

3. 建設分野における光学的全視野計測を用いた実験・研究

3. 1 コンクリート材料試験の計測・解析

3.1.1 はじめに

材料のひずみを測定する方法の代表的な方式として、ひずみゲージを用いる方法がある。ひずみゲージは比較的小型で軽量であり、測定対象の変形挙動にほとんど影響を与えないため、これまで多くの実績を有している。しかしながら、微小な電気抵抗を捉えているため、水分に弱いこと、長期に渡る計測には不向きであること、ゲージ貼付位置の値しか測定できないこと等の欠点を有する[1]。また、コンクリートはセメント・細骨材・粗骨材から成る複合材料であり、コンクリート表面に貼付するひずみゲージの検長は、一般的に粗骨材の最大寸法の 2～3 倍以上とされており、測定される値は検長の区間内における平均的な値であり、局所的なひずみあるいは応力の状態を知るには精度の面で不十分であると言える。

光学的手法により全視野的にひずみを測定することにより、実構造物の非破壊検査の精度向上や作業の簡略化、材料試験の効率化につながると考えられる。本節では、光学的手法のうち、デジタル画像関連法を取り上げ、モルタルの強度試験時におけるひずみ測定に適用し、ひずみゲージによる測定結果と比較・考察した結果について示す。

3.1.2 供試体

(1) 使用材料および配合

本実験では、セメント硬化体へのデジタル画像関連法の適用性についての基礎的データ収集を目的とした。そのため、モルタル供試体を用い、粗骨材による影響を取り除いた実験を実施した。

セメントには普通ポルトランドセメント（密度 3.16g/cm³、比表面積 3250cm²/g）を、細骨材には海砂（表乾密度 2.55g/cm³、吸水率 1.52%）を使用した。

モルタルの配合は水セメント比 W/C=50%と W/C=35%の 2 種類とし、フローが 210±10mm となるよう試し練りを行い、単位量を決定した。

(2) 供試体

供試体の一覧を表-3.1.1 に示す。本実験では、測定面を平面とするため、供試体は全て角柱とした。10×10×40cm 角柱を作製し、そのままあるいは所定のサイズにカットして使用した。打設後 24 時間で脱型し、材齢 7 日まで 20℃水中養生を行い、その後、20℃、60%R.H.の恒温恒湿室内にて養生を行った。強度試験は材齢 28 日以降に行った。

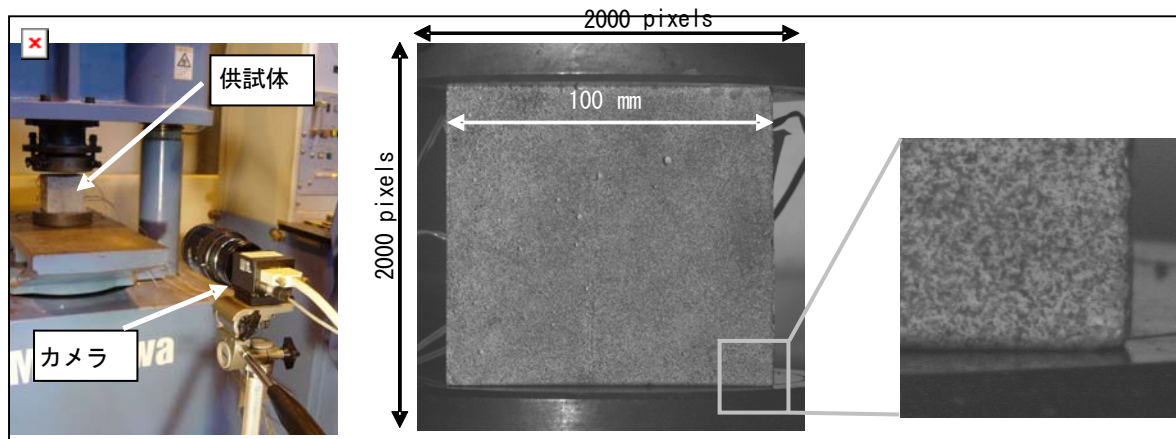
表-3.1.1 供試体一覧

No.	水セメント比 W/C (%)	寸法	測定面 (縦×横)
1	50	10×10×10cm	10×10cm
2		10×10×20cm	20×10cm
3		10×10×40cm	40×10cm
4	35	10×10×10cm	10×10cm
5		10×10×20cm	20×10cm
6		10×10×40cm	40×10cm

画像関連法におけるパターン認識を容易にするため、強度試験前に、供試体の測定対象となる面につや消しタイプの黒色スプレーを噴霧し、斑点状に着色を行った。また、着色した面と隣り合う側面には、従来のひずみゲージによる測定結果との比較を行うため、鉛直方向および水平方向にひずみゲージ（検長 30mm）を貼り付けた。

3.1.3 測定方法

測定には、CMOS カメラ（2000×2000 画素）、一眼レフカメラ用レンズ、三脚、パソコン等か



写真－3.1.1 測定状況

写真－3.1.2 撮影画像

ら成る測定システム一式を用いた。また、照明には市販のハロゲンランプを用いた。

測定状況を写真－3.1.1 に示す。耐圧試験機に供試体をセットし、その前に CCD カメラを設置した。各荷重段階においてひずみゲージの値を測定すると同時に、供試体表面（測定面）の画像を撮影し、撮影画像のファイルをパソコンに保存した。レンズのズームは最もテレ側とし、供試体全体が画面内に入るよう、供試体と CMOS カメラとの距離を調節した。撮影画像の一例を、写真－3.1.2 に示す。

3.1.4 解析方法

圧縮試験終了後、専用ソフトを用いて解析を行った。まず、供試体の測定面中央の応力－ひずみ関係を求め、ひずみゲージによる測定結果との比較を行った。次に、各応力段階ごとに、測定面全体のひずみ分布を求めた。なお、画像相関法では、ある点の周囲の画像パターンの変化から変形量を求めるため、供試体の縁部は解析対象外とした。

本実験では、解析範囲の左上隅を原点、水平右方向を x 軸、鉛直下方向を y 軸とし、基長は 200 画素（1 画素＝0.06mm に相当）とし、サブセットの大きさは 15×15 画素とした。また、ひずみ分布は 50 画素間隔で求めた。

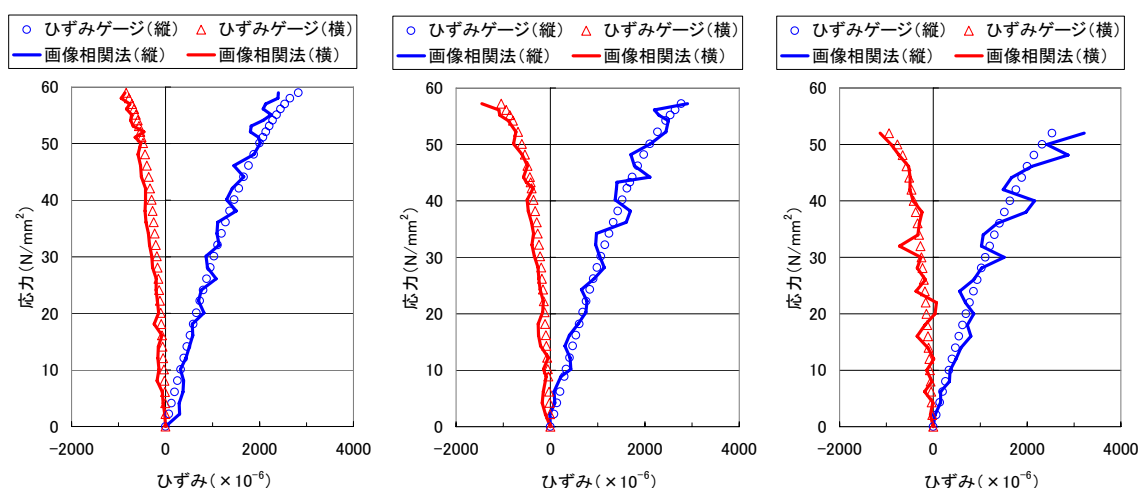
3.1.5 結果および考察

(1) ひずみゲージによる測定値との比較

図－3.1.1 および図－3.1.2 に、 $W/C=50\%$ 、 $W/C=35\%$ の供試体における縦方向（ y 方向）および横方向（ x 方向）の応力－ひずみ関係を示す。図中には、ひずみゲージによる測定結果と画像相関法による解析結果とを併せて示す。

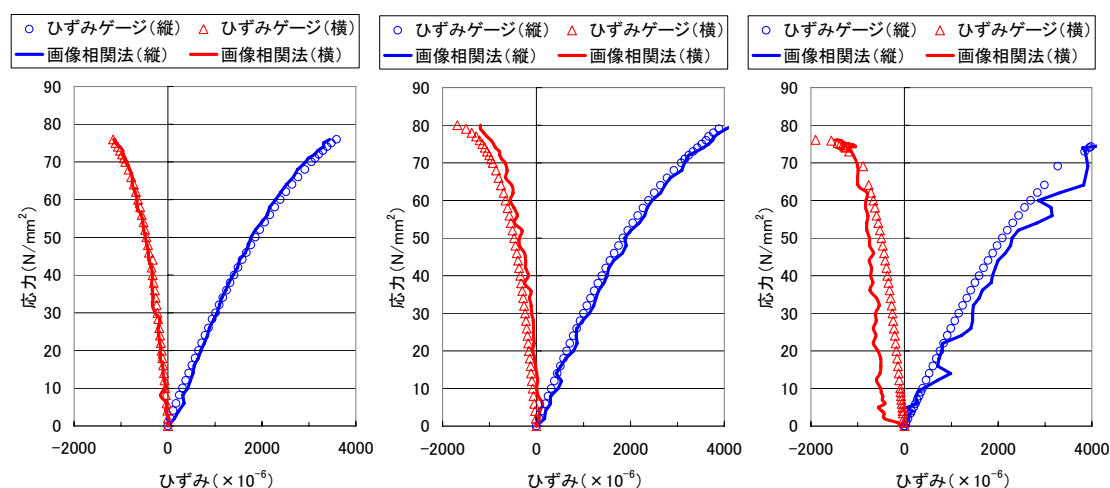
図より、両者は概ね一致しており、画像相関法を用いてモルタルのひずみをある程度の精度で測定できることが明らかとなった。本実験では、供試体全体が撮影範囲内に収まるように撮影範囲を決定したため、高さとの比が大きい $10 \times 10 \times 40\text{cm}$ 供試体では、供試体全体を撮影するため撮影距離を大きくしたことに伴い、解析に有効な画素数が少なくなり、ひずみゲージの測定結果との差が大きくなっている。

なお、画像相関法では、応力－ひずみ関係が大小の変動を繰り返しており、応力－ひずみ曲線



(a) 10×10×10cm 供試体 (b) 10×10×20cm 供試体 (c) 10×10×40cm 供試体

図-3.1.1 応力-ひずみ関係 (W/C=50%) (圧縮；正、引張；負)



(a) 10×10×10cm 供試体 (b) 10×10×20cm 供試体 (c) 10×10×40cm 供試体

図-3.1.2 応力-ひずみ関係 (W/C=35%) (圧縮；正、引張；負)

に凹凸が認められる。この原因については、本実験の範囲内では、明らかにすることができなかったため、今後の課題である。

(2) 各応力段階のひずみ分布について

図-3.1.3 および図-3.1.4 に、10×10×20cm 供試体の各応力段階における縦ひずみおよび横ひずみの解析結果 (50 画素間隔) を、コンター図で表した結果を示す。図より、場所によりひずみの値が異なり、特に、応力レベルが高くなると、ひずみ分布が縞状になって現れる現象が顕著に認められる。

また、各解析点におけるひずみの値をヒストグラムとして表したのが、図-3.1.5 および図-3.1.6 である。度数分布はほぼ左右対称の山型となっていることが分かる。荷重レベルが低い段階ではばらつきは小さいが、荷重レベルが高くなるとばらつきが大きくなること、水セメント比の小さい 35%の方が、分布の幅が大きくなることが明らかとなった。

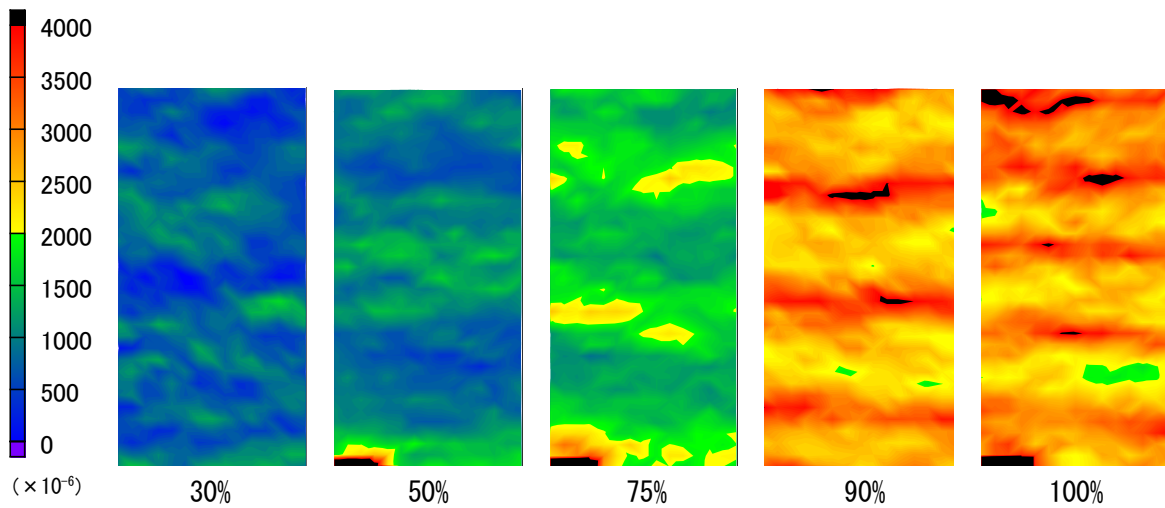


図-3.1.3 $W/C=50\%$ ・ $10 \times 10 \times 20 \text{ cm}$ 供試体 縦ひずみ分布（%は圧縮強度に対する応力比）

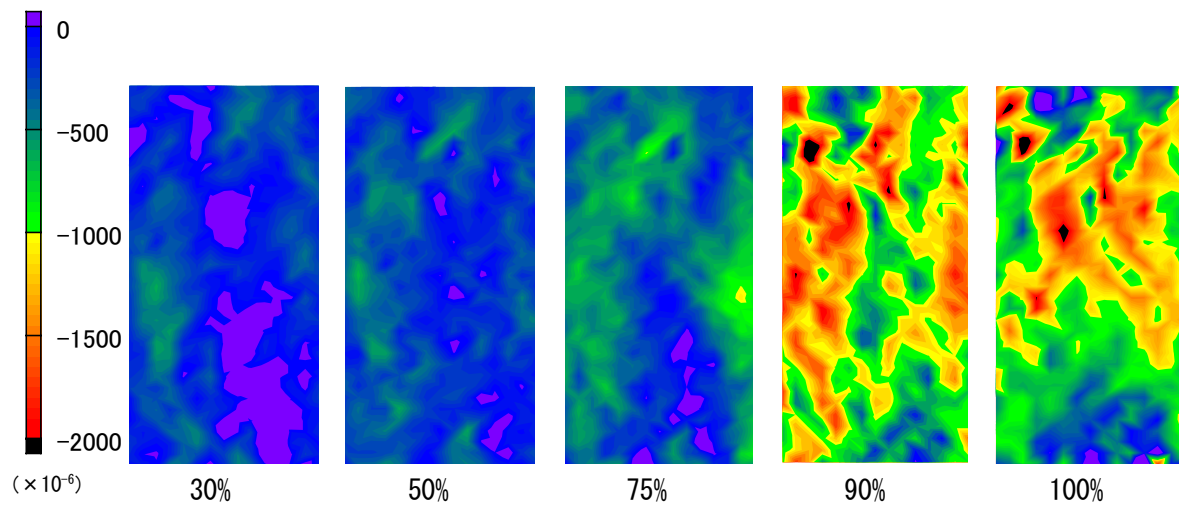


図-3.1.4 $W/C=50\%$ ・ $10 \times 10 \times 20 \text{ cm}$ 供試体 横ひずみ分布（%は圧縮強度に対する応力比）

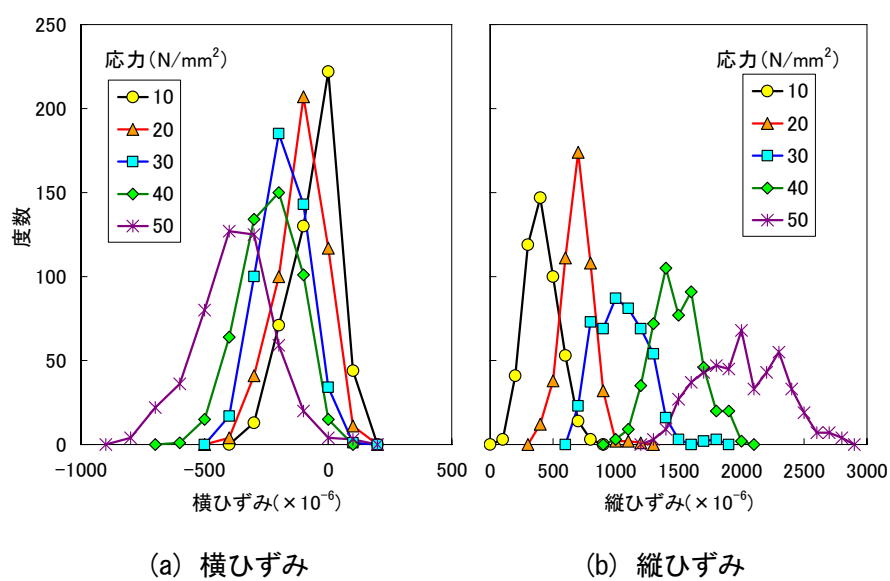
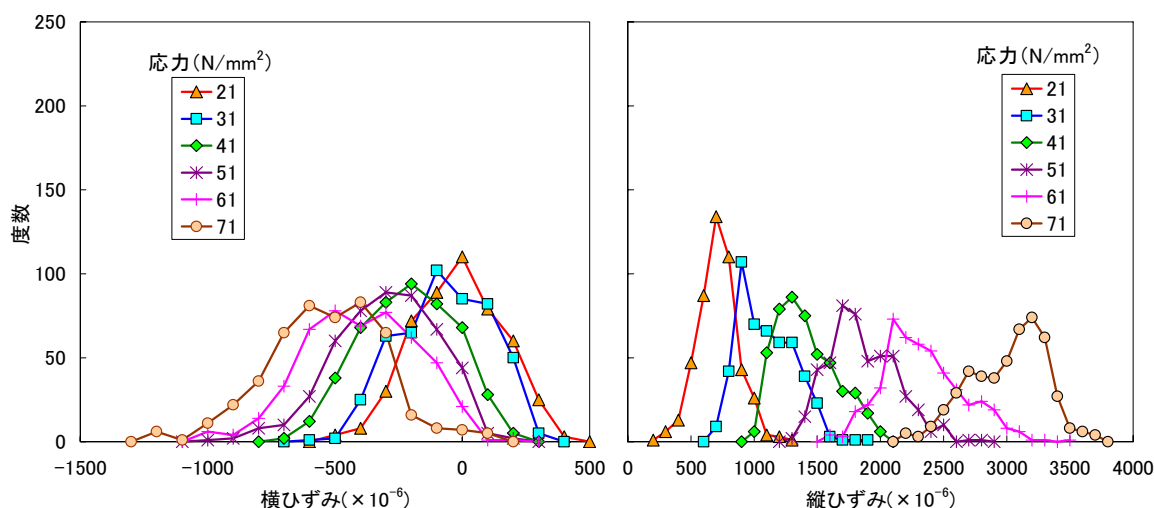


図-3.1.5 ひずみ解析値のヒストグラム ($W/C=50\%$) (圧縮；正、引張；負)



(a) 横ひずみ

(b) 縦ひずみ

図-3.1.6 ひずみ解析値のヒストグラム (W/C=35%) (圧縮；正、引張；負)

さらに、図-3.1.4を見ると、供試体の上端および下端で縦ひずみの値が小さくなっていることが分かる。これは、図-3.1.7に示すように、通常の圧縮強度試験では、加圧板により供試体の上端および下端の横方向の変形が拘束され、供試体が樽状に変形することによるものと考えられる。このように局部的なひずみを捉えることは、ひずみゲージを用いた計測法では困難であったが、デジタル画像相関法では、容易に行うことができることが明らかとなった。

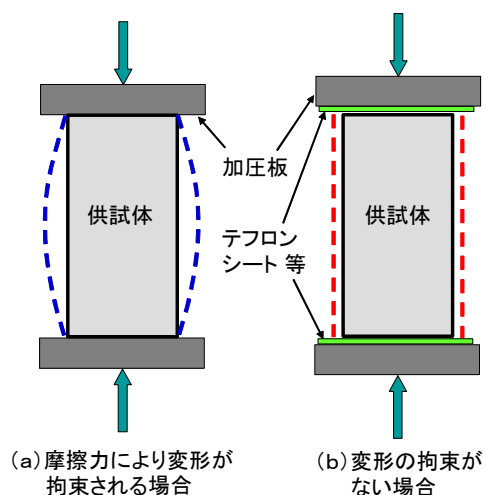


図-3.1.7 载荷方法による変形の差異

3.1.6 まとめおよび今後の課題

本実験では、光学的計測手法のうち画像相関法を用い、モルタル供試体の圧縮载荷試験時におけるひずみの解析を行った。その結果、ひずみゲージで測定したひずみの値と概ね一致すること、供試体端部の局所的なひずみ分布を測定可能であること等が明らかとなった。

しかし、本実験は室内試験における限られた条件で行ったものであり、実構造物への適用については、測定対象範囲の設定、測定環境条件（照明など）、測定精度、曲面への適用性などについて明らかにすべき点が多く残されていると考えられる。また、粗骨材の影響や応力-ひずみ関係に凹凸が生じる原因の解明、ひずみ分布に縞模様が生じる現象の解明については、今後の課題である。

<参考文献>

- [1] 藤田数正・末吉良敏・松下博通：計測機器の現状と展望、コンクリート工学、Vol.44、No.5、pp.13 - 17、2006

3. 2 RCはり部材のせん断破壊試験の計測

3. 2. 1 目的

コンクリートの軽量化を行うことは、構造物の小断面化、施工の簡略化から省資源・省エネルギーに結びつき、CO₂排出量の減少にもつながる[1]、[2]。その改善策として超軽量コンクリートの適用が検討されている。本研究では、軽量 2 種の中で比重 1.5 程度のものを超軽量コンクリートとして位置付けている。

超軽量コンクリートは粗骨材、細骨材ともに人工軽量骨材を用いたコンクリートで、普通コンクリートに比べ約 3 割の軽量化が可能である[3]。しかし、骨材自体の強度が小さいため、引張強度、せん断強度が普通コンクリートの 7 割程度に低下する。その補強方法として、短繊維を混入する方法がある[4]。コンクリート中に短繊維が混入されていると、短繊維により架橋効果が生じる。その架橋効果が耐力に及ぼす影響を考察するための基礎的検討として、RC はりの載荷試験[5]と並行してデジタル画像相関法による全視野ひずみ計測を行い、本計測法の適用性について検討した。

3. 2. 2 計測概要および試験体

計測箇所は図-3.2.1 に示すように載荷点から 100mm 支点側に離れた箇所を中心とする約 100mm 四方である。本計測では斜めひび割れを計測可能にするため、カメラを 2 台使用して写真-3.2.1 に示すように縦に並べて設置した。また、計測精度を確認するため、計測面の裏側にひずみゲージを水平方向、鉛直方向、45 度方向に貼付した。図-3.2.2 にひずみゲージの貼付位置を示す。試験体は普通コンクリートはり (N-08)、超軽量コンクリートはり (SL-08) の各 2 体である。

3. 2. 3 計測結果

図-3.2.3～図-3.2.6 に、ゲージ貼付位置の荷重-ひずみ関係を示す。最大主ひずみ ε_{\max} 、最小主ひずみ ε_{\min} は、C1X、C1Y、C1Z のひずみをそれぞれ ε_1 、 ε_2 、 ε_3 とすると式 (1) となる。

$$\varepsilon_{\max} = \frac{1}{2} \left[\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \sqrt{2 \{ (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 \}} \right] \quad (1)$$

$$\varepsilon_{\min} = \frac{1}{2} \left[\varepsilon_1 + \varepsilon_2 - \sqrt{2 \{ (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 \}} \right]$$

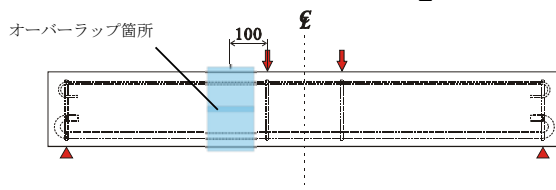


図-3.2.1 計測箇所

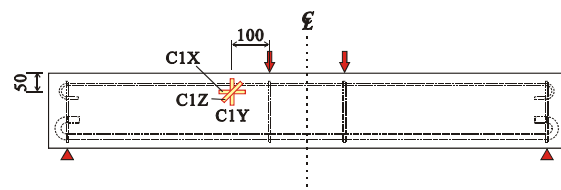


図-3.2.2 ひずみゲージ貼付位置

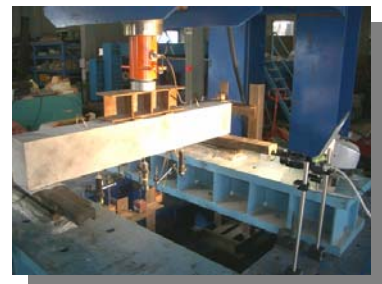
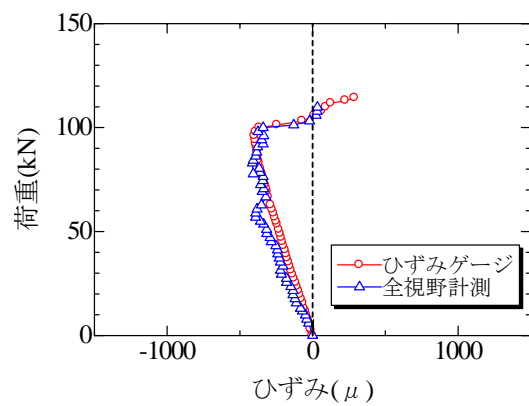
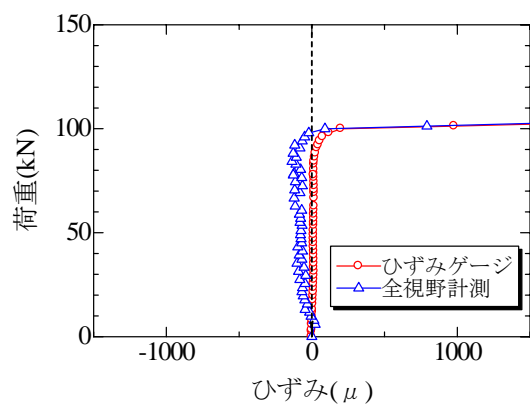


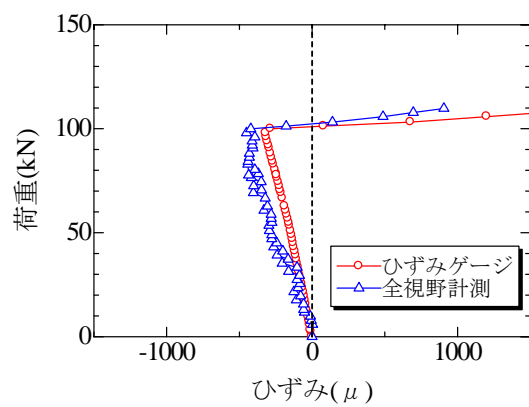
写真-3.2.1 計測状況



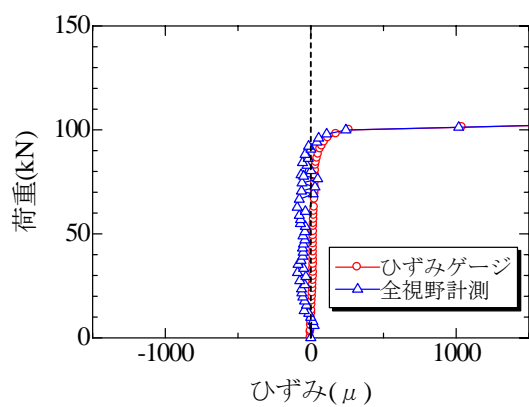
(a) C1X



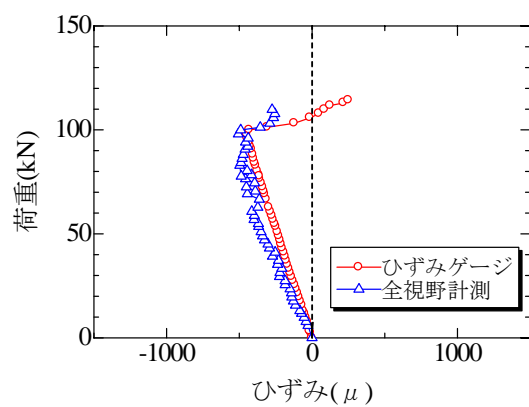
(b) C1Y



(c) C1Z

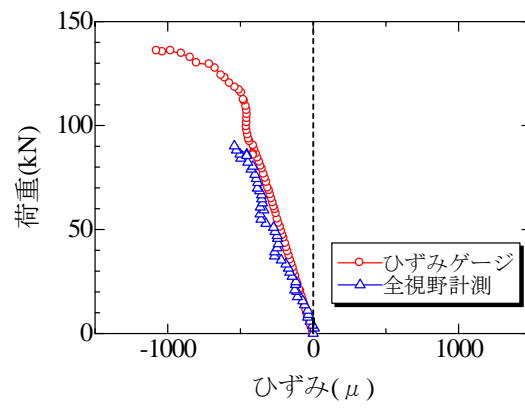


(d) 最大主ひずみ

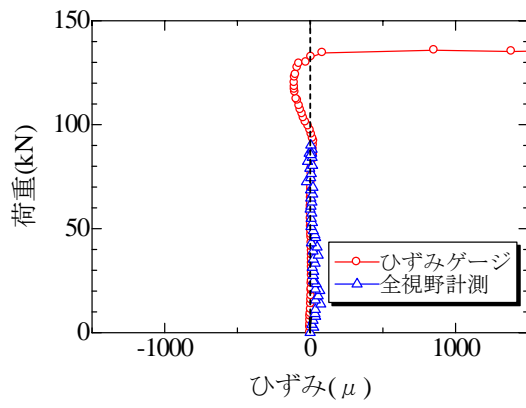


(e) 最小主ひずみ

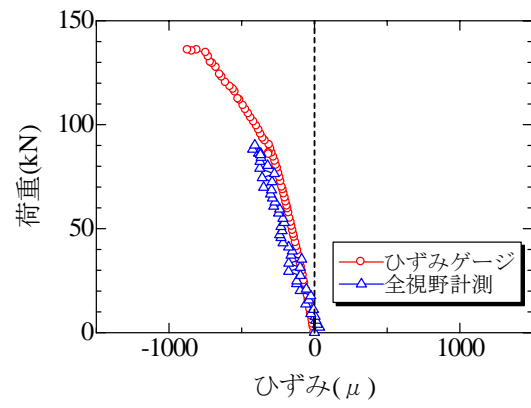
図-3.2.3 N-08A



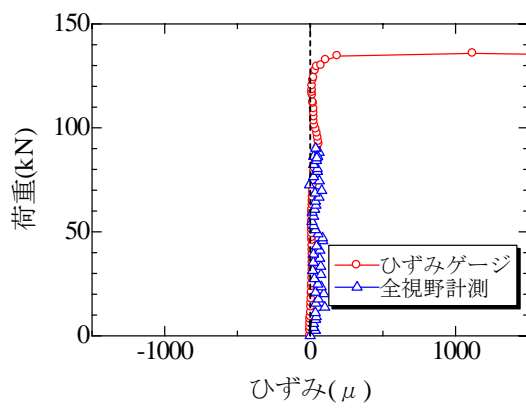
(a) C1X



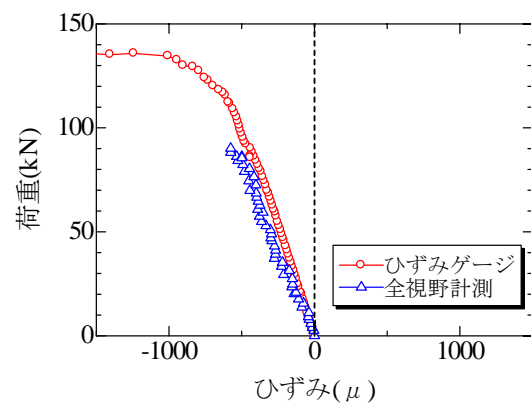
(b) C1Y



(c) C1Z

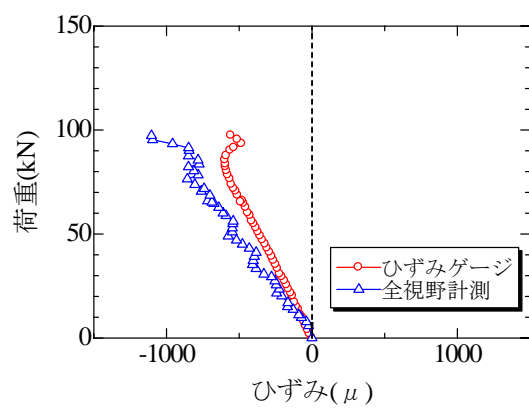


(d) 最大主ひずみ

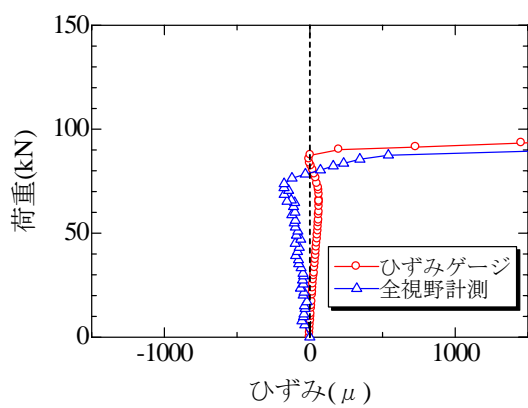


(e) 最小主ひずみ

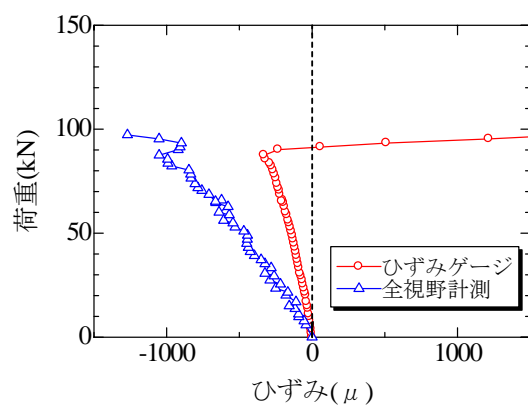
図-3.2.4 N-08B



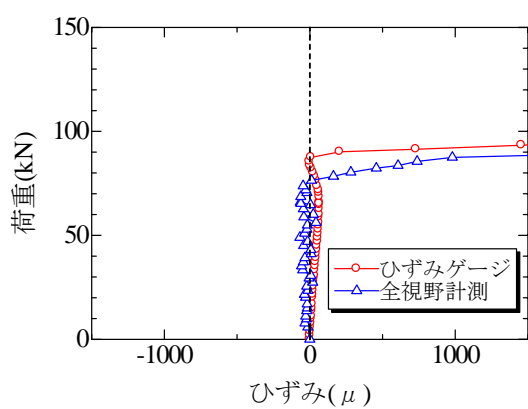
(a) C1X



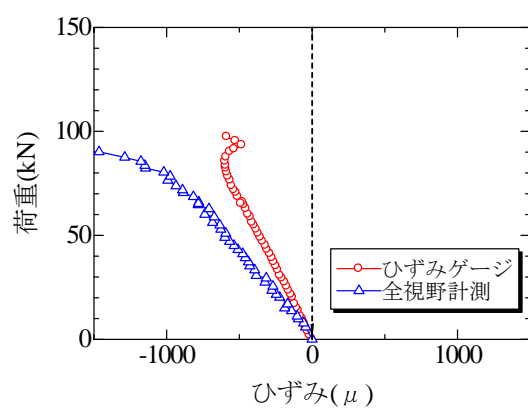
(b) C1Y



(c) C1Z

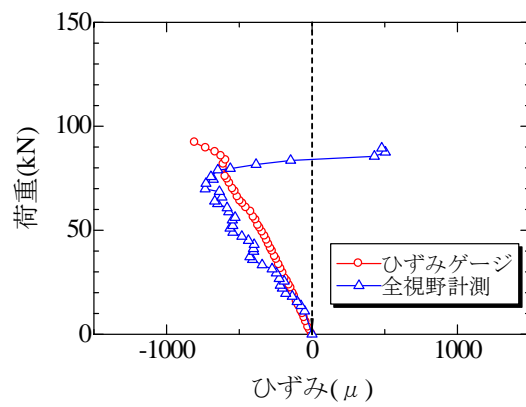


(d) 最大主ひずみ

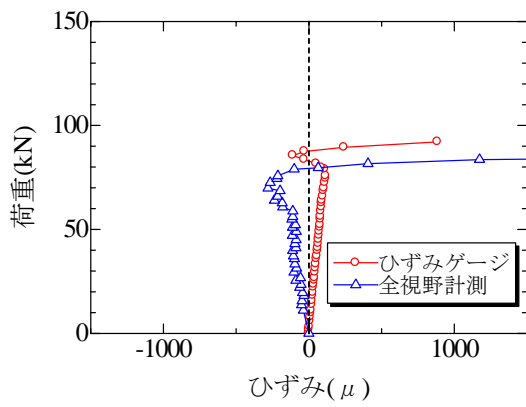


(e) 最小主ひずみ

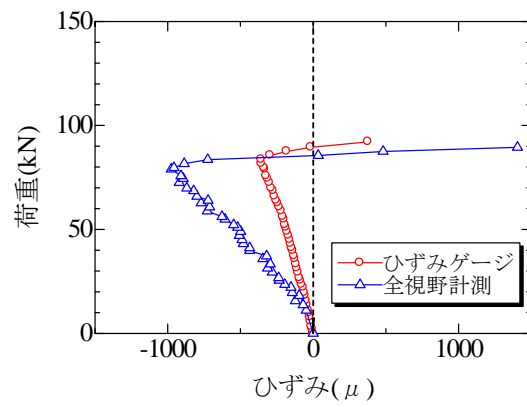
図-3.2.5 SL-08A



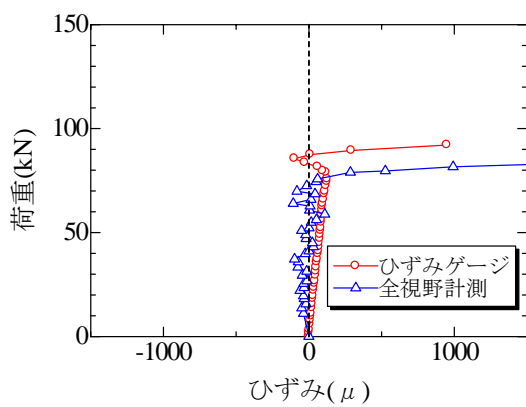
(a) C1X



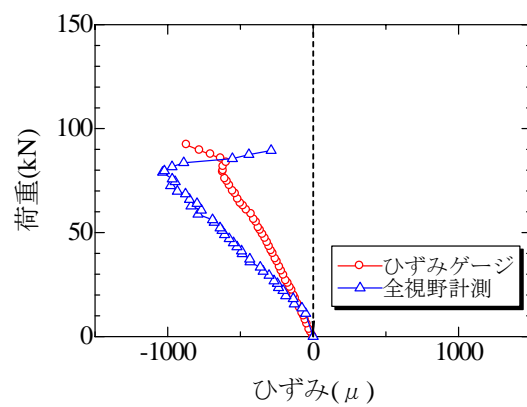
(b) C1Y



(c) C1Z



(d) 最大主ひずみ



(e) 最小主ひずみ

図-3.2.6 SL-08B

3.2.4 考察および課題

本計測手法とひずみゲージ値とは多少ばらつきがあるものの、概ね一致していることが確認される。このことより、100mm×100mm の範囲ならば、コンクリートはりの変形挙動の測定が可能であると考えられる。

今回は、本計測手法の適用性の基礎的検討を行ったが、今後この手法を用いるにあたり、以下の項目について究明すべきである。

- ・ 本計測手法とひずみゲージ値との剛性（傾き）のずれ
- ・ ひび割れ発生点近傍の計測精度
- ・ 本計測手法による計測値のばらつき

<参考文献>

- [1] 港湾空港技術研究所資料：短繊維混入によるコンクリート構造物の力学性能改善効果の定量評価、No.1071、2004
- [2] 伊藤始・横田弘・岩波光保：短繊維補強コンクリートの港湾構造物への適用性評価に関する研究、港湾空港技術研究所報告、第44巻、第3号、2005
- [3] 土木学会：コンクリート標準示方書（構造性能照査編）、2002
- [4] 土木学会：鋼繊維補強コンクリートの設計施工指針（案）、コンクリートライブラリー50、1983
- [5] 山口浩平・日野伸一・福井圭太・合田寛基：短繊維補強された超軽量コンクリートを用いた RC はりのせん断耐力評価、コンクリート工学年次論文集、Vol.28、CD-ROM、2006

（山口 浩平）

3. 3 スペックル干渉法による RC はりの全視野計測

3. 3. 1 セン断スパン有効高さ比の異なる RC はりの曲げ試験[1]

(1) 試験概要

本研究では、セメント、骨材、鉄筋とで構成される複合材料である鉄筋コンクリートはりに対する電子スペックルパターン干渉法（Electric Speckle Pattern Interferometry：ESPI）による全視野ひずみ計測の有効性を確認することを第一目的としている。そのため、せん断スパン有効高さ比 a/d によりひび割れ発生・進展状況が明確に異なる RC はりの曲げ試験を採用した。

図-3.3.1 に示す RC はり試験体を用いて、せん断スパン有効高さ比 a/d を 0.5～4 の範囲で変化させ、二点荷重による曲げ試験を行うことにより、せん断スパン有効高さ比によるひび割れ発生及び破壊形態について検討した。有効高さ $d=37\text{mm}$ を一定として、支点から荷重点までの距離 a を変化させることでせん断スパン有効高さ比 a/d を変化させた。試験体にはモルタルを使用し、セメント：水：細骨材の重量比は 1：0.5：2 とした。鉄筋は D6 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、試験体はスターラップ等が配置されていないせん断補強筋のない RC はりである。

せん断スパン有効高さ比 a/d を変化させた試験体の荷重条件、寸法、材料強度および破壊形態を表-3.3.1 に示す。試験体はそれぞれ 3 体ずつ製作した。なお、 $a/d=1, 2, 3, 4$ と $a/d=0.5, 1.5, 2.5, 3.5$ は同一配合であるが、打設製作日が異なり、材料強度が異なるため表-3.3.1 のように表記した。また、荷重試験中は ESPI 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。なお、本実験では、スパン中央の変位を変位計で測定した。荷重試験後、ESPI により得られた変位・ひずみ分布を用いて、RC はり部材の曲げ・せん断ひび割れの発生・進展の可視化、断面のひずみ分布などについて検討した。

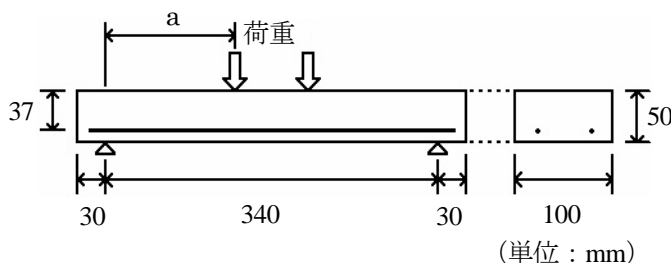


図-3.3.1 試験体寸法

表-3.3.1 試験体の概要および破壊形態

a/d	寸法(mm)		材料強度(MPa)		破壊形態
	d	a	圧縮	引張	
1	37	37	40.1	3.49	せん断圧縮
2		74			せん断圧縮
3		111			斜め引張
4		148			斜め引張
0.5		18.5	48.4	3.78	せん断圧縮
1.5		55.5			せん断圧縮
2.5		92.5			せん断圧縮
3.5		129.5			斜め引張

(2) 試験結果

① ひずみ分布および破壊形態

各試験体の荷重－スパン中央変位曲線を図-3.3.2 に示す。また、せん断圧縮破壊 ($a/d=1$) 試験体と、斜め引張破壊 ($a/d=4$) 試験体のひずみ分布の推移と破壊形態を図-3.3.3 に示す。同図の荷重変位曲線中の①～④の各荷重段階における最大主ひずみ分布とせん断ひずみ分布、および破壊形態図を各々同図 (a)、(b) に示す。破壊形態は $a/d=0.5\sim 2$ ではせん断圧縮破壊、 $a/d=2.5$ ではせん断引張破壊あるいは斜め引張破壊、 $a/d=3\sim 4$ では斜め引張破壊であった。ESPI 計測による全ひずみ分布図より、ひび割れの発生・進展を確認することができた。

斜めひび割れ発生は斜め引張破壊の開始である。しかし、これまで、曲げひび割れ発生や斜めひび割れ発生箇所を正確に特定し、さらに、その後のひび割れ進展過程を、全変位場で、かつ、比較

的簡便な方法で、可視化することはあまり検討されていない。ここで述べたような斜めひび割れの開始や進展の可視化技術が、今後、破壊メカニズムを支配するようなひび割れの不安定伝播現象の計測の基礎となるものと考えられる。

なお、ひずみ分布図におけるひずみ値は1ピクセルにおけるひずみ値である。ひび割れ直上ではレーザ光が反射せず、また、ひび割れ近傍では変形が大きく、干渉縞が生じず、ひずみは求められない。にもかかわらず、同図に示されるように大きなひずみ集中が示されるのは、CCDカメラの空間分解能が低いことと、位相解析での位相接続処理によるものであると考えられ、ひび割れ部のひずみ値は正確な値ではない。ひび割れ箇所のひずみ値を表示しないような処理も考えられるが、これらの図から、ひび割れ部やその近傍においてひずみが局所的に集中している様子を可視化でき、また、実際のひび割れ発生箇所と一致するため、未補正のひずみ分布図を示した。

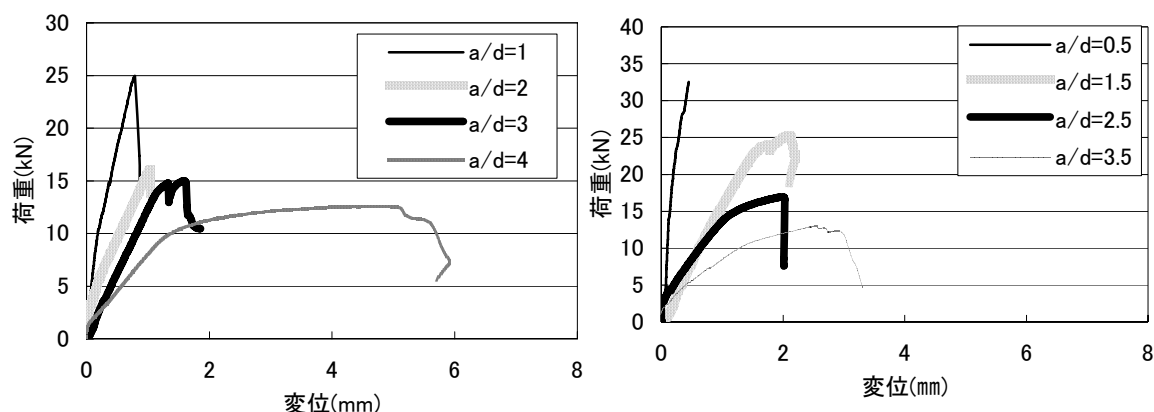


図-3.3.2 荷重－変位曲線

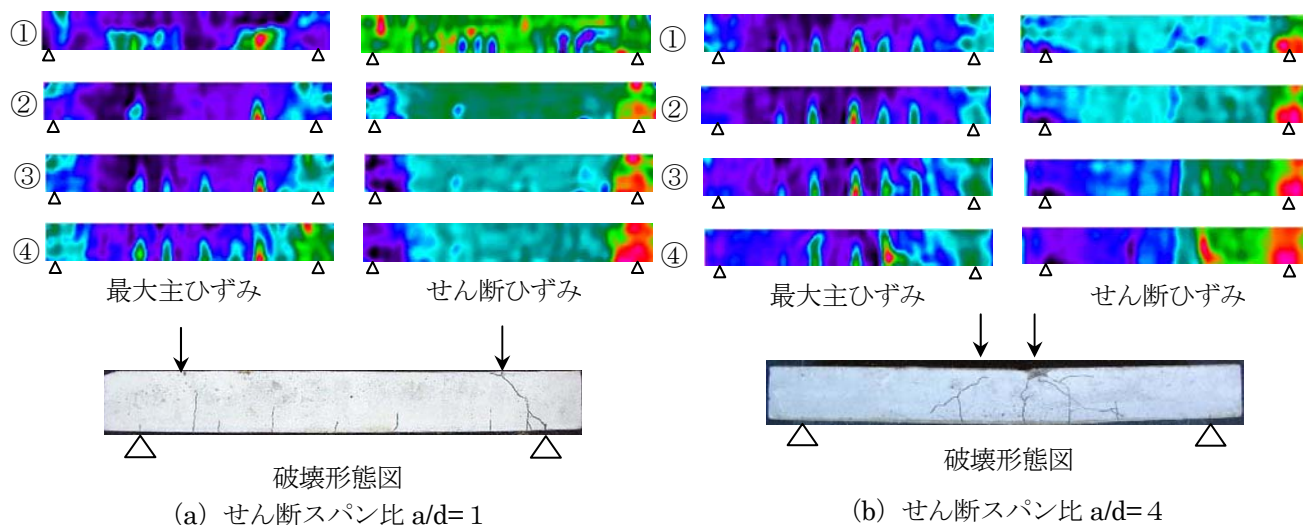
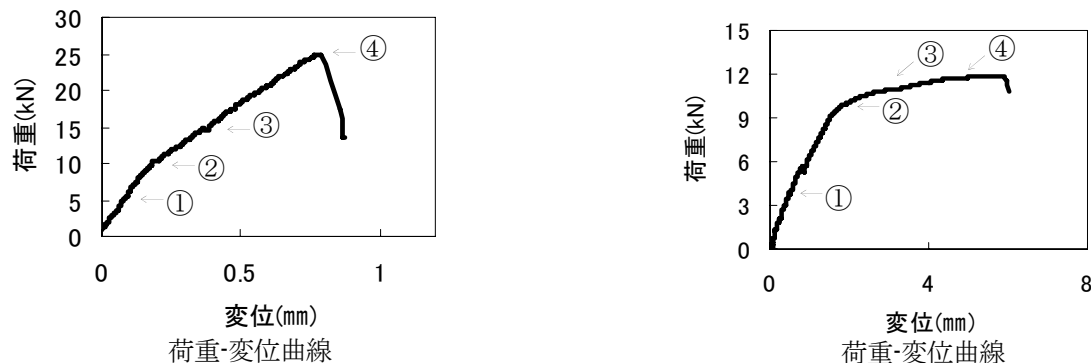


図-3.3.3 各荷重段階でのひずみ分布および破壊形態

② 鉄筋位置におけるコンクリート表面のひずみ

図-3.3.4 に示すように、試験体の鉄筋位置におけるコンクリート表面のスパン長平均ひずみ (I)、ひび割れ部 (II~IV) およびひび割れ無部 (V) の x 方向ひずみ (ゲージ長 15mm の平均ひずみ) の推移について検討した。

図-3.3.5 に鉄筋位置におけるコンクリート表面ひずみの推移を示す。(b) 図のひずみ値は (a) 図の荷重-変位曲線の①~④の荷重値におけるひずみ値を示したものである。同図より、(b) 図の上に示すひび割れ発生箇所で、ひずみ値が局所的に大きくなっている。したがって、各位置でのひび割れ箇所をデジタル情報として特定することが可能となり、ひび割れ図を描画することができる。

図-3.3.6 は図-3.3.4 の I~V 位置の荷重-ひずみ曲線を示す。同図より、ひび割れ部では、ひずみが大きくなり、ひび割れ無部ではひずみは小さくなっている。

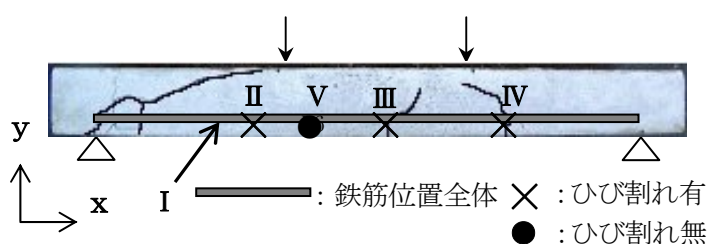
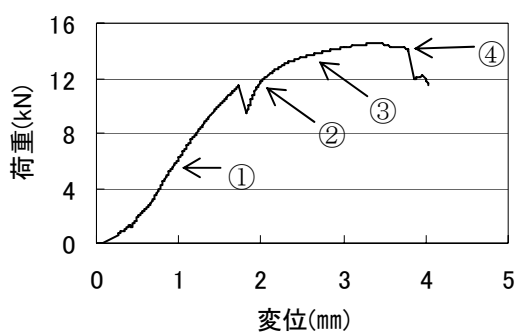
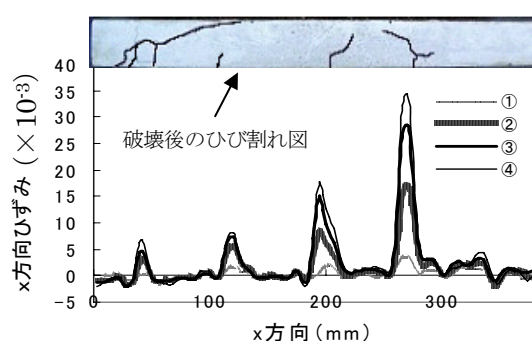


図-3.3.4 計測範囲詳細



(a) 荷重-変位曲線



(b) 鉄筋位置のひずみ値

図-3.3.5 鉄筋位置におけるコンクリート表面ひずみの推移

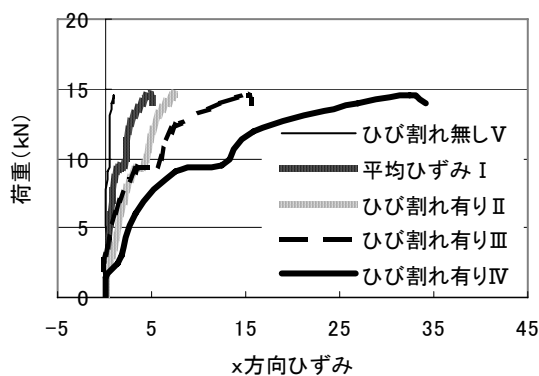


図-3.3.6 荷重-ひずみ曲線

③ 最大ひび割れ間隔

本試験体の最大ひび割れ間隔に関して、計算値と実験値の比較を行った。最大ひび割れ間隔の計算式は式(1)で表される。

$$l = 4c + 0.7(c_s - \phi) \quad (1)$$

ここに、 c はかぶり、 c_s は鋼材中心間隔、 ϕ は鋼材径である。

ひび割れ間隔の比較結果を表-3.3.2 に示す。実験値の最大ひび割れ間隔は図-3.3.5 の結果から得られたものである。計算値と実験値がよく一致していることがわかる。よって ESPI によりひび割れ間隔を算定できることがわかった。本実験では、小さい RC 試験体を用いて曲げ試験を行ったが、最大ひび割れ間隔に関しては、算定式(1)とほぼ同じ結果が得られた。

表-3.3.2 最大ひび割れ間隔の比較

a/d	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
実験値	73	72	69	70	68	78	76	61
計算値	78							

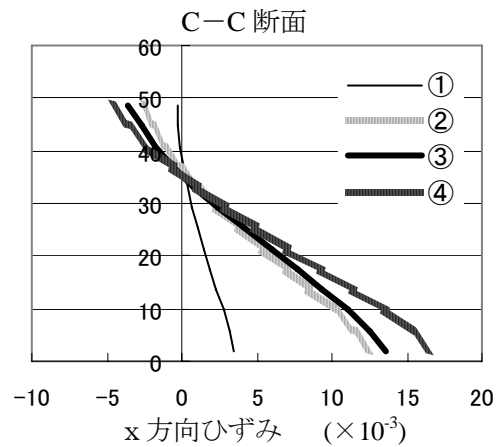
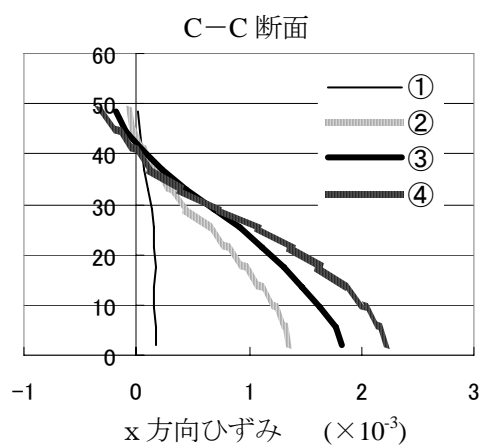
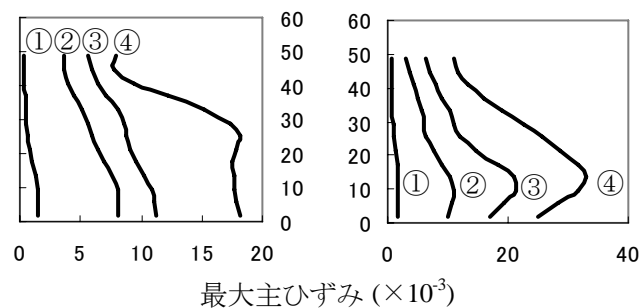
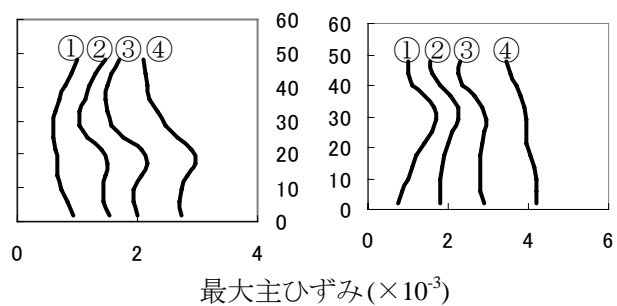
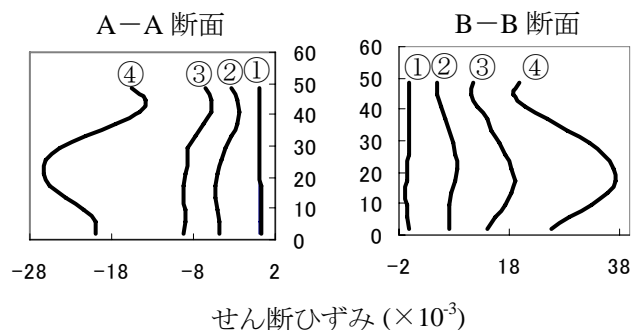
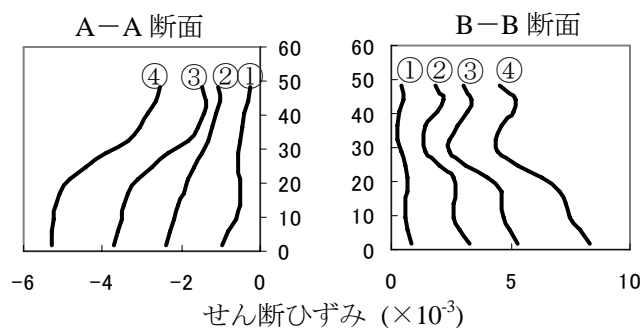
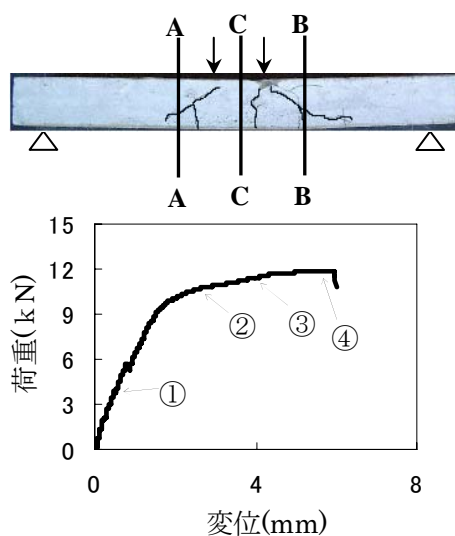
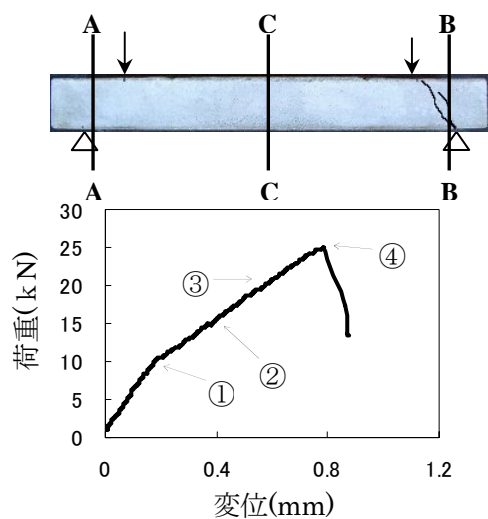
④ 任意断面におけるひずみ値の推移

斜めひび割れの発生について検討するため、RC はりの任意断面におけるひずみ値の変化について調べた。図-3.3.7 (a) (b) に $a/d=1, 4$ 試験体の A-A、B-B 断面におけるせん断ひずみ、最大主ひずみ、および、C-C 断面の x 方向ひずみの推移を示す。

図から、 $a/d=1$ のせん断ひずみ分布は、はじめ断面全体でほぼ一定値であるが、荷重の増加とともに支点部付近のひずみが大きくなっている。また、荷重-変位曲線の変位も小さく、急激に耐力が低下している（荷重-変位曲線図の点④）。したがって、支点部におけるせん断ひずみが許容限界せん断ひずみ値を超えたことにより、せん断破壊となったと考えられる。

一方、 $a/d=4$ のせん断ひずみ分布は、初めは $a/d=1$ 同様に断面全体でほぼ一定である。しかし、荷重が増加するにつれて、A-A 断面、B-B 断面において、下縁から 20mm 付近でせん断ひずみが大きくなっているのがわかる。また、B-B 断面の最大主ひずみは下縁から 15mm 付近で大きくなっている。さらに、ひび割れ図より、B-B 断面でも下縁から 15mm 付近に斜めひび割れが発生していることが確認できる。したがって、最大主ひずみがコンクリートの許容限界引張りひずみ値を超えたことにより、斜め引張りひび割れが生じたものと考えられる。このことは、斜めひび割れが、断面中央位置付近から斜め上下方向に向かって発生するという定説と同じ結果である。

さらに、試験体中央断面の x 方向ひずみを観察すると、下縁から 37~40mm 付近に中立軸が存在していることがわかる。これは RC の中立軸の計算式により求めた値が下縁から 37mm であったため、ほぼ計算式と実験の値が一致していることがわかる。このように、ESPI 計測により、多くのひずみゲージを貼付することなく、中立軸位置も簡単に計測することができる。



(a) せん断スパン比 $a/d=1$

(b) せん断スパン比 $a/d=4$

図-3.3.7 各断面における、最大主ひずみ、せん断ひずみおよび x 方向ひずみの変化

3.3.2 RC はりのひび割れ発生・進展の可視化[2]

(1) はじめに

従来、鉄筋コンクリート(以下 RC と略記)の表面ひずみを計測する際、ひずみゲージを貼付した計測が行われてきた。しかし、ひずみゲージでは、ひび割れ発生後のひずみ値に信頼性がないことや計測範囲が局所的になることなど、ひび割れ追跡には困難である。そもそも、ひずみゲージで計測されるひずみ値は貼付したゲージ長の平均のひずみ値であり、ひび割れ近傍のひずみ値を正確に表しているわけではない。また、計測中にひずみゲージ自体が切れてしまい計測不能となることも多い。

本研究では、RC 曲げ試験体(10×10×40cm)を対象として、せん断スパン比を変化させた曲げ試験を行った。その際、非接触で全視野計測が可能な電子スペックルパターン干渉法(ESPI)を用いて、曲げおよび斜めひび割れの発生・進展の可視化を行った。また、本計測法で得られる全視野変位計測データを用いてひび割れ幅算定法やひび割れ図自動作図法を検討した。

(2) ひび割れ計測

① 試験概要

試験体、計測範囲、および試験体設置状況を図-3.3.8 に、試験体の配合を表-3.3.3 に示す。試験体中央下部にひび割れを誘発させるために切欠きを設け、試験中は、切欠き先端部に取付けたクリップゲージによりひび割れ幅を計測した。また、計測面の裏面には 60mm のひずみゲージを貼付(鉄筋位置)し、ひずみを計測した。さらに、ESPI およびデジタル画像相関法により、コンクリート表面の全視野ひずみ計測を実施した。

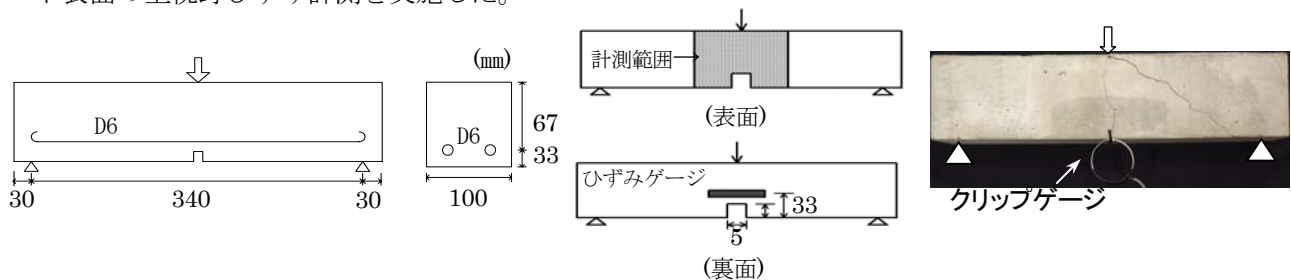


図-3.3.8 試験体概要

表-3.3.3 コンクリート配合表 (kg/m³)

水	セメント	細骨材	粗骨材	AE剤
175	350	748	971	7.00

② 試験結果

a) ESPI 計測による試験結果

クリップゲージによって計測されたひび割れ幅と、ESPI 計測により得られたひび割れ幅との比較、およびひずみゲージと ESPI 計測により得られたひずみとの比較を図-3.3.9 に示す。両者とも破壊前までは一致しており、ESPI の計測精度は、ゲージと同等であることが確認できた。

ESPI 計測により得られた各荷重段階におけるひずみ分布およびスペックル干渉縞の進展を図-3.3.10 に示す。ESPI 計測により、各荷重段階におけるひずみ分布の変化を計測範囲で得ることができ、ひび割れ発生・進展を確認できた。また、試験中にモニター上に表示される干渉縞が、ひび割れの発生・進展とともに変化する様子が確認でき、リアルタイムでのモニタリング可能性を見出すことができた。これは、ESPI によるひび割れなどの欠陥検知の可能性を示唆するものである。

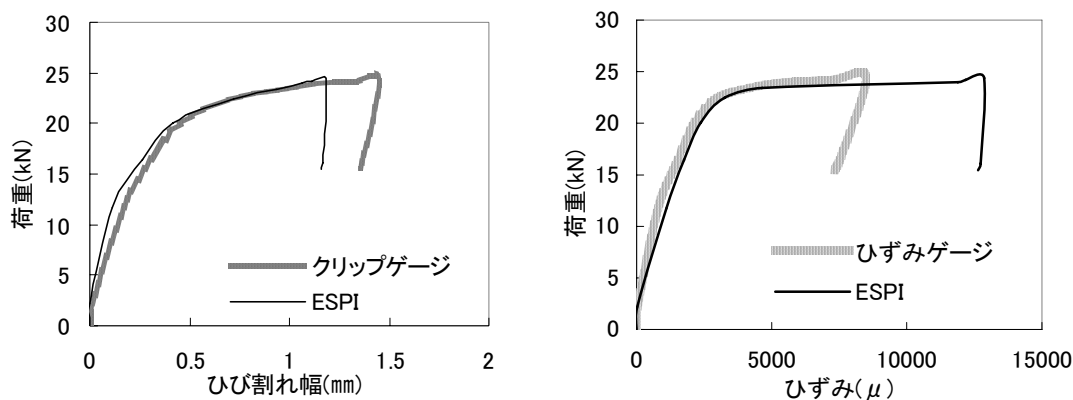


図-3.3.9 ひび割れ幅、ひずみの比較

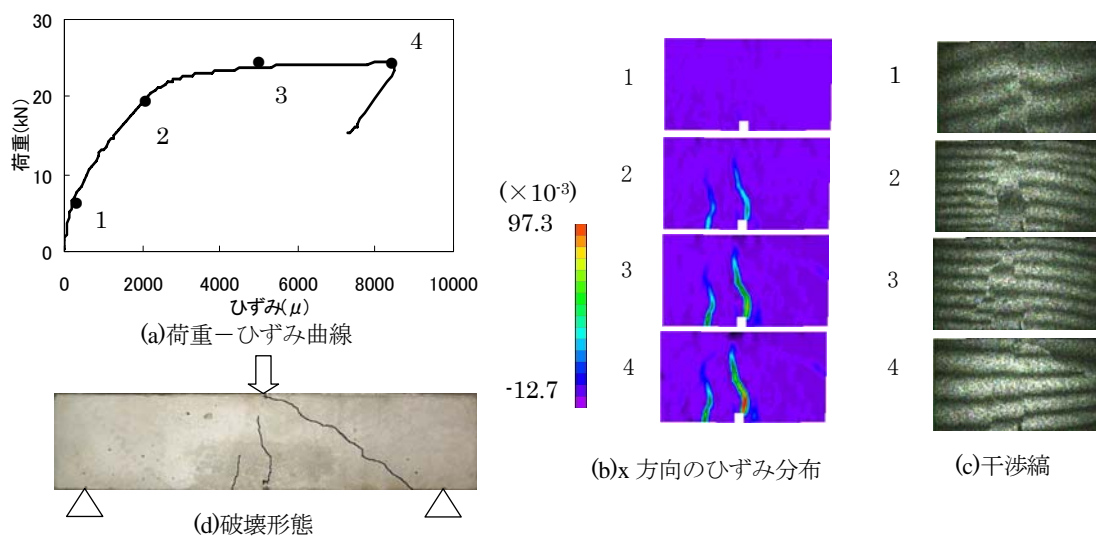


図-3.3.10 ESPI 計測による試験結果

b) ESPI 計測によるひび割れ図自動作図法

ESPI 計測から得られる x 方向のひずみ値は 1 ピクセルごとに図-3.3.11 のように表示される。1 ピクセル当たりのひずみ値の中から任意の値を表示させ、ひずみ集中箇所を荷重段階に沿って結ぶことで、非接触でひび割れ図を作成することができる。図-3.3.12 に各荷重段階において、2000 μ 以上のひずみ値を出力した場合を示す。ESPI 計測により得られたひずみのデータから、ひび割れ図を自動的に描くことができ、また破壊時のひび割れ写真とも一致していることが分かる。

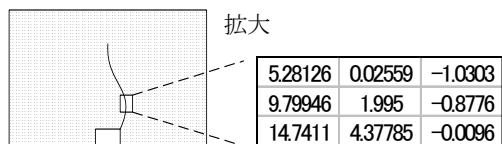


図-3.3.11 x 方向のひずみ値の出力概要

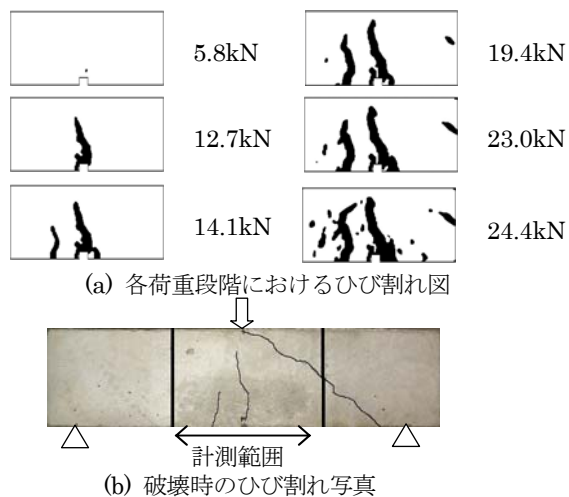


図-3.3.12 ひび割れ図自動作図法

(3) セン断スパン比の異なる RC はり曲げ試験

① 試験概要

本研究では、ESPI 計測により、RC はりの曲げひび割れやせん断ひび割れの発生・進展過程の可視化を確認することを目的としている。そのため、せん断スパン比(以下 a/d と略記)によりひび割れ発生・進展状況が明確に異なる RC はり曲げ試験を採用した。

試験体寸法を図-3.3.13、試験体諸元を表-3.3.4 に示す。本試験のコンクリート配合は表-3.3.3 と同一配合である。 a/d を 0.5~2 の範囲で変化させ、二点荷重による曲げ試験を行うことにより、 a/d の違いによるひび割れ発生および破壊形態を検討した。また、試験中はスパン中央の変位を測定した。試験後、ESPI により得られたデータより、RC はりの曲げ・せん断ひび割れの発生・進展の可視化、表面のひずみ分布について検討した。

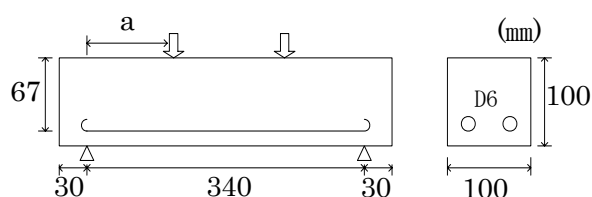


図-3.3.13 試験体寸法

表-3.3.4 試験体の荷重条件、寸法、材料強度

a/d	寸法(mm)		材料強度(MPa)	
	d	a	圧縮	引張
0.5	67	33.5	58.0	3.95
1.0		67		
1.5		100.5		
2.0		134		

② 試験結果

各試験体の荷重-スパン中央変位曲線を図-3.3.14 に示す。また、 $a/d=0.5$ と 1.5 の試験体のひずみ分布と干渉縞の推移、破壊形態、および任意面でのひずみの変化を図-3.3.15、16 に示す。同図にはひずみが大きい箇所（ひび割れ発生箇所）を明色で表示している。また、ひずみ値は任意位置での値が算定されるが、図(d)、(e)には荷重点及び支点近傍のひずみ分布を示している。なお、ひずみ図が完全対称でないのは、試験体の材料・強度・寸法等のバラツキがあること、さらには完全な対称荷重が不可能なためである。

$a/d=0.5$ では、せん断ひずみ、最大主ひずみとも、はじめ表面全体でほぼ一定である。荷重増加により、A-A 線上では支点部付近のひずみが大きくなっていることが分布図、ひずみ値より分かる。さらに、C-C 線上では荷重増加にともなうひずみの変化は見られず、支点部に集中したひずみにより破壊したと考えられる。

$a/d=1.5$ では、せん断ひずみ、最大主ひずみとも、はじめ表面全体でほぼ一定である。荷重増加により、B-B 線上では下縁 40mm 付近でひずみ値が大きくなっている。破壊形態図からも同一箇所に斜めひび割れが発生していることが分かる。従って、ESPI 計測よりひび割れ発生・進展の可視化を確認することができた。また、 $a/d=1.0$ 、2.0 の試験体においても同様のひずみ、スペckル干渉縞の変化が確認できた。

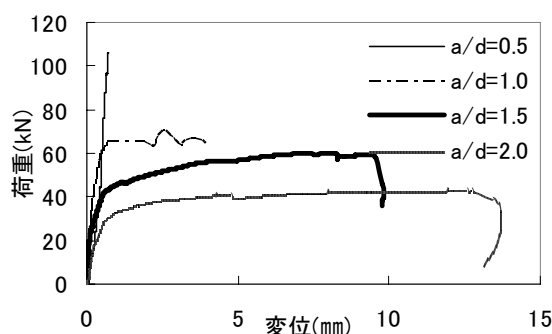


図-3.3.14 荷重-変位曲線の比較

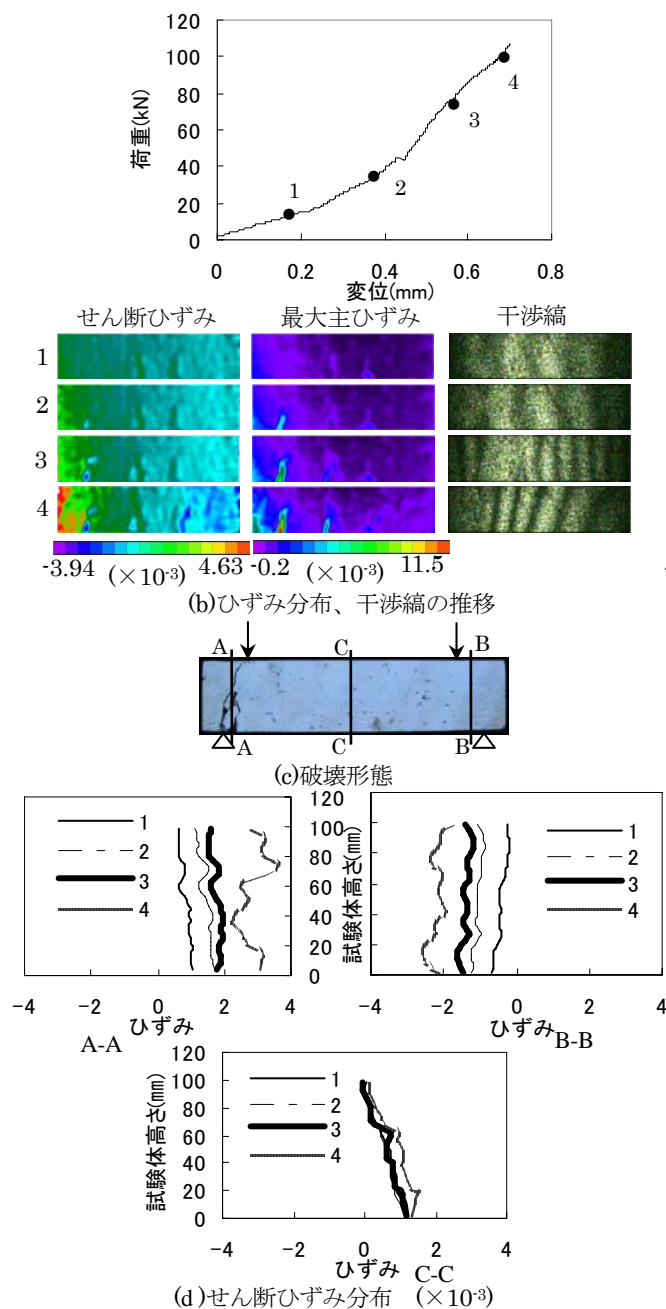


図-3.3.15 a/d=0.5 の試験体の計測結果

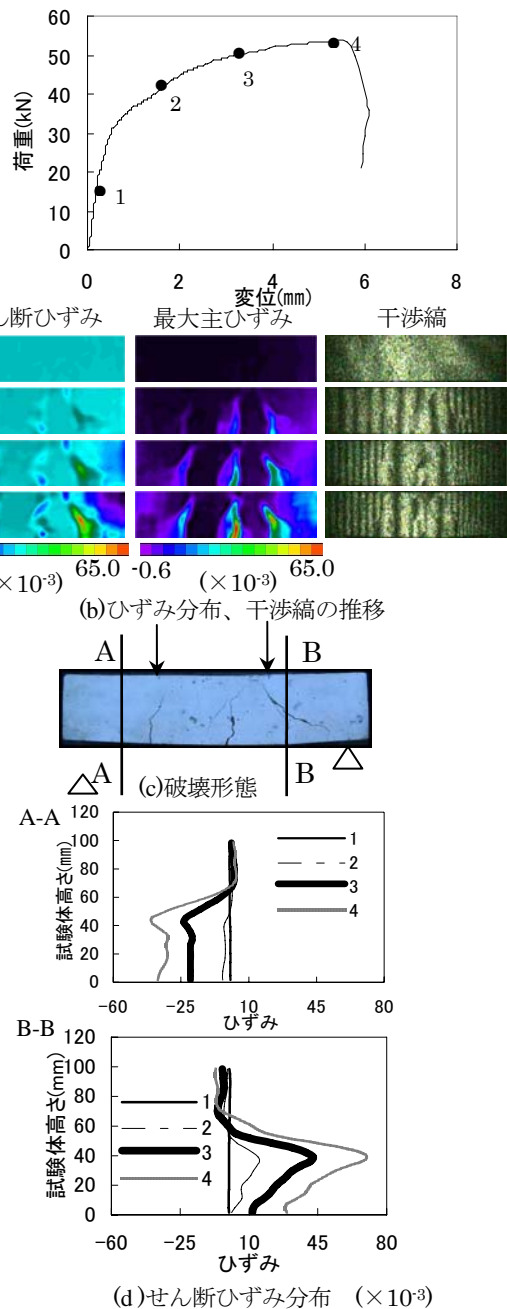


図-3.3.16 a/d=1.5 の試験体の計測結果

(4) まとめ

本研究で得られた結果を以下にまとめて示す。

- ・ ESPI 計測を用いることにより、非接触で全視野でのひずみ分布を取得することができ、ひび割れの発生・進展状況を可視化することができた。
- ・ 非接触全視野計測により得られた局所的なひずみ集中箇所は、ひび割れ箇所と一致する。
- ・ コンクリートの任意領域でのひび割れ幅、ひずみ値を非接触により算出することができ、ひずみゲージを用いない計測手法の一つとしての有効性を確認することができた。
- ・ a/d を変化させることによる RC はりの破壊形態の違いを、ESPI 計測により確認することができ、せん断ひずみや最大主ひずみ分布を表示することにより、ひび割れ発生と関連づけられるような結果が得られた。
- ・ ESPI 計測により得られた変位、ひずみのデータより、ひび割れ幅算定法やひび割れ図自動作図法を考案した。
- ・ ESPI 計測でのスペックル干渉縞のリアルタイムでのモニタリングの可能性を確認することができた。

<参考文献>

- [1] 松田浩・山下務・中島朋史・浜岡広・伊藤幸広：スペックル干渉法を用いた RC はりのひび割れ発生・進展過程の非接触全視野計測、構造工学論文集、Vol.52A、pp.11 - 18、2006
- [2] 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

(松田 浩)

3. 4 レジンコンクリートの硬化収縮の計測

3. 4. 1 はじめに

デジタル画像相関法は、変形に伴う物体表面の色調の変化から物体表面の変位やひずみを計測する手法である。この手法は非接触で広範囲を計測することが出来るが、物体内部のひずみを計測することには適していないと考えられる。そこで本節では、埋込みゲージとの相関よりデジタル画像相関法の有効性を検討した結果を報告する。

3. 4. 2 実験概要

比較的短時間に体積変化を生じる反応としてレジンコンクリートの硬化収縮に着目し、埋込みゲージとデジタル画像相関法の両方でその収縮ひずみを計測した。今回実験に使用したレジンコンクリートは、主剤に不飽和ポリエステル樹脂を用い、細骨材および粗骨材には珪砂と碎石をそれぞれ用いた。粗骨材の最大寸法は10mmである。

また、樹脂と細・粗骨材の質量比は1 : 3.8 : 1.5である。図-3.4.1に示すようにネオプレーンゴム(10×50×1mm)にポリエステルゲージを接着したものを40×40×160mmの角柱の中心に埋設した。粗骨材最大寸法の3倍を目安にしてゲージ長は30mmのものを用いた。また、供試体表面における長さ0.1mmが1画素となるように供試体とデジタルカメラの距離を設定し、打込み後の長さ変化を計測した。したがって埋込みゲージ直上の300画素を標点間距離に取ると埋込みゲージのゲージ長と一致する。

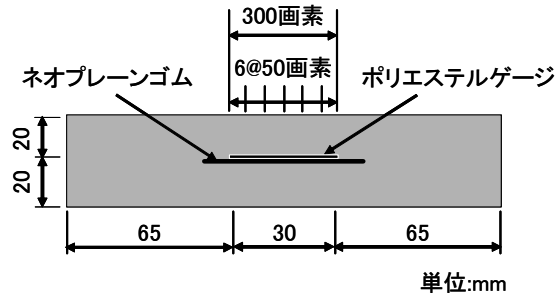


図-3.4.1 供試体断面

3. 4. 3 収縮ひずみの計測結果

埋込みゲージ直上を標点間距離300画素(30mm)で計測したひずみと同区間を50画素(5mm)で6分割して計測したひずみを図-3.4.2に示す。標点間距離50画素で計測したひずみは計測箇所による差が大きく、その最大値はおよそ3000 μ に達する。粗骨材の存在によって収縮ひずみが局所化し、粗骨材最大寸法よりも小さな標点間距離で計測されたひずみは粗骨材の影響を大きく受けたものと推測される。ポリエステルゲージのゲージ長と同じ300画素を標点間として計測したひずみの経時変化を図-3.4.3に示す。粗骨材最大寸法の3倍まで画素数を大きくすると骨材によるひずみの局所化が平均化され、埋込みゲージと同等のひずみを計測することができた。

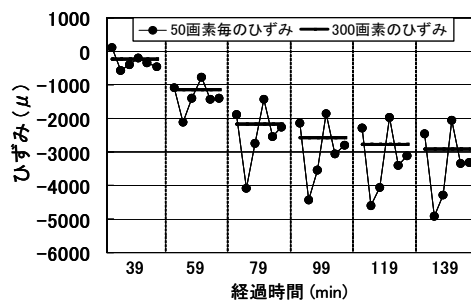


図-3.4.2 画素数の影響

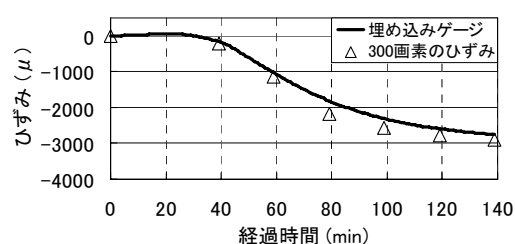


図-3.4.3 埋込みゲージとの比較

3.4.4 デジタル画像相関法の応用

デジタル画像相関法は非接触で広範囲の変位を連続して計測することができるため、物体同士の接触面近傍の滑りや変位から実験の境界条件を検証する手法に適していると考えられる。図-3.4.4はレジンコンクリートの硬化収縮によって開口部隅角部に生じるひび割れを観察するために行った実験の供試体を示している。事前に行ったFEM解析の結果から、開口部を自由表面とし周辺部の変位を拘束した場合に隅角部に大きな引張りずみが発生することが明らかとなったため、供試体周辺に木ネジを配置しレジンコンクリートの変位を拘束することを試みた。計測範囲の拡大図を図-3.4.5に示す。実験では硬化収縮を顕在化させるために骨材を含まないレジンペーストを使用した。

木ネジの軸方向の変位分布を図-3.4.6に示す。型枠近傍から木ネジ先端の範囲では右方向の変位が発生し、自由表面付近では逆に左向きの変位が生じている。この結果、木ネジの先端より若干離れた位置で変位がゼロとなる領域が発生している。

図-3.4.7に木ネジと直角方向の変位分布を示す。型枠から木ネジの先端までの範囲で変位ゼロの領域が観測されており、木ネジの配置によって型枠近傍のレジンペーストの変位が拘束されていることが確認された。したがって、数値解析の境界条件を設定する場合は、型枠表面の変位を拘束するのではなく、木ネジの先端付近を変位固定境界とするのが合理的であると考えられる。数値解析と境界条件を定める実験を交互に行うことで予測技術の精度向上を図ることができる。

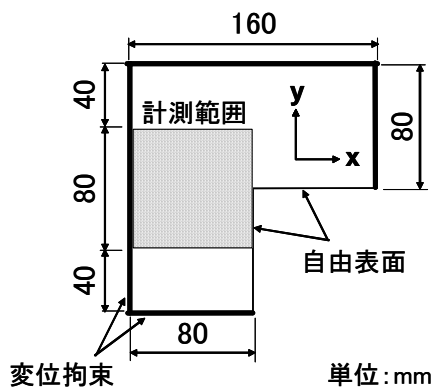


図-3.4.4 開口部模擬供試体

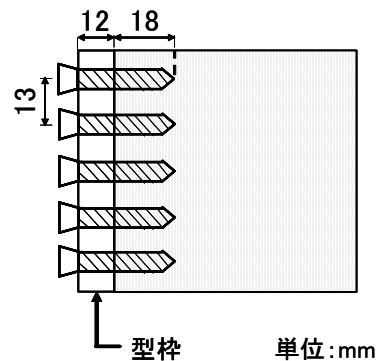


図-3.4.5 計測範囲拡大図

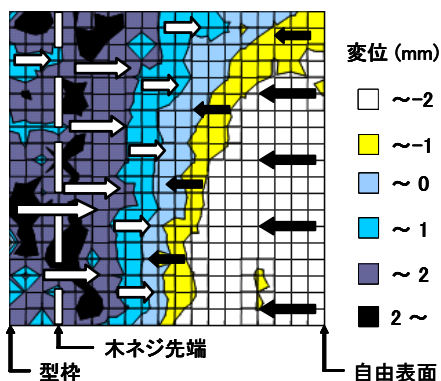


図-3.4.6 軸方向変位の分布

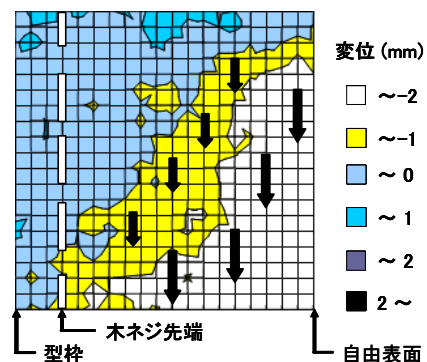


図-3.4.7 直角方向変位の分布

3. 5 大規模構造物の三次元計測と地震応答解析への利用

3. 5. 1 はじめに

近年、産業および技術関連建造物をはじめとする既存構造物の調査、劣化診断、保存等に関する研究が鋭意進められている。このような産業・技術関連遺産を保存し活用していくためには、現況を調査し、安全性を診断する必要があるが、適確な調査法や試験法・診断法は確立されていないのが現状である。また近年、頻繁に発生している大地震に対して耐震性能を評価すると補修、補強を講じなければならない場合がほとんどである。産業・技術関連遺産は全国各地に点在するため、できる限り簡便に評価できる手法の確立が求められている。

現在、構造物の応力状態や変形状態を把握する手段として、コンピュータによる数値解析が用いられている。数値解析を行う際に重要なことは的確なモデル化と正確な境界条件の設定であるが、設計図面等が残っていない歴史的構造物や複雑な構造物のモデル化には膨大な時間と労力が必要となる。そこで本研究では三次元写真計測に着目し、

- (1) 三次元形状計測
- (2) FE メッシュ作成
- (3) 固有値解析、地震応答解析

について検討を行った。その際、できる限り簡便で自動化が可能な手法により、産業・技術関連遺産の耐震性評価を行う一連のシステムの構築を行うことを本研究の目的とした。

3. 5. 2 三次元計測手法

(1) 計測概要

三次元形状計測技術は、工学分野のみならず、医療、考古学など幅広い分野での応用が期待されている。三次元形状計測は接触プローブ式等に代表される接触式と、光レーダ法、三角測量法などを用いた非接触式がある。本研究で行った三次元計測システムは、受動的計測法のステレオ法を基本原理とするものであり、デジタルカメラで撮影された 2 枚以上のデジタル画像を用いて形状計測を行う手法である。

(2) 三次元写真計測

三次元写真計測は以下のような特徴を有している。

- ・ 計測専用カメラ不要
- ・ 計測点不要
- ・ ユーザーフレンドリー
- ・ ビジュアル化

次に、三次元写真計測によるモデル作成を以下に示す。

- ① 写真の撮影
- ② 同一点（対応点）の決定
- ③ スケール等の設定
- ④ 点群の配置、対応
- ⑤ 三次元データの出力
- ⑥ モデル作成

計測範囲は画像内に写っている部分であるため、撮影方向を変えて計測を行い、それぞれをつなぎ合わせるにより構造物全体のモデルを作成することが可能となる。

(3) 計測データ処理

形状計測によって得られるデータは点群のデータである。必要に応じてコンピュータで処理を行うことにより、ワイヤフレームモデル、サーフェイスモデル、ソリッドモデルへと変換することができる。以下に本研究で用いるモデルの種類と特徴を示す[1]。

① 点群モデル

形状計測を行い、直接得られるモデルである(図-3.5.1 (a))。データ構造としては、一定間隔で切り出した二次元的配列を(x、y、z)座標データとして表現されるものである。(x、y)平面に対して、それぞれの座標点において、高さを $z=f(x, y)$ として表示することで計測物の立体表現が可能となる。

② ワイヤフレームモデル

近接する三点の三次元データを二次元平面に写像し、それらの点を直線で結んで表示されるものである(図-3.5.1 (b))。表示処理が極めて簡単なため、幅広く利用される。

③ サーフェイスモデル

物体を面の集合体として表現するモデルである(図-3.5.1 (c))。面とその境界を形成する線や点の情報の集合である。本論文におけるサーフェイスモデルは3節点で構成されている。

④ ソリッドモデル

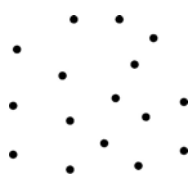
物体の表面(サーフェイス)データのみならず、充実の円筒や直方体など、基本的な立体要素の集合体で表現するモデルである(図-3.5.1 (d))。本計測法は、前述したように計測可能な範囲は計測物の表面のみであるため、充実断面のFEモデルを作成する場合には構造形式、材料に応じて、サーフェイスモデルをソリッドモデルへ変換する必要がある。また、本モデルは重心や慣性量といった、物質の物理量を計算する際にも用いることができる。

図-3.5.1 (d)にソリッドモデルへの変換手順を示す。変換手順としては、サーフェイスモデル内に自動メッシュ分割を用いて、テトラ要素(四面体要素)を適用することによってソリッドモデルを作成する。

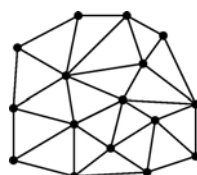
(4) FEモデル作成

三次元形状計測を行い、得られた点群データをサーフェイスデータへと変換する。そして、変換したサーフェイスデータをSTLファイルへと変換し、プリプロセッサへ入力し、FEモデルを作成する。STLファイルのファイル構造としては、三角形要素における各頂点の三次元座標(x、y、z)と、それらの点を二次元平面に写像することで形成される平面に対する、法線ベクトルの情報を有している。STLファイルの概略図を図-3.5.2に示す。

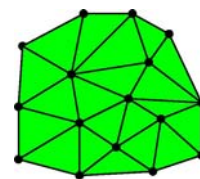
FEM解析を行う際には解析対象物に応じてサーフェイスモデルをソリッドモデルへと変換しなければならない。その場合には、自動メッシュ分割を用いて、サーフェイスモデル内部にテトラ(四面体)要素を配置することにより、ソリッドモデルの作成を行う(図-3.5.1 (d))。



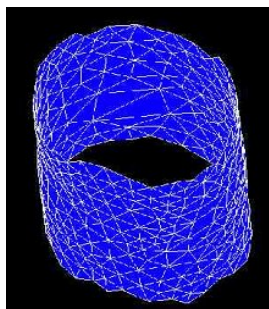
(a) 点群モデル



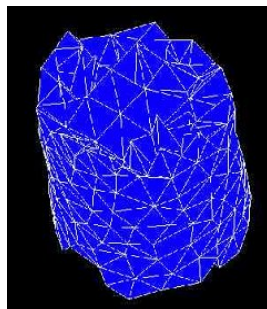
(b) ワイヤモデル



(c) サーフェイスモデル



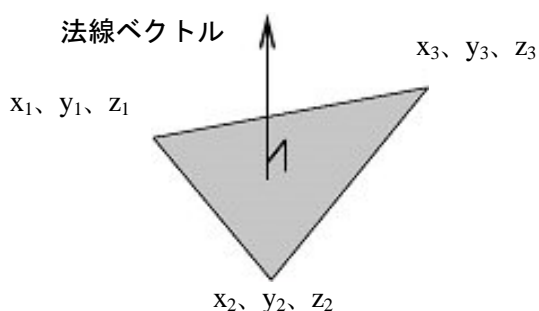
サーフィスモデル



ソリッドモデル

(d) ソリッドモデル作成手順

図－3.5.1 三次元幾何モデル



図－3.5.2 STL ファイル

3.5.3 三次元形状計測および三次元デジタル画像化

(1) 三次元形状計測概要および計測結果

今回、計測対象物として平和公園の平和祈念像（図－3.5.3(a)）と長崎市山王神社の片足鳥居（図－3.5.3(b)）を採用した。デジタル画像の撮影には Nikon 社製 D70 を使用し、デジタルカメラの主な仕様を表－3.5.1 に示す。計測には図－3.5.4 に示すように両者ともに 4 方向から計測を行った。各計測位置それぞれにおいて 2 枚のデジタル画像を撮影し、計 8 枚のデジタル画像を用いて計測物全体の形状計測を行う（図－3.5.5）。

(2) 計測データ処理

三次元写真計測手法により得られる計測結果は三次元の座標データであるため、まず点群同士をつなぎワイヤフレームデータの作成を行う。そして、形成された三角メッシュに面を張ることでサーフェイスデータの作成を行い、計測物の各種三次元幾何モデルを作成する（図－3.5.6）。

表－3.5.1 デジタルカメラの仕様

形式	スピードライト内臓レンズ交換式 一眼レフレックスタイプデジタルカメラ
有効画素数	6.1メガピクセル
撮像素子	23.7×15.6mmサイズ原色CCD, 総画素数6.24メガピクセル
記録画素数	3008×2000ピクセル
撮像感度	ISO200～1600相当(1/3段ステップ)
画質モード	JPEG-Baseline準拠[圧縮率<約> :FINE(1/4), NORMAL(1/8), BASIC(1/16)]

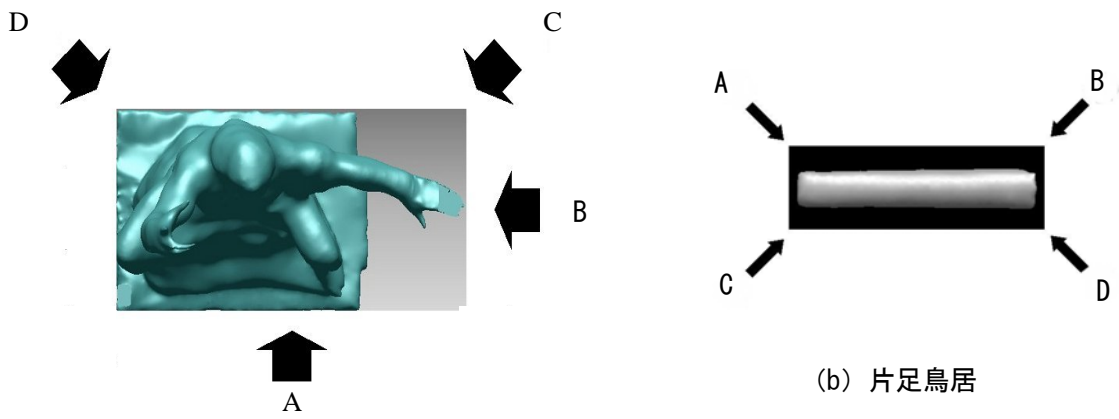


(a) 平和祈念像



(b) 片足鳥居

図-3.5.3 計測対象物



(a) 平和祈念像

(b) 片足鳥居

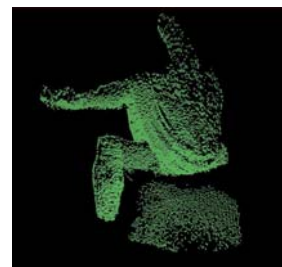
図-3.5.4 計測位置



計測点 A



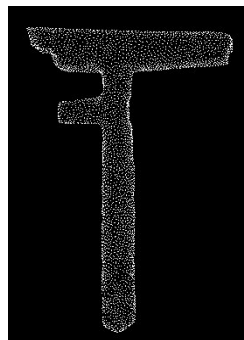
計測点 C



(a) 平和祈念像



計測点 B



計測点 D

(b) 片足鳥居

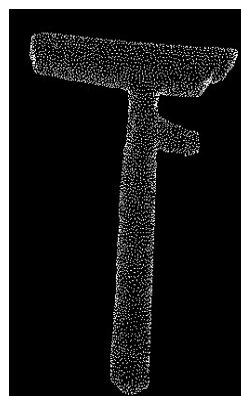


図-3.5.5 計測結果



点群データモデル

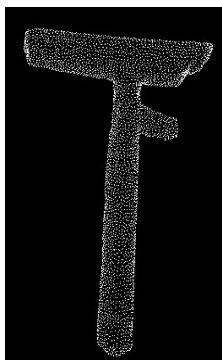


ワイヤフレームモデル

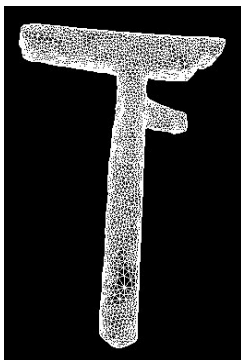


サーフェイスモデル

(a) 平和祈念像



点群データモデル



ワイヤフレームモデル

(b) 片足鳥居



サーフェイスモデル

図-3.5.6 三次元幾何モデル

3.5.4 平和祈念像における固有振動解析

(1) 解析概要

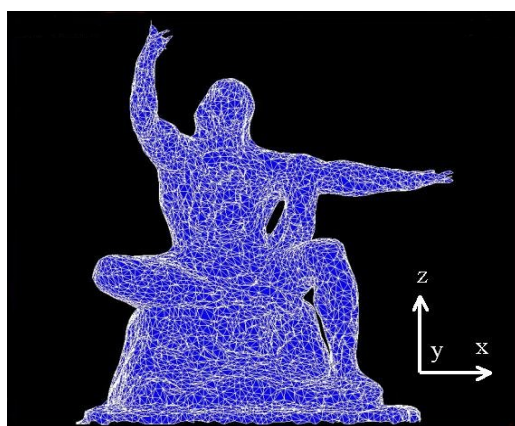
現在、平和祈念像は図－3.5.7 に示すように内部にステンレス鋼により補強が施されている[2]。ここでは、ステンレス鋼による補強効果を解析的に検討を行うことを目的として補強有り無しの場合において固有振動解析を実施した。FE モデルは三次元写真計測結果より作成した FE モデルを用い、内部のステンレス鋼は 2 節点の梁要素を採用した。FE モデルを図－3.5.7 に示す。境界条件としては下端を完全固定とした。また、固有振動数、固有モードより有効質量比をそれぞれにおいて算出することとした。今回解析に用いた青銅およびステンレス鋼の材料定数を表－3.5.2 に示す。



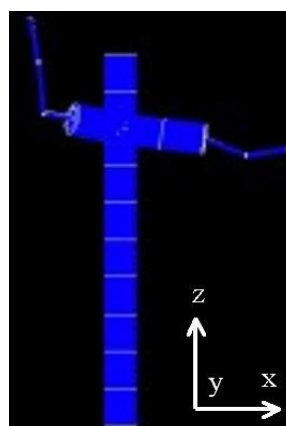
図－3.5.7 平和祈念像内部

表－3.5.2 材料定数

	弾性係数 (MPa)	ポアソン比	引張強度 (MPa)
青銅	1.1×10^5	0.385	130
ステンレス鋼	2.0×10^5	0.3	205



(a) 平和祈念像



(b) 内部補強

図－3.5.8 FE モデル

(2) 解析結果

解析結果を表-3.5.3 (a) (b)および図-3.5.9 に示す。表-3.5.3 (a) (b)に固有周期および有効質量比、図-3.5.9 に補強の有無における固有周期の比較を示す。有効質量比は、その構造物の振動モードに対する寄与率を示すものであり、この値の最大のモードがその構造物の卓越モードである[3]。補強なしの場合には、X方向とY方向において1次と2次、Z方向で3次が高くなり、補強ありの場合には、X方向で2次、Y方向で1次、Z方向で3次の値が高くなっている。その結果、両者とも1次および2次モードが卓越モードであると考えられる。また、図-3.5.9より卓越モードであると考えられる1次および2次モードにおいて固有周期の値が、補強を施すことによって減少することを確認できる。

表-3.5.3 固有周期及び有効質量比

(a) 補強なし

振動モード	固有周期(秒)	x	y	z
1次	0.2985	12.04%	25.03%	0.11%
2次	0.2016	25.45%	12.05%	1.89%
3次	0.1136	2.26%	9.93%	30.43%
4次	0.1075	1.37%	3.26%	2.34%
5次	0.0926	2.06%	1.09%	13.02%
6次	0.0934	0.14%	2.79%	25.19%
7次	0.0803	1.55%	4.32%	4.84%
8次	0.0745	4.16%	0.24%	2.83%
合計		49.03%	58.71%	80.65%

(b) 補強あり

固有モード	固有周期(秒)	x	y	z
1次	0.1426	12.24%	25.06%	0.10%
2次	0.1386	26.25%	12.65%	2.00%
3次	0.1091	1.49%	11.32%	34.19%
4次	0.0962	0.68%	1.88%	4.57%
5次	0.0886	2.43%	0.63%	31.24%
6次	0.0782	1.26%	2.61%	1.89%
7次	0.0689	1.04%	4.76%	4.44%
8次	0.0666	4.30%	0.15%	2.28%
合計		49.68%	59.06%	80.71%

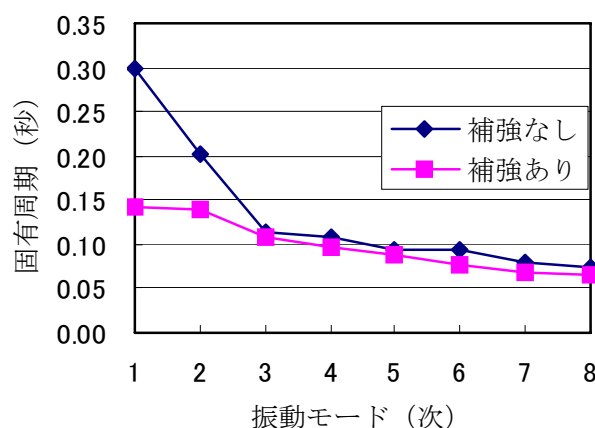


図-3.5.9 固有振動数の比較

3.5.5 地震応答解析への適用

(1) 固有振動解析

片足鳥居において三次元非線形地震応答解析を行う前に固有振動解析を実施し、同時に有効質量比を算出し、片足鳥居の卓越モードの算出を行う。FE モデルは三次元写真計測結果より作成したモデルを使用する。FE モデルを図-3.5.10 に示す。また、形状計測結果から直接作成した FE モデルは要素数が非常に多く、解析時間の短縮のため、要素数を 302548 から 42563 まで間引いた。本構造物は花崗岩で建造されており、材料定数は、通常の花崗岩の材料特性値を用いることとし、

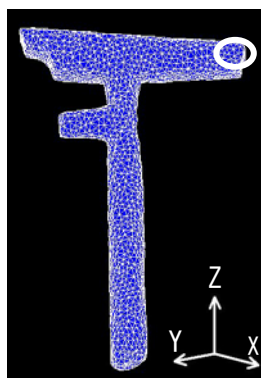
表－3.5.4 に示す。固有振動解析の結果および、有効質量比を表－3.5.5 に示す。

(2) 地震応答解析

地震応答解析には、Newmark β 法 ($\beta=1/4$) を用い、減衰はレーリー減衰を用いた。レーリー減衰の設定には発生頻度の高い 2 つの振動モードが必要となるが、算出した結果表－3.5.5 より 1 次と 2 次モードが発生頻度の高い振動モード、卓越モードであるという結果を得た。それらの結果を基に算出したレーリー減衰は 2.66×10^{-5} である。減衰定数は通常の花崗岩の減衰定数 0.02[4] を用い、入力地震波はx方向へ図－3.5.11 に示すエルセントロ地震波を入力した。

(3) 解析結果

三次元地震応答解析を行った結果を図－3.5.12 に示す。(a) は鳥居上部(図－3.5.10 の白丸の箇所)における x 方向の変位応答である。また、(b) は最大変位時における最大主ひずみの分布図である。



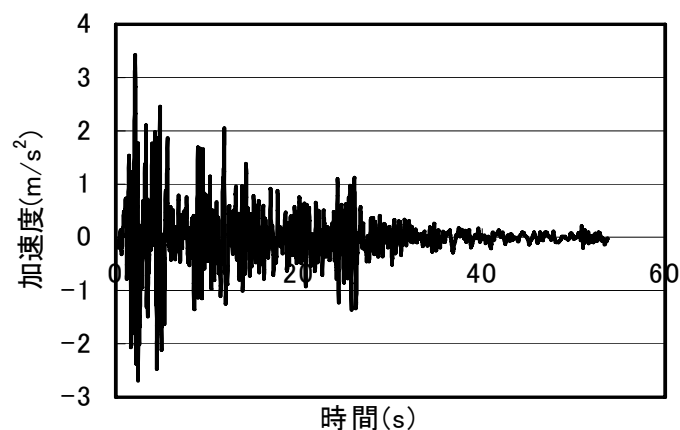
図－3.5.10 FE 解析モデル

表－3.5.4 材料特性値

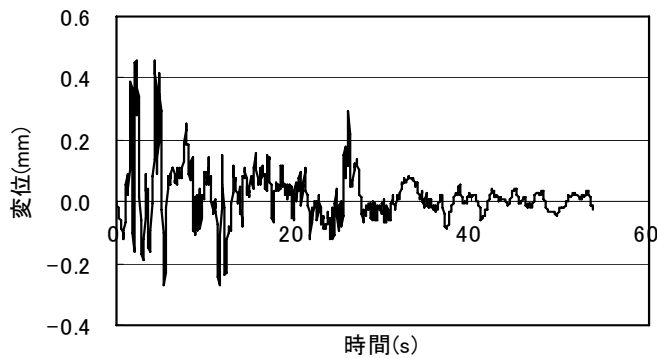
弾性係数 (MPa)	圧縮強度 (MPa)	引張り強度 (MPa)	ポアソン比	単位体積重量 (kN/m ³)
51000	147	54	0.25	24.5

表－3.5.5 固有振動数および有効質量

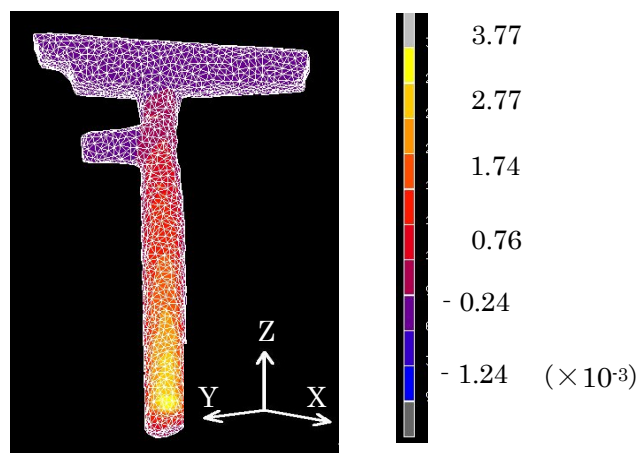
	固有振動数 (Hz)	x	y
1次	7.2	12.04%	25.03%
2次	8.3	25.45%	12.05%
3次	22.1	2.26%	9.93%
4次	39.3	1.37%	3.26%
5次	66.9	2.06%	1.09%
6次	108.9	0.14%	2.79%
7次	133.9	1.55%	4.32%
8次	172.3	4.16%	0.24%



図－3.5.11 エルセントロ地震波



(a) 変位応答



(b) 最大主ひずみ分布

図-3.5.12 解析結果

3.5.6 まとめ

本研究では三次元形状計測技術を用いて歴史的建造物の三次元形状計測を行い、計測データを基に固有振動解析、三次元地震応答解析を行った。その結果を以下に示す。

- 三次元形状計測技術を用いることで、歴史的建造物の三次元形状計測を行うことができた。
- 形状計測結果より各種三次元幾何モデルへと変換でき、歴史的建造物の詳細な三次元デジタル画像化を行うことができた。
- 三次元形状計測結果を基に作成した FE モデルは、固有振動解析、地震応答解析へ適用可能であることを確認できた。
- 平和祈念像の固有振動解析を行った結果、補強の有無における固有振動数の把握を行うことができ、発生頻度の高い振動モードを特定することができた。補強することで耐震性が向上したことを解析的に確認することができた。
- 三次元動的振動解析を行った結果、建造物の時間に対する応力や変形等をシミュレートすることができ、耐震性評価への適用可能性を示すことができた。
- 三次元形状計測技術により計測を行い、計測したデータを基に、建造物の耐震性評価を行う計測・解析システムを構築することができた。

<参考文献>

- [1]井上征士・佐藤宏介：三次元画像計測、株式会社昭晃堂、pp.7 - 10、1990
- [2]平和祈念像修復懇談会(座長:田川勝)：平和祈念像の修復報告書、平和祈念像修復懇談会、pp.16 - 18、2000
- [3]大塚久哲：実践耐震工学、共立出版株式会社、pp.125 - 133、2004
- [4]社団法人日本道路協会：道路橋示方書(V 耐震設計編)・同解説、社団法人日本道路協会、p114、2002

(出水 享)

3. 6 デジタル技術を用いた骨材の形状評価

3. 6. 1 はじめに

骨材は、粒径 5mm 以下の細骨材と粒径 5mm 以上の粗骨材から成り、コンクリート中で骨材が占める割合は普通コンクリートの場合、体積割合で 70～80%であり、コンクリート中の大部分を占めている。よって、骨材の物理的性質、化学的性質がコンクリートの品質に及ぼす影響は大きい。

骨材の物理的性質を表す指標には、密度、吸水率、粒度、粒形、すりへり減量などがあり、これらのうち、粒形以外の指標については、JIS 等により試験方法が標準化されており、1つの試料に対して値が一義的に決まるものが多い。しかし、粒形については、古くから種々の評価方法が提案されている。

骨材の粒子形状が悪い（薄っぺらいもの、細長いもの、角張りが多いもの等）と、同一スランプを得るために単位水量を多く必要としたり、スランプが同一であってもワーカビリティが悪くなったり、材料分離が生じたりするなど、コンクリートの品質は低下する。また、近年、リサイクルの観点から、副産物・廃棄物を起源とする種々の骨材が用いられており、骨材の品質は多様化している。その中で代表的なものの一つであるスラグ骨材は、表面が平滑であり、ブリーディング量が大きくなる傾向にある[1]。したがって、骨材の形状や表面の粗さ（粗度）を評価することは重要であると考えられる。

本節では、骨材の粒形を中心に、既往の評価方法を概説するとともに、近年のデジタル技術の発展に伴い新たに検討された評価方法の事例について述べる。

3. 6. 2 既往の評価方法[2][3]

(1) 目視による評価方法

英国規格 British Standards 812 : Part1 には、表－3.6.1 に示すような分類が示されていたが、現在はこの表は規格から削除されている。

表－3. 6. 1 BS 812 に示されていた骨材の形状の分類[3]

分 類	特 徴	例
丸みを帯びたもの	水の作用により十分に、または摩耗作用により完全に角がとれたもの	川砂利、海砂利、砂漠の砂、浜砂
不規則なもの	全体的に不規則、または一部摩耗によって角がとれ丸みを帯びている	山砂利など
偏平なもの	厚さが長さや幅に比べて小さいもの	積層岩
角張ったもの	ほぼ平面をなした面が交差して形成される明瞭な角をもつ	碎石、スラグ骨材など
細長いもの	通常角張っていて、長さが幅や厚さに比べてかなり長いもの	
偏平で細長いもの	長さが幅に比べてかなり大きく、幅が厚さに比べてかなり大きいもの	

(2) 数値化された方法

粒形を数値により表現する方法は、以下のように大別される。

- ① 粒子の各種寸法を測り、それから計算される係数で示す方法
- ② 粒子の比表面積を用いる方法
- ③ 間接的に求める方法（実積率、粒形判定実積率を用いる方法）

①の代表的なものは Zingg の方法[5]である。この方法では、粒子の長径 a 、中径 b 、短径 c から扁平度 $p=c/b$ 、長短度 $q=b/a$ 、形状係数 $F=p/q$ を提案している（図-3.6.1）。このほか、藤井[6]、Waddell[7]が提案する方法などがある。

②の方法は、充填試料層の間隙を液体（または気体）が通過する速度から比表面積を算出し、骨材形状の評価として用いる方法である[8][9]。試料のマクロな「かたち」のみでなく、液体と試料の接触面での抵抗などに影響を及ぼす試料表面の凹凸の程度あるいは表面粗度の影響も包含された結果としての「形状」が評価できる測定値として捉えることができる指標であると考えられる。

③の方法は、粒形が球から離れて不整形になるほど実積率が小さくなることを利用したものである。この方法は、試験が比較的簡便である上、コンクリートのワーカビリティと密接な関係があることが知られている[10]。また、JIS A 5005「コンクリート用砕石および砕砂」では、粒子径が制御された試料を用いて実積率を測定する粒形判定実積率の下限値が規定されている。

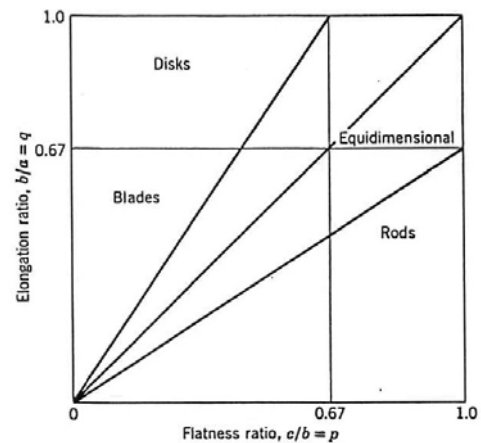


図-3.6.1 Zingg による骨材の分類[5]

3.6.3 デジタル技術を用いた評価方法の事例

従来、粒子の各種寸法を測るためには多大な労力と時間を要したが、近年では光学機器およびデジタル技術の急速な進展に伴い、各種寸法の数値化および精密測定が容易となっている。以下では、非接触な方法により骨材性状を測定・観察した事例を示す。

(1) スラグ骨材の形状測定に関する事例

上野[11]は、スラグ骨材の表面乾燥飽水状態の新たな判定方法に関する検討の中で、各種スラグ細骨材の形状を評価する一手法として、図-3.6.2に示すような画像解析システムを用い、式(1)で表される円形度係数 C を求めている。

$$C = \frac{4\pi F}{L^2} \quad (1)$$

ここに、 F : 投影面積(mm²)、 L : 投影周囲長(mm)で

写真-3.6.1に各骨材の粒子形状と円形度係数を示す。写真より円形度係数が高いほど、粒子が丸みを帯びていることが分かる。また、図-3.6.3に示す通り、円形度係数は粒形判定実積率と相関が高いことが分かる。円形度係数は、2次元投影画像から得られる情報であるが、3次元の粒子の充填状態から判定される粒子形状の情報と良い相関があることが報告されている。

(2) 礫の形状測定に関する事例

地形学、堆積学の分野においては、地層に含まれる礫（れき）の形状から堆積した当時の環境を推定できることから、3次元レーザースキャナを用いた礫の形状評価に関する研究が行われて

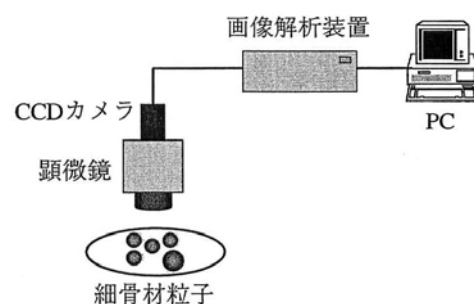


図-3.6.2 画像解析装置[11]

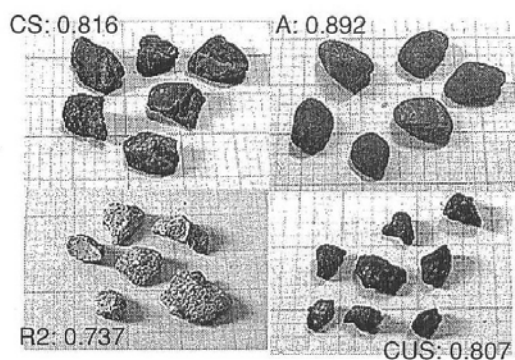


写真-3. 6. 1 各種骨材の粒子形状と円形度係数[11]

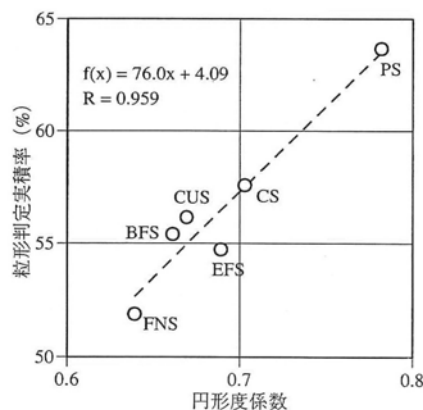


図-3. 6. 3 円形度係数と粒形判定実積率の関係[11]

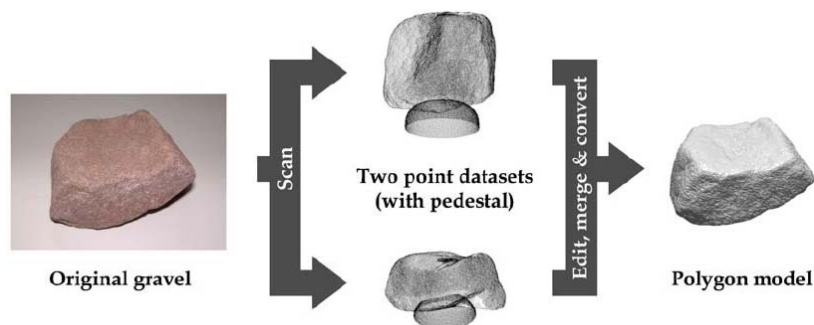


図-3. 6. 4 礫のポリゴンモデルの作製方法[12]

いる[12]。長径 7～12 cm の礫サンプルを 41 個、レーザースキャナで 3D スキャンし、解像度 0.4～1 mm の 3 次元ポリゴンモデルから、各種の形状パラメータを計測している（図-3.6.4）。その結果、Waddell[7]の提案する球形率 ϕ （粒子と同体積を持つ球の直径 d と粒子に外接する球の直径 D との比 d/D ）よりも、本研究で提案する楕円体率 $X_s = V/S(abc)^{1/3}$ の方が形状を適切に表現できることを明らかにしている。

(3) 砂および岩石類の観察手法としてのスキャナーの利用に関する事例

須藤[13]は、日本各地のみならず、世界各地からも砂および岩石を収集し、それらを標本整理する上で、フラット・ベッド・スキャナーを用いている。細骨材に対しては横 28.2mm×縦 20.0mm の範囲を解像度 2,400dpi で読み取り、それらの画像を整理している。種々の骨材の画像は、ホームページ[14]において閲覧可能である。

3. 6. 4 まとめ

骨材の形状評価は、間接法である実積率や粒形判定実積率により評価されているのが現状である。これは、試験の簡便性が重視されていることによると考えられる。今後は、コンクリートの鉄筋間における通過性や各種のリサイクル骨材の形状などを定量的に評価する必要があると考えられる。そのため、デジタル技術を用いた形状および表面粗度の評価手法の活用が期待される。

<参考文献>

- [1]例えば、土木学会：高炉スラグ骨材コンクリート施工指針、コンクリートライブラリー76、p.6、1993
- [2]岡田清・六車熙 編著：コンクリートハンドブック、朝倉書店、pp.99 - 101、1981
- [3]笠井芳夫 編著：コンクリート総覧、技術書院、pp.208 - 211、1998
- [4]Powers, T., C. : Properties of Fresh Concrete, John Wiley & Sons, Inc., pp.14 - 16, 1968
- [5]T. Zingg : Beitrag zur Schotteranalyse, Schweizerische Mineralogische und Petrographische Mitteilungen, Vol.15, pp.39 - 40, 1935
- [6]藤井真透：道路用骨材の性質に及ぼす粒子形状の影響について、土木試験所報告、No.27、pp.1 - 47、1934
- [7]H. Waddell : Volume, Shape and Roundness of Rock Particles, Journal of Geology, Vol.40, pp.443 - 451, 1932
- [8]Shaclock, B. W. and W. R. Walker : The Specific Surface of Concrete Aggregates and its Relation to the Workability of Concrete, Cement and Concrete Association Research Report, No.4, 1958
- [9]近田孝夫・前田悦孝・松下博通：余剰ペースト膜厚理論における骨材の形状評価とモルタルの流動性に関する研究、コンクリート年次論文報告集、Vol.18、No.1、pp.441 - 446、1996
- [10]山本泰彦：コンクリートのワーカビリティおよび強度におよぼす粗骨材粒の特質、コンクリート・ジャーナル、Vol.7、No.11、pp.11 - 21、1969
- [11]上野敦：副産物を用いたコンクリートの品質向上に関する研究、東京都立大学学位論文、2005
- [12]Yuichi Hayakawa and Takashi Oguchi : Evaluation of gravel sphericity and roundness based on surface-area measurement with a laser scanner, Computers & Geosciences, Vol.31, No.6, pp.735 - 741, 2005
- [13]須藤定久：スキャナーによる岩石類の観察、地質ニュース、No.574、pp.46 - 52、2002
- [14]独立行政法人産業技術総合研究所地圏資源環境研究部門ホームページ、<http://staff.aist.go.jp/sudo-gsj/index.html>

(佐川 康貴)

3. 7 吹付けモルタル工法におけるベース形状評価

3. 7. 1 はじめに

橋梁床版の補修・補強に広く用いられている吹付けモルタル工法の要求性能には、施工性と硬化後の母材との付着性が含まれる。通常、前処理として劣化コンクリートをウォータージェット等で除去する必要があるが、本工程には吹付け面（ベース）に凹凸をつくり、母材とモルタルとの付着性を向上させる効果も期待されている。しかし、凹凸の程度とモルタル吹付け時の施工性やモルタル硬化後の付着強度との関係には不明な点が多い。そのため、施工方法の選定は作業者の経験や勘に依存している部分が多く、安定した施工品質が得にくい状況にある。

以上のような背景のもと、本節では、まず最適なモルタル吹付け条件を明らかにすることを目的に行っている研究のうち、コンクリート平板へのモルタル吹付け実験を説明した。次に、コンクリートの表面粗さの定量化に関する既往の研究を紹介し、さらにステレオ視によるコンクリート表面の3次元計測法の取り組みについても言及した。

3. 7. 2 モルタル吹付け実験

(1) 実験概要

モルタルは、市販のポリマーセメントモルタル（特殊セメント、骨材、有機質混和材、有機質短繊維のプレミックス品、以下、PCM と表記する）を使用した。練混ぜには、モルタル用強制練りミキサーを用い、PCM と水を入れて 5 分間練混ぜた。吹付け方法は、湿式吹付けとし、床面に垂直に立てた舗装用コンクリート平板（30×30×6cm）に水平方向から 10 秒間吹付けた。吹付け距離は 10cm と 30cm の 2 水準、コンプレッサーの空気圧は 0.7MPa である。平板表面は表面状態を一定にするためにディスクグラインダーで研磨しサンドペーパー（No.150）で仕上げた。

練り上がり直後のモルタルの降伏応力 τ_y を、図-3.7.1 に示すベーンせん断試験機で測定した最大回転トルクを式(2)に代入して求めた[1]。

$$\tau_y = \frac{M_{\max}}{\pi(D^2H/2 + D^3/6)} \quad (1)$$

ここに、 τ_y : 降伏応力 (Pa)、 M_{\max} : 最大回転トルク (N・m)、 D 、 H : ベーン幅と高さ (m)

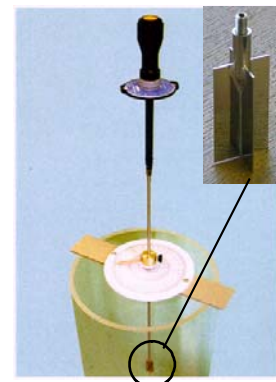


図-3.7.1 ベーンせん断試験機

(2) 実験結果

表-3.7.1 に吹付け後の正面画像と垂直中央断面の層厚分布を示す。なお、表中の τ_y はベーンせん断試験機による降伏応力の測定値、 h_{10} と h_{30} は吹付け距離 10cm と 30cm における最大吹付け厚さである。

実験の結果、W/C=16.5%の距離 10cm と W/C=20%の距離 30cm においてモルタルが平板に沿ってすべり落ちた。発生時期は、前者が吹付け終了数秒後で、後者が吹付け中であつた。すべり落ちの原因は、前者は層厚が大きくなることで平板とモルタル界面の付着が切れたことによるもので、後者は τ_y が小さいために平板との付着力が小さいためと推察される。今回は、ベースの凹凸が極めて小さいが、モルタルのコンシステンシーごとの特徴を表わすことができたことから、本実験方法は凹凸の状態との関係を検討する手法として有用と考えられる。

また、たれが W/C=18% と 20% に加え W/C=17% の 10cm で発生した。図-3.7.2 は平板にモルタ

表-3.7.1 モルタル吹付け実験結果

条件と 結果 吹付け 距 離	(a) W/C=16.5% フロー値=148mm $\tau_y=1965\text{Pa}$ $h_{10}=38\text{mm}$ $h_{30}=29\text{mm}$	(b) W/C=17% フロー値=150mm $\tau_y=1398\text{Pa}$ $h_{10}=40\text{mm}$ $h_{30}=26\text{mm}$	(c) W/C=18% フロー値=164mm $\tau_y=1086\text{Pa}$ $h_{10}=30\text{mm}$ $h_{30}=17\text{mm}$	(d) W/C=20% フロー値=183mm $\tau_y=504\text{Pa}$ $h_{10}=32\text{mm}$ $h_{30}=23\text{mm}$
10cm				
30cm				

ルを右方向から吹付けた際のモルタルに作用するせん断応力分布を示したものである。図は平板とモルタルが密着している条件においてはモルタル自体の降伏応力(τ_y)よりも作用するせん断応力(τ)が小さければたれは発生しないことを示している。また式(2)は吹付け面からの距離 x と τ の関係式であり、 τ_y を測定することは最大吹付け厚さ(h_{\max})の推定にも有用である。

$$\tau = \rho \cdot g \cdot x \quad (2)$$

ここに、 τ : せん断応力(Pa)、 ρ : モルタル密度(kg/m³)、 x : 吹付け厚さ(m)

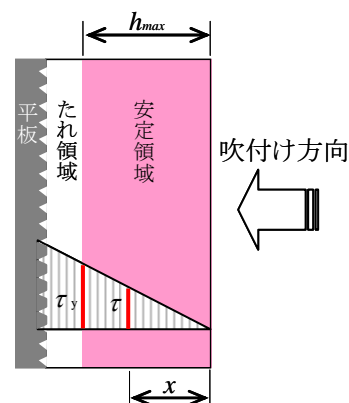


図-3.7.2 たれ発生条件

3.7.3 表面処理粗さの定量化

(1) 既往の研究例

コンクリート表面の表面処理粗さを、表面積、パワースペクトル、フラクタル次元で定量評価し、それぞれの関連性を調べた栗原らの研究[1]を紹介する。表面処理法には、ショットブラスト法、ウォータージェット法、遅延剤シートを用いた洗出し法の3つの方法を用い、さらに高低差(対象とする領域内で最も凸の点と最も凹の点の差)が生じるように、処理程度を2レベル設定した。表-3.7.2に表面処理条件の一覧を示す。

表面形状の計測は、触針式3次元形状計測器を用いて7×7cmの範囲を0.4mmの間隔で測定した。図-3.7.3は3次元形状計測結果の一例であり、表面の粗さは表面処理法により異なることがわかる。

まず表面積の結果である。表面積は上記で計測した計測点を三角形で結び、その三角形の面積の総和から求めた。その結果、ショットブラスト法は、投射密度を150kg/m²から300kg/m²と2倍にしても表面積の増加はわずか5%程度に対して、その他の方法では、処理レベルを高めた場合、10%程度の増加が認められた。

パワースペクトルは、高さ方向の断面(はり高さ方法における処理深さの形状)を時系列データとみなすことにより求めた。計測ラインごとのパワースペクトルの分布を重ね合わせ結果の一例を

表-3.7.2 表面処理条件[1]

シリーズ	表面処理方法	高低差 (mm)	供試体 本 数
A1	ショットブラスト 投射密度：150kg/m ²	6.7	5
A2	ショットブラスト 投射密度：300kg/m ²	11.6	5
B1	ウォータージェット (ハイプレッシャー) 噴射圧力：2000kgf/cm ² 噴射距離：約10cm	6.7	5
B2	ウォータージェット (ロープレッシャー) 噴射圧力：2000kgf/cm ² 噴射距離：約5cm	8.9	5
C1	遅延剤シート 目標洗い出し深さ：4cm	8.1	5
C2	遅延剤シート 目標洗い出し深さ：6cm	10.7	5

図-3.7.4 に示す。ショットブラスト法では、波長の長い領域において明確なピークが現れ、また、波長 5mm 以下においてパワースペクトルが現れていない。一方、その他の表面処理法では、ショットブラスト法と同様に波長の長い領域でピークが現れるとともに、波長の短い領域においてもいくつかのピークが確認できた。さらに、波長 5mm 以下においてもパワースペクトルが得られている。これより、ショットブラスト法以外の方法では、ショットブラスト法により生成されるものと同じ規模の凹凸の上に、さらに、より小規模の凹凸を重ね合わせた面が形成されていることがわかる。

フラクタル次元の測定には、Box Counting 法を用い、はり高さ方向の断面を正方形により被覆する処理（2 次元）と、面を立方体で被覆する処理（3 次元）により算出した。フラクタル次元とは、形状の複雑さを表わすものであり、同値が大きいほど複雑な形状と言える。図-3.7.5 は平均の表面積とフラクタル次元の関係を示しており、表面積とほぼ 1 対 1 の関係にあることがわかる。また、ショットブラスト法では

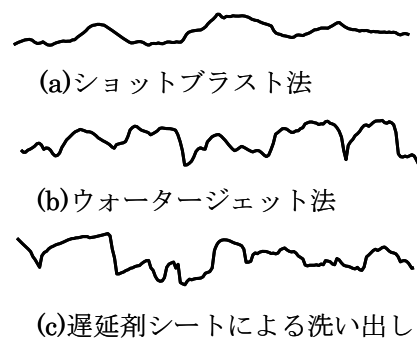
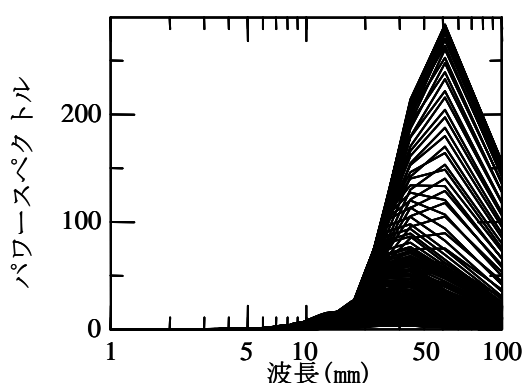
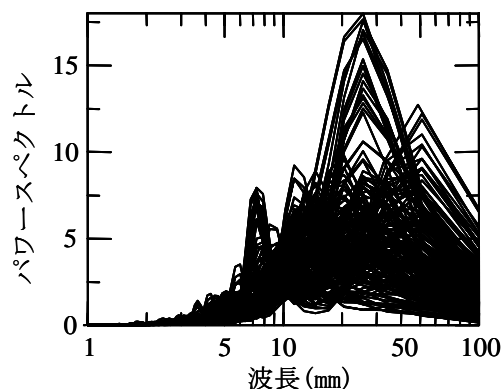


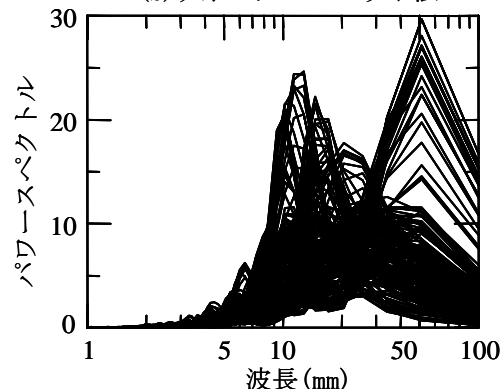
図-3.7.3 時系列データの例[1]



(a)ショットブラスト法



(b)ウォータージェット法



(c)遅延剤シートによる洗い出し

図-3.7.4 表面処理方法ごとのパワースペクトル[1]

処理レベルを高めた場合のフラクタル次元の増加割合も他の方法に比べて非常に小さい結果となった。

(2) ステレオ視による 3 次元計測への取り組み
凹凸の 3 次元計測装置は既に多くの市販品がある。

しかし、現状では比較的に高価であるために、広く普及しているとはいえない。

そこで安価なシステム構築の一例として、表面のステレオ画像から凹凸の状態をデジタル表示する取り組みを紹介する。

本システムは我々が航空写真を立体視鏡を通じて 3 次元画像としてイメージする行為をコンピュータで行おうとするもので、デジタルカメラとパソコンだけで 3 次元計測が可能となることから表面形状の数値化の普及に大きく寄与できるものと期待している。

図-3.7.6 は実施フローを示したもので、「画像取り込み」はフリーウェアの画像解析プログラム NIH Image またはその姉妹品(Image J、Scion Image)を用いる[3]。本プログラムは米国国立衛生研究所(National Institute of health:NIH)で開発され、既に数多くのオプションを備えた汎用性の高いものである。本システムは現在は開発途上であるが、前述の表面粗さ評価パラメータと組み合わせることでコンクリート表面の凹凸の状態とモルタルの付着性の関係を定量評価できると考えている。

<参考文献>

- [1]一宮一夫ほか：ポリマーセメントモルタルのコンシステンシー評価に関する基礎的実験、土木学会第 59 回年次学術講演会概要集 V、pp.118 - 119、2004
- [2]栗原哲彦・西田好彦・鎌田敏郎・六郷恵哲：コンクリート打継部における表面処理粗さの定量化と付着性状の評価、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.20、No.2、pp.1261 - 1266、1998
- [3] NIH Imageホームページ、<http://rsb.info.nih.gov/nih-image/>

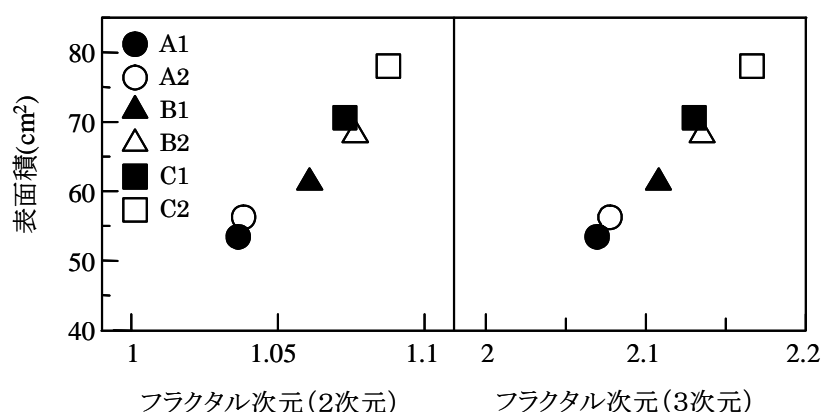


図-3.7.5 表面積とフラクタル次元の関係

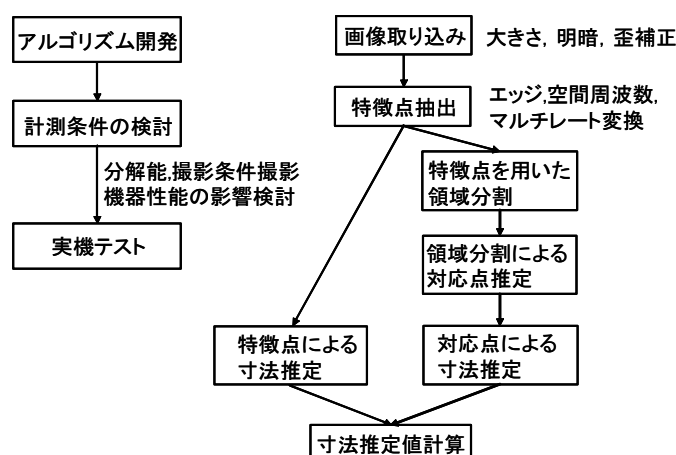


図-3.7.6 ステレオ視による三次元計測の実施フロー

3. 8 フラットベッドスキャナを用いた建設材料のひずみ計測

3. 8. 1 はじめに

構造物の施工時や供用の段階において、表面ひずみを計測して各種管理を行うことは有効な方法であるが、表面ひずみ計測の煩雑さや経費の問題などからほとんど実施されていない。従来、表面ひずみを計測する方法としては、ひずみゲージや変位計を直接対象物に取り付け計測してきたが、最近、対象物の表面画像を画像処理によって解析し、ひずみや変位量を計測する方法が開発されている。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、ひずみ発生前後の画像を撮影するだけで画像平面内の全方向（全視野）のひずみの計測が簡易にできるという特徴がある。しかし、これらの方法はレンズ付き CCD カメラで画像を取得する方法であるため、光源などの撮影環境の変化による影響やレンズ収差による誤差から高精度なひずみ計測は実現できていない。

本節では、レンズ付き CCD カメラの持つ問題を解決する方法として、光源を内蔵する密着型のラインセンサスキャナ装置による撮影方法により、各種建設材料のひずみ発生前後の表面画像を撮影し、デジタル画像相関法によってひずみを計測した結果について報告するものである。

3. 8. 2 実験の概要

実験で用いたラインセンサスキャナは、市販の CIS タイプのフラットベッドスキャナをひずみ計測用に改造したものである（以下、CIS スキャナ）。CIS スキャナは、内部に一定光源を持ちレンズを使用しない密着型のスキャニング装置であるため、外乱の影響を受けず照明の調整が不要であり、また、焦点距離が一定であるため画像の縮尺がほとんど変化しないという特徴がある。

CIS スキャナによるひずみ計測精度の検証は、主要な

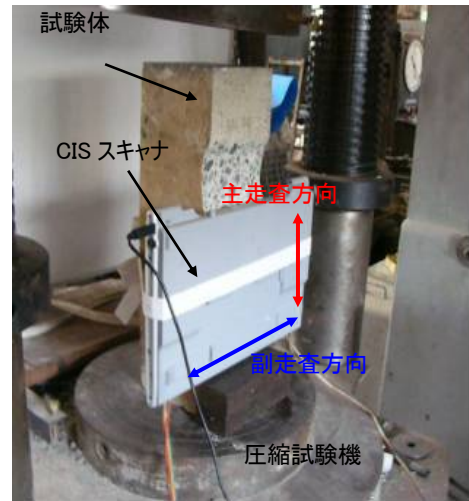
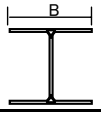


写真-3.8.2 載荷試験状況

表-3.8.1 試験体の種類と表面処理方法

種類	形状	表面処理方法	記号
コンクリート	150×150×L530mmの角柱	研磨により細骨材を露出	①
鋼材(H鋼)	 A150×B150×L500mm	錆止め塗装(赤)	②-a)
		錆止め塗装上にエアブラシで砂目を吹付け	②-b)
		錆止め塗装を剥し鋼材面を露出	②-c)
		錆止め塗装を剥しエアブラシで砂目を吹付け	②-d)
木材(米松)	150×150×L500mmの角柱	飽仕上げ	③

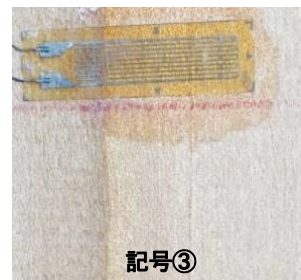
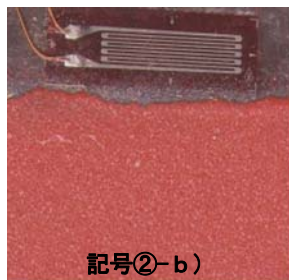


写真-3.8.1 各試験体の表面状態の例

建設材料であるコンクリート、鋼材および木材を試験体として、各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。各試験体は、表-3.8.1 に示すような表面処理を施したもののについて比較検討した。写真-3.8.1 は各試験体の表面状態の一例である。試験方法としては、写真-3.8.2 のように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、軸方向ひずみとポアソンひずみを CIS スキャナとひずみゲージにより同時に計測した。実験ではまず、画像精度およびラインセンサの走査方向によるひずみ計測精度の違いを調べるため、コンクリート試験体を用いて精細さが異なる画像について主走査方向および副走査方向のひずみを計測し検討を行った。なお、ラインセンサの長手方向が主走査方向であり、進行方向が副走査方向である。

CIS スキャナによるひずみ計測方法としては、無荷重時の画像と所定の荷重を載荷した際の 2 枚の画像から、デジタル画像相関法による画像解析でひずみを算出した。今回の実験において、CIS スキャナで取得した画像としては、解像度 1200dpi の白黒ビットマップ画像である。

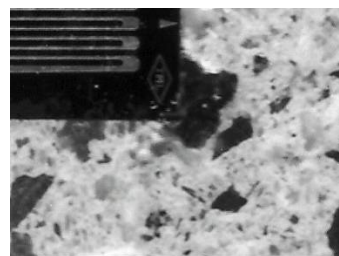
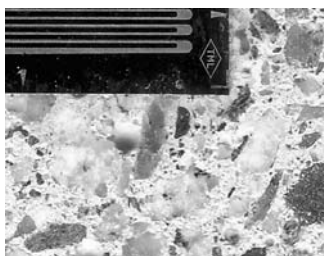
3.8.3 実験結果および考察

表-3.8.2 は、画像精度およびラインセンサの走査方向によるひずみ計測結果を示したものである。ラインセンサの主走査方向と副走査方向の計測精度を比較すると、鮮明な画像および不鮮明な画像とも主走査方向の方が計測精度が大幅に良いことが分かる。ラインセンサスキャナの場合、主走査方向の画素間隔は常に一定であるのに対し、ラインセンサが移動する副走査方向では、駆動系（モーター、ガイドレール、タイミングベルト等）によるセンサの送り精度が影響するためである。主走査方向の計測結果において、画像精度の影響を比較すると、鮮明な画像の計測誤差（絶対値の平均）は、十数%程度であるのに対し、不鮮明な画像では、誤差はその 3 倍程度と大きい。写真-3.8.3 は鮮明な画像と不鮮明な画像の例であるが、不鮮明なものは階調値の変化に乏しく、デジタル画像相関法解析において誤判断を起こしたサブセットが多くなったためと考えられる。

表-3.8.3 および図-3.8.1 は、表面処理方法を変化させた各種建設材料のひずみの計測結果である。なお、この結果は軸方向ひずみをラインセンサの主走査方向で計測したものである。ピクセル間の階調値の差が小さい“②-a) 錆止め塗装（赤）”を除き、ひずみの計測精度は良いと言える。塗装で覆われた鋼材においても、階調値の異なる砂目模様の塗料を表面に吹き付けることにより、高い精度で計測ができることが明らかとなった。本方法によれば、ピクセル間の階調値の差が小さい表面状態のものは適切な表面処理を施すことにより、被測定物の材質によらず十数%程度の精度で

表-3.8.2 画像精度および走査方向の影響

画像の種類			鮮明な画像				不鮮明な画像			
スキャナの設置方向			ゲージ		ON→100KN		ON→100KN			
			No.	画像精度	ゲージ ひずみ	スキャナ ひずみ	誤差 (%)	画像精度	ゲージ ひずみ	スキャナ ひずみ
横置き	主走査 方向	①	10	-169	-152	10.1	5	-261	-130	50.2
		②	10	-192	-193	-0.5	6	-176	-111	36.9
		③	9	-265	-265	0.0	5	-194	-141	27.3
		④	8	-291	-449	-54.3	6	-206	-95	53.9
	絶対値 平均	-	-	-	-	16.2	-	-	-	42.1
	副走査 方向	⑤	7	67	1305	1847.8	4	46	-143	-410.9
		⑥	-	-	-	-	5	30	114	280.0
		⑦	-	-	-	-	5	58	-112	-293.1
		絶対値 平均	-	-	-	-	1847.8	-	-	-



鮮明な画像の例 (画像精度:9) 不鮮明な画像の例 (画像精度:5)

写真-3.8.3 画像精度の違いの例

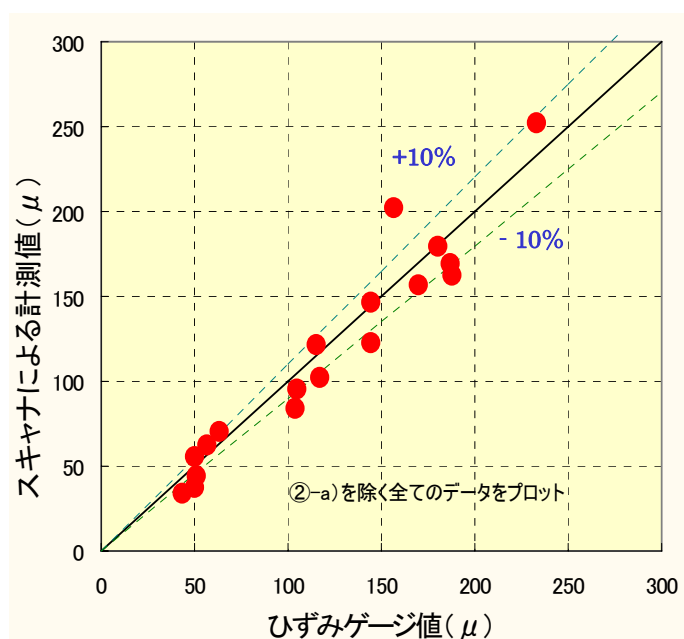
ひずみ計測が可能であると考えられる。

今後センサの解像度や装置の構造を改良することにより、全視野でのひずみ計測精度を向上させていく予定である。

表－3. 8. 3 各種建設材料のひずみ計測結果

試験体	記号	計測対象表面の種類 荷重→	誤差: B-A μ			誤差の絶対 値の平均	相対誤差: (B-A)/A %		
			50kN	100kN	150kN		50kN	100kN	150kN
コンクリート	①	研磨により細骨材を露出 上部	7	3	19	9.7	11	2	8
		研磨により細骨材を露出 下部	6	-21	-26	17.7	12	-15	-14
鋼材	②-a)	錆止め塗装(赤)	10752	21069	-	15911	22400	18645	-
	②-b)	錆止め塗装上にエアブラシで砂目を吹付け	-12	-15	-18	15.0	-24	-13	-10
	②-c)	錆止め塗装を剥し鋼材面を露出	-7	-20	45	24.0	-14	-19	29
	②-d)	錆止め塗装を剥しエアブラシで砂目を吹付け	-9	-9	-13	10.3	-21	-9	-8
木材	③	鉋仕上げ	6	7	0	4.3	11	6	0

A:ひずみゲージ値、B:CIS スキャナによる計測値



図－3. 8. 1 ひずみゲージ値とC I Sスキャナによる計測値の関係

(伊藤 幸広)

3. 9 金属材料への非破壊検査の適用

3. 9. 1 はじめに

筆者らは、先に、レーザーホログラフィ干渉法による欠陥を有する曲面板の振動モード測定を行い、欠陥検知の可能性を示した[1]。しかし、ホログラフィ干渉計測は暗室で行われ、屋外での計測には適さない。ここでは、光学的計測手法の一つである電子スペックルパターン干渉(Electronic Speckle Pattern Inter-ferometry : ESPI)計測法に注目して、非接触非破壊検査の可能性について検討した。ESPIは、コヒーレントなレーザ光を利用して変位分布を求めるため、干渉を妨げる外乱がなければ静的及び動的な荷重への適用が可能である。本法は対象物の粗面でのレーザ光の乱反射によって生じるスペックルパターンの明暗の変化を検出する計測方法であり、レーザ光の波長を基準とした高精度計測が可能なこと、可視光線下で計測が可能なこと、さらにはリアルタイム計測が可能などの利点がある。本節では、切欠き、孔等を有するアルミニウム合金板からなる試験片を製作し、一軸引張試験を行い、荷重の載荷から破壊に至るまでの挙動過程をESPIによるスペックル干渉縞の変化に注目してモニタリングし、欠陥の有無による破壊挙動の違いについて検討した。また、溶接部内部き裂の検出の可能性を検討するため、その初期段階として内部にき裂が存在するモデルの有限要素解析を行い、モデルサイズや内部き裂の位置・サイズが表面ひずみに及ぼす影響を検討したものである。

3. 9. 2 ESPI を用いた欠陥検知

本研究では、貫通していない不可視（反対側から見ると肉眼では確認できない）の欠陥を検知することを目的に、欠陥の無いアルミ板（試験片 A）、非貫通切欠きを有するアルミ板（試験片 B）、非貫通孔を有するアルミ板（試験片 C）の 3 種類の試験片を作製した。

(1) 非貫通切欠きを有するアルミニウム板（B）の引張試験

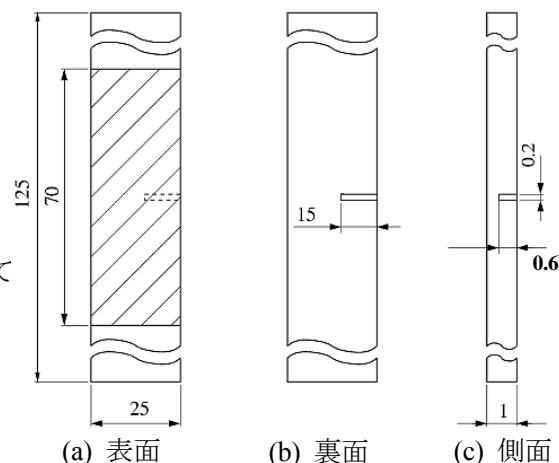
表－3.9.1 に示す材料定数のアルミ合金板により、図－3.9.1 に示すような切欠きを有する試験片 B を製作し引張試験を行った。計測範囲は寸法図の斜線部分である。切欠き部は計測面に対して裏側に有しており、ESPI による各ひずみ・応力分布を時系列計算することにより、ひずみ・応力分布より不可視の異常を検知し、同時に載荷開始から終局状態までのスペックル干渉縞の様子の観察をする。双方の関連性を見出し、弾性域における欠陥検知への適用を検討する。

一軸引張試験により得られた、切欠きの右端部分のひずみに着目した荷重-ひずみ曲線を図－3.9.2 に示す。また、試験片全体の最大主ひずみ分布の推移を図－3.9.3 に示す。図－3.9.4 の(1)～(9)は、図－3.9.2 に示す荷重値（弾性域～塑性域）におけるスペックル干渉縞の変化を示したものである。最大主ひずみ分布は、図－3.9.3 に示すように、弾性域の範囲(1)においてすることができる。塑性域に達した(9)、(10)では、ひずみの局所化が切欠き部分に顕著に現れてくる。

また、本研究では、試験片 B と同寸法で欠陥を有さない試験片 A の引張試験も行い、切欠きの

表－3.9.1 アルミ合金の材料定数

ヤング率 E	ポアソン比 ν	密度 ρ
71000MPa	0.33	2.7 g / cm ³



図－3.9.1 試験片 B の寸法形状 (mm)

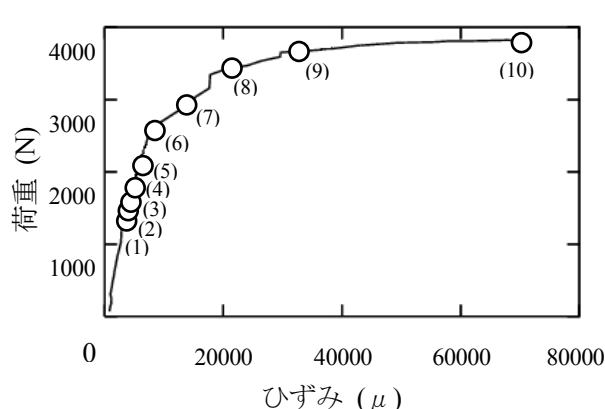


図-3.9.2 荷重-ひずみ曲線

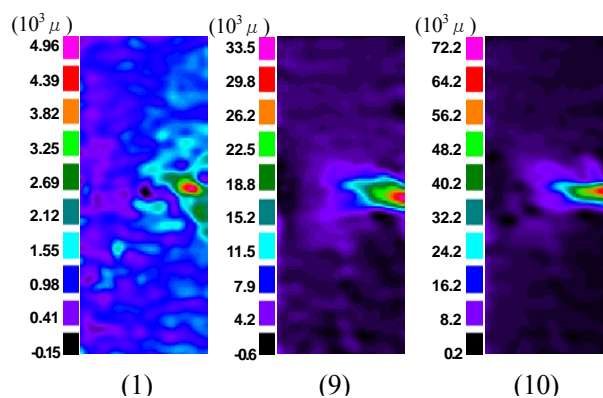


図-3.9.3 最大主ひずみ分布

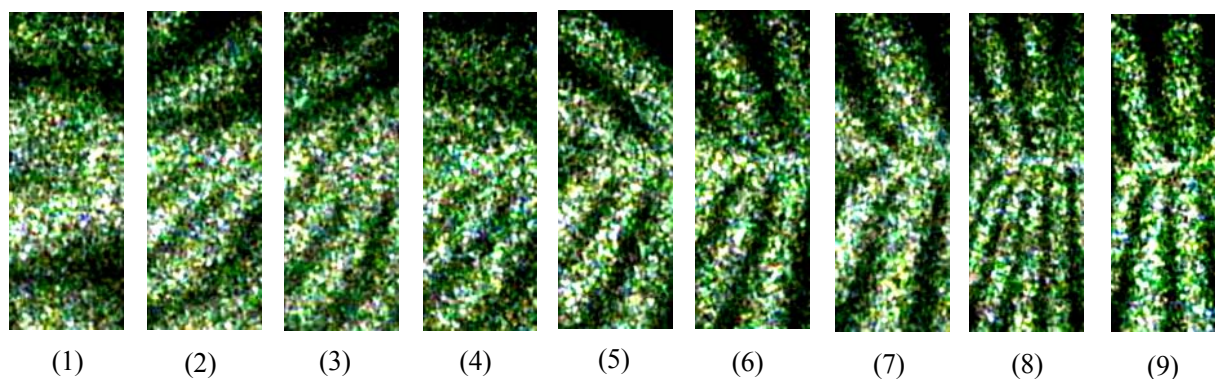


図-3.9.4 干渉縞

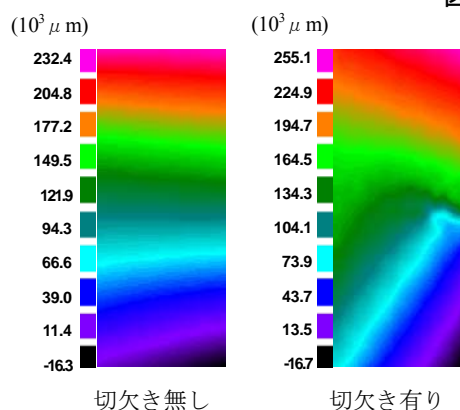


図-3.9.5 y 方向変位分布による比較

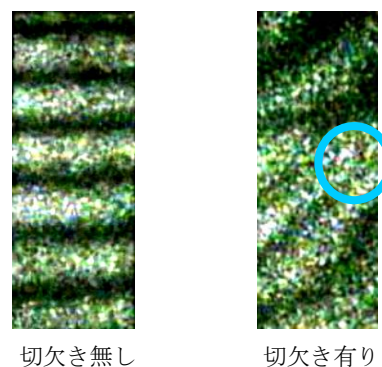


図-3.9.6 干渉縞による比較

有無がスペックル干渉縞の出現等を与える影響を観察した。図-3.9.5 に y 方向変位分布による比較を、また、スペックルパターン干渉縞による比較を図-3.9.6 に示す。

切欠きが無い試験片の場合、図-3.9.5 に示す y 方向の変位分布も、図-3.9.6 に示す干渉縞もきれいな横縞模様を示す。一方、切欠きがある場合は、 y 方向の変位分布もスペックル干渉縞も乱れた模様を示す。さらに、図-3.9.6 から欠陥部には縞模様が観察されることが窺える (図-3.9.6 の○部内)。

(2) 非貫通孔を有するアルミ板の引張試験におけるすべり帯の観察

本実験では一般的なアルミニウムの塑性域に現れる特有の現象であるすべり現象を観察することができた。一般的なアルミニウムの塑性変形において、微視的には特定の格子面 (すべり面) に沿う特定の方向 (すべり方向) への変形が生じる。すべり変形の結果、結晶表面にすべり線 (slip line) またはすべり帯 (slip band) と呼ばれるステップが生じる。焼きなました多結晶体の降伏挙動は、均一変形による降伏と

不均一変形による降伏に分けられる。図-3.9.7はそれぞれの場合の応力-ひずみ曲線の例を示す。均一変形の場合でも、すべりやすい結晶方位の結晶粒からすべりが発生し、応力上昇とともに次第にそれが試料全面に及ぶことによって巨視的な降伏に達する。

不均一変形による降伏の場合には、降伏点降下現象(yield drop)を有する図-3.9.7(b)のような応力-ひずみ曲線が得られる。上降伏点で試験片の一部で集中してすべり帯が発生し、それが成長して断面積を覆ったところで下降伏点に達し、その後、変形帯は長さ方向に徐々に伝ばする。このような伝ばする変形帯をリューダース帯(Lüders band)と呼び、リューダース帯の伝ばによる変形をリューダース変形という[2]。リューダース変形を図-3.9.8に模式的に示す。面心立方格子構造(FCC: face-centered cubic lattice)の金属に分類されるアルミニウムや銅のような金属は一般に図-3.9.7(a)型の降伏を示し、多結晶体でははじめから多重すべりが生じるので、単結晶のような3段階硬化は生じない。しかし、アルミニウムの場合、金属単結晶の降伏応力は共通してきわめて小さいため、塑性域に入るとすべり帯が連続して現れ、荷重-ひずみ曲線にギザギザが生じる。

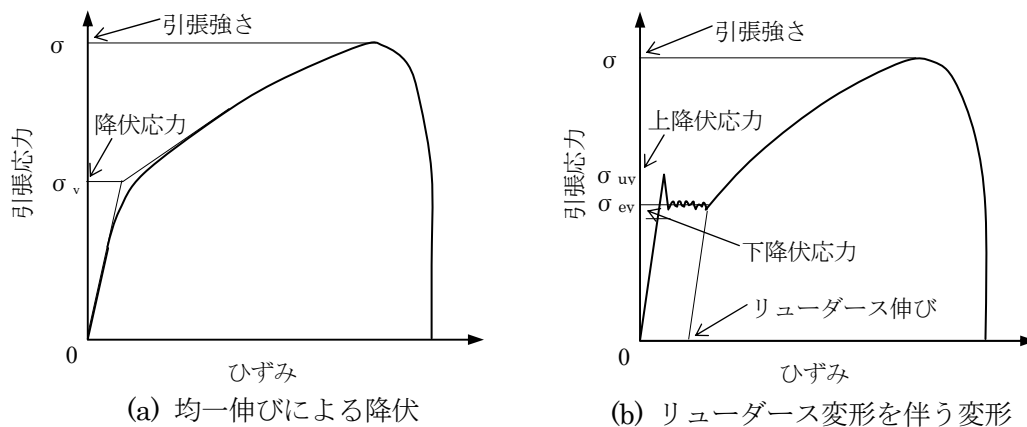
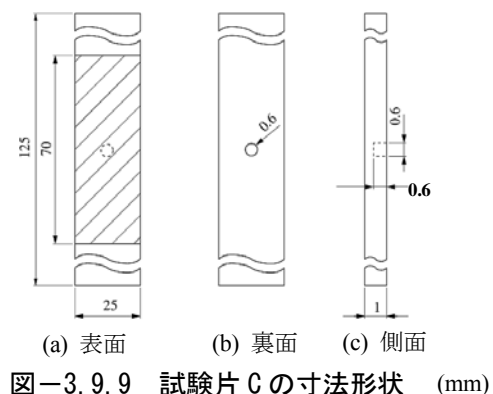
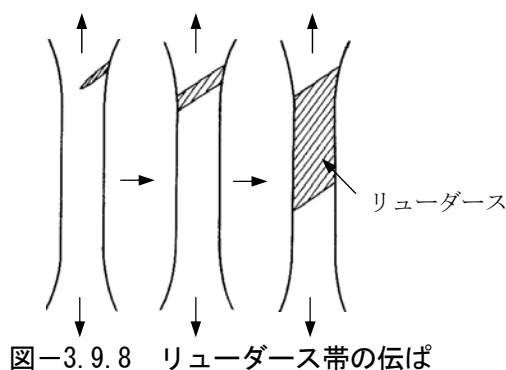


図-3.9.7 応力-ひずみ曲線

本実験では、ESPIを用いてアルミニウム合金板におけるすべり帯の計測を行い、欠陥の有無によるすべり帯の変化についての観察も行った。表-3.9.1に示す材料定数のアルミニウム合金板により、図-3.9.9に示すような孔を有する試験片Eを製作し引張試験を行った。計測範囲は図-3.9.9(a)の斜線部分である。試験片Bと同様に、孔部は計測面の反対側(裏面)にある。

まず、欠陥が無い試験片Bの試験結果から示す。図-3.9.10に試験片中心位置のひずみを用いた荷重-ひずみ曲線を示す。図-3.9.11には塑性変形中のスペックル干渉縞の変化を示す。スペックル干渉縞中の白い帯がすべり帯である。次に、孔を有する試験片Eの試験結果を示す。図-3.9.12に試験片中心位置のひずみを用いた荷重-ひずみ曲線を示す。図-3.9.13には塑性変形中のスペックル干渉縞の変化を示す。



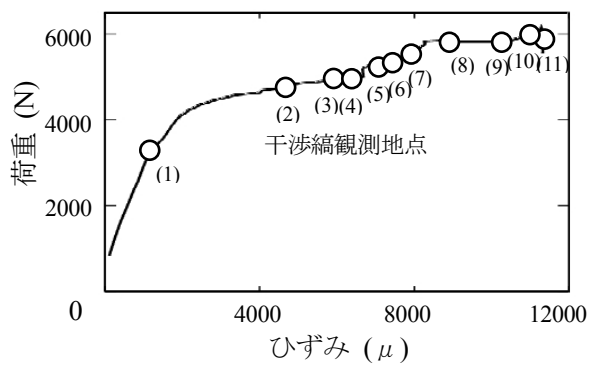


図-3.9.10 荷重-ひずみ曲線(試験片 A)

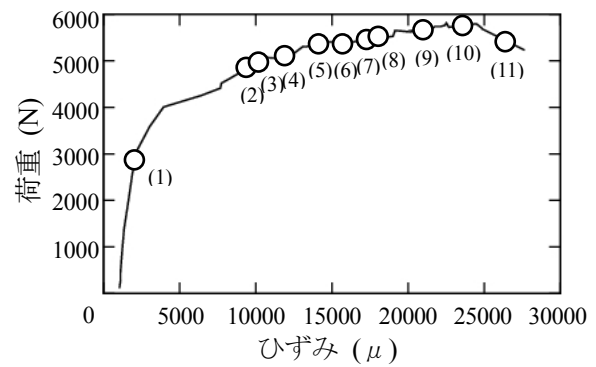


図-3.9.12 荷重-ひずみ曲線(試験片 C)

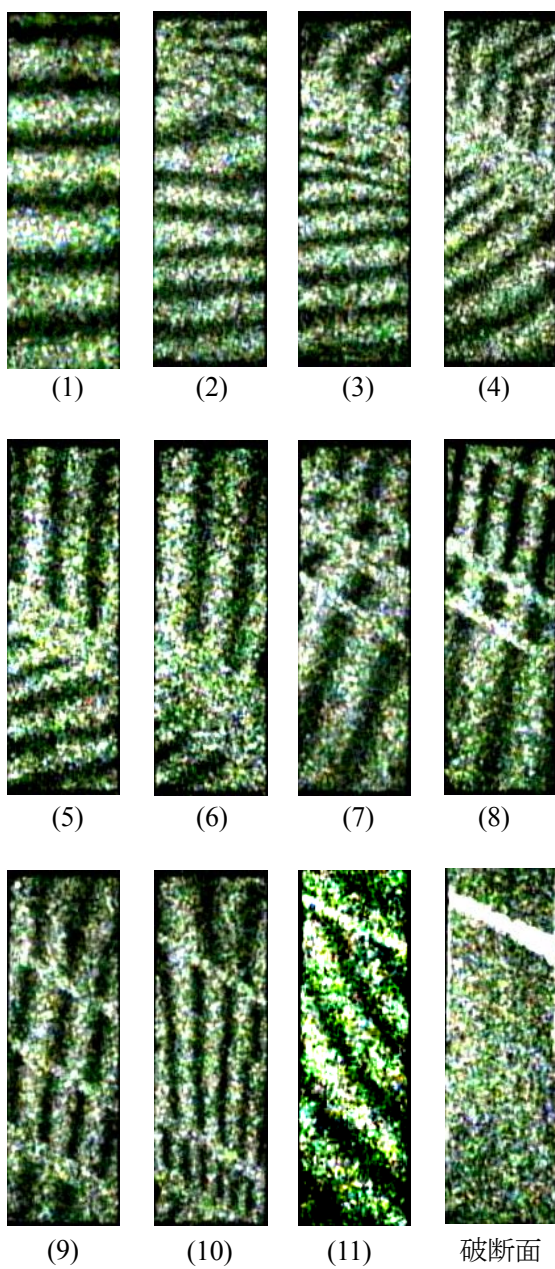


図-3.9.11 スペックル干渉縞(試験片 A)

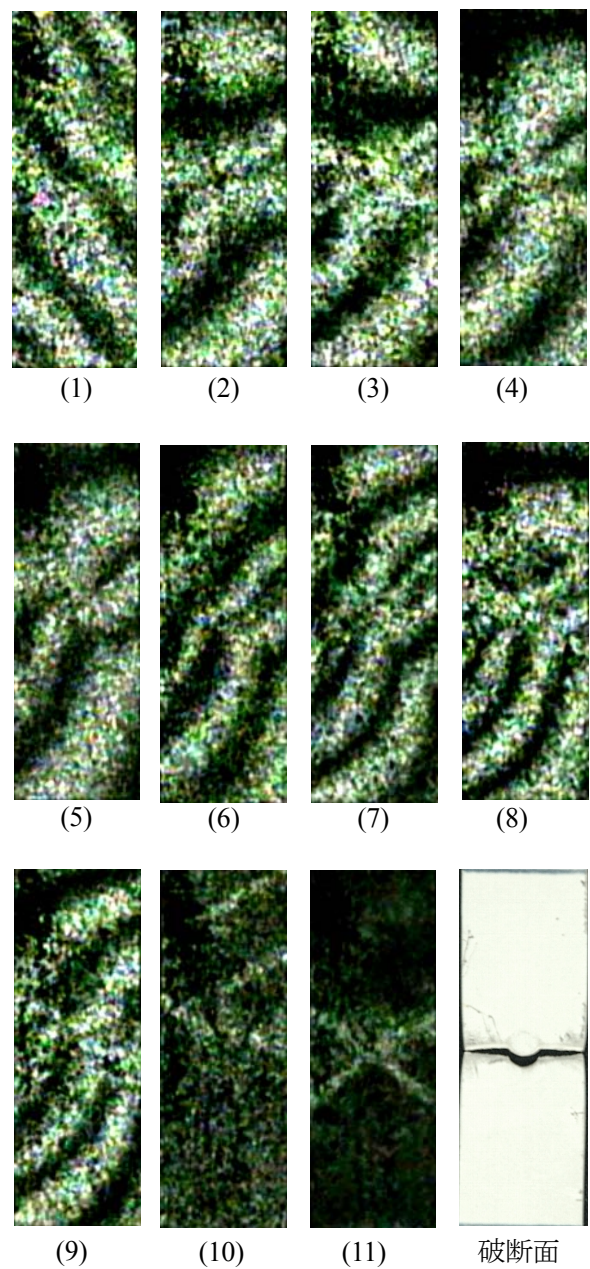


図-3.9.13 スペックル干渉縞(試験片 C)

アルミニウムの単結晶の弾性限はきわめて低く、外力によって容易に塑性変形を起こし、肉眼でも見えるようなすべり帯が現れる。ESPIでは計測レンジが $1\sim 20\mu\text{m}$ であるため、すべり帯を白状の帯として計測が可能となる。

欠陥が無い試験片Aにおいて弾性限を過ぎると、図-3.9.11の(1)～(5)に示すように上部にすべり帯が生じ、下部方向に推移する。試験片全体ですべり帯が生じた後、すべり帯が2～4本程度程単独に生じる。すべり帯はすべて同じ方向に生じており、破断直前になると破断箇所のみを生じる。それに対し、不可視の欠陥を模擬した孔を有する試験片Cにおいては、常に試験片中央の切欠き部にすべり帯が生じ、他の場所ですべり帯が2、3本生じる。破断直前になると、図-3.9.13(11)のように切欠き部を中心にすべり帯が交差する現象を呈した。なお、試験片B(欠陥有)におけるすべり帯は切欠き部のみ他とは異なったすべり方向であり、試験片A(欠陥無)のように一様なすべり方向ではなかった。このように、ESPIを用いることで鋼材のすべり帯を計測することができ、孔の有無によるすべり帯の変状を捉えることができた。

(3) 考察および今後の課題

以上よりESPIでの欠陥検知の可能性を示せた。スペックル干渉縞は、変位やひずみ分布図と異なり、計算過程を省略して、直接モニター上に表示することができる。そのため、リアルタイムでの欠陥検知が可能となるので、超音波探傷試験や放射線透過試験などの非破壊検査法と同様な計測が可能となる。

しかしながら、実構造への展開を考える場合、本論文で使用した試験片は、深い切欠きや円孔であり、応力集中係数が大きく、結果として縞模様の変化・変状が観察されやすい状態となっていることも考えられる。実構造に内在する欠陥では、本研究で模擬した欠陥板よりも浅いあるいは応力集中係数が小さい場合がほとんどである。さらには、構造形状に起因する応力集中や溶接に起因する残留応力がある場合の内在欠陥の検知に対しても検討する必要があるものと考えている。このような点に注目して、今後まだ多くの実構造物を対象とした実証実験を行なう必要がある。

一方、ESPIによる欠陥検知の原理は、特別の非破壊試験のために物体に、機械的、空気力学的、熱的等々の負荷を受けた物体の干渉計測を実現することである。この負荷は内在欠陥によって構造物の表面に一様でない変形を引き起こし、スペックル干渉縞が特別な模様に変換される。したがって、与えられた材料と環境において、どのような負荷方法を選ぶかが重要となる。

3.9.3 溶接部に存在する内部き裂が鋼材表面のひずみに及ぼす影響

(1) 解析概要

① 解析モデル

解析モデルは図-3.9.14に示すような、中心位置にサイズ $a\times b$ (板厚方向×板幅方向)で、幅 0mm のき裂を挿入した幅 b 、厚さ t 、長さ $L=2b$ の平板である。図-3.9.15にき裂モデルを示す。本研究では、き裂サイズの板厚および板幅に対する比(a/t および B/b)、板厚方向のき裂中心位置(h/t)に着目し、これらのパラメータが表面ひずみに及ぼす影響を調査するため、表-3.9.2 および図-3.9.16～3.9.19に示すようなモデルを設定した。表-3.9.2 はき裂の板厚方向位置および同一幅厚比におけるモデルサイズの影響を検討するためのモデルである。また、図-3.9.16～3.9.18 はき裂サイズの影響とき裂の検出可能サイズについて検討するためのモデル、図-3.9.19 はき裂の面積($a\times b$)と鋼材の断面積($t\times b$)との比をき裂断面積比とし、同一き裂断面積比でき裂形状の影響について検討するためのモデルである。なお、き裂断面積比 12%で $B/b=20\%$ ・ $a/t=60\%$ のき裂モデルの解析は $h/t=50\%$ の場合のみとし、図-3.9.16～3.9.19 のモデルサイズは $t=35\text{mm}$ 、 $b=210\text{mm}$ とする。

解析には汎用有限要素解析ソフトウェアMARCを使用し、8 節点アイソパラメトリック要素 (No.7) でモデルを作成する。要素分割数は、表-3.9.2 のモデルではx方向に 20、y方向に 20、z方向に 80 とし、図-3.9.16~3.9.19 のモデルではx方向に 10、y方向に 40、z方向に 80 とする。荷重条件は一軸引張とし、一端に 70N/mm²の等分布荷重を載荷し、もう一端は固定する。解析は弾性範囲のみを対象とし、弾性係数は 200kN/mm²、ポアソン比は 0.3 とする。

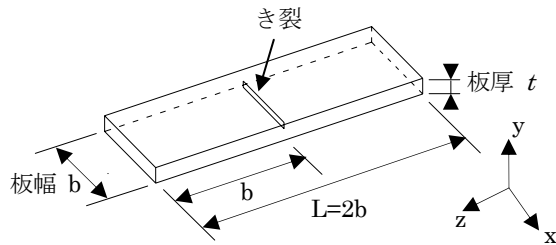


図-3.9.14 解析モデル

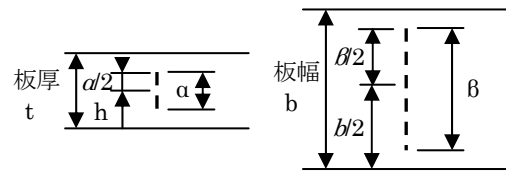


図-3.9.15 き裂モデル

② 表面ひずみの評価

解析結果から、図-3.9.20 に示すき裂存在断面上端の A-A'に発生する z 方向ひずみを抽出し、次式よりひずみ増加率を求める。

$$\text{ひずみ増加率}(\%) = \frac{\varepsilon - \varepsilon'}{\varepsilon'} \times 100 \quad (1)$$

ここに、 ε : き裂がある場合の表面ひずみ、 ε' : き裂がない場合の表面ひずみ (3.5×10^{-4})。

また、図-3.9.21 に示す斜線部の範囲について、z 方向ひずみ分布図を求める。

表-3.9.2 解析モデル諸元 (幅厚比 $b/t=6.00$)

鋼材モデル		き裂モデル		
t (mm)	b (mm)	h/t (%)	a/t (%)	βb (%)
15	90	30	40	80
		50		
		70		
35	210	30		
		50		
		70		

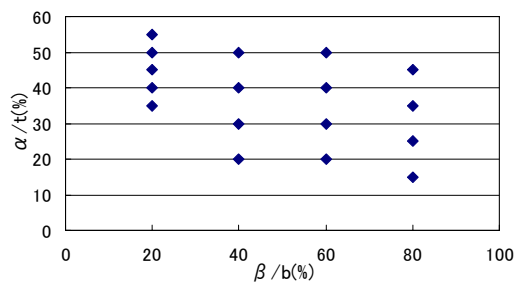


図-3.9.16 き裂モデル諸元 ($h/t=30\%$)

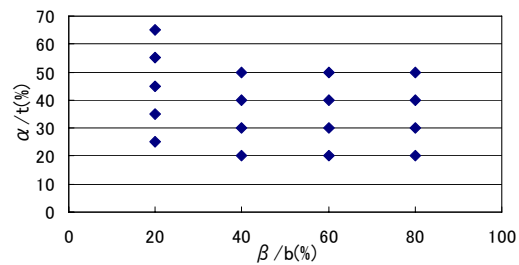


図-3.9.17 き裂モデル諸元 ($h/t=50\%$)

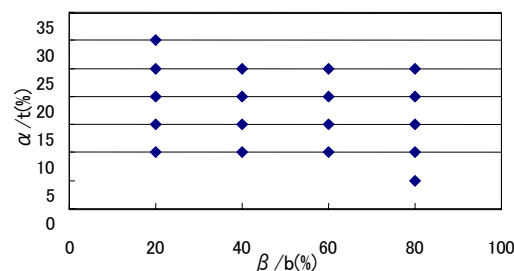


図-3.9.18 き裂モデル諸元 ($h/t=70\%$)

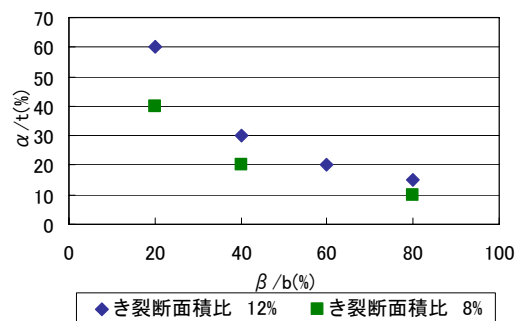


図-3.9.19 き裂モデル諸元

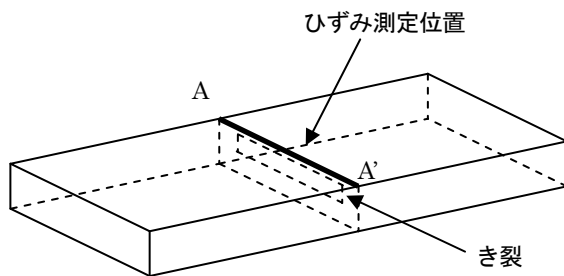


図-3.9.20 ひずみ測定位置

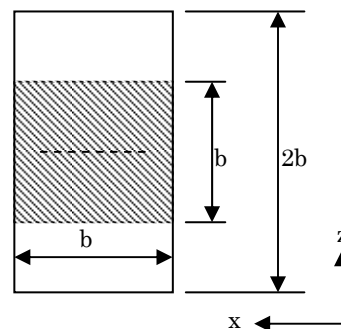


図-3.9.21 ひずみ分布図測定範囲

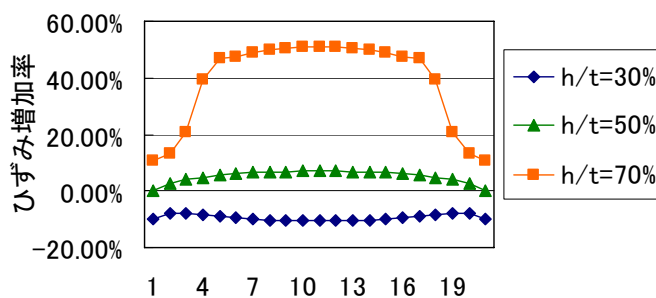


図-3.9.22 ひずみ増加率
($\alpha/t=40\%$ $\beta/b=80\%$)

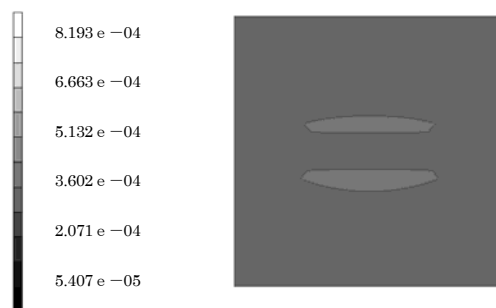


図-3.9.23 ひずみ分布図
($h/t=30\%$, $\alpha/t=40\%$, $\beta/b=80\%$)

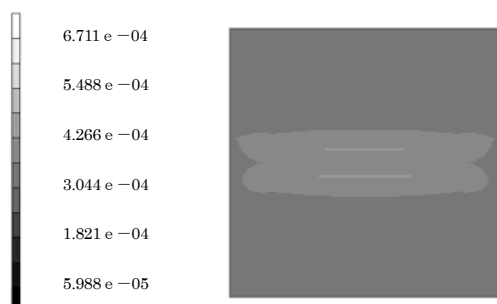


図-3.9.24 ひずみ分布図
($h/t=50\%$, $\alpha/t=40\%$, $\beta/b=80\%$)

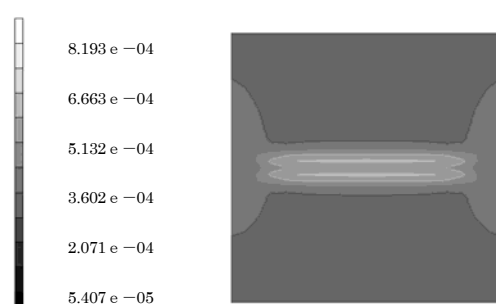


図-3.9.25 ひずみ分布図
($h/t=70\%$, $\alpha/t=40\%$, $\beta/b=80\%$)

(2) 解析結果と考察

① 同一幅厚比でのモデルサイズの影響

同一幅厚比でサイズの異なる相似形モデルを解析した結果、発生するひずみの大きさは同一となり、ひずみ分布も相似形となった。

② き裂位置の影響

図-3.9.22 は横軸にひずみの測定点、縦軸にひずみ増加率をとり、各き裂位置の板幅方向のひずみ増加率の分布を示したグラフである。 $h/t=70\%$ ではひずみ増加率は最大で **50.96%** となったが、 $h/t=30\%$ ではひずみ増加率はマイナスとなり、最小で **-10.52%** となった。すなわち、き裂の位置が表面に近くなるほど表面のひずみは大きくなり、深くなるほど小さくなる。また、 $h/t=70\%$ では、き裂が表面に近い（き裂先端が表面から板厚の 10%）位置にあり、き裂の影響によるひずみ変化はき裂部表面に集中するため、図-3.9.25 のひずみ分布図のように局部的に大幅なひ

ずみ増加が発生している。そのため、ひずみ分布図から表面の局所的なひずみの変化を明確に判断できる。しかし、き裂が表面から深くなるほどき裂の表面ひずみに及ぼす影響は小さくなり、局所的なひずみの変化量も小さくなるため、表面局所的ひずみ変化を判断することが困難になる。 $h/t=30\%$ では、図-3.9.23のようにき裂部表面のひずみが周囲よりも低下していることが分かる。

③ き裂サイズの影響およびき裂の検出可能サイズ

図-3.9.16～3.9.18のモデルの解析を行い、各モデルのひずみ増加率の代表値を取り出し、き裂サイズとひずみ増加率の関係をまとめたグラフを図-3.9.26に示す。同一のひずみ増加率におけるき裂サイズの関係と比較すると、き裂の位置が表面から深くなるほど、 B/b の減少に伴う a/t の増加が大きくなっていることが分かる。き裂の位置が表面付近では、応力集中によるひずみ変化範囲が狭くなるため、 B/b の影響はき裂上部の表面に集中するが、位置が深くなるほど応力集中によるひずみ変化範囲が広がるため、 B/b の影響も表面の広い範囲に及ぶと考えられる。また、図-3.9.26より、表面ひずみの測定精度がひずみ増加率2%以上であれば、 $h/t=30\%$ の場合、 $B/b=80\%$ では $a/t=19.84\%$ 、 $B/b=20\%$ では $a/t=35.26\%$ までのき裂サイズの検出が可能である。 $h/t=50\%$ の場合、 $B/b=80\sim40\%$ では $a/t=20.41\sim21.30\%$ となり、 a/t の検出可能サイズにほとんど変化がないのに対し、 $B/b=40\sim20\%$ では a/t の検出可能サイズの変化は大きくなっており、 $B/b=20\%$ では $a/t=32.03\%$ までのき裂サイズの検出が可能である。 $h/t=70\%$ の場合、 $B/b=80\sim20\%$ では $a/t=9.44\sim11.75\%$ となり、 B/b の変化による a/t の検出可能サイズの変化はほとんどなく、 $B/b=40\sim20\%$ においても a/t の検出可能サイズの変化が小さくなった。

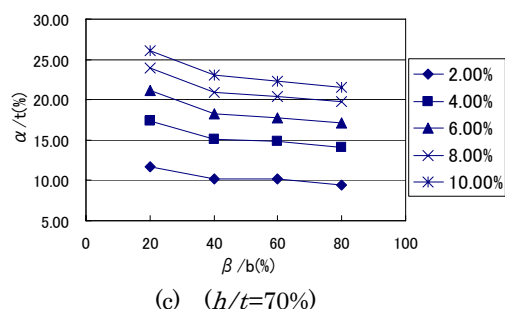
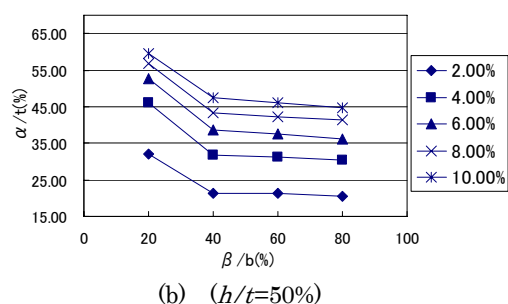
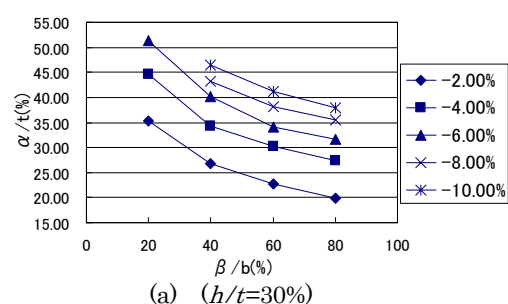


図-3.9.26 き裂サイズとひずみ増加率の関係

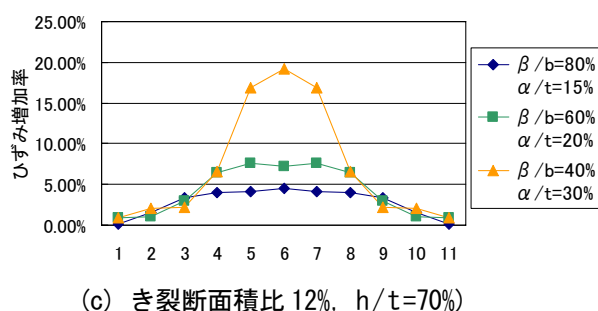
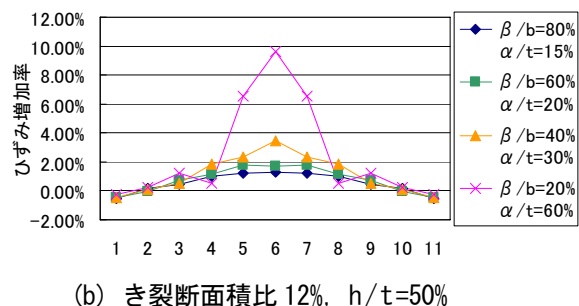
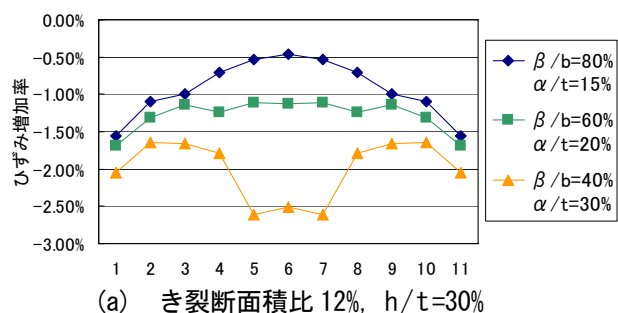


図-3.9.27 ひずみ増加率

④ 同一き裂断面積比でのき裂形状の影響

図-3.9.27 に、き裂断面積比が 12%でき裂形状を変化させたモデルの解析から得られたひずみ増加率を示す。 $h/t=30\%$ では、 B/b を小さくし a/t を大きくしたモデルほど表面のひずみ増加率がマイナス側に大きくなっており、 $B/b=40\% \cdot a/t=30\%$ のモデルではき裂上部のひずみ変化が大きくなっている。 $h/t=50\%$ でも、 B/b を小さく a/t を大きくしたモデルのひずみ増加率が大きくなり、 $B/b=20\% \cdot a/t=60\%$ のモデルではき裂上部のひずみは大幅に増加し、最大で 9.60%となった。 $h/t=70\%$ も同様に B/b を小さく a/t を大きくしたモデルほどき裂上部のひずみ増加率は大きくなっている。 $B/b=40\% \cdot a/t=30\%$ のモデルではひずみ増加率は最高で 19.22%になった。

以上の結果から 3 つのき裂パラメータ(h/t 、 a/t 、 B/b)の表面ひずみに対する影響力を比較する。(2)の解析結果より、き裂の位置によって表面ひずみは大きく変化するため、 h/t の影響力が最も大きいと言える。また、(3) (4)の解析結果より、き裂のサイズでは B/b よりも a/t の方が表面のひずみに対する影響力は大きくなることが分かる。

3.9.4 結語

① ESPIによる欠陥検知

試験片裏側の不可視の切欠きでも、弾性域の最大主ひずみ分布図、 y 方向変位分布図を描画することによって、ひずみ集中の可視化が可能であることがわかった。また、欠陥はスペckル干渉縞のみでも位置を特定することができる。そのため、変位やひずみを計算過程を省略でき、非接触かつリアルタイムでのモニタリングの可能性が確認された。なお、欠陥検知の場合には、計測対象物に負荷を与えなければならないため、実構造物に適用するには負荷方法等の検討が必要である。

② 欠陥がスペckル干渉縞に及ぼす影響

欠陥が無い場合は、弾性域では横方向に一樣に発生し、それに対応する変位分布も同様であることが確認された。また、欠陥が有る場合は、弾性域においても、変形量が大きい欠陥箇所で乱れ、斜め方向に表示される。

③ ESPIによるすべり帯の計測

すべり帯は局所的な変形でその変形量も大きくスペckル干渉縞がその部分で密になり白く表示され、これによりESPIですべり帯の可視化が可能であることがわかった。また、欠陥が無い場合のすべり帯は、弾性限を過ぎると試験片上部に現れ、試験片の下方に移動する。その後、ランダムに2~4本のすべり帯が現れるが、その方向は全て同一方向である。一方、欠陥孔を有する場合のすべり帯は、欠陥が無い場合と同様に2~4本生じるが、欠陥箇所のみ他とは異なったすべり方向で現れる。

④ 鋼材の内部き裂が表面ひずみに及ぼす影響

鋼材の溶接内部に存在するき裂を対象に、その位置やサイズが表面のひずみに及ぼす影響について弾性解析により検討した。今後は、スペckル干渉法での内部き裂検出の可能性をより詳細に検討する必要がある。

<参考文献>

- [1] 松田浩・大石裕介・神原天鳴・仲村政彦・崎山毅：ホログラフィ干渉計測および3次元計測による薄肉構造部材の非破壊検査法に関する研究、応用力学論文集、Vol.5、pp.847 - 854、2002
- [2] アルミニウムハンドブック、軽金属協会、朝倉書店、1963

(松田 浩、中村 聖三)

3. 10 異方性 FRP 複合材の振動計測および欠陥検知への応用

3.10.1 ホログラフィ干渉計測法

ホログラフィ干渉計測法は、粗面からの反射波面の振幅位相分布を記録する計測法である[1][2]。粗面物体の変形前の状態と変形後の状態を同じホログラムに記録し、これを同時に再生すると、記録された変形前後の2つの波面間に干渉が起こり、物体変形の情報を持った干渉縞が得られる。また、振動している物体の状態を一定時間記録すると、再生像には振動の振幅分布に対応した干渉縞が得られる。

ホログラムの記録に使用する感光材料は、光の強度のみを記録するため、物体からの光を直接感光材料に記録するのでは位相の情報が損なわれる。そのため、レーザーのようなコヒーレント（干渉性）の高い光源を用い、光を2方向に分割し互いに干渉させ、発生する干渉縞の強度分布を感光材料に記録する。

(1) ホログラムの記録

光源から発信されたレーザー光をビームスプリッタにより2分割し、それぞれをビームエキスパンダにより光の幅を拡張する。一方を物体光として物体を経由した後に記録材料に照射する。もう一方を参照光として、直接記録材料に照射する。ホログラムには2つの光の位相差が記録されるので、光の反射によって、物体光と参照光の位相がずれないようにする必要がある。

図-3.10.1において、物体により回折した複素振幅の位相を持つ物体光とレーザー光の複素振幅の位相を持つ参照光がそれぞれ記録材料面上に到達する。それにより物体光と参照光が位相の重ね合わせによって記録材料に干渉縞の強度分布として記録される。干渉縞は極めて細い周期構造をしており回折格子の作用をする。

(2) ホログラムの再生

ホログラムとして記録された物体の像を再び再生させるためには、参照光と同一波長の光をホログラムに照射する（図-3.10.2）。この光を再生照明光と呼ぶ。ホログラムは細かい干渉縞を記録した回折格子なため、これに光を照射すればそのまま直進する光の他に、別の方向に回折して進む光が生じる。この回折光は再生光と呼ばれ、記録した物体光とまったく同じ形をしている。

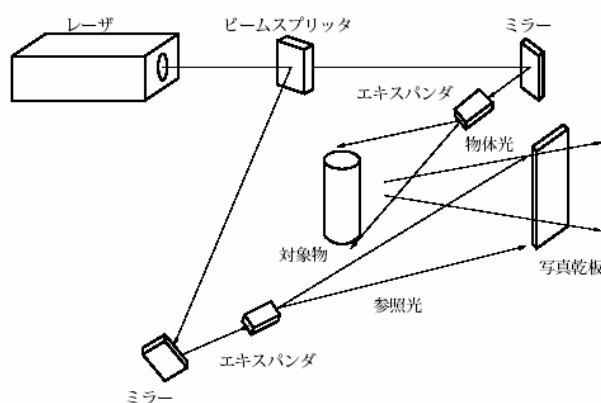


図-3.10.1 ホログラムの記録

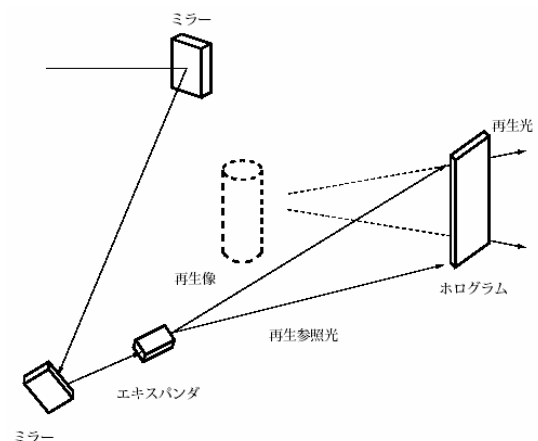


図-3.10.2 ホログラムの再生

3.10.2 He-Ne レーザーホログラフィによる実験

本実験は、ホログラフィ干渉計測の時間平均法を用いて撮影を行った。時間平均法とは変形前と変形後の物体光を同じ参照光で干渉させることにより記録できる変位分布を利用したものであり、振動の周期に比べ十分長い時間にわたって露光させる。物体光は周期的に変化するので、記録材料には変形前と変形後の変位分布が記録され、干渉縞を得ることができる。

振動実験を行うにあたり、治具に固定された試験片の上部後方より、スピーカの音圧により加振させた。試験片に貼付したひずみゲージ（FDT-028K）から得たひずみの最大値をオシロスコープで検出し、その時の振動数を試験片の固有振動数としている。

レーザーホログラフィの実験装置を図-3.10.3 に示す。

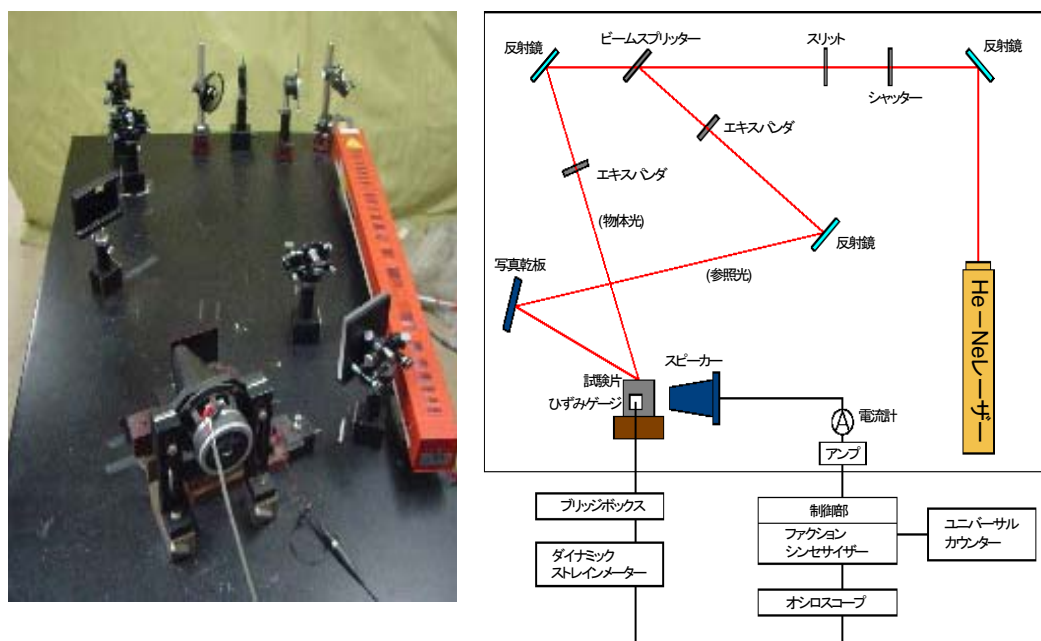


図-3.10.3 レーザーホログラフィ装置

3.10.3 試験片

実験に使用したアルミ合金、CFRP (Carbon Fiber Reinforced Plastic) 試験片を図-3.10.4 に、材料特性を表-3.10.1 にそれぞれ示す。なおCFRP試験片には、東邦ナテックス(株)製の材料プリプレグ (Q-1111、CFAW : 150g/m²、RC : 30%) を使用している。

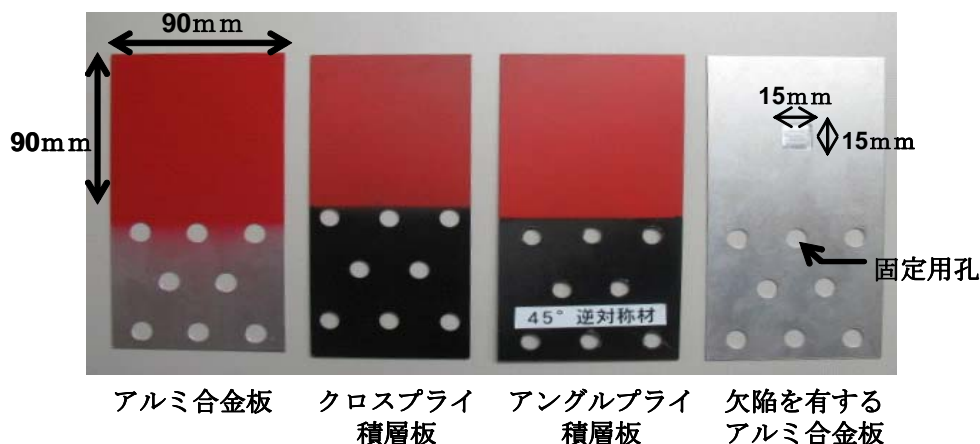


図-3.10.4 試験片

表－3. 10. 1 試験片の材料特性

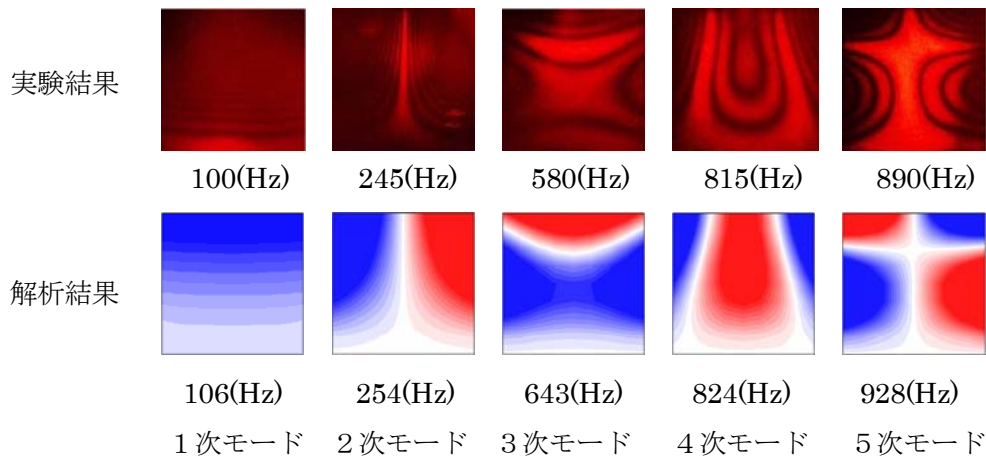
	E_L (GPa)	E_T (GPa)	G_{LT} (GPa)	ν_{LT}	ρ (kN/m ³)
アルミ合金板	69.6	69.6	26.1	0.33	26.5
CFRP	149	9.2	4.8	0.3	15.8

3. 1 0. 4 実験および解析結果

(1) アルミニウム合金板

はじめに、ホログラフィ干渉計測の実用性を検討するために、等質・等方性の材料である片持ちアルミ合金板の振動解析および実験を行った。

図－3.10.5 は 5 次までの振動数と振動モードを示している。実験結果と解析結果を比較すると、3 次の振動数においては多少の差があるものの、それ以外の振動数はせいぜい数%の差である。振動モードにおいては、実験、解析ではほぼ同様のモードが得られており、レーザーホログラフィ干渉計測による実験結果は十分妥当であると考えられる。



図－3. 10. 5 片持ちアルミ合金板の振動モード

(2) 積層板[3]

① CFRP クロスプライ積層板

つづいて片持ち積層板の自由振動に及ぼす積層順序の影響を明らかにするために、CFRPクロスプライ積層板の振動解析および実験を行った。用いた積層板は全て 8 層からなり、 $[0^\circ/90^\circ/0^\circ/90^\circ]_2$ (配向角 0° , $90^\circ, 0^\circ, 90^\circ$ の積層順序を 2 層重ねた積層構造)、 $[0^\circ/90^\circ/90^\circ/0^\circ]_2$ 、 $[90^\circ/0^\circ/0^\circ/90^\circ]_2$ の 3 種類のクロスプライ積層板である。

表－3.10.2 には 5 次までの振動数を示している。いずれの積層順序においても、実験結果と解析結果はほぼ一致した値を得ており、アルミ合金板の場合と同じように、実験による振動数は、全体的に解析結果を若干下回る結果となっている。

表－3. 10. 2 CFRP クロスプライ積層板の振動数 (Hz)

積層順序		解析	実験
$[0^\circ/90^\circ/0^\circ/90^\circ]_2$	1st.	174	172
	2nd.	249	248
	3rd.	1086	1054
	4th.	1170	1098
	5th.	1184	1229
$[0^\circ/90^\circ/90^\circ/0^\circ]_2$	1st.	162	154
	2nd.	239	242
	3rd.	1009	942
	4th.	1117	1063
	5th.	1271	1266
$[90^\circ/0^\circ/0^\circ/90^\circ]_2$	1st.	191	185
	2nd.	261	258
	3rd.	1101	984
	4th.	1194	1162
	5th.	1284	1248

振動モードにおいても、実験と解析では同様な結果が得られている。1次、2次の振動モードは、いずれの積層順序においても同様なモードであるが、3次～5次のモードは図-3.10.6に示すように積層順序によって出現順序が変わっている。 $[0^\circ/90^\circ/0^\circ/90^\circ]_2$ にすると、等質・等方性のアルミニウム合金板の振動モードと同じ出現順序であるが、 $[0^\circ/90^\circ/90^\circ/0^\circ]_2$ とすることで、4次と5次の出現順序が入れ替わり、 $[0^\circ/90^\circ/90^\circ/0^\circ]_2$ とすることで、3次と4次の出現順序が入れ替わってくる。これは、これら3次～5次の振動数にはあまり差がなく、積層順序を変えることによって、出現順序が替わりやすい積層構造であると考えられる。

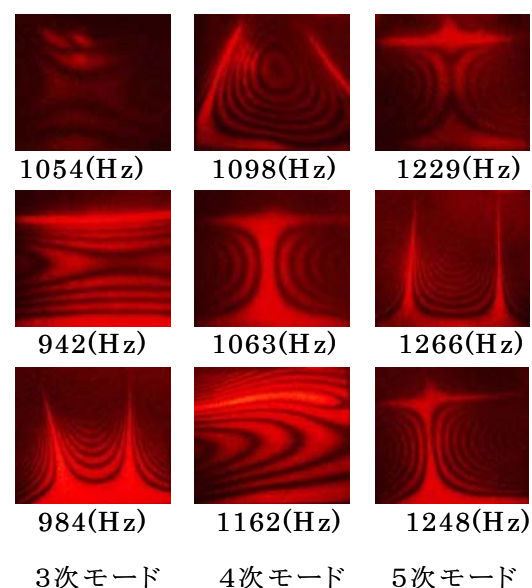


図-3.10.6 CFRP クロスプライ積層板の振動モード

② CFRP アングルプライ積層板

さらに、片持ち積層板の自由振動に及ぼす配向角の影響を明らかにするために、CFRPアングルプライ積層板の振動解析および実験を行った。用いた積層板は8層からなり、 $[+\theta/-\theta]_s$ （添字sは対称積層板のことである） $[+\theta/-\theta]_2$ （添字2は逆対称積層板のことである）とし、 $\theta=30^\circ, 60^\circ$ の2種類の対称アングルプライ積層板、逆対象アングルプライ積層板である。

図-3.10.7には $\theta=60^\circ$ の場合の5次までの振動数と振動モードを示している。対称アングルプライ積層板では、繊維方向に角度があるため、左右対称の振動モードは出現せず、繊維方向に影響された振動モードが出現している。このような積層構造においても、ホログラフィ干渉計測は解析結果と一致した振動モードを示している。

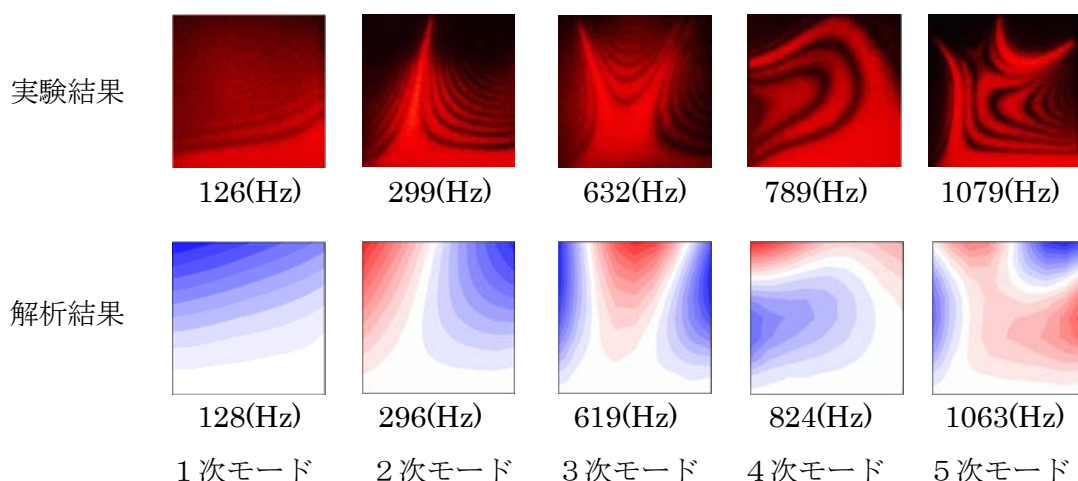


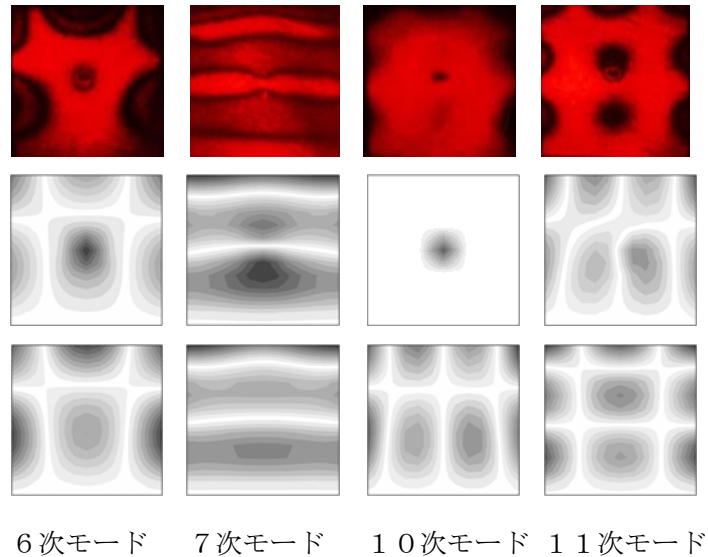
図-3.10.7 CFRP アングルプライ積層板の振動モード

(3) 欠陥を有する板

薄板は大型機械構造物に多く用いられ、損傷の拡大は構造物の強度低下や応力集中を招き大事故に発展する可能性がある。そのため、欠陥等を有する薄板の特性に関する解明が求められている。ここではレーザーホログラフィによっても欠陥検知が可能であるか、欠陥を有する薄板を対象とし、

表－3. 10. 3 欠陥を有する板の振動数
(Hz)

	欠陥板		等厚板
	実験値	解析値	解析値
1st.	99.0	101.0	105.4
2nd.	240.0	243.1	258.6
3rd.	610.0	654.9	661.5
4th.	788.0	794.2	842.9
5th.	917.0	942.1	957.9
6th.	1507.0	1630.7	1687.2
7th.	1761.0	1863.5	1994.4
8th.	1997.0	1963.2	2078.4
9th.	2232.0	2225.1	2293.3
10th.	2609.0	2629.2	2993.3
11th.	2762.0	2790.4	3119.4
12th.	3035.0	2961.9	4162.6
13th.	3653.0	4127.1	4344.5



図－3. 10. 8 欠陥板と等厚板における振動モードの比較

(上図：欠陥板実験 中図：欠陥板解析 下図：等厚板解析)

振動数・振動モードに及ぼす影響を調べた。

欠陥を有する板と等厚板における振動数の比較を表－3.10.3 に、欠陥による変化が現れた 6 次、7 次、10 次、11 次の振動モードを図－3.10.8 に示す。振動数を等厚板と比較してみると、欠陥板の方が全体的に低い値をとることが分かる。また、等厚板と振動モードが大きく変わってくる 10 次以降の振動数は、欠陥板と等厚板に開きが出てくる。振動モードに関しては、等厚板と比較してみると、欠陥を有する板の欠陥部分では 6 次、10 次、11 次においては同心円状の等高線が現れ、その間隔は狭く集中している。また 7 次は欠陥部分が振動の節と重なっており、欠陥部分のみ節が狭くなっていることも分かる。

このように、6 次、7 次、10 次、11 次に関しては欠陥による変化が見られ、10 次に関しては等厚板と全く異なる振動モードがあらわれた。

今後は、欠陥の大きさ、深さ、位置などを変化させ振動数・振動モードにどのような影響を及ぼすかを明らかにし、欠陥位置の推定が可能であるかを検証する。さらに積層板の接着剥離等の内部欠陥検出等にレーザーホログラフィ干渉計測装置を適用していきたいと考えている。

<参考文献>

- [1]久保田敏弘：ホログラフィ入門、朝倉書店、1995
- [2]Paul Smigielski 著、辻内順平訳：ホログラフィによる計測と検査－工業で使われるホログラフィー、新技術コミュニケーションズ、1999
- [3]森田千尋・松田浩・崎山毅・下川一基・白濱敏行・黄美：片持ち積層板の自由振動特性に関する研究、構造工学論文集、Vol.51A、pp.33 - 41、2005

(森田 千尋)

3. 1 1 膜構造のリンクル計測・解析

3. 1 1. 1 計測概要

膜材は薄く、曲げ剛性を有しない材料である。そのため、曲げや圧縮力が作用するとリンクル(しわ)やスラッグ(弛み)などの変形が生じる。膜構造物は膜材に張力を導入することによって、構造系を形成しているが、過剰な張力の導入はリンクル発生の原因となる。膜面に生じたリンクルは、膜構造の力学的特性に大きく影響を与えるとともに、美観に大きな影響を与える。そのために、リンクルの挙動を把握することは、膜構造物にとって重要な問題である。

筆者らは[1]、変形能の大きな膜材に ESPI 法を適用し、矩形張力膜のリンクル発生過程におけるひずみ値の変化について検討を行った結果、目視によるリンクル発生荷重以前に荷重－最小主ひずみ曲線により、ひずみ値が緩和するという現象をとらえることができた。すなわち、リンクル発生荷重は最小主ひずみに依存し、最小主ひずみに着目することによりリンクルの発生を予測できることがわかった。また、目視観察によると、リンクルは最小主ひずみの分布図に沿って発生しており、膜材の全視野計測から算出される最小主ひずみとリンクル発生の関係性を見出すことができた。しかし、現有 ESPI 装置は二次元計測のため面外変位は計測できないこと、リンクル形状と最小主ひずみの同期計測が行えないこと、さらには振動等の外乱に弱いことなど、いくつかの問題点が明らかになった。そこで、これらの問題点を解決するために、光学的全視野計測の一つである三次元デジタル画像相関法に着目した。本研究では、三次元デジタル画像相関法[2]を用いて矩形張力膜のリンクル形状と最小主ひずみに着目し検討を行うものとする。

試験片材料には、膜厚 $50\mu\text{m}$ のポリエステルフィルム(ルミラー)を用いて、アスペクト比の異なる 3 種類の試験片を作製し、一軸引張試験を行った。膜材の下端を完全固定とし、上端に引張力を加えた。また、初期不整の影響を抑えるために、ジグと膜材の間にゴムを挟みこみボルトによって固定し計測を行った。計測で使用したサブセットの大きさは、 $19\times 19\text{pixels}$ とした。一軸引張試験によって得られたリンクルを図-3.11.1 に示す。また、膜材の材料定数を表-3.11.1 に示す。図-3.11.2 に試験片形状を示し、網掛け部分を計測範囲とした。また、各試験片の寸法および計測範囲を表-3.11.2 に示す。なお、荷重－ひずみ曲線に用いる各ひずみ値は図-3.11.2 に示す試験片中央の $a\times c\text{ mm}$ の計測領域の平均値を用いた。



図-3.11.1 リンクル現象

表-3.11.1 ポリエステルフィルムの材料定数

破断強度(MPa)	破断伸度(%)	弾性係数(GPa)	ポアソン比
215	170	4	0.3

表-3.11.2 試験片寸法と計測範囲

試験片	アスペクト比	寸法(mm)	計測範囲(mm)		
			a	b	c
A	1:1	150×150	100	100	2
B	1:2	150×300	130	200	2
C	1:3	150×450	80	200	2

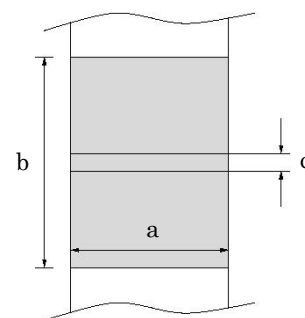


図-3.11.2 試験片形状と計測範囲

3.11.2 計測結果

前項にも示したとおり、ESPI 法を適用し、矩形張力膜のリンクル発生過程におけるひずみ値の変化について検討を行った結果、膜材の全視野面内変位計測から算出される最小主ひずみとリンクル発生の関係性を見出すことができた。したがって、三次元デジタル画像相関法によって得られた計測結果も最小主ひずみに着目して整理することとする。

(1) 面内変位計測結果

図-3.11.3(a)に三次元デジタル画像相関法を適用して得られた各試験片の荷重-ひずみ曲線を示し、図-3.11.3(b)に各試験片のリンクル発生後の x 方向変位、y 方向変位を示す。図-3.11.3(b)に示すように、矩形張力膜の一軸引張試験において膜材の非接触全視野計測が可能であり、x 方向変位と y 方向変位が測定することが可能であった。この変位成分を用いて、最小主ひずみを算出し、三次元形状と比較することで検討を行うものとする。

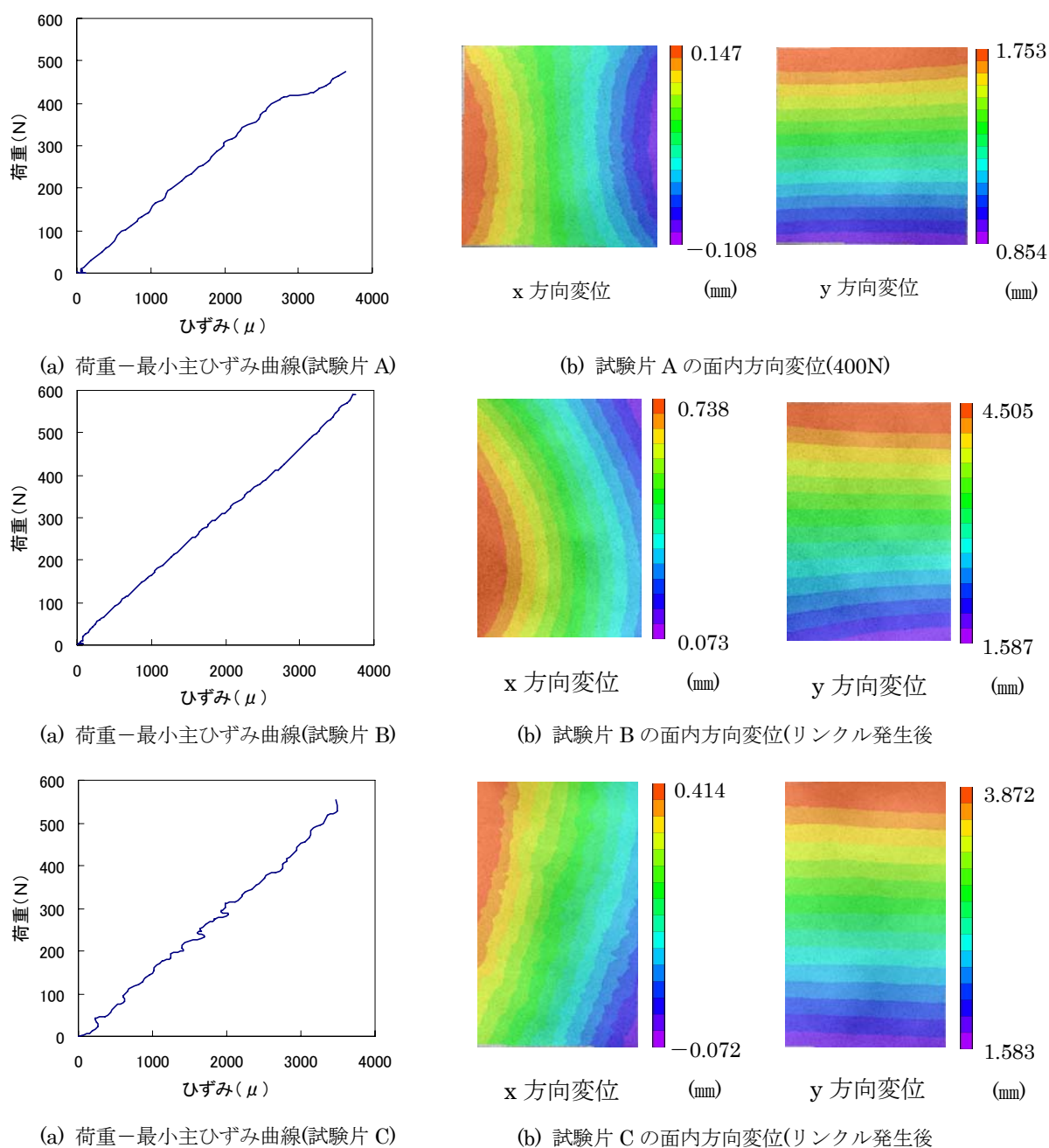


図-3.11.3 荷重-最小主ひずみ曲線と面内方向変位

(2) 最小主ひずみの比較検討

各試験片のリンクル発生荷重を表-3.11.3 に示す。試験片 A、B、C において最小主ひずみに着目した計測結果を図-3.11.4~3.11.6 に示す。

試験片 A では、リンクルの発生は確認されなかった。図-3.11.4 に示すように荷重が増大するにしたがって、ひずみは増加していくが、リンクルが発生していないために波上のひずみの集中は見られなかった。

試験片 B では、約 390.5N でリンクルの発生を確認することができた。図-3.11.5 に示すように荷重が増大するにしたがって、波状のひずみの集中が確認できる。

試験片 C においても、約 393.4N でリンクルの発生を確認することができた。図-3.11.6 にも示すように、荷重が増大するにしたがって波上のひずみの集中が確認できる。

これらの結果より、デジタル画像相関法を用いて膜材の全視野計測が可能になり、リンクルの発生確認をすることができた。そのため、リンクル計測の有用性を確認することができた。また、リンクルの発生が確認された試験片 B、C の図-3.11.5、図-3.11.6 の最小主ひずみ分布より、リンクル形状と最小主ひずみ分布に関連性があることが示唆される。そこで、リンクル形状と最小主ひずみ分布に着目し、両者の相関関係を明確にする。

表-3. 11. 3 各試験片のリンクル発生荷重

試験片	リンクル発生の有無	リンクル発生荷重
A	×	無し
B	○	約 390.5N
C	○	約 393.4N

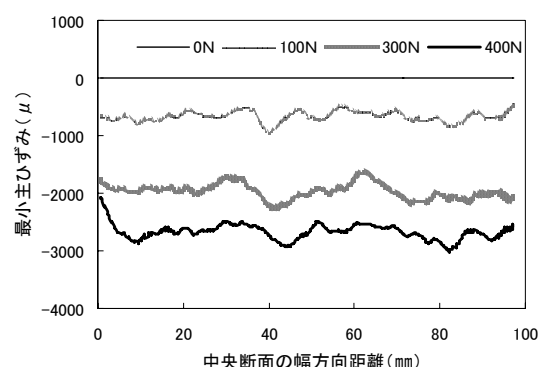


図-3. 11. 4 中央断面の最小主ひずみ分布
(試験片 A)

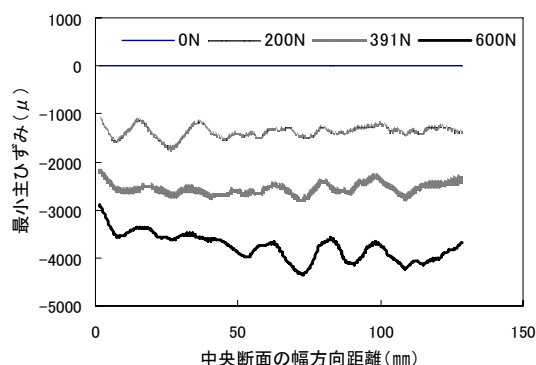


図-3. 11. 5 中央断面の最小主ひずみ分布
(試験片 B)

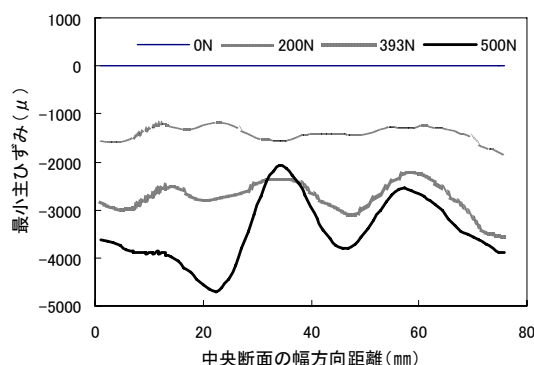


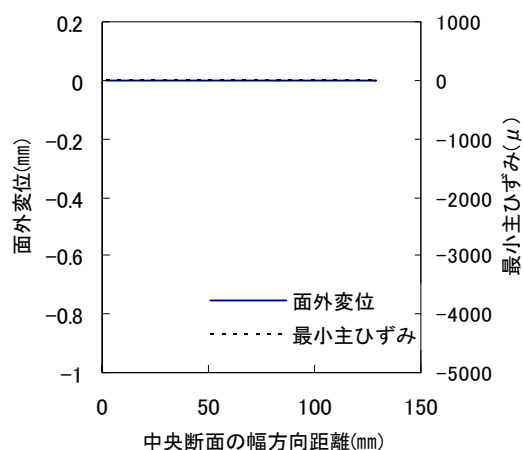
図-3. 11. 6 中央断面の最小主ひずみ分布
(試験片 C)

(3) 最小主ひずみと面外方向変位の比較検討

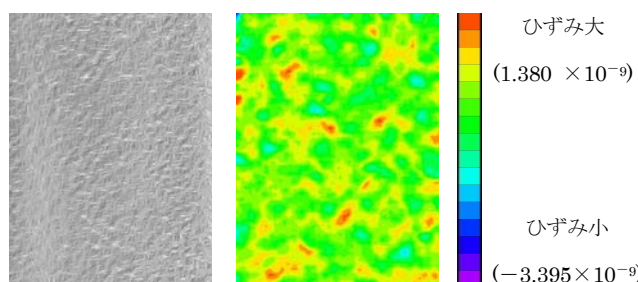
リンクルの発生が確認できた試験片 B、C における各荷重での中央断面の面外方向変位および最小主ひずみの推移を図 3.11.7～3.11.14(a) に示し、得られた三次元形状を図 3.11.7～3.11.14(b) に、また、最小主ひずみ分布を図 3.11.7～3.11.14(c) に示す。

試験片 B では、図 3.11.9 に示すように、リンクル発生荷重約 391N において三次元形状計測により 3 本のリンクルの発生を確認できた。また、図 3.11.7～3.11.10 の(a)図に示すように、荷重が増大するにしたがって中央断面における面外方向変位と最小主ひずみの分布が相似関係になっていることが確認できる。図 3.11.9 に示すようにリンクル発生荷重(約 391N)では、その相似関係は顕著に見ることができ、両者の極小点、極大点がリンクル形状に沿って現れていることが確認できる。

試験片 C では、図 3.11.13 に示すように、リンクル発生荷重約 393N において三次元形状計測により 3 本のリンクルの発生を確認できた。また同様に、図 3.11.11～3.11.14 の(a)図に示すように、荷重が増大するにしたがって、中央断面における面外方向変位と最小主ひずみの分布が相似関係になっていることが確認できる。図 3.11.13 に示すようにリンクル発生荷重(約 393N)においても、その相似関係を顕著に見ることができ、両者の極小点、極大点がリンクル形状に沿って現れていることが確認できる。特に図 3.11.14 に示すように 393N のリンクル発生荷重点以降においては、最小主ひずみ分布形状の波形が顕著に現れていることが確認される。以上より、リンクル形状と最小主ひずみの間には、相関関係があることが確認された。

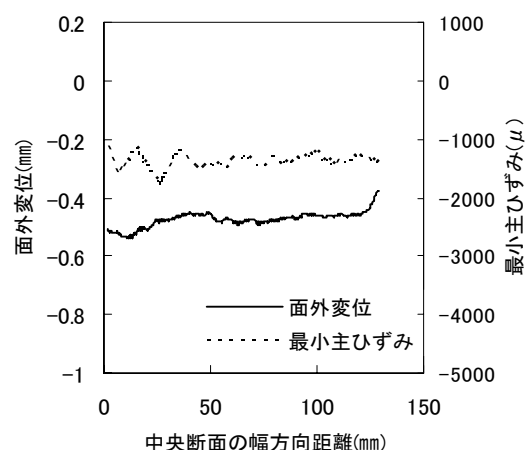


(a) 中央断面の面外方向変位と最小主ひずみ

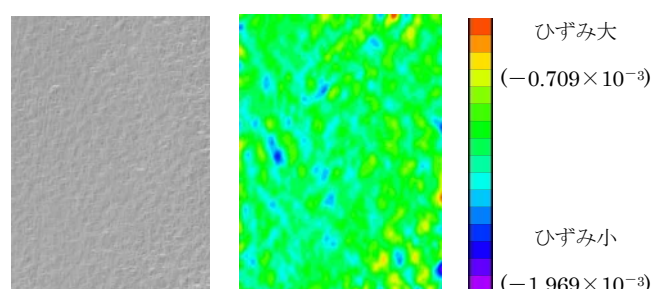


(b) 三次元形状 (c) 最小主ひずみ分布

図 3.11.7 未載荷時(試験片 B)

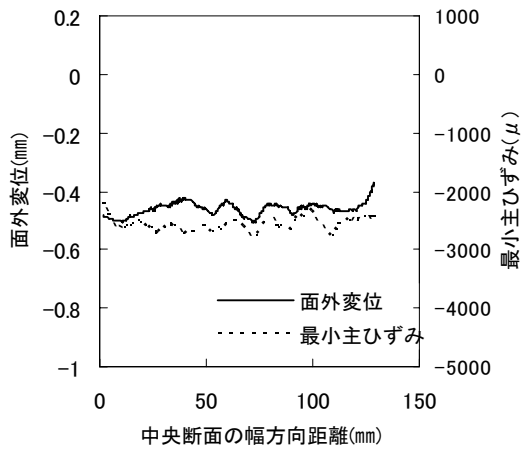


(a) 中央断面の面外方向変位と最小主ひずみ

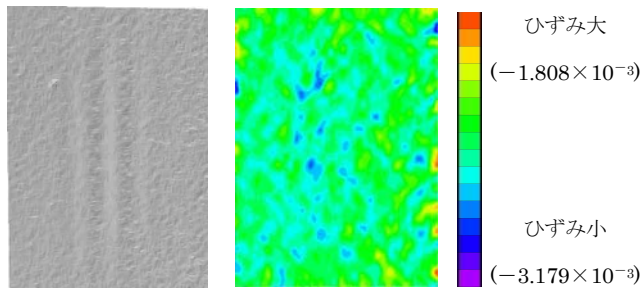


(b) 三次元形状 (c) 最小主ひずみ分布

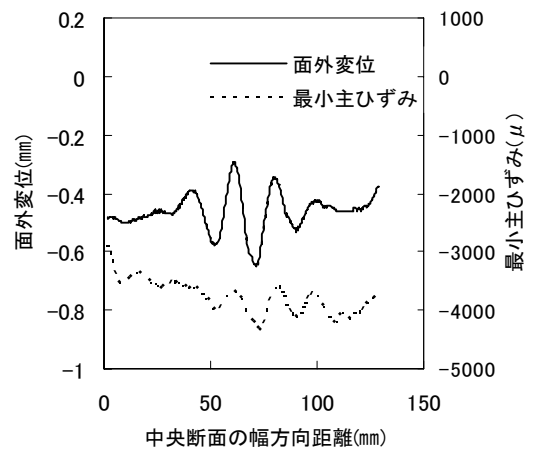
図 3.11.8 200N 載荷時(試験片 B)



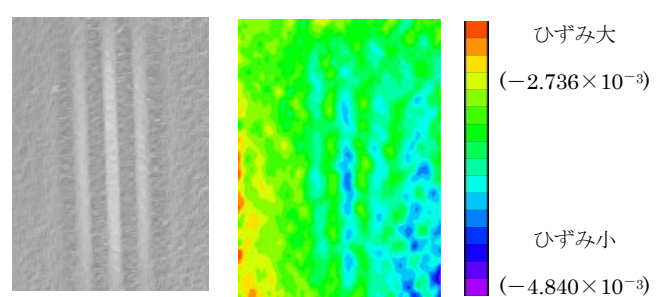
(a) 中央断面の面外方向変位と最小主ひずみ



(b) 三次元形状 (c) 最小主ひずみ分布



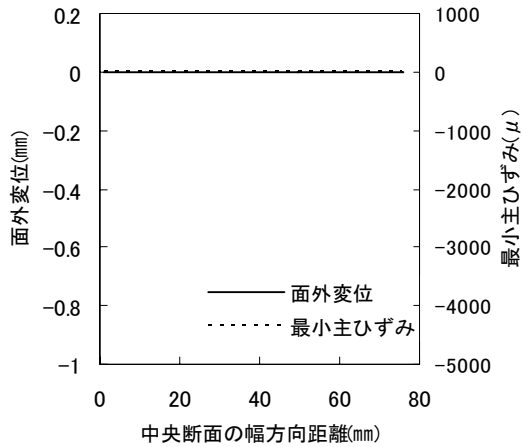
(a) 中央断面の面外方向変位と最小主ひずみ



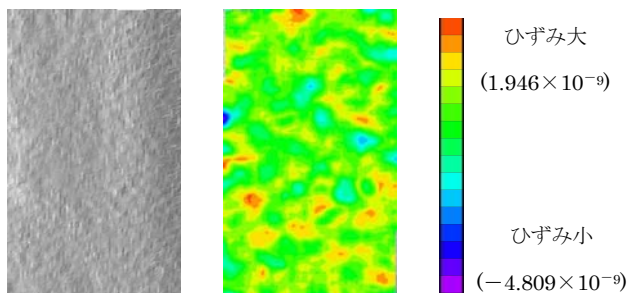
(b) 三次元形状 (c) 最小主ひずみ分布

図-3.11.9 391N 載荷時 (試験片 B)

図-3.11.10 600N 載荷時 (試験片 B)

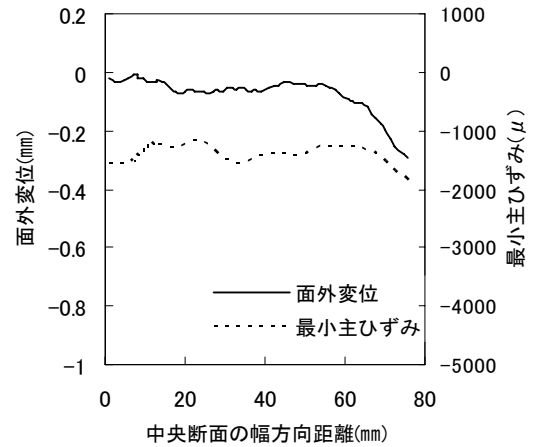


(a) 中央断面の面外方向変位と最小主ひずみ

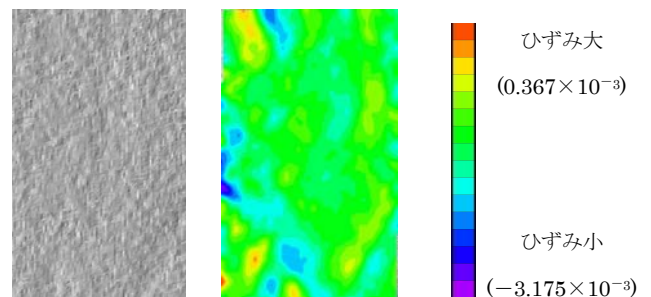


(b) 三次元形状 (c) 最小主ひずみ分布

図-3.11.11 未載荷時 (試験片 C)

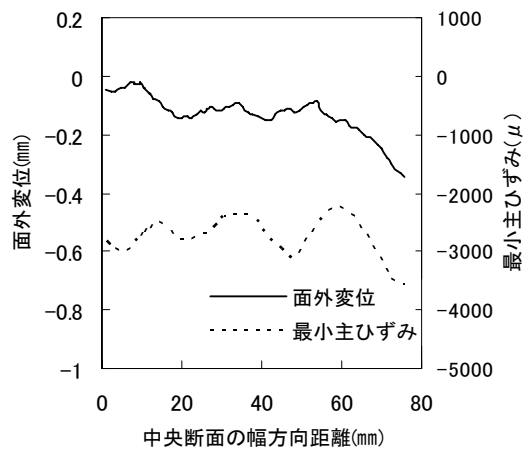


(a) 中央断面の面外方向変位と最小主ひずみ

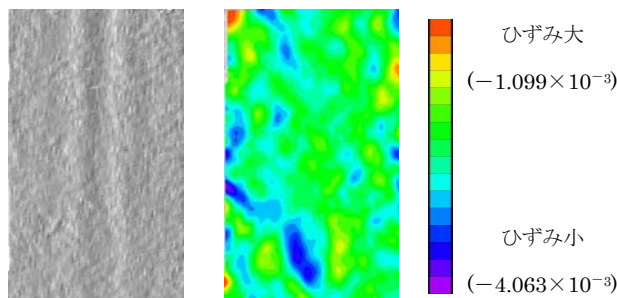


(b) 三次元形状 (c) 最小主ひずみ分布

図-3.11.12 200N 載荷時 (試験片 C)

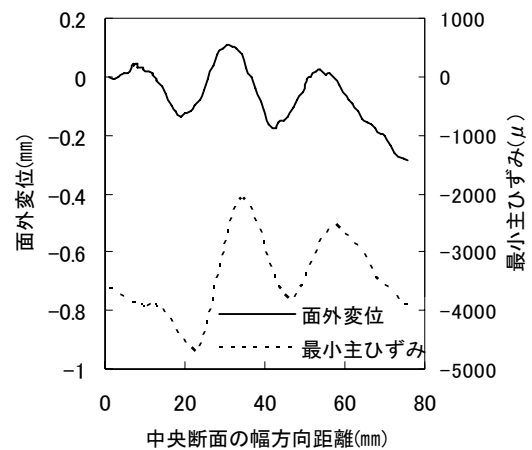


(a) 中央断面の面外方向変位と最小主ひずみ

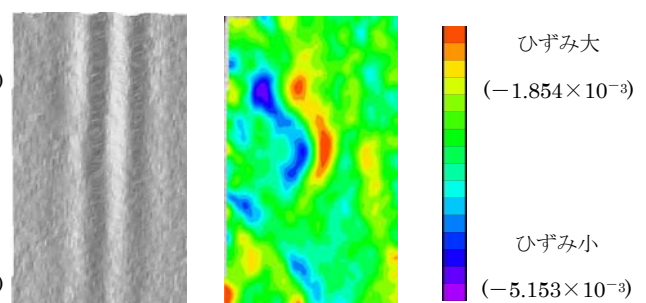


(b) 3次元形状 (c) 最小主ひずみ分布

図-3.11.13 393N 載荷時(試験片 C)



(a) 中央断面の面外方向変位と最小主ひずみ



(b) 3次元形状 (c) 最小主ひずみ分布

図-3.11.14 500N 載荷時(試験片 C)

(4) まとめ

デジタル画像相関法により、変形能の大きい膜材に対しての全視野変位・ひずみ計測が可能であることを確認できた。また、リンクル発生箇所および発生時を特定することができた。矩形膜のアスペクト比 ($a/b=1, 2, 3$) が異なることにより、リンクル発生状態が異なることを確認することができた。アスペクト比が 1 の場合は、リンクルは確認できなかったが、アスペクト比が 2, 3 ではリンクルが 3~4 本発生し、リンクル発生荷重はほぼ同じという結果が得られた。これは、板の座屈においてアスペクト比と座屈荷重の関係とほぼ同じ結果であると考えられる。また、本計測法では、デジタル画像相関法に基づき、三次元形状計測と変位・ひずみ計測が同期計測が可能であり、それにより同一時間での最小主ひずみと面外方向変位を比較することができ、リンクルの発生において最小主ひずみと面外方向変位との関連性を見出すことができた。

<参考文献>

- [1] 松田浩・下郡康二・山下務・阪上直美：電子スペックルパターン干渉法を用いた矩形膜のリンクル計測、膜構造研究論文集、No.18、pp.69 - 74、2004
- [2] 光学的計測法の基礎と応用～鋼・コンクリート構造物への応用～、JCI-JSEM ジョイントセミナー資料、2005

(松田 浩)

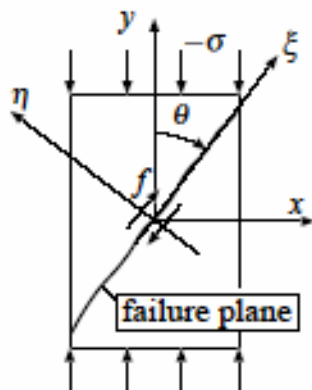
3. 1 2 き裂を有するエポキシ樹脂試験片の圧縮破壊試験

3. 1 2. 1 圧縮荷重下におけるぜい性固体のせん断破壊メカニズム

(1) はじめに

圧縮力を受けるぜい性固体が圧縮軸と角をなす面で巨視的にせん断破壊する現象は良く知られている。材料試験に関する従来の教科書[1]では、「円柱状の鋳鉄試験片を単軸圧縮すると、最大せん断応力が生じる面で破壊するべきであるが、内部摩擦の影響により破面角度は 45 度より小さくなる。」と解説されている(図-3.12.1)。この説により鋳鉄円柱の圧縮試験における破面角度が圧縮軸方向と約 30 度の角度であることが説明されているが、せん断破面がき裂進展の結果生じたとすれば破壊力学で通常認められているき裂の伝ば基準とは矛盾するように思われる。圧縮軸から傾斜した破面内にき裂が生じるならば圧縮力のため巨視的なモード I (開口型) の特異性は消失し、モード II 状態になるであろう。このような純粋なモード II き裂はその面内で拡大するとは考えにくい。ぜい性固体に単独のき裂が存在し、き裂面にせん断応力のみが作用するような負荷を与える場合、き裂は進展直後に湾曲して主応力と垂直な方向にモード I 伝ばすることが普通である。

そこで本研究では、破壊挙動の観察が容易な透明材を用いた圧縮試験を実施して圧縮せん断メカニズムの調査を試みた。また、試験中に観察された特徴的な損傷の発生を手がかりとして破壊力学に基づく数値解析を実施し、圧縮せん断破壊の機構に関する考察を行った。



破面面に沿うせん断応力：

$$\tau_{\xi\eta} = -\sigma \sin \theta (\cos \theta - \mu \sin \theta)$$

(μ : 摩擦係数)

最大応力となる角度：

$$\theta = 1/2 \tan^{-1}(1/\mu)$$

図-3.12.1 従来のせん断破壊モデル(最大せん断応力の面で破壊する)

(2) PMMA を用いた単軸および二軸圧縮実験と考察

厚み 6mm の PMMA 平板から幅 30mm、高さ 60mm の試験片を作成して万能型引張圧縮試験機により圧縮試験を実施した。試験片中央部にはドリルで下穴を明け、下穴に刃厚 0.15mm のメタルソーを挿入して長さ約 12mm のスリット(試験片の長手方向から約 45 度)を導入した。圧縮試験は矩形の試験片の長手方向とその直角方向から、単軸および二軸方向からの圧力を作用させる要領で実施し、試験片の面外方向(厚み方向)への変形を拘束するため、板厚 30mm のガラスブロックで挟んで荷重を負荷した。幅方向の変形を自由な状態に保ちながら単軸圧縮試験を実施した際には図-3.12.2 のような、幅方向の変形を拘束して二軸圧縮試験を実施した際には図-3.12.3 に示すような破壊形態が観察された。

単軸圧縮試験では圧縮荷重の増加とともに、導入したスリット(人工き裂)先端から圧縮方向に湾曲しながら進展するウイングき裂[2]が発生し、比較的遅い速度で安定成長して試験片端部まで到達した。また、顕微鏡観察の結果、ウイングき裂の他にもスリット近傍にはクレーズと思われる損傷の発生が確認された。損傷領域は試験片表面にアセトンをスプレーした直後に圧縮試験を実施

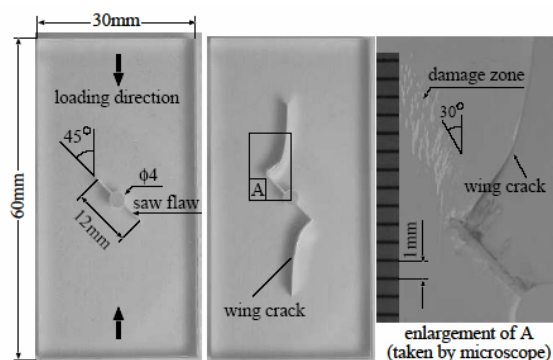


図-3.12.2 単軸圧縮試験による破壊形態

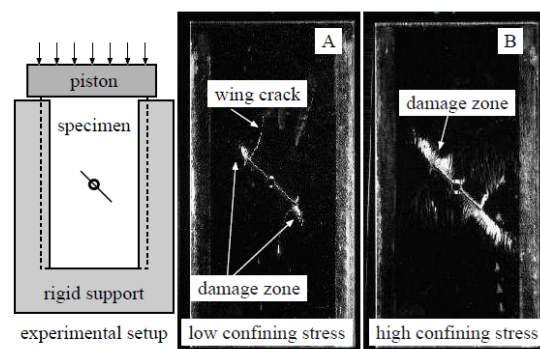


図-3.12.3 二軸圧縮試験で観察された損傷

した際に特に顕著に出現し[3]、はじめスリット先端からやや離れた位置から生じて圧縮方向と約 30 度の角をなす方向に徐々に拡大した。

次にウイングき裂の進展を抑制し、損傷の発生を明確化する目的で試験片の幅方向への変形も拘束した二軸圧縮試験を実施したところ、図-3.12.3 のように単軸圧縮試験とは全く異なる試験結果を得た。二軸圧縮試験では単軸試験に比べウイングき裂の伝ばが抑制され、200MPa 近くまで軸方向の圧縮応力を増加しても試験片端までウイングき裂が到達しなかった。図-3.12.3 において、low confining stress と示した写真は試験片寸法と変形を拘束するために用いた治具との間に若干の隙間が存在した場合の結果であり、high confining stress と示した写真は試験片の寸法精度が高く、治具との間で隙間が生じず理想的な二軸圧縮が負荷できた結果である。low confining stress の場合、導入したスリット先端からウイングき裂の発生が観測されたが、high confining stress ではウイングき裂は生じず、その代わりに広い範囲で材料の損傷が認められた。損傷部分の拡大を図-3.12.4 に示す。損傷域内には互いにほぼ平行な無数の表面き裂が生じており、これらの表面き裂の合体が巨視的せん断破壊を引き起こす可能性が示唆される。そこで無数の表面き裂を二次元の平行き裂群とみなし、平行き裂群が圧縮応力下で発生できる力学的根拠について検討した。

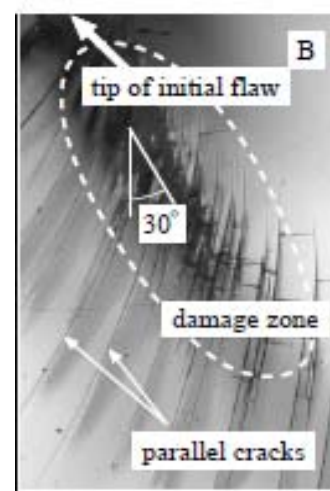


図-3.12.4 損傷部分の拡大

(3) 圧縮力を受ける平板内の平行き裂群の二次元解析

単独の二次元理想き裂を有する平板を一樣圧縮する場合、き裂と x 軸のなす角度 ϕ によらずモード I の特異性は消失し、0、90°以外であればモード II の特異性のみが現れる(図-3.12.5A)。一方、き裂が複数存在して列をなすとき(図-3.12.5B)、特定の配置条件を満たせばき裂同士の干渉効果によって互いに開口して混合モード状態となる可能性がある。ぜい性固体は引張荷重に弱い特性があるため、ここでは、列をなすき裂先端のモード I の応力拡大係数の平均値 K_I^{ave} を最大とする配置条件は、平行き裂群の発生位置に対応する可能性があると考えた。図-3.12.5B においてき裂長さ c を固定し、き裂数 n 、き裂中心間距離 p 、き裂と x 軸のなす角 ϕ およびき裂中心を結ぶ方向と荷重方向のなす角度 θ を系統的に変化させて全てのき裂先端に生じるモード I の応力拡大係数の平均値 K_I^{ave} を算出し、 K_I^{ave} を最大化する配置条件を調査した。なお、応力拡大係数の計算に用いたのは特異応力場の解析に強力な体積力法 (Body Force Method、BFM) である。

計算結果の一例として、き裂数が5で、き裂と軸のなす角度を $\phi=95^\circ$ に固定し、き裂間ピッチとき裂中心を結ぶ方向と荷重方向のなす角度 θ の関数として、無時限化されたモードIの応力拡大係数のき裂先端における平均値の分布を等高線図として図-3.12.6に示す。図-3.12.6の上段はき裂長さが小さい($c/W=0.05$)の結果であり、下段は比較的き裂が大きい($c/W=0.05$)の結果である。縦軸の値を最大にするピッチには明確な違いが見られるが、き裂長さが異なっても K_I^{ave} を最大にする角度 θ には大きな差がないことが理解される。すなわち、き裂長さが5倍異なるケースを比較したが、いずれも $\theta \approx 34^\circ$ の条件のとき、モードIの応力拡大係数の平均値 K_I^{ave} が最大となる。なお、 K_I^{ave} を最大にする p/c の値はき裂の角度 ϕ に応じて変化した。き裂の中心を結ぶ方向 θ は、条件によらずほぼ一定であった。 $\theta \approx 34^\circ$ の方向は、図-3.12.2および3.12.3で観察された損傷域の拡大方向とも良く一致している。

図-3.12.7に $c/W=0.3$ でき裂の数が $n=5$ および7の場合について K_I^{ave} を最大にするき裂配置条件を与えた場合の板の変形状態を示した。板中央付近のき裂ほど大きく開口しており、き裂数が増大すると板全体が大きな横たわみを生じるようになる。本計算はき裂群を有する弾性板の圧縮解析を行ったものであり、降伏などの材料非線形性は考慮されていない。このような条件下においても、明らかに座屈変形とみなせる横たわみが解析結果に現れた点は興味深い。また、図-3.12.5Bのモデルは、単独き裂(図-3.12.5A)ではあり得ない圧縮応力下でのき裂開口が、多数き裂では生じ得る点で興味深い。ぜい性固体には予めき裂と見なせる無数の欠陥が存在し得るので、複数の潜在き裂が圧縮応力下で開口できる可能性がある。

予き裂を有する試験片を二軸圧縮すると、はじめ進展したウイングき裂はいずれ停止することになり、ウイングき裂停止後の外力仕事は微小き裂群の発生とそれらの開口に伴う板全体の変形で消費されている可能性がある。数値解析により得られた K_I^{ave} を最大にする角度はPMMA試験片で観察した損傷域の発展方向や鋳鉄円柱を圧縮破壊する際の破面方向とほぼ一致している。以上より圧縮力下で生じる巨視的せん断破壊はモードI変形する平行き裂群が連結した結果と予想される。

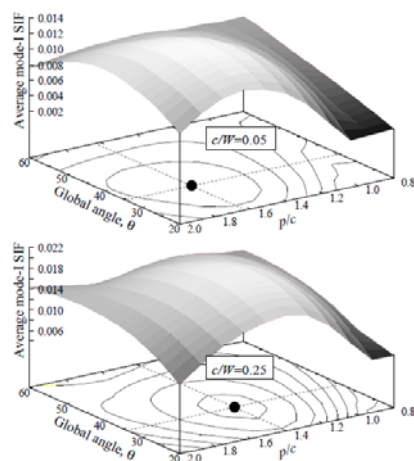


図-3.12.6 モードI 応力拡大係数の平均値の等高線図 ($n=5$, $\phi=95^\circ$)

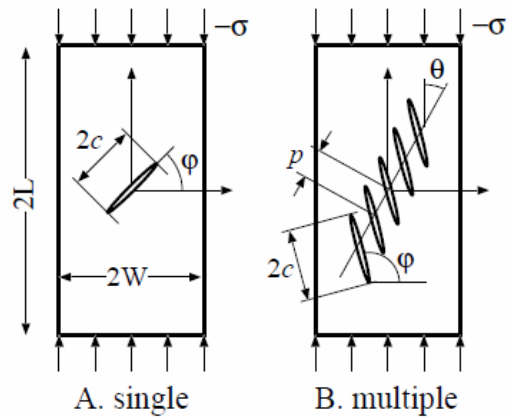


図-3.12.5 数値計算モデル

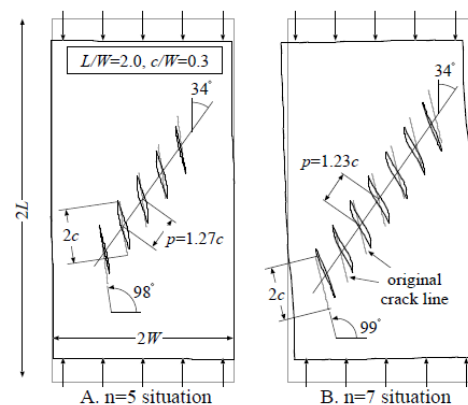


図-3.12.7 K_I^{ave} を最大にするき裂配置条件を与えた場合の板の変形状態 ($c/W=0.3$, $n=5, 7$)

3.12.2 モルタル試験片の圧縮破壊試験と SPH 数値シミュレーション

(1) はじめに

鋳鉄やコンクリートなどのぜい性固体が圧縮力を受けると、圧縮方向といくらか角をなす方向に帯状の損傷領域が発生し、損傷領域が起点となつてがせん断型の破壊挙動を示すことがある。地殻圧縮応力によって逆断層が形成されるメカニズムも同様の圧縮せん断破壊によるものと考えられ、過度の圧縮力がどのようにせん断破壊を生じるのかを明らかにすることは重要である。ぜい性固体の破壊挙動は一般に破壊力学で予測できると考えられているが、圧縮場に理想的な二次元き裂が存在する場合を想定すると、き裂は圧縮力のために閉口してモード I(開口型)の特異性が消失し、純粋モード II の状態になる。破壊力学では、純粋モード II 状態にあるき裂はその面内で伝ば・拡大することができず、屈折や湾曲を伴って成長すると考えられている。実際、このような予き裂先端から緩やかな湾曲を伴って圧縮方向に伝ばするき裂はウイングき裂と呼ばれ、ウイングき裂自身の伝ば挙動は線形破壊力学で正確に予測することができる。逆にこのことは、連続体力学に立脚した破壊力学では圧縮力のもとで圧縮軸と角をなす方向に破壊が生じる圧縮せん断破壊のメカニズムの明確が困難であることを示唆している。

近年、連続体を多数の離散的な粒子で表現して変形や応力分布を数値的に解析する粒子法(Particle Method)が、コンピュータの高機能化を背景として盛んに用いられるようになってきた。DEM(Discrete Element Method)や SPH(Smoothed Particle Hydrodynamics)などが粒子法の代表格として研究分野での利用も進んでおり、これらの粒子法はメッシュ依存性がないことから連続体力学に立脚する手法では困難な超高速衝突の問題や超塑性を含む大変形問題などに適用されてきた。

圧縮せん断破壊の問題はき裂の伝ばのみでなく、き裂の発生と発生したき裂によるひずみの局所化が重要であり、このような問題に対してもメッシュ依存のない粒子法の利点を生かせば破壊解析が可能になることが期待できる。そこで本研究では SPH の圧縮破壊問題に対する適用可能性を調査することを目的として解析プログラムを試作し、切欠を導入した PMMA を用いた圧縮破壊試験結果との比較を行って計算方法の有用性を検討した。

(2) PMMA 試験片の圧縮破壊試験

図-3.12.8 に数値解析と実験に供した試験片の寸法を示す。試験片材料として市販のモルタル粉末の硬化物と、透明度の高いパイレックスガラス(PMMA)とを用い、両材料の場合とも試験片幅を 10mm とした。モルタル材では硬化時に切欠と同形状の突起を有する型枠内で硬化させることで、また、PMMA 材ではドリルを用いた機械加工でノッチを導入した。万能型油圧式試験機にて上下端に静的な圧縮荷重を加え、破壊の様子を観察した。本試験片は U 字切欠きの深さを変えることで、任意の最小断面角度(図中の α)を設定でき、破壊がこの断面で生じると予測されることから、単軸試験機で圧縮せん断試験が実現できる。すなわち、破壊が切欠を結ぶ最小断面で生じるならば、この断面に生じているせん断応力と垂直応力の比は $\tau/\sigma = \cot \alpha$ となり、角度 α のみを変えることで圧縮せん断比の破壊試験が実施できる。

図-3.12.9 にモルタル試験片($\alpha=30^\circ, 45^\circ$)の、図-3.12.10 に PMMA 試験片($\alpha=45^\circ, 60^\circ$)の破断後の様子を示す。モルタル試験片はノッチを結ぶ最小断面で破断したが、極めて遅い荷重速度のもとでも破壊が一瞬で生じてしまい、せん断破壊の様子を観察するに

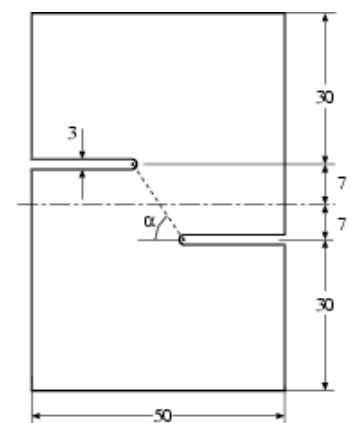


図-3.12.8 切欠試験片

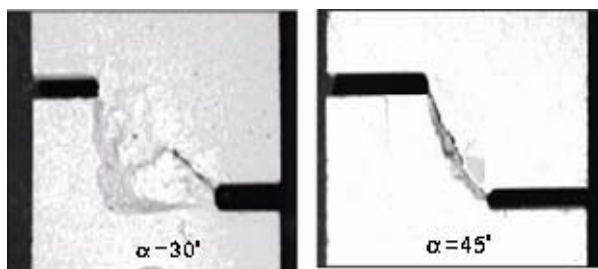


図-3.12.9 モルタル試験片の圧縮破壊

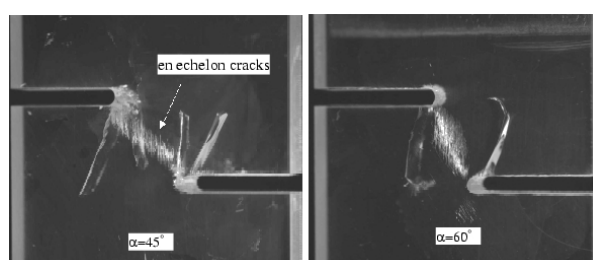


図-3.12.10 PMMA 試験片の圧縮破壊

は適さなかった。PMMA 試験片では圧縮荷重の増加とともに切欠を結ぶ最小断面に沿って無数の表面き裂が発生し損傷領域の生成後に破壊が生じた。損傷領域に生じている表面き裂群はエシェロンき裂と呼ばれ、地殻変動を受けた断層面近傍の野外観察でもその存在が確かめられている。

なお、試験に用いたPMMAの機械的性質は縦弾性係数 $E=3.0$ GPa、密度 $\rho=1200$ kg/m³であり、ポアソン比は 0.42 である。試験片寸法はモルタルの場合と同じで、ノッチ間角度 α が 45° と 60° の2種類を実施した。大気中にて予備実験を行ったところ予想以上に破壊荷重が大きくなることが分ったため、表面損傷が発生しやすい有機溶剤(アセトン)の蒸気を満たしたベッセルの中で圧縮試験を実施した。

(3) SPH による圧縮破壊のシミュレーション

PMMAの物性値を用い、初期粒子間平均間隔を $(\Delta d)_{ave}$ を 0.5mm に設定して領域内に仮想粒子を一樣分布させてSPH解析を実施した。 $\alpha=30^\circ$ 、 45° 、 60° の各場合の粒子数は、それぞれ14889、14623、14889であった。試験片下端に位置する粒子は変位固定とし、上端の粒子に圧縮方向 1m/s の一定変位速度を与えて解析した。 $\alpha=45^\circ$ の条件における解析結果を図-3.12.11に示す。

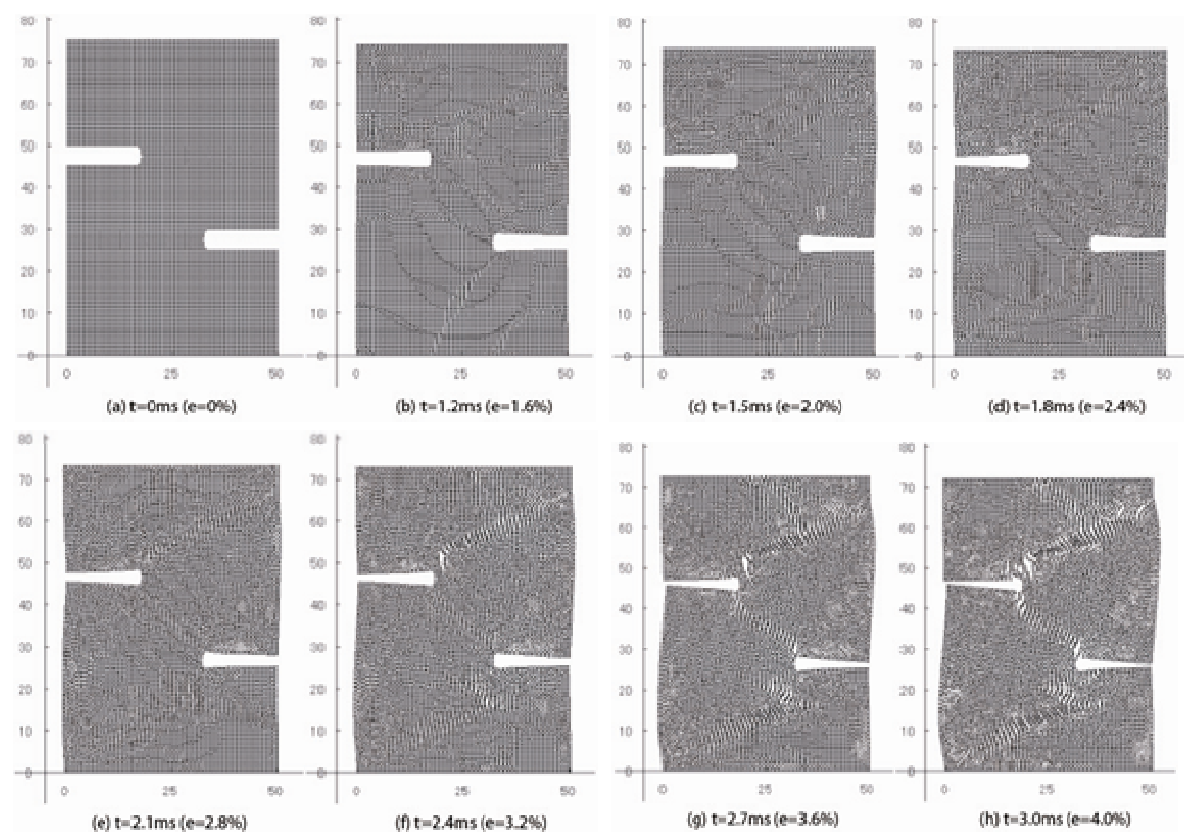


図-3.12.11 $\alpha=45^\circ$ のモデルにおける SPH 破壊シミュレーション

本図では各時刻における粒子の配置がプロットされており、試験片の変形図に対応する。同図(b)、(c)に見られるように、荷重の増加とともに転位に似た幾つかの滑べり線が現れる。これらの滑べり線は荷重の増大とともにその数、密度とも増加してゆく。(d)、(e)の状態になるとノッチ周辺から伸びた幅の広い帯状のすき間が観察できるようになり、このすき間はき裂に対応すると考えられる。(g)や(h)の状態に達すると、せん断面に沿って明瞭なき裂群が現れている。

図-3.12.12 に徐荷後の試験片の様子と数値解析(負荷中)の比較を示す。破壊試験ではエッチェロンき裂群を構成する最初のき裂はノッチ先端からわずかに離れた箇所から発生し、次第にノッチを結ぶ帯状の領域に広がっていった。数値解析においてもノッチの近傍に生じたき裂が次第に広い範囲に分布する様子が観察され、両者が良く一致していることが分る。

図-3.12.13 に試験片内に生じた最大せん断応力の分布図を示す。応力レベルは青から赤へ色分けされており、最も応力レベルの高い位置が 900MPa に相当する。最大せん断応力が高い値を示す位置は実験においてもエッチェロンき裂群が生じている箇所と対応している。

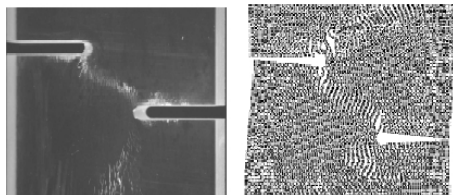


図-3.12.12 試験結果と数値解析結果の比較 ($\alpha=45^\circ$)

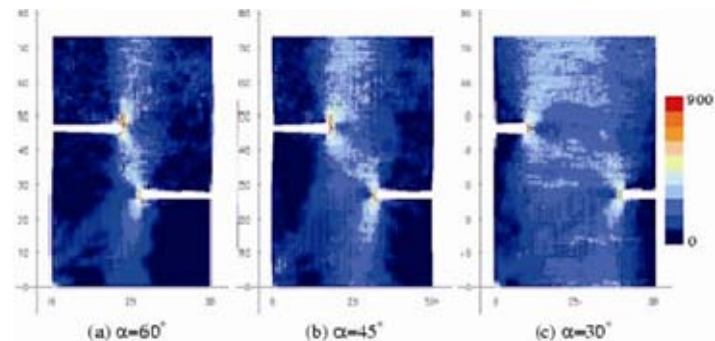


図-3.12.13 試験片内の最大せん断応力分布

(4) まとめ

離散体力学的手法でゼリー性固体の圧縮破壊問題を解析して極めて良好な数値解析が可能であることが分った。PMMA 試験片を圧縮した結果、最小断面を含む帯状の領域に極めて多数の平行き裂群が発生した。この平行き裂群が圧縮力による巨視的なせん断破壊を引き起こしている可能性がある。通常の破壊力学解析ではき裂の伝ばは精度良く予測できるが、き裂の発生を含めた破壊解析の方法はまだ確立されていない。本研究により SPH はき裂の発生を含む複雑な破壊問題にも適用できることが分った。SPH には自由表面の概念がないので、境界条件を考慮する際の困難が少ない。一般に通常の連続体モデルによるき裂解析ではき裂面の形成が重要であり、き裂の伝ば形状に合わせてメッシュを作り直すなどの作業が必要である。しかし SPH では特別の条件を考慮することなく状況に応じて自動的にき裂が発生することから、破壊や損傷の問題にも十分適用可能である。

3.12.3 ESPI を用いた U 字切欠きを有するアクリル試験片の圧縮挙動計測

(1) アクリル試験片の圧縮試験

図-3.12.14 に実験に供した試験片の寸法を示す。試験片材料は、メタクリル樹脂を用いたアクリルライトを用いて、試験片厚さ 10mm とした。圧縮軸と垂直に左右から等しい深さの段差つき U 字切欠きを有して、試験片に導入する切欠き深さは $h=40\text{mm}$ とする。また、切欠き先端における曲率半径は $R=6\text{mm}$ である。破壊が生じると予想される断面は、2つの切欠き先端を直線で結んだ断面と考えられることから、単軸試験機で圧縮せん断試験が実現できる。

200KN 圧縮試験機にて圧縮荷重を加え、破壊の挙動を 2D-ESPI 計測を用いて計測を行った。載荷開始から終局状態までのスペックル干渉縞の観察を行った。図-3.12.15 に各試験片の終局状態で得られたスペックル干渉縞を示す。これらのスペックル干渉縞をもとに、得られる x 方向変位分布、 y 方向変位分布、ひずみ分布を求めた。

単軸圧縮試験により得られた試験片中央の最大主ひずみに着目した荷重-ひずみ曲線を図-3.12.16、3.12.17 の(a)図に示す。また、 x 方向変位分布と y 方向変位分布を図-3.12.16、3.12.17 の(b)図、最大主ひずみ分布を図-3.12.16、3.12.17 の(c)図、最大せん断ひずみ分布を図-3.12.16、3.12.17 の(d)図にそれぞれ示す。各試験片の最大主ひずみ分布を観察すると、左右の U 字切欠き先端に引張ひずみの集中を確認できる。また、各試験片の最大せん断ひずみ分布を確認すると、左右の U 字切欠き先端に圧縮ひずみの集中を確認できる。最大主ひずみ、最大せん断ひずみ分布で高い値を示している方向にき裂の進展をみるのが観察された。従って、2D-ESPI を用いることにより、連続的に干渉縞を観察することができ、変位・ひずみ分布を得ることができるため、U 字切欠きを持つ試験片の圧縮挙動をリアルタイムで可視化できる可能性を見出すことができた。

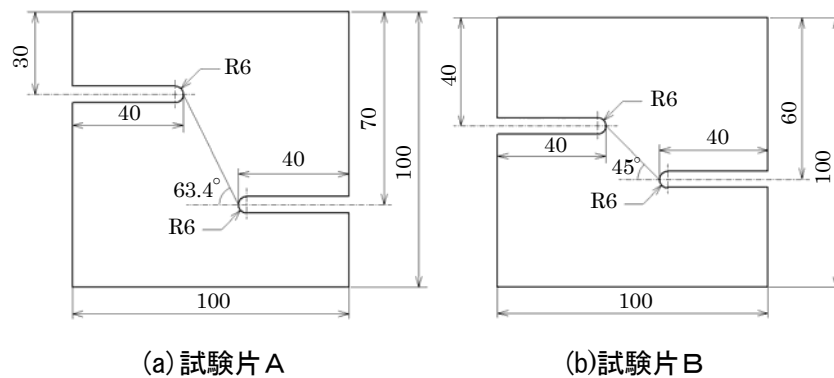


図-3.12.14 切欠き試験片

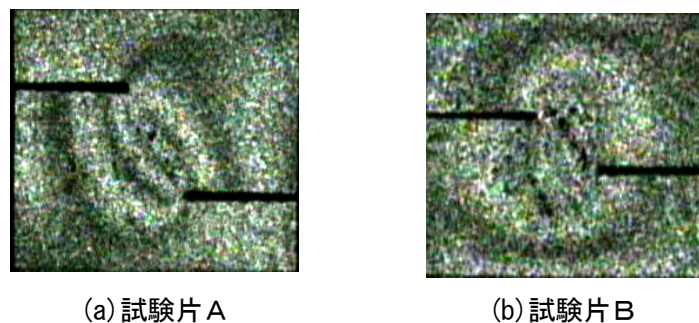
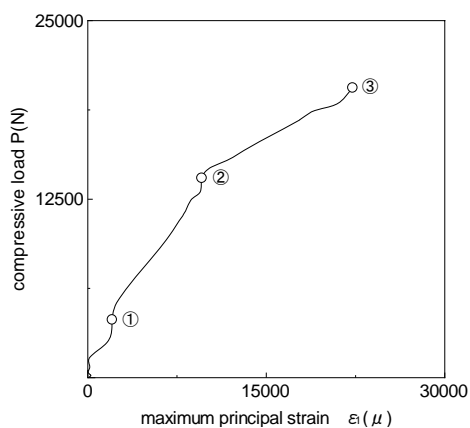


図-3.12.15 スペックル干渉縞

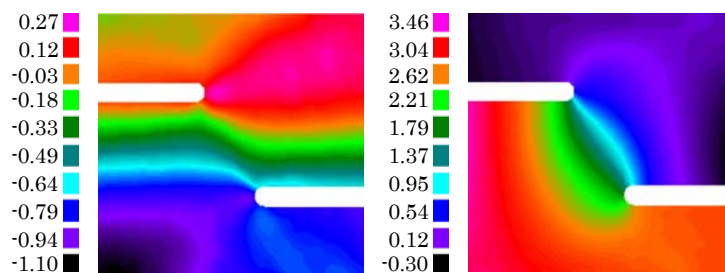
<参考文献>

- [1] 水野正夫・塚巻進：機械応用力学入門、オーム社
- [2] M.F.Ashby and S.D.Hallam: Acta Metall.,34-3,p497,1986.
- [3] J.P.Petit and M.Barquins: Tectonics, Vol.7, No.6, p1243, 1998.

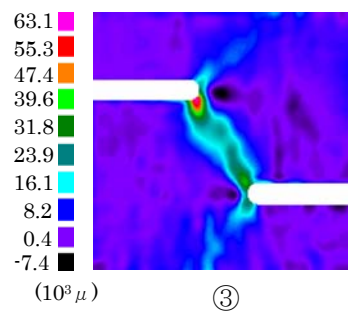
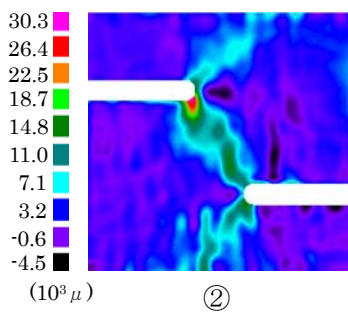
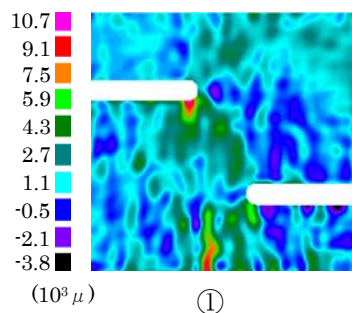
(才本 明秀、松田 浩)



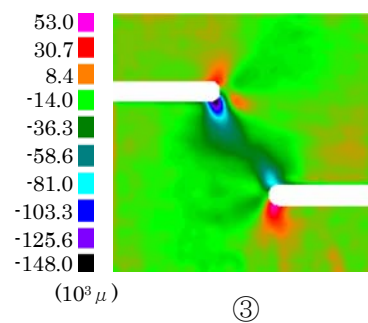
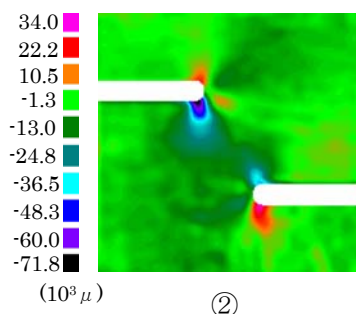
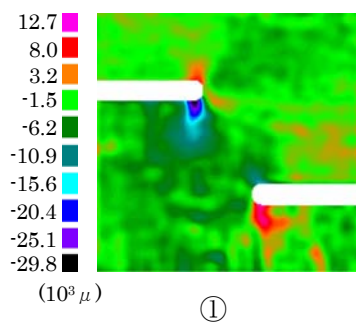
(a) 荷重－最大主ひずみ曲線 ($\alpha=63.4^\circ$)



(b) x 方向変位分布と y 方向変位分布 [③点]

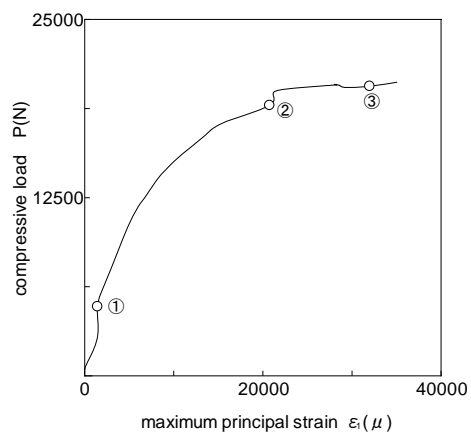


(c) 最大主ひずみ分布

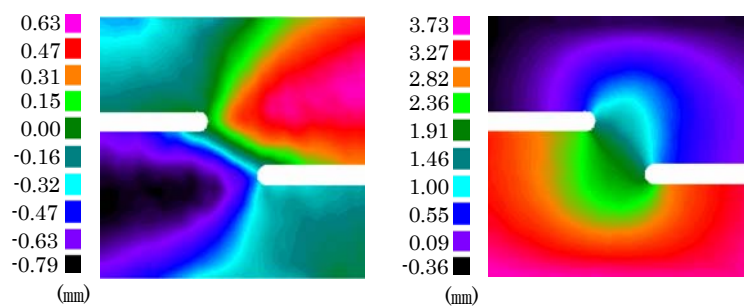


(d) 最大せん断ひずみ分布

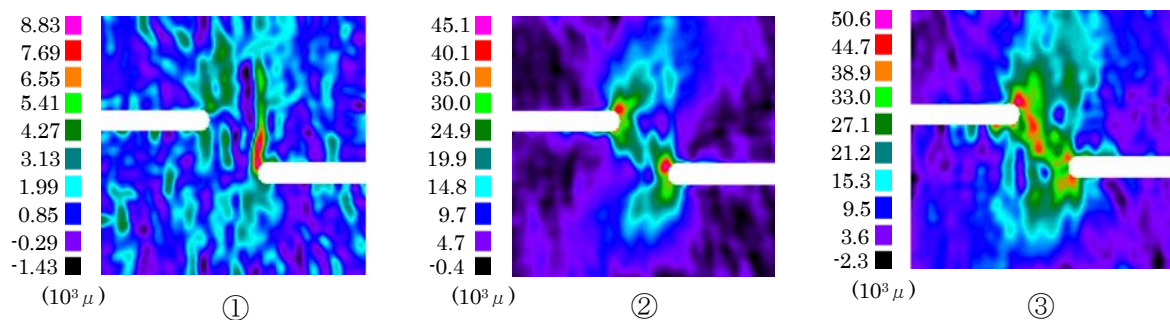
図 3.12.16 試験片 A の計測結果



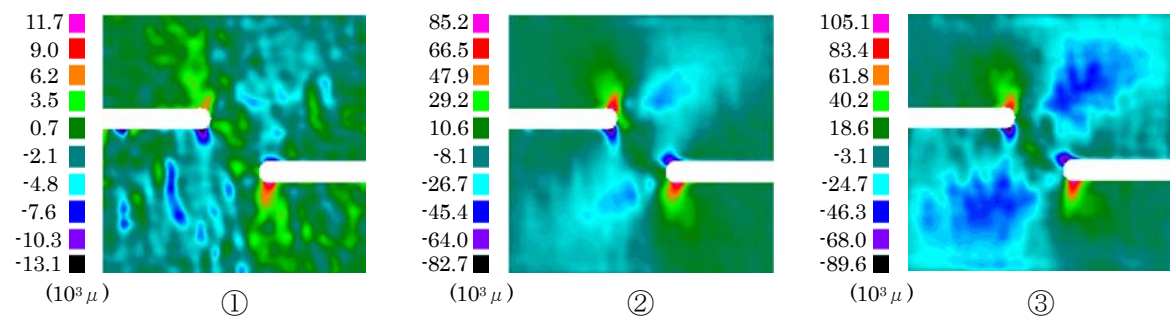
(a) 荷重—最大主ひずみ曲線 ($\alpha=45^\circ$)



(b) x 方向変位分布と y 方向変位分布 [③点]



(c) 最大主ひずみ分布



(d) 最大せん断ひずみ分布

図 3.12.17 試験片 B の計測結果

3. 1 3 サーモグラフィーを用いた耐凍害性評価方法

3. 1 3. 1 サーモグラフィーの凍害評価への適用

(1) サーモグラフィーの凍害評価への適用

凍害劣化のうちスケーリングによる劣化に着目し、水セメント比や空気量の条件を変えたコンクリートを作製して ASTM C672 に準じた凍結融解試験を行い、スケーリング量やスケーリング深さの測定とともに、可視画像による骨材露出率の測定やサーモグラフィーを用いて熱画像解析し、剥離部の検出や骨材露出率の定量化に関する実験結果の概説を行う。

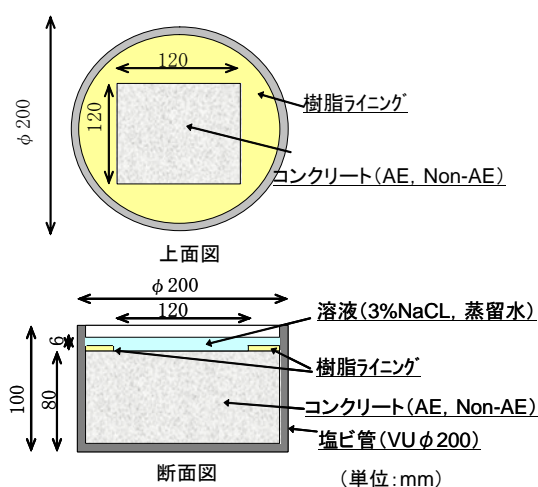
(2) 使用材料・配合および試験体作製・養生

セメントには普通ポルトランドセメント（密度 3.15g/cm^3 ）を使用した。細骨材には海砂（密度 2.58g/cm^3 、吸水率 0.96% ）を、粗骨材には砕石 2005（密度 2.75g/cm^3 、吸水率 1.11% ）を使用した。表－3.13.1 に本実験に使用した配合を示す。コンクリートの水セメント比は 65% とし、AE 剤を用いて空気量を調整した AE コンクリートと、AE 剤を用いない Non-AE コンクリートの 2 種類とした。

試験体は、図－3.13.1 に示すように $\phi 200 \times H100\text{mm}$ の塩化ビニール管の中にコンクリートを打設し（写真－3.13.1 参照）、ブリーディング終了時に表面仕上げを実施した。その後、材齢 28 日まで水中養生を実施した。なお、この養生期間中に一度試験体を取り出し、上面中央の $120 \times 120\text{mm}$ 以外を樹脂によるライニング処理を行った。

表－3. 13. 1 配合試験結果

種 類	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)						フレッシュ性状		硬化性状	
			水	セメント	細骨材	粗骨材	AE 減水剤 C× (%)	AE 剤 C× (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	圧縮強度 (N/mm ²)	
			W	C	S	G					σ_7	σ_{28}
AE コンクリート	45	43	168	373	742	1049	1.20	0.24	7.5	4.0	37.2	41.9
	55	45	168	305	802	1044	1.20	0.20	8.0	4.5	29.1	33.4
	65	47	168	258	855	1028	1.20	0.20	8.5	5.2	23.2	29.8
Non-AE コンクリート	45	43	190	422	736	1036	1.00	—	7.8	1.8	34.8	46.9
	55	43	190	345	763	1074	1.00	—	8.0	1.6	31.3	39.5
	65	43	190	292	782	1100	1.00	—	8.3	1.4	24.1	34.4



図－3. 13. 1 試験体の作製



写真－3. 13. 1 試験体設置状況

(3) 凍結融解試験

試験体の上面に NaCl 3%溶液（塩水）を深さ 6mm まで注ぎ、気中凍結気中融解試験装置に設置した後、50 サイクルの凍結融解作用を与えた。1 サイクルは 24 時間で、凍結に 16 時間、融解に 6 時間かけた。凍結最低温度は -23°C とし、また、融解最高温度は $+23^{\circ}\text{C}$ とした。図-3.13.2 は本試験の試験槽と供試体内部の温度履歴の結果を示したものであり、サイクル毎に一定の温度条件下で供試体の内部でも凍結融解が生じるようにしている。

(4) 測定項目

所定の凍結融解サイクル終了毎にスケーリング量、スケーリング深さ、可視画像、熱画像の測定を実施した。

スケーリング量は、試験体表面から採取した剥離部を真空乾燥して、デシケーターで常温に戻した後、電子天秤で測定した。スケーリング深さは、測点移動用専用台を備えたレーザー変位計とデータローガを用いて測定して整理した。可視画像は、骨材部とそれ以外をトレースして画像処理により二値化を行い、骨材露出率を求めた。熱画像は、写真-3.13.2 に示すようにサーモグラフィーを用いて、予め簡易な温風器で打設面を 40°C に加熱し、それから常温に戻るまでの各段階の熱画像を撮影した。

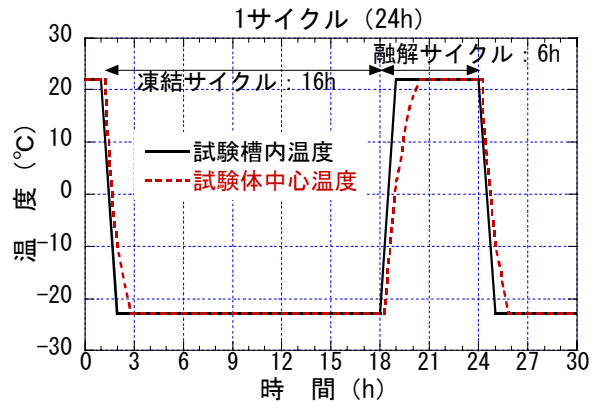


図-3.13.2 試験体の温度履歴



写真-3.13.2 サーモグラフィー

3.13.2 サーモグラフィーを用いた耐凍害性評価

(1) スケーリング量・平均スケーリング深さ

図-3.13.3 に凍結融解サイクル数とスケーリング量の関係を示す。AE、Non-AE コンクリートとも凍結融解サイクル数の増加に伴い、スケーリング量も増加しているが、そのスケーリング抵抗性は Non-AE コンクリートが極めて小さく、劣化進行が速いことがわかる。W/C の影響について、AE コンクリートは $55\% < 45\% < 65\%$ の順に大きくなった。ただし、45%と55%はほぼ同等のスケーリング量である。Non-AE コンクリートは $45\% < 55\% < 65\%$ の順となった。いずれも W/C が大きい程スケーリング量も増加する傾向であった。

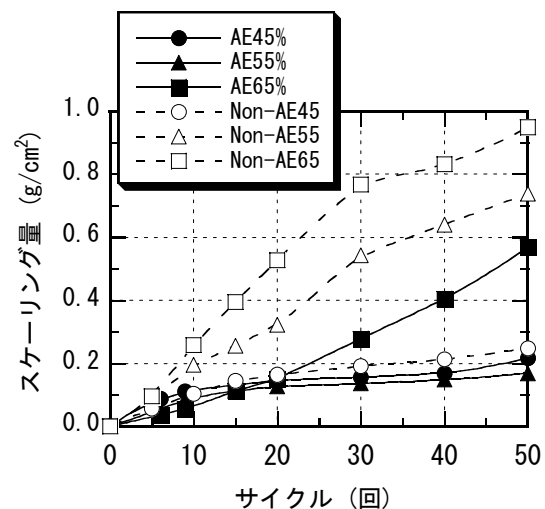


図-3.13.3 スケーリング量の測定結果

図-3.13.4 にスケーリング量と平均スケーリング深さの関係を示す。スケーリング量と平均スケーリング深さの間には、空気連行の有無、W/C に明確な差異がないことから、劣化の進行速度に関係なく、高い相関関係が認められる。このことより、AE、Non-AE コンクリートに関わらず、劣化の進行は局所的に大小の差異はあるものの、平均スケーリング深さの測定で劣化の進行過程をある程度予想することが可能であると考えられる。

(2) 可視画像における骨材露出率

図-3.13.5 に可視画像による骨材露出率と平均スケーリング量の関係を示す。50 サイクルの終了時で、AE コンクリートの場合は骨材露出がほとんど認められない。Non-AE コンクリートは骨材露出が顕著であり、骨材露出率の増加に伴い平均スケーリング深さも増加する相関関係が認められた。外観観察の結果より、AE コンクリートはNon-AE コンクリートに比べて一様なスケーリング劣化を起こすが、Non-AE コンクリートは初期サイクルから骨材部付近で局所的に深いスケーリング劣化を起こし凹凸が著しい。このため、AE、Non-AE コンクリートは同等な平均スケーリング深さであっても、空気連行性の有無によって、骨材露出率に差異が生じた(写真-3.13.3 参照)。また、W/C の違いによる影響も特にならない。このことより、可視画像による骨材露出率も、Non-AE コンクリートに対して、凍害劣化の進行を予想する指標として適用することが十分可能であると考えられる。

(3) 熱画像

図-3.13.6 に AE コンクリートの熱画像測定結果の一部を示す。AE コンクリートでは、健全部、スケーリング部が温度差である程度識別できる。凍結融解サイクルが 25 サイクルまでは試験面の表層劣化も微小であり、健全部とスケーリング部の温度差も鮮明であるが、30 サイクル以上でコンクリート表面が粗になると(平均スケーリング深さが 1mm 以上)、スケーリング部が温度差というよりも斑点状に見られるのが確認できる。

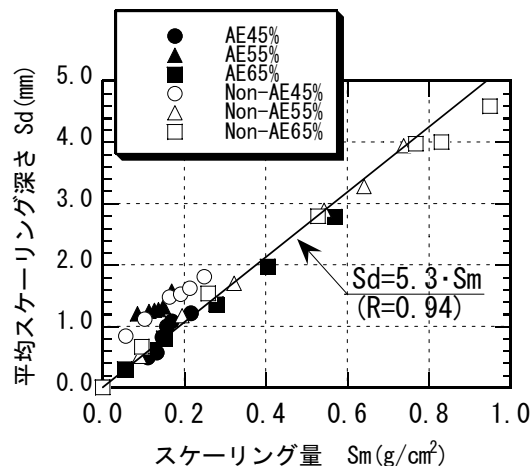


図-3.13.4 スケーリング量と平均スケーリング深さの関係

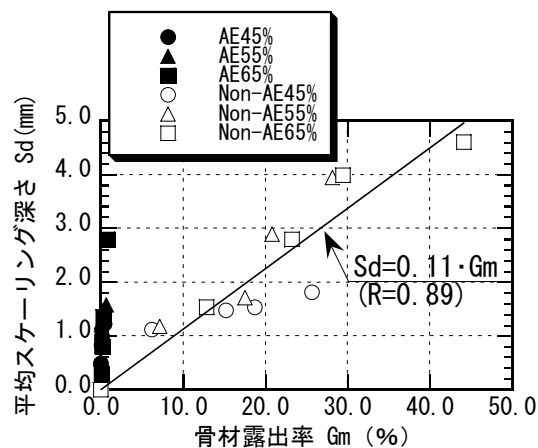


図-3.13.5 骨材露出率と平均スケーリング深さの関係



AE コンクリート Non-AE コンクリート
写真-3.13.3 50 サイクル時の可視画像
(W/C=65%)

また、図-3.13.7 に 25 サイクル時の健全部周辺域の可視画像と熱画像を劣化の兆候として示す。可視画像では健全部としか確認できない部分が、熱画像では温度差が生じており、健全部周辺の高温部が次のサイクル終了時に剥離した。これは、熱画像が目視で確認できない内部の浮きを捕らえたものと考えられる。

図-3.13.8 に Non-AE コンクリートの熱画像測定結果の一部を示す。Non-AE コンクリートでは、測定部表面の凹凸の影響が大きく、温度差はあるものの、モルタル部と骨材部を区分するような温度差でなかった。ただし、可視画像との比較や一回の熱画像だけでなくサイクル毎の熱画像を重ねると、進展期と温度変化の幅に違いがあるものの、モルタル部と骨材部の識別が可能である。可視画像と熱画像の比較では、図からも骨材部の確認が容易にできる。熱画像の重ね合わせでは、図中に指した範囲内に温度差が違ふ 2 種類の骨材があるが、サイクル数が違っても同一位置の骨材の温度差はほぼ一定の温度領域となっている。このことは、熱画像の測定で骨材露出率の推定が可能となり、平均スケーリング深さ（量）を求めることができる。よって、熱画像はコンクリートの凍害劣化の進行予測のための劣化程度を定量的に評価する手法として適用可能であり、コンクリートの実構造物における広範囲な測定にも有効であると考えられる。

また、熱画像の測定を通じて、本試験では熱風機（ドライヤー）で試験面の加熱を実施している。このため、狭い試験面においても熱風の試験面へ当たる角度はスケーリング劣化が進行するほど、凹凸の影響でむらができたように感じられた。これは、熱画像そのものの測定精度に影響するものである。コンクリート実構造物の劣化調査への熱画像の適用は、非破壊、非接触で観測できることに特徴を有するが、更に時間、コストを考慮すると、対象部への加熱の方法や距離および加熱温度による測定精度を明確にする必要がある。このため、今後サーモグラフィを用いた熱画像測定の精度向上に向けた検討が望まれる。

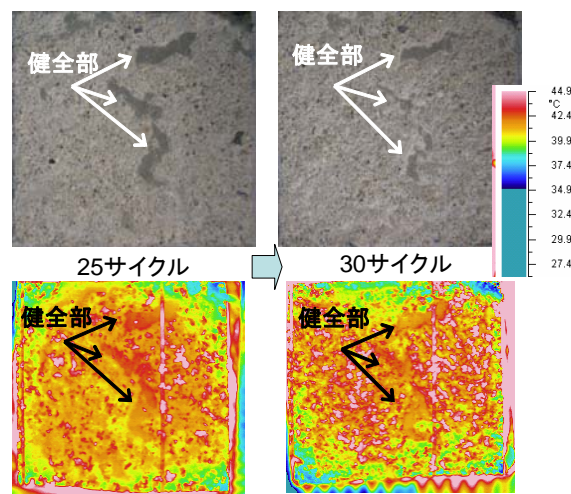


図-3.13.6 AE コンクリートの熱画像測定結果
(W/C=65%)

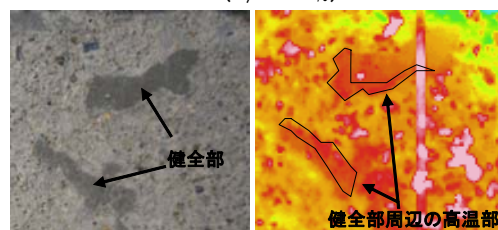


図-3.13.7 劣化の兆候

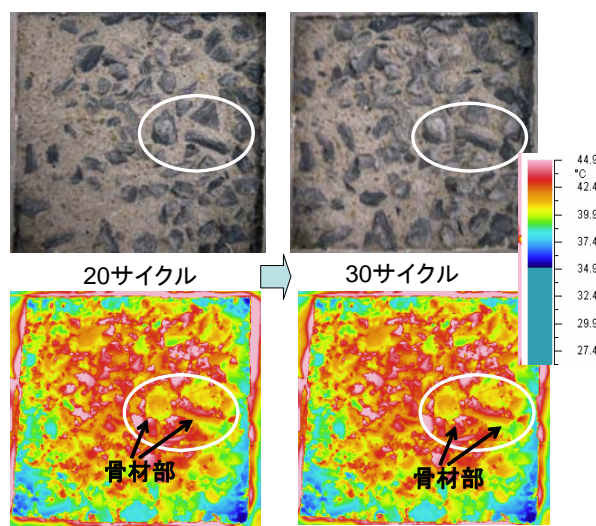


図-3.13.8 Non-AE コンクリートの熱画像測定結果 (W/C=65%)

(添田 政司)

3. 1 4 耐候性鋼橋梁のさび状態の定量化

3. 1 4. 1 はじめに






耐候性鋼材は、普通鋼材に Cu、Cr、Ni 等の合金元素を含有し、大気中での適度な乾湿の繰り返しにより、年月の経過とともに表面に緻密で密着性の高い保護性さびが形成され、腐食速度が遅くなるようにした鋼材である。これを適切な計画、設計、施工の下で橋梁に使用することにより、無塗装の場合でも優れた防食性を発揮し、LCC の少ないミニマムメンテナンス橋梁が可能となる。このことから、我が国の鋼橋建設量の中に占める耐候性鋼橋梁の比率は導入初期よりほぼ一環して増加の傾向を示しており、2003 年には 18%を超えている[1]。

このように耐候性鋼橋梁の成否は保護性さびの生成状況に大きく左右されるが、現在、この保護性さびの良し悪しを判断するさびの状態評価を行うには外観目視が基本とされている。外観評価の評価では、橋梁全体評価と局所評価に分けて表-3.14.1 に基づき[2]、目視とセロファンテープ試験により 5 段階に評価している。しかしながら、目視がゆえに検査者の立場により評価がばらつき、客観性に欠ける可能性があるため、何らかの方法によりさび表面を計測しさび状態を定量化する必要がある。

腐食鋼材の表面を非接触で測定するには、レーザー変位計を用いる方法が考えられ、高い精度での計測が可能である。しかし持ち運びに不便、かつ高価なため、現場への適用性は低い。一方、安価で可搬型のデジタルカメラを用いた、簡易で精度の良い計測方法[3]などが提案されている。

そこで、本研究ではデジタルカメラを用いた三次元写真計測システムを耐候性鋼橋梁に適用し、さびの表面の粗さを数値化することによりさび外観評価の定量化を行い、実橋への適用事例を紹介し、その適用可能性を検討することを目的としている。

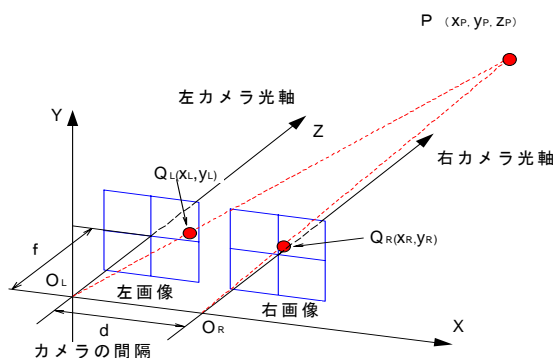
表-3. 14. 1 さび評価基準[2]

評点	外観評価区分	処置の 目安	見本写真
5	さびの量が少なく比較的明るい色調を呈する	不要	
4	さびの大きさは 1mm 程度で細かく均一		
3	さびの大きさは 1~5mm 程度で細かく均一		
2	さびの大きさは 5~25mm 程度でうろこ状である。	経過 観察要	
1	さびは層状の剥離である	板厚測定	

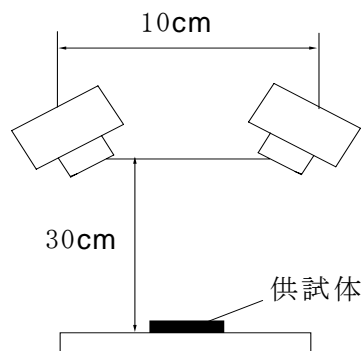
3. 1 4. 2 写真計測の原理と概要

本研究に用いる三次元写真計測システム「Kuraves」[4]は、デジタルカメラで撮影した 2 枚以上の異なる方向の画像データを用いて、撮影対象の三次元座標を算出することが可能である。計測方法の基本原理は、測量学において一般的に用いられている三角測量である。また、カメラレンズの歪み補正機能や、自動対応点処理機能が付与されており、カメラ撮影やパソコンの操作といった一般的な操作を行うことができれば誰にでも簡単に扱うことができる。

ここで用いるステレオ法の概要を図-3.14.1 に示す。 (x, y) の二次元座標を持つ 2 枚以上の画像データにおいて、各々に写し出された計測対象物の位置のずれにより z 方向の座標データを求め、三次元座標 (x, y, z) を求める。図-3.14.1 は、焦点距離が f のカメラを平行に距離 d だけ離して計測点 P を撮影した時のものである。計測点 P は、左画像では $Q_L(x_L, y_L)$ 、右画像では $Q_R(x_R, y_R)$ として撮影されている。この時、 Q_L と Q_R が計測点 P と同じものとする、次式が成り立つ[5]。これを基に計測点 P の三次元座標データ (x_p, y_p, z_p) を得ることができる。



図－3.14.1 ステレオ法の概要



図－3.14.2 撮影方法

$$x = \frac{x_L + x_R}{2} \cdot \frac{d}{x_L - x_R} \quad (1)$$

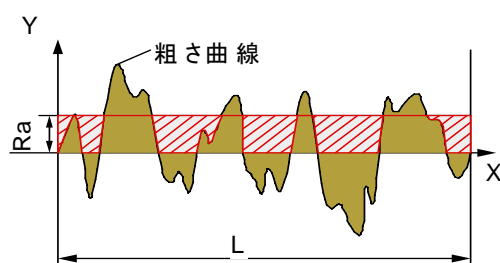
$$y = y_L \cdot \frac{d}{x_L - x_R} \quad (2)$$

$$z = f \cdot \frac{d}{x_L - x_R} \quad (3)$$

なお、写真計測に用いる画像の撮影方法の概要は図－3.14.2 に示す通りである。撮影は約 500 万画素のデジタルカメラを用い、ズームを Wide 端、焦点距離を 30cm、基線長を 10cm として撮影を行った。今回この数値を用いた理由としては、写真計測の実用性を調べる段階であるため、焦点距離は実験の行いやすい 30cm を採用し、基線長は数種類の長さを試した結果、この焦点距離において最も精度が良かった 10cm を採用した。

この写真計測で得られた計測範囲内の計測点の三次元座標から、JISB0601-1994 に定義されている工業製品の表面粗さを表すパラメータである算術平均粗さ (Ra) を算出し比較を行う。

算術平均粗さ (Ra) とは、図－3.14.3 に示すような粗さ曲線からその平均線の方に基準長さだけ抜き取り、この抜き取り部分の平均線方向に X 軸を、縦倍率の方に Y 軸をとり、粗さ曲線を $y = f(x)$ で表した時に、式(4)によって求められる。



図－3.14.3 算術平均粗さ

$$Ra = \frac{1}{L} \int_0^L |f(x)| dx \quad (4)$$

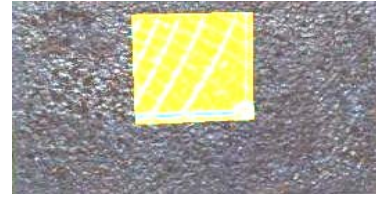
3.14.3 さび状態評価の定量化の検討

(1) 耐候性鋼材暴露試験片の計測

まず、写真計測システムの耐候性鋼材への適用性を検討するため、暴露試験片を用いた計測を行った。計測に用いた供試体は図－3.14.4 に示す評点 2 程度の試験片と図－3.14.5 に示す評点 3 程度の試験片である。写真内四角の部分は計測対象であり、範囲は 30mm×30mm である。この範囲を 100×100 のメッシュ状に分割し、約 10201 点の計測点を設定し計測を行った。



図－3. 14. 4 評点 2 の暴露試験片



図－3. 14. 5 評点 3 の暴露試験片

ここで評点 2 と評点 3 の暴露試験片を用いた理由としては、さび評価基準において評点 3 では処置の目安が不要であるのに対し、評点 2 以下になると経過観察や板厚測定が必要と処置の目安が大きく異なり、ライフサイクルコストの低減に多大な打撃を与えると考えられることから、これらの評点の境界を明確にすることが重要だと考えられるからである。

写真計測の精度の確認には触針試験機[6]を用い、それぞれにおいて数値化した結果を表－3.14.2 に示す。表－3.14.2 に示すように耐候性

鋼材の暴露試験片で計測を行ったところ評点 2 においては誤差 0.02mm という高い精度が得られたのに対し、評点 3 では誤差 0.15mm という大きな差が発した。これは、精度確認に用いた試験機が接触型であったために、計測を行った際、腐食鋼板表面でさびの剥離が起こったことが原因だと考えられる。

表－3. 14. 2 計測結果（耐候性鋼材暴露試験片）

	写真計測	触針試験
評点 2	0.68 mm	0.70 mm
評点 3	0.34 mm	0.19 mm

(2) 耐候性鋼材さびサンプルの計測

前節の結果から、耐候性鋼材の暴露試験片では写真計測の精度を満足に判断することが困難であったため、(社)日本橋梁建設協会無塗装部会が作成した図－3.14.6 に示す「さびサンプル携帯版」により計測を行った。さびサンプルとは、腐食鋼板表面のさびの状態をプラスチックで模した物であり、これを用いることによって触針試験においても剥離を生じることなく適切な結果を得ることができると考えられる。



評点 1



評点 2



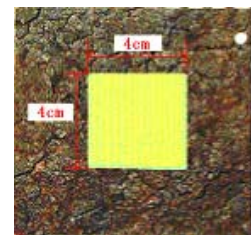
評点 3



評点 4



評点 5



計測範囲

図－3. 14. 6 さびサンプル供試体と計測範囲

さびサンプルは評点1から評点5までを各2枚ずつ用意し、計10枚で計測を行った。計測範囲は図-3.14.6の右下の画像内の四角で示された部分で40mm×40mmである。この範囲を100×100のメッシュ状に分割し、10201点の計測点を設定し計測を行った。

まず、図-3.14.7、3.14.8には、それぞれ評点1、2の場合の接写写真と計測結果を等高線表示したものを示している。これらの図より、接写写真と等高線を比較すると、どの等高線も凹凸が大きい部分など特徴的な箇所をよく表せており、写真計測から得られた三次元座標は精度の高いものだと確認することができる。

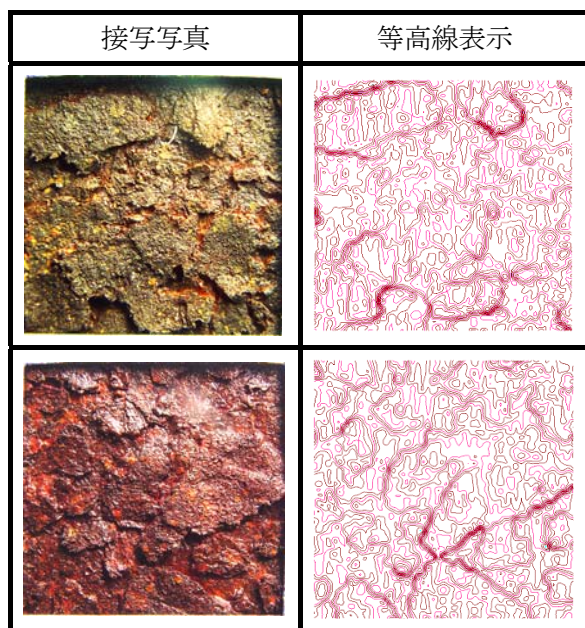


図-3.14.7 評点1

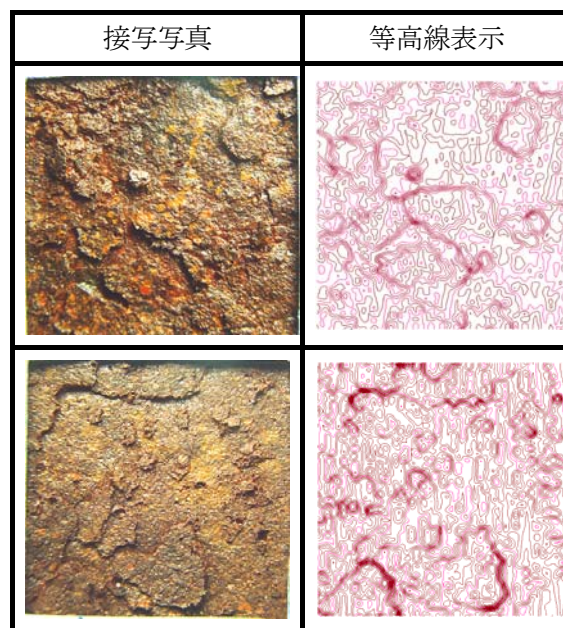


図-3.14.8 評点2

次に評点1から5までの算術平均粗さを表-3.14.3に示す。算術平均粗さの値はどの評点においても誤差0.10mm以下という比較的良好な精度を得ることができた。しかしながら、さびの状態が良いとされる評点5から評点3では、評点間の差はあまりなく、しかも誤差の割合が大きく、この程度のさびの粗さの計測に適用するのは難しいものと判断される。

さびの状態が悪い評点2、1では、大きな差が現れた。評点3程度と評点2の間では約2倍(約0.4mm)、評点3程度と評点1の間では約3倍(約0.7mm)という明らかな値の差が見られた。最も重要と考えられる評点3と評点2の判別が明確に行え、また誤差の割合も少ないことから、この程度の粗さの計測には写真計測は適用可能であると考えられる。

表-3.14.3 さびサンプル計測結果(単位:mm)

	写真計測	触針試験	誤差
評点1	1.12	1.04	0.08
	1.10	1.12	0.02
評点2	0.81	0.83	0.02
	0.72	0.65	0.07
評点3	0.34	0.37	0.03
	0.41	0.36	0.05
評点4	0.33	0.28	0.05
	0.29	0.20	0.09
評点5	0.28	0.20	0.08
	0.30	0.20	0.10

3.14.4 実橋への適用

さびサンプルを用いた写真計測では、評点の違いを明らかにできたことから、佐賀県内と長崎県内に実在する橋梁において写真計測を行った。以後、佐賀県内に実在する橋梁を橋梁A、長崎県内に実在する橋梁を橋梁Bとする。

(1) 橋梁Aへの適用

撮影箇所はウェブ外側と下フランジ下側の2箇所である。図-3.14.9、3.14.10に計測に用いた橋梁Aの画像を示す。それぞれの画像内の円で囲まれた部分を計測範囲として計測を行った。なお、計測範囲は約40mm×40mmであり、計測範囲の縦と横をそれぞれ100分割し、計測範囲上に10201点の計測点を設定し計測した。それぞれの計測結果を表-3.14.4に示す。

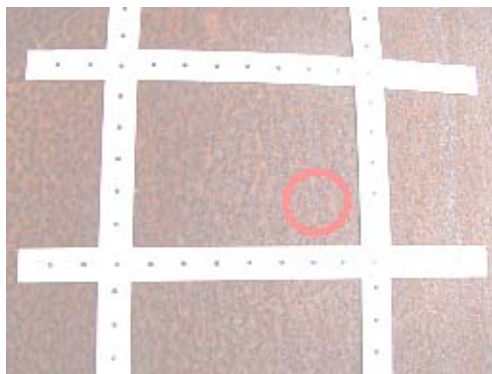


図-3.14.9 橋梁A ウェブ外側



図-3.14.10 橋梁A 下フランジ下側

橋梁Aにおいて、ウェブ外側の算術平均粗さは0.30mmという結果が得られた。表-3.14.3のさびサンプルから得られたそれぞれの評点での算術平均粗さと比較してみると、誤差を考慮しても評点3以上ということが考えられる。このウェブ外側は日照条件も良いため、さび状態が安定していると思われる。

下フランジ下側の算術平均粗さは1.05mmという結果が得られた。ウェブ外側と同様にさびサンプルと比較すると、評点1程度と考えられる。この下フランジ下側は排水装置のそばの部分に位置していることから、排水装置の不具合が要因でこの部分が湿潤状態となり、さびの状態が悪くなったと思われる。

橋梁Aの表面のさび状態から考えると、写真計測の結果と外観目視での評価がほぼ一致し、精度的にも良い結果が得られたといえる。

(2) 橋梁Bへの適用

撮影箇所は下フランジ下側の2箇所であり、同一画像内でさび状態が明らかに違う部分を計測し、算術平均粗さにどのような違いが生じるかを見る。図-3.14.11に計測に用いた橋梁Bの画像を示す。

画像内の左側の円で囲まれたあまりさびの状態が良くない部分を計測範囲A、右側の円で囲まれた比較的さびの状態が良い部分を計測範囲Bとする。計測範囲はそれぞれ約40mm×40mmを設定し、縦と横をそれぞれ100分割し、計測範囲上に10201点の計測点を設定し計測を行った。それぞれの計測結果を表-3.14.5に示す。

表-3.14.4 橋梁A 計測結果

ウェブ外側	下フランジ下側
0.30mm	1.05mm

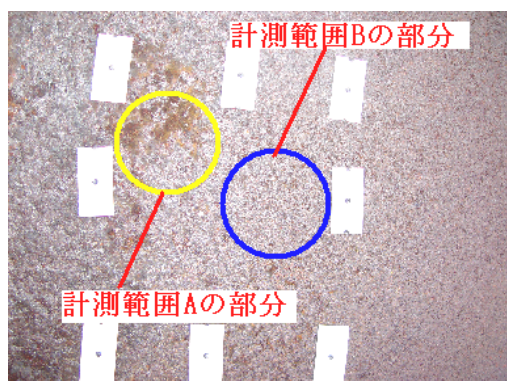


図-3.14.11 橋梁B 下フランジ下側

表-3.14.5 橋梁B 計測結果

計測範囲A	計測範囲B
0.82mm	0.38mm

計測範囲Aの算術平均粗さは0.82mmという結果が得られた。表-3.14.3のさびサンプルから得られたそれぞれの評点での算術平均粗さと比較すると評点2程度の値である。外観目視では計測範囲Aは評点2程度といえるさび状態であることから、適切な結果だと考えられる。橋梁Bの周辺の植生状態はあまり良いといえる状態ではなく、これにより桁下の風通しが悪くなり、湿気が滞留しこのような良くないさび状態になったと思われる。また、桁下空間の狭さや、フランジ端部であるので、雨などのつたわりも原因と考えられる。

計測範囲Bの算術平均粗さは0.38mmという結果が得られた。同様にさびサンプルの結果と比較すると評点3以上の値である。外観目視では評点3程度といえるさび状態であり、こちらも適切な結果だといえる。評点だけで考えると悪いさび状態とは言えないが、上述したとおり、周辺の環境があまり良いとは言えないので、今後さび状態の悪化が考えられる。

写真計測の結果を見ると、両計測範囲も妥当といえる評点だと思われる。このことから、写真計測は正確にさび状態を捉えられており、実橋への適用も十分に可能であると考えられる。

3.14.5 まとめ

本研究では、デジタルカメラを用いた三次元写真計測システムを耐候性鋼橋梁に適用し、さびの表面の粗さを数値化することによりさび外観評価の定量化を行い、さらに実橋への適用可能性を検討した。

まず、さびサンプルの計測結果から、評点1から5までの結果を算術平均粗さで表すと、評点1、2および3以上の差を明確にすることができた。三次元写真計測システムの評点3以上の計測への適用性は難しいが、さびの生成状況に問題となる評点1、2の計測には十分適用可能であり、最も重要と考えられる評点3と評点2の判別が明確に行えるものと考えられる。

次に、実橋に適用した場合でも評点3と評点2の判別を行うことができ、また、その他の評点の判別も行うことができた。このことから、本計測システムは、外観目視での評価が困難なさび状態の実橋においても適用可能と思われる。

しかしながら、さび評点の定量化を行うための数値データが少なく、現在はさびサンプルによる計測結果程度しかないので、今後は、計測数を増やし、さらに詳細な定量化を行うための数値データを蓄積する必要がある。

また、実橋への適用については、現在は三脚を用い、ある程度の明るさの元で計測を行っているが、桁下空間の狭い場所などでの計測は困難である。また、さび状態を評価するために桁端部まで近づく必要があるが、三脚の運搬は困難を極めるため、可搬型・小型の計測装置の開発を検討

討している。

＜参考文献＞

- [1] (社)日本橋梁建設協会：無塗装耐候性橋梁実績資料集 第 10 版、2005.6
- [2] (社)日本鉄鋼連盟、(社)日本橋梁設計協会：耐候性鋼の橋梁への適用、2000.8
- [3] 館石和雄、柴田憲吾、判治剛：デジタルステレオグラフィーによる腐食鋼材表面形状の簡易計測手法、鋼構造論文集、Vol.12、No.46、pp.27-34、2005.6
- [4] 倉敷紡績株式会社エレクトロニクス事業部
- [5] 出口光一郎：画像と空間－コンピュータビジョンの幾何学－、昭晃堂、pp.143、1991.5
- [6] ローランド ディー．ジー．株式会社
- [7] KABSE：九州・山口地区における耐候性鋼橋の実態調査報告書、2004.3
- [8] (社)日本道路協会：鋼道路橋塗装・防食便覧、2005.12

(森田 千尋)

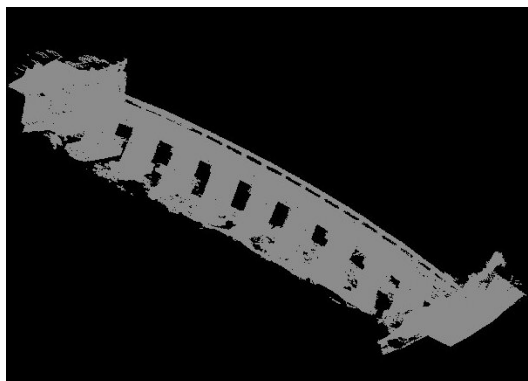
3. 1 5 祇園橋の三次元形状計測と地震応答解析

3. 1 5. 1 三次元形状計測

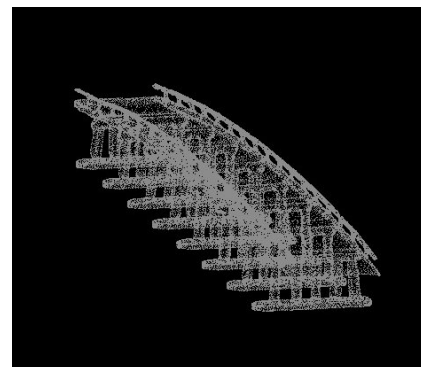
3D レーザスキャナを用いて図-3. 15. 1 に示す熊本県天草市の祇園橋の三次元形状計測を行う。計測結果を図-3. 15. 2 (a) に示す。3D レーザスキャナで直接計測した点は周囲の護岸を含めて405913点である。これらの点群を汎用三次元処理ツール (Rapid Form) を用いて、ノイズと思われる点、重なり合った点などを消去し点群の合成を行う。そして、各種三次元幾何モデル (ワイヤフレームモデル、サーフェイスモデル) へと変換を行う。作成した三次元幾何モデルを図-3. 15. 2(b)~(d)に示す。



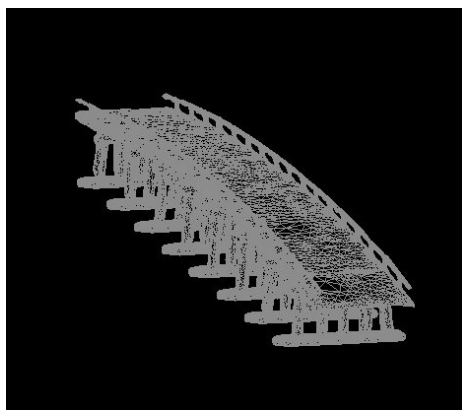
図-3.15.1 祇園橋



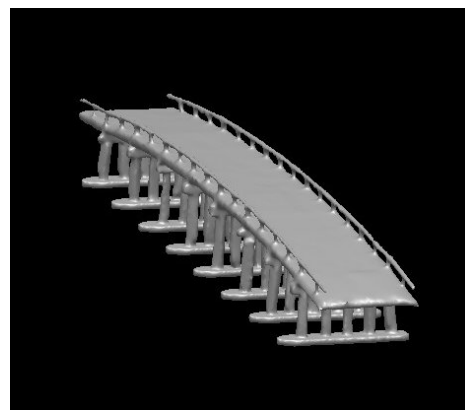
(a) 計測結果 (計測点 : 405913)



(b) 点群モデル



(c) ワイヤフレームモデル



(d) サーフェイスモデル

図-3.15.2 計測結果

3.15.2 地震応答解析への適用

(1) FEM モデル作成

計測し、サーフェイスモデルへと変換したものをを用いて三次元 FEM 解析モデルを作成する。FEM モデルはサーフェイスモデルを stl (Stereolithography Interface Format) ファイルへ変換し、プリポストへ入力し作成する。ここで、stl ファイルの内部構造を以下に示す。stl ファイルとは以下に示すように、facet normal の後に続く 3 つの数字が法線ベクトルを示している。

```
//法線ベクトル
facet normal 0.00000 0.00000 0.00000
outer loop//頂点の座標
//X Y Z
vertex 2.50000 2.50000 -0.6500
vertex -2.50000 -2.50000 -0.62500
vertex 2.50000 -2.50000 -0.62500
endloop
endfacet
```

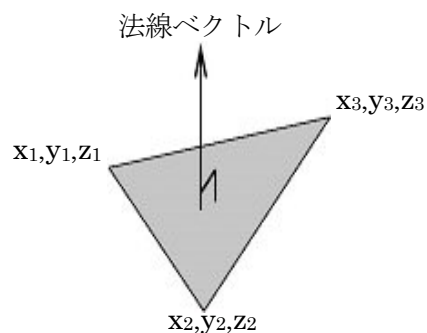
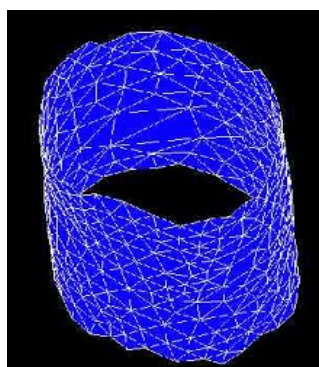
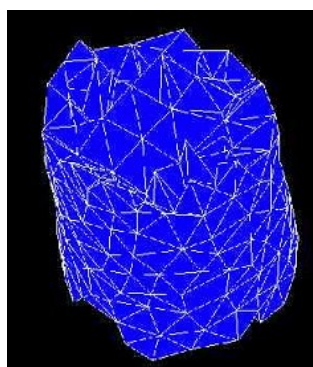


図-3.15.3 法線ベクトル

この法線ベクトルで図-3.15.3に示すような空間上の3点から構成される表面の表裏を表現する。また、vertex に続く数字は空間上の三角形の一つの頂点座標を表現するものである。この時、形状データの各三次元座標、面（サーフェイス）が FEM 解析を行う際の節点(Node)、要素(Element)に対応しており、FEM モデルを作成することが可能である。また、図-3.15.4に示すようにサーフェイス内部に4節点のテトラ要素（四面体要素）を適用させることでソリッドモデルも作成することが可能である。また、祇園橋などの重要文化財はコア採取やはつり、さらには振動実験などを実施することはきわめて困難であるため、モデルの妥当性を実験から得ることはできない。そこで、三次元形状計測結果より得られた三次元座標を用いて各部材の寸法を求め、2節点の beam 要素で部材1つ1つをモデル化し作成したモデル（質点数：734、要素数：789）と比較することで、三次元形状計測結果より作成した FEM モデルの妥当性の検討を行う。FEM モデルを図-3.15.5にそれぞれ示す。

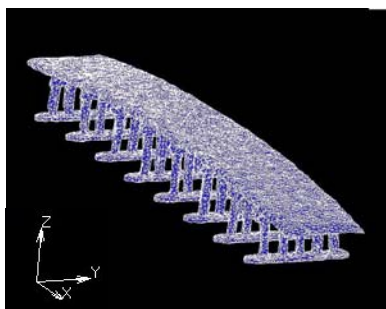


(a) サーフェイスモデル

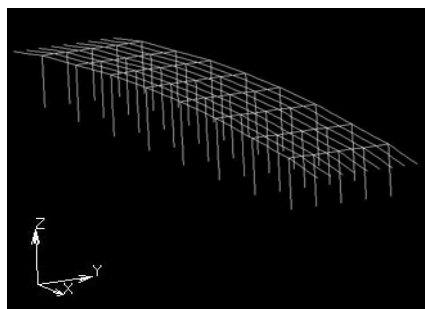


(b) ソリッドモデル

図-3.15.4 ソリッドモデル作成手



(a) ソリッドモデル



(b) Beam モデル

図－3.15.5 FEM モデル

(2) FEM モデルの照査

a) 照査概要

三次元形状計測結果より直接モデル化したモデルの妥当性を検討する。方法としては、直接モデル化したもの（図－3.15.5(a)）と beam 要素を用いたもの（図－3.15.5(b)）を固有振動解析、弾性地震応答解析を実施し、両者を比較することにより行う。

b) 固有振動解析

両者のモデルを用いて固有振動解析を行う。材料定数は両者ともに、一般的な石橋の材料の材料定数（表－3.15.1）となるものを用いることとする。境界条件は基礎部および橋台部を完全固定とした。固有振動解析を行った結果を表－3.15.2、図－3.15.6 に示す。

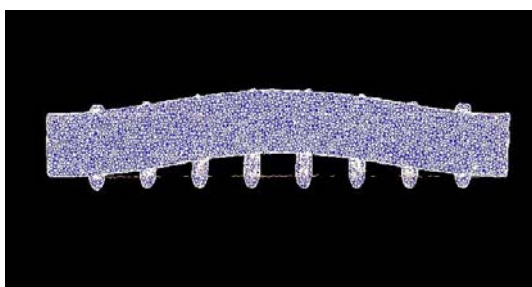
表－3.15.2 および図－3.15.6 に示すように、両者の固有振動数および固有振動モード図は非常に良く一致していることが確認できる。

表－3.15.1 材料定数

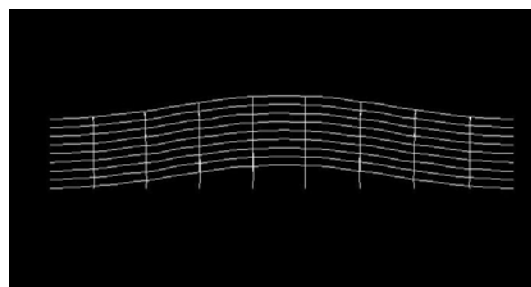
弾性係数	ポアソン比	引張強度	単位体積重量
75GPa	0.25	5.4MPa	2620kg/m ³

表－3.15.2 解析結果

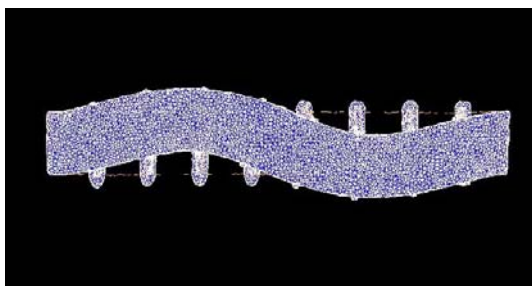
モード	solidモデル	beamモデル
1次	4.9 (Hz)	4.8 (Hz)
2次	7.6 (Hz)	7.4 (Hz)



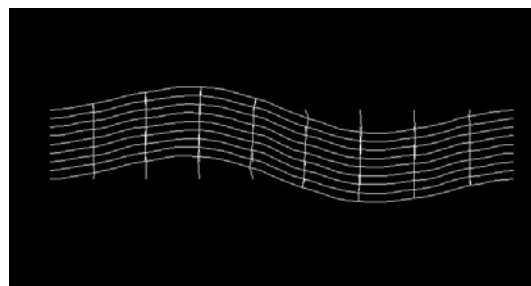
1 次モード (solid 要素)



1 次モード (beam 要素)



2 次モード (solid 要素)



2 次モード (beam 要素)

図－3.15.6 振動モード図 (x-y 平面)

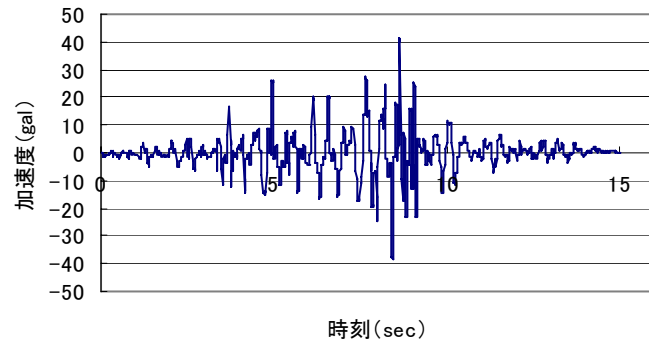
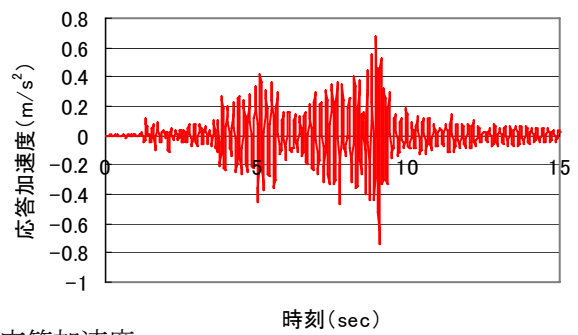
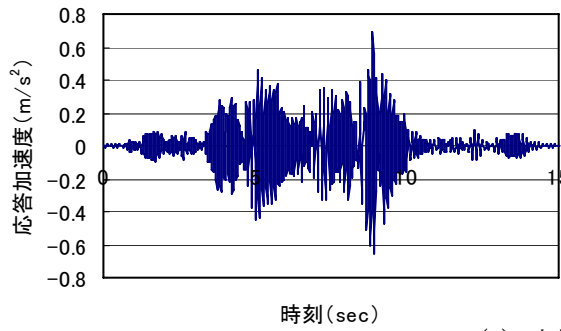
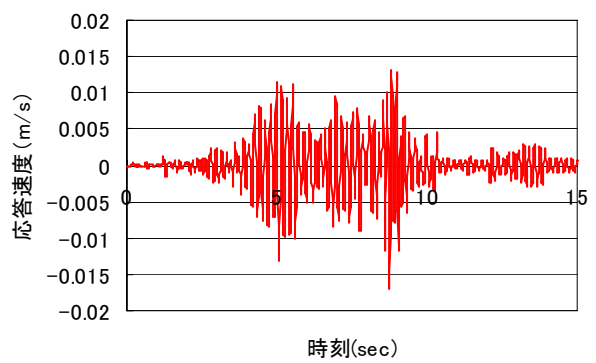
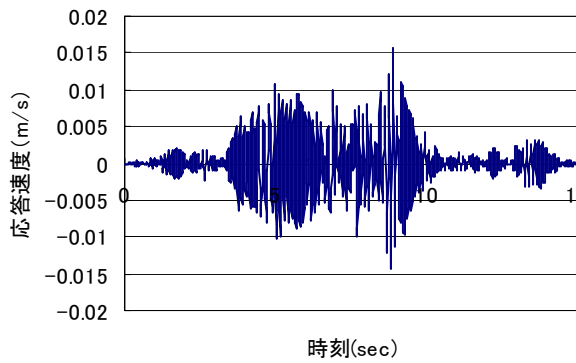


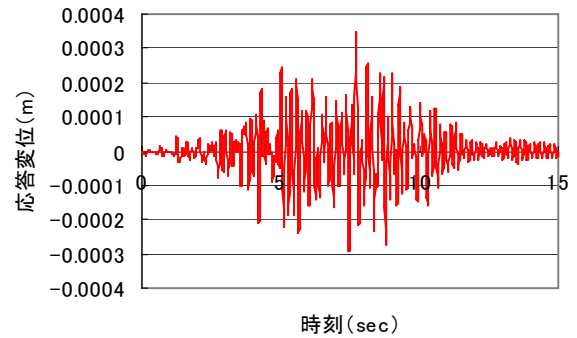
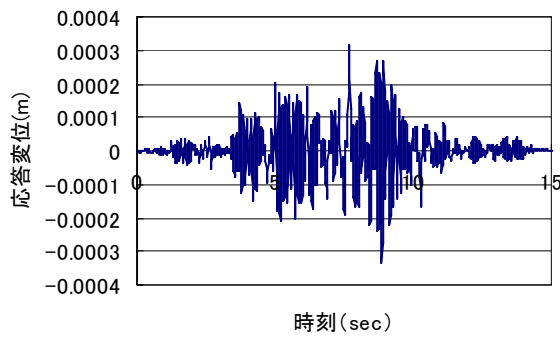
図-3.15.7 入力地震波



(a) 時刻応答加速度



(b) 時刻応答速度



(c) 時刻応答変位

図-3.15.8 解析結果

c) 三次元弾性地震応答解析

i) の固有振動解析結果を受けて、祇園橋の弾性地震応答解析を実施する。入力地震波は、図-3.15.7に示す 1985 年のメキシコ地震波である。ただし、このメキシコ地震波は時間軸を 1/5 にしており、最大加速度を 1gal に基準化し、それを最大加速度 41gal へ増幅したものをを用いた。入力方向は橋軸直角方向 (y 方向) へ作用させるものとする。地震応答解析にはモード重ね合わせ法による時刻歴応答解析を用いた。図-3.15.8 に床版中央箇所の橋軸直角方向における(a)時刻応答変位、(b)時刻応答速度および(c)時刻応答加速度のグラフを示す。三次元形状計測から直接得られた FEM モデル (solid 要素) と Beam モデルの応答値は、全てにおいて良く一致していることが分かる。

d) 考察

固有振動解析および、三次元弾性応答解析を行った結果、両者とも良く一致した結果となった。このことから、三次元形状計測結果を用いた FEM モデルは固有振動解析および三次元地震応答解析へ適用できることを確認できた。

(3) 祇園橋の三次元弾塑性地震応答解析

a) 解析概要

Solid モデルおよび beam モデルを用いて三次元弾塑性地震応答解析を実施する。手すりの部分は、橋全体の耐震性能に与える影響が少ないと同時に、手すりの部分のみ揺れたり、先に塑性してしまったりする可能性があるため、橋全体の挙動を把握することを目的とした最適なモデルの決定のため、以下に示す 3 通りの FEM モデルを作成し、それぞれにおいて検討を行った。

1. 手すりも橋全体と同様にモデル化 (図-3.15.9(a))
2. 手すりの質量のみ考慮 (図-3.15.9(b))
3. 手すりは無視する

解析手法としては Newmark β 法 ($\beta=1/4$) を用い、減衰は固有振動解析をもとに設定した Rayleigh 減衰である。境界条件としては基礎の部分に完全固定、橋台部においては全方向の変位のみを固定 (ピン支持) とした。

b) 入力地震波

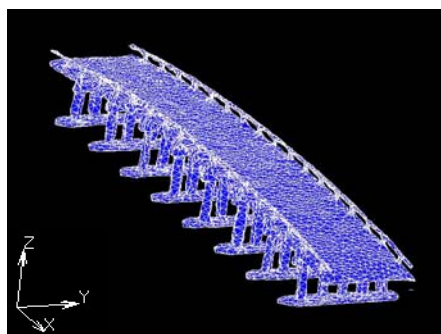
入力地震波は図-3.15.10に示す道路橋示方書耐震設計編に示されている動的解析に用いるタイプ II 地震動 (II-I-I) を用いることとする。入力および、入力方向は最も外力に対して弱いとされる、橋軸直角方向 (y 方向) に祇園橋のある地域 (熊本県天草市) の地域補正係数 $C=0.7$ を乗じて作用させることとする。

c) 解析結果

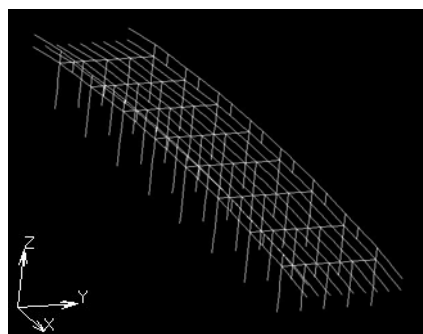
解析結果を示す。ここで、橋脚の名称は図-3.15.11を参照するものとする。

i) 手すりを考慮した場合

T-II-I 地震波を橋軸直角方向から作用させた場合、手すりの部分からひび割れが発生し、2.09 秒で完全に降伏した。最終的なひび割れ分布図を図-3.15.12に示す。また、図-3.15.13に降伏した手すり、P4 橋脚の最頂部における時刻歴応答 (変位、加速度) を同時に示す。図-3.15.12を見て分かるように、手すりの箇所からひび割れが発生し、最終的に手すりから降伏しているのが確認できる。

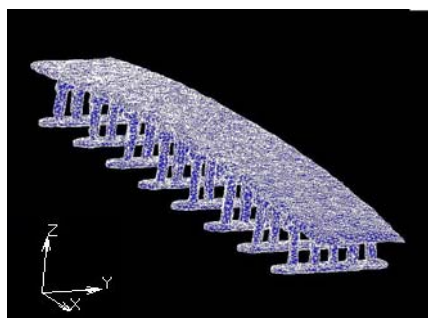


Solid 要素

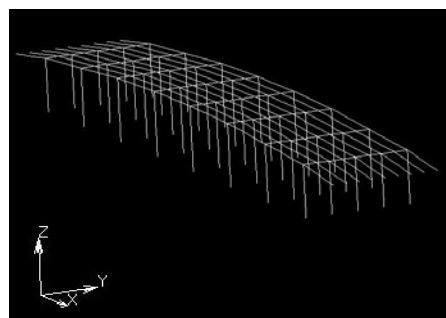


Beam 要素

(a) 手すりを考慮した FEM モデル



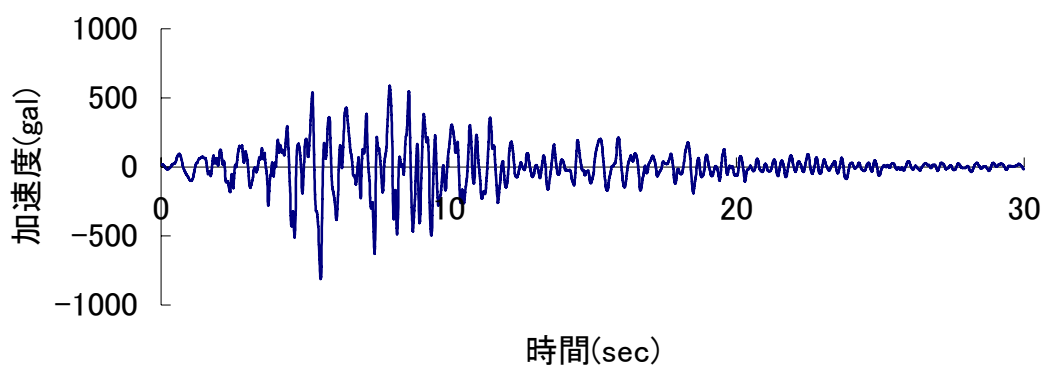
Solid 要素



Beam 要素

(b) 手すりの重量のみ考慮した FEM モデル

図-3.15.9 FEM モデル



(a) II - I - I 地震波 (最大加速度 : 812gal(絶対値))

図-3.15.10 入力地震波

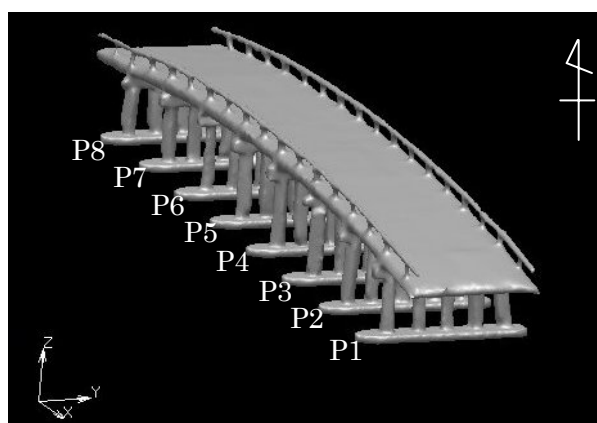
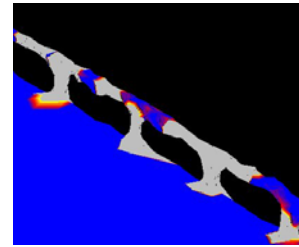
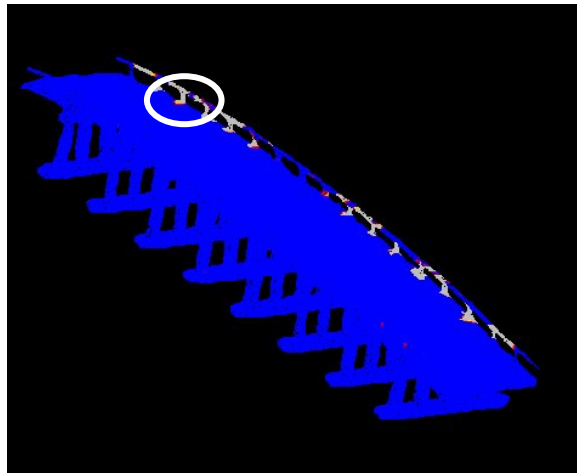
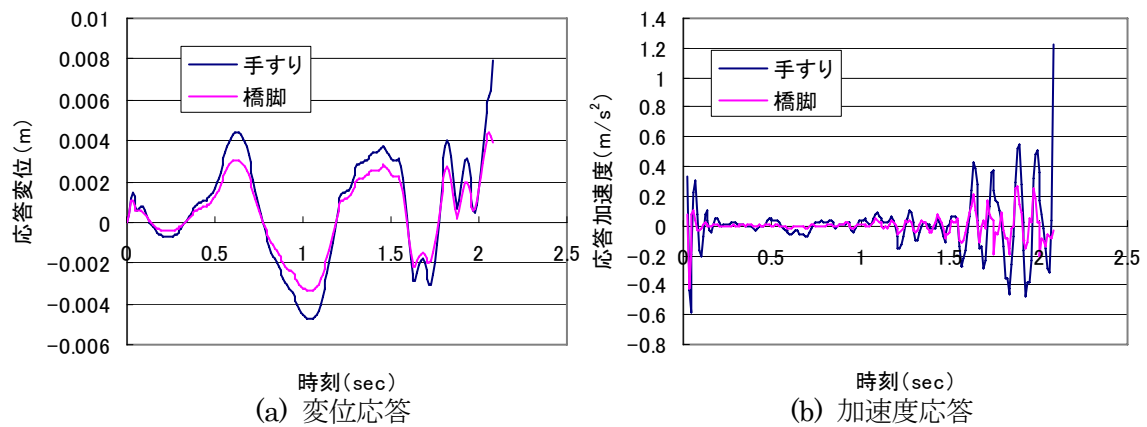


図-3.15.11 橋脚名称



拡大図

図－3.15.12 ひび割れ分布図



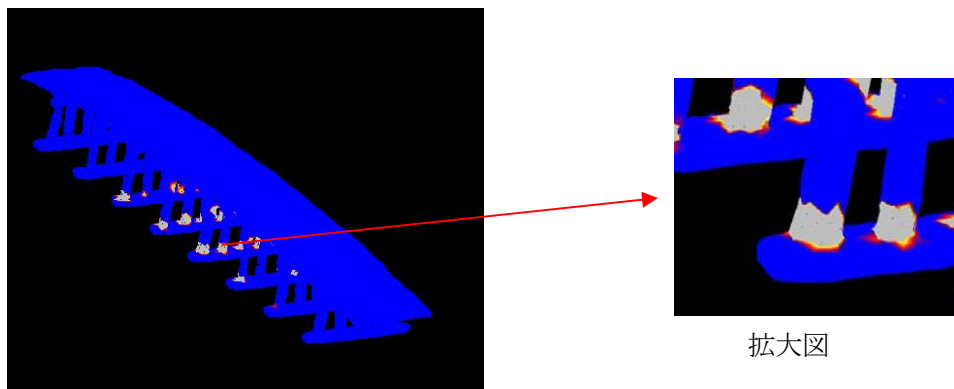
図－3.15.13 時刻歴応答

ii) 手すりの質量のみ考慮した場合

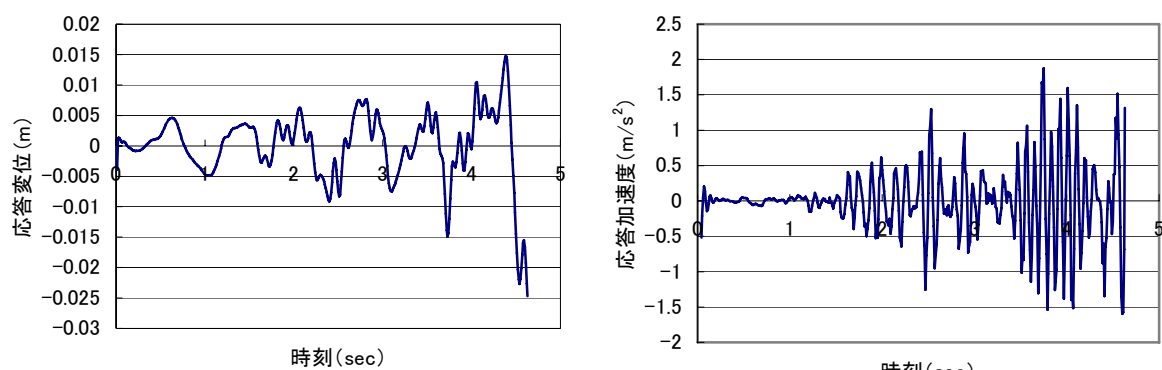
T・II・I・I 地震波を橋軸直角方向から作用させた場合、橋脚の基礎付近からひび割れが発生し、4.63 秒で完全に降伏した。最終的なひび割れ分布図を図－3.15.14 に示し、図－3.15.15 に降伏した橋脚 P4 の最頂部における時刻歴応答（変位、加速度）を示す。

iii) 手すりを無視した場合

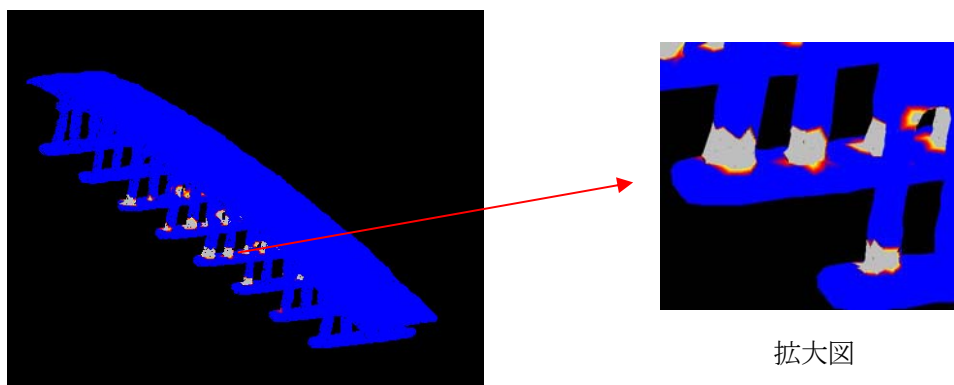
T・II・I・I 地震波を橋軸直角方向から作用させた場合、基礎の部分からひび割れが発生し、4.64 秒で完全に降伏した。図－3.15.16 にひび割れ分布図およびその周辺の拡大図を示す。また、降伏した橋脚の最頂部における応答履歴（変位、加速度）を図－3.15.17 に示す。



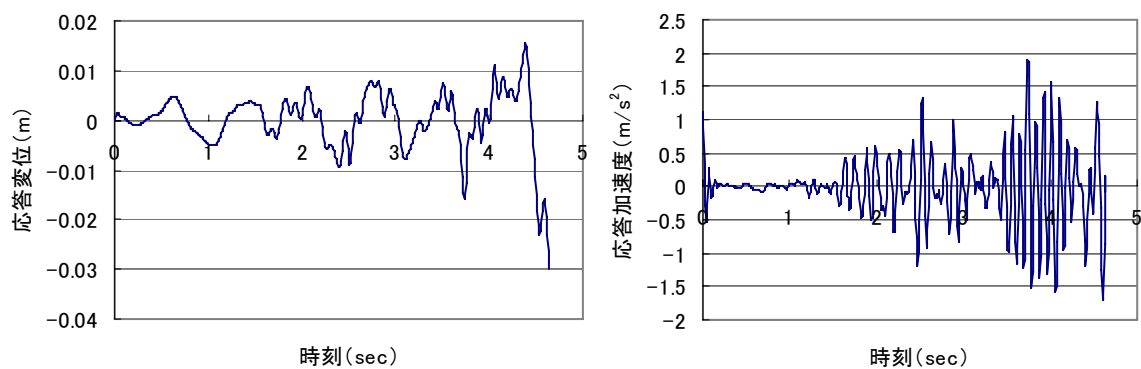
図－3.15.14 ひび割れ分布



図－3.15.15 時刻歴応答



図－3.15.16 ひび割れ分布



図－3.15.17 時刻歴応答

2.3.4 考察

3通りのFEMモデルを用いて三次元非線形地震応答解析を実施し、全てのモデルにおいて十分な耐震性能を有しているとはいえない結果となった。モデル化の違いによる考察としては、1の手すりを完全にモデル化した場合は、図-3.15.12に示すように、降伏箇所は手すりの部分のみという結果となった。実際に、T-II-I-I地震動が作用した場合、手すりから降伏する可能性はあるが、今回の三次元非線形地震応答解析は橋全体の耐震性能や、地震作用時の挙動を把握することを目的としているため、1のモデル化は不適切であると考えられる。また、時刻歴応答を比較すると、橋脚の応答は手すりがある場合は最大加速度および最大変位ともに他の場合より非常に小さい値の応答値となった。

2と3モデルによる解析結果は、ひび割れ分布図、時刻歴応答ともに酷似した結果となった。これは手すりの質量が全体の質量の約4%と非常に小さいことが理由と考えられる。しかしながら、今回行った三次元非線形地震応答解析の目的に合ったモデルとしては、質量を考慮したモデル2が3通りの中では最も適していると考ええる。

3. 15. 3 まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- ・ 3Dレーザスキャナを用い、多方向から計測を行うことで祇園橋全体の三次元形状計測を行うことができた。
- ・ 計測したデータを基に、詳細な三次元Solidモデルおよび、2節点のBeam要素を用いたFEMモデルを作成することができた。
- ・ 自由振動解析を実施した結果、三次元形状計測より直接モデル化したSolid要素とBeam要素を用いたモデルの解析結果は良く一致し、三次元形状計測より直接作成したモデルのFEM自由振動解析へ適用性を確認できた。
- ・ 三次元弾性地震応答解析を実施した結果、Solid要素とbeam要素を用いたモデルの応答値は良く一致し、モデルの地震応答解析への適用性を確認できた。
- ・ T-II-I-II地震動を橋軸直角方向へ入力した結果、十分な耐震性能があるとは言えない結果となった。しかし、祇園橋全体の時刻における変位や加速度、応力の応答、ひび割れ箇所などを得ることができた。

本来ならば、石橋であるので部材と部材の間に接触要素などを用いて摩擦などを考慮し、モデル化を行わなければならないが、本解析モデルは祇園橋全体を一つのものとしてモデル化を行った。そのため、石と石が滑るといったような現象をシミュレートすることはできなかった。今後はそういった点を明確にしていかなければならないと考える。しかしながら、三次元形状計測手法を用い計測結果より、FEMモデル作成、自由振動解析、三次元地震応答解析、耐震性能評価といった一連の流れは十分に構築できたといえる。