

## 第1章

### 研究テーマ1：連動型巨大地震に対する土木建造物の安全性と修復性の向上に関する研究

#### 1.1 各種部材の損傷メカニズムの解明（研究担当者：葛 漢彬，岩下健太郎）

##### 1.1.1 極低サイクル疲労による延性き裂の影響を考慮した橋梁鋼構造物の耐震性評価手法の開発

現行の鋼橋の耐震設計基準では、座屈に対する安全性照査法は規定されているが極低サイクル疲労（数回から数十回の繰り返しによって疲労破壊する現象）に対する照査法は未整備である。本課題は、極低サイクル疲労による損傷メカニズム（き裂発生，進展および破壊の全過程）を明らかにするとともに，橋梁鋼構造物の耐震性能設計法の高度化を目指すものである。

ここ数年，極低サイクル疲労によるき裂発生メカニズムの解明を目的とした単柱式鋼製橋脚の繰り返し載荷実験を行ってきているが，数値解析についてはまだ研究の途中である。通常の数値解析手法は，き裂の発生までの挙動予測には概ね適用できるものの，その後の進展さらに破壊までの挙動予測には対応出来ない。

そこで，本課題では，まず，これまでに検討してきた土木建造物の延性き裂に対する評価手法を構造パラメータの変動や載荷履歴の影響を考慮してより一般的な手法に発展させる。次に，延性き裂の評価を考慮できる繰り返し弾塑性モデルを構築し，その妥当性を材料レベルで検証したうえで，鋼厚肉断面部材の耐震実験による検証も行う。これによって，局部座屈のみならず，き裂の発生，進展および破壊のメカニズムを解明し，損傷・崩壊の全過程を模擬できる解析手法を確立する。

これまでの研究【名城大学高度制震実験・解析研究センター（ARCSEC）研究成果報告書，平成24年3月】において，鋼製橋脚基部および隅角部に発生する極低サイクル疲労による延性き裂発生を shell 解析により評価できる手法 DDIM，および beam 要素を用いたファイバーモデルによる簡易照査法 SDIM を提案してきた。

本研究では，まず，既往の研究において精査しきれていなかった構造パラメータの違いによるひずみ集中補正係数への影響に着目し，パラメトリック解析を行うことで，延性き裂簡易照査法におけるひずみ集中補正係数  $\beta$  の再検討を行った<sup>1)</sup>。次式にひずみ集中補正係数  $\beta$  の近似式を示す。

$$\beta = 11.1R_f + 1.18\left(\frac{t}{t_0}\right) - 1.34\bar{\lambda} - 0.0751 \quad (1.1.1)$$

ここで， $R_f$ =幅厚比パラメータ， $\bar{\lambda}$ =細長比パラメータ， $t$ =板厚および  $t_0=9\text{mm}$  である。

また，再検討した  $\beta$  を用いた延性き裂簡易照査法（MSDIM）による延性き裂発生点の評

価を行い、shell 解析と実験から得られた延性き裂発生点との比較を行った<sup>2)</sup>。その結果、パラメトリックな解析を行うことで、ひずみ集中補正係数  $\beta$  は幅厚比パラメータ、細長比パラメータ及び板厚といった構造パラメータの影響を受けることを確認した。beam 解析から得られた塑性ひずみ範囲を本研究で提案したひずみ集中補正係数  $\beta$  により補正することで、shell 解析と同等の延性き裂発生評価が可能であることを示した。実験結果と本提案手法による延性き裂発生予測を比較した結果、き裂発生を若干危険側に評価するケースがあるものの、より精度良く予測ができることを確認した。

次に、载荷履歴、特にランダムな载荷の影響を考慮した検討を行った<sup>3)</sup>。図 1.1.1 に示すように、あるハーフサイクルで大きな引張または圧縮ひずみ履歴が生じたとき、その次のハーフサイクルへの影響を考慮するために、次式のような補正係数を提案した。

$$K_i = \begin{cases} \exp\left(k_a \frac{\varepsilon_{pr,i} - \varepsilon_{pr,i-1}}{\varepsilon_{pr,i-1}}\right) & \text{if the tension strain range of the previous } (i-1)^{\text{th}} \text{ half - cycle} \\ & \text{is larger than that of the current half - cycle} \\ \exp\left(-\frac{\varepsilon_{pr,i} - \varepsilon_{pr,i-1}}{\varepsilon_{pr,i-1}}\right) & \text{if the compression strain range of the previous } (i-1)^{\text{th}} \text{ half - cycle} \\ & \text{is larger than that of the current half - cycle} \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (1.1.2)$$

ここで、 $\varepsilon_{pr,i-1} = (i-1)^{\text{th}}$  ハーフサイクル時の塑性ひずみ範囲、 $\varepsilon_{pr,i} = i^{\text{th}}$  ハーフサイクル時の塑性ひずみ範囲、 $k_a = 3.0$  (材料係数) である。

この影響を損傷度式に取り入れることで、より高精度な評価手法 (EDDIM, EMSDIM) を提案した。その妥当性を示す検証結果を図 1.1.2, 図 1.1.3 に示す。また、これらの評価手法を表 1.1.1 にまとめて示す<sup>4),5)</sup>。

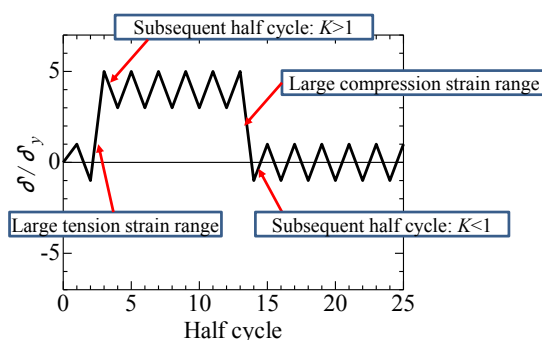


図 1.1.1 ひずみ範囲の急激な変化

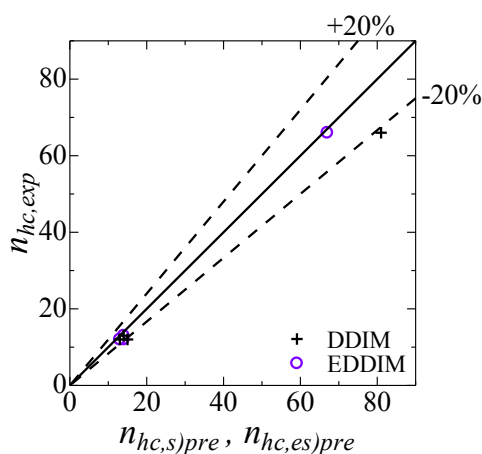


図 1.1.2 DDIM, EDDIM による評価結果と実験結果との比較

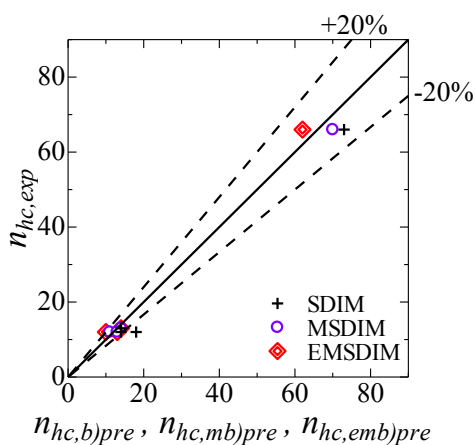


図 1.1.3 SDIM, MSDIM および EMSDIM による評価結果と実験結果との比較

表 1.1.1 各種評価手法

照査法	解析モデル Analysis type	载荷パターン Loading type	評価式 Evaluation Formula
Detailed damage index-based evaluation method (DDIM)	Shell analysis	Regular cyclic loading	$D = C' \sum (\varepsilon_{pr,i})^m$
Enhanced detailed damage index-based evaluation method (EDDIM)	Shell analysis	Regular and random cyclic loadings	$D = C' \sum K_i (\varepsilon_{pr,i})^m$
Simplified damage index-based evaluation method (SDIM)	Fiber analysis	Regular cyclic loading	$D = C' \sum (\beta \cdot \varepsilon_{pr,i})^m$ $\beta = 3.73$
Modified simplified damage index-based evaluation method (MSDIM)	Fiber analysis	Regular cyclic loading	$D = C' \sum (\beta \cdot \varepsilon_{pr,i})^m$ $\beta = 11.1R_f + 1.18 \left( \frac{t}{t_0} \right) - 1.34\bar{\lambda} - 0.0751$
Enhanced modified simplified damage index-based evaluation method (EMSDIM)	Fiber analysis	Regular and random cyclic loadings	$D = C' \sum K_i (\beta \cdot \varepsilon_{pr,i})^m$ $\beta = 11.1R_f + 1.18 \left( \frac{t}{t_0} \right) - 1.34\bar{\lambda} - 0.0751$

次に、き裂の発生に対する評価のみならず、その後の進展、さらに座屈との連成による破壊も評価できる手法の開発を目指す。そのため、シェル要素やソリッド要素を用いた弾塑性解析を実施し、き裂の発生を判定する条件式を導入して、全体座屈、局部座屈、き裂の発生および進展をシミュレーションする。

提案した延性き裂の評価を考慮できる繰り返し弾塑性モデル（Cyclic Ductile Damage Model, CDDM モデル）の概念図を図 1.1.4 に示す。同図から分かるように、このモデルにおいて弾性域、塑性域および軟化域の 3 段階からなっており、材料塑性化状況を表すパラメータ DI と材料劣化状況を表す損傷パラメータ  $d$  の 2 つのパラメータが導入されている。

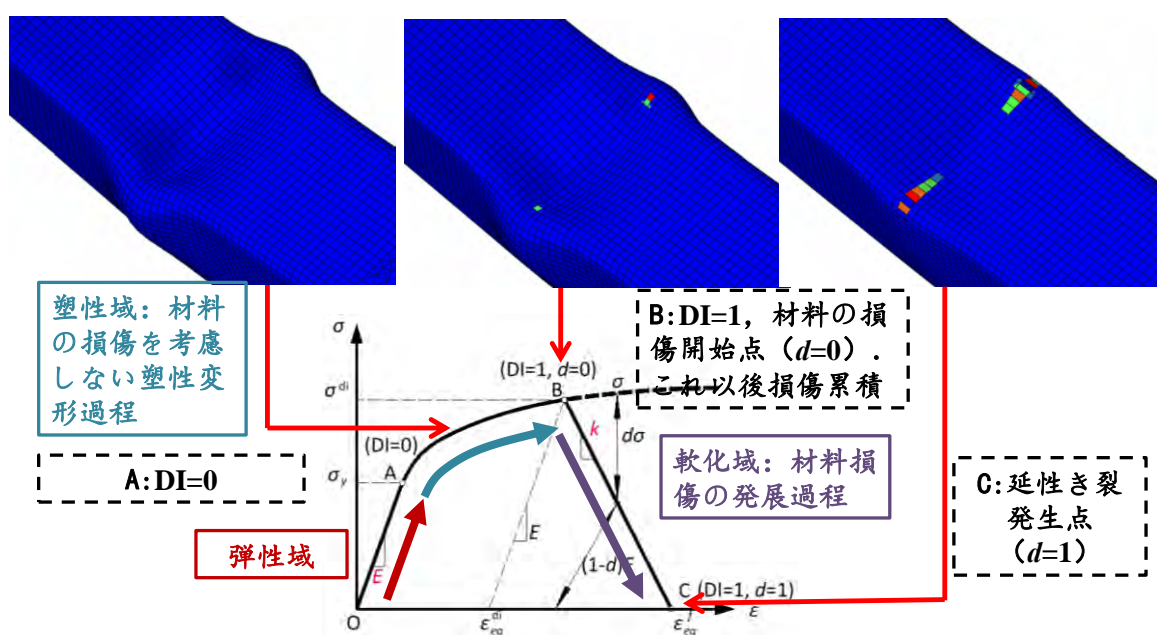
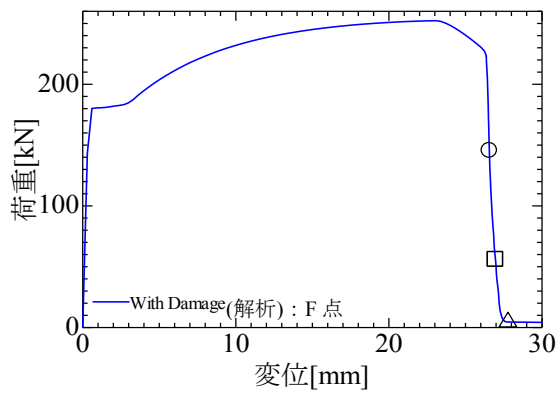


図 1.1.4 CDDM モデルの概念図

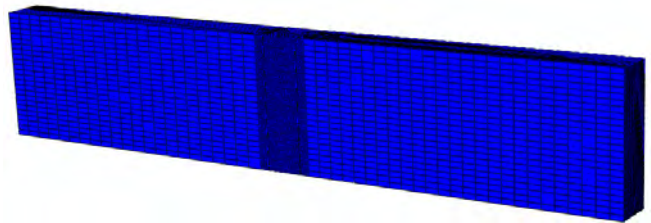
本研究では、開発した CDDM モデルを溶接接合部材、鋼製橋脚および鋼管ブレース材に適用した検討を行った、

まず、レ形開先による溶接部に切り欠きを有する鋼材 SM490YA を用いての引張試験を実施し、得られた試験結果を基に、材料特性を決定した。また、試験中に確認されている延性き裂発生時および破断時の変位を延性き裂発生基準式へと用いることで単調引張解析にてき裂発生時の荷重および変位、き裂の発生点、進展等の破壊現象をシミュレーションした (図 1.1.5, 図 1.1.6)。

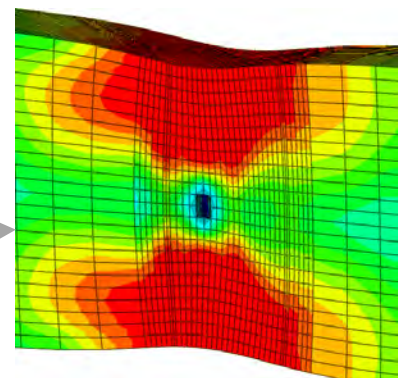
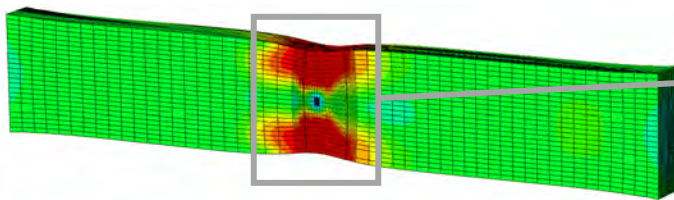




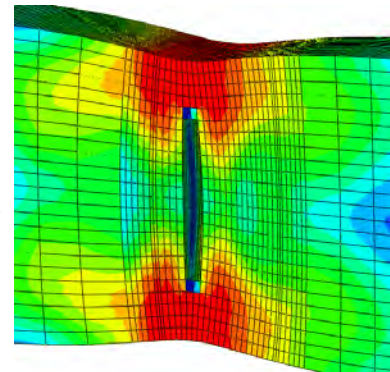
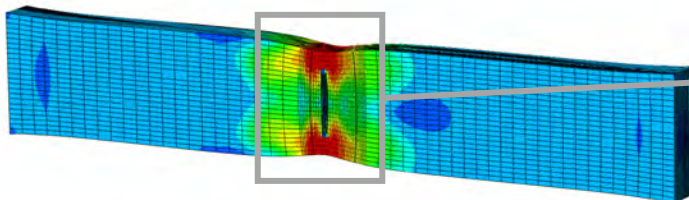
(a) 荷重-変位曲線



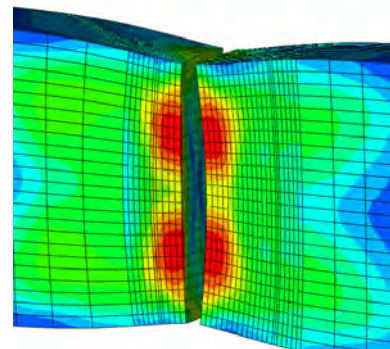
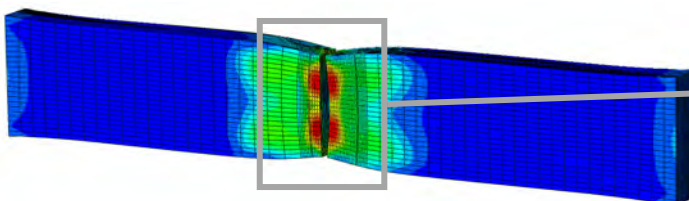
(b) 解析モデル(変形前)



(c) ○点に対応する変形モード

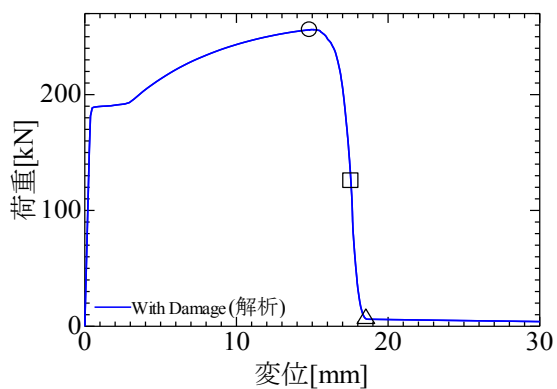


(d) □点に対応する変形モード

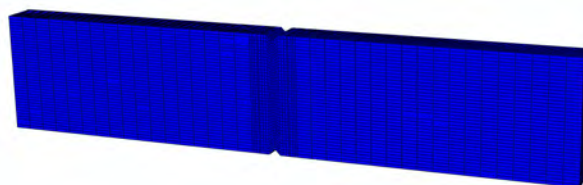


(e) △点に対応する変形モード

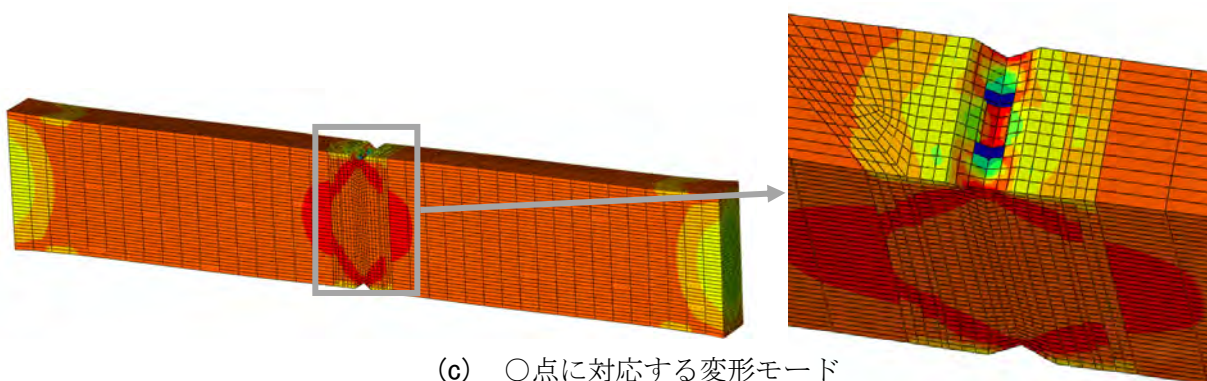
図 1.1.5 切り欠きを有しないレ形開先溶接部材の延性破壊解析結果



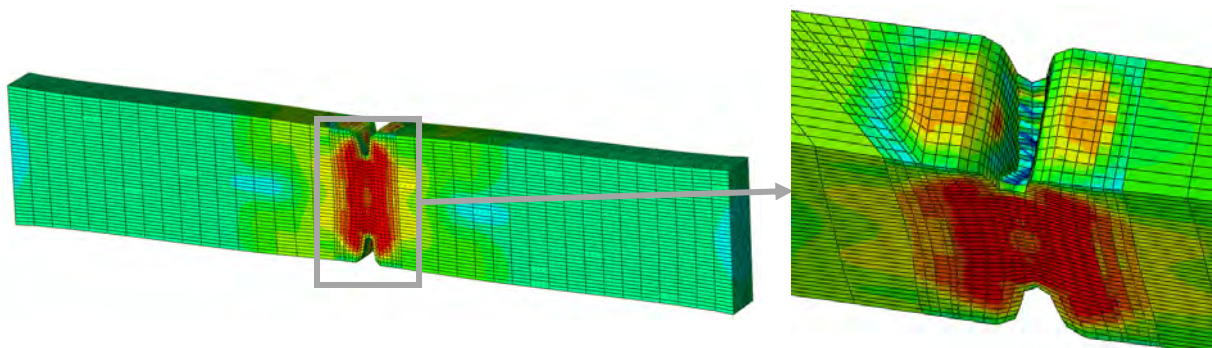
(a) 荷重-変位曲線



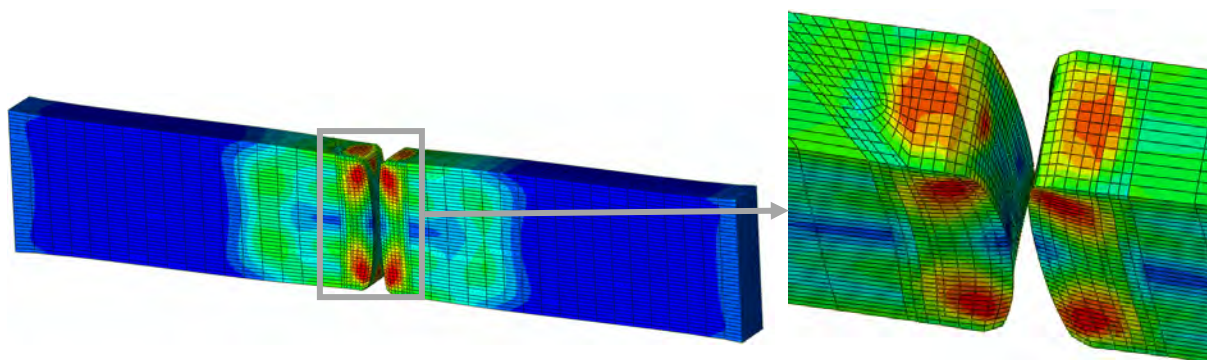
(b) 解析モデル(変形前)



(c) ○点に対応する変形モード



(d) □点に対応する変形モード



(e) △点に対応する変形モード

図 1.1.6 切り欠きを有するレ形開先溶接部材の延性破壊解析結果

また，鋼製橋脚基部の延性破壊現象についてもシミュレーションを行った（図 1.1.7）。

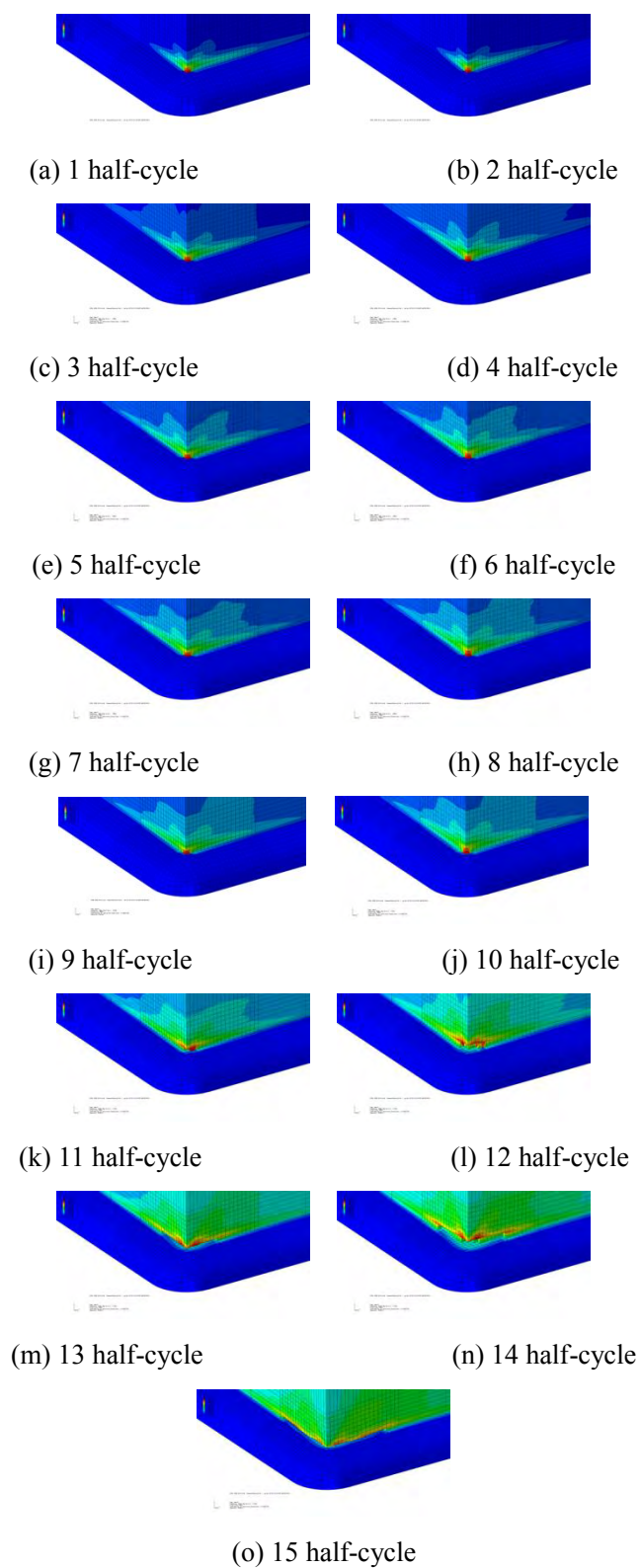


図 1.1.7 鋼製橋脚基部の延性破壊解析結果



さらに、鋼管ブレース部材についても同様な検討を行った結果を図 1.1.8 に示す。

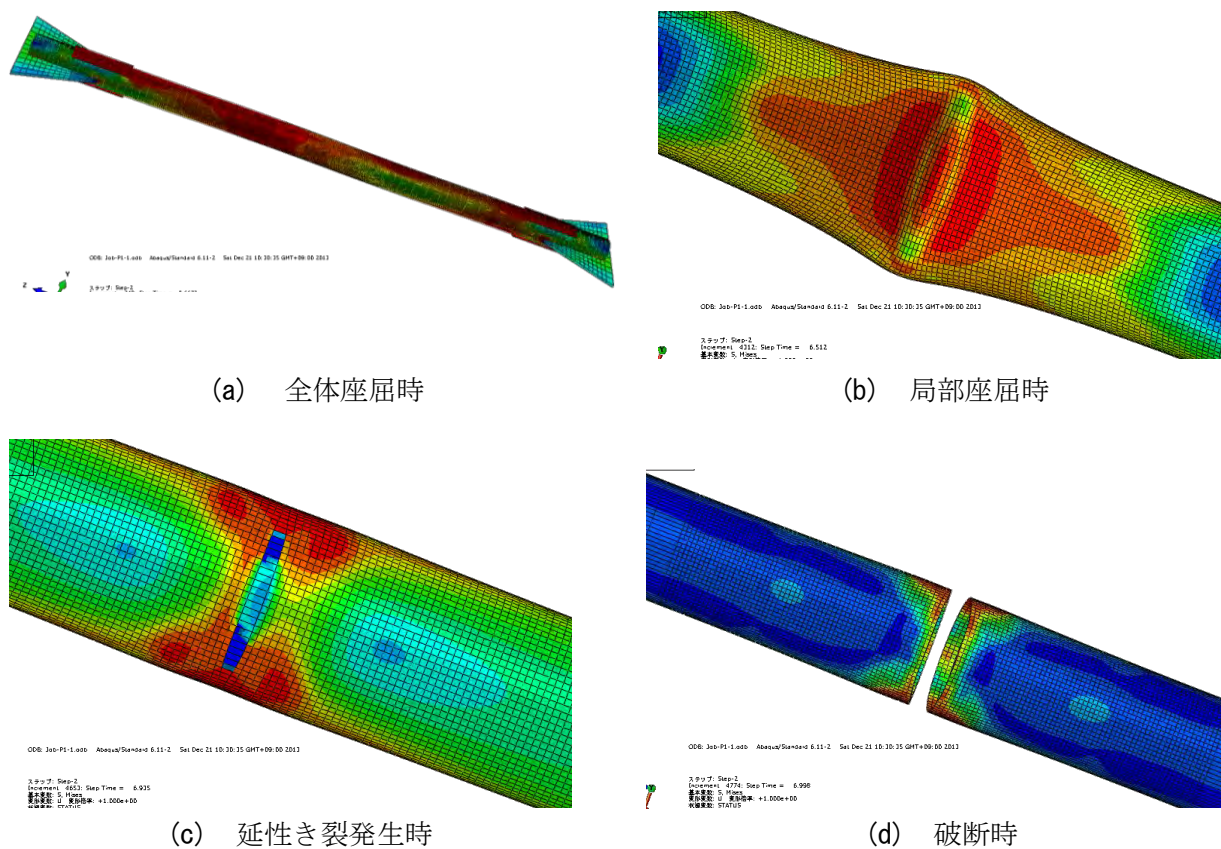


図 1.1.8 P1-1 の破断までの変形モード

以上のように、本提案手法は、各種鋼部材の座屈による損傷から、き裂の発生・破断までの全過程をよい精度でシミュレーションできる。まだ開発の途中にあるが、今後、異なる材種、異なる溶接性状、溶接欠陥、異なる载荷履歴、多くの種類の構造部材などについてより詳しい検討を進めていく予定である。

## 1.1.2 溶接未溶着を有する土木鋼構造物の破壊メカニズムの解明と耐震性能照査法の開発

本研究では、溶接未溶着が存在する鋼製橋脚の隅角部を想定し、完全溶け込み溶接が要求される高い応力レベルが発生する溶接継手において、溶接未溶着が存在する場合における地震時極低サイクル疲労下における破壊挙動の解明を実験および解析の両面から試み、破壊挙動に対する基礎データを提供すると共に、極低サイクル疲労発生初期段階における延性き裂発生の照査法を提案することを目的としている。

溶接未溶着を有する構造物の耐震性および照査法に関する研究は、共同研究者らがここ数年着手したばかりであるが、溶接未溶着が大きい場合耐震性が著しく低下することが実験的に明らかにされている【名城大学高度制震実験・解析研究センター（ARCSEC）研究成果報告書、平成24年3月】。しかしながら、溶接脚長のサイズなど溶接部の性状などに大きく影響され、そのメカニズムを必ずしも解明できていないのが現状である。

そこで、本課題では、溶着未溶着の高さ以外に、フィレット半径、溶接ビード脚長などを取り上げ、これらのパラメータが部材の耐震性能に及ぼす影響を検証したうえで、溶接未溶着などの溶接欠陥を有する既設構造物の大地震時挙動を解明するとともに、補修・補強の必要性を判定する基準を提案することを目的としている。

### (1) 小さなフィレットを有する鋼製橋脚隅角部の未溶着高さが延性破壊に及ぼす影響<sup>7)</sup>

近年では溶接構造物の施工時における溶接不具合（欠陥）の内在が問題視されてきており、鋼製橋脚隅角部の施工不具合に関する報告がある。昭和60年頃までに供用された鋼製橋脚隅角部の柱フランジと梁フランジとの溶接の溶け込み状況が示されているが、溶け込み率は数パーセント～100%まで様々であり、20～80%程度までの未溶着率の分布が多いようである。これまでに完全溶け込み溶接が要求される鋼製橋脚隅角部を想定した梁-柱接合部の十字溶接部に溶接未溶着を導入し、このような不完全な溶接部を有する鋼厚肉部材の極大地震時における破壊メカニズムの解明のため、繰り返し載荷実験を行ってきた。また、これらの繰り返し載荷実験を元に、溶接形状や欠陥性状をより忠実に再現したソリッド要素による3次元弾塑性有限変位FEM解析を実施し、延性き裂発生の評価を行った。その結果、溶接未溶着高さを大きくすることで未溶着近傍でひずみ集中が起き、延性き裂発生に大きく影響することが確認された。また、十字継手の溶接未溶着部からの破壊に関して、十字継手の溶接脚長を大きくすることで未溶着部からの破壊が発生する可能性を低減できることを確認した。

一連の研究結果を踏まえ、追加的な実験を検討して、フィレットのない鋼梁-柱接合部を模擬するためにフィレットを極力小さくして、十字継手の溶接脚長の値を既往の実験供

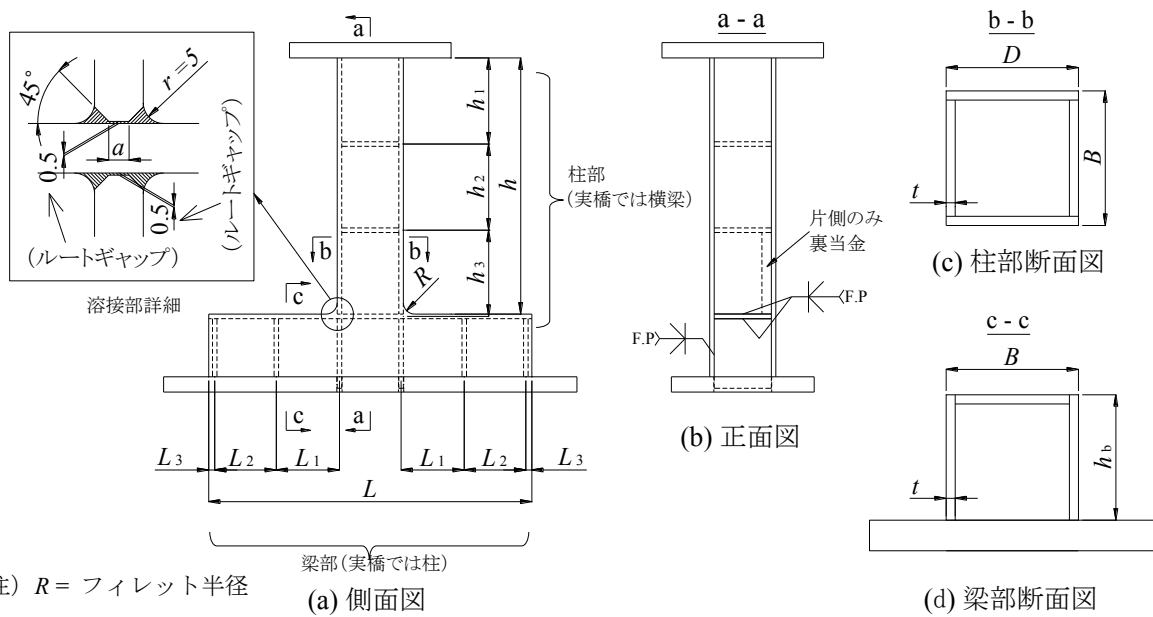


図 1.1.9 供試体概要図

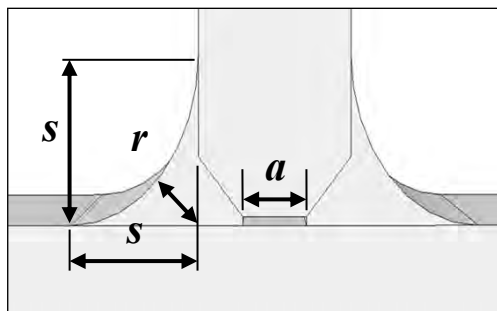


図 1.1.10 十字継手拡大図

表 1.1.2 供試体継手部の実測寸法 (単位: mm)

供試体名	$R$	$a$	$s$	$r_a$
S30-0-5-R-VC-MD	7	0	5.0	2.5
S30-2-5-R-VC-MD	8	2.6	11.7	3.8
S30-5-5-R-VC-MD	7	9.0	6.6	—
S30-8-5-R-VC-MD	5	10.0	6.8	2.8

Notes :

- 1)  $R$ =フィレット半径,  $a$ =溶接未溶着高さ,  $s$ =ビード脚長,  $r_a$ =のど厚
- 2) S30-5-5-R-VC-MD ののど厚は切断後の計測が出来なかったため, —と表記した.

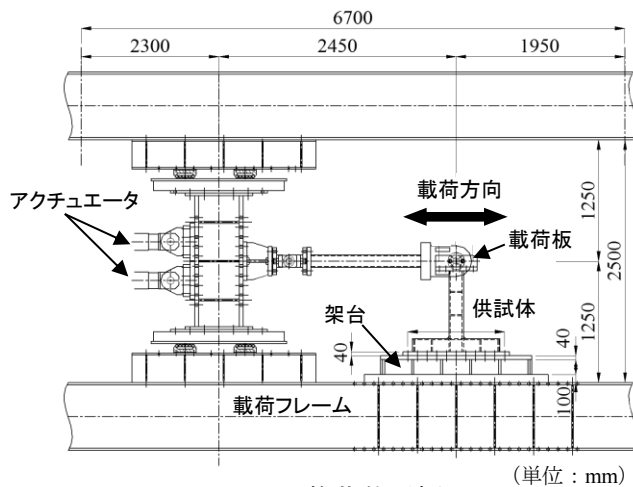


図 1.1.11 荷装置概要図

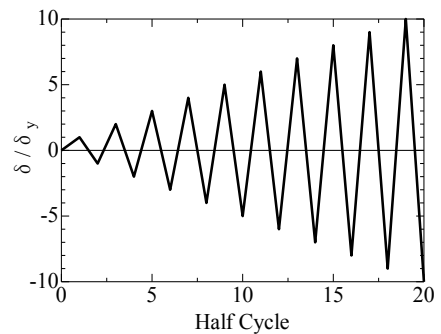


図 1.1.12 荷パターン

試体より小さく設定し、未溶着部から破壊することを想定した供試体の繰り返し載荷実験により鋼製橋脚の梁-柱接合部の未溶着高さが延性破壊に与える影響を検証した。

実験供試体は図1.1.9のように鋼製ラーメン橋脚の隅角部を想定しており、実橋脚との対比では供試体の柱部が実橋の梁、梁部が実橋の柱となる。供試体の使用材質は、実橋脚で使用が多いSM490Yクラスの鋼材であり、板厚は12mmとした。溶接仕上げに関しては、R仕上げと止端仕上げの2種類が挙げられるが、一般的に溶接部の仕上げで適用されることの多いのは止端仕上げのようである。しかし、R仕上げのようにビード表面も滑らかに仕上げた場合、ひずみ集中を緩和させる効果が期待され、溶接ビードの形状の不形成部からのき裂発生を防ぐことを目的とし、本研究ではR仕上げの場合について実験を行った。なお、仕上げ部はグラインダー等による仕上げ傷が残らないように留意するとともに、ビード形状の凹凸に伴うひずみ集中の影響をできるだけ少なくするために、三線交差部の三方向からの溶接ビードラップ部分の余盛を除去した。

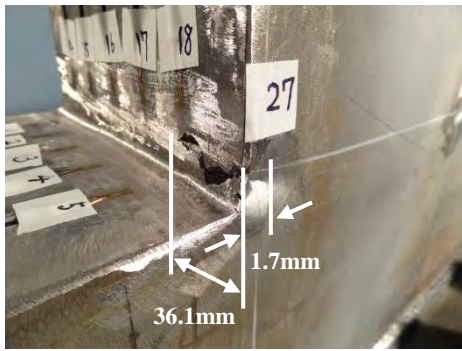
供試体と十字継手部のパラメータを表1.1.2に示す。供試体は4種類作成し、名称は例えば、S（鋼製部材）30（幅厚比パラメータの100倍の値）-8（十字溶接部に内在する溶接未溶着高さ）-5（フィレット半径）-R（溶接仕上げ内容）-VC（載荷パターン）-MD（脚長変更）といった情報を表す。「MD」については、過去の実験供試体が $s=10\text{mm}$ の溶接脚長であったことに対し、本研究では $s=5\text{mm}$ に変更していることを表す。ビード脚長 $s$ は、図1.1.10のように梁部のエッジと柱部のエッジの延長線上とが交差する場所を原点とした梁部の脚長 $s_1$ と柱部の脚長 $s_2$ の平均値である。のど厚は、原点から溶接の表面までの最短距離とした。繰り返し載荷は図1.1.11のアクチュエータの変位制御により供試体の降伏変位 $\delta_y$ を基準とした載荷を行う。本研究で採用した載荷パターンは、図1.1.12のような1サイクル毎の漸増変位振幅載荷である。本実験ではき裂が1~2mm程度に達した時をき裂発生と定義した。

未溶着高さ $a=0, 2\text{mm}$ （写真1.1.1 (a), (b)）の供試体では、フィレット上端部でき裂が発生し、フランジ中央およびウェブ中央へ向かってき裂が進展していった（図1.1.13 (a)）。一方、未溶着高さ $a=5, 8\text{mm}$ （写真1.1.1 (c), (d)）の供試体では、溶接ビード部でき裂が確認され、溶接未溶着が内在する十字継手方向に沿ってき裂が進展し（図1.1.13 (b)）、大幅に荷重が低下した時点で実験を終了した。

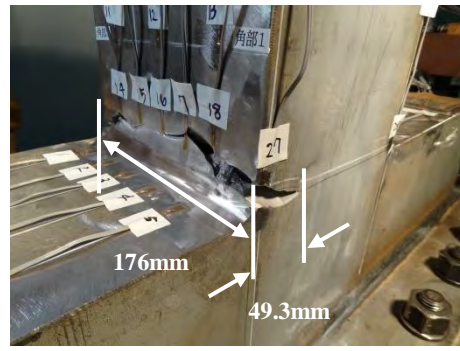
未溶着高さ $a=0, 2\text{mm}$ の供試体と未溶着高さ $a=5, 8\text{mm}$ の供試体とのき裂進展挙動において、破壊モードが明らかに異なっており、未溶着高さ $a=5, 8\text{mm}$ （写真1.1.2 (c), (d)）の供試体では本実験の未溶着高さ $a=0, 2\text{mm}$ （写真1.1.2 (a), (b)）の供試体のようにフィレット上端部などのウェブ母材でき裂が発生したのではなく、溶接未溶着部からき裂が発生したことが推察される。

また、表1.1.3よりき裂発生時期において、未溶着のない供試体（ $a=0\text{mm}$ ）と未溶着のある供試体（ $a=2, 5, 8\text{mm}$ ）を比較すると、き裂発生時期が最大で4半サイクル異なっており、

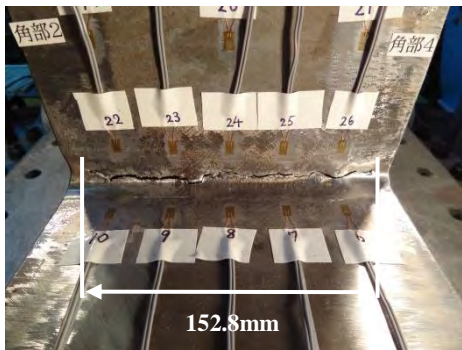




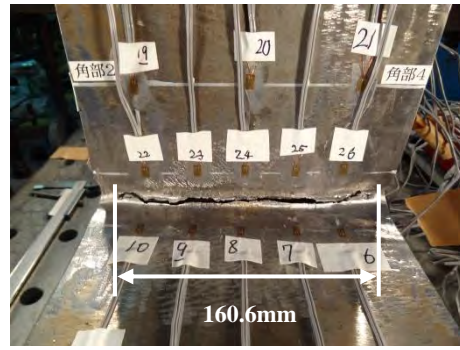
(a) S30-0-5-R-VC-MD



(b) S30-2-5-R-VC-MD



(c) S30-5-5-R-VC-MD



(d) S30-8-5-R-VC-MD

写真 1.1.1 各供試体の破壊モード



(a) S30-0-5-R-VC-MD



(b) S30-2-5-R-VC-MD



(c) S30-5-5-R-VC-MD



(d) S30-8-5-R-VC-MD

写真 1.1.2 き裂発生近傍の供試体断面

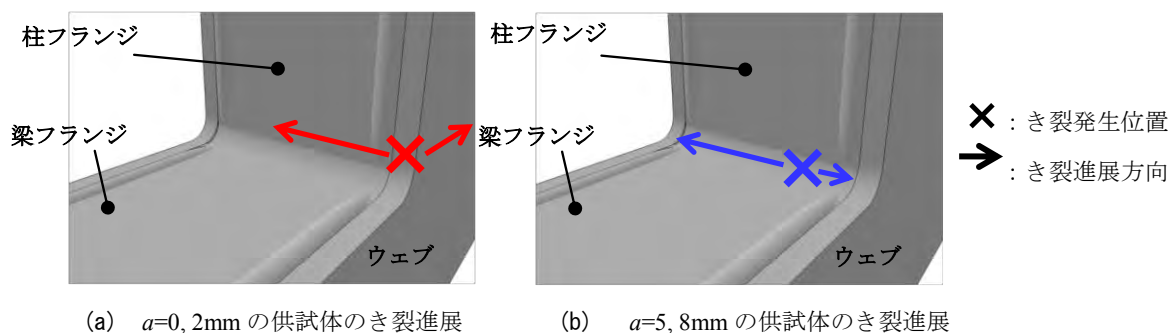


図 1.1.13 き裂進展挙動

表 1.1.3 き裂発生源および発生位置の比較

供試体名	実験でのき裂発生源	き裂発生高さ (梁フランジ表面からの高さ)
S30-0-5-R-VC-MD	8 Half Cycle (-4 $\delta y$ )	9.8mm
S30-2-5-R-VC-MD	4 Half Cycle (-2 $\delta y$ →3 $\delta y$ )	1.3mm
S30-5-5-R-VC-MD	3 Half Cycle (2 $\delta y$ →-2 $\delta y$ )	1.7mm
S30-8-5-R-VC-MD	4 Half Cycle (-2 $\delta y$ →3 $\delta y$ )	2.7mm

未溶着の有無と未溶着高さの違いによるき裂発生時期の違いが確認された。

各供試体の溶接部の寸法とき裂発生時期および、き裂進展状況を比較すると、未溶着部から破壊した未溶着高さ $a=5, 8\text{mm}$ の供試体は未溶着高さが大きく、き裂発生時期が早い結果となった。一方、未溶着高さ $a=0\text{mm}$ の供試体は、脚長の値が各供試体の中で最小であるのにも関わらず、溶接未溶着を導入しておらず、き裂発生時期が最も遅い結果となった。

また、未溶着高さ $a=2\text{mm}$ の供試体に関して、脚長が各供試体よりも2倍程度大きな値であるのにも関わらず、き裂発生が未溶着から破壊した $a=5, 8\text{mm}$ の供試体と同程度であった。この原因については、微小ながらも溶接未溶着を導入することにより、ひずみ集中が未溶着近傍だけでなく、溶接ビード近傍にも起き、未溶着高さ $a=0\text{mm}$ よりも十字継手部全域でひずみが集中したことが考えられるが、この現象は今後、解析を含め検討を行なっていく予定である。

以上を踏まえ、十字継手部の溶接脚長の他に継手内部に内在する未溶着高さも破壊過程の支配的要因となることが考えられる。また、未溶着のある供試体 ( $a=2, 5, 8\text{mm}$ ) では、き裂発生時期に大きな違いがみられないものの、き裂進展長さより、未溶着部から破壊する供試体とウェブ母材から破壊する供試体とのき裂進展状況は大きく異なり、未溶着高さ $a=5, 8\text{mm}$ の供試体が、急激にき裂が進展していることが分かる。

以上より、フィレット半径を極力小さくして、十字継手の溶接脚長の大きさを既往の実

験供試体より小さくし、未溶着部から破壊するように設計した供試体の繰り返し载荷実験を行うことにより、未溶着のない供試体 ( $a=0\text{mm}$ ) と未溶着のある供試体 ( $a=2, 5, 8\text{mm}$ ) を比較すると、き裂発生時期が最大で4半サイクル異なっており、未溶着の有無によるき裂発生時期の違いが確認された。また、未溶着のある供試体 ( $a=2, 5, 8\text{mm}$ ) では、き裂発生時期に大きな違いがみられないものの、き裂進展状況において、未溶着部から破壊する供試体とウェブ板母材から破壊する供試体とは大きく異なり、未溶着高さ $a=5, 8\text{mm}$ の供試体では急激にき裂が進展していることが確認された。

## (2) 溶接脚長および溶け込み深さが鋼製橋脚隅角部の延性き裂発生・進展に及ぼす影響<sup>8)</sup>

(1)に引き続き、未溶着高さやフィレット半径の異なる供試体による実験を追加的に行い、各供試体の溶接脚長や溶け込み深さの実際の分布と実験結果を照らし合わせることで、溶接脚長および溶け込み深さの分布が与える延性き裂発生・進展への影響についての検討を行った。

表 1.1.4 供試体継手部の実測寸法 (単位: mm)

供試体名	$R$	$s$	$a$	$r_a$
S30-0-5-R-VC-MD	7	9.4	0	3.4
S30-2-5-R-VC-MD	8	8.7	2.8	3.4
S30-5-5-R-VC-MD	7	5.9	8.9	3.2
S30-5-15-R-VC-MD	18	9.6	3.7	4.4
S30-5-30-R-VC-MD	30	9.0	2.9	3.7
S30-8-5-R-VC-MD	5	7.6	9.5	3.5
S30-8-15-R-VC-MD	17	8.7	8.1	3.8
S30-8-30-R-VC-MD	29	9.5	8.3	4.7
S30-8-50-R-VC-MD	52	6.0	9.4	2.1
S30-8-100-R-VC-MD	101	9.8	9.6	4.4

Note:  $R$ =フィレット半径,  $s$ =溶接ビード脚長,  $a$ =未溶着高さ,  $r_a$ =のど厚 ( $s, d, a, r_a$ は切断面の計測平均値). その他は図1を参照されたい.

表 1.1.5 各供試体のき裂発生・進展状況

供試体名	き裂発生点	き裂発生部位
S30-0-5-R-VC-MD	8 Half Cycle 載荷後の $-4\delta_y$	柱フランジ(9.8mm)
S30-2-5-R-VC-MD	5 Half Cycle 載荷中( $-2\delta_y \rightarrow 3\delta_y$ )	十字溶接継手部
S30-5-5-R-VC-MD	4 Half Cycle 載荷中( $2\delta_y \rightarrow 2\delta_y$ )	十字溶接継手部
S30-5-15-R-VC-MD	16 Half Cycle 載荷後の $-8\delta_y$	十字溶接継手部
S30-5-30-R-VC-MD	16 Half Cycle 載荷後の $-8\delta_y$	柱フランジ(14.0mm)
S30-8-5-R-VC-MD	5 Half Cycle 載荷中( $-2\delta_y \rightarrow 3\delta_y$ )	十字溶接継手部
S30-8-15-R-VC-MD	3 Half Cycle 載荷後の $2\delta_y$	十字溶接継手部
S30-8-30-R-VC-MD	6 Half Cycle 載荷後の $-3\delta_y$	十字溶接継手部
S30-8-50-R-VC-MD	5 Half Cycle 載荷中( $-2\delta_y \rightarrow 3\delta_y$ )	十字溶接継手部
S30-8-100-R-VC-MD	8 Half Cycle 載荷後の $-4\delta_y$	十字溶接継手部

供試体と十字継手の基本的な設計及び名称の詳細、さらに載荷パターンについては(1)と同様であるので割愛し、供試体十字継手部の実測値のみを表1.1.4に示す。

供試体のき裂発生点、き裂発生部位を表1.1.5に示す。S30-2-5-R-VC-MDおよびS30-5-30-R-VC-MDでは、それぞれ5半サイクル、16半サイクルの時点で最初のき裂が発生した。前者のき裂は供試体角部から18mmの位置に発生しており、未溶着部からのき裂発生と思われる。

$R = 5\text{mm}$ の供試体の場合、未溶着高さ $a = 0, 2\text{mm}$ の供試体では、十字溶接継手に大きくき裂は進展せず、柱フランジと柱ウェブにおいてき裂が進展した(写真1.1.3(a), (b))。このき裂はウェブ板端部付近に発生し、フランジ中央方向およびウェブ中央方向に向かって進展した。それに対して、 $a = 5, 8\text{mm}$ の供試体(写真1.1.3(c), (d))では十字溶接継手にき裂が発生し、溶接ビードに沿って進展した。この場合、ウェブ板、柱フランジにき裂が発生せず、十字溶接継手にて発生したき裂がウェブ方向に向かって進展した。 $R = 15, 30, 50\text{mm}$ (写真1.1.4(a)~(e))の供試体では、十字溶接部にてき裂が進展し、それに伴い荷重が大きく低下したが、 $R = 100\text{mm}$ の供試体(写真1.1.4(f))では、き裂がフランジ幅全域にき裂が進展しても荷重が大きく低下せず、ウェブ板と柱フランジの溶接部にき裂が進展した後に荷重が大きく低下した。

写真1.1.5にウェブ板端部から30mmの位置の十字継手部断面の写真を示す。写真より、未溶着高さ $a = 0, 2\text{mm}$ の供試体(写真1.1.5(a), (b))では柱フランジにおいてき裂が大きく進展しているのに対し、 $a = 5, 8\text{mm}$ の供試体(写真1.1.5(c), (d))では、未溶着部から溶接ビード表面に向かってき裂が進展していることがわかる。

き裂発生点に関して、未溶着高さが大きくなるほどき裂発生が早くなる傾向が確認でき

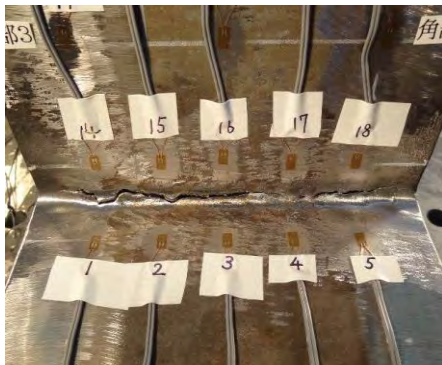




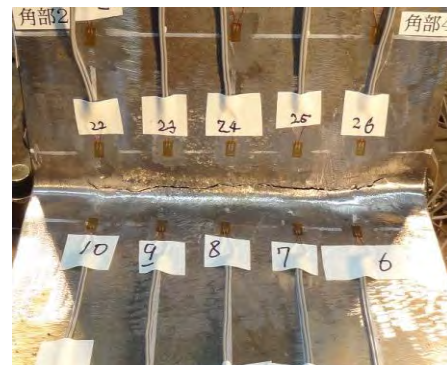
(a) S30-0-5-R-VC-MD



(b) S30-2-5-R-VC-MD



(c) S30-5-5-R-VC-MD

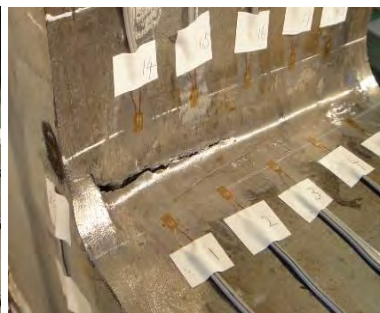


(d) S30-8-5-R-VC-MD

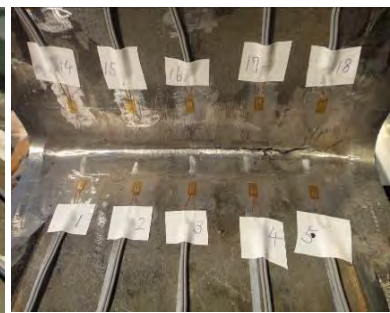
写真 1.1.3 各供試体のき裂進展状況 ( $R = 5\text{mm}$ )



(a) S30-5-15-R-VC-MD



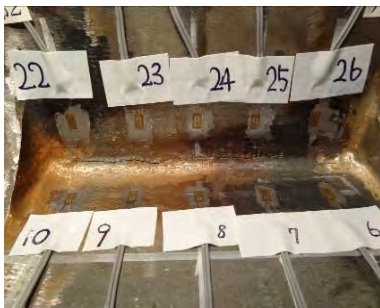
(b) S30-5-30-R-VC-MD



(c) S30-8-15-R-VC-MD



(d) S30-8-30-R-VC-MD



(e) S30-8-50-R-VC-MD



(f) S30-8-100-R-VC-MD

写真 1.1.4 各供試体のき裂進展状況 ( $R = 15, 30, 50, 100\text{mm}$ )

た。S30-0-5-R-VC-MDとS30-5-30-R-VC-MDでは、梁フランジからそれぞれ9.8mm, 14.0mmの位置にき裂が発生し、これは十字継手部ではなく柱フランジからのき裂発生であるといえる。その後、S30-0-5-R-VC-MDでは柱フランジおよびウェブ板においてき裂が進展したが、S30-5-30-R-VC-MDでは最初に発生したき裂はほとんど進展せず、新たに十字継手溶接部に生じたき裂が大きく進展した。また、S30-2-5-R-VC-MDでは十字継手溶接部に最初のき裂が発生したが、このき裂はあまり進展せず、後に柱フランジに発生したき裂が大きく進展した。き裂進展に関して、未溶着高さが $a=0, 2\text{mm}$ の供試体では、最初のき裂発生部位に関わらず柱フランジおよびウェブ板において進展したが、 $a=5, 8\text{mm}$ の供試体では、最初のき裂が柱フランジで発生したS30-5-30-R-VC-MDを含むすべての供試体で十字継手溶接部においてき裂が進展した。また、き裂進展による荷重低下時期は、フィレットの半径が大きいほど遅くなった。



(a) S30-0-5-R-VC-MD



(b) S30-2-5-R-VC-MD



(c) S30-5-5-R-VC-MD



(d) S30-8-5-R-VC-MD

写真 1.1.5 各供試体の十字継手部の断面切断状況

表 1.1.6 十字継手部の溶接性状の詳細 (単位: mm)

供試体名		き裂発生箇所				き裂進展箇所		
		溶接脚長	溶け込み 深さ	未溶着 高さ		溶接脚長	溶け込み 深さ	未溶着 高さ
S30-2-5-R-VC-MD	表面	12.1	4.1	7.6	表面	10.6	4.7	2.1
	内部	7.6	0.3		内部	2.5	5.2	
	計	<b>19.7</b>	<b>4.4</b>		計	<b>13.1</b>	<b>9.9</b>	
S30-5-30-R-VC-MD	表面	8.0	4.9	3.5	表面	7.0	4.1	1.8
	内部	11.0	3.6		内部	10.0	6.1	
	計	<b>19.0</b>	<b>8.5</b>		計	<b>17.0</b>	<b>10.2</b>	
S30-8-30-R-VC-MD	表面	8.0	2.1	5.8	表面	7.0	-0.1	11.5
	内部	8.0	4.1		内部	9.0	0.6	
	計	<b>16.0</b>	<b>6.2</b>		計	<b>16.0</b>	<b>0.5</b>	

表1.1.6に一部の供試体の十字継手部における溶接性状の詳細を抜粋して示す。

S30-8-30-R-VC-MDでは、最初にき裂が発生した箇所と比べ、溶接脚長はほぼ同じであるが溶け込み深さが小さい箇所において最大のき裂が進展した。このことから溶接脚長が同じである場合、溶け込み深さが小さく未溶着の大きい箇所でき裂が進展し易いといえる。

S30-2-5-R-VC-MDおよびS30-5-30-R-VC-MDでは、最初にき裂が発生した箇所に比べ、溶け込み深さは大きい溶接脚長の小さい箇所において耐荷力低下につながる最大のき裂が進展した。S30-2-5-R-VC-MDでは、5半サイクルの時点で角部にき裂が発生したが、10半サイクルで発生したき裂が先の角部のき裂より速く進展し、20半サイクルで荷重低下に至った。先に角部近傍では未溶着部が他の部分に比べ大きく総溶接脚長が小さいためにき裂が生じたが、柱フランジ中央部分の総溶接脚長が大きいことにより進展が抑制されたため大きく進展しなかったと考えられる。

また、S30-5-30-R-VC-MDでは、16半サイクルでき裂が発生したが、このき裂はほとんど進展せず、22半サイクルで別の角部に発生したき裂が大きく進展し、26半サイクルで荷重低下に至った。このことから、溶接脚長はき裂進展に大きく影響し、溶接脚長の小さい箇所はき裂が進展しやすく、また、溶け込み深さが小さい場合においても、総溶接脚長が他の部分に比べて小さくならない程度に溶接脚長が確保されていれば、その部分でき裂が進展しない結果となった。



### (3) 異なる未溶着高さを有する鋼製橋脚隅角部の耐震性能に及ぼす十字継手部の溶接ビード脚長とフィレット半径の影響<sup>9)</sup>

(1), (2) ではき裂の発生と進展について重点的に調べてきたが、耐震性能（変形能やエネルギー吸収量）に関する考察が不十分であった。そこで本研究では、未溶着が内在する鋼製橋脚隅角部に関して、過去に行われた延性き裂の発生・進展に着目した実験的な研究により得られた結果に加え、新たに溶接ビード脚長を増した供試体を追加し、十字継手溶接部の各種性状が変形能とエネルギー吸収量に与える影響について検証する。

供試体、十字継手の設計値および実験方法は(1)と同様のため割愛し、供試体十字継手部の実測値を表1.1.7に示す。供試体名は(1)同様に例をとると、S（鋼製部材）30（幅厚比パラメータの100倍の値）-8（十字溶接部に内在する溶接未溶着高さ）-5（フィレット半径）-R（溶接仕上げ内容）-VC（载荷パターン）-MD（脚長変更）といった情報を表す。末尾

表 1.1.7 供試体構造パラメーター一覧

供試体名	$t$	$R$	$s$	$a$
S30-0-5-R-VC-MD	12.07	7	9.4	0
S30-2-5-R-VC-MD	12.07	8	8.7	2.8
S30-5-5-R-VC-MD	12.20	7	5.9	8.9
S30-5-15-R-VC-MD	12.22	18	9.6	3.7
S30-5-30-R-VC-MD	12.22	30	9.0	2.9
S30-8-5-R-VC-MD	12.07	5	7.6	9.5
S30-8-15-R-VC-MD	12.22	17	8.7	8.1
S30-8-30-R-VC-MD	12.22	29	9.5	8.3
S30-8-50-R-VC-MD	12.20	52	6.0	9.4
S30-8-100-R-VC-MD	12.20	101	9.8	9.6
S30-0-15-R-VC	11.77	16	14.5	0
S30-2-15-R-VC	11.77	16	14.3	-
S30-2-30-R-VC	11.77	28	14.5	2.5
S30-5-15-R-VC	11.77	16	14.7	5.3
S30-5-30-R-VC	11.77	28	15.2	5.4
S30-8-15-R-VC	11.77	16	15.8	8.8
S30-8-30-R-VC	11.77	28	17.0	7.9

Note :  $h$ =柱部高さ,  $L$ =梁部長さ,  $B$ =フランジ幅,  $D$ =ウェブ幅,  
 $t$ =板厚,  $R$ =フィレット半径,  $s$ =溶接ビード脚長,  $a$ =未溶着高さ,  
 表中「-」は目視による計測不能を示す。

「MD」については、溶接ビード脚長の設計値が $s=5\text{mm}$ の供試体であることを表し、「MD」のない供試体は $s=10\text{mm}$ となっている。

本検討で用いるエネルギー吸収量は、載荷履歴ループの描く面積によって算出した。載荷中、き裂進展に伴い各折り返し点での荷重が履歴中の最大値より低下していくが、十字継手部にてき裂が進展する場合、最大値から10%程度荷重が低下した際にはき裂がフランジ幅程度にまで進展し、十字継手部の機能が失われていることが多い。これを踏まえ、エネルギー吸収量は繰り返し載荷における各折り返し点での荷重が履歴中の最大荷重から10%以上低下したループまでの合計値とした。

表1.1.8にフィレット半径 $R=5\text{mm}$ の供試体の実験における荷重10%低下までのエネルギー吸収量を示す。なお、吸収量を括弧書きで示したS30-0-5-R-VC-MDは荷重10%低下前に実験を終了していることに留意されたい。

図1.1.14にフィレット半径 $R=5\text{mm}$ の実験供試体の水平荷重－水平変位履歴曲線を示す。 $a=0$ , 2mmの供試体の載荷履歴ではき裂発生後も17～18Half Cycleまで荷重低下はみられず、高い変形能を有しているといえる。対して  $a=5$ , 8mmの供試体では、き裂発生から早い段階で大幅な荷重低下がみられ、表1.1.8に示すエネルギー吸収量は、 $a=0$ , 2mmの供試体に比べ非常に小さくなっている。また、未溶着高さ $a$ が5mmの供試体と8mmの供試体では、エネルギー吸収量に2倍以上の差がみられる。

これらのことから、未溶着高さが変形能・エネルギー吸収量に及ぼす影響は大きく、耐震性能に直接的に影響し、未溶着高さが大きい場合、変形能・エネルギー吸収量共に低下することがわかる。

図1.1.15に未溶着高さ $a=8\text{mm}$ の供試体の水平荷重－水平変位履歴曲線を、表1.1.9に各供試体の実験における荷重10%低下までのエネルギー吸収量を示す。図1.1.15に示すS30-8-5-R-VC-MD ( $R=5\text{mm}$ ) と S30-8-100-R-VC-MD ( $R=100\text{mm}$ ) を比較すると、S30-8-5-R-VC-MDではき裂発生後、早い段階で荷重が大きく低下し、折り返し点での荷重が最大荷重の90%を下回った（荷重10%低下後も実験を続行し、図中グラフに反映している）。これに対して、S30-8-100-R-VC-MDではき裂発生後も暫くの間、大きな荷重低下は起きず、 $-7\delta_y$ の時点でようやく最大荷重の90%を下回った。

表 1.1.8 エネルギー吸収量 ( $R=5\text{mm}$ )

供試体名	荷重 10%低下までのエネルギー吸収量 (J)
S30-0-5-R-VC-MD	$(1.40 \times 10^5)$
S30-2-5-R-VC-MD	$1.59 \times 10^5$
S30-5-5-R-VC-MD	$3.37 \times 10^3$
S30-8-5-R-VC-MD	$1.31 \times 10^3$

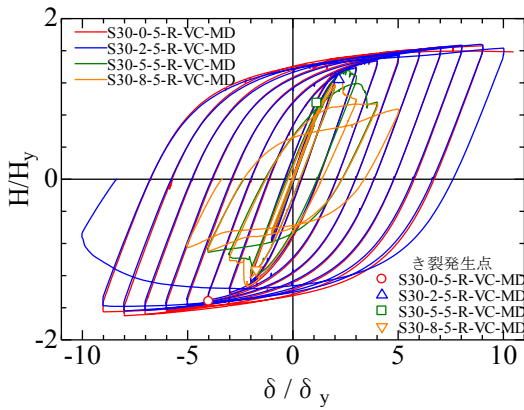


図 1.1.14 各供試体の比較 (R=5mm)

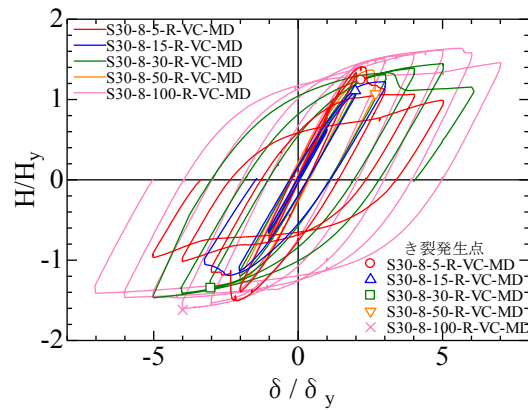


図 1.1.15 各供試体の比較 (a=8mm)

表 1.1.9 エネルギー吸収量 (a=8mm)

供試体名	荷重 10%低下までのエネルギー吸収量 (J)
S30-8-5-R-VC-MD	$1.31 \times 10^3$
S30-8-15-R-VC-MD	$2.78 \times 10^3$
S30-8-30-R-VC-MD	$2.59 \times 10^4$
S30-8-50-R-VC-MD	$3.71 \times 10^3$
S30-8-100-R-VC-MD	$6.87 \times 10^4$

表 1.1.10 荷重 10%低下時のエネルギー吸収量に及ぼすビード脚長の影響 (s=10mm, 5mm)

供試体名	き裂進展位置	エネルギー吸収量(J)	供試体名	き裂進展位置	エネルギー吸収量(J)
S30-5-15-R-VC	フィレット	$2.13 \times 10^5$	S30-5-15-R-VC-MD	溶接未溶着部	$2.32 \times 10^5$
S30-5-30-R-VC		$1.58 \times 10^5$	S30-5-30-R-VC-MD		から十字継手
S30-8-15-R-VC	柱フランジ	$1.97 \times 10^5$	S30-8-15-R-VC-MD	溶接部面	$2.78 \times 10^3$
S30-8-30-R-VC		$1.59 \times 10^5$	S30-8-30-R-VC-MD		$2.59 \times 10^4$

S30-8-100-R-VC-MDは変形能も非常に大きく、また、荷重10%低下までのエネルギー吸収量では、S30-8-100-R-VC-MDがS30-8-5-R-VC-MDの50倍程度となっている。

S30-8-50-R-VC-MDを除き、フィレット半径が大きくなるほど荷重10%低下までの変形能は大きくなっている。S30-8-50-R-VC-MDについては、き裂発生後、折り返し点までの載荷



(a) S30-5-15-R-VC



(b) S30-5-15-R-VC-MD

写真1.1.6 溶接ビード脚長によるき裂進展位置の違い

を行っていないため、変形能を低く評価している可能性がある。S30-8-50-R-VC-MDを除く4体の供試体では、フィレットが大きいものほどエネルギー吸収量も大きくなっており、フィレット半径がエネルギー吸収量に与える影響は非常に大きいといえる。

表1.1.10に未溶着高さ $a=5, 8\text{mm}$ 、フィレット半径 $R=15, 30\text{mm}$ の供試体において、溶接ビード脚長 $s$ の設計値が $10\text{mm}$ （実測では $15\text{mm}$ 程度）の供試体と $5\text{mm}$ （供試体名末尾MD、実測では $9\text{mm}$ 程度）の各供試体のエネルギー吸収量およびき裂の進展位置を示す。

$s=10\text{mm}$ の場合、未溶着高さによる影響がほとんどないが、これは写真1.1.6(a)に示すように、き裂がフィレット上端部から生じ柱フランジへと進展したため、未溶着部にき裂が発生せず、そのため未溶着高さの影響が顕著に表れなかったと考えられる。

対して未溶着部からき裂が発生した $s=5\text{mm}$ の供試体では、未溶着高さが大きくなると急激にエネルギー吸収量が小さくなり、また、 $a=5, 8\text{mm}$ 共にフィレット半径が大きい供試体でエネルギー吸収量が大きくなっており、未溶着高さ、フィレット半径の影響で述べた傾向がみられる。

以上より、未溶着高さが変形能・エネルギー吸収量に及ぼす影響は大きく、耐震性能に直接的に影響し、未溶着高さが大きい場合、変形能・エネルギー吸収量共に低下する。また、フィレットが大きいものほどエネルギー吸収量も大きく、フィレット半径がエネルギー吸収量に与える影響は非常に大きい。また、き裂が柱フランジに進展する場合（板厚 $12\text{mm}$ に対して溶接ビード脚長が $15\text{mm}$ 程度）、未溶着高さやフィレット半径はエネルギー吸収量共にあまり影響せず、対して、未溶着部からき裂が発生する場合（板厚 $12\text{mm}$ に対して溶接ビード脚長が $9\text{mm}$ 程度）、未溶着高さが $8\text{mm}$ 程度存在するとエネルギー吸収量も非常に小さくなる。

**(4) ルートギャップを有さない継手溶接部の未溶着比率が鋼製橋脚隅角部の延性き裂発生・進展に及ぼす影響<sup>10)</sup>**

(1), (2), (3)では溶接継手部には、未溶着部を明確にするために写真1.1.7(a)のように0.5mmのルートギャップを設けていた。これは道路橋示方書の規定を満足するものであるが、ルートギャップの有無により、未溶着部の溶接残留応力は大きく変化することが予想され、これが延性き裂発生・進展に影響を及ぼす可能性があるため、本節では写真1.1.7 (b)のように、あえて設けずに製作した供試体による繰り返し载荷実験を行い、ルートギャップが存在しない場合における溶接継手部の溶接性状が延性き裂発生・進展挙動へ及ぼす影響の検討を行う。

実験供試体、十字継手の設計は(1)と同様なので割愛し、供試体十字継手部の実測寸法のみ表1.1.11に示す。また、载荷パターンについても1サイクル毎の漸増変位振幅繰り返し载荷に加え、一定変位振幅繰り返し载荷についても実験を行い、さらなる検討を行う。

本研究では既往の研究結果から得られた知見を踏まえ、未溶着高さ $a$ と溶接脚長を同時に評価するために、それらの比率を未溶着比率とし、未溶着比率によって溶接性状の評価を行う。未溶着比率 $c$ は下式によって表される。

$$c = \frac{a}{(s_o + d_o + s_i + d_i)} = \frac{a}{(l_o + l_i)} \quad (1.1.3)$$



(a) 従来の供試体 (b) 本研究の供試体

写真 1.1.7 継手溶接部断面

表 1.1.11 供試体構造パラメーター一覧 (単位：mm)

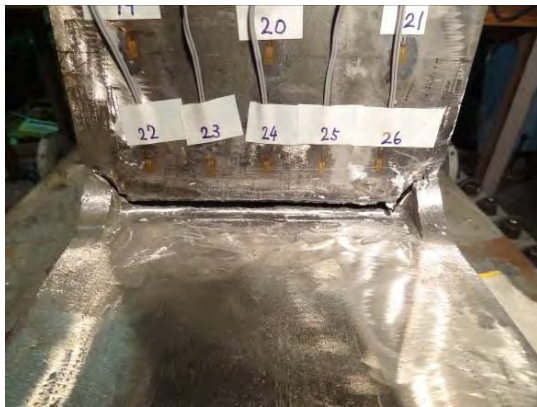
供試体名	$t$	$R$	$s_o$	$d_o$	$l_o$	$s_i$	$d_i$	$l_i$	$a$	$c$
S30-5-30-R-VC-NRG-1	12.11	29	8.4	3.8	12.2	6.3	4.2	10.5	3.7	0.16
S30-5-30-R-VC-NRG-2	12.15	29.3	8.0	3.6	11.1	12.7	2.2	14.9	6.2	0.24
S30-8-30-R-VC-NRG-1	12.11	31	7.8	2.7	10.5	6.0	0.9	7.2	8.5	0.49
S30-8-30-R-VC-NRG-2	12.15	29.2	9.3	2.6	10.7	11.6	2.0	13.5	7.4	0.29
S30-5-30-R-CC-NRG	12.15	29	9.1	2.2	11.4	13.0	2.2	15.2	7.6	0.29
S30-8-30-R-CC-NRG	12.15	30	11.6	2.5	14.5	14.4	2.6	16.9	6.9	0.22

Note :  $t$ =板厚,  $R$ =フィレット半径,  $s_o$ =外側の溶接脚長,  $d_o$ =外側の溶け込み深さ,  $l_o$ =外側の総溶接脚長,  $s_i$ =内側の溶接脚長,  $d_i$ =内側の溶け込み深さ,  $l_i$ =内側の総溶接脚長,  $a$ =未溶着高さ,  $c$ =未溶着比率





(a) S30-5-30-R-VC-NRG-1



(b) S30-8-30-R-VC-NRG-1



写真 1.1.8 荷重 10%低下時（実験終了時）の破壊様式

例として、写真 1.1.8(a), (b)にそれぞれ S30-5-30-R-VC-NRG-1 および S30-8-30-R-VC-NRG-1 の荷重が 10%以上低下した時点での破壊様式を示す。なお、10%以上低下した時点の载荷段階は S30-5-30-R-VC-NRG-1 では 17 Half Cycle, S30-8-30-R-VC-NRG-1 では 11 Half Cycle, S30-5-30-R-VC-NRG-2 では 11 Half Cycle, S30-8-30-R-VC-NRG-2 では 9 Half Cycle, S30-5-30-R-CC-NRG では 7 Half Cycle, S30-8-30-R-CC-NRG では 7 Half Cycle であった。

すべての供試体で溶接ビードに沿ったき裂進展が確認でき、フランジ板端部に達したき裂はフィレット上に向け進展している。実験終了後に切断した供試体の溶接継手部の断面（写真 1.1.8(a), (b)の右側の写真）から、き裂は未溶着部から溶接ビード表面に進展していることが確認できる。

漸増変位振幅繰り返し载荷の例として S30-5-30-R-VC-NRG-1, S30-8-30-R-VC-NRG-1 および S30-8-30-R-VC-NRG-2, 一定変位振幅繰り返し载荷の例として S30-8-30-R-CC の 4 体について、実験中のき裂の発生と進展の過程を述べる。

写真-1.1.9 に S30-5-30-R-VC-NRG-1 のき裂発生と進展過程を示す。き裂は 4 Half Cycle 载荷中に角部近傍に発生し、4 Half Cycle 载荷後のき裂長さは  $L_c=3.4\text{mm}$  であった。その後 5 Half Cycle でき裂が発生し、このときの長さは  $L_c=2.3\text{mm}$  であった（写真 1.1.9(a)）。き裂は 11 Half Cycle の時点で  $L_c=51.2\text{mm}$ , 15 Half Cycle では  $L_c=105.0\text{mm}$  まで進展した（写真

1.1.9(b), (c))。一方、角部1のき裂は16 Half Cycleにおいても $L_c=28.2\text{mm}$ までしか進展せず、その後の17 Half Cycleにてき裂が写真1.1.8(a)に示すように $L_c=148.0\text{mm}$ となり、ウェブ板まで進展、これに伴い載荷荷重が90%以下に低下したため実験を終了した。

写真1.1.10にS30-8-30-R-VC-NRG-1のき裂発生と進展過程を示す。き裂は3 Half Cycle載荷中に角部付近とフランジ中央に発生し、この時のき裂長さはそれぞれ $L_c=44.5\text{mm}$ と $L_c=9.6\text{mm}$ であった。このき裂は3 Half Cycleの載荷中に進展を続け、3 Half Cycle載荷終了時点でき裂は一つにつながり、長さ $L_c=118.0\text{mm}$ まで急激に進展した(写真1.1.10(a))。このき裂は4 Half Cycle載荷終了時点で長さ $L_c=119.7\text{mm}$ まで急激に進展した。角部に発生したき裂は10 Half Cycle時点で $L_c=163.0\text{mm}$ となるまで進展した(写真1.1.10(b), (c))。その後、11 Half Cycleで進展していたき裂が $L_c=164.4\text{mm}$ まで進展し、この時点で載荷荷重が90%以下となり実験を終了した。

写真1.1.11にS30-8-30-R-VC-NRG-2のき裂発生と進展過程を示す。き裂は3 Half Cycle載荷中に角部近傍に発生し、3 Half Cycle載荷後のき裂長さは $L_c=1.3\text{mm}$ であった。このき裂は5 Half Cycleの時点で $L_c=75.5\text{mm}$ 、7 Half Cycleでは $L_c=131.4\text{mm}$ まで進展した(写真1.1.11(a), (b))。初載荷圧縮側である角部では8 Half Cycleになってもき裂の発生は確認されなかった。その後の9 Half Cycleで進展していたき裂は $L_c=144.3\text{mm}$ となり(写真1.1.11(c))、この時点で載荷荷重が90%以下となり実験を終了した。

写真1.1.12にS30-8-30-R-CC-NRGのき裂発生と進展過程を示す。き裂は2 Half Cycle載荷中に角部付近に発生し、それぞれき裂長さは $L_c=9.3\text{mm}$ 、 $L_c=4.0\text{mm}$ であった(写真1.1.12(a), (b))。その後3 Half Cycleでフランジ中央(き裂の中心は角部より66.8mmの地点)にき裂が発生し、このときの長さは $L_c=64.6\text{mm}$ であった。発生したき裂はその後大きく進展せず、6 Half Cycle載荷中にフランジ中央部で新たにき裂が発生してから、数回の破断音とともに急激に進展し、6 Half Cycle載荷後には左角部のき裂長さは $L_c=15.8\text{mm}$ 、



(a) 5 Half Cycle 載荷後      (b) 11 Half Cycle 載荷後      (c) 15 Half Cycle 載荷後

写真1.1.9 S30-5-30-R-VC-NRG-1のき裂進展過程



右角部は  $L_c=4.8\text{mm}$ ，中央部は  $L_c=131.3\text{mm}$  まで進展した（写真 1.1.12(c)）。3 Half Cycle でフランジ中央に発生したき裂は 7 Half Cycle で  $L_c=112.2\text{mm}$  まで進展し，この時点で載荷荷重が 90%以下となり実験を終了した。

すべての供試体にて，フランジの角部に近い位置でき裂が発生していた。そして，その箇所は未溶着比率が高い傾向がみられる。S30-8-30-R-CC-NRG のように未溶着比率低い箇所で発生したき裂は，その後別の箇所で新たにき裂の発生が確認されており，その場合は未溶着比率が高い箇所となっている。また，き裂は供試体外側の溶接脚長  $s_o$  が小さい箇所で発生する傾向がみられる。しかし，フランジの角部からの距離などの詳細な位置は，未

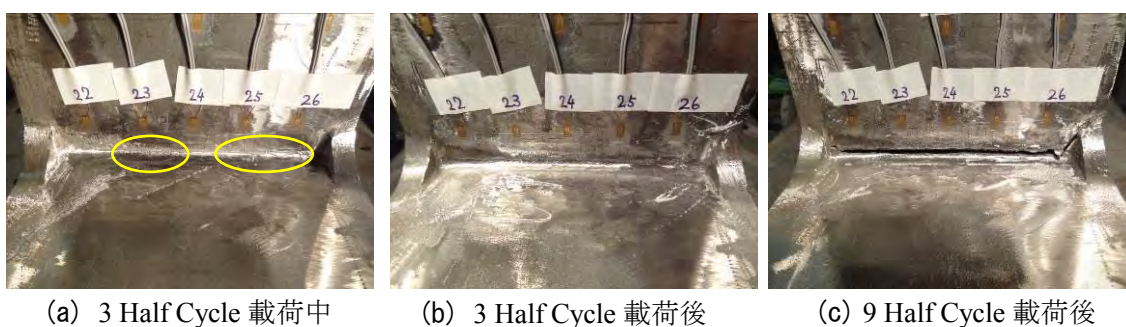


写真 1.1.10 S30-8-30-R-VC-NRG-1 のき裂進展過程



写真 1.1.11 S30-8-30-R-VC-NRG-2 のき裂進展過程



写真 1.1.12 S30-8-30-R-CC-NRG のき裂進展過程

溶着比率によって明らかにはならなかった。これらのことは、き裂の発生は未溶着比率やフィレットの性状、溶接表面の状態など様々な要因が複雑に組み合わさっていることや、観測可能なき裂は表面に現れたものに限定されるため、内部でのき裂の発生は確認できないことに起因すると考えられる。き裂進展箇所注目すると、S30-5-30-R-CC-NRGを除き、未溶着比率の大きい方でき裂は進展していた。また、S30-5-30-R-VC-NRG-1の角部のき裂や、S30-8-30-R-CC-NRGのき裂のように未溶着比率が0.15を下回るような箇所が発生したき裂はその後大きく進展せず、耐震性能への影響は小さいと考えられる。

S30-8-30-R-VC-NRG-2は未溶着比率の差が大きく、未溶着比率の小さい面ではき裂の発生が確認されていない。S30-5-30-R-VC-NRG-2やS30-5-30-R-CC-NRGの最初に発生したき裂のように、角部付近の未溶着比率が0.2を超えるような場合はき裂発生箇所よりき裂の進展が確認されている。S30-8-30-R-VC-NRG-1やS30-8-30-R-CC-NRGのように未溶着比率が0.3を超えるような大きな場合は、角部付近ではなく中央部でき裂が発生し急激に進展している。

表1.1.12に(1)で検討を行ったルートギャップを有する供試体の一部を抜粋し、ルートギャップの有無で比較を行ってみると、未溶着比率が0.15程度を境に耐震性能が大きく変化していることから、未溶着比率がほぼ同じでルートギャップが0.5mm程度の場合は、ルートギャップの有無による未溶着部の溶接残留応力や載荷時の応力状態の変化は耐震性能に影響を及ぼすほどに大きくないと考えられる。

ただし、これらの結果はルートギャップが0.5mmと、溶接脚長や溶け込み深さに対して十分小さい場合に得られたものである。0.5mmを大きく超えるような場合、実際ののど厚が外観上ののど厚と比べて著しく小さくなるため、ルートギャップが延性き裂発生・進展に影響を及ぼす可能性は否定できない。これについては、今後検討の必要がある<sup>11)・13)</sup>。

表 1.1.12 (1)での溶接性状パラメータ

供試体名	$s_o$	$d_o$	$l_o$	$s_i$	$d_i$	$l_i$	$a$	$c$
S30-5-30-R-VC-MD	8.8	4.2	13.0	9.8	4.9	14.6	2.9	0.10
S30-8-30-R-VC-MD	9.2	1.4	10.5	9.8	2.6	12.4	8.3	0.36

### 1.1.3 溶接継手の破壊メカニズムの解明

本研究では、溶接鋼構造物の終局状態の一つである脆性破壊に着目している。鋼製橋脚では接合方式としてボルト接合だけでなく、溶接接合が比較的広く採用されている。しかし、溶接部は材料が不連続であり、応力が多軸場になりやすいため、脆性破壊が生じやすいと言われている。ここで脆性破壊とは、通常であれば塑性変形を伴わず破壊に至る現象のことを指している。しかし、鋼製橋脚等の場合、地震が発生すると隅角部等のひずみ集中箇所に延性き裂が生じ、延性き裂を起点に脆性破壊に転化することがある。この現象を延性き裂発生により引き起こされる脆性的な破壊と称しており、鋼構造物の重要な破壊現象の一つであるため、構造物の脆性的な破壊を防止するためには延性き裂発生メカニズムの解明は重要である。しかし、現在、延性き裂発生メカニズムに関する研究は、鋼材母材に注目するのが多いが、溶接部に関してはあまり研究が行われていないのが現状である。そのため、現在の耐震照査においては、もう一つの終局状態である局部座屈に対しては照査法が確立されているが、脆性破壊に関しては明確に規定されていないのが現状である。そこで、本研究では初めに材料レベルの検討として、単調載荷時のレ型開先溶接継手の延性き裂発生メカニズムの解明するため、切り欠き位置の異なるレ型開先溶接継手の引張試験を行うことで、溶接により材料特性（母材、溶接部および熱影響部の材料特性）と切り欠き位置の異なり（母材、溶接部および熱影響部に存在）による破壊挙動の異なりを明らかにする。また同実験から得られた延性き裂発生時および破断時の変位を著者らが考案している延性き裂発生基準式に適用することで、き裂発生から破断までの破壊現象をシミュレーションする解析モデルを作成し、実験から得られた荷重-変位曲線や、き裂発生点などとの比較により、レ形開先突合溶接継手の破壊メカニズムの解明を目的としている。

#### (1) レ型開先溶接継手の破壊現象<sup>14), 15)</sup>

実験に用いる試験片は、1)母材(NWSFBシリーズ)、2)切り欠きを有しない溶接継手(WSFBSシリーズ)および3)UノッチとVノッチの2種類の切り欠きを有する溶接継手の4種類である。これらのノッチ形状は実構造物の欠陥とは異なるが、疲労や破壊の検討で一般的に用いられているものを本研究でも採用している。溶接継手は二枚の鋼板を互いに溶接接合した一枚板より製作しており、溶接ビードを削除した後に、異なる位置にて、切り欠きを設けている。Uノッチの先端半径は2mm、Vノッチの先端は鋭角としている。溶接材料は、鋼構造物の溶接に良く採用されている軟鋼YM-55C材である。これらの試験片に対して、単調引張載荷を行い、切り欠き位置の異なりによる延性き裂発生から破断までに至る影響についての実験的および解析的検討を行う。本研究では目視およびビデオカメラの撮影データより1mm程度のき裂が生じた時点をき裂発生と定義している。

実験に使用した鋼材はSM490YA、板厚は12mmである。切り欠きの位置が異なる試験片

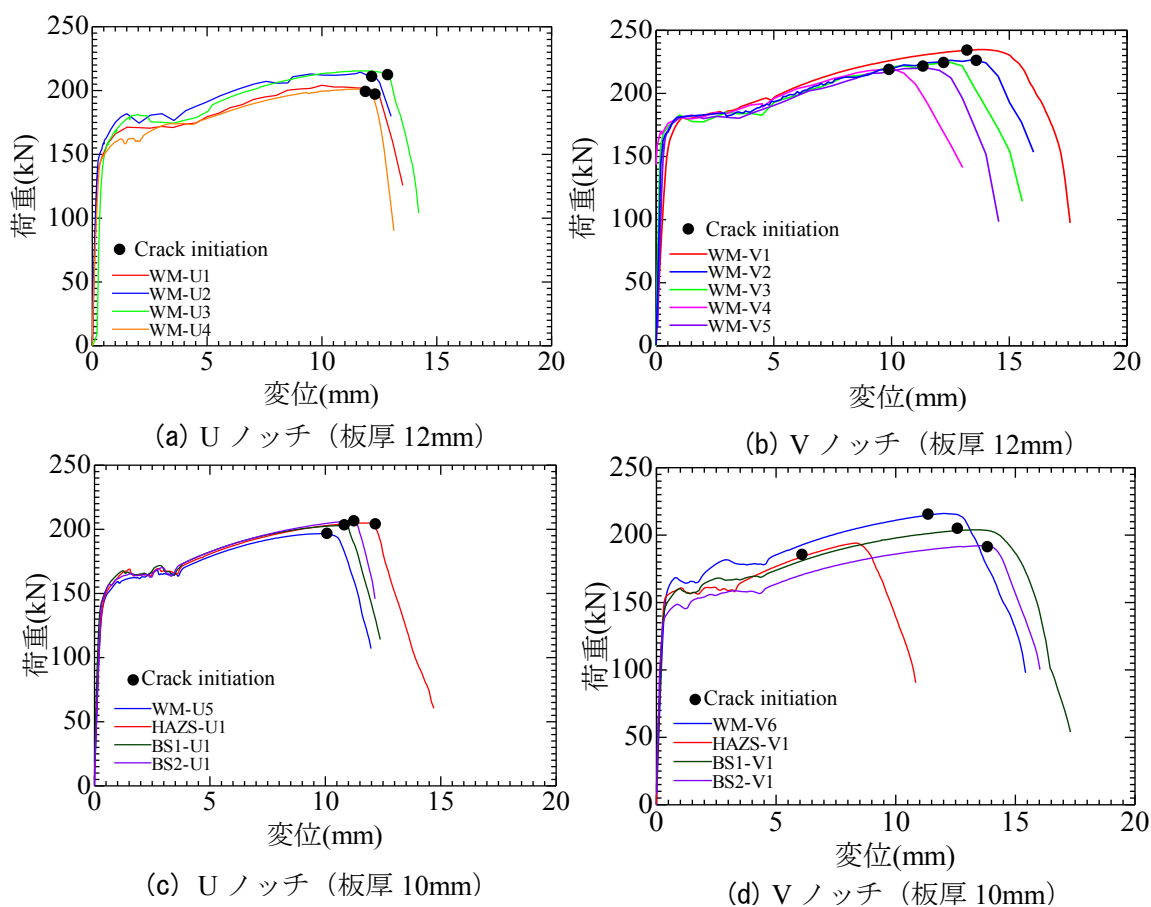


図 1.1.16 実験より得られた荷重－変位曲線の比較

(WM-U1~3およびWM-V1~5を除く)については、切り欠きの位置と溶接部との関係が延性き裂の発生から破断までの挙動に影響を及ぼすため、事前に表面研磨を行い、溶接部が視認できるようにしてため、研磨を行った試験片の実際の板厚は10mm程度となっている。

本研究では、実験を行った後、その後数値シミュレーションを行うため、実験より母材部、溶接部および熱影響部の材料特性を取得している。取得方法は、ゲージ長2mmの大ひずみ測定用ひずみゲージ (YFLA-2) を母材 (NWSFB1~2) に4枚、切り欠きを有しない溶接継手試験片 (WSFB3, WSFB4) に22枚貼ることで各領域のデータを取得している。各領域の材料特性については紙面の都合上省略している。

実験における各試験片のき裂発生のタイミングをビデオカメラの映像と荷重－変位曲線を比較して確認を行った。U ノッチおよび V ノッチの実験結果を板厚 12mm 試験片と板厚 10mm 試験片に分けて、板厚 12mm 試験片の荷重－変位曲線を図 1.1.16 (a), (b) に、板厚 10mm 試験片の荷重－変位曲線を図 1.1.16 (c), (d) に示す。

まず、板厚 12mm の試験片の実験結果では、U ノッチを有する場合最大荷重後にき裂が発生しているのに対して、V ノッチを有する場合は、最大荷重到達前にき裂が生じている。これは U ノッチの場合、ノッチ底部だけでなく、試験片の内部にボイドが生成されていた

ため、き裂発生が V ノッチと比べると遅かったと考えられる。V ノッチの場合は、切り欠き先端が鋭角であるため、試験片の内部ではなくノッチ底部にひずみが過度に集中したため、最大荷重到達前にき裂が生じていると考えられる。

次に、切り欠きの位置が異なる板厚 10mm 試験片の実験結果より、U ノッチは WM-U5 (最小断面積  $b_2 \times t_2 = 325.4\text{mm}^2$ ) が最も早く、約 12mm の変位で破断している。その後、BS1-U1 (最小断面積  $b_2 \times t_2 = 331.6\text{mm}^2$ )、BS2-U1 (最小断面積  $b_2 \times t_2 = 335.7\text{mm}^2$ )、HAZS-U1 (最小断面積  $b_2 \times t_2 = 338.3\text{mm}^2$ ) の順に破断変位が遅くなっており、HAZS-U1 は約 15mm で破断する結果となった。一方、V ノッチの試験片は HAZS-V1 (切り欠き角度  $102.1^\circ$ 、最小断面積  $b_2 \times t_2 = 356.4\text{mm}^2$ )、WM-V6 (切り欠き角度  $93.7^\circ$ 、最小断面積  $b_2 \times t_2 = 375.9\text{mm}^2$ )、BS2-V1 (切り欠き角度  $99.5^\circ$ 、最小断面積  $b_2 \times t_2 = 317.5\text{mm}^2$ )、BS1-V1 (切り欠き角度  $96.7^\circ$ 、最小断面積  $b_2 \times t_2 = 349.2\text{mm}^2$ ) の順に破断変位が遅くなっていく結果となった。板厚 12mm 試験片では、溶接部に切り欠きを有する WM-V1~WM-V5 は有効幅と断面積が破断への影響を及ぼしていたが、板厚 10mm の場合は、若干異なる結果となった。HAZS-V1 が最も早い約 11mm の変位で破断したのは、断面積の大小のみでなく、切り欠きの深さおよび幅が破断への影響を及ぼしているからである。HAZS-V1 の切り欠きの深さ  $d_2 = 2.4\text{mm}$ 、幅  $w_1 = 5.2\text{mm}$  は、板厚 10mm の試験片では最大寸法となっている。また、U ノッチにおいて、降伏棚の荷重は概ね一致しているのに対して、V ノッチは、降伏棚の荷重にばらつきが見られた。これは、板厚が WM-V6 と BS2-V1 の差が 1.5mm 程度あることが、影響を及ぼしているからである。

本研究では、切り欠きを有するレ形開先溶接継手における切り欠き位置がき裂発生・進展・破断に及ぼす影響を検証するために、異なる位置に切り欠きを設けた単調引張実験を行い、切り欠き位置の異なりが延性き裂発生に及ぼす影響について実験的検討を行った。本研究で得られた知見を以下に示す。

- 1) き裂の発生タイミングについては、U ノッチの場合最大荷重到達後に、V ノッチの場合は最大荷重到達より前に発生する。しかしき裂発生時の変位は切り欠きサイズ（応力状態）によって若干変動する。
- 2) U ノッチはノッチ底部だけでなく、試験片の内部にボイドが生成されているため、き裂発生が遅いが V ノッチの場合はノッチ底部に過度にひずみが集中しているためき裂発生が早い。
- 3) 切り欠きを有する場合、破断変位は、有効幅と断面積の影響を大きく受けるが、切り欠き位置が溶接部と熱影響部の境界にある場合は、より大きく影響を受ける。
- 4) 切り欠きの存在する領域によって破断面は異なり、溶接部ではせん断域、熱影響部は引張域、母材はせん断域が大部分を占める。

表 1.1.13 材料特性および延性破壊パラメータ

材料区分	材料特性			延性破壊パラメータ	
	$E$ (GPa)	$\nu$	$\sigma_y$	$\alpha$	$u_{eq}^f$
母材	211	0.3	385	1.965	0.02(U-notch)
					0.05(V-notch)
溶接部	169	0.3	369	2.178	0.05(U-notch)
					0.125(V-notch)
熱影響部	171	0.3	347	1.641	0.078 (U and V-notch)

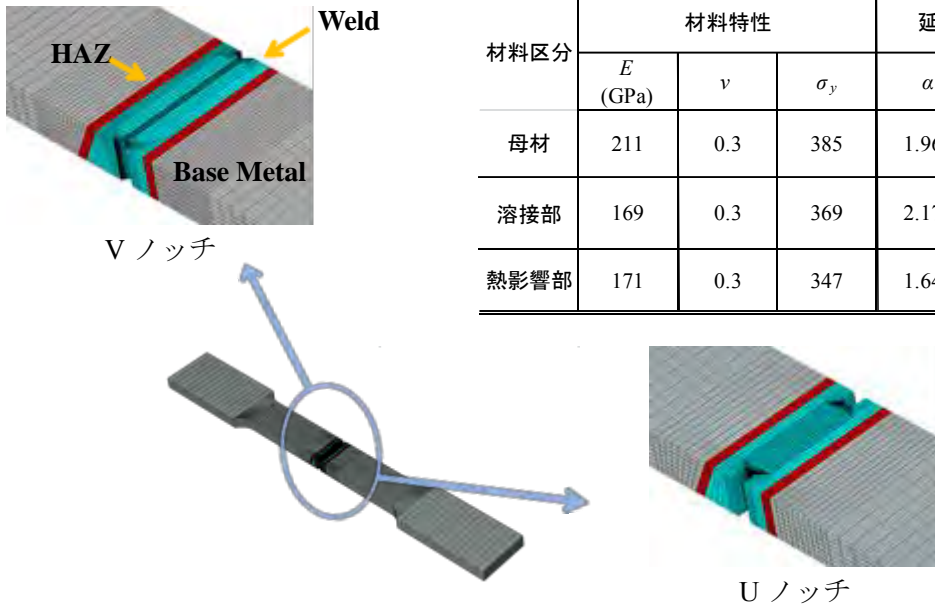
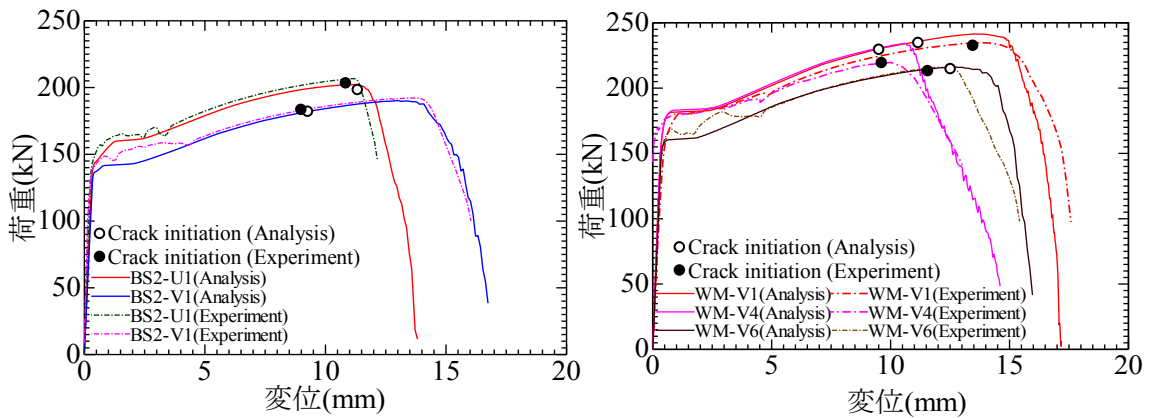
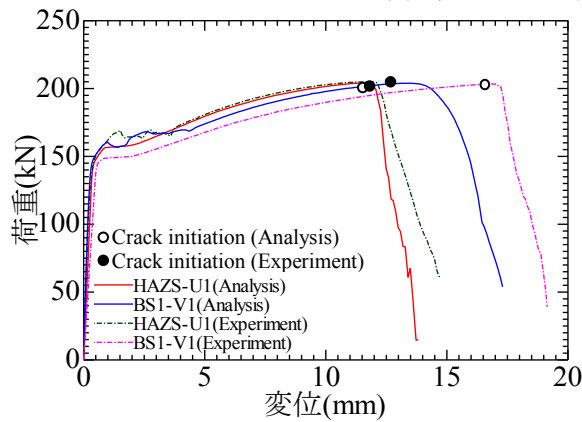


図 1.1.17 解析モデル



(a) 切り欠きが母材にある場合

(b) 切り欠きが溶接部にある場合



(c) 切り欠きが熱影響部にある場合

図 1.1.18 実験と解析より得られた荷重-変位曲線およびき裂発生点の比較



次に実験より取得した材料特性を用いて、切り欠きの位置が延性き裂発生に及ぼす影響について解析的検討を行う。初めに、き裂発生を評価できない解析、いわゆる非破壊解析を行う。そこで応力三軸度と相当塑性ひずみが最も集中する要素より抽出し、実験のき裂発生時の変位に達するまでの応力三軸度と相当塑性ひずみを用い、当研究室で考案している延性き裂発生基準式のパラメータである靱性パラメータ  $\alpha$  を定める。その後、延性破壊モデルを用いた解析（破壊解析）を行いもう一つのパラメータである要素破壊時の塑性変位を決定する。表 1.1.13 に材料特性および延性破壊パラメータを、図 1.1.17 に解析モデルを示す。延性破壊モデルおよび延性破壊パラメータの同定方法については文献 14) を参考にされたい。

本研究では、母材、溶接部および熱影響部を実験試験片の計測を参考にしてモデル化している。切り欠きの形状と寸法は延性き裂の発生、進展および破断の挙動に大きな影響を及ぼすため、解析モデルの寸法と切り欠きの位置は実測寸法に基づいてモデル化した。

延性き裂発生はメッシュサイズに依存するため、切り欠き付近の幅をおよび切り欠きの深さ方向へのメッシュサイズを変化させたセンシティビティ解析を踏まえ、計算時間や実構造物への適用のため、精度と実用性の兼ね合いを重視してメッシュ分割を行っている。厚さ方向はいずれの解析モデルとも 8 分割とした。(サイズは約 1mm となる)。長さ方向については、延性き裂発生位置である切り欠き付近のメッシュは U ノッチモデルの場合 0.1mm, V ノッチモデルでは 0.2~0.3mm とした。メッシュサイズが同様でないのは、U ノッチモデルは予備解析にて、メッシュサイズ 0.05mm~0.5mm の範囲内の検討結果より、き裂の発生時期を含む荷重-変位関係などに敏感ではないことから 0.1mm としている。これに対して、V ノッチモデルでは、ノッチ根のひずみ集中が非常に高いため、実構造物の欠陥形状を勘案して過小の要素サイズによる過大なひずみ集中の発生を無くすために 0.2~0.3mm としている。ここでは、メッシュ分割後の図を載せていないため文献 14) を参考にされたい。

考案している延性破壊モデルを用いた解析と実験結果との比較を図 1.1.18 に示す。母材に切り欠きを有する試験片 BS2-U1 と BS2-V1 の破壊解析と実験の結果の比較より破断までの荷重-変位関係が概ね一致していることが確認できる (図 1.1.18 (a))。また、切り欠きが溶接部にある場合 (図 1.1.18 (b)), WM-V1, WM-V4 および WM-V6 の実験結果と破壊解析結果は概ね一致している。熱影響部に切り欠きを有する場合 (図 1.1.18 (c)) については、BS1-V1 は解析結果の破断変位が実験結果よりも 2mm 程度早く、HAZS-U1 も 1.5mm 程度早い、最大荷重までの荷重-変位関係が概ね一致していることが確認できる。

本研究では、レ型開先溶接継手の延性き裂発生メカニズムの解明に関する解析的検討を行った。以下に得られた知見を示す。

- 1) 考案している延性破壊モデルを用いた本解析手法は、載荷開始から最大荷重および破断までの荷重-変位関係を概ね評価することが出来、き裂発生時の変位から破断時の変位までを精度よく模擬することが出来た。



表 1.1.14 試験体一覧

No.	試験体名	ノッチ半径 (mm)	溶接ビード	ノッチルート	载荷パターン
1	Rinf-NWB-C1	なし	なし	なし	漸増(12 $\delta_y$ )
2	Rinf-WB-C1	なし	あり	なし	
3	R0.25-NWB-C1-Bound	0.25	なし	境界部	
4	R1.0-NWB-C1-Base	1.0	なし	母材部	
5	R1.0-NWB-C1-F	1.0	なし	溶接部	
6	R1.0-NWB-C1-Bound	1.0	なし	境界部	
7	R1.0-NWB-C1-HAZ	1.0	なし	熱影響部	
8	R4.0-NWB-C1-Bound	4.0	なし	境界部	
9	Rinf-WB-C1	なし	あり	なし	漸増(10 $\delta_y$ )
10	Rinf-WB-C2	なし	あり	なし	漸増(8 $\delta_y$ )

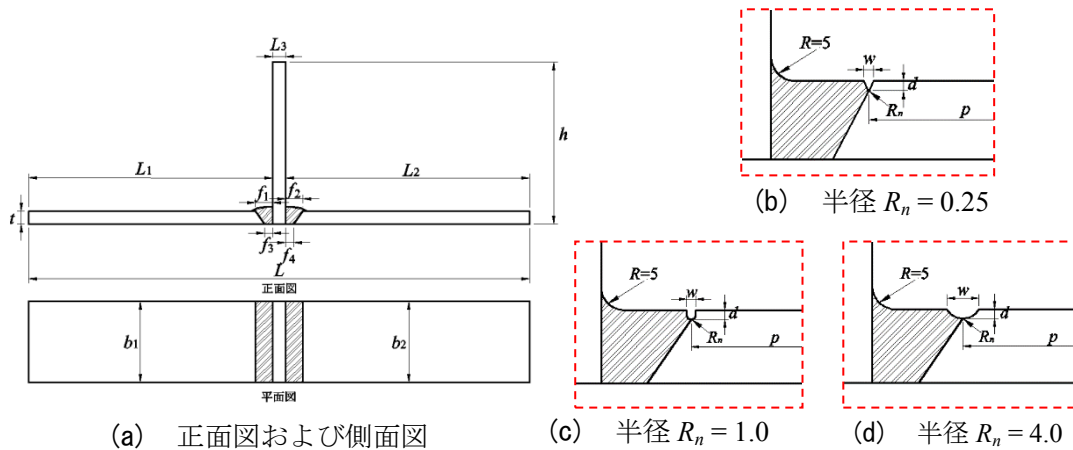


図 1.1.19 試験体概要

(2) 繰り返し曲げを受けるT型溶接継手の破壊現象<sup>17), 18)</sup>

(1)では材料レベルの検討として、レ型開先溶接継手の単調载荷時の延性き裂発生メカニズムの解明に関する実験的および解析的検討を行った。ここでは、繰り返し载荷による延性破壊現象を解明するため、(1)で行った実験的研究を踏まえて、レ形開先T型溶接継手の繰り返し曲げ载荷試験を行うことで、溶接後にひずみ集中を緩和するために取り除かれる溶接ビードの有無、溶接時に生じる溶接未溶着等の溶接欠陥や溶接後の止端仕上げを想定して人工的に設けた切り欠きが存在する位置などの様々な要因が繰り返し曲げを受けた際のき裂発生・進展・破断までの現象に及ぼす影響について検討する。実験に用いた試験体は、1)溶接ビードを有するT型溶接継手、2)溶接ビードを有しないT型溶接継手および3)溶接ビードを有さず切り欠きを有するT型溶接継手の3種類である。表 1.1.14 に試験体一覧を、図 1.1.19 に試験体概要図を示す。

T型試験体は平面ひずみ状態を確保するために、全て板厚16mmの鋼板より幅100mmで切り出して製作した。また、使用鋼種はSM490YAである。試験体は溶接部確認のため、全

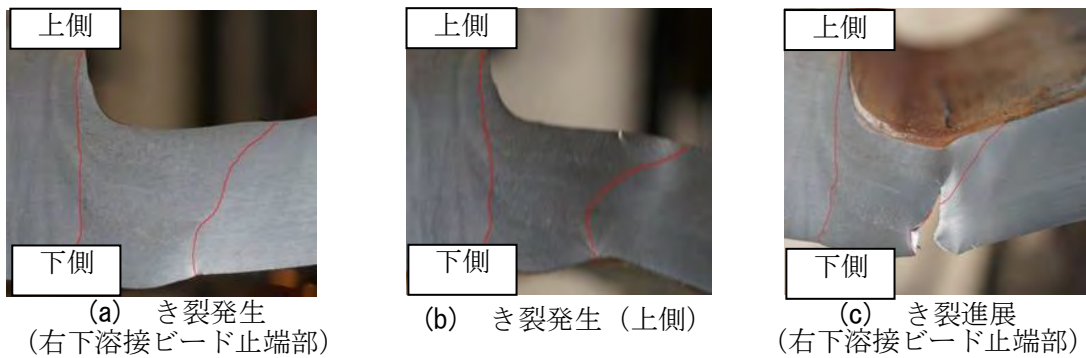


写真 1.1.13 破壊状況 Rinf-NWB-I (溶接ビード無)

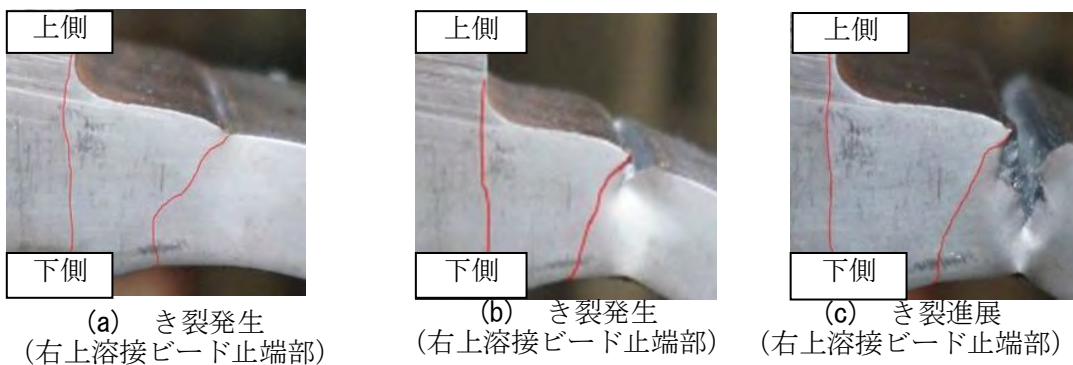


写真 1.1.14 破壊状況 Rinf-WB-I (溶接ビード有)

板厚側面を鏡面研磨仕上げを行い、4%硝酸エタノールを用いてエッチングを行っている。また、溶接ビードを有しない試験体はフィレット半径 $R=5\text{mm}$ となるように溶接ビードを切削した。切り欠きを有する試験体については、製作時の切り欠き位置をより精度よく設けるため、母材、溶接部および熱影響部などの位置を確認後に試験体の切り欠きを設けている。切り欠き形状はV型およびU型ノッチであり、深さ $d$ は全て $2\text{mm}$ とし、ノッチ半径 $R_n$ を $0.25$ 、 $1.0$ 、 $4.0\text{mm}$ と変化させている。また、ノッチ半径 $R_n=1.0\text{mm}$ の試験体については切り欠きの位置が異なることによって及ぼされる影響を検討するために、切り欠き位置を図1.1.19 (b)～(d)に示すような母材と溶接部の境界（以降、境界部）を基準として、境界部上、母材（境界部から母材側に $5\text{mm}$ 離れた位置）、溶接部（境界部から溶接部側に $5\text{mm}$ 離れた位置）、熱影響部（境界部から母材側に $1\text{mm}$ 離れた位置）に切り欠きを設けている。荷重パターンについては、切り欠きを有しないT型試験体を単純はりとした場合より算出した降伏変位 $\delta_y = 5.38\text{mm}$ を基準として、荷重パターンは $\pm 8\delta_y$ 、 $\pm 10\delta_y$ 、 $\pm 12\delta_y$ までの漸増変位振幅繰り返し荷重である。試験機のストローク限界がおよそ $\pm 12\delta_y$ であるため、漸増変位繰り返し荷重が設定した上限に達した後は、一定振幅荷重へと変更した。実験方法については文献17)を参考にされたい。

表 1.1.15 各試験体のエネルギー吸収量

No.	試験体名	エネルギー吸収量(kJ)		
		最大引張荷重時	き裂発生時	荷重50%低下時
1	Rinf-NWB-C1	19.3	72.6	83.3
2	Rinf-WB-C1	25.8	31.6	53.7
3	R0.25-NWB-C1-Bound	15.3	8.7	24.3
4	R1.0-NWB-C1-Base	21.8	10.6	26.9
5	R1.0-NWB-C1-F	16.3	8.1	17.7
6	R1.0-NWB-C1-Bound	20.5	8.4	21.5
7	R1.0-NWB-C1-HAZ	20.5	8.3	21.5
8	R4.0-NWB-C1-Bound	19.2	8.6	24.8
9	Rinf-WB-C1	9.0	24.9	57.9
10	Rinf-WB-C2	12.2	37.9	57.0

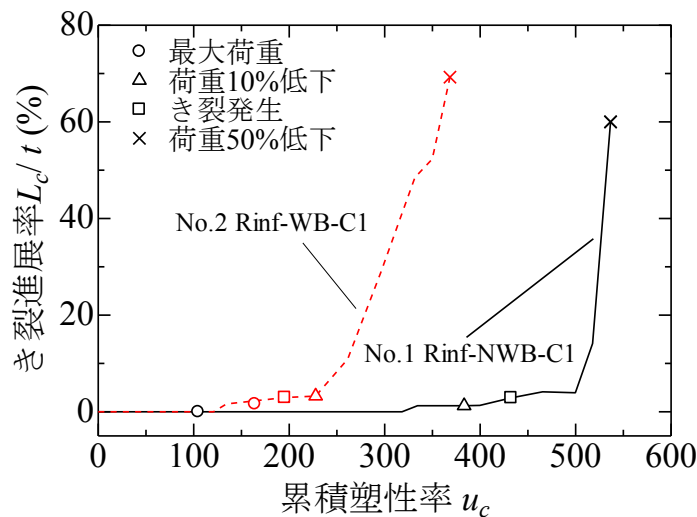


図 1.1.20 溶接ビードの有無の比較

本研究では、き裂の観察をHalf cycleごとに荷重を一時中断し、定規をき裂の上から当てて、マクロレンズ付きのカメラにて撮影を行い、計測を行っている。本実験では、き裂幅が約1mmに広がった時点なき裂発生と定義し（き裂発生時にき裂は試験体長さ方向にき裂幅が広がるため）、き裂進展の状況については側面観察で行っている（き裂発生後、試験体板厚方向にき裂が進展するため）。また、破断は瞬間的であるため、最大荷重に対して荷重が50%程度低下した時点破断とみなしてHalf cycle、変位および荷重の比較を行った。

き裂発生から破断までの破壊状況の一例として荷重パターンが同一で溶接ビードの有無（即ち No.1 と No.2 試験体）による破壊状況を示した様子を写真 1.1.13、写真 1.1.14 に示す。写真より、上側に溶接ビードを有しない No.1 試験体は、わずかに残る下側の溶接ビー

ドよりき裂が発生したのに対して、溶接ビード有の No.2 供試体は上側の溶接ビード止端部よりき裂が発生していることが分かる。また、き裂の進展状況については No.1 試験体は下側の溶接ビードより境界部に沿って進展したが、最終的には板厚垂直上向きにき裂が進展し、最小断面で破断に至ったのに対して、上側に溶接ビードを有する No.2 試験体では上側のビード止端部で発生したき裂が 1mm 程度境界部に沿って進展し、最終的に No.1 と同様に最小断面である鉛直下向きに進展し破断に至った。この溶接ビードの有無による破壊状況の比較については、いずれの試験体も溶接ビード止端部よりき裂が発生し、鉛直上向きもしくは下向きにき裂が進展し、破断していたことから破壊状態は似通っている。しかし、き裂発生時の Half cycle は溶接ビードを有しない No.1 試験体は 40Half cycle であったが、溶接ビードを有する No.2 試験体では 25Half cycle であり、溶接ビードの存在がひずみ集中部となり、延性き裂発生に影響を及ぼすことが分かった。この結果より溶接ビードを取り除くことで、き裂発生リスクを低減することが可能である。

また、本研究では繰り返し载荷時の塑性変形能力の指標として、累積塑性率を用いた。き裂進展率－累積塑性率関係については、き裂が進展したサイクルのデータのみ抜粋して表記している。エネルギー吸収量については、载荷ループごとの荷重－変位関係の塑性変形成分による面積を総和したものと定義して算出した。グラフについては紙面の都合上、(1) 破壊状況と同様に溶接ビードの有無の比較のみ示す。表-1.1.15 に各試験体の最大引張荷重時・き裂発生時・荷重 50%低下時のエネルギー吸収量一覧を、溶接ビードの有無によるき裂進展率－累積塑性率関係を図-1.1.20 に示す。この時のき裂進展率については、側面観察によるき裂の長さを最小断面の板厚  $t=16\text{mm}$  で除して算出している。ただし、切り欠きを有する試験体については切り欠き深さ  $d=2\text{mm}$  を差し引き、 $t=14\text{mm}$  として、き裂進展率を算出した。この時、き裂の長さの計測は全て試験体の板厚方向に沿って行っている。表-1.1.15 より、溶接ビードの有無によるき裂発生時までに吸収したエネルギー量を比較すると、溶接ビードを有しない No.1 試験体は 72.6kJ であるのに対して、溶接ビードを有する No.2 試験体は 31.6kJ となり、上側に溶接ビードを有していることでエネルギー吸収量が約 57%減少している。このことから、繰り返し曲げを受ける場合に溶接ビードなどのひずみ集中部が存在している場合、エネルギー吸収能力が著しく低下してしまうことが分かる。しかし、き裂発生時から荷重 50%低下時までのエネルギー吸収量を比較すると、No.1 試験体は 10.7kJ であるのに対して、溶接ビードを有する No.2 試験体は 22.1kJ となり、溶接ビードを有している場合の方が約 2 倍のエネルギーを吸収していることが分かる。これは溶接ビードを有していない場合、ひずみ集中部が存在しないため、試験体の内部にボイドが生成されており、そのボイドが結合し、き裂が一気に進展したために荷重 50%低下までに吸収したエネルギー量が少ないと考えられる。対して、上側に溶接ビードを有する No.2 試験体は、溶接ビードの存在がひずみ集中部となり、試験体内部に過度にボイドが生成されなかったため、き裂発生から荷重 50%低下時までのエネルギー吸収量が多いと考えられる。このことは図

1.1.20のき裂進展率－累積塑性率関係より上側に溶接ビードを設けていないNo.1はき裂発生以降のき裂進展率が急激に増加しているが、上側に溶接ビードを設けているNo.1試験体はNo.2と比べると比較的緩やかにき裂進展率が増加していることから確認することが出来る。

本検討では、溶接された鋼材におけるき裂発生・進展および破断の現象について、レ形開先溶接T型試験体の繰り返し曲げ载荷試験を行うことで検証した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 溶接ビードを有する場合、溶接ビード止端部にひずみ集中が起こり、き裂が境界部に沿って進展した後に、板厚垂直下向きに進展して破断へと至る。また、溶接ビードを有しない時よりも耐力は大きいものの、半分以下の累積塑性率で荷重が50%低下している。これより、溶接ビードを取り除くことでき裂の発生リスクを低減することが出来るが、ひずみ集中箇所を取り除くと、表面にひずみ集中箇所が存在しないため、試験体内部にボイドが形成され、それらが結合することで急激に破壊に至る可能性がある。
- 2) 延性破壊時の検討のために用いた本実験の载荷パターン ( $8\delta_y$ ,  $10\delta_y$ ,  $12\delta_y$ ) の場合、振幅増分が大きい程、き裂発生時のエネルギー吸収量が小さくなる。き裂発生後の進展時には大きな差がない。
- 3) 切り欠きが存在するとノッチルートがひずみ集中箇所となり、ハの字形にき裂が発生する。切り欠き位置が異なることで、生じる曲げモーメントが熱影響部、境界部および溶接部と増大するが、き裂発生時のエネルギー吸収量が変わらないことから、溶接部のき裂発生寿命が長いことがわかる。
- 4) 深さを統一してノッチ半径が異なる ( $R_n=0.25$ ,  $1.0$ ,  $4.0$ ) 場合、き裂の発生や荷重低下時のサイクルや変位、累積塑性率やエネルギー吸収量も概ね同様であることから、本検討ではノッチ半径の異なりによる影響は小さかった。しかしながら、切り欠きを有しない場合よりもき裂発生時のエネルギー吸収量は大きく低下している。

### (3) せん断応力と引張応力が作用する状況下での単調載荷時の破壊現象<sup>19), 20)</sup>

(1), (2)では溶接鋼構造物を対象に、材料レベルおよび部材レベルの検討として、単調載荷時および繰り返し曲げを受けた際の延性き裂発生メカニズムの解明に関する実験的および解析的検討を行った。

兵庫県南部地震で被災した鋼構造物では、すみ肉溶接や部分溶け込み溶接による接合部での破断が多数確認されている。そこでは、引張応力のみならずせん断応力が作用する場合がある。しかし、これまでの研究ではせん断応力と引張応力が同時に作用する状況下での鋼部材の延性破壊メカニズムの解明は進んでいないのが現状である。そこで本検討では、梁柱隅角部や部分溶け込み溶接断面に作用するせん断応力の影響を調べる基礎的検討として、せん断応力と引張応力が同時に作用する状況での鋼材の破壊実験を材料レベルにて行い、破壊までの過程や破断面の状況を実験的に明らかにし、複合応力状態下の延性破壊現象を解析的に解明することを目的としている。

試験片には三種類の鋼種（SS400，SM490AおよびSM570）にそれぞれ初期状態で純せん断が作用する場合（Pure Shearシリーズ，以降PSシリーズと称する），軸力とせん断力が作用する場合（Shear and Tension シリーズ，以降STシリーズと称する）の二種類を用いての単調引張試験（Monotonic Tensile Test）を行う。試験片の概要図を図1.1.21に示す。またPSシリーズは載荷軸方向と垂直な方向に対し塑性変形部が0°になるように設定し，STシリーズでは載荷軸方向と垂直な方向に対し塑性変形部が30°の角度になるように設定した。そのため，PSシリーズでは，初期状態において塑性変形部の断面にせん断力のみが作用し，STシリーズでは塑性変形部に載荷軸方向と垂直な方向に30°の角度を与えることで，塑性変形部の断面に対しせん断力と軸力が作用する。

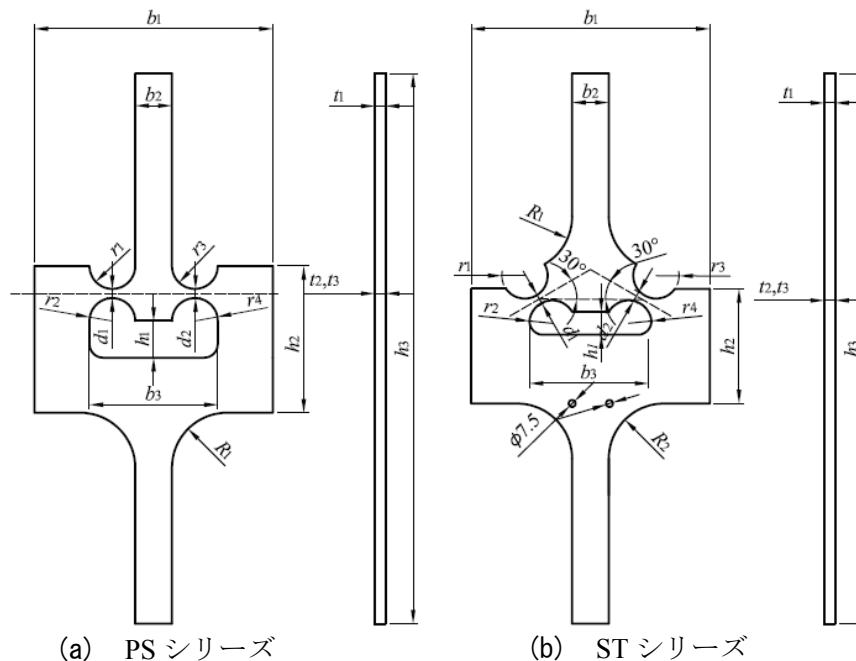


図 1.1.21 試験片の概要図



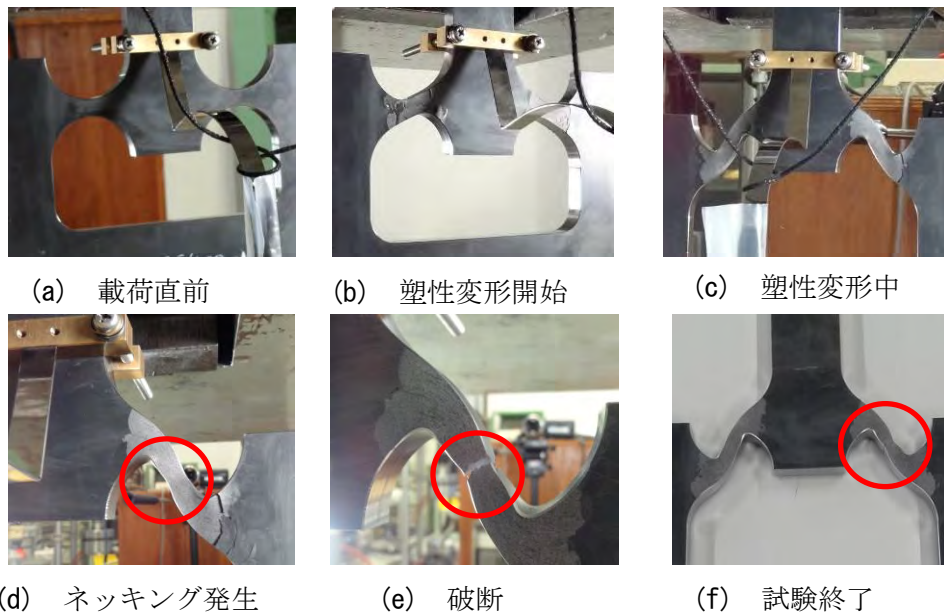


写真 1.1.15 PS シリーズの破壊過程

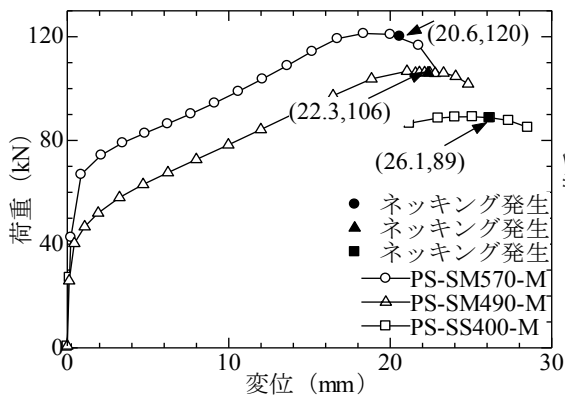


図 1.1.22 PS シリーズの荷重－変位関係

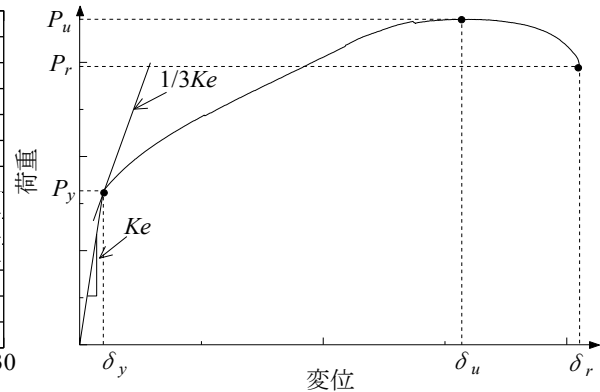


図 1.1.23 降伏荷重および変位の算出方法

写真1.1.15にPSシリーズの破壊状況を示す。写真1.1.15の(b)，(c)に示すように、塑性変形を受ける過程では概ね左右対称の変形が見られた。その後ネッキングが片側の塑性変形部の中央で発生し、この部分に変形が集中し、一気に破断した。試験片の設計は左右対称であったが、最終的な破壊モードは左右対称ではなかった。これは実測寸法が僅かながら左右対称でなかったことと、荷重軸の僅かな偏心があったことが考えられる。このようにネッキング発生までの塑性変形中では概ね左右対称であったため、ネッキング発生は僅かな非対称性などが敏感に影響すると考えられる。また、PSシリーズでは写真1.1.15の(c)に示すように、塑性変形を受ける過程で塑性変形部が荷重軸の方向に次第に近づいていき、塑性変形部の断面は次第にせん断応力より引張応力が支配する状況になり、塑性変形箇所でもネッキングが生じたと考えられる。STシリーズの破壊状況については文献19)を参考にさ



表 1.1.15 荷重－変位曲線より得られたデータ

鋼種	PSシリーズ					
	$P_y$ (kN)	$\delta_y$ (mm)	$P_u$ (kN)	$\delta_u$ (mm)	$P_r$ (kN)	$\delta_r$ (mm)
SS400	29	0.16	89	24.56	79	29.4
SM490A	36	0.2	107	20.63	96	25.53
SM570	61	0.43	121	18.9	97	23.85

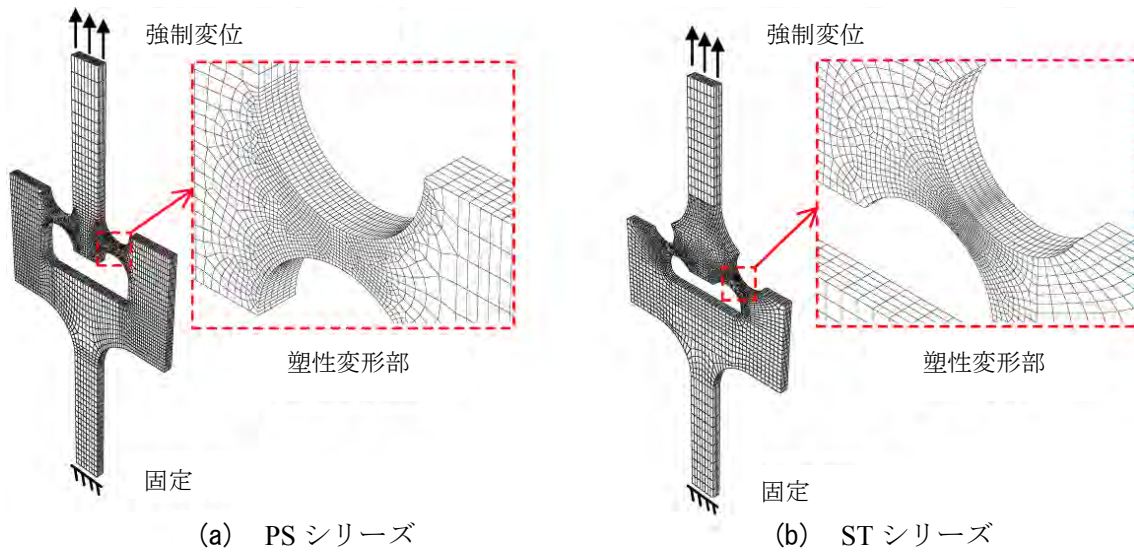


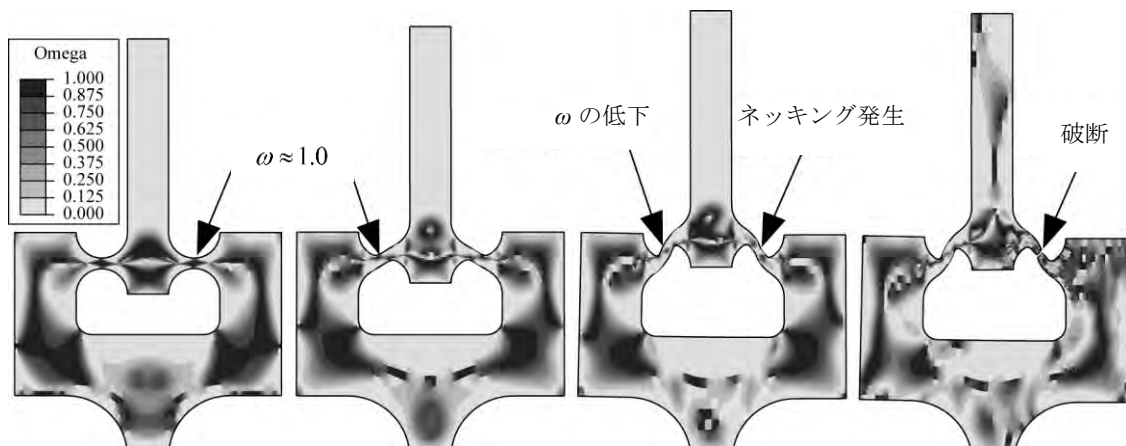
図 1.1.24 解析モデル

りたい。

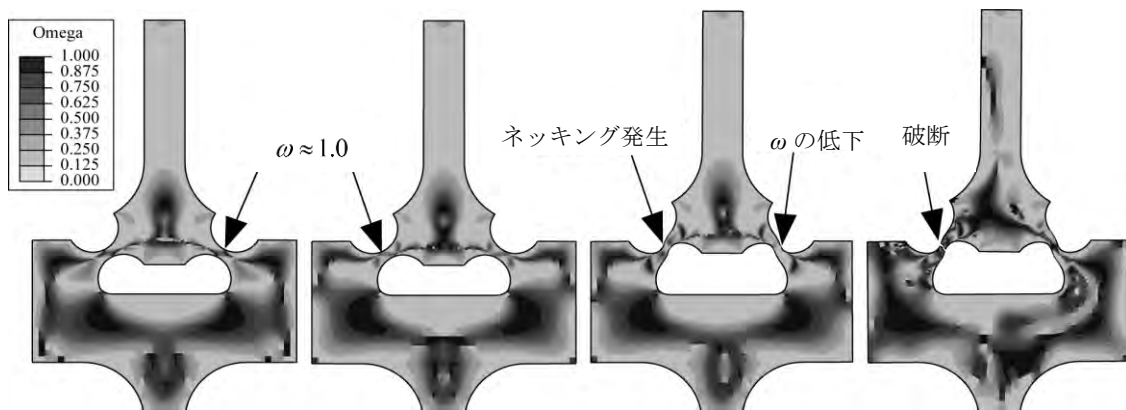
図1.1.22にPSシリーズの荷重－変位関係を示す。また本実験では明確な降伏点を確認できなかったため、図1.1.23に示すような方法で降伏荷重および変位を算出している。

各試験片の荷重－変位関係より得られたデータを表1.1.15に示す。ここでは紙面の都合上PSシリーズのみ載せている。STシリーズについては文献19)を参考にされたい。表-1.1.15に示すように今回使用した全ての鋼種において、高強度鋼であるほど $P_u$ の値は大きく、 $\delta_u$ は小さな値が得られた。ここでは紙面の都合上STシリーズは省略しているが、文献19)に記載されているSTシリーズの $\delta_r$ と比較すると $\delta_r$ の値はPSシリーズの方が大きく、その中でも最も大きかった鋼種はSS400であった。これは、PSシリーズでは塑性変形部の中央部付近は主にせん断を受けるが、その前後の部分は曲げを主に受けるため、塑性変形部全体で塑性変形したためであると考えられる。これに対し、STシリーズでは中央部付近のみが塑性化したため、塑性化部分の大きいPSシリーズの方が $\delta_r$ の値が大きくなったと考えられる。

次に実験の模擬解析を行い、実験のみでは判断が難しい载荷中の試験片の応力状態の確認を行う。解析モデルを図1.1.24に示す。また解析ではネッキング後の荷重－変位曲線を精度よくシミュレーションするため、真応力－真ひずみ関係は (Power Law Tangent法、以



(a) PS-SS400-M



(b) ST-SS400-M

図 1.1.25  $\omega$  の推移

降PLT法と称する)を用いて求める。詳しくは文献19)を参考にされたい。

ここでは、紙面の都合上、試験片の応力状態のみを記載する。応力状態を表すためにパラメータ $\omega$ を用いている。この $\omega$ が小さい時は引張が支配する状態を表し、 $\omega$ が大きい時はせん断が支配している状態を示している。解析結果のコンター図を図1.1.25に示す。ここでは一例として鋼材SS400材のPSおよびSTシリーズのみ載せている。

図1.1.25より、PSシリーズ、STシリーズ共に载荷初期段階における塑性変形部の中央部では $\omega$ は概ね1.0であり、せん断応力が支配的であることを示す。ネッキング発生直前までは $\omega$ の値は概ね1.0であった。しかし、ネッキングが発生すると、 $\omega$ の値は低下した。ネッキング発生後における $\omega$ は概ね0.0であり、引張応力が支配的であったことはわかる。以上の様に、解析より実験の载荷中のせん断応力と引張応力の状態を明らかにすることが出来た。

本研究は、せん断応力と引張応力が作用する状況での単調载荷試験による鋼材の延性破

壊実験およびシミュレーション解析を行い、破壊モード、エネルギー吸収量に応力状態や鋼種の違いが与える影響などについて検討した。得られた主な知見を以下に示す。

1. 载荷中塑性変形を受ける過程において概ね左右対称の変形をしたが、ネッキングは片側のみで発生しその部分に変形が集中し一気に破断した。試験片の設計は左右対称であるが、ネッキング発生以降の破壊が対称ではなかったのは僅かな試験片の非対称性や、载荷軸の偏心が敏感に影響したためである。
2. 破断面の角度を見ると破断直前では、純せん断を仮定したPSシリーズでは一軸引張試験の破断面と一致するため引張応力が支配し、設計時に30°の角度を与えたSTシリーズではせん断応力と引張応力が作用したと考えられる。
3. ネッキング後の伸びの割合は今回使用した鋼種の中でSM570が最も大きく、ネッキング後の延性が良いと評価できる。反対にネッキング前の伸びの割合はSS400が最も大きくネッキング前の延性が良いと評価でき、鋼材の強度が高いものほどネッキング後の延性が良く、低いものほどネッキング前の延性が良いといえる。
4. ネッキング前では、各要素が比較的均等な変形をするため、応力三軸度と相当塑性ひずみの値は小さく損傷はあまり累積しないが、ネッキング後は着目要素が僅かな変形の内に応力三軸度と相当塑性ひずみは急激に上昇したため、損傷指数も急激に累積した。
5. 相当塑性ひずみがPSシリーズでは0.16、STシリーズでは0.2以下においてせん断応力が支配していたといえ、 $\omega$  が示すようにネッキング発生後引張応力が占める割合が大きくなったことを明らかにした。

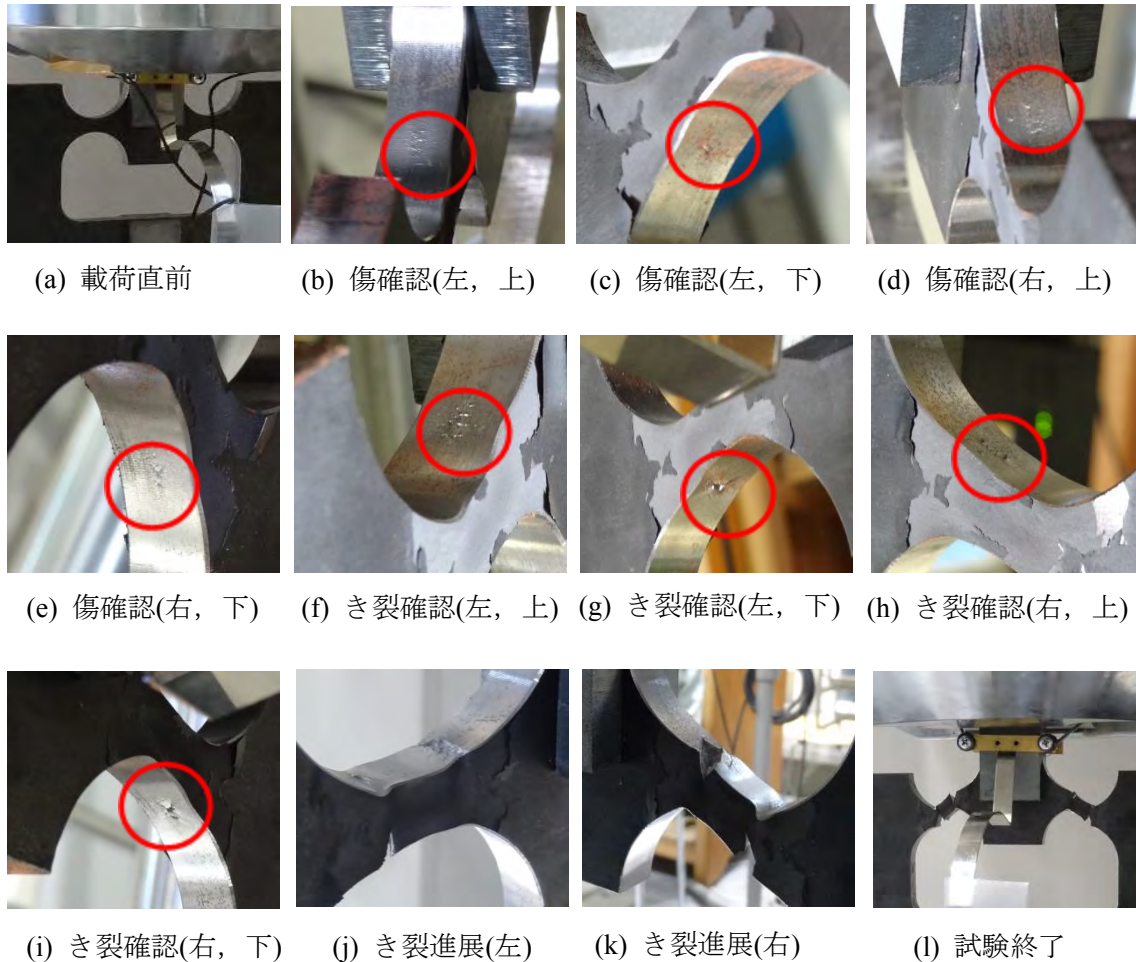


写真 1. 1. 16 PS-SM490-C の破壊状況

#### (4) せん断応力と引張応力が作用する状況下での繰り返し载荷時の破壊現象<sup>21), 22)</sup>

(3) ではせん断応力と引張応力が同時に作用する状況での単調载荷時の破壊現象の解明について検討を行った。そのため、ここではせん断応力と引張応力が作用する状況下での繰り返し载荷時の破壊現象について実験的および解析的検討を行う。

試験片は(3)で使用したものと同一の初期時に純せん断が作用するPSシリーズおよび初期時にせん断力および軸力が作用するSTシリーズである。载荷パターンは降伏変位の2倍を基準とした漸増変位振幅繰り返し载荷であり、使用した降伏変位は(3)で本実験と同様の試験片に対し単調载荷試験 (Monotonic Tensile Test) を行った結果より算出した値を用いている。

本研究ではき裂は長さ 1mm 以上のものとし、それに満たないものは傷と定義している。

初めに、破壊状況について述べる。(3)の単調载荷と同様にPSシリーズのみ載せている。写真1.1.16にPSシリーズの破壊状況を示す。塑性変形を受ける過程において概ね左右対称の変形が見られた。また、PSシリーズでは、塑性変形を受ける過程で、引張荷重载荷時と



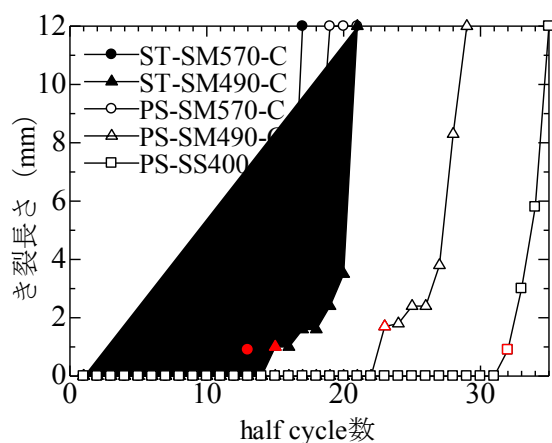


図 1.1.26 き裂進展過程

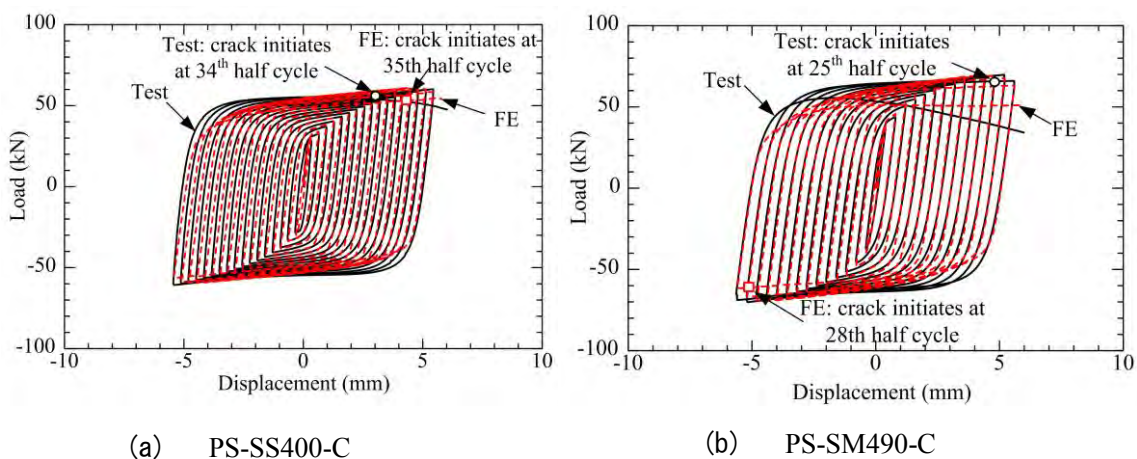


図 1.1.27 荷重－変位関係の比較

圧縮荷重載荷時では同じような挙動であった。さらに、写真1.1.16に示すように塑性変形部の両端部に小さな傷が多数確認された。この傷が塑性変形を受ける過程で少しずつ大きく進展し合計8ヶ所のき裂となり、さらに進展した後そのうちの1ヶ所で破断した。PSシリーズが塑性変形部の両端部にき裂が発生したのは、せん断を主に受ける中央部の損傷より、曲げの影響を受ける両端部の損傷の方が大きかったことが原因と考えられる。また単調載荷ではき裂の発生と破断がほぼ同時であったが、繰り返し載荷の場合、き裂の発生と破断は同時ではなく、き裂が徐々に進展し破断に至っていることが分かる。

図1.1.26に各試験片のき裂の進展過程を示す。図1.1.26より高強度鋼である程、且つSTシリーズの方がき裂発生時のHalf cycleがはやいことがわかる。図中の赤色の点がき裂発生点である。図1.1.26よりき裂長さが小さいうちは急激に進展することはなかったがき裂長さが約2mm以上、すなわち板厚の20%程度以上に進展すると、次のHalf cycleで急激にき裂長さが大きくなることがわかる。

次に数値シミュレーションを行い、繰り返し載荷を受けているときの試験片の応力状態の確認を行う。単調載荷試験ではき裂の発生と破断がほぼ同時であり、き裂の進展が確認



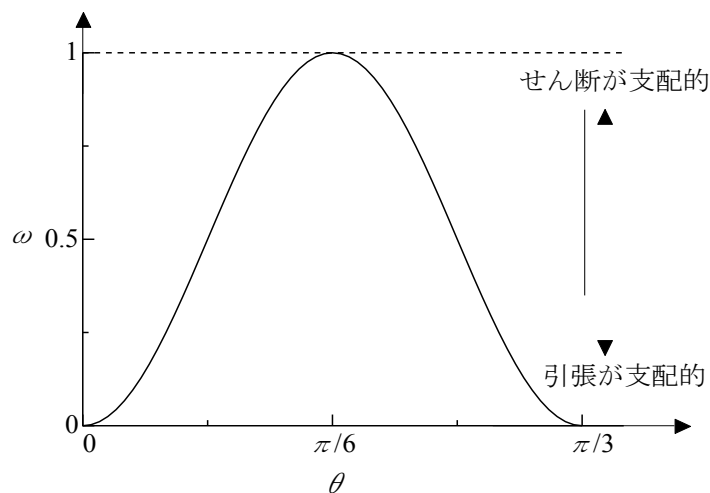


図 1.1.28  $\omega-\theta$  関係

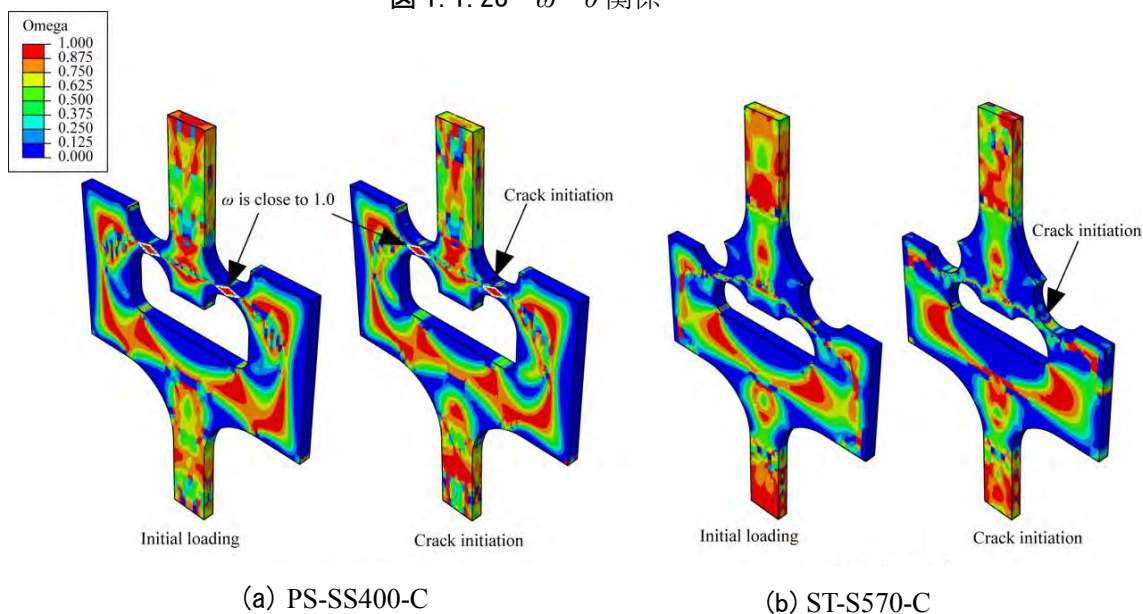


図 1.1.29  $\omega$  の推移

できなかったが、繰り返し試験ではき裂が発生し、進展した後破断することを示した。したがって、単調荷重の場合では、ひずみ分布が一樣であったため、解析によってき裂の進展を考慮していなかったが、今回はひずみ分布が一樣ではなく、繰り返し試験の破壊現象をより精度よくシミュレーションするため、き裂進展の定義  $D_{prop}$  を用いる。詳しくは文献 19), 20) を参考にされたい。

図 1.1.27 に実験と解析の荷重-変位関係の比較を示す。図 1.1.27 より、解析結果は実験のき裂の発生および進展をよくシミュレーションできていることがわかる。ここでは紙面上き裂進展を考慮したケースのみしか掲載していないが、文献 21), 22) にはき裂の進展を考慮しないモデルで解析を行っている。き裂進展を考慮しないモデルで行った解析結果は、要素の削除による荷重の振動が見られた。これは、要素の削除により応力が一気に解放さ

れその瞬間に 0 になったことが原因と考えられる。これに対し、き裂の進展を考慮したモデルでは要素が損傷を受け、応力が減少し 0 に達したときに要素が削除されたため、荷重の振動が見られなかったと考えられる。これにより、延性破壊の解析を行うにあたり、陽解法を用いたとき、き裂の進展を考慮したモデルでは解の収束性の向上が期待できる。

最後に、単調荷重と同様に荷重中の応力状態についてパラメータ  $\omega$  を用いて評価する。

偏差角  $\theta$  と  $\omega$  の関係を図 1.1.28 に示す。図 1.1.28 に示すように、 $\omega = 0.0$  の時に、引張が支配する応力状態であり、 $\omega = 1.0$  の時に、せん断が支配する応力状態である。PS-SS400-C と ST-SM570-C の応力状態を図 1.1.29 に示す。PS シリーズでは、荷重初期段階および、き裂発生時にて塑性変形部の中央部の  $\omega = 1.0$  であり、せん断が支配的な状態である。ST シリーズでは  $\omega = 0.3$  せん断と引張が同時に作用していると考えられる。

本研究では、せん断応力と引張応力が同時に作用する試験片を作成し、繰り返し荷重実験および数値シミュレーションを行い延性破壊に関するメカニズムの解明を行ったものである。得られた知見を以下に示す。

- 1) シャルピー衝撃試験の結果を用いたき裂の進展を考慮したモデルと、考慮していないモデルの解析を行い、き裂の進展を考慮したモデルでは、破断時の half cycle 数、荷重-変位曲線がとても精度よくシミュレーションすることができた。
- 2) 塑性変形を受ける過程において PS シリーズは純せん断を受ける部分ではなく曲げの影響を受ける部分に 8 ヶ所のき裂が発生した。ST シリーズはせん断応力が集中したと考えられる左右の中央部分に合計 4 ヶ所き裂が発生した。
- 3) 高強度鋼である程き裂の発生および破断は早くなることがわかった。
- 4) シャルピー衝撃試験の結果を用いたき裂の進展を考慮したモデルと、考慮していないモデルの解析を行い、き裂の進展を考慮したモデルでは、破断時の half cycle 数、荷重-変位曲線がとても精度よくシミュレーションすることができた。
- 5) 今回解析に用いた破壊モデルではせん断応力が延性破壊に与える影響はあまり見られなかった。

## 1.1.4 バサルト繊維シート補強材とコンクリートの接着界面損傷メカニズムの解明

### (1) はじめに

コンクリート部材を補修、補強する材料として、破断伸度に特に優れ、引張強度やヤング率もガラス繊維を超えるバサルト繊維シートが注目されており、それにより補強されたコンクリート部材や構造物の損傷メカニズムなどに関する研究が盛んに行われている。巨大地震災害時にコンクリート構造物の部位によっては非常に大きく変形することがわかっており、より大きな変形を許容できるバサルト繊維シートの注目度は高い。また、バサルト繊維は玄武岩より成るため、熱膨張率がコンクリートと同程度になることから、コンクリート構造物の補強材として適していると考えられている。しかし、FRPシートで曲げあるいはせん断補強した構造物の終局時においては、コンクリートに生じたひび割れを起点とした剥離進展により補強効果が低下する恐れがあるため、付着強さや有効付着長の評価を行い、設計時に必要となる界面剥離破壊エネルギーや最大ひずみ、そして必要接着長を明確にする必要がある。そこで、本研究では、コンクリート塊の両側面にバサルト繊維シートを接着したうえで、強制的に剥離させる両引き試験を行い、バサルト繊維シートとコンクリートの付着特性、特に界面剥離破壊エネルギーおよび連続繊維シートの最大ひずみに基づく付着強さ、および有効付着長について実験的に検討を行った。また、既存の評価式を用いて実験値の評価を行った。

### (2) 実験方法

日本コンクリート工学会、連続繊維補強コンクリート研究委員会報告書(Ⅱ)<sup>23)</sup>および土木学会、連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針<sup>24)</sup>において、連続繊維シートのコンクリートに対する付着強さの評価を目的とした両引き試験方法案が提案されている。この実験案において提案されている供試体は、図 1.1.30 に示すように、幅 100mm×高さ 100mm×長さ 300mm のコンクリート塊 2 体を長手方向に並べ、その両側面に、幅 50mm の連続繊維シートに接着材を含浸させつつ、長手方向に接着した形状である。ここで、コンクリートの内部には、試験機との接続に用いる鋼棒が埋め込まれており、この鋼棒の両端を試験機と接続し、相対する方向に引っ張ることにより荷重を荷した。

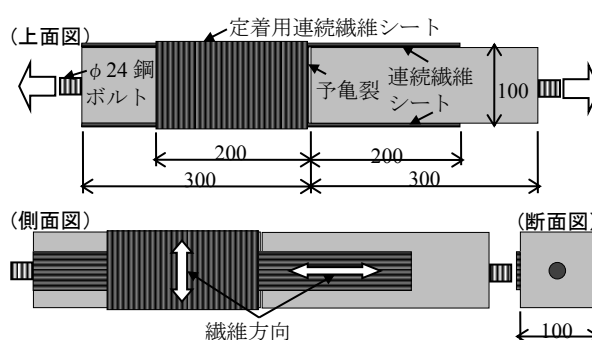


図 1.1.30 両引き試験供試体の詳細寸法

本研究の実験に使用したバサルト繊維シートとは、天然に存在する玄武岩(バサルト)を熔融・紡糸したバサルト繊維を一方向に並べ、シート状にしたものであり、表 1.1.16 に

示すように、高い伸度を有し、ある程度高い引張強度やヤング率も有している。また、耐震補強等において施工実績のあるアラミド繊維シートについても、比較対象として実験を行った。これらの連続繊維シートの含浸・接着材およびプライマーには、コンクリートの補強に関する施工実績のある、常温硬化型の熱硬化性エポキシ樹脂（硬化材には環状ポリアミドアミンを使用）およびアクリル樹脂を用いた。表 1.1.17 に示すように、これらの硬化時間はアクリル樹脂については塗布後 45 分程度、エポキシ樹脂については 15 時間程度であり、大きく異なるが、供試体作製時における養生条件は、両者で合わせることにした。また、コンクリートについては、コンクリートの圧縮強度が高いほど、連続繊維シートの付着がより強くなるとの報告<sup>一例として<sup>25)</sup></sup>が数多くあり、後述する付着特性に関する設計式にも影響要因が考慮されているため、設計基準強度は 21, 30, 40N/mm<sup>2</sup>の 3 種類の供試体を作製し、コンクリートの圧縮強度の影響も考慮した検討を行った。実験供試体の一覧を表 1.1.18 に示す。なお、コンクリートの圧縮強度については、設計基準強度毎に円柱供試体 (φ50×100mm) 3 本の圧縮試験を行い、平均値を同表に記した。

表 1.1.16 連続繊維シートの物性値一覧

特性	バサルト繊維シート	アラミド繊維シート
引張強度 $\sigma_f$ (N/mm <sup>2</sup> , メーカー値)	1900	2060
引張弾性率 $E_f$ (kN/mm <sup>2</sup> , メーカー値)	90	118
破断伸度 $\varepsilon_f(=\sigma_f/E_f)$ ( $\mu$ )	21111	17458
目付量 (g/m <sup>2</sup> )	580	280
1 層あたり換算厚さ $t_f$ (mm)	0.22	0.195
$E_f \cdot t_f$ (kN/mm) (長手方向のみ, 1 層あたり)	19.8	23.0

表 1.1.17 接着材の物性値一覧

特性	アクリル樹脂	エポキシ樹脂
引張強度 $\sigma_r$ (N/mm <sup>2</sup> , メーカー値)	23	30
可使時間 (分, 20°C)	25	45
硬化時間 (20°C)	45 分	15 時間
粘度 (mPa · s)	4000 (15°C)	1800 (20°C)

表 1.1.18 実験供試体一覧

供試体名	連続繊維シートの種類	含浸・接着材の種類	コンクリート圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> ) (設計基準値, 実測平均値)	供試体数
B-EP-21	バサルト繊維シート	エポキシ樹脂	21.0, 23.0	3
B-EP-30			30.0, 31.2	3
B-EP-40			40.0, 37.3	3
B-AC-21	バサルト繊維シート	アクリル樹脂	21.0, 23.0	3
B-AC-30			30.0, 31.2	3
B-AC-40			40.0, 37.3	3
A-AC-21	アラミド繊維シート	アクリル樹脂	21.0, 23.0	3
A-AC-30			30.0, 31.2	3
A-AC-40			40.0, 37.3	3

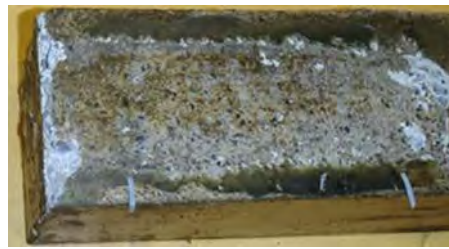
コンクリートの表面処理は、コンクリートの表面をディスクサンダーにより骨材が現れる程度の深さまで研削し、アセトンを浸透させた布でその面を洗浄した上で、プライマーを塗布する手順で行った。ここで、プライマーには含浸・接着材と同種の接着剤を用い、その塗布量はメーカーの推奨値である 0.5kg/m<sup>2</sup>とした。その後、12 時間程度経過して、プライマーの表面が硬化した時点で、常温硬化型接着材で 2 層の連続繊維シートを含浸し、プライマーの表面に密着させ、脱泡ローラーで気泡を抜く手順で接着させた。そして、温度が 24~28℃、湿度が 50~70%となる室内で、7 日間程度で養生したうえで両引き試験を実施した。ここで、バサルト繊維シートとアラミド繊維シートの試験結果を比較するうえで、補強量のある程度合わせる必要があるため、引張弾性率( $E_f$ )×シート厚さ( $t_f$ )が同程度になるように、繊維目付量を調整した。また、連続繊維シートと含浸材の体積比である繊維含有率 ( $V_f$ ) が引張特性に大きく影響することが一般に知られているため、連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針<sup>24)</sup>を参考に 50%程度になるように接着材の塗布量を調整した。

供試体両端部の鋼ボルトを 2000kN 万能試験機に接続し、5kN/min 程度の割合で荷重を増加させる引張試験を行った。試験時の環境温度および湿度は空調管理されており、24~25℃、50~60%であった。実験に際して計測する項目 (測定機器) は、荷重 (試験機より出力)、FRP シート表面ひずみ (検長 5mm のひずみゲージを予亀裂位置から順に 5, 50, 100, 125, 150, 175, 195mm 離れた箇所に設置)、そして予亀裂の拡張量 (検長 50mm の  $\pi$  型変位計) とした。

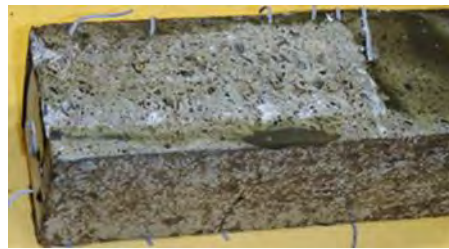


### (3) 実験結果と考察

B-AC-30 試験および A-AC-30 試験におけるバサルト繊維シートおよびアラミド繊維シートの剥離後の状況写真を図 1.1.31 に示す。剥離の状況は両者で類似しており、また、コンクリートの圧縮強度が異なるケースでも類似していた。連続繊維シートの剥離は予亀裂近傍からシート端部に向かって進展した。予亀裂から 10mm 程度はコンクリートが斜めに滑っている状況が確認された。



(a) B-AC-30



(b) A-AC-30

図 1.1.31 剥離後におけるコンクリート表面の状況

土木学会編，連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針<sup>24)</sup>に掲載されている，下記の式 (1.1.4) から求めた剥離破壊エネルギー $G_f$ を用いて，付着強さを評価する。

$$G_f = \frac{P_{\max}^2}{8b_c^2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot n} \quad (1.1.4)$$

ここで， $P_{\max}$ ：最大荷重 (N)， $b_f$ ：連続繊維シート幅 (mm)， $n$ ：連続繊維シートの層数， $E_f$ ， $t_f$ については表 1.1.16 に掲載した値を採用した。最大荷重の実験値を用いて算出した $G_f$ の閾値をコンクリートの圧縮強度ごとに図 1.1.32～図 1.1.34 に示す。また，National Research Council 発行の CNR-DT200 ガイドライン<sup>26)</sup>および Teng ら<sup>27)</sup> (fib bulletin 14 ガイドライン<sup>28)</sup>に採録) による $G_f$ の設計式は，それぞれ式(1.1.5)，式(1.1.6)のように表されている。これらの式より算出された閾値についてもこれらの図に示す。

$$G_f = 0.03 \sqrt{\frac{2 - b_f}{1 + b_f} \frac{b_c}{400}} \sqrt{f_{ck} f_{ctm}} \quad (1.1.5)$$

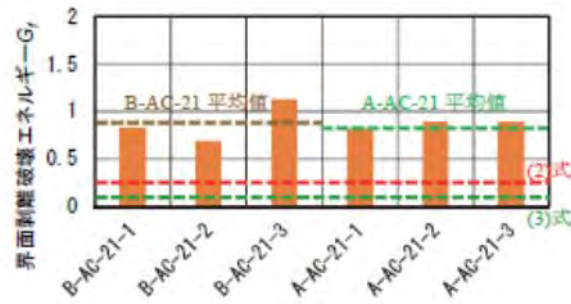


図 1.1.32 G<sub>f</sub>の比較 (コンクリート圧縮強度 21N/mm<sup>2</sup>)

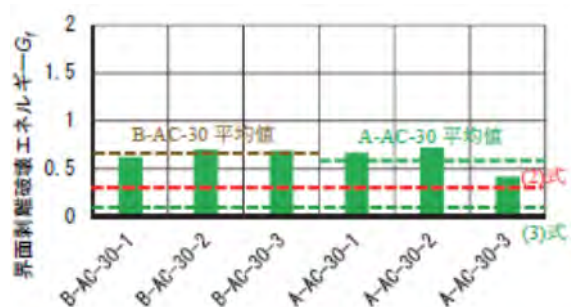


図 1.1.33 G<sub>f</sub>の比較 (コンクリート圧縮強度 30N/mm<sup>2</sup>)

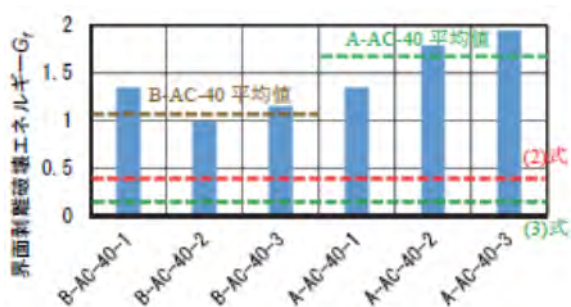


図 1.1.34 G<sub>f</sub>の比較 (コンクリート圧縮強度 40N/mm<sup>2</sup>)

$$G_f = \frac{0.5c_1^2 \sqrt{f_{ck} f_{ct}}}{\gamma_c} \quad (1.1.6)$$

ここで、 $b_c$ :コンクリート接着面の幅 (mm),  $f_{ck}$ :コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $f_{ctm}$ :コンクリートの引張強度 (N/mm<sup>2</sup>) (CEB-FIB コード<sup>30</sup>より  $f_{ctm} = 0.3(f_{ck})^{2/3}$ ),  $c_1$ :定数で 0.23,  $\gamma_c$ :コンクリートの材料安全係数で 1.5 である。コンクリートの実測平均強度を用いて  $G_f$  を算出した場合には、設計基準強度を用いた場合に比べて 2.0~4.6% の差異が生じるが、これは供試体毎の  $G_f$  の実験値におけるばらつきよりかなり小さいため、本稿では設計基準強度を用いて算出した場合についてのみの考察を行う。

B-AC-21~40 と A-AC-21~40 における  $G_f$  の実験値を比較すると、コンクリートの圧縮強度が 21 N/mm<sup>2</sup> および 30 N/mm<sup>2</sup> のケースでは、B-AC-21~30 と A-AC-21~30 でほぼ同様の

値となっている。しかし、コンクリートの圧縮強度が  $40 \text{ N/mm}^2$  のケースでは、A-AC-40-2 および AC-40-3 のケースで極端に大きな  $G_f$  となっている。実験後の剥離面の観察で、これらのケースでのみ、比較的大粒の粗骨材が引き抜かれたように剥離している様子が確認された。よって、粗骨材の噛み合わせが生じ、大きな  $G_f$  となったと考えられる。一方、式(1.1.5)、式(1.1.6) より算出した閾値と、各ケースにおける最小の実験値を比較すると、B-AC-21～40 について、2 倍以上の  $G_f$  が得られていることがわかる。以上から、バサルト繊維シートとアラミド繊維シートを用いた場合の付着強さは同程度であり、既存の設計式から算出された閾値より大きく得られることが実験的に明確となった。

連続繊維シートに生じたひずみ分布を図 1.1.35 および図 1.1.36 に示す。予亀裂から剥離が進展した個所までは同程度で大きなひずみが生じている。ここでは、付着強さに関する重要な指標の一つとして、剥離直前の連続繊維シートの最大ひずみ( $\varepsilon_e$ )について検討する。土木学会 コンクリートライブラリー101<sup>24)</sup> および CNR-DT200<sup>26)</sup> に示される  $\varepsilon_e$  の評価式はそれぞれ式(1.1.7)、式(1.1.8)の通りである。

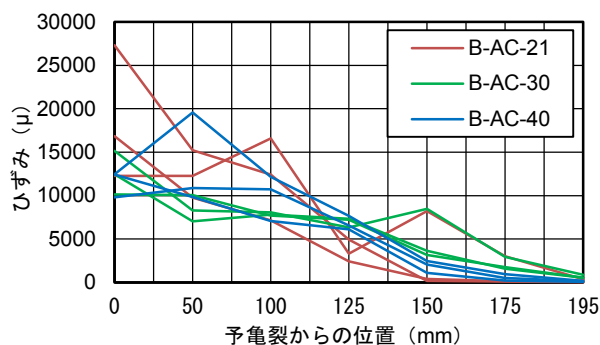


図 1.1.35 連続繊維シートに生じるひずみ分布 (B-AC-21, B-AC-30, B-AC-40)

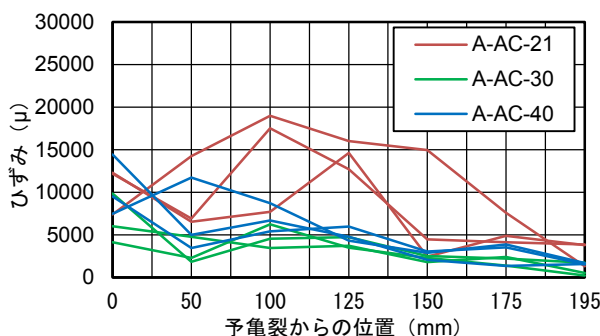


図 1.1.36 連続繊維シートに生じるひずみ分布 (A-AC-21, A-AC-30, A-AC-40)

$$\varepsilon_e = \sqrt{\frac{2G_f E_f}{t_f}} \frac{t_f}{E_f} \quad (1.1.7)$$

$$\varepsilon_e = \frac{\frac{1}{\gamma_{fd}\sqrt{\gamma_c}}k_{cr}\sqrt{\frac{2G_f E_f}{t_f}}}{E_f} \quad (1.1.8)$$

ここで、 $\gamma_{fd}$  : FRP の安全係数(=1.2),  $\gamma_c$  : コンクリートの安全係数(=1.6),  $k_{cr}$  : 剥離モードに関する係数(モード I の場合,  $k_{cr}=1$ )である。また、 $G_f$ には各実験ケースにおける 3 体の結果の平均値を用いた。なお、式(1.1.8)は式(1.1.7)に安全率を考慮したものである。

最大ひずみの実験値およびこれらの式より算定された値を図 1.1.37 に示す。図に示す実験値は予亀裂から 0mm 位置における値の平均値である。式(1.1.7)による算定値は、実験値の 151%~283% (B-AC), 122%~174% (A-AC), 式(1.1.8)による算定値は、実験値の 229%~430% (B-AC), 185%~265% (A-AC) であり、連続繊維シートの種類の違いについて大きな差異は見受けられない。よって、連続繊維シートの剥離直前における最大ひずみは、既存の評価式で評価できることが実験的に示唆された。

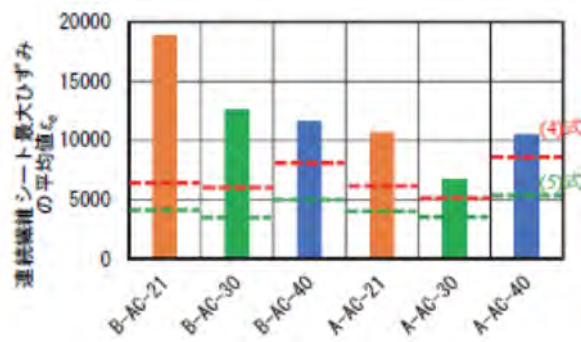


図 1.1.37 連続繊維シートの最大ひずみ  
(繊維の種類を考慮)

前出の図 1.1.35 および図 1.1.36 を参照して、予亀裂から既に剥離が進展した個所では同程度の卓越したひずみが生じているが、そこから急激にひずみが小さくなっている。吉澤らの研究<sup>31)</sup>において、剥離端から剥離箇所のひずみの 3%程度のひずみを伝達している箇所までの距離を有効付着長 ( $L_e$ ) と呼称しており、連続繊維シートの接着補強を行う際の定着長さを定める際に重要な指標となる。なお、これらの図から  $L_e$  を読み取ると、連続繊維シートの種類およびコンクリート圧縮強度に関わらず、 $L_e$  は 50~150mm 程度であった。

一方、Teng and Chen<sup>29)</sup>および Wu and Niu<sup>30)</sup>の研究に示されている  $L_e$  の評価式は、式(1.1.9), 式(1.1.10)のように表されている。

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f'_c}}} \quad (1.1.9)$$

$$L_e = \frac{1.3\sqrt{E_f t_f}}{f_c'^{0.095}} \quad (1.1.10)$$

ここで、 $f'_c$ にはコンクリートの設計基準強度を用いた。 $L_e$ の閾値は、式(1.1.9)より B-AC 供試体で 79mm~93mm, A-AC 供試体で 85mm~100mm であり、式(1.1.10)より B-AC 供試体で 182mm~194mm, A-AC 供試体で 196mm~209mm である。以上から、連続繊維シートの種類に関わらず、式(1.1.9)から算出される閾値は実験値の平均値に近い値、式(1.1.10)から算出される閾値は、実験値の最大値に近い値となることが実験的に明らかになった。B-EP-40 試験におけるバサルト繊維シート剥離後の状況写真を図 1.1.38 に示す。



図 1.1.38 剥離の様子 (B-EP-40)

剥離は予亀裂近傍からシート端部に向かって進展した。剥離後、いずれの供試体においても、シート表面にコンクリート表層が 5mm 程度の厚みで付着していた。また、コンクリート強度が比較的高い  $40\text{N/mm}^2$  供試体では、予亀裂から 20mm~50mm 程度のコンクリートが 40mm 程度深さから斜めに滑っており、予亀裂近傍にせん断応力が集中したことがわかる。前出の土木学会編、連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針<sup>2)</sup>に掲載されている、前出の式 (1.1.4) から求めた剥離破壊エネルギー  $G_f$  を用いて付着強さを評価する。実験における最大荷重を用いて  $G_f$  を算出した結果をコンクリートの圧縮強度ごとに図 1.1.39~図 1.1.41 に示す。また、前出の式(1.1.5), 式(1.1.6)より算出された閾値についてもこれらの図に示す。

B-AC-21~40 と B-EP-21~40 における  $G_f$  の実験値を比較すると、コンクリートの圧縮強度が  $21\text{N/mm}^2$  および  $40\text{N/mm}^2$  のケースでは、バサルト繊維シートとアラミド繊維のケースでほぼ同様の値となっている。しかし、B-EP-30 のケースでは極端に大きな  $G_f$  となってい



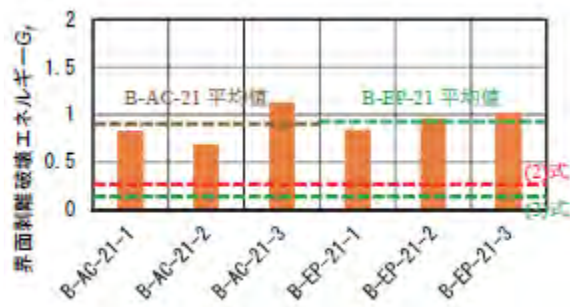


図 1.1.39  $G_f$ の比較 (コンクリート圧縮強度 21N/mm<sup>2</sup>)

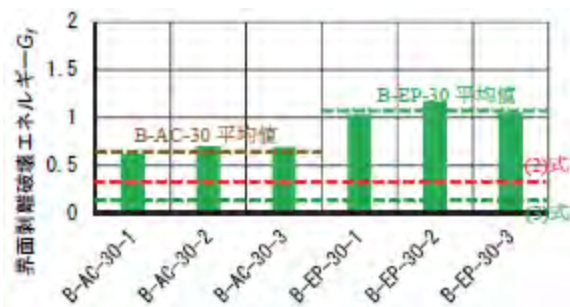


図 1.1.40  $G_f$ の比較 (コンクリート圧縮強度 30N/mm<sup>2</sup>)

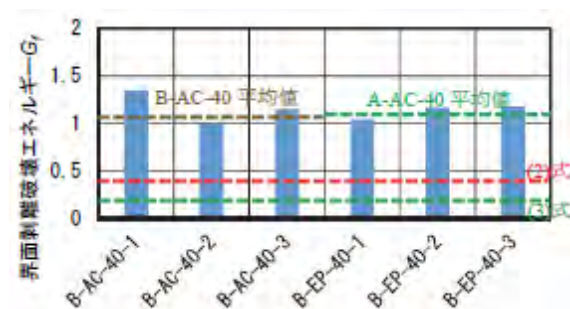


図 1.1.41  $G_f$ の比較 (コンクリート圧縮強度 40N/mm<sup>2</sup>)

る。実験後の剥離面の観察で、これらのケースでのみ、比較的大粒の粗骨材が引き抜かれたように剥離している様子が確認された。よって、粗骨材の噛み合わせが生じ、大きな  $G_f$  となったと考えられる。一方、式(1.1.5)、式(1.1.6)より算出した閾値と、各ケースにおける最小の実験値を比較すると、いずれのケースでも 2 倍以上の  $G_f$  が得られていることがわかる。以上から、エポキシ樹脂およびアクリル樹脂を用いた場合のいずれにおいても、付着強さに関する既存の設計式より得られる閾値より大きな値となることが実験的に明確となった。

B-EP 供試体について、連続繊維シートに生じたひずみ分布を図 1.1.42 に示す。予亀裂から既に剥離が進展した個所では同程度の卓越したひずみが生じている。ここでは、付着強さに関する重要な指標の一つとして、剥離直前における連続繊維シートの最大ひずみにつ

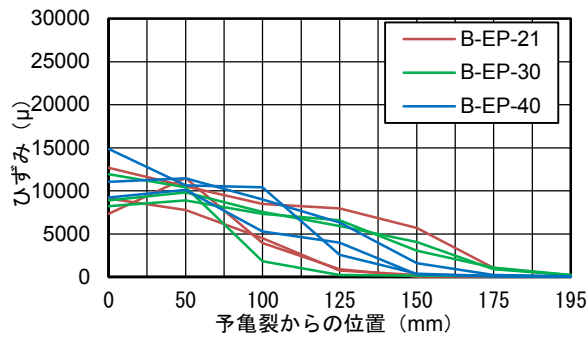


図 1.1.42 連続繊維シートに生じるひずみ分布  
(B-EP-21, B-EP-30, B-EP-40)

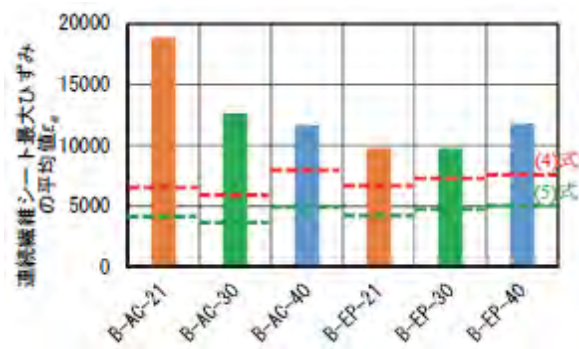


図 1.1.43 連続繊維シートの最大ひずみ  
(接着材の種類を考慮)

いて検討する。最大ひずみの実験値および前出の式(1.1.7), 式(1.1.8)より算定された閾値を図 1.1.43 に示す。図に示す実験値は予亀裂から 0mm 位置における値の平均値である。式(1.1.7)による閾値は実験値の 151%~283% (B-AC), 131%~155% (B-EP), 式(1.1.8)による閾値は実験値の 229%~430% (B-AC), 199%~235% (B-EP) であり, 接着材の違いについて大きな差異は見受けられない。よって, 連続繊維シートの剥離直前における最大ひずみは, エポキシ樹脂およびアクリル樹脂を用いた場合のいずれにおいても同程度の実験値が得られ, 既存の評価式より得られる閾値より大きな値となることが実験的に明確となった。

前出の図 1.1.42 から  $L_e$  を読み取ると, 接着材の種類およびコンクリート圧縮強度に関わらず,  $L_e$  は 50~150mm 程度であった。また, 前出の式(1.1.9), 式(1.1.10)から算出される  $L_e$  の閾値は, 接着材の種類に関わらず式(1.1.9)より 79mm~93mm, 式(1.1.10)より 182mm~194mm であった。以上から, エポキシ樹脂およびアクリル樹脂を用いた場合のいずれにおいても, 式(1.1.9)の算定値は実験値の平均値に近い値を, 式(1.1.10)の算定値は実験値の最大値に近い値をそれぞれ取ることが実験的に明らかになった。

### 1.1.5 高速曲げ载荷を受けるバサルト繊維シート補強 RC 梁の損傷メカニズムの解明

#### (1) はじめに

前述のバサルト繊維シートとコンクリートの付着強さについて、前項では静的な挙動に関して検証した<sup>32)</sup>が、巨大地震災害時に生じる高速の荷重下での付着挙動に関しては、コンクリートの強度と荷重速度の関係が CEB-FIP モデルコード<sup>29)</sup>において提案されているが、FRP シートとコンクリートの付着強さに及ぼす荷重速度の影響に関する研究はほとんど実施されていない。そこで、荷重速度を考慮した両引き付着試験により BFRP シートとコンクリートの付着強さと荷重速度の関係を検証したうえで、BFRP シートを接着補強した無筋コンクリート梁の曲げ試験を高速荷重下で行い、ひび割れ発生荷重および BFRP シートの剥離が生じる際の荷重に及ぼす荷重速度の影響を、実験および曲げ理論に基づく算定により評価を行った。

#### (2) 実験方法

日本コンクリート工学会、連続繊維補強コンクリート研究委員会報告書(Ⅱ)<sup>23)</sup>および土木学会、連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針<sup>24)</sup>において、連続繊維シートとコンクリートの付着強さを評価するための両引き試験方法案が提案されている。この実験案における供試体の形状は、図 1.1.44 に示すように、幅 100mm×高さ 100mm×長さ 300mm のコンクリート塊 2 体を長手方向に並べ、その両側面に、幅 50mm のバサルト繊維シートにエポキシ樹脂を含浸させつつ、長手方向に接着した形状である。ここで、コンクリートの内部には、試験機との接続に用いる鋼棒が埋め込まれており、この鋼棒の両端を試験機と接続し、相対する方向に引っ張ることにより荷重を負荷した。

本研究の実験に使用した BFRP シートの物性値を表 1.1.19 に示す。このシートの含浸・接着材およびプライマーには、コンクリートの補強に関する施工実績のある、常温硬化型の熱硬化性エポキシ樹脂(硬化材には環状ポリアミドアミンを使用)を用いた。表 1.1.20 に示すように、その硬化時間はエポキシ樹脂について

では 15 時間程度である。実験までは、エポキシ樹脂の塗布から 1 週間後を目途に実験を行った。また、コンクリートの設計基準強度は  $21\text{N/mm}^2$  とした。なお、コンクリートの圧縮強度については、円柱供試体 ( $\phi 100 \times 200\text{mm}$ ) 3 本の圧縮試験を行い、平均値は  $23\text{N/mm}^2$  であった。荷重速度としては、BFRP シートのスリット部近傍に生じるひずみに対応したものとし、静的試験として  $57\mu\text{s}$ 、中速試験として  $3221\mu\text{s}$ 、そして高速試験として  $8098\mu\text{s}$  と

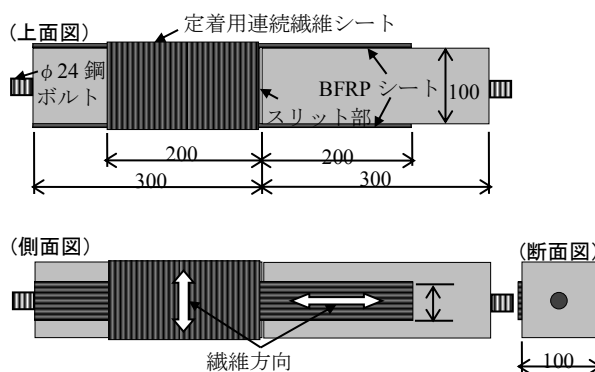


図 1.1.44 両引き付着試験供試体の外観

した。この荷重速度のレベルは、試験装置の制限により、大規模地震や物体の衝突には対応しないが、本研究では、荷重速度の影響評価を行うことに主眼を置くこととする。実験供試体の一覧を表 1.1.21 に示す。

表 1.1.19 BFRP シートの物性値一覧（両引き付着試験）

引張強度 $\sigma_f$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ , メーカー値)	1900
引張弾性率 $E_f$ ( $\text{kN}/\text{mm}^2$ , メーカー値)	90
破断伸度 $\varepsilon_f(=\sigma_f/E_f)$ ( $\mu$ )	21111
目付量 ( $\text{g}/\text{m}^2$ )	580
1層あたり換算厚さ $t_f$ ( $\text{mm}$ )	0.22
$E_f \cdot t_f$ ( $\text{kN}/\text{mm}$ ) (長手方向のみ, 1層あたり)	19.8

表 1.1.20 含浸・接着材の物性値一覧

引張強度 $\sigma_r$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ , メーカー値)	30
可使時間 (分, $20^\circ\text{C}$ )	45
硬化時間 ( $20^\circ\text{C}$ )	15 時間
粘度 ( $\text{mPa} \cdot \text{s}$ )	1800 ( $20^\circ\text{C}$ )

表 1.1.21 実験供試体一覧（両引き付着試験）

供試体名	荷重速度(スリット部近傍における BFRP シートひずみで表して $\mu/\text{s}$ )
DS-57 $\mu/\text{s}$	57
DS-3221 $\mu/\text{s}$	3221
DS-8098 $\mu/\text{s}$	8098

コンクリートの表面処理は、コンクリートの表面をディスクサンダーにより骨材が現れる程度の深さまで研削し、アセトンを浸透させた布でその面を洗浄した上で、エポキシプライマーを塗布する手順で行った。ここで、エポキシプライマーには含浸・接着材と同種のものを用い、その塗布量はメーカーの推奨値である  $0.5\text{kg}/\text{m}^2$  とした。その後、12 時間程度経過して、プライマーの表面が硬化した時点で、常温硬化型エポキシ樹脂で 2 層のバサ

ルト繊維シートを含浸し、プライマーの表面に密着させ、脱泡ローラーで気泡を抜く手順で接着させた。そして、温度が 24~28°C、湿度が 50~70%となる室内で、7 日間養生したうえで両引き付着試験を実施した。バサルト繊維シートと含浸・接着材の体積比である繊維含有率 ( $V_f$ ) が引張特性に大きく影響していることがわかっているため、連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針<sup>24)</sup>を参考に、 $V_f$ を 50%とすることを目安とした。

供試体両端部の鋼ボルトを 2000kN 万能試験機に接続し、前述の荷重速度で引張試験を行った。試験時の環境温度および湿度は空調管理されており、24~25°C、50~60%であった。実験に際して計測する項目（測定機器）は、荷重（試験機より出力）、FRP シート表面ひずみ（検長 5mm のひずみゲージをスリット部位置から順に 5, 50, 100, 125, 150, 175, 195mm 離れた箇所に設置）、そしてスリット部の拡張量（検長 50mm の  $\pi$  型変位計）とした。

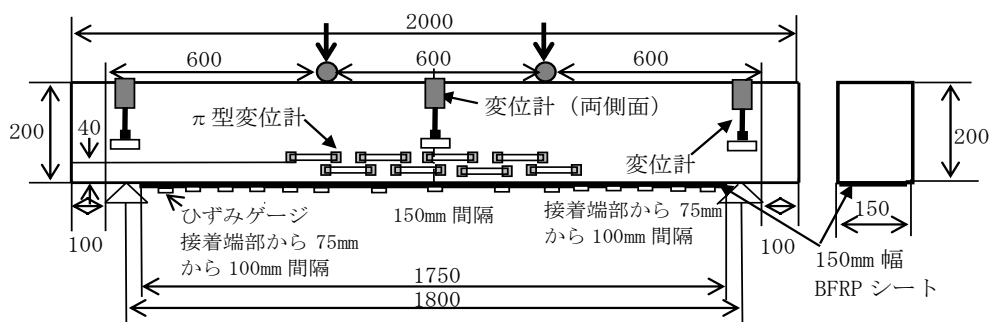


図 1.1.45 曲げ試験供試体の寸法図

表 1.1.22 BFRP シートの物性値一覧（梁の曲げ試験）

特性	値
引張強度 $\sigma_f$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ , メーカー値)	1900
引張弾性率 $E_f$ ( $\text{kN}/\text{mm}^2$ , メーカー値)	90
破断伸度 $\epsilon_f (= \sigma_f / E_f)$ ( $\mu$ )	21111
目付量 ( $\text{g}/\text{m}^2$ )	670
1 層あたり換算厚さ $t_f$ (mm)	0.256
$E_f \cdot t_f$ ( $\text{kN}/\text{mm}$ ) (長手方向のみ, 1 層あたり)	23.0

BFRP シートを接着したコンクリートの曲げ試験体の寸法図を図 1.1.45 に示す。供試体母材は断面 150mm×200mm、全長 2000mm の直方体形状のコンクリート塊であり、コンクリートの設計圧縮強度は両引き付着試験と同様の  $21\text{N}/\text{mm}^2$  とした。その底面に 150mm 幅の FRP シートを 1750mm 長さで接着した。曲げ試験における支点間隔は 1800mm であり、載荷点間隔は 600mm とし、3 等分点の 4 点曲げ試験を行った。コンクリートの表面処理は前節に述べた方法と同様に行った。その上で、幅 150mm、全長 1750mm、1 層のバサルト繊維シートをコンクリート梁下面の表面にエポキシ樹脂で接着した。用いたバサルト繊維シ



トの物性を表 1.1.22 に示す。その後、7 日間常温で放置し、エポキシ樹脂が硬化したうえで実験を行った。

表 1.1.23 実験供試体一覧 (梁の曲げ試験)

供試体名	荷重速度 (最大 BFRP シートひずみで表して $\mu/s$ )
N	50
BF-S1	50
BF-S2	50
BF-S3	50
BF-H	1949

350kN 油圧ジャッキと载荷フレームを用い、静的载荷試験 (荷重増加時に、最大 BFRP シートひずみで  $50\mu/s$ ) および高速载荷試験 (最大 BFRP シートひずみで  $1949\mu/s$ ) を行った。この荷重速度のレベルは大規模地震や物体の衝突には対応しないが、本研究では、荷重速度の影響評価を行うことに主眼を置くこととする。実験供試体の一覧を表 1.1.23 に示す。静的試験においては、約 10kN ごとの漸増载荷とし、その都度ひび割れの目視確認を行った。試験時の環境温度および湿度は空調管理されており、 $25\sim 27^{\circ}C$ 、 $50\sim 60\%$ であった。実験に際して計測する項目 (測定機器) は、荷重 (ロードセル)、たわみ (供試体の長手方向の中央部、供試体断面方向の両側面に設置した変位計 2 点の平均値から両支点における変形量を差し引いた値)、FRP シート表面ひずみ (検長 5mm のひずみゲージ 15 本)、そしてひび割れ幅 (検長 100mm の  $\pi$  型変位計 8 本、ひび割れ個所における  $\pi$  型変位計の値の平均値) とした。

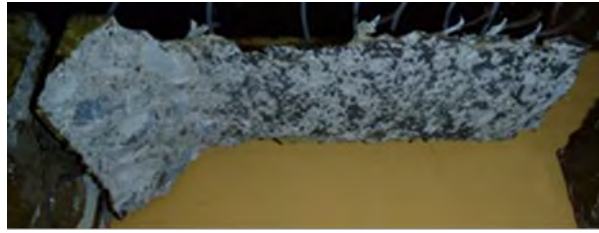
### (3) 実験結果と考察

両引き付着試験において、スリット部近傍から接着端部に向かって BFRP シートの剥離が進展する様子がいずれの供試体についても確認された。ただし、ひずみ速度が大きいほどコンクリートの深い箇所において剥離が進展している様子が図 1.1.46 に示すように見られた。一方、最大荷重と BFRP シートの剥離直前における最大ひずみは、表 1.1.24 に示すように、ひずみ速度が大きいほど大きくなる傾向が見られた。その傾向を明確化するために、ひずみ速度  $\Delta\varepsilon$  と BFRP シートの最大ひずみ  $\varepsilon_{\max}$  の関係を図 1.1.47 に示す。この関係を単回帰近似すると、下記の式(1.1.11)のように表される。

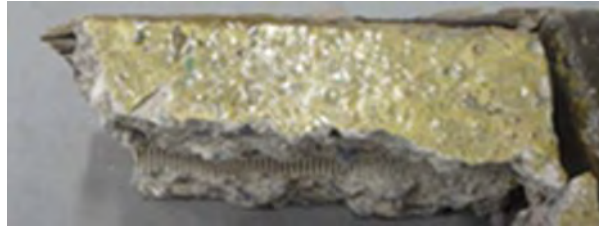
$$\varepsilon_{\max} = 750 \log \Delta\varepsilon + 9525 \quad (1.1.11)$$

この結果を次節における BFRP シート剥離直前における荷重の算定に用いる。

荷重-変位の関係を図 1.1.48 に示す。N については、载荷点直下にひび割れが発生し、2 分したため、実験を終了した。BF-S1~S3 については、ひび割れ発生直後に荷重-変位関係が大きく変化している。これは、供試体の引張縁における引張応力のコンクリート負担



(1) DS-57 $\mu$ /s



(2) DS-8098 $\mu$ /s

図 1.1.46 BFRP シート剥離後の様子

表 1.1.24 両引き付着試験結果一覧

供試体名	最大荷重 (kN)	BFRP シート最大ひずみ ( $\mu$ )
DS-57 $\mu$ /s	27.5	12662
DS-3221 $\mu$ /s	26.5	15032
DS-8098 $\mu$ /s	33.9	16729

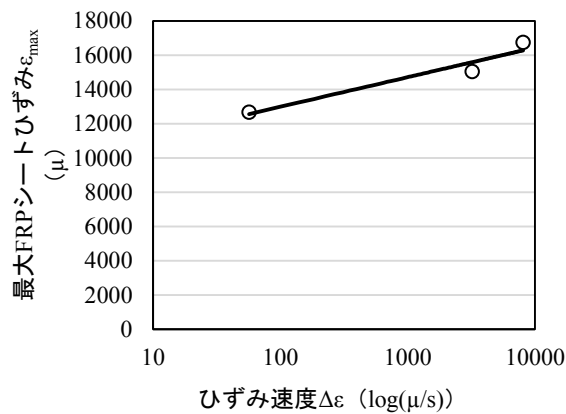


図 1.1.47 ひずみ速度と BFRP シート最大ひずみの関係

分がひび割れとともに BFRP シートに再分配されたためと考えられる。その後、複数本のひび割れが生じた後、図 1.1.49 に示すように、荷重点直下に生じた曲げひび割れから接着端部に向かって剥離が進展し、完全に剥離した後、実験を終了した。BF-H については、BF-S1 ~S3 と同様の挙動を示した。次に、ひび割れ発生荷重および最大荷重について比較すると、

BF-H のいずれの値も BF-S1～S3 の値に対して 1.2 倍程度に向上している。これは、荷重速度が大きいほどコンクリートの圧縮強度やヤング率，引張強度が高まったためであると考えられる。これについて，次項で梁の曲げ耐力を検討するうえで，CEB-FIP モデル<sup>29)</sup>に基づき考慮する。

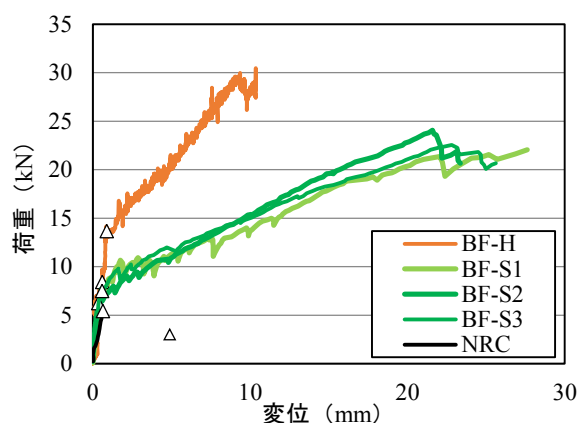


図 1.1.48 荷重－変位関係



図 1.1.49 BFRP シート剥離の様子 (BF-H)

荷重-ひび割れ幅の関係を図 1.1.50 に示す。例えばひび割れ幅が 0.2mm のときの BF-S1～S3 と BF-H の荷重を比較すると，BF-S1～S3 より BF-H の方が荷重が 1.5 倍となっている。よって，荷重速度が大きいほど，同等のひび割れ幅で比較したときの荷重が高くなっている。これは，荷重速度が大きいほど，コンクリートおよび BFRP シートのヤング率が高まるため，コンクリートの変形が抑制されるとともに，BFRP シートによる拘束力が高まるためであると考えられる。一方，ひび割れ分布を図 1.1.51 に示す。N を除くすべての供試体で平均ひび割れ間隔は 110mm 程度であった。また，赤線で示したひび割れは，BFRP シート剥離の起点となったものであり，BFRP シート剥離の起点となるひび割れは，載荷点近傍の曲げひび割れであることがわかる。以上のように，ひび割れ分布に対するひずみ速度の影響は確認されなかった。

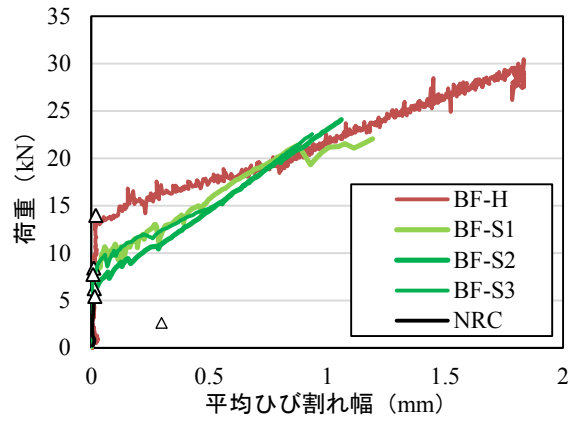


図 1. 1. 50 荷重－ひび割れ幅の関係

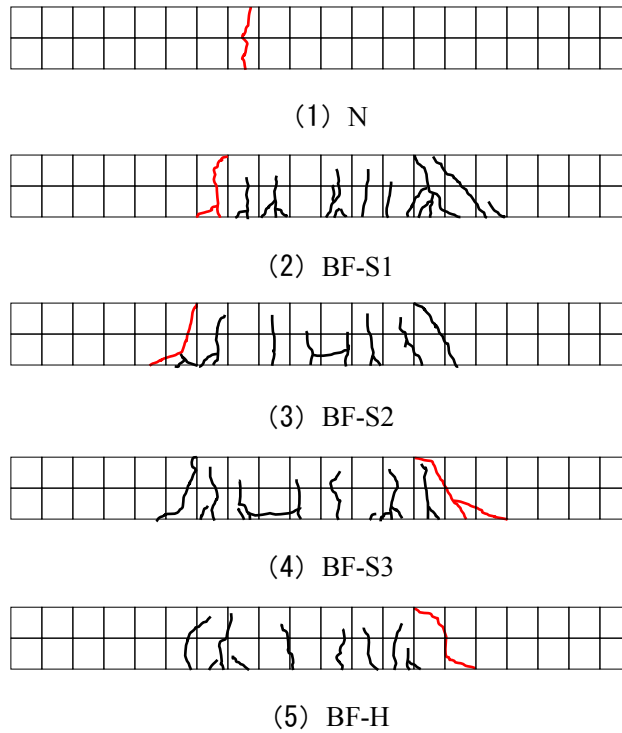


図 1. 1. 51 ひび割れ分布

BFRP シートひずみ分布を図 1. 1. 52～図 1. 1. 55 に示す。いずれの供試体においても、載荷点近傍において卓越したひずみが生じているが、支点方向に 100mm 程度離れた箇所では百  $\mu$  以下に収束している。BF-H においては、ひび割れ発生荷重が BF-S1～S3 より高く、ひび割れ発生直後の 15kN でも、BFRP シートに生じるひずみは小さい。

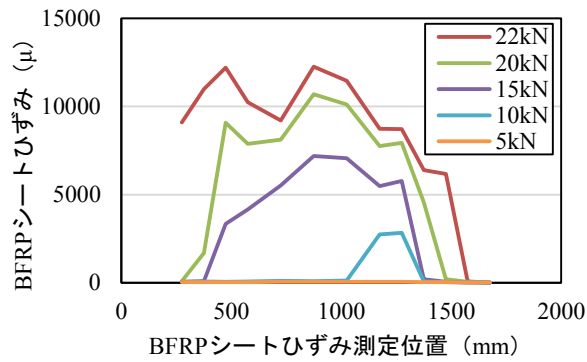


図 1.1.52 BFRP シートひずみ分布 (BF-S1)

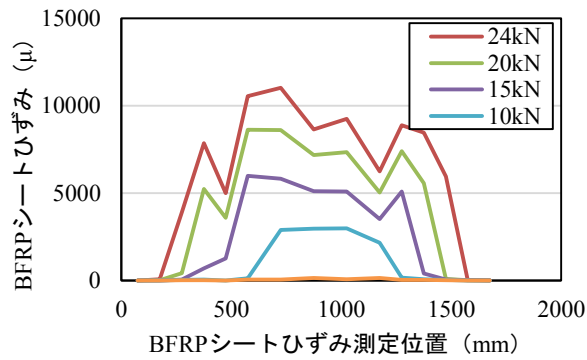


図 1.1.53 BFRP シートひずみ分布 (BF-S2)

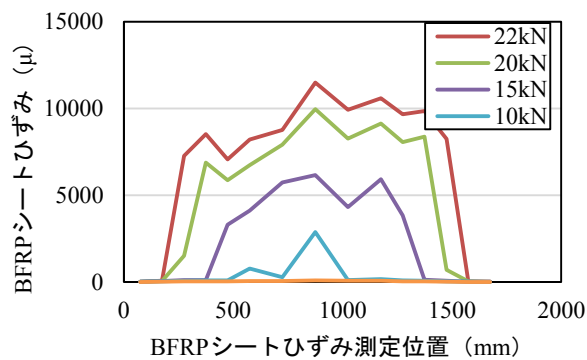


図 1.1.54 BFRP シートひずみ分布 (BF-S3)

荷重-コンクリート圧縮縁ひずみの関係を図 1.1.56 に示す。ひび割れ発生前後で傾きが小さくなる挙動は BF-H と BF-S1～S3 で類似しているが、BF-H では、BF-S1～S3 より全体的に荷重が高くなっている。最大ひずみは $-1218\mu$ であり、コンクリートの最大圧縮ひずみには至っていないことから、BFRP シートの剥離の進展が、コンクリートの圧縮破壊より先行していることがわかる。



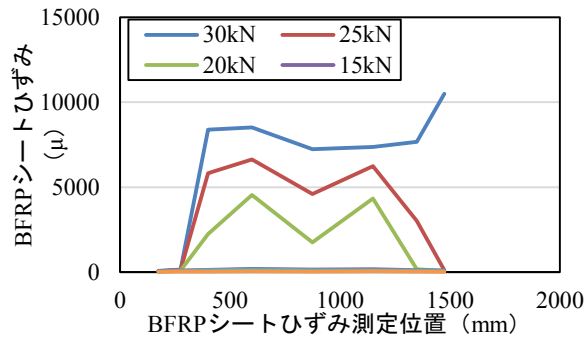


図 1.1.55 BFRP シートひずみ分布 (BF-H)

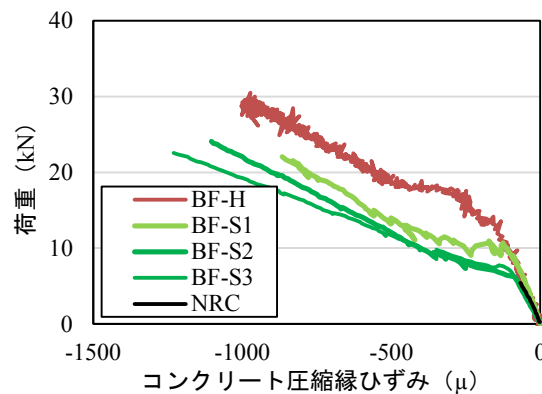


図 1.1.56 荷重－コンクリート圧縮縁ひずみの関係

#### (4) BFRPシート接着補強コンクリート梁の曲げ挙動に関する算定評価

既往の曲げ理論を活用した簡易算定方法により、ひび割れ発生荷重と最大荷重を算定する。算定手順としては、まず、弾性係数比を各種材料の断面積に乘じ、コンクリートに換算する。ここで、BFRPシートとコンクリートの弾性係数比は  $n_f = E_f / E_c$  とした。次に、式(1.1.12)から中立軸位置  $h_c$  を求める。

$$h_c = \frac{A_c h_c + A_f h (n_f - 1)}{A_{total}} \quad (1.1.12)$$

ここで、 $A_c$  はコンクリートの断面積、 $h_c$  はコンクリート圧縮縁における応力の図心位置までの距離、 $A_f$  はBFRPシートの断面積、そして  $h$  は梁せいとする。なお、 $A_{total}$  は以下の式(1.1.13)から求められる。

$$A_{total} = A_c + A_f n_f \quad (1.1.13)$$

そして、ひび割れ発生荷重  $P_{cr}$  は式(1.1.14)から算出される。

$$P_{cr} = \frac{2 \cdot I_g \cdot f_t}{L \cdot h_c} \quad (1.1.14)$$

ここで、 $I_g$  は断面二次モーメント、 $f_t$  はコンクリートの引張強度、そして  $L$  は支点と載荷点の間隔とする。BF-H の算定にあたっては、高速荷重の影響によるコンクリートのヤング率

と引張強度の増倍を考慮する。CEB-FIP コード<sup>29)</sup>において、ひずみ速度とコンクリートのヤング率や引張強度の関係がモデル化されている。本研究では、高速荷重による増倍率を、コンクリートのヤング率については式(1.1.15)、引張強度については式(1.1.16)に基づき算出する。

$$\frac{E_{c,imp}}{E_{ci}} = \left( \frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon'_{co}} \right)^{0.026} \quad (1.1.15)$$

ここで、 $E_{c,imp}$ は高速荷重負荷時の縦弾性係数、 $E_{ci}$ はコンクリートの静的縦弾性係数、 $\varepsilon'_c$ はひずみ速度 ( $s^{-1}$ )、そして  $\varepsilon'_{co}$  は  $-30 \times 10^{-6} s^{-1}$  とする。

$$\frac{f_{ct,imp}}{f_{ctm}} = \beta_s \left( \frac{\varepsilon'_{ct}}{\varepsilon'_{cto}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (1.1.16)$$

$$\log \beta_s = 7.112 \delta_s - 2.33 \quad (1.1.17)$$

$$\delta_s = \frac{1}{10 + 6 f_{cm} / f_{cmo}} \quad (1.1.18)$$

ここで、 $f_{ct,imp}$ は高速荷重負荷時の引張強度、 $f_{ctm}$ はコンクリートの静的引張強度 ( $=f_t$ )、 $f_{cmo}$ は  $10 N/mm^2$  とする。

平面保持の仮定のもと、ひずみ分布は線形分布とした。まず、前出の図 1.1.47 に示した BFRP シートの剥離ひずみと荷重速度の関係から、BFRP シートの剥離直前におけるひずみ  $\varepsilon_f$  を読み取り、相似則に基づき圧縮縁ひずみ  $\varepsilon'_c$  を算出した。次に、これらのひずみ力のつり合い条件から中立軸位置  $h_c$  を算出した。また、コンクリートの応力分布は 3 角形分布とし、 $C_c$  の作用位置  $y$  を求めた。以上の算出結果を式(1.1.19)に入力して、BFRP シート剥離直前における最大モーメントを算出し、荷重に換算することで BFRP シート剥離直前の荷重を算出した。

$$M_{sy} = \varepsilon_f E_f A_f (h - y) \quad (1.1.19)$$

ここで、 $\varepsilon_f$  は BFRP シートの剥離直前のひずみ、 $E_f$  は BFRP シートのヤング率である。

前出の表 1.1.24 および表 1.1.25 に示した値を用い、ひび割れ発生荷重および BFRP シート剥離直前の荷重の算定を行った。その結果を表 1.1.26 に示す。

表 1.1.25 算定に用いた値の一覧

係数	値	単位
$f_t$	1.91	$N/mm^2$
$A_c$	30,000	$mm^2$
$A_f$	38.4	$mm^2$
$\varepsilon'_{co}$	$-30 \times 10^{-6}$	$s^{-1}$
$f_{cmo}$	10	$N/mm^2$

表 1.1.26 算定結果一覧

供試体名	ひび割れ発生荷重 (kN)		BFRP シート剥離直前の荷重 (kN)	
	実験値	算定値	実験値	算定値
N	5.4	6.2	—	—
BF-S1	6.2	6.3	21.4	23.2
BF-S2	6.3	6.3	24.1	23.2
BF-S3	7.4	6.3	22.6	23.2
BF-H	13.9	11.8	30.0	27.5

両者とも、実験値と算定値が類似していることから、本研究で実施した曲げ理論に基づく算定により、実験結果を評価することができることが明確となった。

### 1.1.6 バサルト繊維ロッド補強材とコンクリートの付着メカニズムの解明

#### (1) はじめに

バサルト繊維複合ロッド材 (BFRP ロッド) を緊張状態でコンクリート表面に接着する補強技術の開発が進められている<sup>33)</sup>。この技術においては、導入緊張力が集中する接着端部における、BFRP ロッドの付着強さを向上させることが重要であり、面状のバサルト繊維複合シート材 (BFRP シート) をコンクリートに事前に接着することにより、BFRP ロッドの付着強さの向上を図っているが、既提案の評価式の適用性については検証されていない。本研究では、新たに両引き付着試験を行い、既提案の評価式の適用性を検証した。

#### (2) 実験方法

コンクリートライブラリー101 (土木学会編)、「連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針」<sup>24)</sup>に掲載されている試験方法 (JSCE-E543-2001) に示されている、100mm×100mm×300mm 供試体を 2 つ付け合わせた形状の供試体を作製し、その両側面に BFRP ロッドを接着した。供試体の詳細な寸法を図 1.1.57 に示す。BFRP ロッドの接着前に、コンクリートとの接着面積の拡張を目的として、事前に BFRP シート (先貼シートと呼称) を接着した。また、BFRP ロッド側面の接着面積の拡張と接着層の座屈防止を目的として、ポリマーセメントモルタルにより BFRP ロッド側面を補強した。

両引き付着試験は 350kN センターホールジャッキと鋼製フレームより成る引張試験装置により、荷重速度 5kN/min で行った。試験における計測項目は、200kN センターホールロードセルによる荷重と、スリット部から 5mm の位置から 15mm 毎に設置した、検長 5mm のひずみゲージによるひずみとした。接着面の表面処理としては、ダイヤモンドサンダーによる研磨、およびエタノールを浸み込ませたウェスによる洗浄を行った。その後、プライマーを 400g/m<sup>2</sup> の割合で塗布し、12 時間経過後にポリマーセメントモルタル、さらに 6

時間経過後に BFRP ロッドの接着を行った。そして、3 日間常温で静置したうえで、両引き付着試験を行った。

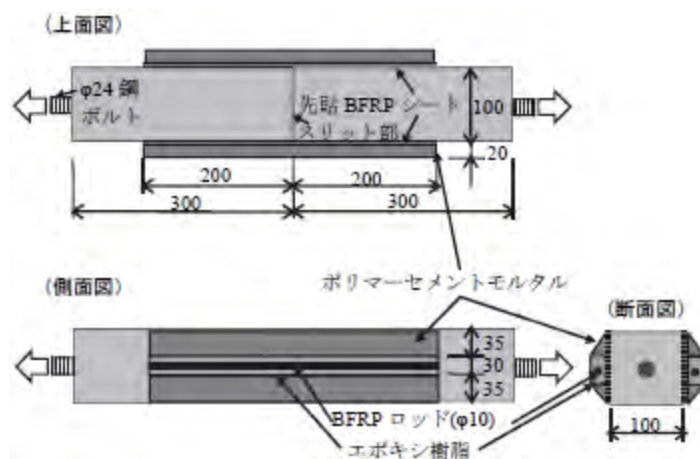


図 1.1.57 両引き付着試験供試体の詳細寸法

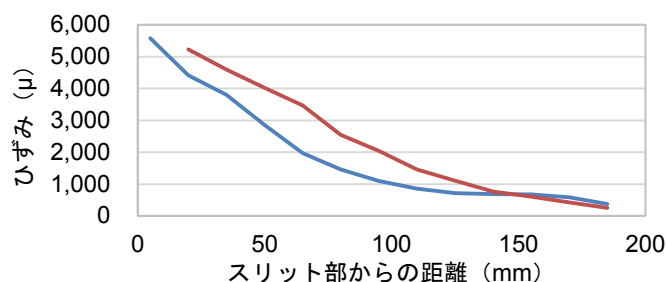


図 1.1.58 剥離直前における BFRP ロッドのひずみ分布

### (3) 実験結果と考察

両引き付着試験において、荷重増加とともに、図 1.1.58 に示すようにスリット部周辺に卓越したひずみが生じ、増加した。荷重増加中には剥離音はなく、写真 1.1.3.1 に示すようにコンクリートのかぶり箇所において生じた剥離は、荷重が 66.2kN に達したときに脆性的に生じた。この最大荷重を BFRP ロッドの断面積で（エポキシ樹脂部分にバサルト繊維との引張弾性係数の比を考慮して）除することで、BFRP ロッドの最大引張応力を算出すると  $543\text{N/mm}^2$  となる。図 1.1.58 に示したひずみ分布からせん断応力を算出し、その分布を図 1.1.59 に示す。図 1.1.60 に示すように、剥離は付け合わせた供試体の一方でのみ生じたため、その剥離が生じた供試体の両面の BFRP ロッドに生じたひずみ分布を示した。また、図 1.1.58 に示したひずみ分布から、ひずみ差に BFRP ロッドと先貼 BFRP シートの引張弾性係数、および、エポキシ樹脂部分に引張弾性係数比を考慮して換算した断面積を乗じて、

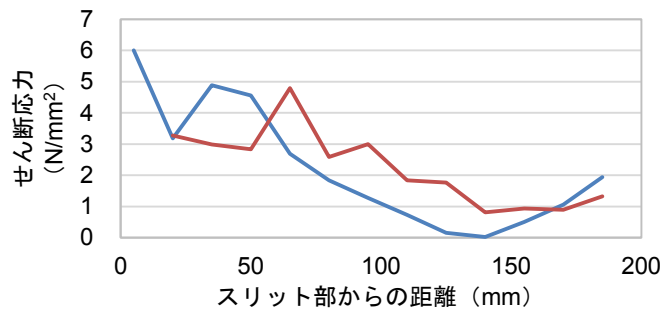


図 1.1.59 剥離直前におけるせん断応力分布



図 1.1.60 剥離後の様子

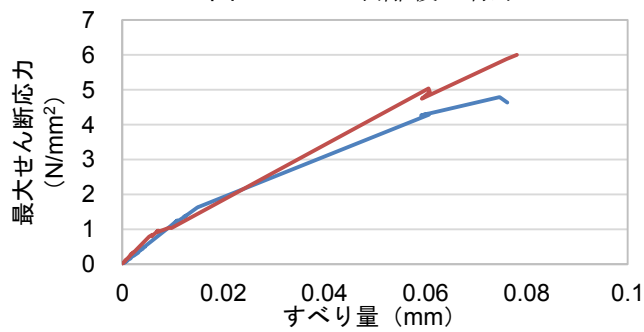


図 1.1.61 最大せん断応力とすべり量の関係

荷重レベル毎にすべり量を算出した。最大せん断応力とすべり量の関係を図 1.1.61 に示す。その傾きは接着界面のせん断剛性 ( $k_s$ ) とされており、最小二乗法により線形近似した場合に、それぞれ 78N/mm, 66N/mm である。さらに、これらのラインとすべり量軸に囲まれた箇所の面積は、付着強さの指標として知られる剥離破壊エネルギー ( $G_p$ ) を意味するとされている。算出すると、剥離した 2 つの面で、それぞれ 0.94N/mm, 0.83N/mm であった。

#### (4) 既提案の評価式の適用性の検証

これまでの研究<sup>33)</sup>において、両引き付着試験により接着端部に生じるせん断応力の評価式を、式 (1.1.20) ～式 (1.1.22) に示すように提案した。

$$\sigma_p < \frac{\tanh(\beta_1 x)}{k_1} \sqrt{\frac{2G_f E_f b_f}{A_{ff} + n_{fa}(A_{fa} + A_a)}} \quad (1.1.20)$$

$$n_{fa} = \frac{E_a}{E_f} \quad (1.1.21)$$



$$\beta_1 = \sqrt{\frac{k_s}{E_f t_f}} \quad (1.1.22)$$

ここで、 $\sigma_p$ : 導入可能緊張応力 (N/mm<sup>2</sup>)、 $k_l$ : 安全係数 (ここでは 1.0)、 $E_f$ : BFRP の弾性係数 (90,000 N/mm<sup>2</sup>)、 $b_f$ : BFRP の幅 (100 mm)、 $A_{ff}$ : BFRP ロッドに含まれるバサルト繊維の断面積 (51 mm<sup>2</sup>)、 $A_{fa}$ : BFRP ロッドに含まれる樹脂の断面積 (27.5 mm<sup>2</sup>)、 $A_a$ : BFRP ロッド周囲にある樹脂の断面積 (574.5 mm<sup>2</sup>)、 $E_a$ : 樹脂の引張弾性係数 (1500 N/mm<sup>2</sup>)、 $t_f$ :  $A_{ff} + n_{fa}(A_{fa} + A_a)$  を  $b_f$  で除して求めた BFRP の換算厚さ (0.61 mm) である。

実験結果から、 $k_s$  に 66N/mm、 $G_f$  に 0.83N/mm をそれぞれ入力して  $\sigma_p$  の最小値を算出すると、495N/mm<sup>2</sup> となる。この値と両引き付着試験において剥離が生じるときの BFRP ロッドの引張応力 (=543N/mm<sup>2</sup>、引張強度 (メーカー値の 28.6%)) は同義であるが、両者は同程度であった。よって、先貼 BFRP シートを設置したコンクリートに対する、BFRP ロッドの付着強さは、既提案の評価式を用いて評価できることが示唆された。

### 1.1 の参考文献

- 1) 森 翔吾, 葛 漢彬, 萩野勝哉, 康 瀾: 無補剛断面鋼製橋脚の延性き裂に対する簡易照査法の再検討—構造パラメータがひずみ集中補正係数に及ぼす影響—, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.69, No.4, pp.I\_517-I\_527, 2013 年 4 月。
- 2) Kang, L. and Ge, H.B.: Predicting Ductile Crack Initiation of Steel Bridge Structures Due to Extremely Low Cycle Fatigue Using Local and Nonlocal Models, Journal of Earthquake Engineering, Vol.17, No.3, pp.323-349, 2013.
- 3) Ge, H.B. and Kang, L.: Ductile Crack Initiation and Propagation in Steel Bridge Piers Subjected to Random Cyclic Loading, Engineering Structures, Vol.59, pp.809-820, 2014.
- 4) Kang, L. and Ge, H.B.: Predicting Ductile Crack Initiation in Steel Bridge Piers with Unstiffened Box Section under Specific Cyclic Loadings using Detailed and Simplified Evaluation Methods, International Journal of Advances in Structural Engineering, Vol.18, No.9, pp.1427-1442, 2015.
- 5) Ge, H.B. and Kang, L.: Extremely Low Cycle Fatigue Tests of Thick-walled Steel Bridge Piers, Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol.18, No.9, pp.858-870, 2013.
- 6) Ge, H.B., Kang, L. and Hayami, K.: Recent Research Developments in Ductile Fracture of Steel Bridge Structures, Journal of Earthquake and Tsunami, Vol.7, No.3, pp.1350021-1-1350021-27, 2013.
- 7) 速水 景, 葛 漢彬, 羽田 新輝, 森 翔吾, 鈴木 俊光: 小さなフィレットを有する鋼製橋脚隅角部の未溶着高さが延性破壊に及ぼす影響, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.69, No.4, pp.I\_429-I\_439, 2013 年 4 月。

- 8) 羽田 新輝, 葛 漢彬, 速水 景, 鈴木 俊光: 溶接脚長および溶け込み深さが鋼製橋脚隅角部の延性き裂発生・進展に及ぼす影響, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.69, No.4, pp. I\_989-I\_1001, 2013 年 4 月。
- 9) 羽田 新輝, 葛 漢彬: 異なる未溶着高さを有する鋼製橋脚隅角部の耐震性能に及ぼす十字継手部の溶接ビード脚長とフィレット半径の影響に関する研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.70, No.4, pp. I\_140-I\_149, 2014 年 7 月。
- 10) 加藤弘務, 葛 漢彬, 羽田新輝: ルートギャップを有さない継手溶接部の未溶着比率が鋼製橋脚隅角部の延性き裂発生・進展に及ぼす影響, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.71, No.4, pp. I\_349-I\_362, 2015 年 9 月。
- 11) Jia, L.J., Ge, H.B. and Suzuki, T.: Effect of Post Weld Treatment on Cracking Behaviors of Beam-Column Connections in Steel Bridge Piers, *Steel & Composite Structures*, Vol.17, No.5, pp.687-704, 2014.
- 12) Jia, L.J., Ge, H.B., Suzuki, T. and Luo, X.Q.: Experimental Study on Cracking of Thick-walled Welded Beam-column Connections with Incomplete Penetration in Steel Bridge Piers, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol.20, No.9, pp.04014072-1-04014072-9, 2014.
- 13) Jia, L.J., Ikai, T., Ge, H.B., and Hada, S.: Seismic performance of compact beam-column connections with welding defects in steel bridge piers, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, pp.04016137-1-16 (Published online: November 29, 2016).
- 14) 加藤友哉, 康 瀾, 葛 漢彬: 溶接継手の破壊メカニズムの解明に関する基礎的研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.71, No.4, pp. I\_363-I\_375, 2015 年 9 月。
- 15) Kang, L., Ge, H.B. and Kato, T.: Experimental and Ductile Fracture Model Study of Single-Groove Welded Joints under Monotonic Loading, *Engineering Structures*, Vol.85, No.2, pp.36-51, 2015.
- 16) Kang, L., Ge, H.B., and Fang, X.: An Improved Ductile Fracture Model for Structural Steels Considering Effect of High Stress Triaxiality, *Construction and Building Materials*, Vol.115, pp.634-650, 2016.
- 17) 加藤友哉, 猪飼豊樹, 山口雄涼, 賈良玖, 葛 漢彬: T 型溶接継手の延性き裂発生メカニズムの解明に関する実験的研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.72, No.4, pp.I\_634-I\_645, 2016 年。
- 18) Jia, L.J., Ikai, T., Kang, L., Ge, H.B., and Kato, T.: Ductile Cracking Simulation Procedure for Welded Joints under Monotonic Tension, *Structural Engineering and Mechanics*, An International Journal, Vol.60, No.1, pp.51-69, 2016.
- 19) 篠原一輝, 賈良玖, 加藤弘務, 葛 漢彬: せん断応力と引張応力が作用する鋼材の延性破壊メカニズムの解明に関する研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.71, No.4, pp. I\_337-I\_348, 2015 年 9 月。

- 20) Jia, L.J., Ge, H.B., Shinohara, K., and Kato, H.: Experimental and Numerical Study on Ductile Fracture of Structural Steels under Combined Shear and Tension, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 21, No.5, pp.04016008-1- 04016008-18, 2016.
- 21) Jia, L.J., Ikai, T., Shinohara, K., and Ge, H.B.: Ductile Crack Initiation and Propagation of Structural Steels under Cyclic Combined Shear and Normal Stress Loading, *Construction and Building Materials*, Vol.112, No.1 pp.69-83, 2016.
- 22) 篠原一輝, 賈良玖, 葛 漢彬: せん断応力と引張応力が繰り返して作用する鋼材の延性破壊メカニズムの解明に関する研究 (投稿予定)。
- 23) (社) 日本コンクリート工学協会, 連続繊維補強コンクリート研究委員会報告書 (II), 1998.5.
- 24) (社) 土木学会, 連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針, 2000.7.
- 25) X.Z. Lu, J.G. Teng, L.P. Ye, J.J. Jiang: Bond slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete, *Engineering Structures*, Vol.27, No.6, pp.938-950, Apr.2005.
- 26) National Research Council (NRC), Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures, CNR-DT200, Rome, Jul.2004.
- 27) Teng, J.G., Smith, S.T., Yao, J., and Chen, J.F., Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs, *Constr. Build. Mater.*, Vol.17, iss.6, pp.447-462, Sep./Oct.2003.
- 28) The International Federation for Structural Concrete (fib), Externally bonded FRP reinforcement for RC structures, Bulletin 14, Oct. 2001.
- 29) CEB-FIP MODEL CODE 1990, Design code, 1990.
- 30) Wu, Z.S., and Niu, H.D., Prediction of crack-induced debonding failure in R/C structures flexurally strengthened with externally bonded FRP composites, *JSCE J. Materials, Concrete Structures, and Pavements*, Vol.63, No.4, pp.620-639, Dec.2007.
- 31) 吉澤弘之, 呉 智深, 袁 鴻, 金久保利之, 連続繊維シートとコンクリートの付着挙動に関する検討, *土木学会論文集*, Vol.662, V-49, pp.105-119, 2000.1.
- 32) 岩下健太郎, 佐藤大地, 馬場 進, 松本信行: バサルト繊維シートとコンクリートの付着特性, *コンクリート工学年次論文集*, 日本コンクリート工学会, Vol.36, No.1, pp.1912-1917, 2014.7.
- 33) 岩下健太郎, 森祐樹, 八木洋介, 吉田光秀, 緊張状態で接着された BFRP ロッドの接着端部に集中するせん断応力の評価, *プレストレストコンクリート工学会, 第 23 回シンポジウム論文集*, pp.583-588, 2014.10.

## 1.2 修復性に基づく損傷制御構造物の動的応答と制御設計法の確立

### 1.2.1 高性能制震ダンパーの開発

#### (1) BRRP制震ダンパー

制震橋における制震ダンパーは、(a)既存の部材・部品を置換する、(b)上部構造と下部構造をつなぐ、(c)隣接桁をつなぐ、等の方法により既設橋梁に付与される。本研究は、「(b)上部構造と下部構造をつなぐ制震ダンパー」の開発を目指したものである。この目的のために、従来はせん断パネルダンパー(SPD)が多用されてきた。本研究では図 1.2.1 に示すように、波形鋼板(芯材)を拘束材で面外座屈防止し、移動端の繰り返し水平荷重によって芯材が軸降伏する制震ダンパー(**Buckling restrained rippled plate damper, BRRP** と略称する)を開発する。BRRP は、座屈拘束ブレース(BRB)の線状芯材を面状芯材に置き換えたものと見なすことができるが、後述のように、力学的な挙動は必ずしも同じではない。このダンパーの想定 Pushover (圧縮) 挙動は、図 1.2.2 に示すように、レベル 1 (L1) 地震動に対して弾性、レベル 2 (L2)地震動に対しては芯材が弾塑性変形、それを越える地震動 (L3) による圧縮力に対しては拘束材が弾塑性変形してエネルギー吸収をする。このような機能を持つ BRRP を桁両端に図 1.2.3 のように設置することにより、L2 地震動を超える橋軸方向地震動に対する余剰耐震性を担保したダンパーシステムが構築できる。なお、このダンパーは、図 1.2.3 に例示するように、桁橋端部の 2 方向に取り付け、橋軸および橋軸直角方向の桁端の動きに対して制震ダンパーとして機能する。

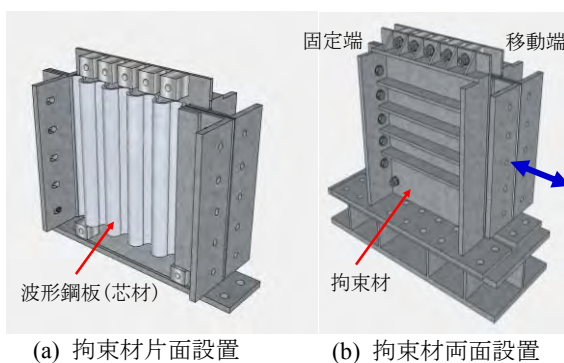


図 1.2.1 BRRP ダンパー

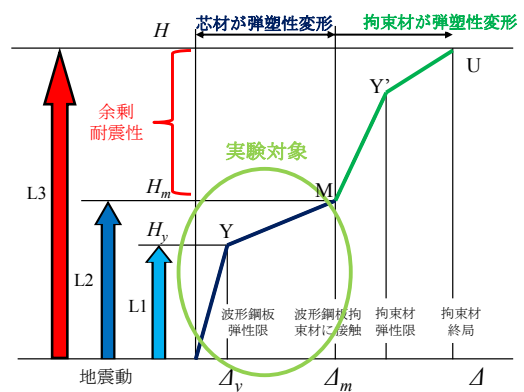


図 1.2.2 BRRP 制震ダンパーの想定 Pushover 挙動

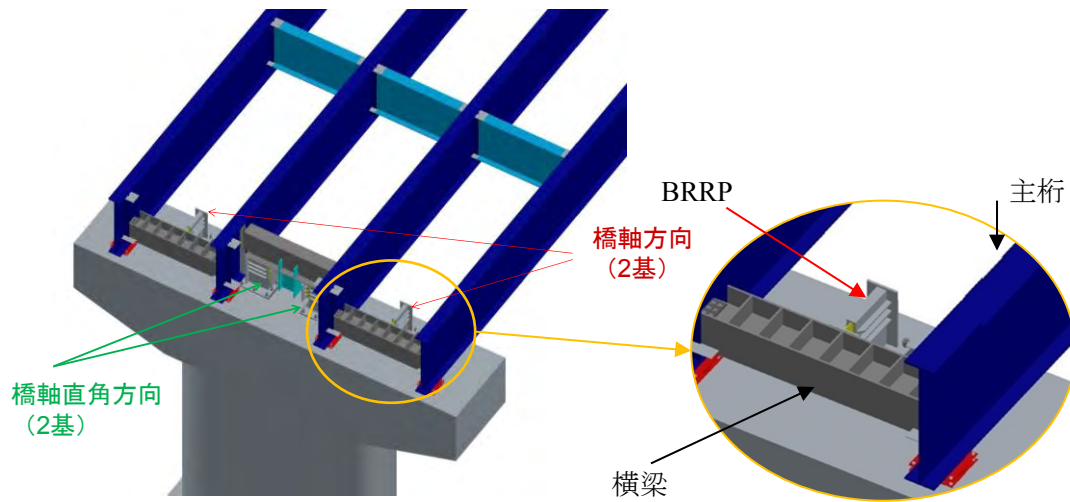


図 1.2.3 BRRP 制震ダンパーの設置

表 1.2.1 実験供試体諸元

No.	供試体名	$r/t$	$t$ (mm)	隙間量 (mm)	$L_0$ (mm)	$\Delta_m$ (mm)	$\Delta_{y0}$ (mm)	$2A$ (mm)	$d/2A$	载荷条件	
1	BRRP-2.5-151-CY	2.5	25	$d=192$ $d_0=8$	710	40	7.0	151	1.27	変動変位 振幅	
2	BRRP-2.5-151-LC						—				JR 鷹取 3回
3	BRRP-2.5-151-HY						—				

Note:  $r$ =波形の内径曲率半径,  $t$ =芯材の板厚,  $d$ =拘束材間の隙間,  $d_0$ =波形板外表面と拘束材内面の隙間,  $L_0$ =変形部長,  $\Delta_m$ =設計限界変位,  $\Delta_{y0}$ =载荷時に用いる降伏水平変位,  $2A$ =波形板中心線の波高

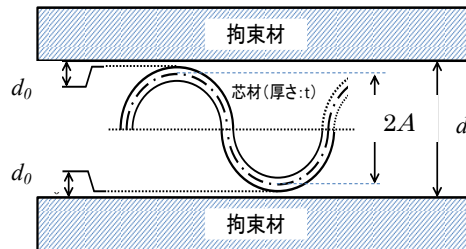


図 1.2.4 供試体詳細図

表 1.2.2 実験供試体 No.1 および No.2 が保有する性能

No.	供試体名	$\Delta_u/L_0$	$H_u$ (kN)		$\epsilon_u$ (%)		$CID_{lim}$		$\Sigma E_{lim}$ (kN・m)	
			引張	圧縮	引張	圧縮	実験	解析	実験	解析
1	BRRP-2.5-151-CY	0.0563	460	-430	4.39	-3.84	1.80	1.96	453	498
2	BRRP-2.5-151-LC	0.0563	487	-437	5.58	-4.66	5.40	5.76	1,306	1,466

Note:  $\Delta_u$ =最大水平変位(40mm),  $L_0$ =変形部長(710mm),  $\Delta_u/L_0$ =最大平均ひずみ,  $H_u$ =最大水平荷重,  $\epsilon_u$ =最大局部ひずみ,  $CID_{lim}$ =累積塑性変形の限界値,  $\Sigma E_{lim}$ =累積エネルギー吸収量の限界値



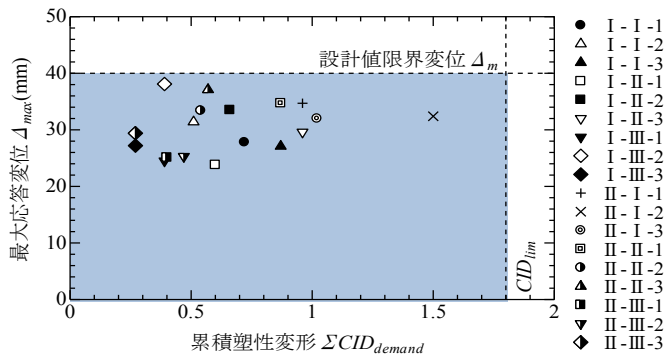


図 1.2.5 道路橋示方書 L2 地震動 18 波<sup>2)</sup>の応答値

表 1.2.3 実制震橋の応答値 ( $M=250 \times 10^3$  kg)

各桁端の BRRP 本数	$T$ (s)	応答値 (地震波: II-II-1)		
		$\Delta_{max}$ (mm)	$\Sigma CID_{demand}$	$\Sigma \Sigma E_{demand}$ (kN·m)
1	0.355	206	—	—
2	0.251	34.7	0.870	187.0

Note:  $M$ =桁の質量,  $T$ =固有周期,  $\Delta_{max}$ =桁の最大応答変位,  $\Sigma CID_{demand}$ =3回の地震動による  $CID_{demand}$  の総和,  $\Sigma \Sigma E_{demand}$ =3回の地震動による  $\Sigma E_{demand}$  の総和

BRRP が持つメリットは、移動端 (図 1.2.1) の水平変位  $\Delta$  から計算した平均ひずみ ( $\Delta/L_0$ , ここで  $L_0$  は変形部長) に比べ、局部的なひずみ (後述の波頂部凹面の軸方向ひずみ) が小さくなるという BRB, SPD には見られない逆転現象が生ずる。このことは、低サイクル疲労防止の観点から大きな利点である。

ここでは<sup>1)</sup>、例として実寸大 BRRP の実制震橋への適用を示す。支間長 27m 程度の実単純鋼桁橋 ( $M=250 \times 10^3$  kg とする) を対象に、応答値を変形限界 ( $\Delta_m=40$  mm), 低サイクル疲労限界 ( $CID_{lim}=1.80$ , 表 1.2.2) 内に収めるために必要な BRRP 基数を検討する。BRRP, 地震動はハイブリッド地震応答実験に用いたものと同じで、BRRP は No.3 供試体, 地震動は II-II-1 (JR 鷹取駅 NS 成分) を 3 回連続入力した。結果を表 1.2.3 に示す。表 1.2.3 より、桁端に 2 基ずつ BRRP を設置すれば、応答変位, 累積塑性変形はとも限界内に収まり、変形性能, 低サイクル疲労性能照査を満足することが分かる。ちなみに BRRP を 2 基設置した制震橋の固有周期は  $T=0.251$  秒である。

次に地震動 II-II-1 (JR 鷹取駅 NS 成分) に対して安全性が確認された、BRRP を 2 基両端に設置した実単純鋼桁橋 ( $M=250 \times 10^3$  kg) に道路橋示方書<sup>2)</sup>に規定されている L2 地震動 18 波を入力したときの最大応答変位  $\Delta_{max}$  と累積塑性変形  $CID_{demand}$  の関係を図 1.2.5 に示す。但し、図では、それぞれの地震動を 3 回連続して入力したことを想定して、横軸は  $\Sigma CID_{demand} \approx 3 \times CID_{demand}$  としてある。図 1.2.5 より、すべての地震動に対して変形性能, 低サイクル疲労性能照査を満足することが分かる。

次に<sup>3)</sup>、波形鋼板制震ダンパーの最適形状と復元力モデルについて述べる。波形鋼板制震ダンパーの芯材は、半波の同一形状の波形を周期的に長さ方向に加工したものである。その最適な形状を決定するために、半波あるいは1波の部分波形構造を取り上げて基本的な性状を検討する。

芯材の最適な形状とは、次の2つの条件を満たす波形形状であり、本検討ではこれらの条件を満たす芯材の形状決定方法について述べる。

a) 設計限界変位  $\Delta_m$  での局部ひずみ  $\varepsilon_{local}$  が、平均ひずみ  $\varepsilon_{ave}$  ( $=\Delta/L_0$ ) を下回る、即ち

$$\left. \frac{\varepsilon_{local}}{\varepsilon_{ave}} \right)_m \leq 1 \quad (1.2.1)$$

ここで、下添え字  $m$  は設計限界変位  $\Delta_m$  での値であることを示している。式(1.2.1)は高い低サイクル疲労性能を有する芯材の形状決定のために設ける条件である。本検討では、既存の研究<sup>4)7)</sup>を参考に  $\Delta_m=0.05L_0$ 、即ち  $(\varepsilon_{ave})_m=0.05$  としている。以降  $(\varepsilon_{ave})_m$  を「設計限界ひずみ」と呼び、 $\varepsilon_{local}/(\varepsilon_{ave})_m$  を「設計限界ひずみ比」と称する。設計限界ひずみは、制震ダンパーが保有する変形性能である。

b) 設計限界変位  $\Delta_m$  に対応する限界水平荷重  $H_m$  が所要耐力（目標耐力） $H_{req}$  を上回る、即ち

$$H_m \geq H_{req} \quad (1.2.2)$$

それぞれの項目に対する検討内容は、次節以降に述べる。検討の基本プロセスは次のようである。①1 スパンアーチモデルの弾性微小変位解から支配的なパラメータを抽出する。②それらを基に弾塑性域での支配パラメータを定める。③シェル要素による2 スパンアーチモデルの複合非線形解析により、最適形状条件 a) を満足する波形形状の算定式を決定する。④最適形状条件 b) の照査のための  $H_m$  の経験式を導く。⑤シェル要素による波形芯材の全体モデルの複合非線形解析により、③、④で求められた経験式の妥当性を検証する。

a) について、最もひずみの集中する箇所は、波形頂部の凹面であるので、局部ひずみ  $\varepsilon_{local}$  としてアーチ頂部凹面の軸方向ひずみを取り上げる。1 スパンアーチモデルの局部ひずみ  $\varepsilon_{local}$  と平均ひずみ  $\varepsilon_{ave}$  ( $=\Delta/L_0$ ) の比（「ひずみ比」と称する）は、軸力と曲げを考慮したアーチの弾性微小変位解析によって次のように求められる。

$$\left. \frac{\varepsilon_{local}}{\varepsilon_{ave}} \right)_{elastic} = f(R/t, \theta_0) \left[ 1 + 6 \left( \frac{R}{t} \right) (1 - \cos \theta_0) \right] \quad (1.2.3a)$$

$$f(R/t, \theta_0) = \frac{\frac{1}{11} \left( \frac{t}{R} \right)^2 \sin \theta_0}{-\frac{3}{4} \sin 2\theta_0 + \theta_0 \left( 1 + \frac{1}{2} \cos 2\theta_0 \right) + \left( \frac{1}{44} \right) \left( \frac{t}{R} \right)^2 (\sin 2\theta_0 + 2\theta_0)} \quad (1.2.3b)$$

ただし、断面2次モーメント  $I$  は、幅広の断面であることを考慮して、板の曲げ剛度の式から  $I=bt^3/12(1-\nu^2) \approx bt^3/11$  とした。ここで、 $\nu=0.3$  はポアソン比である。式(1.2.3)から、弾性域でのひずみ比は  $R/t$  と  $\theta_0$  の2つのパラメータの関数で表されることが分かる。

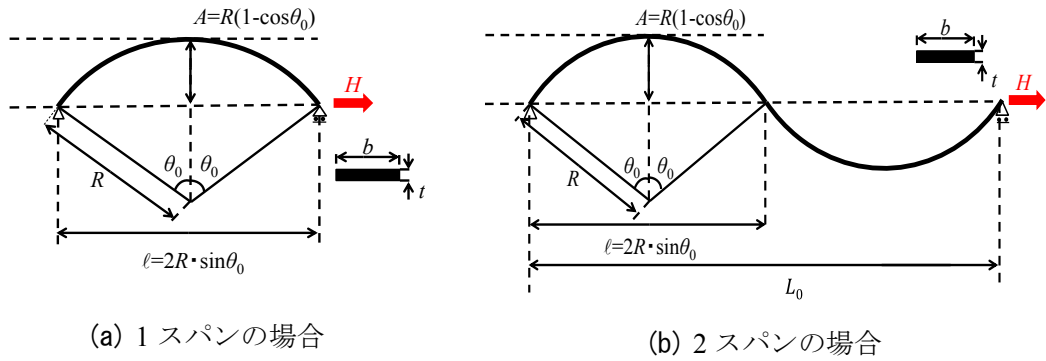


図 1.2.6 アーチモデル

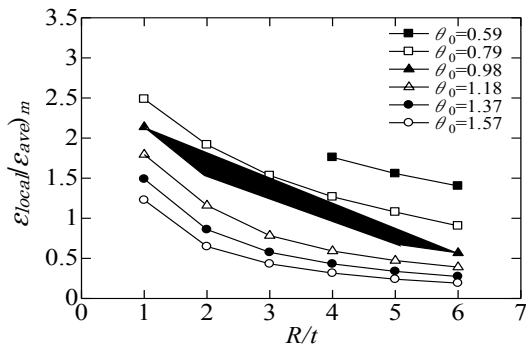


図 1.2.7  $\varepsilon_{local}/\varepsilon_{ave})_m - R/t$  関係

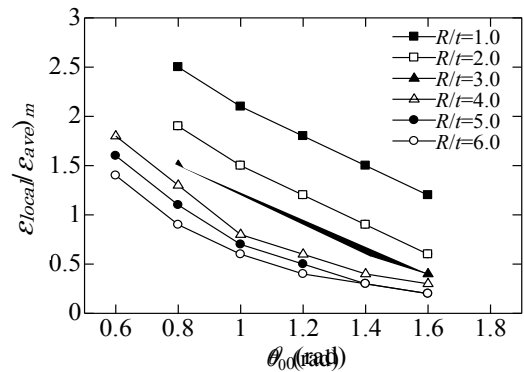


図 1.2.8  $\varepsilon_{local}/\varepsilon_{ave})_m - \theta_0$  関係

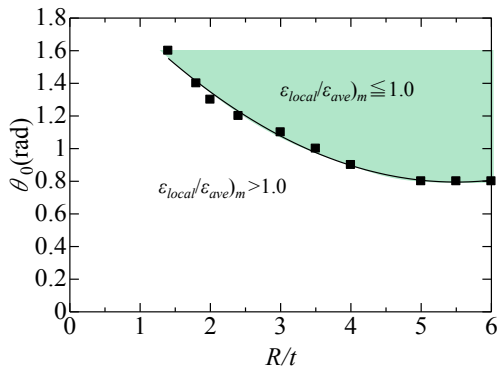


図 1.2.9 局部ひずみが平均ひずみより小さくなる領域 ( $1.37 \leq R/t \leq 6.0$ )

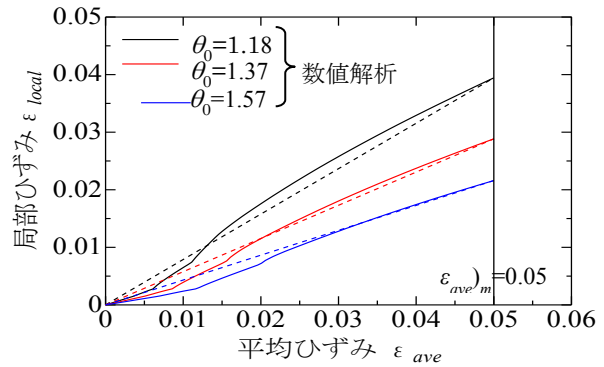


図 1.2.10  $\varepsilon_{local} - \varepsilon_{ave}$  関係 ( $R/t=3.0$ )

弾塑性域におけるひずみ比の支配的パラメータも  $R/t$  および  $\theta_0$  であるとする。これら 2 つのパラメータを変数として、シェル要素を用いた複合非線形解析により、2 スパンアーチモデル (図 1.2.6 (b)) の弾塑性域でのひずみ比の推移を  $\Delta_m$  まで算定する。供試体名の 1 番目の数値は  $R/t$  の値、2 番目の数値は  $\theta_0$  の値を示す。数値計算に用いた芯材のデータは、 $b=100\text{mm}$ ,  $t=16\text{mm}$  である。

図 1.2.7 および図 1.2.8 は、設計限界ひずみ比の数値解析結果を、パラメータ  $R/t$  および  $\theta_0$  に対してプロットしたものである。図 1.2.7 および図 1.2.8 より、ひずみ比は  $R/t$  あるい

は  $\theta_0$  が大きい程小さくなる事が分かる。図 1.2.7 あるいは図 1.2.8 から、 $\varepsilon_{local}/\varepsilon_{ave})_m=1.0$  となる  $R/t$  と  $\theta_0$  を抽出し、 $R/t$  を  $\theta_0$  に対してプロットしたものが図 1.2.9 の■印の点である。このプロットされた点を最小 2 乗法によって回帰式を求めると、 $\varepsilon_{local}/\varepsilon_{ave})_m \leq 1$  となる領域が次のように表される。

$$\theta_0 \geq \frac{1.84}{\sqrt{\frac{R}{t}}} \quad (1.37 \leq R/t \leq 6.0) \quad (1.2.4)$$

式(1.2.4)の適用範囲の下限値  $R/t=1.37$  は、その時に式(1.2.4)を満たすアーチの開角  $\theta_0$  の上限値が  $\pi/2$  になるように定めた。式(1.2.4)の領域 (図 1.2.9 の色つきの領域) では、 $\varepsilon_{local}/\varepsilon_{ave})_m \leq 1$  となり、最適な波形形状条件 a) を満たす  $R/t$  と  $\theta_0$  の値が決定される。

式(1.2.4)は設計限界ひずみ 0.05 で算定された式であるが、設計限界ひずみが 0.05 より小さいときもそのまま使用できることを以下に示す。図 1.2.10 の実線は、 $R/t=3.0$ ,  $\theta_0=1.18, 1.37, 1.57(=\pi/2)$  の供試体について、平均ひずみに対する局部ひずみの推移をプロットしたものである。図の点線は設計限界ひずみ 0.05 での局部ひずみ点と原点を結んだ直線で、 $\varepsilon_{local}/\varepsilon_{ave}=(\varepsilon_{local}/\varepsilon_{ave})_m$  である。従って、実線と点線の差は、算定した実ひずみ比に対する、設計限界ひずみ 0.05 で定めたひずみ比  $\varepsilon_{local}/\varepsilon_{ave})_m$  の誤差を表す。図 1.2.10 より誤差は小さく、しかも差が比較的大きい領域は局部ひずみ自体が小さい領域であるので、式(1.2.4)は設計限界ひずみが 0.05 より小さい場合に使用しても問題ない。

(b) について、軸力と曲げを考慮した 1 スパンアーチモデル (スパン長  $l$ ) の弾性微小変位解析による降伏水平荷重  $H_y$ 、降伏水平変位  $A_y$ 、弾性剛性  $K_1$  を求め、アーチが  $n$  スパン連なった波形鋼板芯材 (全スパン長  $L_0=n \cdot l$ ) に適用できるように、降伏水平変位  $A_y$  のスパン長  $l$  を全スパン長  $L_0=n \cdot l$  に置換する。得られた結果は次式で与えられる。

$$\frac{H_y}{bt\sigma_y} = \frac{1}{1+6\left(\frac{R}{t}\right)(1-\cos\theta_0)} \quad (1.2.5)$$

$$\frac{A_y}{L_0} = \frac{1}{f(R/t, \theta_0)} \cdot \left(\frac{\sigma_y}{E}\right) \left(\frac{H_y}{bt\sigma_y}\right) \quad (1.2.6)$$

$$K_1 = \frac{H_y}{A_y} \quad (1.2.7)$$

式(1.2.6)の  $f(R/t, \theta_0)$  は式(1.2.3b)に与えられている。

軸力による変形を無視すると次のように表される。

$$\frac{H_y}{bt\sigma_y} = \frac{1}{6\left(\frac{R}{t}\right)(1-\cos\theta_0)} \quad (1.2.8)$$

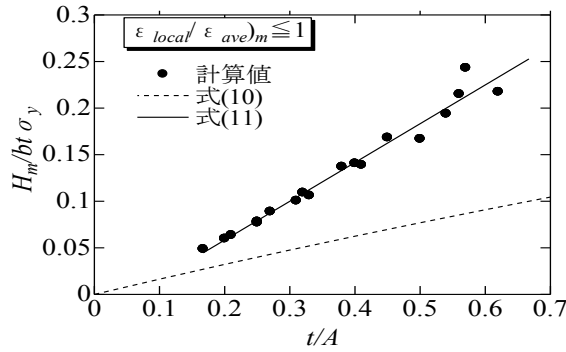


図 1.2.11 最適形状決定条件(1)を満たす  
供試体の  $H_m/bt\sigma_y - t/A$  関係

$$\frac{A_y}{L_0} = \frac{1}{g(R/t, \theta_0)} \cdot \left( \frac{\sigma_y}{E} \right) \left( \frac{H_y}{bt\sigma_y} \right) \quad (1.2.9a)$$

$$g(R/t, \theta_0) = \frac{\frac{1}{11} \left( \frac{t}{R} \right)^2 \sin \theta_0}{-\frac{3}{4} \sin 2\theta_0 + \theta_0 \left( 1 + \frac{1}{2} \cos 2\theta_0 \right)} \quad (1.2.9b)$$

式(1.2.9)の  $g(R/t, \theta_0)$  は、式(1.2.3b)の分母の  $t/R$  を零とおいた式である。

限界水平荷重  $H_m$  を支配する主要パラメータを見いだすため、式(1.2.5)の降伏荷重に着目する。式(1.2.5)より、

$$\frac{H_y}{bt\sigma_y} = \frac{1}{1 + 6(A/t)} \quad (1.2.10)$$

ここで、 $A=R(1-\cos\theta_0)$  は波高である。式(1.2.10)より、弾性域における無次元化した降伏水平荷重  $H_y/bt\sigma_y$  は  $A/t$  のみの関数で表されることが分かる。そこで、弾塑性域における  $H_m/bt\sigma_y$  を支配する主要パラメータも  $A/t$  であると考えて、a)と同様に、2スパンアーチモデルを用いた複合非線形解析を実施する。設計限界ひずみ 0.05 に対応する水平荷重  $H_m$  を種々の  $A/t$  を与えて算定した結果から  $\varepsilon_{local} / \varepsilon_{ave})_m \leq 1$  を満たす波形形状に対する数値解析結果を選び、 $H_m/bt\sigma_y$  と  $t/A$  関係をプロットしたものが図 1.2.11 である。 $H_m/bt\sigma_y$  は  $t/A$  にほぼ比例することが分かる。この図から、 $H_m/bt\sigma_y$  と  $A/t$  の関係を最小 2 乗法によって回帰式を求めると次のように表される。

$$\frac{H_m}{bt\sigma_y} = 0.414 \left( \frac{t}{A} \right) - 0.0244 \quad (1.5 \leq A/t \leq 6.0) \quad (1.2.11)$$

式(1.2.11)より算定した限界水平荷重  $H_m$  を式(1.2.2)に代入し、照査を行うことで、最適波形形状の条件 b)、即ち、 $H_m \geq H_{req}$  の照査が出来る。

式(1.2.11)は設計限界ひずみが 0.05 の時の水平荷重であるが、設計限界ひずみが 0.05 より小さいときの  $H_m$  は、後述の弾塑性域での  $H-A$  関係の簡易モデルから算定可能である

既往の論文<sup>4),6)</sup>においても、弾塑性地震応答解析に用いられる復元力モデルが提案されて

いる。これらの論文では、繰り返し載荷実験より得られた  $H-\Delta$  履歴曲線の包絡線をバイリニア近似した骨格曲線に移動硬化則を適用したものである。本検討では、実験を行わずに簡易的な復元力モデルを、波形芯材最適形状に関する検討の結果を用いて構築する。

$H-\Delta$  曲線をバイリニア近似する場合、弾性限界（初期降伏）近傍では、非線形性がまだ顕著に現れない。そこで、アーチ頂部が全塑性状態になった点（荷重  $H_p$ 、変位  $\Delta_p$ ）を折れ曲がり点に設定する(図 1.2.12)。軸力と曲げを考慮した 1 スパンアーチモデルの全塑性荷重  $H_p$  および対応する変位  $\Delta_p$  は微小変位の塑性解析（アーチ頂部の軸力と曲げが、完全弾塑性体を仮定して求めた全塑性相関式に達する条件）により次のように表される。

$$\frac{H_p}{bt\sigma_y} = -2\frac{A}{t} + \sqrt{4\left(\frac{A}{t}\right)^2 + 1} \quad (1.2.12)$$

$$\frac{\Delta_p}{\Delta_y} = \frac{H_p}{H_y} = \left(1 + 6\frac{A}{t}\right) \left[-2\frac{A}{t} + \sqrt{4\left(\frac{A}{t}\right)^2 + 1}\right] \quad (1.2.13)$$

ここで、 $H_y$ 、 $\Delta_y$  はそれぞれ制震ダンパーの降伏水平荷重、降伏水平変位で、 $H_y$  は式(1.2.5)、 $\Delta_y$  は式(1.2.6)から得られる。軸力による変形の影響を無視したときの解は式(1.2.12)、式(1.2.13)で  $t/A \ll 1.0$  と置けば得られ、 $H_p/H_y = \Delta_p/\Delta_y = 1.5$  となる。

$\varepsilon_{ave)m} = 0.05$  に対応する設計限界変位  $\Delta_m$  での水平荷重  $H_m$  は式(1.2.11)に示されているため、復元力特性は、図 1.2.12 に示すように、アーチ頂部が全塑性状態になった点 ( $H_p, \Delta_p$ ) と設計限界変位点 ( $H_m, \Delta_m$ ) を用いてバイリニア近似し、移動硬化則を用いるとすれば、きわめて容易に構築できる。

弾塑性域での任意の点の荷重を求めるために、弾性域での剛性  $K_1$  と弾塑性域での剛性  $K_2$  の比  $\zeta$  を用いる。 $\zeta$  は次のように表される。

$$\zeta = \frac{K_2}{K_1} = \frac{\frac{H_m}{\Delta_m} - 1}{\frac{H_p}{\Delta_p} - 1} \quad (1.2.14)$$

ここで、 $\Delta_m/\Delta_p = 0.05/\varepsilon_{ave)p}$  であり、 $H_m/H_p$  は、式(1.2.11)、式(1.2.12)より求められるため、式(1.2.14)は容易に求められる。弾塑性域での任意の点の荷重  $H$  は、対応する変位  $\Delta$  と  $\zeta$  を用いて次のように表される。

$$\frac{H}{H_p} = 1 + \zeta \left( \frac{\Delta}{\Delta_p} - 1 \right) \quad (1.2.15)$$

式(1.2.15)を用いることで、設計限界変位  $\Delta_m$  を  $0.05L_0$  より小さい値に設定したときの  $H_m$  を算定できる。例えば、 $\Delta_m = 0.04L_0$  即ち  $\varepsilon_{ave)m} = 0.04$  に設定したときの  $(H_m)_{0.04}$  は次式より求まる。

$$\frac{(H_m)_{0.04}}{H_p} = 1 + \zeta \left[ \frac{0.04}{\varepsilon_{ave)p} - 1} \right] \quad (1.2.16)$$



ここで、 $\varepsilon_{ave})_p = \Delta_p / L_0$  である。

既往の研究<sup>4), 6)</sup>における実験結果および復元力モデルと本論文で提案した簡易復元力モデルの比較を図 1.2.13 に示す。本論文で提案した簡易復元力モデルは、既往の論文<sup>4), 6)</sup>と同程度の精度が得られることが分かる。

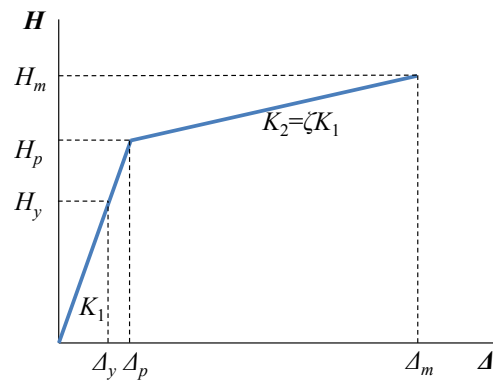
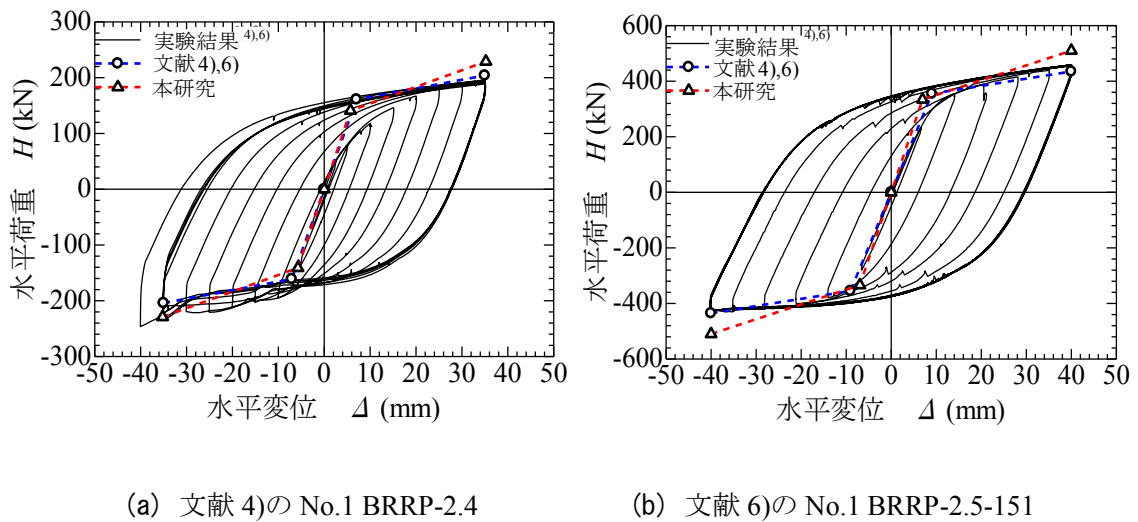


図 1.2.12 バイリニア水平荷重－水平変位関係

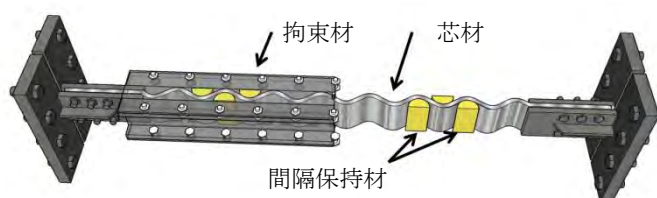


(a) 文献 4) の No.1 BRRP-2.4

(b) 文献 6) の No.1 BRRP-2.5-151

図 1.2.13 簡易復元力モデルと実験結果<sup>4), 6)</sup>の比較

最後に<sup>8)</sup>, BRBのような履歴型ダンパーの高機能性<sup>9)</sup>として, 橋梁の供用期間中に渡り取り替えが不要であることが挙げられ, そのためには, 安定した履歴曲線, 高い変形性能と低サイクル疲労性能を有することが必要であるここでは, 芯材に波形鋼板を適用し, 面外座屈を拘束材で防止した BRB (Rippled Plate Buckling Restrained Brace, RP-BRB と称する) の検討を行う. RP-BRB は BRRP<sup>10), 11)</sup>と比較して芯材は長尺化し, 波形の個数も増えるため荷重変位履歴の不安定化が懸念される. これに対し, ガイド突起およびガイドレール(写真 1.2.1), 間隔保持材(写真 1.2.2)を設置することによって, 芯材の局所的な変形を抑制し, 荷重変位履歴の平滑化と性能の向上を図っている.



(a) 拘束材部分表示



(b) 拘束材全体表示

図 1.2.14 RP-BRB の全体図



写真 1.2.1 ガイドレールとガイド突起

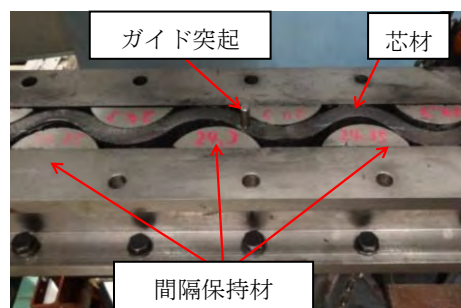


写真 1.2.2 間隔保持材

表 1.2.4 波形座屈拘束ブレース(RP-BRB)供試体諸元

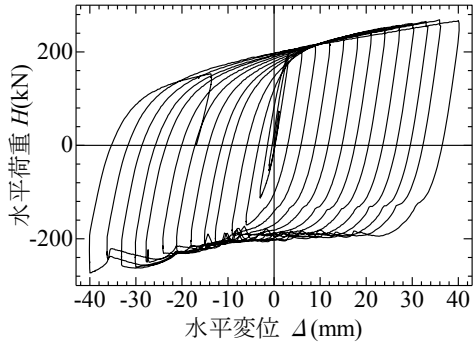
No.	供試体名	$L_0$ (mm)	$2A$ (mm)	$r/t$	$t$ (mm)	隙間量 $d$ (mm)	$\Delta_m$ (mm)	ガイド突起 (本数)	間隔保持材 (個数)
1	BP-BRB-tension	1040	24	2.5	16	-	-	-	-
2	BP-BRB-guide-1					46	40	1	0
3	BP-BRB-guide-3							3	0
4	BP-BRB-guide-A							15	0
5	RP-BRB-space-6					1	6		
6	RP-BRB-space-A					1	16		

Note:  $L_0$ =変形部材長,  $2A$ =波形板中心線の波高,  $r$  = 波形の内径曲率半径,  $t$ =芯材の板厚,  
 $d$ =拘束材間の隙間,  $\Delta_m$ =設計上の最大変位

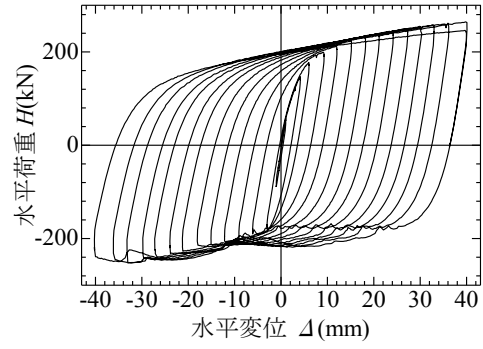
供試体名について, 例えば RP-BRB-space-□の場合, RP-BRB: 波形鋼板制震ブレース,  
space: 間隔保持材あり, □: 間隔保持材の個数(A=all: 全波に設置の意味)

変動変位振幅の繰り返し载荷を行った供試体 (No.2~6) の水平荷重  $H$ -水平変位  $\Delta$  履歴を図 1.2.15 に示す。 $H$ ,  $\Delta$  は供試体に引張力が生ずる方向を正, 圧縮力が生ずる方向を負としている。同図より, 全ての供試体で目標とした設計上の最大変位である  $\Delta_m = \pm 40$  mm を達成していることが分かる。また, ガイド突起と間隔保持材の数が多し程, 水平荷重  $H$ -水平変位  $\Delta$  履歴は安定した対称な紡錘形となり, 圧縮域でも荷重の乱れが少なくなる。

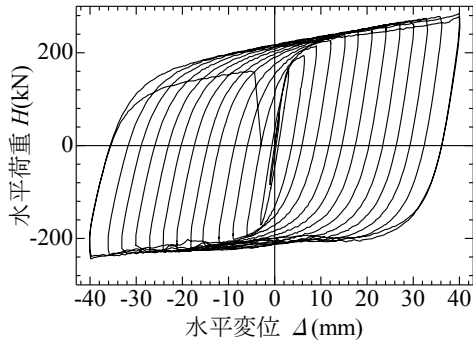
これらのことより, 芯材の過度な面外方向変形を防ぐガイド突起および間隔保持材は, 荷重変位履歴の平滑化の手段として有効であると考えられる。



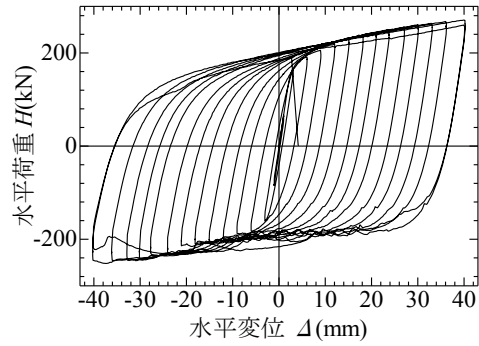
(a) RP-BRB-guide-1



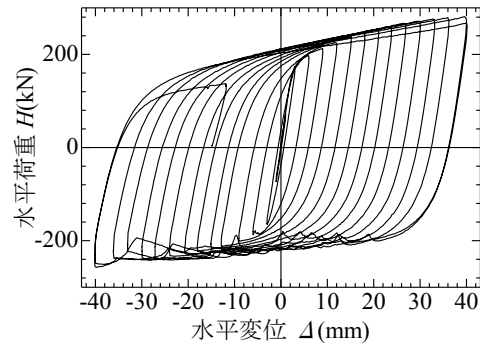
(b) RP-BRB-guide-3



(c) RP-BRB-guide-A



(d) RP-BRB-space-6



(e) RP-BRB-space-A

図 1. 2. 15 変動変位繰返し载荷実験の水平荷重—水平変位履歴曲線

## (2) FB-BRB制震ダンパー

ここでは、これまで多くの実験的および解析的研究がなされている座屈拘束ブレース (BRB) の、芯材およびフィラープレートの形状を変化させた新型の制震ダンパー、魚骨形座屈拘束ブレース (Fish Bone-shaped Buckling-Restrained Brace, 以降 FB-BRB と呼称) の開発研究を行う。FB-BRB の主な機構である「ネッキング進行箇所の限定」と「ストッパーによる塑性化する箇所の分散」が変形性能に及ぼす影響を繰り返し载荷実験により検証した。

現在、多用されている BRB には、ストッパー付近でネッキングが発生すると、変形箇所はストッパー付近に限定され、最終的にストッパー付近で破断に至るという問題点が存在する。この問題点により変形性能を低下させてしまう傾向がある。そこで、局所的な伸びをネッキング発生後から破断に至る前までの間をコントロールすることができれば、変形性能をより向上することが出来ると考え、ネッキング発生後、変形箇所をコントロールすることが可能な新しい BRB の開発的研究を行う。そのため、本研究では、従来の BRB より変形性能を向上させるために、芯材にストッパーを複数個設置し、変形性能の向上を図る FB-BRB の実験的検討を行う。供試体概要を図 1.2.16 に示す。なお、考案した FB-BRB はアーチ橋等の 2 次部材に使用することを想定している

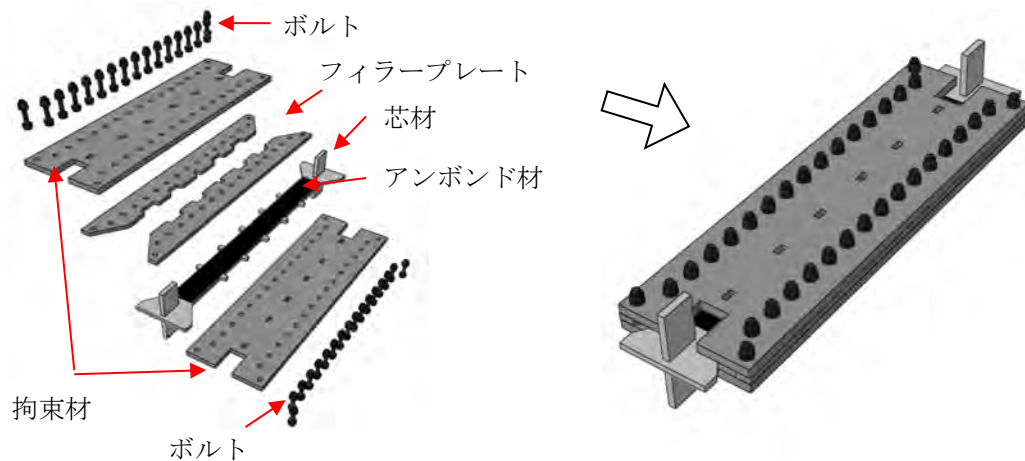


図 1.2.16 供試体概念図

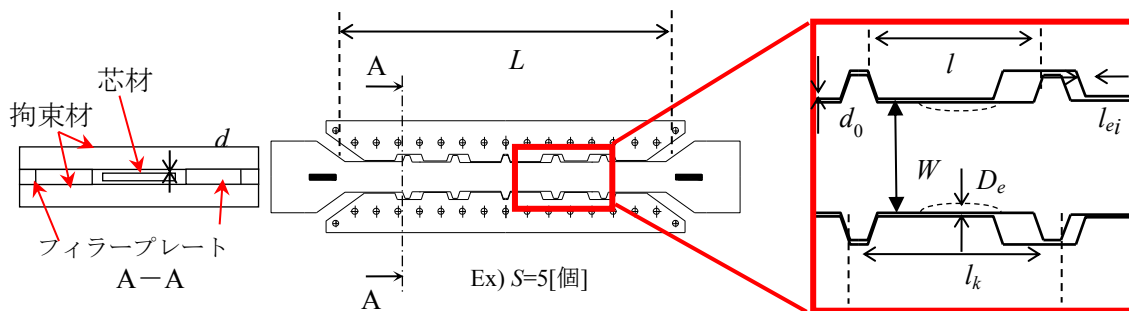


図 1.2.17 供試体諸元詳細図

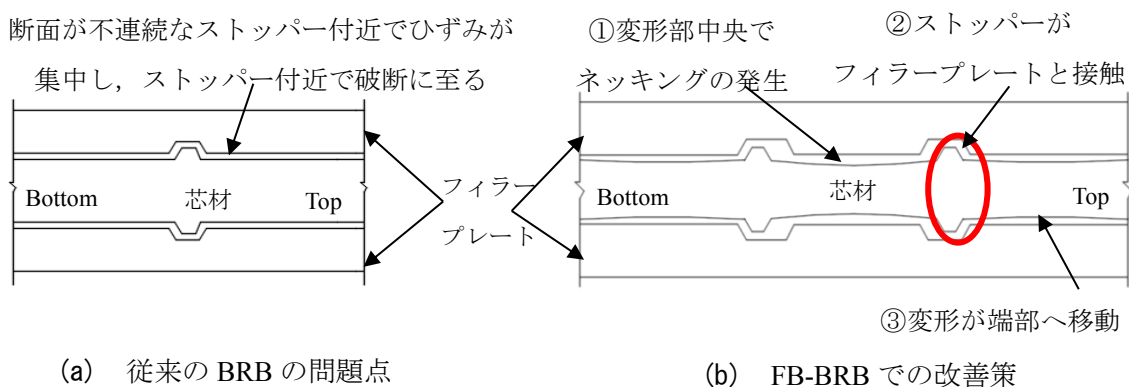


図 1.2.18 従来の BRB の問題点および FB-BRB での改善策

表 1.2.5 供試体の主な寸法と構造パラメータ

No.	供試体名	$L$ [mm]	$d$ [mm]	$d_0$ [mm]	$l_k$ [mm]	$S$ [個]	$\lambda$	$E$ [%]	$D$ [%]
1	Common-BRB	670	1	2	670	0	232	—	0
2	FB-BRB- $\lambda 36.4$ -E08-D0	670	1	2	105	5	36.4	8	0
3	FB-BRB- $\lambda 72.7$ -E08-D0	670	1	1	210	2	72.7	8	0
4	FB-BRB- $\lambda 72.7$ -E06-D10	670	1	1	210	2	72.7	6	10

Note:  $L$ =変形可能長 (ストッパー部は考慮しない),  $d$ =面外隙間量,  $d_0$ =面内隙間量,  $l_k$ =有効座屈長 ( $K=1$ ),  $S$ =ストッパーの個数,  $\lambda$ =細長比 (最小断面のストッパーの中心からストッパーの中心までの距離  $l_k$  を断面二次半径  $r$  で除したもの),  $E$ =各変形部の伸びの許容値= $l_{ei}/l_i \times 100$ [%],  $D$ =ネッキング進行箇所限定のための断面減少率= $2D_{ei}/W \times 100$ [%],  $l_k, l_{ei}, l_i, D_{ei}$  および  $W$  は図 1.2.17 参照.



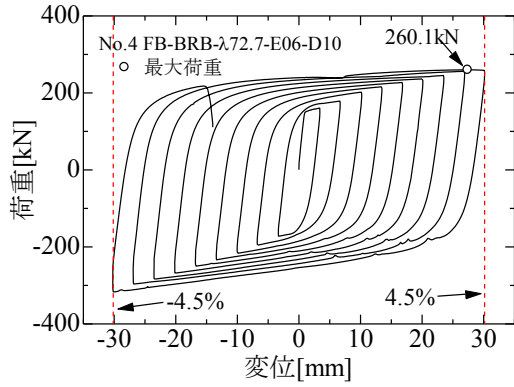
まず、パイロット的検討として<sup>12), 13)</sup>, ここでは例として芯材中央部にストッパーを設けていない No.4 供試体について述べる。本供試体は、各変形部の伸びの許容値  $E=6\%$  としているため No.2 と 3 と比べて、ストッパーがフィラープレートに接触しやすくなっている。ストッパーによる塑性化する箇所を分散させることが出来れば、更なる変形性能の向上に期待できる。さらに、ネッキング発生箇所を変形部中央に限定させるため、断面減少率  $D=10\%$  で変形部中央付近をなめらかに減少させている。これは、ストッパー付近でのネッキング発生を回避し、変形部中央でネッキングを発生させることが目的である。図 1.2.19 (a) に荷重-変位関係を、図 1.2.19 (b) に荷重-拘束材剛体変位関係を、図 1.2.19 (c), (e) に応力-ひずみ(ひずみゲージより取得)関係を、図 1.2.19 (d), (f) にひずみ-Half cycle 関係を示す。

図 1.2.19 (a) より、No.4 供試体は引張側+4.5%まで達し、引張側+5%に向かう途中で荷重が低下していることが分かる。これは No.2 と No.3 と比較すると、2Half cycle 程履歴曲線が長くなっている。この理由として、No.4 供試体では破断に至る直前のループ(引張側+4.5%に向かう途中)において、最大荷重到達後、ネッキング現象によって荷重が減少した際に、再度荷重の上昇が見られたことに起因すると推測される。No.4 供試体は、ストッパー付近より変形部中央の断面を減少させているため、中央の変形部にて、ネッキングが進行した後(ひずみ硬化による荷重上昇<ネッキングによる荷重低下)、ストッパーがフィラープレートと接触し、中央部の変形が抑制され、移動端の変形部でネッキングが発生したため、本供試体の伸びが増加したと考えられる。写真 1.2.3 に実験後の供試体の様子を、図 1.2.20 に No.4 供試体の破壊時の挙動の概念図を示す。

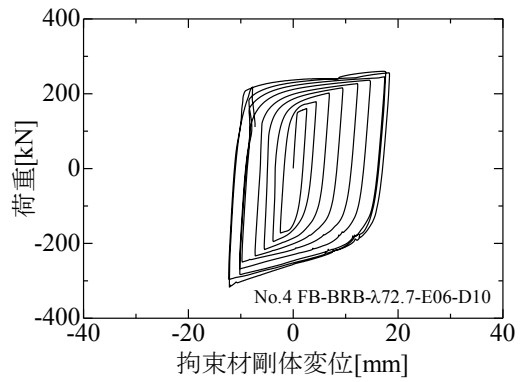
図 1.2.19 より、初めは、最も断面が細い中央部のひずみゲージが大きな値を示し(図 1.2.19 (e), (f))、ネッキングによる荷重の減少、ストッパーとの接触による荷重の再上昇という挙動が見られた後は、移動端側の変形部でひずみの上昇が確認できた(図 1.2.19 (c), (d))。このことから、変形が中央から端部に移動していることが確認できる。本供試体では、FB-BRB の主な機構である「塑性化する箇所の分散」を確認することができた。

写真 1.2.3 より、ストッパーが破壊されているものの、ストッパー付近でのき裂の進展は見られず、変形部中央の  $D$  を設けた箇所でき裂が進展し、破断に至っていることがわかる。このことから FB-BRB の機構の一つであるネッキング進行箇所の限定を行うことができた。

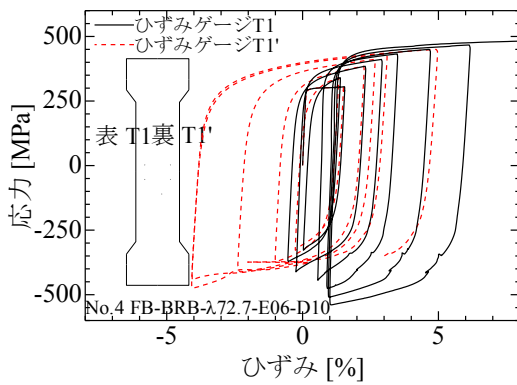
No.4 供試体の CID は 79.2%、エネルギー吸収量は 114969kN・mm という結果となり、他の供試体より大きく上回っていることがわかる。最大平均軸ひずみについては、No.1 供試体は 4%であったのに対して、FB-BRB の機構が確認できた No.4 供試体は 4.5%に到達し、変形性能の向上が確認できた。さらに No.4 供試体は高機能 BRB の要求性能の一つである  $CID)_{lim}=70\%$  を満たすことができた。Common-BRB と比較すると CID が約+21%、エネルギー吸収量は約 1.4 倍となり、変形性能の向上が見られた。



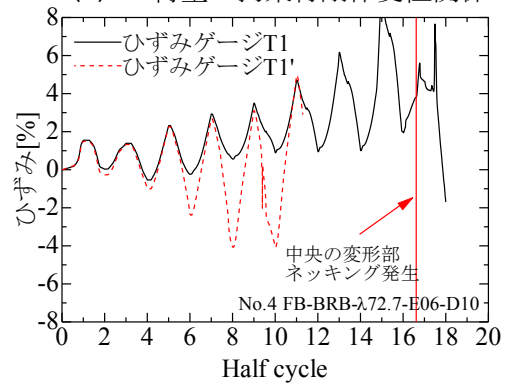
(a) 荷重-変位関係



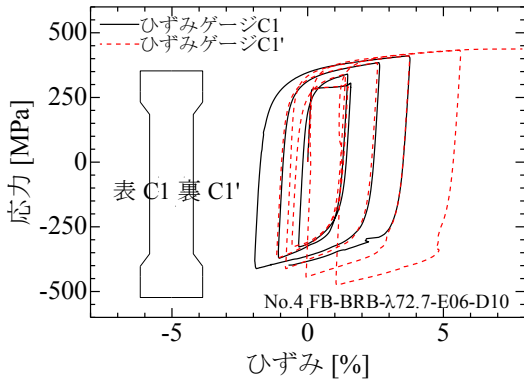
(b) 荷重-拘束材剛体変位関係



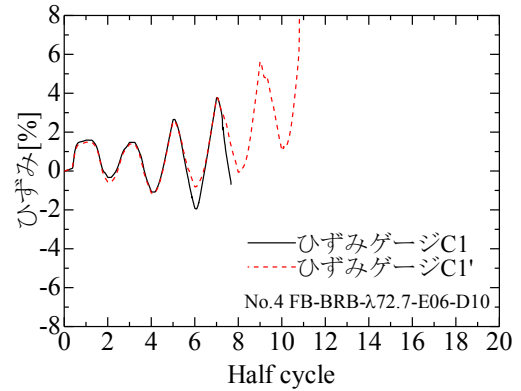
(c) 応力-ひずみ (T1, T1') 関係



(d) ひずみ-Half cycle (T1, T1') 関係



(e) 応力-ひずみ (C1, C1') 関係



(f) ひずみ-Half cycle (C1, C1') 関係

図 1.2.19 No.4 FB-BRB-λ25.2-E06-D10 の実験結果

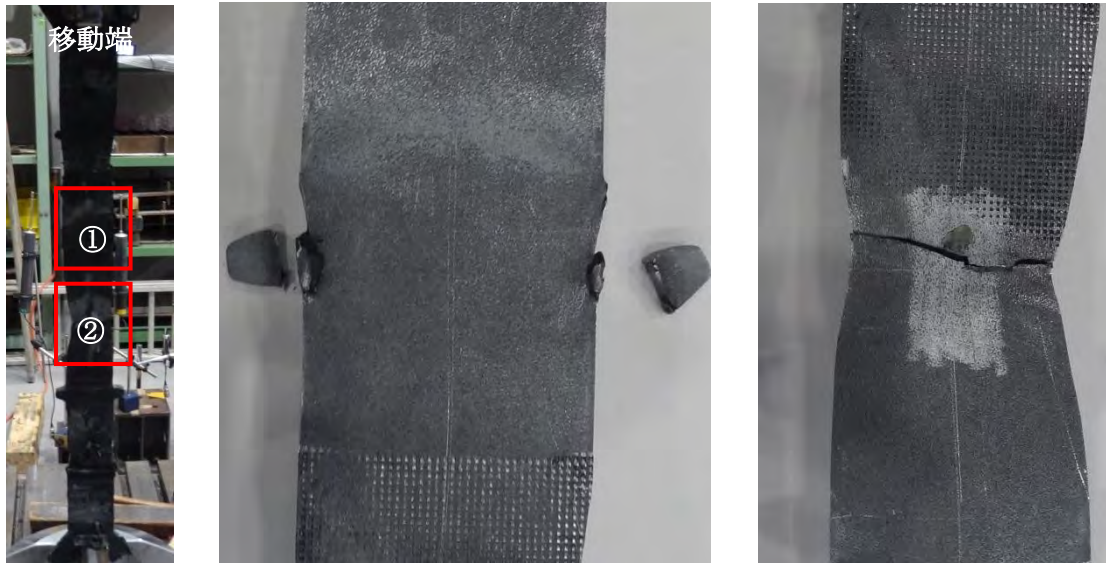


写真 1. 2. 3 No.4 FB-BRB-λ25.2-E06-D10 : 実験後の様子  
(全体：左，拡大①：中央，拡大②：右)

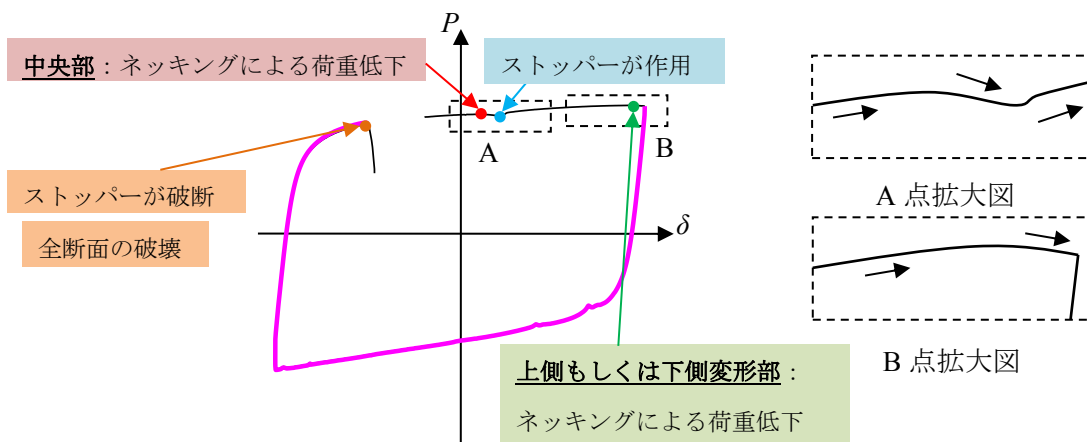


図 1. 2. 20 No.4 FB-BRB-λ25.2-E06-D10 の破壊時挙動の概念図

最終的にストッパーはせん断破壊され、芯材が破断してしまったものの、No.4 供試体では、FB-BRB の機構であるネッキング進行箇所限定および塑性化する箇所の分散によって変形性能を向上させることができた。このことからストッパーのせん断強度を増加させる、またストッパーの形状を変化させることで、更なる変形性能の向上を望めるであろう。

次に<sup>14)</sup>、パイロット的検討結果を基に FB-BRB の主要なパラメータである各変形部の伸びの許容値  $E_s$ 、ネッキング進行箇所限定のための断面減少率  $D$  およびストッパーの強度比  $P_{s,y}/P_u$  を変動させ、各種パラメータによる影響を検証し、最適値を決定した。ここではスト

トッパーの強度比  $P_{s,y}/P_u$  およびネッキング進行箇所限定のための断面減少率  $D$  について示す。供試体概要を表 1.2.6 に、供試体詳細図を図 1.2.21 に示す。まず、引張耐力の比  $P_{s,y}/P_u$  について、パイロット的検討の No.4 供試体（即ち  $P_{s,y}/P_u=28\%$ ）では芯材中央部最小断面位置でネッキングが進行した後、ストッパーが動作し、端部にひずみ集中する過程で、中央部の変形を抑制していたストッパーがせん断破壊したため、変形部中央部で破断に至った。

表 1.2.6 各供試体概要

No.	供試体名	$P_{s,y}/P_u$ [%]	$E_s$ [%]	$W_s$ [mm]	$L$ [mm]	$l_k$ [mm]	$S$ [個]	$\lambda$	$W_{min,c}$ [mm]	$W_{min,e}$ [mm]	$D$ [%]
1	FB-BRB-D10-P50- $\lambda$ 116	50	—	26	670	322	1	116	40	42	10
2	FB-BRB-E06-D10-P50- $\lambda$ 80.4	50	6	26	670	206	2	80.4	40	42	10
3	FB-BRB-E06-D10-P75- $\lambda$ 81.8	75	6	38	670	198	2	81.8	40	42	10
4	FB-BRB-E06-D10-P100- $\lambda$ 83.5	100	6	53	670	188	2	83.5	40	42	10
5	FB-BRB-E04-D10-P100- $\lambda$ 83.5	100	4	53	670	188	2	83.5	40	42	10
6	FB-BRB-E08-D10-P100- $\lambda$ 83.5	100	8	53	670	188	2	83.5	40	42	10
7	FB-BRB-E04-D15-P100- $\lambda$ 83.5	100	4	53	670	188	2	83.5	40	42	15
8	FB-BRB-E06-D5-P100- $\lambda$ 83.5	100	6	53	670	188	2	83.5	40	42	5

Note :  $P_{s,y}/P_u$  =ストッパーのせん断耐力と変形部の引張耐力の比,  $E_s$  =各変形部の伸びの許容値  
 $E_s=l_{ei}/l_i*100$ ,  $W_s$ =ストッパーの幅,  $L$ =変形可能長 (ストッパー部を含む),  $l_k$ =有効座屈長( $K=1$ ),  
 $S$ =ストッパーの個数,  $\lambda$ =細長比,  $W_{min,c}$ =中央部最小断面積,  $W_{min,e}$ =端部最小断面積,  $D$ =ネッキング進行箇所限定のための断面減少率  $D=2d_D/W_{min,c}*100$

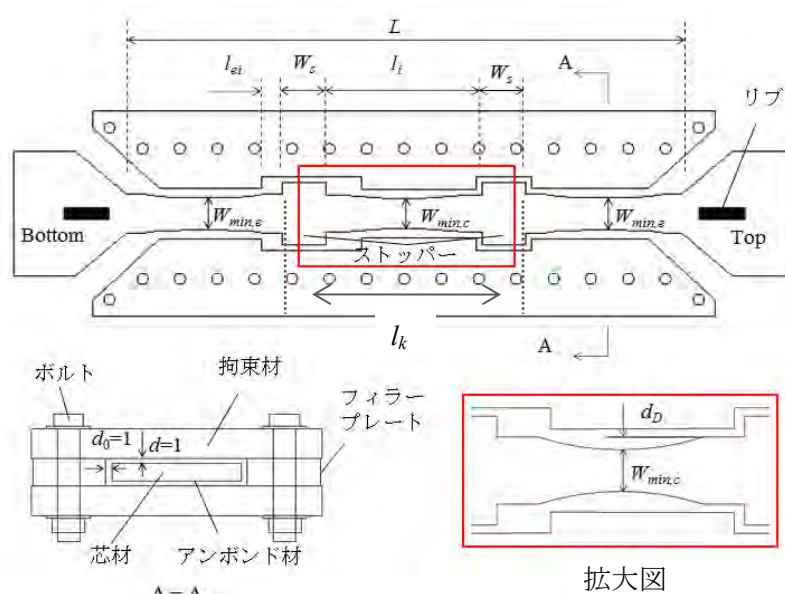


図 1.2.21 供試体詳細図

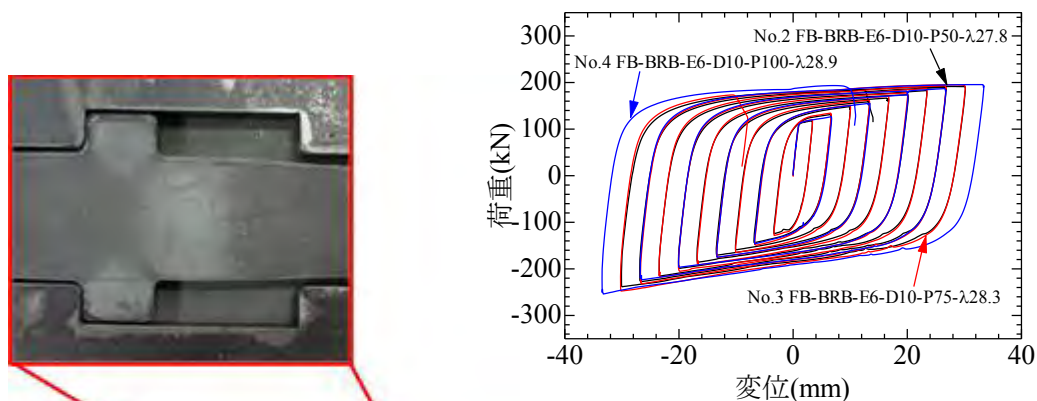


図 1.2.22  $P_{s,y}/P_u$  の異なりによる荷重-変位関係の比較



写真 1.2.4 No.2 供試体 実験終了後の様子

そこで本研究ではストッパーの強度を増加させ  $P_{s,y}/P_u=50\%$  (No.2 供試体),  $75\%$  (No.3 供試体),  $100\%$  (No.4 供試体) と値を変えることによって, その強度による影響を検証する。 $P_{s,y}/P_u$  の値の変動 (即ちストッパー幅の変動) による荷重-変位関係の比較を図 1.2.22 に, 一例として  $P_{s,y}/P_u$  が  $50\%$  である No.2 供試体の実験終了後の様子を写真 1.2.4 にそれぞれ示す。

本研究は芯材が破断に至るまでにストッパーのせん断破壊が発生したかを確認する必要があるため, 芯材が完全に破断するまで実験を行わず, き裂が進展した地点 (即ち荷重が急激に低下した点) で実験を終了している。

写真 1.2.4 から No.2 供試体 (即ち  $P_{s,y}/P_u=50\%$ ) ではストッパーのせん断破壊が見られない。一方, パイロット的検討のストッパーによる塑性化する箇所の分散の機構を確認できた No.4 供試体では,  $P_{s,y}/P_u=28\%$  で製作していたが, ストッパーがせん断破壊していたことから,  $P_{s,y}/P_u$  は  $50\%$  以上にするのが妥当であると考えられる。

エネルギー吸収量については No.2 供試体のエネルギー吸収量は  $88.9\text{kJ}$  となり, No.1 とほぼ同程度であった。CID については  $83.7\%$  となり, 若干ではあるが No.1 より減少する結果となった。No.3 供試体のエネルギー吸収量は  $87.1\text{kJ}$  であり, CID については  $80.3\%$  となった。エネルギー吸収量は No.2 とほぼ同程度であるが, CID については No.2 と比べて約  $3\%$  小さくなった。これは No.3 はストッパーの強度比が  $75\%$  であるため, No.2 よりストッパーの幅が大きくなったことで, 実際の変形部長が No.2 より小さくなったことが影響している

と考えられる。そのため、細長比による変形性能へ及ぼす影響は若干あると考えられる。No.4 供試体はエネルギー吸収量が 63.5kJ, CID が 56.8%であった。これは No.4 のみ载荷パターン(B) (1%漸増载荷)であったため、载荷パターンによる影響が出ていると考えられる。以上のことより、ストッパーの強度比  $P_{s,y}/P_u$  は 50%以上が妥当であると言える。

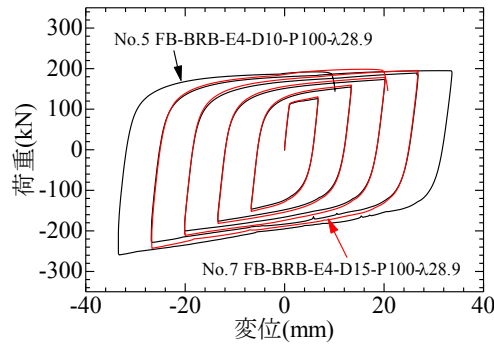
次に、断面減少率  $D$  について、従来の BRB の場合は、ネッキングがストッパー付近で発生し、最終的にストッパー付近で破断に至る。ストッパー付近でネッキングが発生すると、ストッパー側はネッキング時に変形することが出来ないため、変形性能を低下させてしまう傾向がある。そこで FB-BRB は、各変形部の中央部にネッキング進行箇所限定のための断面減少率  $D$  を設けることでネッキング発生箇所を変形部中央に限定することで、ネッキング時の伸びの向上を図る。本検討では、ネッキング進行箇所限定のための断面減少率  $D$  を変化させた供試体 (No.8 および No.4 供試体と No.5, No.7 供試体) で比較を行い、 $D$  の値の変動 ( $D=5\%$ ,  $10\%$ ,  $15\%$ ) による影響を検証する。

No.5 と No.7 の荷重-変位関係の比較を図 1.2.23 (a) に、No.4 および No.8 の荷重-変位関係を図 1.2.23 (b), 図 1.2.23 (c) に、各供試体の  $D$  の値の変動による芯材のき裂進展および破断箇所の比較を図 1.2.24 に示す。

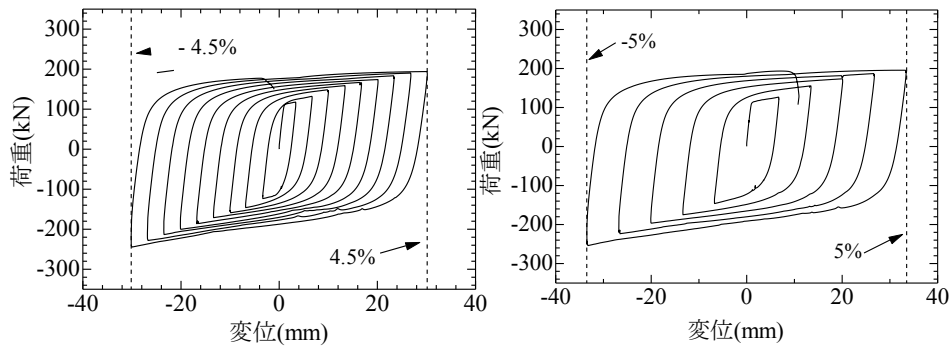
図 1.2.23 より、 $D=10\%$ で設計した No.5 供試体は、引張側+6%へ向かう途中で荷重が低下しているのに対して、 $D=15\%$ で設計した No.7 供試体は、引張側+5%へ向かう途中で荷重が低下していることが分かる。これは  $D=10\%$ で設計した No.5 供試体より 1Half cycle 早く破断している。これは  $D=15\%$ の場合、各変形部最小断面位置で芯材とフィラープレートの隙間が大きく、圧縮時に過度に面内変形が生じてしまい、曲げの影響で早く破断してしまったと考えられる。

図 1.2.24 より、き裂発生箇所は、 $D=5\%$ で設計した No.8 供試体はストッパー付近で発生していたのに対して、 $D=10\%$ および  $D=15\%$ で設計した No.4 供試体, No.5 供試体および No.7 供試体については、断面減少率  $D$  を設けた変形部中央で発生していた。このことからネッキング進行箇所限定のための断面減少率  $D$  は 10%以上が妥当であると言えるが、上述したように  $D=15\%$ の場合、芯材とフィラープレートとの隙間が大きく、面内変形の影響で早く破断してしまったため、 $D$  は 10%程度が妥当であるといえる。 $D=5\%$ の場合、変形部中央ではなく、一般的な BRB と同様に、圧縮時に面内変形による曲げでストッパー付近にひずみが集中し、ストッパー付近でき裂が発生したと考えられる。CID およびエネルギー吸収量については、No.4 供試体が CID が 63.5%, エネルギー吸収量が 56.8kJ であり、No.5 供試体は CID が 56.9%, エネルギー吸収量が 63.9kJ であった。No.7 供試体は CID が 39.5%, エネルギー吸収量が 43.7kJ となり、No.8 供試体は、CID が 81.5%, エネルギー吸収量は 86.8kJ という結果になった。表 1.2.7 に各供試体の CID 及び累積エネルギー吸収量の一覧を示す。





(a)  $D$  の異なりによる荷重－変位関係の比較



(b) No.8 FB-BRB-E6-D5-P100-λ83.5 (c) No.6 FB-BRB-E6-D10-P100-λ83.5

図 1.2.23 荷重－変位関係

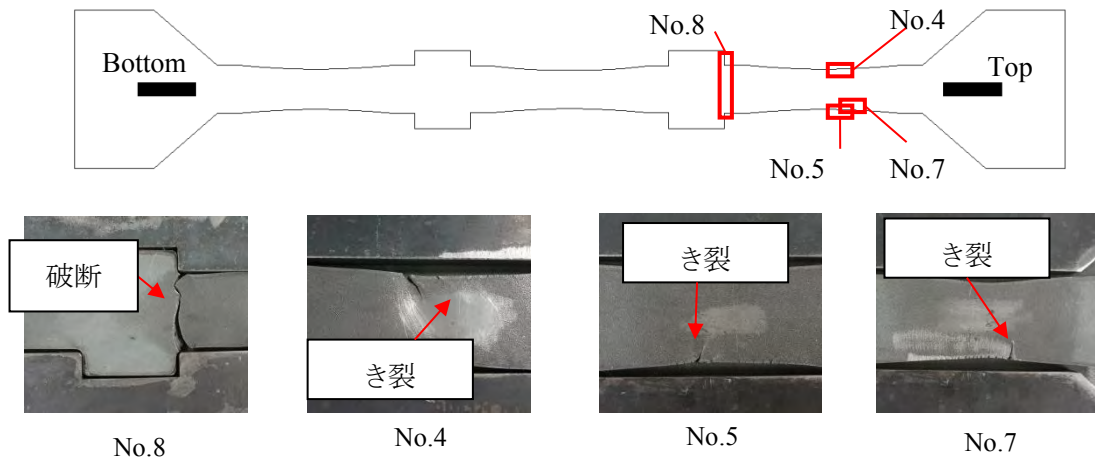


図 1.2.24 き裂進展・破断位置の比較

表 1.2.7 より、CID が一番大きな値を示したのは、各変形部の伸びの許容値を設けていない No.1 供試体であった。No.1 供試体はストッパーを一つしか設けていないため、変形部長は他の供試体よりも大きい。そのため、CID が一番大きくなっていると考えられる。他の供試体はストッパーを 2 個設けているため、実際の変形可能長は No.1 より小さい。ストッパー一部を除いた変形可能長( $L-S \cdot W_s$ )を用いて再度 CID を算出すると、表 1.2.7 に示している通り、No.1 供試体の CID は 88.5%、No.2 供試体は 90.8% となり、No.2 の方が大きくなること

表 1.2.7 各供試体の CID およびエネルギー吸収量の一覧

No.	供試体名	エネルギー 吸収量[kJ]	CID[%] ストッパー 考慮	CID[%] ストッパー 除く	载荷 パターン
1	FB-BRB-D10-P50-λ116	88.4	85.1	88.5	(A)
2	FB-BRB-E06-D10-P50-λ80.4	88.9	83.7	90.8	(A)
3	FB-BRB-E06-D10-P75-λ81.8	87.1	80.3	90.6	(A)
4	FB-BRB-E06-D10-P100-λ83.5	63.5	56.8	67.5	(B)
5	FB-BRB-E04-D10-P100-λ83.5	63.9	56.9	67.6	(B)
6	FB-BRB-E08-D10-P100-λ83.5	61.1	54.7	65.0	(B)
7	FB-BRB-E04-D15-P100-λ83.5	43.7	39.5	46.7	(B)
8	FB-BRB-E06-D5-P100-λ83.5	86.8	81.5	96.8	(A)

がわかる。そして最も大きな値を示したのは No.8 供試体であった。No.8 供試体は  $D=5\%$  で設計されており、ネッキングはストッパー付近で発生していたにも関わらず CID が最も大きな値を示したのは、No.8 供試体は  $P_{sy}/P_u=100\%$  で設計されているため、ストッパーの幅が大きく、各変形部長が小さくなるため CID の値が大きくなっていると考えられる。本来、No.4, No.5 が最も大きくなると考えられるが、この 2 基は载荷パターンが異なっているため、载荷パターンによる影響が出てしまっている。そのため本検討では定量的に評価することが難しいと考えられる。累積エネルギー吸収量が一番大きくなったのは、No.2 供試体であった。これは、No.2 供試体は、ストッパーとフィラープレートが接触したことで荷重が再上昇し、変形箇所が端部の変形部に移動したため、エネルギー吸収量が一番大きくなったと考えられる。このことから塑性化する箇所を分散させることで、エネルギー吸収量を大きくすることが可能であると言える。

载荷パターン(A)で行った実験は、CID に多少差が出ているものの、いずれの供試体も高機能 BRB の目標性能である  $CID)_{lim}=70\%$  を満たすことが出来た。载荷パターン(B)で行った実験は、いずれの供試体も高機能 BRB の目標性能である  $CID)_{lim}=70\%$  を満たすことが出来なかった。

本検討では、FB-BRB の各種パラメータの最適値を決定することが出来た。しかし、ストッパーの強度比が大きくなるにつれて CID が減少したことから、せん断破壊を防止するためには、ストッパーの幅を増加させ、せん断強度を増加させるのではなく、ストッパーの形状を変化させて、応力の集中緩和させることが出来る形状を考案し実験を行う必要があると考えている。

### (3) S-BRB制震ダンパー

既往の研究ではせん断応力と引張応力が同時に作用する状況下での鋼材の延性破壊実験が行われ、その中で初期時に純せん断が作用する形状 (PS シリーズ) は引張・圧縮ともに安定した履歴特性を持つことが確認された<sup>15)</sup>。この形状を座屈拘束ブレース (BRB) の芯材に用いることで変形性能が向上するのではないかと考えた。本研究<sup>16), 17)</sup>では、せん断型座屈拘束ブレース (Shear Buckling Restrained Brace, 以降 S-BRB と呼称) の開発研究を行う。

S-BRB は、従来の BRB とは異なり、芯材にせん断変形箇所 (せん断パーツ) が複数設けられている。せん断パーツでは荷重を受けた際、軸力ではなくせん断力が発生し破断に至ると予想される。BRB では、塑性変形箇所が限定されているため、応力が局部に集中しやすい。したがって S-BRB では、せん断パーツを複数個設けることにより、損傷を分散させることで変形性能の向上を図る機構となっている。本検討では、S-BRB の主要なパラメータであるせん断パーツの個数  $N$ 、引張強度をせん断強度で除した強度比  $U$ 、せん断パーツ部分の空洞の半径  $R$  を変動させた S-BRB の繰り返し载荷実験と解析を行い、上記の機構の確認及び、各種パラメータが S-BRB の変形および損傷状況に与える影響について検証する。なお、ここでは書面の都合上せん断パーツの個数  $N$  の影響のみ記載する。図 1.2.25 に各供試体の概要を示す。

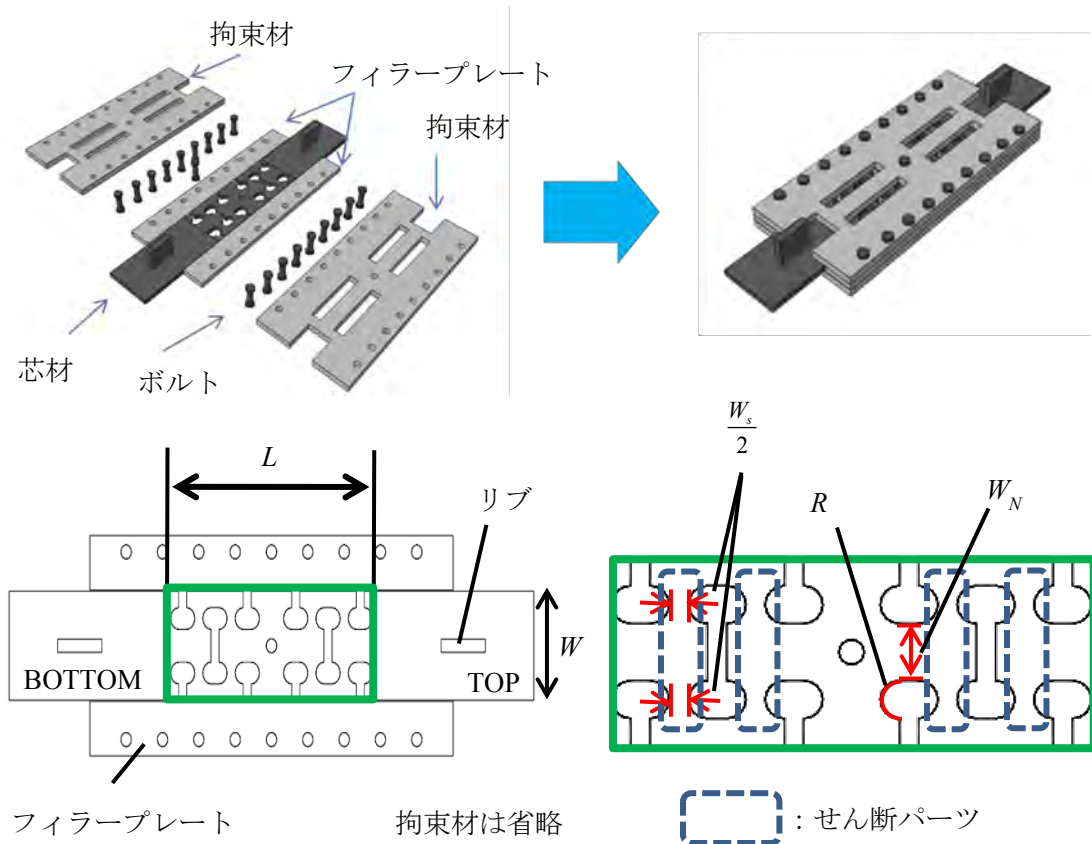


図 1.2.25 S-BRB 概念図

表 1.2.8 き裂発生時，ファイラーと芯材が最初に接触した時，破断時の Half cycle 数

No.	供試体名	き裂発生時の Half cycle	ファイラーと芯材が最初に接触した時の Half cycle	破断時の Half cycle
1	SBRB-N2U2.6R10	4	-	9
2	SBRB-N4U2.6R10	8	8	13
3	SBRB-N6U2.6R10	6	8	12
4	SBRB-N4U1.7R10	4	6	11
5	SBRB-N4U1.0R10	2	6	11
6	SBRB-N4U2.6R15	8	5	13
7	SBRB-N4U2.6R20	12	3	15

表 1.2.9 各応答値の比較

No.	供試体名	累積エネルギー吸収量[kJ]	累積塑性率	CID [%]	一次剛性 $K_1$ [N/mm]	二次剛性 $K_2$ [N/mm]	
						接触前	接触考慮
1	SBRB-N2U2.6R10	2.52	165.8	39.0	80654	11205	—
2	SBRB-N4U2.6R10	6.23	323.6	80.3	37000	4877	4278
3	SBRB-N6U2.6R10	6.92	294.8	68.8	31000	3844	3310
4	SBRB-N4U1.7R10	3.52	334.7	57.6	30000	4290	3923
5	SBRB-N4U1.0R10	2.43	340.0	58.5	24500	3593	3381
6	SBRB-N4U2.6R15	6.51	310.1	80.0	22000	4199	3097
7	SBRB-N4U2.6R20	7.31	199.2	92.9	15854	3595	2635

実験終了後の各供試体を写真 1.2.5 に，各供試体の荷重－変位曲線の比較を図 1.2.26 に，荷重－平均ひずみ関係の比較を図 1.2.27 示す。平均ひずみは変位を変形可能長  $L$  で除すことで算出している。

表 1.2.8 に示すように，No.1 供試体（即ち  $N=2$ ）は，No.2，No.3 供試体と比べると 3～4 Half cycle 早く破断している。これは No.1 はせん断部分が 2 個と少なく，曲げ変形が生じなかったため，応力の分散ができずせん断部分に局所的に集中したためであると考えられる。写真 1.2.5 の No.2，No.3 供試体（即ち  $N=4$ ， $N=6$ ）をより，芯材の一部で曲げ変形が生じていることが確認できるが，No.1（即ち  $N=2$ ）では曲げ変形が生じていない。また表 1.2.9 より，一次剛性は No.1 が No.2 と比べ 2.17 倍，No.3 と比べ 2.60 倍と値が大き

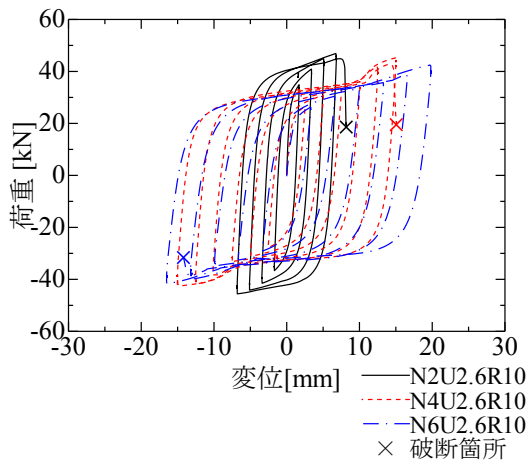


図 1.2.26  $N$  の異なりによる  
荷重－変位曲線の比較

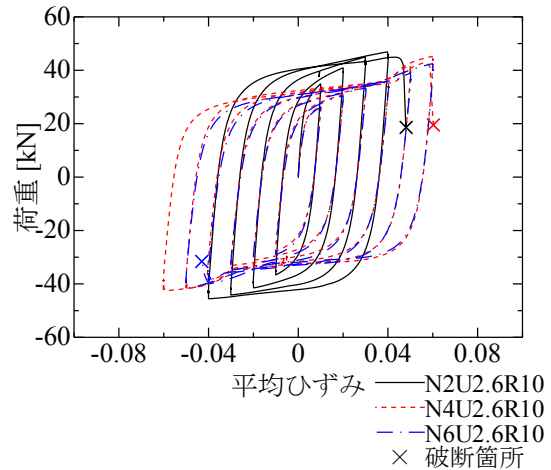


図 1.2.27  $N$  の異なりによる  
荷重－平均ひずみ関係の比較

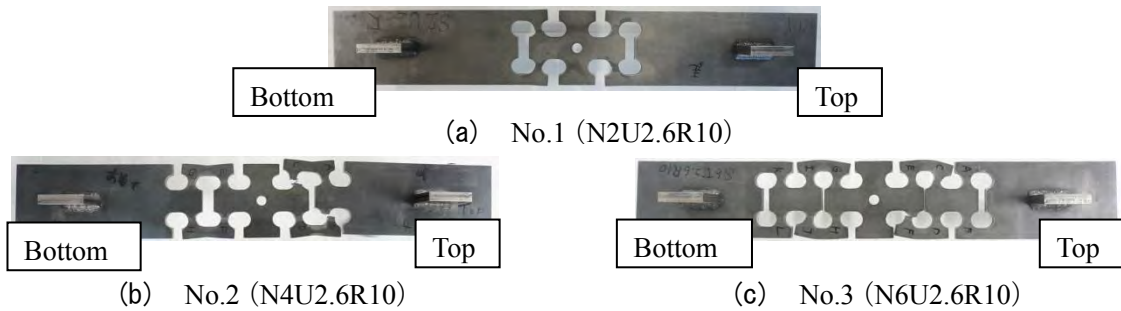
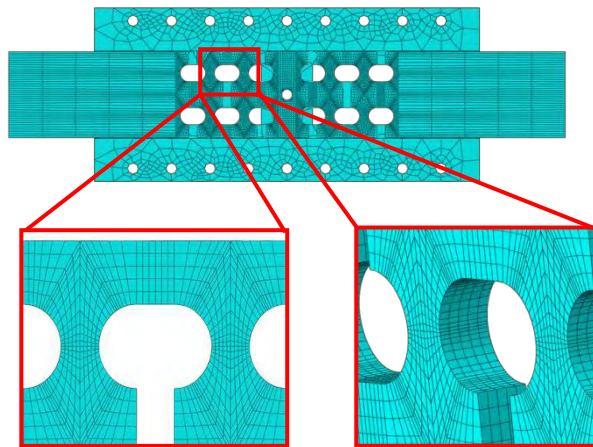


写真 1.2.5 実験終了後の芯材

い。これは、No.1 供試体は曲げ変形が生じなかったことにより、応力が分散されなかったため一次剛性が高くなったと考えられる。図 1.2.26 より、No.2, No.3 供試体は曲げ変形により芯材とフィラープレートが接触したことで引張・圧縮側で荷重の急激な上昇が発生した。しかし曲げ変形が生じたことで、ひずみが更に分散され破断時の Half cycle が No.1 と比べて向上していると考えられる。また表 1.2.9 より、CID については No.2, No.3 は No.1 と比べ、それぞれ 2.05 倍、1.76 倍となった。なお、No.2 に関しては、高機能 BRB の目標性能である  $CID_{lim} = 70\%$ <sup>7)</sup> を満たすことが出来た。また No.2 の累積塑性率は、No.1, No.3 供試体に比べそれぞれ 1.95 倍、1.10 倍と高い値を得た。二次剛性においては No.1 よりも大幅に値は減少した。二次剛性が大きい場合、エネルギー吸収量は大きくなるが、周辺部材に損傷が生じる可能性があるため、小さい方が良く考えている。そのためせん断パーツを複数設置することにより、変形性能が向上することが分かった。図 1.2.27 の No.2, No.3 の荷重－平均ひずみ関係の比較より、二つの供試体には大きな差が見られない。このことから応力およびひずみの分散におけるせん断パーツの個数  $N$  には限界値があると考えられるが、本研究ではせん断パーツ  $N$  は 3 パターンしか用意をしていない。そのため、せん断パーツの個数  $N$  は 4 個以上にするのが妥当であると言えるが、その限界値については



(a) 正面から見た場合 (b) 斜方向から見た場合

図 1.2.28 モデルのメッシュ分割の例

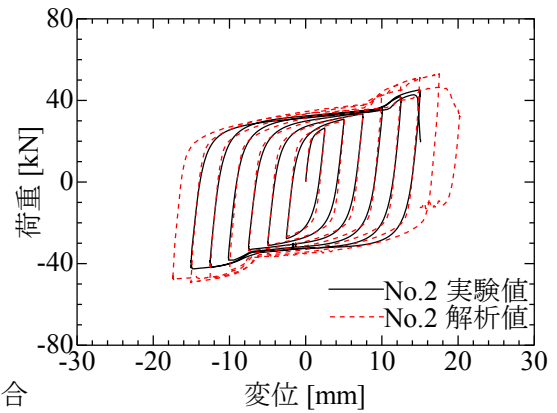


図 1.2.29 荷重－変位曲線 (No.2 供試体)

今後更なる検討が必要であると言える。

次に実験で確認された S-BRB の挙動・性能を解析で模擬する。そして解析結果と実験結果との比較を行い、解析手法を確立することを目的としている。

S-BRB のモデル化にあたってはソリッド要素を用いた。メッシュ分割については、モデル全体のメッシュを細かくしてしまうと解析時間が膨大になってしまう。そのため図 1.2.28 に示すように、せん断パートおよび実験で曲げ変形が生じた箇所のみ細かく設定し、その他の部分は粗く設定することによってその改善を図った。

解析値と実験値との比較の 1 例として No.2 の荷重－変位曲線の結果を図 1.2.29 に示す。

図 1.2.29 の荷重－変位曲線全体をみると、実験と解析は概ね挙動が一致していることが確認できる。図 1.2.28 のコンター図をみると、ひずみが複数箇所が発生しており、せん断パートを設けたことによる効果が発揮されていることが分かる。また実験と同様にフィラープレートと芯材が接触している様子を確認することができた。また図 1.2.29 を見ると接触が原因により引張・圧縮側で荷重が急激に上昇していることが分かる。表 1.2.10 に芯材とフィラープレートが接触した時の Half cycle 数と芯材が破断したときの Half cycle 数について実験と解析でまとめたものを示す。ここで、接触による荷重の上昇は実験・解析ともに荷重－変位曲線から確認した。フィラープレートと芯材の接触時の Half cycle 数は実験と解析の誤差は実験時に接触が発生しなかった No.1 を除き、誤差が 1～2Half cycle であり比較的精度良く再現できていることが分かる。破断時の Half cycle 数は解析が実験を 2～5Half cycle 上回る結果となった。



表 1.2.10 フィラーと芯材の接触時と破断時の Half cycle 数

No.	供試体名	フィラーと芯材が最初に接触した Half cycle		破断時の Half cycle	
		実験	解析	実験	解析
1	SBRB-N2U2.6R10	-	7	9	11
2	SBRB-N4U2.6R10	8	7	13	15
3	SBRB-N6U2.6R10	8	6	12	15
4	SBRB-N4U1.7R10	6	5	11	15
5	SBRB-N4U1.0R10	4	4	11	15
6	SBRB-N4U2.6R10	6	5	13	18
7	SBRB-N4U2.6R10	5	3	15	19

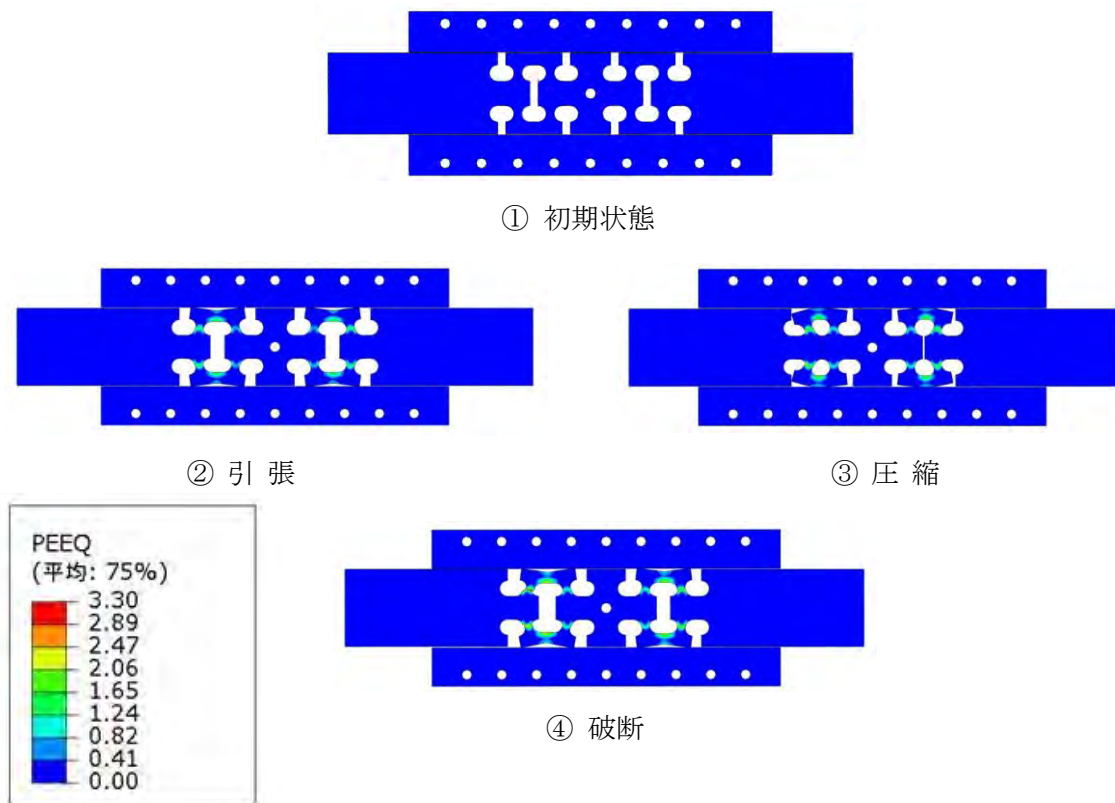


図 1.2.30 No.2 コンター図 (相当塑性ひずみ)

また、図 1.2.30 より、せん断パーツの場所や曲げ変形箇所などの複数の箇所では、比較的ひずみが集中していることが分かる。S-BRB は、せん断パーツを複数設けることで変形が分散され、最終的にせん断パーツで破断に至る構造となっている。解析結果のコンター図より、せん断パーツを複数設けたことによりその効果が発揮されていることが確認できた。

#### (4) P-BRB 制震ダンパー

ここでは、従来の座屈拘束ブレース (BRB) の変形性能を向上させるために、芯材の形状を変化させた有孔座屈拘束ブレース (Perforated Buckling-Restrained Brace 以降 PBRB と呼称) の開発研究を行う<sup>18)</sup>。PBRB は、従来の BRB とは異なり、芯材にスリット孔が設けられている。そのため、圧縮荷重を受けた際、芯材に発生する面内変形を従来の BRB よりも卓越させることで、変形性能の向上を図る機構となっている。本研究では芯材に設けられたスリット孔における最小断面幅の細長比、スリット孔長とスリット孔間長の比の変動させた PBRB の繰り返し载荷試験を行い、上記の機構の確認及び、各種パラメータが PBRB の変形および損傷状況に与える影響について検証する。図 1.2.31 に PBRB 供試体の概念図を示す。

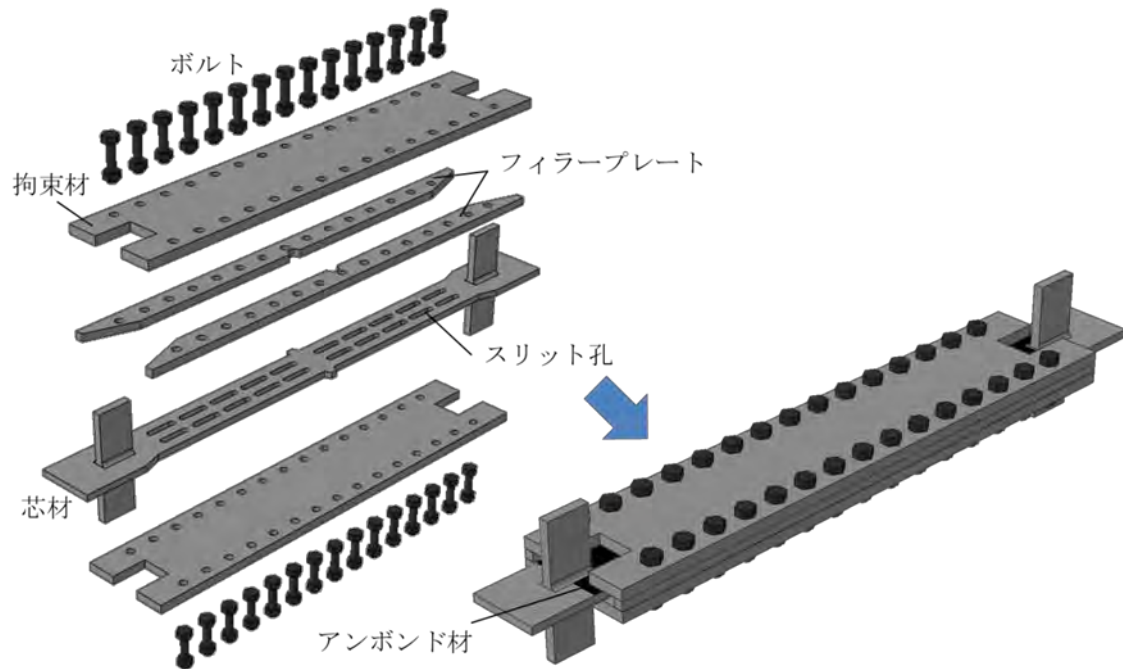


図 1.2.31 PBRB 概念図

芯材の変形可能長  $L$  および、板厚  $t_c$  は全て同一の値となっており、設けられたスリット孔は全ての供試体で同一の形状となっている。また、前述の機構に大きく影響を及ぼすと考えられるパラメータの一つ  $\lambda$  は各供試体の最小断面における細長比であり、図 1.2.32 に示すように各供試体の長さ方向におけるスリット孔長  $a$  と各供試体の最小断面幅  $b$  から次式で求める。

$$\lambda = \frac{a}{r} = \frac{a}{\sqrt{I/A}} = a\sqrt{\frac{12}{b^2}} \quad (1.2.17)$$

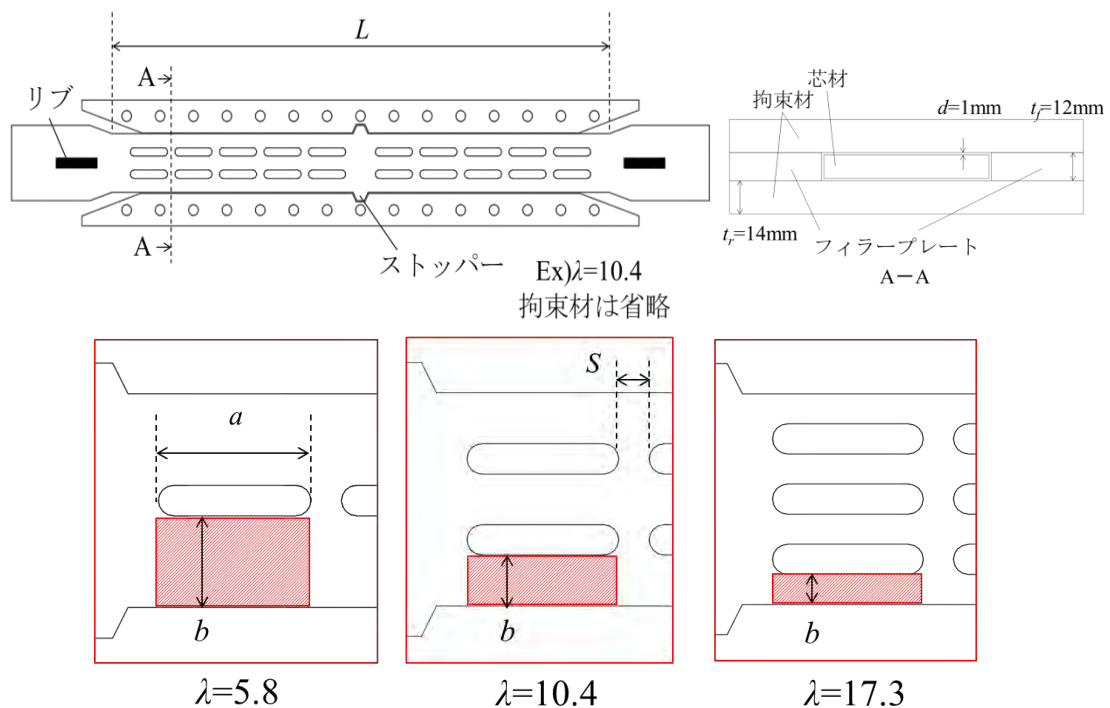
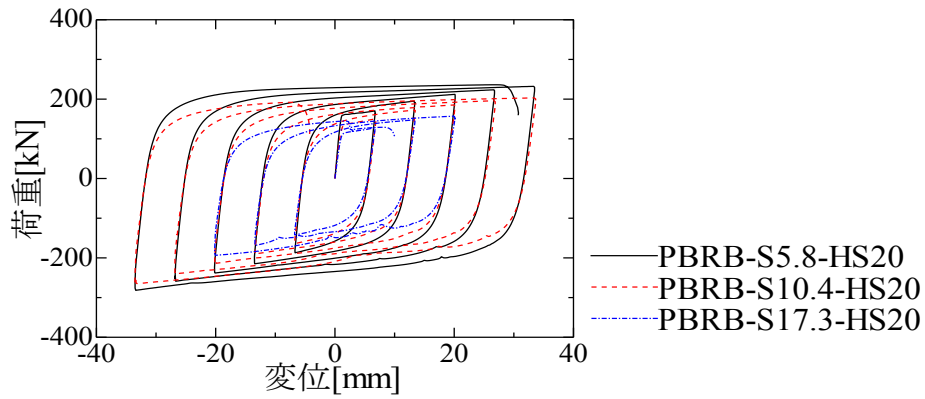


図 1.2.32 供試体詳細図

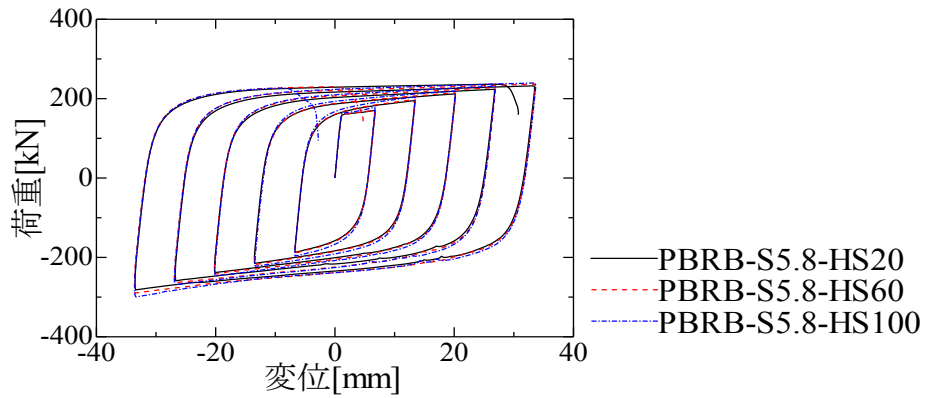
ここで、 $r$  は断面二次半径、 $I$  は断面二次モーメント、 $A$  は最小断面積である。本研究では図 1.2.32 の拡大図に示すように各供試体の長さ方向におけるスリット孔長  $a$  と各供試体の最小断面幅  $b$  及び板厚  $t_c$  から成る赤枠部分を単一の柱と考えており、 $r$ 、 $I$ 、 $A$  は、この単一柱における値となっている。また、各供試体の最小断面における細長比  $\lambda$  を一定としたとき、スリット孔間長  $S$  とスリット孔長  $a$  の比  $\eta$  をもう一つのパラメータとしており、次式によって表される。

$$\eta = \frac{S}{a} \times 100 \quad (1.2.18)$$

まず、各供試体の最小断面における細長比  $\lambda$  がそれぞれ異なる値をもつ、No.1、No.2、No.3 供試体の比較による考察を述べる。本実験では、各供試体の最小断面における細長比  $\lambda$  をそれぞれ 5.8、10.4、17.3 とすることで、供試体に設けられたスリット孔の長さ方向における列数が 1 列、2 列、3 列となるように設計した。また、これら三つの供試体は全てスリット孔間長とスリット孔長の比  $\eta$  を 20% で設計している。 $\lambda$  の比較について図 1.2.33 (a) に、No.1、No.2、No.3 供試体の荷重-変位履歴曲線による比較を示す。図 1.2.33 (a) より、比較した三つの供試体においては、No.1 供試体の耐力が最も高く、No.3 供試体が最も低い耐力をもつことが確認できる。すなわち、各供試体の最小断面における細長比  $\lambda$  を小さくすることで、PBRB の耐久力を向上させることができると考えられる。



(a) No.1, 2, 3



(b) No.1, 4, 5

図 1. 2. 33 荷重－変位履歴曲線の比較

表 1. 2. 11 各供試体の最大荷重時の Half cycle, 変位および荷重

No.	供試体名	最大引張荷重時			最大圧縮荷重時		
		Half cycle	変位 [mm]	荷重 [kN]	Half cycle	変位 [mm]	荷重 [kN]
1	PBRB-S5.8-HS20	11	26.4	236.1	10	-33.4	281.7
2	PBRB-S10.4-HS20	9	33.4	203.0	10	-33.2	264.7
3	PBRB-S17.3-HS20	5	19.9	157.0	6	-20.0	193.5
4	PBRB-S5.8-HS60	9	33.6	236.4	10	-33.6	289.9
5	PBRB-S5.8-HS100	9	33.6	239.5	10	-33.6	299.5

表 1.2.12 各供試体の限界値

No	供試体名	$\Sigma E_n$ [kN・mm]	CID[%]	$C_{max}$ [kN]	$T_{max}$ [kN]	$ C_{max}/T_{max} $
1	PBRB-S5.8-HS20	82194	59.9	-281.7	236.1	1.19
2	PBRB-S10.4-HS20	65427	54.8	-264.7	203.0	1.30
3	PBRB-S17.3-HS20	20340	19.1	-193.5	157.0	1.23
4	PBRB-S5.8-HS60	77674	56.1	-289.9	236.4	1.23
5	PBRB-S5.8-HS100	77132	54.7	-299.5	239.5	1.25

Note:  $\Sigma E_n$ =累積エネルギー吸収量, CID=累積塑性変形,  $C_{max}$ =最大圧縮力,  $T_{max}$ =最大引張力,  
 $C_{max}/T_{max}$ =最大圧縮力と最大引張力の比,

次に、各供試体のスリット孔間長とスリット孔長の比  $\eta$  がそれぞれ異なる値をもつ、No.1, No.4, No.5 供試体の比較による考察を述べる。本実験では、各供試体のスリット孔間長とスリット孔長の比  $\eta$  をそれぞれ 20%, 60%, 100%とすることで、供試体に設けられたスリット孔の個数が 10 個, 8 個, 6 個となるように設計した。また、これら三つの供試体は全て各供試体の最小断面における細長比  $\lambda$  を 5.8 で設計している。 $\eta$  の比較について図 1.2.33 (b) に、No.1, No.4, No.5 供試体の荷重-変位曲線による比較を示す。図 1.2.33 (b) より、三つの供試体はどれも安定した履歴曲線を描いているが、各サイクルにおいて、スリット孔間長とスリット孔長の比が大きいものほど優れた耐力をもつことがわかる。しかしながら、表 1.2.11 に示す No.5 供試体の引張時の最大荷重は、No.1 供試体の引張時の最大荷重の 1.01 倍であり、三つの供試体の耐力に大きな差はみられなかった。また、表 1.2.12 に示した最大圧縮力と最大引張力の比をみても、突出した違いはなかった。これらのことから、各供試体のスリット孔間長とスリット孔長の比  $\eta$  が供試体の耐力に与える影響は少ないと考えることができる。

以上のことから、各供試体の最小断面における細長比  $\lambda=5.8$  のとき、供試体の中央に設けられたストッパー部でき裂が進展し、 $\lambda=10.4$  以上のとき、供試体の最小断面位置でき裂が進展した。各供試体のスリット孔間長とスリット孔長の比  $\eta$  を一定とした場合、各供試体の最小断面における細長比  $\lambda=10.4$  のとき、 $\lambda=5.8$  のときと比較して耐力は低下するが、変形性能を維持することができた。しかしながら、 $\lambda$  をさらに増加させ  $\lambda=17.3$  としたとき、耐力および変形性能は大きく低下することがわかった。

## 1.2.2 履歴型制震ダンパーを導入した鋼構造物の地震後の使用性に関する照査法の開発

1995年に発生した兵庫県南部地震後、阪神高速道路において被害橋梁の損傷度判定が行われた。その結果、A～Dランクのうち損傷がそれほど大きくないB～Dランクの橋梁においても、過度の残留変形のために撤去・再構築されたケースがみられた<sup>21)</sup>。この結果は、構造物の地震後の使用性、早期復旧性を高めるためにも残留変形をできるだけ小さくする必要があることを示している。

研究代表者らは、一層の門形ラーメン橋脚に制震ダンパーを導入した際の、最大応答ひずみの制御による地震後の使用性の向上について解析的に検討を行ってきた<sup>22)-25)</sup>。これらは特に形状記憶合金を用いた制震ダンパー（以降SMAダンパーと呼称）に着目したものであり、その地震後の使用性に対する有用性を示している。また、前述のラーメン橋脚に比べ、より複雑な挙動を示す鋼アーチ橋に座屈拘束ブレース（以降BRB）およびせん断パネルダンパー（以降SPD）を導入して行った地震応答解析では、制震ダンパーの要求性能、設置個所、寸法、個数の違いによる制震効果について述べている<sup>26)-28)</sup>。

制震ダンパーの導入によるエネルギー吸収等の制震効果に関しては、これまでに様々な実験的、解析的研究および実構造物への適用によって明らかである<sup>29)-33)</sup>。また、単柱式橋脚および門形ラーメン橋脚における最大応答変位と最大応答ひずみ、最大応答ひずみと残留変位には相関関係があることが知られ、「残留変位による照査」および「最大応答変位による照査」と整合性の取れた「ひずみによる照査」を行うことができるよう、部材健全度に応じたひずみの制限値の規定がなされている<sup>34),35)</sup>。しかしながら、地震後の使用性という観点において、制震ダンパーを導入した場合の鋼構造物の最大応答ひずみと残留変位の関係についての研究はほとんど行われていない。

そこで本研究<sup>19), 20)</sup>では、これまでの鋼製ラーメン橋脚についての検討に加え、鋼アーチ橋についても、端柱、補剛桁、アーチリブ全体、さらに個々の部材で残留変位を抽出し、制震ダンパーを導入した構造物の最大応答ひずみを制御した際に、残留変位による地震後の使用性の照査を満たすかどうかを解析的に検討する。そして、これらの結果を基に、地震後の使用性において、ひずみ照査法と変位照査法の整合性を検証することを目的とする。

本研究では、日本鋼構造協会および土木学会が提案する鋼構造部材・部品の健全度照査法<sup>34),35)</sup>に基づき、変位照査法およびひずみ照査法を組み合わせた照査を行う。許容値としては、軽微な損傷（耐力・変形性能とも十分／軽微な補修）である部材健全度 2 を目標とし、本研究の主目的は、地震後の使用性の照査式  $\delta_R \leq h/300$  および  $\varepsilon_{a\max} \leq 2.0\varepsilon_y$  において、ひずみ照査法と変位照査法の整合性を制震橋に対しても検証することにある。

鋼製ラーメン橋脚と鋼アーチ橋の解析モデルについて図 1.2.34～図 1.2.36 に示す。



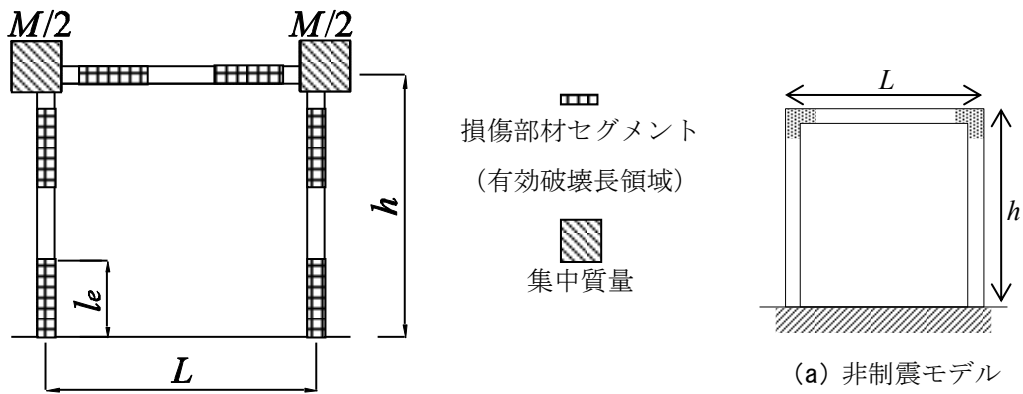


図 1.2.34 鋼製ラーメン橋脚  
のモデル化

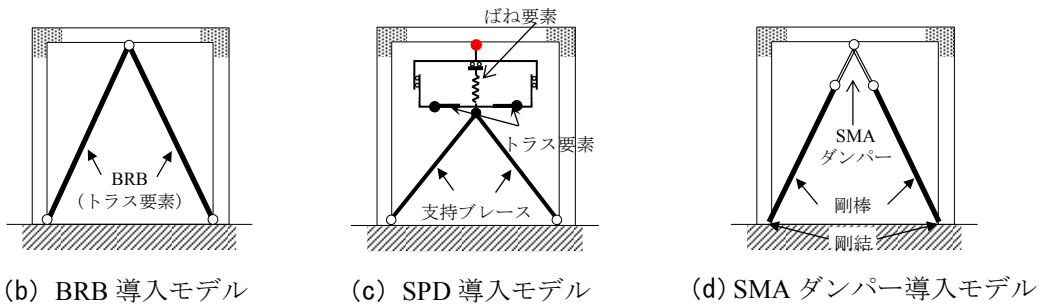


図 1.2.35 解析モデル概要図

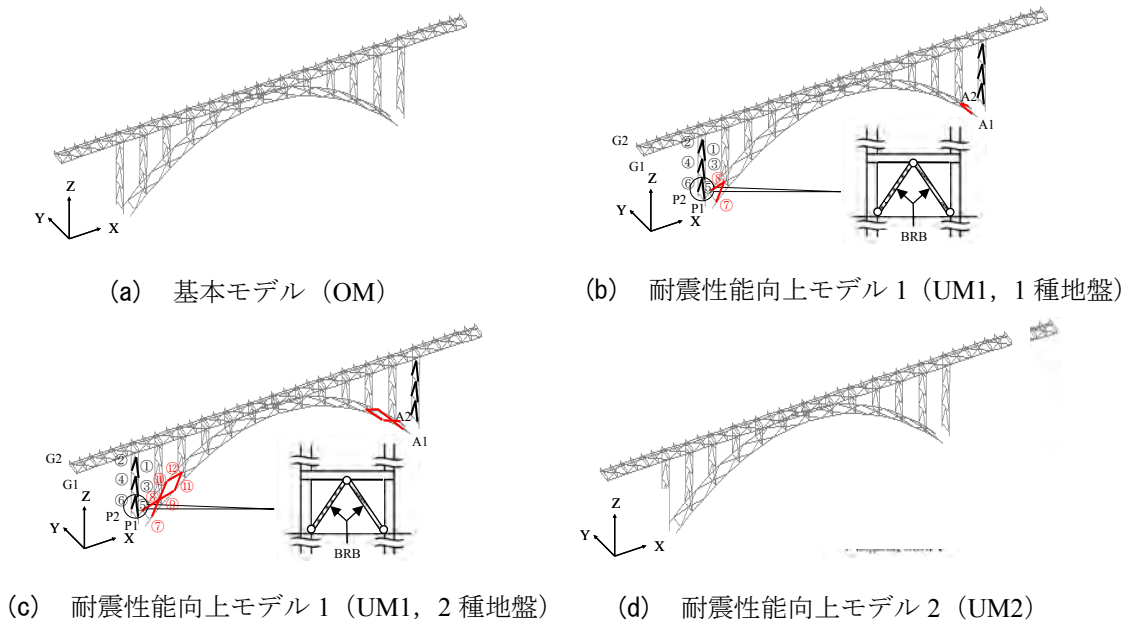


図 1.2.36 鋼アーチ橋解析モデル

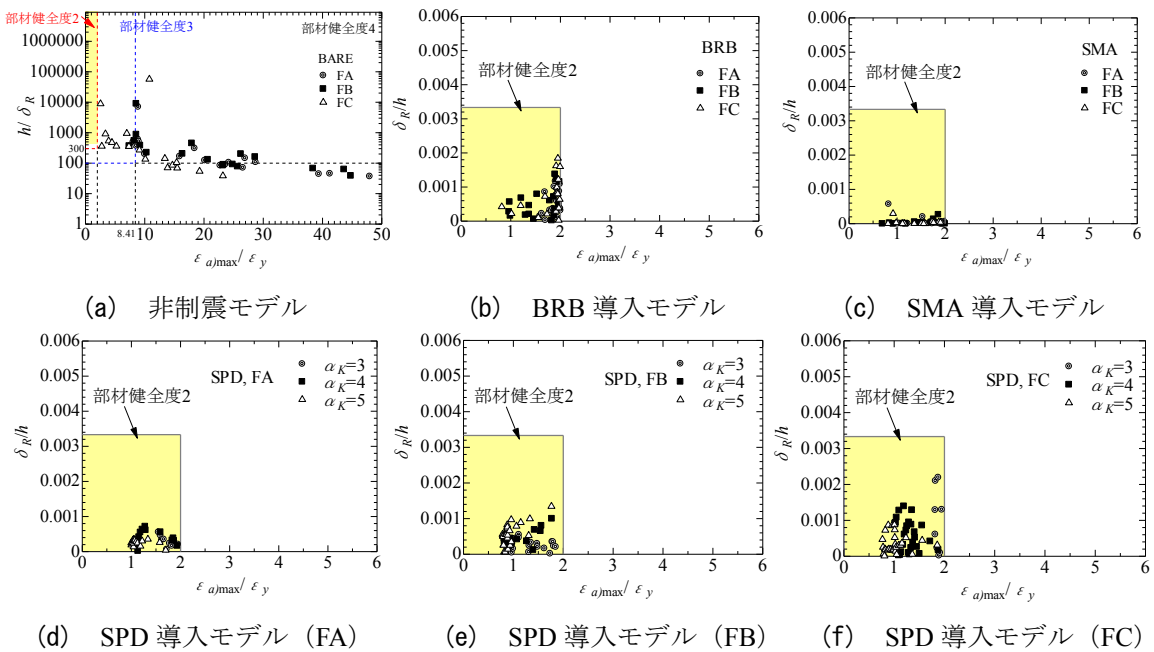


図 1.2.37 非制震および制震ラーメン橋脚における最大応答ひずみ-残留変位関係

まず、鋼製ラーメン橋脚について、図 1.2.37 (a) に示す非制震モデルをみると、FC では約半数が部材健全度 3<sup>34), 35)</sup> を満足しているが、FA, FB ではほとんどのケースで部材健全度 4<sup>14), 15)</sup> 程度となっている。また、部材健全度 2 の許容値である最大応答ひずみ  $2\epsilon_y$  以下を満たしたものはなかった。そして、これらの約 6 割が  $h/300$  ( $\delta_R/h \leq 0.0033$ ) を超える大きな残留変位を残している。このことから、制震ダンパーの導入による橋脚基部のひずみおよび橋脚頂部の変位の低減が必要であるといえる。図 1.2.37 の制震モデルでは非制震モデルに比べ、最大応答ひずみが大幅に低減できていることがわかる。図中の着色した領域が部材健全度 2 の許容領域である。図 1.2.37 (b), 図 1.2.37 (c) に示す BRB 導入モデルおよび SMA ダンパー導入モデルでは、各地震動に対し最大応答ひずみが許容値 ( $2\epsilon_y$ ) 以内に収まるよう設計した結果、全てのケースで残留変位が  $h/300$  以内 ( $\delta_R/h \leq 0.0033$ ) に収まり、部材健全度 2 を満足した。また、SMA ダンパー導入モデルに関しては、BRB 導入モデルと比べ、残留変位を大幅に低減させることができた。これは SMA の持つ自己修復機能による<sup>23), 24), 36)</sup>。図 1.2.37 (d), (e), (f) に示す SPD デバイス導入モデルでは、BRB および SMA ダンパーと同様に、最大応答ひずみが  $2\epsilon_y$  以内に収まるように設計した全てのケースで残留変位による照査を満たすことができた。

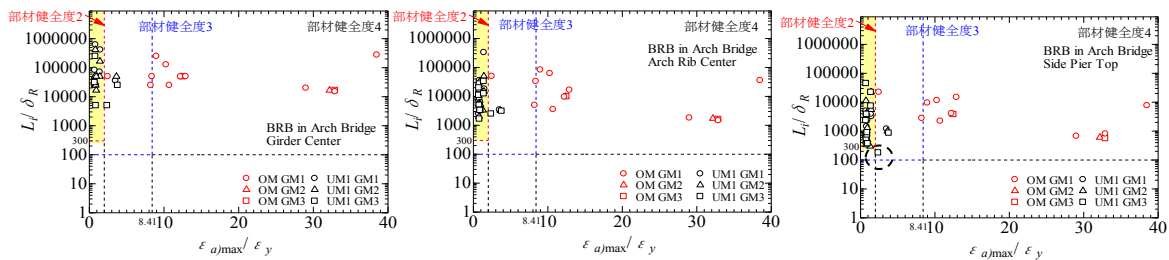
以上のことから、鋼製ラーメン橋脚に地震後の使用が困難になる大きな残留変位が発生する場合、最大応答ひずみを  $2\epsilon_y$  以内に抑えるような制震ダンパーを付与することで、残留変位を  $h/300$  以内 ( $\delta_R/h \leq 0.0033$ ) に抑え、地震後の使用性の照査を満たすことができる。即ち、地震後の使用性の照査式において、ひずみ照査法は変位照査法より、より厳しい照査式であることが判り、「ひずみ照査法は変位照査法を内包している」と言える。

次に、鋼アーチ橋に関する解析的検討を示す。本研究では、鋼アーチ橋において最大応答ひずみ-残留変位関係を表す際、端柱基部の最大応答ひずみと補剛桁中央、アーチリブ中央および端柱頂部の残留変位を用いることとする。

残留変位に関しては、隣接する各横支材間の相対変位を用い、横支材間距離 $L_i$ で無次元化することとする。文献34), 35)には、アーチ橋等の地震後の使用性照査を変位照査法で行う場合の規定はない。そこで本研究では、 $h$  (橋脚高さ) を隣接横支材間距離 $L_i$ に置き換えて、部材健全度2の規定とする。ひずみ照査法については式(e)をそのまま用いる。

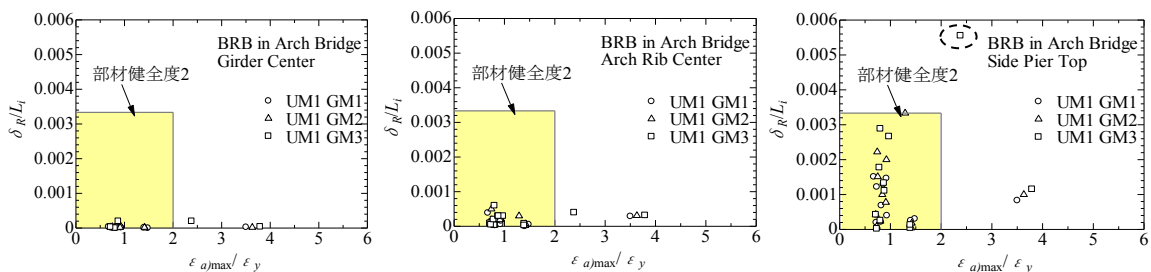
図 1. 2. 38, 図 1. 2. 39 に BRB を導入した鋼アーチ橋 (UM1) の端柱基部の最大応答ひずみと、補剛桁中央 (図 1. 2. 38 (a), 図 1. 2. 39 (a)), アーチリブ中央 (図 1. 2. 38 (b), 図 1. 2. 39 (b)) および端柱頂部 (図 1. 2. 38 (c), 図 1. 2. 39 (c)) のそれぞれの点での残留変位との関係を示す。GM (地震動) の後の数字は地震動の入力回数を示している。全体を通して、制震ダンパー導入前は最大応答ひずみが大きくなっているものの、残留変位は部材健全度 2 の照査を満たしている。補剛桁中央、アーチリブ中央、端柱頂部の順で残留変位が大きくなる傾向がみられた。制震ダンパー導入後は、4 ケースのみ部材健全度 2 を満足しなかったが、ほとんどのケースで大幅なひずみの低減効果がみられた。また、図 1. 2. 38 (c), 図 1. 2. 39 (c) の部材健全度 2 を満足しなかった内の 1 ケース (図中、点線で囲んだ UM1 GM3 の黒四角) において、端柱頂部の残留変位が許容値である  $L_i/300$  を超えていることがわかる。これらのことから、本研究で用いた鋼アーチ橋のような複雑な構造物に対しても、最大応答ひずみを  $2\epsilon_y$  以内に抑えるような制震設計を行うことで、地震後の使用性の照査も概ね満たすことがわかる。また、地震動を複数回入力した場合、非制震モデルおよび制震ダンパー導入モデルにおいて  $2\epsilon_y$  を超えてしまうケースがみられたが、残留変位に大きな変化はみられなかった。

図1. 2. 40, 図1. 2. 41にSPDデバイスを導入した鋼アーチ橋 (UM2) の端柱基部の最大応答ひずみと、補剛桁中央 (図1. 2. 40 (a), 図1. 2. 41 (a)), アーチリブ中央 (図1. 2. 40 (b), 図1. 2. 41 (b)) および端柱頂部 (図1. 2. 40 (c), 図1. 2. 41 (c)) のそれぞれの点での残留変位との関係図を示す。グラフの構成は図1. 2. 38, 図1. 2. 39と同様である。全体的にUM1と比べ残留変位は小さくなり、許容値を超えたケースはなかった。また、UM1と同様に補剛桁中央、アーチリブ中央、端柱頂部の順で残留変位が大きくなる傾向がみられた。UM1およびUM2の解析結果より、鋼製ラーメン橋脚と同様に、最大応答ひずみ $2\epsilon_y$ 以内に収まったケースでは地震後の使用性の照査を満足した。即ち、地震後の使用性において、「ひずみ照査法が変位照査法を内包している」ことが鋼アーチ橋においても実証された。



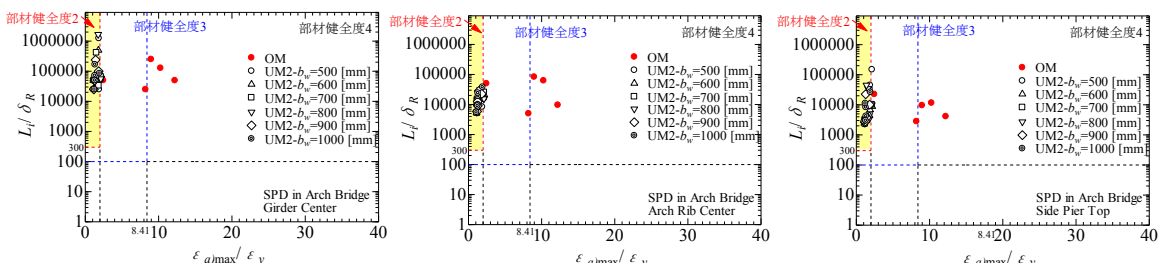
(a) 補剛桁中央点 (b) アーチリブ中央点 (c) 端柱頂点

図 1.2.38 BRB を導入した鋼アーチ橋の端柱基部の最大応答ひずみと各着目点の残留変位関係



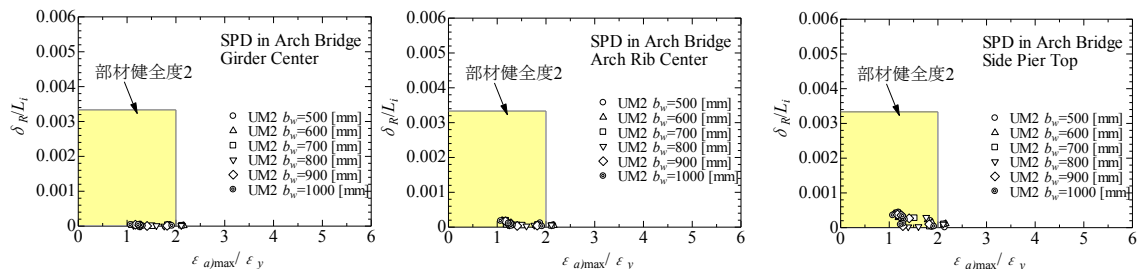
(a) 補剛桁中央点 (b) アーチリブ中央点 (c) 端柱頂点

図 1.2.39 BRB を導入した鋼アーチ橋の端柱基部の最大応答ひずみと各着目点の残留変位関係 (詳細図)



(a) 補剛桁中央点 (b) アーチリブ中央点 (c) 端柱頂点

図 1.2.40 SPD を導入した鋼アーチ橋の端柱基部の最大応答ひずみと各着目点の残留変位関係



(a) 補剛桁中央点 (b) アーチリブ中央点 (c) 端柱頂点

図 1.2.41 SPD を導入した鋼アーチ橋の端柱基部の最大応答ひずみと各着目点の残留変位関係 (詳細図)

## 1.2の参考文献

- 1) 加藤弘務, 宇佐美勉, 山崎伸介, 森 翔吾, 野呂直以, 葛 漢彬: 実物大 BRRP 制震ダンパーの開発研究, 構造工学論文集, Vol.61A, pp.211-223, 2015年3月。
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 丸善, 2012.3.
- 3) 山崎伸介, 加藤弘務, 宇佐美勉, 葛 漢彬: 波形鋼板制震ダンパー芯材の最適形状と復元力モデル, 構造工学論文集, Vol.62A, pp.314-327, 2016年3月。
- 4) 宇佐美勉, 山崎伸介, 森 翔吾, 野呂直以, 今瀬史晃, 野中哲也: 座屈拘束波形鋼板(BRRP)ダンパーの繰り返し弾塑性挙動, 構造工学論文集, Vol.60A, pp.335-348, 2014.3.
- 5) 山崎伸介, 野呂直以, 宇佐美勉: 座屈拘束波形鋼板(BRRP)ダンパーの動的性能確認実験, 第17回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 447-450, 2014.7.
- 6) 加藤弘務, 宇佐美勉, 山崎伸介, 森 翔吾, 野呂直以, 葛 漢彬: 実物大 BRRP 制震ダンパー開発のための基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.61A, pp.211-223, 2015.3.
- 7) 山崎伸介, 野呂直以, 櫻井信彰, 宇佐美勉: BRRP 制震ダンパーの芯材に適する波形形状と動的性能の検討, 鋼構造論文集, JSSC, 第22巻, 第87号, pp.33-46, 2015.9.
- 8) 山崎伸介, 加藤弘務, 宇佐美勉, 葛 漢彬: 芯材に波形鋼板を適用した座屈拘束ブレース(RP-BRB)の性能実験と解析, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.72, No.4, pp.I\_264-I\_278, 2016年。
- 9) 宇佐美勉: 高機能制震ダンパーの開発研究(特別講演), 第10回地震時保有耐法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.11-22, 2007.2.
- 10) 宇佐美勉, 山崎伸介, 森翔吾, 野呂直以, 今瀬史晃, 野中哲也: 座屈拘束波形鋼板(BRRP)ダンパーの繰り返し弾塑性挙動, 構造工学論文集, Vol.60A, pp.335-348, 2014.3.
- 11) 加藤弘務, 宇佐美勉, 山崎伸介, 森 翔梧, 野呂直以, 葛 漢彬: 実物大 BRRP 制震ダンパー開発のための基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.61A, pp.211-223, 2015.3.
- 12) 猪飼豊樹, 丸山陸也, 賈良玖, 葛 漢彬: 魚骨型座屈拘束ブレース(FB-BRB)の開発に関するパイロット研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.73, No.4, pp. I\_???-I\_???, 2017年(掲載予定)。
- 13) Jia, L.J., Ge, H.B., Maruyama, R., and Shinihara, K.: Development of a novel high-performance all-steel fish-bone shaped buckling-restrained brace, Engineering Structures, Vol.138, pp.105-119, 2017.
- 14) 猪飼豊樹, 吉田太智, 賈良玖, 葛 漢彬: 骨型座屈拘束ブレース(FB-BRB)の開発に関する実験的研究, (投稿予定)。
- 15) 篠原一輝, 賈 良玖, 加藤弘務, 葛 漢彬: せん断応力と引張応力が作用する鋼材の延性破壊メカニズムの解明に関する研究, 土木学会論文集 (構造・地震工学), Vol.71, No.4 (地震工学論文集第34巻), pp.I\_337-I\_348, 2015.2.

- 16) 榑原賢治：せん断型座屈拘束ブレースの開発に関する実験的研究，名城大学卒業論文，2017年。
- 17) 深田桃子：せん断型座屈拘束ブレースの開発に関する解析的研究，名城大学卒業論文，2017年。
- 18) 吉川裕泰：有効座屈拘束ブレースの開発に関する基礎的研究，名城大学卒業論文，2017年。
- 19) 丸山陸也，葛 漢彬，宇佐美勉：3種類の履歴型制震ダンパーを導入した鋼構造物の地震後の使用性に関する解析的検討，構造工学論文集，Vol.61A，pp.198-210，2015年3月。
- 20) Li, R., Ge, H.B., Usami, T., and Shu, G.P.: A Strain-Based Post-Earthquake Serviceability Verification Method for Steel Frame-Typed Bridge Piers Installed with Seismic Dampers, *Journal of Earthquake Engineering*, DOI: 10.1080/13632469.2016.1157531, 2016.
- 21) 家村浩和：極限地震動に対する要求性能と設計法のあり方ー耐震設計から先端技術に応用した免震・制震設計へー，土木学会論文集，土木学会，No.623/VI-43，pp.1-8，1999.6.
- 22) 丸山陸也，渡邊健斗，葛 漢彬：残留変位の低減に着目した鋼製ラーメン橋脚の制震解析，第18回計算工学会講演論文集，CD-ROM，論文番号F-4-3，2013.6.
- 23) 丸山陸也，葛 漢彬：SMAダンパーを導入した鋼製ラーメン橋脚の制震効果に及ぼす温度変化の影響に関する検討，第16回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp.301-308，2013.7.
- 24) Maruyama, R., Ge, H.B., Luo, X.Q. and Usami, T.: Damage Free Design of Steel Structures Using Seismic Dampers, *Proc. 10th Pacific Structural Steel Conference*, pp.745-750, 2013.10.
- 25) 丸山陸也，葛 漢彬：最大ひずみの制御に着目した鋼製ラーメン橋脚の地震後の使用性向上に関する制震解析，第19回計算工学会講演論文集，CD-ROM，論文番号E-4-3，2014.6.
- 26) Ge, H.B., Chen, X. and Matsui, N.: Seismic Demand on Shear Panel Dampers Installed in Steel-Framed Bridge Pier Structures, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.15, No.3, pp.339-361, 2011.3-4.
- 27) 陳 溪，葛 漢彬：せん断パネルダンパーによる鋼アーチ橋の耐震性向上及びせん断パネルダンパーの要求性能に関する研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.57A，pp.514-527，2011.3.
- 28) 丸山陸也，大場孝太，葛 漢彬：鋼アーチ橋へ導入したSPDの構造パラメータの違いが耐震性能へ及ぼす影響に関する解析的研究，第17回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp.375-382，2014.7.
- 29) 宇佐美勉，渡辺直起，河村洋行，葛西 昭，織田博孝：制震ダンパーとしての座屈拘束ブレースの全体座屈，構造工学論文集，土木学会，Vol.52A，pp.37-48，2006.3.

- 30) 小池洋平, 谷中聡久, 宇佐美勉, 葛 漢彬, 尾下里治, 佐合 大, 鶴野禎史: 高機能せん断パネル型ダンパーの開発に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.54A, pp.372-381, 2008.3.
- 31) 宇佐美勉, 佐藤 崇, 葛西 昭: 高機能座屈拘束ブレースの開発研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.55A, pp.719-729, 2009.3.
- 32) 宇佐美勉, 佐藤 崇: 座屈拘束ブレースの低サイクル疲労実験と照査法, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.56A, pp.486-498, 2010.3.
- 33) 葛 漢彬, 金子恵介, 宇佐美勉: 高機能補剛せん断パネルダンパーの繰り返し弾塑性挙動と復元力モデルに関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.56A, pp.522-532, 2010.3.
- 34) 宇佐美勉編著, 日本鋼構造協会編: 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 技報堂出版, 2006.9.
- 35) 土木学会: 鋼・合成構造標準示方書[耐震設計編], 土木学会, 2008.1.
- 36) Luo, X.Q., Ge, H.B. and Usami, T.: Dynamic Numerical Simulation of Steel Frame-Typed Piers Installed with SMA Damping Devices Based on Multi-linear One Dimensional Constitutive Model, Advanced Steel Construction, Vol.6, No.2, pp.722-741, 2010.6.



### 1.3 相似則を考慮した分散型サブストラクチャ応答実験システムによる土木構造物の制震構造設計法の確立（研究担当者：渡辺孝一）

#### 1.3.1 制震ブレースを挿入した鋼製ラーメン橋脚の並列ハイブリッド実験システム構築の検証とパイロット試験

橋梁などの構造物に犠牲部材として設置し、その部材に地震エネルギーを吸収させることで、主構造の損傷を最小限に抑え健全性を保つことができる座屈拘束ブレース（BRB）<sup>1)4)</sup>の研究開発が精力的に実施されている。本研究は、複数の座屈拘束ブレースを備えた橋脚を対象として、その橋脚に地震動を入力し、制震性能を検証するものである。既往の研究は、ブレースを設置した橋梁の部分模型に対して、振動台による動的加振によって制震効果を検討した事例等<sup>5), 6)</sup>がある。しかし、動的加振における実験装置の能力から、実験供試体のサイズが制限されるなど制約条件が多い。本研究は新たに分散した実験システムを同期させ、油圧アクチュエータによる载荷装置と、FEM解析プログラムを融合した分散型サブストラクチャ応答実験<sup>7)10)</sup>を構築し、その実験システムの応答性を検証した上、並列に設置した2基の座屈拘束ブレースによる鋼製橋脚の制震性能を総合的に検証するものである。

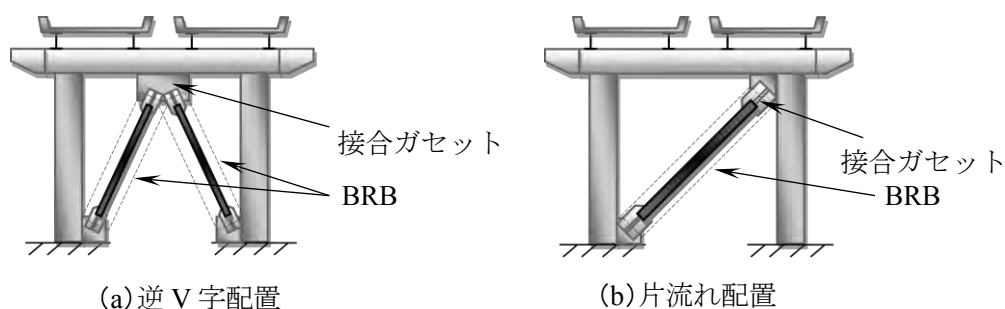


図 1.3.1 ラーメン橋脚に挿入した BRB の配置形式

#### (1) ハイブリッド実験ターゲットの鋼製ラーメン橋脚制震化に関する検討

##### a) 橋脚の数値モデル化と基本性能

図 1.3.1 (a)、図 1.3.1 (b) に BRB を逆 V 字配置および片流れ配置したラーメン橋脚の外形と部材断面を示す。ラーメン橋脚の外形を図 1.3.2 (a) に示し、柱と梁の断面詳細を図 1.3.2 (b)、図 1.3.2 (c) にそれぞれ示す。ラーメン橋脚のサイズは、地面から梁断面中心までの橋脚高さ 12,000mm、橋脚の中心間隔 12,000mm である。各部材の断面諸元と外形を表 1.3.1 に示し、表および図中に示した記号はそれぞれ、 $M$ : 上部構造質量 (2042 ton): 幅、 $D$ : 奥行き、 $t$ : 板厚、 $R$ : 幅厚比パラメータ、 $a$ : アスペクト比、 $n$ : サブパネル数、 $\lambda$ : 補剛材細長比パラメータ、 $b$ : 補剛材幅を示し、記号の下添え字は部材名、 $c$ : 柱、 $b$ : 梁、 $f$ : フランジ、 $w$ : ウェブ、 $s$ : 補剛材を表している。なお、梁と柱の隅角部は降伏させないため板厚を 2 倍としている。

表 1.3.1 ラーメン橋脚諸元<sup>1)</sup>

Column											
$B_c$ (mm)	$D_c$ (mm)	$t_c$ (mm)	$R_{fc}$	$R_{wc}$	$\alpha_{fc}$	$\alpha_{wc}$	$n_{fc}$	$n_{wc}$	$\lambda_{sc}$	$b_s$ (mm)	$t_s$ (mm)
2000	1000	32	0.34	0.34	1	0.5	2	4	0.89	140	32
Beam											
$B_b$ (mm)	$D_b$ (mm)	$t_b$ (mm)	$R_{fb}$	$R_{wb}$	$\alpha_{fb}$	$\alpha_{wb}$	$n_{fb}$	$n_{wb}$	$\lambda_{sb}$	$b_s$ (mm)	$t_s$ (mm)
1000	2000	32	0.34	0.78	0.5	0.83	4	1	0.72	140	32

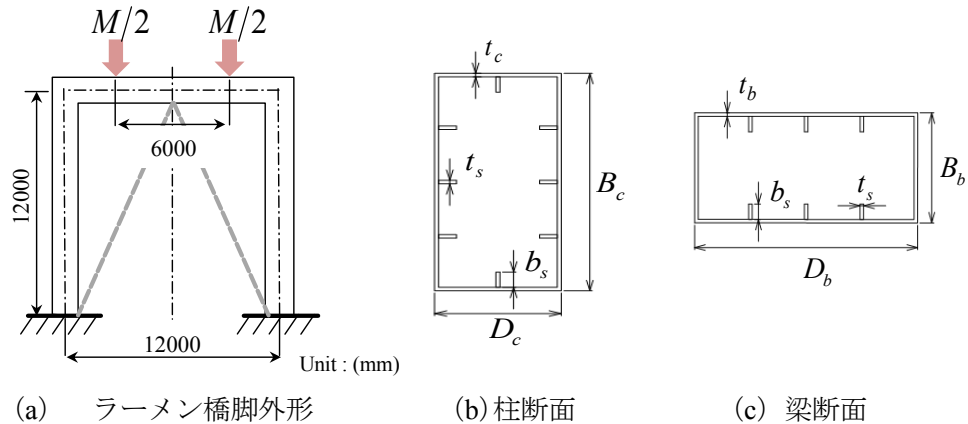


図 1.3.2 ラーメン橋脚外形と部材断面

次に図 1.3.3 に示すようにラーメン橋脚を数値モデル化し、サブストラクチャ応答実験による制震効果の検討を進める。解析モデル化にあたり橋脚の梁および柱にはファイバー要素を適用した。解析に使用した FEM プログラムは、SeanFEM<sup>11)</sup>である。解析ソフトの仕様により、分割断面と橋脚外郭を表示可能である。橋脚は地面に対して完全固定の境界条件とし、上部構造質量は梁の中央から左右に 3000mm の位置にそれぞれ  $M/2$  を与えた。材料特性は鋼種 SM490Y 相当を仮定して降伏応力  $\sigma_y=355\text{MPa}$  を与え、ヤング率  $E=206\text{GPa}$  とした。材料構成則は図 1.3.4 に示すような移動硬化則を適用した。ヤング率の 2 次勾配  $E_2$  は  $E/100$  とし、部材の降伏条件は Mises の降伏条件を適用した。BRB には、EX-truss 要素を適用し、BRB と橋脚の接合ガセットは、十字継手構造を模擬して数値モデル化した。EX-truss 要素は、汎用数値解析で用いられるトラス要素と同等の特性を有し、要素のひずみに対する軸力を実験値から取り込む機能を持たせており、ガセットとの連結部の境界条件はピン接合である。

図 1.3.5 は、制震化しないラーメン橋脚のプッシュオーバー解析から水平荷重-橋脚天端の水平変位関係を求めた結果である。この解析により、対象とするラーメン橋脚の降伏水平変位  $\delta_y$  ( $=71\text{mm}$ ) と降伏水平荷重  $H_y$  ( $=6200\text{kN}$ ) ならびに弾性剛性  $K_0$  を算定した。

#### b) BRB 配置形式と等価剛性

図 1.3.6 に示すように、ラーメン橋脚の層間変形  $\delta_y$  に対してブレースの伸縮変位  $\Delta L_b$  を仮定する。図 1.3.7 に示すとおり、ラーメン橋脚に設置する BRB の細部構造をブレース全長  $L$  と制震ブレース区間長さ (塑性変形区間)  $L_b$  の比率を  $\xi_l=L_b/L$  とし、さらに取り付けガセッ

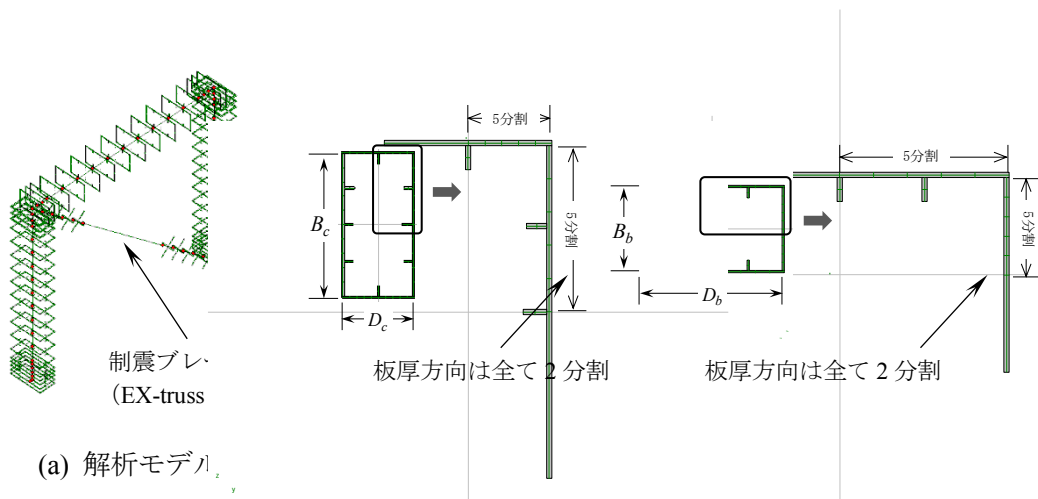


図 1.3.3 BRB 逆 V 字配置の数値シミュレーション

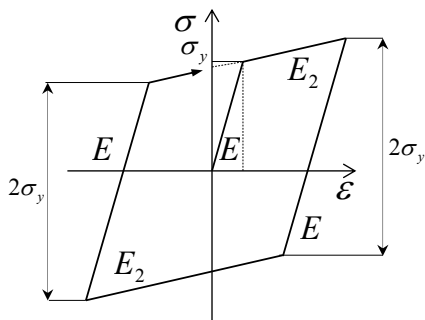


図 1.3.4 解析に適した移動硬化則

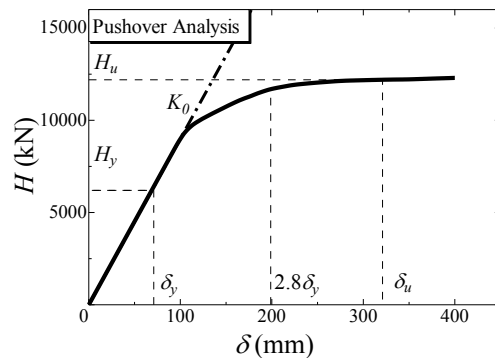


図 1.3.5 水平荷重-変位結果

ト長さ  $L_g$  との比率を  $\xi_2=L_g/L$  とする場合、ブレイスの等価剛性は、式 (1.3.1) で計算される。

$$K_1 = \left( \xi_1 + 2\xi_2 \frac{A_b}{A_g} \right)^{-1} \cdot \frac{E \cdot A_b}{L} \quad (1.3.1)$$

ここで、 $A_b$  は制震ブレイスの断面積、 $A_g$  ガセット接合部の断面積、 $E$  は制震ブレイスのヤング率である。BRB の配置関係から、 $L_g=(L-L_b)/2$  であるので、式 (1.3.1) は式 (1.3.2) のように簡略化できる。

$$K_1 = \frac{4}{(3\xi_1 + 1)} \cdot \frac{E \cdot A_b}{L} \quad (1.3.2)$$

簡略化の過程で、ガセット接合部の断面積を便宜上  $A_g=4A_b$  とした。式 (1.3.2) から、橋脚のブレイス設置区間長  $L$  を一定とすると、地震エネルギーを吸収させる制震ブレイス長さ  $L_b$  が短いほど  $\xi_1$  が小さくなることから、等価剛性は大きくなる。

図 1.3.8 に BRB を配置したラーメン橋脚の水平剛性について、 $\xi_1$  を変化させた結果を示す。縦軸は BRB を設置した橋脚の水平剛性  $K_{BRB}$  を制震化しない橋脚の水平剛性  $K_0$  で無次元化し

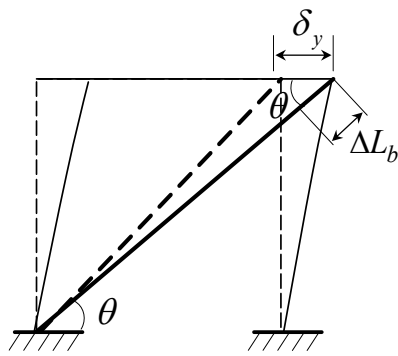


図 1.3.6 ブレース伸縮変形量の仮定

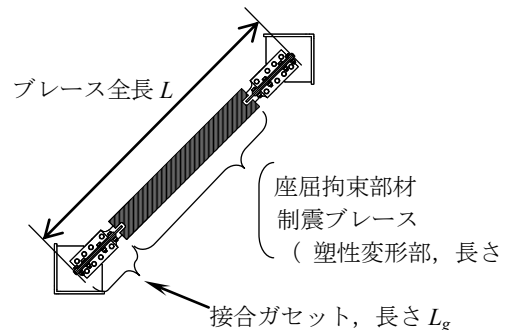


図 1.3.7 ブレースの構成

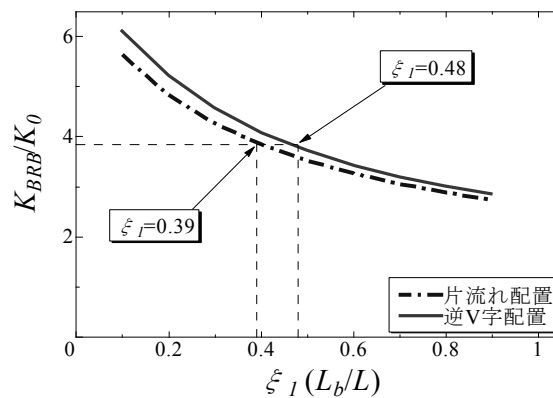


図 1.3.8 ラーメン橋脚の水平剛性の変化

ており、逆 V 字配置と片流れ配置の計算結果を示している。

橋脚の諸元を同一とすれば、ブレース設置区間長さは片流れ配置の時、幾何学的に逆 V 字配置より長いブレースが必要となる。本研究では、BRB の制震ブレース長さ  $L_b$  は同一とし、逆 V 字配置と片流れ配置の水平剛性が等価となるよう、橋脚本体と BRB との接合ガセット長さ  $L_g$  を調節した。また、 $\xi_l$  のほかブレースの軸剛性によって水平剛性は多様に变化するが、 $K_{BRB}/K_0$  を変化させた数値解析モデルの動的応答解析の応答値により、 $K_{BRB}/K_0$  の値を定めた。この結果、逆 V 字配置は  $\xi_l=0.48$ 、片流れ配置では  $\xi_l=0.39$  とした。

## (2) ハイブリッド実験用BRBの設計と性能

### a) 設計の流れ

図 1.3.9 にハイブリッド実験によるラーメン橋脚の地震応答実験までの流れを示す。前述した  $\xi_l$  および制震ブレース断面積  $A_b$  を仮定して、制震化したラーメン橋脚の動的応答解析を行い、最大応答変位 ( $\delta_{max} < 2.8\delta_y$ ) および残留変位 ( $\delta_R < h/300$ ,  $h$ : 橋脚高さ) の照査を行う<sup>13)</sup>。照査を満たした場合、ハイブリッド実験供試体の縮尺比  $S$  を仮定して、実験供試体用 BRB の断面を設計する<sup>7)</sup>。フロー中に示す記号のうち、 $mL_b$  は実験供試体の制震ブレース長さを示し、 $mA_b$  は制震ブレース断面積を示しており、それぞれ縮尺比で算定される。

次に、設計した BRB に対して実験装置の  
 載荷能力や計測機器能力に対する確認を行い、  
 実験実施の可否を判定する。具体的には、フ  
 ロー中に示した番号と対応して、①BRB に与  
 える繰り返し軸力の最大値がジャッキ載荷能  
 力範囲であること、②BRB の伸縮変位がジャ  
 ッキストロークの範囲であること、③ジャッ  
 キ制御および計測データの桁落ちを防止す  
 るため、BRB の降伏変位  $m\delta_y$  が制御装置の変位  
 分解精度  $\delta_0$  の概ね 100 倍以上であること、に  
 配慮して縮尺比を変化させて試行を繰り返す。  
 以上のフローに従い、本実験では縮尺比  $S$   
 $=1/5$  として設計し BRB の形状を確定した。

設計した BRB の形状を図 1.3.10 (a) に示  
 す。縮尺後の制震ブレース長さは  
 $mL_b=1375\text{mm}$  である。制震ブレース断面は図  
 1.3.10 (b) に示すうちの着色部位であり、設  
 計板幅 100mm、板厚 10mm で  $mA_b=1000\text{mm}^2$   
 である。全体座屈を防止するための拘束部材  
 は、板厚 16mm、幅 200mm、拘束材と制震ブ  
 レースとの隙間 1mm である。この BRB は、  
 軸力作用時の全体座屈を防止するための設計  
 条件式<sup>1)</sup>を満足する。この他、制震ブレース  
 両端に取り付けた端部リブは板厚 12mm であ  
 る。BRB と拘束部材に使用した鋼種は SS400

であり、供試体の製作に使用したものと同一ロットの鋼材から採取した材料試験結果を表  
 1.3.2 に示す。降伏変位  $m\delta_y$  は、BRB への軸力作用時に、塑性変形区間である制震ブレース  
 長さ  $mL_b$  が全長にわたって高次の波形に変形すると仮定し、降伏ひずみ  $\varepsilon_y$  に  $mL_b$  を乗じて得  
 られる<sup>1)</sup>。断面の実測値と材料試験結果による算定結果を表 1.3.3 にまとめて示す。

### b) BRB 基本性能確認実験

地震時応答実験に先立ち、ハイブリッド応答実験で用いる BRB の変形性能を確認するた  
 め、予備的に静的載荷実験を行った。実験の様子を図 1.3.11 に示す。この実験では BRB の  
 最大軸応答ひずみ 3% を目標として、変位制御による繰り返し漸増変位載荷実験を実施した。  
 実験結果を図 1.3.12 に示す。図の縦軸は BRB の降伏荷重  $mP_y$  で、横軸は制震ブレースの降  
 伏変位  $m\delta_y$  で無次元化している。図中には BRB の制震ブレース長さ  $mL_b=1375\text{mm}$  の場合の

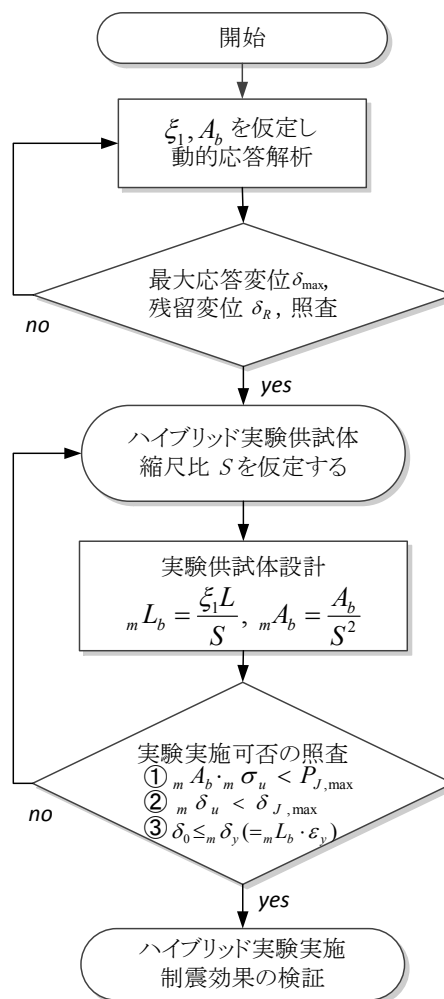


図 1.3.9 ハイブリッド実験  
 供試体設計フロー

表 1.3.2 実験に使用した BRB の材料試験結果

設計板厚 (mm)	$\sigma_y$ (MPa)	$\sigma_u$ (MPa)	$E$ (GPa)	$\varepsilon_y$	$\nu$	$\Delta l$ (%)
10	285	437	190	0.00150	0.280	29.5
12	279	436	200	0.00139	0.291	28.8
16	321	447	203	0.00154	0.287	29.0

表 1.3.3 実験に使用した BRB の供試体記号と断面諸元

実験種別	BRB配置	試験体記号	制震ブレース断面諸元			$mL_b$ (mm)	$m\delta_y$ (mm)	$mP_y$ (kN)
			$mA_b$ (mm <sup>2</sup> )	$mW_b$ (mm)	$t_b$ (mm)			
変位漸増载荷	-----	CYCLIC	972	100.4	9.69	1375	2.06	277
ハイブリッド 地震応答実験	逆V字配置	L-JRT	966	100.2	9.64			275
		R-JRT	979	100.2	9.77			279
	片流れ配置	S-JRT	967	100.0	9.68			276

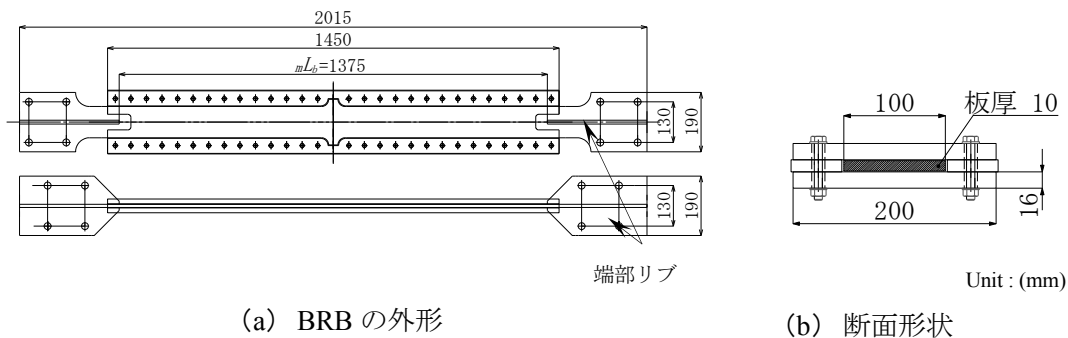


図 1.3.10 実験に使用した BRB

終局軸ひずみの目標限界値  $\varepsilon_u=3\%$ を示している。载荷は圧縮側から開始し、降伏変位  $m\delta_y$  を 1 単位として漸増させながら交番载荷し、BRB の制震ブレースが破断した時点で終了した。

図 1.3.12 示すように荷重-変位の履歴は安定した紡錘形を示している。最大応答は、引張側  $\delta/m\delta_y = 19.67$  にて  $P/mP_y = 1.41$ 、圧縮側  $\delta/m\delta_y = -19.67$  にて  $P/mP_y = -1.75$  の応答が得られ、終局軸ひずみの目標限界値  $\varepsilon_u=3\%$ を満足している。さらに载荷を続け、引張側の  $\delta/m\delta_y = 14.57$ 、 $P/mP_y = 1.38$  载荷時に耐力が急激に低下して制震ブレースが破断した。累積塑性変形性能<sup>3)</sup>の計算結果は  $CID=1.22$  であった。以上より、本実験で用いた BRB は、高機能 BRB の変形性能および累積塑性変形性能の条件<sup>2)</sup>を満たしていることを確認した。

### (3) 並列ハイブリッド実験システム

#### a) 実験システムの概要

ハイブリッド実験の载荷に用いる実験装置は名城大学構造耐震実験室内に設置されている 2 基の大型構造実験フレームとそれらに固定されている静的油圧アクチュエータである。ま



図 1.3.11 実験状況

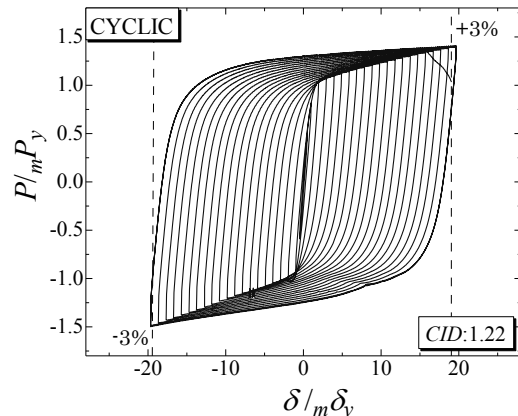


図 1.3.12 繰り返し荷試験結果

た, それらを制御する実験制御PCと応答計算を行う解析PCで実験システムとして稼働する。これらの概要を図 1.3.13 に示し, 実験システムの外観を図 1.3.14 に示す。

実験システムは大きく分けて図 1.3.14(a)に示す実験フレーム 1 号機と, 同様の荷荷機構を有する図 1.3.14(b)の 2 号機から構成されている。各構造実験フレームに取り付けられた静的油圧アクチュエータの荷荷能力は $\pm 1000\text{kN}$ , ジャッキストロークは最大 $\pm 250\text{mm}$  である。ジャッキストロークは, 実験供試体に取り付けた巻き取り式デジタル変位計 (MUTOH 製 DEX-01) で制御し, 分解精度はストローク全体に渡り  $0.01\text{mm}$  である。また, ジャッキの作用荷重はロードセルによって検出し, 分解性能は  $0.5\text{kN}$  である。

入力する地震動データの 1 ステップ毎に演算される BRB の伸縮変形量を変位制御で荷荷する際のジャッキの速度は,  $0.04\text{mm/sec}$  であり, BRB へ与えるひずみ速度に換算すると約  $30\mu\text{/sec}$  となる。制御 PC は OS として Windows7(64bit)を搭載し, Visual Basic 2010 で作成した制御プログラムによって, コントローラーと RS-232C ケーブルで双方向の通信制御を行う。コントローラーは, アナログ信号により油圧ポンプによる油吐出量の調整を行い, ジャッキの伸縮動作を制御する。解析 PC は実験制御 PC と同様の OS を搭載しており, 制御 PC と LAN で通信し, 実験制御 PC から取得したデータと, SeanFEM の演算によって得た BRB の伸縮変位および復元力に関するデータの双方向通信を行う。SeanFEM による解析データは解析 PC 内に記録され, その他主要なデータは実験制御 PC からデータロガー (東京測器製 TDS-530) に記録される。

#### b) 実験種別と入力地震動

実験は片流れと逆 V 字の 2 通りの BRB の配置に対して地震動を入力してハイブリッド実験を行った。実験に使用した各 BRB は前掲の表 1.3.3 にまとめている。

逆 V 字配置の場合, ハイブリッド実験では 2 基の BRB を構造実験フレーム 1 号機と 2 号機にそれぞれ設置して実験を行った。片流れ配置の場合は, 橋脚に配置する BRB が 1 基となるため, 構造実験フレーム 1 号機のみを利用した。各地震時応答実験を実施する前には,



BRB の変形が弾性範囲となる弾性波を入力し、油圧アクチュエータ摩擦誤差の補正を行った。  
 地震応答解析<sup>12)</sup>で使用した水平地震動は、1995年の兵庫県南部地震で観測された JR 鷹取  
 駅の観測地震波（以下、「II-II-2」と称して記す。）の E-W 成分である<sup>13)</sup>。

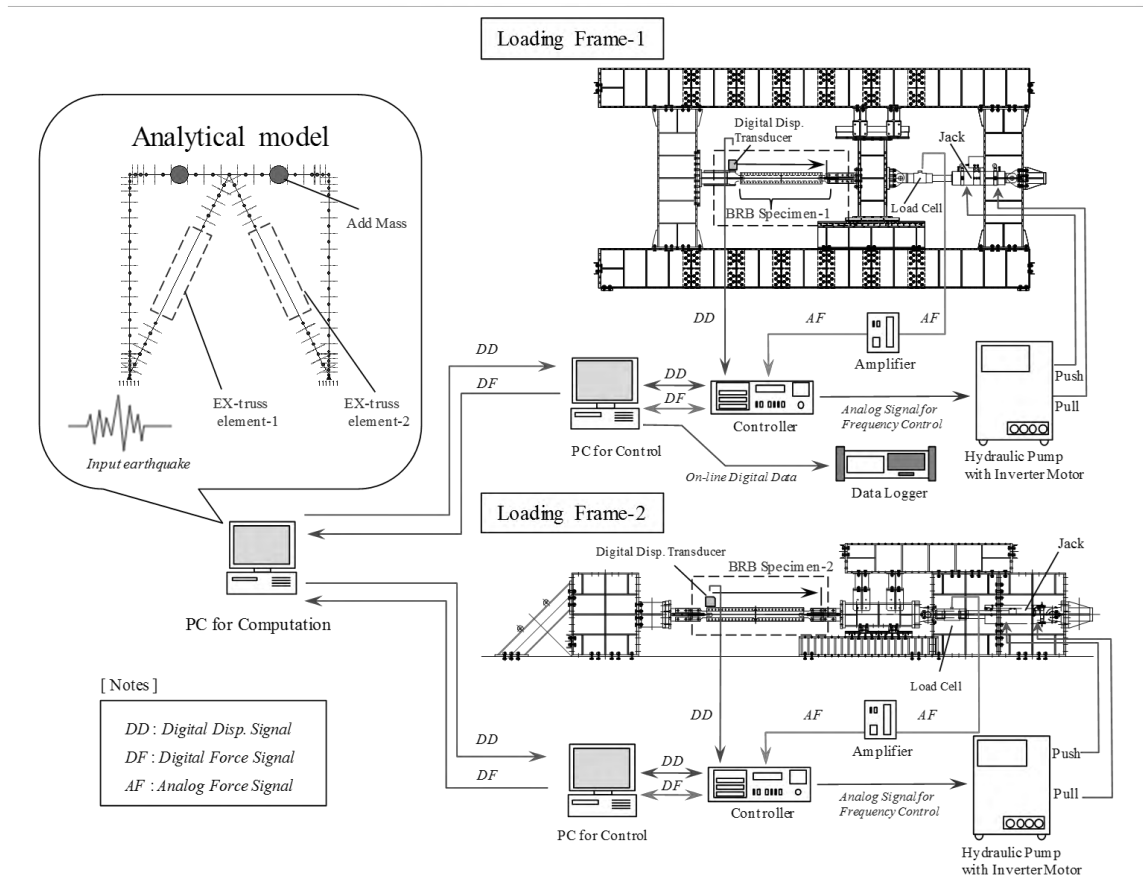


図 1.3.13 並列ハイブリッド実験システム



(a) 1号機

(b) 2号機

図 1.3.14 実験システム外観

地震動は、BRBの要求性能を検証するため、同一波形を連続して3波を入力し、BRBの軸力データをハイブリッド実験から取得し、解析PC側でラーメン橋脚の水平変位や残留変位の応答値を得た。

#### c) 制震化しないラーメン橋脚の応答

BRBの制震効果を比較するため、制震化しないラーメン橋脚の動的応答解析を行った。入力した地震動はII-II-2で、減衰はRayleigh型減5%とした。

図1.3.15および図1.3.16に解析結果を示す。図1.3.15は時刻応答履歴であり、縦軸は橋脚天端の水平変位を降伏変位で無次元化している。図1.3.16は水平変位-荷重履歴を示し、縦軸は降伏荷重により無次元化して表示している。地震動入力開始後約8.44秒にて最大応答変位 $\delta_{max}/\delta_y=3.88$ を生じた。最終的な残留変位 $\delta_R/\delta_y=1.78$ となり、部材健全度 $2^{13}$ )を満足しないことを確認した。

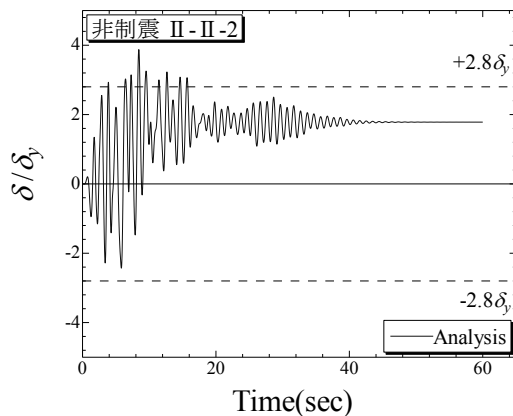


図 1.3.15 時刻応答履歴

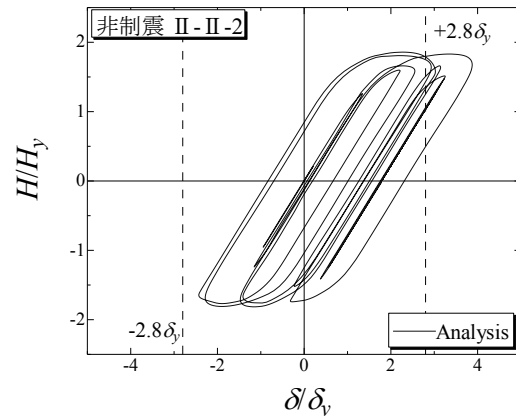


図 1.3.16 荷重-変位履歴

### (4) ハイブリッド実験結果および考察

#### a) 橋脚の地震応答実験結果

図1.3.17には、地震波入力時の各ハイブリッド実験結果を示す。各グラフは、BRBを配置したラーメン橋脚の水平変位 $\delta$ 、水平荷重 $H$ をそれぞれ降伏変位 $\delta_y$ 、それに対応する水平荷重 $H_y$ で無次元化して表示している。応答時間は、II-II-2の連続3波分である。なおハイブリッド応答実験結果は「Hybrid」であり実線で示し、座屈を考慮しないトラス要素でBRBを単純モデル化した地震応答解析結果は「Analysis」として点線で示している。

図1.3.15、図1.3.16で示した制震化しないラーメン橋脚の応答と比較すると、BRBを配置することで明らかに橋脚の最大応答変位、残留変位ともに小さくなり制震効果が得られている。

配置形式による違いをみると、図1.3.17(a)、(b)に示す逆V字配置に比べ図1.3.17(c)、(d)に示した片流れ配置の最大応答がわずかに大きい、大差ない結果が得られた。これはBRBを設置した後のラーメン橋脚の水平剛性がほぼ同一で固有周期の差も小さいことが要

因であると思われる。次に、ラーメン橋脚の応力状態に着目する。例えばⅡ-Ⅱ-2の3波目入力時の最大応答時を抽出した応力コンターを図 1.3.18 に示す。図 1.3.18 は変形倍率を 10 倍としている。

この図から、逆 V 字配置と片流れ配置のどちらも橋脚基部と梁柱の接合部付近に応力が集中し、降伏応力に達していることが確認される。梁の応力に着目すると、片流れ配置は BRB が非対称のため、応力が BRB 接合側の梁下縁でやや卓越していることが確認できる（図 1.3.18 (b) 矢印の応力）。しかし、両者の応答の差が小さいことから応力分布に大差はない。また、変形状況をみると、図 1.3.18 (a) ○印部に示すように逆 V 時配置の BRB とガセット接合位置で屈曲がみられる。これはピン接合の境界条件によるものであるが、BRB の安定性と機能保持の観点から留意すべき点であり、1.3.2 にて検討を進める。

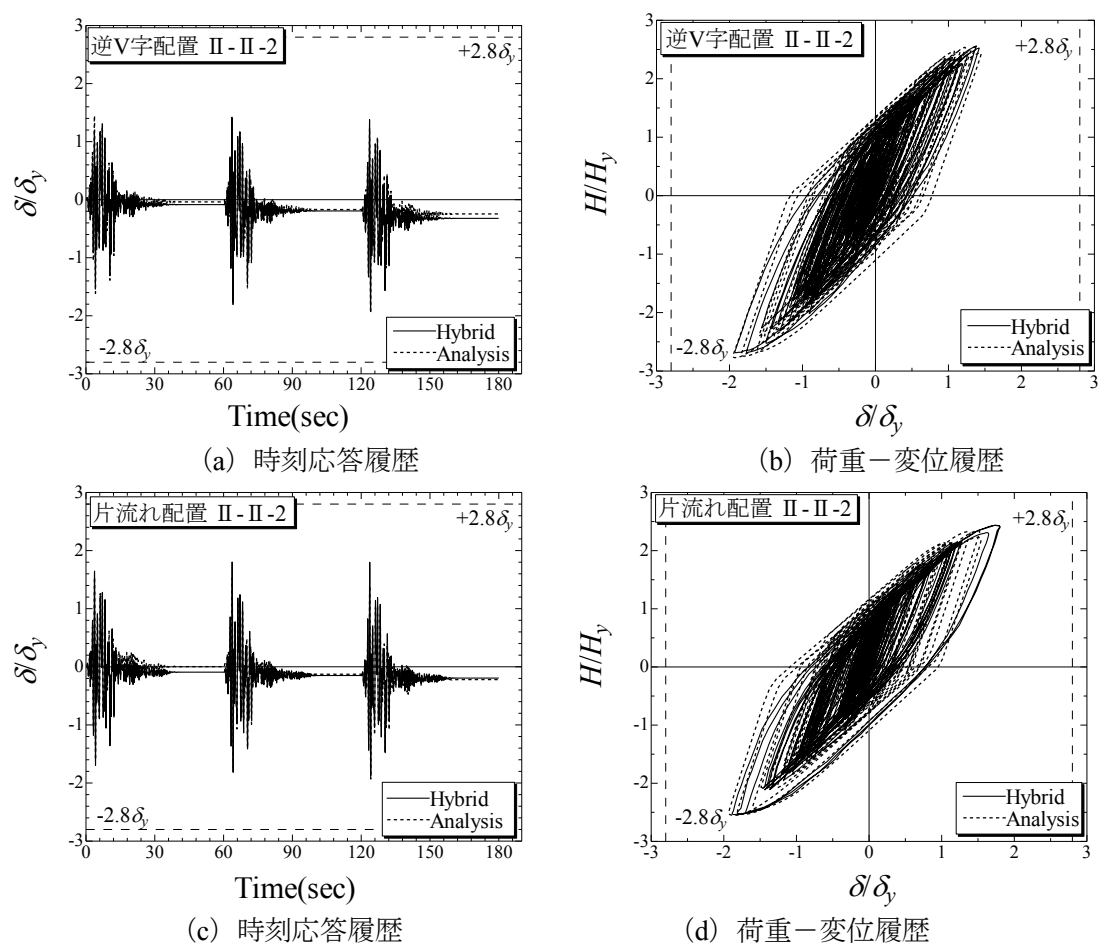


図 1.3.17 制震化したラーメン橋脚のハイブリッド実験結果

次に、地震動入力によるラーメン橋脚の最大応答変位  $\delta_{max}$  と残留変位  $\delta_R$  をまとめたものを表 1.3.4 および表 1.3.5 に示す。非制震の応答と比較すれば、BRB の配置形式によらず最大応答変位は 50%以下に小さくなっており、部材健全度 2 を満足する。残留変位も非制震時の 10%以下となり十分な制震効果が得られたが、配置形式による大きな違いは生じなかった。

b) BRB の地震応答実験結果

図 1.3.19 には、橋脚に設置した BRB のハイブリッド実験結果のうち、最初の 1 波分を抽出した結果を示す。図は BRB に生じた軸力と変位をそれぞれ降伏軸力、降伏変位で無次元化して表示している。また、各 BRB の最大軸ひずみと CID の計算結果を表 1.3.6 にまとめて示す。

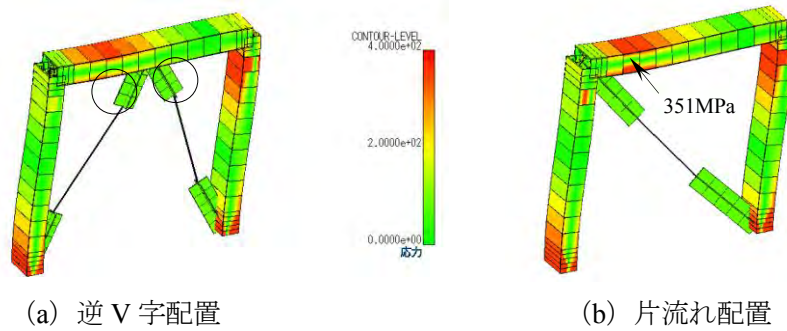


図 1.3.18 制震化したラーメン橋脚の応力コンター

(II-II-2, 3 波入力時の最大応答時)

表 1.3.4 ラーメン橋脚の最大応答変位

BRB配置形式	試験名	橋脚最大応答変位 $\delta_{max}/\delta_y$			平均
		1波目	2波目	3波目	
非制震	Analysis	3.88	-----	-----	3.88
逆V字配置	Hybrid	-1.50	-1.77	-1.93	-1.73
	Analysis	-1.62	-1.84	-1.95	-1.80
片流れ配置	Hybrid	-1.70	-1.81	-1.88	-1.80
	Analysis	-1.60	-1.81	-1.93	-1.78

表 1.3.5 ラーメン橋脚の残留変位

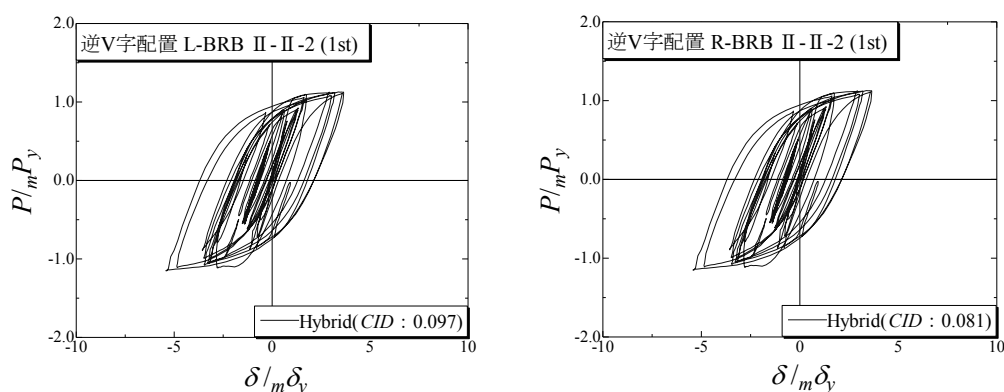
BRB配置形式	試験名	橋脚残留変位 $\delta_R/\delta_y$			合計	平均
		1波目	2波目	3波目		
非制震	Analysis	1.78	-----	-----	1.78	1.78
逆V字配置	Hybrid	-0.08	-0.19	-0.32	-0.60	-0.20
	Analysis	-0.04	-0.17	-0.25	-0.45	-0.15
片流れ配置	Hybrid	-0.09	-0.15	-0.19	-0.44	-0.15
	Analysis	-0.01	-0.13	-0.22	-0.36	-0.12

表 1.3.6 橋脚に設置した BRB の地震応答

BRB配置	対応する BRB	BRBの最大軸ひずみ		CID					限界値
		応答値 $\epsilon_{max}$	限界値 $\epsilon_u$	1波目	2波目	3波目	平均	合計	
逆V字	L-BRB	0.00651	< 0.03	0.097	0.106	0.111	0.105	0.314	< 0.7
	R-BRB	0.00760		0.081	0.093	0.084	0.086	0.257	
片流れ	S-BRB	0.01308		0.185	0.197	0.193	0.192	0.575	

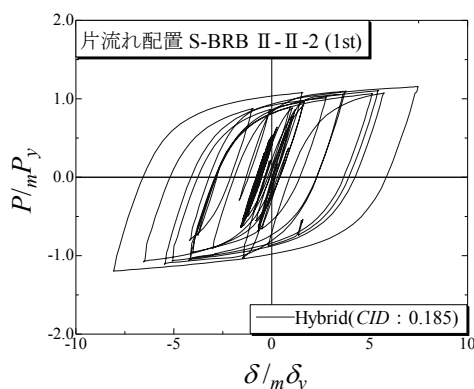
図 1.3.19 (a) と (b) は、逆 V 字配置した 2 基の BRB の応答を示している。2 基の BRB は、橋脚の変形に対して、圧縮・引張が逆の変形となるが、概ね同じ変形挙動を示している。

一方、図 1.3.19(c) に示す片流れの BRB の履歴カーブは逆 V 字より大きいループを描き、表 1.3.4 の最大軸ひずみで比較すると、約 1.7 倍程度大きめである。また、3 波入力後の CID の合計は 0.575 であり、限界値 0.7 の 82% に達する値となった。



(a) 逆 V 字配置－左側

(b) 逆 V 字配置－右側



(c) 片流れ配置

図 1.3.19 制震化したラーメン橋脚の BRB の応答結果

## (5) まとめ

本研究では、2 カ所に分散した油圧ジャッキシステムを同機しながら制御する実験システムの構築に向けてハードウェアと制御ソフトの両面から研究を進めた。以下に本章で得られた結論をまとめる。

- 1) ハードウェアについては、油圧ジャッキを増加させたことによる油圧動力不足を解消するために、新たに 7.5kw 容量の油圧ポンプを整備した。ソフトウェアにおいては、2 台の油圧ジャッキ制御に関わる信号を制御するプログラムを開発し、制御精度が確保されることを確認した。
- 2) 実験制御システムを用いて、軸降伏型ダンパーを添加することによる鋼製橋脚の制震効果をハイブリッド実験により検証した。対象とする鋼製橋脚は 1 層門型タイプのラ

ラーメン橋脚とし、これをファイバー要素により精密に断面分割した数値解析モデルを適用した。軸降伏型ダンパーとして高機能座屈拘束ブレース (BRB) を適用し、BRB の配置形式を2通りに変化させた。配置形式の一つは幾何学的に配置バランスの良い、2基の高機能座屈拘束ブレース (BRB) を逆V字型に配置であり、対比のため1基のBRBを片流れに配置した鋼製橋脚を仮定した。

- 3) BRBを配置したことによる橋脚の水平剛性と固有周期は同一として、地震時応答を比較検証した。ハイブリッド実験で逆V字型配置の制震効果を検証する際には、開発した複数油圧アクチュエータを制御システムの特徴を活かし、複数の静的油圧アクチュエータ制御によるハイブリッド実験システムにより2基のBRBをそれぞれ独立した実験装置に組み込んで地震時応答を求め目標とする制震効果が得られることを検証した。
- 4) 制震化に適用したBRBの設計にあたっては、相似則を考慮した上でブレース部材の全長に対する適切な塑性変形長さの比率を仮定する設計フローを提案し、この設計手法による制震効果を明らかにした。

### 1.3.2 ラーメン橋脚の層間変形を考慮した座屈拘束ブレースの変形性能の検証

1.3.1の報告では、静的油圧アクチュエータによる載荷装置と、FEM解析プログラムを融合したサブストラクチャ応答実験システムにより、BRBを設置した門型鋼製ラーメン橋脚(以降、「ラーメン橋脚」と略記する。)の地震時応答を検討した。この報告では、BRB実験供試体の応答を逐次解析モデルへ反映させるEX-truss要素を定義して地震応答を求め、ラーメン橋脚に対するBRBの配置形式をパラメータとしてBRB設置による制震効果を検討した<sup>14)</sup>。この結果、図1.3.20のようにラーメン橋脚へのBRB配置形式について、逆V字配置と片流れ配置を提案して比較したが、配置形式によらず一定の制震効果が得られることを確認した<sup>15)</sup>。しかし、この報告で使用した実験装置は、BRBの軸芯方向への伸縮変位のみを与える載荷のため、サブストラクチャ実験により、解析モデル内で算定されているBRBと接合部の回転変形(図1.3.20中に○印で示す部分)がBRBに与える影響は実験側のBRB供試体に考慮されておらず、今後の検討課題として報告した<sup>15)</sup>。

そこで本研究は解析的な検討によって回転変形の限界値を推定した。解析のパラメータは、ラーメン橋脚にBRBを設置した場合のBRB設置区間(エネルギー吸収させる制震部材の長さ)とBRB支持ブラケットの比率である。この比率を数種に変化させて数値解析を行い、橋脚の層間変形(=橋脚天端の水平変位)に伴って生じるBRBの限界回転変形角 $\theta_j$ を推定した。

次に、この限界回転変形 $\theta_j$ のもとで、BRBが変形性能を満足することを検証するために、実験装置の改良検討を行った。従来の実験システムに回転リンク機構を組み合わせた載荷装置を開発し、ラーメン橋脚が外力を受けた際に生じる層間変形を幾何学的に模擬した変形状

態を BRB に与えることで、軸力と層間変形で生じる偏心曲げモーメントを考慮した載荷実験を行い BRB の変形性能を検証した<sup>16)</sup>。

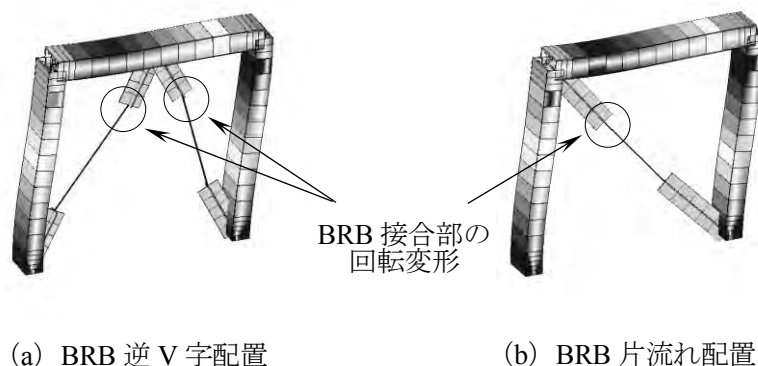


図 1.3.20 制震化したラーメン橋脚の地震時変形状態の例

### (1) BRBを設置した鋼製ラーメン橋脚の層間変形

#### a) ラーメン橋脚の数値解析モデル

本研究では図 1.3.20(b)に示す片流れ配置を検証対象とし、図 1.3.21 に鋼製ラーメン橋脚の解析モデルを示す。解析に使用した FEM プログラムは、SeanFEM<sup>11)</sup>である。

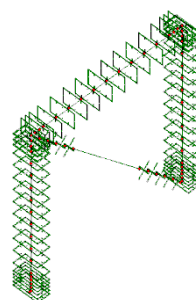


図 1.3.21 鋼製ラーメン橋脚の数値解析モデル

先の報告と同様に、制震化しないラーメン橋脚のプッシュオーバー解析から水平荷重—橋脚天端の水平変位関係を求めた。この解析により、対象とするラーメン橋脚の降伏水平変位  $\delta_y$  ( $=71\text{mm}$ ) と降伏水平荷重  $H_y$  ( $=6200\text{kN}$ ) を算定した。制震化により、地震応答後の橋脚の部材健全度<sup>2)</sup>に納めるための層間変位の限界値を  $\delta_h=2.8\delta_y$  とすれば、後述するラーメン橋脚の層間変形角に換算して限界値  $R=0.0167$  となる。

#### b) 層間変形と BRB の回轉變形角

図 1.3.22 に示すように全体ブレース区間長  $L$ 、BRB 部材長  $L_b$ 、BRB を支持するブラケット長さを  $L_j$  とするとき、層間変形  $\delta_h$  によって、BRB と固定ブラケットの軸芯ずれ  $e$  で生じる回轉變形角を  $\theta_j$  と定義する。 $\theta_j$  はブラケットの剛性が高く、外力に対する変形が無視し得るほど微小である場合、BRB 部材長が小さいほど  $\delta_h$  に対して大きくなる。その時 BRB の両端部には軸力と同時に軸芯ずれ  $e$  によって付加曲げが作用する。

#### c) 回轉變形角の推定結果

ブレース全長  $L$  と制震ブレース区間長さ  $L_b$  の比率を  $\xi_1=L_b/L$ 、同様に、取り付けブラケット長さ  $L_j$  との比率を  $\xi_2=L_j/L$  として、 $\xi_1=0.3, 0.4, 0.5, 0.6$  の 4 通りに変化させてプッシュオーバー解析を実施した。解析結果を図 1.3.23 に示す。



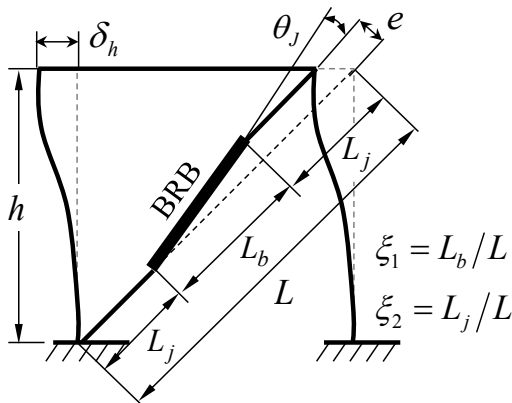


図 1.3.22 層間変形と BRB  
回転変形角の定義

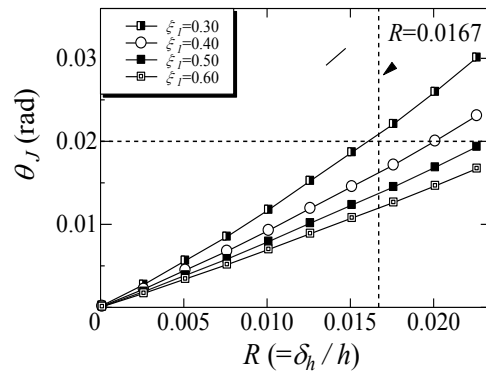


図 1.3.23 プッシュオーバー解析による BRB  
長さ と 回転角  $\theta_j$  の関係 (BRB 圧縮側)

図 1.3.23 の縦軸は BRB と取り付けブラケットの軸芯のずれから生じる回転角  $\theta_j$ 、横軸はラーメン橋脚の層間変形角  $R (= \delta_h / h)$  でまとめた結果である。プッシュオーバー解析では片流れ配置 BRB の場合、橋脚の層間変形の方角で、BRB が引張軸力を受ける場合と圧縮軸力を受ける場合に分けられる。なお、座屈に配慮して図 1.3.23 は BRB に対して圧縮が作用する変形方向での解析結果を示しまとめたものである。

BRB の制震ブレース区間長さ  $L_b$  が小さいほど、層間変形に伴う回転角度  $\theta_j$  は大きくなる。制震ブレース区間が最も小さい  $\xi_l = 0.3$  の場合では、層間変形角  $R=0.0167$  に対して、 $\theta_j = 0.021$  となる。ブレース設置区間全体に対する BRB の比率  $\xi_l$  の適正值は、さらに検討が必要と思われるが、軸降伏型ダンパーの特性上、回転角はできるだけ小さく抑えることが安全側となる。従って  $\theta_j = 0.02$  以下となるように  $\xi_l$  を制限する。本研究では実験装置の制約から  $\xi_l = 0.40$  として BRB の設計を行った。

#### d) 実験供試体の設計

実験に適用した供試体は、解析モデルで仮定したラーメン橋脚に設置する BRB を想定して、相似則を考慮して 1/5 縮尺で設計した。表 1.3.7 に製作した BRB と拘束部材に使用した鋼種 SS400 の材料試験結果を示す。

本研究では、同一諸元の BRB を載荷方法の違いにより比較検討する。表 1.3.8 に実験で使用する供試体の記号等を示す。供試体 CYC-[AL+B] は、軸力と曲げを載荷するもので、CYC-[AL] は軸力のみを載荷するものである。設計した BRB の形状を図 1.3.24 (a) に示す。制震ブレース長さは  $mL_b = 1375\text{mm}$  であり、制震ブレース断面は図 1.3.24 (b) に示す着色部位で、設計板幅 100mm、板厚 10mm、断面積  $mA_b = 1000\text{mm}^2$ 、全体座屈を防止するための拘束部材は、板厚 16mm、幅 200mm、拘束材と制震ブレースとの隙間 1mm (制震ブレース断面の板厚方向に合計で 2mm) である。この BRB は、軸力作用時の全体座屈を防止するための

表 1.3.7 実験に使用した BRB の材料試験結果

設計板厚 (mm)	$\sigma_y$ (MPa)	$\sigma_u$ (MPa)	$E$ (GPa)	$\epsilon_y$	$\nu$	$\Delta l$ (%)
10	280	419	195	0.00144	0.290	0.254
12	264	429	188	0.00140	0.285	0.281
16	321	447	203	0.00154	0.287	0.290

表 1.3.8 実験に使用した BRB の供試体記号と断面諸元

実験種別	载荷方法	試験体記号	制震ブレース断面諸元			$mL_b$ (mm)	$m\delta_y$ (mm)	$mP_y$ (kN)
			$mA_b$ (mm <sup>2</sup> )	$mW_b$ (mm)	$t_b$ (mm)			
変位漸増载荷	軸力+曲げ	CYC-[AL+B]	1003	100.5	9.98	1375	1.98	281
	軸力のみ*	CYC-[AL]	972	100.4	9.69		2.06	277

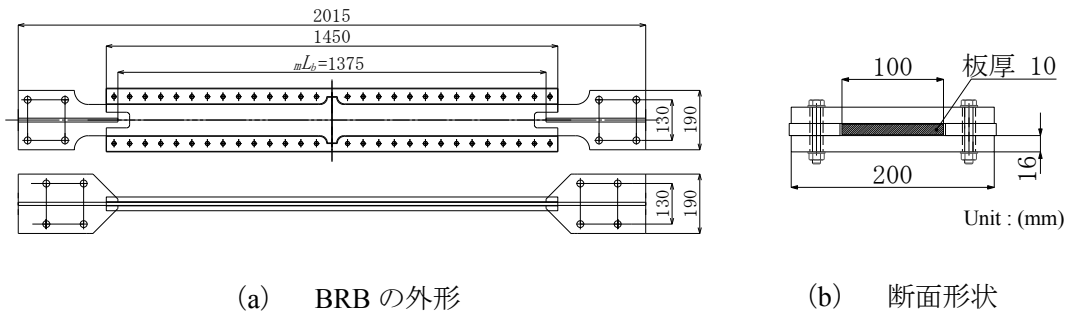


図 1.3.24 実験に使用した BRB

設計条件式を満足する。降伏変位  $m\delta_y$  は、BRB への軸力作用時に、塑性変形区間である制震ブレース長さ  $mL_b$  が全長にわたって高次の波形に変形すると仮定し、降伏ひずみ  $\epsilon_y$  に  $mL_b$  を乗じて得られる<sup>2)</sup>。

## (2) 軸力と付加曲げを考慮した実験装置

### a) 実験システムの概要

実験システムは名城大学内に設置されている大型構造実験フレームとそれらに固定されている静的油圧ジャッキである。また、それらを制御する実験制御 PC とデータロガー（東京測器製 TDS-530）から構成されている。実験装置の外観を図 1.3.25 に示し、実験システムを図 1.3.26 に示す。実験システムは図 1.3.13 の载荷機構を組換え、図 1.3.25 に示すように回転リンク機構を付加することで、BRB に対して従来の軸力载荷に加えて、軸芯のずれ（ラーメン橋脚の層間変形）を引張軸力、圧縮軸力について再現出来る機構とした。構造実験フレームに取り付けられた静的油圧ジャッキの载荷能力は±1000kN、ジャッキストロークは最大±250mm である。

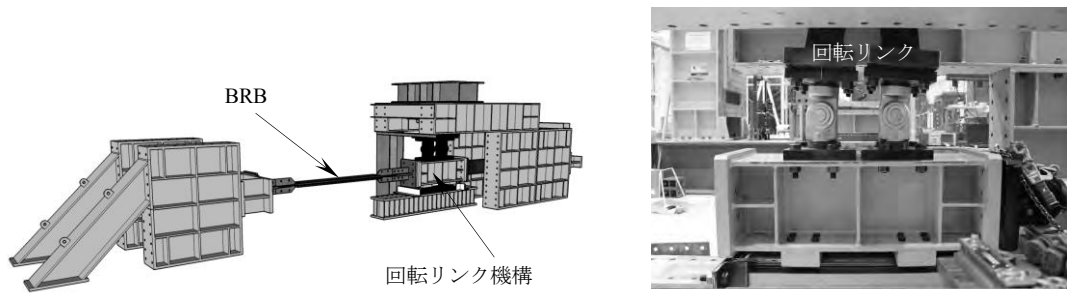


図 1.3.25 実験システム外観（左：CG による全景，右：回転機構の拡大写真）

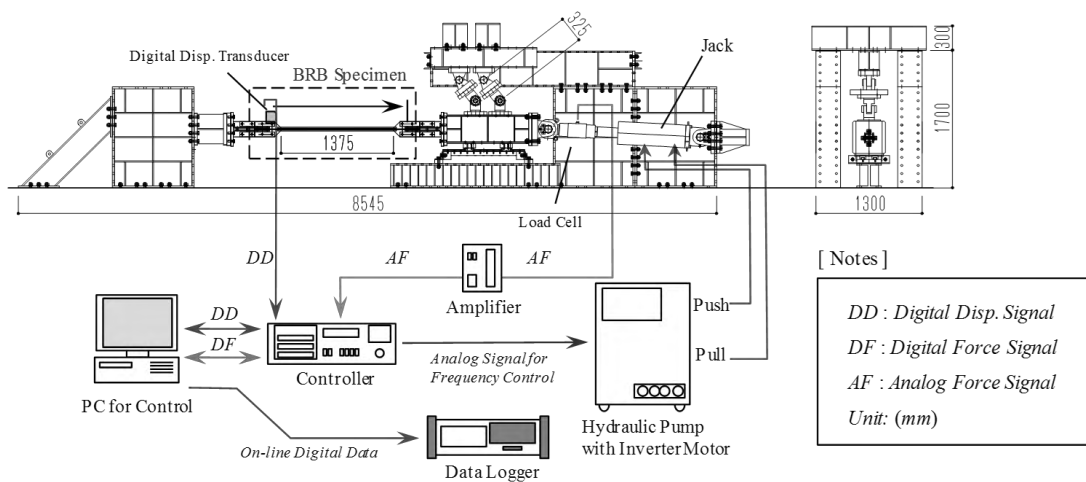


図 1.3.26 実験システム（軸力+曲げ同時載荷）

ジャッキストロークは、実験供試体に取り付けた巻き取り式デジタル変位計（MUTOH 製 DEX-01）で制御し、分解精度はストローク全体に渡り 0.01mm である。

また、ジャッキの作用荷重はロードセルによって検出し、分解性能は 0.5kN である。BRB の載荷に伴う回転リンク機構により、油圧ジャッキ軸芯と BRB の軸芯が一致しないため、実験中は連続的に軸芯のずれを計測し、逐次ロードセルの値を補正した。

#### b) BRB 回転変形の再現性

図 1.3.27 に回転リンク機構を用いた軸力と偏心曲げによって生じる BRB の回転変形角を、ラーメン橋脚の層間変形角でまとめた結果を示す。

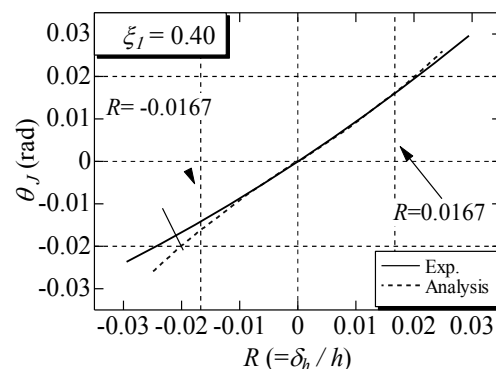


図 1.3.27 BRB に生じる回転角  $\theta_j$  と層間変形の関係

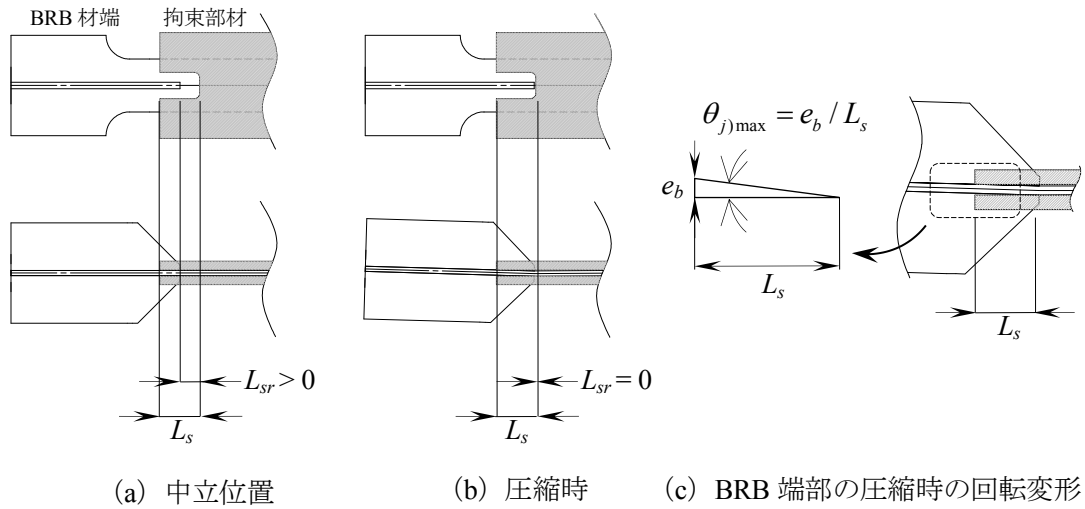


図 1.3.28 BRB 端部の伸縮挙動と回転変形

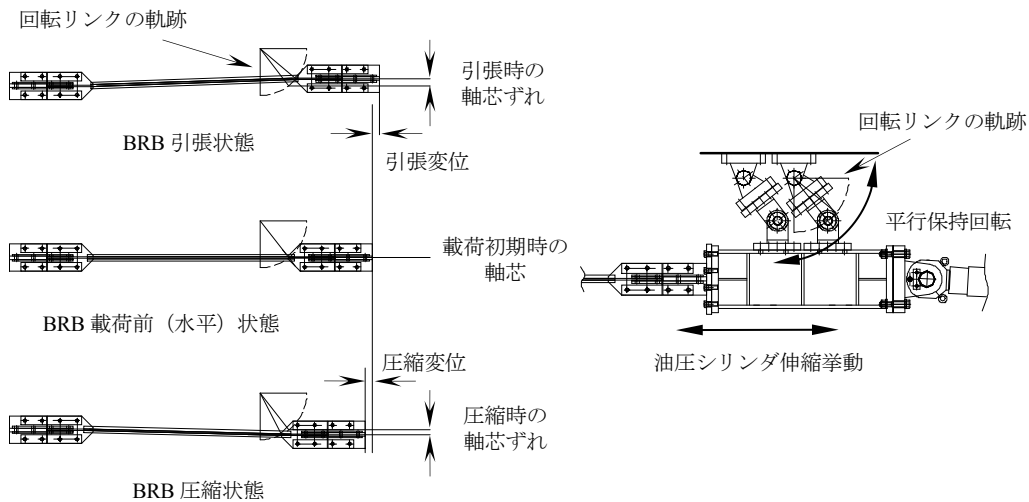


図 1.3.29 回転リンク機構による荷機構の詳細

図中の実験値は、回転リンク機構の軌道設計値であり、解析結果はラーメン橋脚に  $\xi_l = 0.40$  の比率で BRB を設置した場合に得られる推定結果である。図の原点から右上方向は、BRB に対して引張軸力が作用し、左下方向は、圧縮軸力が作用する。図中にはラーメン橋脚の限界層間変形角  $R = 0.0167$  を明示した。

回転リンク機構による変形挙動は、圧縮側  $R = 0.0167$  で解析推定値よりも実験装置では、 $0.00135$  (rad) 程度回転角が小さめとなるが、値はごく微小であるため、解析で推定される BRB の回転変形挙動を概ね再現できることがわかる。

### c) BRB 端部の回転変形性能

図 1.3.28 に示すように BRB の材端に着目すると、ブレース芯材が軸力を受けて、伸縮するために拘束材の端部にはスリットが設けられている。このスリット長さを  $L_s$  ( $=75\text{mm}$ ) と

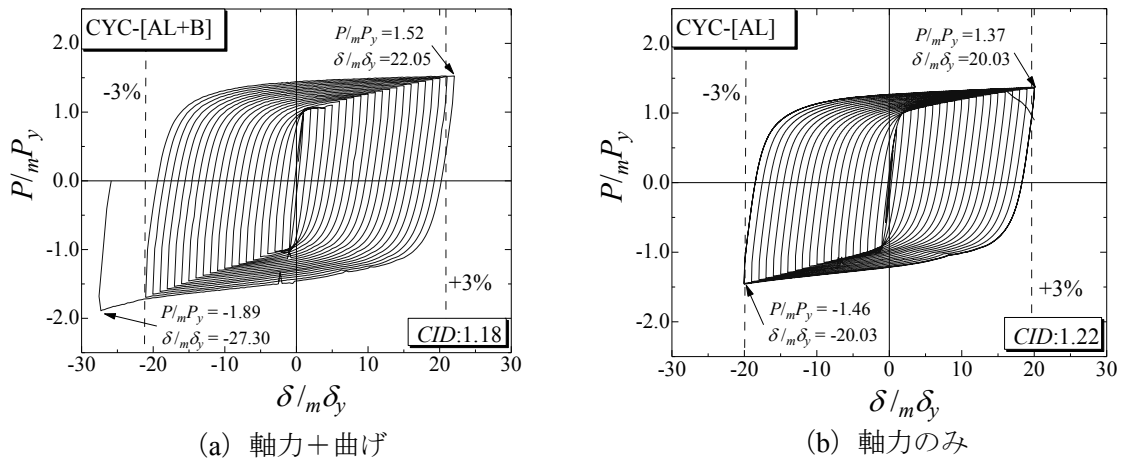


図 1.3.30 繰り返し載荷試験結果

した場合、制震部材端との隙間  $L_{sr}$  が、圧縮時の縮み代となる。BRB が無負荷の状態では、図 1.3.28 (a) の中立状態に留まるが、圧縮軸力が作用し、制震ブレース材の圧縮方向への塑性変形が進行すると  $L_{sr}$  は徐々に小さくなり、最大圧縮変形時には図 1.3.28 (b) のように隙間ゼロになる。この時、図 1.3.28 (c) に示すように BRB 端部の拘束材の回転変形に着目する。図 1.3.28 (b) について、圧縮変形が最大となった場合、制震部材は拘束材の内部で高次の変形が進んでいると推察されるが、制震部材と拘束部材との隙間があるために、ブレースは設計時の軸芯に対して、拘束材との隙間の中で上下に移動する。その結果、拘束材から露出した部位は、面外方向へ偏心することが可能である。この変形を本研究では BRB 端部の回転変形性能とする。本研究で設計した BRB では、スリット長さ  $L_b$  と拘束材と制震ブレースの面外方向の隙間  $e_b$  より、 $\theta_{jmax}=0.026$  となる。従って、ラーメン橋脚の層間変形角が、 $\theta_{jmax}$  以内であれば BRB はラーメン橋脚の変形に追従できることが推測される。なお、図 1.3.29 にブレースの伸縮と回転リンク機構の詳細を示す。本実験では油圧シリンダの伸縮運動をこの回転リンク機構により変換して BRB の端部に生じる回転変形を与えた。

### (3) 実験結果

#### a) 層間変形を考慮した BRB 変形性能

BRB の層間変位を考慮した変形性能を確認するため、漸増変位繰り返し載荷実験を行った。実験では終局軸ひずみの限界値  $\epsilon_u=3\%$  を目標に、変位制御によって載荷を実施した。実験結果を図 1.3.30 示す。図の縦軸は BRB の降伏荷重  $mP_y$  で、横軸は制震ブレースの降伏変位  $m\delta_y$  で無次元化してあり、図中には、引張、圧縮時のピーク値を表示した。また、本論文で使用した BRB の制震ブレース長さ  $mL_b = 1375\text{mm}$  の場合の終局軸ひずみの目標限界値  $\epsilon_u=3\%$  を併せて示した。図 1.3.30(a) は本実験で実施した軸力と付加曲げを考慮した供試体 CYC-[AL+B] の実験結果であり、図 1.3.30(b) に示す供試体 CYC-[AL] と比較して、安定した紡錘形を示している。最大変形と軸力に着目すると、引張側  $\delta/m\delta_y = 22.05$  にて  $P/mP_y = 1.52$  であり、CYC-[AL] の値、 $P/mP_y = 1.37$  と比較して、11%程度高めの軸力が生じている。また、圧縮側の目標限界

値  $\varepsilon_u=3\%$  においては, CYC-[AL+B]では  $\delta/m\delta_y = -21.05$ ,  $P/mP_y = -1.70$  の応答が得られ, CYC-[AL]の値,  $P/mP_y = -1.46$  と比較して, 16.4%ほど高めの軸力となった。CYC-[AL+B]は, さらに載荷装置の機械的な載荷限界まで圧縮側への変形を与えたところ,  $\delta/m\delta_y = -27.30$  にて  $P/mP_y = -1.89$  まで BRB は崩壊することなく安定した挙動を示した。実験は最大圧縮後に, 荷重を除荷して実験を終了した。CYC-[AL+B]供試体は繰り返し実験によって破断しなかった。

### b) 層間変形に伴う BRB 回転変形

図 1.3.31 には, 漸増変位繰り返し載荷実験で得た CYC-[AL+B]の結果を, BRB の回転変形角度  $\theta_j$  とラーメン橋脚に生じる層間変形  $R$  でまとめたものである。プロットは比較のために解析結果と比較している。また, 部材健全

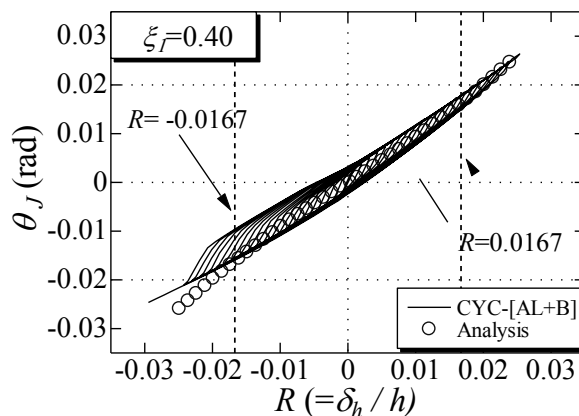


図 1.3.31 層間変形と BRB 端部回転角の実験結果

度 2 を満足するために必要な層間変形  $R$  の限界値を併せて示した。図の原点から右上方向は BRB に対して引張軸力, 左下方向は圧縮軸力が作用する載荷状況と対応している。本実験の BRB は, 解析で推定した回転変形に対して安定して挙動することが示されている。また, BRB の部材端部の回転性能は, 設計上  $\theta_{jmax} = 0.026$  であったが, 実験では圧縮の最大値で  $\theta_j = 0.025$  まで回転変形しており, BRB の端部の回転変形が設計値通りの性能を有することを確認した。

### c) 実験終了後の変形状況

図 1.3.32 (a), (b)には, 実験終了後の BRB 制震ブレース芯材の変形状況を示す。拘束部材の隙間の範囲 (2mm) でブレース全長に渡って高次の波形に変形している状況を確認できる。また, 図 1.3.32(c)に示すとおり制震ブレースや端部リブ溶接部に亀裂は目視の範囲では確認されなかった。

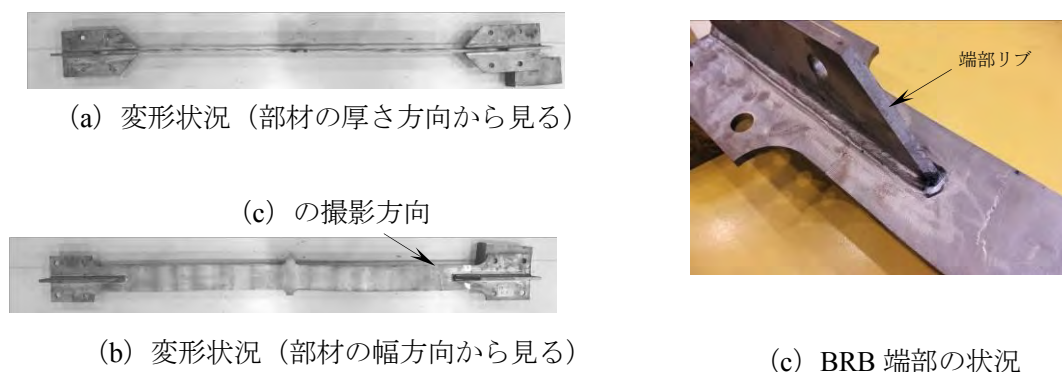


図 1.3.32 CYC-[AL+B]実験終了後の変形状況

#### (4) まとめ

本研究では、BRBを片流れ配置した鋼製ラーメン橋脚の層間変形によって生じるBRBの回転変形に着目し、軸力のみを受けるBRBとの変形性能の違いを実験的に検証した。以下、本研究で得られた知見をまとめる。

- 1) ラーメン橋脚の層間変形とBRBの幾何学的な関係から生じるBRBの回転変形角を解析的に推定した。本研究で定めた設置条件の場合、BRBの回転変形角は最大で $\theta_j = 0.02$ を見込めば良い。ただし、 $\zeta_j = 0.4$ 程度に制限する必要がある。
- 2) 設計したBRB端部の回転変形性能 $\theta_{jmax}$ は、層間変形によって生じるBRBの回転変形に対して、安定した変形性能を有し、 $\theta_j = 0.02$ の回転に対して有効に機能することを確認した。
- 3) 軸力のみを考慮したBRBの漸増変位繰り返し載荷実験結果を比較すると、載荷軸芯のずれから生じる付加曲げによりBRBの軸力は、降伏軸力に対して、引張で11%、圧縮側で16%上昇するが、安定した紡錘形の変形特性が得られ、目標限界変形性能3%を満足することを確認した。
- 4) 繰り返し載荷実験終了後の制震ブレース芯材は、部材長さ全体に渡って規則的な波形の変形が確認されたことから、層間変形を考慮したBRBも安定した変形挙動が得られることを確認した。

### 1.3.3 座屈拘束ブレース支持ブラケットの施工精度管理に関する解析的検討

#### (1) 座屈拘束ブレース支持ブラケットの施工精度

本研究は図1.3.35に示すように、BRBを片流れ配置したラーメン橋脚の支持ブラケット(長さ $L_j$ )の設計設置角度 $\theta$ に対する実際の取り付け角度との面内方向の差を初期不整 $\theta_i$ と定義し、ブラケットの初期不整が制震性能に与える影響について検討するものである。

これまでに図1.3.35に示すようなラーメン橋脚へのBRBの配置形式に片流れ配置と逆V字配置を検討した結果、BRBとラーメン橋脚を接合するブラケットが座屈しない条件の下では、配置形式によらず一定の制震効果が得られることを確認している<sup>14),15)</sup>。

また、制震化したラーメン橋脚内でのBRBの面内回転挙動に着目して、BRB接合端部に要求される変形性能の検討を行った。これは、BRBの制震ブレース芯材とBRB接合端部の変形に着目し、解析的検討によって面内回転変形の限界値を推定したものであり、解析パラメータはラーメン橋脚にBRBを設置した場合のBRB設置区間(エネルギー吸収させる制震部材の長さ)とBRB支持ブラケットの比率である。これらを幾らかに変化させて、橋脚の層間変形(=橋脚天端の水平変位)に対して必要なBRBの回転変形角 $\theta_j$ の最大値を推定した。そして、ラーメン橋脚が外力を受けた際に生じる層間変形を幾何学的に模擬したBRBの変形状態、すなわち回転変形角 $\theta_j$ の限界値をBRBに与えることで、軸力と偏心曲げモーメントを考慮した載荷実験を行い、BRBの変形性能を検証した<sup>16)</sup>。



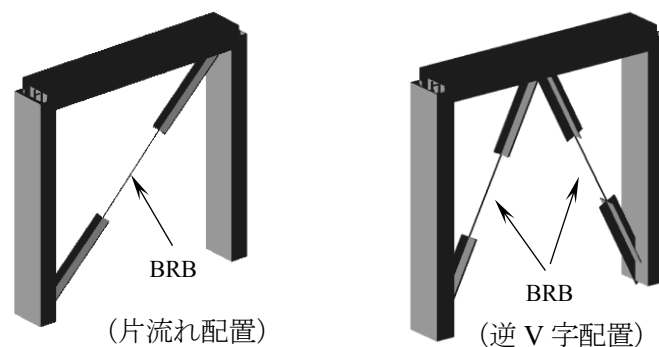


図 1.3.35 BRB を設置したラーメン橋脚

これら一連の検討では BRB とラーメン橋脚を連結するための取り付けブラケットには十分に剛な断面を与え、かつ、地震動などの水平外力が作用しない状態において BRB が誤差なく配置された仮定で検証を行っており、初期不整を考慮していなかった。

BRB の設計<sup>1)</sup>に関しては、これまでに履歴型ダンパーに関する設計報告書<sup>17),18)</sup>や、鋼構造制振設計指針<sup>19)</sup>により座屈拘束ブレースの設計基準が整備されつつある。また、建築構造に BRB を適用し、その安定条件を検討した中で BRB の据え付け精度を定量的に評価した研究報告がある<sup>20),21)</sup>。しかし、本研究で対象とするようなラーメン橋脚を BRB によって制震化する際の初期不整について検討した事例は他に見あたらない。

以上から本研究では、BRB とラーメン橋脚を連結するブラケットの設置精度に着目して解析を行い、ブラケットの初期不整が制震性能に与える影響について検討した。

## (2) 制震化するラーメン橋脚の基本性能

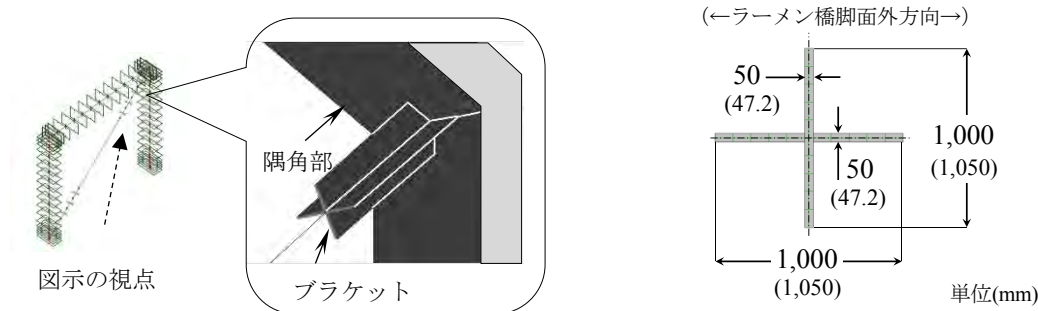
### a) BRB と支持ブラケットの数値解析モデル

BRB は座屈を考慮しないトラス要素によってモデル化した。降伏応力は  $\sigma_y=235\text{MPa}$ 、ヤング率  $E=206\text{GPa}$ 、塑性領域のヤング率の 2 次勾配は  $E_2=E/100$  と仮定し、ラーメン橋脚と同様に移動硬化則を適用した。

BRB と主構造を接合するブラケットの詳細を図 1.3.34 に示す。ブラケットは図 1.3.34(a) に示すように、BRB の両端をそれぞれ地面固定側とラーメン橋脚隅角部側で支持するように配置し、BRB と支持ブラケットの境界条件はピン接合を与えた。断面は図 1.3.34(b) に示すように十字継手を与え、ファイバー要素で数値モデル化した。ブラケットの断面積は BRB 制震ブレース芯材の 4 倍相当を与え、BRB の最大軸力作用時も弾性状態となるよう配慮した。なお、本研究では BRB を支持するブラケットとラーメン橋脚隅角部（および地面固定側）を連結するガセット構造はモデル化していない。

### b) 初期不整 $\theta_i$ の仮定

図 1.3.35 にラーメン橋脚の層間変形  $\delta_h$  を仮定し、ブラケットの弾性変形角  $\theta_b$  と初期不整  $\theta_i$  を定義する。本研究では BRB を固定する地面側と天端側ブラケットの初期倒れ角の大きさ

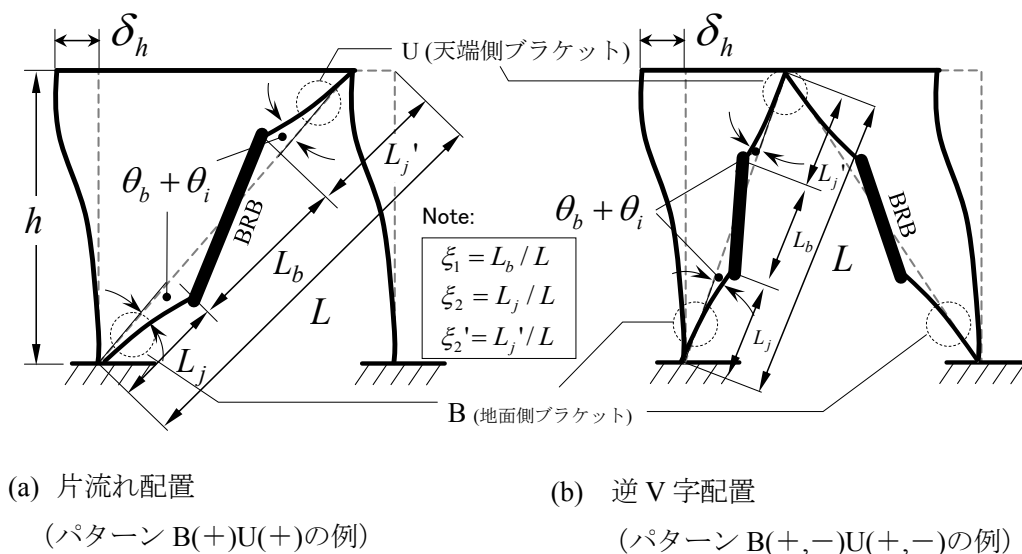


(a) ブラケットの設置状況  
 (b) ブラケットの断面形状  
 (括弧内は逆V字配置モデルに適用)

図 1.3.34 BRB の支持ブラケットモデル化詳細

を初期不整  $\theta_i$  と定義する。BRB は制震化のための重要な部材であるから、ブラケットの初期不整の許容制限値は道路橋示方書の柱の組立精度 1/500 にならい  $\theta_i=0.002$  (1/500) とした。また、BRB は両端をそれぞれブラケットで支持することから、安全側の照査のため各ブラケットには同じ大きさの初期不整を与え、これらの設定パターンをパラメータとする。

図中の記号はブレース全長  $L$ 、制震ブレース長 (=BRB 部材長)  $L_b$ 、地面側ブラケット長  $L_j$  および天端側ブラケット長  $L_j'$  を示し、 $L$  に対する長さの比をそれぞれ  $\xi_1$ 、 $\xi_2$ 、 $\xi_2'$  とする。便宜上、地面側に位置するブラケット記号を「B」、天端側ブラケットを「U」と定める。また、初期不整はブレース構面内の回転方向で区別する必要があるため、ブラケット位置記号に続けて時計回りを(+), 反時計回りを(-)と併記する。逆V字配置のように2基のBRBでは、B(左, 右)U(左, 右)のように表す。



(a) 片流れ配置  
 (パターン B(+ )U(+ )の例)  
 (b) 逆V字配置  
 (パターン B(+, -)U(+, -)の例)

図 1.3.35 BRB 支持ブラケットの初期不整と弾性変形の定義

### c) BRB を固定するブラケットの変形挙動

地震応答時のブレース（地面側ブラケット－BRB－天端側ブラケット）の変形状況を把握するため、単調な水平変位を与えた場合のラーメン橋脚頂部と BRB 支持ブラケットの個々の変形に着目する。図 1.3.36 にラーメン橋脚の変形概念図を示し、図中に示した①から⑥について、ラーメン橋脚のプッシュオーバー解析から得られた隅角部およびブラケットの変形をまとめた結果を図 1.3.37、図 1.3.38 および図 1.3.39 に示す。この解析モデルでは BRB の長さの比率を  $\xi_l=0.30$  として検討し、ブラケットの初期不整は考慮しない。

図 1.3.37 にラーメン橋脚隅角部（図 1.3.36 の①，②，④，⑤）と天端側ブラケットの BRB 接合部の軌跡（図 1.3.36 の③，⑥，⑦）を示す。図の横軸はラーメン橋脚に与えた水平変位（静止位置を 0 として、片流れ配置の時は BRB が引張となる変形をプラス）で、縦軸は静止状態を基準とした鉛直変位である。

図 1.3.37 (a)の片流れ配置に着目すると、天端隅角部①，②は緩い円弧状の軌跡を描き、BRB を接合したブラケット先端③の軌跡は原点を中心として S 字を描く曲線的な軌跡となることがわかる。特に③の軌跡のうち鉛直移動量は、隅角部と BRB を取り付けるブラケット長さ（②と③を結ぶ距離）が大きく影響するため、後に詳しく検討する。

次に図 1.3.37 (b)の逆 V 字配置に着目すると、ラーメン橋脚が梁中央を軸線とした線対称の構造であるから両端隅角部④，⑤および BRB ブラケット接合部⑥，⑦は概ね原点を中心として点対称の軌跡を描くことがわかる。そこで、図 1.3.37 (a)，(b)を比較して軌跡の変化が大きい片流れ配置における天端側ブラケット（③）について検討する。

図 1.3.37 (a)で示した  $\xi_2'=0.35$  のブラケット長さ比率  $\xi_2'$  を 0.10~0.35（連動して  $\xi_2$  は 0.35~0.60 に変化）の範囲で 6 通りに変化させた軌跡を図 1.3.38 に示す。 $\xi_2'$  を小さくするほど天端側ブラケットの先端の軌跡は両端隅角部（②）と同様な緩い円弧の軌跡に近づくことが確認できる。

また、ラーメン橋脚の層間変形時には BRB への軸力の反作用によりブラケットは弾性変形が少なからず生じる。この弾性変形の影響について、図 1.3.38 (a)で示した天端隅角部とブラケットの軌跡の差分からブラケットの弾性変形角  $\theta_b$  を求めた結果を図 1.3.39 に示す。なお、層間変形時の弾性変形角  $\theta_b$  の定義は図 1.3.35 で示したとおりである。

図 1.3.39 から、ブレース全長  $L$  のうち BRB が設計上最も小さくなる（ $\xi_l=0.30$  程度）時、ブラケットが占める長さ  $\xi_2'=0.10\sim 0.35$  の範囲において、層間変形で生じるブラケットの弾性変形角  $\theta_b$  は大きくても  $\theta_b=0.007$  であることが確認できる。

## (3) 制震化のための BRB 設計フロー

### a) BRB 制震ブレース長さの検討

図 1.3.40 に制震化による耐力照査の流れを示す。制震化したラーメン橋脚全体系の初期剛性（一次剛性）に着目し、初期不整が最も影響するパターンを推定する。初期剛性は初期不

整の他, BRB 長さや BRB 取り付け位置の幾何的な影響を受けるため, これらの組み合わせを幾通りにも変化させる。

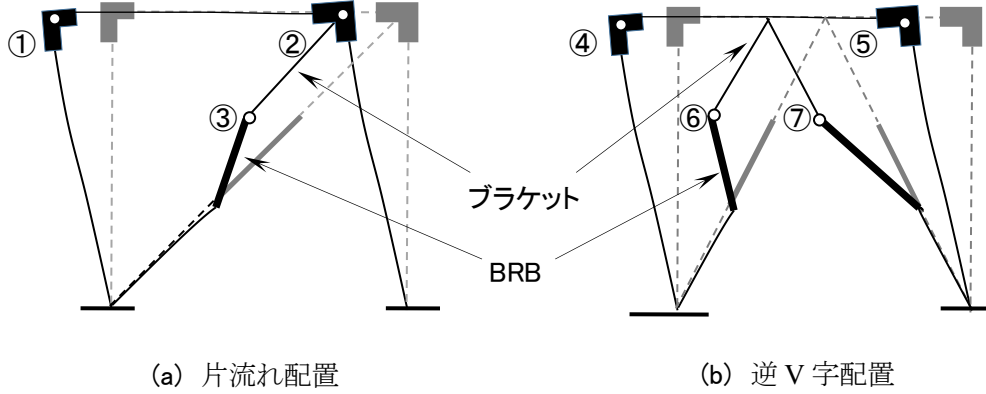


図 1.3.36 隅角部の剛域を強調したラーメン橋脚の変形状況

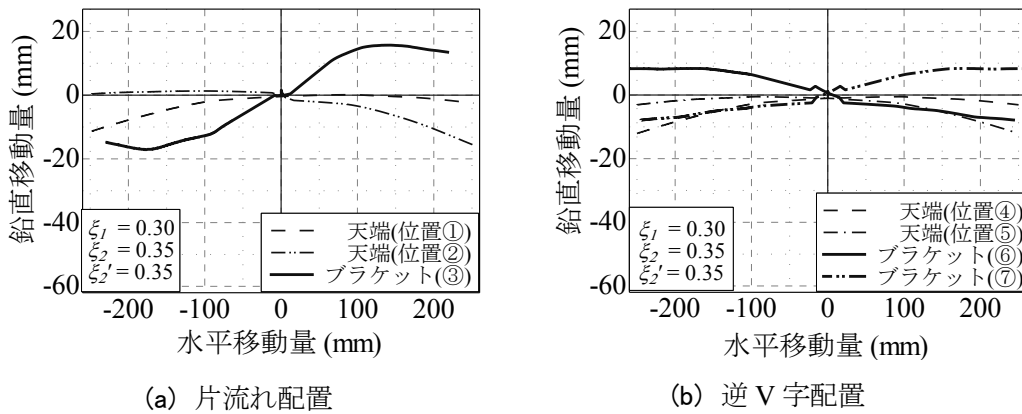


図 1.3.37 隅角部と天端側ブラケットの軌跡

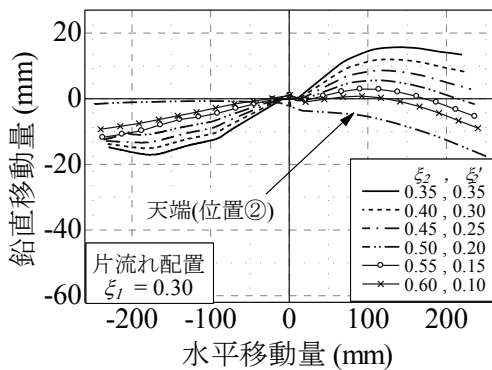


図 1.3.38 天端側ブラケット③の部材長と軌跡

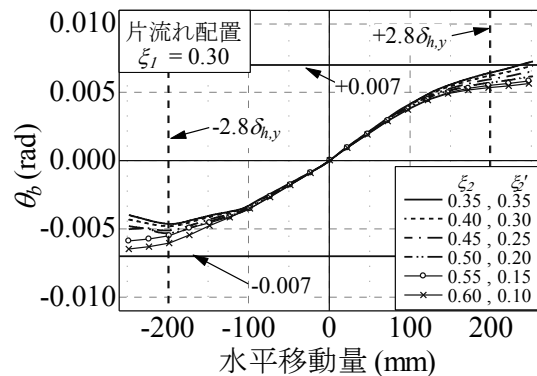


図 1.3.39 天端側ブラケット③の部材長と回転角

表 1.3.9 BRB およびブラケットの部材諸元とラーメン橋脚の初期剛性

BRB 配置形式	$\xi_l$	1本(片側)		全体		$A_b$ (mm <sup>2</sup> )	$A_j$ (mm <sup>2</sup> )	全体系 $K_l$ (kN/mm)
		$L$ (mm)	$L_b$ (mm)	$L$ (mm)	$L_b$ (mm)			
片流れ	0.30	16,971	5,091	—	—	25,000	100,000	378
逆V字		13,416	4,025	26,833	8,050	22,790	91,160	378

まず、フローに示す①の BRB 設置長さを検討する。図 1.3.41 にラーメン橋脚の層間変形限界時の BRB ひずみと BRB の設置比率  $\xi_l$  の関係をまとめた結果を示す。本研究で対象とする

BRB の構造では 3%以上の収縮を受けると BRB の座屈拘束部材に圧縮力が作用してしまう。このとき BRB の全体座屈を回避する必要から 3%以上の収縮は許容されないため、図中の縦軸には BRB の限界ひずみ  $\varepsilon_u=3\%$ を示す。図から配置形式によらず  $L_b$  が小さいほど (BRB が短いほど)、ラーメン橋脚の層間変形に対する BRB のひずみ量は大きくなる。ラーメン橋脚の層間変形の限界値<sup>16)</sup>  $\delta_{li}=2.8\delta_{li,y}$  において、制震ブレース長は片流れ配置の場合  $\xi_l=0.27$  程度が下限となる。

また、図 1.3.38 で示したとおり、支持ブラケットがより長いほどラーメン橋脚の層間変形時の影響が大きい。そのため  $\xi_l$  を出来るだけ小さく制限し、ブラケットは長くして安全側の検討を行う。BRB の構造に配慮すると、制震ブレース長とブラケットとの継手構造を含めた部材長が必要のため、本研究では片流れ配置と逆V字配置のどちらも  $\xi_l=0.30$  と仮定して照査を進める。

表 1.3.9 に  $\xi_l=0.30$  とした片流れ配置と逆V字配置の BRB 長さ  $L_b$  と断面積  $A_b$ 、支持ブラケット断面積  $A_j$ 、ラーメン橋脚全体系の制震化後の初期剛性  $K_l$  をまとめて示

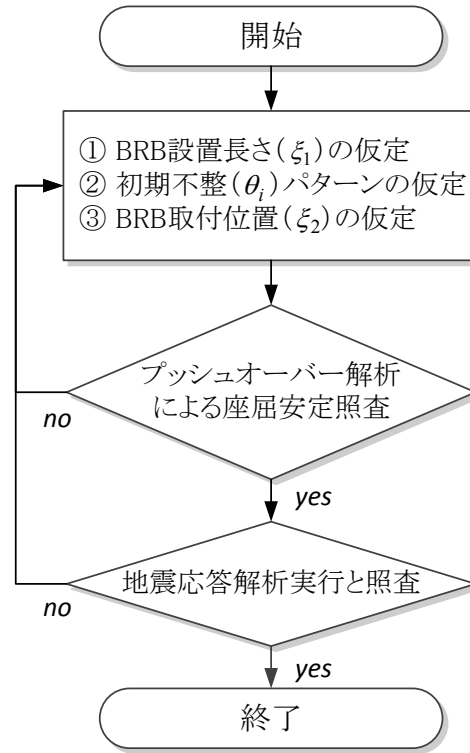


図 1.3.40 制震化による耐力照査の流れ

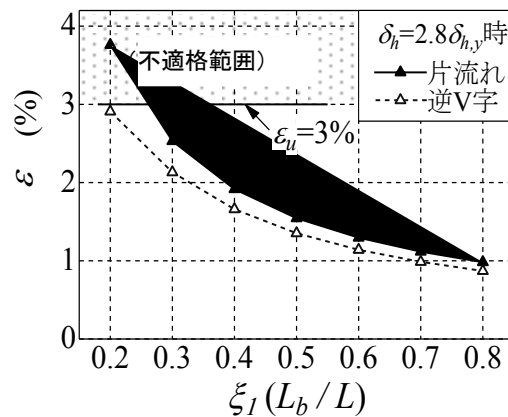


図 1.3.41 ラーメン橋脚限界変形時の BRB 伸縮ひずみの関係

す。BRB を設置する片流れ配置と逆 V 字配置では、制震ブレース区間の比率を同等とした場合、BRB の実長さは異なる。本研究では、全体系の初期剛性を等しくするために BRB の制震ブレース区間の断面積  $A_b$  を変化させた。よって、BRB の制震ブレース区間の断面積を片流れ配置は  $A_b=25,000\text{mm}^2$ 、逆 V 字配置では  $A_b=22,790\text{mm}^2$  とし、支持ブラケット断面積  $A_j$  はどちらの配置形式も  $A_j=4A_b$  と定義する。

#### b) 初期不整が初期剛性に与える影響

続いて図 1.3.40 のフロー②を検討する。前掲した図 1.3.33 (a)に示す片流れ配置の場合、BRB の支持ブラケットは地面側「B」とフレーム天端側「U」の 2 カ所あり、それぞれブラケットの初期不整の方向との組み合わせを考慮すると 4 通りのモデルが存在する。この 4 つのパターンについて、それぞれ初期不整の大きさを  $\theta_i=0.002(1/500)$ 、やや大きめの初期不整  $\theta_i=0.010(1/100)$  を比較検証モデルとして与え、BRB が引張方向と圧縮方向となる合計 8 通りのプッシュオーバー解析を行った。

表 1.3.10 初期不整のパターンとラーメン橋脚の初期剛性の変化

解析モデル 番号	BRB 配置形式	初期不整のパターン	BRB 変形方向	$K/K_i$	
				$\theta_i = 0.002$	$\theta_i = 0.010$
1	片流れ	B(+ )U(-)	圧縮	0.999	0.988
			引張	0.998	0.988
2		B(- )U(-)	圧縮	1.001	0.942
			引張	1.001	0.951
3		B(+ )U(+)	圧縮	0.997	0.905
			引張	0.994	0.919
4		B(- )U(+)	圧縮	1.001	0.999
			引張	1.001	0.999
5	逆V字	B(+,-)U(+,-)	-	0.981	0.870
6		B(+,+)U(+,+)	-	0.997	0.945
7		B(+,+)U(+,-)	-	0.990	0.992
8		B(+,+)U(-,-)	-	1.000	0.995
9		B(+,-)U(+,+)	-	0.991	0.997
10		B(+,-)U(-,+)	-	1.000	1.009
11		B(-,+ )U(+,-)	-	0.999	0.995
12		B(-,+ )U(-,+)	-	1.014	1.022

解析から得られた初期剛性を表 1.3.10 にまとめて示す。初期不整による全体系の初期剛性の低下は、解析モデル 3 が比較的大きく、初期不整を考慮しない理想状態の初期剛性と比較して  $\theta_i=0.010$  で  $K/K_i=0.905$  となった。よって、ブラケットは地面側、天端側ともに時計回りに倒れていることが初期剛性低下への影響が大きいことから、片流れ配置の解析モデルでは解析モデル 3、パターン B(+ )U(+ )に着目して解析を進める。

次に、逆V字配置の初期不整のパターンと全体系の初期剛性の変化について分析する。組み合わせは16通りとなるが、対称性を考慮すると8通りとなる。最も初期剛性が低下する組み合わせは、解析モデル5で $\theta_i=0.002$ で $K/K_j=0.981$ 、 $\theta_i=0.010$ で $K/K_j=0.870$ のように初期剛性が13%低下することが確認された。よって、逆V字配置では最も初期不整の厳しいパターンとして解析モデル5、パターンB(+,-)、U(+,-)に着目する。

なお、表1.3.10の解析モデル4や12にみられるように、初期不整の組み合わせによってはBRBの配置形式によらず層間変形時のブラケットの弾性変形を相殺することがあるため、初期剛性が必ずしも低下しない場合があることがわかった。

### c) BRB支持ブラケット長さとの初期剛性の検討

次にブレース全長 $L$ におけるBRBの取り付け位置の検討を行う。ここでは片流れ配置について検討する。図1.3.42はパターンB(+)U(+で初期不整 $\theta_i=0.002$ として、 $\xi_2$ を0.10~0.60に変化させた際の初期剛性の変化を示している。図中、 $\xi_2=0.35$ はBRBがブレース全長 $L$ の中央に設置され、例えば $\xi_2 < 0.35$ はBRBが「B」側（地面側寄り）に設置されること示す。図から $\xi_2$ を変化させても初期剛性の低下はとも少ないことが確認できる。

図1.3.43に、図1.3.42の解析モデルを橋脚の層間限界変形時（ $\delta_h=2.8\delta_{h,y}$ ）までプッシュオーバー解析した際のブラケット基部の垂直応力を示す。前述したとおりブラケットはBRBの軸力作用時において弾性変形となるような断面を与えている。しかし、ブラケットが長くなることでP- $\Delta$ 効果によりブラケット基部に過大なモーメントが作用し、過度な応力が作用する恐れがある。従って、適切な $\xi_2$ の検討が必要となる。

図1.3.43において、 $\xi_2=0.10$ または $\xi_2=0.60$ の比率の時、ブラケットが部分的に降伏応力に達することが確認される。よって、天端側と地面側両方のブラケットの応力負担が均等でかつ、小さくなることから $\xi_2=0.30\sim 0.35$ が適切であると判断される。これまでの検討において $\xi_j=0.30$ を仮定しているので、図1.3.40のフロー③では各配置形式について $\xi_2=0.35$ を選定する。

以上の結果を踏まえ、片流れ配置と逆V字

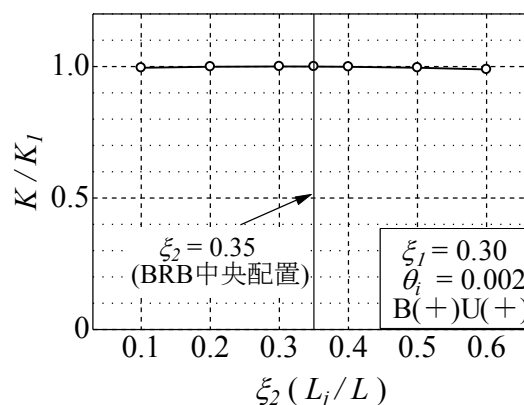


図1.3.42 初期不整を考慮したブラケット長の比率と全体系の初期剛性の変

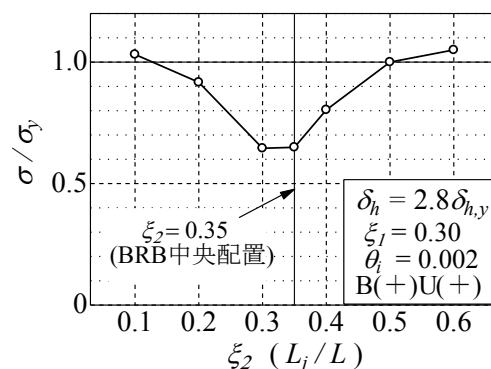
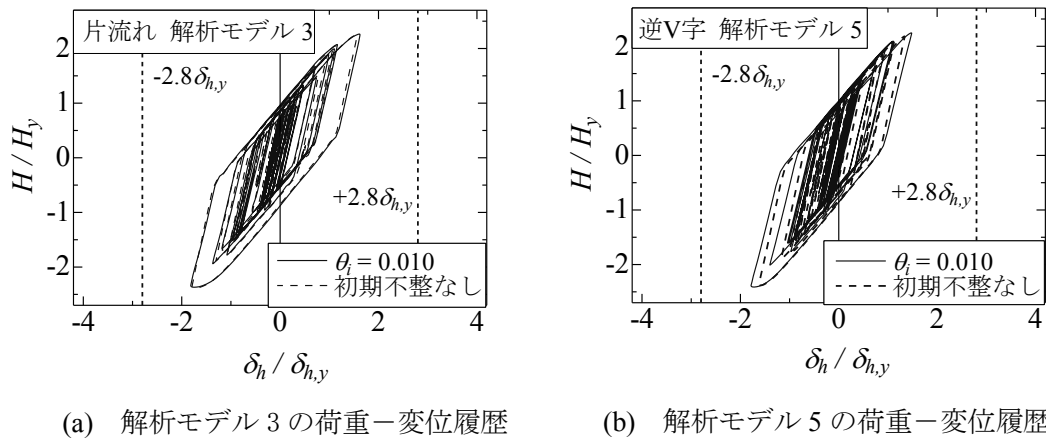
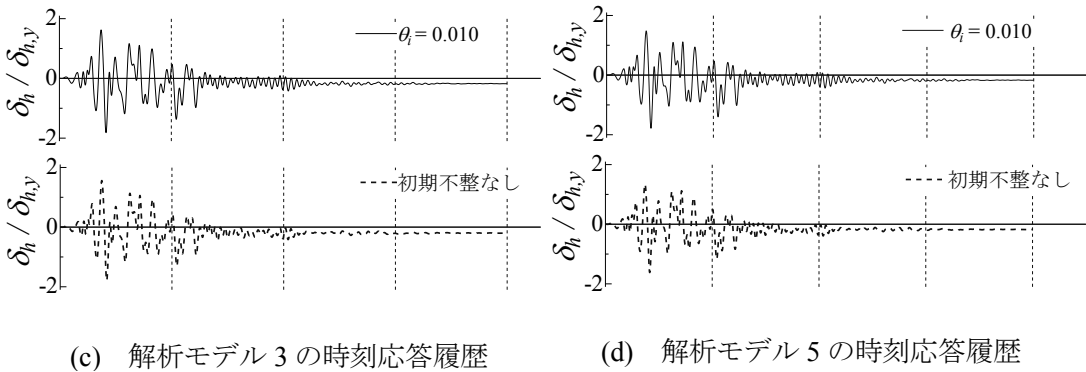


図1.3.43 ブラケット長の比率とブラケット基部の垂直応力の変化





(a) 解析モデル 3 の荷重-変位履歴 (b) 解析モデル 5 の荷重-変位履歴



(c) 解析モデル 3 の時刻応答履歴 (d) 解析モデル 5 の時刻応答履歴

図 1.3.44 制震化したラーメン橋脚の地震応答解析結果

配置について最も厳しい条件と考えられる BRB 設置条件のもとで地震応答解析を行い、ブラケットの初期不整が制震性能に与える影響を検討する。初期不整を考慮しないケース ( $\theta_i=0.000$ ) を比較の基準とする。地震応答解析は静的解析と同じ、SeanFEM<sup>11)</sup>を利用する。解析の求解アルゴリズムはニューマーク  $\beta$  法でレイリー減衰定数 5%を適用した。解析モデルに入力する水平地震動は、1995 年の兵庫県南部地震で観測された JR 鷹取駅の観測地震波を振幅調整した強震記録「II-II-2」の E-W 成分である<sup>13)</sup>。応答解析では、まず 1 波入力時の応答について詳しく分析した後に、同一波形を 3 波連続入力した場合の CID およびエネルギー吸収性能について解析結果をまとめた。

**(4) 地震応答解析の照査**

**a) 初期不整が応答変位に与える影響**

図 1.3.44 に地震応答解析から得られたラーメン橋脚の時刻応答履歴と荷重-変位履歴を各解析モデル 3 と 5 について示す。図中には初期不整  $\theta_i=0.010$  を与えた解析モデルと、初期不整を考慮しないモデルを比較して表示している。地震応答時の水平力は初期不整による差異が見られないことから、応答変位に着目して分析する。

図 1.3.44 (a)に示す片流れ配置では、初期不整を考慮したモデルは  $\delta_{h,max}/\delta_{h,y}=-1.816$  となり、

初期不整を考慮しないモデルの応答  $\delta_{h,max}/\delta_{h,y}=-1.788$  と比較して 1.5%程度応答が大きくなった。図 1.3.44 (b)に示す逆 V 字配置では初期不整を考慮したモデルでは  $\delta_{h,max}/\delta_{h,y}=-1.783$  となり、初期不整を考慮しないモデルの応答  $\delta_{h,max}/\delta_{h,y}=-1.620$  と比較して 10%程度応答が大きくなった。

配置形式で比較すると、逆 V 字配置は片流れ配置と比較して初期不整を考慮した場合、1.8%程度応答が小さめに生じた。また、BRB で制震化することで、どちらの配置形式も最大応答変位は目標とする部材健全度<sup>2)</sup>の制限値である  $2.8\delta_{h,y}$  以内に抑えられることを確認した。

図 1.3.44 (c)と(d)は各モデルの時刻応答履歴について、初期不整を考慮した場合と初期不整がない場合を対比して示した。また、応答の違いを比較するため、一つにまとめたものも合わせて示している。図から波形の違いはほとんど見られず、地震動入力後の残留変位は初期不整を考慮しても差違は見られなかった。

表 1.3.11 地震波形連続 3 波入力時の応答解析結果

解析モデル 番号	初期不整 $\theta_i$	BRBのみ									
		CID					エネルギー吸収量 (MN・m)				
		1波目	2波目	3波目	合計		1波目	2波目	3波目	合計	
					比率						比率
3 (片流れ)	0.000	0.241	0.241	0.241	0.722	1.00	7.194	7.192	7.190	21.576	1.00
	0.002	0.240	0.240	0.240	0.721	1.00	7.182	7.179	7.176	21.536	1.00
	0.010	0.235	0.235	0.235	0.704	0.98	7.019	7.017	7.011	21.047	0.98
5 (逆V字)	0.000	0.167	0.168	0.169	0.505	1.00	7.194	7.201	7.202	21.596	1.00
	0.002	0.169	0.171	0.171	0.511	1.01	7.256	7.264	7.264	21.785	1.01
	0.010	0.165	0.168	0.168	0.501	0.99	7.066	7.065	7.064	21.194	0.98

表 1.3.12 地震波形連続 3 波入力時の応答解析結果

解析モデル 番号	初期不整 $\theta_i$	全体系				
		エネルギー吸収量 (MN・m)				
		1波目	2波目	3波目	合計	
					比率	
3 (片流れ)	0.000	8.131	8.113	8.106	24.349	1.00
	0.002	8.130	8.110	8.103	24.343	1.00
	0.010	8.052	8.039	8.031	24.121	0.99
5 (逆V字)	0.000	7.788	7.768	7.760	23.316	1.00
	0.002	7.725	7.706	7.697	23.128	0.99
	0.010	7.765	7.804	7.777	23.346	1.00

#### b) 地震エネルギー吸収性能に関する分析

表 1.3.11, 表 1.3.12 に、地震波 1 波形入力による応答解析で得られた BRB の最大応答ひずみ  $\varepsilon_{max}$ , CID および BRB と全体系のエネルギー吸収性能をまとめて示す。表中には  $\theta_i=0.002$  を与えたモデルの解析結果も示し、各配置形式について初期不整を考慮しないモデルの応答に対する比率を表示している。なお、逆 V 字配置については各の BRB の合計値を平均した値としている。

表から、BRB 取り付け位置やブラケットの初期不整を考慮すると、配置形式によらず BRB の最大応答ひずみ  $\varepsilon_{max}$ 、CID、エネルギー吸収量、および全体系のエネルギー吸収量の値は僅かに低下することが確認できる。この解析に用いた BRB のブレース設置比率  $\xi_f=0.30$  の場合、片流れ配置よりも幾何学的に逆 V 字配置の BRB 部材長が短くなり、同一層間変形時の BRB の伸縮量は小さくなる。そのため片流れ配置よりも BRB の最大応答ひずみ  $\varepsilon_{max}$  は、逆 V 字配置は小さめであるが、初期不整の有無による制震性能の変化は大きくても 2%以内であり、CID も同様な範囲となった。

## (5) まとめ

本研究では、ラーメン橋脚に BRB を設置した際の BRB 支持ブラケットの初期不整（設置時の倒れの程度）に着目し、制震性能に与える影響について解析的に検討した。以下に本研究で得られた知見をまとめる。

- 1) BRB によってラーメン橋脚を制震化するための、様々な長さの BRB とブラケットの組み合わせに対する設計検討フローを整理した。この検討フローに従い、ラーメン橋脚の初期剛性（一次剛性）の低下に最も影響する初期不整のパターンを推定した。
- 2) BRB を支持するブラケットの初期不整  $\theta_f=0.002$  (1/500) および  $\theta_f=0.010$  (1/100) の大きさを考慮した解析モデルに対して、地震応答解析を行った。その結果、 $\theta_f=0.002$  以内に制限すれば、ブラケットの弾性変形を考慮しても初期剛性低下への影響は小さく、BRB の配置形式によらず制震性能を十分に確保できることを解析的に示した。

### 1.3.4 相似則を考慮した分散型サブストラクチャ応答実験システムによる土木構造物の制震構造設計法の提案

これまでの一連の検討の結果、BRB の制震デバイスとしての基本性能に関して検証を行ってきた<sup>14)-23)</sup>。本研究はラーメン橋脚の地震時応答と連動するブレースの変形挙動を模擬する載荷装置を用いたハイブリッド実験により、BRB と接合ブラケットを橋脚主構造へ接合するガセットを含めた座屈拘束ブレースをモデル化することで、安定した制震性能を得るための BRB の設計条件に関する検証を行う。本研究の目的は、主に、1) 制震ブレース芯材の断面を 4 通りに変化させた BRB の繰り返し漸増載荷実験により変形性能を評価すること、2) ラーメン橋脚面内方向の BRB とブラケットを含むブレース全体の変形挙動を把握し、BRB の回転変形性能を確認すること、3) ハイブリッド実験により、軸方向剛性が異なる BRB を付加したラーメン橋脚の制震効果を検証することである。

#### (1) ラーメン橋脚制震化の検討

##### a) 制震化するラーメン橋脚の基本性能

検討対象とするラーメン橋脚は既報告の流れから、地面から梁断面中心までの橋脚高さ 12,000mm、橋脚の中心間隔 12,000mm の 1 層ラーメンである。橋脚の外形イメージを図 1.3.45 に示す。

制震効果の検討には FEM プログラム SeanFEM を使用した。橋脚の梁および柱はファイバー要素によりモデル化した。橋脚は地面に対して完全固定の境界条件とし、上部構造質量（合計 1971ton）は左右の柱の直上位置にそれぞれ与えた。各部材の断面諸元の細目と、要素分割の詳細は先に示した図 1.3.3 を参考にされたい。

橋脚部材の材料特性はこれまでの検討と同様に、鋼種 SM490Y 相当を仮定し、降伏応力  $\sigma_y = 355\text{MPa}$ 、ヤング率  $E = 206\text{GPa}$  とした。材料構成則は移動硬化則を適用し、部材降伏後の 2 次勾配は  $E / 100$  とした。部材には Mises の降伏条件を適用した。

橋脚頂部に単調な水平変位を与えることにより解析した応答を図 1.3.46 に示す。対象とするラーメン橋脚の降伏水平変位  $\delta_{h,y}$  ( $=71\text{mm}$ ) と降伏水平荷重  $H_y$  ( $=6.2\text{MN}$ ) および弾性剛性  $K_0$  等を算定した。この解析をもとに、ラーメン橋脚を制震化して地震時の損傷を軽微に留めること、すなわち部材健全度 2<sup>1)</sup>を確保するため、変位照査法により層間変形の限界値を  $2.8\delta_{h,y}$ 、残留変位を制限内 ( $\delta_{h,R} < h/300$ ,  $h$ : 実橋脚高さ) に留めるための BRB の設計を検討する。

#### b) BRB とブラケット部材諸元の検討

ラーメン橋脚に設置する BRB の検討を行う。図 1.3.47 に示すような水平変位  $\delta_h$  による層

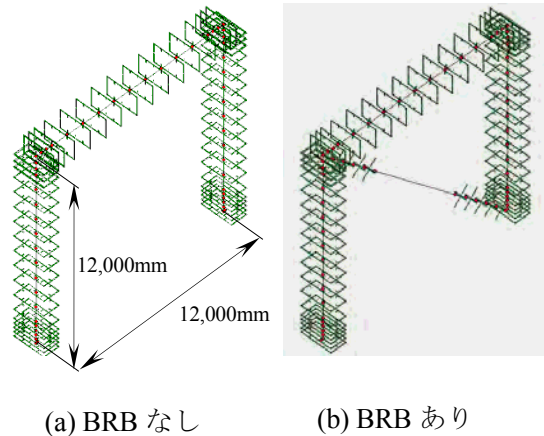


図 1.3.45 ラーメン橋脚の解析モデル

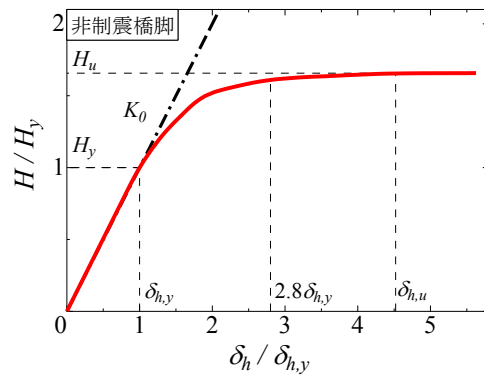


図 1.3.46 ラーメン橋脚のプッシュオーバー解析

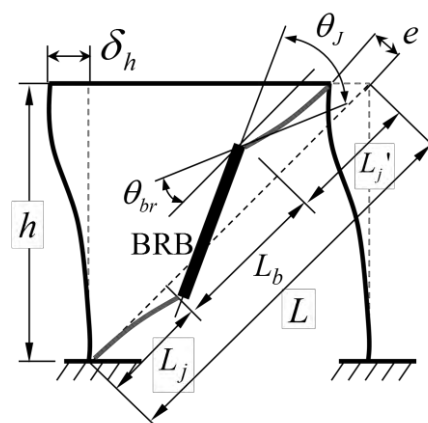


図 1.3.47 制震ブレース部材長さの定義

間変形が生じているラーメン橋脚に対し、ブレース全長  $L$  と BRB 長さ (=制震ブレース区間長さ)  $L_b$ , ブラケット長  $L_j (=L_j')$  を定義する。 $L$  に対する  $L_b$  の比率を  $\xi_l=L_b/L$  と定義し、BRB の設置角度  $\theta=45^\circ$  とする。ラーメン橋脚の水平変位  $\delta_h$  の時、ブレース全長  $L$  に対して偏心  $e$  と、BRB を支持するブラケットの弾性変形  $\theta_{br}$  を考慮すると BRB には  $\theta_j$  の回転変形を生じる。

ラーメン橋脚に設計可能な BRB 長さを検討すると、制震ブレース区間長さが短い ( $\xi_l$  が小さい) 場合は、ラーメン橋脚の水平変位  $\delta_h$  に対して、相対的に BRB の伸縮変形が大きくなる。そのため、BRB の終局軸ひずみ  $\varepsilon_u = 3\%$  とすれば、幾何的に  $\xi_l$  の下限値は自ずと制限される。さらに橋脚の水平変位を  $2.8\delta_{h,y}$  に制限するので、 $\xi_l = 0.3$  程度が下限値となる。また、BRB の制震ブレースの降伏ひずみ  $\varepsilon_y$  に対して、橋脚の基部が降伏するよりも先行してブレースが降伏する必要があることから BRB の最大部材長さ  $L_{b,max}$  にも制限が生じる。図 1.3.47 に示したように、ラーメンの変形に伴う BRB の回転変形  $\theta_j$  は、 $\xi_l$  が小さい場合に大きくなり、BRB には軸力の他、偏心  $e$  による偏心曲げの影響が大きくなる<sup>16)</sup>。また、サイクル疲労の観点から  $L_b$  が短いほど累積塑性変形<sup>3)</sup> (以下、「CID」と略記する。) の負荷が大きくなる。よって本研究では载荷装置の制御精度を考慮し、 $\xi_l = 0.334$  とする。また、BRB と橋脚の接合ブラケット長は、 $L_j = (L - L_b) / 2$  で定義する。

### c) 制震化に必要な BRB 断面の検討

本研究で対象とする制震ブレースの配置方式の場合、制震ブレース芯材長さ  $L_b$  を固定するため、BRB の断面積  $A_b$  に比例して制震ブレースの軸方向剛性が変化する。また、制震化したラーメン橋脚の水平剛性は、BRB の軸方向剛性に連動して変化し、地震に対する応答は BRB が塑性変形した後の履歴吸収エネルギーに影響を受けることが想定される。本研究ではラーメン橋脚に BRB を付与して制震化した数値モデル (図 1.3.49 (b)) に対して、BRB の断面積  $A_b$  を 4 通りに変化させて地震応答解析を行い、BRB の設計断面と履歴吸収エネルギーの関係に着目して検証を行う。

まず、BRB の断面を決定するため、BRB の制震ブレース芯材断面を数値モデル化して、地震応答解析を行う。BRB は座屈を考慮しないためトラス要素を適用し、SS400 相当の材料定数 (ヤング率  $E = 206\text{GPa}$ , 降伏応力  $235\text{MPa}$ , 降伏後の 2 次勾配は  $E/100$  と仮定) とバイリニア型の構成則を与える。設計では制震ブレース芯材の材料定数に鋼材の公称応力値を定義するが、BRB の断面積  $A_b$  に対してラーメン橋脚の降伏よりも BRB が先行して降伏するよう配慮しなければならない。また、ブラケットは十字継手の断面形状をファイバー要素でモデル化し、断面は  $3A_b$  以上を確保する。なお、BRB 端部スリット位置の制震ブレース芯材の板厚面外方向の曲げ剛性は小さく、実験载荷時の BRB 回転方向に容易に変形可能な構造のため BRB とブラケット接合部の境界条件はピン接合とする。

本研究では試行的な断面積  $A_b$  の仮定による地震応答解析を経て、目標とする制震効果が期待でき、かつ、後に行う実験の供試体が製作可能な断面であることや、载荷装置の能力を考

表 1.3.13 制震化されたラーメン橋脚解析モデルの応答と剛性

解析 モデル記号	全体系		BRB		弾性水平剛性 (kN/mm)		
	目標変位 $\delta_{h,target} / \delta_{h,y}$	固有周期 $T$ (sec)	断面積 $A_b$ (mm <sup>2</sup> )	塑性変形区間長 $L_b$ (mm)	全体系	フレーム	BRB
M(T6W73)	1.79	0.533	15,768	5670 ( $\xi_l=0.334$ )	283	88	195
M(T6W98)	1.56	0.498	21,168		326		237
M(T9W98)	1.21	0.442	31,752		416		328
M(T9W123)	1.10	0.420	39,852		463		375

表 1.3.14 地震動連続入力時の応答解析結果

解析 モデル記号	全体系		BRB				
	$\delta_{h,max} / \delta_{h,y}$	$\delta_{h,R} / \delta_{h,y}$	$\epsilon_{max}$ (%)	CID			
	3波最大	3波最大	3波最大	1波目	2波目	3波目	合計
M(T6W73)	2.15	0.02	1.77	0.256	0.256	0.256	0.768
M(T6W98)	-1.99	-0.25	-1.67	0.198	0.198	0.198	0.595
M(T9W98)	1.19	-0.12	0.93	0.124	0.125	0.125	0.373
M(T9W123)	1.05	-0.23	0.79	0.078	0.080	0.080	0.238

慮して BRB の断面積  $A_b$  を設定した。解析モデルは制震ブレース芯材について、2種類の板厚と3通りの板幅の組み合わせで合計4ケースを検討対象とした。決定した BRB は断面積  $A_b$  を最小断面から2.5倍の範囲で変化させた。解析ケースの一覧と BRB および制震化したラーメン橋脚の水平剛性を表 1.3.13 にまとめて示す。解析モデル記号は、例として M(T6W73) の場合、解析モデルを表す「M」を先頭記号とし、続いて実験供試体で使用する制震ブレース芯材断面の板厚  $T=6\text{mm}$  と板幅  $W=73\text{mm}$  の断面を有する BRB の解析モデルを示す。なお、表中に示した BRB の剛性はラーメン橋脚に設置後の水平方向剛性に換算した値である。

制震ブレースの断面諸元を仮定した後、地震応答解析を行う。入力する地震動は、兵庫県南部地震において JR 鷹取駅で観測された強震記録（以下、「II-II-2」と記す。）の E-W 成分<sup>13)</sup>である。

地震応答解析結果を表 1.3.14 にまとめる。ラーメン橋脚の応答に着目すると、最大応答および残留変位の推定値はそれぞれ目標とする限界値である  $\delta_{h,max} / \delta_{h,y} = 2.8$ 、 $\delta_{h,R} / \delta_{h,y} = 0.56$  に収まっている。BRB に着目すると、限界ひずみ  $\epsilon_u = 3\%$ <sup>2)</sup> の範囲内に収まっているが、CID は解析モデル M(T6W73) が目標とする限界値  $CID = 0.7$ <sup>3)</sup> を3波目に超える解析結果が得られた。この BRB の解析結果をもとに、実験により BRB の基本性能とラーメン橋脚の制震効果について検討を進める。

## (2) 実験供試体の設計および実験システム

### a) 実験供試体の設計

図 1.3.48 にハイブリッド実験によるラーメン橋脚の地震応答実験までの流れを示す。(1)

で述べたように、 $\xi_l$ および制震ブレース断面積  $A_b$ を仮定して、制震化したラーメン橋脚の動的応答解析を行い、変位照査法により最大応答変位 ( $\delta_{h,max} < 2.8\delta_{h,y}$ ) および残留変位 ( $\delta_{h,R} < h/300$ ,  $h$ : 実橋脚高さ) を照査<sup>1)</sup>する。照査を満たした場合、BRB 制震ブレース長さの縮尺比  $S_1$ , 断面積の縮尺比  $S_2$ を仮定して、相似則<sup>8),9)</sup>に従って実験供試体用 BRB の断面を設計する。フローに示す記号のうち、 ${}_m L_b$ は実験供試体の制震ブレース長さ、 ${}_m A_b$ は制震ブレースの断面積を示す。

次に、設計した BRB に対して実験装置の载荷能力や計測機器能力に対する確認を行い、実験実施の可否を判定する<sup>14)</sup>。具体的には、フロー中に示した項目番号と対応して、①BRB に与える繰り返し軸力の最大値がジャッキ载荷能力範囲であること、②BRB の伸縮変位がジャッキストローク ( $\delta_{J,max}$ ) の範囲であること、③ジャッキ制御および計測データの桁落ちを防止するため、BRB の降伏変位  ${}_m \delta_{b,y}$ が制御装置の変位分解精度  ${}_m \delta_0$ の概ね 100 倍以上であることに配慮して縮尺比を変化させて試行を繰り返す。以上のフローに従って、 $\xi_l = 0.334$ , 縮尺比  $S_1 = S_2 = 6$ として BRB を設計した。

#### b) BRB の断面諸元

設計した BRB の形状を図 1.3.49 に示す。BRB 断面の違いにより 2 組ずつ 4 通り、合計 8 台の実験供試体を製作した。その諸元を表 1.3.15 および表 1.3.16 に示す。縮尺後の制震ブレース長さは  ${}_m L_b = 945\text{mm}$  となる。制震ブレース断面は図 1.3.49 (b)に示す着色部位であり、この断面が設計板厚 6mm と 9mm, 設計板幅 73mm と 98mm および 123mm の組み合わせにより、断面積  ${}_m A_b = 438\text{mm}^2 \sim 1,107\text{mm}^2$  (設計値) となる。全体座屈を防止するための拘束部材は板厚  ${}_m t_R = 12\text{mm}$  とし、制震ブレース芯材のサイズに応じて幅  ${}_m b_R$  を 155mm~200mm に変化させた。

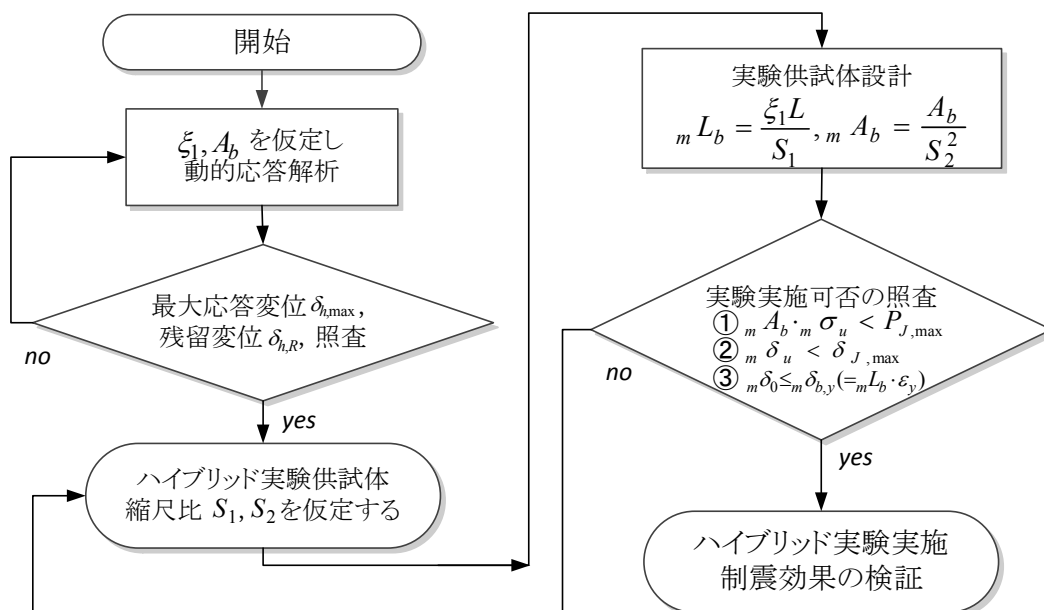
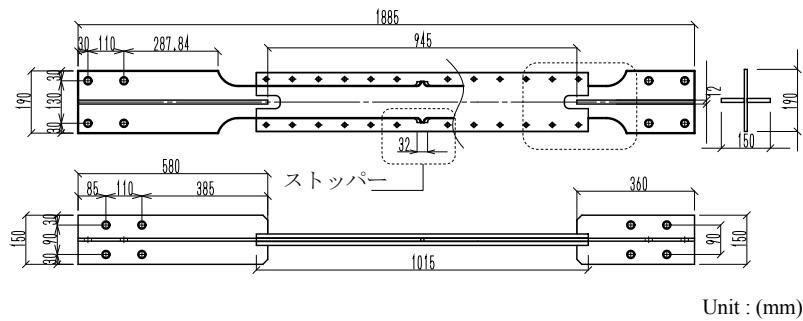
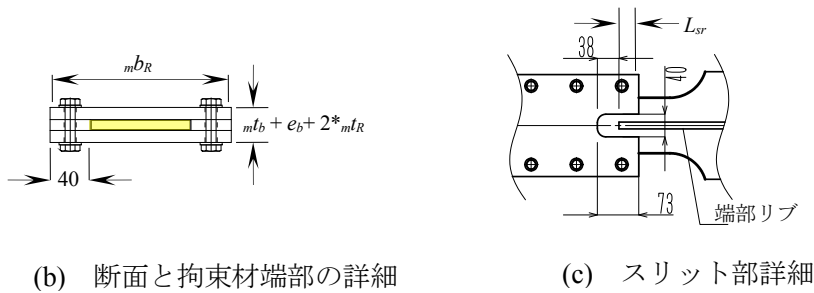


図 1.3.48 ハイブリッド実験によるラーメン橋脚制震化の検証フロー<sup>14)</sup>





(a) BRB の平面図と側面図



(b) 断面と拘束材端部の詳細

(c) スリット部詳細

図 1.3.49 実験供試体の外形

表 1.3.15 BRB 芯材の断面諸元

実験 供試体記号	制震ブレース断面諸元			幅厚比 $m W_b / m t_b$	$m L_b$ (mm)	$m \delta_{b,y}$ (mm)	$m P_y$ (kN)
	$m A_b$ (mm <sup>2</sup> )	$m W_b$ (mm)	$m t_b$ (mm)				
S(T6W73)-CYC	415	72.8	5.70	12	945	1.38	124
S(T6W73)-HYD	415	73.0	5.69				124
S(T6W98)-CYC	557	97.9	5.70	16			166
S(T6W98)-HYD	553	97.9	5.65			165	
S(T9W98)-CYC	845	97.8	8.64	11		1.34	233
S(T9W98)-HYD	845	98.3	8.60				233
S(T9W123)-CYC	1062	123.1	8.63	14	293		
S(T9W123)-HYD	1062	123.1	8.63		293		

表 1.3.16 BRB 拘束材の断面諸元

実験 供試体記号	設計幅 $m b_R$ (mm)	設計板厚 $m t_R$ (mm)	部材長 $m L_R$ (mm)	隙間量 $e_b$ (mm)	安全率 $v$	
					公称値	実測値
S(T6W73)	155	12	1015	1.8	6.42	5.36
S(T6W98)	180				5.55	4.65
S(T9W98)	180			2.4	4.83	4.36
S(T9W123)	205				4.38	3.95

拘束材と制震ブレースとの板厚方向の隙間  $e_b$  は 1.8mm と 2.4mm とし、制震ブレース芯材と拘束部材との間には、摩擦を軽減するためのテフロンシート(厚さ 0.3mm を 2 枚, 合計 0.6mm) を封入した。

図 1.3.49 (c) にラーメン橋脚の層間変形に追従して伸縮変形および回転変形するための

表 1.3.17 BRB に使用した鋼材の材料試験結果

設計板厚 (mm)	鋼種	適用箇所	$\sigma_y$ (MPa)	$\sigma_u$ (MPa)	$E$ (GPa)	$\varepsilon_y$	$\nu$	$\Delta l$ (%)	
6	SS400	ブレース芯材	T6W73,T6W98	298	443	204	0.00146	0.277	40.9
9			T9W98,T9W123	276	426	194	0.00142	0.279	43.9
12	SM490A	ブレース端部リブ	280	432	198	0.00141	0.283	46.2	
		拘束材	373	533	207	0.00180	0.279	38.1	

[Note]:  $\sigma_y$ : 降伏応力,  $\sigma_u$ : 引張強度,  $E$ : ヤング率,

$\varepsilon_y$ : 降伏ひずみ,  $\nu$ : ポアソン比,  $\Delta l$ : 破断伸び

BRB 端部のスリット詳細を示す。拘束部材端部のスリットは制震ブレース芯材の伸縮代であり、塑性変形区間長さ  $mL_b=945\text{mm}$  に対して 3% (28.4mm) の伸縮量と溶接ビードを考慮して設計した。制震ブレース芯材面外方向の隙間量  $e_b$  と圧縮時のスリット長さ  $L_{sr}$  から制限される BRB の回転変形性能  $\theta_j^{11)}$  は、目標とする圧縮 3% 時  $L_{sr}=49.2\text{mm}$  となるので  $\theta_j=e_b/L_{sr}=0.037\sim 0.049$  となる。また、テフロンシート片側の厚さを有効と仮定し、 $e_b$  から最大 0.3mm 除外すると  $\theta_j=0.030\sim 0.043$  の範囲となる。さらに、制震ブレース芯材中央部のストッパーにより位置決めされている拘束部材が伸縮方向に最大 20mm 程度移動可能であるため、スリット長さを +20mm 加算して算定すると、回転変形可能な角度は  $\theta=0.022\sim 0.030$  となる。

この BRB は軸力作用時の全体座屈を防止するための BRB 設計条件式<sup>7)</sup>による照査で安全率  $\nu > 3.0$  を満足する<sup>1)</sup>。照査式から求めた安全率を設計値と断面実測値で求めた値を表 1.3.16 に示す。載荷実験で用いる降伏変位  $m\delta_{b,y}$  は、BRB への軸力作用時に塑性変形区間である制震ブレース長さ  $mL_b$  が、全長にわたって高次の波形に変形すると仮定し、降伏ひずみ  $\varepsilon_y$  に  $mL_b$  を乗じて算定する<sup>1)</sup>。以上から、実験供試体記号は、実験供試体を意味する「S」に続けて断面諸元を付記し、漸増載荷実験は「-CYC」、ハイブリッド実験は「-HYD」を付けて実験内容を区別する。使用した鋼材の材料試験結果を表 1.3.17 に示す。

### c) 実験システムの概要

本研究のハイブリッド実験は制震化したラーメン橋脚の数値解析モデルのうち、BRB をトラス要素から EX-truss 要素<sup>14)</sup>で置き換えたモデルを用いて、演算を行う解析 PC と実験装置群を組み合わせたものである。解析モデルに内挿する EX-truss 要素は、BRB の逐次地震時応答変位を実験装置で載荷し、その応答軸力を実験装置から取得して解析 PC へフィードバックする。演算に使用する FEM プログラムは前述した SeanFEM である。

載荷に用いるハイブリッド実験システムは名城大学内の反力床に設置されている実験フレームとロードセル (分解性能 0.5kN)、および油圧ジャッキ (載荷能力  $\pm 1000\text{kN}$ , ストローク  $\pm 250\text{mm}$ ) から構成され、地震応答を演算する解析 PC とジャッキ制御用 PC、およびデータロガー (東京測器製 TDS-530) が LAN 接続されており相互通信を行う。システムの概要を図 1.3.50 に示す。油圧ジャッキの両端はスイベルジョイントであり、軸力のみを伝達可能な機構を介して実験供試体が接続されている。

図 1.3.50 および図 1.3.51 に実験システム全体の外観を示す。実験供試体は、剛なベースに設置したガセット模型に M20 (F10T) サイズの高力ボルトで添接板を介して摩擦接合されており、これを固定側とする。もう一方は 固定側と同様のガセットに接合されており、ピン支持された荷柱の頂部の剛なフレームに接続されている。これを移動側とする。BRB の変形は荷柱を介して円弧軌道に沿って与えるため、設置角度は中立位置から増減するが、本実験で想定する BRB 伸縮時の設置角度変化に伴う軸力の変動は最大変形時で 1%以内である。従って、BRB に作用する軸力は、油圧シリンダ軸芯と BRB の設置角度  $45^\circ$  からロードセルの値を  $\sqrt{2}$  倍した数値を軸力として計測する。また、荷柱時の伸縮変形に伴う BRB の回転変形を検出するために、実験床に固定した複数の変位計によって計測した。変位計の設置状況を図 1.3.52 に示す。

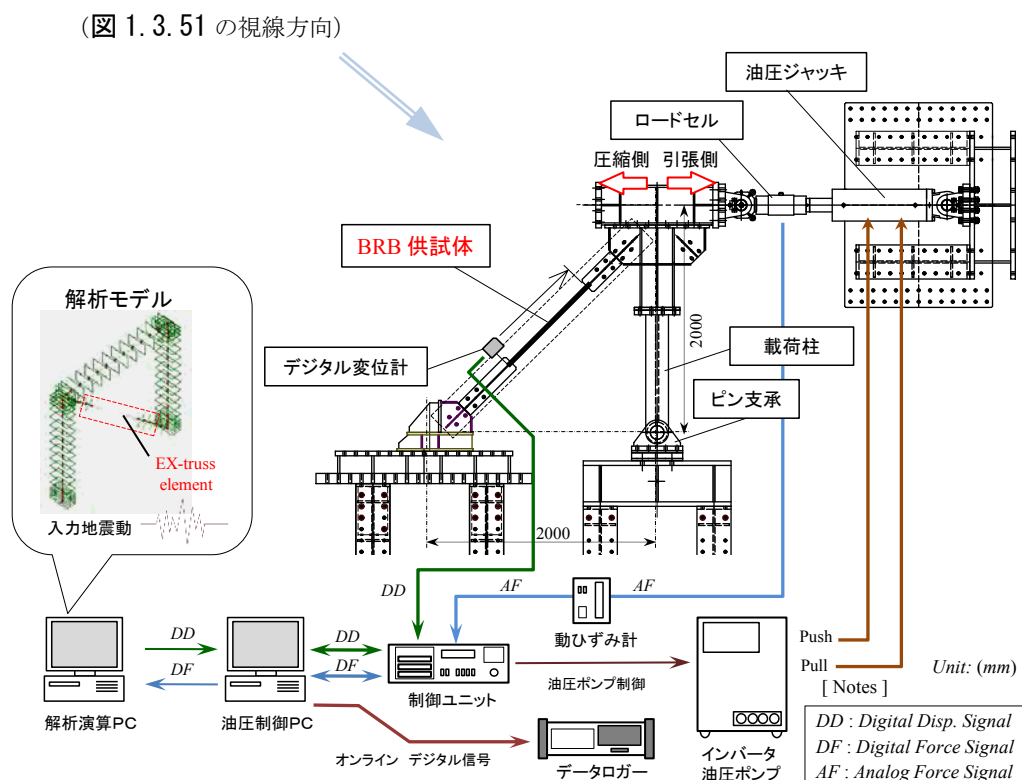


図 1.3.50 実験装置の概要 (実験室の天井から見下ろした構図)

### (3) 実験結果と考察

#### a) 繰り返し漸増荷試験結果

図 1.3.53 (a)と(b)に、BRB の繰り返し漸増荷試験結果を、板厚の異なる S(T6W98)-CYC と S(T9W123)-CYC について示す。図の縦軸と横軸はそれぞれ、制震ブレース芯材の降伏軸力  $mP_y$  と降伏変位  $m\delta_{b,y}$  で無次元化している。また、図中には BRB 伸縮変形の目標変位 3% を表示し、実験終了までの CID の値も併せて表示している。

2つの供試体は断面積が異なるが、いずれも目標変位 3%に達するまで安定した履歴曲線を

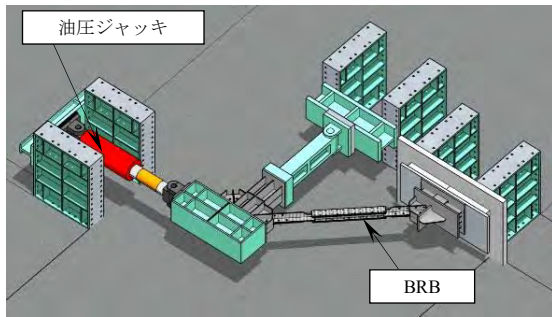


図 1.3.51 実験システムの鳥観イメージ

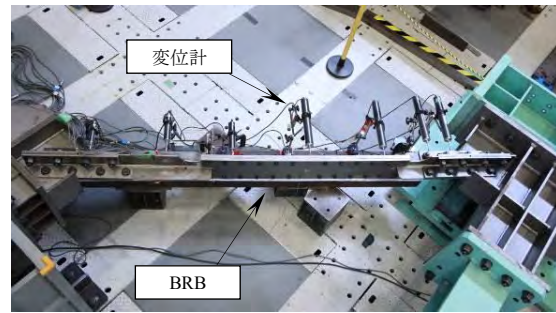


図 1.3.52 変位計設置状況

描き  $CID$  も 0.7 を上回る塑性変形性能を有することを確認した。実験は目標変位 3% に到達した後、ひずみ振幅 3% で制震ブレース芯材が破断するまで繰り返し载荷した。

b) 繰り返し载荷によるひずみ硬化の影響

表 1.3.18 に本実験で準備した 4 台の異なる断面積を有する BRB の繰り返し漸増载荷実験結果をまとめて表示する。

また、 $CID$  について、载荷開始時から 3% ひずみ到達時点での計算値と、3% 到達以降、繰り返し载荷を継続し、最終的に破断するまでの計算結果を表示している。供試体 S(T9W123)-CYC は、繰り返し 3% 振幅による繰り返し载荷 6 回目の圧縮側で全体座屈したために、他と比べて  $CID$  が低めとなっている。

表 1.3.18 繰り返し漸増载荷実験結果

実験 供試体記号	最大荷重 $P/mP_y$ ( $m\delta_b/m\delta_{b,y}=21$ )		$CID$		実験 終了状況
	引張側	圧縮側	$\epsilon = 3\%$ 時	実験終了時	
S(T6W73)-CYC	1.26	-1.43	1.16	1.55	破断
S(T6W98)-CYC	1.17	-1.27	1.14	2.24	破断
S(T9W98)-CYC	1.31	-1.51	1.01	2.02	破断
S(T9W123)-CYC	1.29	-1.55	1.00	1.47	全体座屈

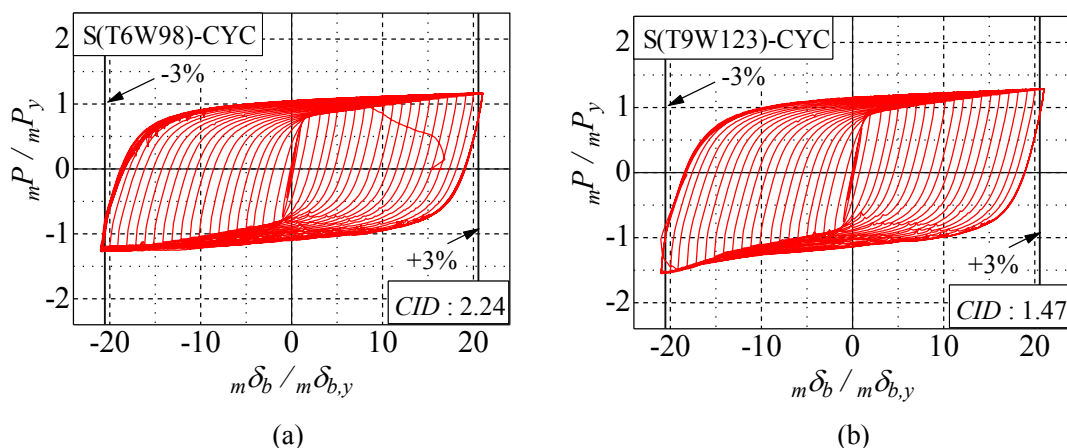


図 1.3.53 繰り返し漸増载荷試験結果

ひずみ硬化の影響を見ると、制震ブレース芯材断面サイズにより引張側で降伏軸力  $mP_y$  の 1.17~1.29 倍、圧縮側で 1.27~1.55 倍となり、圧縮側では拘束部材による摩擦の影響で高めとなることが明かとなった。制震ブレース芯材の板厚の違いに着目すると、板厚 6mm と比較して、板厚 9mm の方が引張側、圧縮側ともに高めとなることが分かった。同一板厚で板幅が変化する場合、板厚 6mm と板厚 9mm のいずれにおいても、板幅が大きくなり、制震ブレース芯材の断面積が大きくなってもひずみ硬化による最大軸力の上昇の違いに大差ない。

図 1.3.54 に繰り返し漸増载荷実験の履歴曲線から得たスケルトンカーブを実験結果についてまとめたものを示す。引張側は塑性変形の進行とともに安定した軸力上昇となっているが、圧縮側は部分的に乱れが生じている。

図の横軸  $\pm 3 m\delta_b / 3m\delta_{b,y}$  以上の安定した塑性変形域で目標ひずみ到達までの変形時の軸力の大小を比較すると、その傾向は、制震ブレース芯材に適用した鋼材の降伏比(板厚 6mm は  $\sigma_u/\sigma_y=1.48$ , 板厚 9mm は  $\sigma_u/\sigma_y=1.54$ ) が大きい板厚 9mm を適用した BRB が高めである。また、同一板幅であれば拘束部材の板厚方向の隙間が大きい方が制震ブレース芯材の波形変形が大きくなるため、高い軸力となる傾向を確認した。

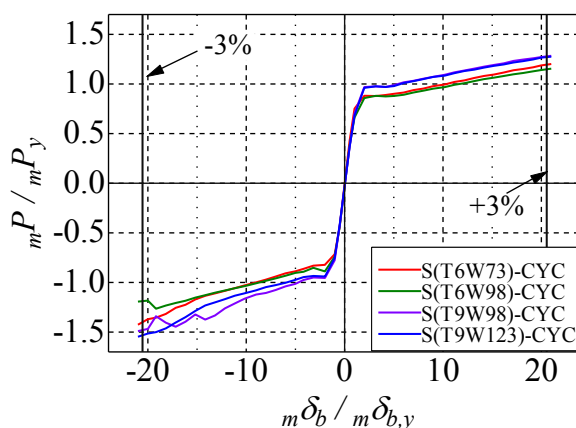


図 1.3.54 繰り返し漸増载荷実験から得たスケルトンカーブ

### c) 繰り返し载荷時の BRB 回転変形性能の検証

BRB によって制震化したラーメン橋脚が外力を受けて変形する時の BRB の回転変形に着目して、実験結果と解析推定値を比較する。図 1.3.55 は、繰り返し漸増载荷実験時および、後で述べるハイブリッド実験結果の BRB の回転変形  $\theta_j$  とラーメン橋脚の層間変形角  $R^*$  の関係をまとめたものである。図の原点から第一象限は BRB に引張軸力、第三象限は圧縮軸力が作用する変形が生じる。図には制震化したラーメン橋脚の最大応答の制限値に対応する層間変形角  $R_u^*$  を示している。BRB の限界ひずみ 3% 時の層間変形角  $R^*$  は  $\pm 0.02$  である。

図 1.3.55 (a) は、解析モデル M(T6W98) による推定値と繰り返し漸増载荷実験 S(T6W98)-CYC の計測値およびハイブリッド実験 S(T6W98)-HYD を表示した。図 1.3.55 (b) についても同様に解析値と実験結果を比較している。

図 1.3.55 (a) および図 1.3.55 (b) について、実験結果は解析推定値を概ね模擬した変形挙動が得られており、制震化したラーメン橋脚の層間変形角  $R_u^*$  に至る BRB の回転変形  $\theta_j$  の範囲では、BRB は安定した挙動が得られている。また、ハイブリッド応答実験時の変形範囲は、繰り返し漸増载荷実験の変形範囲に含まれていることから、本論文で設計した BRB は制震化するラーメン橋脚に必要な回転変形性能を有することを実験により検証した。

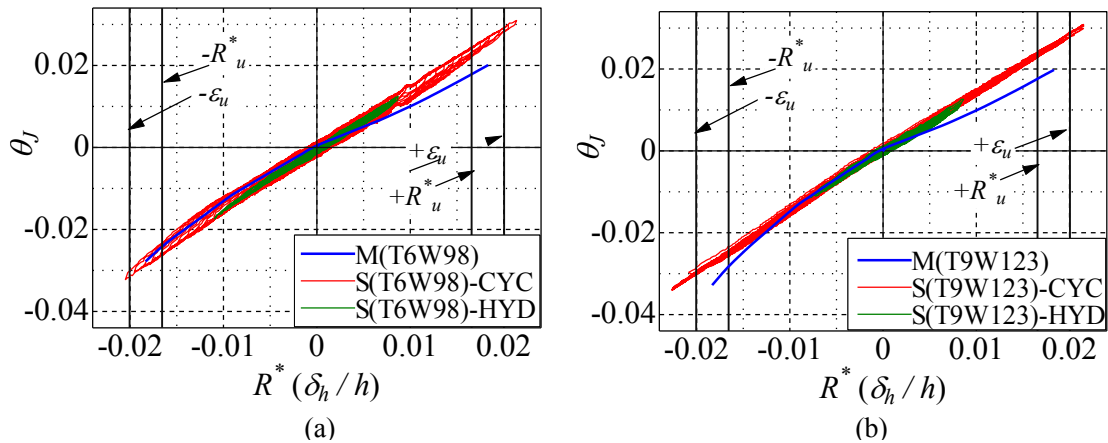


図 1.3.55 載荷時の BRB 回転変形角  $\theta_j$  の検証結果

d) 全体座屈要因の推定

図 1.3.56 は、図 1.3.55 で示した BRB の回転変形角  $\theta_j$  とラーメン橋脚の層間変形角  $R^*$ のうち、解析モデルによる推定値をまとめたものである。本研究で比較した BRB は、制震ブレース断面積と支持ブラケットの断面の違いにより剛性が異なる。図 1.3.47 で定義したように BRB に回転変形が生じる際、ブラケットには軸力と曲げモーメントが作用するため、曲げによる弾性変形角  $\theta_{br}$  が BRB の回転変形角  $\theta_j$  に影響を与える。図 1.3.56 に示す  $-R^*_u$  において、M(T6W73)では  $\theta_j = -0.022$  であるのに対し、M(T9W123)では、 $\theta_j = -0.028$  であるから弾性変形の影響が大きい。ブラケットの弾性変形は BRB の軸力に比例するがラーメン橋脚が最大応答変位となる範囲でとどまる。

図 1.3.55 (b)の S(T9W123)-CYC の履歴に着目すると、圧縮側の最大回転変形角  $\theta_j$  は 0.035 程度に達している。この変形角は、前述した BRB の回転変形性能  $\theta_j$  の上限 0.03 を上回っている。従って、この変形による偏心軸力により付加曲げモーメントが BRB の拘束部材に作用したために拘束部材の曲げ耐力を上回り、図 1.3.57 に見られるような全体座屈に至ったものと推察される。しかしこの全体座屈は、想定する回転変形以上の荷重によって発生したものであり、BRB の限界ひずみ 3%の変形性能は目標値を満たすことが検証されたといえる。S(T9W123)-CYC の実験結果から、BRB を支持するブラケットの弾性変形角  $\theta_{br}$  は、BRB の回転変形に影響を与えることから、過大にならない範囲で適切に設計する必要を確認した。

e) ハイブリッド実験結果

図 1.3.58 にハイブリッド実験結果を示す。図は制震ブレース芯材板厚の異なる BRB の 2 台についてそれぞれ BRB を含むラーメン橋脚全体と BRB のみの応答をそれぞれ示した。入力した地震動は II-II-2 であり、1 波あたり 60 秒の地震波形データを連続して 3 波入力した応答をまとめた。なお、BRB を設置しない非制震のラーメン橋脚の応答は、地震波形入力開始後、約 8.44 秒にて最大応答  $\delta_{h,max}/\delta_{h,y} = 3.78$  となり、入力後の残留変位  $\delta_{h,R}/\delta_{h,y} = 1.05$  が得られており、目標とする部材健全度 2 を満足しない。応答履歴の詳細は参考文献 15)を参考にされたい。



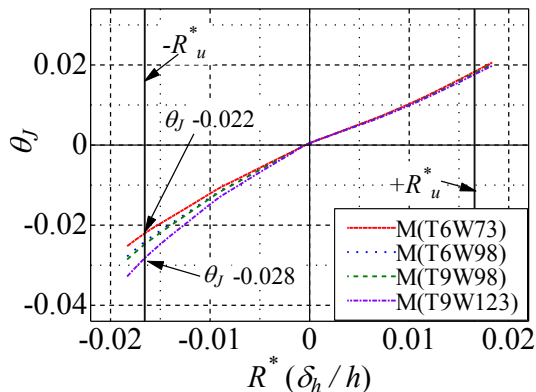


図 1.3.56 BRB 回転変形角  $\theta_J$  の解析結果

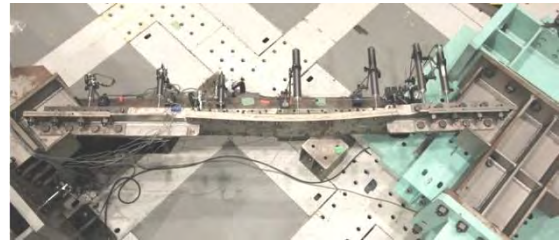


図 1.3.57 供試体 S(T9W123)-CYC の全体座屈状況

図 1.3.58 (a), (b) および (e) は、解析モデル上のラーメン橋脚に制震ブレース芯材板厚 6mm、板幅 98mm の BRB の実験供試体 S(T6W98)-HYD に軸力を載荷して得る地震時応答をラーメン橋脚全体と BRB で区別し、変形と荷重の履歴および時刻応答履歴を示したものである。図中には、予備解析モデル M(T6W98) から得る応答推定値も併せて表示している。

図 1.3.58 (a) について、BRB による制震化によってラーメン橋脚の最大応答は  $2.8\delta_{h,y}$  以内に収まっている。BRB に引張が作用する方向での応答は制震ブレース芯材の断面積の実測値が設計断面より 6% 程度小さく、剛性がやや低めのため予備解析よりも大きめに生じているが、予測通りの制震効果が得られた。図 1.3.58 (b) の時刻応答履歴を見ると、3 波連続することで、残留変位が僅かずつ大きくなっているが、連続入力毎の応答に目立った変動は見られなかった。

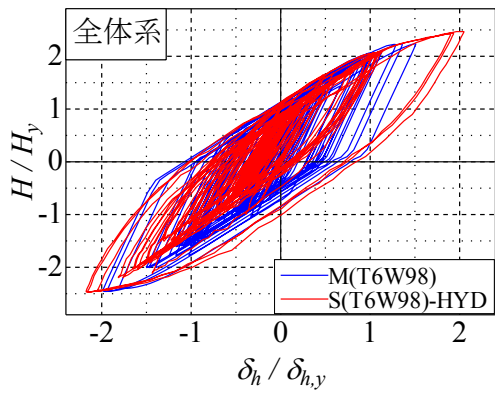
図 1.3.58 (e) に示す BRB の応答についても概ね解析値と一致し、引張側、圧縮側どちらも  $14\delta_{b,y}$  弱の応答範囲内で安定した変形履歴が得られた。図 1.3.58 (c), (d) および (f) は、実験供試体 S(T9W123)-HYD の応答と、解析モデル M(T9W123) について図示した結果である。制震ブレース芯材の断面積が大きく、剛性が高いことから、ラーメン橋脚と BRB のどちらの応答も小さく、高い制震効果が得られる結果となった。3 波入力による時刻応答履歴の変動はみられず、残留変位は解析モデルよりも小さくなった。

#### f) 地震応答のまとめとエネルギー吸収性能

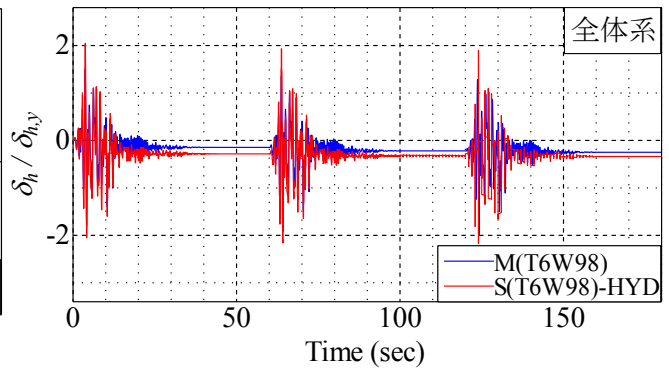
図 1.3.59 に、制震化したラーメン橋脚の地震エネルギー吸収性能を、4 つの実験供試体の荷重-変位履歴から算定した結果を示す。図は 3 波連続入力の最初の 1 波目をまとめている。

図 1.3.59 (a) にラーメン橋脚全体のエネルギー吸収量の算定結果を示す。制震ブレース芯材断面が最も小さい BRB を付与したラーメン橋脚モデル S(T6W73)-HYD が、4 つの中で最もエネルギー吸収量が大きくなった。制震ブレース芯材断面が最も大きい BRB を付与した S(T9W123)-HYD のエネルギー吸収量は小さめとなった。BRB の違いによるエネルギー吸収量は、最大と最小の比率で 1.26 倍となった。

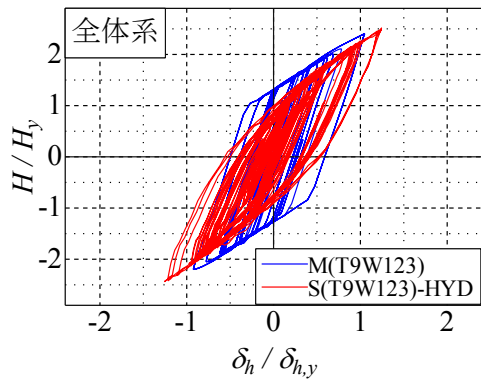




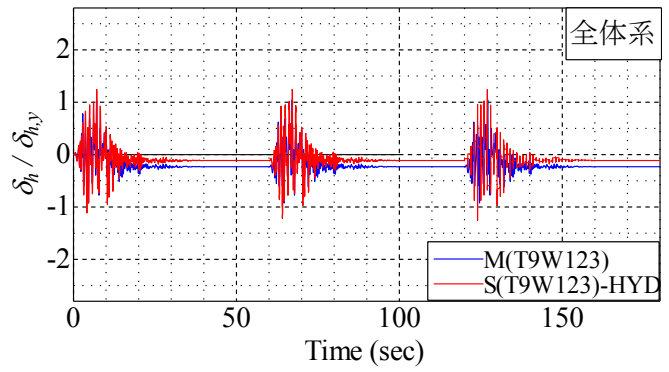
(a) 水平荷重—変位履歴



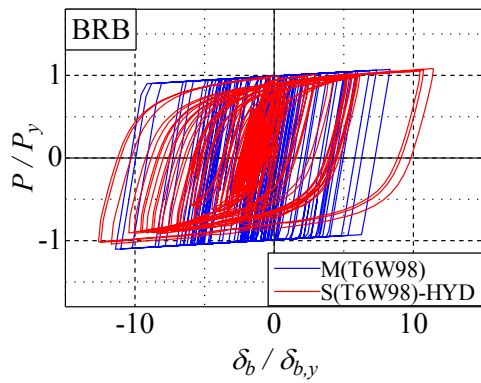
(b) 時刻応答履歴



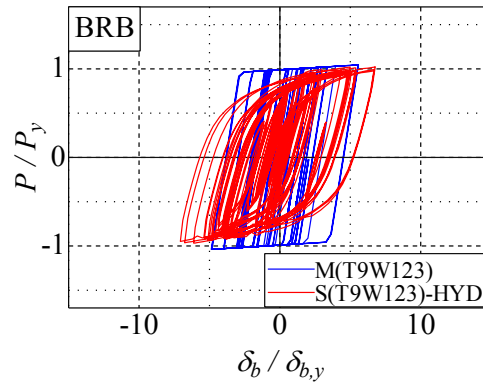
(c) 水平荷重—変位履歴



(d) 時刻応答履歴



(e) BRB の軸力—伸縮変形履歴



(f) BRB の軸力—伸縮変形履歴

図 1.3.58 ハイブリッド実験結果

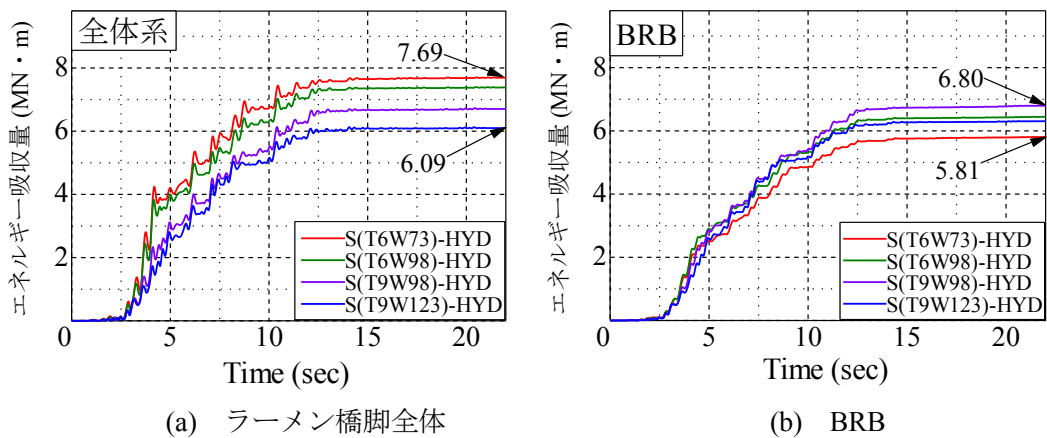


図 1.3.59 地震エネルギー吸収履歴

図 1.3.59 (b)は、BRB に着目したエネルギー吸収量の算定結果である。図 1.3.59 (a)と比較して供試体の違いによる吸収量のバラツキは小さめである。制震ブレース芯材断面の大きさに着目すると、S(T9W123)-HYD の吸収量が最も大きく、制震ブレース芯材断面サイズとエネルギー吸収量は比例関係とはならなかった。BRB の違いによるエネルギー吸収量は、最大と最小の比率で 1.17 倍となった。

S(T9W123)-HYD は、BRB の制震効果によって地震波入力時の最大応答が目標とする範囲で、 $\delta_{h,max}/\delta_{h,y}=1.26$  に抑えられ残留変位も小さいことから、ラーメン橋脚全体としてのエネルギー吸収性能は小さく、塑性化による損傷が比較的軽減されている。しかし、本検討の解析モデルでは、ラーメン橋脚とブレース接合部の局所的な損傷を評価できない。本実験の場合、例えば S(T9W123)-HYD では BRB に作用する軸力が S(T6W73)-HYD に比べ 2 倍以上であるため、橋脚基部に作用する荷重を考慮してラーメン橋脚の損傷を検討する必要がある。

表 1.3.19 ハイブリッド実験から得た最大応答と CID

記号名	全体系		$\varepsilon_{max}$ (%)	BRB			
	$\delta_{h,max}/\delta_{h,y}$	$\delta_{h,R}/\delta_{h,y}$		CID			
				1波目	2波目	3波目	合計
M(T6W73)	2.15	0.02	1.77	0.256	0.256	0.256	0.768
S(T6W73)-HYD	2.32	-0.15	1.92	0.295	0.302	0.303	0.899
M(T6W98)	-1.99	-0.25	-1.67	0.198	0.198	0.198	0.595
S(T6W98)-HYD	-2.17	-0.34	-1.84	0.253	0.270	0.262	0.785
M(T9W98)	1.19	-0.12	0.93	0.124	0.125	0.125	0.373
S(T9W98)-HYD	-1.72	-0.18	-1.41	0.187	0.200	0.205	0.591
M(T9W123)	1.05	-0.23	0.79	0.078	0.080	0.080	0.238
S(T9W123)-HYD	-1.26	-0.11	-1.00	0.145	0.157	0.161	0.462

表 1.3.19 にハイブリッド実験から得られた最大応答変位と残留変位、ならびに BRB の CID<sup>2)</sup>算定結果を解析モデルと実験供試体の合計 8 台についてまとめて表示する。

制震化によるラーメン橋脚の最大応答ならびに残留変形はすべての供試体において目標と

する範囲であり、設計した BRB の制震性能を満足していることを確認した。CID に着目すると、最も制震ブレース芯材断面の小さい実験供試体 S(T6W73)-HYD は、解析モデル M(T6W98) の推定値通り、CID が 0.7 を大きく上回る結果となった。前述の繰り返し漸増載荷実験から得た破断までの CID は 2.44 であることから、CID の制限値は BRB に適用する材料の性能を考慮するなど、更に検討が必要であろうと思われる。

g) 実験終了後の BRB 損傷状況

図 1.3.60 に繰り返し漸増載荷実験とハイブリッド実験終了後の制震ブレース芯材の面外方向の変形結果を示す。変形のプラス側は BRB のラーメン橋脚天端側面を示す。制震ブレース芯材の塑性変形区間全体に渡って高次の波形に変形していることがわかる。図 1.3.60 (a) について、板幅の違いで若干波形違いは見られるが、中央から移動側にかけて類似した変形を生じている。図 1.3.60(b)のデータのうち、S(T9W123)-CYC の実験は全体座屈によって終了しているために、拘束部材を取り外した後の変形を一概に比較できないが、部材全長に渡って波形に変形していることは確認できる。また、図 1.3.60(a), (b)を比較すると BRB の拘束部材と制震ブレース芯材との板厚方向の隙間量  $e_b$  は、制震ブレース芯材の板厚 6mm で

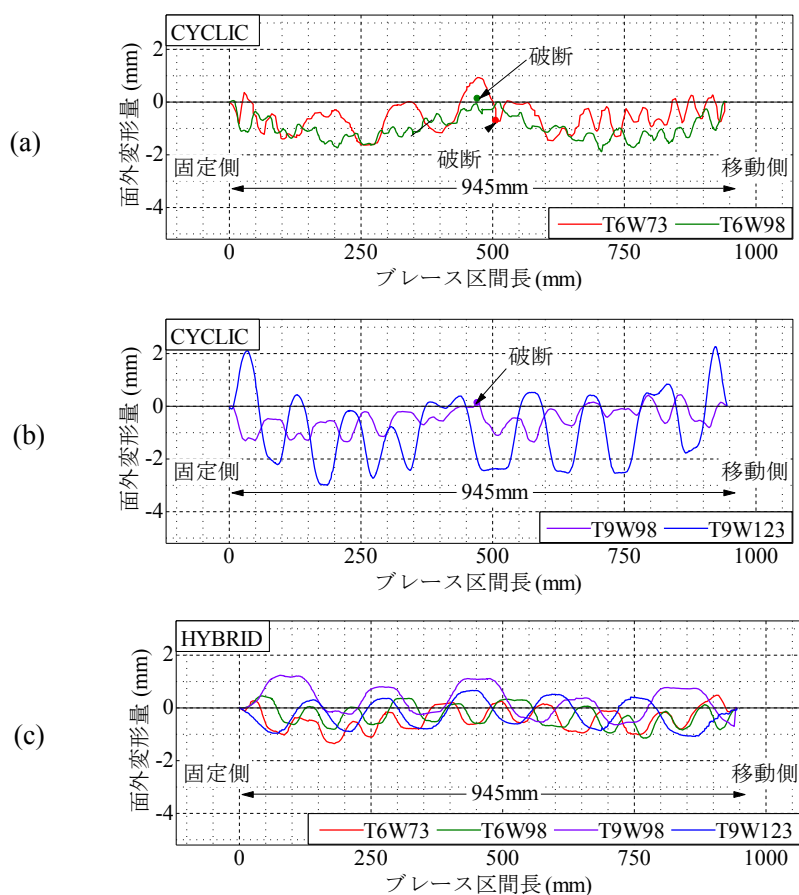


図 1.3.60 実験後の制震ブレース変形状況

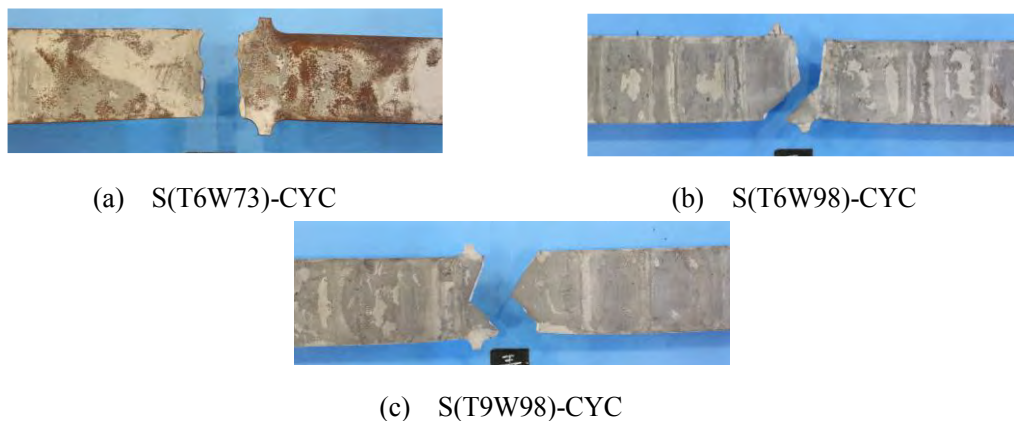


図 1.3.61 実験後の制震ブレース破壊状況

1.8mm、板厚 9mm では 2.4mm である。隙間量が大きい図 1.3.60 (b)が波長も大きい傾向がある。

図 1.3.60 (c)には、ハイブリッド実験を実施した BRB の地震動入力後の変形を示した。板厚 6mm と 9mm をそれぞれ比較すると、板幅の違いによらず似たような波形の変形を生じている。波長を比較すると板厚 9mm の BRB は、6mm と比較して大きめとなっている。

図 1.3.61 は、繰り返し漸増载荷実験による低サイクル疲労で破断した制震ブレース芯材の状況である。いずれの供試体も制震ブレース芯材中央部、ストッパー付近を起点として破断に到っている。今後、ストッパーの適正な形状についてさらに検討必要である。

#### (4) まとめ

本研究はラーメン橋脚の地震時応答と連成するブレースの変形挙動を模擬する载荷装置を用いたハイブリッド実験により、座屈拘束ブレースの変形性能と、ラーメン橋脚の制震効果を繰り返し漸増载荷実験および、ハイブリッド実験により検証した。以下に本研究で得られた知見をまとめる。

- 1) 制震ブレース芯材の断面を 4 通りに変化させた BRB の繰り返し漸増载荷実験により、制震ブレース芯材長さ  $L_b$  をブレース全体長さ  $L$  との比率  $\xi_l = 0.334$  で設計した BRB に対して、軸ひずみ 3%、 $CID > 0.7$  を確保する変形性能を明かにした。
- 2) BRB とブラケットを含むブレース全体の変形挙動から、本実験で設計した BRB の回転変形性能を検証し、BRB の回転変形には、BRB の支持ブラケットの弾性変形を考慮する必要性を示した。
- 3) ハイブリッド実験により、軸方向剛性が異なる BRB を付加したラーメン橋脚の制震効果を検証し、BRB の軸方向剛性の違いによる制震効果への影響を明かにした。制震ブレース芯材長さを一定にした BRB で比較すると、より剛性が高い BRB は、BRB 自身のエネルギー吸収性能が高い傾向を示した。

### 1.3の参考文献

- 1) 宇佐美勉編著, 日本鋼構造協会編: 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 技報堂出版, 2006.9.
- 2) 宇佐美 勉, 佐藤 崇, 葛西 昭: 高機能座屈拘束ブレースの開発研究, 構造工学論文集A, 55A, pp.719-729, 2009.
- 3) 宇佐美 勉, 佐藤 崇: 座屈拘束ブレースの低サイクル疲労実験と照査法, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.486-498, 2010.
- 4) 渡辺孝一, 吉川瑛人, 山口亮太, 児玉佳大: 高機能座屈拘束ブレースを接合するガセットの設計と終局挙動, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.551-564. 2011.3.
- 5) 森下邦宏, 井上幸一, 川島一彦, 阿比留久徳, 平井潤, 本田誠: ダンパーブレースを組み込んだ上路アーチ橋部分構造の動的地震応答実験, 土木学会論文集No.766/ I-68, pp.277-290, 2004.7.
- 6) 家村浩和: ハイブリッド実験の発展と将来, 土木学会論文集, No.356/I-3, pp.1-10, 1985.4.
- 7) 才塚邦宏, 伊藤義人, 木曾英滋, 宇佐美勉: 相似則を考慮したハイブリッド地震応答実験手法に関する考察, 土木学会論文集, No.507/I-30, pp.179-190, 1995.1.
- 8) 宇佐美勉, 渡辺孝一ら: ハイダクティリティー鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.591, pp.207-218, 1998.
- 9) 中島正愛, 赤澤隆士, 阪口理: 実験誤差制御機能を有したサブストラクチャ仮動的実験のための数値積分法, 日本建築学会構造系論文集, 第454号, pp.61-71, 1993.12.
- 10) 酒造 敏廣, 山田 幸, 都築 禅: 一層目より中央がせん断崩壊する鋼二層門形ラーメンのオンライン実験法による地震応答解析, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.525-536, 2009.
- 11) SeanFEM ver.1.22: 理論マニュアルと検証, (株)耐震解析研究所, 2007.
- 12) 柴田明德: 最新耐震構造解析, 森北出版, 1981.6.
- 13) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, pp.110-117, 2012.3.
- 14) 渡辺孝一, 吉野廣一, 篠田将旭, 山口亮太: サブストラクチャ応答実験による高機能座屈拘束ブレースの地震時応答解析, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.459-470, 2012.
- 15) 渡辺孝一, 篠田将旭, 吉野廣一, 佐藤大介: 制震ブレースを挿入した鋼製ラーメン橋脚の並列ハイブリッド実験システムによる制震性能の検証, 鋼構造論文集, Vol.21, No.82, pp.75-85, 2014.
- 16) 渡辺孝一, 佐藤大介, 石田真士, 吉野廣一, : 鋼製ラーメン橋脚の層間変形を考慮した高機能座屈拘束ブレースの変形性能に関する実験, 鋼構造論文集, Vol.22, No.85, pp.143-151, 2015.
- 17) 独立行政法人土木研究所: 橋梁に用いる制震ダンパーの性能検証法及び設計法に関する共同研究報告書(その1 制震ダンパーの動的挙動に関する振動台加振実験), Cooperative Research Report of PWRI No.438, 2012.3.

- 18) 官民連体共同研究, 履歴型ダンパー付鋼構造鉄骨の設計法 報告書 : (社)日本鉄鋼連盟, 2002.2.
- 19) 一般社団法人日本建築学会 : 鋼構造制振設計指針, 丸善出版株式会社, 2014.11.
- 20) 木下智裕, 金城陽介, 聲高裕治, 吹田啓一郎, 宮川和明 : 座屈拘束材端部の局所変形を考慮したピン接合形式二重鋼管ブレースの全体座屈防止条件-片側摺動形式の場合-, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 卷, 第 706 号, pp.1973-1982, 2014.2.
- 21) 小崎 均, 小西克尚, 松井良太, 竹内 徹 : 片流れ配置された座屈拘束ブレース機構安定条件の要因分析, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 卷, 第 706 号, pp.1919-1929, 2014.12.
- 22) 宮本宏一, 松田泰治, 宇野裕恵, 藤本匡哉 : 道路橋の耐震補強における制震ダンパーの有効活用に関する研究, 土木学会論文集 A1, Vol.69, No.4, pp.592-600, 2013.
- 23) 家村浩和 : 免震・制震手法による長大橋の耐震性能向上技術の発展と将来, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.1-16, 2012.

## 1.4 構造物の早期復旧のための診断支援技術（研究担当者：小塩達也，近藤明雅）

### 1.4.1 概要

巨大地震や疲労・腐食により損傷した構造物を早期に復旧するためには，その構造物の損傷状態を診断し，その使用可能性や損傷状態を把握することが必要である。これらの診断において，目視による外観からの把握に加え，構造物の各種の応答値から構造物の剛性や変位の有無等の情報を得ることできれば，より合理的な診断を行うことができると考えられる。本サブテーマでは，診断のための支援技術として，非接触で構造物の遠望から構造物の時刻歴波形を測定する手法を確立した。具体的な方法としては，高速度動画撮影モードを持つデジタルカメラに望遠レンズの代わりに用い，遠望から構造物の一部を撮影，これを画像解析することでその点の動的変位波形を取得する方法について検証を行った。

### 1.4.2 非接触変位測定法の検討

橋梁の微小なたわみを橋梁から離れた位置からカメラで撮影するためには，大きな焦点距離を持つレンズを用いて，たわみ測定位置をできるだけ拡大し，1画素あたりの撮影寸法を小さくしなければならない。本研究では，低コストで長い焦点距離を得る方法として，バードウォッチング等で用いられる，フィールドスコープをデジタルカメラの望遠レンズとして用いる，いわゆる「デジスコ」の手法<sup>1)</sup>を用いた。また，長い距離からの撮影に際して，カメラの安定性と，視準のための正確な微動操作が必要となるため，中古のトランシットを改造し，鏡筒上部にカメラおよびレンズ一式を装着できるようにアタッチメントを製作した。三脚は木製精密三脚を用いて温度膨張や振動に対応した。カメラは高速動画撮影モードを持ち，コンパクトデジタルカメラの中では明るいレンズを持つ Panasonic Lumix FZ-200 を用いた。使用した機材一覧を表 1.4.1 に，組み立て状態での撮影機材を写真 1.4.1 に示す。計算上のシステムの焦点距離（合成焦点距離）は 35 mm 版カメラに換算すると最大で 8,400 mm となる。

従来，動画像を用いた構造物の変位計測では，マーカーまたはターゲットと呼ばれる，既知の大きさを持ち，コントラストが大きな被写体を測定対象に貼付して，画像解析により撮影フレームごとのマーカーの位置を追尾する手法が用いられる<sup>2), 3)</sup>。マーカーの大きさが既知であれば，撮影画像の 1 ピクセルあたりの実際の大きさを知ることができ，マーカーの動きを実際のたわみに置き換えることができる。しかしながら，マーカーの設置作業はセンサー設置や配線作業よりも簡便であるものの，測定時には測定対象に接触しなければならず，接触が不可能な場所では測定できないため，非接触測定の特長を減じることとなる。

動画像内における「動き」の追跡は，一般には「モーションキャプチャリング（Motion



Capturing)」と呼ばれ、多種多様な分野で実務的に行われ、モーションキャプチャリングに特化した市販ソフトウェアも販売されている。画像内のある点の動きを2次元の動きとして抽出するだけであれば、ターゲットは必ずしも必要ではなく、画像内にターゲットとなりうる対象物があればよい。本研究では、桁橋の一部の特徴点を撮影し、市販のモーションキャプチャソフト（ソフト名：PV-Studio2D，株式会社 OA サイエンス）を用いて追尾することで特徴点の座標の時刻歴を算出することとした。ソフトウェアから出力されるたわみは、画素や画像サイズを基準とした相対的なたわみであり、これを実際のたわみ量に変換するために、次のようにした。

- ① 視準距離と画像寸法の間をカメラのズーム倍率ごとに実験室等であらかじめ測定する。
- ② 現地測定時に、カメラから被写体までの距離をレーザー距離計で測定し、①で得られている関係から現地で撮影されている箇所の寸法を計算して、ソフトウェアからの出力値を実際のたわみ値に換算する。

視準距離と画像寸法の間を例を図 1.4.1 に示す。この例ではズームレンズ位置のカメラ内の表示は 24 倍（このカメラでの最大ズーム位置）で、撮影画像の幅を示している。

### 1.4.3 実橋梁における検証

鋼鈹桁橋のたわみ測定例を図 1.4.2 に示す。検証のため堤防上にある径間（橋長 35m, 単純鈹桁）を対象として、ひずみゲージ式変位計の測定結果との比較を行っている。おおむねの箇所で波形は一致しており、大型車の通過に伴うたわみ波形と振動波形のいずれも双方の波形で確認できる。変位計の波形が滑らかなのは変位計自体の応答性能によるものであると考え



写真 1.4.1 撮影機材

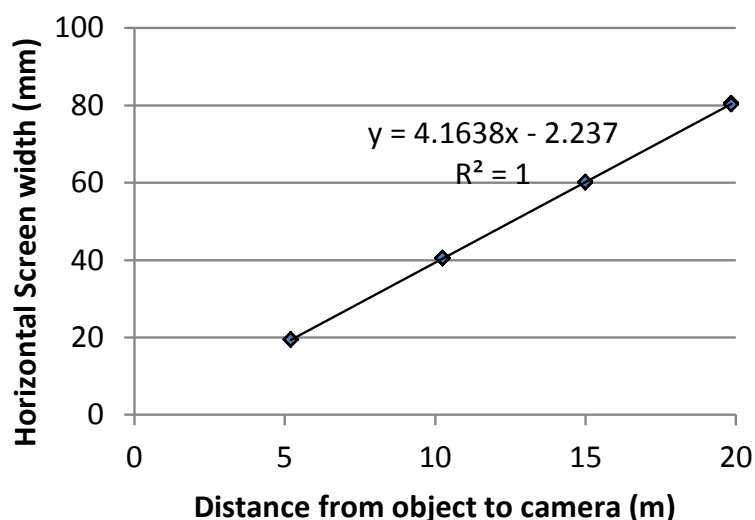


図 1.4.1 キャリブレーション結果の例（24 倍，120fps）

表 1.4.1 撮影に使用した機材

装備	メーカー形式	備考
デジタルカメラ	Panasonic Lumix FZ-200	
トランシット	トプコン AG-20P	カメラ設置のため鏡筒にアタッチメントを設置
フィールド スコープ	ビクセン ED II -52S +接眼レンズ GLH20	カメラとの接続に専用アタッチメント、 ビクセン DG-FS DX を使用
三脚	マイゾックス PMW II—OT	木製精密三脚

られる一方で、画像計測にみられる微小なノイズ状の変化の原因として、三脚の微振動、実際の橋梁の微振動、画面のちらつきによる動点追跡の不安定現象なのか判別は困難である。

図 1.4.3 に 50m の視準距離からとらえた鋼トラス橋（橋長約 70m）の変位波形を示す。たわみ・振動のいずれの動的変化もとらえられているが、長周期の変動がみられる。これは、橋梁自体の変位というよりもカメラの固定側の不安定性によるものであることが予想され、カメラの固定度の信頼性向上が必要であると考えられる。

これらの結果の理論的な、すなわち画素単位での変位分解能は、図 1.4.2 のケースでは約 0.1mm、図 1.4.3 のケースでは約 0.18mm であるが、動点追跡のアルゴリズムの特徴として、理論的分解能よりも小さい分解能、いわゆるサブピクセル単位の分析が行われており、理論的な分解能の 10 分 1 程度の変位分解能は確保できている模様である。

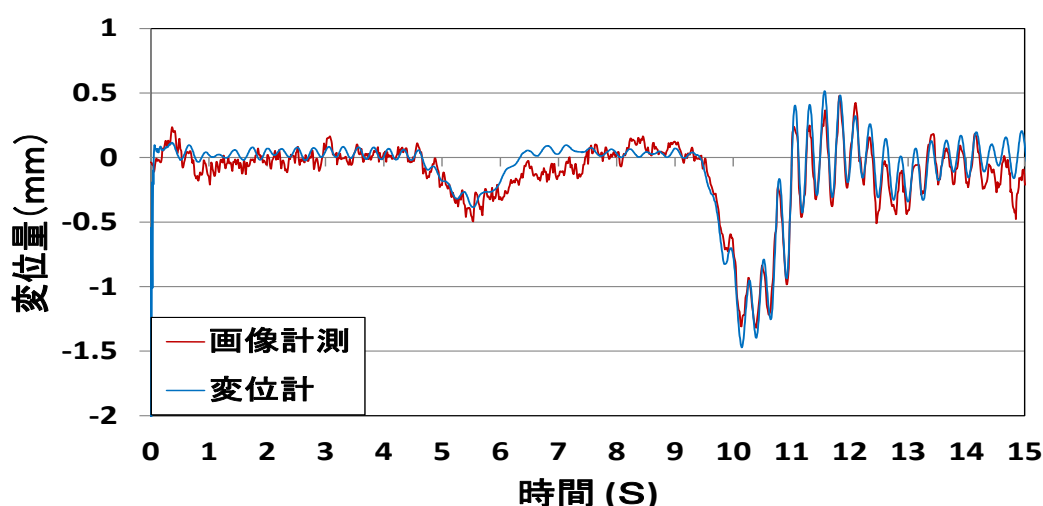


図 1.4.2 鋼桁橋における計測事例  
視準距離 30m, ズーム倍率 24 倍, フレームレート 120fps

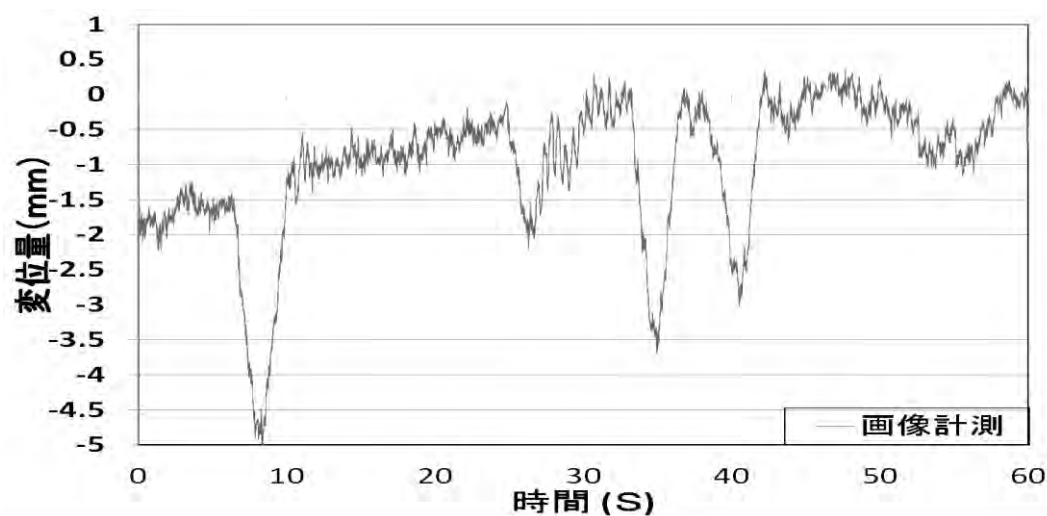


図 1.4.3 鋼トラスにおける計測事例  
 視準距離 50m, ズーム倍率 24 倍, フレームレート 120fps

#### 1.4.4 複数カメラの同期方法の検討

動画撮影による変位測定では、1つのカメラが1つのセンサーとなり、複数点の情報を比較して相互の関係を調べるには、複数のカメラの画像を同期させる必要がある。本研究で使用したカメラは、外部制御端子を装備しており、外部からの信号で撮影開始・終了などの制御が可能であった。そこで、2台のカメラを同じ制御信号で起動し、同じ撮影対象を撮影してその同期性を検証した結果、制御信号に対するカメラの応答時間は0.1秒程度と比較的長く、さらに、カメラによる応答時間の個体差が生じることが判明した。そこで、本研究では、複数のカメラについて、撮影の開始・終了を外部制御端子で行うほか、カメラの前に白色LEDを配置し、撮影を開始した数秒後にこれらを同時に発光させ画像内に写りこませ、発光した画像により同じ時刻を判別することで、2台のカメラから同期した画像を得ることとした。LEDを使用したのは電圧印可から発光までの時間がきわめて短いためである。制御システムを図1.4.4に示す。市販のカメラ用インターバルタイマーの信号をフォトカプラで構成した分岐回路で2台に分け、2台のカメラの撮影開始とLEDの発光を制御した。

#### 1.4.5 2台のカメラによる測定の検証

複数台のカメラを用いて多地点の変位波形を得る方法について、実橋梁において適用性を検証した。図1.4.5に撮影の概念図を示す。測定対象は支間35mの鋼単純鈹桁橋とし、1台を主桁中央のたわみ、1台を橋梁天端の変位を撮影するものとし、2台のカメラを前述のシステムで同期させ、大型車両走行時の変位状況を撮影して画像解析により変位の時刻歴波形を求めた。

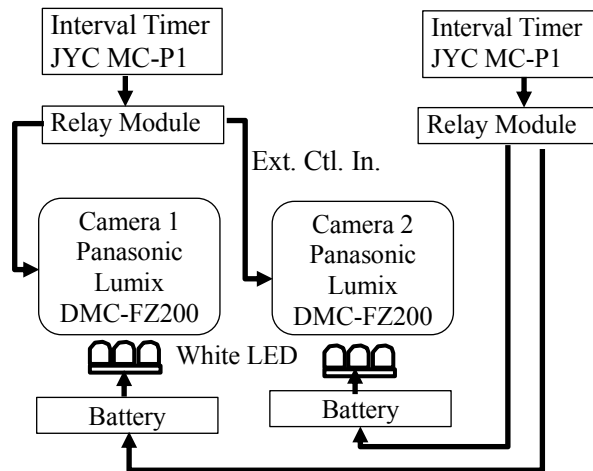


図 1.4.4 カメラおよび LED の接続図

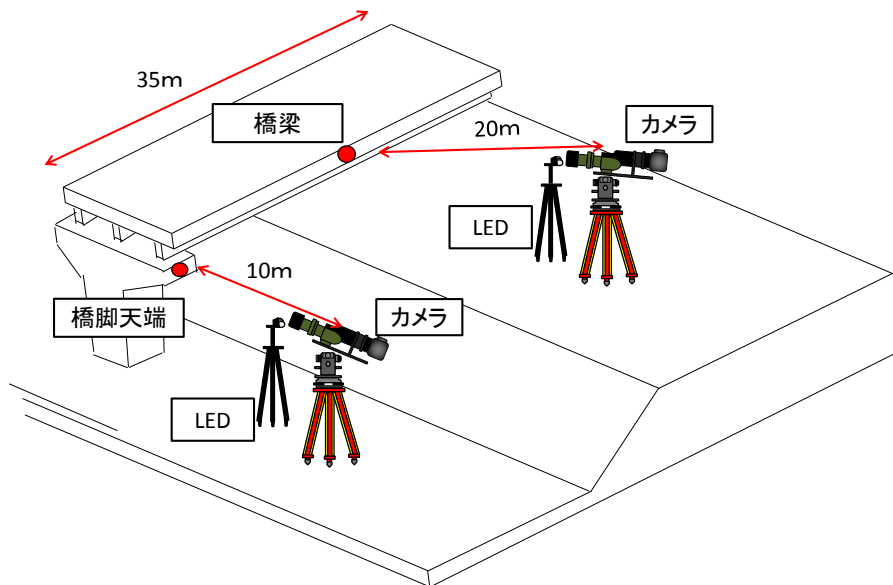


図 1.4.5 2台のカメラによる鋼板桁橋での撮影状況

図 1.4.6 に 1 台のトラックが通過したときの変位波形の例を示す。橋梁のたわみについては鉛直変位を、橋脚天端については水平変位を示している。この例では、1 台のトラックの通過に伴い、橋梁が鉛直下向きにたわむとともに橋梁の振動が励起されていることが分かる。同時に、橋脚天端の水平変位が生じ、特に振動成分については橋梁の鉛直たわみの振動成分と同期している部分が認められる。

図 1.4.7 に 2 台のトラックが通過したときの変位波形の例を示す。この例では、車両の橋梁への進入に伴う鉛直たわみに同期して、橋脚天端が水平移動している現象が認められる。撮影方向からみて、たわみ波形は下向き、天端の波形は左向きとなり、主桁の

たわみに伴う桁端での水平変位が橋梁の支承の移動機能によっては吸収されず、そのまま橋脚に伝達されていることがうかがわれる。

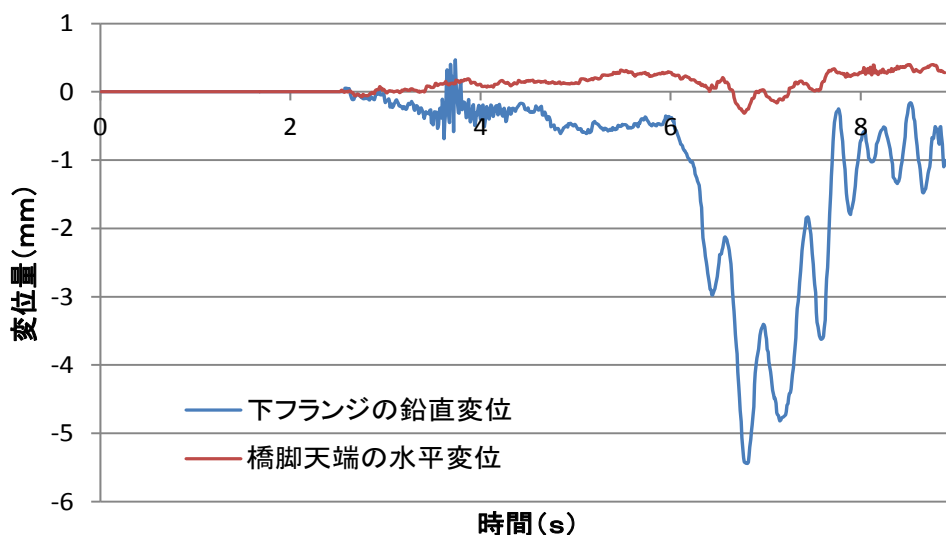


図 1.4.6 1 台のトラックが通過したときの変位波形の例

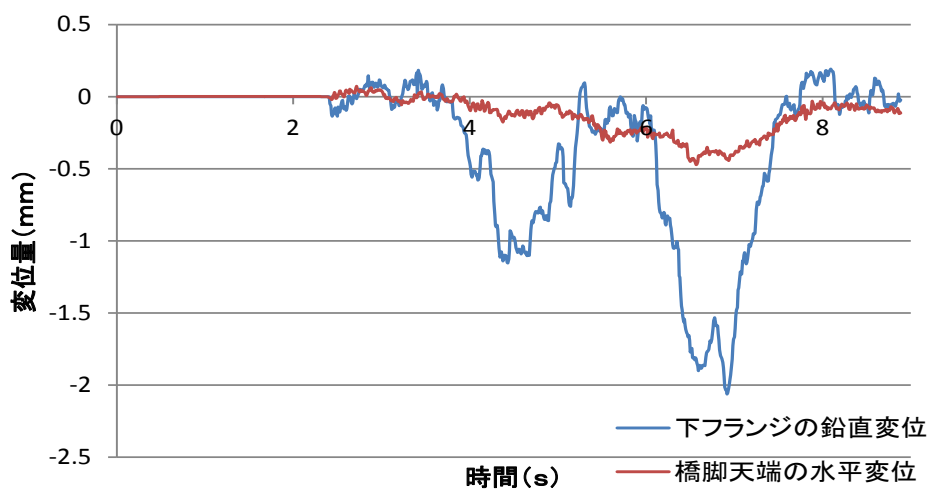


図 1.4.7 2 台のトラックが通過したときの変位波形

#### 1.4 の参考文献

- 1) デジスコ倶楽部, <http://www.digisco.com/index.htm>
- 2) 岡重嘉泰, 海老原学, 川谷充郎, 金哲佑, 三谷欣也 : 家庭用デジタルビデオカメラを用いた橋梁の応答振動数特性, 土木学会第 65 回年次学術講演会概要集, I-456, pp.911-912, 2010.
- 3) 志岐和久, 伊藤幸広, 石橋孝治, 内田慎哉, 松田浩, 出水亨, 木村嘉富 : 正方形マーカーを用いた橋梁のたわみ計測法, 実験力学, Vol.12, No.4, pp.375-382, 2012.

## 1.5 連動型巨大地震に対する修復性および自己センシング性を有する新型材料および補強技術（研究担当者：岩下健太郎）

### 1.5.1 連動型巨大地震に対する高修復性を有する BFRP メッシュ補強モルタルの曲げ挙動

#### (1) はじめに

大規模な地震による災害を背景に、土木構造物に対して大きな靱性が求められている。そうした中、終局時には微細で高密度の複数ひび割れが形成することにより、大きな靱性を許容する材料である短繊維混入コンクリートが注目されている。著者らは、短繊維のように分散性を考慮する必要が無く、メッシュ状でモルタルとの付着を確保できるバサルト繊維複合材（BFRP）メッシュに着目し、その混入によりモルタルのひび割れ発生後の曲げ靱性の向上を図る研究を開始した。しかし、基礎的な性状を把握することを目的に実験を行ったところ、BFRP メッシュを混入したモルタルの曲げ試験において、BFRP メッシュの部分剥離や段階的な部分破断、そして、それに伴う荷重の不安定化が生じた。

そこで、本研究では BFRP メッシュの付着確保を目的として、打設前に BFRP メッシュ表面にエポキシ樹脂を塗布する方法を採用した。既報<sup>13)</sup>において、この方法により既設のコンクリート表面に FRP を接着した場合と同程度の付着強さが確保できることが実験的に示されている。本研究では打設前にエポキシ樹脂を塗布することにより曲げ特性を向上・安定化させたモルタルの曲げ挙動を実験的に検討し、その効果を検証した。また、有限要素法に基づく解析モデルを構築し、実験結果を評価した。

#### (2) 実験方法

BFRP メッシュ混入によるモルタルの強度や靱性の向上効果、およびこの混入モルタルの曲げ挙動を評価するため、コンクリート標準示方書[規準編]<sup>14)</sup>における JIS A 1106「コンクリートの曲げ強度試験方法」に準拠した寸法、すなわち、幅 100mm×高さ 100mm×長さ 400mm の供試体を作製し、曲げ試験を実施した。打設したモルタルは重量比で水：普通ポルトランドセメント：珪砂 5 号が 0.7:1:2 となるよう配合した。実験パラメータは BFRP メッシュの枚数（0 枚、1 枚、2 枚、3 枚、それぞれ CM-N, CM-B1, CM-B2, CM-B3 と呼称する。）とエポキシ樹脂の事前塗布による接着の有無（事前塗布を行った供試体を CM-B3-W と呼称する。エポキシ樹脂の可使時間は 25±10 分、塗布量は 1 面あたり 200g/m<sup>2</sup>、塗布後 10 分以内にモルタルを打設した）とし、それぞれの供試体について 3 体の実験を行った。BFRP メッシュは、0°、90° 方向に 1 本 200tex のバサルト繊維紐を 4.2mm 格子間隔で編んだバサルト繊維メッシュをエポキシ樹脂で含浸・成形したものである。供試体の幅内にはメッシュ 1 枚あたり 14 本の BFRP 棒が混入される。BFRP メッシュの詳細寸法を図 1.5.1 に、各種材料の物性値を表 1.5.1 にそれぞれ示す。BFRP メッシュについては BFRP 棒（1 本）の引張試験を 10 本行い、平均値を物性値として採用した。また、モルタルの物性につ

いては 3 体の  $\phi 100\text{mm} \times 200\text{mm}$  の円柱供試体 3 体の試験結果を平均した値を採用した。モルタル供試体は、打設後に屋外環境下で湿布養生を行い、28 日間の養生後に 2000kN 加圧試験機により 4 点曲げ試験を実施した。曲げ試験の状況を図 1.5.2 に示す。計測機器及び項目は、荷重および、供試体両側面の各載荷点に設置した変位計により測定したたわみ（平均値）とした。

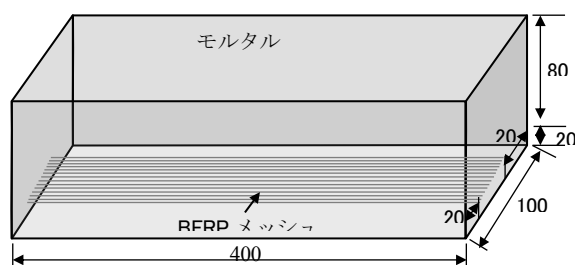


図 1.5.1 BFRP メッシュの詳細寸法

表 1.5.1 材料の物性値一覧

BFRP メッシュ	引張強度 $\sigma_f$ (N/mm <sup>2</sup> )	2210
	引張弾性率 $E_f$ (kN/mm <sup>2</sup> )	91.0
	1 枚の断面積 $A_f$ (mm <sup>2</sup> )	2.07
	繊維含有率 $V_f$ (%)	50
エポキシ樹脂	引張強度 $\sigma_e$ (N/mm <sup>2</sup> )	45
	引張弾性率 $E_a$ (kN/mm <sup>2</sup> )	1.5
モルタル (材齢 28 日)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	35.9
	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	2.70

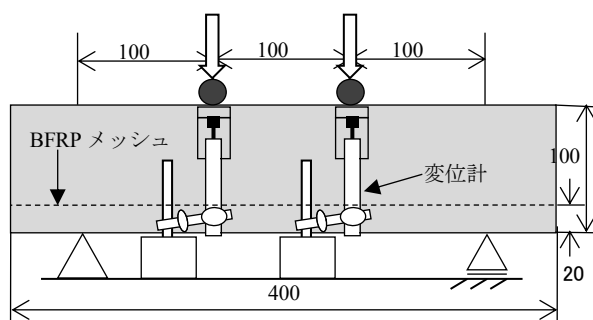


図 1.5.2 4 点曲げ試験の詳細

### (3) 実験結果と考察

4 点曲げ試験の結果より、荷重（曲げ応力）－たわみ曲線を図 1.5.3、図 1.5.4、図 1.5.5 に、式 (1.5.1) より求めた曲げ靱性係数の一覧を図 1.5.6 に、ひび割れ分布状況を図 1.5.7 にそれぞれ示す。図中の BFRP メッシュ完全破断は、BFRP メッシュを構成する 14 本の



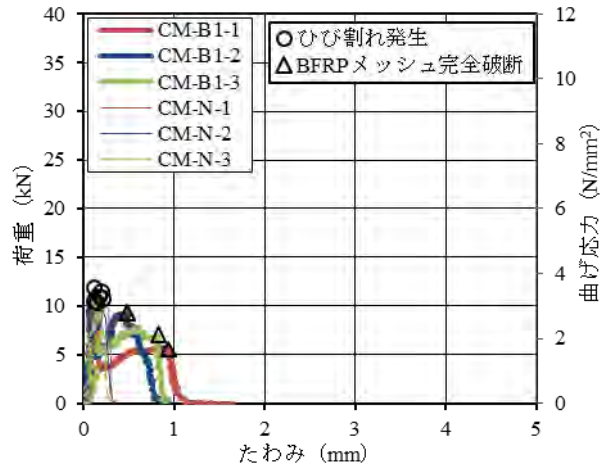


図 1.5.3 荷重－たわみ関係 (CM-B1, CM-N)

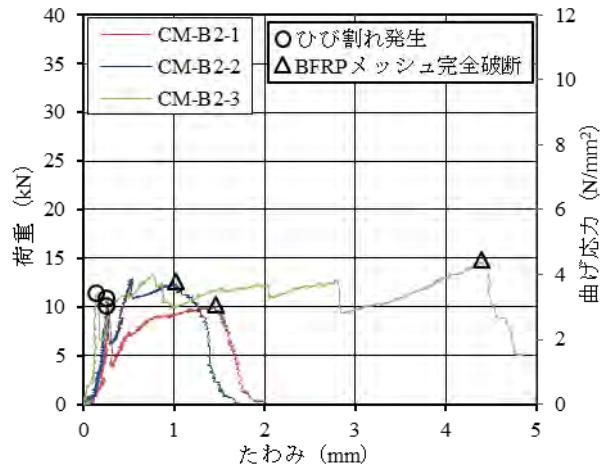


図 1.5.4 荷重－たわみ関係 (CM-B2)

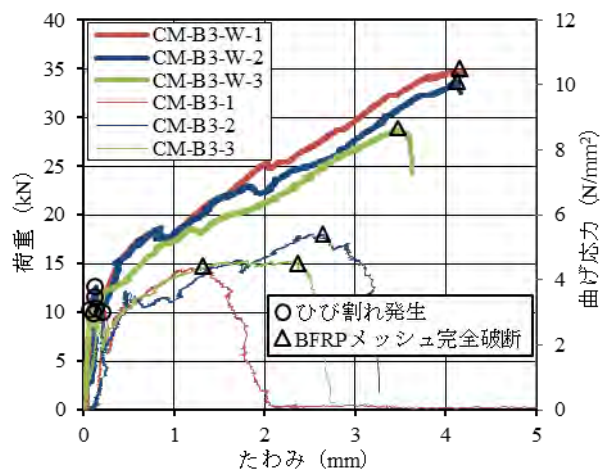


図 1.5.5 荷重－たわみ関係 (CM-B3-W, CM-B3)

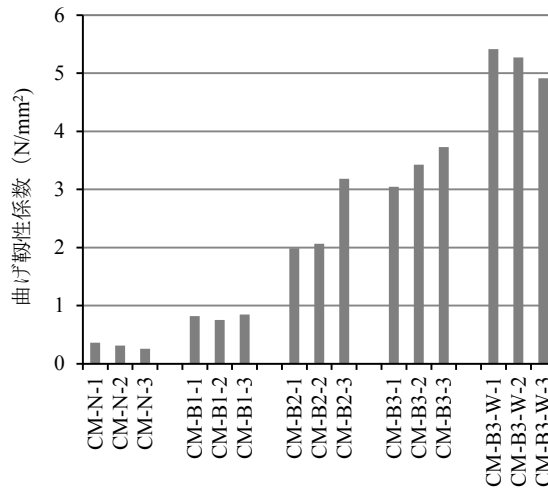


図 1.5.6 曲げ靱性係数一覧

BFRP 棒すべてが破断し、モルタル供試体がスパン中央付近で 2 分する直前の点を意味している。また、曲げ応力は JSCE-G 552-2010「鋼繊維補強コンクリートの曲げ強度および曲げタフネス試験方法」<sup>14)</sup>に規定されている式 (1.5.2) より算出した。

$$\bar{f}_b = \frac{T_b}{\delta_{tb}} \cdot \frac{l}{bh^2} \quad (1.5.1)$$

$$f_b = \frac{Pl}{bh^2} \quad (1.5.2)$$

ここで、 $\bar{f}_b$  は曲げ靱性係数、 $T_b$  は荷重-たわみ曲線における  $\delta_{tb}$  までの面積、 $\delta_{tb}$  はスパンの 1/150 となるまでの載荷点のたわみ、 $l$  はスパン、 $b$  は破壊断面の幅、そして  $h$  は破壊断面の高さ、 $P$  は荷重である。

CM-N のケースでは、供試体のスパン中央部に 1 本のひび割れが発生して 2 つに割れ、載荷を継続できなくなったが、CM-B1 のケースでは 1 本のひび割れ発生後、一時的にひび割れ発生直前における荷重の 50%程度低下するも、その後はやや荷重が増加するひずみ硬化が見られた。また、CM-N のケースに比べて最大荷重は向上しないが、終局破壊時のたわみは 410%、曲げ靱性係数は 161%それぞれ増加した。さらに、CM-B2、CM-B3 と補強量が大きいほど、このひずみ硬化がより明確に表れ、CM-N のケースに比べて最大荷重、終局破壊時のたわみ、曲げ靱性係数のすべてについて増加した。また、破断後にひび割れ近傍を観察したところ、CM-B1 および CM-B2 については剥落や引き抜けは確認できなかったが、CM-B3 についてはひび割れから両端に向かって 50mm 程度離れた箇所新たにひび割れが生じ、図 1.5.8 に示すように BFRP メッシュの引き抜けや段階的な部分破断、かぶりの剥落が生じた。以上から、CM-B3 のようにある程度補強量が大きいケースでは、BFRP メッシュの引き抜けややすべりが生じ、メッシュを構成する 14 本の BFRP 棒間に均一に引張応力が作用せず、荷重が ±1kN 程

度変動する現象が多数回に渡り生じたことから、BFRP メッシュの付着確保が重要な課題と考えられた。

そこで、本研究では、モルタルの打設前に BFRP メッシュ表面にエポキシ樹脂を塗布することにより付着確保を図った。図 1.5.5 に示した CM-B3-W と CM-B3 の荷重-たわみ曲線と図 1.5.6 に示した曲げ靱性係数より、CM-B3-W のケースでは、CM-B3 のケースに比べて最大荷重は 63%~134%、最大荷重時のたわみは 40%~206%、曲げ靱性係数は 32%~78%、それぞれ向上した。また、CM-B3 のケースでは最大荷重と BFRP メッシュ完全破断時のたわみがばらついているが、CM-B3-W ではばらつきが制御されている。よって、モルタルの打設前に BFRP メッシュ表面にエポキシ樹脂を塗布することにより、BFRP メッシュ混入モルタルの曲げ耐力や靱性が向上し、その性能は安定化されることが実験的に明確となった。

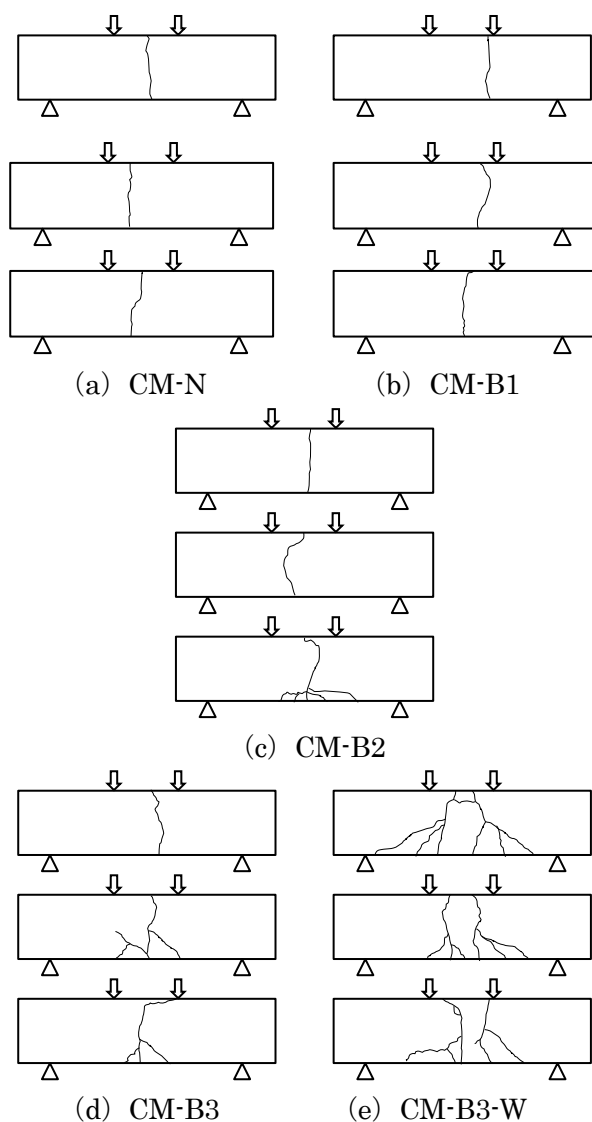
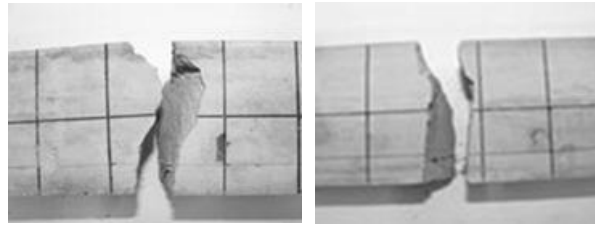
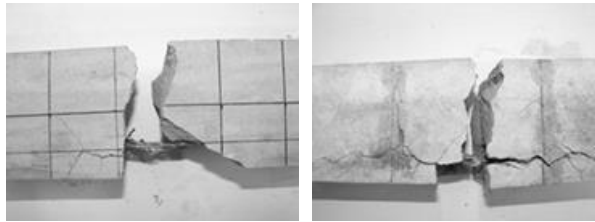


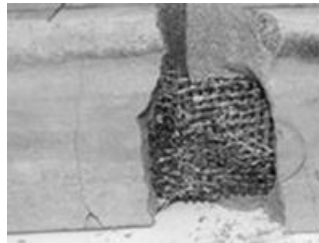
図 1.5.7 ひび割れの分布状況



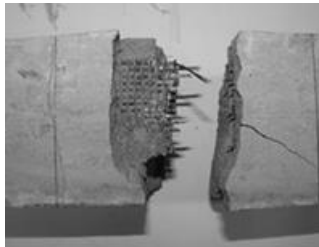
(a) CM-B1 (側面) (b) CM-B2 (側面)



(c) CM-B3 (側面) (d) CM-B3-W (側面)



(e) CM-B3 (底面)



(f) CM-B3-W (底面)

図 1.5.8 BFRP メッシュの破断状況

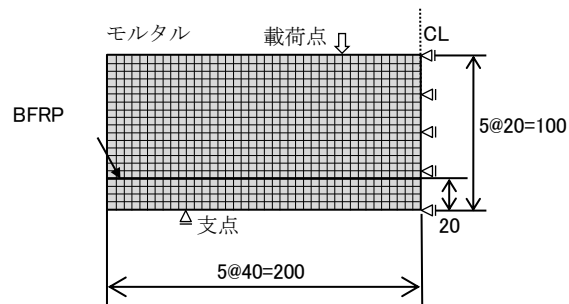
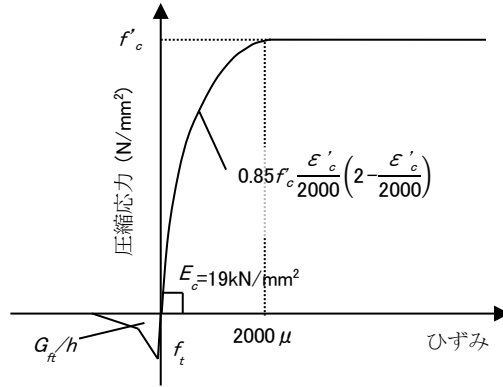


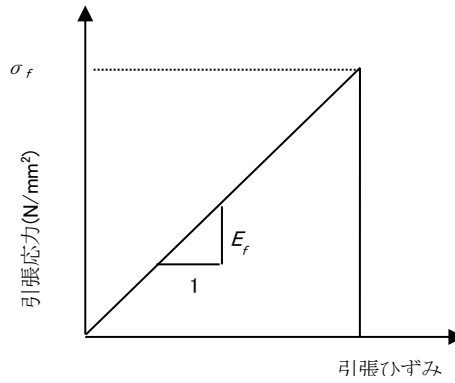
図 1.5.9 有限要素解析モデル

#### (4) 有限要素法に基づく解析

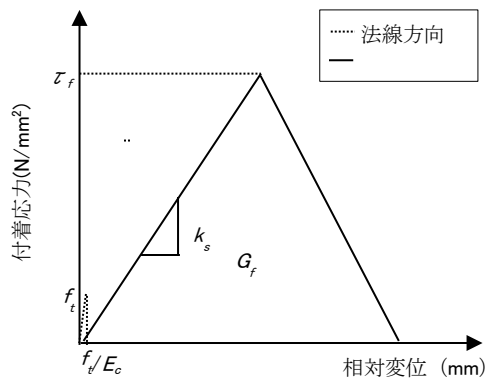
解析には汎用ソフト DIANA (Ver9.4) を使用した。解析対象は、供試体の対称性を考慮してスパン方向に 2 等分割した 1/2 モデルである。図 1.5.9 に要素分割図を示す。モルタルはアイソパラメトリック平面応力要素, BFRP メッシュは梁要素を用いてそれぞれモデル化した。モルタルおよび BFRP メッシュの構成則を図 1.5.10 (a) および図 1.5.10 (b) にそれぞれ示す。



(a) モルタル



(b) BFRP メッシュ



(c) 界面接合要素

図 1.5.10 材料構成則

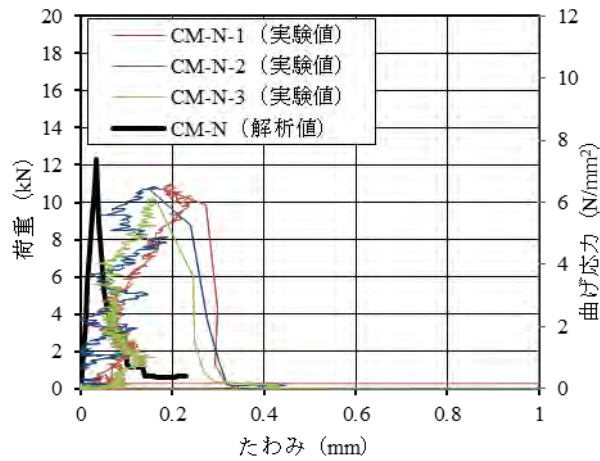


図 1.5.11 荷重—たわみ関係  
(実験値と解析値の比較, CM-N)

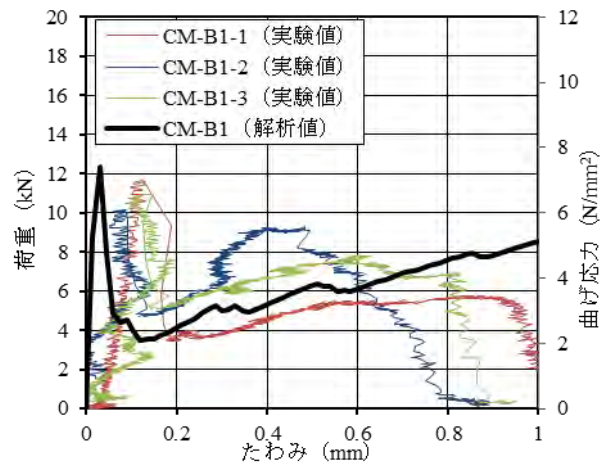


図 1.5.12 荷重—たわみ関係  
(実験値と解析値の比較, CM-B1)

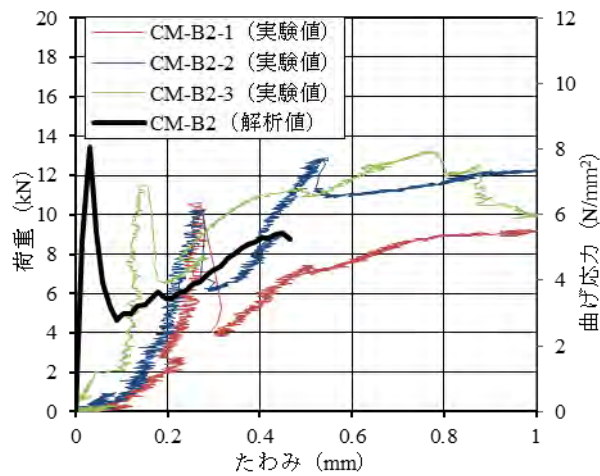


図 1.5.13 荷重—たわみ関係  
(実験値と解析値の比較, CM-B2)

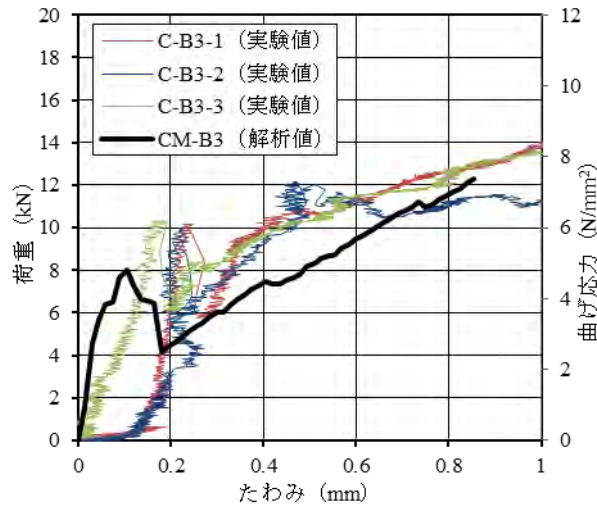


図 1.5.14 荷重－たわみ関係  
(実験値と解析値の比較, CM-B3)

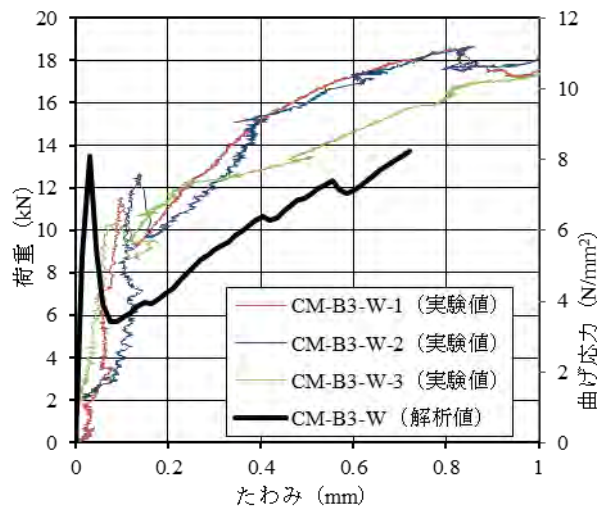


図 1.5.15 荷重－たわみ関係  
(実験値と解析値の比較, CM-B3-W)

解析に使用したひび割れモデルは、分布ひび割れモデルの1つである直交固定ひび割れモデルとした。モルタルの圧縮上昇域はコンクリート標準示方書 [設計編]<sup>15)</sup>に基づいて定式化し、圧縮軟化は考慮せずピーク応力を保つものとした。引張上昇域はモルタルのヤング率  $E_c$  の弾性体とし、同示方書における引張破壊エネルギーを考慮した2直線モデルを用いて、要素の等価長さ  $h$  を用いてひび割れ幅をひずみに変換している。なお、引張破壊エネルギー  $G_{fi}$  は  $0.03\text{N/mm}$  と仮定した。

CM-B1, CM-B2, CM-B3-W のケースについては、実験においてモルタルと繊維メッシュの間にすべりが認められなかったため、モデルにおいても両者間を完全付着とした。ただし、CM-B3 のケースについては、実験においてBFRPメッシュのすべりが認められたため、モル



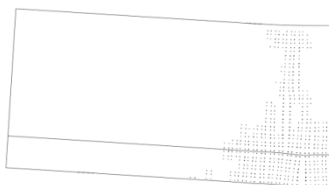
タルと BFRP メッシュの要素間に界面接合要素を配置し付着応力と接着界面に対する法線方向およびせん断方向の相対変位（すべり）を定義した。その形状は，**図 1.5.10 (c)** に示すように，法線方向は，モルタルの引張強度まで線形で推移し引張強度に到達後応力を開放するモデル，せん断方向は付着応力  $\tau_f$  に達するまでせん断剛性  $k_s$  の弾性体とし， $\tau_f$  を超えた後は線形に減衰するものとした。また，この線と相対変位軸とに囲まれた箇所を  $G_f$  とした。ここで，著者らの研究<sup>16)</sup>を参照して， $k_s$  は  $10\text{N/mm}^3$ ， $\tau_f$  は  $15\text{N/mm}^2$ ， $G_f$  は  $30\text{N/mm}$  とした。また，解析は荷点部の鋼板要素中央節点に強制変位を与えることにより実施した。



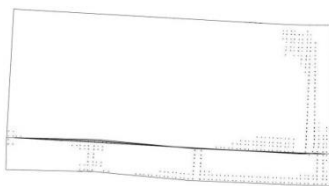
(a) CM-N



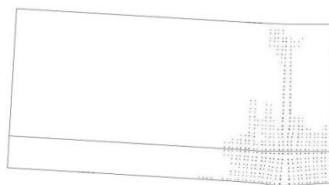
(b) CM-B1



(c) CM-B2



(d) CM-B3



(e) CM-B3-W

**図 1.5.16** ひび割れ分布図（解析結果）

前項で構築した解析モデルを用いて解析を行った結果より、荷重－たわみ曲線を図 1.5.11～図 1.5.15 に示す。CM-N, CM-B1, CM-B2 のケースでは、荷重たわみ曲線の形状が類似しており、ひび割れ発生後のひずみ硬化領域もある程度評価できている。また、CM-B3 のケースでも、ひび割れ発生前の剛性およびひび割れ発生後のひずみ硬化領域における剛性については、実験値と解析値で類似しており、安全側には評価できている。しかし、荷重－たわみ曲線の全体に渡って、荷重がやや低く算定されている。これは、界面要素の構成則をうまく設定できていないためと考えられる。そこで、今後はより付着強度を高めたケースで検討を進めたいと考えている。

さらに、CM-B3-W のケースでも、ひび割れ発生前の剛性およびひび割れ発生後のひずみ硬化領域における剛性については、実験値と解析値で類似しており、安全側には評価できている。しかし、ひび割れ発生に伴う荷重低下後の領域において、荷重が全体にやや低く算定されている。これは、モルタルの構成則における軟化領域に対し、BFRP メッシュによる拘束が寄与しているためと考えられる。そこで、今後はモルタルの構成則における軟化領域について詳細に検討を進めたいと考えている。

一方、有限要素解析の出力より、ひび割れ分布状況を図 1.5.16 に示す。いずれのケースでも実験と解析のひび割れ位置はある程度類似している。図 1.5.16 (d) CM-B3 のケースにおける支点付近および底面に沿ったひび割れは実験時におけるかぶりの剥落を表現していると考えられる。しかし、(e) CM-B3-W において実験時に発生した載荷点から支点までの斜めひび割れは表現されていない。これについては、解析に用いるひび割れモデルに関連する設定を再検討することが重要と考えられる。

## 1.5.2 BFRP ロッド緊張接着補強による RC/PC 梁の曲げ復元力特性に関する研究

### (1) はじめに

RC 構造物に対する補強技術として、鋼板巻き立てやRC 増し厚、連続繊維複合材 (Fiber reinforced polymers, FRP) の表面接着による補修・補強技術などが広く用いられている。著者らは、導入するプレストレス量は限定的ながら、構造物を極力傷つけずに補強するPC補強技術として、玄武岩 (Basalt) 繊維を用いたFRP 棒材 (以降BFRP ロッドと呼称) の緊張接着補強技術の開発を進めてきた<sup>17),18),19)</sup>。その過程において、BFRPロッドの接着過程における施工性について、とくに改善の必要が認められた。また、PC構造物に対し、BFRPロッドの緊張接着により導入されるプレストレスが元来の構造物が有する曲げ性能や、復元力特性に与える影響に関する検討は実施されていない。さらに、実施工を見据えた緊張装置の開発も必要とされた。

以上の背景から、本研究では、実施工時を念頭においた構造形式の緊張装置を新たに開発し、それにより RC/PC 梁に BFRP ロッドを緊張接着することにより、その優位性を確認した。また、従来用いてきた低粘度タイプのエポキシ樹脂に代わり、高粘度タイプのエポキシ

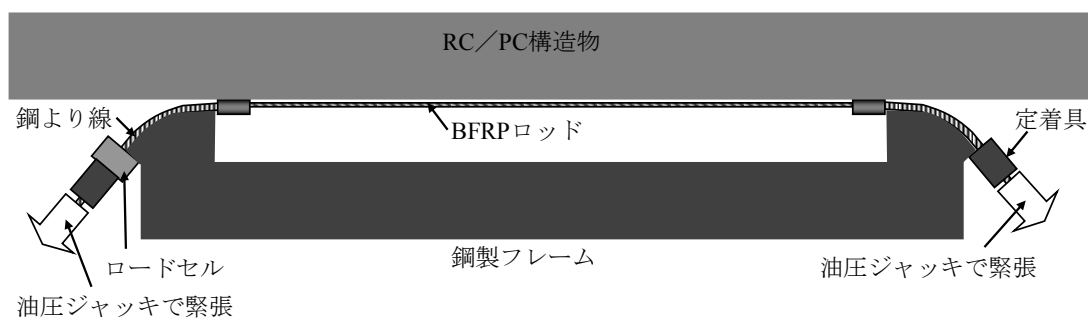


図 1.5.17 BFRP ロッドの緊張装置の概念図



図 1.5.18 BFRP ロッドの緊張接着の状況

樹脂（以後、高粘度エポキシ樹脂と呼称）を用いることとし、それによる施工性の向上効果を確認した。さらに、BFRP ロッドを緊張接着した RC/PC 梁を新たに作製し、段階的に荷重載荷と除荷を繰り返す、繰返し 1 点集中載荷試験を行った。そして、最大変位と回復変位の関係に着目して、復元力特性に対する補強効果を検証した。

## (2) BFRP ロッド緊張装置と緊張接着工程の考案

開発を進めている BFRP ロッド緊張接着補強技術において、現状では 10m スパン以内程度規模の橋桁などを補強対象とし、計 100kN 程度の限定的なプレストレス導入量を考えているため、図 1.5.17 および図 1.5.18 に示すような、BFRP ロッドと鋼より線を繋いだものを鋼製フレームの両端に固定し、油圧ジャッキにより緊張力を加える形式の、簡便な接着が可能となる緊張装置を試験的に作製した。鋼より線を面外に折り曲げることにより、直線配置の場合に比べて BFRP ロッドの接着端部と構造物の支点がより近づき、接着端部に生じる曲げモーメントの影響がより低減されると考えた。ここで、鋼より線の定着具と緊張装置の間に 200kN ロードセルが設置してあり、導入緊張力を随時確認することができる。BFRP ロッドの緊張が完了次第、緊張装置を補強対象構造物に密着させ、接着作業を行う。

RC/PC 桁の下面補強を想定した場合の、BFRP ロッドを緊張接着する主な工程を図 1.5.19 に示す。まず、コンクリートの表面をディスクサンダーなどで削って骨材を露出させ、 $0.4\text{kg/m}^2$  を目安とした量のエポキシ樹脂を塗布する方法により、表面処理を行う。次に、このエポキシ樹脂が硬化する前に、BFRP ロッドの接着端部になる箇所、BFRP シートを同様のエポキシ樹脂により接着する。それらの外部に、桁の幅方向における中央部、長手方向に、補強材を接着する溝を残し、ポリマーセメントモルタル（以後、PCM と呼称）を山形に成形する。その溝内に、溝深さの半分程度まで高粘度エポキシ樹脂を下塗りし、前出の緊張装置に BFRP ロッドを設置し、緊張力を導入したうえで構造物に密着させる。このとき、BFRP ロッドは溝内に収まるように、緊張装置の位置を微調整する。溝内の残りの部分に高粘度エポキシ樹脂を充填する。高粘度エポキシ樹脂は、上向き施工においても垂れが生じにくく、施工性が高まることに期待できる。接着端部には、定着用に BFRP シートを U 字型に巻き立てる。そして、エポキシ樹脂の養生期間として 3 日程度を経て、BFRP ロッドに導入された緊張力を解放し、BFRP ロッドの両端部を切断し、完成となる。以上の工程により接着された BFRP ロッドの端部定着量については、過去の研究で構築された評価方法<sup>4)</sup>により評価可能である。

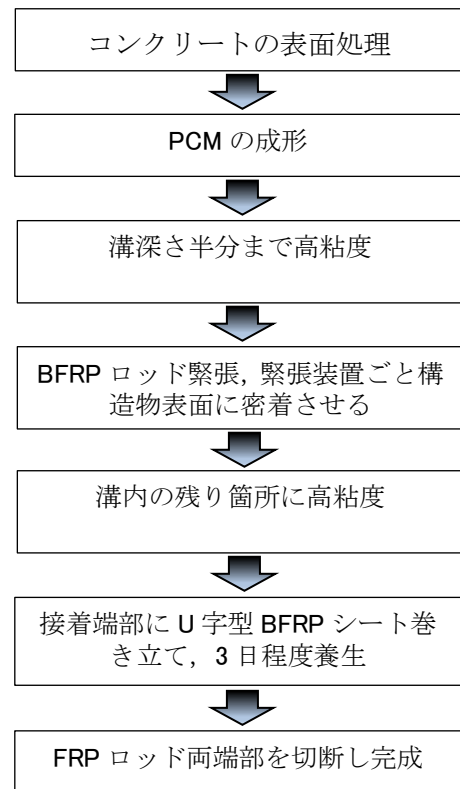


図 1.5.19 BFRP ロッドの緊張接着工程

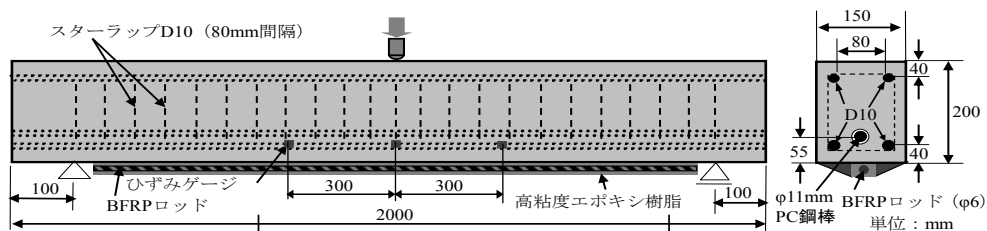


図 1.5.20 BFRP ロッド緊張接着補強供試体の詳細寸法

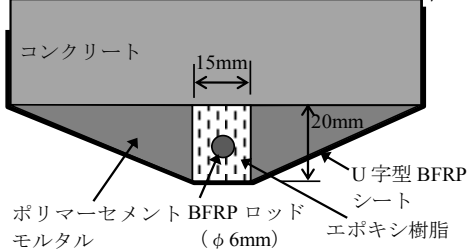


図 1.5.21 BFRP ロッドの接着状況

### (3) 実験方法

図 1.5.20 に示すように、引張鉄筋比 1.0%程度にあたる鉄筋 (D10×引張側 2 本, 圧縮側 2 本, SD295A) を配した RC 梁と、同様の形状で梁下面から 55mm 位置に PC 鋼棒 (φ11mm, SBPR 1080/1230) を配した PC 梁を、それぞれ 2 体作製した。150mm×200mm の矩形断面で全長は 2.0m であり、用いたコンクリートの設計基準強度は 24N/mm<sup>2</sup> である。主な材料の物性値を表 1.5.2 に示す。PC 鋼棒に導入する緊張力は、自重により梁下縁に生じる引張応力をほぼゼロにするレベルとして、23.8kN (PC 鋼棒に導入する引張応力は 250N/mm<sup>2</sup>) とした。RC 梁、PC 梁それぞれの内 1 体の底面には、BFRP ロッドに破断強度の 25%程度にあたる、6.3kN の緊張力を導入した状態で接着・補強した。このとき、BFRP ロッドの接着に用いた高粘度エポキシ樹脂は、上向き施工ながら垂れることが無く、施工性は良好であった。RC 梁、PC 梁に BFRP ロッドを緊張接着した後の状況を図 1.5.21 に示す。残りの梁はそのまま載荷した。段階式の繰り返し曲げ試験は、試験装置等の制約から支点間隔 1.8m の 1 点集中載荷にて行った。

段階式繰り返し載荷試験は載荷速度を 10kN/min を目安に行い、除荷時の下限値は試験装置に用いた油圧ポンプの精度の制約から 1.5kN 程度とした。10kN 増加するごとに除荷、再載荷を行うこととし、最大荷重以後は 25mm の変位が生じるまで数回の除荷と再載荷を行った。以上の実験に際し、ロードセルおよび RC 供試体のスパン中央付近、両側面に設置した変位計を用いて荷重と変位を測定した。

表 1.5.2 材料の物性値一覧

BFRP ロッドの引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	1300
玄武岩繊維の引張弾性率 $E_f$ (kN/mm <sup>2</sup> )	55
BFRP ロッドの断面積 $A_f$ (mm <sup>2</sup> )	28.3
BFRP における玄武岩繊維含有率 $V_f$ (%)	55
高粘度エポキシ樹脂の引張弾性率 $E_a$ (kN/mm <sup>2</sup> )	4 程度
コンクリートの材齢 28 日圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	25.5
コンクリートの材齢 28 日割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	2.8
鉄筋の種類	SD295A
PC 鋼棒の種類	SBPR 1080/1230

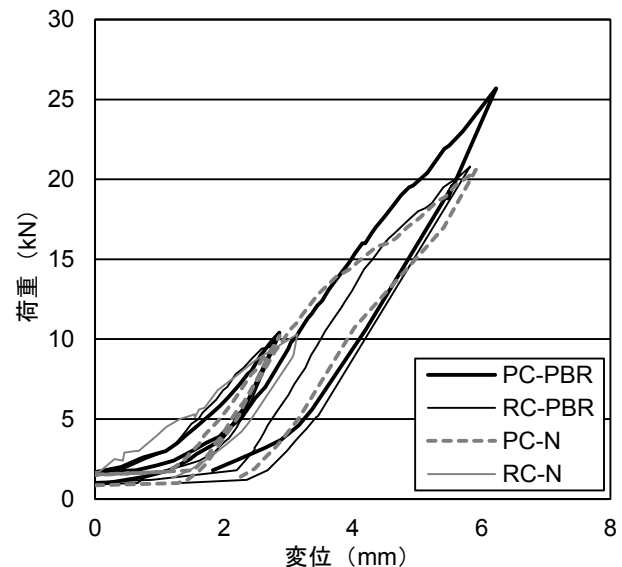


図 1.5.22 荷重—変位関係 (引張鉄筋降伏前)

#### (4) 実験結果と考察

RC供試体の段階式繰り返し載荷試験において測定された荷重－変位関係をひび割れ発生前後に分けて、図1.5.22および図1.5.23に、また、ひび割れ発生荷重、鉄筋降伏荷重（D10引張鉄筋の引張降伏荷重）、最大荷重、ひび割れ間隔、そして破壊モードを表1.5.3に示す。なお、繰り返し載荷における下限荷重の1.5kNを下回る荷重時において、使用した油圧ポンプの精度の関係から荷重が不安定となるため、1.5kN荷重負荷時に変位をキャンセルした。RC-N、PC-N供試体では、それぞれ4.5kNおよび15.8kNでスパン中央付近の梁の引張縁に曲げひび割れが生じ、荷重の増加とともに梁の長手方向134mmおよび100mmの平均間隔で分布ひび割れが生じた後、D10引張鉄筋が降伏し、梁の圧縮縁でコンクリート圧縮破壊が生じ、荷重には大きな変動がない状態で大きく変位が増加するものであった。

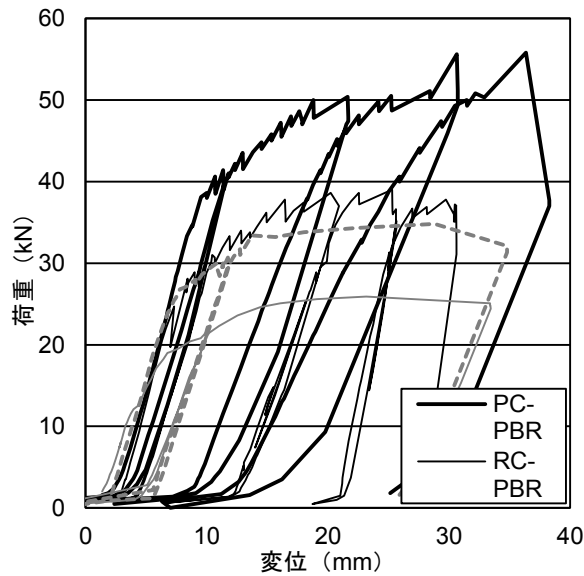


図 1.5.23 荷重－変位関係（鉄筋降伏後）

表 1.5.3 各荷重値および破壊モード一覧

供試体名	ひび割れ発生荷重 (kN)	鉄筋降伏荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	平均ひび割れ間隔 (mm)	破壊モード
RC-N	4.5	19.1	25.9	134	コンクリート圧縮破壊
PC-N	10.6	26.8	34.8	100	コンクリート圧縮破壊
RC-PBR	7.8	27.4	39.0	89	BFRPロッド剥離進展 +コンクリート圧縮破壊
PC-PBR	16.0	38.1	55.6	90	BFRPロッドの部分剥離 ⇒BFRPロッド破断破壊 +コンクリート圧縮破壊

RC-PBR供試体では主鉄筋降伏後までの挙動は同様であり、コンクリートの圧縮破壊前にBFRPロッドを含む補強層の剥離が生じたが、BFRPロッドの両端がBFRPシートで定着されているため、荷重は横ばいとなった。除荷時の荷重－変位関係は、いずれの供試体でも鉄筋降伏前でもやや下に凸の曲線となっているが、これは、鉄筋降伏前でも複数本のひび割れが生じたことや、荷重除荷の速度が比較的早かったため、梁の復元のタイミングがやや遅れたためと思われる。実験後の観察の結果、剥離はコンクリートの表層部で生じていた。さらに、PC-PBR供試体においては、主鉄筋降伏後、補強層の部分剥離が生じるまでの挙動は同様だが、その後、BFRPロッドが破断し、その直後にコンクリートの圧縮破壊が生じた。実験後に補強層を剥がして観察したところ、高粘度エポキシ樹脂とコンクリートの接着部はコンクリートの表層で剥離していたが、PCMとコンクリートの接着部では剥離状況が大きく異なっており、RC-PBR供試体ではPCMとプライマーの界面で剥離が生じていたのに対し、PC-PBR供試体ではコンクリートの深い部分で剥離が生じていた。よって、RC-PBR供試体とPC-PBR供試体で破壊状況が異なる理由として、PCMとコンクリートの接着が影響していると推測され、接着の改善のために、プライマー塗布後、すぐにPCMを設置する等の対策が必要であると考えられる。

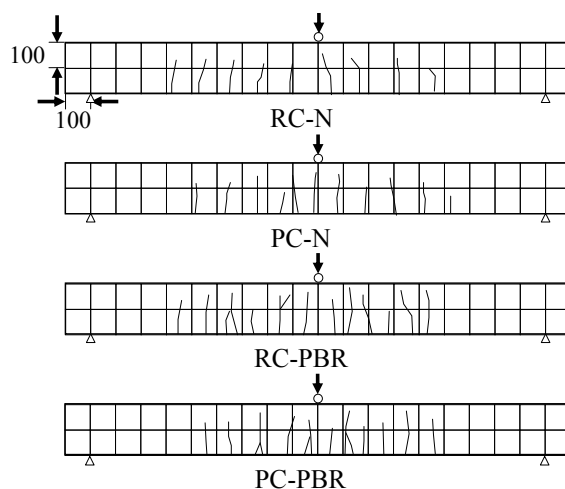


図1.5.24 ひび割れ分布図

段階式繰り返し載荷試験におけるひび割れ発生荷重、鉄筋降伏荷重、そして最大荷重について、RC-N供試体を比較対象として、RC-PBR供試体では73.3%、43.5%、50.6%、PC-N供試体を比較対象として、PC-PBR供試体では50.9%、42.2%、59.8%それぞれ向上しており、BFRPロッドを緊張接着することによる、総合的な曲げ補強効果が確認された。ひび割れの分布状況を図1.5.24に、平均ひび割れ間隔を表1.5.3にそれぞれ示す。RC-N供試体では、ほかの供試体に比べ、ひび割れ本数が少なく、平均ひび割れ間隔も広い。RC-N供試体以外ではひび割れ本数および平均ひび割れ間隔は同程度であることから、BFRPロッドの緊張接着によりひび割れがより分散されたことが実験的に示された。



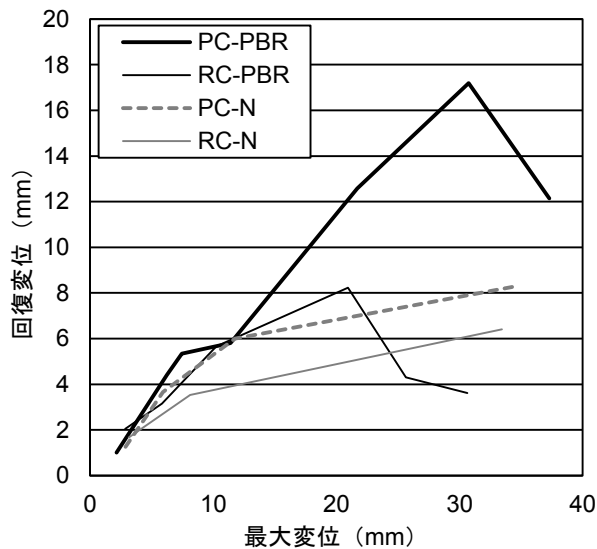


図1.5.25 回復変位－最大変位関係

各載荷ステップでの最大変位 $\delta_{max}$ と残留変位 $\delta_x$ の差を算出し、それを回復変位 ( $=\delta_{max}-\delta_x$ ) として、これと $\delta_{max}$ の関係を図1.5.25に示す。RC-N供試体、PC-N供試体を比較すると、PC-N供試体における回復変位はRC-N供試体より大きい。また、RC-PBR供試体では、変位20mmまでで比較すると、RC-N供試体およびPC-N供試体より回復変位が大きい、補強層の剥離が生じたと考えられる箇所において、急激に回復変位が低下している。また、最終的には、コンクリートの圧縮破壊がより大きく生じたためと考えられるが、変位30mmの場合で比較すると、回復変位はRC-N供試体を下回っている。よって、補強層における、とくにPCMの接着確保の重要性がより明確となった。PC-PBR供試体では、導入プレストレスが最も大きいためと考えられるが、その回復変位は他のいずれの供試体に比べても大きい。また、BFRPロッドの破断後も、破断部以外のBFRPロッドは付着しているため、破断が生じた変位30mm以後もPC-N供試体より回復変位が大きい傾向が見られた。

### 1.5の参考文献

- 1) (社) 日本コンクリート工学協会, 連続繊維補強コンクリート研究委員会報告書 (II), 1998.5.
- 2) (社) 土木学会, 連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針, 2000.7.
- 3) X.Z. Lu, J.G. Teng, L.P. Ye, J.J. Jiang: Bond slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete, *Engineering Structures*, Vol.27, No.6, pp.938-950, Apr.2005.
- 4) National Research Council (NRC), Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures, CNR-DT200, Rome, Jul.2004.
- 5) Teng, J.G., Smith, S.T., Yao, J., and Chen, J.F., Intermediate crack-induced debonding in RC

- beams and slabs, *Constr. Build. Mater.*, Vol.17, iss.6, pp.447-462, Sep./Oct.2003.
- 6) The International Federation for Structural Concrete (fib), Externally bonded FRP reinforcement for RC structures, *Bulletin 14*, Oct. 2001.
  - 7) Teng, J. G., Chen, J. F., Smith, S. T., and Lam, L., *FRP-strengthened RC structures*, Wiley, West Sussex, England, Nov.2001.
  - 8) Wu, Z.S., and Niu, H.D., Prediction of crack-induced debonding failure in R/C structures flexurally strengthened with externally bonded FRP composites, *JSCE J. Materials, Concrete Structures, and Pavements*, Vol.63, No.4, pp.620-639, Dec.2007.
  - 9) 吉澤弘之, 呉 智深, 袁 鴻, 金久保利之, 連続繊維シートとコンクリートの付着挙動に関する検討, *土木学会論文集*, Vol.662, V-49, pp.105-119, 2000.1 .
  - 10) 岩下健太郎, 佐藤大地, 馬場 進, 松本信行: バサルト繊維シートとコンクリートの付着特性, *コンクリート工学年次論文集*, 日本コンクリート工学会, Vol.36, No.1, pp.1912-1917, 2014.7.
  - 11) CEB-FIP MODEL CODE 1990, Design code, 1990.
  - 12) 岩下健太郎, 森祐樹, 八木洋介, 吉田光秀, 緊張状態で接着された BFRP ロッドの接着端部に集中するせん断応力の評価, *プレストレストコンクリート工学会*, 第 23 回シンポジウム論文集, pp.583-588, 2014.10.
  - 13) 岩下健太郎, 呉智深, 三島勇人: ウェットボンディングによる FRP-RC ハイブリッド T 型梁の曲げ性能に関する実験的検討, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.29, No.3, pp. 1747-1752, 2007.
  - 14) *コンクリート標準示方書 [規準編]*, 土木学会, 2010.
  - 15) *コンクリート標準示方書 [設計編]*, 土木学会, 2010.
  - 16) 岩下健太郎, 呉智深, 坂本宏司: 水中エポキシパテによる連続繊維グリッド複合材の定着性能と向上法に関する実験的研究, *土木学会論文集*, Vol.63, No.2, pp. 214-222, 2007.
  - 17) 岩下健太郎, 金光男, 佐藤大地, 八木洋介, BFRP ロッド緊張接着による RC 梁の曲げ補強効果, 第 20 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.327-332, 2011.
  - 18) 佐藤大地, 田中竜蔵, 岩下健太郎, 八木洋介, 玄武岩繊維ロッド緊張接着による RC 梁の復元力特性に対する補強効果, 第 21 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 567-572, 2012.
  - 19) 佐藤大地, 岩下健太郎, 八木洋介, 吉田光秀, エポキシ樹脂充填鋼管を用いた FRP ロッドの接着継手の強度に関する研究, 第 22 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 495-498, 2013.

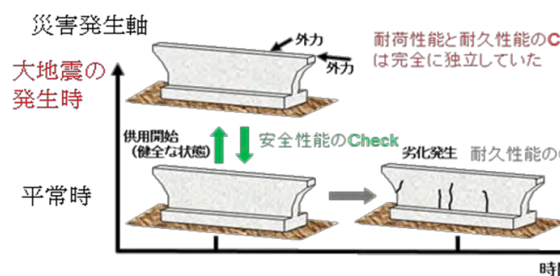
## 1.6 既存構造物の初期損傷ならびに連動型大地震による複合劣化予測

(研究担当者：石川靖晃)

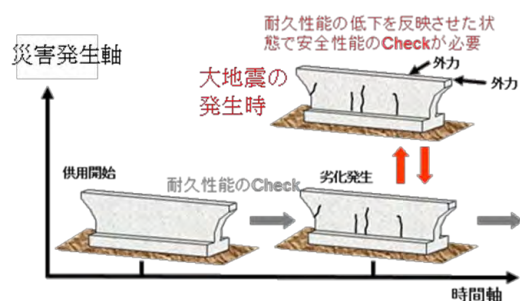
施工直後から、補修あるいは補強を含めた供用期間全体にわたって想定される様々な損傷(ここでは初期損傷と称する)を時系列に沿って的確に押さえ、かつ、任意の時刻におけるコンクリート構造物の保有耐荷性能を合理的に評価することが重要な課題となっている。一方、従来の鉄筋コンクリート構造物の劣化予測手法においては、図 1.6.1(a)に示すように耐荷性能と耐久性能の評価方法は完全に独立していた。そのため、供用開始直後の構造物に対してのみしか、地震力に対する安全性を評価することができなかった。

著者らは、図 1.6.1(b)に示すようにコンクリート構造物の耐荷性能と耐久性能の評価方法を有機的に融合させて、従来開発されてきたコンクリート構造物の建設工程からを通じて劣化および保有耐荷性能についてシミュレート可能な解析コード(以下、建設工程シミュレータと称する)の開発を行ってきた<sup>1)</sup>。本シミュレータでは、材齢依存性を考慮した構成則モデルを導入することにより、初期損傷と耐荷力を計算するための解析コードを合理的に融合することに成功している。本シミュレータと他の解析コードとの大きな違いは、施工開始から補修・補強を含めた供用期間終了までの建設工程におけるコンクリート構造物の保有耐荷性能を時系列的にかつ合理的にシミュレートすることが可能であることである。これまで多くの FEM 解析コードが開発されているが、これらの解析コードの多くは、初期損傷を計算する解析コードと耐荷力を計算するための解析コードは完全に分離されている。

さらには、本シミュレータでは、化学変化に伴う体積変化挙動を従来の解析ソフトよりも、より汎用的な視点から検討可能である。鉄筋コンクリートには、熱、乾燥・自己収縮の他に、膨張材の使用、アルカリシリカ反応、MgO を要因とした体積膨張、さらには腐食による鉄筋膨張など、化学変化に伴う体積変化の要因が実に多く存在する。これらの現象を汎用的にシミュレートするには、単に実験などで自由体積ひずみを測定し解析に内挿するだけでは不十分である。本建設工程シミュレータでは、総エネルギー一定則を導入することにより、化学エネルギーの見地から体積変化現象を汎用的に表現することを可能としている。



(a)従来の手法



(b)今後望まれる手法

図 1.6.1 従来および今後望まれる安全性・耐久性評価手法

しかし本シミュレータを実構造物に適用し複合劣化予測を行うためには、依然として、いくつかの問題点がある。ひとつは練り混ぜ直後から硬化過程における乾燥収縮挙動を表現することが十分ではないこと、コンクリート構造の水和熱問題の対策工法の一つであるパイプクーリングに対する解析手法に制約が多いこと、実構造物レベルでの大自由度ひび割れ軟化問題に対して本シミュレータが適用できるかどうか不明であることである。

本サブテーマでは、これまで著者らが開発してきた建設工程シミュレータを、上記問題点を鑑みて拡張あるいは機能向上させることにより、経年劣化等により損傷した構造物の、地震力に対する安全性能評価するシミュレータを構築することを目的とした。そして、以下について実施した。

- ・ 練り混ぜ直後から硬化過程における乾燥収縮モデルの構築および検証
- ・ パイプクーリング解析手法の拡張および検証
- ・ 乾燥収縮により劣化した RC 部材の保有耐荷力解析
- ・ 大自由度ひび割れ軟化問題に対する保有耐荷力解析

### 1.6.1 建設工程シミュレータの概要

本シミュレータは FEM 温度解析, FEM 湿気移動解析, FEM 応力解析コードの 3 つで構成されている。解析全体の流れのイメージを図 1.6.2 に示す。建設工程シミュレータであるから、上記いずれの解析においても、コンクリート打込み、プレストレス導入など多数の工程での、型枠、支保工の設置、取り外し、再設置などを適切に数値モデル化しているのは、言うまでもない、それらを考慮した境界条件のもとで、まず、FEM 温度解析を行い、全節点の温度履歴を算出する、温度解析は非定常熱伝導方程式理論に基づいている。次に FEM 温度解析で得られた温度履歴を入力データとして FEM 湿気移動解析を実施し、全節点の相対湿度履歴を計算する。湿気移動解析は森本ら<sup>2)</sup>によって構築された湿気移動解析理論に基づいている。

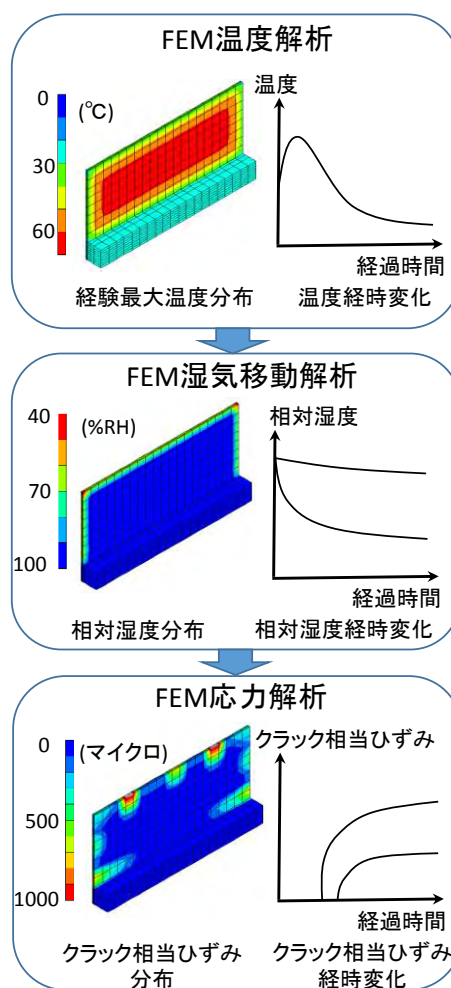


図 1.6.2 建設工程シミュレータの流れ

前述の解析にて計算された温度および相対湿度履歴や既知外力・変位履歴を基に FEM 応力解析を実施し、変位、ひずみ、応力などを計算する。応力解析は、一般的には、温度および相対湿度履歴などを基に評価された初期ひずみが支配的である初期応力解析と、既知荷重・変位履歴が支配的である保有耐荷力解析に大別される。従来、両解析は完全に独立していたが、本シミュレータでは、初

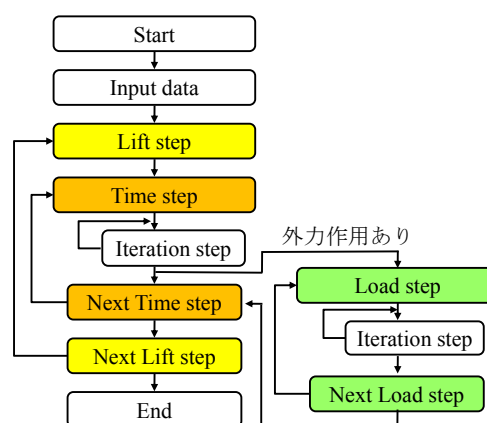


図 1.6.3 初期応力解析と耐荷力解析の流れ

期応力解析と耐荷力解析を連成させるために、図 1.6.3 のフローに示すような構成としている。Input data を読み込み後、解析ステップは、解析対象の要素領域や変位固定境界の変化を表す Lift step、解析対象の時系列挙動を解く Time step、およびある時刻での外力作用を想定する場合には、その挙動を評価する Load step にて構成される。Iteration step は、Time step、Load step に属する。非線形応力解析では、力の釣合条件が満たされるまで不平衡力を再分配する必要があるが、Iteration step とは、再分配の際の繰り返し計算のステップを意味する。なお、応力算定に使用する構成則モデル(応力ひずみ関係を表現するための数理モデル)は、Time step および Load step によらず全て同一である。

前節で述べたことを実行するためには、材齢の変化による硬化現象とひずみ軟化による材料非線形性を同時に考慮できる構成則モデルの開発、すなわち構成則モデルに時間軸の概念を導入する必要がある。構成則モデルに時間軸を導入する試みは従来から行われているが、応力の除荷載荷やひび割れ面でのせん断伝達を適切に表現できないといった難点があった。この問題点を解決するための一手法として、著者らは、Solidification concept<sup>3)</sup>の概念を格子等価連続体モデル<sup>4)</sup>に導入することで、材齢依存型構成則モデルを構築している<sup>1)</sup>が、この構成則モデルを応力解析コードに取り入れている。

Solidification Concept は、ひずみ軟化挙動と材齢に伴う硬化挙動を統一的に取り扱う概念である。若材齢時コンクリートは硬化体からなる柱の集合体で形成されると仮定し、すべての柱のひずみが等しいという運動学的な制約条件の下で、材齢の経過とともに硬化体を増やしていくことにより、若材齢コンクリートのひび割れ挙動を表現している。

格子等価連続体モデル<sup>4)</sup>は、鉄筋コンクリートはひび割れが生じるまでは弾性連続体、ひび割れ発生後は、コンクリートの主ひずみ方向に配置された Main Lattice、せん断 Lattice および鉄筋を表す Lattice にてモデル化された構成則モデルであり、新たに節点を設けることなく鉄筋比のみで鉄筋の影響を考慮できること、基本的に一軸の応力 - 等価一軸ひずみ関係の組み合わせで表現されるため、解の収束性が良いといった特徴がある。すなわち、材齢の影



響や、初期ひずみの有無、また繰返し応力場であっても、せん断剛性も含めて任意の硬化過程で3次元連続体構成モデルを記述することが可能となっている。

### 1.6.2 練り混ぜ直後から硬化過程における乾燥収縮モデルの構築および検証

乾燥収縮は初期ひずみとして考慮されるべき大きな要因であることは論を待たない。乾燥収縮を考慮した解析手法は基本的に2つに大別される。ひとつは、乾燥収縮ひずみを部材に一律に与える簡易的な方法である。この方法を用いた場合、若材齢時に乾燥収縮が原因でひび割れが生じることはないが、乾燥収縮による内部拘束効果を表現することはできない。もうひとつは、水分移動に関する拡散方程式を解くことにより部材内部の水分量分布を推定し、その情報を基に乾燥収縮ひずみを求める方法である。この方法を用いた場合、乾燥収縮による内部拘束の効果が考慮されるが、若材齢時からひび割れが生じる解析解をとる傾向となっていた。その理由は、硬化時コンクリートの乾燥収縮ひずみ評価式を若材齢コンクリートにそのまま適用していたためである。

表面張力説によれば、乾燥収縮は空隙間水に生じるメニスカスの量に大きく依存し、メニスカスの量は、比表面積に大きく依存する。比表面積は水和の程度にも大きく依存することから、乾燥収縮の影響は水和の程度にも大きく依存することになる。岡田ら<sup>5)</sup>は、水和の程度の変化は圧縮強度比の変化とみなすことにより、コンクリートの乾燥収縮ひずみ増分を次式でモデル化している。

$$\Delta\varepsilon_{sh}(t) = \alpha(t) \cdot \Delta\varepsilon_{sh,\infty} \quad (1.6.1)$$

ここで、 $\Delta\varepsilon_{sh}(t)$  は時間  $t$  における乾燥収縮ひずみ増分である。 $\alpha(t)$  は圧縮強度比の関数で表現されるメニスカスに関する係数であり、時間  $t$  の単調増加関数である。 $\alpha(t)$  の値は、時間が0のときは0であり、時間が無限大のときは1となる。 $\alpha(t)$  の関数形は、強度発現の程度に応じて決定される。 $\alpha(t)$  を常に1とした場合は、従来の乾燥収縮解析と一致する。 $\Delta\varepsilon_{sh,\infty}$  は硬化コンクリートの乾燥収縮ひずみ増分であり、相対湿度の関数である。

上記解析モデルに対する検証を行った<sup>6)</sup>。図1.6.4に示すような拘束試験体を作製し、この試験体を乾燥させることによりひび割れを発生させた。通常の拘束ひび割れ試験では、乾燥開始材齢は打設後7日であるが、本検討では材齢ごく初期からの乾燥収縮挙動に焦

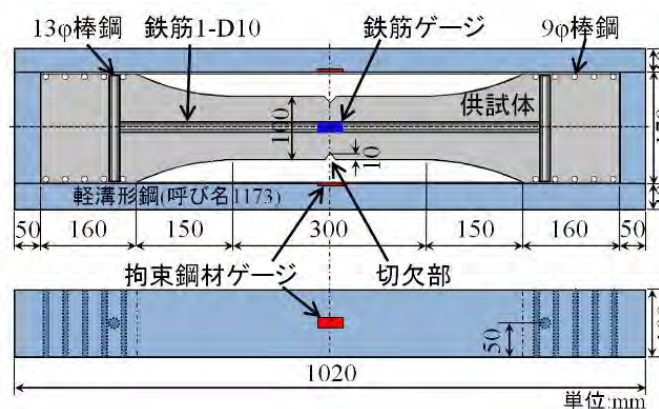


図 1.6.4 拘束ひび割れ試験体

点を置くため、乾燥開始材齢を打設後 1 日とした。試験体に生じたひび割れ幅，拘束体のひずみおよび鉄筋ひずみの経時変化を測定し，上記解析手法による解析解と比較検討を行った。

解析モデルを図 1.6.5 に示す。ひび割れ幅，拘束体ひずみおよび鉄筋ひずみの経時変化の実測値と本モデルによる解析値との比較の一例を図 1.6.6 に示す。なおこの例においては，周囲相対湿度は 50%RH 一定であり，温度は 20°C 一定である。これらの図より，メニスカスの材齢による影響を考慮した方が，従来の考え方と比べ，実際の乾燥収縮によるひび割れ発生を概ね良く捉える

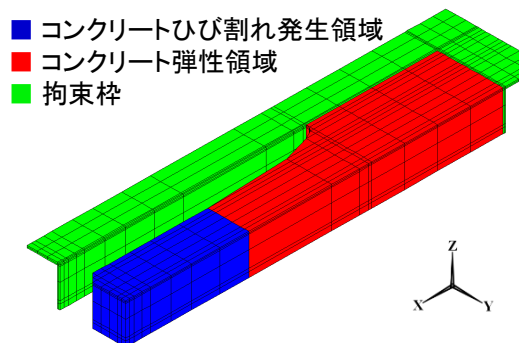


図 1.6.5 拘束ひび割れ試験解析メッシュ

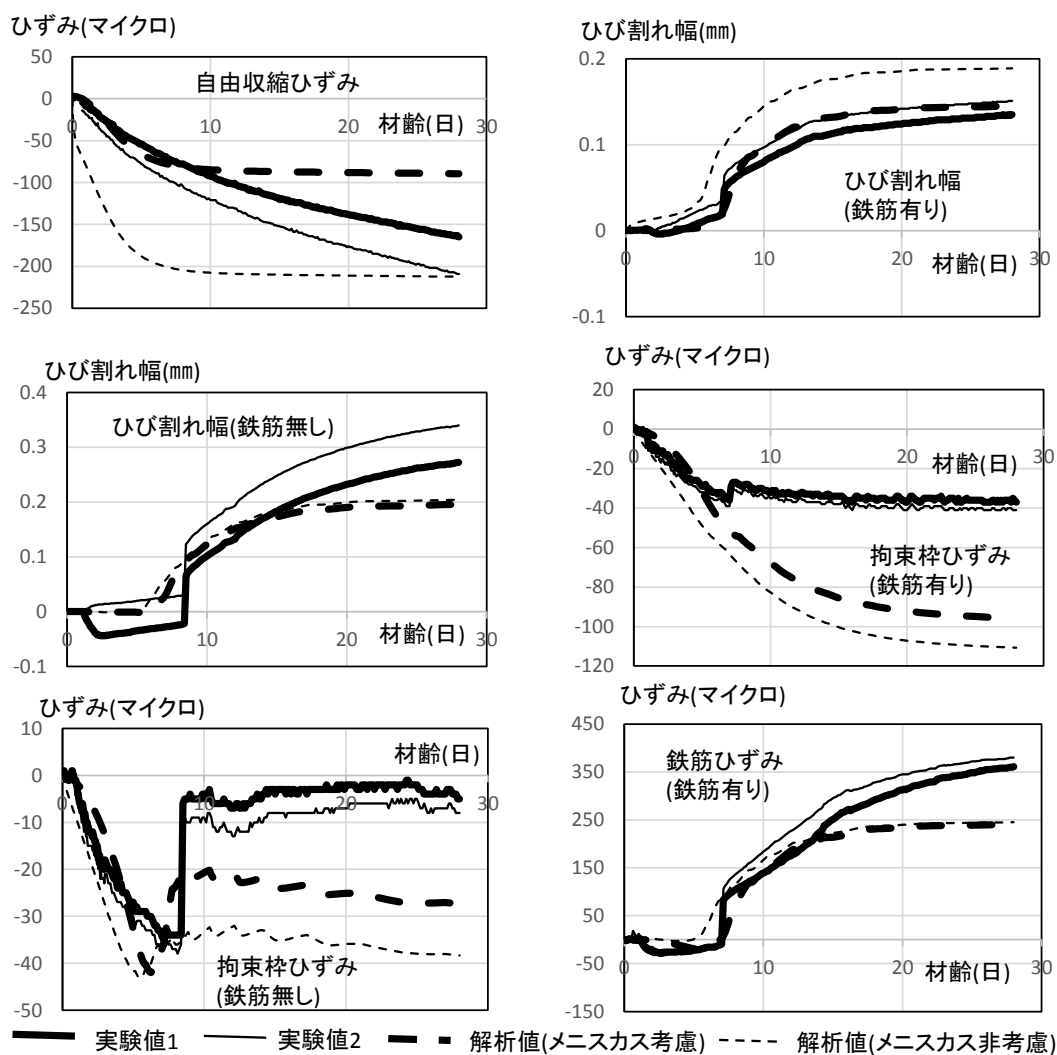


図 1.6.6 実験値と解析値の比較



ことが確認された。言い換えれば、部材レベルではあるが、RC 部材の乾燥による劣化を合理的に予測できる解析手法の方針の目途が立ったといえる。

乾燥収縮試験結果と本モデルの比較検討のもう一つの例<sup>7)</sup>を以下に紹介する。収縮試験に用いた供試体は100×100×400mmの直方体である。材齢1日で脱型し、材齢7日から乾燥を開始している。使用セメントは普通ポルトランドセメントであり、単位水量および単位セメント量はそれぞれ165kg/m<sup>3</sup>、337kg/m<sup>3</sup>である。外気温は20℃一定であり、周囲相対湿度は60%一定である。供試体長さ変化を測定し、収縮ひずみを測定している。測定期間は1年間である。解析メッシュを図1.6.7に示す。解析メッシュは1/8対称モデルを表している。収縮ひずみの経時変化の実測値および本モデルを考慮した解析値の比較を図1.6.8に示す。図には、 $\alpha(t)$ が常に1のケースすなわち本モデルを考慮しない解析値も重ねて示されている。これらの比較結果から、 $\alpha(t)$ を強度発現に応じて適切に設定すれば、練り混ぜ直後から硬化に至る過程での乾燥収縮挙動を精度良く表現できることが示された。

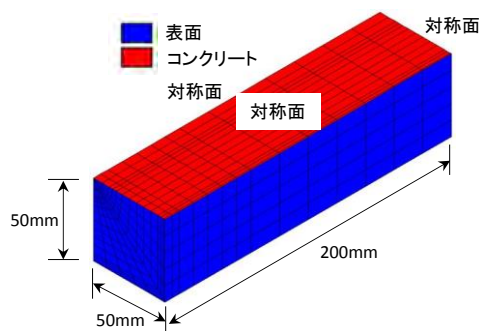
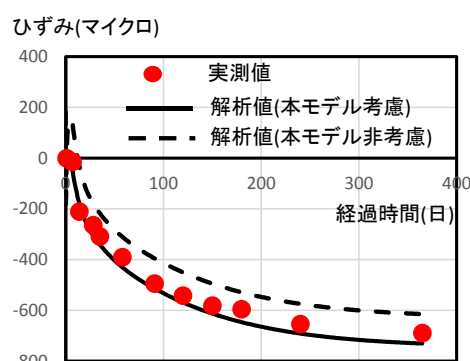
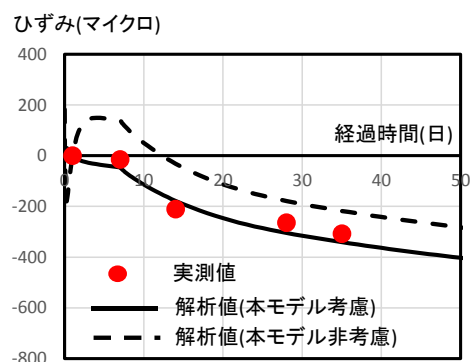


図 1.6.7 解析メッシュ(収縮試験供試体)



経過時間 1 年まで表示



経過時間 50 日まで表示

図 1.6.8 収縮ひずみの経時変化の比較

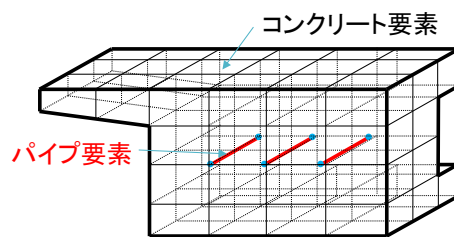
### 1.6.3 パイプクーリング解析手法の拡張および検証

パイプクーリングは、コンクリート打込み時に発生する水和熱を抑制する有効な手段の一つである。パイプクーリングの効果は、パイプレイアウトやパイプ径、冷却水の温度、通水量などによって変化するため複雑である。パイプクーリングを考慮した温度解析においては、パイプ内水とコンクリート間の熱伝達境界を従来の非定常熱伝導方程式に導入する必要がある

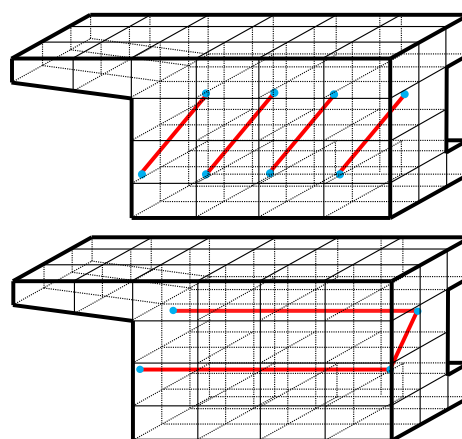
るが、それだけでは不十分であり、パイプクーリングの効果をより正確にかつ合理的に評価するためには、パイプクーリング内水とコンクリート間における熱収支を適切に考慮する必要がある。移流を考慮したパイプクーリング内水とコンクリート間の熱収支に関する支配方程式は田辺ら<sup>8)</sup>によって時間とパイプ経路を変数とした偏微分方程式の形で初めて定式化された。この時点でパイプクーリング効果を表現する支配方程式は数学的にも完全な形で確立されたが、当時は、限定的な境界条件の下でしか数値解を得ることができず、数値解を得るための手段は、実用的とは言えなかった。その後、溝渕ら<sup>9)</sup>は、パイプ内水とコンクリート間の熱伝達境界が考慮された非定常熱伝導方程式と、パイプ内水温とコンクリート間の熱収支を表す支配方程式

を有限要素で離散化するための手法を構築し、汎用の FEM 温度解析コードに導入することに成功した。市販されている多くの温度解析コードにこの方法が導入されている。この時点で、数値解析手法も含めてパイプクーリングを考慮した温度解析手法は概ね完全な形で確立されたといえる。

一方で、上記の解析手法には改善されるべき問題点が依然として存在する。それは、パイプ要素を配置するうえでの制約である。従来の数値解析においては、図 1.6.9 上のように、パイプ要素は必ずコンクリート要素を構成する稜線上に配置し、かつパイプ要素節点とコンクリート要素節点は完全に一致させる必要があった。すなわち、パイプレイアウトを一旦変更した場合、その変更がどれだけ軽微であったとしても、その都度コンクリート要素分割し直す必要があった。このことは、パイプレイアウトの配置の検討を行う上で大きな障害となる。この問題点は、パイプ要素に沿った数値積分をコンクリート要素の局所座標で表現できなかったことに起因するが、Ishikawa ら<sup>10)</sup>によって解決され、本シミュレータに導入された。その結果、図 1.6.9 下のように、コンクリート要素内の任意位置にパイプ要素を配置できるような機能が本シミュレータに追加された。



従来の解析におけるパイプレイアウト



パイプレイアウトの改善

図 1.6.9 従来の解析におけるパイプレイアウトの問題点とその改善のイメージ

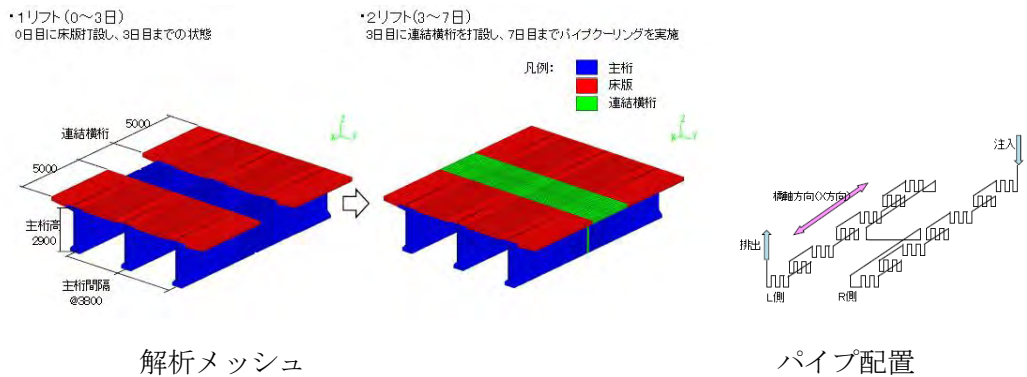


図 1.6.10 解析メッシュ(連結横桁)とパイプ配置

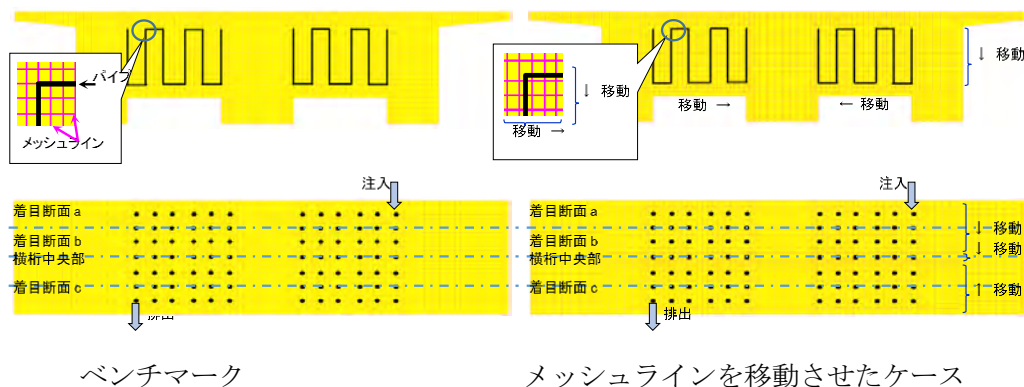
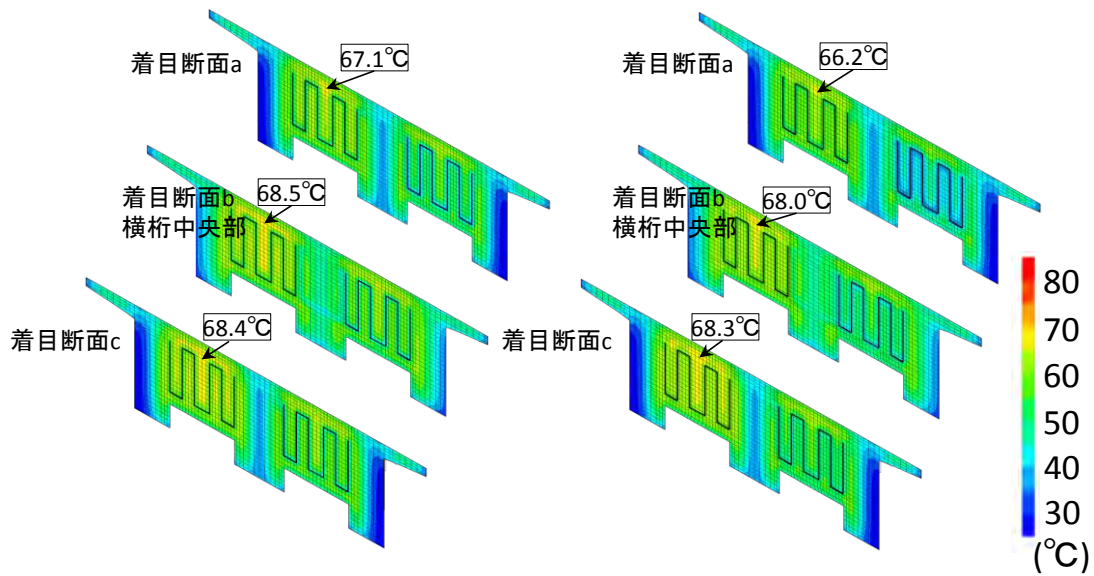


図 1.6.11 パイプレイアウトのケース

数値解析例<sup>11)</sup>を以下に示す。解析対象は、図 1.6.10 に示すような連結 PC コンポ橋の中間支点上の連結横桁である。床版打込み後 3 日目に連結横桁が打込み温度 30 度で打込まれ、直ちにパイプクーリングを行うことを想定した。解析モデルおよびパイプ配置は図 1.6.11 に示すとおりであり、連結横桁中に 400mm 間隔で埋め込まれている。型枠は連結横桁打込み後 4 日後に脱型されることを想定した。使用セメントは早強ポルトランドセメントであり、単位セメント量は  $338\text{kg}/\text{m}^3$  を想定した。熱特性値などはコンクリート標準示方書 2007 に基づき与えた。パイプクーリングの条件として、注入時の水温  $25^\circ\text{C}$ 、パイプ熱伝達率  $240\text{W}/(\text{m}^2\text{K})$ 、パイプ径 25mm、流量 10 リットル/min とした。解析ケースとして、図 1.6.11 に示す解析メッシュそのもののケース(ベンチマーク)と、コンクリート要素節点を図中の矢印に沿って 50mm 移動させたケース(メッシュラインを移動させたケース)とした。

図 1.6.12 に両ケースにおける温度分布を示す。図中の枠囲みの数字および矢印は、最高温度およびその位置である。メッシュラインを移動させたケースにおいては、ベンチマークに比べ、最高温度は最大  $1^\circ\text{C}$  程度小さい値となっているが、両者はほぼ同様な解となっていることが判る。



ベンチマーク

メッシュラインを移動させたケース

図 1.6.12 温度分布の比較

池村ら<sup>12)</sup>は、水理分野で既に確立されている管網解析理論を、パイプ内水温とコンクリート間の熱収支を表す支配方程式に適用することにより、一本続きのパイプレイアウトのみならず、分岐したパイプレイアウトについても解析可能な定式化を提示し、本シミュレータに導入している。

しかし、上記のシミュレータの機能の拡張は、あくまでも数値解析上の話であり、実際のパイプクーリングに関する問題に適用できるかどうかについては十分に検討されていなかった。

著者らは、拡張された FEM 温度解析コードの検証を行うことを目的として、まず、パイプクーリングに関する既往の実験結果と拡張された解析コードによる温度解と比較することで、コンクリート要素内の任意位置にパイプ要素を配置可能かについて検討を行った<sup>13)</sup>。以下に、その一例を示す。それは西岡ら<sup>14)</sup>により実施された PC 梁を模擬した試験体に対するパイプクーリング実験結果をベンチマークとして検討を行ったものである。図 1.6.13 に試験体断面を示す。試験体形状は 1m×1m×8m の直方体であり、4 か所にクーリングパイプ(炭素鋼鋼管、内径 25.4mm、厚さ 1.2mm)が長手方向に対称に埋設されている。試験体中央部にお

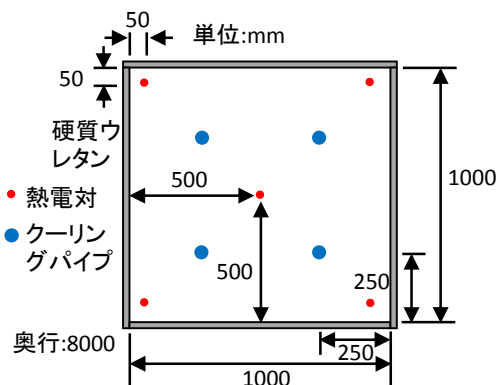


図 1.6.13 PC 梁を模擬した試験体断面

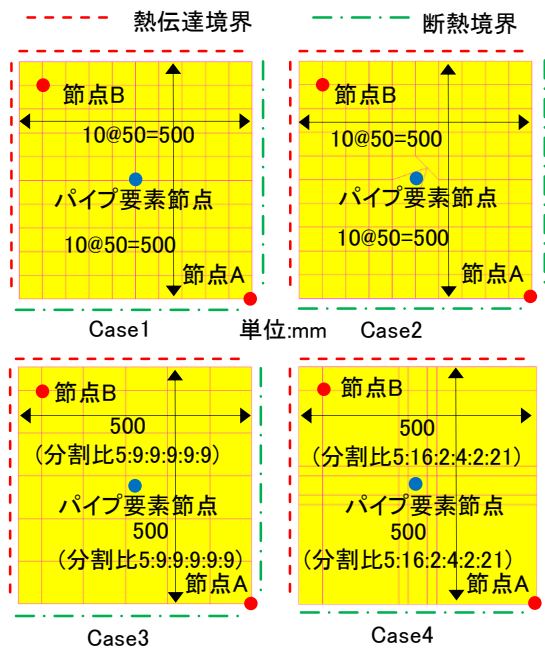


図 1.6.14 解析モデル  
(PC 梁を模擬した試験体)

いて、断面中心および4隅付近に5つの熱電対が埋め込まれている。打設面を含めた試験体周りは硬質ウレタン(厚さ50mm)にて覆われている。使用したセメントは普通ポルトランドセメントであり、単位セメント量は  $423\text{kg/m}^3$  である。試験体打設直後から  $15\text{l/min}$  で4日間通水が行われている。通水として水道水が使用され、その平均温度は  $24.6^\circ\text{C}$  である。上記実験に対する解析モデルを図 1.6.14 に示す。解析モデルを解析ケースに応じて4つ設定し、全て1/4対称モデルとしている。解析ケースにおいて、Case1,2ではコンクリート断面がともに  $10 \times 10$  分割されている。一方、Case3,4では断面はともに  $6 \times 6$  分割でありCase1,2よりも要素分割数は少ない。長手方向の要素分割数は、全てのケースにおいて同一であり、16等分割としている。Case1はコンクリート要素稜線上にパイプ要素を配置したケース、Case2はパイプ要素近傍のコンクリート要素形状を変えることにより、

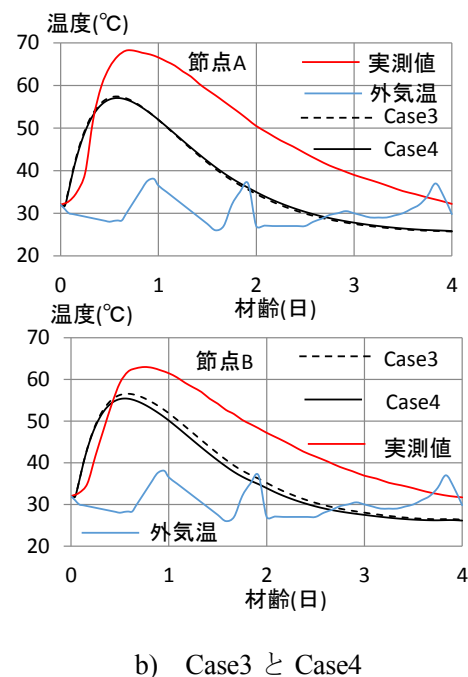
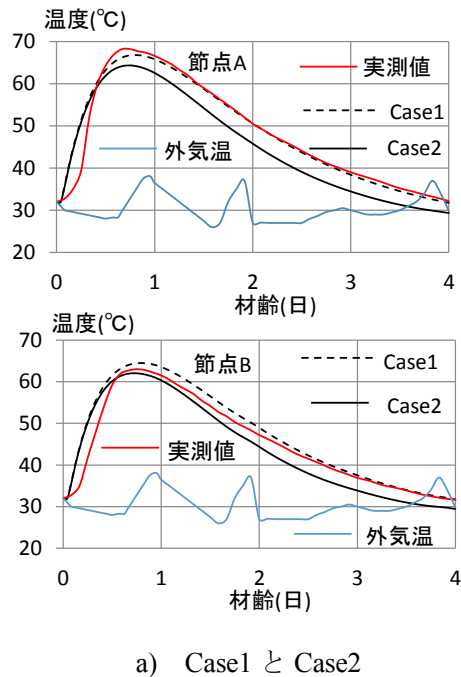


図 1.6.15 温度履歴の実測値と解析値



コンクリート要素内部にパイプ要素を配置したケースを想定している。Case3は、パイプ要素が含まれているコンクリート要素寸法が大きいケース、Case4は含まれているコンクリート要素寸法が小さいケースを想定している。解析に使用した熱特性値については、文献<sup>13)</sup>を参照されたい。また、外気温の実測値履歴をそのまま解析に入力している。節点 A,B における温度履歴の比較を図 1.6.15 に示す。

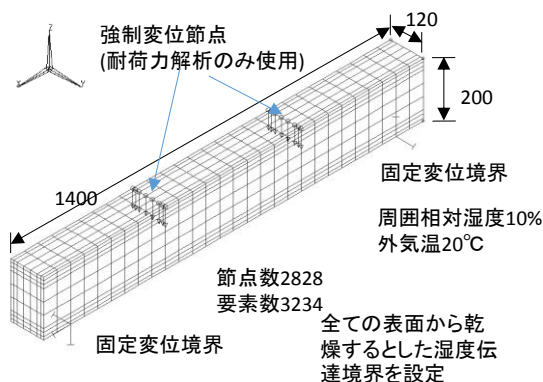


図 1.6.16 解析対象モデル(曲げ耐荷力)

全ての図中には、外気温の実測値も重ねて示されている。図 1.6.15a は、Case1,2 に、図 1.6.15b は、Case3,4 に対応している。図 1.6.15a より、Case1,2 で得られた温度履歴は節点 A,B とともに実測値をよくとらえていることがわかる。一方、図 1.6.15b を見ると、Case3,4 で得られた温度履歴は、ともに実測値よりも小さくなる傾向にあるが、これはパイプ要素近傍以外の要素分割が粗いためである。Case3,4 の温度履歴はほぼ同じ値となっている。よって、パイプ要素からある程度離れたコンクリート節点温度は、パイプ要素が存在するコンクリート要素寸法の影響をあまり受けていないことが判る。

上記検討の結果、拡張されたシミュレータは、コンクリート要素内部にパイプレイアウトを施した場合でも、従来の FEM 温度解析コードと同等な精度の解を与えることが確認された。さらには、具体的な事例は省略するが、室内試験レベルかつパイプを水平に配置する範囲においては、拡張されたシミュレータは、分岐したパイプクーリング問題にも適用可能であることも示された。

#### 1.6.4 乾燥収縮により劣化した RC 部材の保有耐荷力のシミュレーション

本シミュレータを用いて、乾燥収縮により劣化した RC 部材の保有耐荷力解析を行い、健全な RC 部材の保有耐荷力性能にどの程度影響を及ぼすのかについて曲げ耐荷力とせん断耐荷力の 2 つの側面から検討を行った。

まず、曲げ耐荷力についての検討の一例を紹介する。解析対象モデルは図 1.6.16 に示すような複鉄筋 RC 梁である。なお、鉄筋剛性については分散鉄筋としてモデル化した。解析期間は 28 日であり、RC 打設時を解析スタート時間とした。解析期間における環境条件は部材劣化において過酷なものを想定した。すなわち周囲相対湿度は 10%RH 一定、外気温は 20°C 一定と仮定した。解析スタート後 28 日目に 4 点曲げとなるように強制変位を与え、4 点曲げ載荷とした。初期ひずみは乾燥収縮のみを考慮し、温度による体積変化、自己収縮、クリー

プおよび自重の影響は考慮しなかった。解析ケースは乾燥収縮考慮、乾燥収縮非考慮の2 ケースとした。コンクリートは普通セメント使用で単位水量は  $200\text{kg/m}^3$  と想定し、コンクリートの 91 日圧縮強度は  $26.1\text{N/mm}^2$  と仮定した。その他の材料物性値は土木学会コンクリート標準示方書 2007 に基づき与えた。なお、乾燥収縮に関するパラメータ

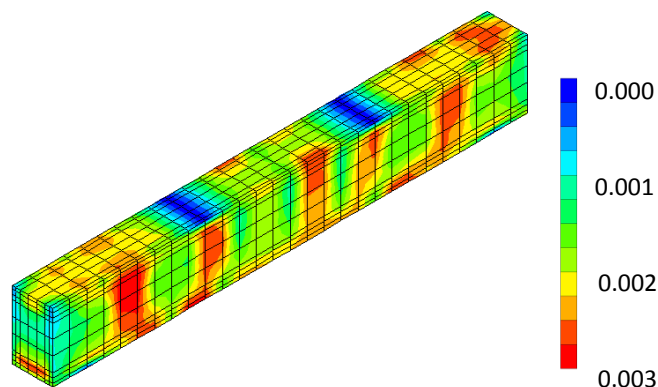


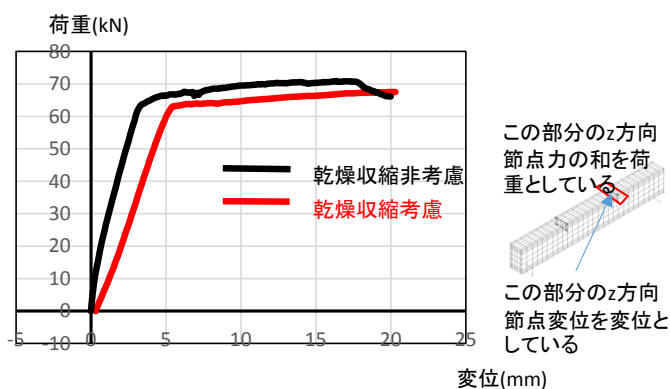
図 1.6.17 材齢 28 日目における  
クラック相当最大主ひずみ分布

については日本コンクリート工学会が提案しているやり方に基づき決定した。

乾燥収縮考慮のケースでの材齢 28 日目におけるクラック相当最大主ひずみの一例を図 1.6.17 に示す。ここで、クラック相当ひずみとは、単位長さ区間に 1 本ひび割れが生じた場合、そのひび割れ幅を単位長さで除したものである。最大で 3000 マイクロ(1m あたり 0.3mm のひび割れ幅相当)程度のクラック相当ひずみが生じており、乾燥収縮にしてはかなり大きな損傷であるが、環境条件が過酷であるため、妥当な結果と考えられる。

材齢 28 日後の強制変位作用以降における、荷重変位曲線の比較を図 1.6.18 に示す。いずれの解析ケースでも典型的な曲げ破壊を示しているが、乾燥収縮を考慮した場合、初期剛性が低下しているが、最大荷重が若干低下していることが判る。複鉄筋 RC はりの曲げにおいては劣化が保有耐荷力に及ぼす影響は小さいといわれているが、今回のシミュレーション結果は、そのことを示唆しているといえる。

次に、せん断耐荷力についての検討の一例を紹介する。乾燥収縮がせん断破壊に及ぼす影響について解析的検討を行っている。解析対象モデルは図 1.6.19 に示すようなスターラップが無いディープな RC 梁を模擬した 1/4 モデルである。なお、先ほどと同様に主鉄筋剛性については分散鉄筋としてモデル化した。解析期間は 288 日であり、RC 打



\* 便宜上、荷重変位ともに正負の符号を逆にしてている。

図 1.6.18 荷重変位曲線の比較  
(曲げ耐荷力)



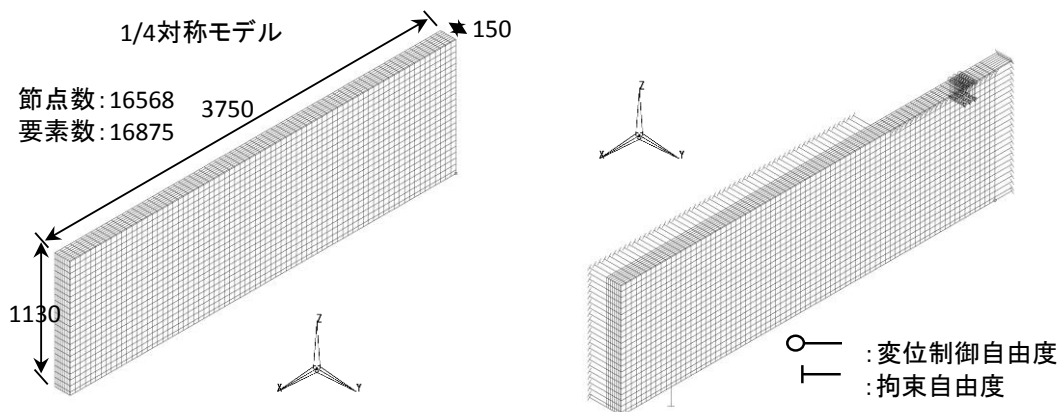


図 1.6.19 解析対象モデル(せん断耐荷力)

設時を解析スタート時間とした。解析期間における環境条件として、材齢 7 日までは封緘養生を想定し、それ以降は表面露出を想定した。周囲相対湿度は 46.1%RH 一定、外気温は 15.2°C 一定と仮定した。解析スタート後 278 日目に 4 点荷重となるように強制変位を与えた。初期ひずみは乾燥収縮のみを考慮し、温度による体積変化、自己収縮およびクリープの影響は考慮しなかった。解析開始後 7 日目に自重を作用させた。解析ケースは乾燥収縮あり、乾燥収縮なしの 2 ケースとした。コンクリートは普通セメント使用で単位水量は  $200\text{kg/m}^3$  と想定し、コンクリートの 91 日圧縮強度は、乾燥収縮ありでは  $39.7\text{N/mm}^2$  と仮定し、乾燥収縮なしでは  $36.7\text{N/mm}^2$  と仮定した。引張破壊エネルギーについては、乾燥収縮ありでは  $0.19\text{N/mm}$  と仮定し、乾燥収縮なしでは  $0.15\text{N/mm}$  と仮定した。その他の材料物

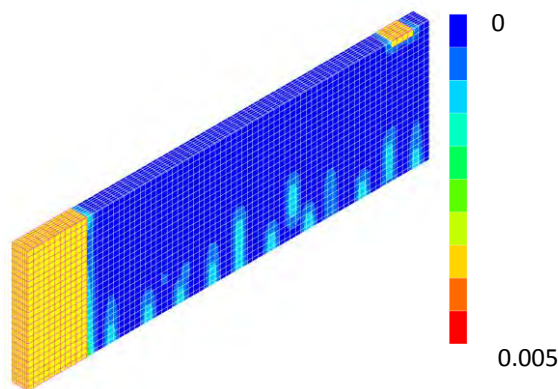


図 1.6.20 材齢 278 日目におけるクラック相当最大主ひずみ分布

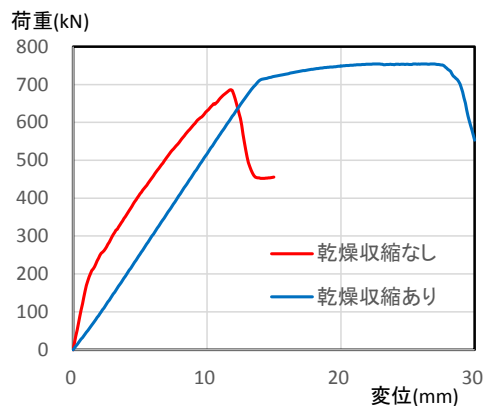


図 1.6.21 荷重変位曲線の比較

性値は土木学会コンクリート標準示方書 2007 に基づき与えた。なお、乾燥収縮に関するパラメータについては日本コンクリート工学会が提案しているやり方に基づき決定した。

乾燥収縮ありのケースでの材齢 278 日目におけるクラック相当最大主ひずみの一例を図

1.6.20 に示す。部材下部あたりに、損傷が集中して生じており、かつひび割れが何本か分散して生じている様子がうかがえる。また、最大で 5000 マイクロ程度のクラック相当ひずみが生じている。今回の解析におけるメッシュ寸法は一辺が 50mm と比較的小さく、一要素あたりに生じるひび割れ幅は 0.25mm 程度となる。このことから乾燥収縮による損傷として妥当な結果と考えられる。

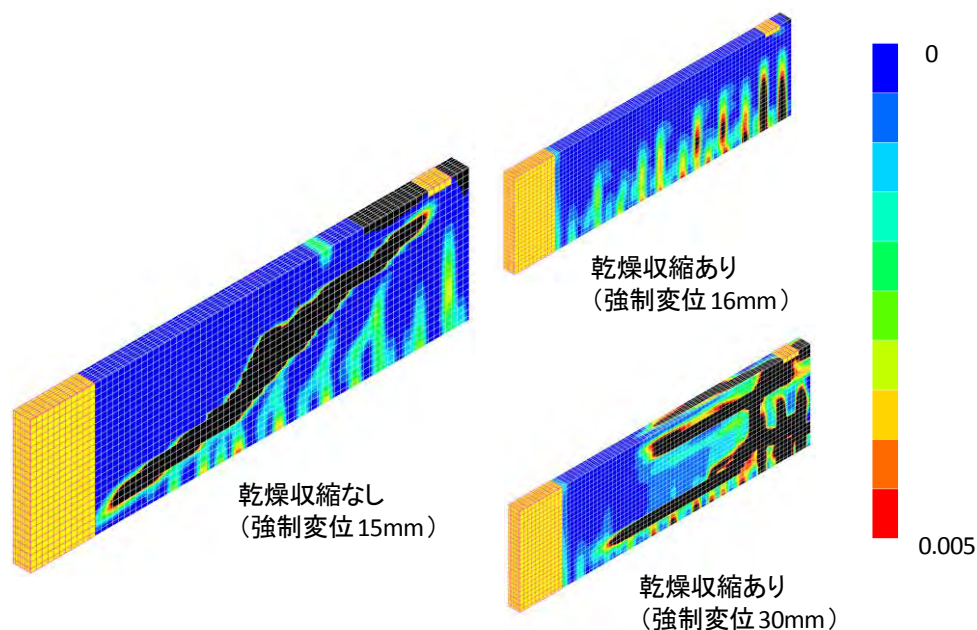


図 1.6.22 クラック相当最大主ひずみの比較(強制変位最終時)

材齢 28 日後の強制変位作用以降における、荷重変位曲線の比較を図 1.6.21 に示す。乾燥収縮ありのケースでは乾燥収縮なしのケースに比べ、荷重変位勾配は低下している一方、最大荷重は大きくなっていることがわかる。現実的にはこのような現象は生じないことが報告されている<sup>15)</sup>。図 1.6.22 に、強制変位作用後の最終時におけるクラック相当最大主ひずみ分布の比較を示す。乾燥収縮なしでは、典型的な斜め引張によるせん断破壊となっているが、乾燥収縮ありでは、せん断破壊ではなく主鉄筋付近での付着破壊となっている。本シミュレータでは格子等価連続体モデルを構成則として使用しているが、その際、格子を応力状態に依らず固定していることが原因であると考えられる。この点については回転ひび割れモデルを採用するなど、今後の課題としたい。

### 1.6.5 大自由度ひび割れ軟化問題に対する保有耐荷力解析の実現

近年では、複数のコンピュータでの並列演算処理や、超高速計算機システムの開発により、工学の様々な分野において、1 億自由度の非線形解析の実現が実現している。一方、コンク

リートのようなひずみ軟化材料に対する初期応力・保有耐荷力解析は、それが例えば 10 万程度の自由度であっても、実務レベルで実施する場合は、相当な労力を伴う。理由は、構成則モデルを数学的に記述するためのパラメータが比較的多いことや、解を得るための収束計算に時間を多く要するためである。100 万自由度クラスの解析に至っては、それが実務上実現可能かどうかですら確認されていないことが現状である。

そこで、本シミュレータの解析性能の限界を探るべく、100 万自由度を超える健全な RC はりモデルに対して曲げ耐荷力解析を試みた。解析では市販の 64bit パソコン(実装メモリ 64GB)1 台を使用した。解析モデルは、図 1.6.23 に示すような、RC はりの 1/4 モデルである。寸法の概略として、対称面からの軸方向長さは 1724mm、厚さは 250mm~270mm である。メッシュサイズは小さなもので一辺 2mm 程度である。詳細は示さないが、モデル内部に、継手を表す鋼材が埋め込まれており、加えて、軸鉄筋、スターラップなどが配筋されている。この解析モデルの総節点数は 367182 であり、自由度はほぼ 110 万自由度である。拘束条件と変位制御位置を図 1.6.24 に示す。変位制御位置は青色の線で描かれている。コンクリートのヤング率は 34600N/mm<sup>2</sup>、圧縮強度は 70N/mm<sup>2</sup>、引張強度は 5.6N/mm<sup>2</sup> であり、引張破壊エネルギーは 0.1N/mm である。

上記条件にて、解析を実施したところ、27GB 程度の内部メモリを使用していた。また、解析中、不平衡力による残差は高々 1% であり、収束に至る過程においても特に問題は生じなかった。このことから、本シミュレータで使用している格子等価連続体モデルは、自

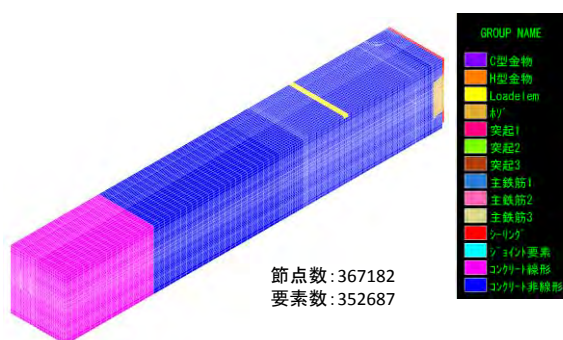


図 1.6.23 100 万自由度を有する解析モデル

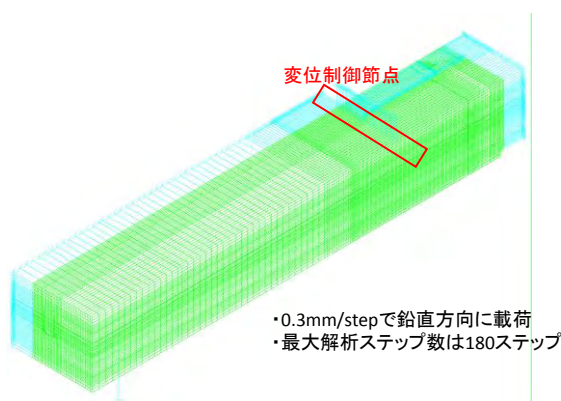


図 1.6.24 拘束条件と変位制御位置

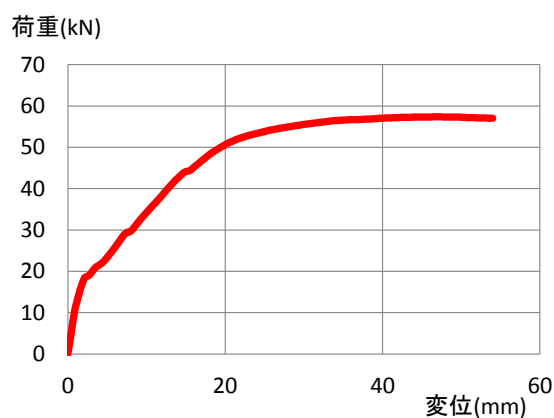


図 1.6.25 荷重変位曲線

由度が極めて大きい問題においても、収束性が良いことが示されたといえる。

図 1.6.25 に荷重変位曲線を、図 1.6.26 に強制変位 54mm のときのクラック相当最大主ひずみを示す。荷重は、荷重制御点に対応する自由度位置

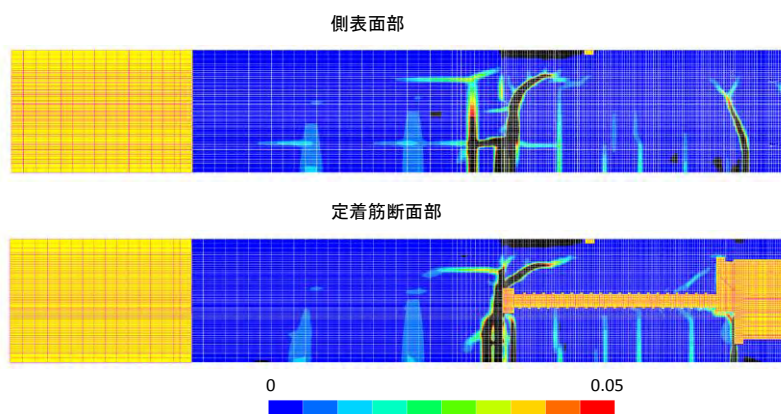


図 1.6.26 クラック最大主相当ひずみ分布(強制変位 54mm 時)

の節点力の総和を 2 倍してもものを表しており、節点変位は強制変位である。荷重変位曲線は曲げ引張破壊の様相を呈しており、妥当なシミュレート結果であると思われる。また、クラック相当最大主ひずみ分布をみると、妥当な分布となっていることに加え、曲げひび割れの検出精度が、通常の FEM より格段に高まっていることが判る。

以上の数値解析結果は、本シミュレータがひずみ軟化材料に対する 100 万自由度クラスの保有耐荷力解析が実務レベルでも可能であることを示唆している。

### 1.6.6 まとめと今後の課題

本サブテーマでは、これまで開発されてきた建設工程シミュレータを、拡張あるいは機能向上させることにより、経年劣化等により損傷した構造物の、地震力に対する安全性能評価するシミュレータを構築することを目的とした。得られた知見および今後の課題を以下に列挙する。

- ・ 材齢によるメニスカスの変化を考慮することで、乾燥収縮による初期劣化現象について予測精度が向上することが示された。
- ・ 水和熱による劣化対策の一つであるパイプクリーニング解析手法の拡張が図られ、温度による劣化対策のためのツールの充実が図られた。
- ・ 強化された本シミュレータにより、乾燥収縮を模擬した劣化シミュレーションならびにその保有耐荷力性能シミュレーションを実施した結果、曲げ破壊についてはおおむね妥当なシミュレーション結果を示すことが確認されたが、せん断破壊については実際現象とは異なるシミュレーション結果となることが確認された。構成則の格子方向を見直す必要があることが今後の課題として挙げられる。
- ・ 本シミュレートにより、内部メモリをある程度(64GB)実装すれば、通常のパソコンにおいても、100 万自由度程度のひずみ軟化問題を有する保有耐荷力シミュレーションが可能であることが示された。



## 1.6の参考文献

- 1) 伊藤睦, 石川靖晃, 上田尚史, 田辺忠顕: 初期応力を考慮した RC 構造物の耐荷力解析手法の構築, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.19-24, 2012.
- 2) 籠橋忍, 秦泳, 小澤満津雄, 森本博昭: 温度との連成を考慮したコンクリートの湿気移動解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.2, pp.685-690, 2001.
- 3) Ishikawa, Y., Kunieda, M., Srisoros, W. and Tanabe, T.: Modeling of uni-axial constitutive law in early age concrete based on solidification concept, Proc. of Concreep7, pp.393-398, 2005.
- 4) 田辺忠顕ほか: 初期応力を考慮した RC 構造物の非線形解析法とプログラム, 技法堂出版, pp.201-314, 2004.
- 5) 岡田崇宏, 石川靖晃: 材齢極初期におけるコンクリートの乾燥収縮挙動の解析, 第 22 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, プレストレストコンクリート工学会, pp.65-70, 2013
- 6) 石川靖晃, 岡田崇宏: 若材齢コンクリートの乾燥収縮ひび割れ挙動に関する基礎的研究, 第 23 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, プレストレストコンクリート工学会, pp.113-118, 2014.
- 7) 原健悟, 斎藤幸治, 石川靖晃, 伊藤睦: 格子等価連続体モデル(LECOM)を使用した鉄筋拘束試験体の解析, 平成 27 年度土木学会全国大会第 70 回年次学術講演会, 2015.
- 8) 田辺忠顕, 山川秀次, 渡辺朗: パイプクーリングにおける管壁面の熱伝導率決定ならびに冷却効果の解析, 土木学会論文集, 第 343 号, pp.171-179, 1984.
- 9) 溝渕利明, 成田総一郎, 都築慶剛, 平戸裕之, 田辺忠顕: マスコンクリートにおけるパイプクーリングによる熱除去効果に関する研究, 土木学会論文集, No.665, V-49, pp.147-163, 2000.
- 10) Ishikawa, Y., Mizobuchi, T. and Tanabe, T.: Development of FEM Thermal Analysis for Concrete Structures with Pipe Cooling System, Proc. Of Concreep9, pp.491-498, 2013.
- 11) 石川靖晃, 伊藤睦, 荒畑智志, 河合真樹, 原健悟: コンクリート構造物建設工程シミュレータの開発, コンクリート工学, Vol.53, No.2, pp.172-180, 2015.
- 12) 池村譲, 石川靖晃: 管網配管レイアウトを考慮できるパイプクーリング解析手法の構築, 第 23 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.59-64, 2014.
- 13) 石川靖晃, 池村譲: パイプクーリングを考慮した拡張 FEM 温度解析コードの検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.1, pp.1135-1140, 2015.
- 14) 西岡真帆, 井上敏弘, 不破崇博, 山本康広: マスコンクリート PC 梁のパイプクーリングによる温度ひび割れ制御, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.1, pp.1067-1072, 2003.7.
- 15) 三谷昂大, 兵頭彦次, 太田光貴, 佐藤良一: 収縮による普通強度 RC はりのせん断強度低下とその評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.721-726, 2011.

## 1.7 地震・津波・漂流物衝突の複合外力を受ける土木構造物の3次元複合非線形動的解析法（研究担当者：葛 漢彬，川崎浩司）

### 1.7.1 海岸構造物の耐津波性に関する3次元数値解析（研究担当者：川崎浩司）

#### (1) 平面2次元－3次元津波解析

甚大な津波被害をもたらした東北地方太平洋沖地震を教訓に、現在、地震・津波の想定が大きく見直されている。内閣府<sup>1)</sup>は「南海トラフの巨大地震モデル検討会」を設置し、中央防災会議<sup>2)</sup>が公表した東海・東南海・南海地震に関する想定を再検討した。同検討会では、南海トラフにおけるM9クラスの地震について検討し、震度分布や津波高、被害想定などを公表している。

このように、今後、沿岸域の防災・減災対策を考える上では、最大クラスの地震・津波について検討することが必要不可欠である。特に、津波による被害を最小限に抑えるためには、沿岸構造物が求められた防災・減災機能を発揮できるかが重要となる。また、津波が沿岸部に襲来する際、その流動場は非常に複雑になり、波－構造物の相互干渉から沿岸構造物の挙動にも大きな影響が及ぼすといえる。そこで、近年では、数値解析を用いて、津波が作用した際の沿岸構造物の被災メカニズムに関する研究が行われてきている。例えば、川崎ら<sup>3)</sup>は小白浜漁港防潮堤を対象に津波被災メカニズムに関する3次元流体－構造解析を行い、また、野中ら<sup>4)</sup>はスーパーコンピュータを用いた大規模3次元津波解析を実施している。

津波解析では、津波波源を含んだ非常に広範囲な計算領域が必要となる。そのため、長波近似を用いた線形長波理論や非線形長波理論に基づいて平面2次元的に解析されることが多い。しかし、近年では、コンピュータの性能向上により、比較的大規模な計算領域においても、3次元解析を行うことが可能となってきている。3次元解析の利点は、沿岸部のような長波近似が成り立たなくなる領域においても、津波の挙動を精度よく計算できる点にある。また、津波が陸上に浸水した際には、構造物への打ち上げや河川遡上のような複雑な水理現象が発生することが考えられる。こうした現象を適切に表現するためには、平面2次元解析でなく、3次元流体モデルを用いて詳細に解析することが重要となる。

本研究では、平面2次元解析モデルと3次元気液二相流解析モデルを組み合わせた、効率的かつ高精度な津波解析モデルを構築することを目的とする。さらに、同モデルを用いて、南海トラフ巨大地震を対象に津波解析を行い、名古屋港周辺における津波の浸水特性と陸上に存在する建物の影響について検討する。

#### a) 平面2次元－3次元津波解析モデルの概要

本モデルを構成する平面2次元解析モデルと3次元流体解析モデルの概要、2つのモデル間の接続手法について述べる。

##### ① 平面2次元解析モデル

平面2次元解析では、津波解析で広く用いられている非線形長波理論に基づいたモデルを

使用した。基礎方程式は連続式(1.7.1)、運動方程式(1.7.2)、(1.7.3)で表される。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (1.7.1)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{M^2}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{MN}{D} \right) = -gD \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{gn^2}{D^{7/3}} M \sqrt{M^2 + N^2} \quad (1.7.2)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{MN}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{N^2}{D} \right) = -gD \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{gn^2}{D^{7/3}} N \sqrt{M^2 + N^2} \quad (1.7.3)$$

ここで、 $\eta$  は静水面からの水位、 $g$  は重力加速度、 $D$  は全水深 ( $D=h+\eta$ ,  $h$ : 静水深)、 $n$  はマニングの粗度係数、 $M$ ,  $N$  は  $x$ ,  $y$  方向の流量フラックスである。

## ② 3次元流体解析モデル OpenFOAM

OpenFOAM<sup>5)</sup>は、2004年からGPL (GNU General Public License)のもとでソースコードが公開されている流体解析モデルである。本研究では、OpenFOAMのうち、非圧縮・不混和流体の二相流を解くソルバである `interFoam` を採用した。基礎方程式は、以下に示す連続式(1.7.4)と3次元非圧縮性流れに対する Navier-Stokes 方程式(1.7.5)である。

$$\nabla \cdot \mathbf{U} = 0 \quad (1.7.4)$$

$$\frac{\partial \rho \mathbf{U}}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{U} \mathbf{U}) = -\nabla p^* + \nabla \boldsymbol{\tau} + \rho \mathbf{g} + \mathbf{f}_s \quad (1.7.5)$$

ここで、 $\nabla$  は3次元領域におけるベクトル微分演算子、 $\mathbf{U}$  は流速ベクトル、 $\rho$  は密度、 $p^*$  は疑似動圧、 $\boldsymbol{\tau}$  は粘性応力テンソル、 $\mathbf{g}$  は重力加速度ベクトル、 $\mathbf{f}_s$  は表面張力に相当する体積力である。

空間の離散化には有限体積法を用いており、流速と圧力は PISO (Pressure Implicit with Splitting of Operators) 法で解かれる。気液界面の追跡には、Rusche<sup>6)</sup>とWeller<sup>7)</sup>によって改良された VOF (Volume Of Fluid) 法を用いている。その移流方程式は次式で表される。

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot \mathbf{U} \alpha + \nabla \cdot \mathbf{U}_c \alpha (1 - \alpha) = 0 \quad (1.7.6)$$

ここで、 $\alpha$  は流体の体積率を表す VOF 値 ( $0 \leq \alpha \leq 1$ )、 $\mathbf{U}$  は気液相の平均流速ベクトルである。 $\mathbf{U}_c$  は気相と液相の相対流速ベクトルであり、次式で定義される。

$$|\mathbf{U}_c| = \min [c_\alpha |\mathbf{U}|, \max(|\mathbf{U}|)] \quad (1.7.7)$$

ここで、 $c_\alpha$  は、VOF 値の数値拡散を抑制するために、ユーザーが設定する変数である。 $c_\alpha$  の値が自由表面の挙動に及ぼす影響については、川崎ら<sup>8)</sup>が検討しているが、本研究では、



VOF 値の移流を制御する項 (式(1.7.6)の左辺第 3 項) を作用させないように,  $c_a = 0$  を用いた。

### ③ モデルの接続手法

本節では, 平面 2 次元解析から 3 次元流体解析へのデータの接続手法について説明する。図 1.7.1 に, 平面 2 次元-3 次元津波解析の計算フローを示す。平面 2 次元解析では, 1 方向ネスティングにより, 広域な波源域から沿岸域までの津波計算を行う。最小領域における平面 2 次元解析の結果から, 3 次元流体解析での造波境界位置における水位と流速の時系列変化を抽出する。3 次元計算の効率性を考えて, 地震発生直後から解析を行うのではなく, 対象時間を決めた上で計算を行う。そのため, 平面 2 次元解析の結果に基づいて, 3 次元流体解析の水位と流速の初期場を設定する必要がある。具体的な求め方は以下のとおりである。

まず, 平面 2 次元解析結果から, 3 次元計算の対象領域全体の水位と流速を抽出する。このとき, 流速  $u, v$  は  $x, y$  方向の流量フラックス  $M, N$  を全水深  $D$  で除することにより算出する。しかし, 全水深  $D$  が微小の場合, 流速を過大評価する可能性があり, 本計算では全水深  $D$  が 0.1 m より小さい場合に流速  $U$  を 0 とした。

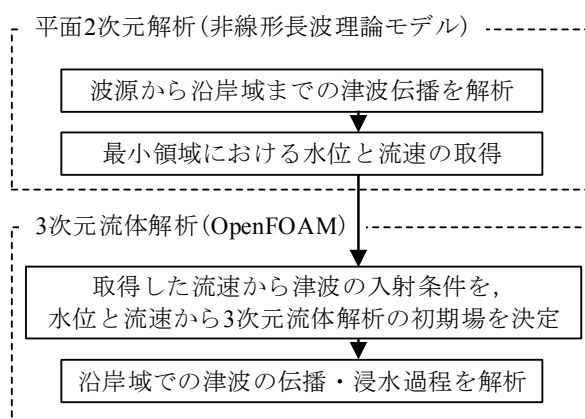


図 1.7.1 平面 2 次元-3 次元津波解析の計算フロー

次に, OpenFOAM での 3 次元解析における各コントロールボリューム (CV: Control Volume) の計算点 (重心座標) に必要な情報を設定する必要がある。しかし, 図 1.7.2 に示すように, 平面 2 次元解析モデルと OpenFOAM の水平方向の計算点は通常一致しない。そのため, 本計算では, OpenFOAM の CV の計算点が平面 2 次元解析モデルの CV 内に位置するとき, 平面 2 次元モデルで解析された水位と流速を OpenFOAM の計算点に反映することとした。具体的には, 図 1.7.2 に例示するように, 水位より下の CV では VOF 関数を 1 とし, それ以外では 0 とした。流速については, (1) 鉛直方向流速  $w$  はすべて 0, (2) 水平方向流速  $u, v$  は鉛直方向に対して一様に分布, (3) 気相 ( $\alpha=0$ ) の流速はすべて 0 と設定した。

上述した接続手法を用いることで, 平面 2 次元解析で得られた計算結果を 3 次元流体解析

の初期場へ反映させることが可能となる。

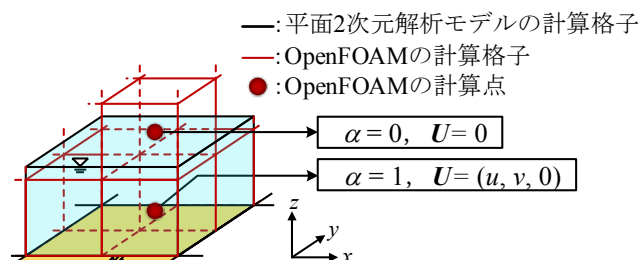


図 1.7.2 モデル接続手法の概念図

### b) 名古屋港を対象とした南海トラフ巨大地震による津波解析

ここでは、まず名古屋港を対象とした南海トラフ巨大地震による津波解析の計算領域、計算条件について述べる。次に、平面2次元-3次元津波解析の結果を示すと同時に、沿岸域の3次元流況について考察する。また、平面2次元解析の結果と比較することで、モデルの接続性の有用性を検証する。

#### ① 計算領域と計算条件

平面2次元解析における計算領域と津波断層面を図1.7.3に示す。本解析では、外洋（格子間隔：2430 m）から伊勢湾湾奥部（格子間隔：10 m）まで、6段階1方向ネスティングにより計算を実施した。内閣府（2012）は、津波断層として、滑り量分布の異なる11ケースを設定し、検討を行っている。本研究においても、全11ケースの再現計算を実施した。その結果、内閣府による計算結果と同様に、駿河湾～紀伊半島沖に大すべり域、超大すべり域を設定した場合（Case 1）に、名古屋港で最大の津波高 T.P.+3.88 m となった。なお、Case 1 の破壊開始地点は、図1.7.3に示すとおりであり、断層破壊の伝播速度は2.5 km/s である。前述したとおり、計算コストの都合上、地震発生直後から3次元流体解析を実施することは困難であるため、解析対象は、最大波である第1波が到達し、名古屋港内の水位が最大となるまでの時間とした。表1.1.1に、計算条件のまとめを示す。

図1.7.4は3次元解析の計算領域を示したものである。本領域は、名古屋港の最奥部にあたる堀川・山崎川の河口部であり、東西750 m、南北900 mの範囲を対象とした。実施した計算ケースは、図1.7.4(a), (b)にそれぞれに示すように、陸上の建物を考慮していない場合と考慮した場合の2ケースである。本領域の北側には堀川口防潮水門があり、河道が局所的に狭くなっていること、建物が汀線付近にまで密集していることから、津波の伝播および浸水過程は非常に複雑なものになると予想される。

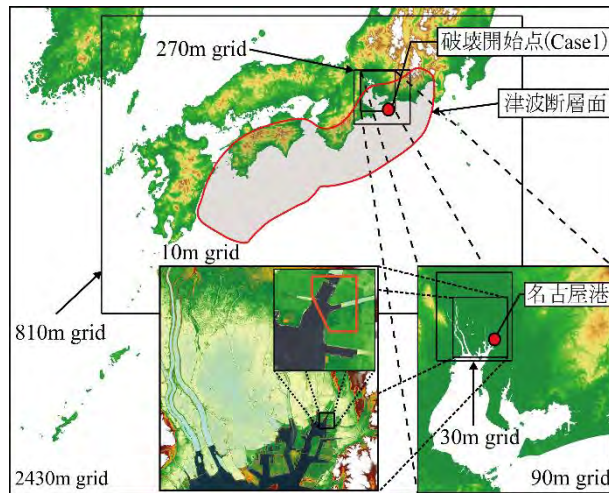
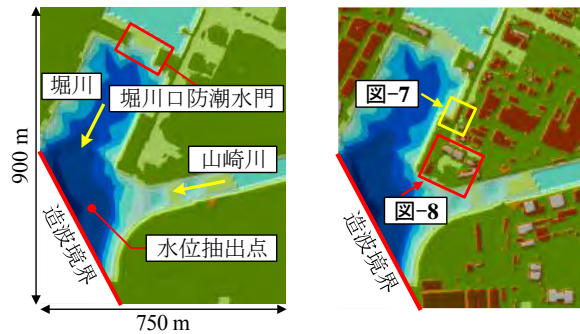


図 1.7.3 平面 2 次元解析の計算領域

表 1.7.1 計算条件

平面 2次元 解析	解析手法	差分法（非線形長波理論）
	計算格子間隔	2430 m, 810 m, 270 m, 90 m, 30 m, 10 m
	計算時間間隔	0.1 s
	計算時間	地震発生から 6 時間
	潮位条件	T.P.+ 1.27 m（満潮位）
3次元 解析	解析手法	有限体積法（PISO 法）
	計算格子間隔	$\Delta x = \Delta y = 2.0$ m, $\Delta z = 1.0$ m
	計算格子数	建物なし：3,789,969 建物あり：3,691,346
	計算時間間隔	自動制御 （最大クーラン数 0.5）
	計算時間	地震発生後 105～110 分 （5 分間）
	潮位条件	T.P.+ 1.27 m（満潮位）

陸上地形データの作成には、内閣府（2012）による 10 m メッシュのデータとあわせて、国土地理院によるレーザー測量データ（格子間隔：2/27 秒=約 2 m）を用いた。建物を考慮したケースでは、木造の建物は地震により全壊したと仮定し、鉄筋コンクリート構造の建物のみを対象とした。また、図 1.7.4 の赤線に示すように、津波の入射角度を考慮して、斜めに切り取った境界を造波境界として設定した。平面 2 次元解析から得られた、地震発生後 105 分から 110 分の 5 分間の流速  $U$  の時系列変化を造波境界に与えることで、津波による水塊の流入を考慮した。他の境界については、物理量の勾配が 0 となる簡易な流出条件を設定した。ただし、境界上で流入する流れが生じた場合は、流速を 0 とした。海底面および地表面には、no-slip 条件を課した。また、先に述べた接続方法で、水位と流速の初期場を設定した。その他の条件も含めて、計算条件を表 1.7.1 にまとめて示す。



(a) 建物なし (b) 建物あり

図 1.7.4 3次元解析の計算領域

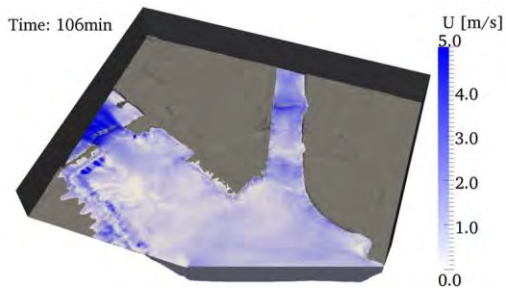
## ② 計算結果および考察

図 1.7.5, 図 1.7.6 に, 建物を考慮していない場合, 考慮した場合の 3 次元解析結果を示す。(a), (b)は地震発生後 106 分と 110 分である。両ケースともに, 106 分から 110 分にかけて, 徐々に浸水していくことがわかる。図 1.7.5 (b)と図 1.7.6 (b)より, 河口部から津波が進入して, 領域中央部の陸地は浸水し, 右側の陸地はほとんど浸水していない様子が認められる。これは, 領域中央部の汀線付近における地盤高が, 右側の陸地の地盤高よりも低いためである。また, 両図を比較すると, 陸上の建物を考慮したことで浸水範囲に変化が生じている。特に, 領域中央部の陸地では, 沿岸部に密集した建物によって, 津波の浸水が遅れている。このように, 沿岸部での詳細な浸水特性を検討するためには, 陸上の建物を考慮する必要があるといえる。

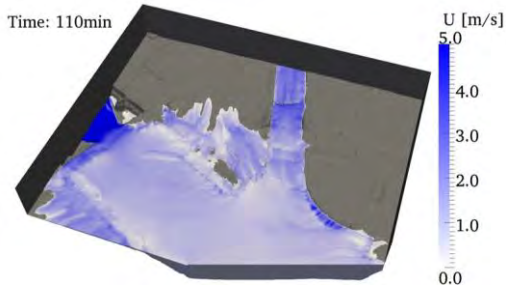
3 次元解析における建物周辺 (図 1.7.4 (b)参照) の拡大図を図 1.7.7 に示す。同図より, 津波が建物を回り込み, 打ち上がるような 3 次元的な水面挙動が確認できる。領域中央部 (図 1.7.4(b)参照) における圧力分布を示す図 1.7.8 をみると, 壁面での鉛直方向の圧力分布など, 平面 2 次元解析では扱えない圧力特性が適切に表現されている。また, 本モデルは気相流も解いていることから, 衝撃砕波圧など, 気相の影響も考慮することができる。このように, 高精度な 3 次元計算を行うことにより, 沿岸部での複雑な津波挙動や作用波圧を把握することが可能となる。

図 1.7.9 は, 地震発生後 110 分の平面 2 次元解析と 3 次元解析 (建物なしの場合) の結果を比較したものである。両図を比較すると, 3 次元流体解析では, 堀川口防潮水門背後で約 10 m/s の非常に速い流速が発生している。これは, 水門部で河道が極端に狭くなり, 遡上した津波のエネルギーが集中したことで生じたためである。また, 堀川と山崎川に囲まれた領域では, 堤防を乗り越えた後の津波挙動に差異があることが認められる。

図 1.7.10 に, 平面 2 次元解析と 3 次元解析による河口部 (図 1.7.4(a)参照) の水面変動の比較を示す。3 次元解析では, 初期場の質量保存を満足させるために, 計算開始直後で水面

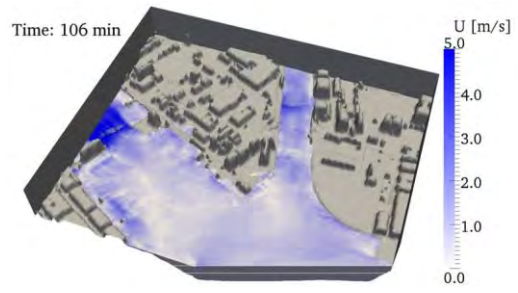


(a)  $t = 106 \text{ min}$

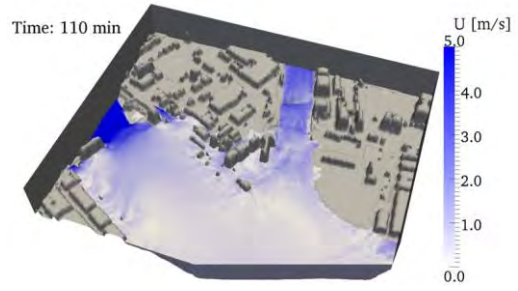


(b)  $t = 110 \text{ min}$

図 1.7.5 名古屋港周辺の津波解析結果  
(建物なしの場合)  
(鉛直方向を 5 倍に拡大)



(a)  $t = 106 \text{ min}$



(b)  $t = 110 \text{ min}$

図 1.7.6 名古屋周辺の津波解析結果  
(建物ありの場合)  
(鉛直方向を 5 倍に拡大)



図 1.7.7 建物周辺の拡大図  
(鉛直方向を 5 倍に拡大)

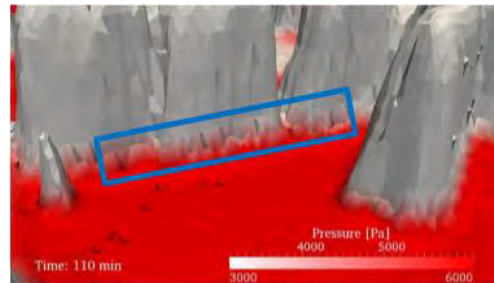


図 1.7.8 領域中央部付近の圧力分布  
(鉛直方向を 5 倍に拡大)

が変動しているが、平面 2 次元解析と同様な傾向を示している。なお、計算直後の水面変動については、初期場の質量保存を満足するまでのスピニング計算（事前計算）を行うなどの更なる対処が必要である。



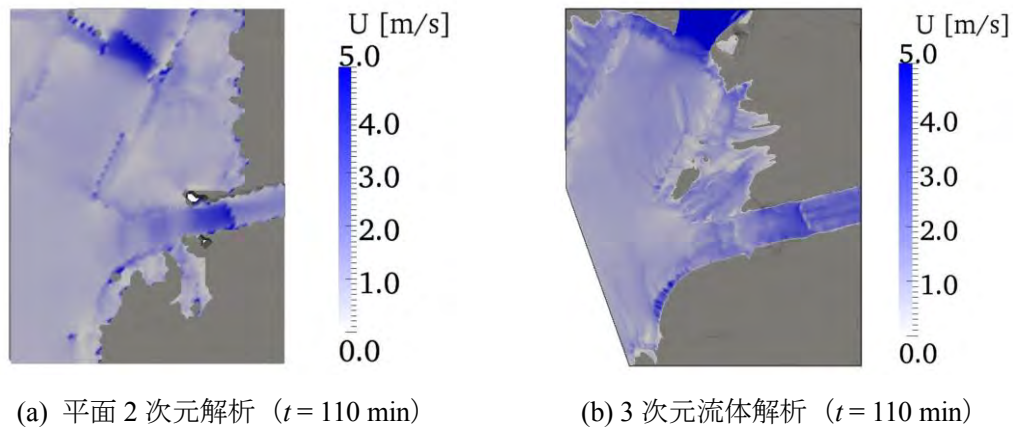


図 1.7.9 名古屋港周辺の津波浸水による流速場

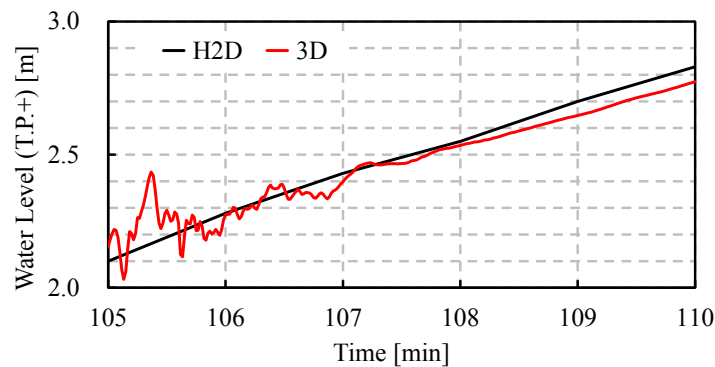


図 1.7.10 水面変動の比較

### c) まとめ

本研究では、高精度かつ効率的な津波解析を目的として、平面2次元解析モデルと3次元数値流体力学ツール OpenFOAM を組み合わせた津波解析モデルを提案し、名古屋港を対象とした南海トラフ巨大地震による津波解析を通じて、その有用性を検証した。以下に、本研究で得られた主要な結論を示す。

- A) 名古屋港周辺における津波浸水特性を明らかにした。具体的には、地震発生から約2時間後に T.P.+ 3.88 m の第1波が到着し、津波が堀川と山崎川を遡上することが判明した。また、建物が同領域の津波浸水特性に大きな影響を与えることを示した。
- B) 本モデルで用いた3次元流体解析モデル OpenFOAM は、沿岸域における津波の跳ね上がりなど平面2次元モデルでは再現できない水理現象を適切に解析できることを示した。本研究で提案した平面2次元-3次元津波解析モデルは、広範な領域を扱いつつ、詳細な津波挙動を表現できるモデルであるといえる。

## (2) 港外郭施設の耐津波性に関する3次元津波一構造解析

2011年に発生した東北地方太平洋沖地震を契機に、地震・津波の想定が大きく見直された。今後、津波への防災・減災対策を考える上では、最大クラスのもの考慮する必要がある。このような背景を踏まえ、愛知県では、南海トラフ巨大地震に備え、既存の外郭施設に対して補強工事を行っている。中でも、写真 1.7.1 に示す堀川口防潮水門は伊勢湾湾奥部に位置しており、通行水門 4 基と排水水門 1 基 (写真 1.7.1 の中央部の水門) から構成されている。同水門は、門扉の開閉状況によって堀川上流の浸水域に大きな影響を及ぼすと予想され、防災上重要な施設である。しかし、同施設は、1959年の伊勢湾台風の被害を契機に高潮対策として建設されたため、潮位が低い状態での開閉操作や、門扉の耐津波性は十分に考慮されていない。そのため、既存の状態では巨大地震津波に対して求められた防災機能を発揮できない恐れがある。

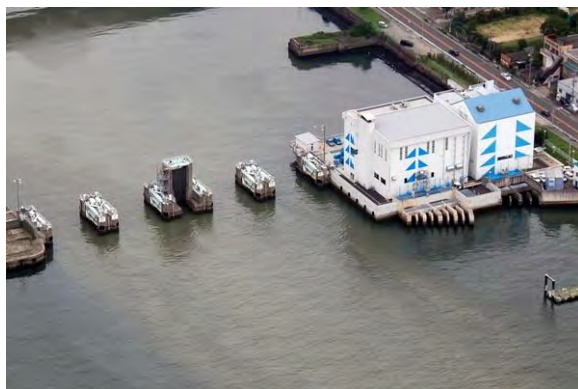


写真 1.7.1 堀川口防潮水門 (出典：名古屋港管理組合<sup>9)</sup>)

津波による被害を最小限に抑えるためには、沿岸構造物、特に堤防や護岸などの港湾の外郭施設が求められた防災・減災機能を発揮できるかが重要となる。そのためには、沿岸域での複雑な津波挙動とそれに伴う構造物の挙動の相互を検討する必要がある。最近、3次元津波解析や沿岸構造物を対象とした津波一構造解析に関する研究が行われつつある。一例として、川崎ら<sup>3)</sup>は、東北地方太平洋沖地震で被災した釜石市唐丹町小白浜にある漁港の防潮堤を対象に3次元流体一構造解析を行い、防潮堤の被災メカニズムについて検討している。また、川崎ら<sup>10)</sup>は、効率的かつ高精度な津波解析モデルの構築を目指し、名古屋港湾奥部を対象とした平面2次元-3次元津波解析を実施している。本橋ら<sup>11)</sup>は、京コンピュータを用いて、宮崎市内を対象とした平面2次元-3次元津波解析を行うとともに、多方向入射可能な造波境界を提案し、デルの接続性を向上させている。

本研究では、平面2次元解析、多相流体モデルと構造解析モデルを組み合わせた高度な津波一構造解析モデルを活用して、名古屋港の外郭施設を対象とした京コンピュータによる3次元数値解析を行う。そして、構造解析結果に基づいて、堀川口防潮水門の耐津波性について考究することを目的とする。



### a) 3次元津波－構造解析モデルの概要

本モデルを構成する平面2次元解析モデルと3次元流体解析モデルの概要、2つのモデル間の接続手法について述べる。

#### ① 津波解析モデル

本研究で用いた津波解析モデルは、平面2次元解析モデルと3次元流体解析モデルから構成される。平面2次元解析では、津波解析で広く用いられている非線形長波理論に基づくモデルを使用した。3次元流体解析には、オープンソースの流体解析モデルである OpenFOAM (Open source Field Operation And Manipulation)<sup>5)</sup>のうち、非圧縮・不混和流体の二相流ソルバである interFoam を採用した。同ソルバは、空間の離散化に有限体積法を、流速と圧力の連成解法には PISO (Pressure Implicit with Splitting of Operators) 法を、気液界面の追跡には VOF (Volume Of Fluid) 法をそれぞれ用いている。なお、OpenFOAM による3次元流体解析にのみ京コンピュータを活用した。

#### ③ 構造解析モデル SeanFEM

SeanFEM は、野中・吉野<sup>12)</sup>により開発された有限要素法に基づく3次元構造解析ソフトウェアであり、材料非線形性と幾何学的非線形性を同時に考慮した複合非線形解析モデルである。幾何学的非線形性については、有限変位・有限ひずみ・有限回転の有限変位理論を採用しているため、大変形解析にも対応している。本研究では、シェル要素を使用して対象構造物をモデル化する。

#### ④ モデルの接続方法

図 1.7.11 に、モデルの接続手法の概念図を示す。本研究では、非線形長波理論モデル、OpenFOAM, SeanFEM の3つの計算モデルを組み合わせ、一連の津波－構造解析を行う。具体的な接続手法は、以下に示すとおりである。

- ① 津波波源から沿岸域までの平面2次元解析を行う。ネスティング計算を実施することで、広範な領域を扱いつつ、沿岸部で詳細な解析を行うことが可能となる。計算結果から、沿岸部における水位と流速の時系列変化を抽出する。
- ② 3次元流体解析における津波の造波条件を決定する。①で得られた水面変動から対象とする時刻を決め、水位変動と流速分布から造波条件を設定する。また、同様にして3次元流体解析の初期場を決定する。
- ③ 津波の打ち上がりや浅水変形などの3次元性の強い現象を空間解像度の高い計算領域を用いて、OpenFOAM による3次元流体解析を行う。
- ④ ③の計算結果から、津波の伝播、浸水過程、構造物に作用する圧力の時系列変化が得られる。
- ⑤ ④で得られた圧力の時系列変化を外力として、SeanFEM による3次元構造解析を行う。対象構造物は、材料や設置状況を考慮してモデル化を行う。これにより、津波による構造物の変位、変形が得られる。

上記の手法によって、津波の発生から構造物の挙動までの一連の津波—構造解析が可能となる。沖合では平面2次元的に解析を行い、沿岸部では詳細な3次元解析を行うことで、計算の効率化を図っている。

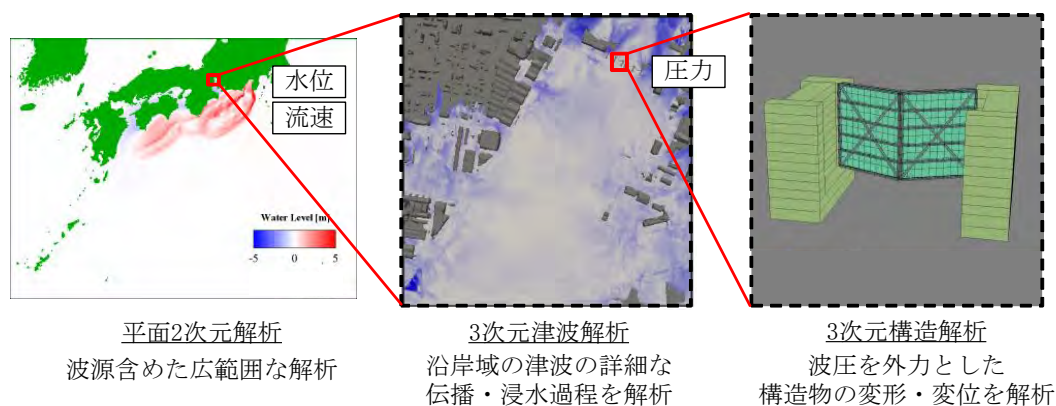


図 1. 7. 11 モデルの接続手法の概念図

## b) 名古屋港外郭施設を対象とした3次元津波—構造解析

### ① 平面2次元津波解析

図1.7.12に、平面2次元津波解析における計算領域を示す。地形データについては、内閣府<sup>7)</sup>で公表されたデータを使用した。また、計算の効率化のために異なる格子間隔をもつ領域を接続したネスティング計算を実施した。格子間隔は、3:1の割合で変化させ、2430m, 810m, 270m, 90m, 30m, 10mの6種類を用いている。平面2次元計算では、名古屋港内の津波来襲特性を把握し、3次元解析の初期場と造波条件に反映させることを目的としているため、名古屋港周辺で格子間隔が最も細くなるように設定した。津波断層モデルに関しては、名古屋港で水位変動が最大となる、駿河湾～紀伊半島沖に大すべり域、超大すべり域を設定した場合(内閣府<sup>13)</sup>のCase 1)を対象に解析を行った。その他の計算条件をまとめて表1.7.2に示す。

図1.7.13に、最大波である第1波が名古屋港に来襲した以降の水位と流速場を示す。同図より、地震発生から100分後では水位は上昇していないものの、津波が南西方向から堀川・山崎川河口へ進入し、河川を遡上している様子がわかる。その後、徐々に水位が上昇し始め、105分後では、大江川や堀川、山崎川の河口付近から氾濫し始めている様子がみられる。このとき、河川部に流れが集中し、局所的に大きな流速が生じている。堀川口防潮水門付近(写真1.7.1参照)では河道が局所的に狭くなっているため、特に大きな流速が生じていることがわかる。また、河川沿いから氾濫した津波が陸上を遡上し、同図の領域全体が浸水していく様子がみてとれる。よって、3次元流体解析では、河川沿いから氾濫が始まる地震発生105分後から計算を開始するものとした。

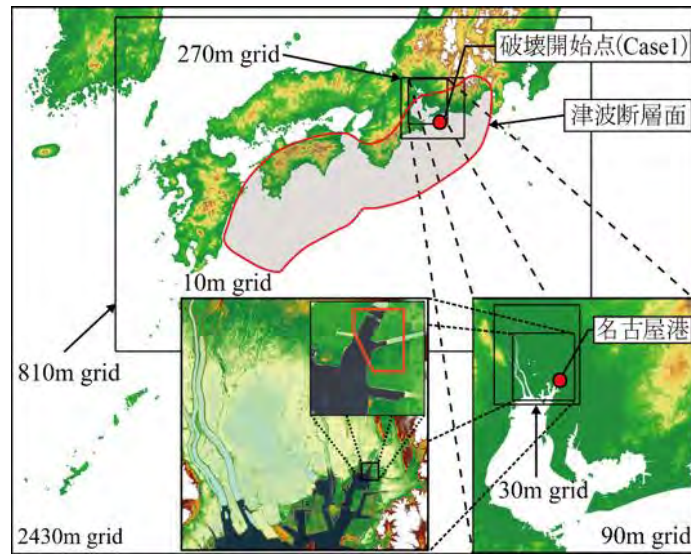


図 1.7.12 平面 2 次元津波解析領域

表 1.7.2 平面 2 次元津波解析の計算条件

計算格子間隔	2430m, 810m, 270m, 90m, 30m, 10m
計算時間間隔	0.1s
出力時間間隔	60s
計算時間	地震発生から 6 時間
境界条件	沖側境界条件：進行性長波による透過境界 陸側境界条件：小谷らの遡上境界 越流境界条件：本間の越流公式
初期条件	内閣府 <sup>13)</sup> が使用した地形データに、津波断層モデル (Case1) から得られた地盤および水面の鉛直変位を経時的に与える
破壊伝播速度	2.5km/s
潮位条件	T.P.+1.27m

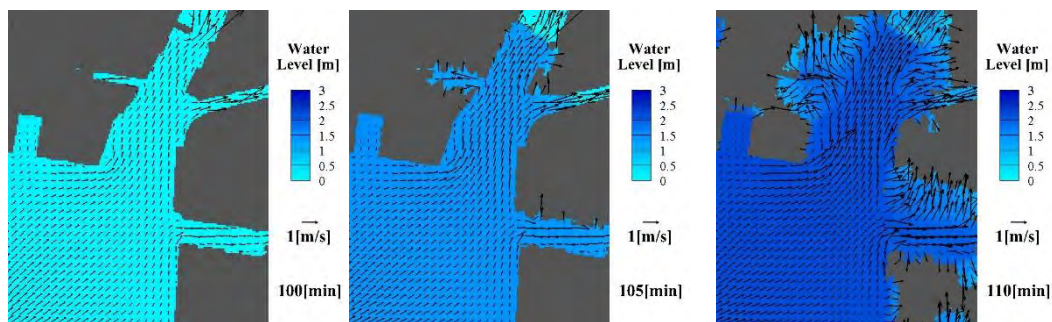


図 1.7.13 名古屋港周辺における水位変動および流速場

## ② 3次元津波解析

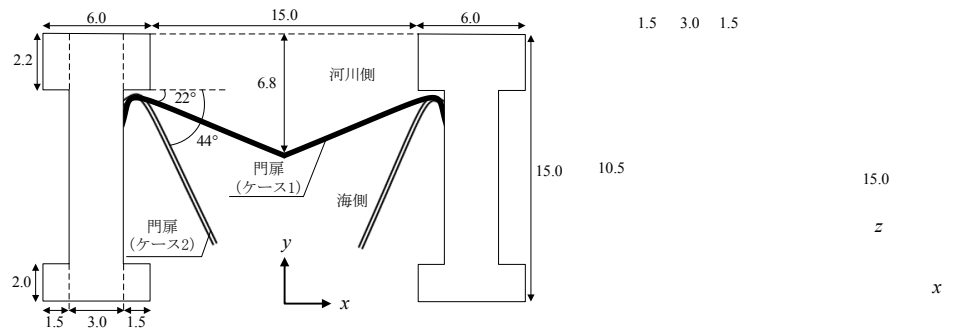
3次元津波解析の計算領域を図 1.7.14 に示す。本領域は、名古屋港の奥部にあたる、堀川と山崎川の河口部を切り取ったものである。同図より、建物が汀線近くまで密集していること、堀川口防潮水門により河道が局所的に狭くなっていることなどから、津波の伝播・浸水過程は非常に複雑になると予想される。地形データは、内閣府<sup>13)</sup>による 10m メッシュのデータと国土地理院による航空レーザ測量データを用いて作成した。国土地理院のデータは、地上高と建物情報が記録された 2/27 秒（約 2m）間隔メッシュである。



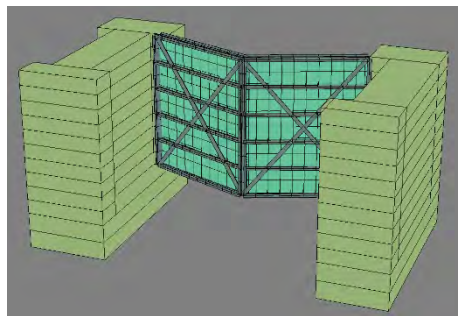
図 1.7.14 3次元津波解析領域（出典：Google Earth，一部加筆）

国土地理院のデータは陸域しか記録されていないため、水域部については内閣府のデータを用いた。建物については、普通建物および堅牢建物のみを対象とした。

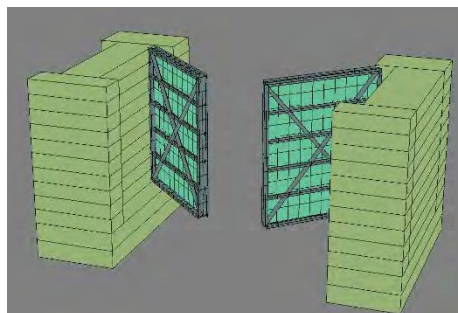
堀川防潮水門は、高潮対策として建設されたため、引き波のような海側の水位が異常に低下した状態での開閉を想定していない。このため、引き波後に押し寄せる津波の場合に水門が完全に閉じることができない可能性がある。したがって、図 1.7.15 に示すように、水門を閉じた場合（ケース 1）と水門が閉じきらなかった半開の場合（ケース 2）の 2 ケースを対象に検討を行った。



(a) 平面図



(b) ケース 1



(c) ケース 2

図 1.2.15 堀川口防潮水門の概要図

図 1.7.16 に計算領域を示す。同図の赤線部の造波境界に、平面 2 次元津波解析で得られた水位と流速の時系列変化を与えることで、津波による水塊の流入を表現した。造波境界は、条件設定の簡便性を考え、造波境界 1 と造波境界 2 の中心位置での流速と水位を一様に与えた。造波境界 1 では海域からの津波の流入を、造波境界 2 では、図 1.7.13 に示すように、大江川（図 1.7.14 参照）から氾濫した津波が陸上を遡上する様子を再現した。他の側面（図 1.7.16 の緑線部）には、流出境界として inletOutlet を用いた。inletOutlet は、流出の場合、物理量の勾配に 0 を与え、流入の場合、一定の流速を与える境界条件である。本解析では、計算の安定化も踏まえて、流入時の流速を 0 とした。地表面と海底面については slip 条件を課した。その他の計算条件を含めて表 1.7.3 に示す。



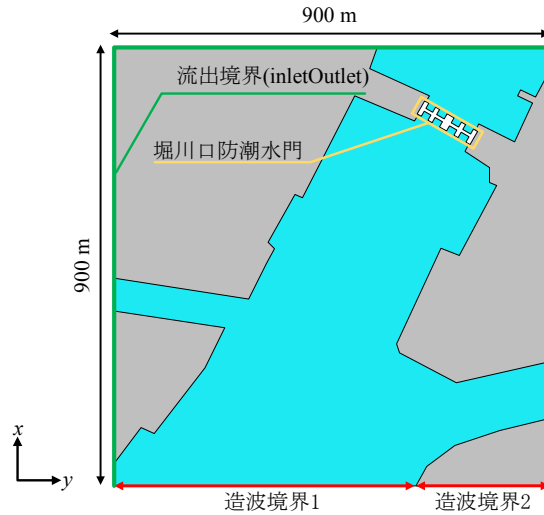
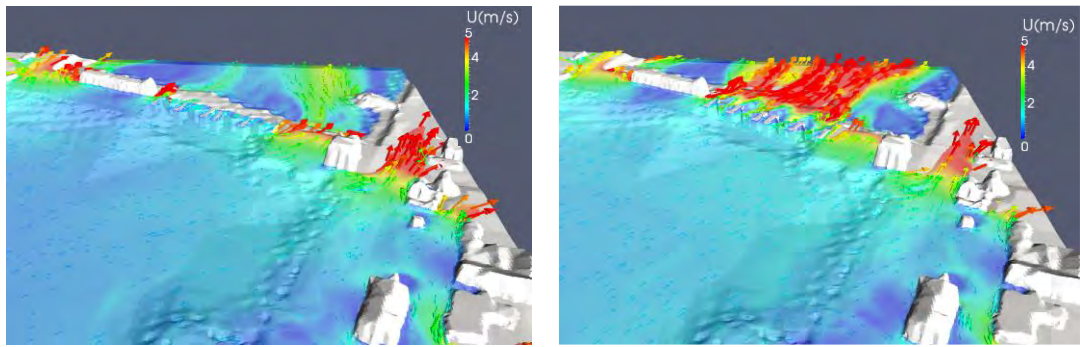


図 1.7.16 3次元計算領域の概要図

表 1.7.3 3次元津波解析の計算条件

計算モデル	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ OpenFOAM 内の interFoam ソルバ</li> <li>・ 速度と圧力の連成計算：PIMPLE 法による非定常計算</li> <li>・ 二相流：VOF 法による界面追跡</li> </ul>
計算格子間隔	$x$ 方向, $y$ 方向：0.3m~1.3m $z$ 方向：0.3~1.0m
計算格子数	約 900 万
計算時間間隔	クーラン数による自動調整 (初期間隔：0.01s)
出力時間間隔	1s
計算時間	地震発生から 105~112 分後の 7 分間
境界条件	造波境界条件：流速の時系列変化を入力 流出境界条件：流入に対して速度ゼロ， 流出に対して勾配ゼロ 底面境界条件：slip 条件
初期条件	平面 2 次元解析の場合から計算した流速，VOF 関数を入力
潮位条件	T.P.+1.27m

図 1.7.17 は、それぞれ時刻  $t = 300\text{s}$  における 3次元津波解析の結果を示す。ここで、(a)、(b)はそれぞれケース 1 (全閉)、ケース 2 (半開) の場合であり、時刻  $t$  は地震発生 105 分後を  $t = 0\text{s}$  としている。ケース 1 では、防潮水門によって河川遡上を阻害された津波が水門両側から堀川上流へ流れ込んでいく様子がみられる。ケース 2 の津波は、門扉の間に流入し、水面付近で  $5\text{m/s}$  以上の速い流れを伴いながら河川を遡上していることが認められる。また、図 1.7.18 に例示する水門扉に作用する波圧の空間分布と図 1.7.19 に示す津波波圧 (図 1.7.15(b)の水門先端部分) の鉛直分布の時間変化より、門扉のどの地点においても一様の波圧分布が作用し、水位の上昇に伴い波圧が静水圧的に上昇することがわかる。



(a) ケース 1 (全閉) の場合

(b) ケース 2 (半開) の場合

図 1.7.17 3次元津波解析例 (時刻  $t=300s$ )

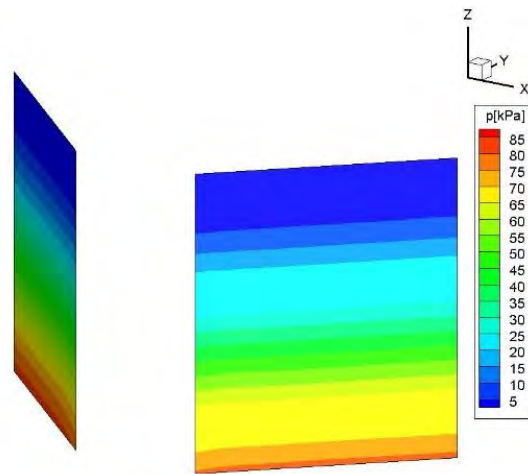


図 1.7.18 水門扉に作用する津波波圧の空間分布 (ケース 2)

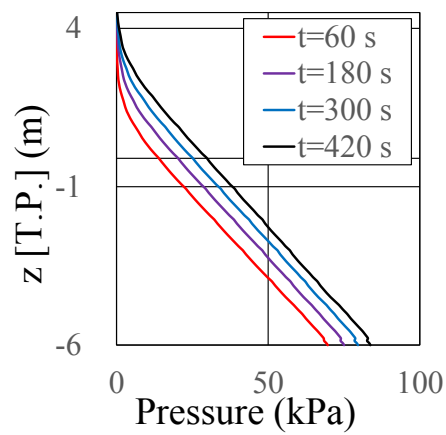


図 1.7.19 水門扉に作用する津波波圧の空間分布 (ケース 2)



### ③ 3次元構造解析

本計算では、図 1.7.15 に示すように、排水水門に隣接する通行水門 1 基を対象とし、水門が完全に閉じた場合（ケース 1）と水門が半開の場合（ケース 2）の構造解析を行った。水門は、高さが底面から 10.5 m、幅が 15.0 m であり、コンクリートの門柱、門扉は板厚 20mm の鋼板、フレーム、水平材、ブレース材から構成され、使用鋼材は SS400 ( $\sigma_y=235000\text{kN/m}^2$ ) とした。防潮水門の構成部材には、両ケースともに、ファイバー要素、シェル要素、剛体要素を用いて、図 1.7.20 に示すようにモデル化した。

図 1.7.21 に水門の応力コンター図を示す。両ケースともに、門扉の水平材、水平方向のフレーム、ブレース材の応力比  $\sigma_x/\sigma_y$  が 1 に達しない、つまり塑性化に至らないものの、局所的に応力が生じている。一方で、鋼板の応力が微小であることから、水平材、水平方向の部材が津波波圧に抵抗していると推察される。図 1.7.22 に水門扉の水平変位の時系列を示す。変位の抽出点は図 1.7.23 に示すとおりである。図 1.7.22 より、両ケースともに、水門は振動しながら、川側に押されているのがわかる。その傾向は、津波力をすべて受け止める全閉のケース 1 で顕著に認められる。また、図 1.7.23 からわかるように、最大水平変位発生時には、両ケースともに津波波圧により門扉が黒線で示す初期位置よりも河川側に押されている。よって、堀川口防潮水門に巨大地震津波が作用した場合、両ケースともに既存の防潮水門の門扉は変形し、求められた防災機能を十分に発揮できない恐れがあると示唆される。

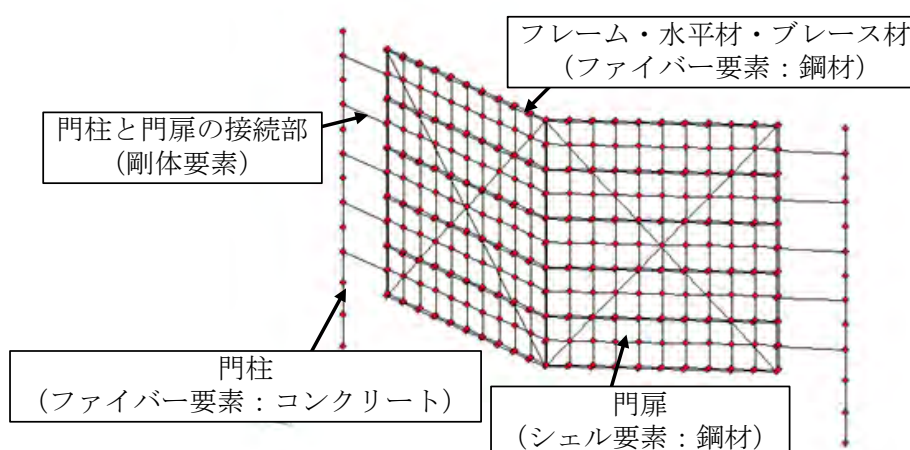
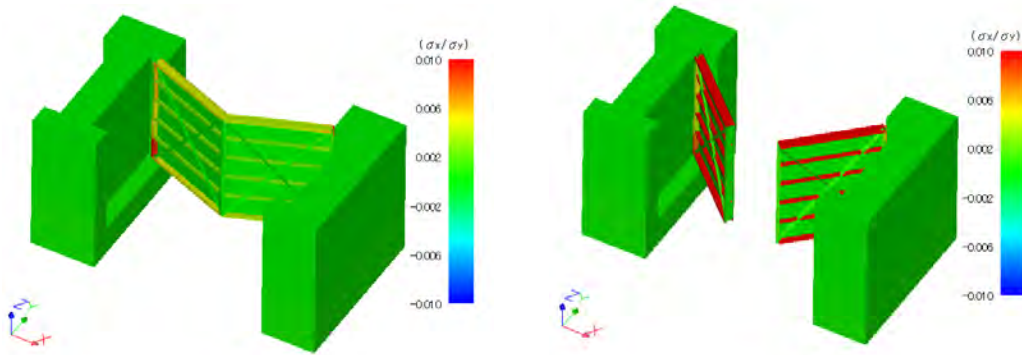


図 1.7.20 堀川口防潮水門のモデル化



(a) ケース1 (全閉) の場合

(b) ケース2 (半開) の場合

図 1.7.21 水門の応力コンター図 (時刻  $t=300s$ )

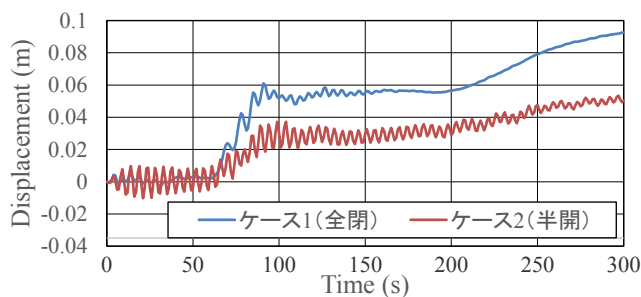
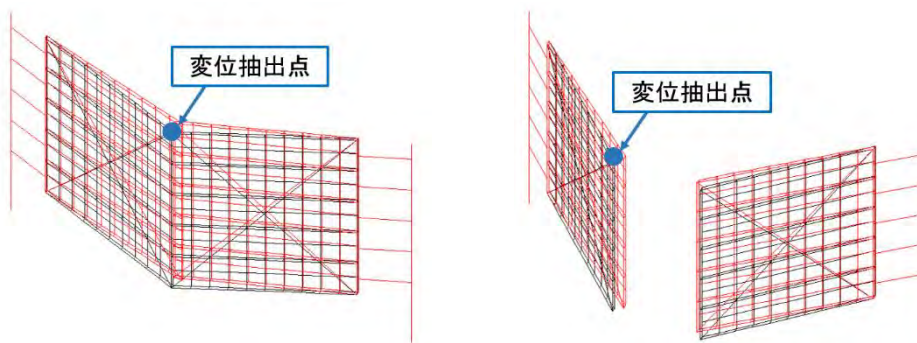


図 1.7.22 水門扉の水平変位の時系列変化



(a) ケース1 (全閉) の場合

(b) ケース2 (半開) の場合

図 1.7.23 最大水平変位発生時の構造解析結果

c) まとめ

本研究では、平面2次元解析、多相流体モデルと構造解析モデルを組み合わせた数値モデルを用いて、堀川口防潮水門を対象に京コンピュータによる3次元数値解析を行い、水門の耐津波性について議論した。また、通常のワークステーションでは1週間かかる計算が、京コンピュータを使うことで素早く確認できることから、水門の開閉など諸条件を変えた解析を効率よく実施できた。

### 1.7.2 地震・津波・漂流物衝突の複合外力を受ける土木構造物の3次元複合非線形動的解析法（研究担当者：葛 漢彬）

東北地方太平洋沖地震では構造物に対して地震による被害や津波による橋梁流出等の直接的被害の他、漂流物の衝突による損傷といった2次的被害も甚大であった。大型船舶が多い日本の主要港湾において同じような震災を受けた場合には被害の拡大化が予想され、これまでの地震の影響に加え、津波との複合事象に対しても総合的な対策が必要と考えられる。地震、津波といった個々の事象に対する研究は多いが、地震と津波のマルチハザードによる土木構造物への影響を検討した研究は見当たらない。そこで本研究では、地震・津波・衝突の複合現象に着目した長大橋梁の応答に関する数値シミュレーションを実施し、それらを構造設計へ反映するための構造物に対する要求性能および余震作用も含めた地震後の供用性に対する評価方法を構築することを目的としている。

これまでに、長大橋梁を対象として、地震応答解析と、同一震源断層から推定される津波によって漂流した大型船舶の衝突(図 1.7.24)に関する複合現象の検討を行ってきた<sup>14) 16)</sup>。これは東北地方太平洋沖地震において発生した津波による漂流物の衝突被害の発生が背景にあり、同じ事象が日本の主要港湾において発生した場合には被害の拡大化が懸念されることから検討を実施したものである。南海トラフの4連動地震を想定した震源断層から、ハイブリッド合成法で作成した広帯域地震波による地震応答解析と、同一震源断層による波源モデルを用いた津波伝播解析を組み合わせて、対象橋梁に対する地震と津波の複合現象を再現し、その後漂流してきた大型船舶が衝突する現象を、橋梁全体系モデルを用いた数値シミュレーションで明らかにした(図 1.7.25)。その結果、地震によって主塔基部が受けた比較的小さな損傷で残留したひずみが衝突力によって助長され、地震の応答を考慮しないケースよりも大きな圧縮ひずみが生じた。それに起因して主塔頂部の残留変位が大きくなる結果となり、地震による損傷レベルが比較的小さいとしても、漂流物の衝突といった二次的被害によってその被害の拡大化が懸念されるといった知見が得られた。

そこで本研究では、まず、同一震源断層による地震と津波作用による構造物への影響を明らかにするために、オープンソースの数値流体解析コード OpenFOAM を用いた3次元津波解析(図 1.7.26)と、得られた津波波力を橋梁全体系モデル(図 1.7.27 に示すウィンクラーモデルを基礎-地盤系モデルに採用)に動的に inputs する応答解析を実施し、津波作用時の全体挙動、ケーソン基礎の浮き上りや滑動の有無などを調べた<sup>17)</sup>。その結果、ケーソン基礎は図 1.7.28 に示すように僅かな浮き上りが生じたが、地震による損傷範囲が津波波力によって広がることはなく、基礎の残留変形も見られなかったことから、本検討における想定では津波波力の影響は小さいという結論を得た。結果的にマルチハザード特有の被害モードは得られなかったが、本研究はこれら複合事象を評価するための手法構築に享受できたと考えられる。

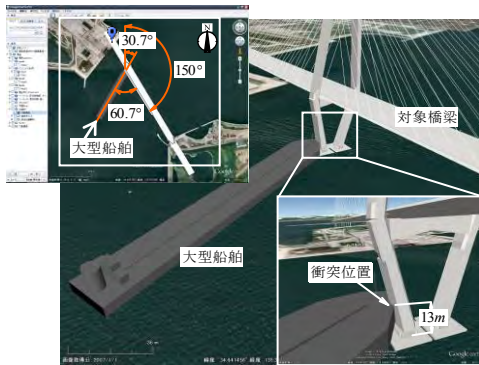


図 1.7.24 漂流船舶衝突イメージ

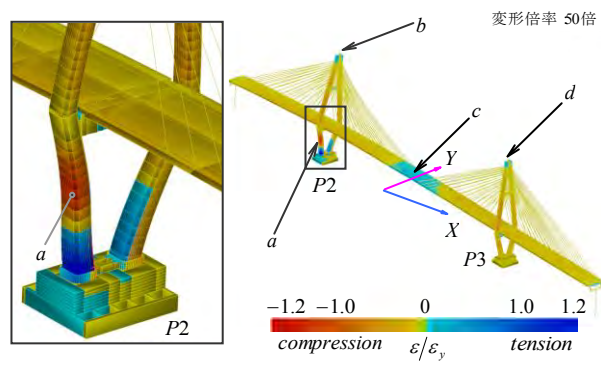


図 1.7.25 船舶衝突による橋梁全体の応答

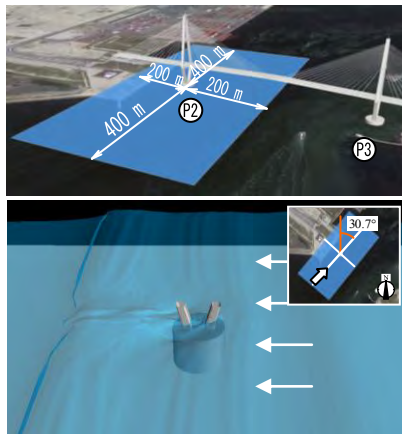


図 1.7.26 3次元津波解析

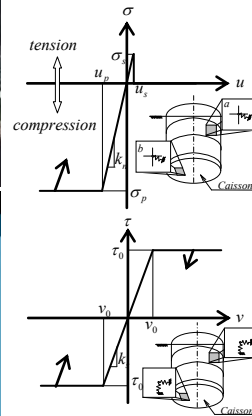


図 1.7.27 ケーソン基礎-地盤系

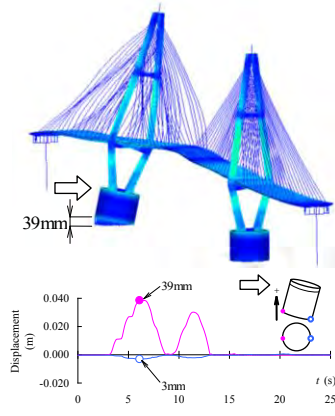


図 1.7.28 津波波力の作用

続いて本研究では、本震後、余震を模擬した連続型地震を受ける長大斜張橋の応答性状を地震応答解析によって把握するとともに、本震後復旧時の余震における使用性について検討を行った<sup>18), 19)</sup>。

想定した地震は、南海トラフを震源域とする Mw 9 クラスの巨大地震とし、本震の地震波（以下、サイト波）は、統計的グリーン関数法と剛性マトリックス法（波数積分法）を組み合わせたハイブリッド法で合成した。余震は本震による被害の復旧途中を想定して、本震 1 ヶ月後と 3 ヶ月後とし、本震と合わせて 3 回の連続した地震とした。余震の規模は、東北地方太平洋沖地震における同時期の余震の統計分析で推定した Mw(1st : 7.2, 2nd : 6.9)を仮定した。余震の地震動は、本震の伝播経路特性とサイト特性が同様と仮定し、震源特性の影響のみで評価した。余震の最大加速度は震源特性の影響も含まれる距離減衰式を基に算定した。

解析は、余震前後で十分に振動が減衰しているとして、本震、余震それぞれ 600 s 間の継続時間とし、3 回の地震（水平 2 成分同時）を連続して入力した（図 1.7.29）。比較のために、

道路橋示方書に示される設計地震動のうち、Ⅲ種地盤のタイプⅠ地震動（以下、道示波）を橋軸方向に3回繰り返して入力するケースも実施した。なお、対象橋梁の橋軸方向卓越周期4.0 sの絶対加速度応答スペクトルはサイト波で約200 gal、道示波で約400 galである。

サイト波を入力した結果からは本震で主塔基部に $1.17 \epsilon y$ のひずみが発生し、主塔頂部に246 mmの残留変位が残ったものの、余震では本震で受けた損傷が広がることはなく、最大応答は本震が最大であった。対して道示波での主塔基部のひずみは1回目 $3.18 \epsilon y$ 、2回目 $3.90 \epsilon y$ 、3回目 $4.15 \epsilon y$ と徐々に大きくなり、図1.7.30に示すように主塔頂部の最大変位、残留変位は大きくなった。但し、ひずみの時刻歴応答は各地震の入力開始から150 s以降で似通っていることから、最大ひずみは徐々に大きくなるものの、余震による残留ひずみの増加は小さく、本震で受けた残留ひずみに収束する傾向が見られる。このとき塑性化した主塔基部の有効破壊長領域で限界ひずみ式による構造安全性の照査を行ったところ、図1.7.31に示すように、2回目の余震では最大損傷度0.61となっており、照査を満足する結果となった。道示波およびサイト波を入力したときの主塔柱部の最大ひずみ分布を図1.7.32に、主塔基部に最大ひずみが発生した時刻の主塔部に着目したひずみコンターを図1.7.33に、それぞれ示す。

さらに、復旧時の余震後の使用に対する安全性を確認するために、主塔水平梁上高位置での残留変位を、道路橋示方書に示される最大変位から算定した。サイト波を入力した場合、本震で最大変位282 mmが発生したが、全体系プッシュオーバーから得られた照査位置での降伏変位 $\delta y(=382 \text{ mm})$ に達しておらず残留変位はゼロであった。道示波の場合、余震2回目で最大変位740 mm、最大塑性率 $\mu=1.94$ および残留変位の照査 $\delta R / \delta Ra = 0.31 (\delta R = 145 \text{ mm})$ であり、余震後の使用性を満足する結果となった。

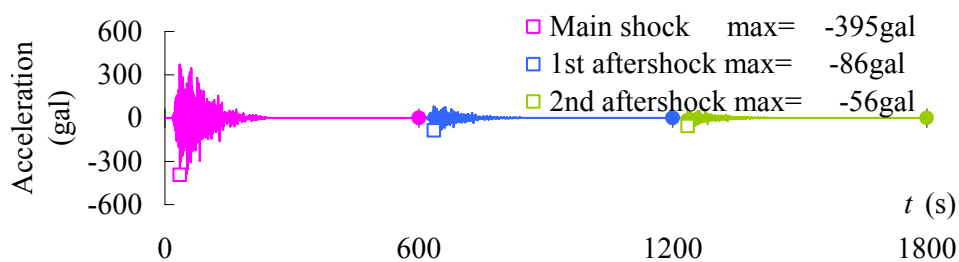


図 1.7.29 橋軸方向成分のサイト波加速度波形

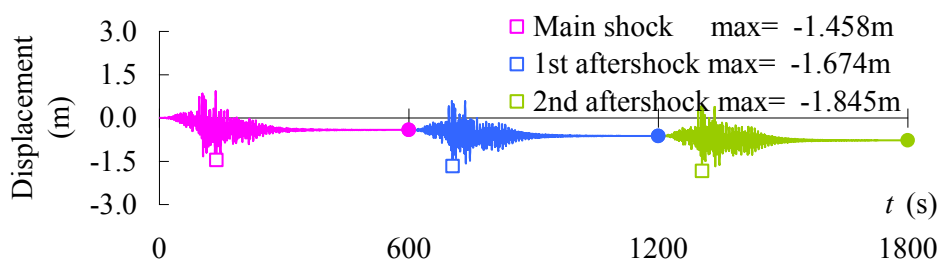


図 1.7.30 道示波入力における主塔頂部応答変位



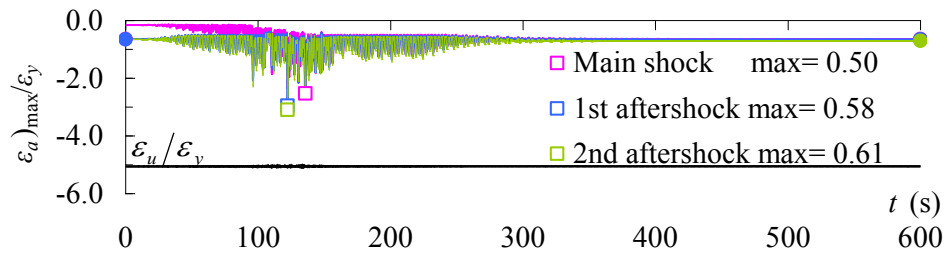


図 1.7.31 道示波入力における主塔基部平均ひずみ

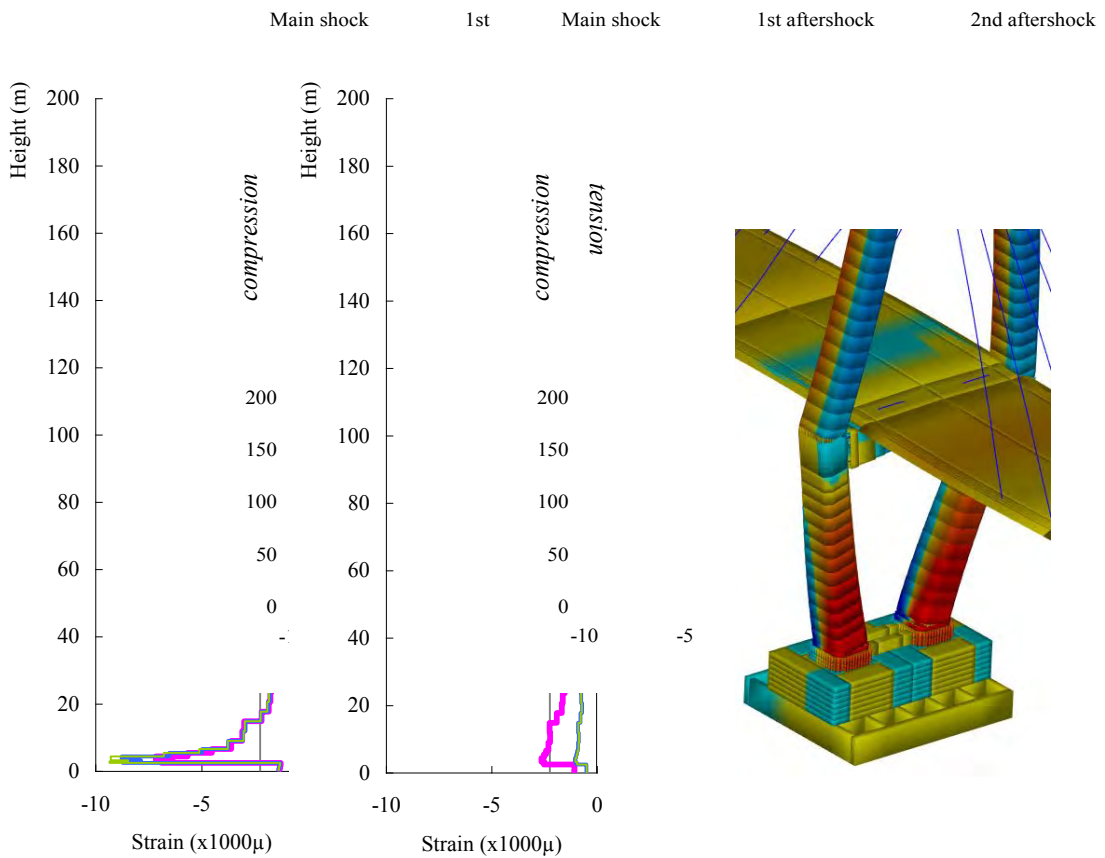


図 1.7.32 主塔最大ひずみ分布

図 1.7.33 道示波入力後のひずみコンター

### 1.7の参考文献

- 1) 内閣府：南海トラフの巨大地震モデル検討会（第二次報告）（オンライン），  
[http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/taisaku/pdf/20120829\\_2nd\\_report01.pdf](http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/taisaku/pdf/20120829_2nd_report01.pdf), 2012。
- 2) 中央防災会議：東南海，南海地震の被害想定について，東南海，南海地震等に関する専門調査会（第14回），資料2，pp.38-40，  
<http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai/14/>, 2003。

- 3) 川崎浩司, 松浦 翔, 坂谷太基, 本橋英樹, 菅付紘一, 野中哲也: 小白浜漁港防潮堤の津波被災メカニズムに関する 3 次元流体一構造解析, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 69, No. 2, pp. I\_891-I\_895, 2013。
- 4) 野中哲也, 本橋英樹, 吉野廣一, 原田隆典, 川崎浩司, 馬越一也・, 菅付紘一: 京コンピュータによる橋梁を含む広域 3 次元津波シミュレーション, 第 16 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 256-272, 2013。
- 5) OpenFOAM Foundation : OpenFOAM User Guide, <http://www.openfoam.org/docs/user/>, 2013。
- 6) Rusche, H. : Computational fluid dynamics of dispersed two-phase flows at high phasefractions, PHD Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, 2002.
- 7) Weller, H. G. : Derivation, modelling and solution of the conditionally averaged two-phase flow equations, Technical Report TR/HGW/02, Nabla Ltd, 2002.
- 8) 川崎浩司, 松浦 翔, 坂谷太基: 3 次元数値流体力学ツール OpenFOAM における自由表面解析手法の妥当性に関する検討, 土木学会論文集 B3 (海洋開発) ,Vol. 69, No. 2, pp. 748-753, 2013。
- 9) 名古屋港管理組合 : 名古屋ポートニュース (オンライン) , <http://www.port-of-nagoya.jp/topics/portnews/index.html>。
- 10) 川崎浩司, 松浦 翔, 坂谷太基: 名古屋港周辺を対象とした南海トラフ巨大地震に関する平面 2 次元-3 次元津波解析, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.70, No.2, pp.I\_391-I\_395, 2014。
- 11) 本橋英樹, 野中哲也, 中村真貴, 原田隆典, 坂本佳子: 広域 3 次元津波シミュレーションにおける造波境界の設定方法, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 70, No.2, pp.181-185, 2014。
- 12) 野中哲也, 吉野廣一: パソコンで解く ファイバーモデルによる弾塑性有限変位解析, 丸善, 216p, 2010。
- 13) 内閣府: 南海トラフの巨大地震モデル検討会 (第二次報告) (オンライン) , [http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/model/pdf/20120829\\_2nd\\_report01.pdf](http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/model/pdf/20120829_2nd_report01.pdf)。
- 14) 馬越一也, 葛漢彬, 野中哲也, 原田隆典, 村上啓介: 津波襲来時における大型漂流物の長大橋衝突シミュレーション, 土木学会論文集 B3 (海洋開発) , Vol.68, No.2, pp.I\_222-I\_227, 2012 年 9 月。
- 15) Magoshi, K., Kang, L., Ge, H.B., Nonaka, T., Harada, T. and Murakami, K.: An Evaluation Method for Large Drifting Object-Bridge Collision during Tsunami, Journal of Earthquake and Tsunami, Vol.7, No.2, DOI: 10.1142/S1793431113500097, pp.1350009-1-1350009-14, 2013.
- 16) 馬越一也, 葛漢彬, 野中哲也, 本橋英樹, 原田隆典, 宇佐美勉: 地震被害を受けた長大橋への津波による大型漂流物の衝突に関する解析的アプローチ, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.405-416, 2013 年 3 月。



- 17) 馬越一也, 葛 漢彬, 中村真貴, 野中哲也 : 大型ケーソン基礎を有する長大斜張橋への地震と津波の影響に関する解析的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.70, No.4, pp. I\_175-I\_186, 2014年7月。
- 18) 馬越一也, 葛 漢彬, 本橋英樹, 野中哲也 : 断続的な余震を受ける長大斜張橋の応答特性, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.70, No.2, pp. I\_603-I\_612, 2015年2月。
- 19) Kang, L., Magoshi, K., Ge, H.B., and Nonaka, T.: Accumulative Response of Large Offshore Steel Bridge under Severe Earthquake and Ship Impact due to Earthquake-induced Tsunami flow, Engineering Structures, Vol.134, pp.190–204, 2017.

## 1.8 構造安全性および地震後の使用性を考慮した損傷照査法の開発および補修補強ガイドラインの概要（研究担当者：テーマ1全員）

1.1～1.7の成果を踏まえ、構造安全性および地震後の使用性を考慮した損傷照査法の開発および補修補強ガイドラインの概要をここにまとめた。

### 1) 鋼構造物

- ・ 土木鋼構造物の延性き裂に対する評価手法を構造パラメータの変動や載荷履歴の影響を考慮してより一般的な手法に発展させることができた。提案した各種評価手法は表 1.1.1 にまとめた通りである。主として無補剛断面橋脚を対象としているが、補剛箱形断面やパイプ断面橋脚に対する検討は今後の課題としたい。
- ・ き裂の発生に対する評価のみならず、その後の進展、さらに座屈との連成による破壊も評価できる手法の開発も行われた。提案した延性き裂の評価を考慮できる繰り返し弾塑性モデル（Cyclic Ductile Damage Model, CDDM モデル）の概念図を図 1.1.4 に示す通りである。シェル要素やソリッド要素を用いた弾塑性解析を実施し、き裂の発生を判定する条件式を導入して、全体座屈、局部座屈、き裂の発生および進展をシミュレーションできた。ただし、モデルパラメータの同定にはさらなる実験的検討が必要である。
- ・ 未溶着が内在する鋼製橋脚隅角部における十字継手部の溶接ディテールが、極大地震時の延性き裂の発生・進展や耐震性能へ与える影響を明らかにすることを目的とし、十字継手内に溶接未溶着が内在する隅角部を模擬した実験供試体を製作し繰り返し載荷実験を行った。既往の実験と新たに行った実験について、溶接部性状として未溶着高さ、フィレット半径、溶接ビード脚長を取り上げ、これらのパラメータが延性き裂の発生・進展や変形能・エネルギー吸収量に及ぼす影響について検証した。これにより、溶接ビード脚長が大きくき裂が柱フランジに進展する場合、未溶着高さやフィレット半径は変形能・エネルギー吸収量共にあまり影響せず、対して溶接ビード脚長が小さく未溶着部からき裂が発生する破壊モードでは、未溶着高さ、フィレット半径が与える影響は非常に大きいといった結果に加え、荷重低下の要因となる最大のき裂の進展箇所に関して溶接ビード脚長が大きく影響し、溶接ビード脚長の小さい箇所はき裂が進展しやすく、また、溶け込み深さが小さい場合においても、溶接ビード脚長が十分に大きければその部分でき裂は大きく進展しないという結果を得た。また、実験供試体をソリッド要素によりモデル化し FEM 解析を行い、実験による比較が困難な溶接未溶着の偏りや溶接ビード脚長の分布による影響についても検証した。これらの結果を踏まえ、既設構造物に対する点検フローチャートを図 1.8.1 に示す通り提案した。更なる詳細な検討が必要ではあるが、本研究では母材の板厚に対して未溶着高

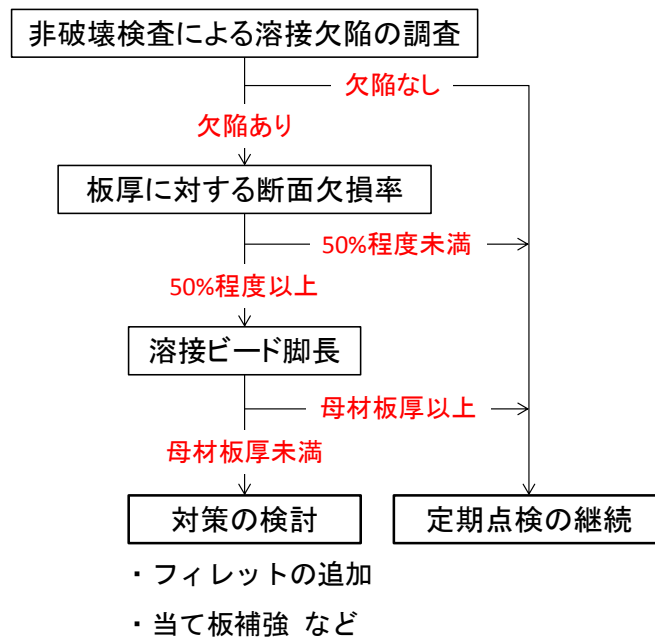


図 1.8.1 既設構造物点検フローチャートの例

さが 46%程度のケースと 67%程度のケース，溶接ビード脚長が板厚の 83%程度のケースと 125%程度のケースにおける耐荷力の変動が大きいため，提案するフローチャートの一例では，板厚に対して未溶着高さが 50%程度以上，溶接ビード脚長が母材厚以上を指標とした。今後，解析手法の検討を行う必要である。

- ・ 4 種類の高性能制震ダンパー（BRRP，FB-BRB，S-BRB および P-BRB）を開発し，制震ダンパーの導入による橋梁構造物の動的特性を解明し，最大ひずみの制御により耐震安全性のみならず地震後の使用性の向上も図られる手法を提案している。
- ・ ラーメン橋脚に適用する安全性を考慮した耐震性能照査法について示す。適用する照査法は鋼橋の耐震・制震設計ガイドラインに準拠した。図 1.8.2 に 耐震要求性能マトリックスを示す。本研究で対象としたラーメン橋脚を最重要構造物と設定し，レベル 1 地震動では耐震性能 1 の無損傷（弾性状態），レベル 2 地震動では耐震性能 2 の小損傷を要求性能とした。レベル 2 地震動に対し耐震性能 2 を確保するために，表 1.8.1 の部材健全度照査法を用いる。ラーメン橋脚は部材健全度 2，制震ダンパーである BRB は部材健全度 4 に該当する。対象としている構造物は基本モード卓越であるため，ラーメン橋脚は変位照査法を適用した。表より，ラーメン橋脚は残留変位と最大応答で照査をし，限界値はそれぞれ  $\delta_{h,R} \leq h/300$ ， $\delta_{h,max} \leq 2.8\delta_{h,y}$  となる。また，BRB はひずみ照査法を適用し，最大軸ひずみと累積塑性変形  $CID$  で照査を行う。
- ・ ラーメン橋脚制震化の検討においては，ラーメン橋脚に BRB を片流れ配置した際のブラケットの性能について検討し，ラーメン橋脚の限界層間変形時のブラケットの応

表 1.8.1 部材健全度照査法

項目			想定地震動	部材健全度	限界値	
変位照査法	橋脚	機能保持性 復旧性 ( $h$ :橋脚高さ)	レベル2	2	残留変位	$\delta_{h,R} \leq h / 300$
					最大応答	$\delta_{h,max} \leq 2.8\delta_{h,y}$
ひずみ照査法	制震ダンパー	変形性能		4	最大軸ひずみ	$\gamma \cdot \epsilon_{max} \leq \epsilon_u$
		低サイクル疲労			累積塑性変形	$CID = \gamma \cdot \sum_{i=1}^n  \epsilon_{pi}  \leq (CID)_{lim}$

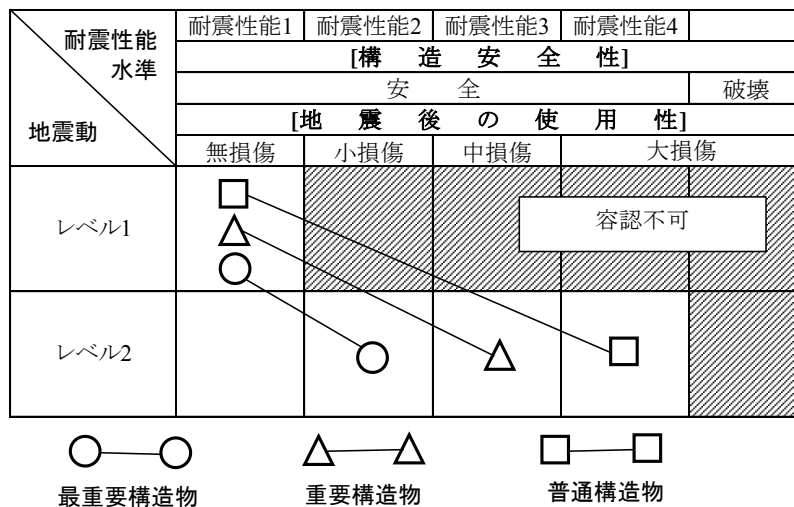


図 1.8.2 耐震要求性能マトリックス

答, BRB 長さを変化させたときのブラケットの弾性変形と BRB の回転性能の関係を明確にし, BRB 部材長と断面積を組み合わせることで全体の初期剛性を変化させ応答スペクトルからラーメン橋脚の最大応答を推定した。また, BRB 部材長は, BRB の最大軸ひずみと CID への影響が大きく, BRB 断面積はラーメン橋脚の最大応答と最大水平力への影響が大きいことを解析的に示した。

- BRB 支持ブラケットの初期不整の影響に関する検討においては, BRB を接続するブラケットの初期不整が最も影響する配置を, 全体の初期剛性の低下に着目して検討を行った。その結果, 初期剛性は, BRB 部材長, 初期不整の方向, BRB の設置位置によって低下することを明確にした。また, 初期不整の限界値の目安として  $\theta_f=0.002$  の範囲において, 目標とした部材健全度 2 の範囲内となることを解析的に明かにした。
- 軸降伏型の BRB を付与したラーメン橋脚のハイブリッド実験による成果においては, BRB 長さを固定し断面積を数通りに変化させて, 軸剛性の異なる BRB の繰り返し漸増増荷実験を行った。その結果, 表 1.8.1 に示した BRB の要求性能である軸ひずみ 3%と  $CID>0.7$  を満足することを実験により明かにし, BRB と支持するブラケットを

含めたブレース全体の変形挙動から、BRB の回転変形角はブラケットの弾性変形を考慮して設計する必要性を示した。また、軸剛性の異なる BRB を付与したラーメン橋脚の制震性能について、縮小した BRB によるハイブリッド実験で、制震性能の違いを検証した。その結果、BRB の断面積が大きくなり剛性が高くなることで、BRB のエネルギー吸収量が高くなることハイブリッド実験により検証した。

- ・ 構造物の早期復旧のための診断支援技術の開発においては、高速度カメラと長焦点の望遠レンズによる非接触の変位測定手法を確立した。この方法は接触型変位計や、視準用の指標（ターゲット）を用いずに、構造物の微小変位を遠望から測定できることから、早期復旧の際に必要と考えられる、構造物の残存性能の診断において有効な支援技術となる。
- ・ 鋼長大橋をモデル橋として、南海トラフ地震を想定した連動型巨大地震と津波による複合作用および、それらに起因する偶発作用を一貫して評価するために、異常事象を想定した数値シミュレーションとともに、解析手法の構築と応答性状の解明を試みた。構築した解析手法と、長大橋特有の振動特性による応答性状の解明と性能評価法は、地震時に作用する間接的・偶発的作用を含む地震と津波の複合被害を耐震性能向上化構造の開発やダンパー等の制震デバイスの余剰耐荷性能評価に転化することができるだけでなく、維持管理の確実性・点検計画策定に享受できるものである。

## 2) RC 構造物

- ・ 開発された建設工程シミュレータにて構造物の初期損傷や地震による損傷を考慮したシミュレーションを実施することで保有耐荷力や変形性能を評価し、設計荷重や許容変形量と比較することにより、地震後の構造物の安全性や機能性に対する照査が可能となる。なお、同シミュレータの動的解析機能については、これまでの動的解析のものと同じであるため本報告では触れていない。
- ・ 同シミュレータにて、クラック相当ひずみ(分散ひび割れモデルにてひび割れ幅に相当するひずみ)からひび割れ幅やひび割れ間隔を算定し、許容ひび割れ幅と比較することで、構造物の機能性に対する照査が可能となる。
- ・ 初期損傷や地震による損傷を受けた構造物の保有耐荷性能を評価する問題、いわゆる損傷が時系列的に複合的に生じるような問題においては、各損傷におけるひび割れ方向に留意しながら、シミュレーションを実施する必要がある。現状では同シミュレータでは各損傷においてひび割れ方向が大きく異なる場合、保有耐荷性能を危険側に評価する傾向にある。この問題点の改善については今後の課題としたい。
- ・ 疲労による耐久性の低下については、現状では同シミュレータでは、土木学会コンクリート標準示方書に基づき、材料パラメータを見かけ上低下させてシミュレートすることにより、保有耐荷性能や機能性の照査を行うことしかできない。疲労によ

る耐久性低下の影響を疲労現象に基づきモデル化し、シミュレータに導入する必要がある。これについても今後の課題としたい。

- バサルト繊維シートを用いてコンクリート構造物の補修補強を行う際の付着強さを界面剥離破壊エネルギーあるいは最大ひずみにより評価、設計するのに際し、土木学会指針に掲載されている既存の評価式の適用性を検証した結果、これらの評価式を曲げ補強設計における付着強さの評価に用いることができる可能性が示された。高伸度性に優れるバサルト繊維シートの付着強さは他の繊維シートを用いる場合より高まる可能性も示唆されており、今後の検討課題としたい。
- バサルト繊維シートを用いてコンクリート構造物の補修補強を行う際に、曲げモーメントが卓越する箇所や接着端部から確保すべき必要接着長さを定める際に、過去に提案された **Teng and Chen** の研究により提案された必要接着長の設計式や **Wu and Niu** の研究により提案された有効付着長の評価式を用いて、実験値を安全側に評価されることを実験的に明確にした。高伸度性に優れるバサルト繊維シートの有効付着長は他の繊維シートを用いる場合より長くなる可能性も示唆されており、この検証は今後の課題としたい。
- 高速荷重が想定されるコンクリート構造物をバサルト繊維シートで補強する場合には、**CEB-FIP** モデルにより高速荷重を受けるコンクリートの物性を定めるとともに、実験により新たに定式化したひずみ速度と **BFRP** シート最大ひずみの関係を用いることで、大凡精度よく評価される可能性が示唆された。高速荷重を受けるコンクリート構造物の補修補強設計に向けての同関係式の同定精度向上に関しては今後の課題としたい。
- **BFRP** ロッドをコンクリート構造物の表面に接着することによる補修補強を行う際の、コンクリート構造物の曲げ補強時の付着強さや緊張接着時に接着端部に卓越するせん断付着耐力の設計に際して、既提案の評価式を用いて評価できる可能性が示唆された。ただし、緊張接着時に接着端部に卓越するせん断耐力の限界により導入緊張応力に限界があるため、接着端部の補強を行う必要があるが、この検討については今後の課題としたい。