、応力解放法によるプレストレストコンクリートの現有応力推定に光学的計測法を適用した例である。



## 1. 4. 2 構造同定手法とその応用

社会基盤施設の非破壊検査として用いられているものの大部分は、前項 1.4.1 で述べたように構造物の局部的な欠陥検出等に集中したものである。既存インフラの維持管理を考えると、本来の非破壊検査の役割としては、構造物全体としての性能についても検査できることが重要になってくる。

損傷や材料劣化を評価する方法として、構造同定を援用する方法がある。構造同定手法は、構造物の振動特性等の外部応答から、構造物の材料特性分布等を同定するものである。最近のレーザー計測技術には目覚ましいものがあり、数十mの遠距離計測が可能なレーザードップラー速度計 (Laser Doppler Velocimeter、以下：LDV) なども販売されており、これを用いることにより、簡易に振動特性の計測や動的変位の計測が行うことができ、構造同定に適用できるようになった、

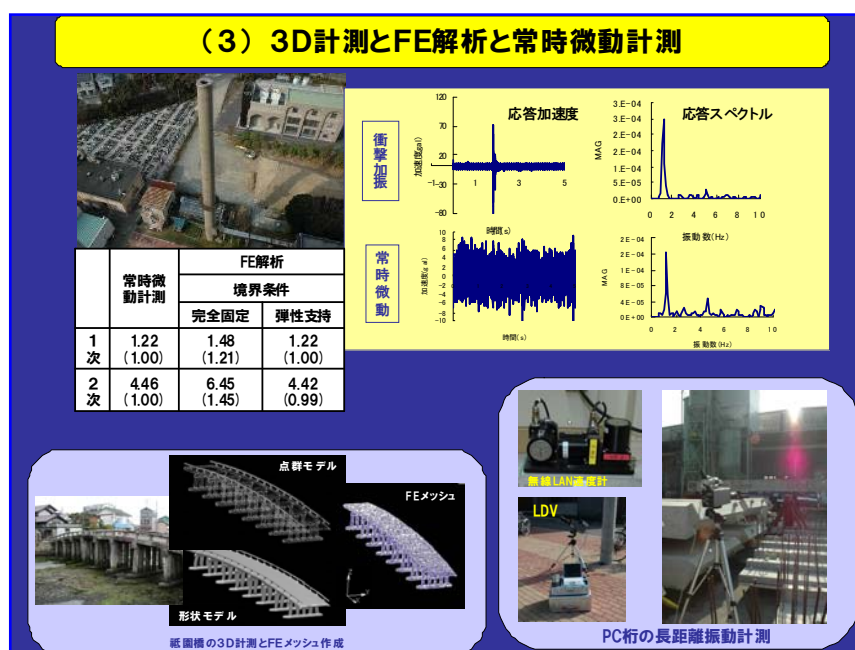
実構造物のメンテナンスを想定すると、設計図面が残っていない構造物の構造・形状データや、老朽化した構造物のひび割れや剥離等の変状がどの程度の年数でどれほど増加したか、などの情報を取得する必要がある。定期的な検査で計測された三次元データは、静的・動的解析による耐震診断



図一1.4.3 光学的計測器の開発と現場計測



図一1.4.4 応力解放法への適用



図一1.4.5 3D計測とFE解析と振動計測技術のメンテナンスへの利用

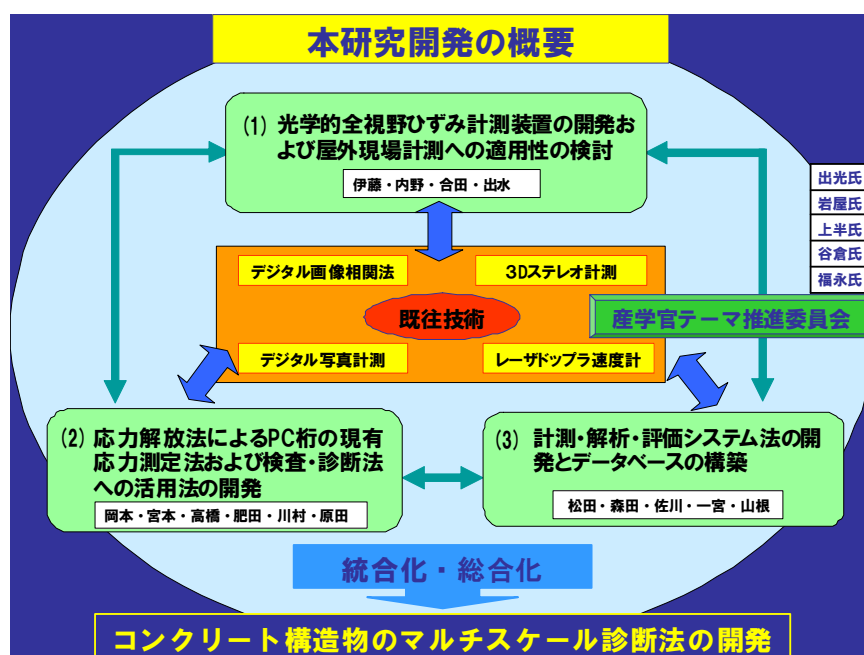
法の基礎データとして使用することもできるし、また、三次元データベースの維持管理システムを更新することにより、構造物の劣化に対する予防保全や維持管理に利用できる。そのためには、構造物の三次元データを高精度にできるだけ容易に取得する必要がある。ポータブルな 3D レーザースキャナでは、面的な高密度計測、短時間計測、人の立入りが困難な現場での計測、デジタルデータとしての記録・加工が可能などの特長を有しており、実構造物の変状調査に期待できる。図－1.4.5 は、3D 計測と FE 解析と振動計測技術をメンテナンスへの適用例を示したものである。

構造物の劣化を診断し余寿命を予測するためには、その劣化メカニズムを面的に精確に把握し、劣化に至るまでの状態をリアルタイムに計測する必要がある。また、構造物の表面や内部の情報を遠隔・非接触で効率的に計測し、計測結果の画像情報や物理量をデジタルデータとして保存し、計測情報をデータベース化しておけば、長期にわたる構造物のカルテが蓄積され、構造物の診断に活用することができる。その先に、効率が高く、かつ、効果的な補修・補強等の維持管理法があるものと考えられる。

## 1. 5 本研究の概要

本研究グループは表－1.5.1 に示すように産官学の研究者で構成されている。本研究グループの主要メンバーは、平成 16 年（2004）に、日本コンクリート工学協会九州支部において、「コンクリートの硬化・劣化過程の非接触全視野ひずみ計測に関する研究専門委員会」を立ち上げ、それ以来今日に至るまで 5 年間以上、いわゆる産官学連携事業として、図－1.4.1 に示すような種々の光学的計測法についての研究を推進してきた。

本研究は、図－1.5.1 に示すように、これまで実施してきた光学的計測法に関する研究をさらに発展させ、変形・ひずみ・応力・振動の実用的計測法として、デジタル画像相関法やレーザドップラ速度計等の光学的手法を用いて建設現場環境でのロバスト性の高い計測・解析システムを開発するとともに、これらの計測法を用いたコンクリート構造物の健全性診断法を開発することを目的とするものである。



図－1.5.1 本研究開発の概要図



具体的には、図－1.5.2 および 1.5.3 に示すような計画で実施した。

- 1) 光学的非接触全視野ひずみ計測装置の開発および屋外現場計測への適用性の検討（図－1.5.2）
- 2) 応力解放法による P C 桁の現有応力測定法への適用（図－1.5.2）
- 3) 3 D 計測と F E 解析と常時微動計測によるモニタリング法の開発と実証試験（図－1.5.3）

本研究課題においては、採択後、実施される研究成果に対して実証実験による成果の有効性の確認及び普及方策の作成を行うことを目的として、産官学の委員会を設置した。そこでは、採択された研究課題に係わる以下の検討を行った。

- a) 開発する機器や手法の実証実験による成果の有効性の確認
- b) 開発する機器や手法による成果の普及方法の策定
- c) そのほか光学的全視野計測委員会の目的を達成するために行うべき事業

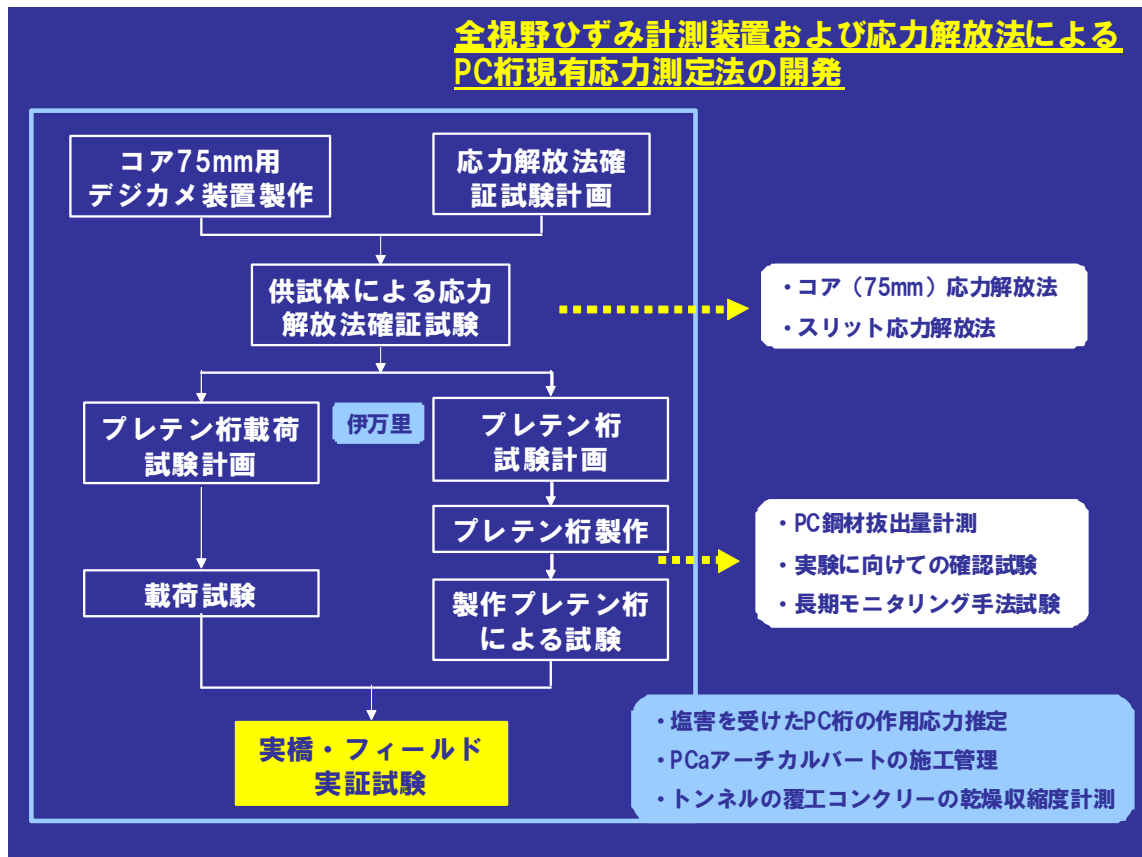
産学官委員会には表－1.6.2 に示す方に外部評価委員として参画していただき、貴重なご助言とご指導を賜っている。谷倉氏から施工技術総合研究所での実験での実証試験、福永氏から実証試験現場の提供など、研究開発成果の実証試験に対して、評価委員からも協力が得られている。

表－1.5.1 本研究グループのメンバー

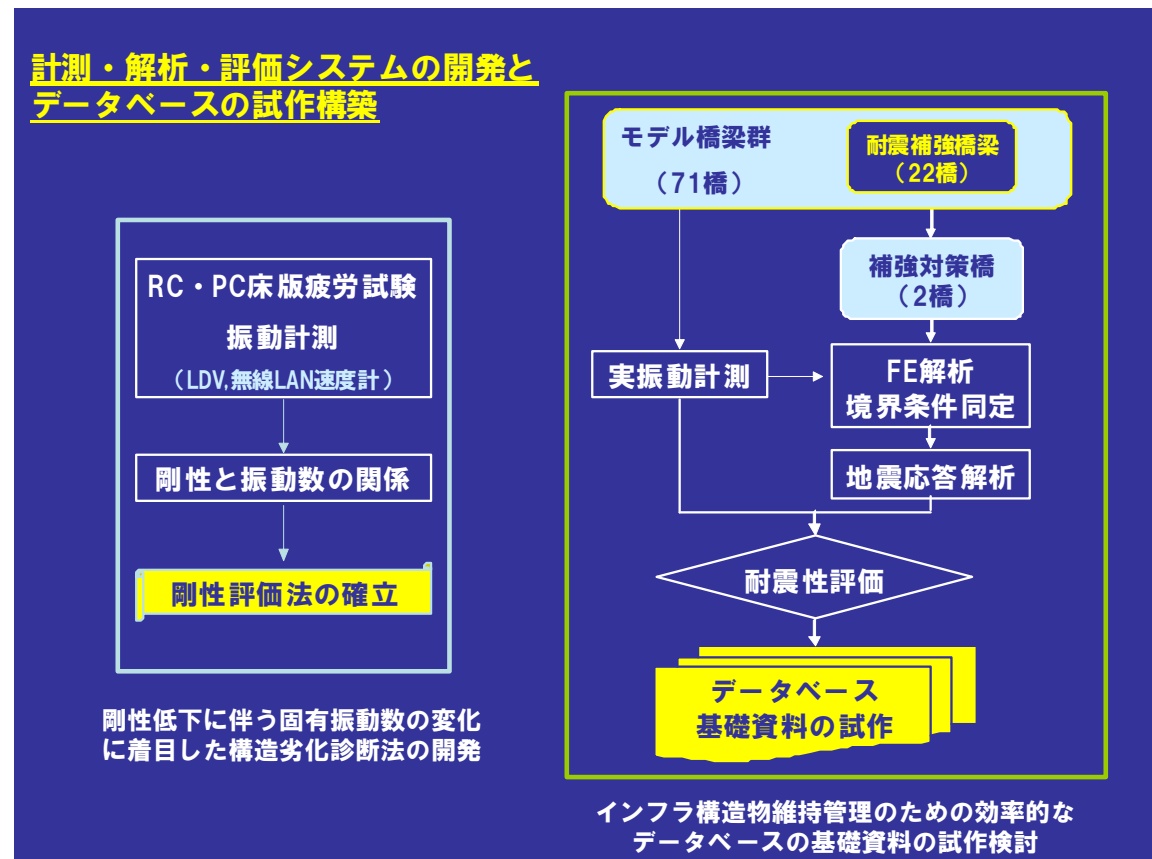
研究代表者	松田 浩	長崎大学 工学部構造学科 教授
共同研究者	伊藤 幸広	佐賀大学理工学部都市工学科・准教授
〃	森田 千尋	長崎大学大学院生産科学研究科・准教授
〃	出水 享	長崎大学工学部インフラ長寿命化センター・研究員
〃	佐川 康貴	九州大学大学院工学研究院建設デザイン部門・助教
〃	合田 寛基	九州工業大学大学院工学研究院建設社会工学研究系・助教
〃	一宮 一夫	大分工業高等専門学校都市システム工学科・准教授
〃	内野 正和	福岡県工業技術センター機械電子研究所・研究員
〃	岡本 卓慈	株式会社 計測リサーチコンサルタント・代表取締役社長
〃	宮本 則幸	株式会社 計測リサーチコンサルタント・企画開発部長
〃	高橋 洋一	株式会社 計測リサーチコンサルタント・九州事業部長
〃	肥田 研一	株式会社K&Tこんさるたん・代表取締役
〃	川村 淳一	日本コンクリート工業 株式会社・都市基盤建材事業部長
〃	原田 耕司	西松建設 株式会社・土木営業7部・課長
〃	山根 誠一	日本工営 株式会社・九州支店技術部・課長

表－1.5.2 外部評価委員

九州工業大学名誉教授	出光 隆 氏
国土交通省九州地方整備局九州技術事務所長	岩屋信一郎 氏
(財)鉄道総合研究所鉄道力学研究部構造力学研究室・主任研究員	上半 文昭 氏
(社)日本建設機械会協会 施工技術総合研究所研究第二部・部長	谷倉 泉 氏
西日本高速道路㈱保全サービス事業部改良グループ長	福永 靖雄 氏



図－1.5.2 光学的全視野計測および応力解放法による PC 桁現有応力測定法の開発



図－1.5.3 3D 計測・FE解析・評価システムの開発とデジタルデータベースの試作

申請書に記載した内容を以下に示す。

#### ◆研究開発の概要・目標

##### 《研究開発課題名》

「光学的非接触全視野計測法によるコンクリート構造物のマルチスケール診断法の開発」

##### 《研究開発の概要》

変形・ひずみ・応力・振動の実用的計測法として、デジタル画像相関法やレーザドップラ等の光学的手法を用いて建設現場環境でのロバスト性の高い計測・解析システムを開発するとともに、これらの計測法を用いたコンクリート構造物の健全性診断法を開発する。

##### 《研究開発の目標》

- 1) 光学的非接触全視野ひずみ計測装置の開発および屋外現場計測への適用性の検討
- 2) 応力解放法によるPC桁の現有応力測定法への適用
- 3) 3D計測とFE解析と常時微動計測によるモニタリング法の開発と実証試験

#### ◆社会性、応用性・革新性、実現可能性

##### 《社会性》

米国ミネアポリスでの鋼橋崩落事故によりインフラ維持管理の重要性がますます認識されてきたが、いま求められているのは地方の20m以下の中小橋梁に対する点検である。特に圧倒的に数が多いPC橋の現有応力状態は維持管理上の最重要情報である。

構造物の維持管理において、部材面内の変位やひずみを計測するにはひずみゲージや専用の変位計を設置する必要があるが、また、多数のデータを取得するには多くの計測器の設置とともに複雑な配線作業を伴い、コストや作業性に問題がある。また、MEMSによるモニタリングは有料道路等の長大橋には有用であると考えられるが、構造物の100年耐用年数に対してはMEMS自体の耐久性に課題があり、地震等の被災後には計測器自体が機能しない場合があり、振動モードを把握するためには多くの足場や高所作業が必要となる。

本研究課題は一貫して光学的測法を用いることに特長があり、これまでにない非設置型の計測機器を開発するとともに、コンクリート橋を対象とした診断法を開発することにある。

##### 《応用性・革新性》

- ・ 光学的手法による変位やひずみ計測は世界的に見ても研究初期段階にあり、歪ゲージとは比較できない情報量を取得でき、目標として掲げた装置・システムが開発できれば、多くの知的所有権を取得でき、建設分野において先導的な位置づけとなる。
- ・ 従来法に比べ廉価で簡易な計測方法となるため、構造物施工の安全管理・品質管理に導入しやすくなり、建設作業者の安全性、構造物の品質の向上に繋がる。また、維持管理に使用すれば、検査費用の削減、社会資本ストックの延命効果をもたらすことができる。
- ・ 3D計測、実計測、FE解析の統合化計測・解析システムにより、ヘルスマニタリングや補強方法などに有効となる。FEメッシュが構築されていられ、地震応答解析も容易で、想定地震動に対するハザードマップを作成でき、社会の安全・安心システムの構築に貢献できる。

##### 《実現可能性》

本研究課題のメンバーは、ここ数年来、スキャナ型計測装置、棒状スキャナ、振動計測装置についての基礎的開発を共同で進めており、実験室レベルでの適用性について検証済みで、現在現場計測等への適用可能性を検討するためフィールド実験を行う段階にある。

《参考文献》

- [1] 塩野七生：ローマ人の物語 X、すべての道はローマに通ず，新潮社，2001
- [2] 宮川豊章：コンクリートと人“コンクリートから人へ”に寄せた返信，土木学会コンクリート委員会，<http://www.jsce.or.jp/committee/concrete/index.html>，2010
- [3] 「荒廃する日本」としないための道路管理，国土交通省道路局社会資本整備審議会道路分科会第14回基本政策部会資料，<http://www.mlit.go.jp/road/ir/kihon/14/52.pdf>，2006
- [4] 日経コンストラクション，No.2006.11.10号，p.24，2006
- [5] AFPBB News，  
<http://www.afpbb.com/article/disaster-accidents-crime/disaster/2263724/2002880>，2007
- [6] 米国ミネアポリス橋梁崩壊事故に関する調査報告書，平成19年10月米国ミネアポリス橋梁崩壊事故に関する技術調査団，2007
- [7] 山崎淳，成井信監訳，上阪康雄，松田浩共訳：ドイツ連邦交通省道路建設局「道路橋の補修・補強事例集」報告書1990，土木施工4月臨時増刊，山海堂，1995
- [8] 上阪康雄，松田浩，Gutermann Marc：ドイツの実橋耐荷性能試験車BELFA紹介，橋梁と基礎，pp.27-32，2006
- [9] 例えば，鋼構造委員会：鋼橋における点検・診断技術の高度化，研-25，土木学会平成18年度全国大会研究討論会資料，2006
- [10] コンクリート工学：特集“最新コンクリート計測技術”，Vol.44，No.5，2006
- [11] コンクリート工学：特集“コンクリート構造物の診断と補修・補強”，Vol.48，No.5，2010
- [12] 「荒廃する日本」としないための道路管理～道路施設の急速な高齢化を踏まえ、今後の道路管理はどうあるべきか～，（平成19年3月8日），国土交通省道路局，2007
- [13] 国土交通省中部地方整備局三重河川国道事務所，木曽川大橋・揖斐長良大橋損傷概要，  
[http://www.cbr.mlit.go.jp/mie/oshirase/topics/topnews\\_kisogawa/pdf/gaiyou1\\_5.pdf](http://www.cbr.mlit.go.jp/mie/oshirase/topics/topnews_kisogawa/pdf/gaiyou1_5.pdf)，2007
- [14] 鈴木浩：「荒廃する日本」としないための道路管理、平成19年度技術研修会，2007
- [15] 「道路橋の予防保全に向けた有識者会議」，  
<http://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-council/maintenance/index.html>，2008
- [16] イラストで学ぶ非破壊試験入門，日本非破壊検査協会，2002

（松田 浩）

## 2. 光学的計測手法

### 2. 1 光学的全視野計測法の概要

初期の光学的全視野計測法は、アナログ写真機を利用した光弾性、ホログラフィ干渉法、モアレ干渉法、スペックル写真法などによる計測が行われていた。その後、光学的全視野計測はコンピュータの発展と CCD 素子に代表されるデジタルエリアセンサの開発により、取り込まれた画像はアナログ画像からデジタル画像へと変化した。デジタル画像は、コンピュータ上での取り扱いが非常に簡便なためデジタル画像を利用した計測が爆発的に広まり、近年、デジタル画像を利用した全視野計測が様々な分野で応用されている。

全視野計測法には大きく、2 種類に分類できる。一つはレーザを光源としてレーザ干渉を利用した計測法で、スペックル干渉法、ホログラフィ干渉法、モアレ干渉法などがこれに対応する。これらの方法の特徴としてレーザ光の可干渉性を利用しているため、計測精度はレーザ光の波長が基準となり、非常に高精度な計測手法である。結果が干渉縞で得られるなど、縞分布などから視覚的にも結果が捉えやすい方法である。しかしながらレーザ干渉を利用しているため振動などの外乱に弱い計測手法である。もう一つは CCD 素子のようなエリアセンサで取り込んだ情報を基にする方法で、デジタル画像相関法、赤外線サーモグラフィ法などある。デジタル画像相関法はデジタル画像のみを利用する非常に簡便な計測法である。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 であるとする計測精度は 20～50 ミクロンとなる。このようにデジタル画像相関法では、計測精度は取り込んだ画像サイズに依存するため、測定物のサイズが大きな場合は粗く、小さい場合は高分解能で計測が可能となる手法である。一方、赤外線サーモグラフィは輻射赤外光を測定する方法であるため計測精度は取り込む素子の感度に依存し、空間分解能は素子の画素数に依存する。この方法も対象物を計測カメラで取り込むだけの比較的簡便な計測手法である。

### 2. 2 デジタル画像相関法

デジタル画像相関法は、モアレ干渉法やスペックル干渉法などと比較して、空間の揺らぎや装置の振動などの外乱に弱いとされるレーザ光源を用いていないため、比較的ロバストな環境での適用が可能とされる全視野非接触計測方法である。このデジタル画像相関法の解析原理は、測定対象物表面の模様のランダム性を基にして測定対象物の変形前後をデジタルカメラ等で撮影し、得られたデジタル画像の輝度値分布から測定対象物表面の変形量と方向を同時に求めるものである。撮影画像として、一般に 256 階調のグレースケールのビットマップ画像が使用される。

代表的な解析方法として、まず、変形前に撮影した画像における任意の位置を中心とする微小領域（サブセット： $N \times N$  画素）を基準として設定する。この  $N \times N$  画素の領域には、 $N$  の 2 乗個からなる 256 階調の輝度値パターンが存在する。このパターンは、設定されたサブセット固有のものであり、他のサブセットと区別可能なユニークなものである。変形後の画像より、変形前に設定した基準サブセットと最も良い相関を得る位置を算術的に求める。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索と、1 画素以下の精度で変位量を求める精密探索が存在する。粗探索の一例として、残差最小法を利用した算出方法を式(1)に示す。

$$C(X+u, Y+v) = \sum_{i=-M}^M \sum_{j=-M}^M |I_d(X+u+i, Y+v+j) - I_u(X+i, Y+j)| \quad \text{式(1)}$$

ここで、同式中の  $I_u(X, Y)$ 、 $I_d(X+u, Y+v)$  は、それぞれ変形前、変形後の画像強度を示す。 $X$ 、 $Y$  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(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、前述の通り、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ともなうものである。そこで、粗探索後に、1画素以下の精度で移動量を求める精密探索を行う。これらの探索例として、最近接画素周辺の画素点での相関値を利用する方法[1]、[2]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[3]、[4]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等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。

本報告書では、精密探索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)に示す。

$$C(X+u, Y+v) = \frac{\sum_{i=-M}^M \sum_{j=-M}^M I_d(X+u+i, Y+v+j) \times \sum_{i=-M}^M \sum_{j=-M}^M I_u(X+i, Y+j)}{\sqrt{\sum_{i=-M}^M \sum_{j=-M}^M \{I_d(X+u+i, Y+v+j)\}^2 \times \sum_{i=-M}^M \sum_{j=-M}^M \{I_u(X+i, Y+j)\}^2}} \quad \text{式(2)}$$

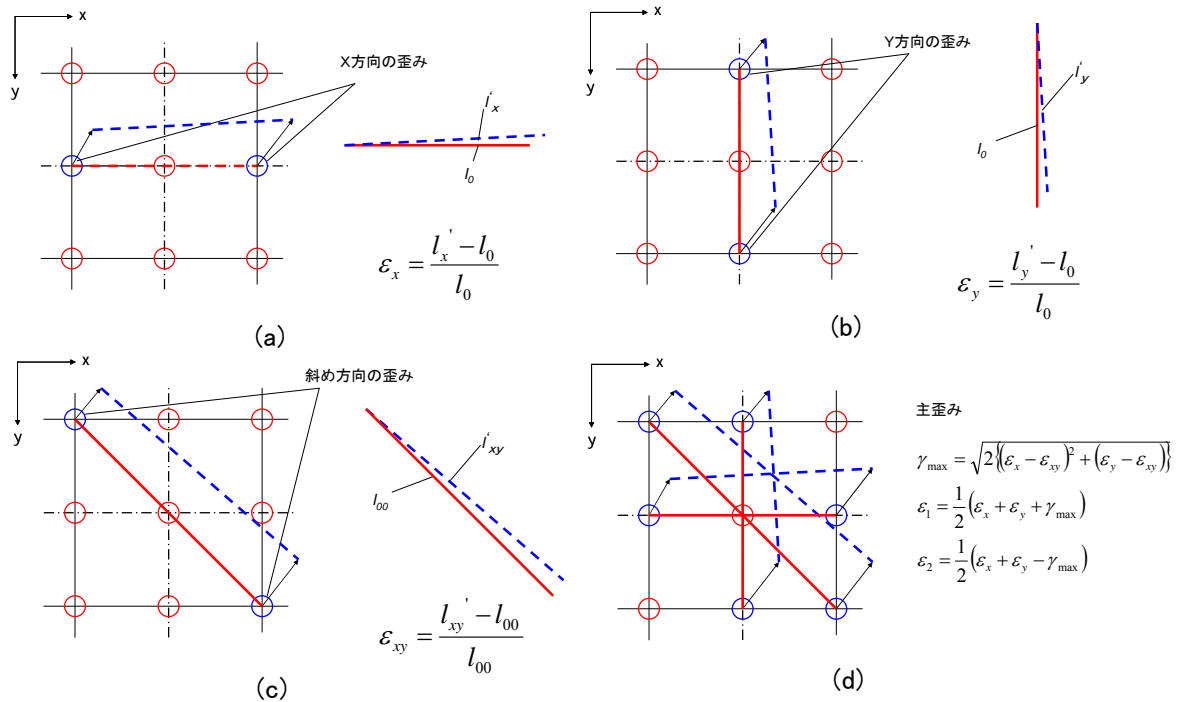


図-2.2.1 ひずみの計算例

以上に示した粗探索と精密探索によって、変位を求めたい点における変位量ならびに変位方向を算出することが可能となる。このようにして求められる点の変位を複数個組み合わせることにより、ひずみを算出する。

図-2.2.1 に、本報告書で適用されている代表的なひずみの計算方法を示す。まず、予め求めたい点を中心として、任意の画素数離れた点の変位をもとに、変形後の 2 点間の長さの変化を求める。デジタル画像相関法では、水平、垂直、斜めからなる 3 軸のひずみゲージと同じ解析を、任意の領域ならびに任意の基本長さで設定し、これをもとに最大主ひずみ、最小主ひずみの値と方向を求めることが可能である。ユニークな解析方法としては、マルチロゼット解析方法[5] が挙げられ、開口部を設けた際に発生する応力解放ひずみの計測に用いられている。

デジタル画像相関法の適用事例として、医学分野では、X 線による生体歯の変形や筋骨格組織の観察に用いられている[6]。農学分野では、種子の発芽現象に関する研究に用いられている。機械工学分野では、ファンベルトの耐久性評価や集積回路の熱変形計測などに用いられている。建設分野では、橋梁のたわみ計測[7]をはじめ、初期不整を付与した薄肉円筒の座屈メカニズム、合成桁の変形挙動[8]や曲げ加工した異形鉄筋の変形特性[9]の把握に用いられている。

#### ＜参考文献＞

- [1] Z. H. He, M. A. Sutton, W. F. Ranson and W. H. Peters : Two-dimensional fluid-velocity measurements by use of digital- speckle correlation techniques, Exp.Mech., 24, pp.117-121, 1984
- [2] M. A. Sutton, S. R. McNeill, J. D.Helm and Y.J.Chao : Advances in Two-Dimensional and Three-Dimensional Computer Vision, Springer-Verlag, pp.323-372, 2000
- [3] 廬石鎬, 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.47, No.8, pp.473-478, 1992
- [4] A. Kato and H. Wate : Deformation Measurement using Digital Image Correlation, Proc.APCFS & ATEM'01, pp.840-845, 2001
- [5] 内野正和, 岡本卓慈, 肥田研一, 伊藤幸広, 松田浩 : デジタル画像相関法を用いたマルチロゼット解析法による円孔周辺のひずみ解析手法の検討, 応力・変位場計測および解析法の基礎と応用に関する研究集会資料, 九州大学応用力学研究所, 2010
- [6] Morita, Y et al : 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.115-14, 2007
- [7] Yoneyama, S. Kitagawa, A. Iwata, S. Tani, K. and Kikuta H. : Bridge deflection measurement using digital image correlation, Experiment Technique, Vol.31, No.1, pp. 34-40, 2007
- [8] Goda,H., Uchino,M., Yamaguchi,Y., Hibino, M. and Matsuda,H.: Base study on measure of transformation of concrete structures used by digital image correlation method, Proceeding of IABMAS2010, 2010
- [9] 合田寛基, 原田哲夫, 日比野誠, 永藤政敏 : 曲げ戻しを受ける鉄筋の脆性破断に対する感受性の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, pp.1315-1320, 2009

(内野 正和, 合田 寛基)

## 2. 3 レーザードップラー速度計の概要

### 2. 3. 1 レーザードップラー速度計 (LDV)

#### (1) 計測装置概要

現在、社会基盤構造物の維持管理は重大な社会問題として取り上げられ、様々な点検技術が開発されている。その中でも振動計測は構造物の損傷・劣化の発生を固有振動数等の動特性の変化として捉え、この変化を客観的かつ定量的なデータとして得ることを目的としている。そのため、日常点検や臨時点検における振動測定によるモニタリングが有効であると考えられる。しかし、現在行われている振動計測作業では、センサ類の設置に伴うケーブル等の設置や撤去に多くの時間を要し、高所での作業や地震後の損傷が生じた構造物に対してもセンサ設置のため近接しなければならないことから、安全面・効率面で十分な計測方法とは言えない。実際の社会基盤構造物の振動計測によるモニタリングを行うためには、計測精度が高く、センサの設置に高所・危険作業が伴わず、センサの配線作業が煩わしくない事などが求められている。

そこで、本研究では長距離・非接触で振動計測が可能なレーザードップラー速度計 (Laser Doppler Velocimeter、以下：LDV) を用い、構造物の振動計測を行った[1] [2]。

LDV とは、振動する物体の速度をレーザ光により計測する光学的機器であり、入射レーザと反射レーザの間に生じるドップラー効果に基づいて計測対象物の速度を計測する。特徴としては、加速度計のような従来のセンサに比べて対象物に付加的な質量や剛性を与えることなく、非接触かつ長距離での計測が可能であること。レーザ光の波長が安定しているため、人為的な加振動によらないこと。平時の微小な振動である常時微動を計測可能であること等があげられる。写真－2.3.1 および表－2.3.1 に本研究で使用する LDV とその仕様を示す。



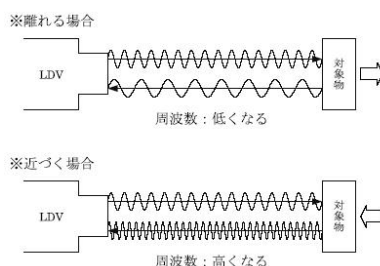
写真－2.3.1 レーザードップラ速度計

表－2.3.1 LDV の仕様

レーザタイプ	He-Neガスレーザ
レーザ光量	1mW以下：安全規格クラス2
計測可能距離	約1.0m～30m 越（反射テープ使用時）
応答周波数範囲	D C ～600 H z
速度出力レンジ	$2 \times 10^{-3} \text{ m/s/V}$

#### (2) 速度検出手法

LDV から計測対象物にレーザを照射した際、LDV に対して計測物が近づいていけば計測物からの反射光の波長は短くなり、その周波数は増加する。逆に、計測物が遠ざかっていけば反射光の波長は短くなり、その周波数は減少する(図－2.3.1)。LDV ではこのレーザ光のドップラー効果を利用して計測対象物の速度を検出している。



図－2.3.1 ドップラ効果



### 2.3.2 計測性能照査

LDV の性能照査をひずみゲージ法による固有振動解析との比較による精度確認、また遠距離計測における固有振動数の精度検証を行った。

#### (1) 計測精度検証

##### ①概要

LDV を用いて、軟鋼およびアルミ合金の二種類の材料で矩形断面の片持ち梁を作成し、ハンマリング試験を行った。そして、その振動計測を行い計測した振動波形を FFT 変換することで、固有振動数を求めた。また、比較のために梁の下部にひずみゲージを貼り、その振動数－ひずみ応答曲線を計測し、同じく FFT 変換することにより固有振動数を求めた。さらに、理論値として次式に示す構造力学公式集との比較を行った。

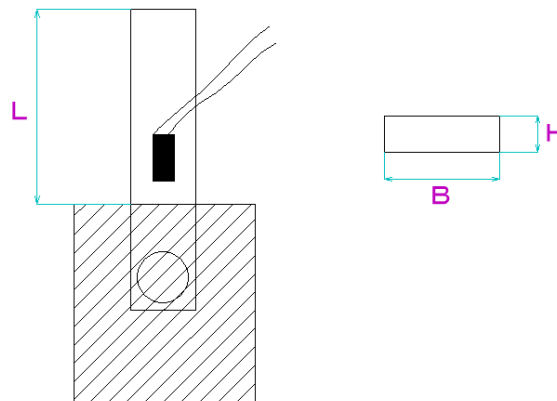
$$\omega_n = \left( \frac{\lambda_n}{L} \right)^2 \sqrt{\frac{EI}{A\gamma}} \quad (n=1,2,3,\dots)$$

ただし、 $\lambda_1 = 1.8751, \lambda_2 = 4.6941, \lambda_n \cong \frac{2n-1}{2} (n \geq 3)$  である。

ここに、 $L$  は梁の長さ、 $A$  は梁の断面積、 $E$  はヤング率 (MPa)、 $I$  は断面二次モーメント、 $\gamma$  は密度 ( $\text{g/cm}^3$ )、また振動数  $f$  (Hz) と角振動数  $\omega$  (rad/s) の間には以下に示す関係がある。

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi}$$

計測位置はひずみゲージを貼付けした側の裏側とし、試験片の上端部および下部(ひずみゲージの位置)で計測を行った。図－2.3.2 に試験の概略を示し、表－2.3.2 にそれぞれの材料特性を示す。



図－2.3.2 試験片概要

表－2.3.2 材料特性

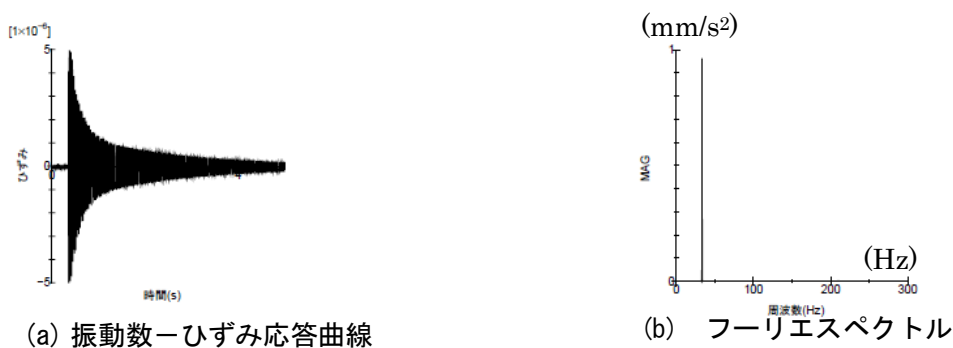
	ヤング率E (MPa)	密度 $\gamma$ ( $\text{g/cm}^3$ )	L(mm)	B(mm)
軟鋼 (SS400)	210000	7.80	153.0	8.1
アルミ合金	72000	2.75	157.5	9.0

## ② 計測結果

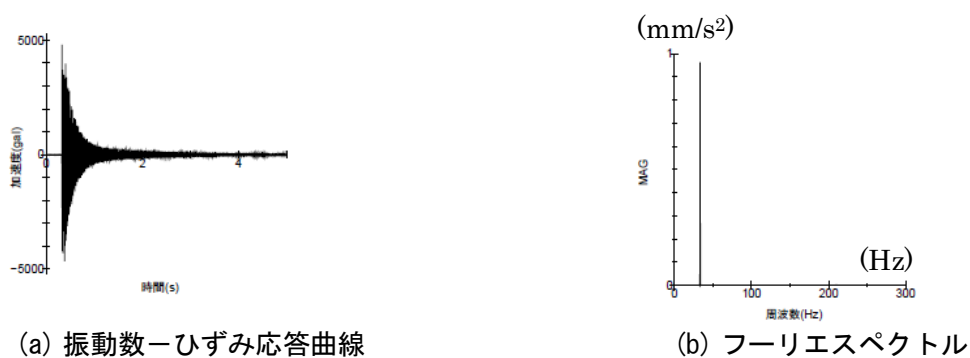
図－2.3.3～図－2.3.10 に LDV による応答加速度、ひずみゲージ法による振動数－ひずみ応答曲線およびそのフーリエスペクトルを示す。また、表－2.3.3 にそれらの結果を示す。



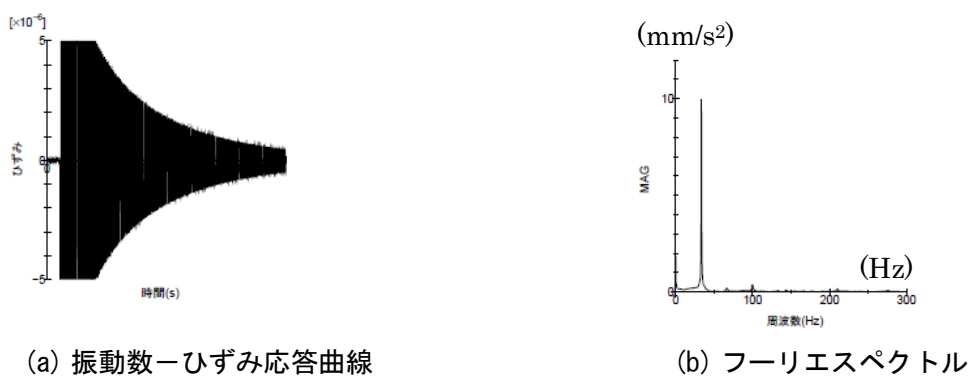
図－2.3.3 軟鋼の上部 (LDV)



図－2.3.4 軟鋼の上部 (ひずみゲージ法)



図－2.3.5 軟鋼の下部 (LDV)



図－2.3.6 軟鋼の下部 (ひずみゲージ法)

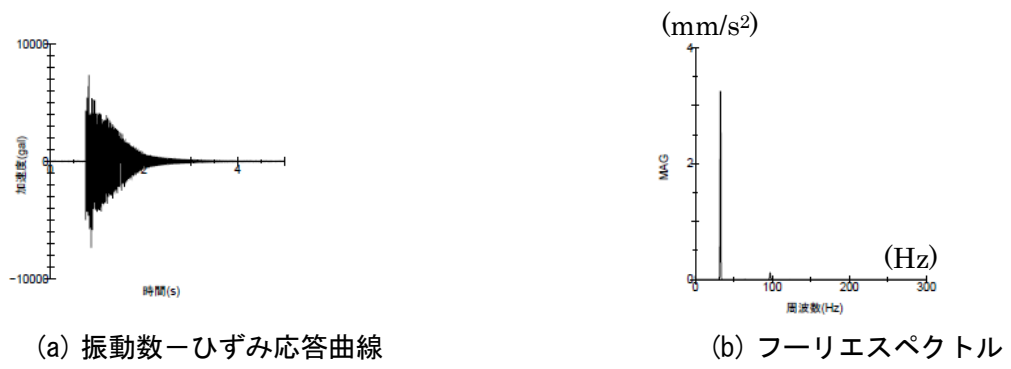


図-2.3.7 アルミ合金の上部 (LDV)

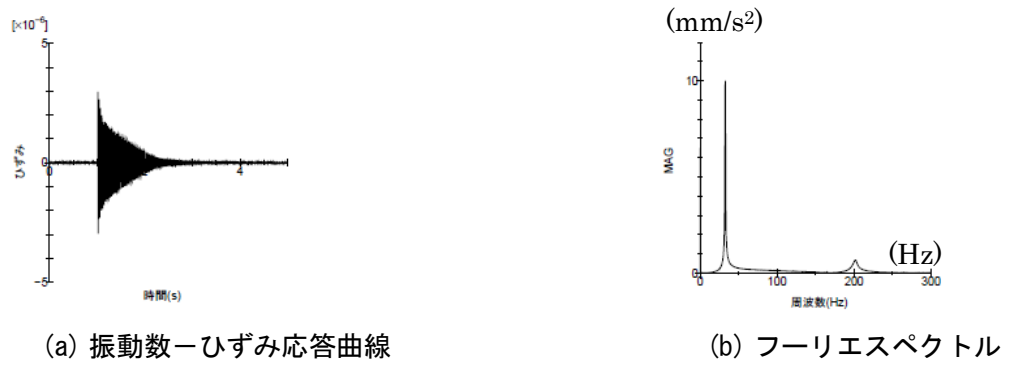


図-2.3.8 アルミ合金の上部 (ひずみゲージ法)

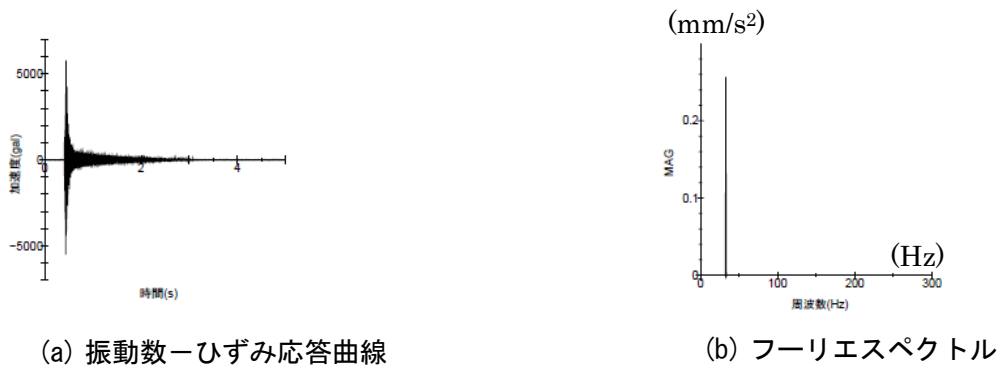


図-2.3.9 アルミ合金の下部 (LDV)

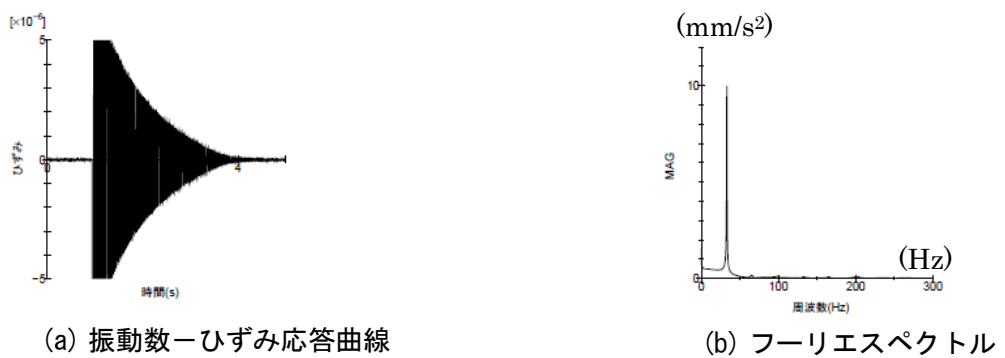


図-2.3.10 アルミ合金の下部 (ひずみゲージ法)

表－2.3.3 固有振動数の比較

		LDV			ひずみゲージ法	
		理論値	上部	下部	上部	下部
軟鋼	振動数 (Hz)	35.81	33.08	33.33	32.71	33.33
	誤差	1	0.92	0.93	0.91	0.93
アルミ合金	振動数 (Hz)	33.32	32.84	32.84	33.45	32.84
	誤差	1	0.98	0.99	1	0.99

## (2) 長距離計測精度検証

## ① 概要

LDV は数 m ～数十 m の計測が可能である。そこで、図－2.3.2 に示すアルミ合金製の円筒殻を用いてハンマリング試験を行い、計測距離を 5m 毎増加させその振動数を計測し、得られた振動波形を FFT 変換することで固有振動数を調べた。

試験片としては、アルミ合金製の円筒殻(弾性係数  $E : 71 \text{ GPa}$ 、ポアソン比  $\nu : 0.33$ 、密度  $\rho : 2.7 \text{ g/cm}^3$ )より、中心角  $60^\circ$  の曲面板に大使、円錐断面の中心をねじれ中心とする初期ねじれ角  $K=0^\circ$  を切り出した試験片を作成した。この試験片に対してハンマリング試験を実施し、計測距離を変えながら 5m おきに計測を行った。計測距離は 5m から 50m までとした。



写真－2.3.2 試験片概要

## ② 計測結果

計測により求められた周波数と理論値との比較結果を表－2.3.4 に示す。また、計測距離 5m、25m、50m における計測結果を図－2.3.12～図－2.3.14 に示す。

表－2.3.4 固有振動数の比較

		周波数(Hz)	誤差(%)
実験値		346.5	0
計測値	5m	351.5	1.4
	10m	351.5	1.4
	15m	350.1	1
	20m	350.8	1.2
	25m	352.5	1.7
	30m	355.4	2.5
	35m	251.2	1.3
	40m	350.5	1.1
	45m	351.4	1.4
	50m	350.7	1.2

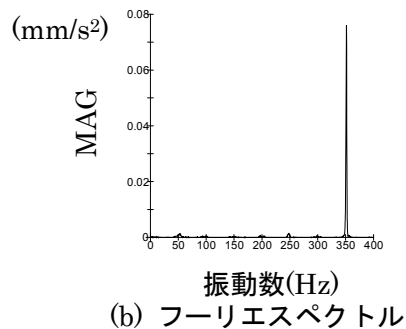
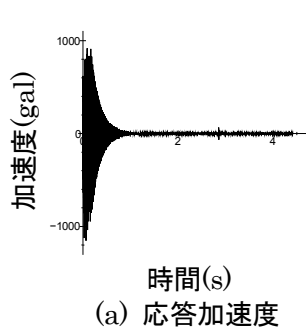


図-2.3.12 計測距離：5m

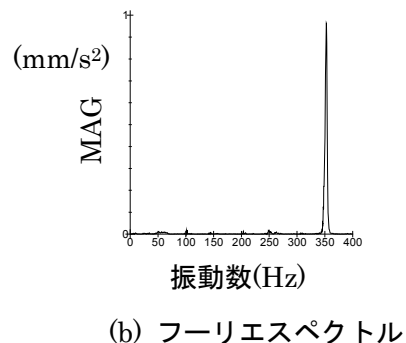
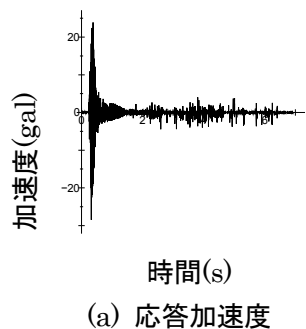


図-2.3.13 計測距離：25m

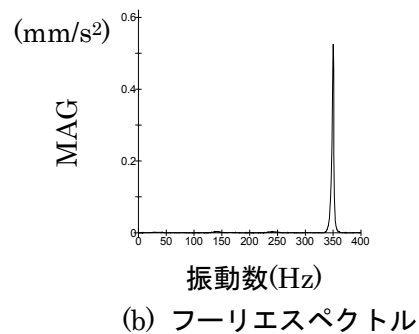
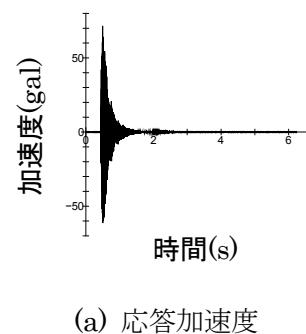


図-2.3.14 計測距離：50m

### (3) 考察

本節で得られた性能照査結果を以下に示す。

- ・ 片持ち梁の振動計測では、LDV を用いた固有振動数の計測は、従来の方法であるひずみゲージ法を用いた計測結果とほぼ同等の精度を有していることが確認できた。
- ・ 曲面板を用いた長距離計測では、計測距離に関わらず同等の計測結果を得ることができた。しかし、計測距離が 30m を超えると反射するレーザ光量が不足したため、再帰性反射シールを貼付する必要がある。この結果から、計測対象物の表面反射率によっては、さらに近距離での計測でも反射シールを貼付する必要があることが示唆できる。

### <参考文献>

[1] 上半文昭：構造物用非接触振動測定システム「U ドップラー」の開発，RTRI REPORT, Vol.21, No.12, 2007

[2] 上半文昭：構造物の振動を非接触で測る，RRR, Vol.64, No.4, pp.22-25, 2007

(松田 浩、牧野 高平)

## 2. 4 建設分野における光学的計測技術の現状と課題

### 2. 4. 1 建設分野における光学的計測技術の位置付け

建設分野における計測は、橋梁、トンネルなどの道路構造物、ダム、護岸などの河川構造物、港湾構造物、空港施設、上下水道施設などインフラや建築物などを対象として多岐に亘るとともに、人工の構造物に拘わらず防災や環境に関連したものもある。対象物の状態を把握するには、建設技術者の観察力を始めとした五感による方法以外では、計測対象物にセンサを設置して計測する手法、非破壊検査技術を用いて構造物の表面、内部の状況を計測する方法などが既に使用されている。センサ技術や非破壊検査技術は、人間の視力、聴力をはるかに超えた精度で数値情報を提供している。

建設分野の計測技術に対する要求性能は、他産業のそれに比べて安易なものではない。その例として図-2.4.1 に変位計測の場合に要求される精度と計測点までの距離の関係を示す。「対象物までの距離 (L) が 100m で必要とする分解能 (S) が 0.1mm」などと言う要求性能は稀な話ではない。S/L は、 $10^{-6}$  である。歪計測に関しても 1 マイクロ ( $=10^{-6}$ ) の精度がしばしば必要となる。図-2.4.2 に建設分野で生じる動的な挙動の特性を模式的に示す。計測対象物の振動特性を事前に考慮し、応答周波数や感度を適当に決定して計測する必要がある。さらに、現場における温度や日射、大気の変化、降雨、落雷などの自然環境の影響を除去しながら、長期間に亘り信頼性の高い情報を得なければならない。その一方で、個々の現場の多様な要求に対してアプリケーションが求められる「多品種・小生産」の分野でもあることなどが、特徴的であることを認識しておかねばならない。

光学的全視野計測技術が、建設分野の要求に対して、建設技術者の五感をサポートする設置型のセンサ技術や非破壊検査技術などと同様に普及するか否かは、これらの計測技術に比べて、より信頼性の高い情報を、安全でかつ安価に得る事ができるかに掛かっていると言える。

### 2. 4. 2 光学的計測技術の特徴と現状

光学的全視野計測技術は、「光の性質を利用して対象物の情報を 2 次元、3 次元的に把握する計測手法」と定義できる。光を波長で分類して図-2.4.3 に示す。人間の眼に見える可視光はおおよそ 400nm から 800nm の狭い範囲の領域である。光学的計測技術では、可視光はもちろん電波のような長い波長のものから、赤外線、紫外線、X 線、さらに短い波長であるガンマ線といった人間の目では捉えられない様々な波長の光を使用して計測が行われる。建設分野で使用されている主な光学的全視野計測技術を列挙して表-2.4.1 に示す。計測する光は、自然光の場合と一定の周波数の

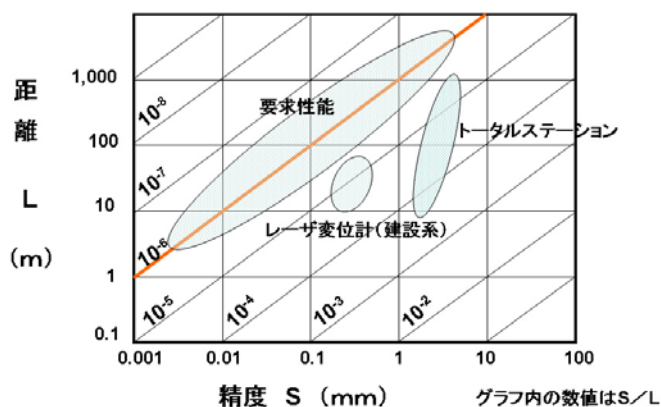


図-2.4.1 建設分野で求められる計測距離と精度

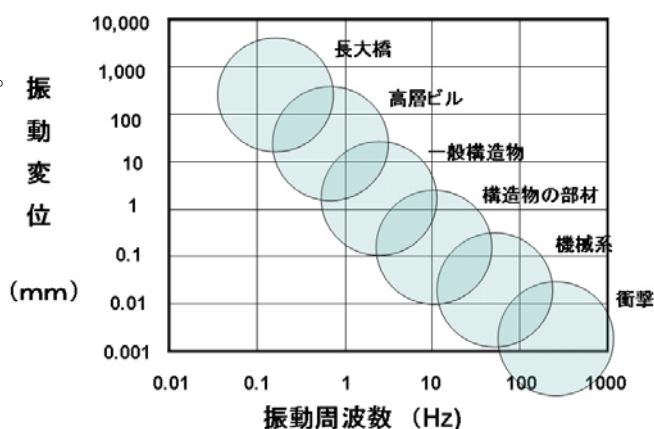


図-2.4.2 構造物の振動変位と周波数

光で位相を合わせたレーザ光を使用する場合がある。このような計測手法を用いて、CCDカメラやフィルム、スキャナ装置によって照射（撮影）位置を同定して多点の状態を計測すれば全視野計測が可能である。光学的全視野計測は、計測対象物にセンサを取り付けて計測する方法などと比べると、

①遠隔・非接触な計測が可能

足場の仮設が不要。設置型センサに必要なケーブルの配線が不要。

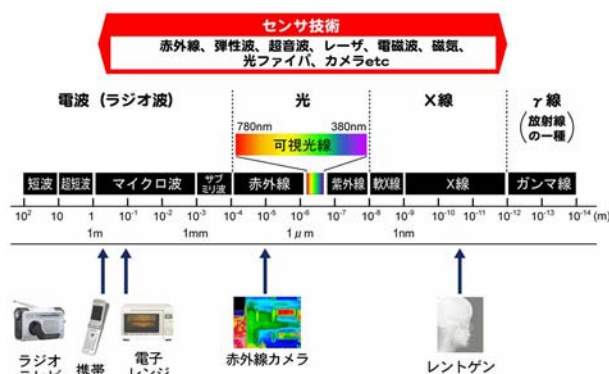
②多点の情報を短時間で取得可能

計測範囲の多点の情報が取得でき一点当たりの計測コストが安価になる。

③高密度の計測結果を可視化情報として表現可能

計測対象物の挙動を分布系で把握しやすく、評価が行い易い。

などと言った特長がある。安全で安価に高密度の可視化情報にして、状態を視認しやすく出来ることから、光学的全視野計測が、設置型のセンサ技術や非破壊検査技術と同等以上に計測できる独特の技術分野と言えるのはこの辺りにある。今のところ、そのアプリケーションは個別的で、適応対象を徐々に広げつつある技術分野である。



図－2.4.3 光の波長分類

表－2.4.1 光学的計測手法の分類

種 類	波長分類	レーザ	スキャン	非接触
3Dスキャナ	可視・赤外	○	駆動装置	○
LDV(レーザドップラー速度計)	可視・赤外	○	駆動装置	○
光波測距機	赤外	○	駆動装置	○
サーモグラフィ(赤外線)	赤外	×	CCD	○
棒形スキャナ(ラインセンサ)	可視	×	駆動装置	○
CCDカメラ	可視	×	CCD	○
衛星画像	多種	×	CCD	○
電磁波探査	電磁波	×	アンテナ	○
モアレ	可視	○	CCD	○
スプレックル干渉	可視	○	CCD	○
X線撮影	X線	×	フィルム・カメラ	○

## 2. 4. 3 研究開発の動向に見る期待と展望

最近の光学的全視野計測の開発動向をいくつか挙げて、近い将来の状況を考察してみる。

### (1) 画像の解像度

計測対象物の変位量、歪量、ひび割れの幅などを計測する場合、画像センサの解像度が課題となる。一般に使用されるCCDカメラで画素数が1312×1312画素の場合でも、2.5m角以下の画像においてデジタル分解能は2mmだが、コンピュータモニタ上では0.2mmのひび割れを認識することが実験的にも検証されている[1]。撮影範囲における歪量に換算すれば $80 \times 10^{-6}$ である。ラインセンサの場合、センサ上の素子の密度によって解像度は支配される。微破壊調査としてコンクリートを穿孔して内部の状況を調査する棒形スキャナが開発されている[2]。図－2.4.4に示す棒形スキャナの場合、300dpi（1インチ当たりの画素数）のラインセンサで、近接して撮影すれば85μmの分解能になる。もし、3600dpiで10インチのラインセンサ（36,000画素）を用いれば、撮影範囲の歪分解能を試算すると $28 \times 10^{-6}$ になる。



図－2.4.4 棒形スキャナの外観



さらに、画像相関法を用いてサブピクセルの解像度まで解析すれば、歪量で $10 \times 10^{-6}$ 未満の計測が原理的に行えることになる。光学機器の解像度は年々向上している。建設分野の厳しい要求性能を先に述べたが、計測対象物の力学的挙動を光学的全視野計測で行うことは、接近した計測であれば十分可能な段階に来ている。課題としては、遠隔から計測する際のズーム機能、撮影時の計測装置に作用する振動等のノイズの除去方法などが挙げられる。

#### (2) 高精度光波計測

建設分野における計測で計測頻度が高く、基本的な計測項目が距離計測であり、光波測距による方法が一般に用いられる。市販の測量用光波測距器では、ノンプリズムで250mの距離を±5mm程度の測距精度で、1200mの距離で±10mm程度の測距精度を実現している。周波数シフト帰還型レーザ（以下、FSFレーザと言う。）の開発では、近距離から100km程度の距離で100μm程度の高精度光計測を実現できると報告され[3]、建設分野での適応性を検証する目的で、FSFレーザを用いて500mの距離で100μmの精度が確認されている[4]。理論的にはさらに長距離の計測が可能であり、およそ建設分野で行われる計測の距離をカバーして高精度の変位計測が可能になる。100Hz以上のサンプリングピッチを有していることから、動的な振動変位計測も行えると考えられる（図－2.4.5参照）。



図－2.4.5 F S F レーザの外観

#### (3) 駆動系の制御分解能

CCD 素子やラインセンサによる計測とは別に、3D レーザスキャナのようにレーザの照射方向を制御して3次元計測する方法がある。照射方向の俯角、仰角の分解能が計測位置の精度に影響する。通常の測量機器の角度の分解能 1～10″（秒）に対して 3D レーザスキャナの分解能は荒いが、既に産業用の制御モータは 800 万分割／回転以上（0.16″ 以下）の高分解能を有しており、角度制御分解能の向上が期待できる。課題としては角度制御のピッチに見合うレーザ光の径の絞込み方法の改良や高分解能に伴う高密度のデータ取り込み速度の高速化が同時進行で進む必要がある。

#### (4) 光学的計測システムの多機能化



図－2.4.6 T S に搭載した L D V

レーザドップラ速度計（以下、LDV と言う。）を自動追尾型トータルステーション（以下、TS と言う。）に搭載して計測対象の任意点の位置情報と振動状況（速度）を同時にモニタリングする装置が開発されている[5]（図－2.4.6 参照）。3D レーザスキャナにも計測対象の3次元位置情報だけでなく、可視光の反射強度と RGB 情報を同時に計測する機能を備えたもの、赤外線カメラにおいては、図－2.4.7 に示すように赤外線と可視光の画像を同時に撮影できる機能を有したものが市販されている。このように異なる波長で同時に計測し、複数の情報を得る技術は、状況を把握、評価する有効な手段と言え、ひとつの装置で複数の情報を組み合わせて評価できる計測システムの到来が期待される。



#### (5) 画像処理技術

光学的全視野計測を行うには、CCD 素子のように面的に計測情報を取得する場合は計測範囲に限られるため、計測対象物全体の情報を正確に繋ぎこむ画像処理技術が必要になる。重複する画像データを解析ソフトで正確に接続する技術は3D レーザスキャナの画像処理技術で一般的に使用されている。また連続したビデオ画像を接続して長距離の対象物を連続画面として把握し、損傷箇所を抽出する技術も進歩している。先述した画像関連法は、単位となる画素を下回る分解能で変位やひずみが解析できるため、光学的全視野計測機器の分解能の進歩を待たずして高分解能の計測を可能している。X 線撮影では、図-2.4.8 に示すように多断層画像から内部の立体画像を構築する技術が研究されている[6]。光学的全視野計測では、データ取得手法だけでなくデータを評価するための画像処理技術は不可欠であり、精密な計測、視認しやすい画像を得るための技術開発はさらに進歩すると考えられる。

#### (6) 解析技術との連動システム

複雑なコンクリート構造物を対象に、3D レーザスキャナによって形状、寸法を計測し、点群データを CAD データに、さらに FEM 解析用のメッシュデータを作成することによって、図-2.4.9 及び図-2.4.10 に示すように構造物の静的・動的な応答解析が行われている[7]。計測データを使って一連の解析システムまで構築すれば、データ取得から評価、意思決定までの一連の手段となる。前述した LDV を搭載した TS を用いれば構造物の主要点の位置情報と振動情報が得られるので、例えば、高次不静定構造物である斜張橋などの架設時の形状管理において現状を把握し、温度や載荷荷重の影響を加味した最適なケーブル張力を逆解析するといった計測管理システムの構築も可能になる。

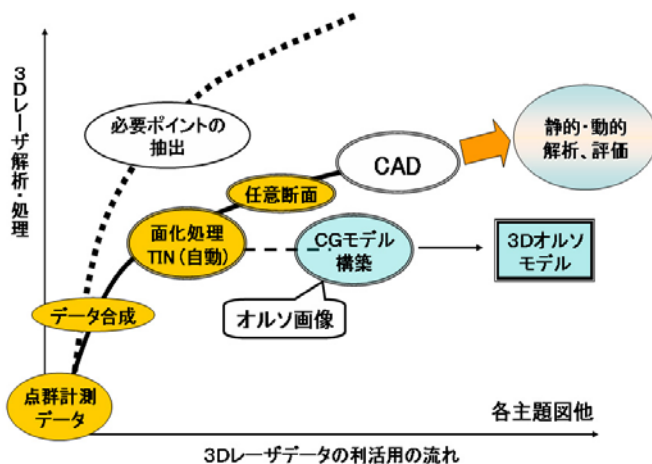


図-2.4.9 計測データから解析までのシステムの流れ

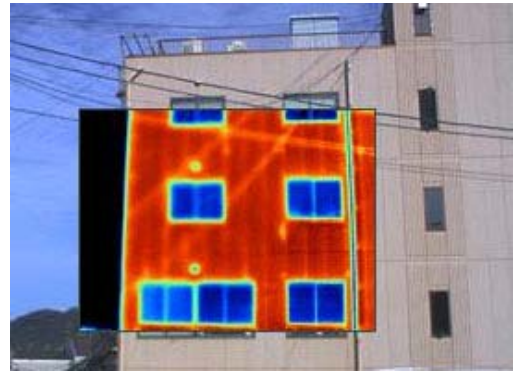


図-2.4.7 実像と合成したサーモグラフィ画像

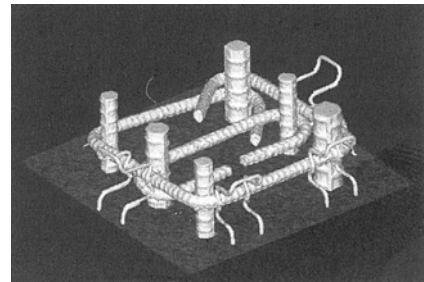


図-2.4.8 多断層画像から構築した内部画像

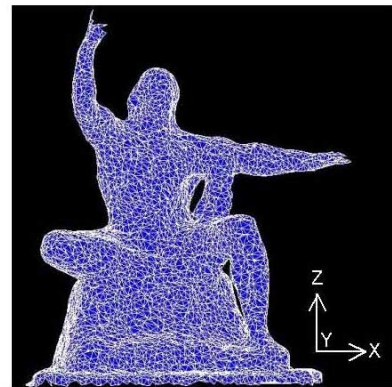


図-2.4.10 コンクリート構造物の動的応答解析例

#### 2. 4. 4 維持管理社会における展望

今後、日本のインフラ整備が既存のインフラの長寿命化を目指して維持管理を行わなければいけないのは言うまでもない。維持管理に関わる点検・調査・診断は、労働集約型で費用も掛かる。さらに、客観的な情報が取得しにくく、繰り返す担当者の交代と共に情報が保存、活用されにくいなどの問題を有している。図-2.4.11は、国土交通省が「道路構造物の今後の管理・更新のあり方に関する検討委員会の報告（平成15年）」で、維持管理において必要な情報と期待される診断技術を模式的に示したものである。構造物の劣化、損傷に関する情報取得のために期待されるセンサ技術の多くが光学的計測手法である。構造物の維持管理のタイムスケールが50年、100年となると、従来の設置型センサや計測機器の寿命が問題となる。これに対して、光学的全視野計測機器は、計測情報の互換性を保っておけば、機器の変更に問わず永続的な計測が可能になる。構造物の表面

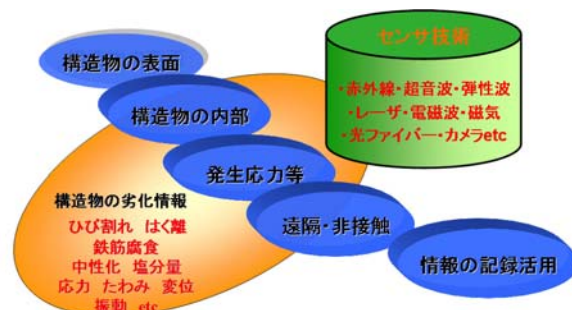


図-2.4.11 維持管理時代に期待されるセンサ技術

や内部の情報を遠隔・非接触で効率的に計測し、計測結果を画像情報や物理量として保存できる。計測情報をデータベースに記録しておけば、長年に亘って構造物のカルテが積み重ねられ、担当者の交代に関わらず長年得た情報を診断に活用する方法が展開できると考えられる。

#### 2. 4. 5 おわりに

光学的全視野計測の展望について、エンドユーザーの立場で考察した。現在の研究開発の動向は、従来のセンサ技術では困難な計測ニーズを補完するものとも言える。建設分野の計測で絶対的な計測方法はない。多様な計測方法の中から、現場の条件に対して最適な方法を選択していくことが肝要で、その中で光学的全視野方法の適応分野が、今後も徐々に広がっていくと予想される。その実現には、光学系の画像技術や IT 技術などの進歩に負う所が大きい。建設工学が総合工学たるゆえんでもある。近年、ユビキタスネットワーク社会に向けた動向、ロボット工学における画像認識や駆動制御技術、医学の診断機器などの進歩は目を見張るものがある。SHM（Structural Health Monitoring）の分野では MEMS（Micro Electro Mechanical Systems）によってセンサ・CPU・電源・無線が一体化したセンサを IT 技術でモニタリングしようとする研究開発が活発である。

本文は、5 年、10 年の先を予測して将来展望を述べたものではない。筆者は、30 年建設分野の計測に携わってきた。当初は、測定器を持ち歩いて手動で測定し、電卓をたたいてデータシートを整理し、報告書を青焼きにして郵送していた。瞬く間に望んでいた自動測定器も、コンピュータによるデータ処理、解析。結果を車中からモバイルでインターネットを通じて送信することも普通になった。光学的全視野計測技術の進歩は、筆者の予想よりもはるかに早く、多方面で広がっていくと考える。建設分野の計測技術に対する新たなニーズに対して図-2.4.12 のような「夢」のような話でも、果敢に挑戦していけば「実現」に結びつ

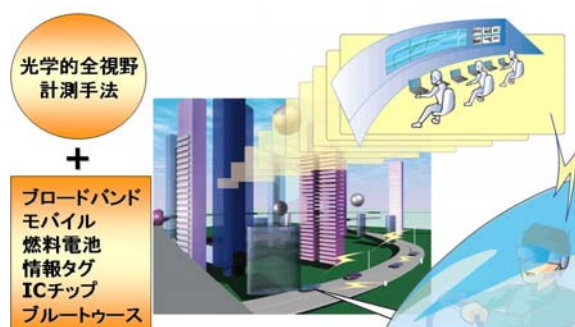


図-2.4.12 光学的全視野計測によるモニタリング社会

いていく時代であると考える。

#### 〈参考文献〉

- [1] 小出他：デジタルスチル画像によるコンクリート床版ひび割れ認識の研究，土木学会第54回年次学術講演会，pp.454，1999
- [2] 出水享，伊藤幸広，肥田研一：小径ドリル孔を利用した棒形スキャナによるコンクリート構造物の内部検査，土木学会第61回年次学術講演会，pp.1107-1108，2006
- [3] 原武文，Cheikh NDIAYE，伊藤弘昌：周波数シフトレーザによる超高精度光計測技術，応用物理，第74巻第6号，pp.697-702，2005
- [4] 樹計測リサーチコンサルタント，超高精度光計測 FSFレーザ(1)，Webレポート，No.42，2006
- [5] 久保田慶太，宮下剛，Jaime Hernandez Jr，藤野陽三，宮本則幸：レーザドップラとトータルステーションを用いた非接触かつ遠隔的なケーブル計測システムの開発，土木学会第61回年次学術講演会，pp.509-510，2006
- [6] 魚本健人，加藤佳孝：コンクリート構造物の検査・診断－非破壊検査ガイドブック－，pp.156，2003
- [7] 鶴田聡，松田浩，山下務，出水享：歴史的構造物の三次元形状計測とその地震応答解析への利用に関する研究，建築土木における歴史的構造物の診断・修復に関するシンポジウム，pp.113-120，2006

(宮本 則幸、岡本 卓慈)



### 3. 光学的非接触全視野ひずみ計測装置の開発および屋外現場計測への適用性の検討

#### 3. 1 ラインセンサタイプ全視野ひずみ計測装置の開発

##### 3. 1. 1 概要

装置、設備、構造物の安全性を確保するためには、開発から供用段階に至るまで応力や変形の状態を把握しておく必要がある。現在、応力やひずみの計測方法としては、ひずみゲージを用いた局所的測定が主流であるが、測定装置の設置や保守が煩雑であること、微小領域や凹凸のある部位には適さないことなどの問題がある。

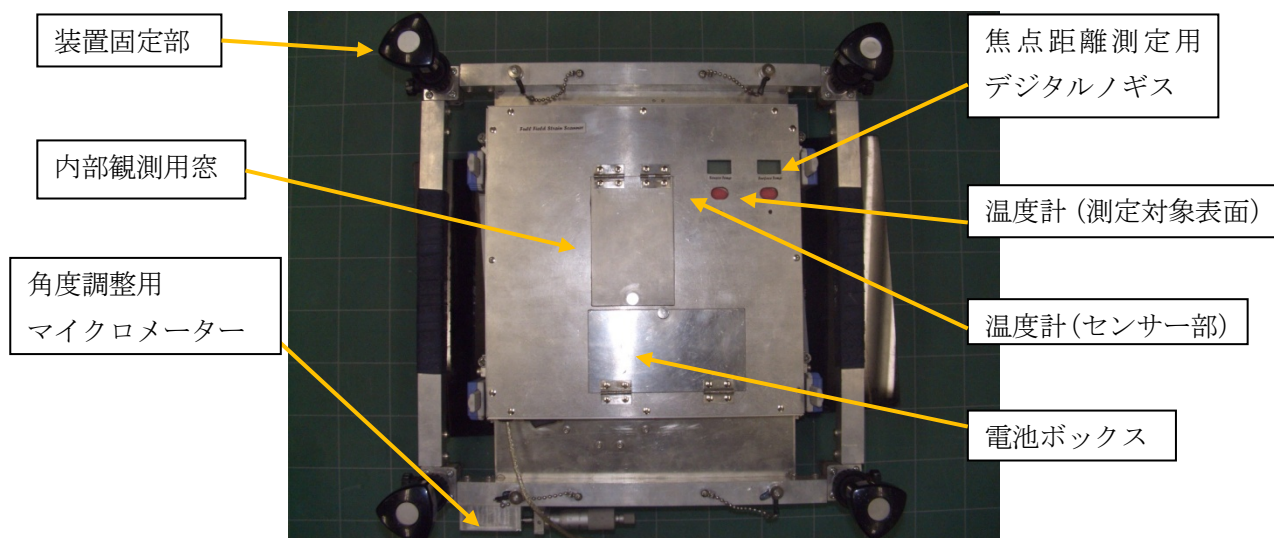
最近、画像処理によって物体の変位量（変形量）やひずみを計測する方法が数多く提案されている。その代表的なものとして、スペックルパターン干渉法やデジタル画像相関法がある。これらは、対象物表面に測定装置等を設置する必要がなく、全視野（全方向）の変位やひずみの計測が簡易にできるという特徴があり新しい変位、ひずみ計測方法として注目を集めている。しかし、提案されているいずれの方法も CCD カメラで撮映した複数のデジタル画像を基に変位量やひずみを算出することから以下のような問題があり、高精度な変位計測やひずみ計測は実現できていない。

- ・照明等の環境条件を常に一定にすることが難しい。
- ・カメラレンズの収差補正を行っても大きな誤差要因となる。
- ・カメラ姿勢によって画像にひずみを生ずる。

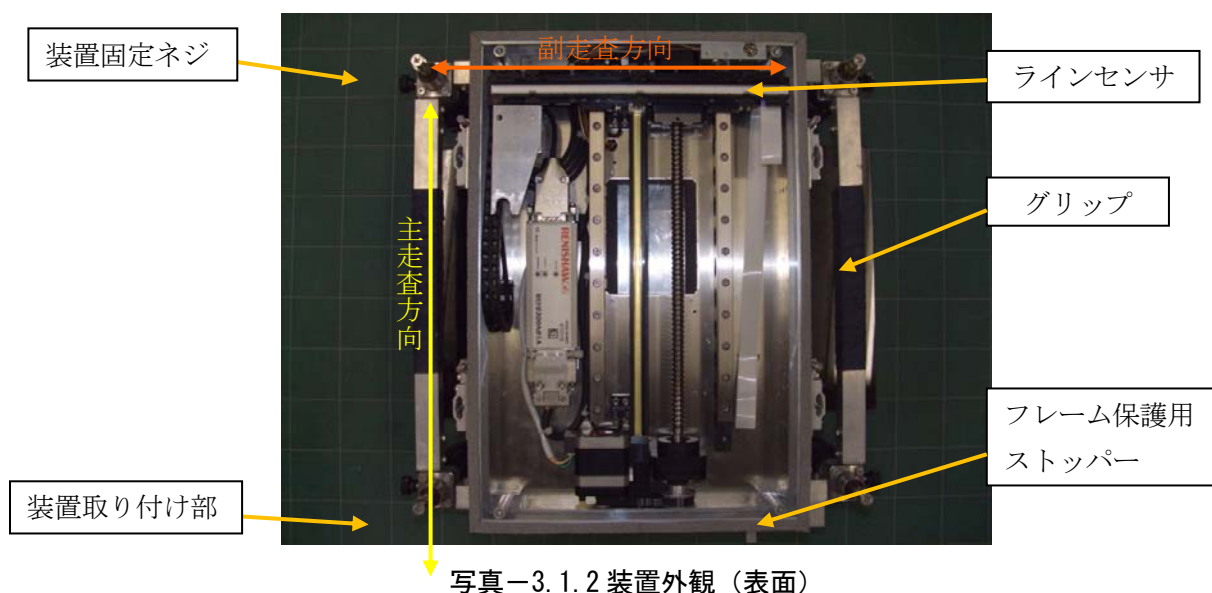
本研究では、外部光源が不要で被写体に密着して撮影できるフラットベッドイメージスキャナを用いて高精細で収差の無いデジタル画像を取得し、デジタル画像相関法により高精度に変位およびひずみを計測する装置および方法を開発することを目的としたものである。

試作した全視野ひずみ計測装置の外観を写真－3.1.1、3.1.2 に示す。装置の撮影範囲は最大 210mm×210mm であり、解像度 1200dpi で 9921pixel×9921pixel の画像が取得できる。スキャナ本体は 387mm×262mm×90mm、スキャナ固定部の外周は 374mm×374mm である。装置の総重量は約 8000g である。副走査方向の送り精度向上のために駆動装置を剛性の高いフレームに固定し、ラインセンサを 2 本のリニアガイドレールを可働できるようにし、これを精密ボールネジとステッピングモーターによって精度よく送る機構とした。なお、副走査方向の移動距離の制御には、0.1μm の分解能のリニアエンコーダを用いた。マイクロメーターを本体の外側に、焦点調節ネジとデジタルノギスを配置することで、より正確かつ安易に焦点を合わせることができる。センサ温度の他に計測対象の表面温度も容易に計測できるようにした。さらに、装置を対象物へ容易にかつ頑丈に固定できるような治具を取り付けた。





写真－3.1.1 装置外観（裏面）



写真－3.1.2 装置外観（表面）

### 3. 1. 2 各装置各部の詳細

開発したラインセンサスキャナ装置の各部の詳細について以下に示す。

#### (1) ラインセンサ

本装置に使用したラインセンサの仕様は、表－3.1.1 に示すとおりである。

表－3.1.1 ラインセンサの仕様

センサタイプ	CIS（コンタクトイメージセンサー）
最大原稿サイズ	210×210mm
光学解像度（主走査×副走査）	1200dpi×1200dpi
光源	LED
電源供給	DC15V
消費電力	15W

## (2) 温度計

赤外線温度計でスキャンニングする対象物の表面温度とラインセンサの表面温度をスイッチですぐに測定できるようにした。これにより解析時に温度補正が確実にできる。

## (3) 角度補正用マイクロメーター

本装置は金具と取り付けネジによって本体とフレームが容易に取り外し可能である。しかし、それによって角度のズレが生じた際、誤差となる。ひずみゲージ上などを解析する場合は、そのひずみゲージの向きに対し主走査方向がほぼ平行でないと計測値に誤差が生じる。そのため、角度補正を確実にする必要がある。マイクロメーターを回しスキャナ本体を固定部に対し回転させることで角度補正ができる。最大約2度と補正可能な範囲は狭いがマイクロメーターを1周回すと約0.1度回転するため微量の調整が可能である。

## (4) 焦点距離計測用マイクロメーター

ひずみの解析においてスキャンニングし取得した画像の精度（ピント）は非常に重要であり、不明な画像は誤差の大きな要因となる。そこで本装置のスキャンニングできる範囲の四隅にマイクロメーターとストッパーを設け焦点距離が正確に測定でき、その距離を保つことができるようにした。またデジタルノギスのモニターが外部に露出しているため容易に確認可能である。

## (5) 装置取り付け部

装置を設置する際、撮影範囲が毎回同じ撮影範囲であること、現場での操作性、適用性を考慮し装置を容易にセットし固定ができることが必要である。本装置の設置の方法は試験体に受け具を貼り付け、そこに装置の四隅の取り付け部を入れ込み、シバネの反力により装置を試験体に押しつけ固定するといった容易な作業で設置できる。横向き、上向き、下向きとどの向きであっても確実に固定ができる。

### 3. 1. 3 解析プログラム

開発したデジタル画像相関法プログラムについて説明する。ここでは、撮影された画像を読み込み、標点を定め、変形後の画像との比較を行うことで、各標点の移動画素量を計測する。プログラムの値に代入するパラメータの例を図-3.1.1に、その解析モデルを図-3.1.2に示す。

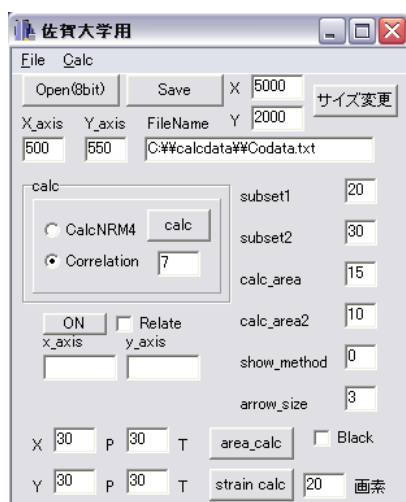


図-3.1.1 プログラムの設定の例

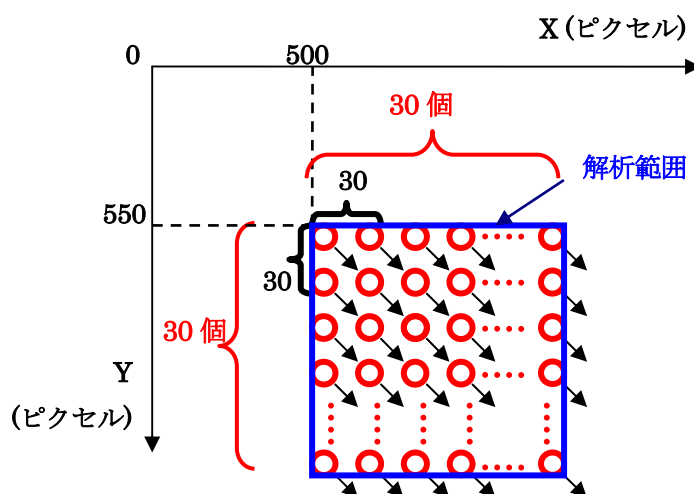


図-3.1.2 解析モデル

#### (4) ひずみの計算方法

デジタル画像相関法プログラムの解析結果データは移動画素量であり、これよりひずみ算出する必要がある。各点の移動画素量と座標は Codata のメモ帳に保存されるため、そのデータを用いて Excel のワークシートを用いてひずみを計算する。

ひずみ計算用の Excel ワークシートは、軸圧縮方向とポアソン方向の両方のひずみ計算が出来るようになっている。ひずみ計算方法は、図-3.1.3 の A12 のセルにカーソルを合わせ、先程のデータの「貼り付け」をする。次に、メニューバーの「データ」「区切り位置」を選び、貼り付けたデータの区切りを決める。その時に、区切りが上手くいかない時は Codata のメモ帳に戻り、間隔をスペースキーなどで調整し同様の作業を行う。その後、図-3.1.3 の赤 で示す位置へ、デジタル画像相関法プログラムと同じパラメータの入力を行う。

Microsoft Excel - Dec19-Jan-400

ファイル(E) 編集(E) 表示(V) 挿入(I) 書式(O) ツール(T) データ(D) ウンド

図-3.1.3 エクセルシートへの貼り付け

解析例のエクセルを図-3.1.4に示す。標点間画素数とは、コンタクトゲージ法の標点間の距離と同じように考え、30画素毎にコンタクトゲージで標点間の変位量を計測しているようなものである。従って、ひずみの求め方は30画素間の移動画素量(J列)より、J列/I列でひずみ(K列)が求まる。ちなみに、J列の変形後の標点間距離は、X方向の移動量とY方向の移動量から三平方の定理により斜辺の長さを求めたものである。 $\ell \sin \theta$   $\ell$  ( $\theta$  が微小のため)として計算しているため、ひび割れなどの発生以降、変位方向が大きく変化した場合には単純にF列の値のみを使った方が正しい値となる場合もある。なお、このエクセルの計算では、圧縮方向をマイナス、引張方向をプラスで示している。

K7のセルの値は、K列の全てのひずみ値を平均したもので、すなわち、解析範囲内の軸方向ひずみの平均値となる。



	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
1			ソフト: 位置大070404			X_axis	500		X	30	P
2			Open(8bit)	in-0-0KN		Y_axis	550			30	T
3			area_calc	in-400-330KN		subset1	20				P
4			Calc	cor7		subset2	30				T
5			画像(デモ)処理方法			calc_area1-2	15-10				
6											
7			載荷方向			ゲージ初期値①	0 μ		ひずみ値(差) μ		④ 全平均
8						ひずみ後の値②	401 μ		-401	ひずみ値との偏差→	47 μ
9			移動画像絶対値平均							ひずみ値との誤差→	-12%
10			0.074338659		3.179726358					標準偏差: σ	204
11		x座標	y座標	x方向の移動画像素量	y方向の移動画像素量	移動後のx座標	移動後のy座標	標点間画像素量	変形後の標点間距離	ひずみ⑤	
12		500	550	0.138267	3.278255	500.138267	553.278255	30	29.98428432	-524	
13		530	550	0.12255	3.28716	530.12255	553.28716	30	29.9837461	-542	
14		560	550	0.106295	3.284669	560.106295	553.284669	30	30.00390588	130	
15		590	550	0.110194	3.30499	590.110194	553.30499	30	29.9944453	-185	
16		620	550	0.104611	3.346193	620.104611	553.346193	30	29.98372743	-542	
17		650	550	0.088334	3.362484	650.088334	553.362484	30	29.98533819	-489	
18		680	550	0.07353	3.27014	680.07353	553.27014	30	29.99106407	-298	
19		710	550	0.064594	3.268141	710.064594	553.268141	30	29.98437209	-521	
20		740	550	0.048954	3.241218	740.048954	553.241218	30	29.98132687	-622	
21		770	550	0.030255	3.201834	770.030255	553.201834	30	30.01069747	357	
22		800	550	0.040898	3.25901	800.040898	553.25901	30	29.99886105	-38	
23		830	550	0.039743	3.290044	830.039743	553.290044	30	29.97981605	-673	
24		860	550	0.019482	3.222073	860.019482	553.222073	30	29.98402523	-532	
25		890	550	0.003499	3.199864	890.003499	553.199864	30	29.99680901	-106	
26		920	550	0.000308	3.199117	920.000308	553.199117	30	29.99289647	-237	
27		950	550	-0.006804	3.176583	949.993196	553.176583	30	29.97978601	-674	

図-3.1.4 解析例のエクセルシート

また、図-3.1.5のように、K列のひずみ値をグラフ化すれば、異常値が発見しやすく、またデータのばらつきも分かる。画像の不明箇所を解析した場合など異常な値が出ることもあるので、平均から除外する。

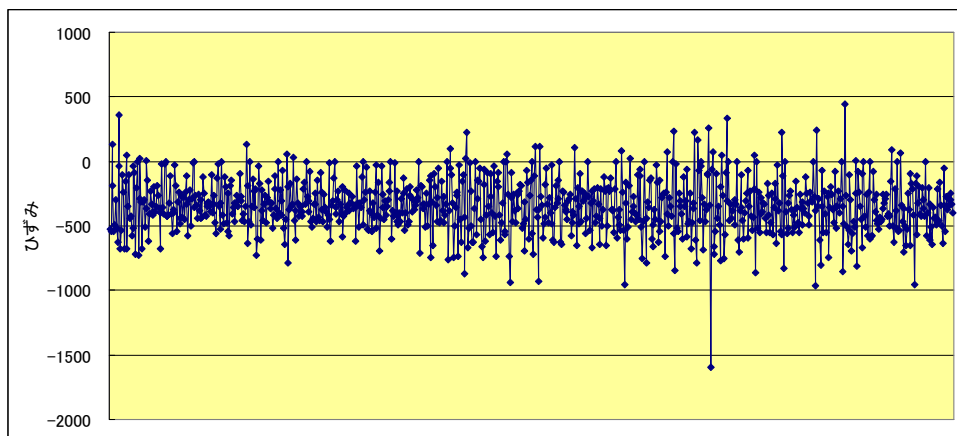


図-3.1.5 データのグラフ

### 3. 2 ラインセンサタイプ全視野ひずみ計測装置の精度検証

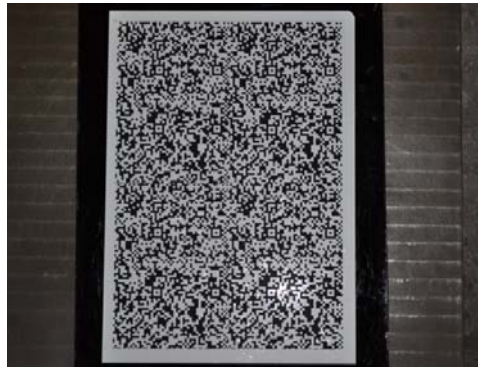
#### 3. 2. 1 実験概要

開発したラインセンサスキャナの現場適用性の検討として、現場計測で起こり得る各種条件の影響のうち、焦点距離による影響、装置取り外しによる影響についての検討、また本装置における主走査方向、副走査方向のひずみ計測精度の確認を行った。

##### (1) 焦点距離の変化が計測誤差に及ぼす影響

実験では、平面度の高いフロートガラス（写真-3.2.1）を用いて焦点が最も合致する焦点距離の選定を行った。実験方法は、ラインセンサのフレームとガラス板がくっついた距離をゼロ点とし、ゼロ点から 2.0mm の距離まで+0.2mm ずつ焦点距離を遠ざけて行き、2.0mm から 3.0mm の間は+0.5mm ずつ焦点距離を遠ざけた。それぞれの距離で画像を取得し画像をデジタル画像相関法にて

解析を行い、測定精度の検討を行った。



写真－3.2.1フロートガラス試験体

#### (2) 装置の取り外しの計測値への影響

実験では、装置を試験体に取り付け、スキャンニングによって画像を取得し、装置の取り外しを行った。この作業を3回繰り返し、その間、取り付け、取り外しにかかる時間を測定する。取得した画像については、デジタル画像相関法プログラムを用いて解析を行い装置の取り外しによる誤差を検証した。

#### (3) 主走査方向のひずみ計測精度の確認

実験では、 $370 \times 240 \times 460 \text{mm}$  の無筋コンクリート試験体を用いて試験体表面に貼付したひずみゲージの計測値と比較することによって行った。試験方法としては、圧縮試験機で試験体を一軸載荷し、表面ひずみを発生させ、軸方向ひずみをラインセンサスキャナとひずみゲージにより同時に計測した。

試験方法は、ひずみゲージ（ゲージ長  $30 \text{mm}$ ）を添付したコンクリート試験体にラインセンサスキャナを設置し、試験体に一定の荷重をかけ試験体中央鉛直方向のひずみゲージ値を  $0 \mu$  に設定し、ラインセンサスキャナにより画像を撮影する。その際の画像を初期画像とする。荷重を増加させ、ひずみゲージ値で  $100 \mu$  毎  $500 \mu$  まで載荷する。各ひずみ段階ごとにラインセンサスキャナで画像を3枚取得する荷重を除荷させ各ひずみ段階毎にラインセンサスキャナで画像を3枚撮影する。初期画像と取得した画像からデジタル画像相関法によりひずみを算出し、そのひずみ値とひずみゲージ値を比較する。ここで使用した試験体寸法とひずみゲージの配置状況を図－3.3.1 に示す。

#### (4) 副走査方向のひずみ計測精度の確認

副走査方向のひずみ計測精度の確認は、主走査方向のひずみ計測精度の確認方法と同様の手法で行った。試験法方法に関しは、割愛する。ここで使用した試験体寸法とひずみゲージの配置状況を図－3.2.1 に示す。

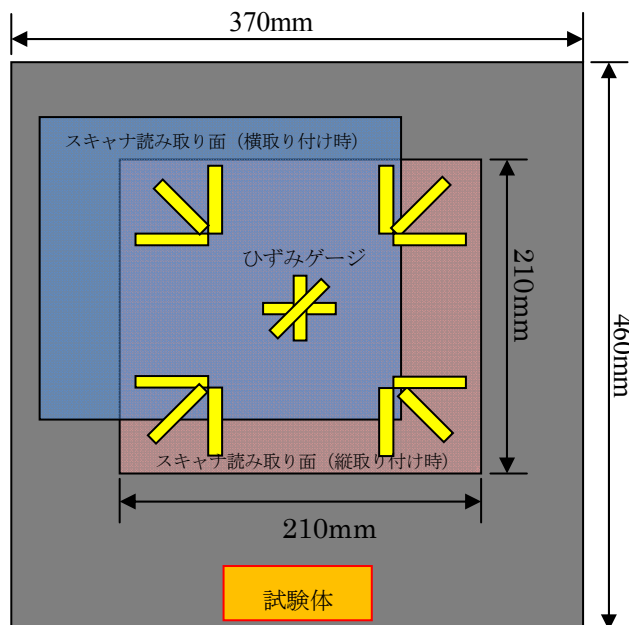


図-3.2.1 試験体寸法とゲージの配置状況  
(主走査方向用)

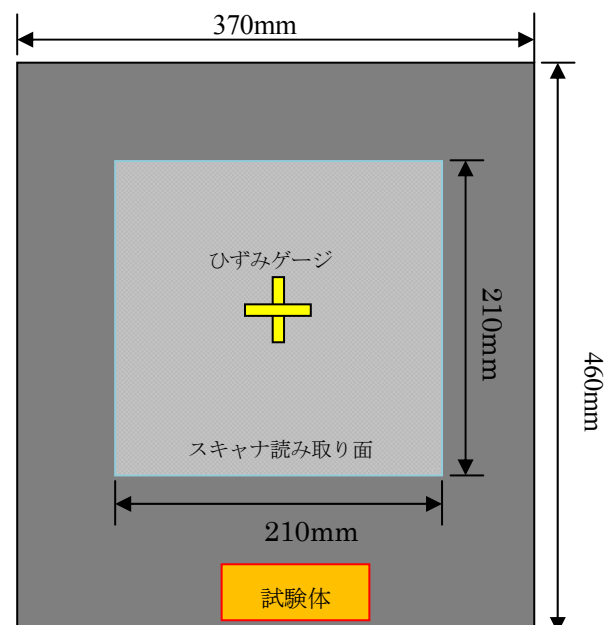


図-3.2.2 試験体寸法とゲージの配置状況  
(副走査方向用)

### 3. 2. 2 実験結果および考察

#### (1) 焦点距離の変化が計測誤差に及ぼす影響

焦点距離を 0.0mm から 3.0mm まで変化させて、デジタル画像相関法により算出した各焦点距離に対するひずみ値と標準偏差を図-3.2.3 および 3.2.4 に示し、焦点距離 0.0mm、1.0mm、1.2mm および 2.0mm のときのスキャニング画像の拡大図を写真-3.2.2 示す。図よりひずみや標準偏差に影響が少ないのは、焦点距離が 0.6mm~1.2mm であることが確認できる。また、写真よりから焦点距離が 1.2mm で撮影した画像が最も 明に認識できる。よって、これらからラインセンサスキャナによる焦点距離が 1.2mm の場合が最も計測誤差が少ないことが確認できた。

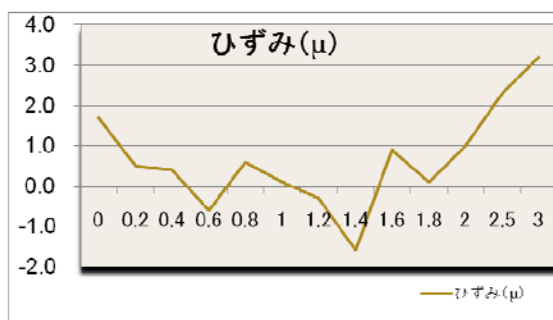


図-3.2.3 焦点距離とひずみ値の関係

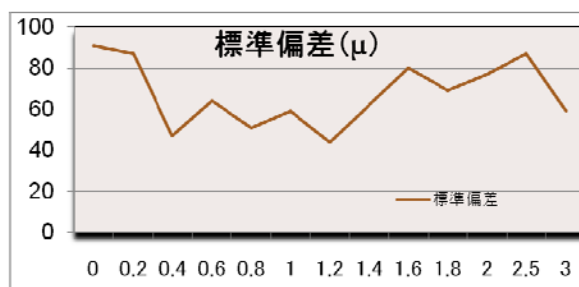


図-3.2.4 ひずみ値と標準偏差

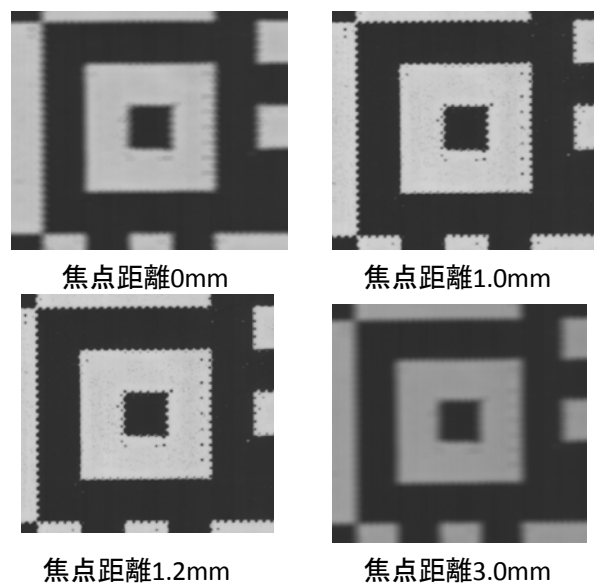


写真-3.2.2 スキャニング画像の拡大図

## (2) 装置の取り外しの計測値への影響

撮影順によるひずみ値の差分・標準偏差と移動画素絶対値平均(pixel)を表-3.2.1 および 3.2.2 にそれぞれ示す。表より大きな誤差が確認でき、取り外しにより画像の位置が移動しており、1回目と3回目が一番大きい誤差を生じている。画像移動量を画像処理により低減することができるが、今後取り付け方法の改善が必要だと思われる。

表-3.2.1 ひずみ解析結果

撮影順による 組み合わせ(差)	ひずみ ( $\mu$ )	標準偏差 ( $\mu$ )
1回目-2回目	-9.1	145
1回目-3回目	-26.0	190
2回目-3回目	-18.5	91

表-3.2.2 移動画素絶対値平均(pixel)

撮影順による 組み合わせ(差)	方向	方向
1回目-2回目	16.51	9.52
1回目-3回目	17.07	7.65
2回目-3回目	0.56	1.87

## (3) 主走査方向のひずみ計測精度の確認

ひずみゲージとラインセンサスキャナのひずみ値の関係を図-3.2.5 と表-3.2.3 に示す。図-3.2.5 から、ひずみゲージとラインセンサスキャナのひずみ値の相関係数が 0.99 と高い相関性を示した。

表-3.2.3 の誤差値は、ラインセンサスキャナにより求めたひずみ値とひずみゲージ値の差を表している。この誤差要因として考えられるのは、圧縮試験機の 作が難しく、スキャンニング中に一定の荷重に保つことができなかったことや、ひずみゲージの施工や粗骨材などの影響が考えられる。

誤差があったとはいえ、測定値はほぼ正確な値が出たといえる。コンクリート試験体に対して問題なく使用できるレベルだと思われる。

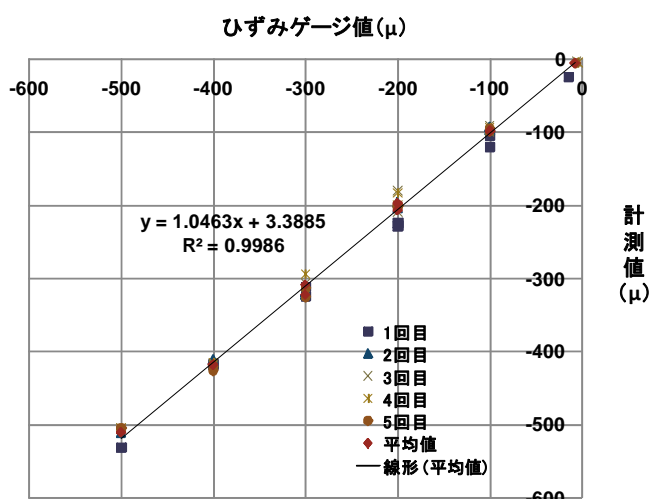


図-3.2.5 ラインセンサスキャナとひずみゲージ値の関係

表-3.2.3 ラインセンサスキャナとひずみゲージ値の関係

ゲージ値 ( $\mu$ )	スキャ ナ ( $\mu$ )	標準偏差 ( $\mu$ )	誤差 ( $\mu$ ) ( )内は(%)
-100	-99	8	1(1)
-200	-207	11	-7(-4)
-300	-323	14	-23(-8)
-400	-419	19	-19(-5)
-500	-511	23	-11(-2)
-400	-418	18	-18(-5)
-300	-309	16	-9(-3)
-200	-198	11	2(1)
-100	-99	9	1(1)
-8	-6	10	2(33)

#### (4) 副走査方向のひずみ計測精度の確認

ひずみゲージとラインセンサスキャナのひずみ値の関係を図-3.2.6 と表-3.2.4 に示す。主走査方向の計測精度程正確な測定値が出たとはいえ、今後さらなる装置の改善が必要となると思われる。

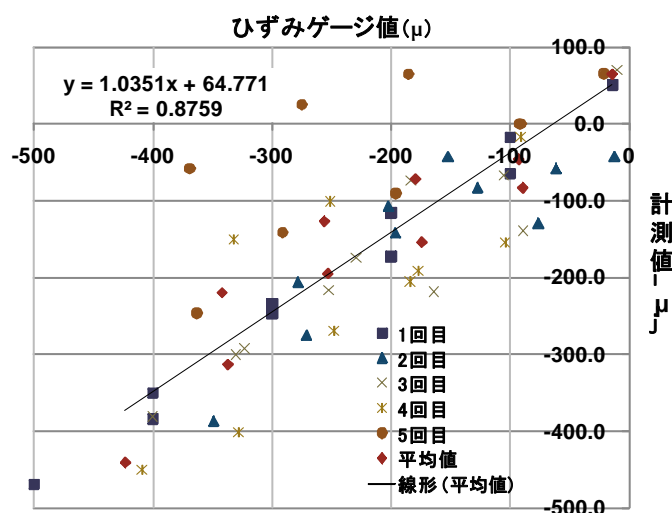


図-3.2.6 ラインセンサスキャナとひずみゲージ値の関係

表-3.2.4 ラインセンサスキャナとひずみゲージ値の関係

ゲージ値 ( $\mu$ )	計測値 ( $\mu$ )	標準偏差 ( $\mu$ )	誤差 ( $\mu$ ) ( )内(%)
-89	-83	22	6(7)
-174	-154	23	20(11)
-253	-195	26	58(23)
-342	-220	23	122(36)
-423	-441	29	-18(-4)
-337	-313	24	24(7)
-256	-127	27	129(50)
-179	-72	23	107(60)
-93	-46	18	47(51)
-14	64	23	78(557)

### 3. 3 テレセントリックレンズタイプ全視野ひずみ計測装置の開発

#### 3. 3. 1 概要

前節で述べたように、現在提案されている画像処理によって表面ひずみを計測する方法は、一般的なレンズを付けたデジタルカメラで撮映した複数のデジタル画像を基にひずみを算出する方法であり、照明等の環境条件の問題やレンズの収差の問題があり高精度なひずみ計測は実現できていない。本研究では、照明やレンズ収差の誤差要因を少なくするために、外部光を遮断する射光筒内にLED照明を内装し、諸収差が極めて小さいテレセントリックレンズを装着したデジタルカメラを用いてひずみを計測する装置を開発した。なお装置には、焦点距離を高精度に調節できるマイクロメータ、表面温度を測定するための赤外線放射温度計など計測精度を向上させるための器具も装着した。本装置をテレセントリックレンズタイプ全視野ひずみ計測装置と呼ぶこととし、実験ではひずみ計測精度について検討を行った。

#### 3. 3. 2 機器構成

装置の構成および各部品の機能を以下のとおりである。装置の機器構成図を図-3.3.1に示す。また、装置の外観を写真-3.3.1に示す。装置全体の仕様としては、全長が52cm、射光筒部分外径11cm、質量約4.0kgの装置である。

##### (1) W. D. 調節用マイクロメータ

テレセントリックレンズには焦点距離を合わせる機構がないため、W. D. (ワーキングディ



スタンス) 調節用マイクロメータで焦点距離 (ピント) を合わせる。また、このマイクロメータによって、デジタルカメラの CCD 面と被測定物の面を平行になるよう調整する。装置を取り外して計測する場合には、このずれ (両面の平行度のずれ) が計測誤差に大きく影響する。

## (2) 射光筒

ひずみ計測時に最も大きな誤差要因となる外部光 (ゆらぎ, 変動など) を 断する。

## (3) LED 照明, 照明用電源/コントローラ

LED 光源を用いることによって 光 のようなちらつきの問題がなくなる。また照度をコントローラで簡易に一定管理し (キャリブレーション)、LED の劣化や、被測定物の表面の劣化などによる計測誤差を低減する。

## (4) 拡散板

LED 照明の前に取り付け、照明光を散乱光にするためのものであり、これによって被測定物全面に均一な光が当たるようにする。

## (5) 赤外線放射温度計

被測定物の表面温度を測定し、熱ひずみ分を計算し、実ひずみを求める時に使用する。

## (6) テレセントリックレンズ

収差の少ないレンズであり、本装置では、両側テレセントリックレンズを用いた。

## (7) カメラ

本装置ではニコン社製の 600 万画素のデジタルカメラを使用した。

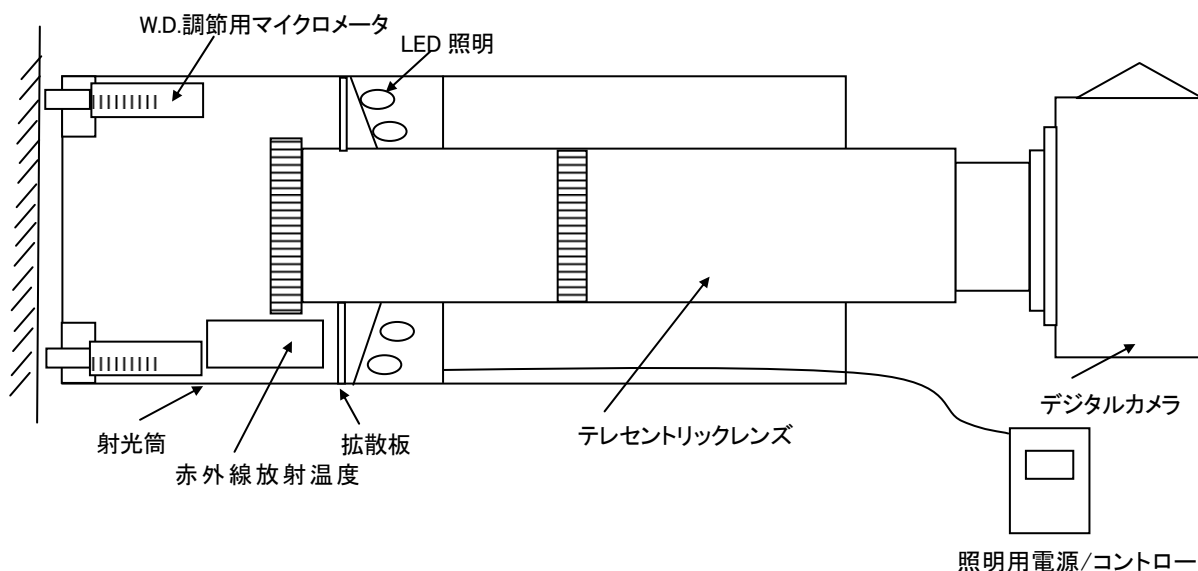


図-3.3.1 機器構成図



写真-3.3.1 装置の外観

### 3. 3. 3 解析プログラム

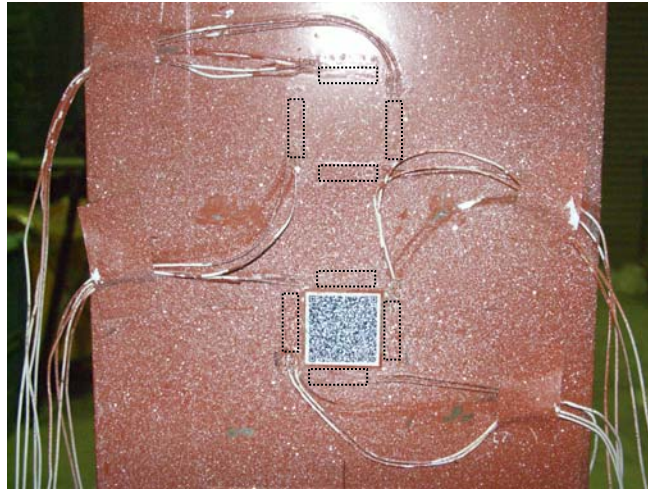
ひずみを計算する解析プログラムは、3. 1. 3 解析プログラムと同様であり、デジタル画像相関法プログラムを用いる。すなわち、撮影された画像を読み込み、標点を定め、変形後の画像との比較を行うことで、各標点の移動画素量を計測する。各点の移動画素量と座標は Codata のメモ帳に保存されるため、そのデータを用いて Excel のワークシートを用いてひずみを計算を行うものである。

## 3. 4 テレセントリックレンズタイプ全視野ひずみ計測装置の精度検証

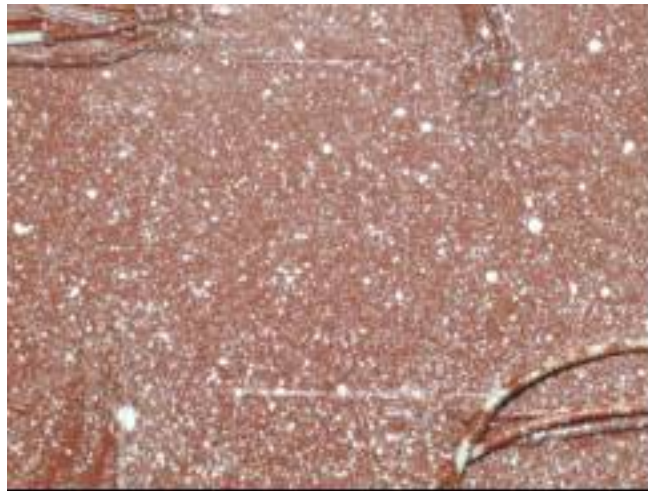
### 3. 4. 1 実験概要

本装置における主走査方向、副走査方向のひずみ計測精度の確認を行った。試験体は鋼材（H 鋼）であり、写真-3.4.1 に示すようにひずみゲージを鉛直、水平方向に 2 枚ずつ貼付し、ゲージに囲まれた内側を本装置で撮影した画像からひずみを計測し、ひずみゲージ値と比較する実験を行った。本装置による撮影対象は 2 種類であり、白の水玉模様をスプレーした個所（写真-3.4.2）と 2 次元コードをさび止め塗装上に貼付した個所（写真-3.4.3）である。なお、ゲージはさび止め塗装を剥がし、直接鋼材に貼付した。なお、2 次元コードには文字情報が書き込まれており、撮影画像から読み出すことができる。

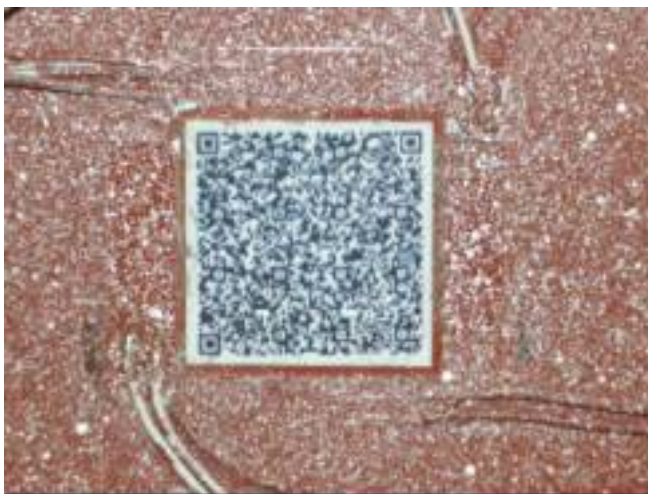
実験では、H 鋼を圧縮試験機により一軸載荷しひずみを発生させ、 $200\mu$  毎に  $1000\mu$  までひずみを計測した。



写真－3. 4. 1 試験体の外観



写真－3. 4. 2 水玉模様のスプレーの状況



写真－3. 4. 3 2次元コードの添付状況

### 3. 4. 2 実験結果および考察

本装置による水玉模様部分および2次元コード部分の載荷軸方向ひずみの計測値をそれぞれ表-3.4.1 および表-3.4.2 に示す。水玉模様部分の計測結果において、ひずみゲージ値を基準とした本装置によるひずみ計測値の誤差は3~7%の範囲にあり、高い精度で計測できていることが分かる。また、2次元コード部分の計測結果の誤差は、12~16%と水玉模様部分と比較してやや大きくなっている。これは、2次元コード部分を撮影した画像の精 さがやや悪くその影響によって誤差が大きく生じたものと考えられる。

表-3.4.1 水玉模様部分のひずみ計測結果

載荷軸方向ひずみ(平均値)			差	誤差(%)
200 $\mu$	ゲージ値	200		
	計測値	205	5	3
400 $\mu$	ゲージ値	398		
	計測値	417	19	5
600 $\mu$	ゲージ値	602		
	計測値	645	43	7
800 $\mu$	ゲージ値	803		
	計測値	829	26	3
1000 $\mu$	ゲージ値	999		
	計測値	1047	48	5

表-3.4.2 2次元コード部分のひずみ計測結果

載荷軸方向ひずみ(平均値)			差	誤差(%)
200 $\mu$	ゲージ値	-209		
	計測値	-242	-33	16
400 $\mu$	ゲージ値	-414		
	計測値	-465	-51	12
600 $\mu$	ゲージ値	-603		
	計測値	-695	-92	15
800 $\mu$	ゲージ値	-802		
	計測値	-924	-122	15
1000 $\mu$	ゲージ値	-1009		
	計測値	-1143	-134	13

本装置による水玉模様部分および2次元コード部分のポアソン方向ひずみの計測値をそれぞれ表-3.4.3 および表-3.4.4 に示す。水玉模様部分および2次元コード部分の計測結果において、ひずみゲージ値を基準とした本装置によるひずみ計測値の誤差は-18~19%の範囲にありやや誤差は大きくなっているが、誤差の大きいものはひずみレベルの低いものである。ひずみゲージ値と本装置によるひずみ計測値の偏差としては、20  $\mu$  程度であり、高い精度で計測できているといえる。

表-3.4.3 水玉模様部分のひずみ計測結果

ポアソン方向ひずみ(平均)			差	誤差(%)
60 $\mu$	ゲージ値	61		
	計測値	69	8	13
120 $\mu$	ゲージ値	121		
	計測値	99	-22	-18
180 $\mu$	ゲージ値	179		
	計測値	165	-14	-8
240 $\mu$	ゲージ値	235		
	計測値	229	-6	-3
300 $\mu$	ゲージ値	297		
	計測値	309	12	4

表-3.4.4 2次元コード部分のひずみ計測結果

ポアソン方向ひずみ(平均)			差	誤差(%)
60 $\mu$	ゲージ値	52		
	計測値	62	10	19
120 $\mu$	ゲージ値	110		
	計測値	118	8	7
180 $\mu$	ゲージ値	178		
	計測値	160	-18	-10
240 $\mu$	ゲージ値	245		
	計測値	222	-23	-9
300 $\mu$	ゲージ値	293		
	計測値	280	-13	-4

載荷軸方向ひずみにおける本装置による水玉模様部分および2次元コード部分の計測値とひずみゲージ値との関係を図-3.4.1に示す。また、ポアソン方向ひずみにおける本装置による水玉模様部分および2次元コード部分の計測値とひずみゲージ値との関係を図-3.4.2に示す。載荷軸方向ひずみにおいて、水玉模様部分（スプレーと表示）のひずみ計測結果の回帰式は、傾きがほぼ1であり、相関係数が0.999と高い相関性を示した。ポアソン方向ひずみに関しても水玉模様部分は良い相関が見られ、実用上問題の無い精度と言える。

一般的に、これまでに提案されているデジタルカメラを用いたデジタル画像相関法によるひずみ計測では、分解能は $200\mu$ 以上と言われており、誤差にすると50～100%程度はあるとされている。すなわち、本装置は、従来の方法と比較して計測精度がかなり高いと言える。

以上のことより、本装置は実際の計測現場で適用できる可能性が高く、装置の可 性、 作性からも実用性は十分にある。

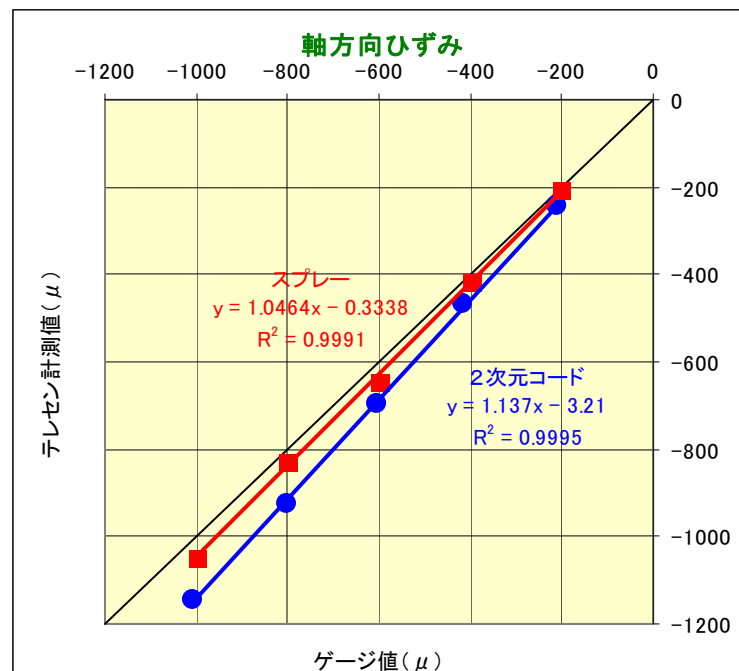
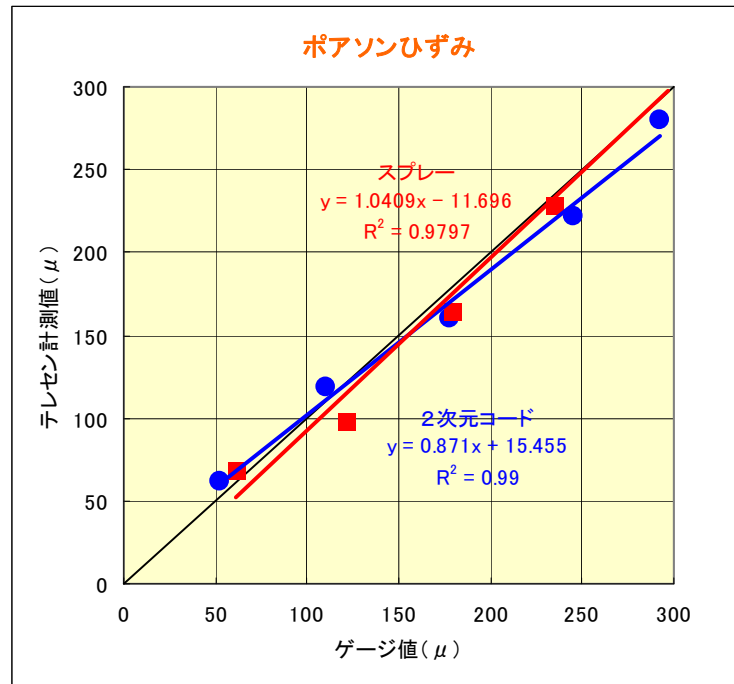


図-3.4.1 本装置によるひずみ計測値とひずみゲージ計測値の関係  
(載荷軸方向ひずみ)





図ー3.4.2 本装置によるひずみ計測値とひずみゲージ計測値の関係  
(ポアソン方向ひずみ)

(伊藤 幸広、出水 享)



#### 4. ラインセンサタイプ全視野ひずみ計測装置を用いた PC 桁の載荷試験

##### 4. 1 概要

前章で述べた 2 種類の全視野ひずみ計測装置の内、ラインセンサタイプ全視野ひずみ計測装置(以下スキャナ装置と略す)について、実構造物への適用性を検討するためにプレテンション方式 PC 桁を用いて載荷試験を行い、桁の表面ひずみをスキャナ装置で計測を行った。実験においては、PC 桁を 2 本 (No.1 桁、No.2 桁) 製作した。No.1 桁は、スキャナ装置と桁に貼付したひずみゲージにより得られたひずみ計測値および設計により求めた計算値と比較した。計測結果よりスキャナ装置の主走査方向の計測精度の検証と各荷重時におけるコンクリート表面のひずみコンター図を作成した。No.2 桁は、No.1 桁と同様の試験を行うが、載荷試験時におけるスキャナ装置の主走査方向および副走査方向の計測精度の検証と各荷重時におけるコンクリート表面のひずみコンター図を求めた。

計測に使用したスキャナ装置の外観を写真-4.1.1 および 4.1.2 に示す。装置の撮影範囲は最大 210mm×210mm であり、解像度 1200dpi で 9921pixel×9921pixel の画像が取得できる。スキャナ本体は 387mm×262mm×90mm、スキャナ固定部の外周は 374mm×374mm である。装置の総重量は約 8000g である。副走査方向の送り精度向上のために駆動装置を剛性の高いフレームに固定し、ラインセンサを 2 本のリニアガイドレールを可動できるようにし、これを精密ボールとネジにステッピングモーターによって精度よく送る機構となっている。なお、副走査方向の移動距離の制御には、0.1 $\mu$ m の分解能のリニアエンコーダを用いている。また、マイクロメーターを本体の外側に、焦点調節ネジとデジタルノギスを配置することで、より正確かつ安易に焦点を合わせることができる。センサ温度の他に計測対象の表面温度も容易に計測できるようにした。さらに、装置を対象物へ容易にかつ頑丈に固定できるような治具を取り付けた。

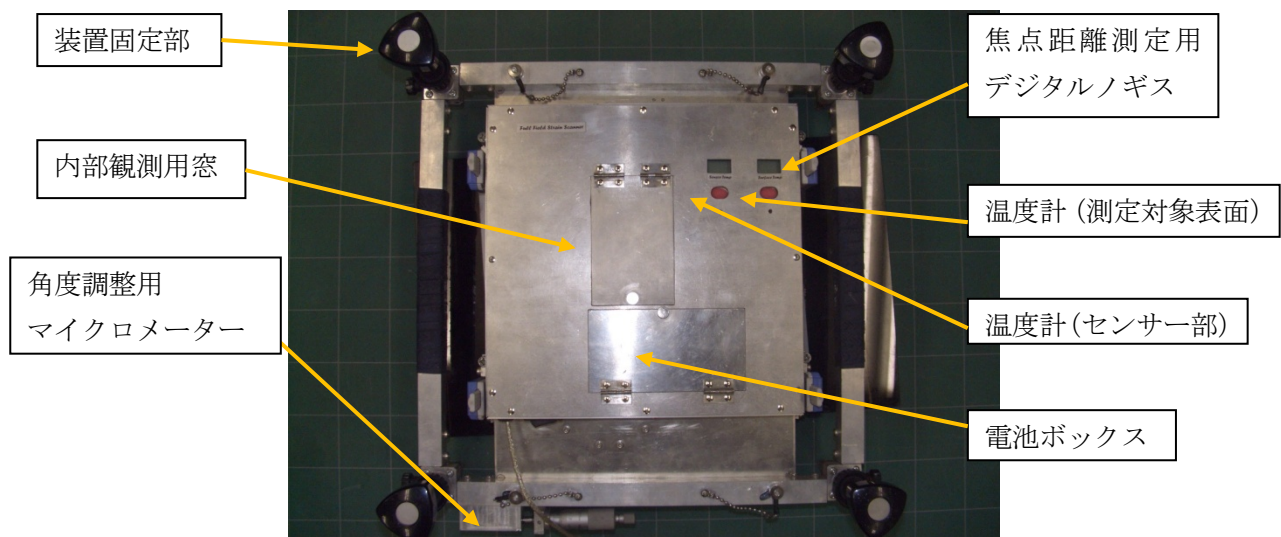
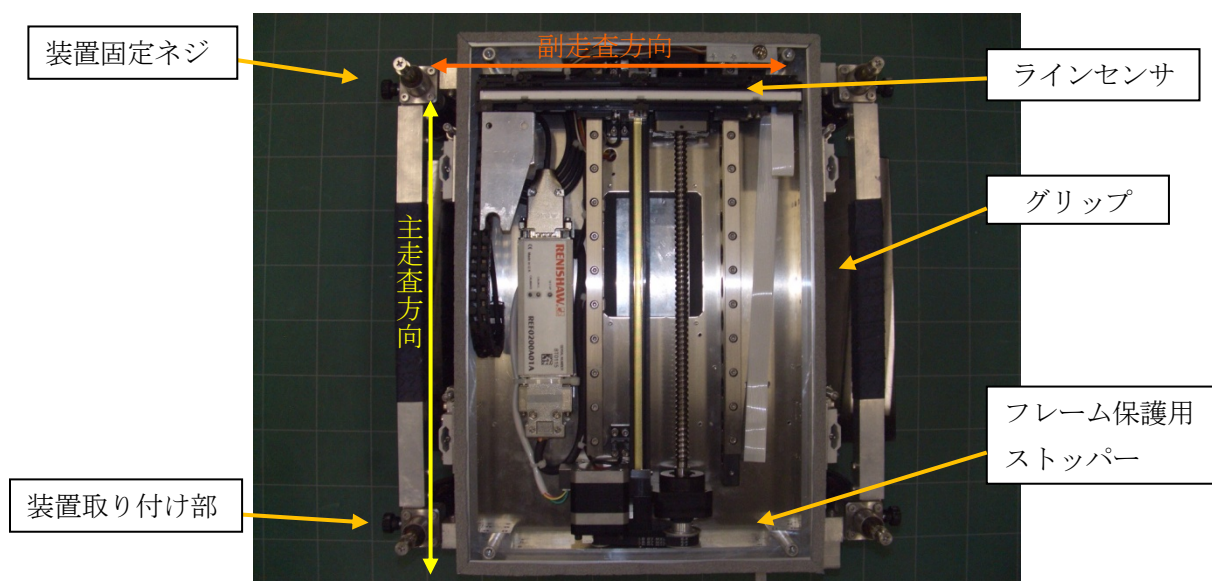


写真-4.1.1 装置外観（裏面）



写真－4.2.2 装置外観（表面）

## 4. 2 実験方法

### 4. 2. 1 No.1 桁

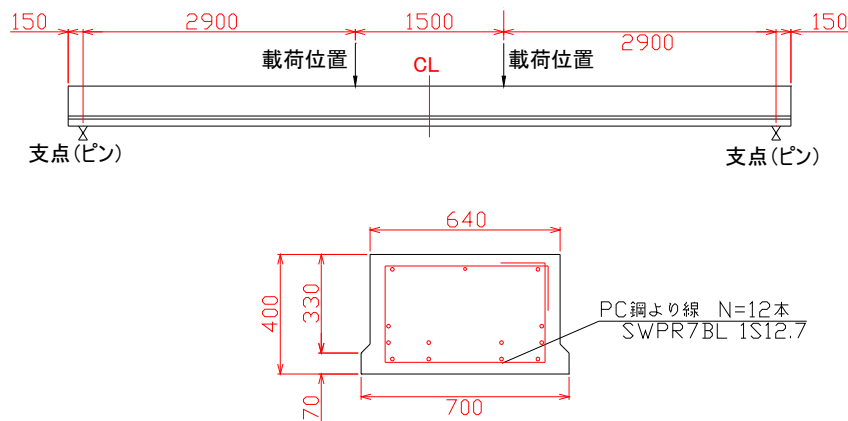
実験に使用した試験体はプレテンション方式 PC 桁であり、緊張材として  $\phi 12.7\text{mm}$  の PC 鋼より線を 12 本配置したものである。載荷試験では、荷重を支間中央から左右 750mm の位置で静的に載荷し、2 点単調載荷方式とした。載荷荷重は、最大 280kN まで 40kN 毎に 7 段階に荷重を増加させた。ひずみ計測は、各荷重毎にコンクリート表面に生じるひずみをスキャナ装置とひずみゲージにより計測を行った。PC 桁の外観を写真－4.2.1 に、桁の形状を図－4.2.1 にそれぞれ示す。

計測手順は、以下のとおりである。

- ①測定箇所の表面処理を施す。
- ②スキャナ装置の設置箇所を決め、エポキシ接着剤により固定器具を接着する。
- ③予備載荷後の 0kN を初期画像とし表面画像を撮影する。
- ④0kN から 40kN 刻みで 280kN まで荷重を変化させる。
- ⑤初期画像を元にしてデジタル画像相関法を用いて解析を行い、ひずみ値を算出する。
- ⑥デジタル画像相関法によって得られたひずみ値をコンター図として表す。



写真－4.2.1 PC 桁の外観



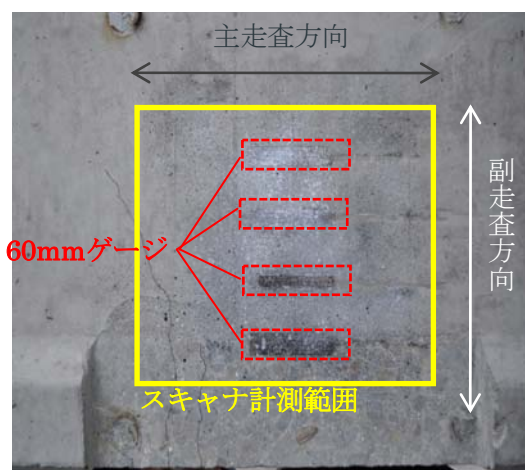
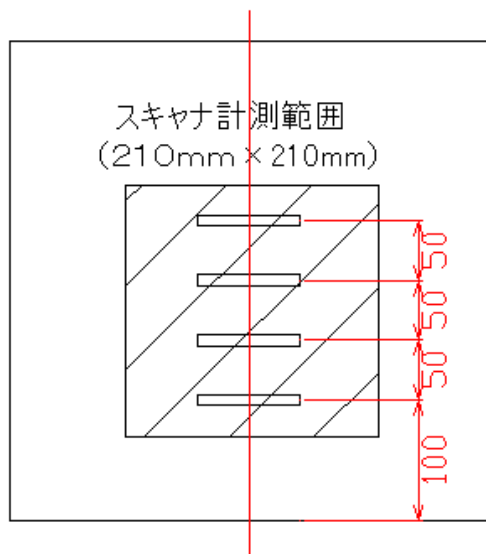
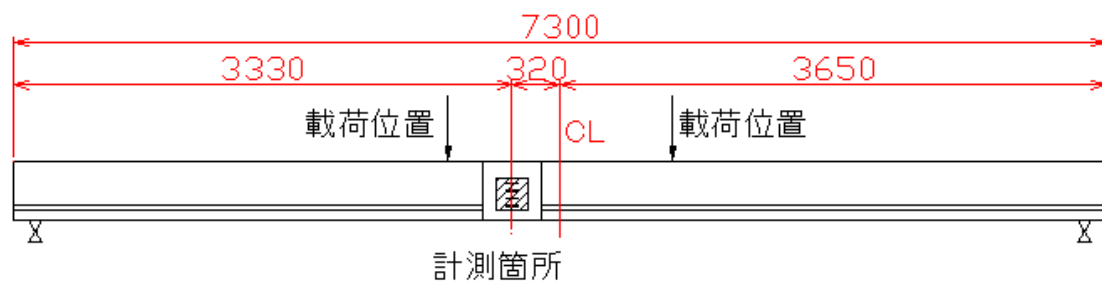
図－4. 2. 1 PC 桁の形状

スキャナ装置とひずみゲージの計測位置は、荷重点間の等モーメント区間内の桁側面と下面の 2 か所とした。側面では、下フランジのハンチ部の影響でスキャナ装置を設置することができないため、ハンチ部をウェブ面と同じ高さになるように電動ピックでハツリ、グラインダー処理を施した。下面は、問題なく何も処理を施すことなくスキャナ装置を設置できた。

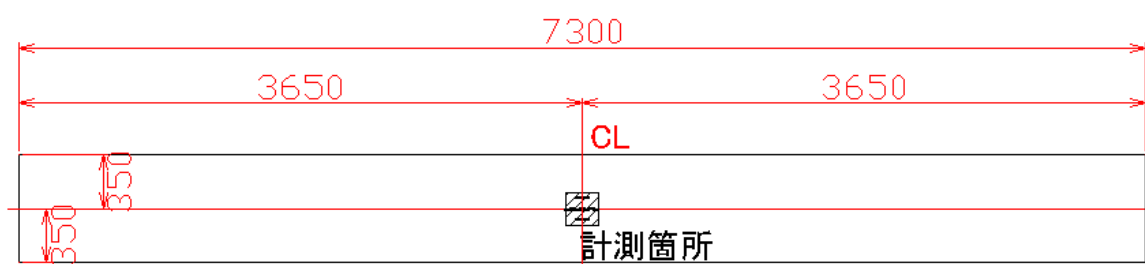
桁側面および下面のひずみゲージの貼付位置は、それぞれ図－4.2.1 および図－4.2.2 に示すとおりである。スキャナ装置による画像撮影のための表面処理方法としては、ひずみゲージを貼付した後、ゲージ上からカラースプレーを用いて不規則な斑な模様を施した。なお下地処理として、コンクリート面への塗装の着色を効果的にするために、シーラーを下地材として塗装した。その後、灰色塗装をスキャニング範囲全体に塗布した。最後にデジタル画像相関法を用いた解析に適した不規則な斑な模様になるよう、白色塗料と黒色塗料を部分的に塗装した。表面処理の塗装色に灰色と白、黒を選定したのは、スキャナで試験体を撮影する際、撮影条件としてグレースケールを採用しているため、この色を表面処理材として採用した。使用した塗料ならびに塗装手順を以下に示す。

- ① 下地処理：カンペハピオ社製、 性シーラー（透明）
- ② 灰色塗料：カンペハピオ社製、シリコンラッカーズプレー（ 性）、つや消し透明
- ③ 白色塗料：カンペハピオ社製、シリコンラッカーズプレー（ 性）、つや消し透明
- ④ 黒色塗料：カンペハピオ社製、ラッカーズプレー、つや消し

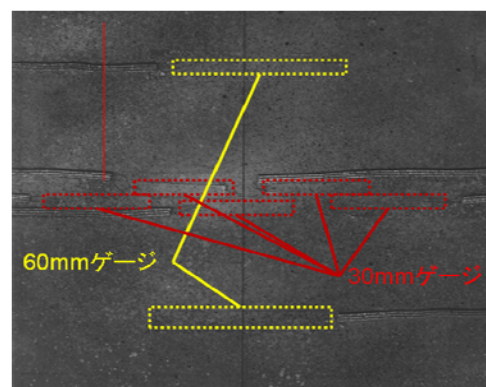
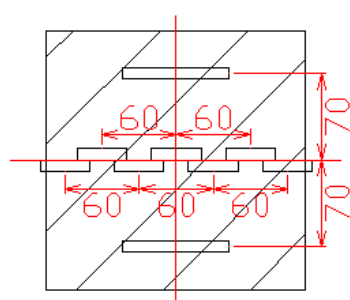




図－4. 2. 2 桁側面計測位置



スキャナ計測範囲  
(210mm × 210mm)



図－4. 2. 3 桁下面計測位置



(a) 桁側面



(b) 桁下面

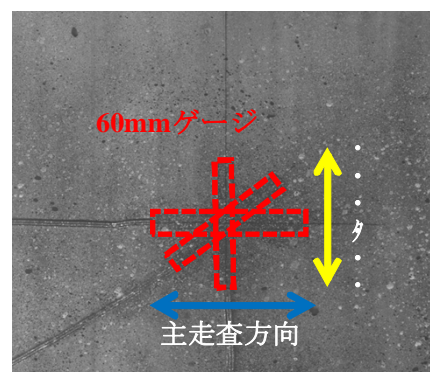
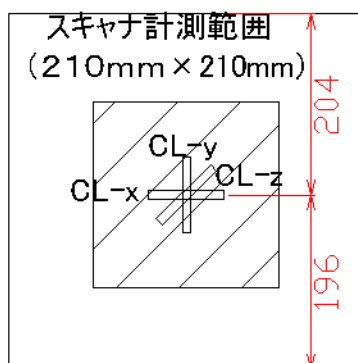
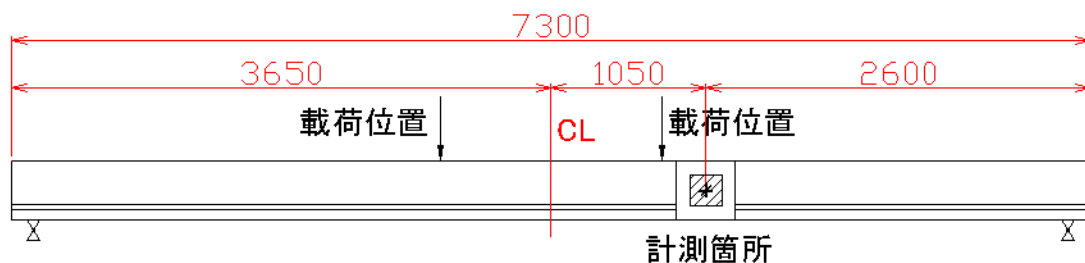
写真－4.2.2 スキャナ装置設置状況

#### 4. 2. 2 No.2 桁

No.2 桁では No.1 と同様の PC 桁を用い、応力解放法試験（5 章参照）後に、載荷試験を実施した。載荷試験方法、計測手順は、No.1 桁と同様である。

スキャナ装置とひずみゲージの計測位置は、載荷点間の等モーメント区間より外側で桁側面とした。No.1 と同様、スキャナ装置設置のためにハンチ部をウェブ面と同じ高さになるように電動ピックではつり、グラインダー処理を施した。

図－4.2.4 に示すように、桁側面にひずみゲージを貼付した。ひずみゲージを取り付けた上からカラスプレーを用いてコンクリート試験体に表面処理を施した。塗装手順は、No.1 桁と同様である。



図－4.2.4 側面計測位置



写真－4.2.3 スキャナ装置設置状況

#### 4. 3 実験結果

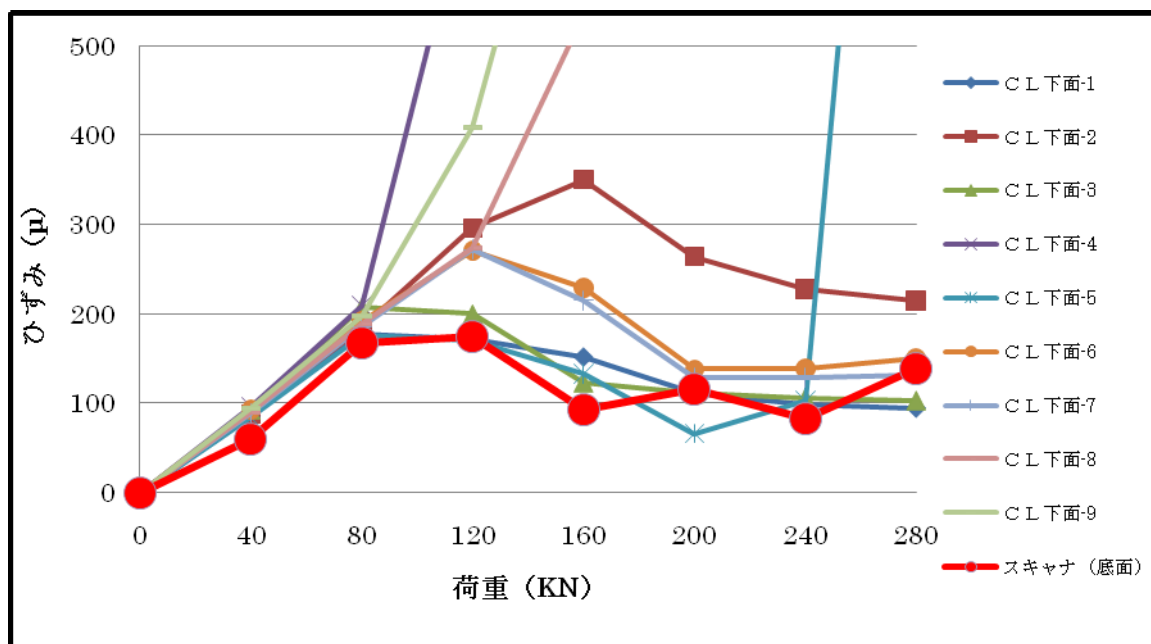
##### 4. 3. 1 No.1 桁下面

###### (1) スキャナ装置の計測値とひずみゲージ値の比較

スキャナ装置による下面の計測値とひずみゲージの計測値の比較を表－4.3.1 および図－4.3.1 に示す。図からひずみゲージの計測値が急増している箇所があるが、これはひずみゲージが貼付している位置またはその近傍にひび割れが発生したことによると考えられる。これらの値を除くと、本装置での計測結果とひずみゲージによる計測結果はほぼ一致していると言える。

表－4.3.1 スキャナ計測値とひずみゲージ値との比較

荷 重 ( N )	スキャナ 計 測 値 ( $\mu$ )	ひずみゲージ値 ( $\mu$ )								
		C 下面-1	C 下面-2	C 下面-3	C 下面-4	C 下面-5	CL 下面-6	C 下面-7	C 下面-8	C 下面-9
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
40	60	86	88	93	96	84	93	89	90	94
80	167	177	184	207	209	176	192	186	189	198
120	175	171	296	200	694	170	271	272	273	408
160	93	151	350	123	1692	133	229	215	535	860
200	116	112	264	111	5770	66	138	129	2531	2890
240	82	98	228	106	13355	103	139	129	—	—
280	138	94	215	103	—	1443	150	131	—	—

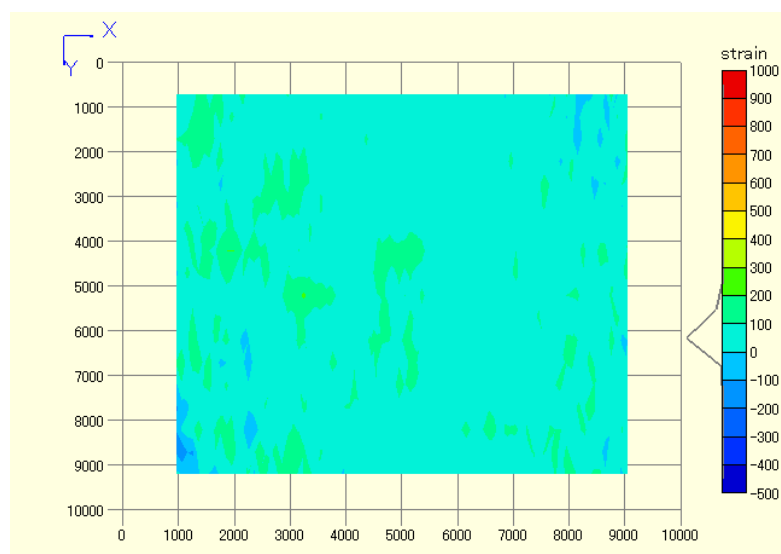


図－4. 3. 1 スキャナ計測値とひずみゲージ値との比較

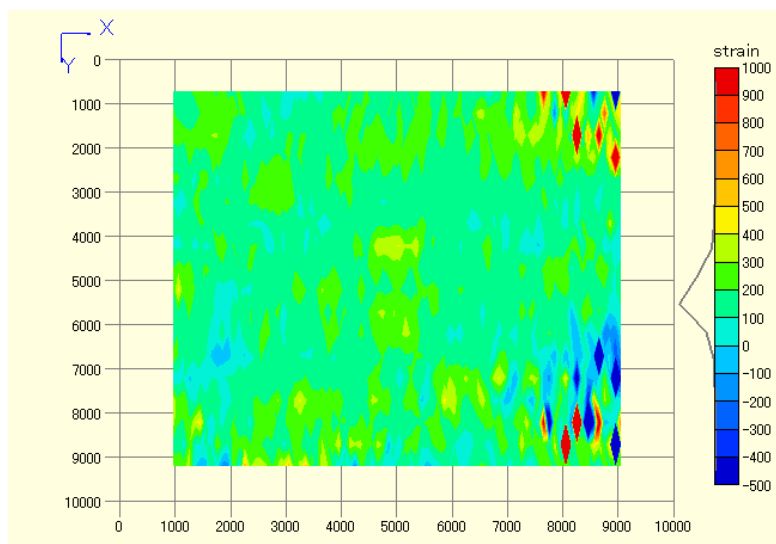
## (2) ひずみコンター図

スキャナ装置で計測した 方向 (桁軸方向) のひずみコンター図を図－4.3.2～図－4.3.8 に示す。なお、図－4.3.6～図－4.3.8 には、ひずみコンター図の上に実際に発生したひび割れをトレースした。図内の X-Y 軸は、撮影した範囲の座標を表す。ひずみコンター図の 色 (+) は、引張ひずみを表し、寒色 (－) は、圧縮ひずみを表す。

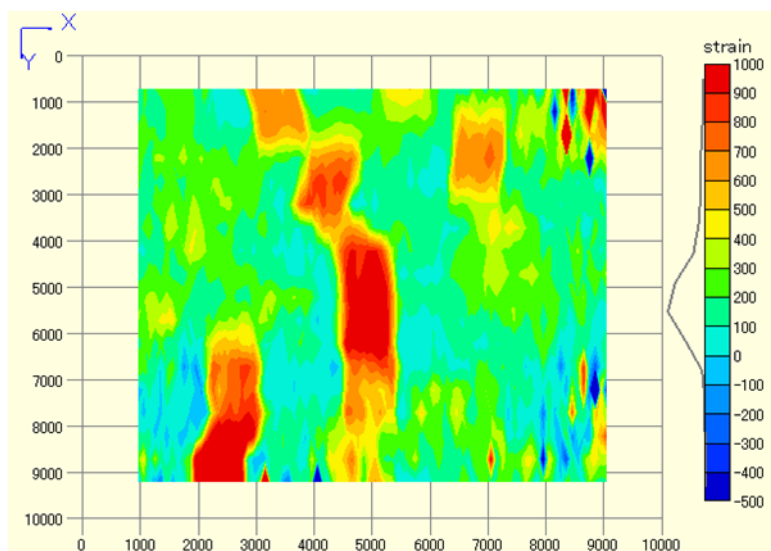
図から荷重が増加するにつれてひずみが集中していくことが確認でき、さらにそのひずみ集中部にひび割れが発生していることが確認できた。スキャナ装置で取得したひずみコンター図と実際のひび割れの位置が一致したことにより、本装置でひび割れが発生する位置が予測できることが分かる。



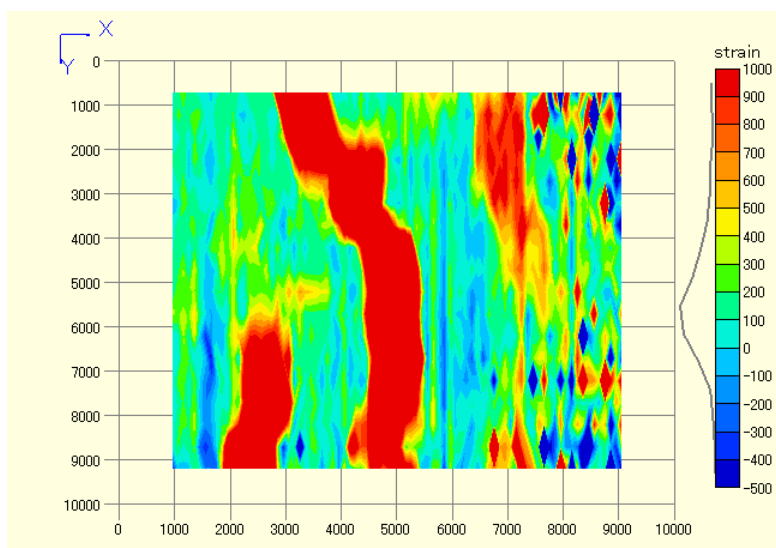
図－4. 3. 2 40kN



图—4. 3. 3 80kN

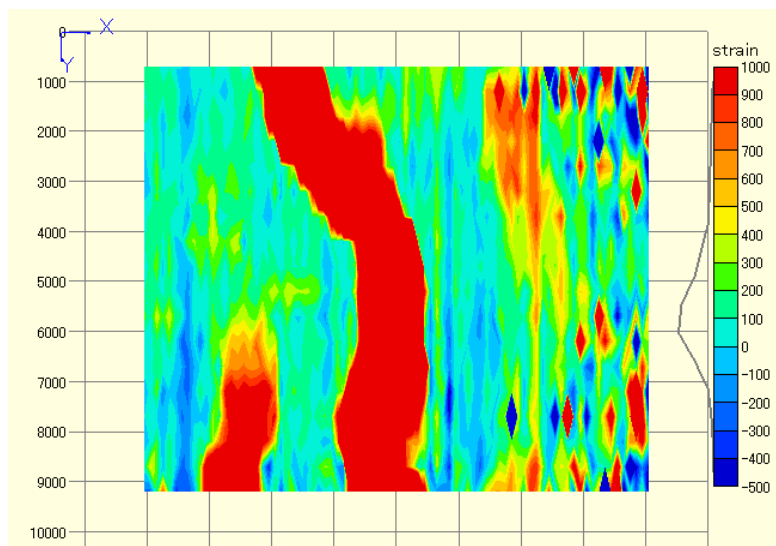


图—4. 3. 4 120kN

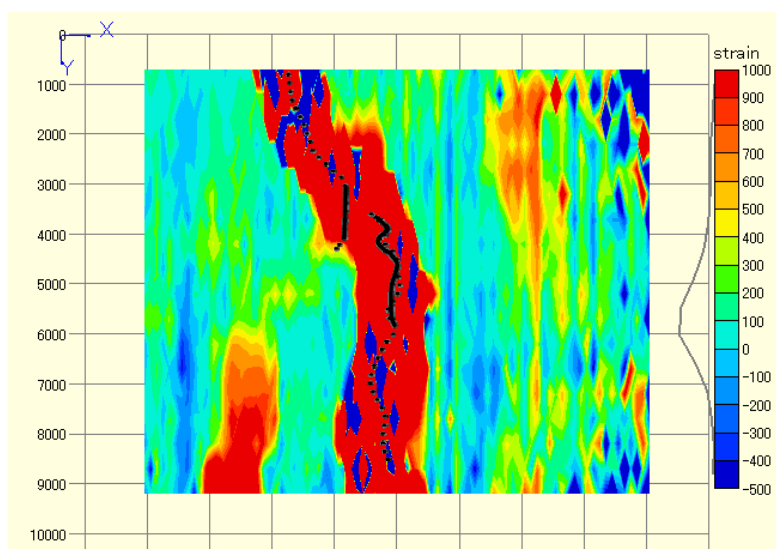


图—4. 3. 5 160kN

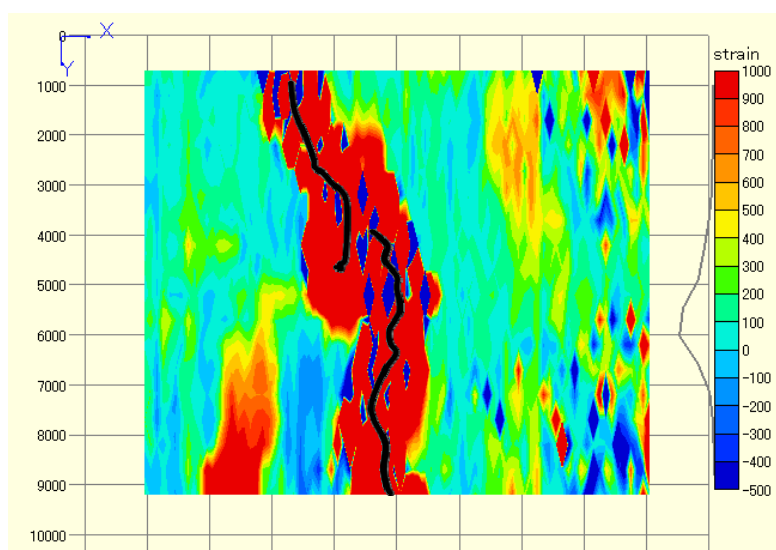




图—4. 3. 6 200kN



图—4. 3. 7 240kN



图—4. 3. 8 280kN

#### 4. 3. 2 No.1 桁側面

##### (1) スキャナ装置の計測値とひずみゲージ値の比較

桁側面におけるスキャナ装置の計測値、ひずみゲージ値および平面保持の仮定から求めた計算値をプロットしたグラフを図-4.3.9～図-4.3.15に示す。160kN以降、スキャナ装置による計測値、ひずみゲージ値および計算値の乖離が大きくなったが、これは、荷重が160kNの時にひび割れが発生したことによるためと考えられる。

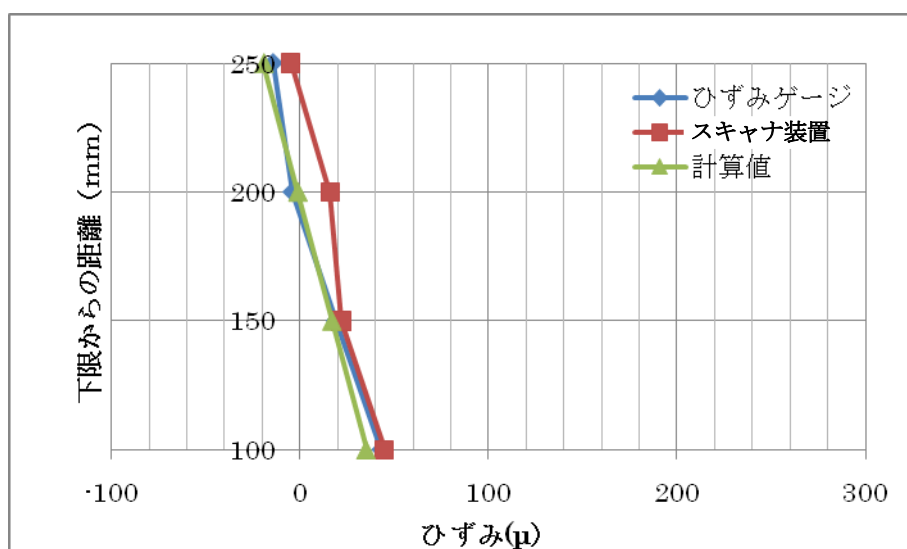


図-4.3.9 40kN

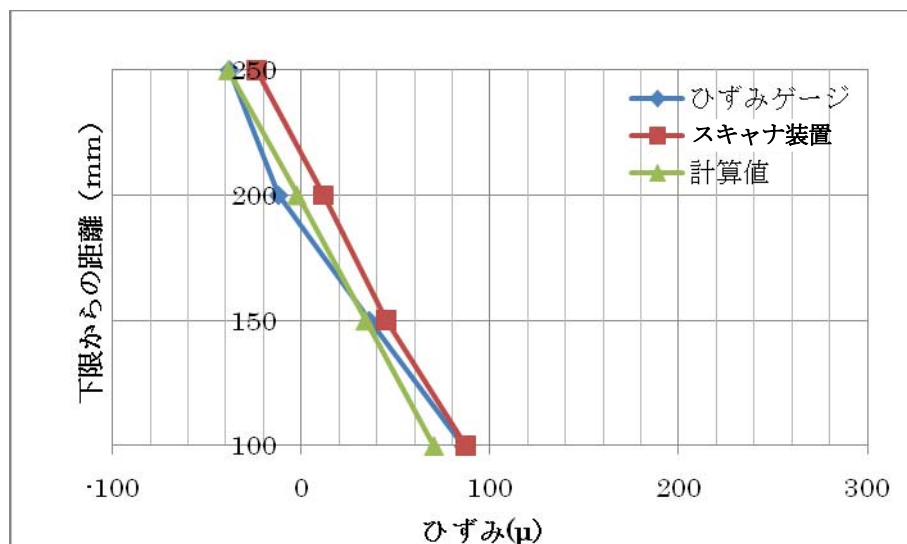


図-4.3.10 80kN

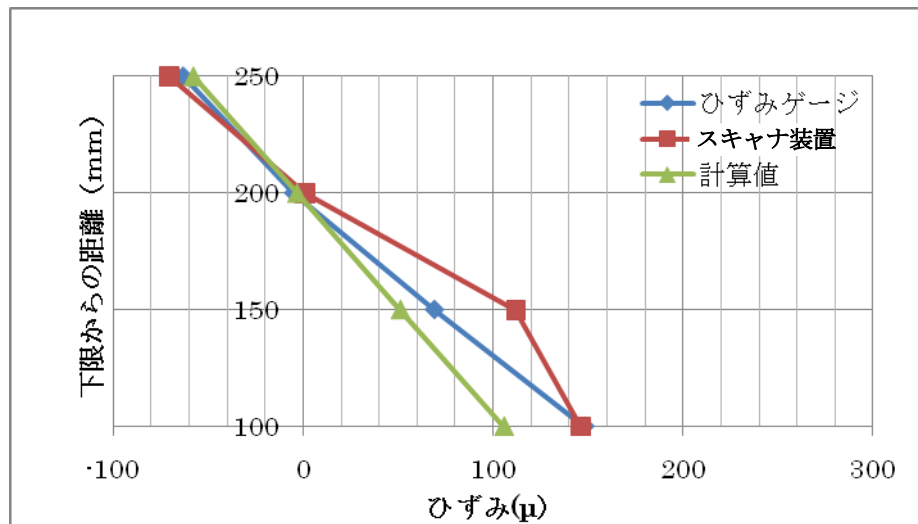


図-4.3.11 120kN

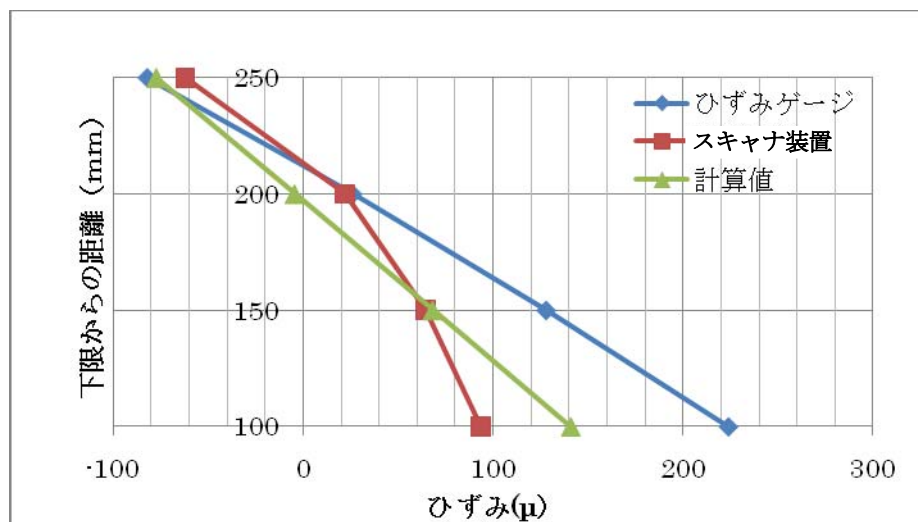


図-4.3.12 160kN

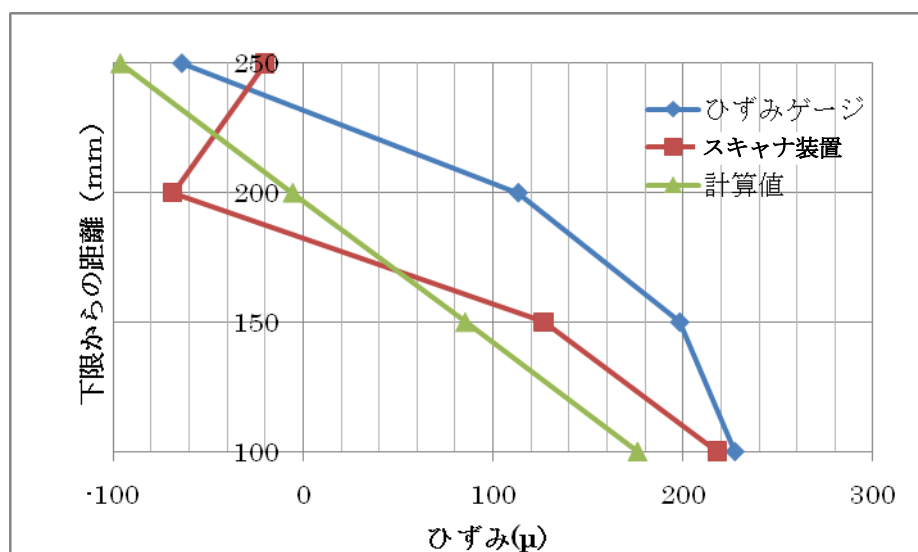


図-4.3.13 200kN

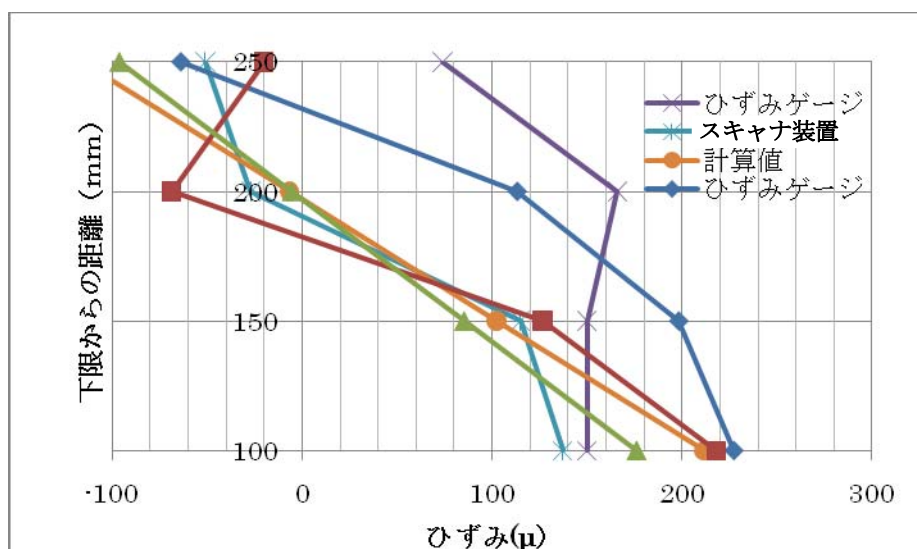


図-4.3.14 240kN

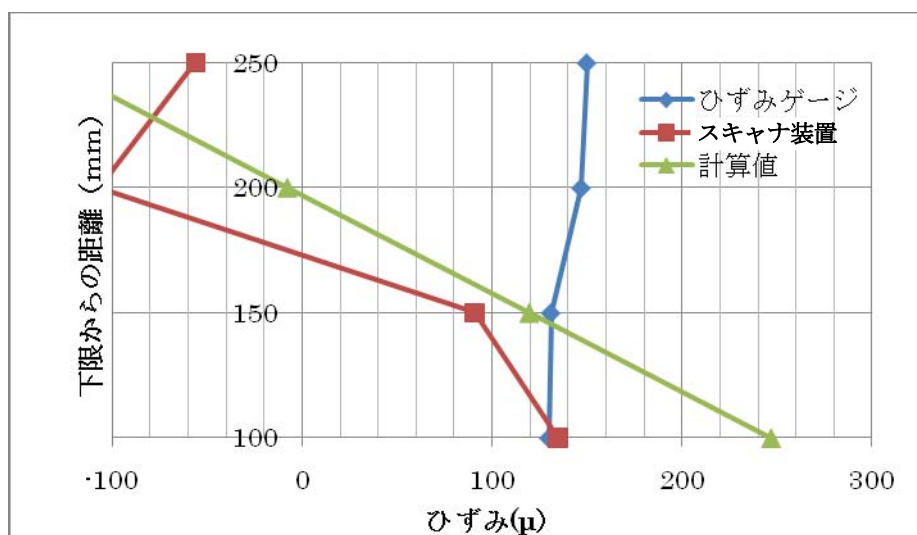


図-4.3.15 280kN

#### 4. 3. 3 No.2 桁

##### (1) スキャナ装置計測値とひずみゲージ値の比較

スキャナ装置による桁側面の計測値とひずみゲージの計測値の比較を図-4.3.16～図-4.3.18 および表-4.3.2 に示す。スキャナ装置によるひずみ値が 280kN で大きく低下しているが、これは桁に大きなひび割れが発生したため荷重を除荷したことによる。この値を除くと本装置での計測結果とひずみゲージによる計測結果はほぼ一致しているといえる。また表より、副走査方向 (CL-y) の計測精度も非常に高いことがわかる。

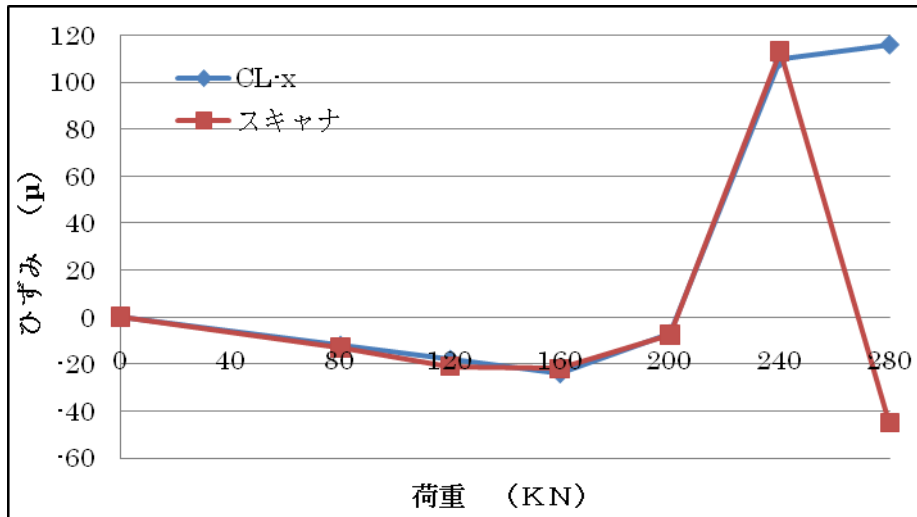


図-4.3.16 スキャナ計測値とひずみゲージ値（x方向）の比較

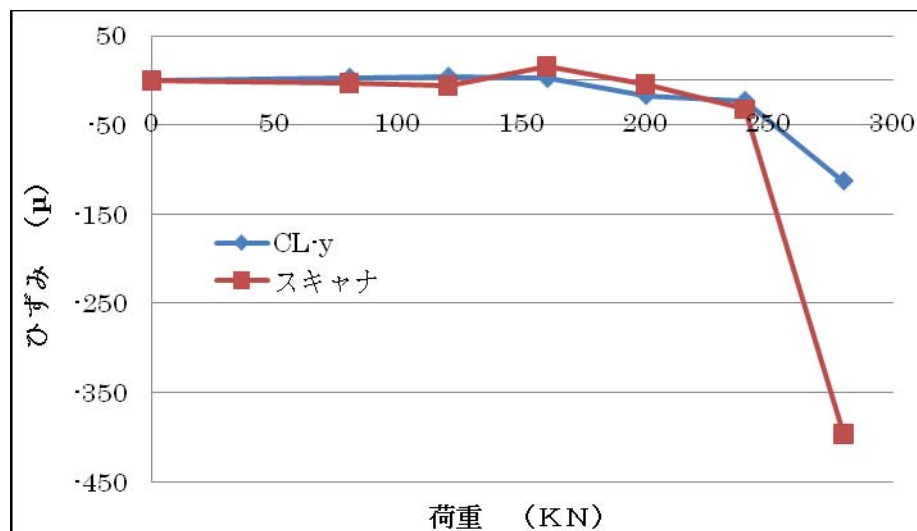


図-4.3.17 スキャナ計測値とひずみゲージ値（y方向）の比較

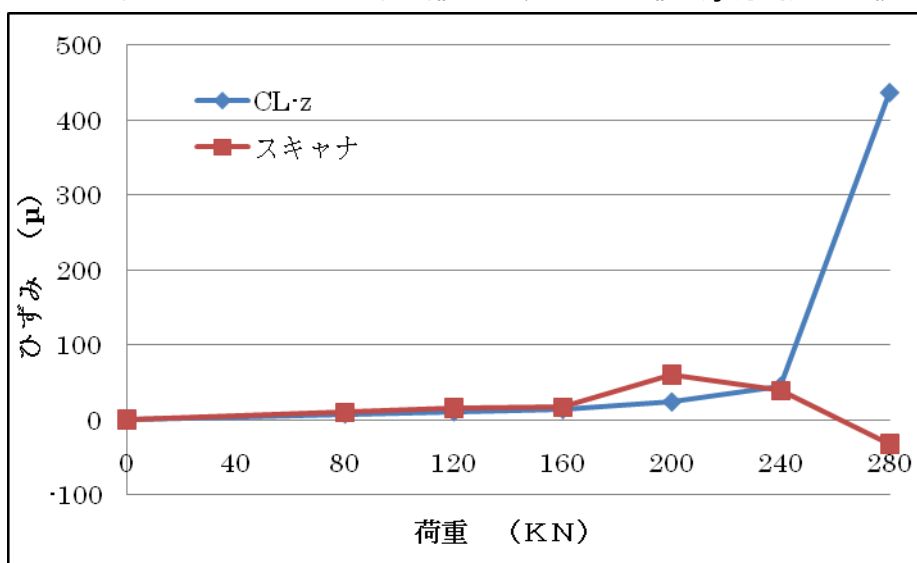


図-4.3.18 スキャナ計測値とひずみゲージ値（z方向）の比較

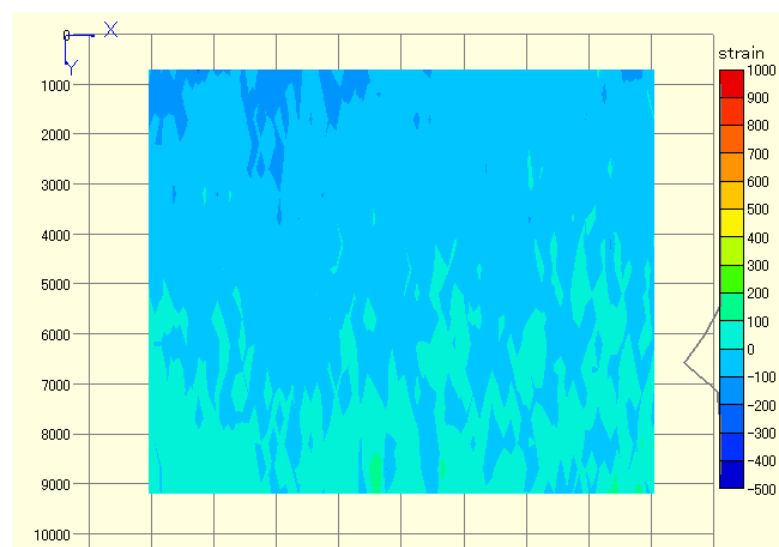


表-4.3.2 スキャナ装置計測値とひずみゲージ値の比較

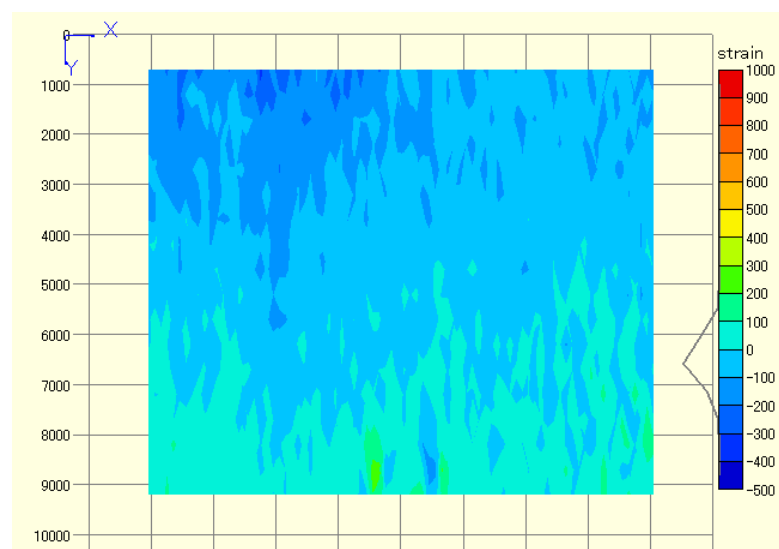
測定位置	荷重 (kN)	ひずみ ( $\mu$ )		誤差 (%)	平均誤差 (%)
		ゲージ	スキャナ		
CL-x	80	-12	-13	1	2
	120	-18	-21	3	
	160	-24	-22	2	
	200	-7	-7.6	0.6	
	240	110	113	3	
	280	116	-45	-	
CL-y	80	3	-3	6	10.5
	120	4	-6	10	
	160	2	16	14	
	200	-17	-4.2	12.8	
	240	-23	-32.5	9.5	
	280	-113	-397	-	
CL-z	80	8	10	2	10.4
	120	11	16	5	
	160	14	17	3	
	200	24	60	36	
	240	45	39	6	
	280	437	-32	-	

## (2) ひずみコンター図

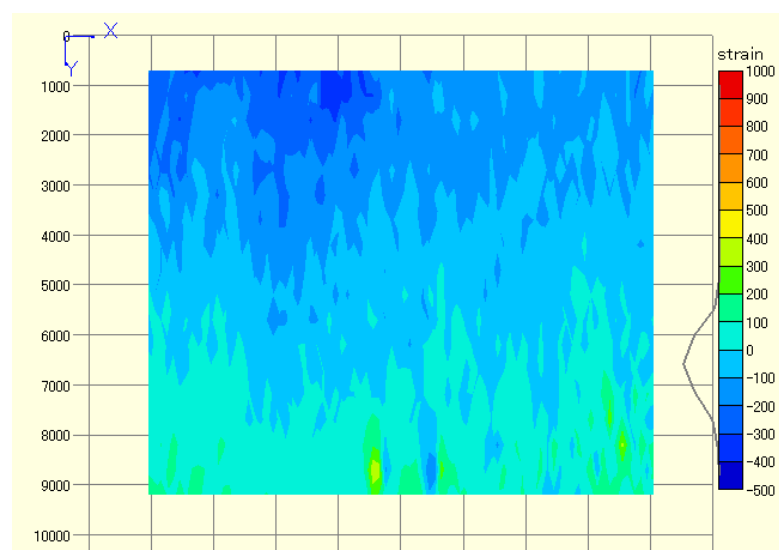
スキャナ装置で計測した桁側面の水平方向（x 方向）のひずみをコンター図に表したものを図-4.3.19～図-4.3.24 に示す。画像内の X-Y 軸は、撮影した範囲の座標を表す。ひずみコンター図の色（+）は、引張ひずみを表し、寒色（-）は、圧縮ひずみを表す。載荷初期から、桁側面の上部から下部にかけてひずみが圧縮から引張に変化していることが分かる。荷重が増加するにつれて上部の圧縮ひずみは増加する傾向が見られる。下部において、200kN 載荷時に引張ひずみが集中するエリアが発生し、240kN となるとそのエリアはさらに大きくなり引張ひずみも大きくなっている。なお、240kN 時の画像からは引張ひずみが集中した領域内にひび割れは確認できなかった。280kN のコンター図では、ひずみが集中した領域の引張ひずみが小さくなっているが、桁の計測位置以外の個所に大きなひび割れが発生し、スキャン中に除荷されたためである。



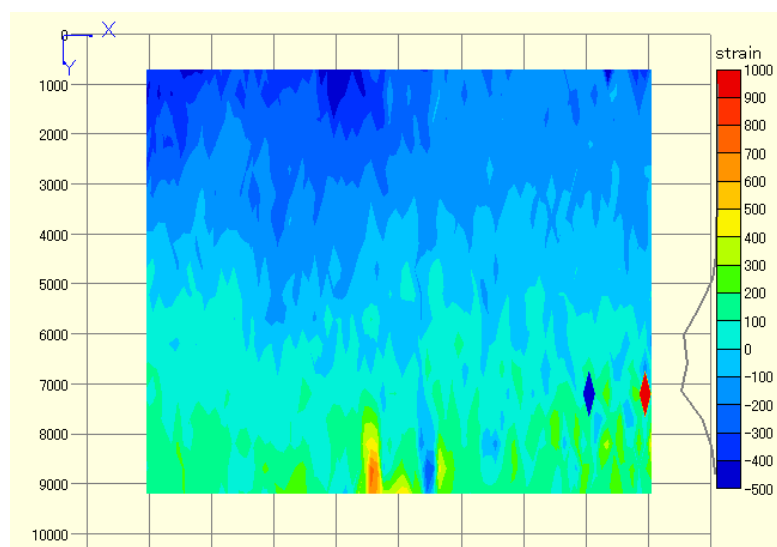
图—4. 3. 19 80kN



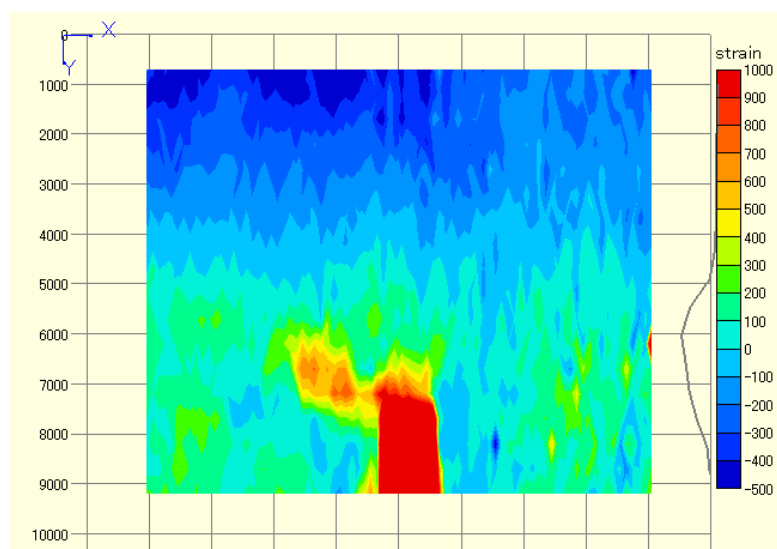
图—4. 3. 20 120kN



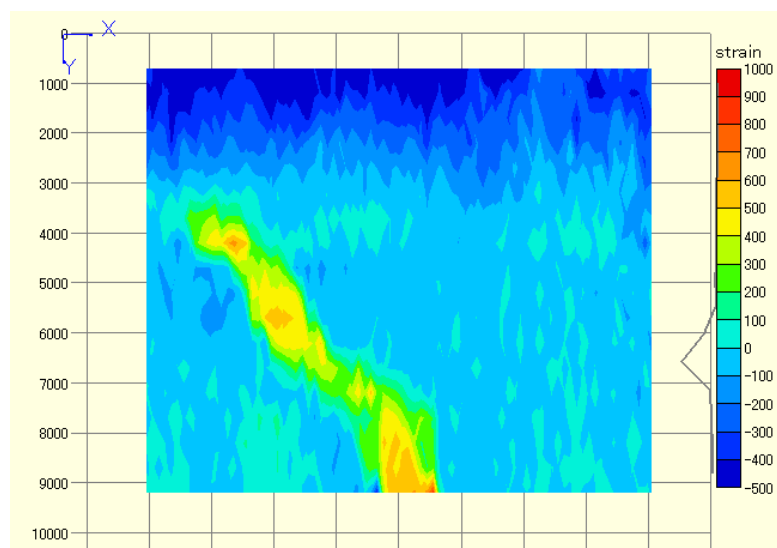
图—4. 3. 21 160kN



图—4. 3. 22 200kN



图—4. 3. 23 240kN



图—4. 3. 24 280kN

#### 4. 4 まとめ

開発したスキャナ装置の実構造物への適用性を検討するために、プレテンション PC 桁を用いた載荷試験を行い、載荷により発生するコンクリート表面ひずみについてデジタル画像相関法を用いて全視野ひずみ計測を行った結果以下のことが明らかとなった。

- ・スキャナ装置で計測したひずみ値はひずみゲージ値や平面保持の仮定から求めた計算値と同様の傾向を示した。
- ・スキャナ装置で計測した副走査方向のひずみ値は、ひずみゲージ値とほぼ同等の値を示した。
- ・ひずみコンター図より実際のひび割れ発生位置推定できることを示した。

以上のことより、スキャナ装置を用いてコンクリート構造物の表面ひずみの全視野計測は可能であると考えられ、表面ひずみ値により構造物の施工管理や維持管理を行う場合において有効な手法になるものと考えられる。

(伊藤 幸広、出水 享)





## 5. 応力解放法による PC 桁の現有応力測定法への適用

### 5. 1 概要

コンクリート構造物は、耐久性が高く永久構造物と信じられてきた。しかし、近年、一部のコンクリート構造物において、塩害、中性化、アルカリ骨材反応などの劣化により、ひび割れ、鉄筋腐食などの変状が顕著に現れてくるコンクリート構造物がある。

ポストテンション方式プレストレスコンクリート（以下 PC と呼ぶ）桁では、グラウトの充填不良箇所に水素脆性破壊や、塩害などが原因で PC 鋼材の腐食、破断が発生し、それに起因する異常ひび割れや落橋する事例も報告されている。さらに PC 構造物は、想定外のクリープ・乾燥収縮によりプレストレスが減少し、設計値以上の異常たわみが発生することもある[1]。

道路橋の約 4 割に使用されている PC 橋において、有効プレストレス量の管理は、PC 構造物の維持管理のためには欠かせない項目である。PC 構造物においてプレストレスの減少は、直接耐荷力に大きく影響し、安全性の低下に繋がる。したがって、適切に維持するためには、現有応力を正確に把握する必要がある。しかし、現状の有効プレストレス量の管理手法は施工初期時の品質確保のみに頼っており、工事完了した後に有効プレストレス量を確認することは容易ではない。

PC 構造物の現有応力を把握する方法として、3 軸ゲージを設置しコアの応力解放法による推定法や、フランスで開発されたスロットストレス法[2] などが用いられている。最近の研究では、弾性波に着目して非破壊検査技術を用いた現有応力計測が行われているが、精度よく実施できるものとはなっていない[3]。このようなことから PC 構造物の現有応力の計測技術は、実用化されておらず、現在、正確に推定できる技術が求められている。

ここでは、従来の現有応力推定法に比べ格段と精度を向上させるために、光学的計測法の高精度、非接触、全視野計測が可能というメリットに注目し、光学的全視野ひずみ計測法の一つであるデジタル画像相関法と現有応力推定法の一つである応力開放法による PC 構造物の現有応力測定法の開発を行うとともに、開発した現有応力測定法を実証するために、プレストレス導入量が既知のプレテンション桁や実 PC 桁橋を用いて現有推定の実証実験を行った。

## 5. 2 既存の現有応力測定法

### 5. 2. 1 応力解放法

応力解放法とは、現在、鉱山業界で岩盤等に作用する応力を測定する方法として開発されたものである。この方法は、金属やプラスチックの分野にも用いられている。応力解放法の原理は単純である。測定対象物にスリット切削やオーバーコアリングなど行い部分的に応力を解放し、解放されたひずみや変位を測定することで応力解放前の初期応力を算出する方法である。代表的な測定方法を挙げると、孔径変化法、孔壁ひずみ法、円錐孔底法などがあり、コンクリート構造物においては、鉄筋切断法、スロットストレス法、コア応力解放法等が適用されている[4]。

### 5. 2. 2 スロットストレス法

スロットストレス法とは、フランスで開発されたもので、図-5.2.1に示すように計測対象位置にフラットジャッキ挿入用のスロットを削孔し、削孔穴にフラットジャッキを挿入し、加圧することにより所定の検長区間が解放前の変位量となった時点での応力を現有応力とする方法である。しかし、スロットストレス法では、低応力状態の精度が低いことや、測定にあたり装置がとても大がかりであり、測定作業が煩雑で熟練を要するなどの欠点を保有している。

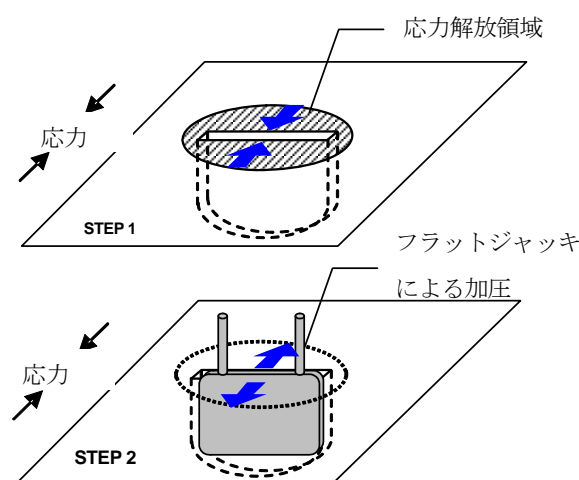


図-5.2.1 スロットストレス法の測定原理

### 5. 2. 3 コア応力解放法

円孔の開いた部材に $\sigma$ の応力を作用させると、開口部周辺に $3\sigma$ の集中応力が発生する事が知られている。その事から、一様な応力が作用している状態にコア削孔などにより、部分的に応力を解放すると削孔部周辺に応力の再分配が生じ、応力状態が変化する。(図-5.2.2参照)

コア応力解放法[5]は、削孔によって再分配されるコア周辺部のひずみ変化量をひずみゲージで計測する。削孔により再分配されたコア周辺部のひずみ計測値をFEM解析などにより逆解析し部材に作用している応力状態を推定する方法である。しかし、コア周辺の微小な範囲の応力変動を把握するためゲージ長の短いひずみゲージを用いることから計測値は、骨材の影響を大きく受け精度よく測定することができないなどの欠点がある。さらに、ひずみゲージから得たひずみ値は、ゲージ長の平

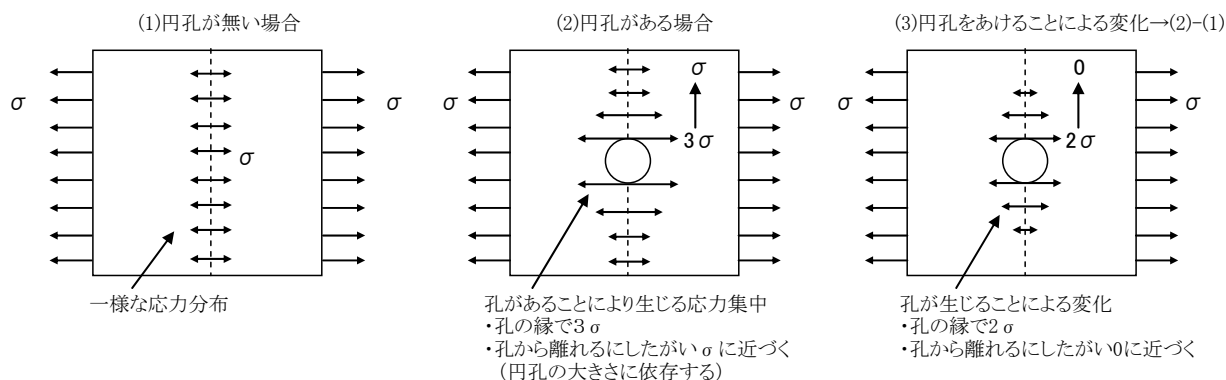


図-5.2.2 水平方向の応力度の変化

均した値であり、1枚のひずみゲージに対して、1点1方向のみの情報を得ることしかできず、多くの情報を得るためには、多数のひずみゲージを設置する必要があり、配線作業等が複雑になる。

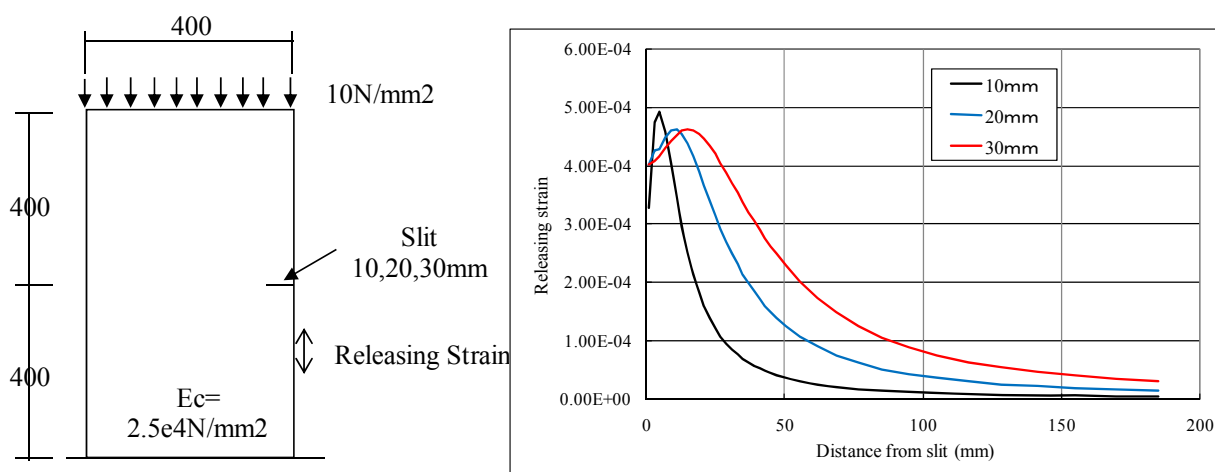
### 5. 3 新しい現有応力測定法

今回開発した現有応力測定法（以下スリット応力解放法と呼ぶ）は、解放ひずみを、既存の測定法に比べ格段と精度を向上させるために光学的全視野計測法を用いて計測を行うことに特徴がある。

一様に圧縮応力が作用しているコンクリート部材に応力方向に対して垂直にスリットを切削すると、スリット周辺に解放ひずみが発生する。図－5.3.1は、FEM解析から求めた切削深さを10、20、30mmと変化させた場合の解放ひずみとスリット中心からの距離との関係を示す。

スリット応力解放法は、スリットを切削する前後のスリット周辺部を開発した全視野ひずみ計測装置で計測し、計測したデジタル画像から光学的全視野計測法の一つデジタル画像相関法により解放ひずみ分布を求める。光学的全視野計測法を用いることによりスリット近傍の微小領域まで高精度にひずみ計測を行うことができる。また、FEM解析による逆解析を行い、計測した解放ひずみ分布を元に部材に作用している現有応力を算出する。手順を以下に示す。

- 鉄筋探査により計測位置を特定する。
- 計測位置の汚れを洗浄液（アセトン等）にて清掃し、切削位置のマーキングを行う。
- スプレーを用いてコンクリートの表面処理を行う。
- 全視野ひずみ計測装置（写真－5.3.1）により、応力解放前の初期画像の計測を行う。
- 応力作用方向に対して直角方向に専用のコンクリートカッター（写真－5.3.2）で深さ 30mm のスリットを切削する。
- 再度全視野ひずみ計測装置により応力解放後の変形画像の計測を行う。
- 初期画像と変形画像によりデジタル画像相関法で解放ひずみ分布を得る。
- FEM 解析による逆解析を行い、現有応力を算出する。



図－5. 3. 1 スリットによる解放ひずみ

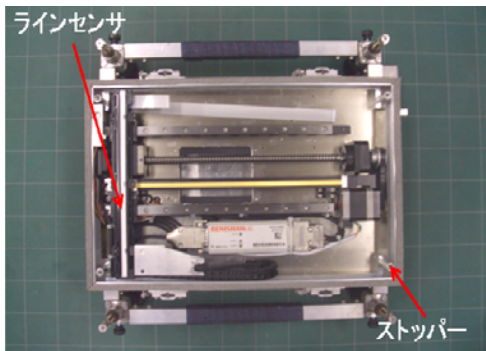


写真-5.3.1 全視野ひずみ計測装置

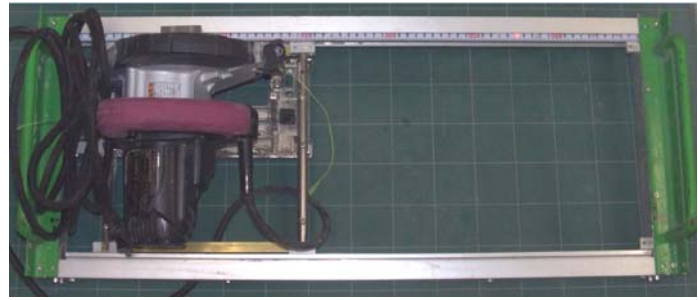


写真-5.3.2 コンクリートカッター

## 5. 4 プレテンション桁(その1)による現有応力の推定

### 5. 4. 1 実験概要

実験に使用したプレテンション桁(その1)の諸元を図-5.4.1に全景を写真-5.4.1に示す。図に示すようにプレテンション桁を支間7.0mとした。また、スリット応力解放法による現有応力の推定をスパン中央部の桁下面で実施した。写真-5.4.2に全視野ひずみ計測装置による計測状況を、写真-5.4.3にスリット削孔状況を示す。

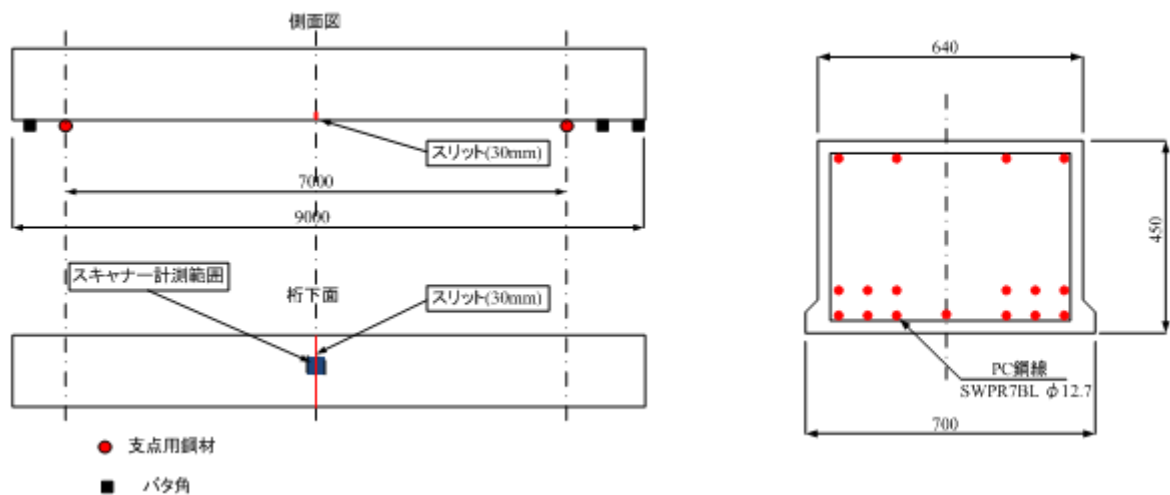


図-5.4.1 プレテンション桁概要図



写真-5.4.1 プレテンション桁全景



写真-5.4.2 計測状況

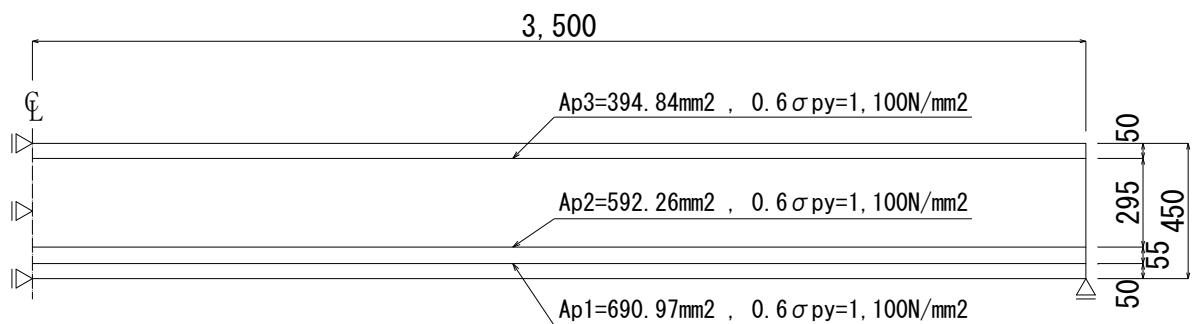


写真-5.4.3 スリット切削状況

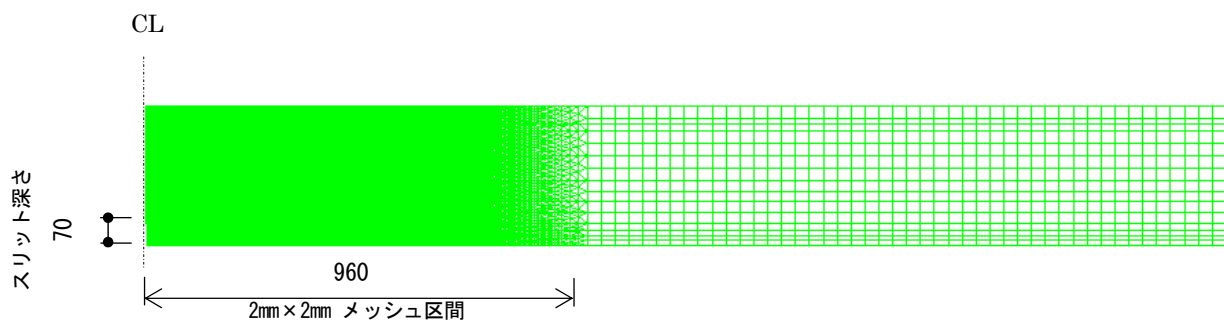
#### 5. 4. 2 計測結果・FEM 解析結果

図-5.4.2に示す FEM 解析モデルにより実験と同様のスリットによる応力解放試験のシミュレーションを行った。図-5.4.3に解析結果を示す。図より解析による解放ひずみのピーク(約  $260\mu$ )は、スリットから約  $30\text{mm}$  にあり、ピークより以後は、解放ひずみは減少する。

図-5.4.4は、全視野ひずみ計測装置より計測した画像から算出した解放ひずみ分布を示す。図より解放ひずみのピーク(約  $400\mu$ )は、スリット周辺にあり、解析値と同様に、スリットから遠ざかるにつれてひずみは、減少する分布が計測された。よって計測による解放ひずみ分布は、FEM 解析結果と同様な傾向を示している。



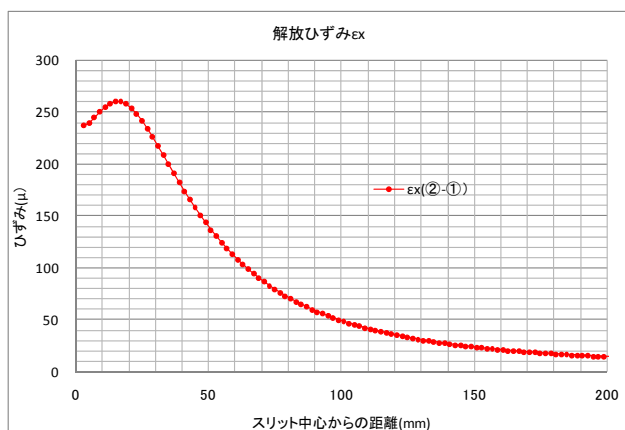
(a) モデル概要



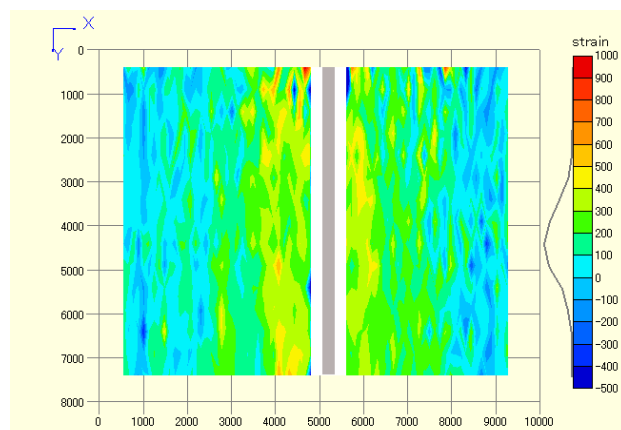
(b) メッシュ分割図

図-5.4.2 FEM解析モデル





図－5. 4. 3 解析による解放ひずみ分布



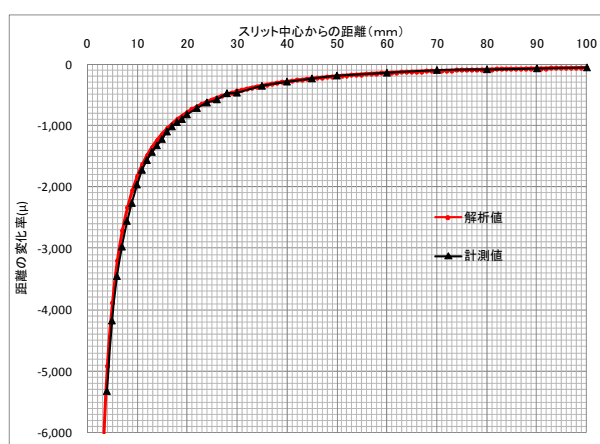
図－5. 4. 4 計測による解放ひずみ分布

### 5. 4. 3 現有応力の推定

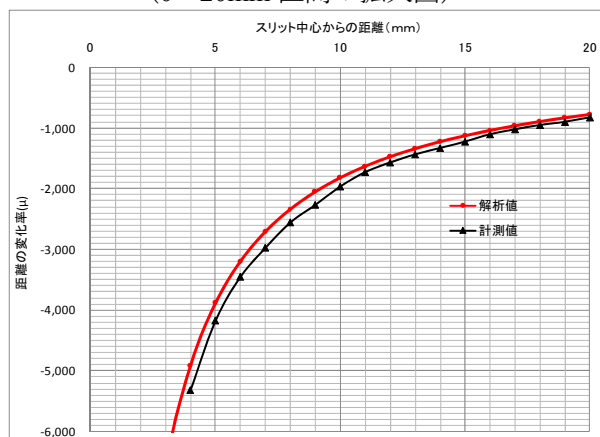
スリットを挟んだ対象点間距離変化率の計測値と解析値の分布を図－5.4.5に示す。

FEM解析から得られた支間中央下縁応力度は、 $10.33\text{N/mm}^2$ であった。図に示す0～20mm間での計測値は、解析値の平均107.5%であり標準偏差1.5%であった。0～20mm間での計測値は、解析値の107.5%であることから $\sigma_l = 10.33 \times 1.075 = 11.10 \pm 0.15\text{N/mm}^2$ の応力が作用していると推定でき、解析値を若干上回る結果となっている。

したがって、スリット応力解放法によりプレテンション桁支間中央部下面に作用している現有作用応力度は、 $11.10\text{N/mm}^2$ と推定でき、標準偏差1.5%と精度のよい計測結果となっている。



(0～20mm 区間の拡大図)



図－5. 4. 5 スリットを挟んだ対称点間距離変化率分布

スリット中心 からの距離 (mm)	解析値 $\delta 1(\mu)$	計測値 $\delta 2(\mu)$	$\delta 2 / \delta 1$ (%)
4	-4918	-5328	108.3%
5	-3887	-4181	107.6%
6	-3201	-3457	108.0%
7	-2709	-2978	109.9%
8	-2341	-2559	109.3%
9	-2054	-2268	110.4%
10	-1824	-1967	107.8%
11	-1635	-1728	105.7%
12	-1477	-1569	106.2%
13	-1345	-1436	106.8%
14	-1230	-1331	108.2%
15	-1130	-1226	108.5%
16	-1043	-1105	105.9%
17	-967	-1023	105.8%
18	-898	-952	105.9%
19	-838	-901	107.6%
20	-783	-827	105.6%
22	-688	-722	104.8%
24	-610	-633	103.7%
26	-545	-581	106.8%
28	-489	-482	98.6%
30	-441	-472	107.0%
35	-348	-360	103.3%
40	-281	-293	104.1%
45	-232	-241	103.9%
50	-194	-195	100.3%
60	-142	-147	103.9%
70	-108	-103	95.5%
80	-86	-93	109.1%
90	-70	-77	110.0%
100	-58	-61	105.7%
			平均値 標準偏差
0～20mm区間			107.5% 1.5%
22～100mm区間			104.1% 3.9%
全区間			105.9% 3.3%

## 5. 5 プレテンション桁(その2)による現有応力の推定

### 5. 5. 1 実験概要

プレテンション桁(その2)を用いた実験では、図-5.5.1に示すように载荷試験実施後の桁を使用し、作業性を考慮して下縁側を上向きに設置して実験を行った。

スリット応力解放法は、写真-5.5.1に示すようにプレテンション桁下面でひび割れの影響を受けない箇所にて計測を行った。写真-5.5.2に全視野ひずみ計測装置による計測状況を示す。

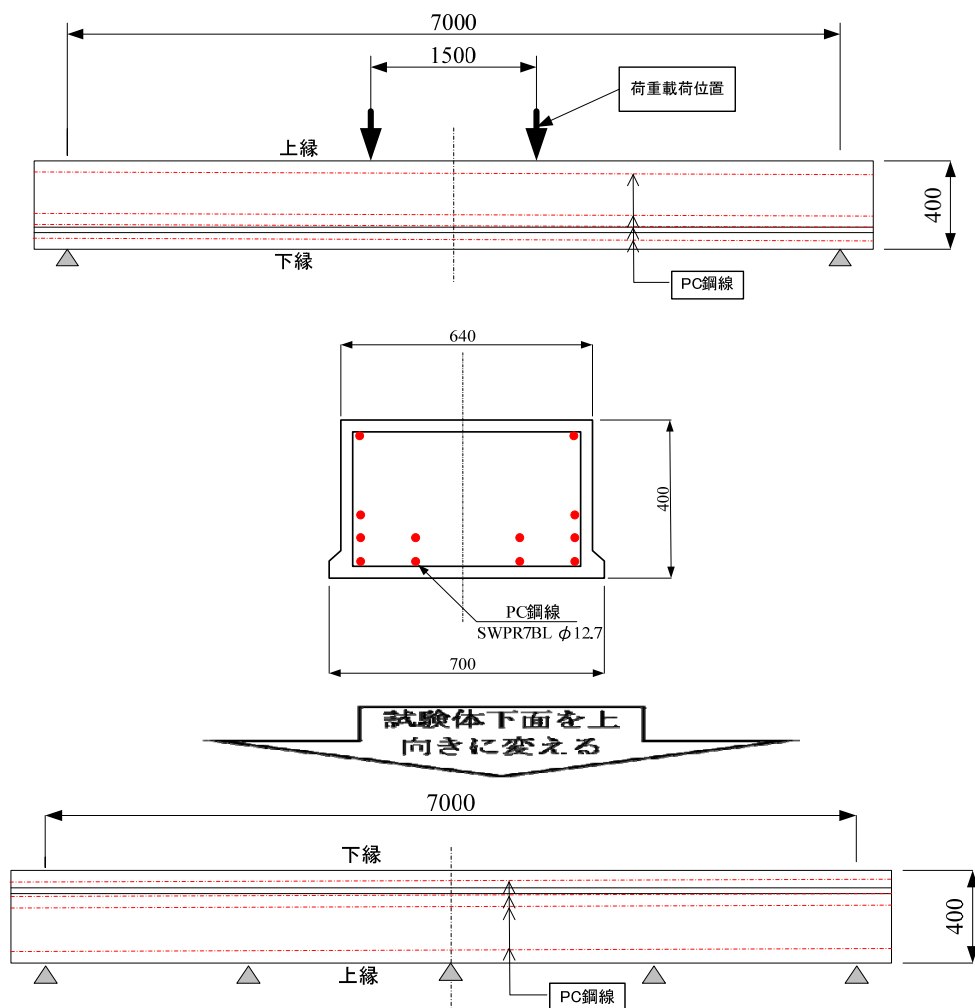


図-5.5.1 プレテンション桁

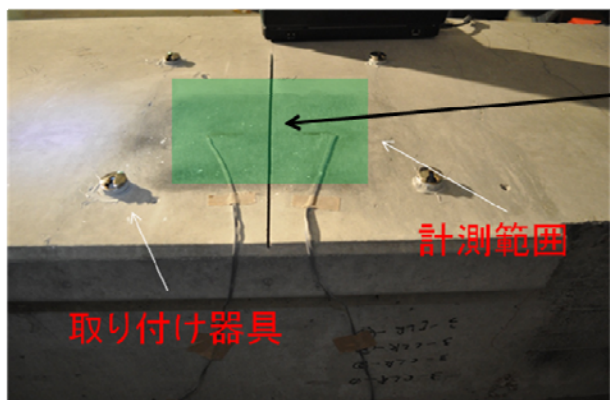


写真-5.5.1 計測面

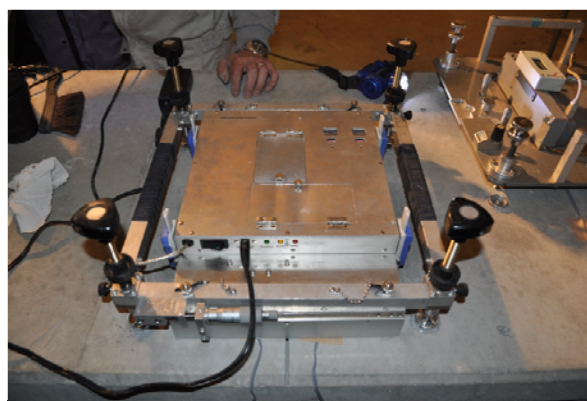
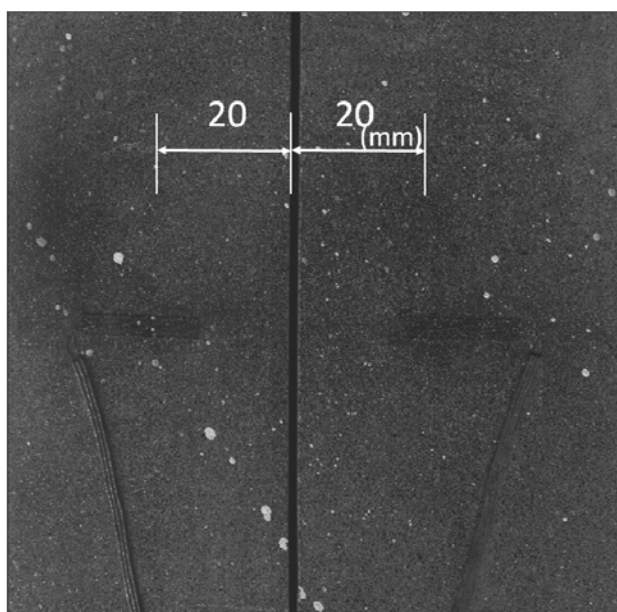


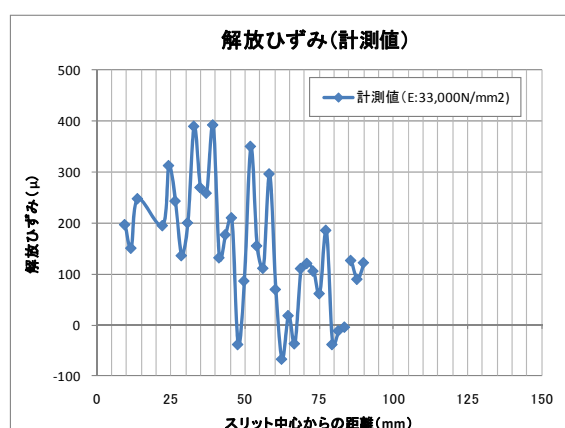
写真-5.5.2 計測状況

## 5. 5. 2 計測結果

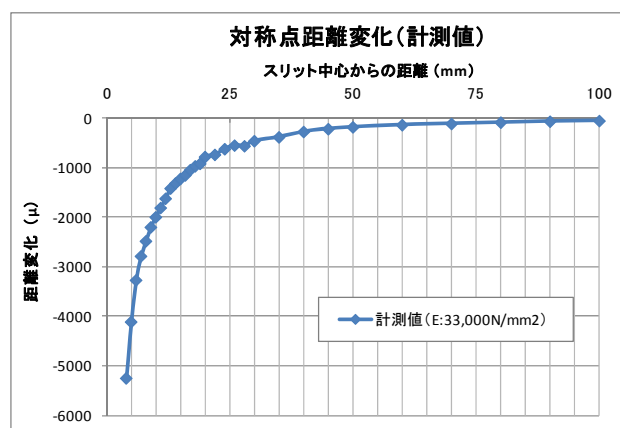
スリット応力解放法での取得画像を写真－5.5.3に示す。また、取得画像をデジタル画像相関法で解析した解放ひずみ分布と対象点間距離変化率分布を図－5.5.2と図－5.5.3に示す。なお、対象点間距離変化率は、写真に示すようにスリットを中心とした対称点間の距離変化率である。



写真－5. 5. 3 スキャナー取得画像



図－5. 5. 2 解放ひずみ分布 (計測値)



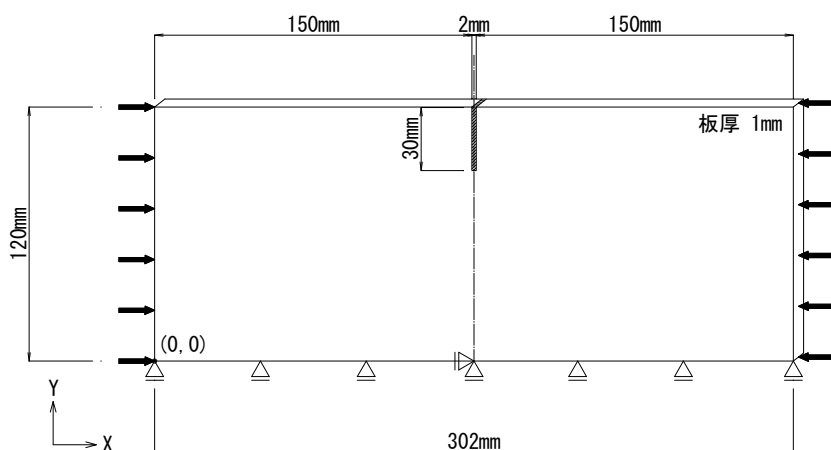
図－5. 5. 3 対象点間距離変化率 (計測値)

表－5. 5. 1 解析条件

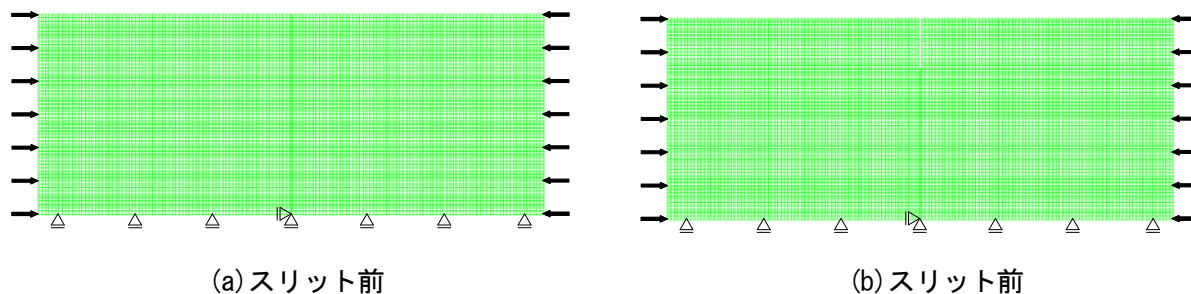
解析タイプ	2次元線形FEM解析
要素タイプ	8節点四角形平面応力要素
材料条件	コンクリート ・ 静弾性係数 $E = 33,000 \text{ N/mm}^2$ ・ ポアソン比 $\nu = 0.2$
幾何条件	板厚 $t = 1\text{mm}$
荷重条件	両側面より等分布荷重 $q = 8.12 \text{ N/mm}^2$ を X 方向に与える。
拘束条件	X=151、Y=0 (中心位置) : X、Y 方向固定 Y=0 (下側) : Y 方向固定

### 5. 5. 3 FEM 解析結果

スリット応力解放法の解放ひずみは、図－5.5.4 に示す解析モデルでスリット切削によって変化するスリット周辺部の変位量、応力、ひずみを解析した。解析に使用したモデルのメッシュ図を図－5.5.5 に解析条件を表－5.5.1 に示す。解析で用いたコンクリートの静弾性係数は、プレテンション PC 桁の設計圧縮強度  $50\text{N/mm}^2$  としてコンクリート標準示方書設計編[5]から  $33000\text{N/mm}^2$  とした。また、解析の荷重条件の作用応力は対象点間距離変化率分布の計測値より逆解析により求めた。解析から得られる、解放ひずみ分布と計測との近似曲線を図－5.5.6 に示す。また、対象点間距離変化率分布を図－5.5.7 に示す。図から、計測値の解放ひずみは、解放ひずみの値がばらついているが、計測の近似曲線は、解析値の解放ひずみ分布と相関していることが分かる。



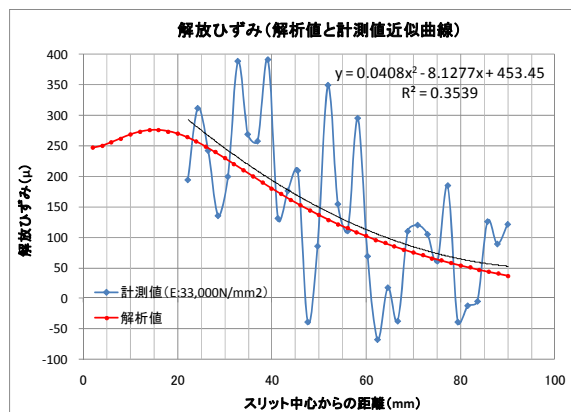
図－5.5.4 モデル概要



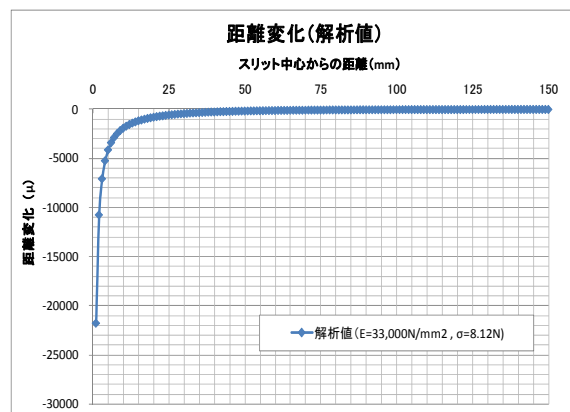
(a) スリット前

(b) スリット前

図－5.5.5 解析メッシュ分割図



図－5.5.6 解放ひずみ分布(解析)



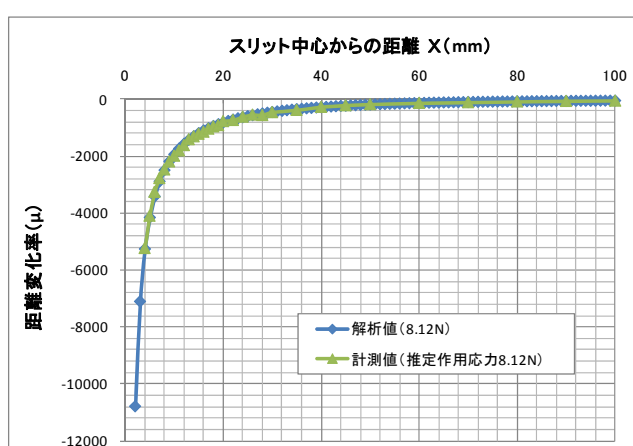
図－5.5.7 対象点間距離変化率(解析)

#### 5. 5. 4 現有応力の推定

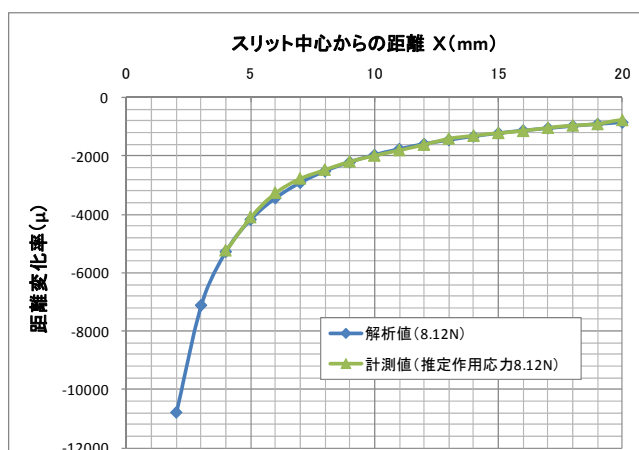
スリット 30mm 切削時のスキャナーによる対称点間距離変化計測値の分布と解析値の分布を図－5.5.8 に示す。図－5.5.8 に示すように逆解析から求めた  $8.12 \text{ N/mm}^2$  作用させた解析値と計測値は一致しており、標準偏差が 2.85% となっている。

したがって、表－5.5.2 に示すようにプレテンション桁の下縁での作用応力は、 $8.12 \pm 0.23 \text{ N/mm}^2$  と推定され、標準偏差 2.85% と精度のよい結果となっている。

なお、本実験では、プレテンション桁を上下逆に設置し多支点で支持されているため、プレストレスのみが作用していると仮定できる。本実験で用いたプレテンション桁のプレストレスの計算値は、 $9.03 \text{ N/mm}^2$  であり、推定値と若干の隔たりはある。これは、プレテン桁を上下逆に設置したことでと支持条件が不確実なことの影響によるものと考えられる。



(0～20mm 区間の拡大図)



図－5. 5. 8 対称点距離変化率分布

表－5. 5. 2 推定作用応力

スリット中心 からの距離 X (mm)	解析値 (8.12N/mm <sup>2</sup> ) δ 1 (μ)	計測値 δ 2 (μ)	δ 2 / δ 1 (%)
2	-10771.5	-	-
3	-7099.0	-	-
4	-5262.4	-5247.0	99.7%
5	-4159.9	-4110.0	98.8%
6	-3424.2	-3269.0	95.5%
7	-2898.1	-2784.0	96.1%
8	-2502.9	-2480.0	99.1%
9	-2195.1	-2199.0	100.2%
10	-1948.4	-1995.0	102.4%
11	-1746.3	-1808.0	103.5%
12	-1577.5	-1621.0	102.8%
13	-1434.5	-1415.0	98.6%
14	-1311.8	-1314.0	100.2%
15	-1205.3	-1221.0	101.3%
16	-1112.2	-1150.0	103.4%
17	-1029.9	-1042.0	101.2%
18	-956.9	-966.0	101.0%
19	-891.6	-916.0	102.7%
20	-833.0	-780.0	93.6%
20mm区間	平均値 (δ 2 / δ 1)		100.0%
	標準偏差 S (δ 2 / δ 1)		2.85%
作用応力 σ (N/mm <sup>2</sup> )			8.12
作用応力誤差 1/σ・S (N/mm <sup>2</sup> )			0.23

E :  $33000 \text{ N/mm}^2$



5. 6 実 PC 桁橋による現有応力推定

5. 6. 1 実験概要

PC桁橋でスリット応力解放法による現有応力推定を行った。橋梁の諸元を表ー5.6.1に示す。なお、このPC桁橋では、ひずみゲージによるコア周辺の解放応力測定法での現有作用応力の推定されていた。

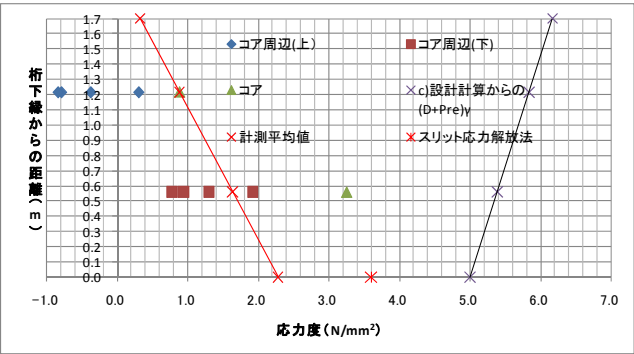
表ー5. 6. 1 PC 桁橋の橋梁諸元

橋梁形式	ポストテンション方式単純T桁橋
橋等級	1 等級 (TL-20)
幅員	12.00m
橋長	L=33.3m
桁支間長	L2=32.50m

5. 6. 2 現有作用応力の推定

解放ひずみは、全視野ひずみ計測装置により計測を行った。図ー5.6.2に対称点間距離変化率分布を示す。

FEM解析を行い、計測結果の対称点間距離変化率分布と同一となる作用応力を逆解析にて求めた。逆解析の結果、PC桁橋の支間中央部の下縁には3.6 N/mm<sup>2</sup>の応力が作用していることが推定できた。



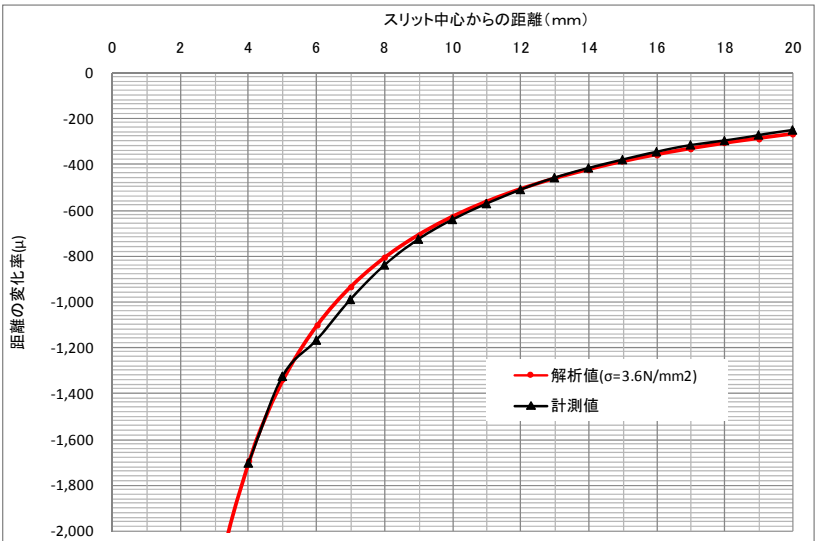
図ー5. 6. 1 PC 桁橋のひずみ分布

表ー5. 6. 2 PC 桁橋の下縁応力度 (計測位置)

	現有作用応力 D+Pre (N/mm <sup>2</sup> )	プレストレス (N/mm <sup>2</sup> )
コア応力解放法	2.3	18.3 (87.1%)
スリット応力解放法	3.6	19.6 (93.3%)
設計計算書	5.0	21.0 (100%)

図ー5.6.2に示すように、対称点間距離変化率分布の計測結果は、FEM解析と極めて近似しており、計測値の標準偏差は、3.8%となっている。スリット応力解放法よりPC桁下縁に3.6±0.1N/mm<sup>2</sup>の応力が作用していると推定される。

表ー5.6.2に示すように、ひずみゲージによるコア応力解放法では、現有応力は、2.3N/mm<sup>2</sup>と推定されているが図ー5.6.2に示すように誤差が極めて大きい。一方、スリット応力解放法の推定値は、標準偏差3.83%であり信頼性の高い。したがって、PC桁橋には、3.6±0.1 N/mm<sup>2</sup>の応力が作用していると推定される。



スリットからの距離 (mm)	①解析値 (μ)	②計測値 (μ)	②/①
1	-7015.2	-	-
2	-3468.0	-	-
3	-2285.6	-	-
4	-1694.4	-1706.4	100.7%
5	-1339.7	-1327.2	99.1%
6	-1102.4	-1169.0	106.0%
7	-933.3	-991.2	106.2%
8	-805.8	-840.7	104.3%
9	-706.9	-727.6	102.9%
10	-627.4	-641.8	102.3%
11	-562.3	-572.4	101.8%
12	-508.0	-511.2	100.6%
13	-461.9	-458.9	99.3%
14	-422.4	-416.5	98.6%
15	-388.2	-380.4	98.0%
16	-358.0	-345.6	96.5%
17	-331.6	-316.0	95.3%
18	-308.1	-297.1	96.4%
19	-287.1	-272.6	94.9%
20	-268.2	-250.5	93.4%
標準偏差(誤差) S <sub>te</sub>			3.83%
作用応力 σ (N/mm <sup>2</sup> )			3.60
作用応力誤差 Δ=σ・S <sub>te</sub> (N/mm <sup>2</sup> )			0.14

図ー5. 6. 2 スリットを挟んだ対称点間距離変化率分布

## 5. 7 まとめ

現有作用応力は、開発したスリット応力解放法を用いることにより精度良く計測できることが明らかとなった。既存技術のひずみゲージを用いる方法では、1点のひずみの計測であるため誤差が大きい。光学的全視野計測では、計測範囲の面のひずみの計測であるため、多量のデータを収得でき誤差の小さい平均化されたひずみが計測できる。この特長より、既存の計測技術では計測出来ないが、光学的全視野計測は、高精度のひずみ分布を計測でき、応力解放法の解放ひずみから現有作用応力の推定が可能になった。

したがって、応力解放法による光学的全視野計測から現有作用応力は、高精度の計測できる。

今回は、光学的全視野計測をPC構造物の現有作用応力計測に適用したが、今後、光学的全視野計測の特性を活用できる、多くの分野で光学的全視野計測を応用していきたいと考えている。

### 〈参考文献〉

- [1] 若林常次, 橋本孝夫, 高龍: 中央ヒンジを有するPCラーメン橋 (矢井原橋) のアーチ部材による補強, 橋梁と基礎, Vol.43, pp.21-26, 2009
- [2] 浅井洋ほか: フラットジャッキを併用した応力解放法によるコンクリート部材の現有応力測定, コンクリート工学, Vol.42, No.4, pp.26-32, 2004
- [3] 玉越隆史: 道路橋の現状と課題～非破壊検査への期待～, 非破壊検査, Vol.57, No.12, pp.550-555, 2008
- [4] 肥田研一, 神野人志, 永吉竜二, 高橋洋一, 出水享: 有ヒンジPC箱けた橋の応力解放法によるプレストレス推定と中央ヒンジ部の異常たわみ原因の推定, 土木構造・材料論文集, 第21号, pp.119-128, 2005
- [5] 肥田研一, 上島睦, 永吉竜二, 高橋洋一, 松田浩: 削孔によるコア周辺の解放応力測定法を用いたPCT桁橋の残存プレストレス量の推定, 土木学会第62回年次学術講演会, pp.60-61, 2007
- [6] 土木学会: 2007年制定 コンクリート標準示方書設計編, p.44

(肥田 研一)

## 6. テレセントリックレンズタイプ全視野ひずみ計測装置を用いたコンクリート構造物のひずみ計測の適応性

### 6. 1 概要

テレセントリックレンズタイプの計測装置（以下、テレセンと略す）の現場への適応性を検討するに当たり、下記の２ヶ所の現場計測を行った。トンネル覆工コンクリートの乾燥収縮ひずみの測定とアーチカルバートの盛土過程における内空ひずみを測定した。

#### ・覆工コンクリートのひずみ測定

工事名称：国道 389 号地域連携推進改築（下田南 2 号トンネル）工事



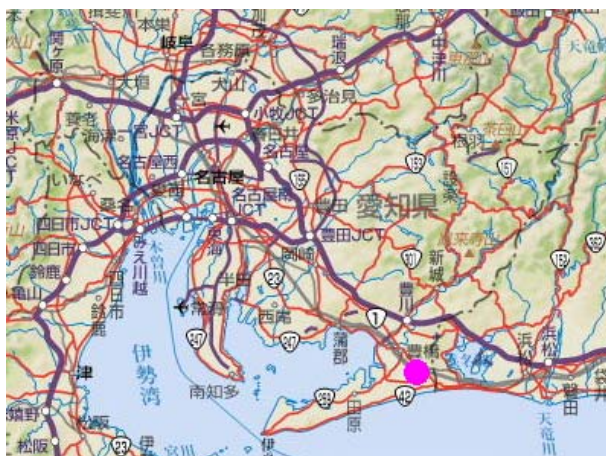
図－6.1.1 下田南 2 号トンネル工事箇所



写真－6.1.1 坑口近景

#### ・アーチカルバートの内空ひずみ測定

工事名称：平成 19 年度 23 号豊橋東 BP 細谷 IC 道路建設工事



図－6.1.2 細谷 IC 工事箇所



写真－6.1.2 細谷 IC 工事状況

## 6. 2 計測方法

### 6. 2. 1 2次元コード

現場計測を行った2ヶ所ともひずみ測定面がトンネルの内空面で曲面であること、いずれも新設構造物で計測終了後に復旧する必要があること、また計測面の骨材を露出することや計測面にスプレーなどの塗装が必要ないことから、計測面に2次元コード（QRコード）を貼付し、これをテレセンによって撮影（測定）することによってデジタル画像相関法（Digital Image Correlation Method、以下 DICM と略す）によりひずみを求めた。

QRコードは今後の維持管理に向けて表-6.2.1のようなデータを埋込んだ。

表-6.2.1 2次元コードの例

測点番号：H1923051
工事件名：平成19年度 23号豊橋東BP細谷IC道路建設工事
発注者：国土交通省中部地方整備局名四国道事務所
元請：(株)近藤組
モジュラー工施工：日本コンクリート工業(株)
製作：ジオスター(株)金谷工場
車線：下り
断面番号：17断面
部材：サイドウォール
計測場所：ヒンジ50
設置日：平成20年10月
コンクリート打設日：平成20年5月31日
コンクリート配合：W:150kg/m <sup>3</sup> , C:389kg/m <sup>3</sup> , S:802kg/m <sup>3</sup> , G:1076kg/m <sup>3</sup> , Ad:7.78kg/m <sup>3</sup> , W/C:38.6%, スランプ：8±2.5cm, 空気量：1.5±1.0%, s/a：43.50%
養生：蒸気養生

### 6. 2. 2 測定方法

本研究は2年にわたって行い、初年度は下田南TNと細谷ICの1期工事の計測を2年目は細谷ICの2期工事の計測を行った。2年目には初年度の反省を踏まえて計測方法の改良を行った。初年度の方法をA法、2年目の計測方法をB法とする。

#### (1) A法

A法は、写真-6.2.1に示すようにQRコードの上側に真鍮製の計測基準点（以下、金チップとする）を設け、その基準点にテレセンの1つの足を固定し、カメラのファインダーを見ながら軸を合わせて撮影（測定）する方法である。

#### (2) B法

B法は、写真-6.2.2に示すようにA法の金チップに加えQRコードの右下側にアルミニウム製の計測基準点（以下、銀チップとする）を新たに設けた。計測方法は、A法と同様に金チップにテレセンの1つの足を固定し、もう1つの足を銀チップに当てることによって回転を固定して撮影（測定）する方法である。この方法により撮影されたQRコード画像はブレが小さくなった。

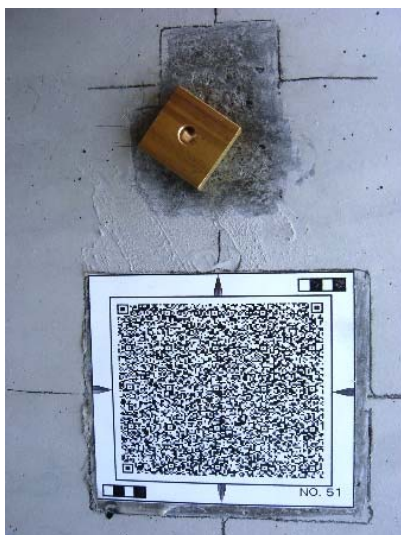


写真-6.2.1 A法



写真-6.2.2 B法

### 6. 2. 3 画像処理方法

#### (1) 処理のフロー

撮影した QR コードの画像処理は、図-6.2.1 に示すようなフローで行った。その際使用したプログラムコードは、サイテック社の QR Code Decode Library である。

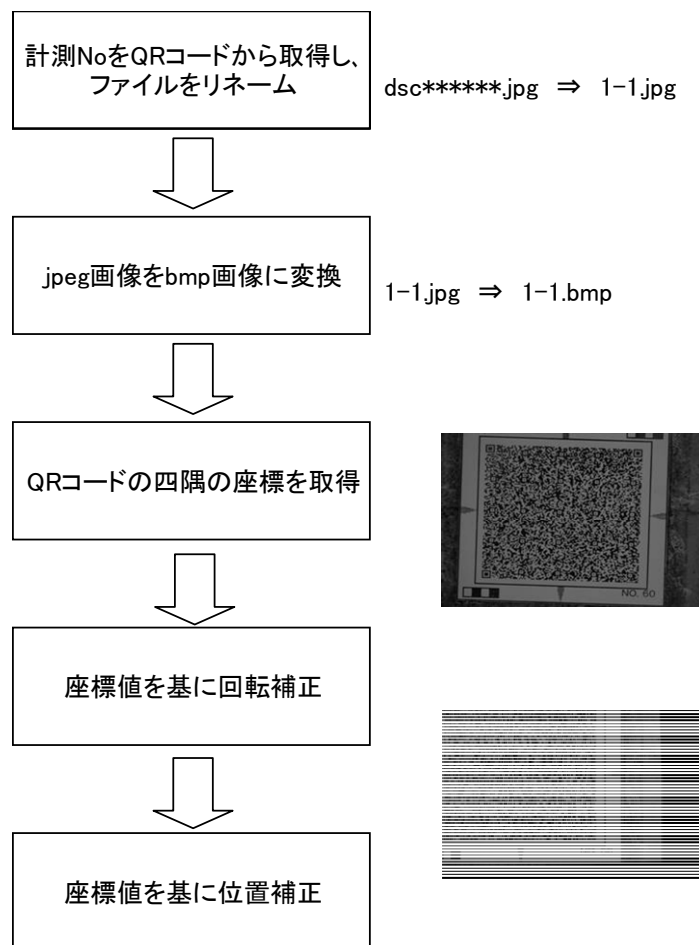


図-6.2.1 画像処理のフロー



## (2) ひずみ値の算出方法

テレセンを用いた計測では、連続して数枚の画像が撮影される。DICM によるひずみ算出の際には、この撮影された数枚の画像を総当りの組合せによって計算を行う。例えば、1 箇所 4 枚撮影した場合は、 $4 \times 4 = 16$  通りのひずみ値を計算することになる。ひずみ値算出に当り、QR コード全域のひずみの平均値およびその標準偏差を求め、明らかに異常と思われる標準偏差を示した組合せを除いたひずみ値の平均を代表値とする。

## (3) 画像処理

B 法により撮影された画像は、A 法より画像のズレが小さくなったが、DICM によるひずみ値の算出には誤差が生じる。このため、画像処理プログラムによって QR コードの位置および回転を補正することとした。

画像処理にはサイテック社の QR Code Decode Library を使用して、デコード（読取り）されたシンボル（QR コード）から位置情報（四隅の座標値）を取得し、位置（原点移動）と回転の補正を行った。表－6.2.2 に A 法により撮影された画像の補正を行わなかった場合と補正を行った場合の比較を示す。補正を行わなかった場合の標準偏差はいずれの組合せにおいても数万台の数値を示したが、補正を行った場合には標準偏差がいずれのケースもほぼ同じになった。

表－6.2.2 位置角度補正の比較表

No.	画像1	画像2	補正なし		補正あり	
			平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
1	1	1	4,738	83,284	58	348
2		2	5,798	74,835	23	321
3		3	-3,356	62,077	65	350
4		4	-4,026	71,841	21	326
5	2	1	3,646	76,033	-1	313
6		2	186	93,015	-3	305
7		3	3,144	63,333	25	341
8		4	4,572	72,226	23	306
9	3	1	10,028	86,318	38	332
10		2	5,955	70,771	4	315
11		3	-4,227	66,935	52	339
12		4	6,520	79,059	18	303
13	4	1	155	95,315	68	309
14		2	9,103	89,663	12	320
15		3	-2,184	59,341	73	345
16		4	-2,729	69,274	41	347



## 6. 3 乾燥収縮ひずみの測定（NATM トンネル）

### 6. 3. 1 目的

新しく開発したトンネル用低収縮コンクリート混和剤を実トンネルの覆工コンクリートに使用し、その収縮量をひずみゲージにより計測することが計画されていた。そこで、2 方向のひずみゲージとともに QR コードを貼付してその性能を検証した。

計測を行った現場の概要は、以下のとおりである。

工事名称：国道 389 号地域連携推進改築（下田南 2 号トンネル）工事

発注者：熊本県 天草振興局

施工者：竹中・吉永・牛深共同企業体

工期：平成 18 年 12 月 15 日～平成 21 年 10 月 30 日

場所：熊本県天草市天草町下田南：鬼海ヶ浦

延長：772m

内空幅：9.5m

内空高：4.7m

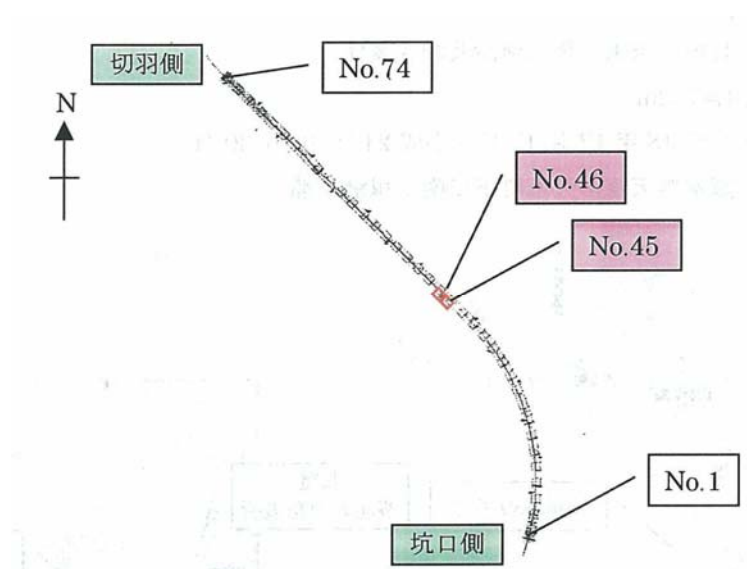
### 6. 3. 2 計測方法

#### (1) 計測位置

計測は、図－6.3.1 に示すトンネル覆工コンクリート全 74 ブロックのうち、No.45 および No.46 の 2 ブロックを対象とした。No.45 ブロックは現行配合で、No.46 ブロックは低収縮コンクリート配合である。

計測位置は、図－6.3.2 に示すとおり No.45 および No.46 のアーチ部およびクラウン部の 2 箇所とした。

なお、同じ計測位置にコンクリート表面ひずみゲージ計を貼付し、トンネル縦断方向・円周方向のひずみを測定した。



図－6.3.1 トンネル覆工コンクリート割付図

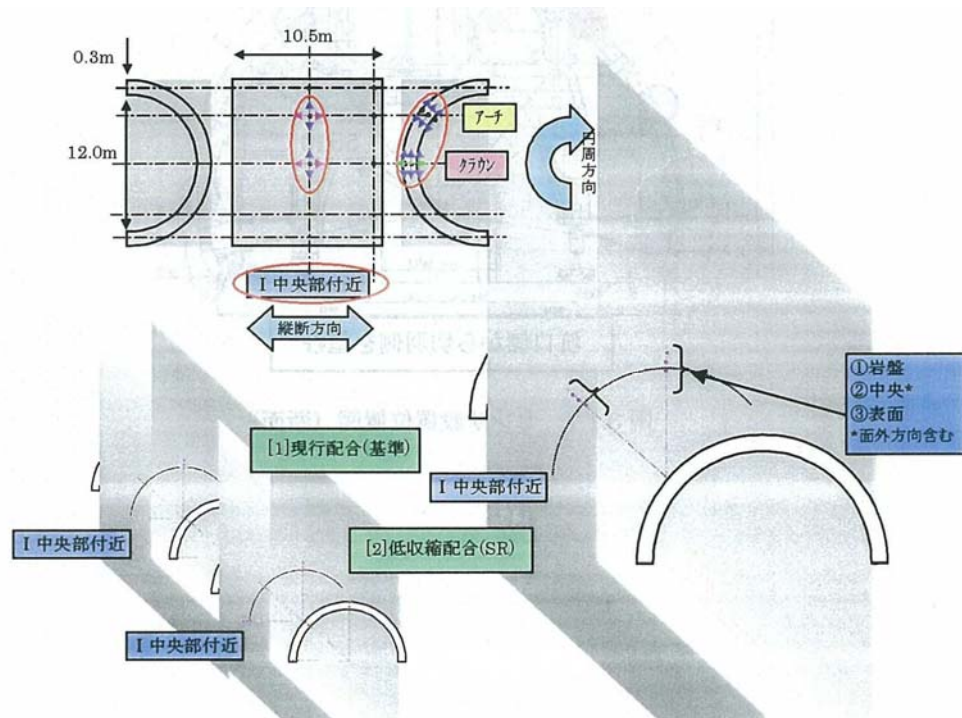


図-6.3.2 各ブロックにおける計測位置

## (2) 計測頻度

ひずみゲージの計測頻度は、覆工コンクリート打設後1ヶ月間は1時間ごと、その後2ヶ月間は3時間ごと、その後は6時間ごと自動計測を行った。テレセンによる撮影（計測）は、2～3ヶ月ごと計6回の撮影を行った。

## 6. 3. 3 計測結果

### (1) 表面ひずみゲージ

コンクリート表面ゲージの履歴は、図-6.3.3 および図-6.3.4 に示すとおりである。

No.45ブロック

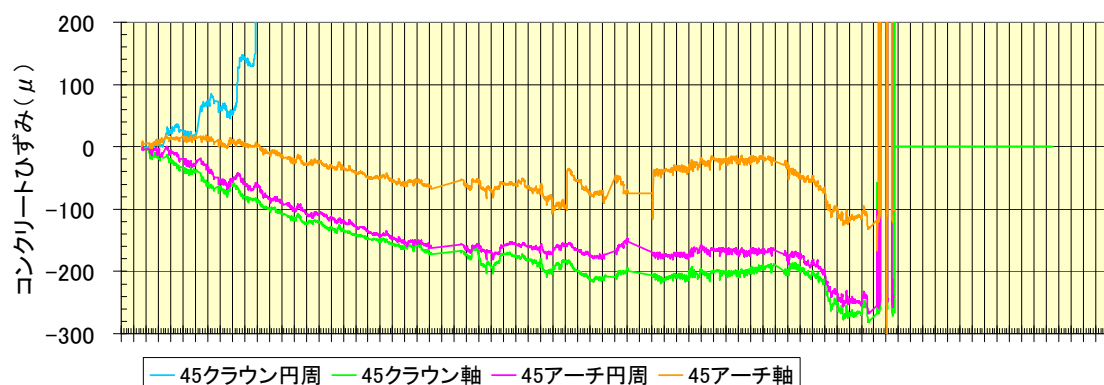


図-6.3.3 ひずみゲージの履歴 (No. 45 ブロック)

# No.46ブロック

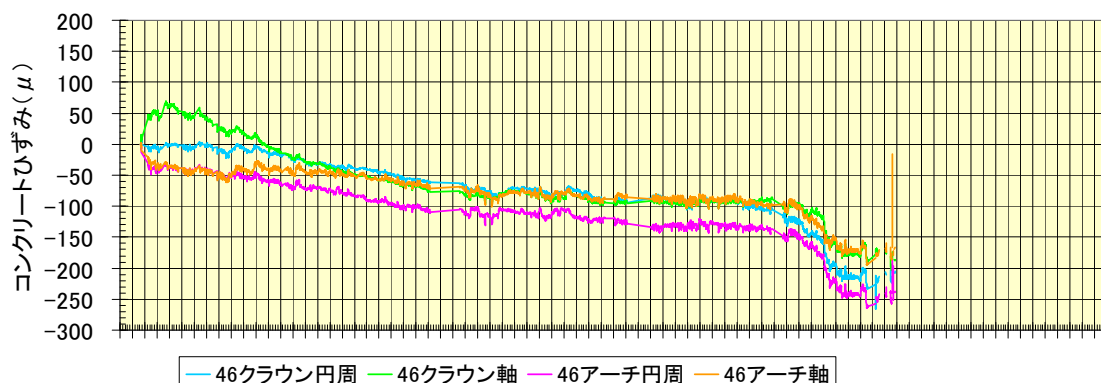


図-6.3.4 ひずみゲージの履歴 (No. 46 ブロック)

## (2) DICM によるひずみ

DICM によるひずみの計測値は、表-6.3.1 に示すとおりである。ここで、x 軸はトンネル縦断方向、y 軸はトンネル円周方向を表す。

表-6.3.1 DICM によるひずみ一覧

計測位置		11/7	1/17	3/7	5/12	8/9	10/8
45BLアーチ	x軸	676	-848	868	-143	8593	
	y軸	1648	-648	1035	-304	16	
45BLクラウン	x軸	-2710	-821	849	-252	13754	
	y軸	2575	-631	789	-258	706	
46BLアーチ	x軸	-172	-870	979	-281	—	
	y軸	-362	-670	1154	-210	—	
46BLクラウン	x軸	-460	-882	842	-290	-3944	
	y軸	-196	-743	963	-393	66	

注)イタリック体は、標準偏差が4桁以上のものを表す。

## 6. 3. 4 まとめ

DICM より求めたひずみ値とひずみゲージ値の比較は、表-6.3.2 に示すとおりである。DICM によるひずみ値は、各測点の温度から線膨張係数を  $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  として、補正を行った。

表-6.3.2 DICM とひずみゲージとの比較

計測位置		DICM			ひずみゲージ
		解析値	温度差	温度補正後	
45BLアーチ	x軸	-143	6.8	-75	311
	y軸	-304		-236	-38
45BLクラウン	x軸	-252	7.3	-179	-24
	y軸	-258		-185	11
46BLアーチ	x軸	-281	7.5	-206	-34
	y軸	-210		-135	-27
46BLクラウン	x軸	-290	7.0	-220	-32
	y軸	-393		-323	-29

## 6. 4 盛土管理（アーチカルバート）

### 6. 4. 1 目的

プレキャスト・アーチカルバート工法的一种であるモジュラーチ工法の裏込め時の内空変位の測定として、図-6.4.1 に示すような反射板を用いた 3 次元計測が用いられている。これは、1 アーチ断面当り円周方向に 7 箇所の反射板を設置し、基準となる計測点から光波測距器でこの反射板を視準することにより、反射板各点の 3 次元座標を計測し、その座標間（測線）の伸び縮みで内空変位の状態を把握するものである。計測には、光波式トランシットを用いるため特段の技術は必要ではないが、モジュラーチの内空変位の管理値が数 mm～10 数 mm のところ測定精度は mm オーダーと必ずしもよくない。

そこで DICM を用いた全視野計測により直接的にコンクリートのひずみを計測することにより、新たなモジュラーチの内空断面管理を模索することを目的に行った。

計測を行った現場の概要は、以下に示すとおりである。

工事名称：平成 19 年度 23 号豊橋東 BP 細谷 IC 道路建設工事

発注者：国土交通省 中部地方整備局 名四国道事務所

施工者：株式会社 近藤組

工期：平成 20 年 4 月 28 日～平成 21 年 6 月 30 日

場所：愛知県豊橋市細谷町

延長：58m

内空幅：11.98+11.98m

内空高：48.05m

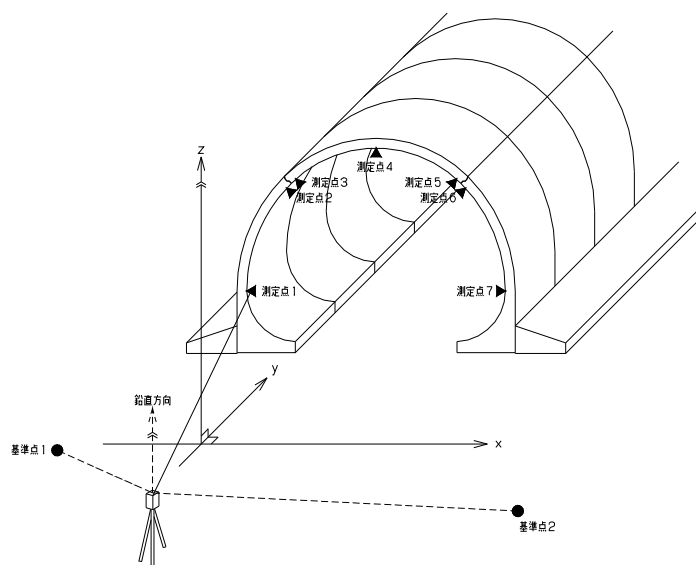


図-6.4.1 3次元計測

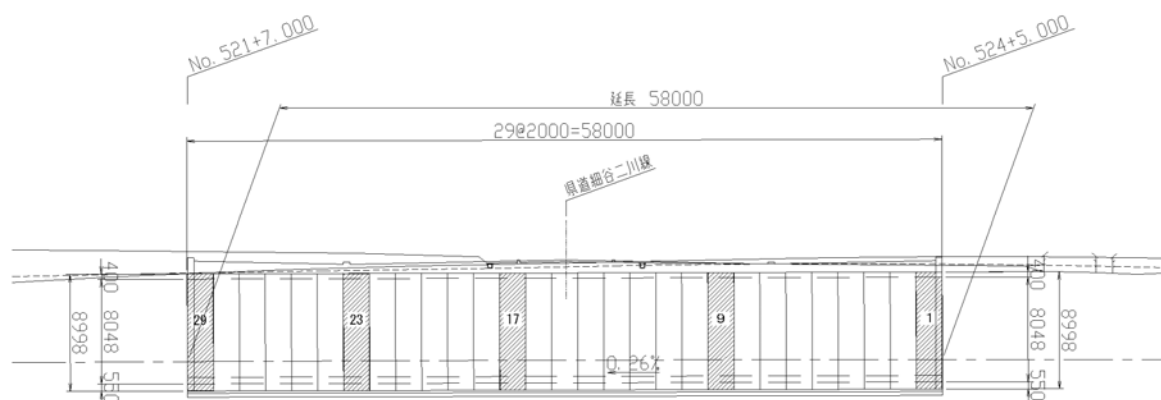


写真-6.4.1 反射板

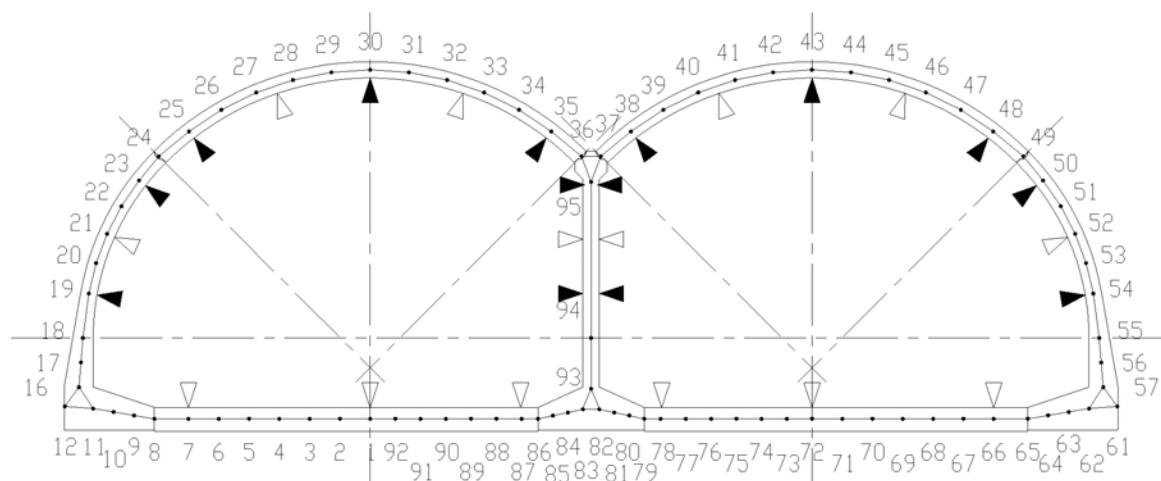
## 6. 4. 2 計測方法

### (1) 計測位置

アーチカルバートの延長は 58m で、1 期施工で 34m (1 リング～17 リング)、2 期施工で残りの 24m (18 リング～29 リング) を施工した。計測位置は、図－6.4.2 に示すように 1 期施工側 3 断面と 2 期施工側 2 断面の計 5 断面とした。円周方向の計測位置は、図－6.4.3 の▲で示すように、ボルト部材は中央部と両接合部付近の 3 点、左右のサイドウォール部材に関しては、スプリングライン(以下、S.L.という)付近と接合部付近の 2 点、センターピア部材に関しては、S.L. 付近と接合部付近の 2 点で合計 14 箇所(1 期工事の 1 断面は▲と△で示す 22 箇所)を計測箇所とした。



図－6.4.2 計測位置（縦断方向）



図－6.4.3 計測位置（円周方向）

### (2) 計測頻度

表－6.4.1 に撮影（計測）した日付とその断面の土かぶりを示す。ここで、土かぶりはボルト部材の天端からの距離を表す。

表－6.4.1 各断面の計測日における土かぶり（m）

計測日	1期施工			2期施工	
	1断面	9断面	17断面	23断面	29断面
H20.12.19	初期値	初期値	初期値	—	—
H21.1.15	-2.5	-2.5	-9.0	—	—
H21.2.6	0.5	0.5	-9.0	—	—
H21.4.2	—	—	—	初期値	初期値
H21.4.3	0.5	0.5	-9.0	—	—
H21.4.28	0.5	0.5	-2.0	-2.0	-2.0
H21.5.24	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
H21.6.29	1.0	1.0	0.5	0.5	0.5
H21.8.7	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

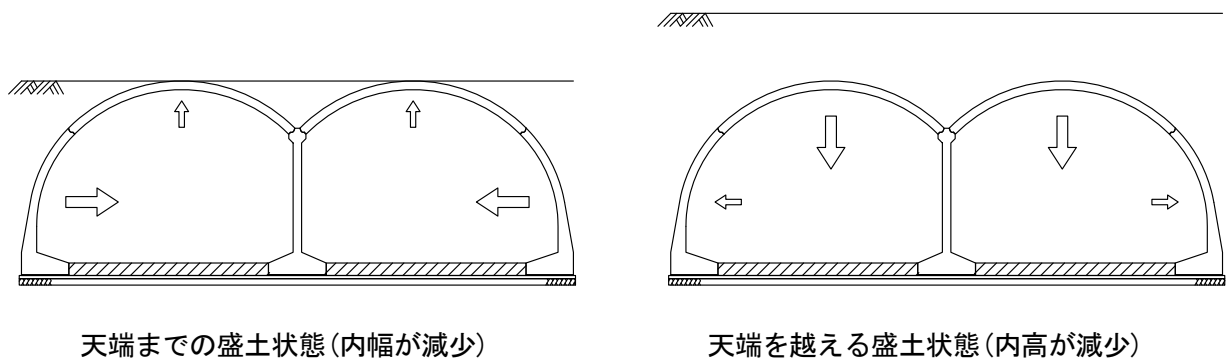
注) 土かぶりの数値は、ボルト天端からの距離を示す。

### 6.4.3 盛土管理のための内空変位計測

#### (1) 概要

アーチカルバート（モジュラーチ）の変形は、図－6.4.4 に示すように盛土がボルト部材天端まで達するまでは、側方土圧が卓越するため、サイドウォール部材の S.L. 上部は内空側へ変位し、それに伴いボルト部材は上側に反る形となる。また、さらにボルト部材天端より上に土が盛られて行くと、上載土による鉛直荷重が増加し、ボルト部材は下側に下がり、それに伴いサイドウォール部材は外側へ広がる挙動となる[1]。

内空変位計測は、事前に予測された変形量と部材応力度の関係から、盛土の各ステップにおける部材の安全余裕度を照査することにより、構造物の安全性と盛土施工の妥当性を把握するために行っている。



図－6.4.4 モジュラーチの変形モード

#### (2) 照査ステップ

内空管理値の照査ステップは、図－6.4.5 に示すように、STEP1：組立時、STEP2：ヒンジ部までの盛土時、STEP3：天端までの盛土時、STEP4：天端から 60cm の盛土時、STEP5：最終盛土時、STEP6：最終盛土完了時から 1 ヶ月後とした。



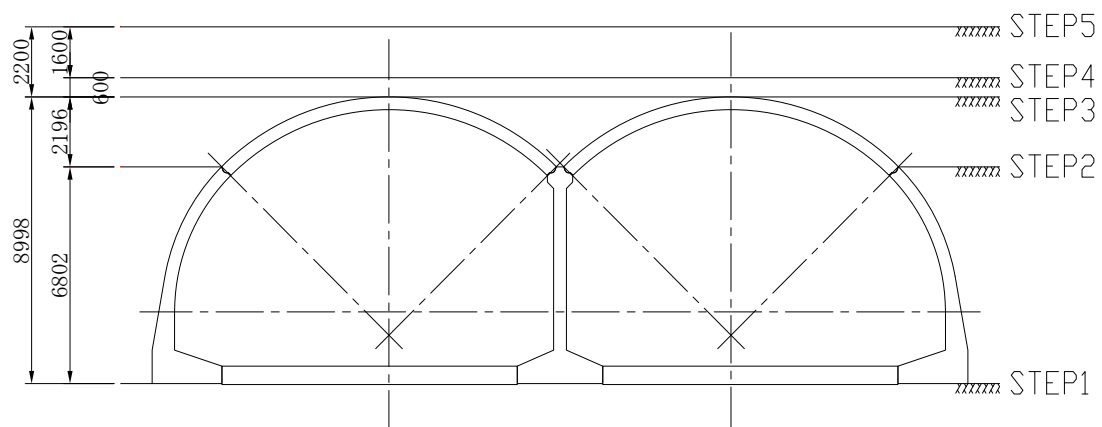


図-6.4.5 照査ステップ

### (3) 管理基準値の設定方法

部材の変形（相対変位量）に応じて、管理基準値を設定するとともに変形モードに準じて上限値と下限値を設ける。管理基準値は、部材が許容応力度に達する時点における各相対変位量をレベルⅢとする。具体的な管理基準値の算出方法は、以下に示す方法で行う。

- ① 照査ステップにおける設計死荷重を作用させる。
- ② 図-6.4.6 に示すようにアーチカルバートに外力による変形を内外に与える。
- ③ S.L.および天端部の部材応力（コンクリートおよび鉄筋）が許容に達するときの値を求める。

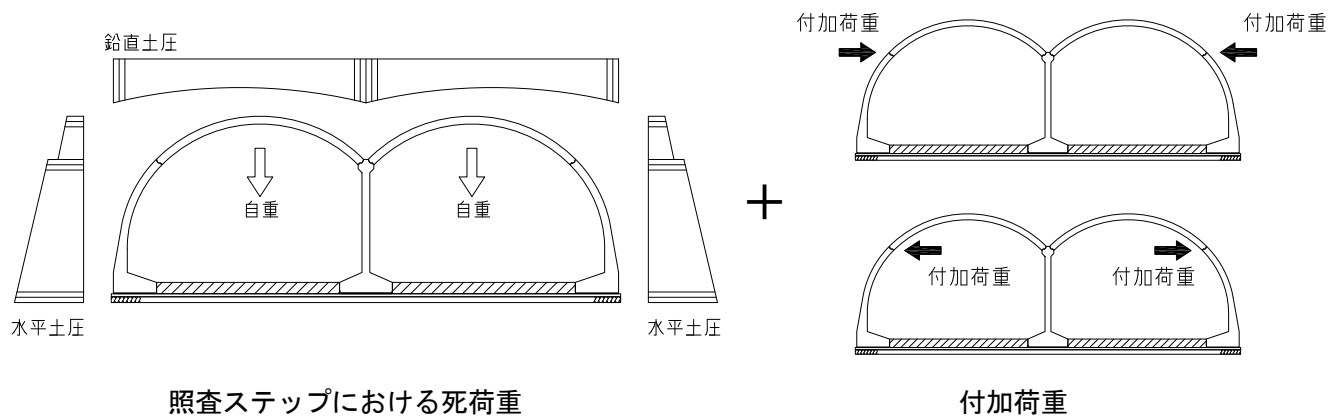


図-6.4.6 管理基準値算出概念図

### (4) 管理基準値と管理レベル

管理基準値に対する管理レベルは、表-6.4.2 に示すとおりである。

表-6.4.2 管理基準値と管理レベル

管理レベル	天端変位量および内空変位量 (計測値)	対策工
レベルⅠ	管理基準値の80%を超えて90%以下	要観察：対策工の検討 (要因分析)
レベルⅡ	管理基準値の90%を超えて100%以下	要注意：対策工の実施
レベルⅢ	管理基準値の100%を超える	

※レベルⅢを管理基準値とする。

#### (5) 内空変位

23断面における実際に計測した内空変位を図-6.4.7～図-6.4.11に示す。

いずれのケースも内空変位量に若干のブレがあるものの概ね設計値どおりの動きをしたことが分る。

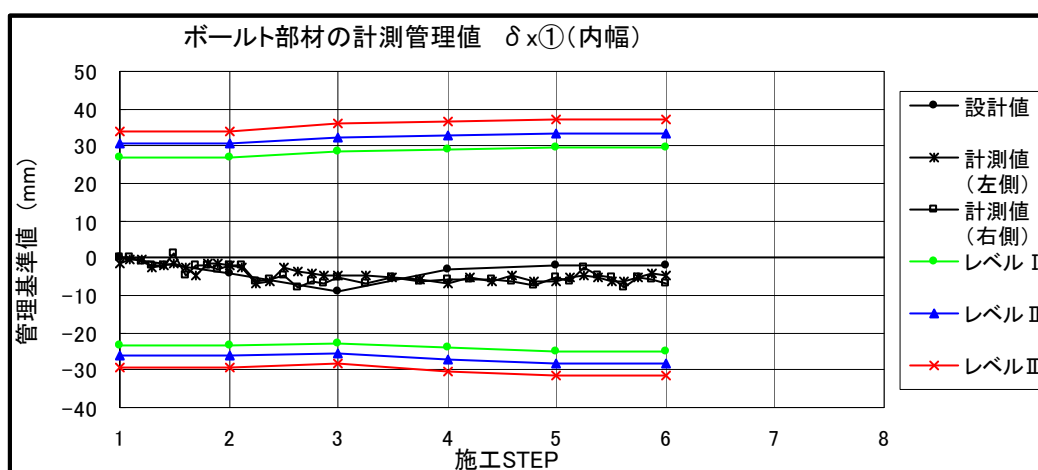


図-6.4.7 23断面におけるボルト部材の内空変位(内幅)

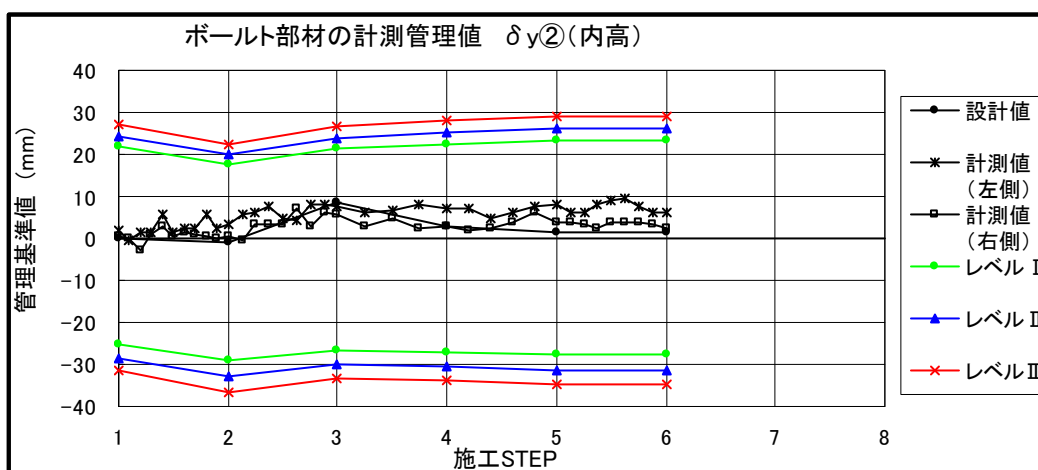


図-6.4.8 23断面におけるボルト部材の内空変位(内高)

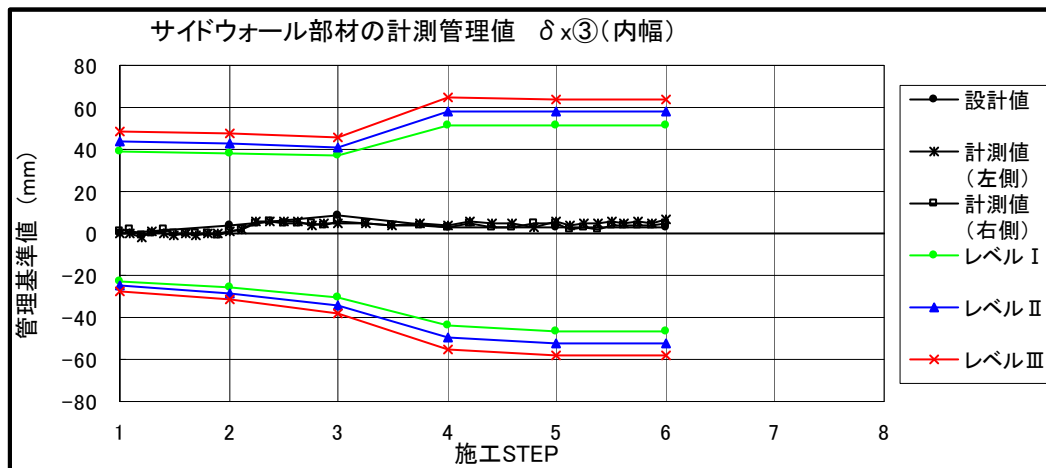


図-6.4.9 23 断面におけるサイドウォール部材の内空変位(内幅)

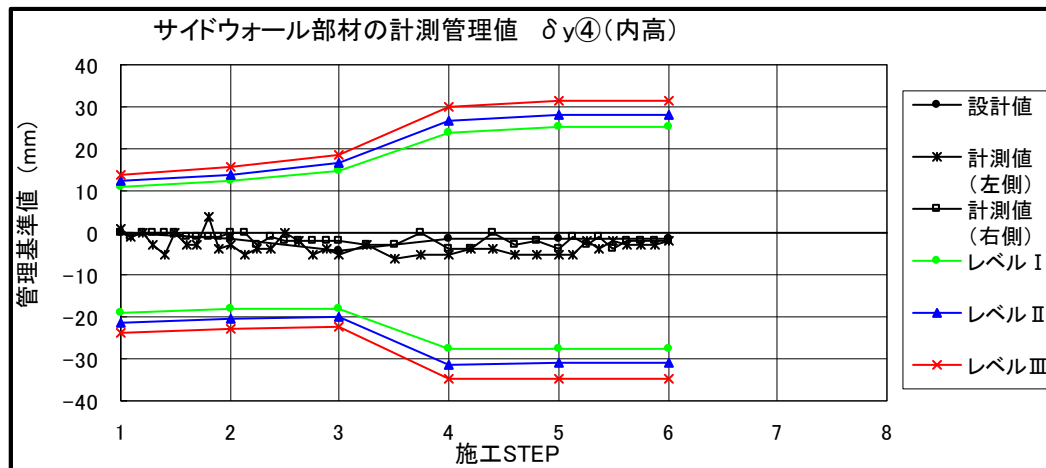


図-6.4.10 23 断面におけるサイドウォール部材の内空変位(内高)

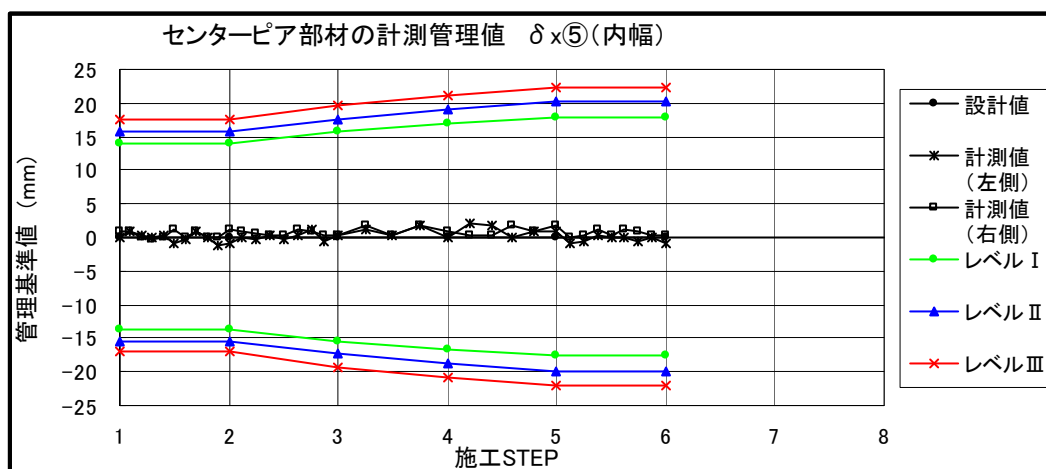


図-6.4.11 23 断面におけるセンターピア部材の内空変位(内幅)

#### 6. 4. 4 DICMによる計測結果

計測結果は、B法を用いた2期工事の23断面（測点番号No.57～No.88）の初期値と盛土完了時とを比較した。それぞれ4回ずつの撮影データがあるので、DICMによるひずみの算出は16通となる。明らかに異常と思われる標準偏差値を示したものを除いた平均値をその測点のひずみ値とした。

なお、X方向はカルバートの縦断方向、Y方向はカルバートの円周方向を示す。符号の[－]は圧縮を表すものとする。

X方向（縦断方向）には力がかかっていないとすると、Y方向のひずみは、温度応力によるもの、乾燥収縮によるもの、X方向のポアソン効果によるものが含まれる。そこで、外力によるY方向のひずみのみを分離するために、以下に示すように算出した。

$$\varepsilon_y = \varepsilon_{y0} + \varepsilon_t + \varepsilon_s \quad \text{式(1)}$$

$$\varepsilon_x = \nu \varepsilon_y + \varepsilon_t + \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_{y0} = (\varepsilon_y - \varepsilon_x) / (1 - \nu)$$

ここに、 $\varepsilon_y$  : DICMで求めたY方向のひずみ

$\varepsilon_x$  : DICMで求めたX方向のひずみ

$\varepsilon_{y0}$  : 外力によるY方向のひずみ

$\varepsilon_t$  : 温度応力によるひずみ

$\varepsilon_s$  : 乾燥収縮ひずみ

$\nu$  : ポアソン比=0.2

以上のように求めたひずみは、表－6.4.3に示すとおりである。

表－6.4.3 ひずみ一覧

項 目	ボルト(中央部)		サイドウォール(SL)		センターピア(SL)
	No.46	No.53	No.43	No.50	No.56
$\varepsilon_x$	16	164	-31	-31	-50
$\varepsilon_y$	58	358	8	15	61
$(\varepsilon_x - \varepsilon_y) / (1 - \nu)$	-52.5	-242.5	-48.8	-57.5	-138.8
平均値	-147.5		-53.2		-138.8

#### 6. 5 まとめ

##### 6. 5. 1 乾燥収縮ひずみの測定（NATM トンネル）

DICMより求めたひずみ値とひずみゲージ値との単純な比較において、大きな差が開いたが、この原因については、未解明である。今後、さらにデータを精査して解析を行う必要がある。

## 6. 5. 2 盛土管理（アーチカルバート）

### (1) 応力度

応力変動の少ないボールト部材の中央部、サイドウォール部材およびセンターピア部材の S.L.において設計値との比較を行い、その結果は表-6.5.1 に示すとおりである。なお、比較の際に用いたコンクリートのヤング係数は、コンクリート標準示方書に示されるコンクリートの設計基準強度  $f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$  の場合の  $31\text{kN/mm}^2$  を用いた[2]。 また、応力度の符号は、ひずみと符号の整合性を図るために[-]を圧縮、[+]を引張とした。

コンクリート表面にひび割れが発生していないため、死荷重による応力度は、全断面有効とし、以下の式(2)から算出した。

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z} \quad \text{式 (2)}$$

$$\sigma_{\text{DICM}} = E_c \cdot \varepsilon_{\text{DICM}}$$

ここに、 $\sigma_c$ : コンクリートの応力度( $\text{N/mm}^2$ )

N : 節点における軸力(kN)

A : 断面積( $\text{m}^2$ )

M : 節点における曲げモーメント( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )

Z : 断面係数( $\text{m}^3$ )

$\sigma_{\text{DICM}}$ : DICMの解析結果から求めたコンクリートの応力度( $\text{N/mm}^2$ )

$\varepsilon_{\text{DICM}}$ : DICMで求めたコンクリートのひずみ

$E_c$ : コンクリートのヤング係数( $\text{N/mm}^2$ )

表－6.5.1 設計値との比較

部 材	位置	M(kN・m)	N(kN)	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	DICM	
					$\varepsilon$ ( $\times 10^{-6}$ )	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )
ボールド	中央	59.3	129.3	-3.0	-147.5	-4.6
サイドウォール	SL	-105.6	314.7	-8.3	-53.2	-1.6
センターピア	SL	3.9	383.6	-9.6	-138.8	-4.3

表－6.5.1 より、DICM より求めた応力度は、多少のばらつきは認められるものの概ね設計値どおりの応力度となった。コンクリートのヤング係数を設計基準強度から推定したが、実構造物のヤング係数が簡易に精度よく推定できればより正確な応力度が得られる。

## (2) 計測を終えて

工場における初期値計測を含め計 9 回のテレセンによる撮影（計測）を行った。装置および計測方法の改良点は、以下のとおりである。

### ・装置の軽量化

テレセンは総質量 7kg ある。高所作業車上での上向き撮影時には装置を保持するのが厳しかった。撮影後のデータからも他の計測点に比べ、誤差が大きく出る傾向にあった。装置の軽量化が望まれる。

### ・金チップ、銀チップの固定方法

銀チップを使用した B 法は、A 法に比べファインダーを覗く必要がないので、撮影時間の大幅な短縮を可能にした。しかしながら、テレセンが重いことなどから撮影時にチップが剥がれることがあった。チップを埋込むか接着方法を改良する必要がある。

### ・QR コード

QR コードには多くの情報を書込むことができるため、維持管理用の様々なデータを付随することができる。今回はいずれのケースともプリンタに出力したものをコンクリート表面に貼付して測定を行ったが、トンネル内の湿度等の影響により、いくつかの計測点で QR コード自体が剥がれてしまった。このため、長期計測を行う場合には、接着方法を改良するかコンクリート表面に直接印字する方法を考案する必要がある。

### ・長期計測の信頼性

約 8 ヶ月の計測期間であったので、QR コードが汚れたり破損したりして画像を読取れないことはなかったが、今後長期にわたる計測時の信頼性を高めるためにも長期間の暴露試験等が必要である。

## (3) 盛土管理について

計測対象とした構造物は、基礎地盤を改良したことや土かぶりがあまり大きくなかったことから、設計値を大きく越えて変形することがなかった。このため、発生する応力もほぼ設計値どおりであったため、今回の計測結果を盛土管理までに適用できなかった。

今後、アーチカルバートの安全性と盛土施工の妥当性を把握するためには、①高精度で簡易的な



コンクリートのヤング係数の測定方法の開発、②面的な計測によって内空面のコンター図を作成するなどして、より視覚的に挙動をとらえる必要がある。

〈参考文献〉

- [1] (財)地域地盤環境研究所：Modularch 技術マニュアル，モジュラーチ工法協会，2008.7
- [2] (社)土木学会：コンクリート標準示方書（設計編），2008.3

（川村 淳一）



## 7. アルカリシリカ反応を生じるコンクリートの膨張挙動のデジタル画像相関法による計測

### 7. 1 背景および目的

アルカリシリカ反応（以下、ASR）とは、セメント等に由来する水酸化物イオン（OH<sup>-</sup>）により、骨材中のシリカ鉱物あるいは珪酸塩鉱物中のシロキサン結合が切断され、アルカリシリカゲルが生成されることによって生じる[1]。このゲルが吸水、膨張し、コンクリートにはひび割れが発生する。無筋コンクリートや鉄筋量の小さい鉄筋コンクリート構造物では亀甲状のひび割れが、鉄筋コンクリート構造物やプレストレストコンクリートでは、部材軸方向のひび割れが発生する。ひび割れの発生状況を写真－7.1.1 および写真－7.1.2 に示す。

我が国では1980年初め頃から、ASRによる多数の損傷状況が確認され、調査が行われた。1986年には、当時の建設省による総合開発プロジェクト「コンクリートの耐久性向上技術の開発」[2]において、ASRに対する実態調査方法、ASR抑制対策、骨材の反応性試験方法、被害構造物の補修補強指針が示された。ASR抑制対策の一つである、アルカリ総量規制によって、1988年以降に建設された構造物における損傷事例は、少ないとされている。

ASRによるコンクリート構造物の変状や損傷は、コンクリートに生じたひび割れによって初めて顕在化することが多く、一般的には、ひび割れなどの変状の状態を確認しながら維持管理が行われている。事前に変状や損傷の兆候を捉えることは現時点では非常に困難である。また、ASRに対する補修が行われたにもかかわらず、数年で再びひび割れなどが生じる事例（再劣化）も散見される。よって、現時点でASRによる変状が生じていない場合でも、周囲の構造物に使用された材料や立地条件、環境条件から判断してASRが生じる可能性があると思定される構造物や、ASRの補修が行われた構造物については、長期的かつ全視野的にモニタリングが可能な計測手法の構築が求められる。

これまで、デジタル画像相関法による全視野ひずみ計測手法は、コンクリート分野では材料強度試験や部材耐荷力試験などの比較的短期での計測期間において実施されている。その結果、ひずみゲージや変位計を用いた従来の計測方法と同等の結果が得られることが明らかとなっている[3]。

本研究では、デジタル画像相関法による全視野ひずみ計測手法によってASRによるコンクリートの膨張現象を捉えること、さらには、長期での計測における課題等について抽出することを目的とし、実験的アプローチを行った。



写真－7.1.1 防波堤に生じた亀甲状のひび割れ



写真－7.1.2 PC桁下面に生じた軸方向のひび割れ

## 7. 2 実験方法

### 7. 2. 1 実験の概要

本実験では、粗骨材に ASR 反応性を有する骨材を用いたコンクリート角柱供試体（150×150×250mm）を作製し、40℃温水中で ASR の反応を促進させた。ひび割れ発生について、コンクリート表面を CMOS カメラによって撮影し、デジタル画像相関法により画像解析を行い、膨張率を求め、コンタクトゲージ法による測定値と比較した。さらに、画像解析によりひずみ分布を求め、実際のひび割れ発生状況との比較を行った。

### 7. 2. 2 使用材料

セメントには中庸熟ポルトランドセメント（密度 3.21g/cm<sup>3</sup>）を、細骨材には海砂（表乾密度 2.55g/cm<sup>3</sup>）を使用した。粗骨材には ASR 反応性を有する安山岩碎石を使用した。なお、この粗骨材は JIS A 1145「骨材のアルカリシリカ反応性試験（化学法）」の結果、アルカリ濃度減少量(Rc)は 215mmol/l、溶解シリカ量(Sc)は 526mmol/l であり、「無害でない」と判定されるものである。本実験では、粗骨材の最大寸法の違いがひび割れ発生挙動に及ぼす影響について調べるため、最大寸法 40mm と最大寸法 20mm となるよう粗骨材を粒度調整して使用した。

### 7. 2. 3 配合

コンクリートの配合を表-7.2.1 に示す。配合は 4005（粗骨材最大寸法 40mm）と 2005（粗骨材最大寸法 20mm）の 2 種類とし、水セメント比 55%、細骨材率 45%の条件で、粒度ごとにふるい分けた粗骨材 G<sub>1</sub>（表乾密度 2.66g/cm<sup>3</sup>）、G<sub>2</sub>（表乾密度 2.67g/cm<sup>3</sup>）および G<sub>3</sub>（表乾密度 2.67g/cm<sup>3</sup>）を組み合わせ使用した。また、コンクリート中のアルカリ総量を高めるため、練混ぜ水に NaCl を添加し、コンクリート中のアルカリ総量が 8kg/m<sup>3</sup> となるようにした。なお、比較のため、基準供試体としてコンクリート円柱供試体（φ100mm×200mm）も同時に作製した。

表-7.2.1 コンクリートの示方配合

供試体名	粗骨材 最大寸法 (mm)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )						湿和剤		NaCl (kg/m <sup>3</sup> )
				W	C	S	G1 (40-20)	G2 (20-10)	G3 (10-5)	AE剤 (ml/m <sup>3</sup> )	AE減水 剤(g/m <sup>3</sup> )	
4005	40	55	45	165	300	851	547	327	218	12.0	937.5	12.72
2005	20						-	653	436			

### 7. 2. 4 供試体の作製および養生条件

作製したコンクリートは打設後、翌日に脱型し、その後促進試験開始までの約 1 ヶ月間、20℃水中養生した。

角柱供試体の促進養生条件は、温度 40℃の恒温水槽での温水養生とし、打設時の側面であった 150×250mm の面をカメラ撮影面とした。水面が供試体の上面から約 10mm 下となるよう設置し、撮影面ができるだけ水に濡れないようにした。また、角柱供試体でのコンタクトゲージによる計測結果と比較するため、計測用のプラグを水中ボンドで供試体の上面に接着した。

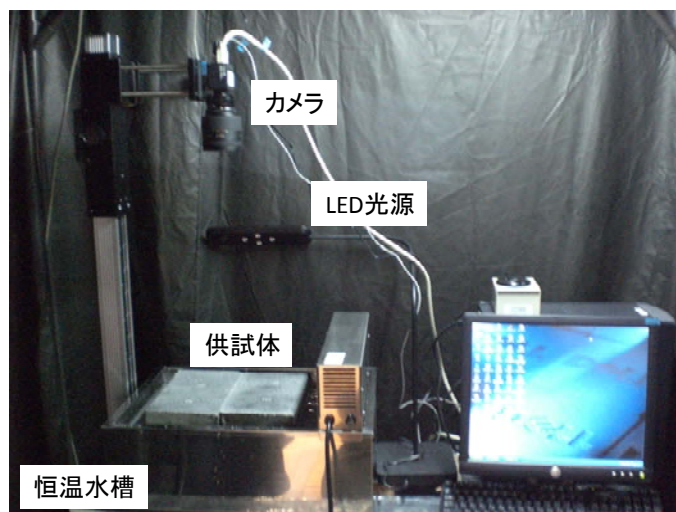
なお、円柱供試体は温度 40℃、湿度 100%R.H.の環境下（ステンレス製湿気箱）で保管し、膨張率の測定時に 20℃の恒温室に移し、測定した。

### 7. 2. 5 測定方法

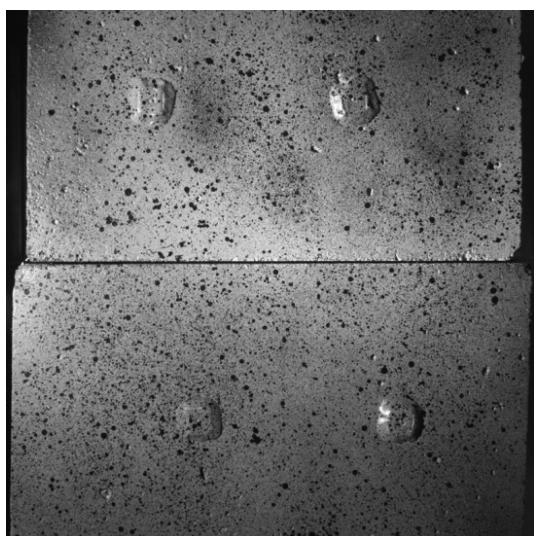
計測状況を写真－7.2.1 に示す。40℃に設定した恒温水槽内に 4005 および 2005 の供試体をそれぞれ 1 体ずつ静置させた。光源には LED 照明を使用した。供試体上部に CMOS カメラ（2000×2000 画素）を設置し、パソコンを用いて画像を取得した。また、これらの測定システム一式は、外部の光による影響を無くするため、組立て式の暗室内に設置した。

水温の変化および水分の蒸発を防ぐため、カメラでの撮影時以外は恒温水槽にフタをした。撮影時には結露が乾くまで時間を置いてから撮影を行った。

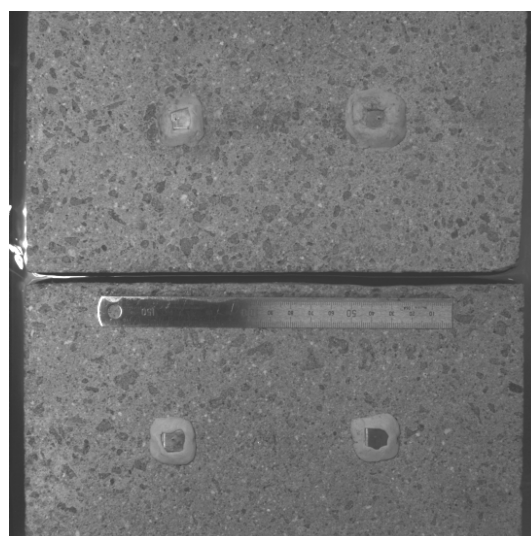
デジタル画像相関法では、対象物の表面にコントラストが必要である。そこで、予備実験として、供試体の測定面に一様にグレー色の耐水性スプレーを塗布し、さらに黒色の耐水性スプレーで斑点状の模様を付けた（写真－7.2.2）。この塗装仕様により計測を実施したところ、途中で熱により塗料が溶解したと思われる「にじみ」が生じ、取得した画像による解析が困難となった。そこで、コンクリート表面を粗骨材が露出する程度まで研磨し（写真－7.2.3）、計測を行った。



写真－7.2.1 計測状況



写真－7.2.2 撮影画像（塗料使用）



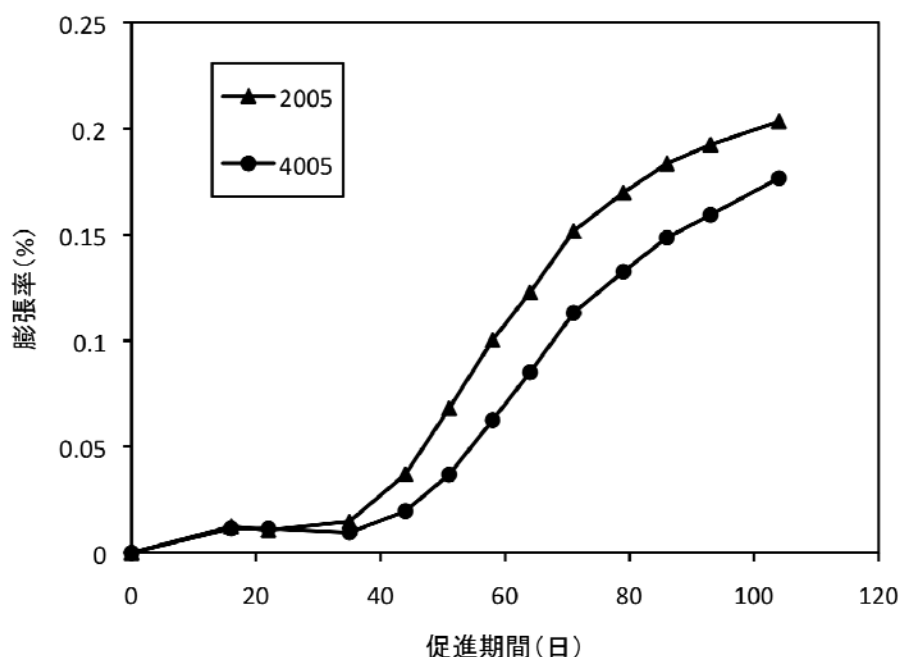
表－7.2.3 撮影画像（表面研磨）

### 7. 3 結果および考察

#### 7. 3. 1 基準供試体の膨張率

基準供試体として作製した円柱供試体のコンタクトゲージによる膨張量測定結果を、図－7.3.1に示す。2つの供試体は、ともに促進開始後 30～40 日から膨張が開始した。

膨張量を比較すると、粗骨材の最大寸法の小さい 2005 供試体の方が、4005 供試体よりも膨張率が大きくなっていることが分かる。これは、2005 供試体の方が粗骨材の表面積が大きくなり、アルカリと接触する面積が増大したことによるものと考えられる。



図－7.3.1 基準供試体の膨張量（コンタクトゲージ法）

#### 7. 3. 2 コンタクトゲージ法とデジタル画像相関法による膨張率の比較

角柱供試体について、コンタクトゲージ法とデジタル画像相関法の 2 通りの方法により膨張率の測定を行った。デジタル画像相関法においては図－7.3.2 に示す測線①～⑥について、膨張率の経時変化を解析により求めた。①～③は X 軸方向、④～⑥は Y 軸方向の膨張率である。なお、測線①はコンタクトゲージによって測定される区間に相当する。

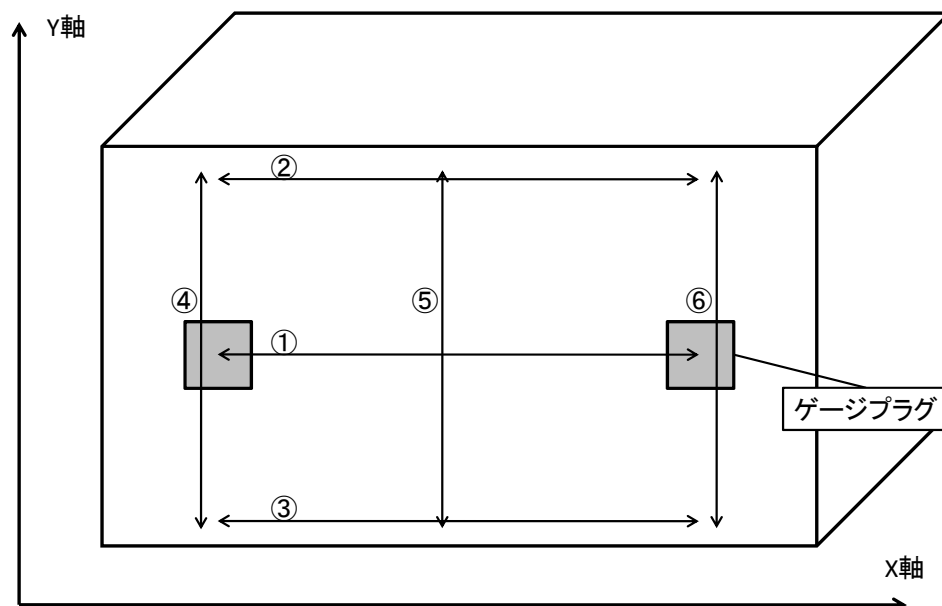
コンタクトゲージ法による測定結果を図－7.3.3 に示す。また、デジタル画像相関法による測定結果を図－7.3.4 および図－7.3.5 に示す。

図－7.3.4 および図－7.3.5 を比較すると、2005 供試体のひずみは 0.4%程度まで達し、4005 供試体のひずみは 0.1～0.2%となった。よって、粗骨材の最大寸法が小さい 2005 供試体の方が膨張率が大きく、基準供試体の場合における結果（図－7.3.1）と一致した。また、X 軸方向と Y 軸方向のひずみについては、いずれの供試体も大きな差は認められなかった。さらに、膨張開始時期はいずれの供試体も促進開始後 40 日頃となった。

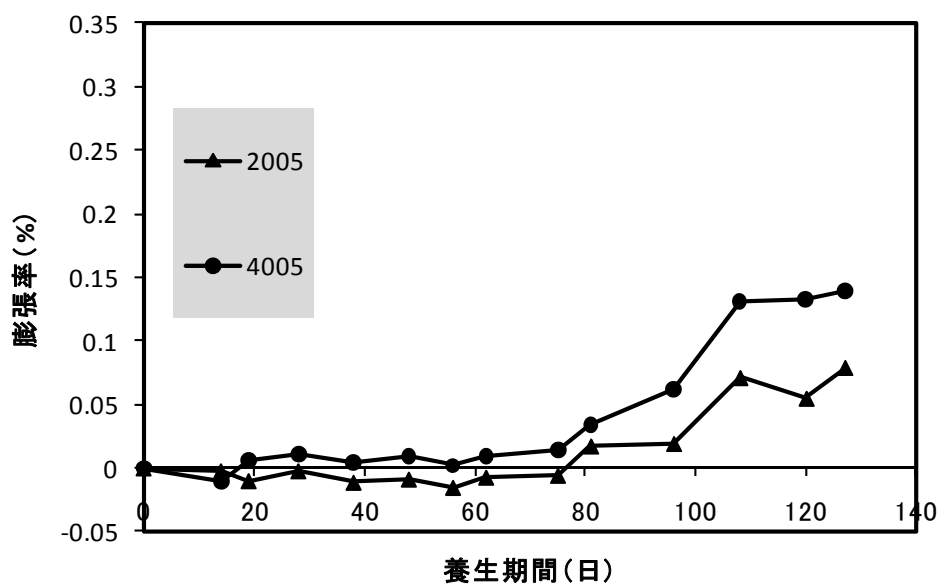
以上より、基準供試体のコンタクトゲージ法による膨張率の結果と、角柱供試体のデジタル画像相関による膨張率の解析値とは、概ね傾向が一致したと言える。しかしながら、これらの結果は角柱供試体のコンタクトゲージ法による測定結果（図－7.3.3）と一致しない点もある。すなわち、図



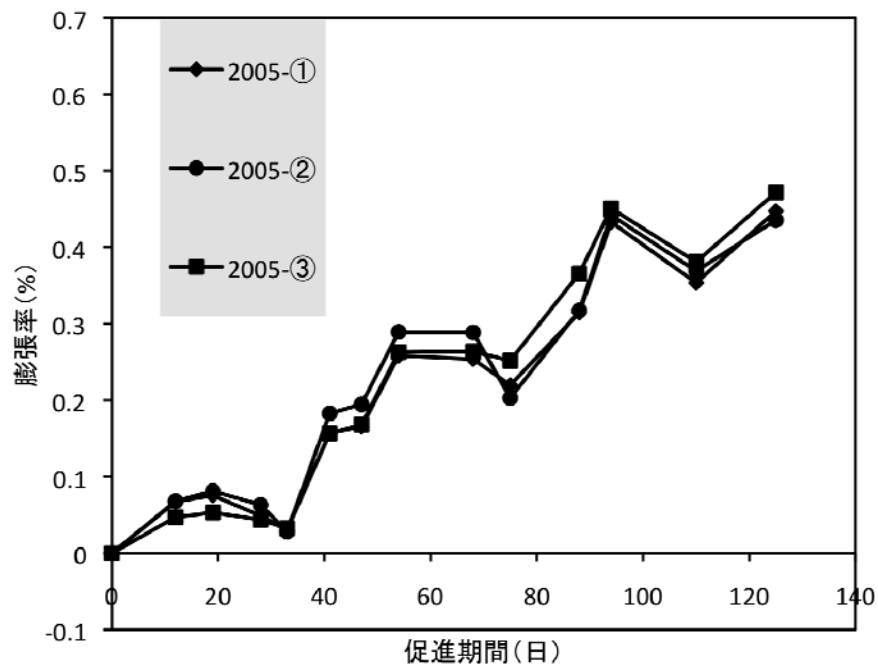
ー7.3.3によると、膨張開始時期が促進開始後約80日となっている。また、コンタクトゲージ法では4005 供試体の方がひずみが大きくなっている。このような差が生じた原因については、不明である。



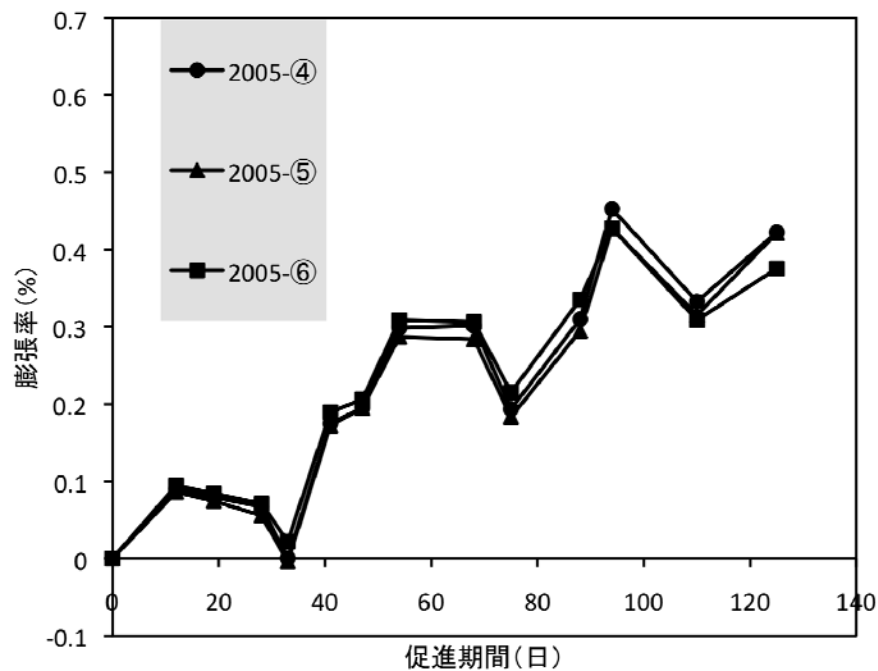
図ー7.3.2 膨張率測定位置



図ー7.3.3 コンタクトゲージ法より求めた膨張率の測定結果

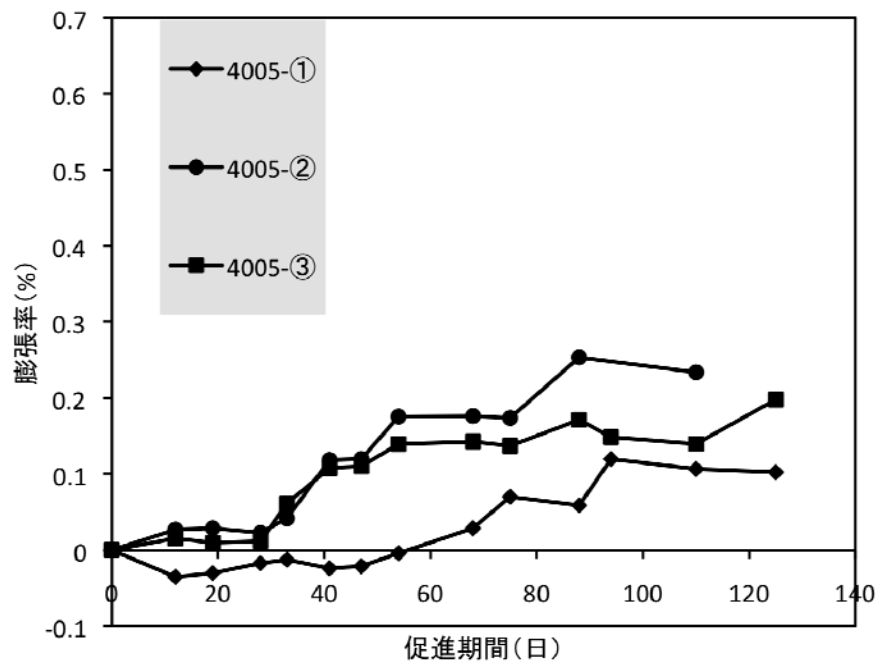


(a) X 軸方向の膨張率 (2005-①～③)

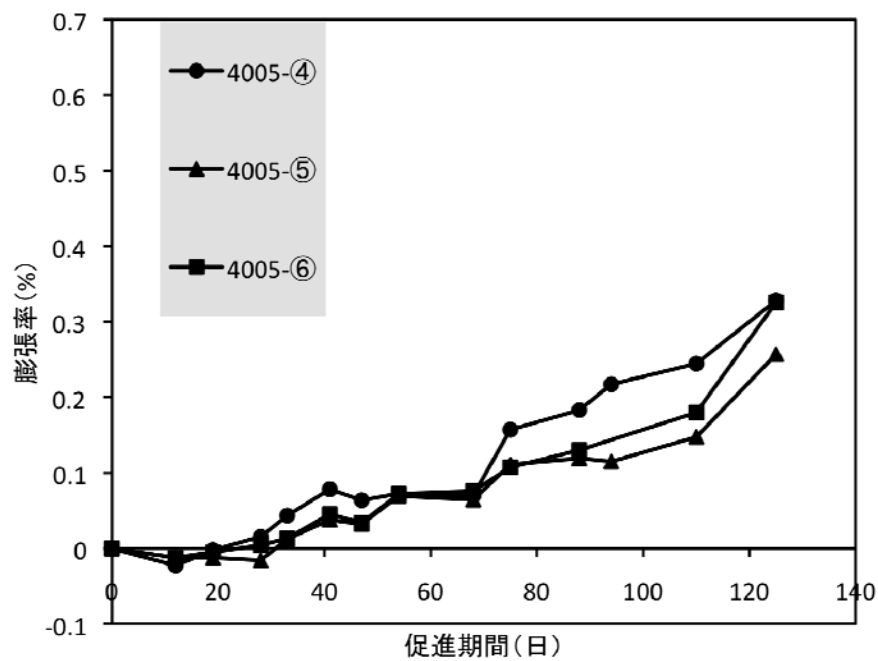


(b) Y 軸方向の膨張率 (2005-④～⑥)

図一7.3.4 画像解析により求めた膨張率 (2005 供試体)



(a) X 軸方向の膨張率 (4005-①～③)



(b) Y 軸方向の膨張率 (4005-④～⑥)

図ー7.3.5 画像解析により求めた膨張率 (4005 供試体)

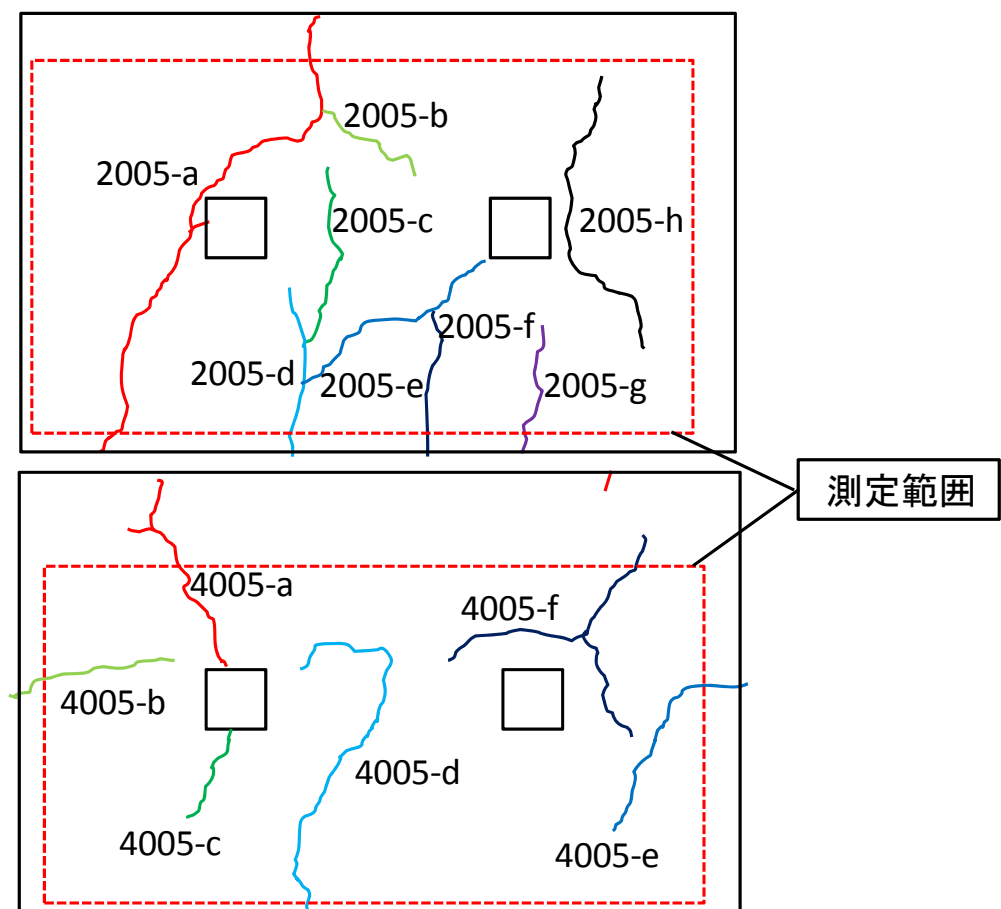
### 7. 3. 3 デジタル画像相関法によるひずみ分布の算出結果

促進試験を終了した 131 日目における供試体の上面のひび割れ状況を、図－7.3.6 に示す。目視で観察可能な範囲では、2005 供試体には 8 本のひび割れが、4005 供試体には 6 本のひび割れが生じていた。粗骨材の最大寸法の影響を受け、2005 供試体の方に多くのひび割れが発生したものと考えられる。

各供試体の膨張挙動およびひび割れ発生機構について明らかにするため、X 方向ひずみ、Y 軸方向ひずみ、最大主ひずみについて、ひずみ分布の経時変化を求めた。その結果を表－7.3.1 および表－7.3.2 に示す。なお、解析を行った範囲は、図－7.3.6 に示される破線の範囲内である。

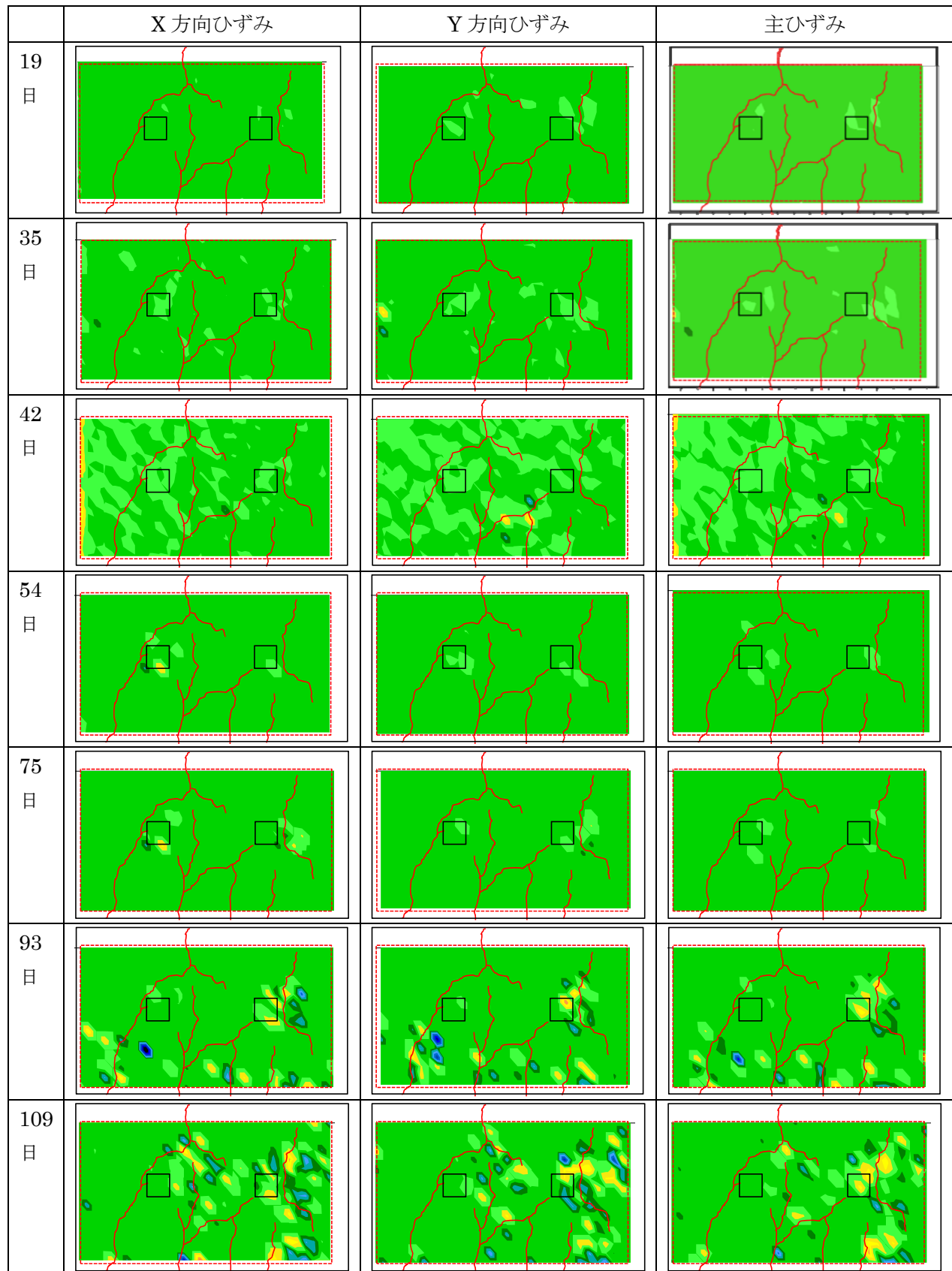
表－7.3.1 に示す供試体 2005 のひずみ分布を見ると、促進期間 93 日以降においてひずみが大きくなる領域が見られる。この時点でのひずみは、測定期間中の最大ひずみに近い約 0.4% であった。ひずみが大きい領域とひび割れ発生位置とを比較すると概ね一致しているものの、その領域はひび割れに沿う形状とはなっていない。

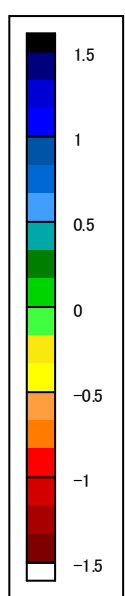
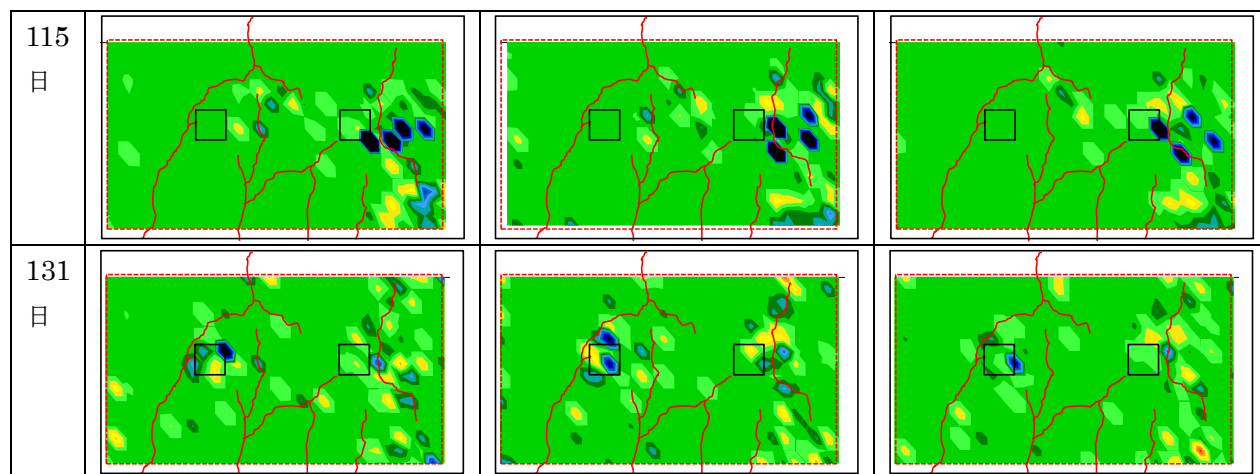
一方、表－7.3.2 に示す供試体 4005 の結果を見ると、促進期間 75 日以降においてひずみが大きくなる領域が見られる。この時のコンクリートのひずみは約 0.1% である。ひずみが大きくなる領域は特に供試体の左側半分に出現しており、図－7.3.6 に示すひび割れ「4005-a」はひずみが大きくなる領域とほぼ一致している。また、X 方向ひずみが最も値が大きく卓越していることが分かる。



図－7.3.6 促進期間 131 日目におけるひずみ分布（上段：2005、下段：4005）

表-7.3.1 ひずみ分布の経時変化 (2005 供試体)



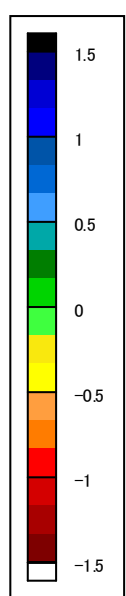
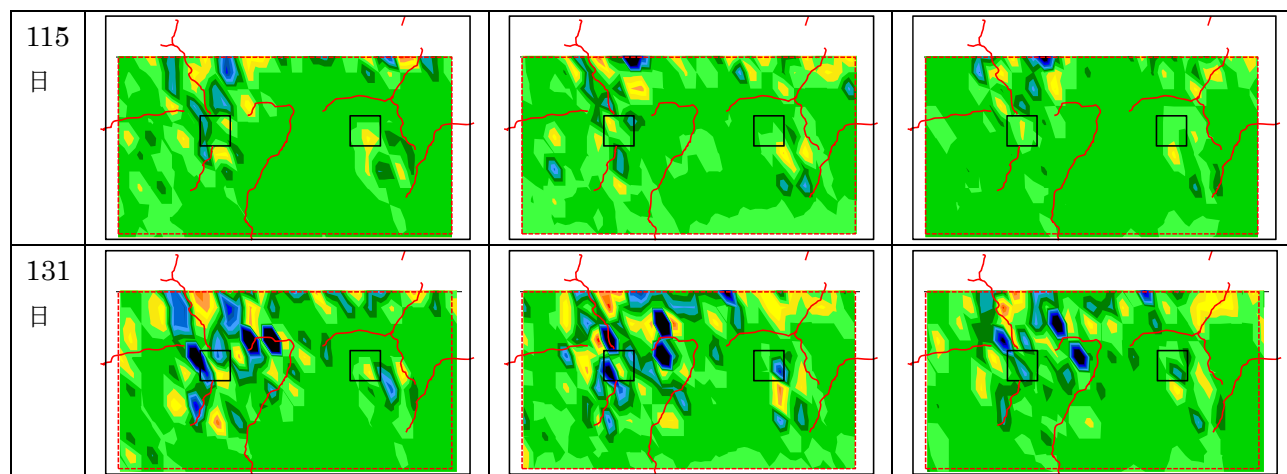


ひずみ(%)

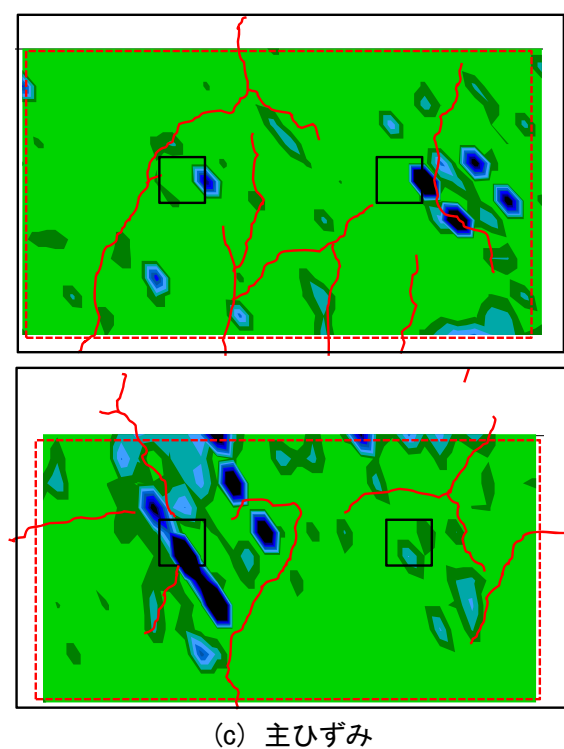
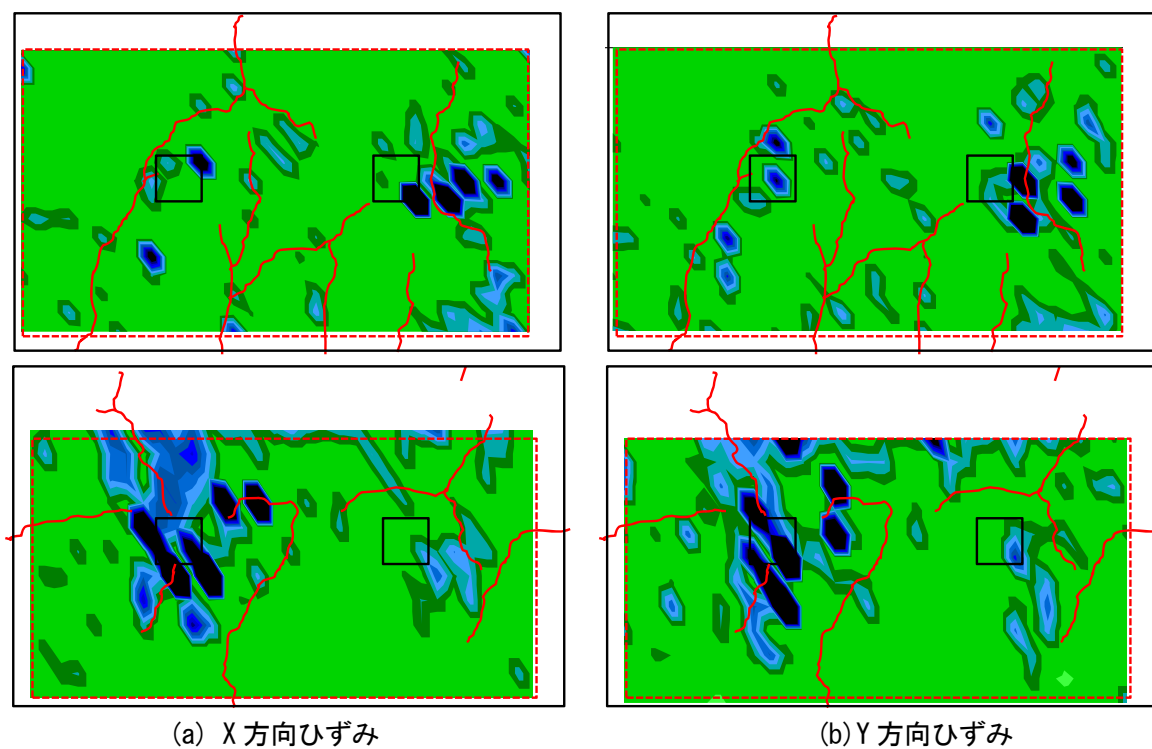


表-7.3.2 ひずみ分布の経時変化 (4005 供試体)

	X 方向ひずみ	Y 方向ひずみ	主ひずみ
19 日			
35 日			
42 日			
54 日			
75 日			
93 日			
109 日			



ひずみ(%)



図ー7.3.7 各解析領域における最大ひずみの分布（上段：2005、下段：4005）

図ー7.3.7 に、促進期間中に生じた最大ひずみの分布を示す。4005 供試体については、ひび割れ本数は大きな差ではないものの左側半分の方が多く、供試体の左側半分の膨張量がより大きいものと推察される。図ー7.3.7 を見ると、ひずみ大きい領域は供試体の左側に偏在しており、ひび割れ発生状況とデジタル画像相関法によるひずみ計測結果との間に整合性が得られたものと考えられる。

2005 供試体については、ひび割れ「2005-h」の付近にひずみが大きい領域が見られ、また、ひび割れ「2005-a」の付近に Y 方向ひずみがやや大きい領域が見られるものの、その他のひび割れの位置においてはひずみは小さく算出された。

#### 7. 4 まとめおよび今後の課題

本研究では、ASR を生じるコンクリートの膨張挙動をデジタル画像相関法により解析した。本実験における計測期間は、約 130 日であった。計測の結果、画像解析により求めた X 軸方向、Y 軸方向の膨張率は、経過時間とともに膨張する傾向が得られ、ASR による膨張挙動を捉えることができた。また、骨材の最大寸法が小さい 2005 供試体の方が膨張量が大きく、これは、2005 供試体の方がひび割れ本数が大きい結果と一致しており、さらには、基準供試体（円柱供試体）の結果と一致した。

ひび割れ分布を求めた結果、4005 供試体では、ひび割れが多く発生している領域と最大ひずみが大きな領域とがほぼ一致した。2005 供試体では、4005 供試体よりも膨張率は大きかったものの、ひび割れとひずみが大きい領域とが一致したのは、2 箇所のみであった。

本研究の結果より、デジタル画像相関法を用いた非接触全視野計測手法により ASR に起因する長期の膨張挙動を捉えられる可能性があることが示された。本研究の成果を実構造物の維持管理に応用することができれば、効率的な維持管理、あるいは補修後の観察が容易になると考えられる。本研究を遂行する中で、特に長期計測を実施する上にあたり特に問題となった点や今後の課題は、以下の通りである。

まず、ひび割れ発生後、供試体表面を撮影のために乾燥状態に保つのが困難であった。これについては、乾燥状態で撮影するのではなく、表面が水で濡れた状態で撮影した方が安定した撮影ができる可能性がある。次に、ひずみの測定値の経時変化が、周期的に大小に変動する挙動が認められた。これについては、照明や温度の条件が原因として考えられることから、照明の条件を一定にしたり、長期の計測に渡る場合には、温度補正が必要となったりする可能性がある。最後に、本実験では、測定装置システム一式を暗室内で本実験専用固定して使用したが、実構造物へ適用する場合には、カメラの取り外しなどが生じる。よって、長期計測における計器移動による影響やデータの補正方法について今後検討する必要がある。

#### 〈参考文献〉

- [1] L. S. Dent Glasser : Osmotic pressure and the swelling of gels, Cement and Concrete Research, Vol.9, pp.515-517, 1979
- [2] 建設省：建設省総合開発プロジェクト「コンクリートの耐久性向上技術の開発」, 1986
- [3] 科学研究費補助金 研究成果報告書「光学的全視野計測技術による建設構造物の劣化・変状メカニズムの解明と診断法の開発」, 研究代表者 松田浩（長崎大学）, 2007

（佐川 康貴）

## 8. デジタル画像相関法を用いた鉄筋の腐食膨張による表面ひずみ計測

### 8. 1 概要

鉄筋が腐食することにより、コンクリート表面にはひずみが発生するものと考えられる。したがって、コンクリート表面のひずみ分布を測定することにより、鉄筋の腐食をモニタリングできる可能性がある。

開発したラインセンサスキャナタイプ全視野ひずみ計測装置は表面画像を高精度に取得できる装置であり、デジタル画像相関法による画像解析によりひずみゲージとほぼ同等の計測精度を得ることができる。さらに、ゲージ法では困難であった平面的なひずみ分布を測定できることも大きな特長の一つである。このラインセンサスキャナタイプ全視野ひずみ計測装置の特長を活かせば、鉄筋の腐食状態をモニタリングできる可能性がある。

そこで本章では、ラインセンサスキャナタイプ全視野ひずみ計測装置を用いた構造物の維持管理手法の応用の一環として、鉄筋の腐食によりコンクリート表面に発生するひずみ分布を計測し、鉄筋腐食モニタリング手法としての可能性について検討を行った。

### 8. 2 実験概要

#### 8. 2. 1 供試体

供試体の形状・寸法は、図-8.2.1 に示すように 370（幅）×470（長さ）×240mm（高さ）である。供試体の内部には、D32 の異形鉄筋を純かぶり 20mm と 40mm にセットした。以降では、純かぶり厚 20mm、40mm の供試体をそれぞれ供試体 A、供試体 B とする。

なお、コンクリートの設計基準強度は、一般的な構造物で使用されている  $24\text{N/mm}^2$  とした。

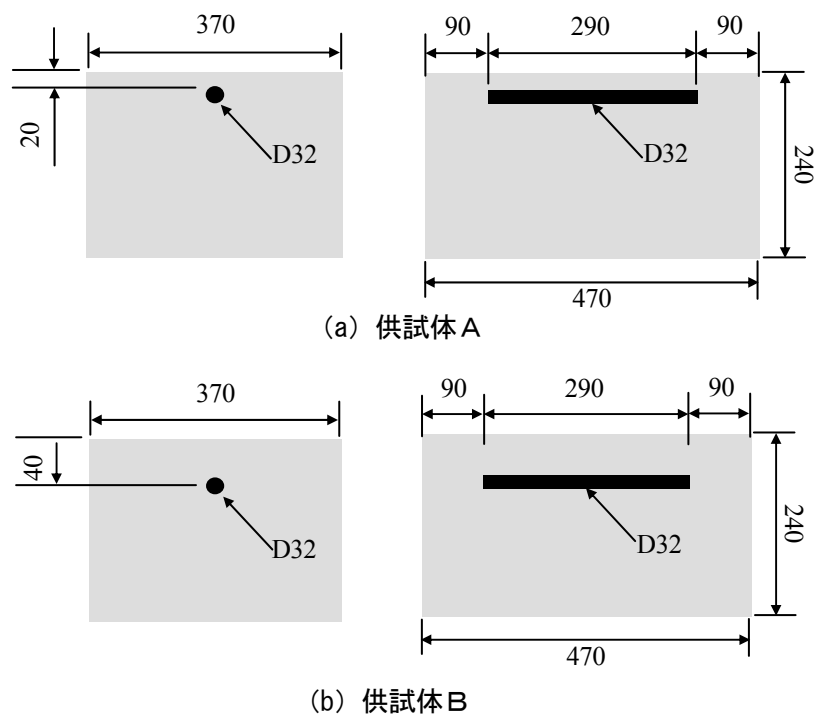
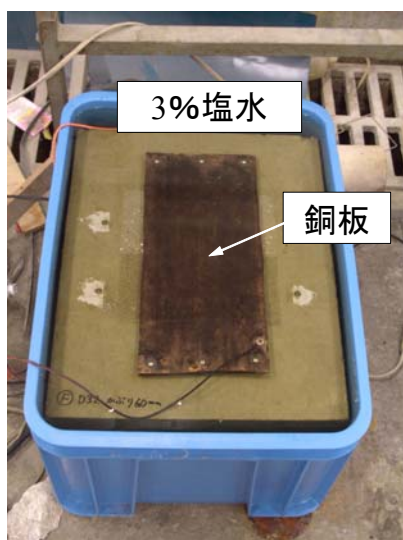


図-8.2.1 供試体概要

### 8. 2. 2 劣化促進方法

劣化促進方法としては塩水散水法等があるが、出来るだけ結果を早く得るために、鉄筋の腐食を短期間で実現できる電食法[1]を採用した。電食の方法としては、3%の塩化ナトリウム水溶液に供試体を浸け、0.2～0.5Aの直流電流を流した。電食の状況を写真－8.2.1に示す。



写真－8.2.1 電食状況

### 8. 2. 3 計測方法

計測は、まずコンテナの中に満たされた塩化ナトリウム水溶液をポンプアップし、続いて濡れたコンクリート表面を布で拭き測定面が湿った状態で行った。写真－8.2.2にはラインセンサスキャナタイプ全視野ひずみ計測装置の設置状況を、写真－8.2.3に計測状況を示す。



写真－8.2.2 設置状況



写真－8.2.3 計測状況



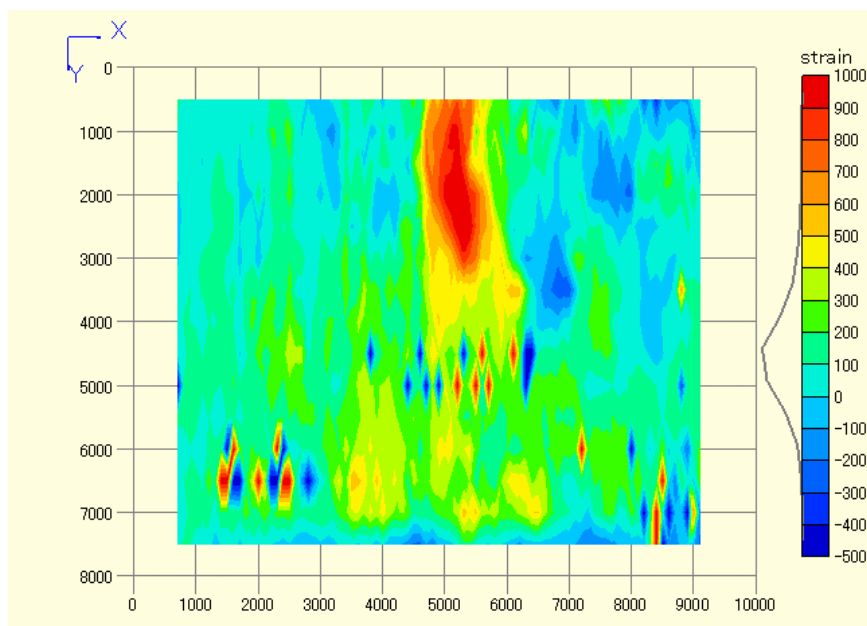
## 8. 3 実験結果

### 8. 3. 1 供試体A

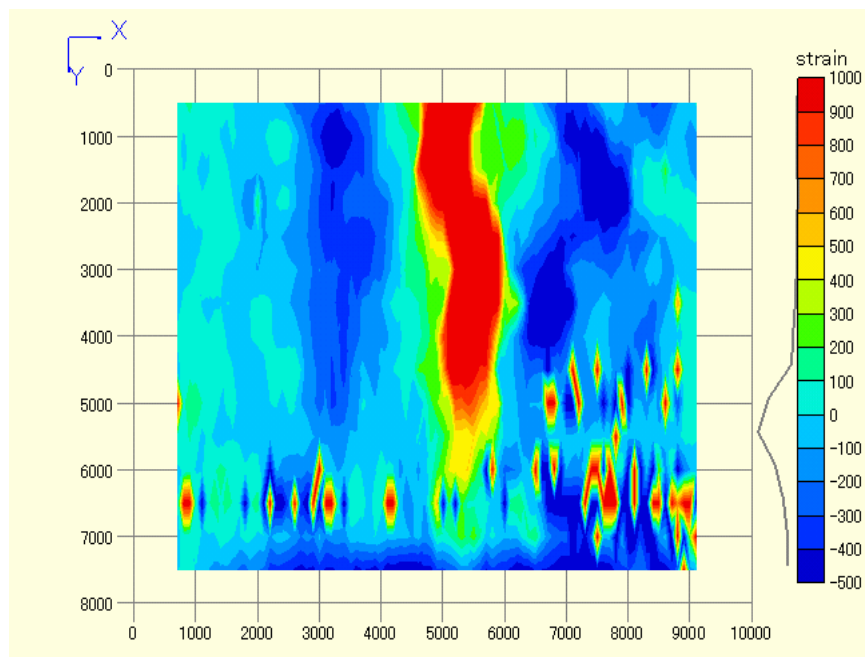
#### (1) ひずみ分布

図－8.3.1 に電食開始 18 時間後、30 時間後、54 時間後のコンクリート表面のひずみ分布を示す。なお、図では、赤色に近くなるに従い引張ひずみが大きいことを示し、逆に青色に近くなるに従い圧縮ひずみが大きいことを示している。

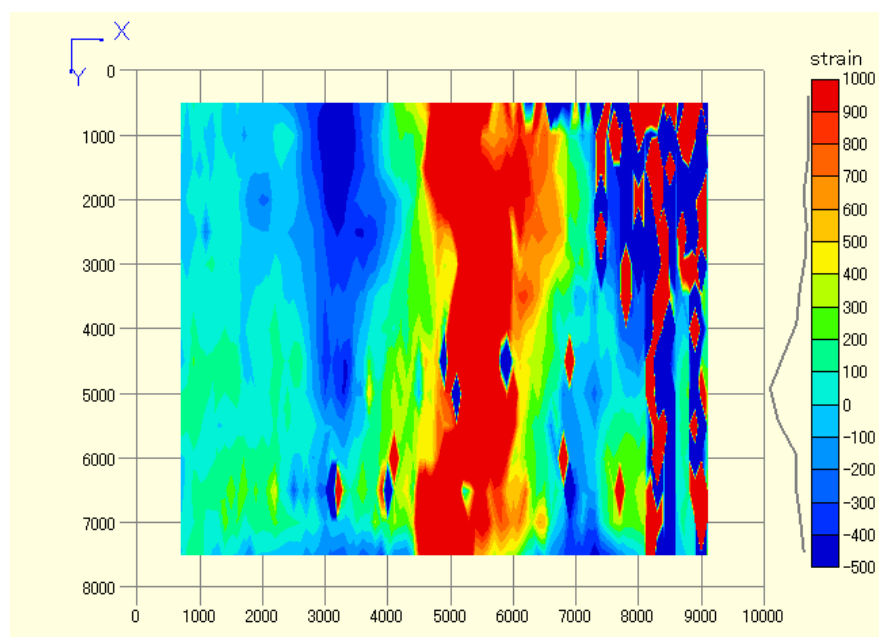
図－8.3.1 (a) の電食開始 18 時間後では、コンクリートにひび割れが発生していないにも拘らず、画像の上中央部に引張ひずみが線上に集中している部分が確認できる。続いて、図－8.3.1 (b) の電食開始 30 時間後では、図－8.3.1 (a) で確認された引張ひずみの集中した線がさらに成長し、またひずみ値も大きくなっている。最後に、図－8.3.1 (c) に示す電食開始 54 時間後では、引張ひずみが集中した線が上から下まで繋がっているのが観察できる。電食開始 54 時間後では、コンクリート表面に写真－8.3.1 に示すような全長に渡るひび割れが発生しており、そのひび割れの形状は、図－8.3.1 (a) ～ (c) の引張ひずみが集中している形状と一致しているのがわかる。



(a) 電食開始 18 時間後



(b) 電食開始 30 時間後



(c) 電食開始 54 時間後

図ー8. 3. 1 コンクリート表面のひずみ分布（供試体 A）

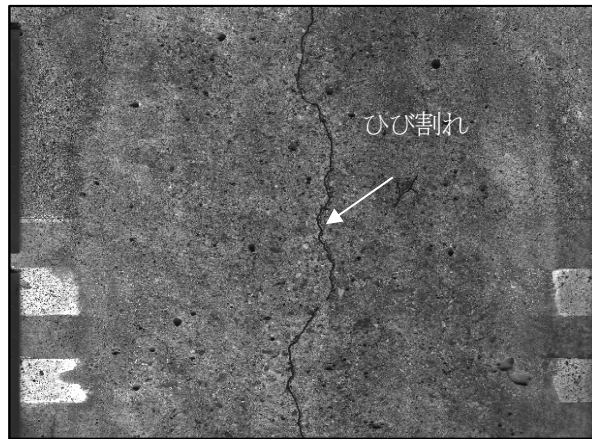


写真-8.3.1 ひび割れの発生状況

(2) 供試体の断面および鉄筋の腐食状況

写真-8.3.2 には、実験後の供試体をダイヤモンドカッターでカットした断面を示す。写真-8.3.2 に示すように、鉄筋からひび割れは1本のみ発生しており、このひび割れが表面に現れていたのがわかる。また、写真-8.3.3 には、電食後の鉄筋の状況を示す。鉄筋の表面には腐食による孔食が発生している。この孔食はかぶり側に集中しており、かぶり側から腐食が発生する傾向が確認できる。なお、表-8.3.1 に示すように、鉄筋の質量減少率は1.3%であった。

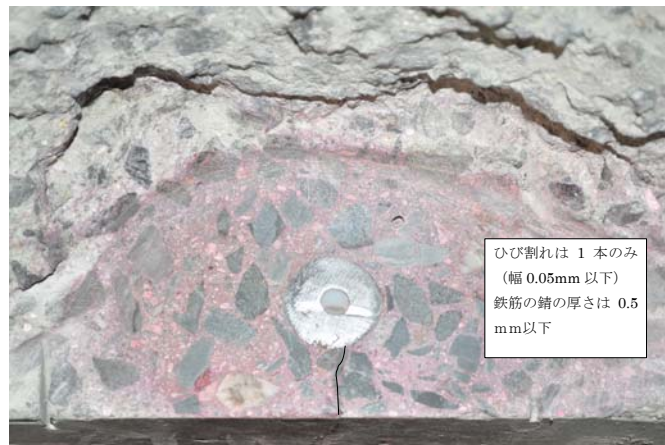


写真-8.3.2 供試体断面



写真-8.3.3 電食後の鉄筋

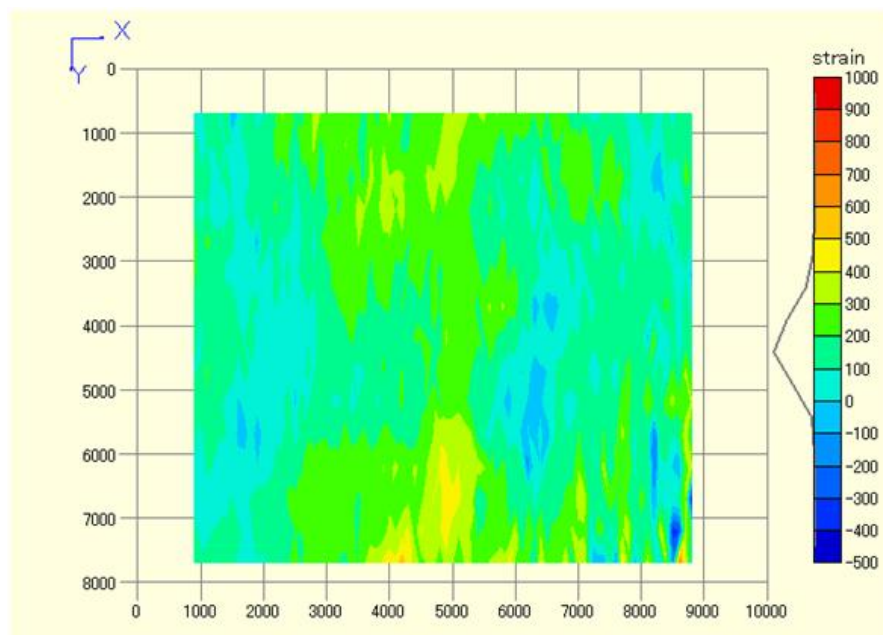
表-8.3.1 鉄筋の質量減少率

質量 (g)		質量減少率 (%)
電食前	電食後	
1706	1684	1.3

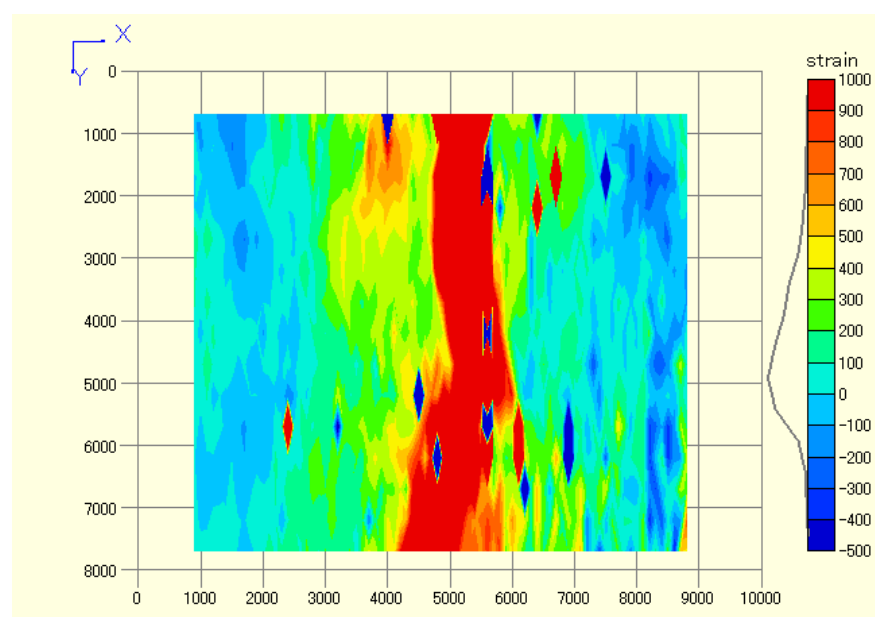
### 8. 3. 2 供試体B

#### (1) ひずみ分布

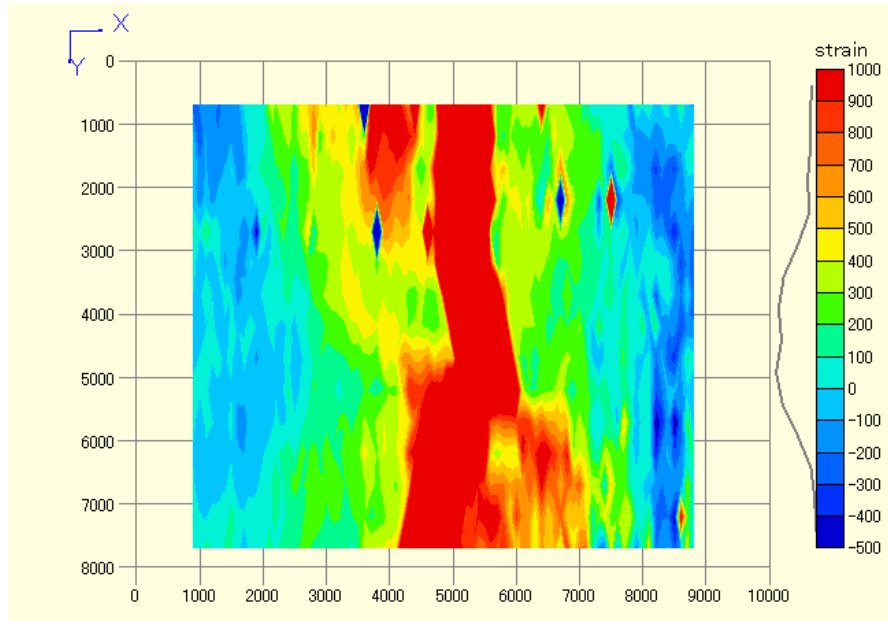
図－8.3.2 に電食開始 24 時間後、38 時間後、50 時間後のコンクリート表面のひずみ分布を示す。図－8.3.2 (a) の電食開始 24 時間後では、画面中央部に若干引張りひずみが集中している部分が観察できる。続いて図－8.3.2 (b) の電食開始後 38 時間では、供試体 A と同様にコンクリートにひび割れが発生していないにも拘らず、画像の中央部に引張ひずみが線上に集中している部分が確認できる。供試体 B は供試体 A よりかぶり厚さが大きいので腐食の進行が遅くなり、図－8.3.2 (a) のような引張りひずみが少しだけ発生している状況を計測できた。最後に、図－8.3.2 (c) に示す電食開始 50 時間後では、引張ひずみが集中した線がさらにはっきり確認できる。なお、電食開始 50 時間後では、引張りひずみが集中した線上にひび割れが発生していた。



(a) 電食開始 24 時間後



(b) 電食開始 38 時間後



(c) 電食開始 50 時間後

図-8.3.2 コンクリート表面のひずみ分布（供試体 B）

#### 8. 4 まとめ

鉄筋を配置したコンクリート供試体の電食試験の結果から、ラインセンサスキャナタイプ全視野ひずみ計測装置を用いて鉄筋腐食によるコンクリート表面のひずみ集中領域を確認でき、本装置により鉄筋の腐食状況をモニタリングできる可能性を示した。

鉄筋の腐食モニタリング方法としては、鉄筋が腐食することによって変化する鉄筋表面の電位から腐食を診断する自然電位法が知られている。自然電位法では鉄筋に電流を流すため、コンクリートの一部を破壊して鉄筋を露出させたり、また、コンクリート表面の含水が6～8%になるように散水あるいは乾燥させる等の前処理が必要であった。

ラインセンサスキャナタイプ全視野ひずみ計測装置を用いれば、自然電位法のような前処理は必要なくなり、簡易により正確な鉄筋腐食モニタリングができる可能性がある。

#### 〈参考文献〉

- [1](社)土木学会：続 材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能，コンクリート技術シリーズ No.85，2009

(原田 耕司、伊藤 幸広)





## 9. デジタル画像相関法を用いた鋼繊維補強 RC 梁のせん断耐力試験への適用

### 9. 1 短スパン鋼繊維補強 RC はりの曲げ載荷試験

#### 9. 1. 1 研究目的

鋼繊維のせん断補強材としての効果を明らかにすることを目的として、短スパンの RC はりについて鋼繊維混入した RC はり試験体、せん断補強鉄筋を有する RC はり試験体を作製し、曲げ載荷試験を行うことで、曲げ・せん断補強効果、ひび割れに及ぼす影響について検討を行った。

荷重の載荷とともに時々刻々と変化するひび割れ発生から破壊に至るまでのひび割れの進展状況を計測するために、ひずみの計測方法に非接触全視野ひずみ計測が可能な、光学的計測法であるデジタル画像相関法を用いることで、ひび割れ発生から進展に至る過程を可視化することを検討した。

#### 9. 1. 2 試験概要

試験に用いた RC はりの概要を図-9.1.1 に示す。試験はせん断スパン比  $a/d=1.5$  とし、試験体を鋼繊維混入率 0%、1.0%、1.5%のものについて実施し、曲げおよび斜めひび割れの発生および進展過程について検討した。

試験体には普通ポルトランドセメントを使用し、水セメント比を 45%とした。鉄筋は D6 SD295 鉄筋を使用し、引張側に 2 本配置した。鉄筋比は 1.2%である。なお、試験体はせん断補強筋のない RC はりである。コンクリート配合表および各鋼繊維混入量ごとの材料強度を表-9.1.1、表-9.1.2 に示す。本研究では角形断面を持つ両端フック型の鋼繊維(30mm)を用いた。鋼繊維の概要を図-9.1.2 に示す。

試験中は、デジタル画像相関法によりコンクリート表面の非接触全視野変位・ひずみ計測を実施した。また、同時に変位計によりスパン中央の変位計測を実施した。

本節では、以下、鋼繊維混入率 0%のはりを FB0(Fiber Beam 0%)、1.0%のはりを FB1.0(Fiber Beam 1.0%)、1.5%のはりを FB1.5(Fiber Beam 1.5%)と表記する。

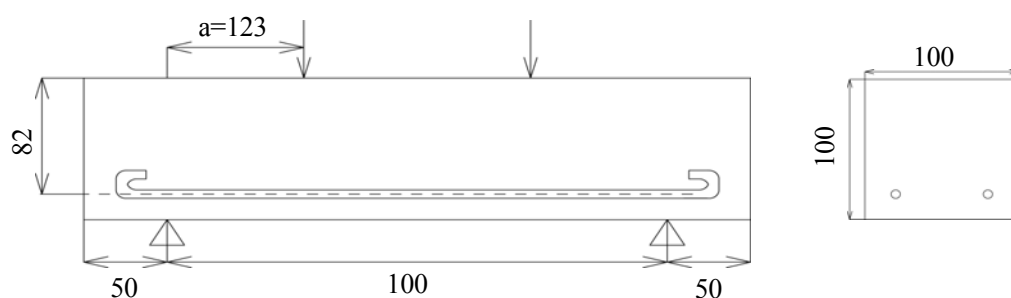


図-9.1.1 試験体概要

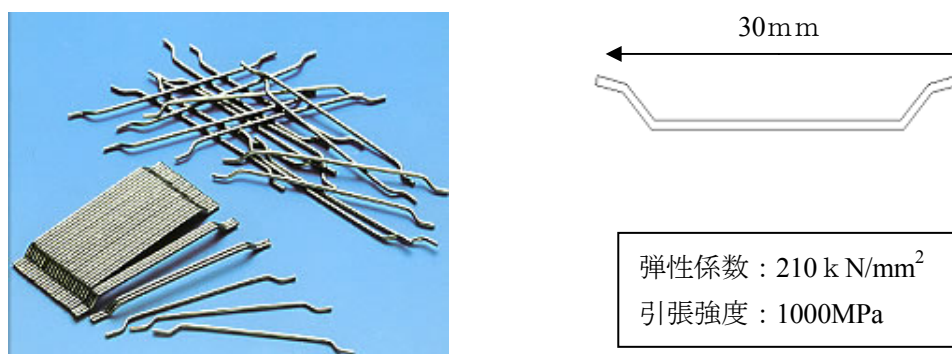


図-9.1.2 鋼繊維の概要



表-9.1.1 コンクリート配合表

単位: kg/m<sup>3</sup>

鋼繊維混入率	セメント	細骨材	粗骨材	水	鋼繊維	AE減水剤
0%	377.3	712	937.7	170.7	0.0	3.0
1.0%	377.3	700.9	923	170.7	78.5	3.0
1.5%	377.3	695.3	915.7	170.7	117.8	3.0

W/C=45%

表-9.1.2 各種材料特性

試験体名	鋼繊維混入率 (%)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
FB0	0	43.3	3.84	33149	0.179
FB1.0	1	40.3	4.33	38430	0.208
FB1.5	1.5	40.8	5.07	33414	0.197

### 9. 1. 3 実験結果

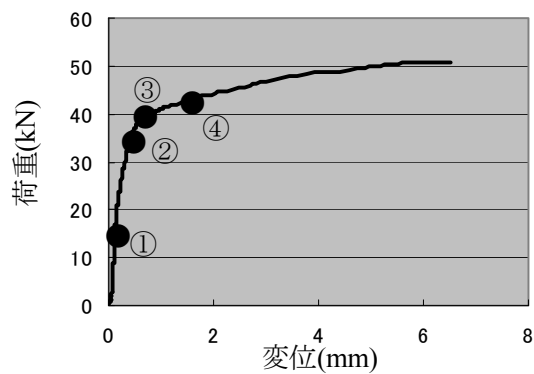
#### (1) ひずみ分布および破壊形態、鉄筋位置のひずみ分布

せん断スパン有効高さ比  $a/d=1.5$  における、鋼繊維混入率において 0%、1.0%、1.5%の試験体の試験結果を図-9.1.3～9.1.5 に示す。各試験体の(a)荷重－スパン中央変位曲線、(b)破壊形態図、および各荷重段階における(c)最大主ひずみ分布図、(d)せん断ひずみ分布図、(e) ひび割れ箇所(A-A 線上)における最大主ひずみ、せん断ひずみの推移を示す。また、(a)図中の①～④は、(c)、(d)、(e)図のグラフにおいて順に、①－赤、②－青、③－黄、④－緑で示す。

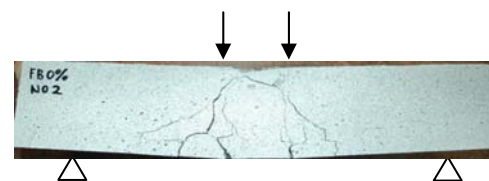
デジタル画像相関法により得られたこれらのひずみ分布図より、ひずみの集中箇所とひび割れ箇所が一致していることが確認できる。また、各試験結果とも、最大主ひずみ、せん断ひずみともに、はじめは全断面で一定であるが、荷重の増加に伴い、A-A 断面のひび割れ発生箇所における最大主ひずみ、せん断ひずみ値が局所的に増大しており、斜めひび割れの発生を可視化できていることがわかる。

試験体に対して曲げに近い荷重となるため、曲げひび割れが縦方向に進展したのが顕著に見られる。鋼繊維混入率 1.5%の試験体に関しては、スパン中央付近のひずみ集中が見られると同時に、支点から荷重点に向かってのひずみ集中が見られる。試験体終了後の破壊形態からはひび割れを発見することはできない。しかし、ひずみ分布図から確認できること、また、中立軸上でせん断力が最大となることなどを考慮して、その箇所においてせん断による抵抗が生じているため、ひずみ集中が見られたのではないかと考えられる。

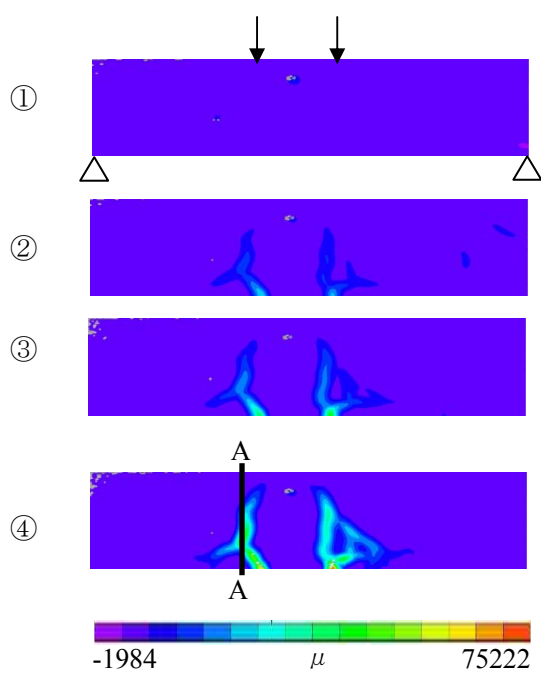
FB0



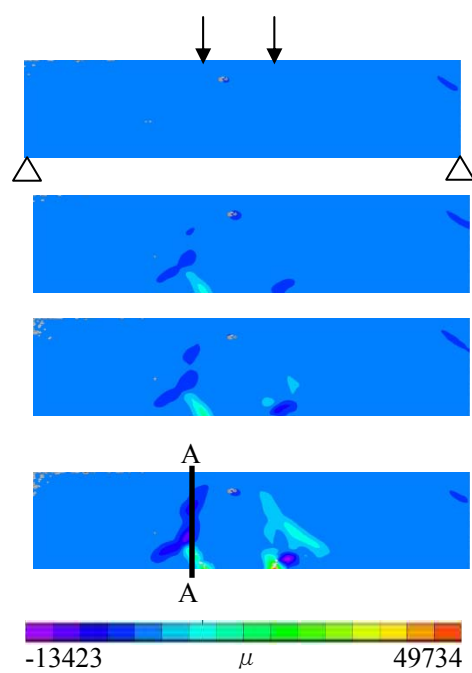
(a) 荷重－変位曲線



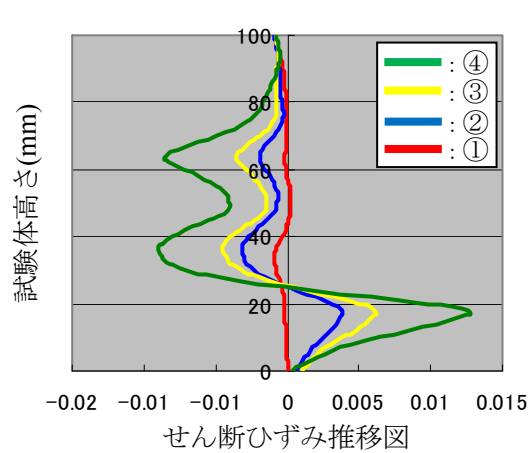
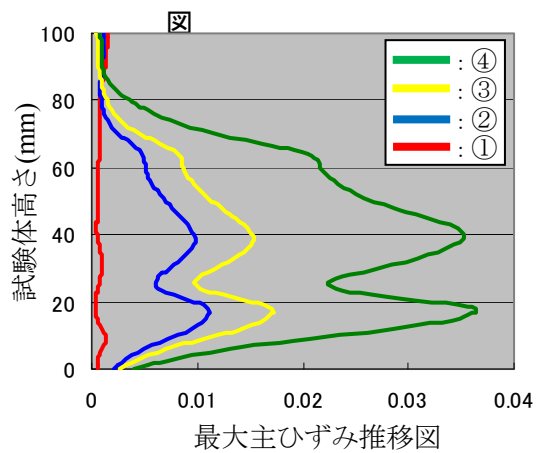
(b) 破壊形態



(c) 最大主ひずみ分布



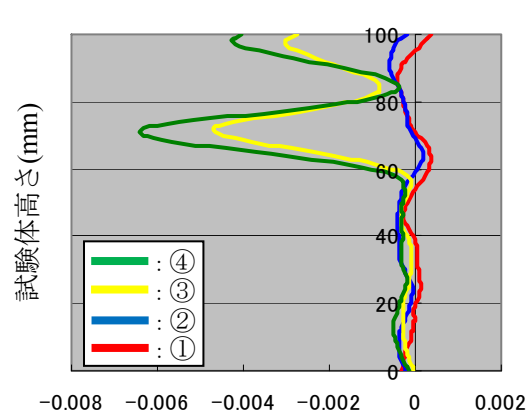
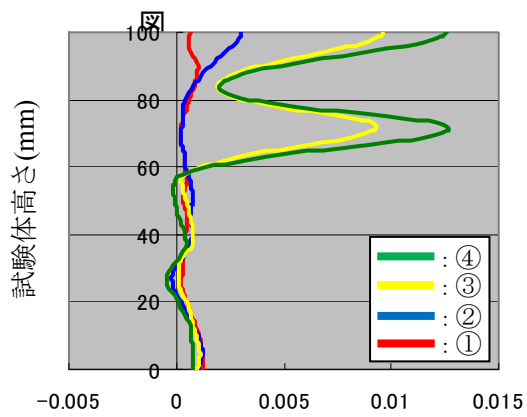
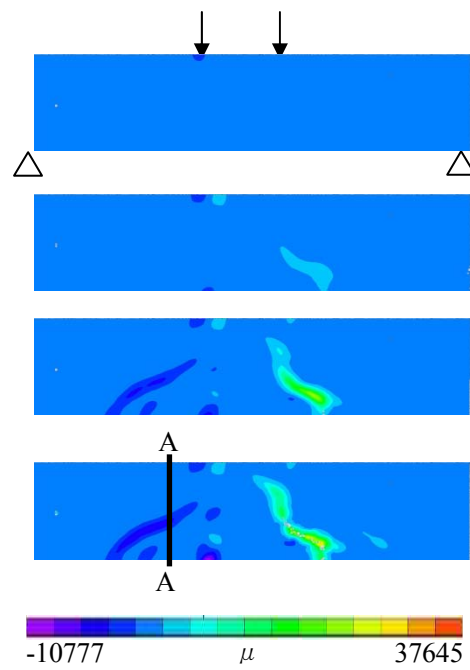
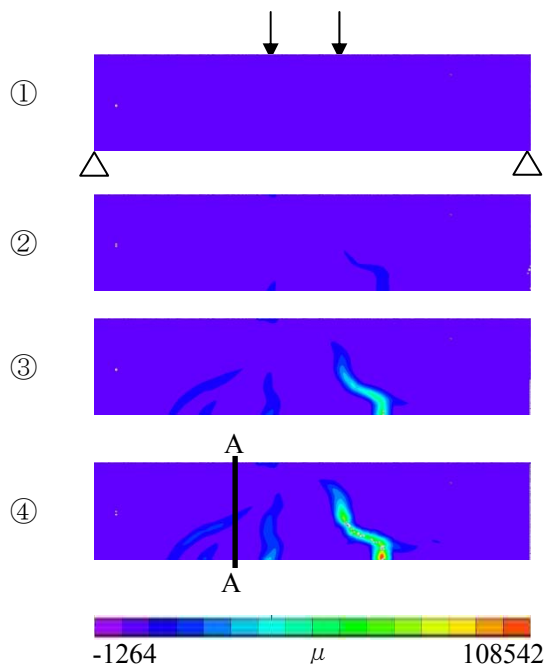
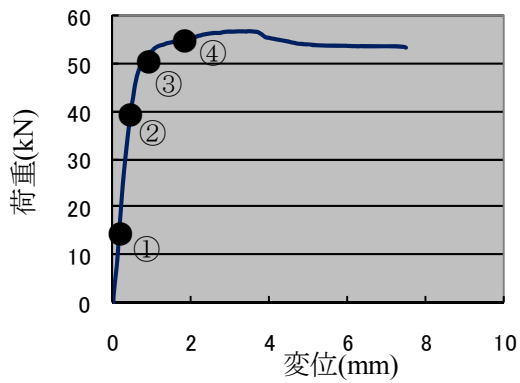
(d) せん断ひずみ分布図



(e) A-A 断面におけるひび割れ箇所のひずみ推移

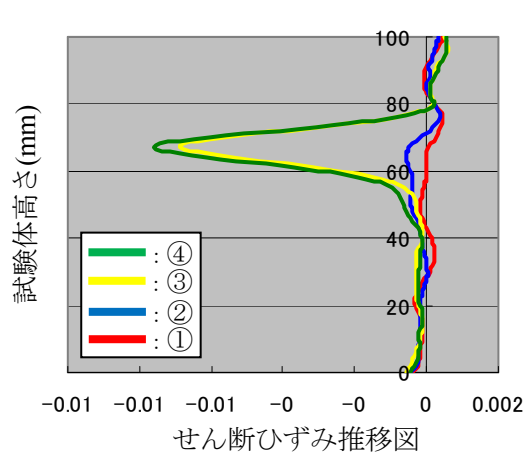
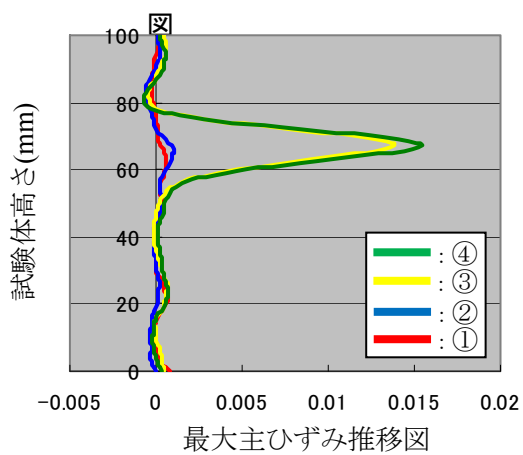
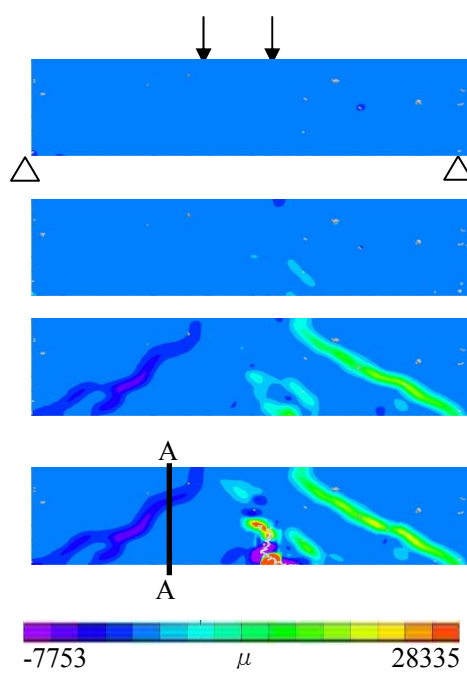
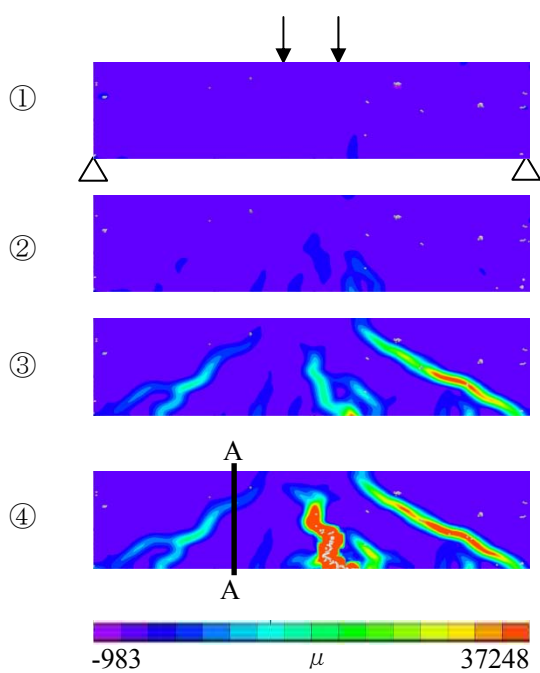
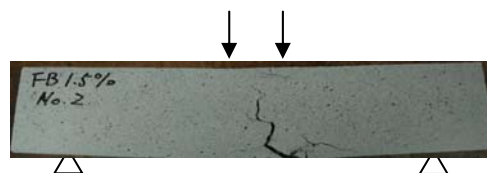
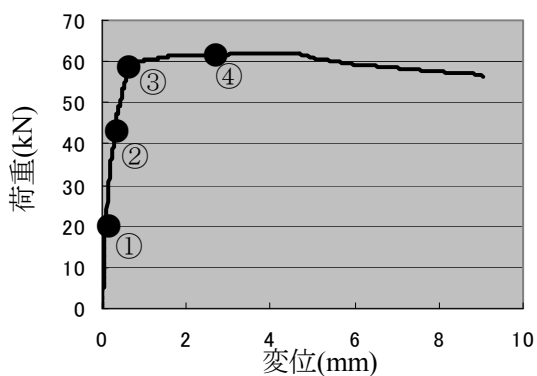
図－9. 1. 3 鋼繊維混入率 0%RC はり試験結果

# FB1.0



図－9.1.4 鋼繊維混入率 1.0%RC はり試験結果

# FB1.5



図－9.1.5 鋼繊維混入率 1.5%RC はり試験結果

## (2) スパン中央部のたわみ計測

鋼繊維補強 RC はりの鋼繊維の混入が材料の変形能に与える影響を確認するために、変位計によりスパン中央部の Y 方向変位を計測した。試験は各せん断スパン比ごとに鋼繊維混入率が 0%、1.0%、1.5%のものについて比較した。試験結果を図-9.1.6 に示す。鋼繊維混入率ごとに 0%—赤、1.0%—青、1.5%—緑で表示する。横軸にスパン中央のたわみ(mm)、縦軸に荷重(kN)を示している。

鋼繊維混入率が増加するにつれ耐力の向上を確認できる。また、各試験体の終局時は鋼繊維混入率が増加するにつれ、たわみ値が大きくなり、鋼繊維を混入したことでじん性の向上が確認できた。

## (3) せん断ひずみ計測

鋼繊維の混入が RC はりのせん断耐力にもたらす影響について検討するために、デジタル画像相関法を用いて、 $a/d=1.5$  試験体のせん断スパン内でのせん断ひずみ計測を行い、各鋼繊維混入率について比較検討を行った。せん断ひずみ比較結果およびせん断ひずみ計測箇所を図-9.1.7、9.1.8 に示す。グラフは縦軸にはり断面の平均せん断応力、横軸に定点箇所から直径 60mm の範囲の平均せん断ひずみを示している。試験結果より、ひずみゲージを貼付することなくデジタル画像相関法計測によって、特定箇所のせん断ひずみを計測することができた。

鋼繊維混入率 0%試験体は降伏時、ひずみ値が  $200\mu$  程度で脆性的な破壊に至っているが、鋼繊維混入した試験体に関しては  $1000\mu$  以上までひずみ値が進展しており、鋼繊維を混入したことで粘り強い破壊に至ったと考えられる。さらに、鋼繊維混入率が増加するにつれて、平均せん断応力の最大値が上昇していることから、鋼繊維の混入によるせん断耐力の上昇の可能性を確認することができた。

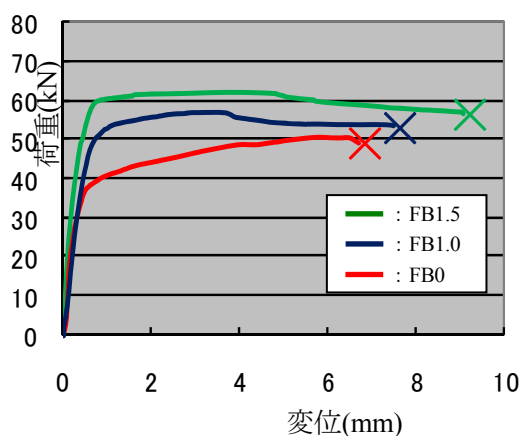


図-9.1.6 スパン中央のたわみの比較

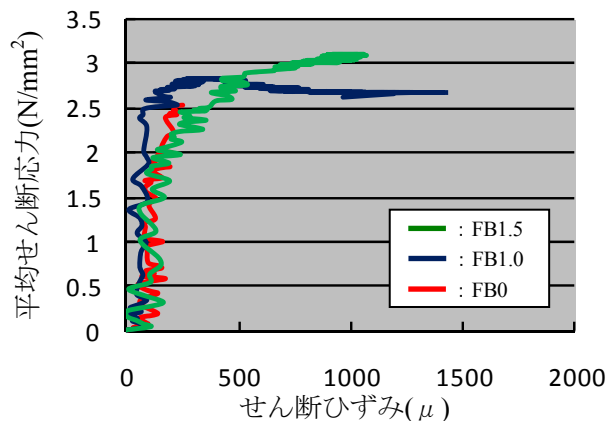


図-9.1.7 せん断ひずみの推移の比較

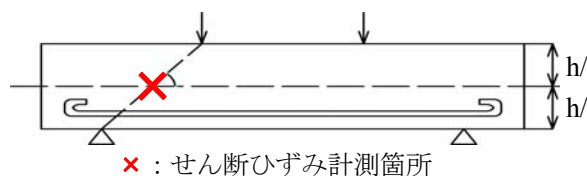


図-9.1.8 せん断ひずみ計測点

## 9. 2 スパン長 1.6m の鋼繊維補強 RC はりの曲げ載荷試験

### 9. 2. 1 研究目的

鋼繊維のせん断補強材としての効果を明らかにすることを目的として、スパン長 1.6m の鋼繊維混入のない RC はり試験体について鋼繊維混入した RC はり試験体、せん断補強鉄筋を有する RC はり試験体を作製し、曲げ載荷試験を行うことで、鋼繊維の曲げ・せん断補強効果、ひび割れに及ぼす影響について検討を行った。なお、計測方法については、光学的計測器であるデジタル画像相関法を用いることで、ひび割れ発生から進展に至る過程を可視化した。

### 9. 2. 2 実験概要

本節で用いた鋼繊維補強 RC はりおよびせん断補強鉄筋を有する RC はりの試験体概要を図 9.2.1 に示す。せん断スパン有効高さ比  $a/d=2.3$ 、1.5 とし、曲げ載荷試験を行うことにより、曲げ、および斜めひび割れの発生および進展過程について検討した。

試験は、有効高さ  $d=210\text{mm}$ 、せん断スパン長  $a$  とし、試験体には普通ポルトランドセメントを使用し、水セメント比を 45% とした。鉄筋は SD345 を使用し、引張側に 3 本配置した。なお、試験体はスターラップ等が配置されていない通常の RC はり、鋼繊維補強 RC はり、およびせん断補強筋を有する RC はりである。今回作成した各試験体の鉄筋径や鋼繊維混入率等の詳細を表 9.2.1 に示す。また、コンクリート配合表を表 9.2.2 に、各試験体の材料特性を表 9.2.3 に示す。

試験体のスパン中央部に変位計を設置し、試験体表面をデジタル画像相関法により非接触全視野変位計測を実施し、裏面にはロゼットゲージを貼付し、デジタル画像相関法の実構造物大部材に対する適応の可能性を検討するとともに載荷試験を行った。デジタル画像相関法の計測箇所およびロゼットゲージの貼付位置を図 9.2.2 に示す。

載荷試験後は、デジタル画像相関法により得られた変位・ひずみ分布を用いて、鋼繊維補強 RC はり部材の曲げ・せん断ひび割れの発生・進展過程の可視化の可能性を確認し、同時に、鋼繊維補強 RC はりが通常の RC はり、せん断補強鉄筋を有する RC はりと比較するため、各試験体のスパン中央たわみ、せん断ひずみの推移について検討を行った。

本節では、以下、鋼繊維混入のない RC はりを CB(Control Beam)、鋼繊維補強 RC はりを FB(Fiber Beam)、せん断補強筋を有する RC はりを SB(Stirruped Beam)と表記する。

表 9. 2. 1 各試験体詳細

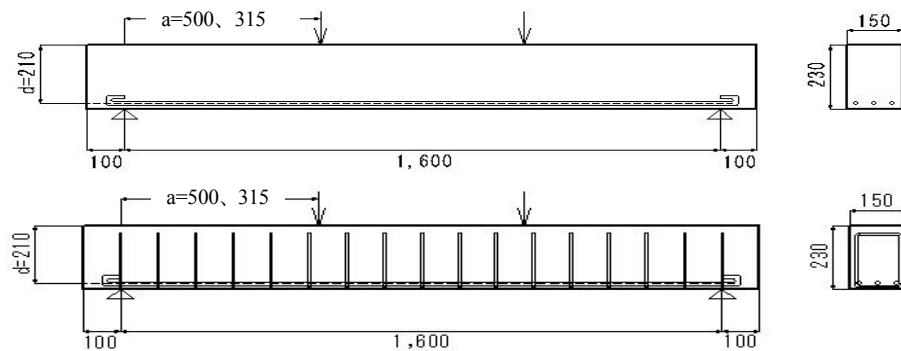
	試験体名	鉄筋径	鋼繊維混入率 (%)	せん断補強鉄筋の有無	$a/d$
Group1	CB1	D13	0	無	2.3
	FB1		1.0		
	SB1		0		
Group2	CB2	D19	0	無	1.5
	FB2		1.5		
	SB2		0		

表 9. 2. 2 コンクリート配合表

単位 :  $\text{kg/m}^3$

鋼繊維混入率	セメント	細骨材	粗骨材	水	鋼繊維	AE減水剤
0%	377.3	712	937.7	170.7	0.0	3.0
1.0%	377.3	700.9	923	170.7	78.5	3.0
1.5%	377.3	695.3	915.7	170.7	117.8	3.0

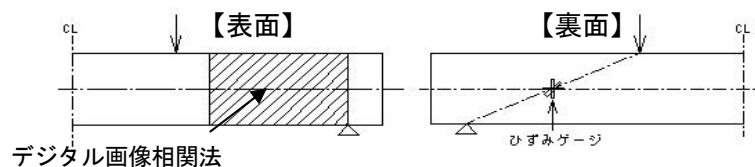
W/C=45%



図－9. 2. 1 試験体概要

表－9. 2. 3 各種材料特性

	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
CB1	44.6	2.98	37166	0.212
FB1	40.3	4.35	38430	0.195
SB1	44.6	2.98	37166	0.212
CB2	42.8	2.69	41722	0.199
FB2	38.2	5.03	33494	0.187
SB2	44.7	3.16	49762	0.206



図－9. 2. 2 計測位置

### 9. 2. 3 実験結果

#### (1) ひずみ分布および破壊形態

Group1 において、鋼繊維混入率 0%の RC はり試験体、鋼繊維補強 RC はりおよびせん断補強筋を有する RC はりのひずみ分布の推移と破壊形態をそれぞれ、図－9.2.3～図－9.2.5 に示す。同様に、Group2 について図－9.2.6～図－9.2.8 に示す。各図には (a)荷重－スパン中央変位曲線、(b)破壊形態図、および各荷重段階における(c)最大主ひずみ分布と(d)せん断ひずみ分布、また、(e) ひび割れ箇所(A-A 線上)における最大主ひずみ、せん断ひずみの推移を示す。なお、(a)図中の①～⑤は、(c)、(d)図のグラフにおいて順に、①－赤、②－青、③－黄、④－緑、⑤－紫で示す。

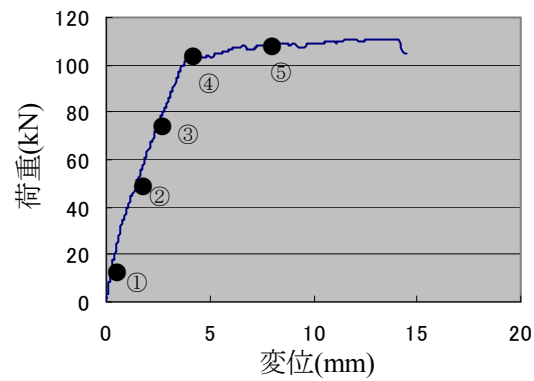
デジタル画像相関法に得られたそれぞれのひずみ分布図より、ひずみの集中箇所とひび割れ箇所が一致していることが確認できる。したがって、デジタル画像相関法を用いることで鋼繊維補強 RC はりのひび割れの発生・進展過程の可視化を確認することができた。また、ひび割れ箇所(A-A 線上)におけるひずみの計測結果については、最大主ひずみ、せん断ひずみともに、はじめは全断面で一定であるが、荷重の増加に伴い、A-A 断面のひび割れ発生箇所における最大主ひずみ、せん断ひずみ値が局所的に増大しており、ひび割れ箇所におけるひずみの集中を確認できていることがわかる。

大変形の計測が可能なデジタル画像相関法での計測であるが、各試験体がひび割れの進展に伴い、短スパン鋼繊維補強 RC はり試験体の結果同様に、試験体表面のひび割れ進展部のはく離が生じ、それにより、計測面のランダムパターンも失われてしまうため、失われた計測面でのデータ取得は不可能となった。そのため、ひずみ分布図においては、計測範囲でのデータ損失がない範囲での計測結果を示した。

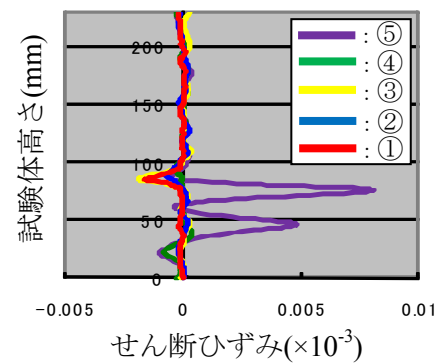
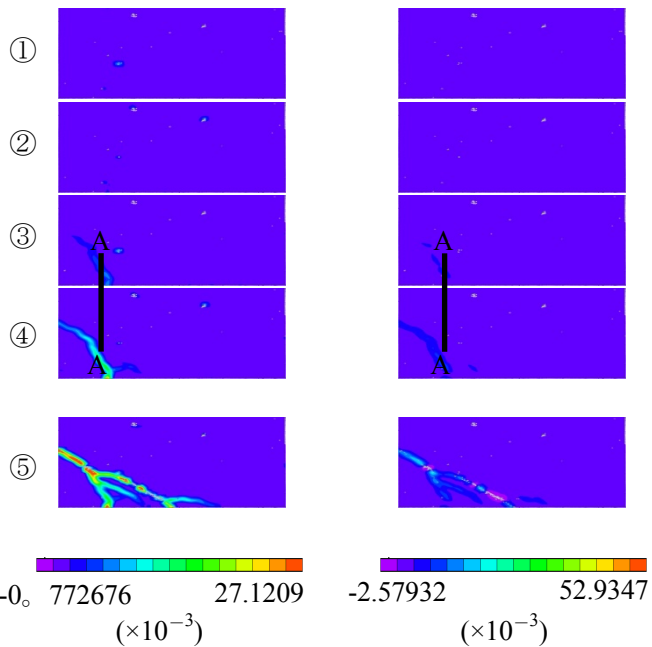
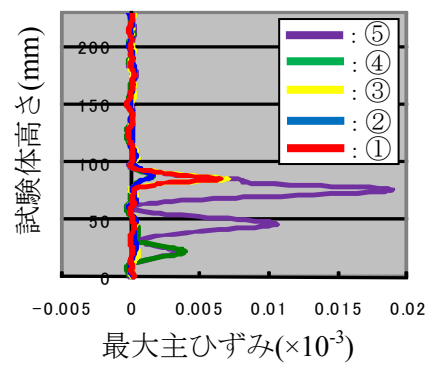
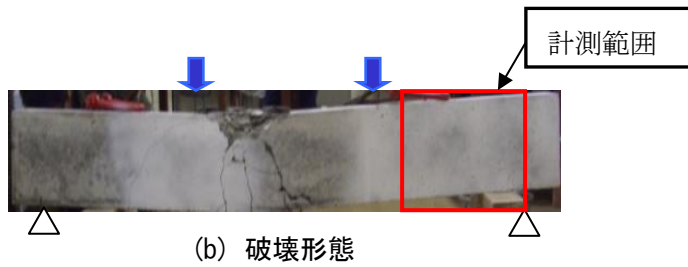


# Group 1

CB1



(a) 荷重—変位曲線

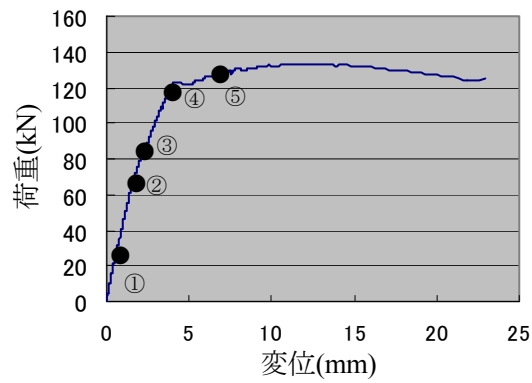


(e) A-A断面におけるひび割れ箇所のひずみ推移図

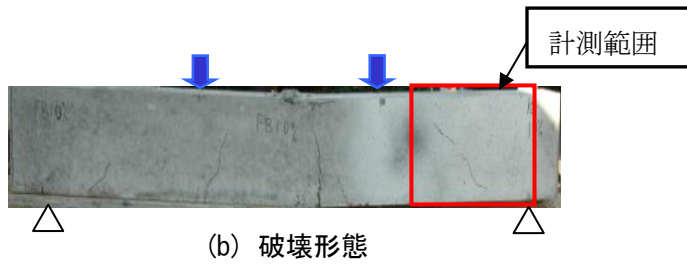
図—9. 2. 3 鋼繊維混入のない RC はり試験体の試験結果

# Group 1

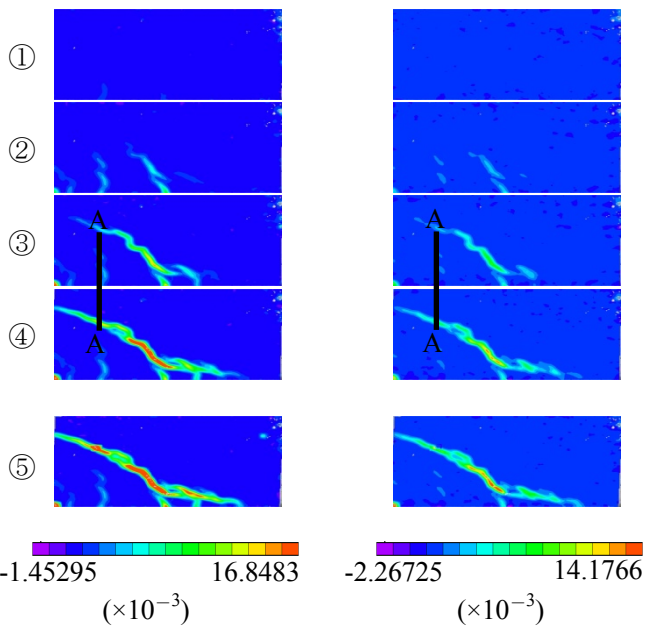
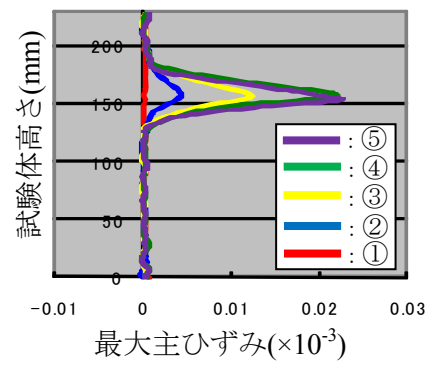
FB1



(a) 荷重—変位曲線

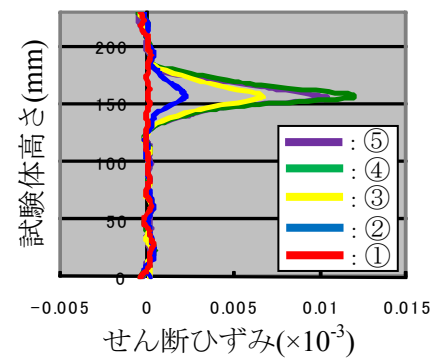


(b) 破壊形態



(c) 最大主ひずみ分布図

(d) せん断ひずみ分布図

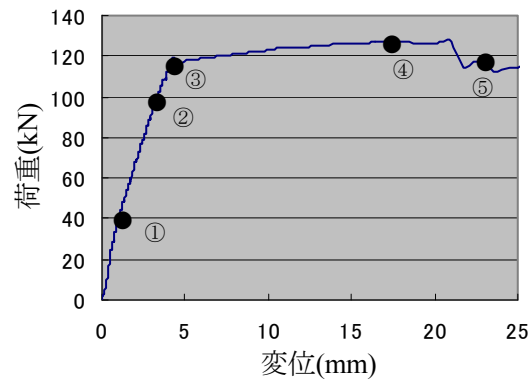


(e) A-A断面におけるひび割れ箇所のひずみ推移図

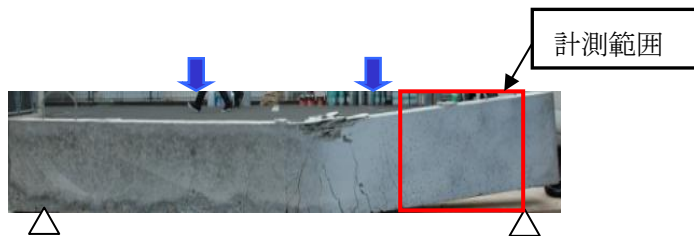
図—9. 2. 4 鋼繊維混入率 1.0%RC はり試験体の試験結果

Group1

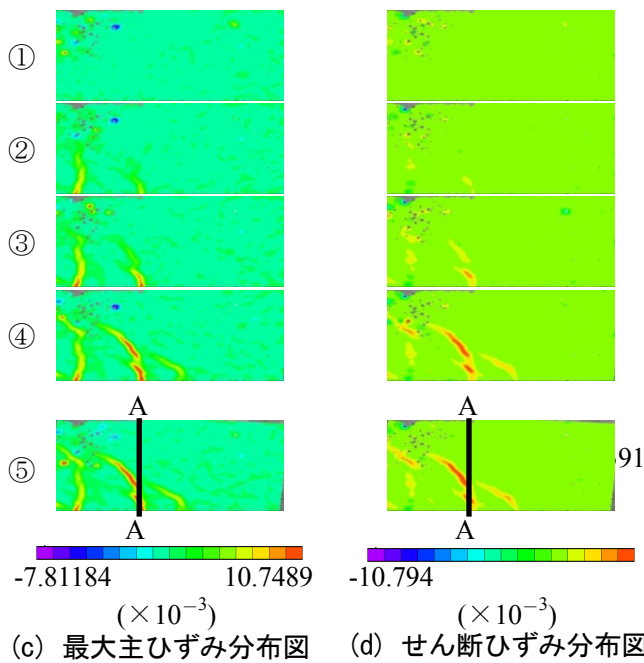
SB1



(a) 荷重—変位曲線

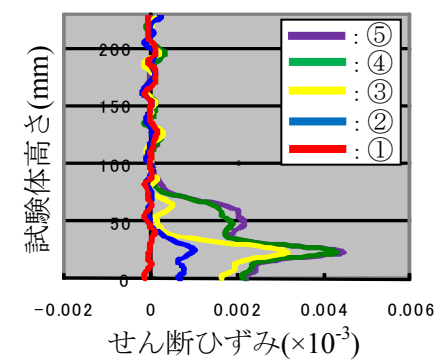
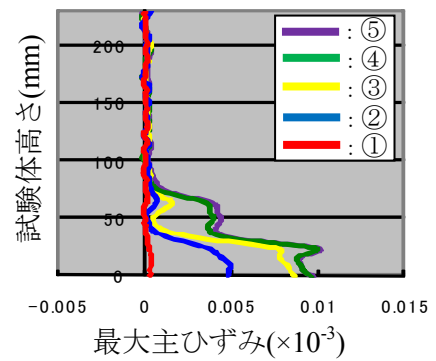


(b) 破壊形態



(c) 最大主ひずみ分布図

(d) せん断ひずみ分布図

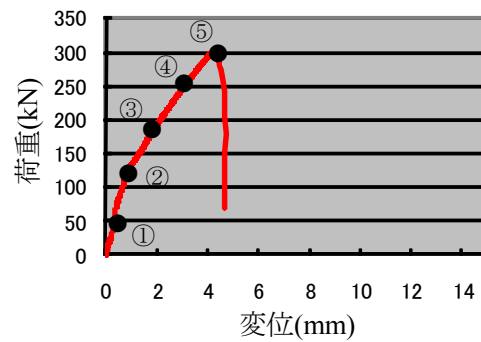


(e) A-A断面におけるひび割れ箇所のひずみ推移図

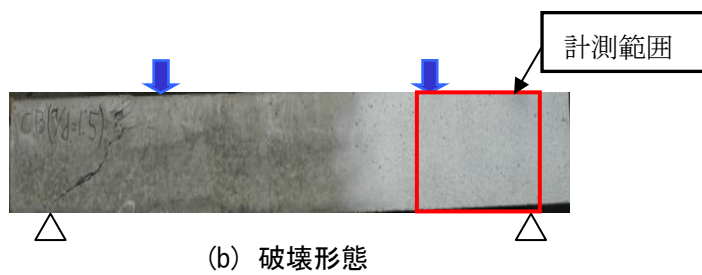
図—9.2.5 せん断補強筋を有する RC はり試験体の試験結果

## Group2

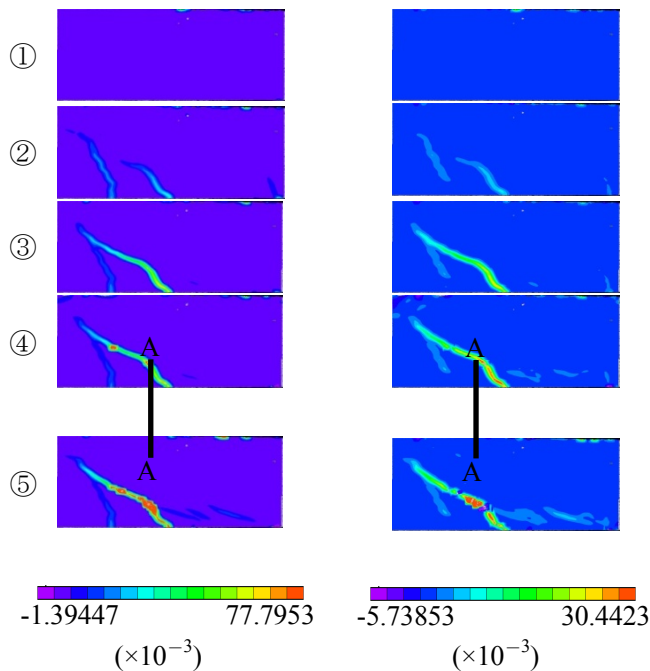
CB2



(a) 荷重—変位

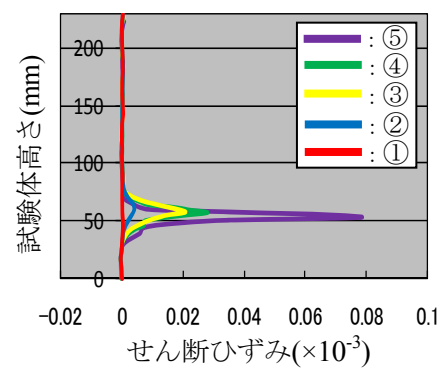
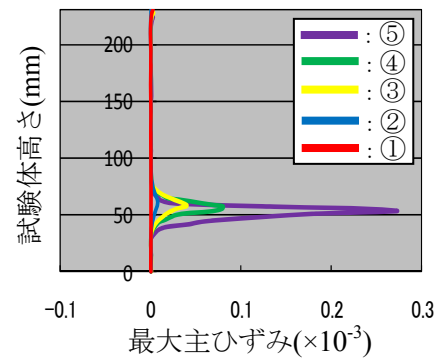


(b) 破壊形態



(c) 最大主ひずみ分布図

(d) セン断ひずみ分布図

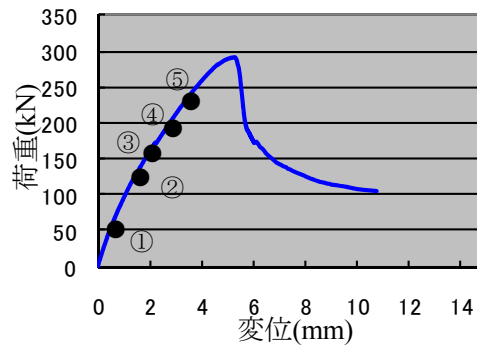


(e) A-A断面におけるひび割れ箇所のひずみ推移図

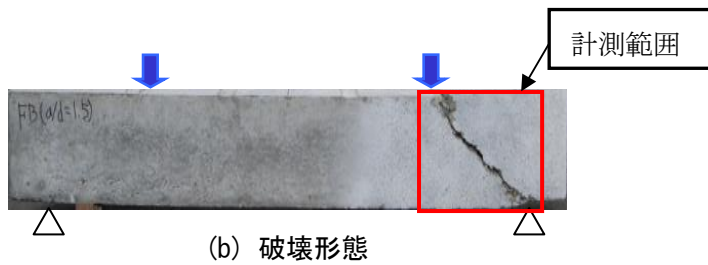
図—9.2.6 鋼繊維混入のないRCはり試験体の試験結果

## Group2

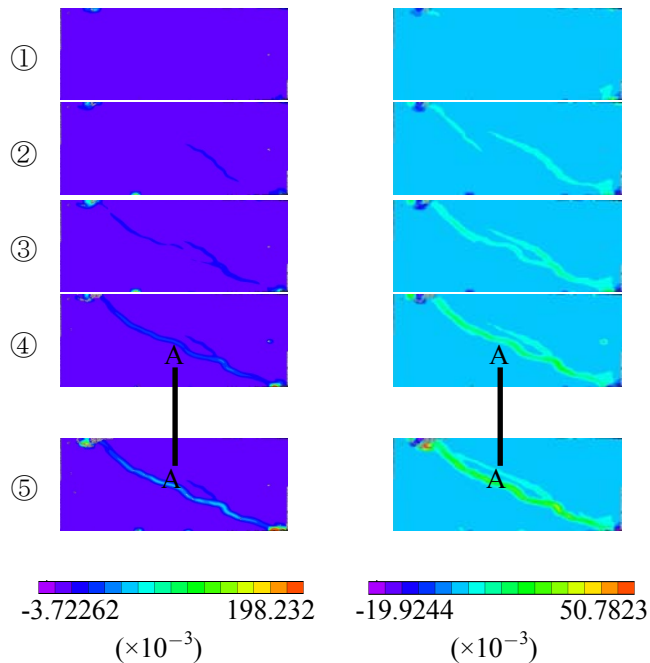
FB2



(a) 荷重—変位

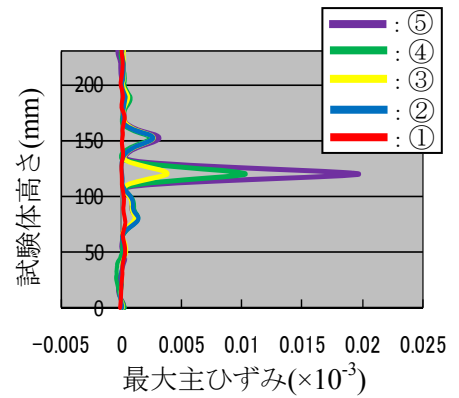
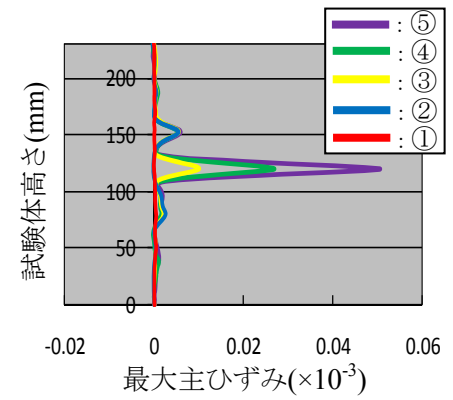


(b) 破壊形態



(c) 最大主ひずみ分布図

(d) せん断ひずみ分布図

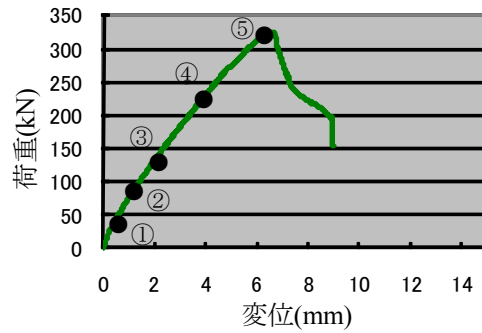


(e) A-A 断面におけるひび割れ箇所のひずみ推移図

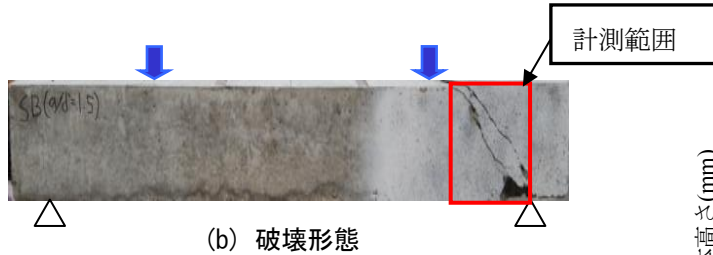
図—9.2.7 鋼繊維混入率 1.5%RC はり試験体の試験結果

## Group2

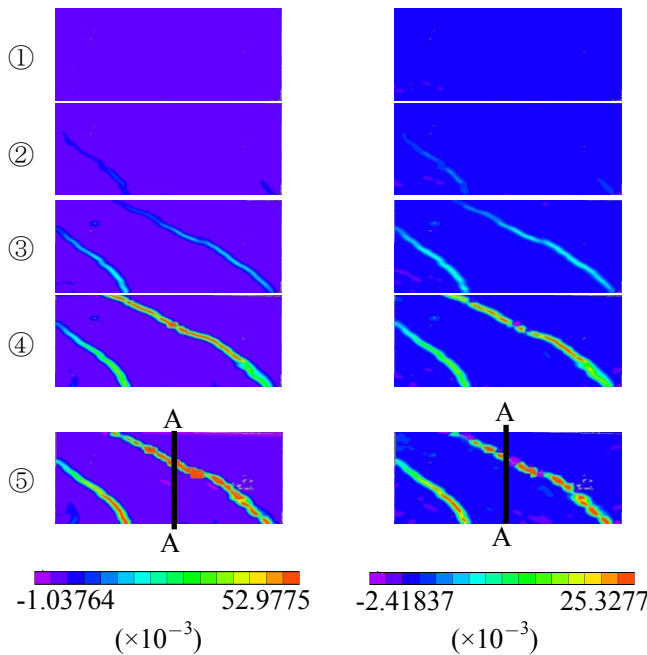
SB2



(a) 荷重—変位

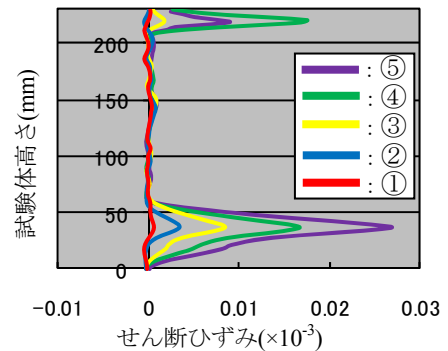
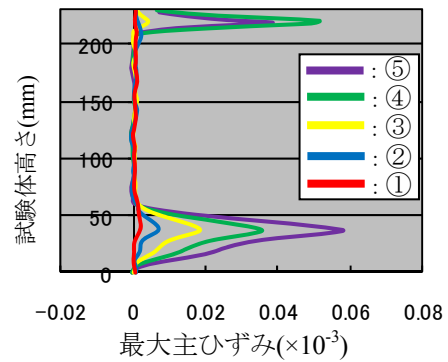


(b) 破壊形態



(c) 最大主ひずみ分布図

(d) せん断ひずみ分布図



(e) A-A 断面ひび割れ箇所のひずみ推移図

図-9.2.8 せん断補強筋を有する RC はり試験体の試験結果

### (2) スパン中央部のたわみ計測

鋼繊維補強 RC はりの鋼繊維の混入が材料の変形能に与える影響を確認するために、スパン中央部のたわみを計測することで、各試験結果を各グループに分けて比較した。鋼繊維混入のない RC はり(CB)、鋼繊維補強 RC はり(FB)、せん断補強筋を有する RC はり(SB)のスパン中央部のたわみについて Group1、2 の計測結果を図-9.2.9、図-9.2.10 に示す。

Group1 は 3 体とも曲げ破壊した。CB1 試験体に比べ、FB1 試験体および SB1 試験体の降伏荷重の増加が確認できた。FB1 試験体が、SB1 試験体とほぼ同等の挙動を示しており、鋼繊維混入の効果によるはりの曲げ・せん断耐力の上昇につながる結果が得られた。

Group2 では全ての試験体は斜めひび割れが進展しせん断破壊をした。各試験体の最大耐力に関しては、CB2、FB2 試験体はほぼ等しく、SB2 試験体のみ少し増加した。その後、CB2 試験体はたわみが約 4mm に達すると荷重が急激に低下し脆性破壊した。一方、FB2、SB2 両試験体はせん断破壊の原因と思われる斜めひび割れが卓越しているにもかかわらず、粘り強く破壊した。さらに載荷を続けると、SB2 試験体はたわみが約 9mm に達すると荷重が急激に低下し破壊に至ったが、FB2 試験体は荷重は低下するものの粘り強く変形が進行した。スターラップ等のせん断補強筋は鋼繊維と比べて断面積が非常に大きいので、受け持つことのできる引張力は大きい、せん断補強筋が配置されていない箇所にひび割れが及ぶと効果を発揮できない。しかし、鋼繊維はコンクリート全体に分散して配置できた場合、どのようなひび割れに対しても、補強効果を発揮できるので変形能が向上したものと考えられる。以上より、最大耐力の上昇、脆性破壊の防止、変形能の向上など、鋼繊維の実構造物大部材への適応の可能性を確認することができた。

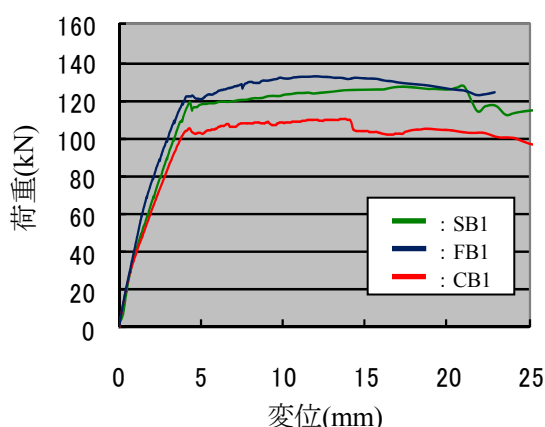


図-9.2.9 スパン中央部のたわみの比較  
(Group1)

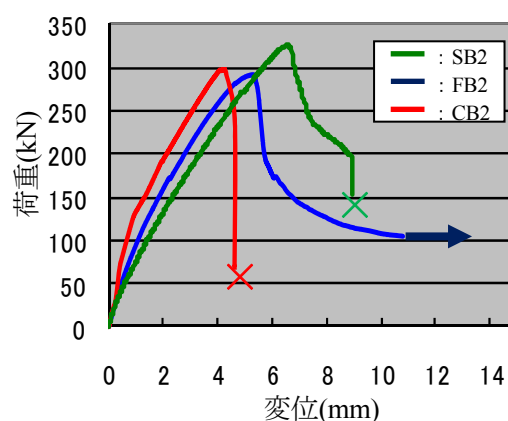


図-9.2.10 スパン中央部のたわみの比較  
(Group2)

### (3) せん断ひずみ計測

鋼繊維の混入が RC はりのせん断補強効果にもたらす影響について検討するために、デジタル画像相関法計測によって得られた、各グループにおける CB、FB、SB のせん断ひずみの推移の比較を図-9.2.11、図-9.2.12 に示す。なお、せん断ひずみ計測箇所は図-9.2.13 に示す通りである。

Group1 では、CB1 試験体と比べて、FB1、SB1 試験体のせん断耐力が向上していることが確認できる。また、FB1 試験体と SB1 試験体はほぼ同等の挙動を示しているが、FB1 試験体は約  $2000\mu$  まで SB1 試験体は約  $500\mu$  までひずみ値が進展している。SB1 試験体のひずみ値が小さくなった原因は、鋼繊維と比べてスターラップの断面積が大きく剛性も大きくなり、より引張力に抵抗することができたためと考えられる。しかしながら、Group1 の RC はりは全て曲げ破壊したため、せん断耐力に関する正確な検討を行うことはできなかった。

Group2 では全ての試験体がせん断破壊したが、CB2 試験体はせん断補強されていないため脆性破壊した。FB2、SB2 試験体は粘り強く破壊したため、ひずみ値はその後にも進展した。載荷を続けると、SB2 試験体は途中で破壊に至ったが、FB2 試験体は破壊することなく、せん断ひずみは  $25000\mu$  を超えた値まで計測することができ、デジタル画像相関法計測の実構造物大部材への適応の可能性を確認することができた。また、せん断応力は CB2 試験体に比べ、FB2、SB2 試験体の値が向上していることが確認できる。鋼繊維混入によるせん断耐力の上昇の可能性を確認すること



ができた。

以上より、鋼繊維補強 RC はりは、せん断補強筋を有する RC はりと同等の最大耐力を示す試験体と、耐力の大幅な上昇はみられないが粘り強く破壊した試験体の 2 つのグループに分かれた。このように鋼繊維の補強効果にばらつきが生じたため、さらなる実験的研究の必要性はあるが、鋼繊維の実構造物大部材への適応の可能性を確認することができた。

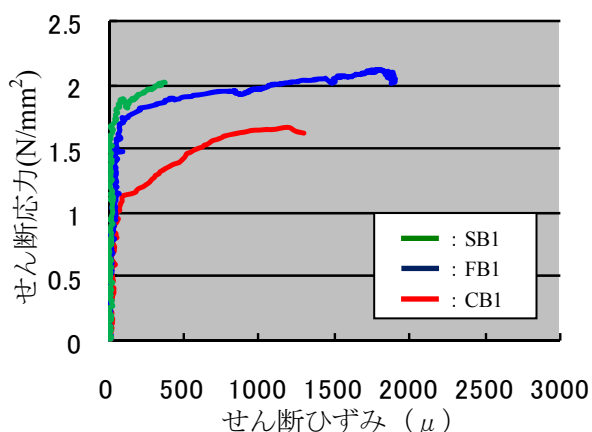


図-9.2.11 せん断ひずみ比較結果 (Group1)

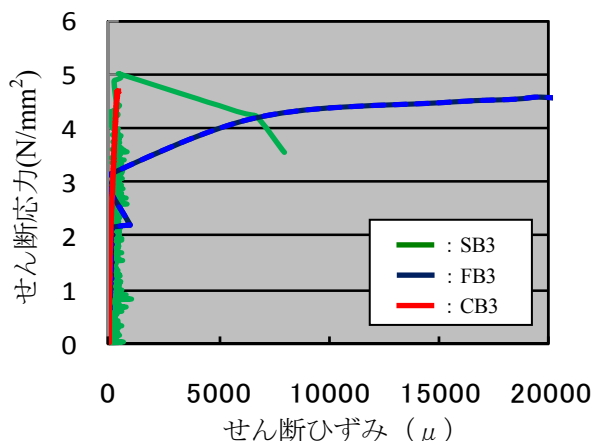


図-9.2.12 せん断ひずみ比較結果 (Group3)

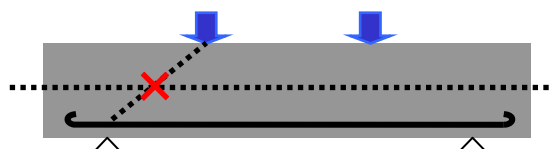


図-9.2.13 せん断ひずみ計測点

### 9.3 まとめ

本章により得られた結果を以下にまとめて示す。

- ・ デジタル画像相関法により得られた局所的なひずみ集中箇所と、試験体のひび割れ箇所は一致する。よって、デジタル画像相関法を用いることで破壊に至るまでのひび割れの発生、進展の可視化を確認することができた。
- ・ デジタル画像相関法により出力された RC はりのひび割れ箇所より、破壊メカニズムの解明に繋がる結果を得ることができた。
- ・ 鋼繊維補強の実構造物大部材への適応の可能性を確認することができた。

### 〈参考文献〉

- [1] 浜岡広, 松田浩, 山下務, 中島朋史: 光学的全視野計測法による RC はりのひび割れ発生・進展の可視化, コンクリート工学年次論文集, Vol.28-No.2, pp.781-786, 2006
- [2] 小林和夫: コンクリート構造学, 1997
- [3] 真嶋光保, 幸左賢二, 大野定俊: 繊維補強セメント/コンクリート複合材料, 1994.5
- [4] 嶋津孝之, 福原安洋, 佐藤立美, 大田和彦: 新しい鉄筋コンクリート構造
- [5] 土木学会: 鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針(案)

(松田 浩)

## 10. デジタル画像相関法を用いた鋼板接合部材の引き抜き試験

### 10. 1 研究目的

コンクリート構造物においては、補修・補強に関する数多くの工法が研究・開発され、実用化されている。特に、鋼板、炭素繊維、アラミド繊維などの補強材をコンクリート表面に接着させて耐荷力向上を図る接着工法では、施工の容易さも相まって、近年では数多く適用されるようになった。ここでは、鋼板接着補強工法の研究にデジタル画像相関法を適用した例を示す。

鋼板接着工法とは、既存のコンクリート構造物に鋼板（材質は SS400 が一般的）をエポキシ樹脂により接着補強し、コンクリート部材断面内の鉄筋量の不足を外部から補う工法である。この工法の特長は、鋼板をコンクリート構造物の外部から接着補強するので、コンクリート構造物の使用を中断することなく施工が可能なことである。また、コンクリート構造物と鋼板が一体となって外力に抵抗する合成構造として機能するため、構造物の耐荷性能の向上を図ることができる。さらに、補修寸法がわずかで済み、クリアランスや景観に影響が少ないことなどが挙げられる。

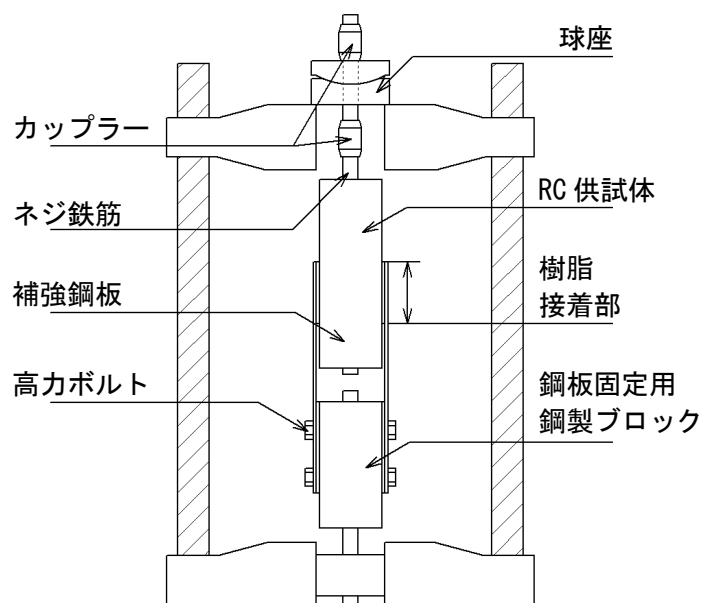
しかしながら、これらの接着工法は、十分な接着面積が得られない場合には、はく離破壊を生ずることがある。はく離破壊は補強コンクリート構造物の耐荷力を決定するので、正確に部材耐力を決定する破壊荷重を予測することが課題になる。現在では、実験的・解析的知見から様々な検討が行われているが、これらの研究の大半は、コンクリートの圧縮強度や接着長さ、繊維系接着工法を中心に行われているもので、接着幅方向や鋼板接着工法に着目した検討事例は多くない。

補強材を接着補強されたコンクリート部材の破壊挙動は非常に複雑である。また、現在の計測技術の主流はひずみゲージ計測法であり、ひずみゲージ計測法では貼付位置の一方向のゲージ長の平均ひずみしか計測できず、コンクリート表面全体のひずみ分布、及び鋼板表面全体のひずみ分布を正確に把握することは極めて困難である。そこで、接着部界面や近傍の応力・変形を計測するために光学的計測手法であるデジタル画像相関法（Digital Image Correlation Method：以後、DICM と称す）を用いてひずみ計測を行い、その可能性について検討した。引き抜き試験では、鋼板接着補強コンクリート部材の破壊挙動に及ぼす躯体幅と接着幅との関係の影響を DICM を用いての両引き試験による計測結果により検討を行った。

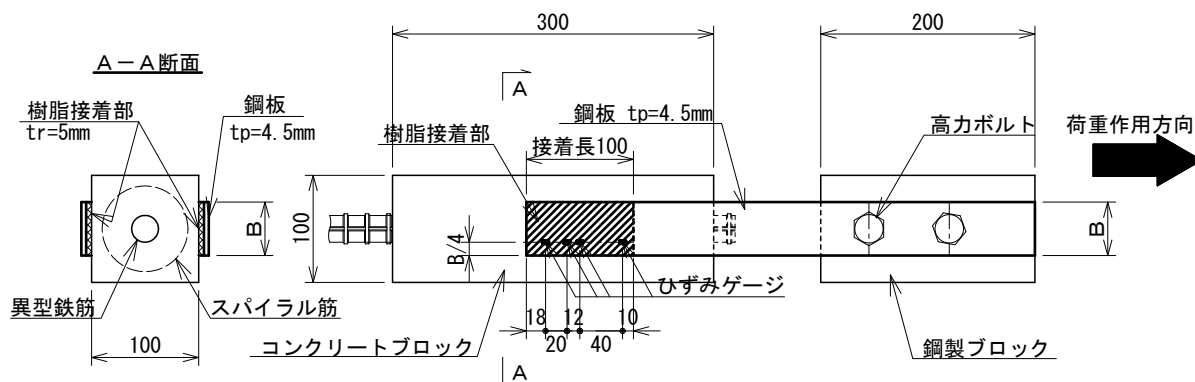
### 10. 2 光学的全視野ひずみ計測による鋼板接着端部の破壊挙動の解明

#### 10. 2. 1 試験概要

本試験では鋼板接着端部のはく離を簡易的に評価するために、図-10.2.1 に示す両引き試験により試験を行った。試験に使用した材料物性を表-10.2.1～10.2.2 に、供試体概要図を図-10.2.2 に示す。鋼板を接着する RC 供試体は、断面 100mm×100mm、長さ 300mm である。この内部に異形鉄筋 D25 を埋め込んでおり、割裂破壊防止のため、 $\phi 6$ mm のスパイラル筋（ピッチ 30mm）による補強を行っている。鋼板は RC 供試体の両側面にエポキシ樹脂にて接着し、端部を高力ボルトで鋼製ブロックに固定した。この際、RC 供試体側には、図-10.2.2 に示すように、鋼板とコンクリートを接着させない区間を 70mm 設けた。接着した鋼板の幅を 30～100mm と変化させ、厚さ 4.5mm、長さ 475mm、接着長 100mm、樹脂厚を 5.0mm とした。これは、現在、RC 床版の補強で一般的に採用されている厚さである。この供試体に対し、表-10.2.3 のように組み合わせ、両引き試験を行った。



図－10.2.1 試験概要図



図－10.2.2 供試体概要図

表－10.2.1 鋼材の物性

鋼材	材質	降伏点 $f_{sy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $f_{su}$ (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )
鉄筋 D25	SD345	405	595	$1.93 \times 10^5$
スパイラル筋	SS400	235	325	$2.00 \times 10^5$
鋼板 $t=4.5\text{mm}$	SS400	347	443	$1.88 \times 10^5$

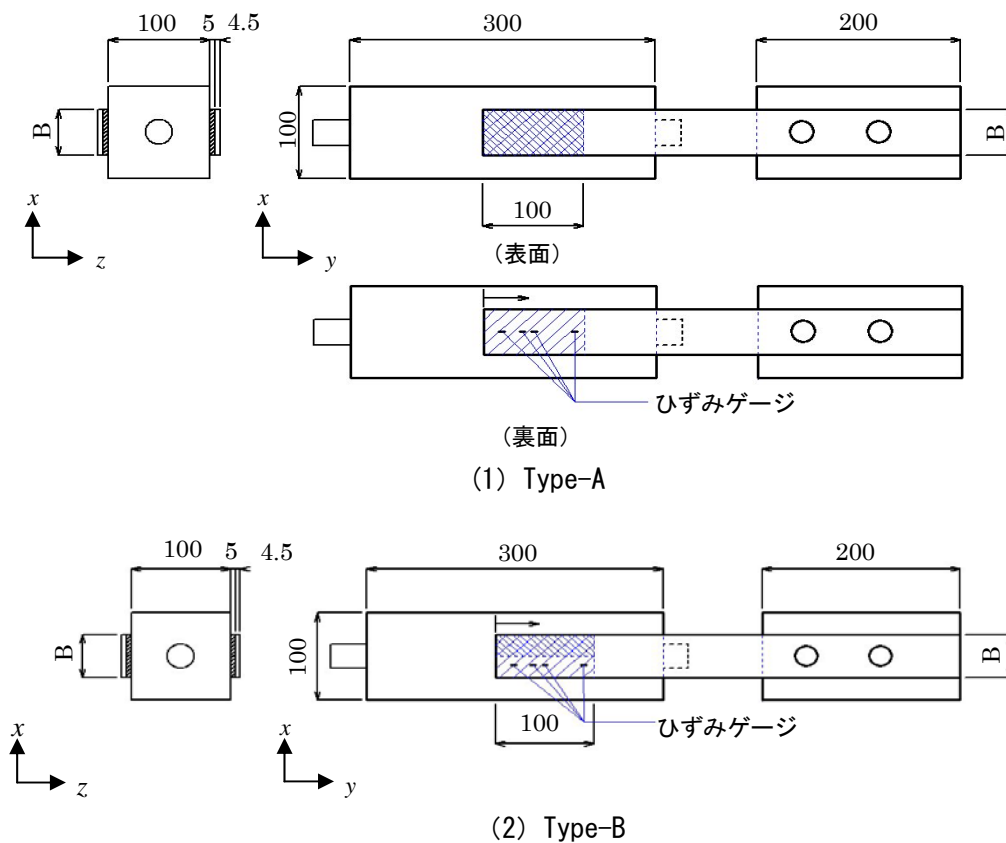
表－10.2.2 エポキシ樹脂の物性

圧縮強度 $f_e$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $f_{ey}$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張せん断強度 $\tau_e$ (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 $E_e$ (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$
78.6	57.9	13.7	2800	0.42

表－10. 2. 3 供試体の鋼板接着幅およびコンクリートの物性値

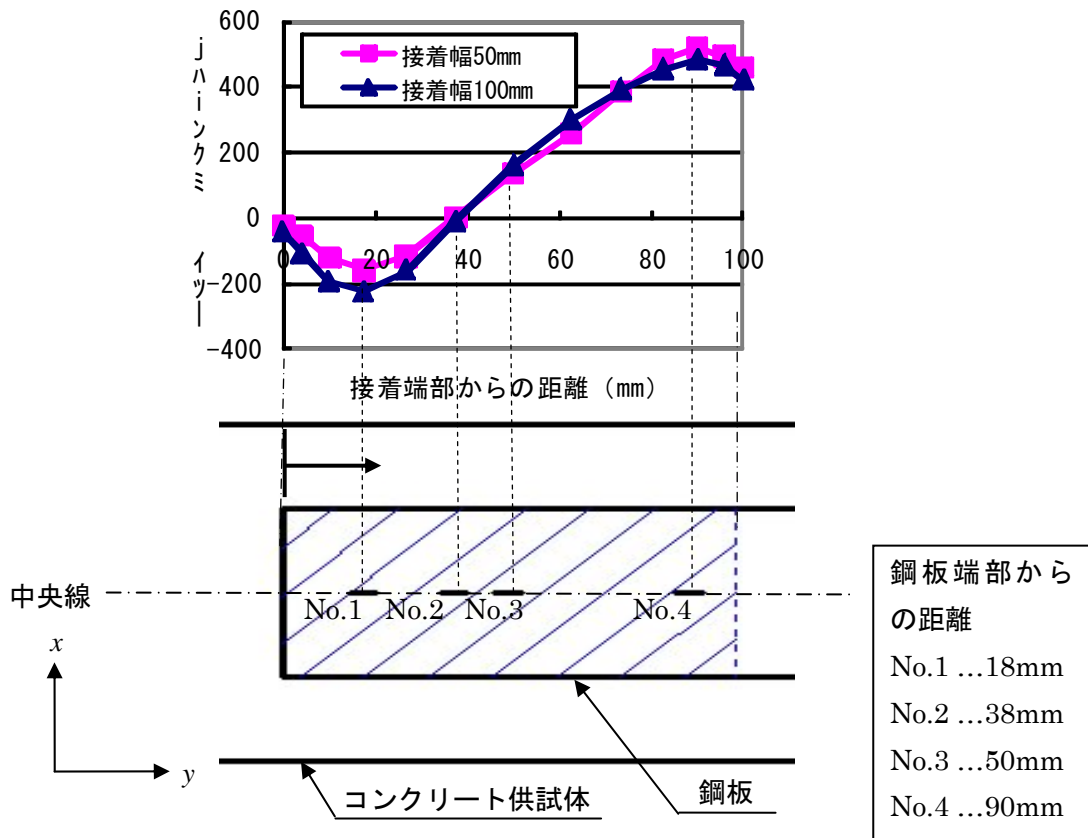
接着幅 B (mm)	圧縮強度 $f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 $E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$
30	15.7	1.44	$1.42 \times 10^3$	0.160
40				
50				
70				
100				
30	36.9	2.55	$2.77 \times 10^3$	0.160
40				
50				
70				
100				

DICM の計測範囲は、図－10.2.3 に示す網掛け部の Type-A と B の 2 種類とした。Type-A は供試体の  $x$ - $y$  面の対称性を考慮し、表面の接着部（斜線部）の網掛け部に示す鋼板接着端部全体の計測を行った。同時に裏面の鋼板接着端部中央の 4 箇所（ひずみゲージ）を貼付し、計測を行った。Type-B は、供試体の  $x$ - $y$  面の対称性を考慮し、接着部（斜線部の）網掛け部に示す鋼板接着部分の半分の計測を行った。同時に残り半分の面において、中央線より 10mm 外側の部分に、4 箇所ひずみゲージを貼付し、計測を実施した。



図－10. 2. 3 供試体概要図および計測範囲

なお、ひずみゲージ貼付位置は、事前解析により決定した。図－10.2.4 に解析結果を示す。これは、 $x$ 軸を鋼板端部からの距離、 $y$ 軸を事前解析により得られた鋼板表面中央の $y$ 方向ひずみである。これに基づき、ひずみの変化が著しい位置である、最大値、最小値、最大値と最小値の間、ひずみが0をひずみゲージ貼付位置として決定した。なお貼付位置は、鋼板端部から、18mm、38mm、50mm、90mmである。



図－10.2.4 ひずみゲージ計測位置

供試体は、図－10.2.5 に示す通りとした。製作の手順はまず、鋼板の接着面となるコンクリート面をグラインダーでケレンした後、シンナー拭きする。鋼板の接着面は、グラインダーで黒皮を取り除く。鋼板とコンクリート面との間には平均間隙厚が 5mm となるようにスペーサーを設置し、鋼板の周囲をガムテープでシールする。次に、間隙に低粘度のエポキシ樹脂を流し込む。なお、鋼板接着の実施工では、まず平均間隙厚が 5mm 程度となるようにスペーサーを設置した鋼板を、コンクリートアンカーを用いて下地処理を完了したコンクリート面に仮止めする。次いで、鋼板周囲をパテ状エポキシ樹脂でシールし、シール材の強度発現を待って間隙エポキシ樹脂を注入する。注入圧力は  $0.03\text{N/mm}^2$  程度であり、この圧力は主にコンクリートアンカーにより支持される。実施工と同様に注入により供試体を作製すると、コンクリートアンカーおよびシール材の影響により、接着のみによる効果を検討することが困難となる可能性があり、これらの影響を排除する目的で前述のような方法により供試体を製作した。

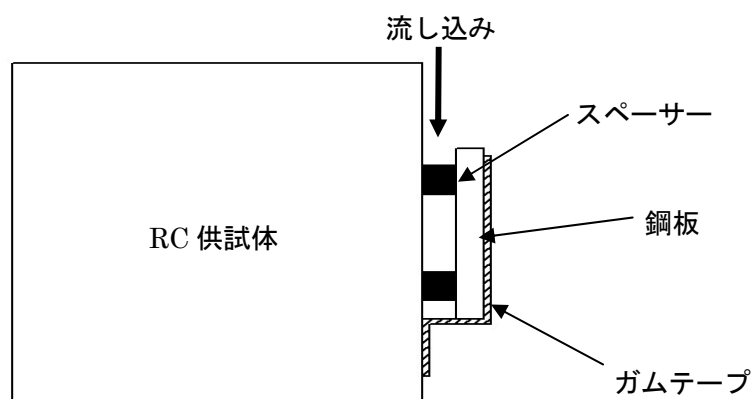


図-10.2.5 供試体作製概要図

## 10.2.2 試験結果

両引き試験により得られた接着幅と破壊荷重、平均はく離強度の関係を表-10.2.4、10.2.5および図-10.2.6に示す。ここで、平均はく離強度とは、破壊荷重を接着面積で除した値である。まず、接着幅に着目すると、破壊荷重は接着幅30～50mmまでは接着幅に応じて大きくなるが、50mmより大きくなると、破壊荷重は一定であった。これに対し、平均はく離強度は、接着幅が大きくなるにつれ線形的に小さくなり、接着幅がコンクリート断面幅と同等となると、コンクリートの引張強度程度まで低下した。また、各接着幅3体のバラツキは、接着幅が広いと安定傾向にあるが、逆に接着幅が小さいとバラツキが大きくなる傾向にあった。

表-10.2.4 はく離荷重、平均はく離強度一覧(1)

コンクリート圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	接着幅 B (mm)	供試体 No	歪ゲージ 位置	破壊荷重 (kN)		平均はく離強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
				実測値	平均値	実測値	平均値
f <sub>c</sub> 15.7	30	I-30-1	A	21.5	20.2	3.58	3.37
		I-30-2	B	19.0		3.17	
		I-30-3	B	20.2		3.37	
	40	I-40-1	A	25.6	22.4	3.20	2.80
		I-40-2	B	21.4		2.68	
		I-40-3	B	20.2		2.53	
	70	I-70-1	B	27.2	24.5	1.94	1.75
		I-70-2	—	25.2		1.80	
		I-70-3	C	21.2		1.51	
	100	I-100-1	A	28.6	31.9	1.43	1.59
		I-100-2	A	31.4		1.57	
		I-100-3	B	35.6		1.78	

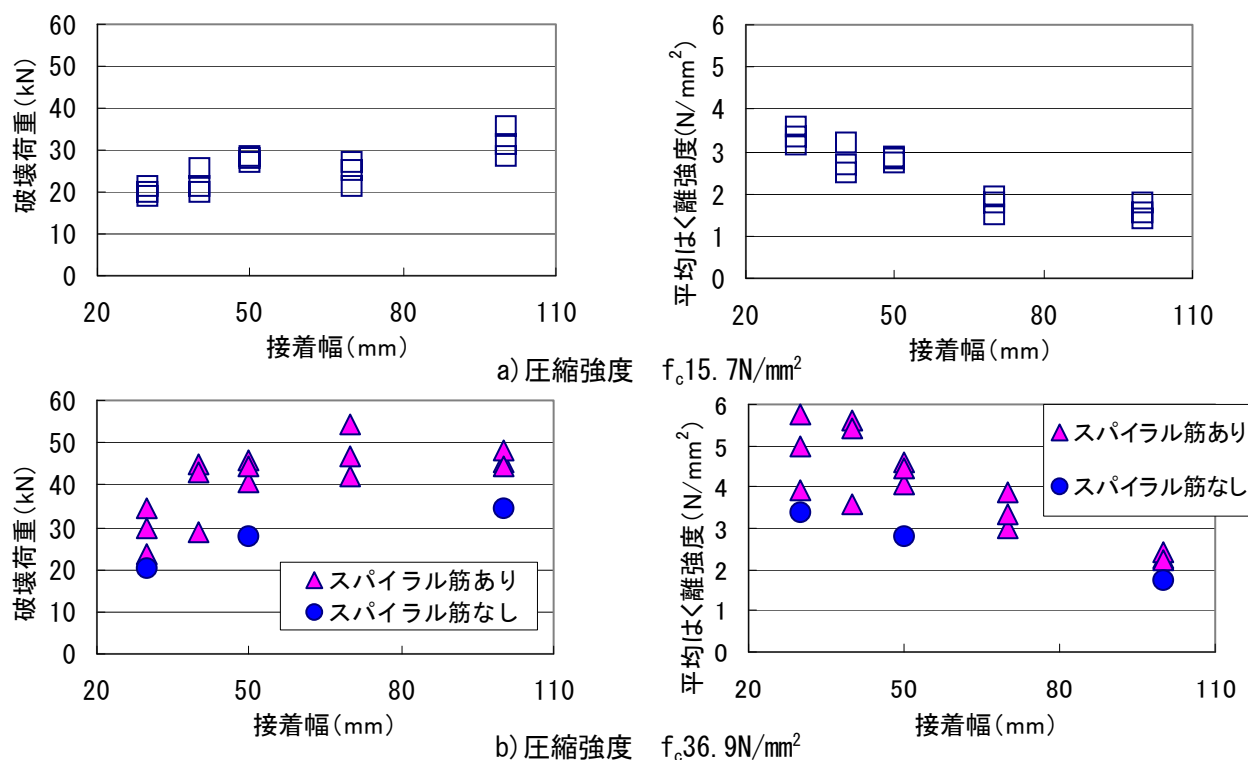
表-10.2.5 はく離荷重、平均はく離強度一覧(2)

コンクリート圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	接着幅 B (mm)	供試体 No	歪ゲージ 位置	破壊荷重 (kN)		平均はく離強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
				実測値	平均値	実測値	平均値
f <sub>c</sub> 36.9 スパイラル筋有り	30	II-30-1	A	34.5	29.2	5.75	4.87
		II-30-2	B	29.8		4.97	
		II-30-3	B	23.4		3.90	
	40	II-40-1	B	44.8	38.9	5.60	4.86
		II-40-2	B	43.2		5.40	
		II-40-3	C	28.6		3.58	
	50	II-50-1	B	44.3	43.6	4.43	4.36
		II-50-2	B	45.8		4.58	
		II-50-3	C	40.8		4.08	
	70	II-70-1	B	42.0	47.7	3.00	3.41
		II-70-2	B、C	54.3		3.88	
		II-70-3	B、C	46.8		3.34	
	100	II-100-1	B	45.3	45.9	2.27	2.30
		II-100-2	B	48.0		2.40	
		II-100-3	C	44.5		2.23	
f <sub>c</sub> 36.9 スパイラル筋無し	30	II-30-0	B	20.4		3.40	
	50	II-50-0	B	28.1		2.81	
	100	II-100-0	B	34.5		1.73	

A : 鋼板中央、B : 鋼板 1/4、C : コンクリート側面

つぎに、コンクリートの圧縮強度の違いに着目すると、コンクリート強度が大きくなるにつれ相対的に破壊荷重および平均はく離強度は大きくなる傾向にあった。ただし、圧縮強度に2倍強の差があっても、破壊荷重や平均はく離強度は1.4倍程度であった。コンクリートブロック中のスパイラル筋の有無の違いでは、同一の接着幅に対し、スパイラル筋がないと、破壊荷重および平均はく離強度はスパイラル筋がある場合より低下し、さらに接着幅が大きくなっても、破壊荷重の上昇率は鈍化している。





図ー10.2.6 破壊荷重、平均はく離強度一覧

### 10.2.3 供試体の破壊状況

表ー10.2.6および10.2.7に供試体の破壊形態一覧を示す。これより、圧縮強度に関わらず、鋼板接着幅がコンクリート断面幅に等しくなると、ほとんどの供試体で接着端部のコンクリートのひび割れが供試体中央に進展し、コンクリートが破壊した。これに対し、接着幅が小さいと、接着部でのコンクリートないし鋼板がはく離する現象が多く見られた。よって、はく離現象が接着幅とコンクリート断面幅の関係に大きく依存すると考えられる。これは、接着幅が小さいと、接着部の引張力に対してコンクリートの抵抗断面が確保されるが、接着幅がコンクリート断面幅に近づくと、コンクリートの抵抗断面が小さくなり、接着端部に発生するひび割れが顕著となり破壊に至ると考えられる。

この破壊をコンクリートの強度の観点から区分すると、コンクリートがせん断破壊とした場合、コンクリートのせん断強度は $\tau_c = 0.2 \cdot f_c$ で表される。この式より、今回の試験に用いたコンクリート供試体のせん断強度は、 $\tau_c (f_c 15.7) = 3.14 \text{ N/mm}^2$ 、 $\tau_c (f_c 36.9) = 7.38 \text{ N/mm}^2$ となる。これと試験の平均はく離強度とを比較すると、せん断強度の方が大きく、せん断破壊したとは考えられない。つぎに、引張破壊とした場合、 $f_t = 0.23 \cdot (f_c)^{2/3}$ から、 $f_t (f_c 15.7) = 1.44 \text{ N/mm}^2$ 、 $f_t (f_c 36.9) = 2.55 \text{ N/mm}^2$ となり、接着幅とコンクリート断面幅が同幅の時の試験結果が、これと同等であることから、今回の破壊形態はコンクリートの引張破壊であると考えられる。

供試体の破壊状況は、写真ー10.2.1～10.2.3に示すように、接着幅が50mmより小さいと接着界面のコンクリート表層で破壊しながら鋼板がはがれ、接着幅が50mmより大きくなるとコンクリート側面のひび割れが顕著となっかぶりコンクリートが破壊している。さらに、スパイラル筋が無い場合には接着幅にかかわらず側面のひび割れが顕著となっ破壊しており、明らかに接着幅によってコンクリートの破壊形態に違いが現れている。

表－10.2.6 破壊形態一覧(1)

コンクリート圧縮 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	接着幅 B (mm)	供試体 No	破壊荷重 (kN)	平均はく離強度 (N/mm <sup>2</sup> )	破壊形態
f <sub>c</sub> 15.7	30	I-30-1	21.5	3.58	接着部端部ひび割れ
		I-30-2	19.0	3.17	接着部コンクリート全面はく離
		I-30-3	20.2	3.37	接着部端部ひび割れ
	40	I-40-1	25.6	3.20	接着部端部ひび割れ
		I-40-2	21.4	2.68	接着部コンクリート全面はく離
		I-40-3	20.2	2.53	接着部端部ひび割れ
	50	I-50-1	28.6	2.86	コンクリート破壊
		I-50-2	28.2	2.82	接着部コンクリート全面はく離
		I-50-3	27.2	2.72	接着部コンクリート全面はく離
	70	I-70-1	27.2	1.94	コンクリートかぶり部破壊
		I-70-2	25.2	1.80	コンクリートかぶり部破壊
		I-70-3	21.2	1.51	コンクリートかぶり部破壊
	100	I-100-1	28.6	1.43	コンクリートかぶり部破壊
		I-100-2	31.4	1.57	コンクリートかぶり部破壊
		I-100-3	35.6	1.78	コンクリートかぶり部破壊

表－10.2.7 破壊形態一覧(2)

コンクリート圧 縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	接着幅 B (mm)	供試体 No	破壊荷重 (kN)	平均はく離強度 (N/mm <sup>2</sup> )	破壊形態
f <sub>c</sub> 36.9 スパイラル筋あり	30	II-30-1	34.5	5.75	接着部先端コンクリートはく離
		II-30-2	29.8	4.97	接着部鋼板はく離
		II-30-3	23.4	3.90	接着部鋼板はく離
	40	II-40-1	44.8	5.60	接着部先端コンクリートはく離
		II-40-2	43.2	5.40	接着部先端コンクリートはく離
		II-40-3	28.6	3.58	接着部コンクリート全面はく離
	50	II-50-1	44.3	4.43	接着部先端コンクリートはく離
		II-50-2	45.8	4.58	接着部コンクリート全面はく離
		II-50-3	40.8	4.08	接着部周辺ひび割れ
	70	II-70-1	42.0	3.00	コンクリートかぶり部破壊
		II-70-2	54.3	3.88	コンクリートかぶり部破壊
		II-70-3	46.8	3.34	コンクリートかぶり部破壊
	100	II-100-1	45.3	2.27	コンクリートかぶり部破壊
		II-100-2	48.0	2.40	コンクリートかぶり部破壊
		II-100-3	44.5	2.23	コンクリートかぶり部破壊
f <sub>c</sub> 36.9 スパイラル筋なし	30	II-30-0	20.4	3.40	接着部鋼板はく離
	50	II-50-0	28.1	2.81	コンクリートかぶり部破壊
	100	II-100-0	34.5	1.73	コンクリートかぶり部破壊



a) 接着幅 B=30mm



b) 接着幅 B=40mm



c) 接着幅 B=50mm



d) 接着幅 B=70mm



e) 接着幅 B=100mm

写真-10.2.1  $f_c 15.7$  供試体



a) 接着幅 B=30mm



b) 接着幅 B=40mm



c) 接着幅 B=50mm



d) 接着幅 B=70mm



e) 接着幅 B=100mm

写真-10.2.2  $f_c 36.9$  供試体 (スパイラル筋あり)



a) 接着幅 B=30mm

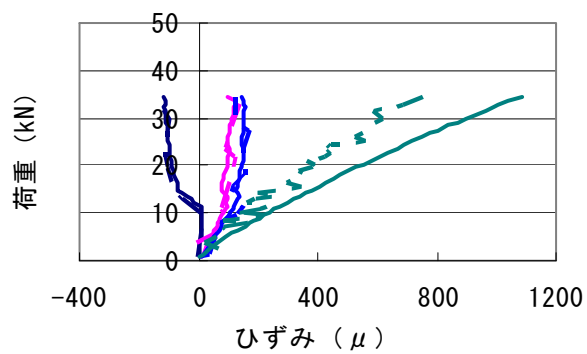


b) 接着幅 B=50mm

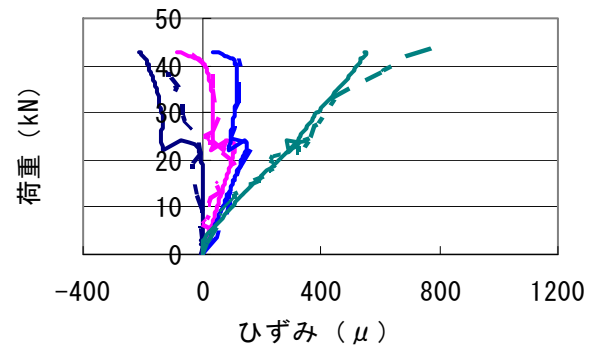


c) 接着幅 B=100mm

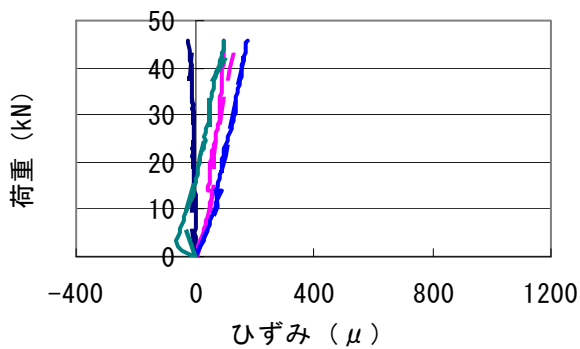
写真-10.2.3  $f_c 36.9$  供試体 (スパイラル筋なし)



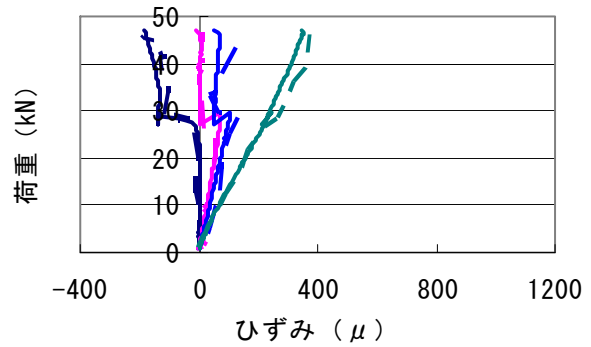
a) 接着幅 B=30mm



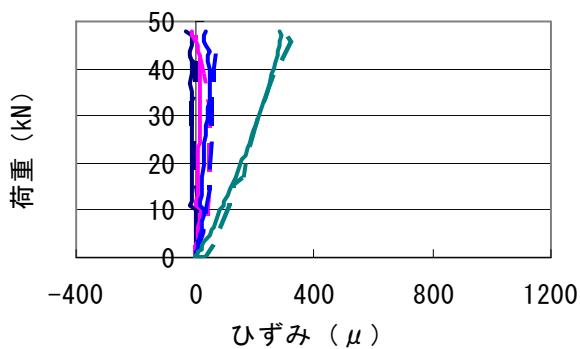
b) 接着幅 B=40mm



c) 接着幅 B=50mm



d) 接着幅 B=70mm



e) 接着幅 B=100mm

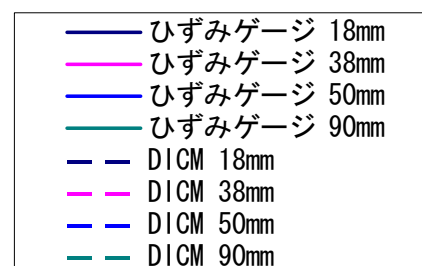


図-10.2.7 荷重とひずみの関係 ( $f_c 36.9 \text{ N/mm}^2$ )

## 10. 2. 4 鋼板表面のひずみ

### (1) 荷重とひずみゲージの関係

圧縮強度 $f_c 36.9\text{N/mm}^2$ のときの接着幅毎の荷重とひずみの関係を図-10.2.7に示す。結果より、接着端部（位置18mm）よりも、載荷点側（90mm）のひずみが大きくなる傾向にあり、接着幅が小さい方が、ひずみが大きくなる傾向にあった。ここで、DICMとひずみゲージとを比較すると、各接着幅の載荷点側（90mm）の位置でのひずみに多少の差異は見られるものの、DICMの計測感度（0.01%）からすれば、ひずみゲージとほぼ同等の計測精度を確保できたと考えられる。

### (2) 接着部鋼板表面のひずみ分布

次に、圧縮強度 $f_c 36.9\text{N/mm}^2$ 供試体の各接着幅における、破壊直前の接着部鋼板表面の鋼板軸方向のひずみ分布図を図-10.2.8に示す。図より、接着幅に関わらず、鋼板先端側から約10～20mm位置で圧縮ひずみ、約70～90mm位置で引張ひずみが卓越している。

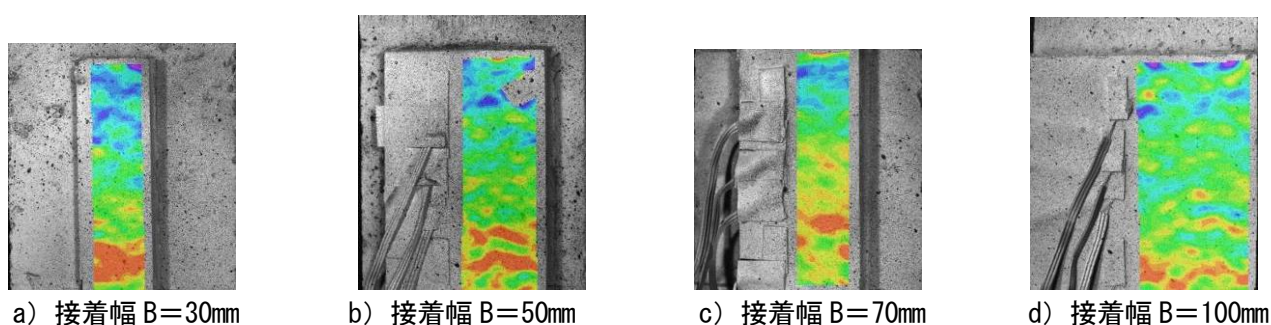


図-10.2.8 鋼板表面ひずみ分布図 ( $f_c 36.9\text{N/mm}^2$ )

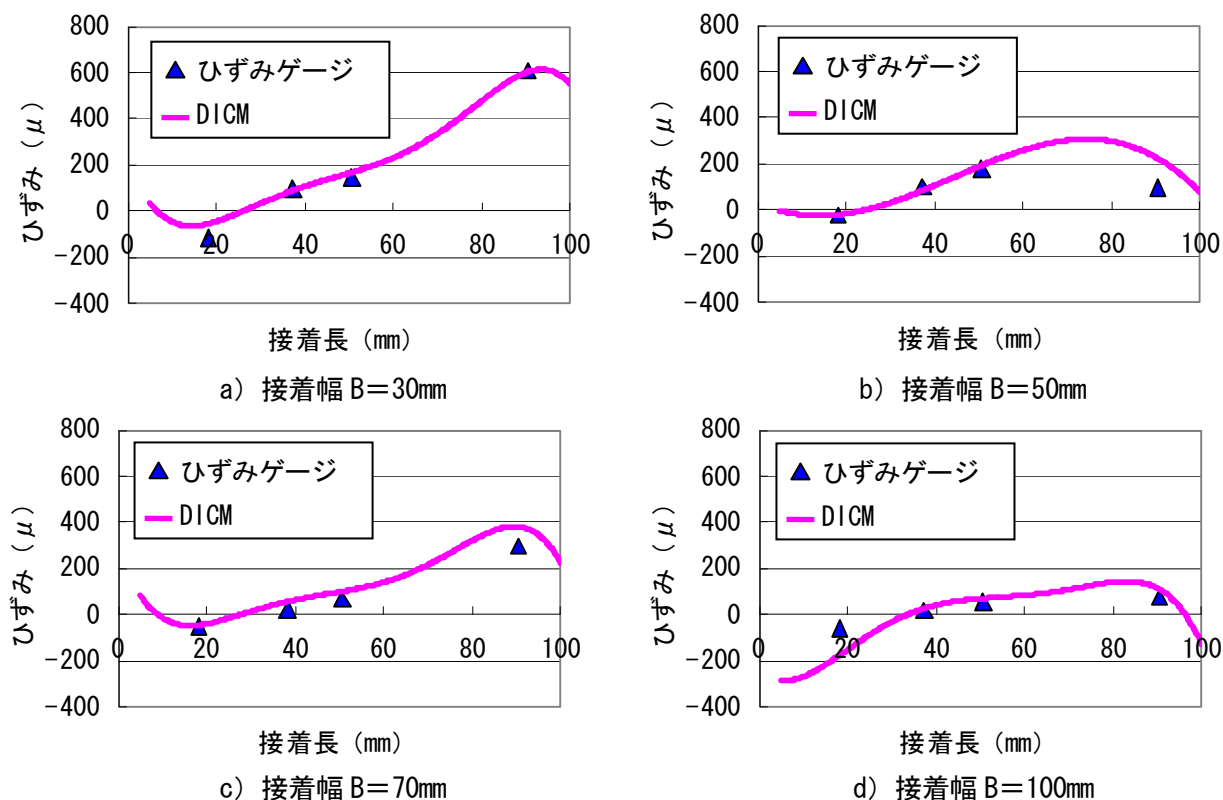


図-10.2.9 鋼板表面ひずみ分布 ( $f_c 36.9\text{N/mm}^2$ )



さらに、鋼板表面中央の鋼板軸方向のひずみ分布を図-10.2.9に示す。各試験結果は、図-10.2.8と同様に、接着幅に関わらず、鋼板先端側から約10～20mm位置で圧縮ひずみ、約80～90mm位置で引張ひずみが卓越している。この傾向は、樹脂の特性の影響と考えられる。樹脂は一般に弾性係数が小さく、引張強度が大きい材料であるため、荷重が大きくなってもコンクリートからはがれずに追従する。さらに、樹脂の厚みの影響により、樹脂の変形がさらに助長される。これらの影響により、鋼板は曲げ変形し、その結果、ひずみのピークが接着部の内側に入り込んだ分布をしたと考えられる。また、DICM、ひずみゲージの各計測結果を比較すると、ほぼ同等の結果であり、DICMの精度が高いことが確認できる。

## 10. 2. 5 コンクリートのひび割れ進展

### (1) 鋼板表面側のひび割れ進展

DICMにより得られた圧縮強度 $f_c 36.9\text{N/mm}^2$ 供試体の各接着幅における、はく離直前の鋼板接着部近傍のコンクリートひび割れ分布を図-10.2.10に示す。これより、接着幅 $B=30\text{mm}$ 、 $50\text{mm}$ では、鋼板先端側から約20mmの位置でコンクリート断面方向のひび割れが進展していた。これは、鋼板表面の圧縮ひずみが卓越した位置と同じ位置であり、接着幅が小さいと鋼板が大きく変形して樹脂の変形が大きくなってコンクリートが引張られ、ひび割れが卓越したと考えられる。また、接着幅 $B=70\text{mm}$ では鋼板先端部のひび割れが顕著となっており、そのひび割れに沿う形でコンクリート断面方向にひび割れが進展している。接着幅 $B=100\text{mm}$ では、鋼板先端部のひび割れの影響が顕著であるが、載荷点方向のひび割れは発生せず、コンクリート断面方向のみで荷重に抵抗していることがわかる。これらより、平均はく離強度の低下は、コンクリートの抵抗断面（圧縮強度や内部の配筋状態）に影響すると考えられる。

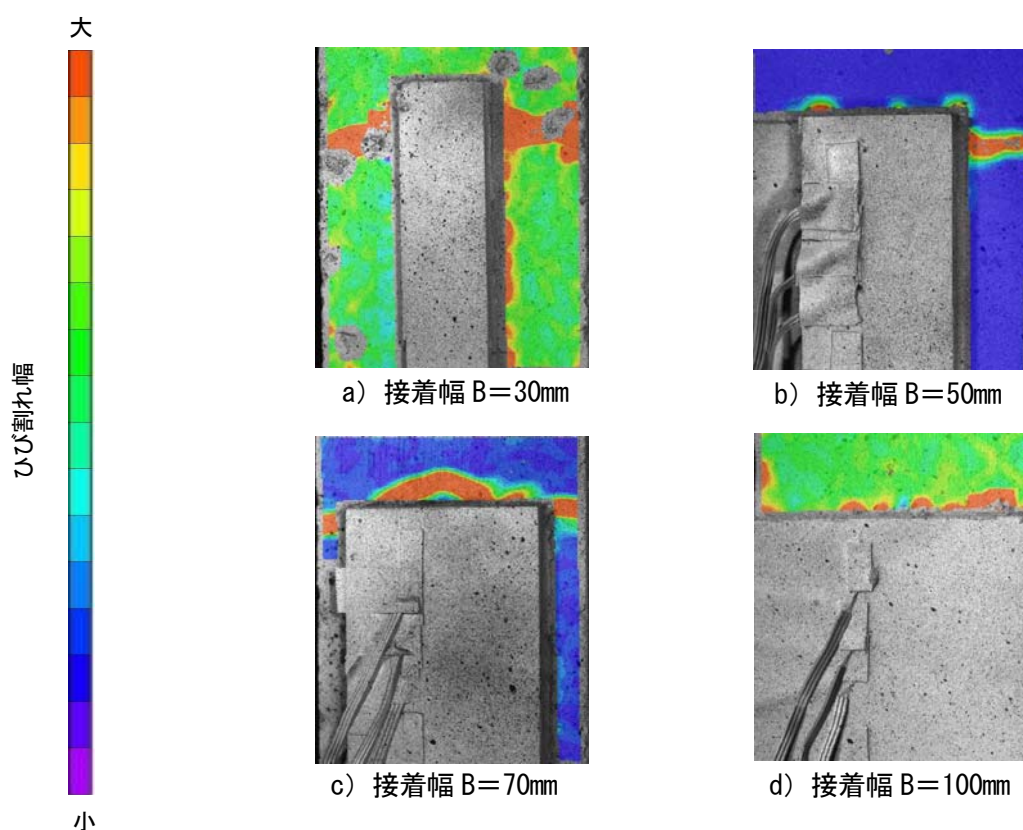


図-10.2.10 鋼板表面ひずみ分布図 ( $f_c 36.9\text{N/mm}^2$ )

## (2) コンクリート側面のひび割れ進展

圧縮強度 $f_c 36.9\text{N/mm}^2$ 供試体におけるDICMによる接着幅毎のコンクリート側面のひび割れ進展図を図-10.2.11に示す。これより、接着幅に関わらず、ひび割れは最初にコンクリート断面方向に進展している。その後、接着幅 $B=40\text{mm}$ 、 $50\text{mm}$ では、ひび割れが載荷軸方向に進展する前に、接着部のコンクリートの表層から破壊した。これに対し、接着幅 $B=70\text{mm}$ 、 $100\text{mm}$ では、断面方向のひび割れがスパイラル筋位置まで進展した後に、そのままスパイラル筋に沿ってコンクリートのかぶり方が破壊している。これらより、接着幅がコンクリート断面幅に近づくと、側面のひび割れの進展が顕著となってコンクリート部で破壊する傾向が強くなり、鋼板接着端部のはく離現象に相違を生じることが分かった。

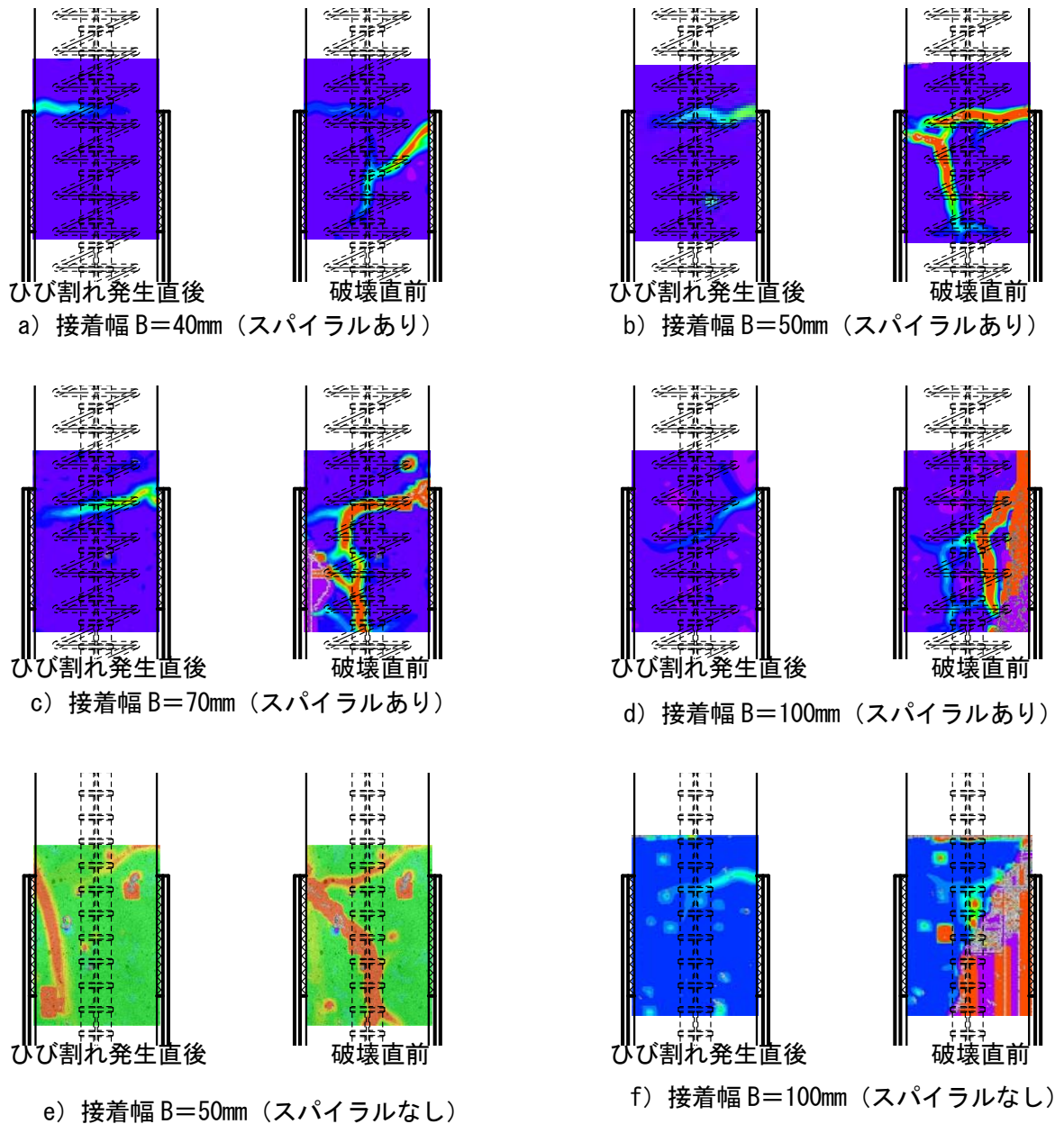


図-10.2.11 コンクリート側面のひび割れ進展図 ( $f_c 36.9\text{N/mm}^2$ )



### 10.3 まとめ

本章では、コンクリート部材に鋼板を接着した際に生じる接着端部のはく離挙動について、接着幅の影響を光学的全視野ひずみ計測を行った。全視野ひずみ計測から、鋼板表面全体のひずみ挙動およびコンクリート部のひび割れ進展を可視化することができた。また、鋼板端部のはく離現象が、鋼板接着幅と被接着体であるコンクリートの圧縮強度や配筋状態の影響による抵抗幅の関係によって、破壊荷重、ひび割れ進展、破壊状態が大きく異なることが分かった。コンクリート構造物に接着材を介して鋼板を一体化した際に、十分な接着面積が得られないと、その端部からはく離が生じて破壊に至ることがある。RC 床版の補強で用いられる鋼板接着工法の鋼板接着端部のはく離現象は、鋼板の接着幅とコンクリートの圧縮強度や配筋状態の影響によって、部材の破壊荷重、ひび割れ進展過程、破壊状況が大きく異なる。接着幅がコンクリートの断面幅に近づくと、平均はく離強度は低下し、破壊状況もコンクリート表面からのはく離から、かぶりコンクリートの破壊となり破壊モードが異なった。この破壊モードの違いは、鋼板に作用する鋼板端部の応力とコンクリートの抵抗断面および内部鉄筋の付着応力の関係によって左右される。

#### 〈参考文献〉

- [1] 佐野正, 三浦尚: 鋼板接着によるコンクリート部材の補強設計法に関する研究, 土木学会論文集No.550/V-33, pp.117-129, 1996
- [2] 宮入裕夫ほか: 先端接着接合技術, NGT, 2000
- [3] 岸徳光, 三上浩, 張広鋒: FRP シート曲げ補強RC 梁に関するシート剥離解析, 土木学会論文集, No.725/V-58, pp.255-272, 2003
- [4] (社)日本コンクリート工学協会: コンクリート構造物の補修技術研究委員会報告書, 2003
- [5] 安東祐樹, 浦田美生, 山本健太, 松田浩: 鋼板の接着幅が端部ではく離現象に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, pp.1603-1608, 2008
- [6] 山本健太, 安東祐樹, 西尾友希, 松田浩: 全視野ひずみ計測を用いた鋼板接着端部の破壊挙動に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, pp.1453-1458, 2009
- [7] 岡田清, 六車熙: コンクリート工学ハンドブック, 朝倉書店, 1981
- [8] (社)土木学会: 2007 年制定 コンクリート標準示方書【設計編】, 2007

(松田 浩)

## 11. 円筒シェルの3次元形状計測と座屈実験への応用

### 11.1 はじめに

円筒シェルの座屈の特徴は、一般に後座屈強度の低下および種々の初期不整に対する敏感性にある。これは薄肉シェルの場合に特に顕著であり、設計に際しては座屈問題の検討が不可欠である。また、軸圧縮を受ける薄肉円筒シェルの座屈荷重の理論的な算定方法は、古くから多くの研究者によって取り扱われてきたが、その結果のほとんどが実験座屈荷重を大きく上回っている[1],[2]。一方、形状初期不整が座屈挙動へ及ぼす影響に関する解析的理論的研究も数多く実施されているが[3]～[7]、実際の初期不整を計測し、解析モデルに取り込むといったアプローチは少ない。

本研究では、薄肉シェル構造の座屈問題のなかでも特に初期不整敏感性が高い軸圧縮が作用する薄肉円筒シェルの対象として、座屈挙動への実形状初期不整が座屈耐荷力へ及ぼす影響について実験および解析的に調査し解明することを目的とする。

筆者らは、ここ数年来、レーザホログラフィ干渉法、電子スเปックルパターン干渉法、3D デジタル画像相関法などの光学的手法を用いて、構造物の変位やひずみや応力を非接触かつ全視野で計測する計測法の有用性と有効性を検証するための研究を行っている[8]～[10]。これまでの成果をさらに発展させて、本研究の方法としては、

- ①薄肉円筒シェル試験体の初期形状不整を3次元形状計測装置で計測する。
- ②計測データから形状初期不整を取入れた有限要素モデルを作成し、非線形座屈解析を実行する。
- ③形状初期不整を考慮しない完全円筒モデルの解析結果および実験結果との比較を行い、形状初期不整が座屈挙動へ及ぼす影響を定量的に明らかにする。

というアプローチで実施した。さらに、形状計測からモデリング、有限要素解析に至るまでの本解析プロセスそれ自体の有効性と有用性を確認することも本研究の目的の一つでもある。

### 11.2 3Dデジタル画像相関法の概要

本研究では、図-11.2.1 に示すような2台の白黒 CCD カメラ(1280×1024pixels、12bit)を用いて計測することにより、3次元の変位量のみならず、表面形状を求めることができる。さらに、ひずみは移動画素量からひずみゲージ法の原理を用いて算出される。

本研究で用いるデジタル画像相関法での3次元形状計測には、3D コリレーションシステム (Correlated Solutions 社製)を使用した。本計測装置による3次元形状計測への有用性を確認するために、円筒シェル試験片を用いて実測値との精度比較を行った。各試験片の初期形状をノギスとマイクロメータで計測し、本計測装置によって計測した各試験体の円筒の外半径  $R_0$  と比較し

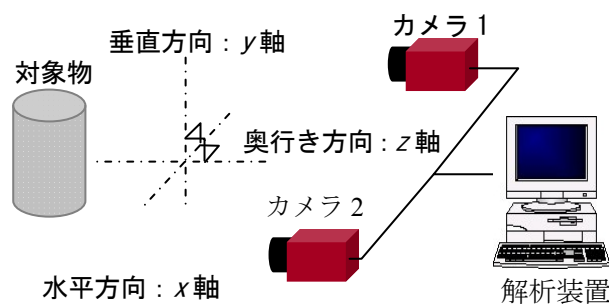
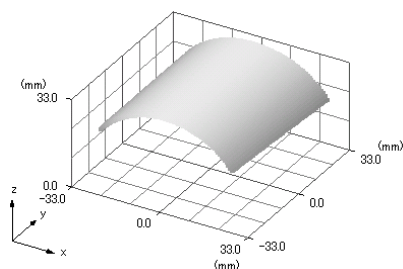


図-11.2.1 3次元変形計測

表-11.2.1 計測精度

試験体	実測値 (mm)	計測値 (mm)	誤差 (%)
No. 1	33.00	33.01	0.03
No. 2	33.00	32.99	0.03

検証した。その計測精度の比較を表－11.2.1 に示す。なお、計測精度の比較に用いた円筒シェルの外半径  $R_0$  は中央断面における周方向の計測値の平均値とした。図－11.2.2 には本計測装置によって計測した円筒シェルの 3 次元形状を示す。



図－11.2.2 円筒シェルの 3

### 11.3 形状初期不整計測

#### 11.3.1 試験体概要

形状初期不整計測の対象として本計測で使用した平均厚さ  $H_{ave}$  が異なる 2 つのアルミニウム合金製薄肉円筒シェル試験体の主な寸法と形状パラメータを表－11.3.1 に示す。なお、 $L$  は円筒高さ、 $H_{ave}$  はシェル平均板厚、 $R$  は平均半径、 $R/H_{ave}$  は半径板厚比、 $Z$  は円筒シェル形状係数であり、式 (1) で表される。

$$Z = \sqrt{1 - \nu^2} \cdot (R/H) / (R/L)^2 \quad \text{式 (1)}$$

図－11.3.1(a)、(b) に両試験体の写真を示す。各試験体の材料定数は、縦弾性係数  $E$  とポアソン比  $\nu$  に関しては一般的なアルミニウム合金の値を使用した。降伏応力  $\sigma_y$  に関しては、同材料から製作した試験体 (各 3 体、計 6 体) の引張試験によって得た結果の平均値とした。材料定数を表－11.3.2 に示す。試験体表面にはスプレーを吹き付け、ランダムパターンを施した。これは、ランダム模様を施すことにより、2 台の白黒 CCD デジタルカメラで撮影した試験体表面のデジタル画像の相関関係を得やすくするためである。

表－11.3.1 形状パラメータ

試験体	L (mm)	$H_{ave}$ (mm)	R (mm)	$R/H_{ave}$	Z
No. 1	66	0.213	33	155	591
No. 2		0.141		234	893

表－11.3.2 材料物性値

試験体	$E$ (MPa)	$\nu$	$\sigma_y$ (MPa)
No. 1	70,000	0.3	270
No. 2			



(a) NO. 1 試験体



(b) NO. 2 試験体



(c) ランダムパターン

図－11.3.1 薄肉円筒試験体

### 11.3.2 計測結果

試験体全体の3次元形状を計測するため、試験体をターンテーブルに設置し、回転角  $30^\circ$  毎に計12回計測を行った(図-11.3.2)。その後、計測装置の自動座標変換機能を使用し、 $(R, \theta, y)$ 円筒座標系データへ変換した。ここで、 $R$ は半径方向変位、 $\theta$ は  $x-z$ 平面上での  $z$ 軸からの回転角を示す。最後に各試験体の回転角  $0^\circ, 30^\circ, 60^\circ \dots, 270^\circ, 300^\circ, 330^\circ$  の計12個の3次元形状データの座標をそれぞれ回転させて全データを結合し、完全円筒形状の3次元初期不整データとした。

各試験体の計測結果を図-11.3.3に示す。総データ数は、No.1試験体で約38,200個、No.2試験体で約34,900個であった。点群データは格子状配列で、点群間の平均距離は約0.6mmとなった。

計測結果について考察すると、図-11.3.3より両試験体とも $\pm 0.1\text{mm}$ 程度の半径方向への増分変位(形状初期不整)が円周方向に周期的に分布していることが分かる。各試験体の平均半径  $R_{ave}$ はNo.1試験体で32.994mm、No.2試験体で32.999mmとなり、本試験体の規格半径  $R=33\text{mm}$  とほぼ等しい結果となった。

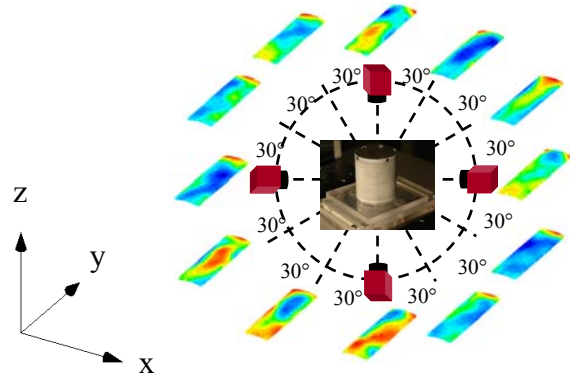


図-11.3.2 初期不整計測(回転角  $30^\circ$ )

各試験体の形状初期不整の平均量  $dR_o$ を算出するとNo.1は  $dR_o=0.027\text{mm}$ 、No.2は  $dR_o=0.031\text{mm}$ であった。また、形状初期不整の最大量  $dR_m$ を算出するとNo.1は  $dR_m=0.127\text{mm}$ 、No.2は  $dR_m=0.199\text{mm}$ であった。しかし、その分布形態は大きく異なっている。例えば、各試験体の高さ  $L/2(y=0)$ の位置における円周( $x$ )方向への形状初期不整の変位周期を比較すると、No.1試験体は約4周期だが、No.2試験体は約6周期となった。これは推測であるが、各試験体の円周( $x$ )方向への形状初期不整の変位周期には、径厚比( $R/H$ )の違いが大きく影響すると考えられる。本試験体においては、No.2試験体の平均厚さ  $H_{ave}$ はNo.1試験体の約半分程度と面外剛性が低下したために変位周期が短くなったと考えられる。または、製造や加工過程に作用した不確定な外力の影響などが考えられる。

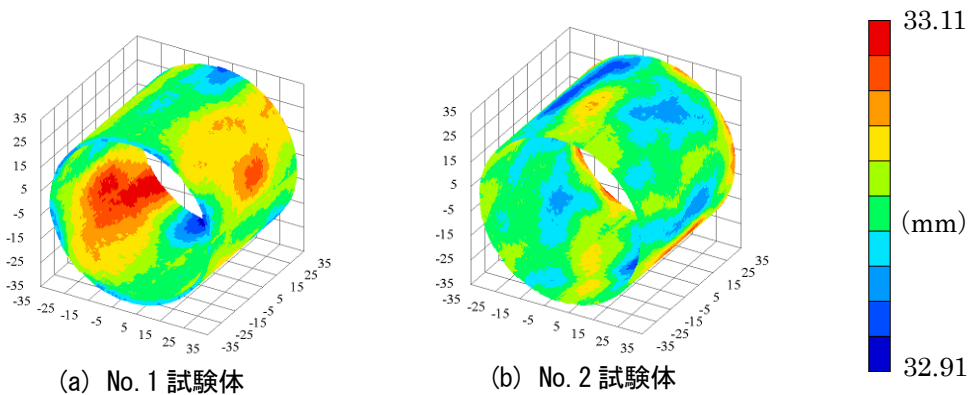
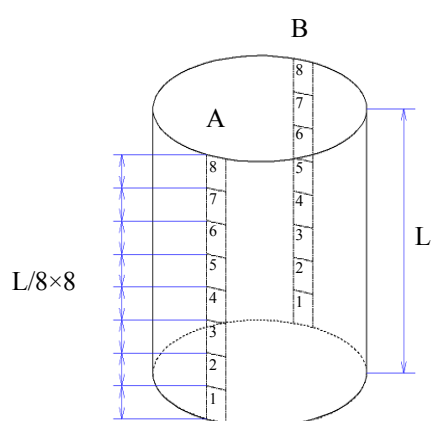


図-11.3.3 3次元形状計測結果(半径方向変位  $R$ )

本試験体のようにシェル厚さが極めて小さい薄肉円筒シェルの場合、座屈挙動への厚さ不整の影響が非常に大きくなる。よって各試験体の厚さ不整をマイクロメータで多点計測した。計測点は図－11.3.4に示すように試験体の高さ方向に均等間隔で8点(1～8)、円周方向に2点(A, B)の合計16点を計測した。また1箇所の計測点の厚さ計測結果は3回の計測による平均値を採用した。

厚さ不整計測の結果を表－11.3.3に示す。表内の各計測点での値は、各高さ位置での円周方向2点(A, B)の平均を示す。

表－11.3.3 厚さ不整計測結果 (単位：mm)



図－11.3.4 厚さ計測点

計測点	No.1	No.2
1	0.170	0.158
2	0.203	0.148
3	0.211	0.134
4	0.213	0.134
5	0.217	0.135
6	0.223	0.135
7	0.230	0.135
8	0.250	0.152
Have	0.213	0.141

#### 11.4 座屈実験

##### 11.4.1 概要

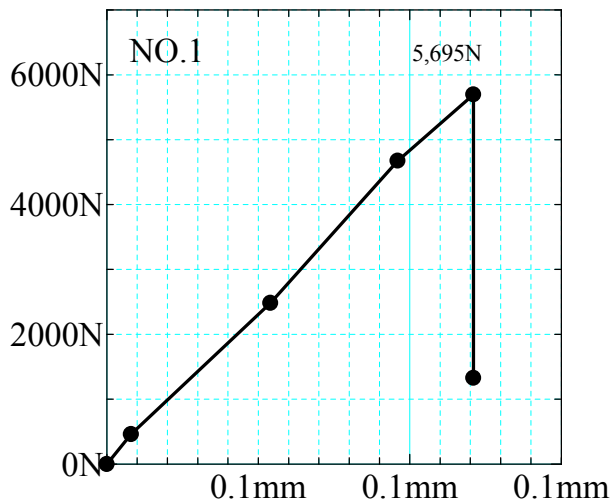
形状初期不整計測を実施した No.1、No.2 薄肉円筒シェル試験体において形状初期不整を計測した直後に軸圧縮载荷による座屈実験を実施した。

载荷試験機には、(株)島津製作所製「オートグラフ AGS-10kN・D TYPE2(最大荷重 10kN)」を使用し、载荷速度は 0.05mm/sec とし、座屈するまで载荷した。試験体の上下端部は、アクリル製の上部固定板と回転台の機能も兼ねている下部固定板の円型溝に挿入し、高強度石膏を流し込むことで完全固定とした。各試験体の埋め込み深さは No.1 試験体で上下端ともに 8.0mm、No.2 試験体で上下端ともに 1.6mm である。この埋め込み部分を除いた部分が試験体高さ  $L=66\text{mm}$  である。試験終了後、3次元デジタル画像相関法を用いて座屈モードの3次元計測を行った。

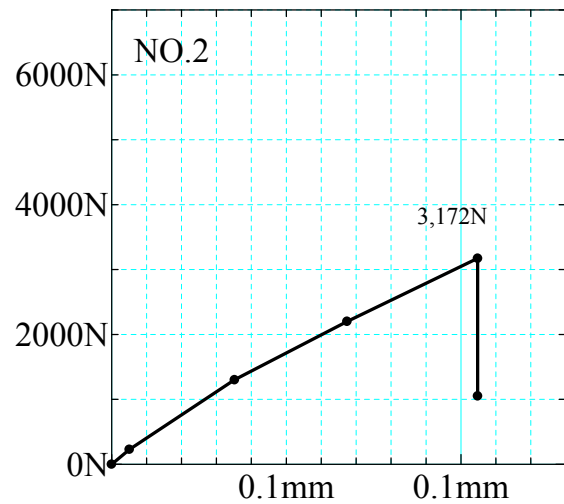
##### 11.4.2 実験結果

座屈試験での荷重－変位( $y$ 方向変位)線図を図－11.4.1に示す。座屈荷重は、No.1 試験体は 5,695N、No.2 試験体は 3,172N であった。各試験体ともに軸圧縮を受ける薄肉円筒シェル特有のダイヤモンド型の分岐座屈となった。

各試験体の3次元の座屈モードを図－11.4.2、図－11.4.3に示す。No.1 試験体の座屈モードでは、下部に円周方向に8波の増分周期でほぼ等しいサイズのダイヤモンド型座屈が1段で発生している。No.2 試験体の座屈モードでは、中央部に円周方向に約8波の増分周期でダイヤモンド型座屈が約2段で発生しているが、各々のダイヤモンド型座屈のサイズは全て異なっている。



(a) No. 1 試験体



(b) No. 2 試験体

図-11.4.1 荷重変位線図

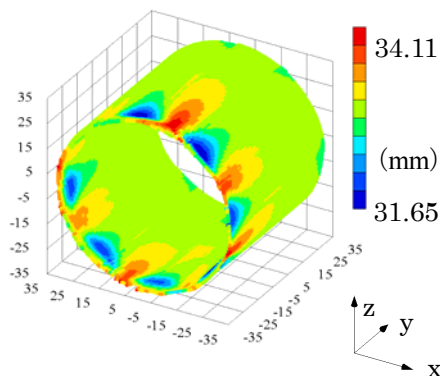


図-11.4.2 座屈モード計測結果 (No. 1)

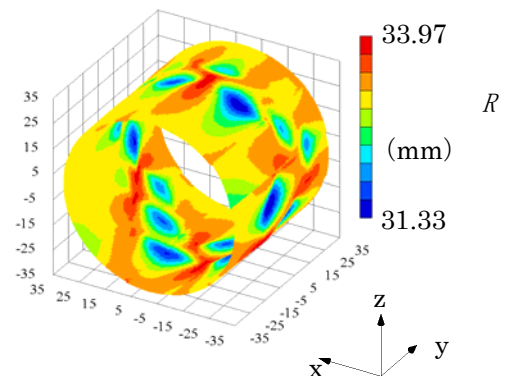


図-11.4.3 座屈モード計測結果 (No. 2)

## 11.5 非線形座屈解析

### 11.5.1 モデリング

形状初期不整を考慮した有限要素モデルの作成プロセスについて詳細に説明する。3次元計測による No.2 試験体の点群数は約 34,900 である。点群データから有限要素モデルへの変換には Rapidform2004 を使用した。Rapidform2004 とは点群、ポリゴン、NURBS サーフェスの各データを相互に変換できる 3次元データ変換ソフトである。ノイズ点の除去やデータ欠損部分の補完など編集機能も備えている。まず、点群データを Rapidform2004 にインポートし、重複点や近接する不要点(ノイズ点)などを除去し、点群間の平均距離が 1.0mm 程度になるように点群の置換処理を行った。この段階で点群数は約 10,300 となり、初期の点群数の 1/3 程度に減少した。その後、自動メッシュ作成機能を使用して、点群間にメッシュを作成し汎用有限要素解析ソフト Marc のプリプロセッサ Mentat に 3次元モデルデータをエクスポートした。完成した有限要素モデルの要素数は No.1 試験体モデルで 10,380、No.2 試験体モデルで 10,140 となった。

次に、Marc 上で初期不整を考慮しない完全円筒の有限要素モデルを作成するとともに、上述の形状初期不整を考慮した有限要素モデルによる解析結果の比較を行った。この初期不整を考慮しない完全円筒の有限要素モデルの要素数は No.1 試験体と No.2 試験体ともに 11,418 である。



### 11.5.2 解析モデル

本非線形座屈解析で解析対象とする有限要素モデルは、先ず、No.1 と No.2 の各試験体において厚さの計測法が異なる 3 種類を用いた。(1)は平均厚さ  $H_{ave}$ 、(2)は座屈が生じた箇所の厚さ  $H_{buckle}$ 、(3)は  $y$  方向に 8 段階に異なる実際の厚さ  $H_g$  である。さらに、その 3 種類の各々で形状初期不整の有無で、(A) 形状初期不整を考慮しない完全円筒モデル、(B) 形状初期不整を取入れたモデルとした。つまり、各試験体で 6 個、合計 12 個のモデルを解析対象とした。表-11.5.1 に全解析モデルの概要を示す。

### 11.5.3 非線形解析の概要

本非線形座屈解析で使用する汎用有限プログラムソフト Marc の概要を表-11.5.2 に示す。本プログラムソフトの非線形解析求解プロセス(反復解法)には Newton-Raphson 法を用いた。アルミニウム合金の材料構成則は、引張試験結果より完全弾塑性に類似した挙動特性を示したので、本解析では降伏応力  $\sigma_y=270\text{MPa}$  の完全弾塑性モデルを採用した。

表-11.5.1 解析モデルの概要

解析モデル	厚さパターン	形状初期不整
No. 1-1	(1) 0.213mm	(A) 無
		(B) 有
No. 1-2	(2) 0.170mm	(A) 無
		(B) 有
No. 1-3	(3) 実際の厚さ ( $y$ 方向 8 段階)	(A) 無
		(B) 有
No. 2-1	(1) 0.141mm	(A) 無
		(B) 有
No. 2-2	(2) 0.134mm	(A) 無
		(B) 有
No. 2-3	(3) 実際の厚さ ( $y$ 方向 8 段階)	(A) 無
		(B) 有

表-11.5.2 有限要素解析の概要

反復解法	ニュートンラプソン法
解の収束判定	変位
時間 (荷重) 増分パラメータ	弧長増分法 (自動荷重増分)
要素数	約 10,000
要素タイプ	4 節点薄肉シェル要素
弾性係数 E	70,000MPa
ポアソン比 $\nu$	0.3
材料構成則	完全弾塑性 (降伏応力 $\sigma_y=270\text{MPa}$ )
境界条件	両端完全固定
荷重	上端に軸圧縮変位 (2mm 程度)

### 11.5.4 解析結果

非線形座屈解析によって得られた全解析モデルの座屈荷重を表-11.5.3 に示す。表中の低下率は、試験体の形状初期不整を考慮した場合の座屈荷重の、形状初期不整を考慮しない場合の座屈荷重に対する低下率である。

実際の形状初期不整を考慮した解析モデルの座屈荷重(B)は、形状初期不整を考慮していない完全円筒(A)よりも大幅に低下している。No.1 試験体において、座屈が発生した箇所の厚さを用いた解析モデル No.1-2 試験体では、19.6%と大きな低下が見られるのに対して、平均厚さを用いた解析モデル No.1-1 試験体、および計測した厚さ不整( $y$  方向に 8 段階の厚さ)を用いた解析モデル No.1-3 試験体においては、低下率がそれぞれ 6.3%、2.4%と小さくなった。平均厚さを用いた No.1-



1 試験体と厚さ不整を用いた No.1-3 試験体を比較すると、初期不整の有無にかかわらず(A)、(B)にかかわらず)30%程度の大きな低下が見られる。一方、No.2 試験体においては、全ての解析モデルで形状初期不整を考慮することで 30%以上の大きな低下が見られる。

以上の結果より、No.1 試験体では形状初期不整ではなく、厚さ不整が座屈荷重低下の主要因であること、No.2 試験体では厚さ不整ではなく、形状初期不整が座屈荷重低下の主要因であることが分かる。この No.1 試験体の低下の要因は、厚さ不整計測結果からも容易に推測できる。すなわち、No.1 試験体において座屈が発生した箇所(計測点 1)の平均厚さ 0.170mm は、その上側 (計測点 2)の平均厚さ 0.203mm と比較すると極端に薄いことから、厚さ不整計測の有効性が窺える。

また、No.1 試験体において座屈荷重に対する形状初期不整の影響が少なかったことから、板厚が大きくなると形状初期不整が座屈荷重を大きく低下させる要因にはならないと推測できる。ただし、厚さは一定であることが絶対条件である。

次に、座屈モードとして、厚さが一定の円筒モデル(No.1 - 1, 2, および No.2 - 1, 2)の分岐座屈直後の変位分布を図-11.5.1 に示す。形状初期不整を考慮していない完全円筒モデルの座屈モードは、解析前の微小な設定値(例えば増分ステップ数)の変化に伴ってまったく異なる座屈モードへと変化した。すなわち、分岐点付近に複数存在する座屈分岐経路(座屈モード)を精度良く算出できなかった。それに対して形状初期不整を考慮したモデルでは安定してほぼ一定の座屈モードを示した。以上より形状初期不整を考慮することで実際の座屈分岐経路(座屈モード)を精度良く算出することが可能となることが分かる。

表-11.5.3 解析座屈荷重

解析モデル		解析座屈 荷重 (N)	形状不整	厚さ不整
			低下率 (%) * 1	低下率 (%) * 2
No. 1 - 1	(A)	10, 120	6.3	—
	(B)	9, 479		—
No. 1 - 2	(A)	7, 476	19.6	—
	(B)	6, 011		—
No. 1 - 3	(A)	6, 846	2.4	32.4
	(B)	6, 680		29.5
No. 2 - 1	(A)	5, 367	34.1	—
	(B)	3, 539		—
No. 2 - 2	(A)	4, 872	32.7	—
	(B)	3, 278		—
No. 2 - 3	(A)	4, 972	33.1	7.4
	(B)	3, 327		6.0

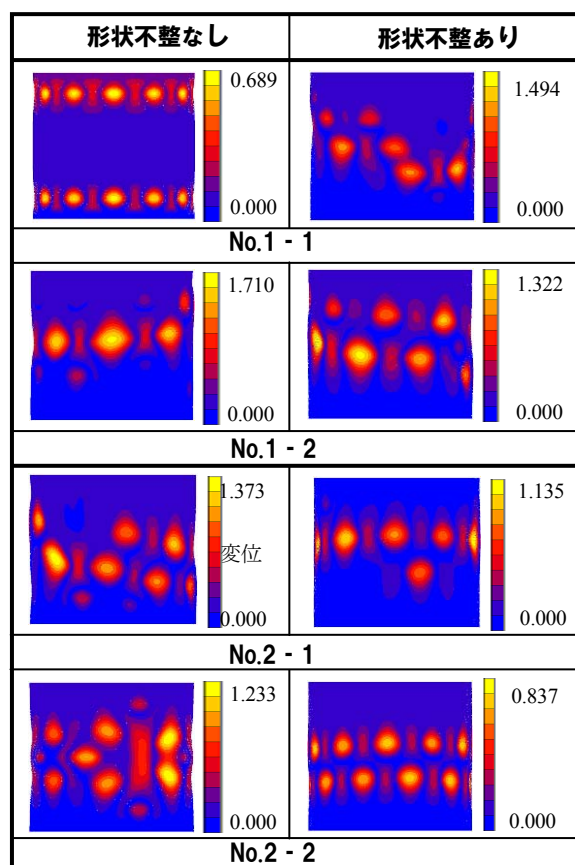


図-11.5.1 座屈モード

## 11.6 座屈実験と解析結果の比較

### 11.6.1 座屈荷重の比較

初期形状と厚さの両不整(完全な幾何学的形状不整)を考慮した有限要素モデル No.1 - 3 - B と No.2 - 3 - B は、理論的に各試験体の座屈実験挙動を最も良好にシミュレートできることになる。以下では、座屈実験結果との比較対象はこの2つの解析モデルの結果のみを示すこととする。

両試験体の実験と解析による座屈荷重結、解析値に対する実験値の比と解析値に対する実験値の低下率を表-11.6.1 に示す。低下率は No.1 試験体では 14.7%、No.2 試験体で 4.7%となった。本比較結果より、No.2 - 3 - B モデルは良好に実験座屈荷重をシミュレートしている。しかし、No.1 - 3 - B モデルは約 1,000N の差が生じた。前節の非線形解析において、試験体のわずかな形状変化で座屈荷重、座屈モードが変化したように、軸圧縮力の作用下における薄肉円筒シェルの挙動は種々の条件に対して非常に影響を受けやすい。今回、実験結果と解析結果に差が生じた原因としては、載荷時の載荷版の傾きや試験体端部の固定不良等による座屈荷重の低下が考えられる。また、解析に関しても、より高い精度でのシミュレーションを行うためには、厚さ初期不整を簡略化することなく詳細に取り入れる必要があることなどが考えられる。

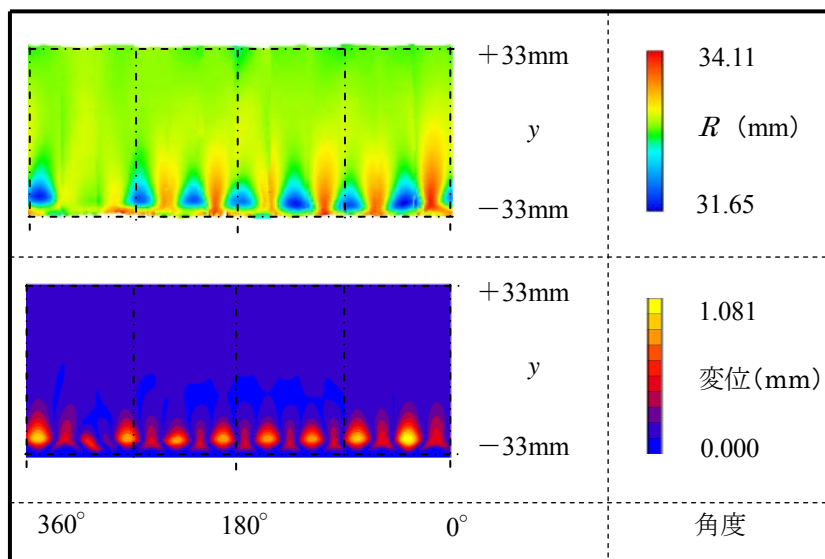
表-11.6.1 座屈荷重比較

解析モデル	解 析 (N)	実 験 (N)	低下率
NO.1 - 3 - B	6,680	5,695	14.7%
NO.2 - 3 - B	3,327	3,172	4.7%

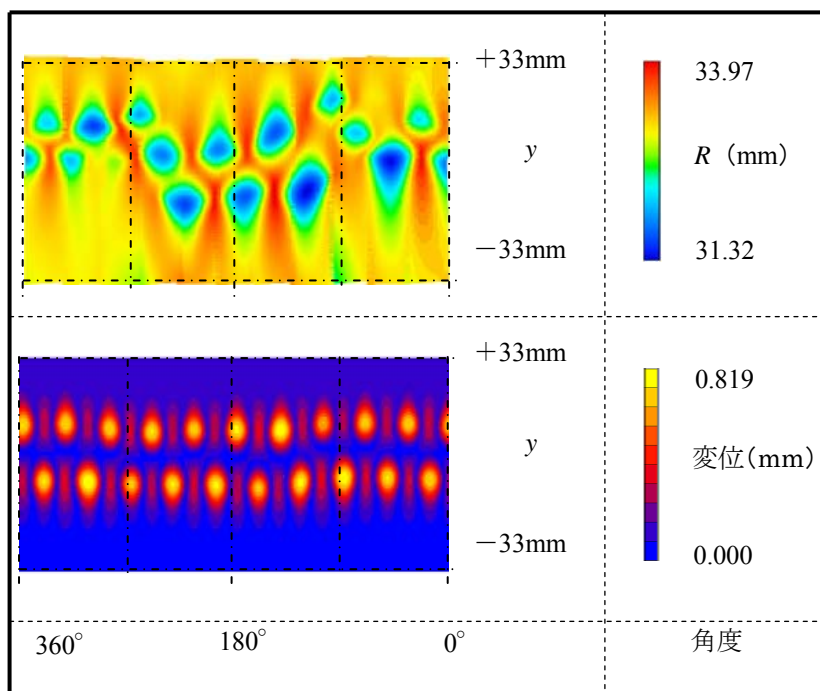
### 11.6.2 座屈モードの比較

No.1 試験体の座屈実験と No.1 - 3 - B 解析モデルの非線形座屈解析によって得られた座屈モードを図-11.6.1 に示す。実験および解析ともに厚さ不整計測で最も薄い厚さとなった最下部(計測点1)で非軸対称座屈が生じた。座屈荷重の実験値 5,695N と解析値 6,680N の比率は、約 1 : 1.17 となった。

次に、No.2 試験体の座屈実験と No.2 - 3 - B 解析モデルの非線形座屈解析によって得られた座屈モードを図-11.6.2 に示す。実験および解析ともに厚さ不整計測で最も薄い厚さとなった中央部付近で非軸対称座屈が生じた。座屈荷重の実験値 3,172N と解析値 3,327N の比率は、約 1 : 1.05 と極めて小さくなった。この実験と解析の座屈荷重誤差が No.1 と比較して極めて小さくなった原因は、No.2 試験体の厚さ初期不整が No.1 試験体よりも微量であったためであると推測できる。



図－11. 6. 1 No. 1 試験体の実験と解析の座屈モード



図－11. 6. 2 No. 2 試験体の実験と解析の座屈モード

### 11. 7 まとめ

本研究では、軸圧縮力が作用する薄肉円筒シェルの座屈挙動への実形状初期不整の影響を実験および解析的に検討することを目的とし、平均板厚  $H_{ave}$  が異なる 2 つの薄肉円筒シェル試験体の座屈実験を実施した。また、形状初期不整を考慮しない完全円筒の有限要素モデルと試験体の 3 次元形状計測によって得られた実際の形状初期不整を取り入れた有限要素モデルを作成した。さらに、それらのモデルにおいて厚さ初期不整計測結果から得られた 3 つの厚さパターン、すなわち、①平均厚さ  $H_{ave}$ 、②座屈箇所の厚さ  $H_{buckle}$ 、③実際の厚さ  $H_8$ 、の有限要素解析モデルを作成し、弾性、非弾性座屈が生じ安定状態に至るまで軸方向変位を与えて、非線形座屈解析を実施した。そして、

解析により得られた座屈強度、座屈モードと実験値との比較を行い、初期不整を伴う薄肉シェル構造の座屈挙動への非線形解析の適用性および有用性の検討を行った。本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 3次元デジタル計測により、薄肉円筒シェルの初期不整形状および座屈前後の変形形状を高精度で計測することができる。
  - (2) 形状初期不整を取入れたモデルと完全円筒モデルとの比較により、形状初期不整のみならず、厚さ初期不整の存在が実際の座屈荷重を大幅に低下させる要因であることが明瞭に確認された。
- 以上より、本解析アプローチで提示したように、実際の初期不整を取り入れた有限要素モデルを作成し、非線形座屈解析を実行することにより、薄肉円筒シェル構造の座屈挙動を良好にシミュレートできることを検証するとともに、本解析アプローチの有効性と有用性を確認することができた。

#### 〈参考文献〉

- [1] Timoshenko, S. and Gere, J.M.: Theory of Elastic Stability, 2nd Ed., McGraw-Hill Book Company, 1961
- [2] Yamaki, N. and Kodama, S.: Postbuckling Behavior of Circular Cylindrical Shells Under Compression, Int.J. Non-Linear Mech.11, pp.99-111, 1976
- [3] Donnell, L.H. and Wan, C.C: Effect of imperfections on buckling of thin cylinders and columns under axial compressions, J. Applied Mechanics, ASME, Vol.17, pp.73-83, 1950
- [4] Tsien, H.S.: A theory for the buckling of shells, J.Aero.Sci., Vol.9, p.373, 1942
- [5] Kiorter, W.T.: On the Stability of Elastic Equilibrium, PhD Dissertation, Delft, Holland, 1945, English Translation, NASA TT-F-10833, 1967
- [6] Almroth, B.O.: Post-buckling behavior of axially compressed circular cylinders, AIAA, Vol.1, 630, 1963
- [7] Croll, J.G.A.: Towards simple estimates of shellbuckling loads, Der Stahlbau, Vol.8, pp.243-248, 1975
- [8] C.Morita, C.Zhao, H.Matsuda, et-al.: Vibration study of thin-walled specimens using holographic interferometry, ICTWS2008, pp.837-842, 2008
- [9] 松田浩, 古屋瞬ほか: 電子スペックルパターン干渉法を用いた欠陥を有するアルミニウム合金板の破壊挙動に関する実験的研究, 応用力学論文集 (土木学会), Vol.9, pp.1093-1101, 2006
- [10] 松田浩, 趙程ほか: デジタル画像相関法を用いた薄肉円筒シェルの座屈挙動の可視化, 日本実験力学会講演論文集, No.7, pp.12-17, 2007
- [11] 松田浩, 趙程ほか: 光学的全視野計測法を用いた薄肉円筒シェルの振動・座屈の計測, 第 15 回鋼構造論文報告集, pp.153-160, 2007

(松田 浩)

## 12. レーザードップラー速度計（LDV）を用いた振動計測と構造同定

橋梁をはじめとする社会基盤構造物は厳しい環境下に曝されるため、経年劣化や損傷による材料劣化が進行しやすい。目視による劣化や損傷検出には困難がともなうため、材料劣化や損傷の検出法が重要となる。こうした損傷検出手法は構造物の安全性を保障するための重要な研究分野である。

このような損傷や材料劣化を評価する方法として、本研究課題で取り上げたデジタル画像関連法は非破壊検査法による直接的な評価法の例であるが、構造物全体に対して数多くの部位や部材を詳細に検査する必要がある。そのため、社会基盤構造物のような大型構造物に関して実時間での損傷検出は困難であり、かつ作業性や経済性を考慮すると、多くの課題が残されている。

一方、損傷や材料劣化を評価する方法として、構造同定を援用する方法もある。構造同定手法は、構造物の振動特性等の外部応答から、構造物の材料特性分布等を同定するものである。損傷同定には、同定された材料特性分布を以前のものと比較することで応用が可能となる。

本研究では、振動計測に遠距離計測が可能なレーザードップラー速度計（Laser Doppler Velocimeter、以下：LDV）を用いて振動計測を行った。実験室レベルでの基礎的研究から実橋梁に対して適用し、損傷・劣化による剛性低下と固有振動数の変化との関係性について検討した。

### 12.1 構造物の損傷等にもなう固有振動数の変化

#### 12.1.1 木製および鋼製モデル供試体による評価実験

##### (1) 測定結果の妥当性の確認(実験1)

###### ① 実験概要

写真－12.1.1 に LDV による計測状況を示す。供試体には、長方形断面を有する鋼材(幅 31.8mm×高さ 12.1mm×長さ 1100mm)、木材(幅 45.0mm×高さ 30.0mm×長さ 1000mm)を用いた。はりの支持条件は片持ちとし、万能試験機で 3kN の荷重をかけて固定した。部材長さは 100mm から 900mm の間で変化させた。この際、木材は部材長さに固定部 100mm を加えた位置で切断して用いたが、鋼材は切断せずに用いた。供試体先端の側面にはレーザー反射用シールを貼付けし、水平方向からレーザーを照射した。供試体先端部の上面を直径 10mm、長さ 150mm の鋼棒で軽く叩いて上下振動を与え、その時の固有振動数を測定した。測定結果の妥当性は、計算値ならびに加速度計による測定値との比較で判定した。計算値は土木学会構造力学公式集に示されている式(1)で算出した[1]。加速度計は、容量 100G(株式会社 東京測器研究所製 ARE-1000A)でそれ自体の重量がはりの振動を与える影響を少なくするために小型のもの(一辺 15mm 程度)を使用し、はりの先端部の上面に固定した。

$$f = \frac{1}{2\pi\ell^2} \sqrt{\frac{3EI \cdot g}{\rho A (\mu + 0.23)}} \quad \text{式(1)}$$

ただし、 $\ell$ ：部材長さ(m)、 $E$ ：ヤング係数(kN/m<sup>2</sup>)、 $I$ ：部材の断面二次モーメント(m<sup>4</sup>)、 $A$ ：部材の断面積(m<sup>2</sup>)、 $g$ ：重力加速度(m/s<sup>2</sup>)、 $\rho$ ：部材の単位容積質量(kN/m<sup>3</sup>)、 $\mu (=m\rho A\ell)$ 、 $m$ ：空中質量(kN)



写真－12.1.1 計測状況

## ② 実験結果

図-12.1.1に断面高さ $h$ に対する部材長さ $\ell$ の比( $\ell/h$ )と固有振動数の関係を、表-12.1.1にLDVと加速度計によって得られる固有振動数の比較を示す。なお、 $\ell/h=8.3$ の鋼材の測定値( $\Delta$ で表示)は控え長さに対し部材長さが極端に大きく、その影響が無視できないと判断し、回帰曲線のデータの対象から除いた。図のように、鋼と木材のいずれの場合も、測定値は計算値とほぼ一致する。このことから、本実験のはりは、一次の振動モードであること、ならびにベルヌイ・オイラーばりの仮定に従い、はりの変形は曲げモーメントのみにより起こり、せん断変形は無視できる状態と判断できる。

また、表-12.1.1から、同時に計測した加速度計で得られた固有振動数は、LDVの測定結果とほぼ同じであった。はりの上下振動に対してレーザーは水平方向から照射したにも係わらず、はりの振動を正確に評価できることから、LDVの適用範囲の広さを確認した。

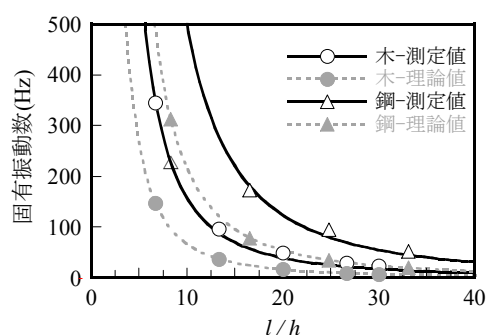


図-12.1.1 測定値と計算値の比較

表-12.1.1 加速度計との固有振動数の比較

$\ell/h$	LDV(Hz)	加速度計(Hz)
26.6	28.81	28.81
20.0	48.83	48.83
13.3	99.61	100.10
6.7	344.73	342.77

## (2) レーザー照射位置ならびに打撃位置の影響(実験 2)

### ① 実験概要

レーザー照射位置が結果に与える影響を調べるための実験を行った。供試体には、長方形断面を有する木材(幅 36.0mm×高さ 21.0mm×長さ 100cm)を用いた。はりの支持条件は片持ちとし、万能試験機で 3kN の荷重をかけて固定した。実験条件を図-12.1.2に示す。図中の矢印は、外力作用位置である。レーザー照射位置は、実験条件①③のときに供試体先端、実験条件②④のときに供試体中央とした。

外力を加える位置が結果に与える影響を調べるための実験を行った。供試体ならびに固定方法は、上記と同じである。供試体先端の側面にレーザー反射用のシールを貼付し、水平方向からレーザーを照射した。

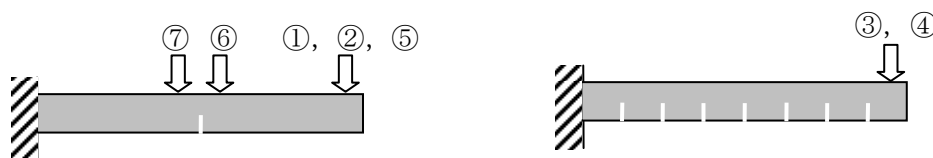


図-12.1.2 実験条件

## ② 実験結果

レーザー照射位置を変化させた場合の実験結果を図-12.1.3に示す。レーザーを供試体中央に貼



付した場合と、供試体先端に貼付した場合で固有振動数に変化がない。つまり、レーザーの照射位置の違いは結果には影響しないといえる。

外力作用位置を変化させた場合の実験結果を図-12.1.4に示す。いずれの位置に外力を作用させても固有振動数は 26.9Hz と変化しない。このことから、外力を加える位置は固有振動数に影響を与えないことがわかる。

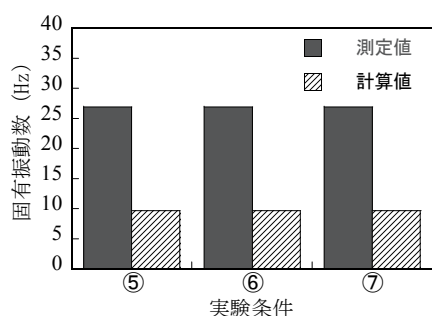


図-12.1.3 照射位置と固有振動数

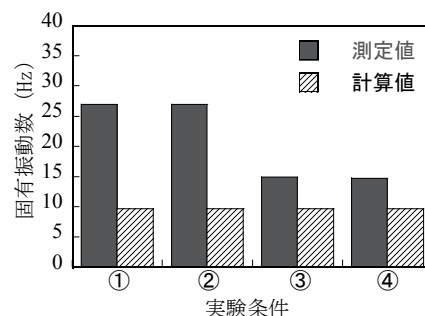


図-12.1.4 外力作用位置と固有振動数

### (3) はりの支持条件の影響(実験 3)

#### ① 実験概要

はりの支持条件の違いによる測定値の変化を調べた。供試体には、長方形断面を有する鋼材（幅 31.8mm×高さ 12.1mm×長さ 1100mm）と木材（実験 2 と同一の断面寸法）とし、支持条件は片持ちはりとはりとはり単純はりの 2 条件とした。単純はりとは、支点上に荷重を載荷したものとそうでないものの 2 種類とした。

#### ② 実験結果

図-12.1.5、図-12.1.6 にそれぞれ片持ちはり、単純はりの実験結果を示す。図より、片持ちはりでは測定値と計算値が類似の挙動をとるのに対し、単純はりでは測定値と計算値の挙動に大幅なずれが見られる。これは、単純はりでは供試体を鋼材の上に乗せただけなので、境界条件を再現できなかったためではないかと考える。

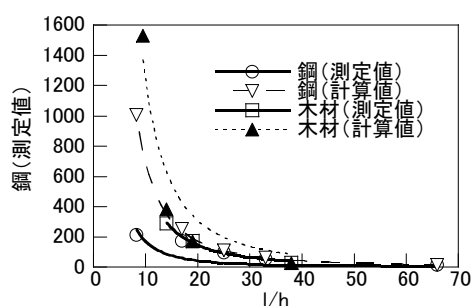


図-12.1.5 支持条件の影響(片持ちはり)

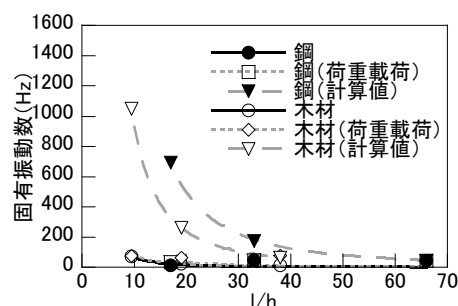


図-12.1.6 支持条件の影響(単純はり)

### (4) 切り欠き位置と固有振動数の関係(実験 4)

#### ① 実験概要

ひび割れの影響を固有振動数で定量評価できるか調べた。全長 900mm の木材（幅 45.0mm×高さ 30.0mm）を部材長さが 800mm となるように万能試験機で固定した。片持ちはりとし、固定条件は実験 1、実験 2 と同じである。切り欠き（深さ 15mm）は、固定端の手前（以下、a 点とする）から 100mm 間隔でノコギリを用いて入れた。固有振動数は、切り欠きを入れる度に測定した。



## ② 実験結果

図-12.1.7 に実験結果ならびに切欠き位置を示す。切欠きなしの固有振動数 31Hz に対して、固定端手前の a 点に切欠きを入れた場合の固有振動数は 23Hz で、およそ 3/4 になった。その後、切欠きの増加とともに固有振動数は漸減するが、部材長さの 1/4 の c 点以降ではひび割れの影響は表れない。

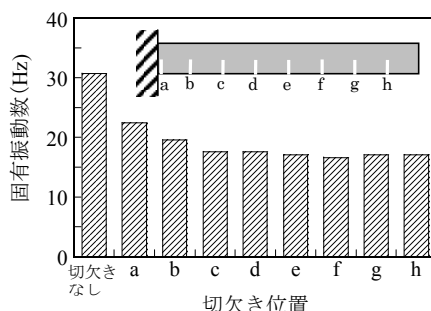


図-12.1.7 切り欠き位置と固有振動数

## (5) 切り欠き補修位置と固有振動数の関係(実験 5)

### ① 実験概要

実験 4 で使用した木材の切欠きに厚さ 1mm の薄木片を挿入し、さらにそれと母材を接着剤で一体化させて固有振動数の変化を調べた。切欠きの補修は a 点から逐次行った。

### ② 実験結果

測定結果を図-12.1.8 に示す。図中の無補修は h に相当し、a～d 区間までは補修により固有振動数は回復するが、e 点以降は頭打ちとなる。

図-12.1.5 と図-12.1.6 の比較より、固有振動数が変化する区間と一定の区間がほぼ一致している。つまり、ひび割れによってはその存在や補修の効果が固有振動数の変化に反映されないものがあり、事前に該当する位置を把握しておく必要がある。その簡易推定法として、木材に切欠きを入れる本手法は効果的と言える。

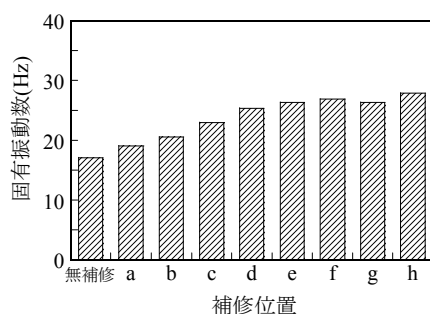


図-12.1.8 外力作用位置と固有振動数

## (6) 結論

本研究で得られた知見を以下に示す。

- LDV で測定される固有振動数で、ひび割れによる剛性低下や補修の効果を定量評価できる。
- 固有振動数でコンクリート構造物の補修効果を評価する際には、対象のひび割れが構造物の固有振動数に影響することを事前に確認しておく必要があり、その方法として木材に切り欠きを入れたモデル供試体を用いる方法は有効である。

## 12. 1. 2 ひび割れ発生に伴う RC 梁の振動数の変化

### (1) 試験概要

#### ① 試験体概要

試験体の配合を表－12.1.2 に、材料性状を表－12.1.3 に示す。また、試験体を写真－12.1.2、試験体寸法を図－12.1.9 に表す。

表－12.1.2 コンクリートの配合

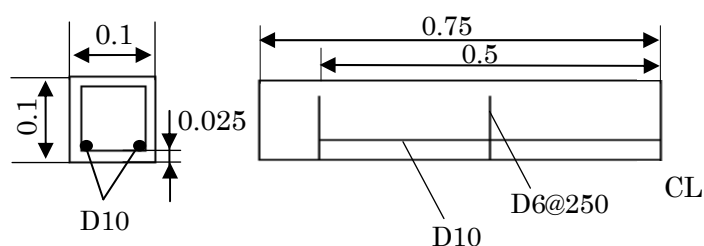
水セメント比 W/C(%)	細骨材率 s/a(%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				
		水(W)	セメント(C)	細骨材(S)	粗骨材(G)	AE減水剤
45	43	171	377	712	938	3

表－12.1.3 コンクリートの材料性状

弾性係数E (N/mm <sup>2</sup> )	単位容積質量 $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	面積A (m <sup>2</sup> )	断面2次モーメントI (m <sup>4</sup> )
28710	2350	0.01	8.30E-06



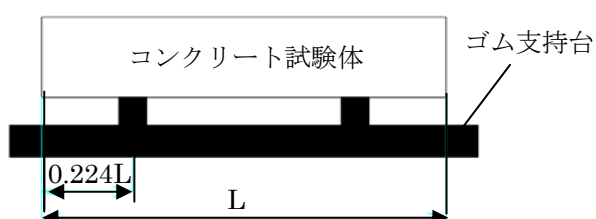
写真－12.1.2 RC 試験体写真



図－12.1.9 試験体寸法

#### ② 境界条件

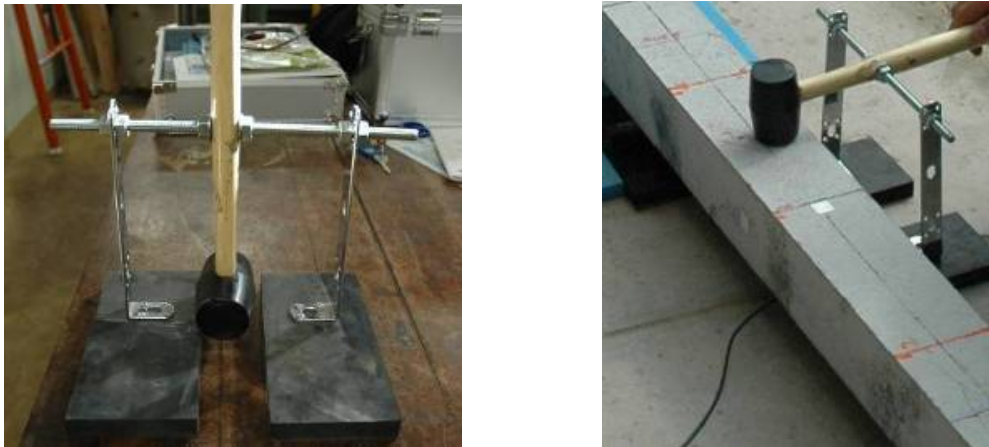
境界条件は試験体の固有振動数の変化のみに着目して計測を行う為、コンクリート標準示方書[2]の JISA1127 より、境界条件を両端自由に設定し計測を行うことにした。そのため、両端自由振動時の節にあたる左右の端部から  $0.224L$  の箇所に支持台を設置した。また支持台には下部からの振動を最小限に抑えるために、市販のゴムを使用した。支持台設置位置を図－12.1.10 に示す。



図－12.1.10 設置位置

### ③ 加振器

本実験では、加振方法による振動計測への影響を考慮し、加振力をほぼ一定にするため、ハンマーを一定の高さから回転させる加振器を製作した。加振器と加振状況を写真－12.1.3 に示す。

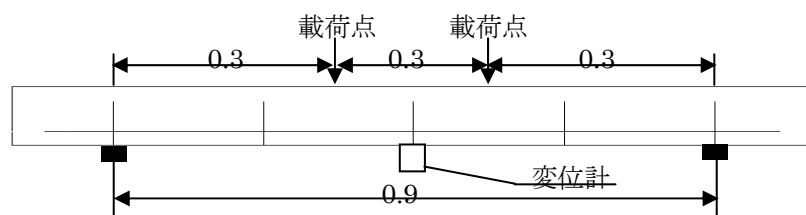


写真－12.1.3 加振器と加振状況

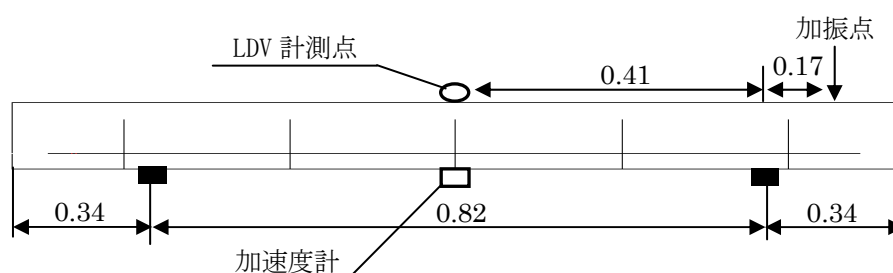
### ④ 計測概要

載荷試験は、試験体の変状発生と振動数変化の計測を行うため、一定載荷毎に一度万能試験機から取り外し、再度載荷を行う。載荷点は試験体のスパン中央とした。載荷方法を図－12.1.11 に示す。振動計測は、一定載荷毎に万能試験機から取り外した際に、前述した通りの境界条件を設定した。また比較のため、同時に加速度計も設置している。サンプリング周波数は 1kHz とした。LDV に関しては、反射光量が不足したため、再帰性反射シールを貼付けしている。

また図－12.1.12 に示す通り、加振点を端部とし、計測点を支間中央点(上部：LDV、下部：加速度計)とした。



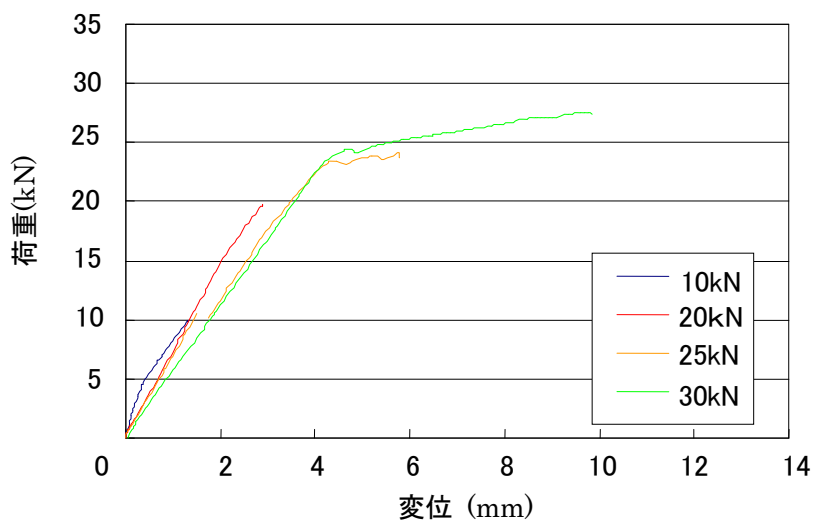
図－12.1.11 載荷方法



図－12.1.12 加振点と計測点

## (2) 実験結果

実験より得られた荷重－たわみ曲線を図－12.1.13 に、固有振動数を表－12.1.4 に、両試験体の振動数－荷重曲線を図－12.1.14 に示す。



図－12.1.13 荷重－たわみ曲線

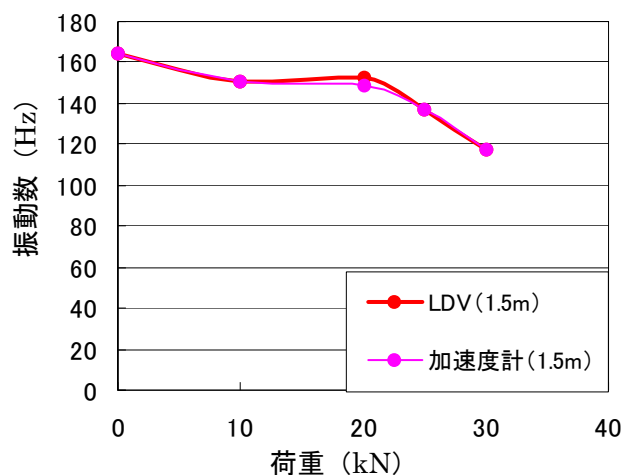
表－12.1.4 各荷重時の固有振動数

	1.5m試験体	
	固有振動数	
	LDV(Hz)	加速度計(Hz)
0kN	164.06	164.06
10kN	150.39	150.39
20kN	152.34	148.44
25kN	136.72	136.72
30kN	117.19	117.19

※初期値との差(Hz)=初期振動数－各荷重振動数

※初期値との差(%)=各荷重振動数／初期振動数

※前荷重の振動数との差(Hz)=(n+1)kN 振動数－nkN 振動数



図－12.1.14 振動数－荷重曲線

### (3) 考察

本実験を通して得られた知見を以下に示す。

- ・ LDV と加速度計による計測結果は、ほぼ同値を計測することができた。
- ・ 振動計測によって得られた初期の振動数と梁の理論式により同定された振動数の誤差が 1.3m 試験体で約 2.6%、1.5m 試験体で約 5.6% であり、良好な結果を得ることができた。
- ・ RC の载荷によるひび割れの増加に伴い、固有振動数は減少していく傾向があるが、どちらも 10kN～20kN にかけて、ひび割れは増加するが、固有振動数の変化率が小さくなることがわかる。
- ・ 1.5m 試験体よりも 1.3m 試験体の方が固有振動数の減少が大きいことがわかる。

今回の実験より、LDV は加速度計同様に RC の固有振動数の計測をできることがわかった。また、理論式との比較によって、今回の実験は、境界条件等の計測条件・環境を十分に考慮することができたと考えられる。

また固有振動数は、10kN 载荷時、25kN 载荷時、30kN 载荷時に低下していることがわかる。これは荷重－たわみ曲線より、0kN 時の理論式の傾きと 10kN 時の荷重－たわみ曲線の傾きは大幅に変化し、25kN 時には引張鉄筋が降伏したことによる剛性の低下によって生じたと考えられる。一方で 10kN～20kN にかけてはひび割れ増加は確認できるが、振動数の低下がほとんど見られない。この要因として荷重－たわみ曲線より、载荷荷重 10kN～20kN に関しては、ひび割れは進展しているものの傾きに大きな変化は生じておらず、10kN～20kN 荷重時にかけての RC のひび割れ進展を固有振動数の変化として捉えることができなかったと考えられる。

### 〈参考文献〉

[1] (社)土木学会：構造力学公式集

[2] (社)土木学会：コンクリート標準示方書規準編，2005 年度制定，2005

(一宮 一夫，松田 浩)

## 12.2 RC 桁と PC 桁の振動実験

前節で示した通り、RC 梁では変状の発生によって固有振動数の低下が生じることを確認することができた。本節では、RC 桁および PC 桁に対して LDV を用いて振動計測を行い、変状の程度と振動特性の変化について検討を行った。

### 12.2.1 RC 桁の振動実験

本実験では、実橋から切り出した鉄筋コンクリート（RC）桁を用いて載荷実験を実施した。本橋梁は潮の干満帯に架設されており、塩害に対して厳しい環境において供用されていた RC 橋である。実際に 80 年間塩害環境に曝された RC 桁を用いて、載荷試験と併せて振動実験を行うことによって、劣化によるコンクリート構造物の振動特性への影響を検討した。

#### (1) 試験体概要

本実験では、実橋から切り出した RC 桁を使用する。桁の一般図を図-12.2.1 に、試験体を写真-12.2.1 に示す。試験桁は、桁高 970mm、スパン 8400mm、フランジ幅 1000mm、フランジ厚 220mm、ウェブ厚 470mm、ウェブ高 750mm である。また、載荷試験前の初期損傷状態を図-12.2.2 に示す。

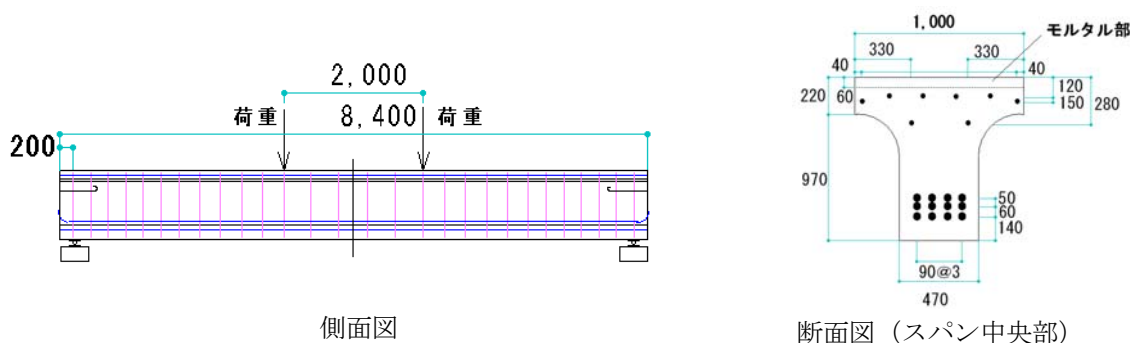


図-12.2.1 一般図



写真-12.2.1 試験体

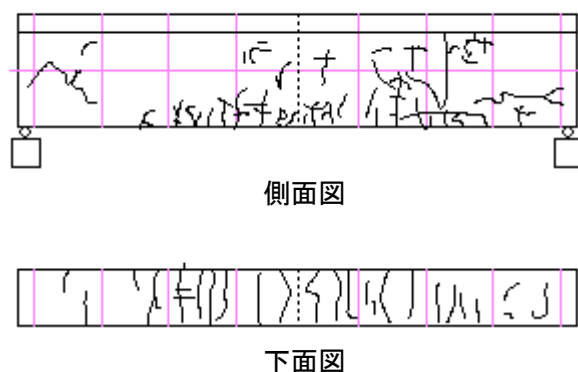


図-12.2.2 初期損傷状態

#### (2) 計測概要

実験では、写真-12.2.1 に示すように、4 点曲げ載荷試験を行い、100kN 毎に LDV と加速度計を用いて振動計測を行った。既にひび割れが生じている状態の RC 桁を初期状態とし、荷重載荷によるひび割れの進展にともなう固有振動数の変化を調査することを目的とする。サンプリング周波数は 1kHz に設定した。計測点は桁の中央点とし、計測距離は約 10m である。なお、計測点に再帰性反射シールである超高輝度反射シートのプリズム型を貼付した。反射シールを写真-12.2.2 に、貼付け状況を写真-12.2.3 に表す。また計測状況写真-12.2.4 に示す。

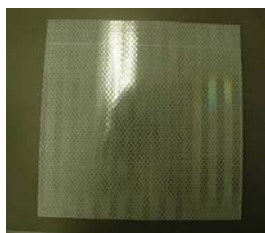


写真-12.2.2 反射シール

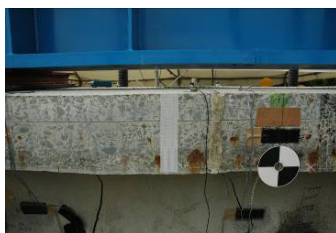


写真-12.2.3 貼付け状況

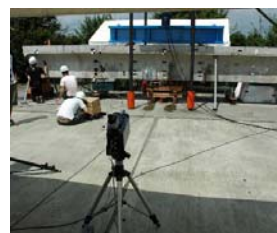


写真-12.2.4 計測状況

### (3) 計測結果

載荷前の初期状態および200kN、400kN、600kN、800kN、1000kN 載荷時の振動計測により得られたフーリエスペクトルを図-12.2.3 に示す。フーリエスペクトルから得られた卓越振動数を表-12.2.1 に、その卓越振動数-荷重グラフを図-12.2.4 に示す。また荷重-たわみ曲線を図-12.2.5 に示し、ひび割れ進展図を図-12.2.6 に示す。

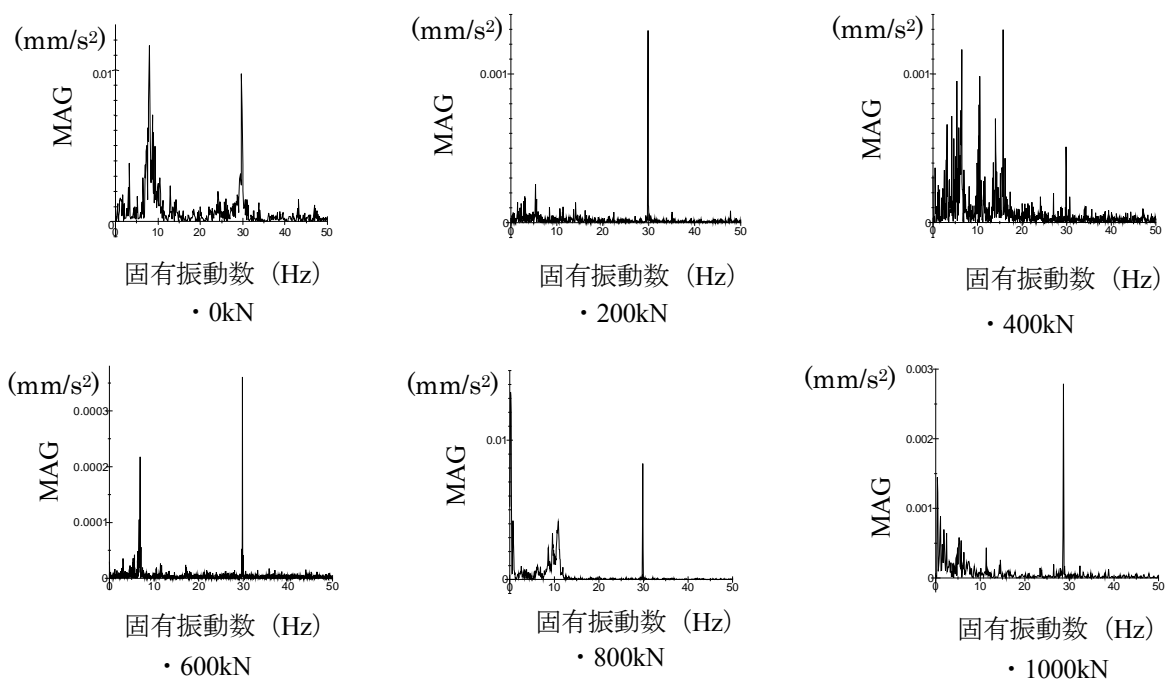
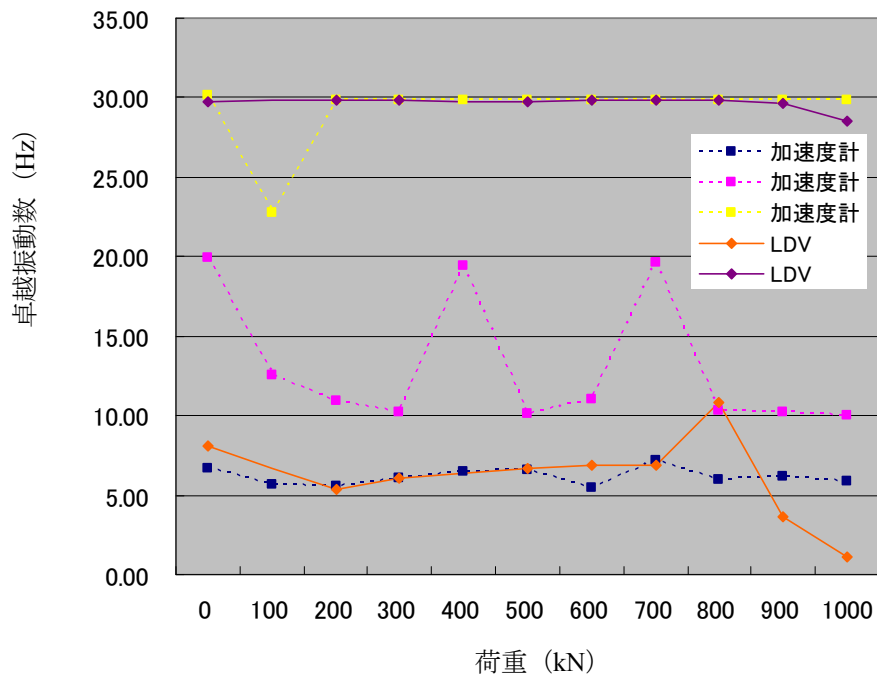


図-12.2.3 フーリエスペクトル図

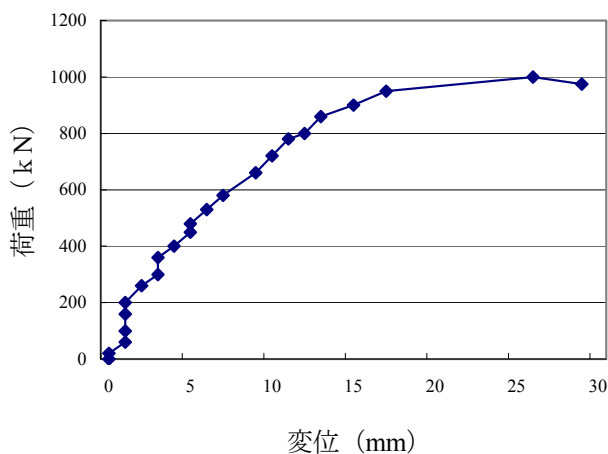
表-12.2.1 LDV と加速度計の計測結果の比較

荷重(kN)	卓越振動数(Hz)				
	加速度計			LDV	
0	6.67	19.95	30.1	8.06	29.97
100	5.71	12.52	22.79	—	—
200	5.52	10.96	29.81	5.37	29.85
300	6.03	10.21	29.81	6.07	29.82
400	6.49	19.41	29.83	—	—
500	6.59	10.13	29.86	6.65	29.72
600	5.43	10.99	29.82	6.87	29.82
700	7.23	19.65	29.85	6.9	29.85
800	5.98	10.28	29.82	10.86	29.85
900	6.16	10.25	29.85	3.66	29.6
1000	5.86	10.01	29.85	1.10	28.56

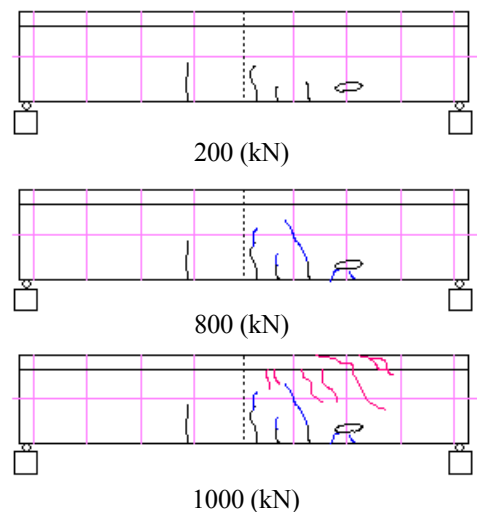




図－12. 2. 4 LDV と加速度計の計測結果比較



図－12. 2. 5 荷重－変位曲線



図－12. 2. 6 ひび割れ進展図

#### (4) 考察

本実験結果より得られた知見を以下に示す。

- 100kN、400kN では、ノイズの影響によって計測波形に乱れが生じ、卓越振動数の計測ができなかった。
- LDV では 2 つの卓越振動数を計測している。約 6～8Hz の値は、載荷試験以前から計測できていた値であるため、RC 桁の固有振動数であると考えられるが、約 30Hz 付近の振動数は、載荷と同時に発生していることから試験機の振動によるものと考えられる。
- 加速度計では、3 つの振動数を計測している。約 6～8Hz に値は、LDV でも計測されており、安定して計測されていることから RC 桁の固有振動数であると考えられる。約 10～20Hz の値は、計測している振動数のブレが大きい。これは、試験機によるノイズの影響が作用していたと考えられる。また LDV と同様に約 30Hz 付近の振動数は、載荷開始と同時に発生しているこ

とから、試験機の振動であると考えられる。

- ・ LDV において、900kN～1000kN にかけて振動数の減少が計測された。荷重－たわみ曲線より 900kN～1000kN にかけて大幅なたわみが増加しており、大幅な剛性の低下が生じ、それに伴って振動数も大幅に減少したと考えられる。しかし、同荷重において加速度計では全く変化が生じていない。

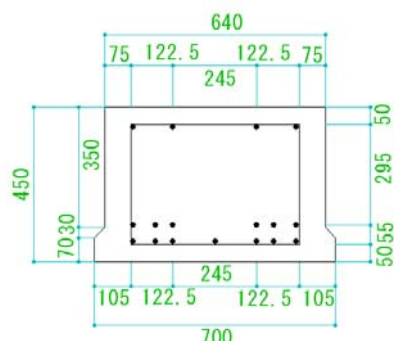
今回の計測結果より、LDV では 900kN～1000kN にかけて大幅な振動数の低下が生じているという結果を得た。この荷重では、大幅なたわみ量の増加が計測されており、著しい剛性の低下が生じていたと考えてよい。しかし、それ以前に振動数の変化は計測できておらず、800kN 載荷時におけるようなひび割れ発生による振動数の変化は生じていないこととなる。前節での結果から、800kN 載荷時のような大きなひび割れが生じた時点での振動数の減少が予想されたが、今回の実験において著しい剛性の低下時でしか振動数の低下が生じなかった。原因としては、今回使用した試験体が 80 年供用され劣化が大幅に進行していたことが考えられること、最終的の破壊がせん断破壊であったことなどが考えられる。また、加速度計で振動数の減少が計測できなかった事についても今後検討の余地がある。

## 12.2.2 PC 桁の振動実験

本実験では、プレテンション PC 桁の PC 鋼材切断による固有振動数への影響を調査することを目的としている。

### (1) 試験体概要

本実験で使用する試験体の断面図を図－12.2.7 に、また試験体を写真－12.2.5 に示す。



図－12.2.7 断面図



写真－12.2.5 試験体

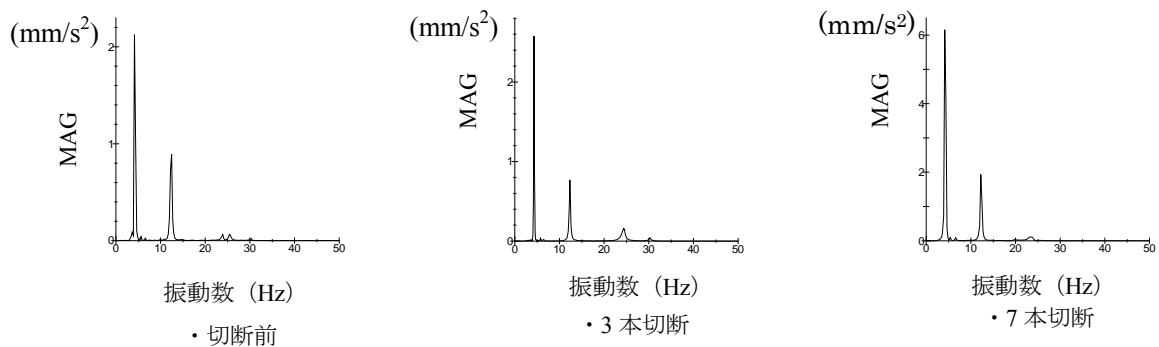
### (2) 実験概要

本実験では、PC 鋼材の切断によるプレストレス力低下が固有振動数の変化に及ぼす影響に着目する。PC 鋼材の切断箇所は図－12.2.7 に示す PC 断面の最下部に位置する PC 鋼材である。振動計測は、PC 鋼材を端から 1 本、2 本、3 本、5 本、7 本それぞれ切断した後に実施した。

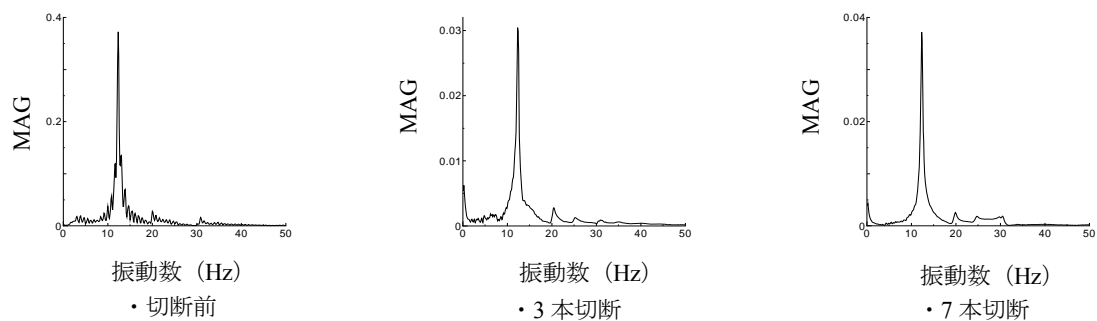
LDV の計測距離は 8m、計測点はスパン中央部で、再帰性反射シールを計測点に貼付した。サンプリング周波数は 1kHz とした。

### (3) 計測結果

PC 鋼材切断前、3 本切断時、7 本切断時の、LDV 計測および無線 LAN 速度計計測により得られたフーリエスペクトルを、図－12.2.8 および図－12.2.9 にそれぞれ示す。また、計測で得られた固有振動数を表－12.2.2 に表す。



図－12.2.8 フーリエスペクトル図 (LDV)



図－12.2.9 フーリエスペクトル (無線LAN速度計)

表－12.2.2 固有振動数

	固有振動数(Hz)			
	LDV		無線LAN速度計	
切断前	4.15	12.45	4.15	12.33
1本切断	4.15	12.33	4.15	12.33
2本切断	4.15	12.33	4.15	12.33
3本切断	4.15	12.33	4.15	12.33
5本切断	4.15	12.33	4.15	12.33
7本切断	4.15	12.33	4.15	12.33

#### (4) 考察

本実験によって得られた知見を以下に示す。

- PC 鋼材切断前後で LDV では振動数にわずかな変化が見られるが、これは計測時誤差であると考えられる。実際に無線 LAN 速度計では振動数の変化は見られない。
- LDV と無線 LAN 速度計の計測値はほぼ同数値となっており、PC 桁の振動数を精度良く計測していると考えられる。

本実験の計測結果より、PC 鋼材の切断によるプレストレス力の低下で固有振動数の変化が生じると予測していたが、変化は生じなかった。この要因として、PC 鋼材を切断するのみでは、プレストレス力低下がほとんど起こらず、剛性に変化が生じなかったと考えられる。

(牧野 高平, 松田 浩)

### 12.3 歩道橋の振動計測と解析

本節では、実際に供用されている歩道橋（2 橋）を対象として、LDV による振動計測を行った。それぞれの橋梁において骨組固有値解析結果との比較を行い、LDV を用いた構造同定への有用性について検討を行った。また眼鏡橋に関しては、多点計測結果から振動モードを求め、併せて解析値との比較検討を行った。

#### 12.3.1 中尾城公園歩道橋

##### (1) 対象橋梁概要

この歩道橋は、平成 4 年に架設されたワーレントラス橋で、橋長は 110m (65.95m + 44.05m) である。公園施設の一部として架設されており人通りが少なく、また大きな損傷等は確認されていない。計測した歩道橋を写真－12.3.1 に示す。



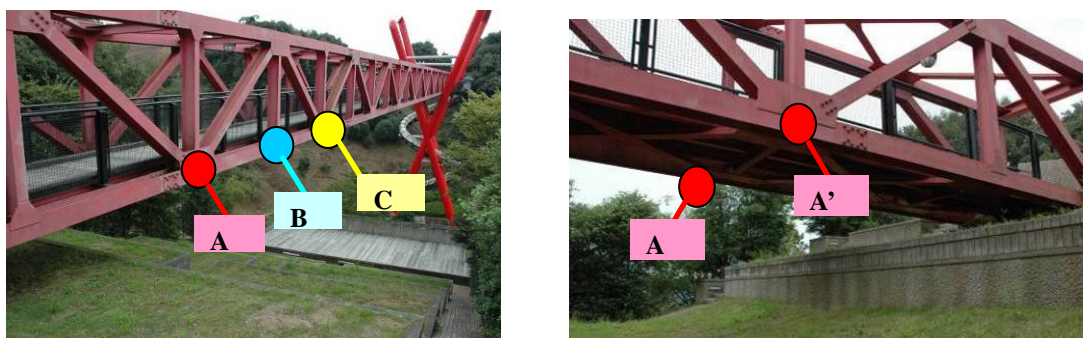
写真－12.3.1 中尾城公園歩道橋

##### (2) 振動計測

###### ① 計測概要

本計測では、LDV による振動計測を行い、固有振動数の同定を行った。また、2 台の LDV を用いた計測より、2 点の位相を同定し、振動モードの推定も行った。サンプリング周波数は 500Hz とし、ノイズの影響も考慮するため、同一点を 5 回計測した。全体を励起しやすいと考えられる中央点に人力により加振を行った。計測点は写真－12.3.2 に示す箇所とした。

計測点 A は、A1 橋台から約 7.3m の地点である。A 点と橋軸直角方向に同一線上にある点を A' 点とする。計測点 B は、A1 橋台から約 11.0m の地点である。B 点と橋軸直角方向に同一線上にある点を B' 点とする。計測点 C は、A1 橋台から約 14.6m の地点である。C 点と橋軸直角方向に同一線上にある点を C' 点とする。なお、レーザーの反射光の十分な光量を得るため、全ての計測点に反射シールを貼付し、橋梁下面より LDV による計測を行った。



写真－12.3.2 計測点

## ② 計測結果

LDVにより計測された固有振動数、また2点の位相差を同定した結果を以下に示す。計測により得られたフーリエスペクトルを図-12.3.1に、固有振動数と位相差を表-12.3.1に示す。

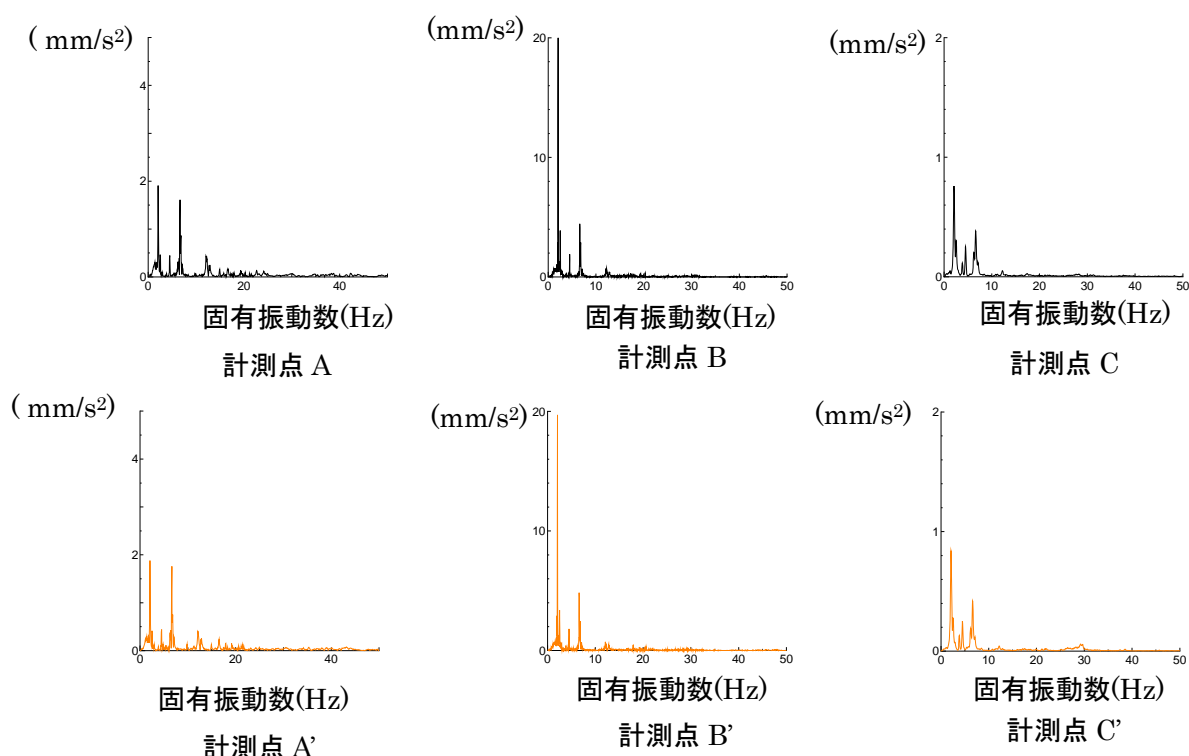


図-12.3.1 フーリエスペクトル

表-12.3.1 固有振動数と位相差

	固有振動数(Hz)			
	1	2	3	4
A点	2.08	4.52	6.65	12.08
A'点	2.08	4.52	6.65	12.08
位相差(°)	1.67	2.21	0.44	11.24
B点	2.08	4.51	6.65	12.21
B'点	2.08	4.51	6.65	12.21
位相差(°)	0.02	4.18	0.14	6.52
C点	2.08	4.49	6.65	12.18
C'点	2.08	4.49	6.65	12.15
位相差(°)	0.14	1.65	0.53	6.43

## ③ 考察

計測結果より、全ての計測点で4つの卓越振動数を計測することができた。しかし、いずれの振動数も各計測点において計測結果に若干の誤差が生じていることがわかる。特に約12Hz付近の振動数の値は計測毎に若干のずれがあり、一定ではないことがわかる。これは、高次の振動数は計測環境の影響を受けやすく、屋外での計測による風、騒音、湿気、粉塵等々のノイズの影響があったと考えられる。しかし、全体としての誤差は若干であり、計測結果は良好であると考えている。

また、計測結果からのモード推定に関しては、LDVの照射方向を真下からの計測で行ったこと、各計測点で計測された値がほぼ同じ値を計測していることより、各計測点において4つの卓越振動モードは鉛直方向の振動で、同一モードの振動数であると推定できる。さらにA-A'、B-B'、C-



C'点の位相の計測結果より、計測された4つの振動数では位相差が微小であることがわかる。これより、A-A'、B-B'、C-C'点において計測された4つの卓越振動モードは、同一方向に振動していると推定できる。

### (3) 固有振動数解析

#### ① 解析概要

本解析は、図-12.3.2に示すように、上弦材、下弦材、斜材、垂直材を梁要素でモデル化する3次元骨組解析モデルを用いる。構成材料は一般構造用圧延鋼材(SS400)であり、床版に関しては重量を死荷重として考慮し、剛性は考慮していない。境界条件は、A1橋台を完全固定、A2橋台をローラー支持とする。また、橋脚と上部工との接続部はピン支持として再現した。解析にあたっては、UC-Win/FRAME3-Dを用いた。

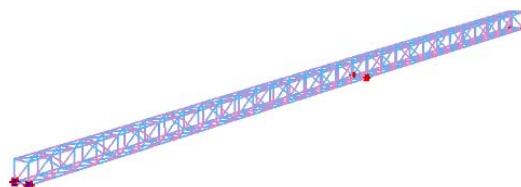


図-12.3.2 3次元骨組解析モデル

#### ② 解析結果

解析結果を図-12.3.3に示す。

次数	振動モード図	固有振動数 (Hz)	次数	振動モード図	固有振動数 (Hz)
1		2.39	6		7.04
2		2.92	7		7.47
3		4.51	8		9.64
4		4.72	9		11.21
5		6.721	10		12.49

図-12.3.3 解析結果

### ③ 考察

解析結果より、1次、3次、6次、10次モードは鉛直方向曲げ振動であり、2次、4次モードは橋軸直角方向水平振動、また、5次、7次、8次、9次モードはねじり振動であることがわかる。

また、1次～4次モードでは曲げ振動、水平振動が卓越し、5次～10次モードではねじり振動が多く卓越していることがわかる。低次モードで振動方向が、曲げ振動、水平振動に関してそれぞれ一定であることから、中尾城公園の歩道橋は、少数点の計測でも低次モードの推定が容易に行えることがわかる。

#### (4) 計測結果と解析結果の比較

上述したとおり、振動数と位相差の同定結果より、本計測で得られた振動数は鉛直方向の曲げ振動モードであると推定できる。そこで、この計測結果を解析結果の鉛直方向曲げ振動モードである1次、3次、6次、10次モードの振動数と比較した。表－12.3.2に計測、解析結果の振動数と誤差を示す。

表－12.3.2 計測結果と解析結果の比較

		1次モード	3次モード	6次モード	10次モード
解析結果(Hz)		2.39	4.51	7.04	12.49
A-A'点(Hz)	A	2.08	4.52	6.65	12.1
	A'	2.08	4.52	6.65	12.1
誤差(%)		12.9	0.2	5.5	3.1
B-B'点(Hz)	B	2.07	4.48	6.62	12.18
	B'	2.07	4.48	6.62	12.28
誤差(%)		13.4	0.6	6.0	2.5
C-C'点(Hz)	C	2.08	4.49	6.63	12.12
	C'	2.08	4.49	6.63	12.12
誤差(%)		12.9	0.4	5.8	2.9

誤差が1次モードで12～13%と若干高いものの、3次モードで0.2～0.6%、6次モードで5.5～6.0%、10次モードで2.5～2.9%であった。この結果より、計測結果の妥当性を確認することがきる。LDVを用いて橋梁の振動計測を実施し、複数点の同時計測により各点の位相差を同定し、骨組振動解析結果と比較することによって、容易に振動モードの同定を行うことが可能であることを確認することができた。

ここで、1次モードにおいて約13%と誤差が大きく、解析結果の方が計測結果より大きい値となった要因として、中心に位置する橋脚のモデル化を行わず、橋脚と上部構造の接続点をピン支持としてモデル化しているため、その点が不動点として再現されてしまい、解析結果が高い値になったと考えられる。

## 12.3.2 眼鏡橋

### (1) 対象橋梁概要

この眼鏡橋は、長崎県諫早市の本明川に昭和40年に架設された歩道橋（橋長：64.6m）である。歩道橋を写真－12.3.3に示す。

### (2) 振動計測

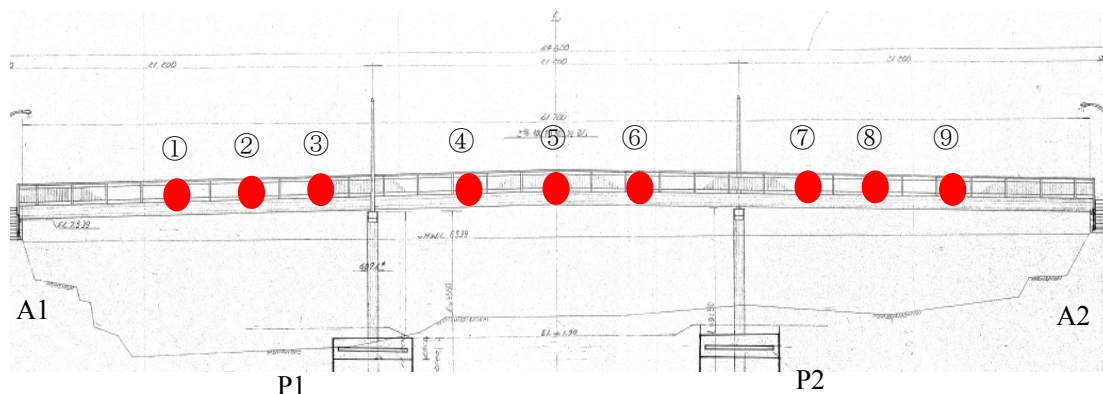
#### ① 計測概要

本計測では2台のLDVを用いて振動計測を行う。サンプリング周波数は200Hzに設定し、計測





写真－12.3.3 眼鏡橋



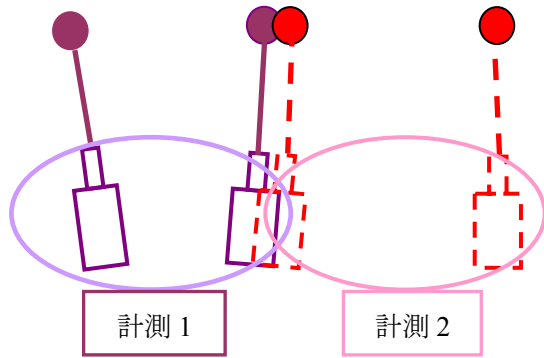
図－12.3.4 計測点位置

距離は約 17m～25m 程度であった。加振方法は人力により実施し、加振点は歩道橋中央点とした。計測日の気候条件は、平均気温 7.5℃、平均湿度 62%、平均風速 1.9 m/s であった。また、比較のため 3 軸方向計測可能な無線 LAN 速度計を用いて同時に計測を行った。パソコンは 2 台使用し、LDV2 台をパソコン 1 台で、また、無線 LAN 速度計をパソコン 1 台で、計 2 台で制御した。計測点は LDV によって照射が容易な主桁部とした。計測点は、A1 橋脚より①7.2m、②12.2m、③17.2m、④26.2m、⑤31.2m (中央点)、⑥36.2m、⑦46.4m、⑧51.4m、⑨56.4m に設定した。また、無線 LAN 速度計は、それぞれ支間中央点に設置した。計測点位置を図－12.3.4 に示す。

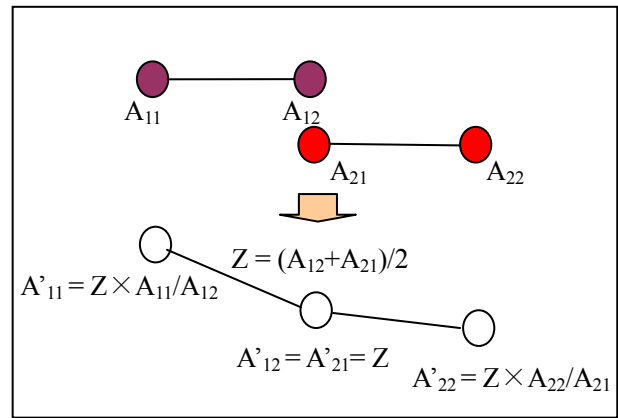
本計測による振動計測結果から振動モードの同定を行った。振動計測から振動モードを同定するためには、基準とする計測点の振幅と他の計測点の振幅との比、また位相関係がわかればよい。また、計測器の数に制限があり橋梁全体で同時に時系列波形が得られない場合には、部分的な振動モードの同定を複数回実施し、重複する計測点の相対ベクトルで正規化することで、橋梁の全体の固有振動モードを求めることができる[1]。このことを応用し、計測点を重複させながら橋梁全体での振動計測を行うことにより、振動モード形を同定できる[2]。

2 台の LDV を用いて振動モード形を同定するための計測方法を図－12.3.5 に示す。はじめに計測 1 で 2 台の LDV によって振動計測を行い、フーリエ振幅スペクトルと計測された 2 点の位相差を求める。計測 1 終了後、1 台の LDV の計測点を計測 1 から計測 2 に変更して計測を実施する。計測 2 でも計測 1 と同様、フーリエ振幅スペクトルと位相差を求める。

計測 1 と計測 2 の結合方法を図－12.3.6 に示す。まず、計測 1 と計測 2 の共通する点において、フーリエ振幅スペクトルの平均値を求める。次に、計測 1、計測 2 における残りの点に、この平均値に対しての元のフーリエ振幅スペクトルの比率を求め、残りの点のフーリエ振幅スペクトルの修正を行う。これ以降は、LDV の計測点の変更時に同様の処理を行うことで、部分的な振動モードから全体の振動モード形を同定することができる。



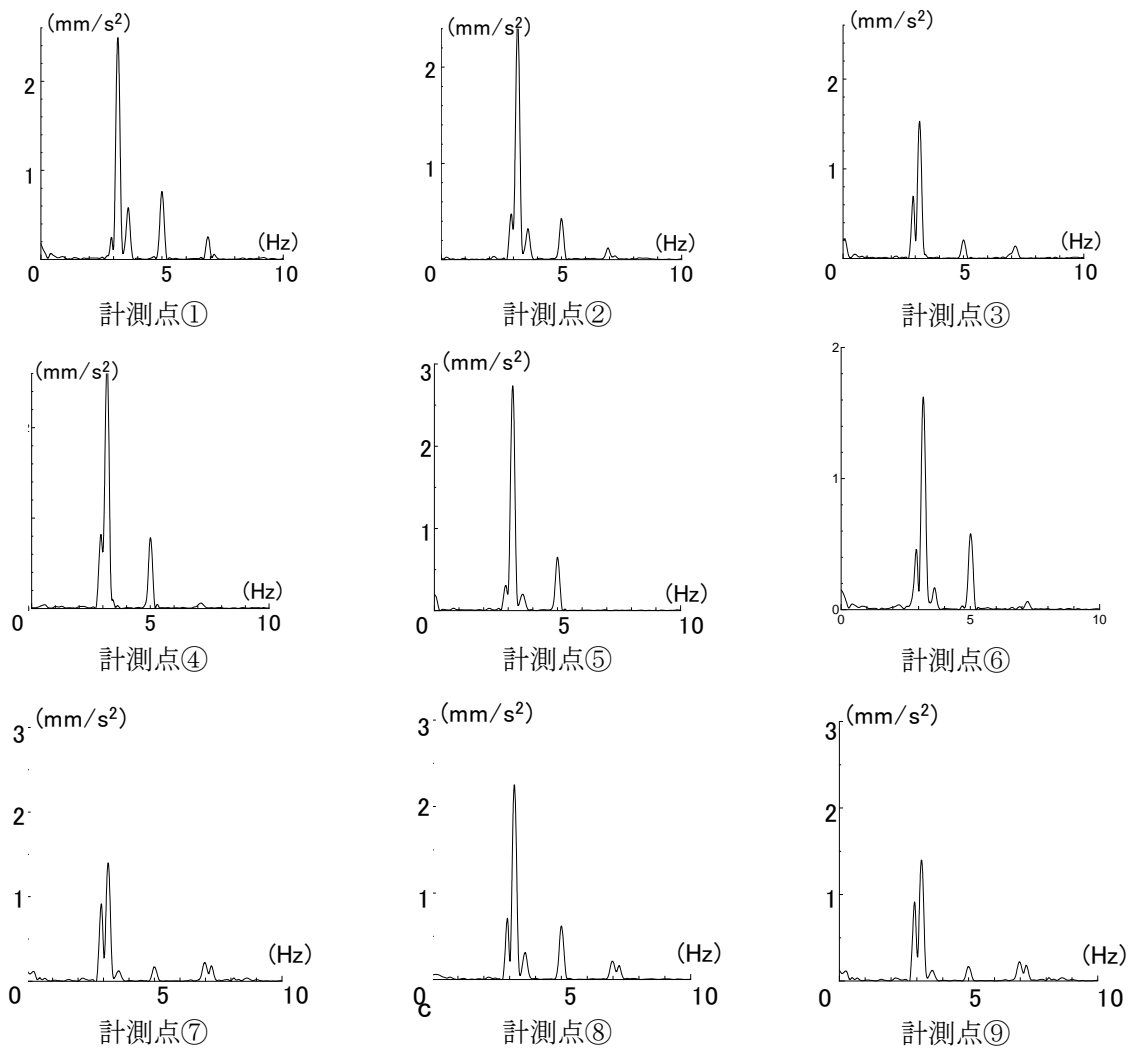
図－12.3.5 計測方法



図－12.3.6 振動モード結合方法

## ② 固有振動数計測結果

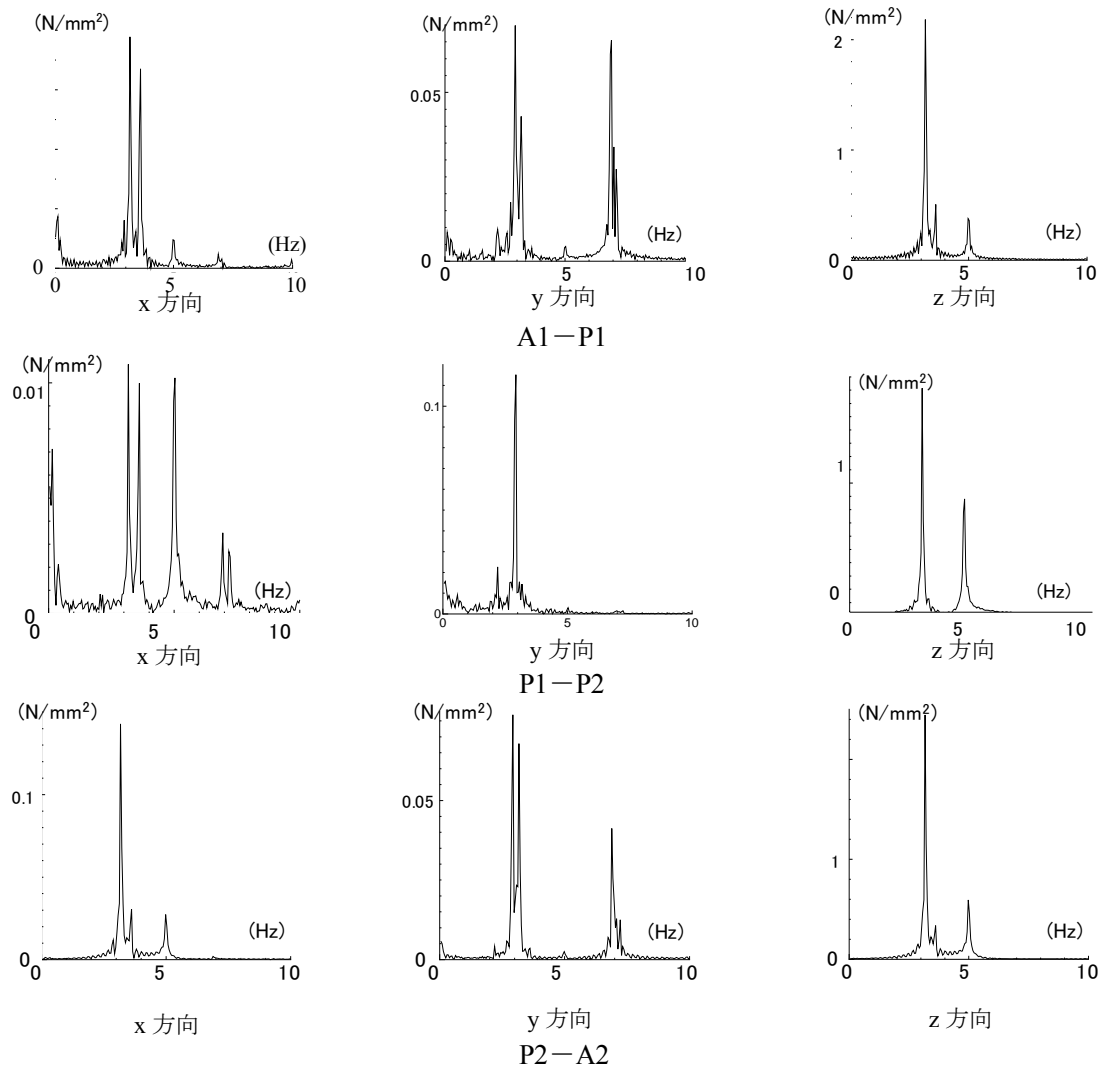
LDV 計測結果から得られた各計測点におけるフーリエスペクトルを図－12.3.7 に、固有振動数を表－12.3.3 に示す。なお、LDV 計測結果から前項にて述べた手法を用いて同定した振動モードに関しては後述する。また、無線 LAN 速度計によるフーリエスペクトルを図－12.3.8 に、固有振動数を表－12.3.4 に示す。



図－12.3.7 フーリエスペクトル

表－12.3.3 固有振動数(LDV)

	計測点	固有振動数(Hz)				
		1次モード	2次モード	3次モード	4次モード	5次モード
計測1	①	2.93	3.22	3.61	4.98	6.93
	②	2.93	3.22	3.61	4.98	6.93
計測2	②	2.93	3.22	3.61	4.98	6.93
	③	2.93	3.22	3.61	4.98	6.93
計測3	③	2.93	3.22	3.61	4.98	6.93
	④	2.93	3.22	3.61	4.98	6.93
計測4	④	2.93	3.22	3.61	4.98	6.93
	⑤	2.93	3.22	3.61	4.98	6.93
計測5	⑤	2.93	3.22	3.61	4.98	6.93
	⑥	2.93	3.22	3.61	4.98	6.93
計測6	⑥	2.93	3.22	3.61	4.98	6.93
	⑦	2.93	3.22	3.61	4.98	6.93
計測7	⑦	2.93	3.22	3.61	4.98	6.93
	⑧	2.93	3.22	3.61	4.98	6.93
計測8	⑧	2.93	3.22	3.61	4.98	6.93
	⑨	2.93	3.22	3.61	4.98	6.93



図－12.3.8 フーリエスペクトル（無線 LAN 速度計）

LDV による計測値と無線 LAN 速度計の計測値の比較を表－12.3.5 に示す。両者の誤差はほとんどなく、良好な結果が得られている。

表－12.3.4 固有振動数  
(無線 LAN 速度計)

	x	y	z
左	3.08	2.93	3.17
	3.17	3.17	3.61
	3.61	6.93	4.98
	5.03		
	6.88		
中央	3.17	2.20	3.17
	3.61	2.93	5.03
	5.03		
	6.93		
	7.18		
右	3.17	2.93	3.17
	3.61	3.17	3.61
	4.98	6.88	4.98
		7.23	

表－12.3.5 固有振動数比較表  
(LDV と無線 LAN 速度計)

次数	固有振動数(Hz)		誤差(%)
	LDV	無線LAN速度計	
1	2.93	2.93	0
2	3.22	3.17	1.6
3	3.61	3.61	0
4	4.98	4.98	0
5	6.93	6.93	0

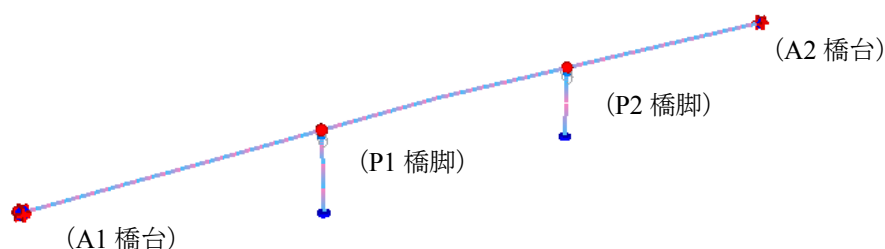
### (3) 固有振動数解析

#### ① 解析概要

本解析は、図－12.3.9 に示すように、主桁と床版を一体化した梁要素、また橋脚を梁要素としてモデル化した 3 次元骨組解析を用いた。また一般的に、橋梁の振動解析では 2 次部材や高欄の寄与は無視する場合が多いため、高欄のモデル化は行っていない。

境界条件は、設計図より固定支承・可動支承でモデル化を行った場合と固有振動数の計測結果から逆解析によって導出したバネ定数を用いた場合について解析を行った。

構造材料の諸元を表－12.3.6 に示す。また境界条件に用いたバネ定数を表－12.3.7 に表す。



図－12.3.9 解析モデル

表－12.3.6 構造材料諸元

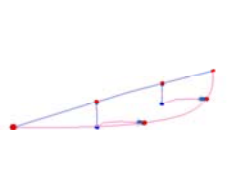
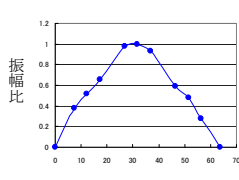
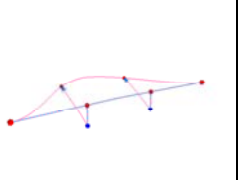
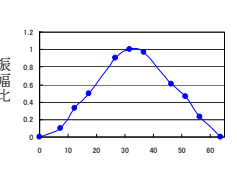
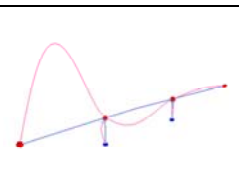
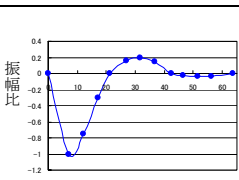
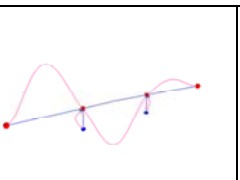
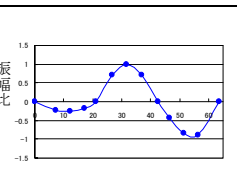
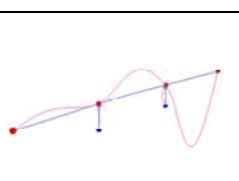
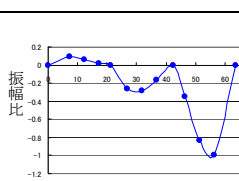
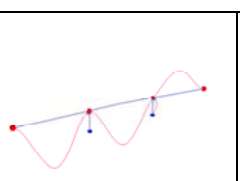
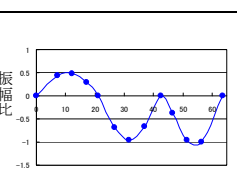
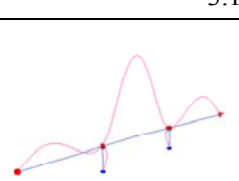
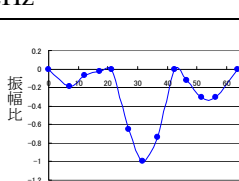
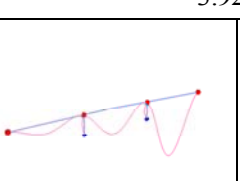
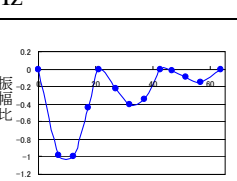
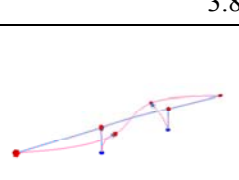
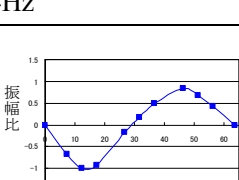
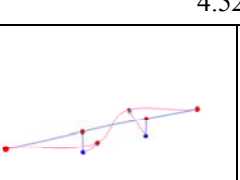
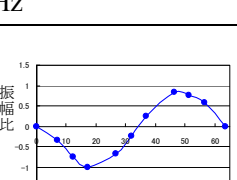
	弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )	単位重量(N/mm <sup>3</sup> )
STK400	$2 \times 10^5$	77000
SS400	$2 \times 10^5$	77000
コンクリート	$2.2 \times 10^4$	23500

表－12.3.7 バネ定数(A1、A2 橋台)

	橋台(kN/m <sup>2</sup> )
$\theta_x$	1.00E+07
$\theta_y$	1.00E+08
$\theta_z$	1.00E+06

## ② 解析結果

解析結果を図－12.3.10 に示す。支承条件を固定・可動とした場合、固有振動数の計測結果から逆解析によって導出したバネ定数を用いた場合のそれぞれの固有振動数および振動モード図を示す。

	固定・可動		バネ定数	
1 次				
	1.76Hz		2.92Hz	
2 次				
	2.54Hz		3.41Hz	
3 次				
	3.12Hz		3.92Hz	
4 次				
	3.84Hz		4.52Hz	
5 次				
	4.99Hz		7.43Hz	

図－12.3.10 解析結果

## (4) 計測結果と解析結果の比較

### ① 固有振動数の比較

LDV による固有振動数の計測結果と解析結果の比較を表－12.3.8 に表す。常時微動計測では、計測点によって若干の違いがあったため、計測値の平均値を用いている。また、表中の誤差は表下に表示式によって導出し絶対値で表した。

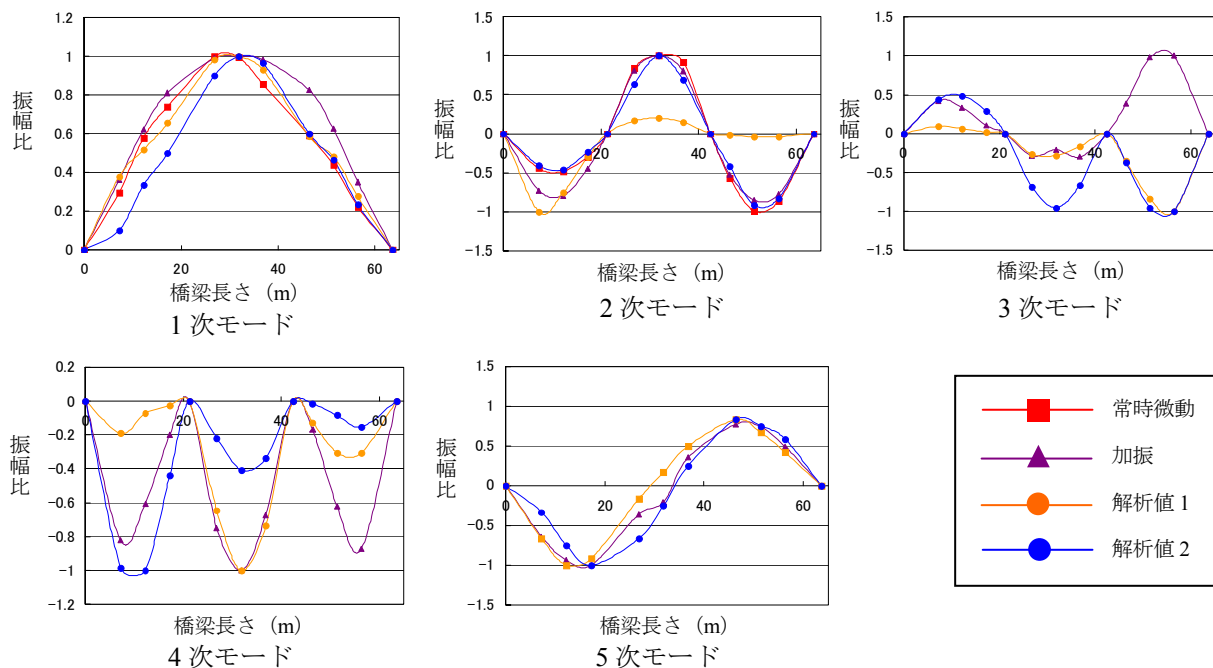
表－12.3.8 固有振動数比較表

次数	固有振動数(Hz)			誤差(%)	
	計測値	固定・可動	バネ定数	固定・可動	バネ定数
1	2.93	1.76	2.92	40	0.34
2	3.22	2.54	3.41	21.1	5.6
3	3.61	3.12	3.92	13.6	7.9
4	4.98	3.84	4.62	22.9	7.2
5	6.93	4.99	7.43	28	6.7

※ (解析値－計測値) / 解析値 × 100

## ② 振動モードの比較

LDV による振動モード形の計測結果と解析結果の比較を図－12.3.11 に示す。1 次、2 次モードでは、常時微動計測、加振計測、解析によるモード形を比較し、3 次、4 次、5 次モードでは、加振計測、解析によるモード形を比較した。図中で“解析 1”は境界条件を固定・可動支承とした場合、“解析 2”は固有振動数の計測結果から逆解析によって導出したバネ定数使用した場合の解析結果を示す。



図－12.3.11 振動モード比較

## (5) 考察

計測結果について、LDV の計測値と無線 LAN 速度計の計測値はほぼ誤差が無い事が確認できる。現在の橋梁等の振動計測で汎用性の高い無線 LAN 速度計と同様な結果を LDV で得ることができることを確認することができた。

次に無線 LAN 速度計から各々の固有振動数の振動方向は、1 次モードが橋軸直角方向、2 次、3

次、4次モードが鉛直方向、5次モードが橋軸直角方向であると推定できる。

ここで人の歩調域の振動数が 1.5Hz～2.3Hz であり、無線 LAN 速度計によって計測されている 2.2Hz の値は、歩調域の振動数であると考えられる。

解析結果については、設計図上で定義されていた支承条件である固定・可動支承では、計測値と大きな差が出た。そこで、計測値を用いて支承条件を逆解析によって導出した解析値は、1 次～5 次モードまで誤差が 10%未満と良好な結果を得ることができた。

今回の橋梁において、支承条件の影響が大きく影響した原因として、実際の支承は周囲から拘束されるような状態にあり、また支承自体も錆が発生したために、当初設定していた状態と大きな相違が生じていたため、計測値と固定・可動支承による解析値の誤差が大きかったと考えられる。

#### (6) 結論

本節では、諫早の本明川に架かる眼鏡橋（歩道橋）を LDV と無線 LAN 速度計を用いて計測を行い、LDV の実橋への適用性の検討を行い、さらにその計測結果を用いて、解析モデルの妥当性の評価を行った。以下に得られた知見を示す。

- ・ LDV によって汎用性の高い無線 LAN 速度計と同等に歩道橋の固有振動数を得ることができた。
- ・ LDV2 台を使用し、複数点を数回計測することによって、振動モードの同定を行うことができた。
- ・ LDV によって同定された固有振動数、振動モード形を用いることで、解析モデルの妥当性の評価を行うことができた。

本節の結果より、LDV を用いて橋梁計測を行うことにより、その振動特性の評価が可能で、さらに解析モデルの妥当性を評価することができる。また、LDV による計測では遠距離計測が可能で、容易に振動計測が実施できることから、今後、固有振動数と振動モードの計測を定期的に行うことにより、長期モニタリング計測による構造同定と損傷度の診断評価に繋がることが期待できる。

#### 参考文献

- [1] (社)土木学会：橋梁振動モニタリングのガイドライン， 善（株），2010
- [2] 宮下剛，久保田慶太，藤野陽三，宮本則幸， 本 二：二台の無線 LAN 加速度計による橋梁の振動モード形同定，土木学会第 61 回年次学術講演会，I -496，pp.989-990，2006

（松田 浩，森田 千尋）



#### 12.4 道路橋の振動計測

本節では、実際に供用されている橋梁（2橋）を対象として、LDVによる振動計測を行った。それぞれの橋梁において対象橋梁Aでは速度計との比較、対象橋梁Bでは固有値解析との比較を行い、LDVを用いた計測の現場適用性および構造同定への有用性について検討を行った。

##### 12.4.1 対象橋梁A

###### (1) 対象橋梁概要

対象とした橋梁は、昭和51年度に架設された3径間PCポストテンションT桁であり、橋長48m（最大支間長19.4m）である。

現在の状況として、橋面は右側地覆面に剥離・鉄筋露出が見られる。また、上部工の張出部端部に部分的に床版のひび割れ、漏水・遊離石灰、うきが見られる。また下部工では、アルカリ骨材反応によると思われる亀甲状のひび割れが生じている。対象橋梁の現況写真を写真-12.4.1に示す。



橋脚



PC 桁

写真-12.4.1 現況写真

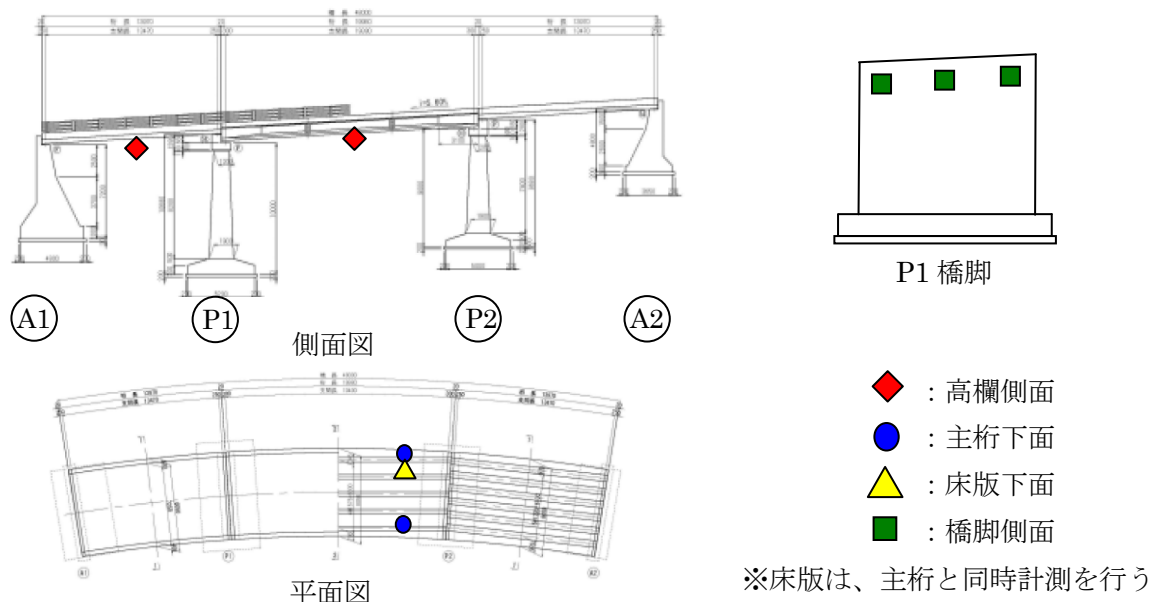
###### (2) 計測概要

本計測では2台のLDVを用い複数点の計測を実施し、固有振動数の同定を行った。上部工及び下部工を計測の対象とする。計測時間は5分間とし交通規制をしていないため、車によるランダム加振を含む常時微動計測を行った。またサンプリング周波数は200Hzに設定した。計測距離はA1-P1間で約9m、P1-P2間で約10mであり、反射光量を確保するため再帰性反射シールを計測点に貼付した。計測条件として平均気温6.9℃、平均湿度67%、平均風速1.7m/s、最多風向は西であった。また、比較のため無線LAN速度計を用いて同時に計測を実施した。パソコンは2台使用し、LDV2台をPC1台で、また、無線LAN速度計をPC1台、計2台で制御した。計測機器設置状況および計測状況を写真-12.4.2に示す。



写真-12.4.2 計測機器設置状況

計測点は、上部工では高欄側面、P1－P2 間では高欄側面に加え主桁および床版下面、下部工においては P1 橋脚の上部側面とした。高欄側面の計測点は、各支間中央付近とした（A1－P1 間：A1 橋台より約 7.5m、P1－P2 間：P1 橋脚より約 9.0m）。速度計は支間中央点に設置した。P1 橋脚の計測点は、橋脚上部 3 点とした。計測位置を図－12.4.1 に示す。

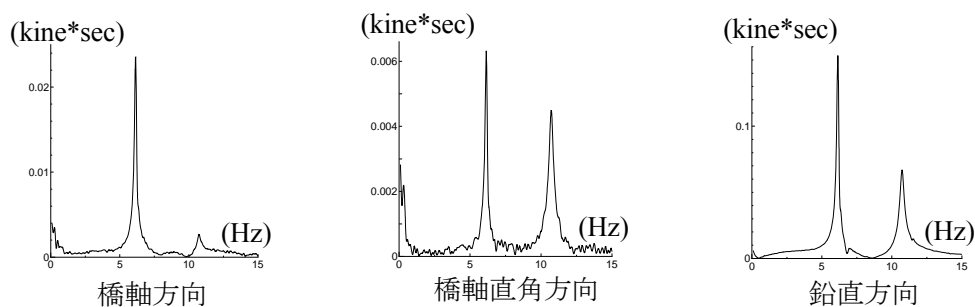


図－12.4.1 計測位置図

### (3) 計測結果

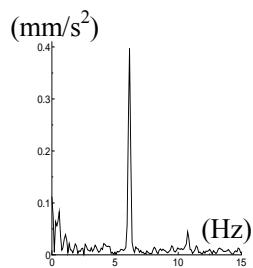
#### ① A1－P1 間

無線 LAN 速度計および LDV による計測結果から得られたフーリエスペクトルをそれぞれ図－12.4.2、図－12.4.3 に、卓越周波数を表－12.4.1 に示す。



図－12.4.2 フーリエスペクトル(速度計)

表－12.4.1 卓越周波数



図－12.4.3 フーリエスペクトル  
(LDV)

		卓越周波数	
		1 次	2 次
LDV		6.15	10.69
無線 LAN 速度計	橋軸方向	6.1523	10.742
	橋軸直角方向	6.1523	10.742
	鉛直方向	6.1523	10.742

② P1-P2 間

○ 高欄側面計測

無線 LAN 速度計および LDV による計測結果から得られたフーリエスペクトルをそれぞれ図-12.4.4、図-12.4.5 に、卓越周波数を表-12.4.2 に示す。

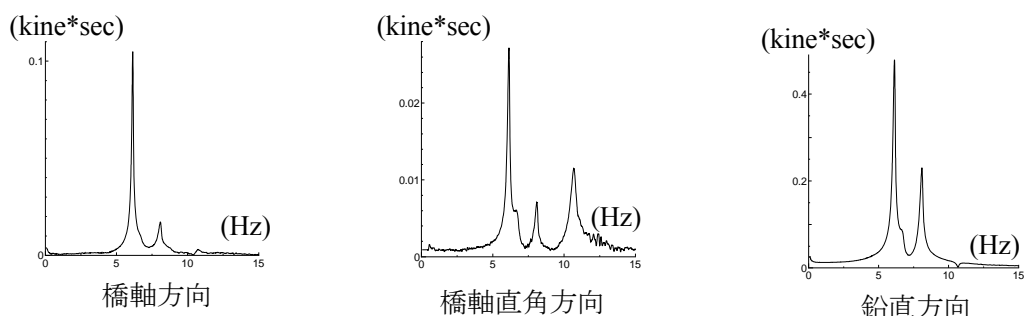


図-12.4.4 フーリエスペクトル(速度計)

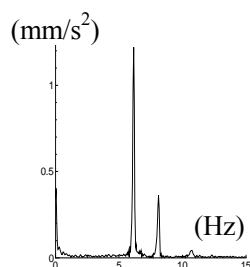


図-12.4.5 フーリエスペクトル  
(LDV)

表-12.4.2 卓越周波数

		卓越周波数		
		1 次	2 次	3 次
LDV		6.15	8.11	10.69
無線 LAN 速度計	橋軸方向	6.152	8.11	
	橋軸直角方向	6.152	8.11	10.69
	鉛直方向	6.152	8.11	

○ 主桁・床版下面計測

LDV による計測結果から得られたフーリエスペクトルをそれぞれ図-12.4.6 に、卓越周波数および計測箇所による位相差を表-12.4.3、表-12.4.4 に示す。計測は LDV2 台を使用し、計 2 回行った。1 回目の計測では床版と左側主桁を、2 回目の計測では左側主桁と右側主桁を同時に計測している。なお、ここで「左側」とは、A1 橋台から A2 橋台を望んだ場合の向かって左側とする。

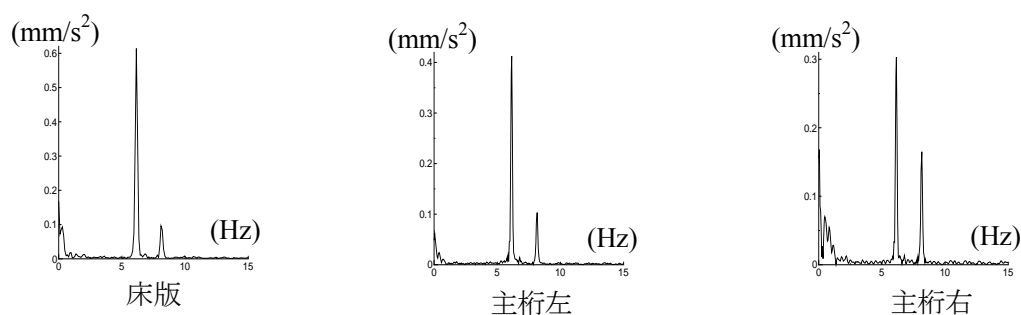


図-12.4.6 フーリエスペクトル(LDV)

表-12.4.3 卓越周波数(1 回目計測)

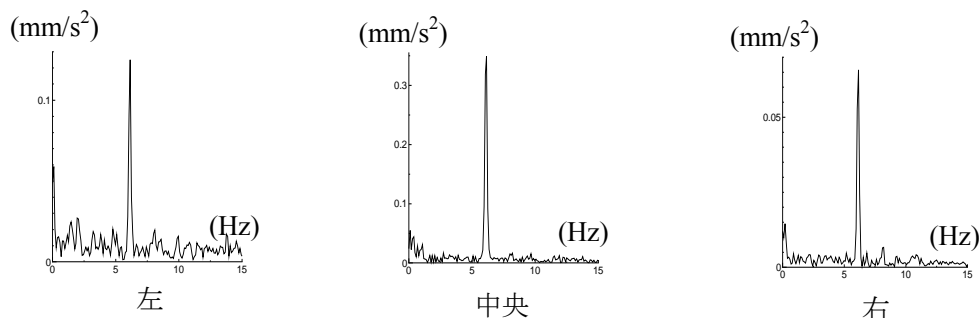
	卓越周波数 (Hz)		
	1次	2次	3次
床版	6.15	6.84	8.11
左側主桁	6.15	6.84	8.11
位相差 (°)	0.15		4.26

表-12.4.4 卓越周波数(2 回目計測)

	卓越周波数 (Hz)		
	1次	2次	3次
左側主桁	6.15	6.79	8.15
右側主桁	6.15		8.15
位相差 (°)	0.59		179.7

### ③ P1 橋脚の固有振動数計測結果

LDV を P1 橋脚に照射し計測されたフーリエスペクトルを図－12.4.7 に、卓越周波数を表－12.4.5 に示す。



図－12.4.7 フーリエスペクトル(P1 橋脚：LDV)

表－12.4.5 卓越周波数(P1 橋脚：LDV)

	卓越周波数(Hz)		
	1次	2次	3次
左	6.15	6.84	8.11
中央	6.15		
右	6.15		8.11
位相差(°)	2.93		180.91

### (4) 考察

- ・ LDV と速度計の計測値を比較すると、ほぼ誤差なく計測されていることがわかる。これより、LDV によって実橋の振動計測が可能であることがわかる。また、無線 LAN 速度計を用いることで、LDV の計測結果の振動方向を明確に同定することができた。
- ・ P1－P2 間では、4 つの卓越振動数が計測された。約 6Hz である 1 次モードの振動数は全ての計測で計測されていることから、1 次の卓越周波数として推定できる。また、約 8Hz である 3 次モードの振動も同様に推定できる。次に、約 6.84Hz における卓越振動数では、LDV では計測されている箇所が多いものの、速度計では計測されていない。そのため、卓越振動数として推定するのは解析的な検討が必要である。また、約 10Hz 付近の振動数も生じているが、これは A1－P1 間の影響によるものではないかと考えられる。また、主桁・床版の計測結果から 3 次モードではねじりが生じていることがわかる。
- ・ 振動数及び振動モードを同定することにより、解析モデルの妥当性の評価、さらには長期計測、または定期計測を行うことにより、長期モニタリング手法として期待できる。

## 12.4.2 対象橋梁 B

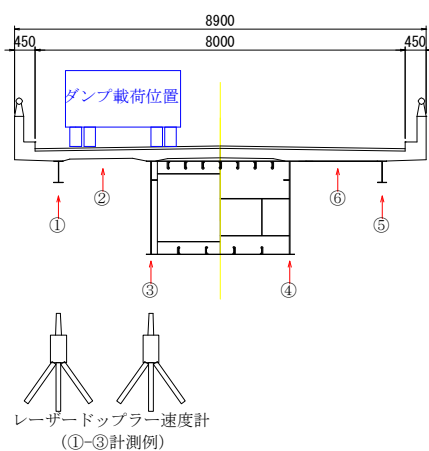
### (1) 橋梁概要

対象とした橋梁は、張出し床版に損傷をきたした 2 径間連続箱桁橋である。LDV により速度計測を実施し、構造物の変位量および卓越振動数の分析を行うとともに、計測値(変位、振動数)を基に構造同定したモデルにより固有値解析(3次元 FEM)を実施し、構造物の振動特性の把握を行った。

### (2) 振動計測概要

一般車を除外した橋梁上に、試験車(20tf ダンプ)を走行させ、図－12.4.8 に示す計測位置で計

測を行った。LDV は、多点での計測が可能であるため、計測のバラツキを考慮し、計 22 点で計測を行った。計測データより試験車走行時の変位量と卓越振動数の分析を行う。



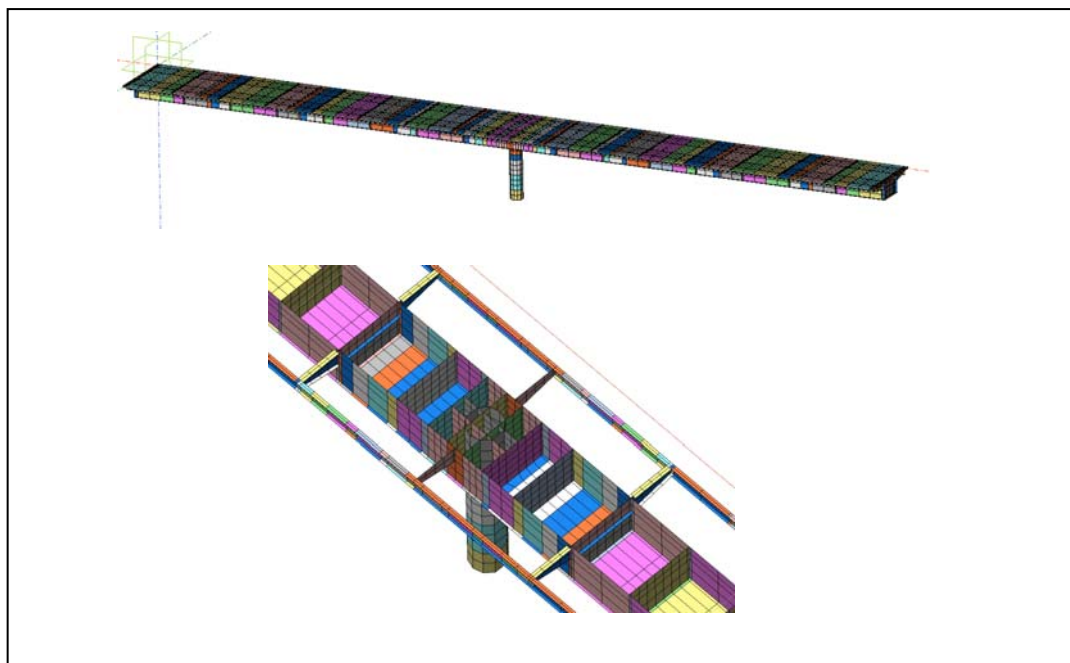
図－12. 4. 8 計測方法

### (3) 固有振動解析の概要

主桁をシェル要素、床版をソリッド要素としてモデル化し固有値解析を行った。また、地覆および高欄の剛性も考慮した。表－12.4.6 に各種材料条件を図－12.4.9 に解析モデル図を示す。

表－12. 4. 6 各種材料条件

	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	質量密度 ( N/mm <sup>3</sup> )	構造減衰比
鋼材	200,000	0.3	7.7e-5	0.05
コンクリート	25,000	0.2	2.45e-5	0.05



図－12. 4. 9 解析モデル図

#### (4) 結果比較

##### ① 変位同定

試験車走行時の最大変位（計測値）と 20 tf ダンプを静的に载荷させたときの変位（解析値）との比較を行った。計測値の最大変位は、LDV により計測した速度を積分し、変位に換算した値を用いた。表－12.4.7 に計測値と解析値の結果を示す。

表－12.4.7 計測値と解析値の比較（変位）

計測点	測定値 (mm)	解析値 (mm)	誤差 (mm)	計測値／解析値
①	-6.45	-6.73	0.28	95.8%
③	-5.05	-5.63	0.58	89.6%
④	-4.40	-4.79	0.39	91.9%
⑤	-4.47	-4.26	-0.21	104.9%

検討の結果、解析値の方が、計測値よりも若干変位が大きく出ている傾向にあるが、ほぼ一致している。解析値の方が若干変位が大きく出た理由として考えられることは、今回の解析モデルでは、地覆・高欄は考慮したが、舗装までは考慮しなかったことが影響していると考えられる。実際の構造物では、舗装などの剛性が寄与しているものと推測される。

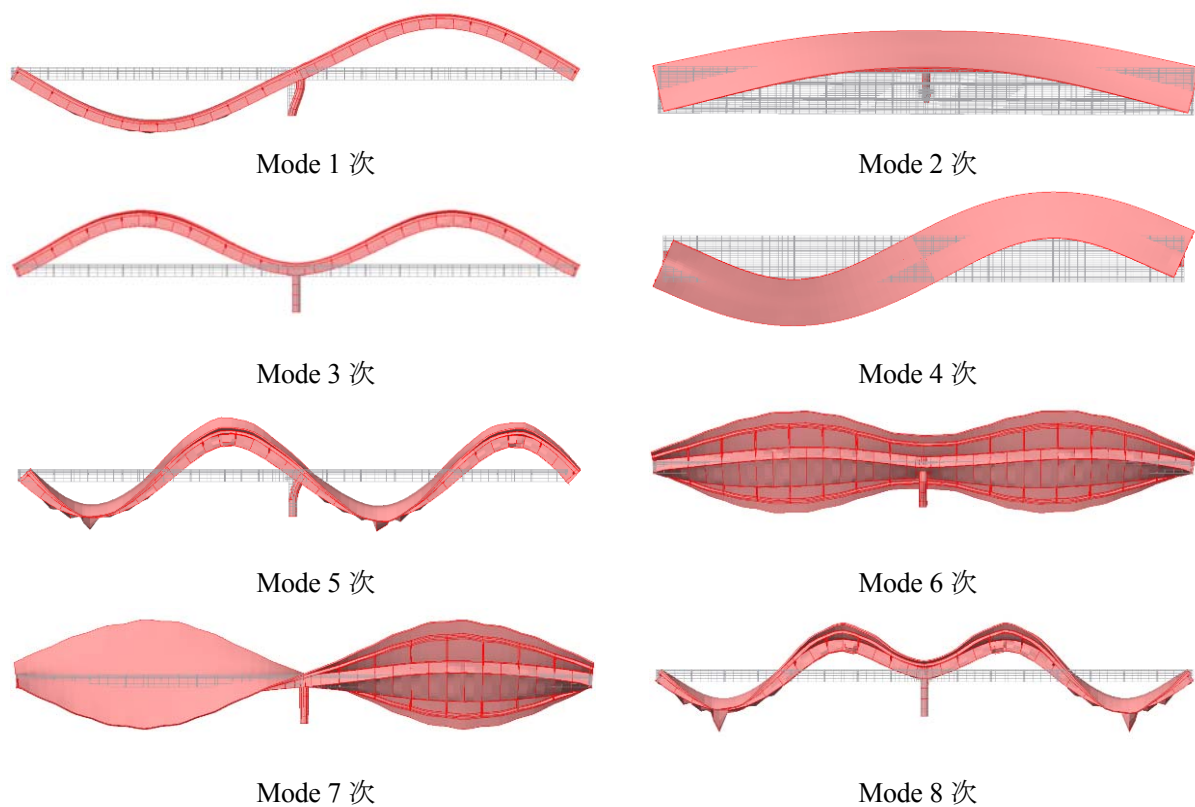
##### ② 振動数同定

計測値と解析値の比較を表－12.4.8 に、解析結果による振動モードを図－12.4.10 に示す。計測値は多点での測定結果（速度）をフーリエ変換し、求めた卓越振動数を集計したものであり、解析値とはほぼ一致している。2 次、4 次、6 次モードの面外振動の振動数が計測値と解析値で若干誤差が生じているのは、計測はレーザー光を鉛直方向に照射したため、面外方向の振動に対して誤差を生じたものと推測される。

以上の結果より、解析モデルは実際の構造特性を表しており、解析結果から構造物の状態を把握することができる判断できる。

表－12.4.8 計測値と解析値の比較（振動数）

Mode		計測値 (Hz)			解析値
		平均値	標準偏差 $\sigma$	平均 $\pm 2\sigma$	
1 次	曲げ（面内）1 次	2.12	0.09	1.94～2.30	2.30
2 次	面外 1 次	2.72	0.01	2.70～2.74	2.52
3 次	曲げ（面内）2 次	3.12	0.13	2.86～3.38	3.40
4 次	面外 2 次	5.11	0.50	4.11～6.11	5.25
5 次	曲げ（面内）3 次	6.34	0.04	6.26～6.42	6.40
6 次	面外 3 次	6.91	0.12	6.67～7.15	6.60
7 次	捩れ 1 次	7.15	0.12	6.91～7.39	7.30
8 次	曲げ（面内）4 次	8.34	0.20	7.94～8.74	8.17



図－12.4.10 振動モード図

#### (5) 考察

非接触系の LDV は、多点の振動測定が可能であり、多点の振動数を集計することで、各振動モードの振動数を特定することが可能であることが確認できた。また、多点の振動計測結果を基にモデル化した FEM 解析により、構造物の状態を把握することが可能であることを示した。今後は、さらに適用事例を増やし、損傷要因の推定方法の一つとして確立していく予定である。

(松田 浩, 牧野 高平)





### 13. データベース

#### 13.1 データベースの目的

兵庫県南部地震後に道路橋のRC橋脚の被害と適用基準の関係を調査した結果、昭和55年より前の基準で建設された構造物の被害が大きいことが報告されている[1]。そのため、国管理の国道をはじめ地方公共団体が管理する道路橋の橋脚の耐震補強工事が急ピッチで進められている。

補強設計するには、橋梁の構造諸元、使用材料と強度、鋼材の配置などを事前調査する必要がある。図-13.1.1に示すように、竣工図書や維持管理記録、改築・補修・補強実施時の竣工図書があれば、比較的簡易に補強設計を行うことができる。しかし、これらの図書がない場合には上記項目を精度よく推定するために復元設計を行い、対象構造物の現状把握や構造性能評価を行う必要がある。当時の基準が現基準の耐震基準を満たさないのは至極当然のことではあるが、古い橋ほど竣工図書や維持管理記録が現存しない例が数多く見られる。

長崎県内のある路線には71橋の橋梁があり、道路橋示方書（以後：道示と略記）の適用時期別に整理すると、道示（昭46年版）の適用橋が22橋、道示（昭55年版）の適用橋が39橋、平成2年版の適用橋が10橋となっている。長崎県では基準の古い道示（昭46年版）適用橋から耐震補強工事が実施されている。

本研究では、長崎県の許可と協力の下、耐震補強工事が予定されている橋梁の復元設計や竣工図書に基づき、固有振動数解析を実施した。また、その中の2橋の橋梁についてレーザードップラー速度計（LDV）及び無線LAN速度計を用いた固有振動数を計測した。更に、長崎県内の歩道橋2橋についても同様の解析と計測を実施している。

これらのデータを利用した長期的なモニタリングを実施することで、今後の研究や対象橋梁群の維持管理に資することを目的として、図-13.1.2に示すような基本方針の基にデータベースを試作構築した。

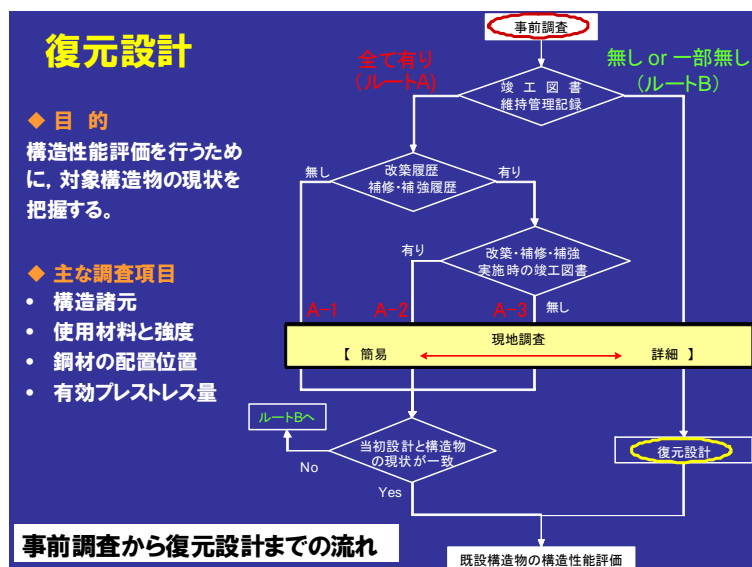


図-13.1.1 事前調査から復元設計までの流れ

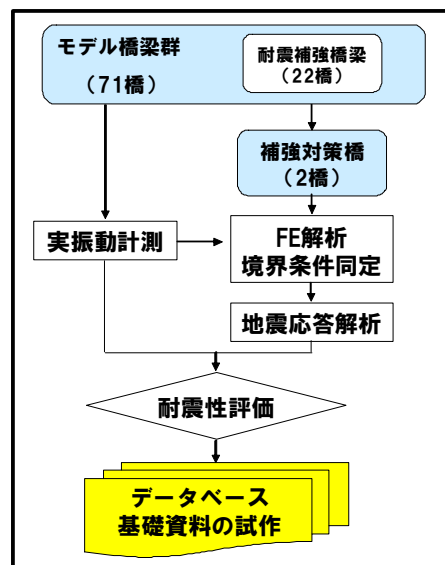


図-13.1.2 データベースの基本

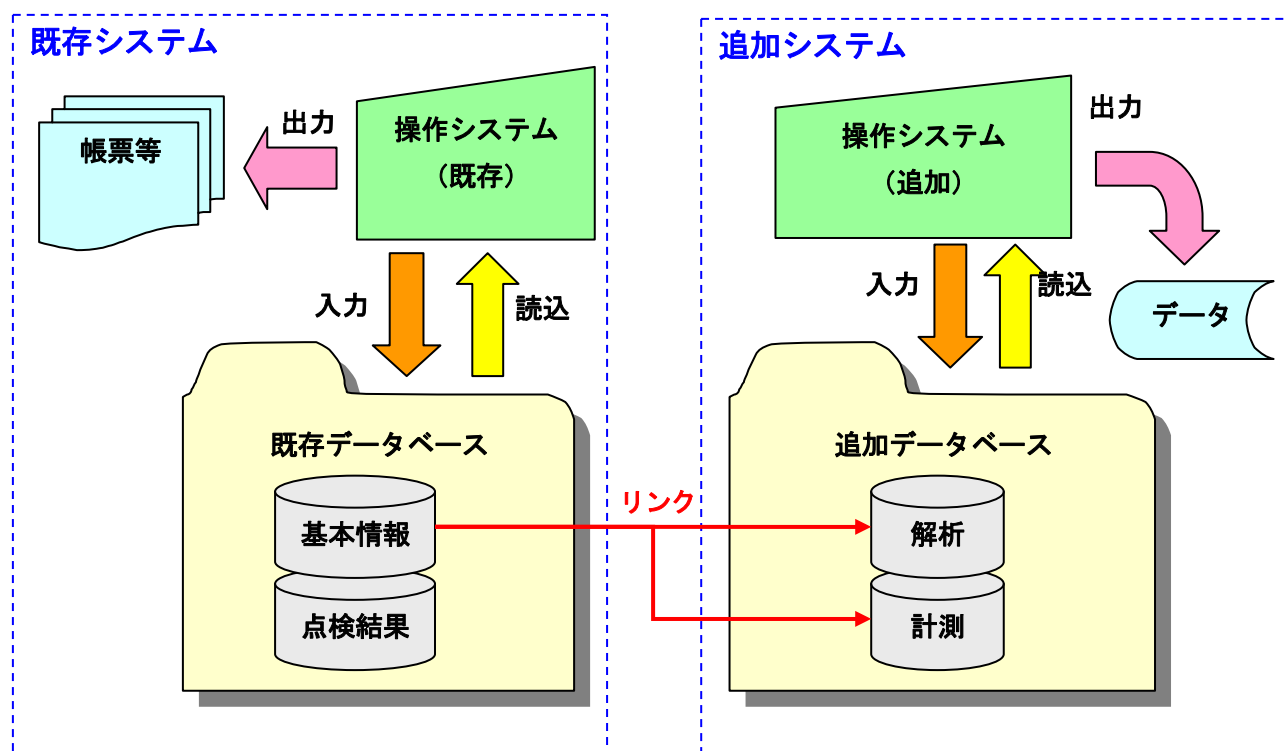
## 13. 2 データベースの基本構造

### 13. 2. 1 既存データベースの利用

#### (1) 概要

前述した路線の橋梁群については、既存のデータベースに基本情報や点検結果などが入力されている。これは橋梁点検結果の入力、各種帳票の出力、健全度の数値化などを目的として開発された市販の「橋梁点検データベースシステム」である。本研究では、この既存システム利用したデータベースを開発した。

開発したシステムは、本研究で得られた計測データや解析データの取出しが容易となるように、既存システムに登録された基本情報をリンクさせ、これらをコントロールするものである。



図－13. 2. 1 既存システムとのリンク概念

## (2) 既存システムの概要

使用ソフト：橋梁点検データベースシステム Ver.3.0

製造元：アジア航測株式会社

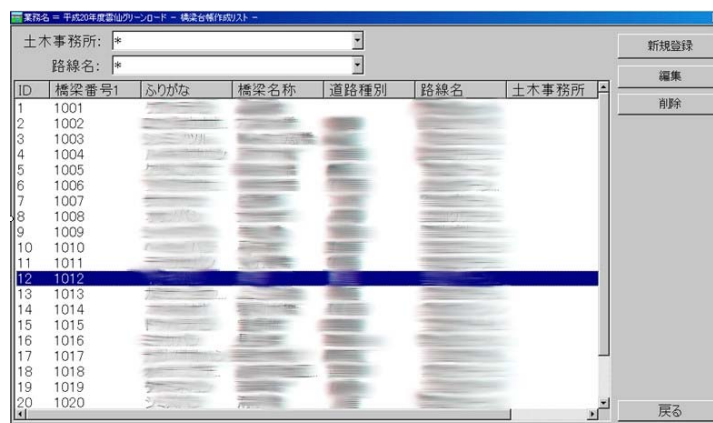
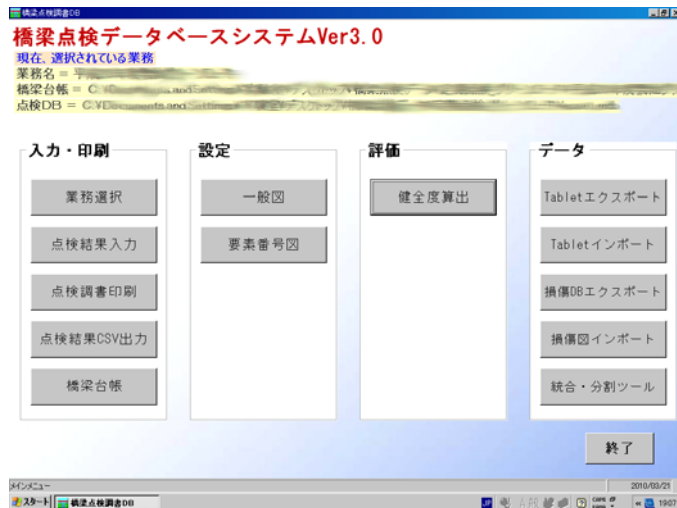


図-13.2.2 既存システムの操作画面

### (3) 追加システムの機能

追加システムは、本研究において実施された解析や計測のデータを速やかに取り出すことを目的に開発した。

これらのデータには次の特徴がある。

- ・ 解析や計測の種類によって種々のフォーマットを有している。
- ・ 今後、データ構成が変わる可能性がある。
- ・ データの容量が大きい。
- ・ 複数のデータ群によって構成されている。

これらの特徴から、データベースのテーブルにデータ自身を保管することは以下の理由から実用的ではない。

- ・ データベースが抱えるデータ量が過大となり、システムに大きな負荷がかかる。
- ・ 登録されたデータを利用して再計算を行う場合には、変換作業が必要となる。
- ・ 各種の解析・計測データの構成が異なるため、これを網羅するためには複雑なテーブルとリレーションが必要となる。

以上のことから、追加システムは解析・計測データ自身を登録（保管）するのではなく、これらデータの保管先をデータベースに登録する構造とする。

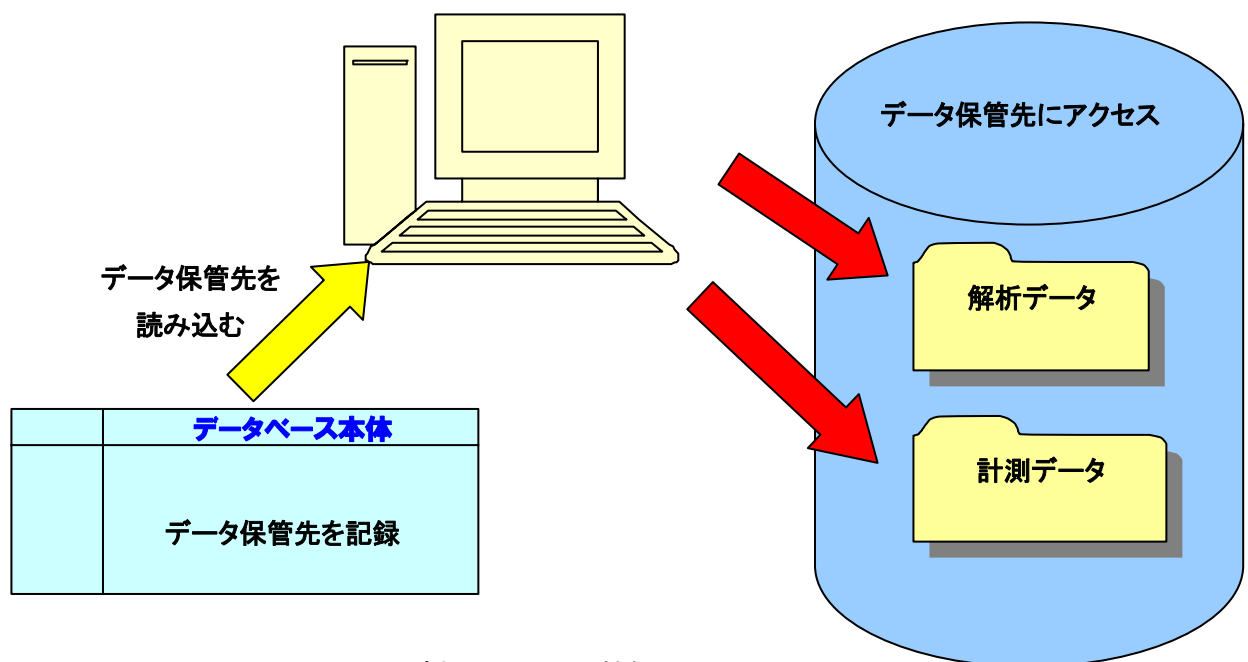


図-13.2.3 追加システムの機能

### 13. 2. 2 歩道橋

歩道橋の基本データ等が登録された既存データベースはないので、これらが登録可能なデータベースを別途構築した。ただし、既存データベースと同一のテーブル構造とすることで、解析・計測データを取り扱うシステムは、前節の場合と共通のシステムとすることができる。

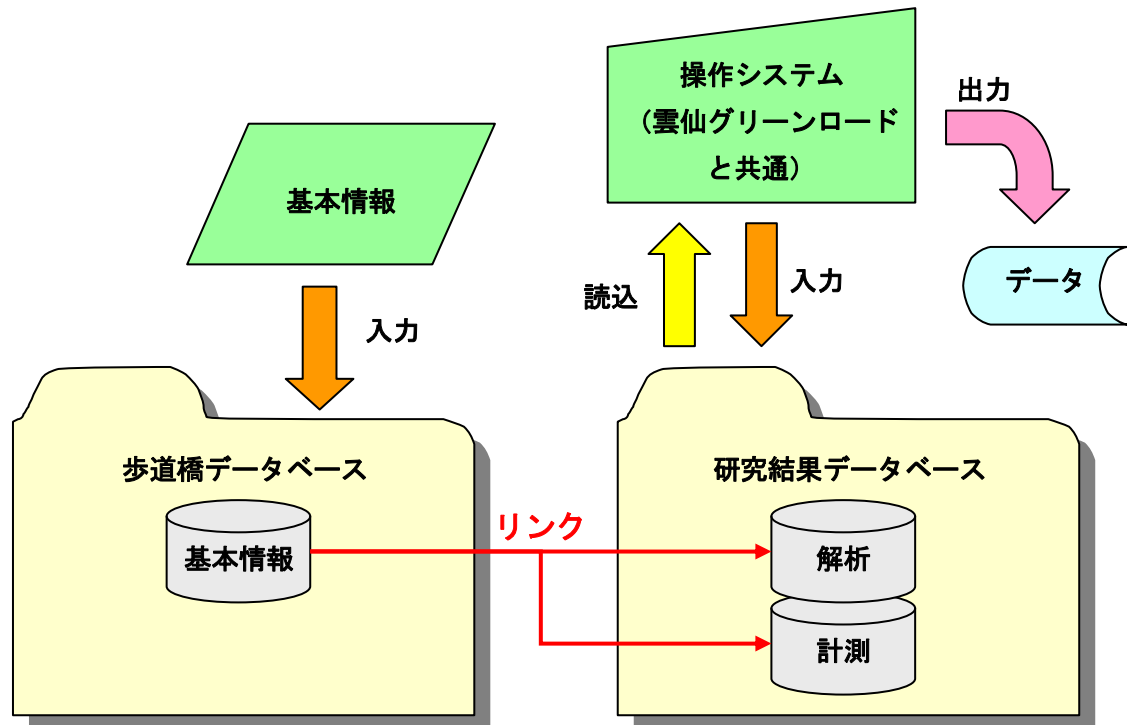


図-13. 2. 4 歩道橋用のシステムとのリンク概念図

### 13. 3 追加システム

#### 13. 3. 1 概要

追加システムでは、解析と計測について、その概要と保管先をデータベースに登録する。

#### 13. 3. 2 使用ソフト

本データベースは、以下の汎用データベースアプリケーションを使用する。

マイクロソフト：アクセス 2002

#### 13. 3. 3 解析・計測の概要記録

本研究で行った解析や計測の記録を検索しやすくするために、その概要をデータベースに登録する。主な項目は以下の通りである。

- ・ 解析、計測などの検討種別
- ・ 解析内容、計測内容
- ・ 解析日、計測日
- ・ 使用ソフト、バージョン
- ・ 解析者、計測者
- ・ 結果概要

### 13. 3. 4 データ保管先の記録

各々の解析・計測データは、橋梁・実施内容・実施日等の単位で同一のフォルダに保管することとし、データベースには保管先フォルダとファイル名を登録する。

橋梁を選択

データファイル情報入力  
登録内容の確認・修正・  
閲覧

「フォルダを開く」を  
クリック

データ保管先フォルダの表示

解析ソフトの起動

計測結果の表示

図-13. 3. 1 追加システムの操作画面



#### 13. 4 データシステムの運用と今後の展開

本研究におけるデータベース構築の特色は、研究として行った解析や計測を保管することで、今後の研究や維持管理に役立てようとするところにある。

この試みは、従来のデータベースで主流であった情報検索を主眼とするものとは、やや趣を異にしている。多岐にわたる膨大な項目を有するデータベースとしての効率性を追求する場合、テーブル構造やリレーションが複雑になりすぎ、運用面において支障を来すシステムとなる可能性は否めない。本研究で扱った解析や計測のデータは、通常のデータベースで扱われているような画一的な項目は少なく、これらを網羅するシステムを構築しても、開発に要する労力が多大となるにもかかわらず、逆に将来の有効利用に資する可能性が低くなることが懸念された。

そこで、画一的な整理・統合が困難な解析・計測データ自身のデータベース化は行わず、これら研究の概要と保管場所をデータベース化することとした。

この方法によるデータ保管・管理は新しいものではないが、保管データに次のような特徴がある場合には有効である。

- ・ 一つのデータ容量が大きい
- ・ 統一した分類が困難なデータ群
- ・ 紙情報のスキヤニングデータ

これらの特徴を有するデータ群の整理・保管方法として今後も利用拡大が期待される。本研究で試作したデータベースは、上記の特徴を有しており、このような情報管理の上では有効かつ有用なデータベースである。

最後に、本研究で蓄積されたこれらのデータの有効な利用方法や必要な項目等について、運用の中で検討・改善しながらの継続的な研究が望まれる。今回扱った橋梁のみならず、類似構造物への応用も含めて、本データベースシステムが有効に活用されることを期待する。

#### 〈参考文献〉

- [1] (社)プレストレストコンクリート技術協会：コンクリート構造診断技術，pp.118，2009

(山根 誠一)



#### 14. おわりに

「一平面上にない 4 つの点を結んだ閉線分上のセッケン膜は等張力曲面を構成する。」この等張力曲面を測定しようと三次元計測の研究を始めました。三次元形状計測装置は、長崎大学工学部の石松隆和教授（機械システム工学科）と森山雅雄准教授（情報システム工学科）のご指導の下自主開発しました。当時、4 年生から修士課程に進学した学生に、タービンプレードの形状を計測し、そのデータを FEM に取り入れ固有値解析するようにと課したところ、わずか 3 週間で結果を出しました。タービンプレードの振動解析の研究は、築地恒夫先生（長崎大学名誉教授）の大学院生の 3 年がかりの修士論文のテーマでした。そのことがあって以来、研究室のコンピュータを大容量化するとともに、汎用 FE コードを使用した研究に方向が変えてきました。また、この三次元計測装置を用いて、新旧コンクリートの打継ぎ目の付着特性の研究にも応用しました。思わぬところに道が開けてくることを実感しました。

築地先生の研究室ではレーザーホログラフィ装置を用いて振動モード解析がなされていました。築地先生のご退職後、レーザーホログラフィ装置を引き継ぎましたが、正直もうやることはないかなと思っていました。事実、三菱重工研究所のホログラフィ装置もその頃処分されています。レーザーホログラフィ干渉計測は、コンピュータ上での FEM が出現する前に、振動モードを計測する装置として普及していました。ホログラフィ装置による時間平均法を用いて振動モードはきれいに計測できますが、暗室での写真撮影、現像作業、再生像撮影等、時間と手間がかかる計測法です。なんとか実時間でできないものかと調べていくうちに、スペックル干渉計測で同じような計測ができることがわかりました。これをきっかけとして光学的計測法の研究に推移していきました。

このような研究を続けている中、5 年ほど前に佐賀大学の伊藤幸広先生と相談し、光学的計測法の研究をみんなでやれば 2~3 年でできるかもしれないということで、平成 16 年度（2004）に日本コンクリート工学協会九州支部に「コンクリートの硬化・劣化過程の非接触全視野ひずみ計測に関する研究専門委員会」を立ち上げました。そのときのメンバーを主要メンバーとして、平成 17~18 年度（2005-2006）および平成 19~20 年度（2007-2008）に科学研究費補助金基盤研究(B)(2)（研究代表者：松田浩）に申請し採択されました。これによりデジタル画像相関法による計測機を製作し、各委員が実施している研究に応用し、有効性や有用性を確認していただきました。

また、平成 17 年 12 月に日本実験力学会の光学的手法分科会（部会長：豊岡了埼玉大学教授）で議論されている各種光学的手法の基本原則と、それらのコンクリート構造物や鋼構造物への適用可能性についてのジョイントセミナーを開催しました。そこでは、建設構造物は現場で施工・検査・補修を行うために、ロバストな計測がどこまで可能か、将来性はどうかについて、企業研究者を含む経験豊富な方々に話題を提供していただきました。豊岡了先生との出会いは光学的計測法を建設工学分野へ適用するための理論的裏づけの支えとなり、現在もご助言とご指導をいただいています。

平成 20 年度に建設技術研究助成に応募申請し採択され、ますます研究会のメンバーと打合せを行う機会が多くなりました。真夏の暑い日の炎天下での計測実験、冬の凍えるような寒波の日の計測実験、研究会の委員のみなさまの熱い情熱には頭が下がります。研究開発に際しては、多くの改善点が生じてくるとともに、新しい発見もありました。今後ますます発展していく可能性が大いにあります。

序論にも記載しましたように、我が国は、高度経済成長期に大量の鋼やコンクリートを使用して

膨大な数のインフラ構造物を建設してきましたが、人々の暮らしはこれらの鋼やコンクリートで造られたインフラなしには一日たりと成立しません。“コンクリートから人へ”がキャッチコピーとして政治的に使用されたり、また、マスメディアによる昨今の公共事業批判は収まる気配を見せず、公共事業不要とまで言われています。しかし、私たちは、そのような中でも、「膨大な数の“インフラ構造物の維持管理し、持続可能な社会を構築していかなければならない」というミッションとパッションを抱きつつ、開発研究のアクションを実施してきました。

最後に、本研究会の活動に際しては、国土交通省の建設技術研究助成制度の研究費支援は言うまでもなく、多くの方々からのご協力とご支援を賜りました。特に、外部評価委員として、出光隆先生（九州工業大学名誉教授）、岩屋信一郎氏（国土交通省九州地方整備局九州技術事務所長）、上半文昭氏（（財）鉄道総合研究所鉄道力学研究部構造力学研究室・主任研究員）、谷倉泉氏（（社）日本建設機械会協会、施工技術総合研究所研究第二部・部長）、福永靖男氏（西日本高速道路(株)保全サービス事業部改良グループ長）にはご多用の中、委員会に出席していただき、多くのご助言とご指導を仰ぎました。ここに記して感謝申し上げます。

本研究の今回の研究成果がさらに発展し、インフラ構造物の長寿命化の技術に有効に利用されていくことを祈念しますとともに、インフラ構造物の長寿命化の仕事に携わる誇りと使命と情熱をいつも思い浮かべるように、末尾に「評伝 山に向かいて目を挙ぐ―廣井勇の生涯―」に記載されている言葉を引用して、感謝の意を申し上げます。

**若し工学が唯に人生を繁雑にするのみのものならば何の意味もない事である。是によつて数日を要する所を数時間の距離に短縮し、一日の労役を一時間に止め、人をして静かに人生を思惟せしめ、反省せしめ、神に帰るの余裕を与えないものならば、吾等の工学は全く意味を見出すことはできない。**

**廣井 勇（札幌農学校、東京帝大教授、6代土木学会会長）**

（松田 浩）





## 長崎大学工学部 インフラ長寿命化センター

〒852-8521 長崎市文教町 1-1-4  
TEL:095-819-2880 FAX:095-819-2879  
<http://ilem.eng.nagasaki-u.ac.jp>