

博 士 論 文

骨組の崩壊機構に着目した  
地震被災 RC 造建築物の残存耐震性能評価に関する研究

权 淳日

2014 年度 博士学位論文

骨組の崩壊機構に着目した  
地震被災 RC 造建築物の残存耐震性能評価に関する研究

東京大学大学院工学系研究科 建築学専攻 中埜研究室

权 淳日

2014 年 8 月

## 目次

目次.....	I
論文の内容の要旨.....	V
発表論文.....	VIII
謝辞.....	X
<b>第1章 序論</b>	
1.1 研究の背景.....	1-1
1.2 研究の目的.....	1-3
1.3 地震被災 RC 造建物の残存耐震性能評価に関する既往の研究.....	1-4
1.3.1 海外における地震被災 RC 造建物の残存耐震性能評価手法.....	1-4
1.3.1.1 部材の損傷を重み付け集計した架構の損傷指標 $D_{structure}$ .....	1-4
1.3.1.2 架構の鉛直荷重支持能力に基づいた損傷指標 $D_{structure}$ .....	1-7
1.3.1.3 架構の振動特性に基づいた損傷指標 $D_{structure}$ .....	1-8
1.3.2 国内における地震被災 RC 造建物の残存耐震性能評価手法.....	1-10
1.4 本論文の構成.....	1-14
[参考文献].....	1-17
<b>第2章 水平部材を含む架構全体の残存耐震性能評価指標 <math>SI_m</math> の提案</b>	
2.1 はじめに.....	2-1
2.2 架構全体のエネルギー吸収能力に基づく残存耐震性能の理論解.....	2-1
2.2.1 架構全体の耐震性能残存率 $SI_m$ の定義.....	2-1
2.2.2 被災度を表す特徴区間の定義及びその $SI_m$ との関係.....	2-6
2.2.2.1 特徴区間の定義.....	2-6
2.2.2.2 特徴区間と従来の被災度の関係.....	2-8
2.2.2.3 特徴区間（被災度）と $SI_m$ の関係.....	2-10
2.3 部材の損傷と曲げ耐力に基づく評価手法（曲げ耐力法）.....	2-14
2.3.1 被災現場への適用を考慮した $SI_m$ 評価手法の簡略化.....	2-14
2.3.2 梁の損傷度の定義.....	2-17
2.3.3 部材のエネルギー寄与係数 $\alpha$ の評価法.....	2-18
2.3.4 曲げ耐力法の提案.....	2-21
2.4 まとめ.....	2-22
[参考文献].....	2-23

---

**第3章 梁降伏型 RC 造 1 層架構の静的載荷実験及び曲げ耐力法による  $SI_m$  の評価**

3.1	はじめに.....	3-1
3.2	試験体及び実験の計画.....	3-1
3.2.1	1SH-64 試験体.....	3-1
3.2.2	1SF 試験体.....	3-6
3.3	実験結果.....	3-11
3.3.1	材料試験結果.....	3-11
3.3.2	破壊経過及び損傷量.....	3-12
3.3.2.1	1SH-64 試験体.....	3-12
3.3.2.2	1SF 試験体.....	3-23
3.3.3	荷重－変形関係.....	3-27
3.3.3.1	1SH-64 試験体.....	3-27
3.3.3.2	1SF 試験体.....	3-30
3.4	$SI_m$ の曲げ耐力法に要するパラメータ及びその評価法.....	3-31
3.4.1	梁の損傷度に応じた耐震性能低減係数 $\eta_b$ .....	3-31
3.4.2	部材のエネルギー寄与係数 $\alpha$ .....	3-38
3.5	$SI_m$ の理論解との比較.....	3-42
3.5.1	$SI_m$ の理論解.....	3-42
3.5.2	理論解との比較.....	3-44
3.5.2.1	1SH-64 試験体.....	3-45
3.5.2.2	1SF 試験体.....	3-46
3.6	まとめ.....	3-47
	[参考文献].....	3-48

**第4章 梁降伏型 RC 造 2 層 F 型架構の静的載荷実験及び曲げ耐力法による  $SI_m$  の評価**

4.1	はじめに.....	4-1
4.2	試験体の設計と製作.....	4-2
4.2.1	試験体の設計方針.....	4-2
4.2.2	実験パラメータ.....	4-3
4.2.3	試験体の設計.....	4-5
4.2.4	試験体の製作.....	4-12
4.3	実験計画と実験結果.....	4-13
4.3.1	実験計画.....	4-13
4.3.1.1	計測計画.....	4-13
4.3.1.2	加力計画.....	4-25
4.3.2	材料試験結果.....	4-28

---

4.3.2.1	コンクリート.....	4-28
4.3.2.2	鉄筋.....	4-29
4.3.3	実験結果.....	4-30
4.3.3.1	破壊経過及び損傷量.....	4-30
(1)	2SH-07-07 試験体 .....	4-30
(2)	2SH-10-05 試験体 .....	4-39
(3)	2SH-07-07-W 試験体 .....	4-48
4.3.3.2	荷重－変形関係.....	4-58
(1)	2SH-07-07 試験体 .....	4-58
(2)	2SH-10-05 試験体 .....	4-60
(3)	2SH-07-07-W 試験体 .....	4-62
4.4	<i>SI<sub>m</sub></i> の曲げ耐力法に要するパラメータ及びその評価法.....	4-64
4.4.1	梁の損傷度に応じた耐震性能低減係数 $\eta_b$ .....	4-64
4.4.2	部材のエネルギー寄与係数 $\alpha$ .....	4-69
4.5	<i>SI<sub>m</sub></i> の理論解との比較 .....	4-70
4.5.1	<i>SI<sub>m</sub></i> の理論解 .....	4-70
4.5.2	理論解との比較 .....	4-72
4.6	特徴区間（被災度）を区分する <i>SI<sub>m</sub></i> の閾値 .....	4-74
4.7	まとめ.....	4-78
	[参考文献].....	4-80

## 第5章 異なる崩壊機構の想定が多層骨組の *SI<sub>m</sub>* の評価結果に与える影響

5.1	はじめに.....	5-1
5.2	解析概要及び部材の変形量に基づく損傷度の定義 .....	5-2
5.2.1	解析パラメータ及び架構モデル .....	5-2
5.2.2	解析手法.....	5-5
5.2.3	部材の変形量に基づく損傷度の定義.....	5-7
5.3	想定した崩壊機構と真の機構との差異が <i>SI<sub>m</sub></i> の評価結果に与える影響.....	5-10
5.3.1	3層1スパン架構.....	5-11
5.3.2	5層1スパン架構.....	5-14
5.3.3	7層1スパン架構.....	5-18
5.3.4	3層3スパン架構.....	5-22
5.3.5	3層5スパン架構.....	5-25
5.3.6	3層7スパン架構.....	5-29
5.4	調査可能な部材数の多少が <i>SI<sub>m</sub></i> の評価結果に与える影響.....	5-33
5.4.1	3層1スパン架構.....	5-33

---

5.4.2	5層1スパン架構.....	5-35
5.4.3	7層1スパン架構.....	5-37
5.4.4	3層3スパン架構.....	5-39
5.4.5	3層5スパン架構.....	5-40
5.4.6	3層7スパン架構.....	5-41
5.5	まとめ.....	5-42
	[参考文献] .....	5-43

## 第6章 結論

### 付録

付録1	特徴区間（被災度）を区分する $SI_m$ の閾値の算定例	
付 1.1	算定概要 .....	付 1-1
付 1.2	BFFB 試験体（柔梁純架構試験体） .....	付 1-2
付 1.3	BFRB 試験体（剛梁純架構試験体） .....	付 1-4
	[参考文献].....	付 1-6
付録2	梁降伏型 RC 造 2 層 F 型架構の残留ひび割れ幅	
付 2.1	ひび割れ幅の計測方法.....	付 2-1
付 2.2	ひび割れ幅の計測手順.....	付 2-2
付 2.3	2SH-07-07 試験体 .....	付 2-5
付 2.4	2SH-10-05 試験体 .....	付 2-13
付 2.5	2SH-07-07-W 試験体 .....	付 2-21

### 質疑・回答

## 論文の内容の要旨

論文題目：骨組の崩壊機構に着目した  
地震被災 RC 造建築物の残存耐震性能評価に関する研究

氏 名：权 淳日

本研究は、現在の RC 造構造設計の主流である梁降伏型建物を主対象に、地震により被災した同種建物における定量的な残存耐震性能評価手法の開発を目的として、理論的な分析及び展開を踏まえ架構の残存耐震性能評価手法を提案した上で、1 層と 2 層の梁降伏型 RC 造架構の静的載荷実験及び多層骨組の静的荷重漸増解析を行い、本評価手法の適用性及び妥当性について検討・検証を行ったものである。以下に、本論文の構成および各章の概要を示す。

第 1 章「序論」では、近年の被害地震において見られた建物の震動被害を防ぐためには、その耐震性能を向上することがまず第一であるが、被害が生じた場合に速やかな復旧・復興へ導くには、復旧の可否とその程度を判定するための建物の定量的な残存耐震性能評価に基づいた被災度区分判定手法が重要であることを述べた。また、現在の構造設計では梁降伏型の設計思想が主流であり、更に同種建物の地震被害事例が報告されているにも拘わらず、その残存耐震性能評価手法が明確に定められていない問題点を指摘し、本研究の必要性を述べた。

第 2 章「水平部材を含む架構全体の耐震性能残存率  $SI_m$  の提案」では、既往の研究事例を参考に、まず架構全体の水平抵抗がその最大水平耐力の 80% に低下する点を安全限界として定め、安全限界までの架構のエネルギー吸収能力の残存割合に基づき、残存耐震性能を評価する手法を提案した。その際、架構の規模などによりエネルギー吸収能力の絶対値が異なるため、架構の残存耐震性能評価指標を、安全限界までのエネルギー吸収能力に対する地震後のエネルギー吸収能力の比として全架構耐震性能残存率  $SI_m$  と定義した。また、梁降伏型 RC 造架構を対象として、従来の軽微～大破・倒壊の被災度に相当する「特徴区間」と称する区間を、部材のひび割れや降伏による剛性変化などに基づき定義し、簡単な復元力モデルを用いてその特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値について議論した。次に、本手法の地震被災現場への適用を意図し、被災建物から得られる最大残留ひび割れなどの損傷程度及びこれから降伏ヒンジ部位の耐震性能低減係数  $\eta$  を算定し、更にある基準となるヒンジ部位に対する各ヒンジ部位のエネルギー吸収能力の比で定義されるエネルギー寄与係数  $\alpha$  を、各部位の曲げ終局モーメントの比に基づき略算することにより、 $SI_m$  を簡易に算定する曲げ耐力法を提案した。その際、柱脚及び柱頭に降伏ヒンジが形成される層崩壊型架構、あるいは第 1 層の柱脚及び各層梁の両端に降伏ヒンジが形成される全体崩壊型架構を想定し、エネルギーがすべてヒンジ位置で吸収されると仮定した。

第3章「梁降伏型 RC 造 1 層架構の静的載荷実験及び曲げ耐力法による  $SI_m$  の評価」では、梁降伏型 1 層の純フレーム架構及び非構造壁を有する架構による既往の静的載荷実験結果を用いて、曲げ耐力法の適用性及び妥当性について検討している。ここではまず、曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定にあたり主要パラメータとなるヒンジ部位の耐震性能低減係数  $\eta$  とエネルギー寄与係数  $\alpha$  について以下のとおり検討した。即ち、目視可能な損傷量である最大残留ひび割れ幅に基づき梁部材の損傷度 I ~ V を新たに定義し、各損傷度に応じた梁の  $\eta$  を算定したところ、等しい損傷度にあっても、梁の  $\eta$  が柱の  $\eta$  よりも大きく評価されることを述べている。また、 $\alpha$  の精算値とヒンジ部位の曲げ終局モーメントの比から算定した  $\alpha$  の略算値を比較し、両者が概ね一致すること、従って曲げ終局モーメントに基づき  $\alpha$  を簡易に評価できることを示している。最後に、曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定結果と理論解を比較し、純フレーム試験体においては両者が概ね近似したが、非構造壁付試験体においては、非構造壁と柱の接触による架構耐力の上昇により安全限界変形への到達が遅れ、その結果エネルギー吸収能力の増大が生じたため、その影響を考慮していない曲げ耐力法では理論解を下回った。

第4章「梁降伏型 RC 造 2 層 F 型架構の静的載荷実験及び曲げ耐力法による  $SI_m$  の評価」では、梁降伏型 RC 造 2 層架構試験体 3 体の静的載荷実験を実施し、曲げ耐力法の多層架構への適用性及び妥当性について検討している。ここでは、①部材の曲げ終局モーメントの比、即ちエネルギー寄与係数  $\alpha$  を各試験体で異なるように設定し、これが  $SI_m$  の評価精度に与える影響、及び②スリット付壁を設置し、最大耐力発生時の変形角を変化させることが、被災度を区分する  $SI_m$  の閾値に与える影響、をそれぞれ検討した。検討に先立ち、本試験体においても損傷度に応じた梁の  $\eta$  は第3章の評価結果と同程度であること、 $\alpha$  の略算値は精算値と概ね一致することを確認している。

$\alpha$  の異なる試験体を対象に、曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定結果と理論解によるそれを比較した結果、いずれの試験体においても、曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定結果がやや小さいものの、 $\alpha$  が適切に精算値を評価していれば両者が概ね一致することが確認できた。一方、安全限界変形はほぼ等しいものの非構造壁の有無により最大耐力の発生時の変形が異なる試験体を対象に、各被災度を区分する  $SI_m$  の閾値を検討したところ、最大耐力発生時の変形がより大きい非構造壁を有する試験体に対して、非構造壁がない試験体では中破～大破相当の境界値は約 20% 大きかった。更に、第3章及び既往の実験結果を加えて特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値について検討した結果、軽微～小破相当の境界値は 95%、小破～中破相当の境界値は 85% 及び中破～大破相当の境界値は 65% となり、現行の被災度区分判定基準に定められている耐震性能残存率  $R$  の区分とほぼ等しい値であった。

第5章「異なる崩壊機構の想定が多層骨組の  $SI_m$  の評価結果に与える影響」では、地震被災現場において、部材に表出する損傷に基づき架構の真の崩壊機構を想定することが困難であり、また壁や天井などにより梁の損傷状態を確認できないことを予想して、層数及びスパン数をパラメータとした多層骨組（1 スパン 3 層、5 層、7 層及び 3 層 3 スパン、5 スパン、7 スパン骨組）の

静的荷重漸増解析を行い、①被災現場における調査者の視認結果に基づき想定された崩壊機構と真の崩壊機構との差異、及び②被災現場における調査可能な部材数の多少、が曲げ耐力法による  $SI_m$  の評価精度に与える影響についてそれぞれ検討した。まず、①については、第 1 層の柱脚及び各層の梁端に降伏ヒンジが形成され架構の崩壊機構に至る 1 スパン架構モデルにおいては、軽微～小破の小変形領域では隣接する柱と梁の損傷度が近接することにより、潜在的なヒンジ位置を正しく設定しにくいために、視認により想定した架構の崩壊機構と真の崩壊機構に差異が生じやすいが、それぞれの  $SI_m$  の算定結果は真の崩壊機構のそれに近似し、架構の被災度区分判定結果にもほとんど影響を与えなかった。また、3 層 3 スパン架構モデルにおいては、大変形時でも隣接する柱と梁の損傷度が近接し、また下層の部材の損傷が比較的大きくなったため、1 層での層崩壊型架構を想定した場合においても、その  $SI_m$  は小変形のみならず大変形時においても真の崩壊機構のそれに比べ大きな差異は見られなかった。しかし、スパン数が増加すると、損傷が比較的小さい上層の影響をより強く受けて、真の崩壊機構の  $SI_m$  は増加するが、1 層の層崩壊型架構として算定した  $SI_m$  は低下するため、両者の差異が大きくなった。次に、②については、いずれの架構モデルにおいても、被災現場において調査可能な部材数が多くなるほど、当然ながら  $SI_m$  の正解値に漸近したが、調査可能な部材数が限られる場合は、本検討対象のような 7 層程度までであれば、まず第 1 層の柱と第 2 層梁の損傷を確認し  $SI_m$  を算定することでおおよそ架構の残存耐震性能が評価できることを示した。

第 6 章「結論」では、本研究で提案した梁降伏型 RC 造建物にも適用可能な残存耐震性能評価手法に関して得られた知見を総括し、今後の課題について取り纏めた。

以上のように、本論文は、梁降伏型 RC 造建物及び層崩壊型 RC 造建物の残存耐震性能評価手法を提案し、実験及び解析結果に基づきその適用性及び妥当性について検討・検証を行ったものであり、今後の地震による被災建物の復旧に資する基礎データを提供するものと考えられる。

## 発表論文

- [1] 高橋典之, 権淳日, 中神宏昌: 2009年12月伊豆半島東方沖群発地震被害調査(速報), 建築防災, 日本建築防災協会, No.387, pp.37-51, 2010年4月
- [2] 前田匡樹, 曹炳玟, 五十嵐さやか, 金順実, 権淳日, 高橋典之, 加藤博人, 田尻清太郎: 地震によるRC造建築物の損傷状況・機能維持に着目した実大試験体実験(その2)柱梁架構の計測計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.73-74, 2010年9月
- [3] 曹炳玟, 五十嵐さやか, 金順実, 前田匡樹, 権淳日, 高橋典之, 田尻清太郎, 向井智久: 地震によるRC造建築物の損傷状況・機能維持に着目した実大試験体実験(その3)柱梁躯体の破壊経過と損傷量, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.75-76, 2010年9月
- [4] 金順実, 五十嵐さやか, 曹炳玟, 前田匡樹, 権淳日, 高橋典之, 向井智久, 加藤博人: 地震によるRC造建築物の損傷状況・機能維持に着目した実大試験体実験(その4)柱梁のタイル仕上げ面の破壊経過と損傷量, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.77-78, 2010年9月
- [5] 高橋典之, 権淳日, 前田匡樹, 五十嵐さやか, 曹炳玟, 金順実, 田尻清太郎, 向井智久: 地震によるRC造建築物の損傷状況・機能維持に着目した実大試験体実験(その5)画像処理手法を用いた柱梁部材のひび割れ量分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.79-80, 2010年9月
- [6] 権淳日, 高橋典之, 中埜良昭: 地震によるRC造建築物の損傷状況・機能維持に着目した実大試験体実験(その7)架構の損傷と損傷指標に関する検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.83-84, 2010年9月
- [7] 高橋典之, 権淳日, 中埜良昭, 前田匡樹, 衣笠秀行, 向井智久, 壁谷澤寿一, 福山洋: 脆性部材を有するRC造架構の構造性能評価に関する実験(その4)損傷量計測方法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.813-814, 2011年8月
- [8] 伊藤洋一, 権淳日, 高橋典之, 崔琥, 中埜良昭, 前田匡樹, 衣笠秀行, 向井智久, 壁谷澤寿一, 福山洋: 脆性部材を有するRC造架構の構造性能評価に関する実験(その5)損傷量進展過程の分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.815-816, 2011年8月
- [9] 権淳日, 高橋典之, 伊藤洋一, 崔琥, 中埜良昭, 前田匡樹, 衣笠秀行, 向井智久, 壁谷澤寿一, 福山洋: 脆性部材を有するRC造架構の構造性能評価に関する実験(その6)部材損傷と架構危険度の関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.817-818, 2011年8月
- [10] 権淳日, 高橋典之, 崔琥, 中埜良昭: RC造架構の耐震安全性と耐震修復性の相関モデルの提案(その1)架構の耐震安全性と耐震修復性の定義, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.655-656, 2012年9月
- [11] 李煥九, 権淳日, 高橋典之, 崔琥, 中埜良昭: RC造架構の耐震安全性と耐震修復性の相関モデルの提案(その2)相関モデルへの実験結果の適用, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.657-658, 2012年9月

- 
- [12] 高橋典之, **権淳日**, 中埜良昭: RC 造建築物の被災度区分における工学量と修復量の関係, 日本地震工学会大会-2012 梗概集, pp.232-233, 2012 年 11 月
- [13] **権淳日**, 高橋典之, 崔琰, 中埜良昭: 地震により被災した梁降伏型 RC 造架構の耐震安全性の評価手法に関する研究, 日本地震工学会大会-2012 梗概集, pp.234-235, 2012 年 11 月
- [14] **権淳日**, 高橋典之, 崔琰, 中埜良昭: 梁降伏型鉄筋コンクリート造建物のエネルギー吸収能力に基づいた全架構残存耐震性能の評価手法, 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.35, No.2, pp.901-906, 2013 年 7 月
- [15] **権淳日**, 高橋典之, 崔琰, 中埜良昭: 梁の損傷を考慮した RC 造架構の残存耐震性能の評価手法 (その 1) 全架構耐震性能残存率  $SI_{margin}$  の精算法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.567-568, 2013 年 9 月
- [16] 高橋典之, **権淳日**, 崔琰, 中埜良昭: 梁の損傷を考慮した RC 造架構の残存耐震性能の評価手法 (その 2) 全架構耐震性能残存率  $SI_{margin}$  の略算法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.569-570, 2013 年 9 月
- [17] **C. Quan**, H. Choi, N. Takahashi, Y. Nakano, K. Matsukawa: Residual Seismic Capacity Evaluation of RC Frame with Weak-beams based on Energy Absorption Capacity, Proceeding of International Symposium on New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asia (USMCA2013), ICUS, pp.813-822, Hanoi, Vietnam, October, 2013
- [18] **権淳日**, 高橋典之, 崔琰, 中埜良昭: 梁降伏型 RC 造架構のエネルギー吸収能力に基づく全架構残存耐震性能評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.693, pp.1931-1938, 2013 年 11 月
- [19] 沙拉依丁沙吾提, **権淳日**, 松川和人, 崔琰, 中埜良昭: 縮小率が柱部材の曲げひび割れ発見に及ぼす影響に関する研究, 日本地震工学会大会-2013 梗概集, pp.89-90, 2013 年 11 月
- [20] パウルデヴジョティ, **権淳日**, 崔琰, 松川和人, 中埜良昭: 2 層 RC 造架構実験に基づく梁降伏型全体崩壊形建物の残存耐震性能評価 (その 1) 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.541-542, 2014 年 9 月
- [21] ミハイロヴィスクレン, **権淳日**, 崔琰, 松川和人, 中埜良昭: 2 層 RC 造架構実験に基づく梁降伏型全体崩壊形建物の残存耐震性能評価 (その 2) 実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.543-544, 2014 年 9 月
- [22] **権淳日**, 崔琰, 松川和人, 中埜良昭: 2 層 RC 造架構実験に基づく梁降伏型全体崩壊形建物の残存耐震性能評価 (その 3) 多層架構への全架構残存耐震性能評価手法の適用性検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.545-546, 2014 年 9 月
- [23] 松川和人, 沙拉依丁沙吾提, **権淳日**, 崔琰, 中埜良昭: RC 造縮小試験体に生じた曲げひび割れの実大スケールへの読み替え方法に関する研究 (その 1) 既往の実大及び縮小試験体における各損傷量の関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.537-538, 2014 年 9 月
- [24] 沙拉依丁沙吾提, 松川和人, **権淳日**, 崔琰, 中埜良昭: RC 造縮小試験体に生じた曲げひび割れの実大スケールへの読み替え方法に関する研究 (その 2) 各損傷量の評価手法の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.539-540, 2014 年 9 月
-

## 謝辞

本論文は、私が東京大学大学院に入学し、中埜研究室在籍中に研究した成果を取り纏めたものであります。私が留学生として日本へ来た当時には日本語も儘ならず、日常生活すら困難な状態でした。そんな私が充実した研究生を送り、博士論文の執筆まで到達出来たのは多くの方々のご指導とご協力、そして励ましによるものであります。ここに深く御礼申し上げます。

東京大学教授 中埜良昭先生には、研究の場を与えて頂くと共に研究生として在籍して以来、今日に至るまで常にご指導を賜りました。本博士研究テーマを進める中、思うように成果を上げられない時期もありました。そんな時でも辛抱強く、そして温かく見守って頂き、思い起こせば感謝の念にたえません。先生に示して頂いた理想の研究者像を目指し、これからも日々精進していく所存であります。心より尊敬、感謝致します。

韓国釜山大学教授 李祥浩先生、副教授 呉相勳先生には、遠い韓国にいなながらも常に気にかけて頂きました。時には厳しいご指摘も受けましたが、その背景には先生の学生を思う優しさが常に感じられるものでした。心より感謝申し上げます。

中国北京科技大学教授 金龍哲先生、牟在根先生、中国建築科学研究院 李東彬先生には、研究姿勢や留学生活について有益なご助言を頂きました。先生方の支えがなければ、ここまで日本での研究生生活続けることは出来ませんでした。ここに厚く御礼申し上げます。

東北大学准教授（元中埜研究室助教） 高橋典之先生には、未熟な私に対していろいろと面倒をみて頂きました。特に、各種学会論文の投稿の際には細部に渡り内容のチェックを受け、適切なご指導を頂きました。ここに深く感謝するとともに、厚く御礼申し上げます。

東京大学助教（中埜研究室） 崔琬先生には、研究室の先輩でもあり日本における日常生活を始め、研究全般に渡り貴重なご助言を頂きました。特に、研究や留学生活において最も悩んだ時期に私に大きな力を入れてくれました。その熱心さゆえにどれ程の貴重な時間を割いて頂いたことか、感謝の気持ちを込めて御礼申し上げます。

東京大学助教（中埜研究室） 松川和人先生には、私の博士論文に直接関わる実験や解析について、親身に相談に乗って頂き、有益なご助言を頂きました。また、私生活においても楽しい時間を過ごさせて頂き、心より感謝申し上げます。

東京大学教授 高田毅士先生、塩原等先生、准教授 楠浩一先生、長井宏平先生には、博士論文の審査の副査を務めて頂きました。至らぬ発表にも耳を傾けて頂き、貴重なご指摘、ご助言を頂きました。また、広い知見から指摘して頂いた今後の課題は、著者に課せられた重要な検討項目として、これから真摯に取り組んで行くべきものばかりでした。ここに深く御礼申し上げます。

東北大学教授 前田匡樹先生には、独立行政法人建築研究所における研究課題「建築構造物の災害後の機能維持・早期回復を目指した構造性能評価システムの開発」で一緒させて頂いて以来、折に触れては私のことを気に掛けて頂き、励まして頂きました。心より感謝申し上げます。

東京理科大学教授 衣笠秀行先生には、国土交通省建築基準整備促進事業「耐震診断法の高度化に関する検討」など一緒させて頂いて以来、様々な学会の発表会で貴重なご指摘・ご助言を頂きました。本論文の執筆に当たり、大変有益な情報となりました。心より感謝申し上げます。

本研究で行った実験は、一部に独立行政法人建築研究所における研究課題「建築構造物の災害後の機能維持・早期回復を目指した構造性能評価システムの開発」、国土交通省建築基準整備促進事業「耐震診断法の高度化に関する検討」（主査：中埜良昭先生）にて共同研究として実施したものであります（第3章の実験）。また、一般社団法人日本損害保険協会の受託研究「地震保険損害認定基準（鉄筋コンクリート造）の見直し・検証」（研究代表者：中埜良昭先生）の助成の下に実施しました（第4章の実験）。関係者の方々に深い謝意を申し上げます。

株式会社アシス 村上雄四社長、田島祐之主任研究員には、試験体の製作から設置までに関し、ご協力を頂きました。精度高い試験体を作り頂き、心より感謝申し上げます。

東京測器研究所 中西孝次営業主任には、ロードセルなどの計測機器に関するアドバイス以外にも、数多い変位計や高速スイッチボックスなどを無償に貸与して頂きました。心より感謝しており、厚く御礼申し上げます。

研究室秘書の大井あき子様、滝澤亜希様（元所長室秘書）、近藤理沙子様（元所長室秘書）には、行き届いた気遣いでとても気持ち良く研究生活を送ることが出来ました。ここに大変感謝するとともに、厚く御礼申し上げます。

壁谷澤里紗様（旧姓：桑原）、晋沂雄様（現、首都大学東京特任助教）、高橋絵里様（現、三井住友建設）の諸先輩方には、研究に対する姿勢、考え方をご教示頂いたのみならず、私生活においても大変お世話になりました。どうも有難うございます。

素晴らしい中埜研究室の仲間たち、「油圧ジャッキコントロール達人」李煥九氏、「アルミアングル穴開第一人者」楊勇氏、「豚肉苦手」沙拉依丁沙吾提氏、「国内留学生」板倉正英氏、「ひび割れ杯王者」宋在璟氏、「カレーボーイ」DEVJYOTI PAUL 氏、「ヨーグルトパワー」ISKREN MIHAYLOV 氏、「女子の U. BOLT」鈴木彩夏嬢には、同じ研究室で一緒に学べたことを心から感謝しています。博士論文の完成をみる事が出来たのも皆様の温かいご協力と励ましがあつたからこそと感じています。また、数え切れぬほどの思い出を有難うございました。

この他にも非常に多くの方々のお世話になりました。名前を挙げられなかったことをお詫び申し上げますと共に、心から感謝致します。

最後に私事で恐縮ですが、著者が博士課程で勉強することに対して理解を示していただき、有形・無形の様々なサポートを頂いたお祖母さん、両親、義父母、そして、心の大きな支えとなってくれた妻、明美京に心から深く感謝致します。

2014年8月13日

叔 淳日

---

## 第 1 章

### 序 論

---

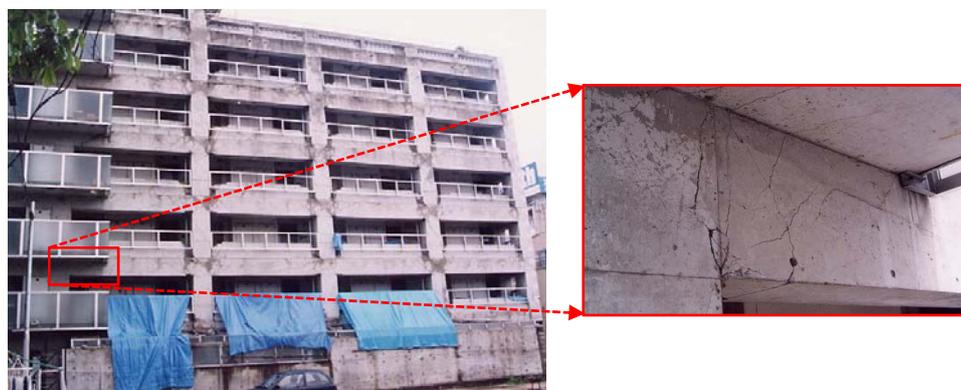
## 1. 序論

### 1.1 研究の背景

地震は昔から人類に莫大な人的および経済的損害を与えてきた自然災害であり、近年でも2008年中国・四川地震<sup>[1.1]</sup>や2011年東北地方太平洋沖地震<sup>[1.2]</sup>などに代表されるように、依然として世界各地で人々を苦しめている。地震被害が生じないための震前対策が重要であることは論をまたないが、不幸にも被害が生じた場合を想定し、震後対策にも傾注する必要がある。震後対策の一つに、被災建物の安全性や復旧の要否・程度を判定する被災度区分判定があるが、現在までの地震被災の経験から、建物の損傷程度や復旧要否の判定に必要な基礎的なデータなどを把握するためには、建物の損傷状態を分類し「損傷レベル」あるいは「被災度」を明示するなど損傷評価を行うことが重要であると考えられる。建物の損傷評価は人命の保護に関わる「耐震安全性」と建物を無理なく原状に戻すことに関わる「耐震修復性」の両面から検討する必要がある。被害認定や損害認定では修復費用など経済的な評価項目の「耐震修復性」が大きなキーワードである。しかし、その前段階である「耐震安全性」は建物の崩壊を避け人命を確保するための最も重要な項目であり、地震被災建物の残存している耐震安全性を定量的に評価する方法については、既往の研究において国内および海外で数多く検討され、近年では広く普及して来ている。特に、国内では「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」<sup>[1.3]</sup>に基づき、地震により被災した鉄筋コンクリート造（以下：RC造）建物の残存耐震性能を定量的に評価し、被災度（軽微～大破・倒壊）や継続使用に向けた復旧要否の判定を行っている。

一方、梁降伏型RC造建物は現在のRC造構造設計の主流であり、1978年の宮城県沖地震<sup>[1.4]</sup>を契機に改正され生まれた1981年の新耐震設計基準<sup>[1.5] [1.6]</sup>に基づき設計されている。梁降伏型RC造建物は、塑性変形による建物の全体崩壊機構の計画によって、中間層における柱または耐震壁の降伏ヒンジ形成を防ぎ、大変形でも建物の崩壊は免れ人命を確保するための計画がなされている。そのため、梁降伏型RC造建物は地震時に梁にも降伏ヒンジが形成することによって、損傷が梁にも進展し建物全体に広く分布する特徴があり、写真1.1のようにその被害事例<sup>[1.2] [1.7]</sup>が報告されている。

しかし、現在国内で多く用いられている「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」<sup>[1.3]</sup>では、原則として鉛直部材である柱や壁の損傷のみを考慮し、建物の残存耐震性能を表す耐震性能残存率 $R$ を算定している。また、建物の $R$ と被災度の関係の目安が示されているが、被災度を区分する $R$ の閾値は概ね旧耐震基準に基づき設計されたRC造学校建物の1995年兵庫県南部地震の被害事例から定義されたものであり<sup>[1.3]</sup>、梁降伏型RC造建物の定量的な残存耐震性能評価や被災度判定にそのまま適用するための検討は過去には行われていない。以上の理由により、将来起こり得る大地震に対しても梁降伏型RC造建物の残存耐震性能評価手法を開発することが必要である。更に、梁降伏型RC造建物を対象として詳細な計測による損傷量のデータが極めて少ない現状であり、被災度判定手法の提案に必要となるデータベースを構築する必要もある。



(a) 1995年兵庫県南部地震（中埜研究室所蔵）



(b) 2011年東北地方太平洋沖地震（中埜研究室所蔵）

写真 1.1 地震による梁降伏型 RC 造建物の被害事例

## 1.2 研究の目的

前述のとおり、梁降伏型 RC 造建物は現在の構造設計の主流であるにも拘わらず、同種の建物の残存耐震性能を評価する手法は明確に定義されてない。そこで本研究では、梁降伏型 RC 造建物を主対象としながらも旧耐震基準で設計された層崩壊形 RC 造建物にも適用可能な残存耐震性能評価手法を提案することを主目的とする。

上記した本研究の目的に関して、仮想仕事の原理から地震動による外力仕事の内力仕事である架構のエネルギー吸収量と釣り合うものとする、架構のエネルギー吸収量の大小に基づき耐震安全性が評価される。そこで本研究では、ある一定の変形能力を有する架構を対象に、その安全限界までのエネルギー吸収能力に基づき残存耐震性能の理論解を定義したうえで、また架構の工学量に基づき被災度を表す「特徴区間」を提案し、残存耐震性能の理論解との関係について検討する。しかしながら、実際の被災現場でエネルギー吸収量などの工学量を把握することが難しいため、本研究では、より容易に取得可能な部材の残留ひび割れ幅などの損傷量に基づき架構全体のエネルギー吸収量を推定する残存耐震性能の簡易評価手法を提案する。この際、架構の崩壊機構形成における部材のヒンジに着目し、ヒンジ位置のみが変形し、エネルギー吸収もすべてヒンジ位置で行われると仮定しており、被災現場ではまず架構の崩壊機構を設定し、塑性ヒンジ位置での損傷計測に基づき架構全体の残存耐震性能を評価することとなる。

次に、本手法の適用性および妥当性を検証し、かつ残存耐震性能の定量的な判定や継続使用に向けた復旧要否の判定に必要な基礎的データを収集するため、まず梁降伏型 RC 造 1 層架構の静的載荷実験を実施する。この実験結果に基づき、柱部材と同様に梁部材の残留ひび割れ幅などの損傷量からそのエネルギー吸収量を推定することについて検討を行う。また、架構の残存耐震性能の理論解と被災度（軽微、小破、中破、大破及び倒壊、本論文で梁降伏型 RC 造建物を対象としている場合、これを「特徴区間」と称する）の関係を提示したうえで、理論解と簡易評価手法による検討結果を比較することにより RC 造 1 層架構に対する本手法の適用性を検証する。

更に、本手法を確立し実際に被災現場で用いられるためには、多層架構への適用性検討が不可欠であると考え、梁降伏型 RC 造 2 層架構の静的載荷実験を実施する。また、多層架構の静的荷重漸増解析を行い、その結果を用いて実際の被災現場で本手法を用いる場合に生じ得る、天井などにより梁の損傷を観測できないなどの不測の事態が生じた場合の対応方法についても議論し、被災現場への適用を十分に検討したうえで本手法を確立する。

### 1.3 地震被災 RC 造建物の残存耐震性能評価に関する既往の研究

本節では、地震により被災した RC 造建物の残存耐震性能評価に関する海外及び国内の代表的な既往の研究事例を紹介する。

#### 1.3.1 海外における地震被災 RC 造建物の残存耐震性能評価手法

##### 1.3.1.1 部材の損傷を重み付け集計した架構の損傷指標 $D_{structure}$

###### ① 部材のエネルギー吸収量に基づいた部材損傷の重み付け法

Y.-J. Park ら<sup>[1.8], [1.9]</sup>は、部材の変形能力とエネルギー吸収能力から部材の損傷指標  $D$  を定義して、式 (1.1a) のように示している。式 (1.1b) のパラメータ  $\beta$  は、柱および梁部材の実験結果に基づいた回帰式で決定される。パラメータ  $\delta_M$ ,  $\delta_u$ ,  $Q_y$ ,  $E$  は図 1.1 のように定義される。

$$D = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (1.1a)$$

$$\beta = (-0.447 + 0.073l/d + 0.24n_0 + 0.314p_t) \cdot 0.7^{p_w} \quad (1.1b)$$

ここで、

- $\delta_M$  : 最大応答変形
- $\delta_u$  : 単調載荷時の限界変形
- $Q_y$  : 降伏耐力 (計算値)
- $dE$  : エネルギー吸収量の増分
- $l/d$  : シアスパン比
- $n_0$  : 軸力比
- $p_t$  : 主筋比 (%)
- $p_w$  : 拘束筋比

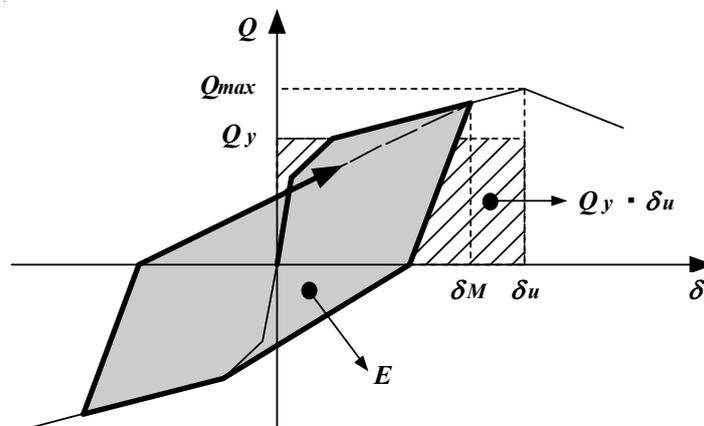


図 1.1 部材の損傷指標に用いる主な物理量 (文献[1.8]に基づき作成)

また、架構全体に及ぼす部材損傷の影響を反映し、式 (1.2) 及び式 (1.3) のように部材の損傷指標  $D_i^{member}$  (式 (1.1) から求めた部材の損傷指標) と部材の履歴エネルギー吸収量または層の履歴エネルギー吸収量から層の損傷指標  $D_{story}$  ならびに架構の損傷指標  $D_{structure}$  を定義している。

$$D_{story} = \sum_i \lambda_i^{member} D_i^{member} \quad (1.2a)$$

$$\lambda_i^{member} = E_i^{member} / \sum_i E_i^{member} \quad (1.2b)$$

$$D_{structure} = \sum_i \lambda_i^{story} D_i^{story} \quad (1.3a)$$

$$\lambda_i^{story} = E_i^{story} / \sum_i E_i^{story} \quad (1.3b)$$

ここで、

- $D_i^{member}$  : 部材  $i$  の損傷指標
- $\lambda_i^{member}$  : 部材  $i$  の寄与係数
- $E_i^{member}$  : 部材  $i$  の履歴エネルギー吸収量
- $D_i^{story}$  : 層  $i$  の損傷指標
- $\lambda_i^{story}$  : 層  $i$  の寄与係数
- $E_i^{story}$  : 層  $i$  の履歴エネルギー吸収量

さらに、実際の地震被害を受けた建物の地震応答解析を行い、提案式から求めた架構の損傷指標  $D_{structure}$  と架構の被災度との対応関係を検討して、その結果を表 1.1 のように示している。

表 1.1 架構の損傷指標と被災度の対応関係 (文献[1.9]に基づき作成)

架構の損傷指標 $D_{structure}$	架構の被災度	損傷状況
$D_{structure} < 0.1$	軽微 (slight)	部分的にひび割れが発生
$0.1 \leq D_{structure} < 0.25$	小破 (minor)	建物全体に軽微なひび割れが発生
$0.25 \leq D_{structure} < 0.4$	中破 (moderate)	大きなひび割れとコンクリートの剥落が発生
$0.4 \leq D_{structure} < 1.0$	大破 (severe)	コンクリートが圧壊し、鉄筋の座屈が発生
$D_{structure} \geq 1.0$	崩壊 (collapse)	全体または部分な崩壊が発生

しかし、Y.-J. Park らの損傷指標では部材の損傷が架構の被災度に与える寄与度を部材の履歴エネルギー吸収量から求めており、また地震被災後の建物から計測可能な部材の損傷からその履歴エネルギー吸収量を推定する方法などについて提示されていないため、実際の地震被害現場で被災建物の残存耐震性能評価に適用することが難しい。

## ② 部材の鉛直荷重支持能力に基づいた部材損傷の重み付け法

J.M. Bracci ら<sup>[1,10]</sup>は、部材の履歴エネルギー吸収量ではなく、建物の崩壊を引き起こす鉛直荷重支持能力の喪失に主眼を置いており、鉛直荷重を支持する部材の損傷が架構の安全性に大きな影響を及ぼすと考え、部材が支持している鉛直荷重に基づき部材損傷指標  $D$  に重み付けを行って層の損傷指標  $D_{story}$  を求める。なお、式 (1.4) は層の損傷指標であるが、各層の鉛直荷重支持能力から重み付け係数を求めれば架構の損傷指標にも拡張できる。また、3 層及び 6 層の骨組試験体の実験結果に基づいて、提案した架構の損傷指標  $D_{structure}$  と架構の被災度との対応関係を検討して、表 1.2 のように示している。

$$D_{story} = \sum_i \omega_i D_i^{(b+1)} / \sum_i \omega_i D_i^b \quad (1.4a)$$

$$\omega_i = W_i / W_{structure} \quad (1.4b)$$

ここで、

$D_i$  : 部材  $i$  の損傷指標

$b$  : 係数

$W_i$  : 部材  $i$  が支持している鉛直荷重

$W_{structure}$  : 架構全体の重量

表 1.2 架構の損傷指標と被災度の対応関係 (文献[1.10]に基づき作成)

架構の損傷指標 $D_{structure}$	架構の被災度
$D_{structure} < 0.33$	使用可能 (Serviceable)
$0.33 \leq D_{structure} < 0.66$	修復可能 (Repairable)
$0.66 \leq D_{structure} < 1.0$	修復不可能 (Irreparable)
$D_{structure} \geq 1.0$	崩壊 (collapsed)

この評価手法は、部材の損傷が架構の安全性に与える寄与度を部材が支持している鉛直荷重に基づいて求めるため、架構の上層の部材より下層の部材の影響が大きく反映される手法となっている。また、梁に生じる損傷は特別考慮されていないため、本研究で対象としている梁降伏型 RC 造架構には適用できない。

1.3.1.2 架構の鉛直荷重支持能力に基づいた損傷指標  $D_{structure}$ 

S.S.F. Mehanny ら<sup>[1,11]</sup>は、RC 造柱と S 造梁で構成された構造物を対象として、被災前後の架構の鉛直荷重支持能力の変化に基づき架構の損傷指標を求めている。ここで部材の損傷指標  $D$  は、まず時刻歴応答解析を行い、その結果を用いて、式 (1.5a) を正側応答時、式 (1.5b) を負側応答時に適用しそれぞれの損傷指標を算出して、最終的には式 (1.5c) を用いて各部材の損傷指標  $D$  を求める。次に、算出された各部材の損傷指標  $D$  に基づき部材の剛性及び強度を低下させ、被災後の架構モデルを構築する。そして、被災後の架構モデルを対象に静的荷重漸増解析を行い、その結果に基づき架構の鉛直荷重支持能力を算定し、実際の作用鉛直荷重（自重と積載荷重の和）との比較により架構の損傷指標  $D_{structure}$  を評価している。

$$DI^+ = \frac{(\theta_p^+|_{currentPHC})^\alpha + \left( \sum_i^{n^+} \theta_p^+|_{FHC,i} \right)^\beta}{(\theta_{pu}^+)^\alpha + \left( \sum_i^{n^+} \theta_p^+|_{FHC,i} \right)^\beta} \quad (1.5a)$$

$$DI^- = \frac{(\theta_p^-|_{currentPHC})^\alpha + \left( \sum_i^{n^-} \theta_p^-|_{FHC,i} \right)^\beta}{(\theta_{pu}^-)^\alpha + \left( \sum_i^{n^-} \theta_p^-|_{FHC,i} \right)^\beta} \quad (1.5b)$$

$$D = \sqrt[\gamma]{(DI^+)^\gamma + (DI^-)^\gamma} \quad (1.5c)$$

ここで、

$\theta_p^+|_{currentPHC}$ ,  $\theta_p^-|_{currentPHC}$  : 正側及び負側それぞれにおけるある解析ステップまでに経験した Primary Half Cycle での部材の最大回転角

$\theta_p^+|_{FHC}$ ,  $\theta_p^-|_{FHC}$  : 正側及び負側それぞれのある Primary Half Cycle に対する Follower Half Cycle (内側小ループ) での部材の回転角

$\theta_{pu}^+$ ,  $\theta_{pu}^-$  : 正側及び負側それぞれにおける単調載荷時の部材の最大塑性変形能力

$n^+$ ,  $n^-$  : 正側及び負側それぞれにおける Follower Half Cycle の数

$\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  : 係数

この評価手法は柱、梁及び接合部など全ての部材の損傷が架構の損傷に及ぼす影響を考慮しているが、各部材の重み付けが行われていないため部材の損傷が架構全体に及ぼす影響を把握することが難しい。更に、建物を構成している梁が S 造であるため、RC 造建物に対する適用性の検討が必要である。

1.3.1.3 架構の振動特性に基づいた損傷指標  $D_{structure}$ 

一方、M.S.L. Roufaiel らは、部材の履歴エネルギー吸収量や鉛直荷重支持能力に基づき部材に生じる損傷を重み付け集計した架構の損傷指標に対し、架構の変形に基づいた損傷指標<sup>[1.12]</sup>と架構の剛性低下に基づいた損傷指標<sup>[1.13]</sup>をそれぞれ提案している。

## ① 架構の変形に基づいた損傷指標

架構の変形に基づいた損傷指標は、架構全体を対象としてその変形能力に基づいた単純な指標である。M.S.L. Roufaiel らは、架構の頂部の最大変形と架構の限界変形に基づき架構の損傷指標  $D_{structure}$  を提案して、式 (1.6) のように示している。

$$D_{structure} = \frac{d_R - d_Y}{d_F - d_Y} \quad (1.6)$$

ここで、

$d_R$  : 架構の頂部の最大変形

$d_Y$  : 架構のある部材が降伏する時の頂部の変形 (1次変形モードの場合)

$d_F$  : 架構が崩壊する時の頂部の変形

この評価手法は、地震による架構の挙動において1次モードが支配的である場合はその適合性が高いが、架構の変形が中間層に集中する場合や2次以上の固有モードが卓越する場合は、式(1.6)から求めた架構の損傷指標  $D_{structure}$  が架構に生じた実際の損傷より小さい値となる危険性があると考えられる (図 1.2 参照)。

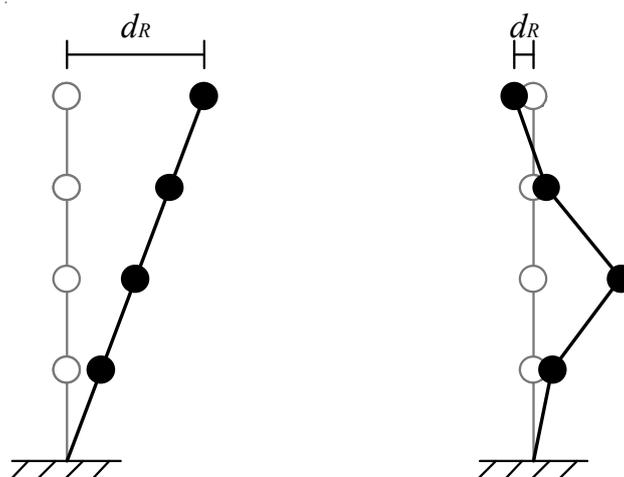


図 1.2 架構の変形モードの例

## ② 架構の剛性低下に基づいた損傷指標

架構の剛性低下に基づいた損傷指標は、架構の剛性低下が固有振動数の変化を起こすことに着目した指標である。M.S.L. Roufaiel らは架構の剛性低下に従う固有振動数の低下および架構の変形能力を用いて、式 (1.7) のように架構の損傷指標  $D_{structure}$  を提案している。

$$D_{structure} = \frac{14.2d_y(\sqrt{f_{und}/f_{dam}} - 1)}{d_f - d_y} \quad (1.7)$$

ここで、

$d_y$  : 架構の降伏変形

$d_f$  : 架構の限界変形

$f_{und}$  : 架構の被災前の固有振動数

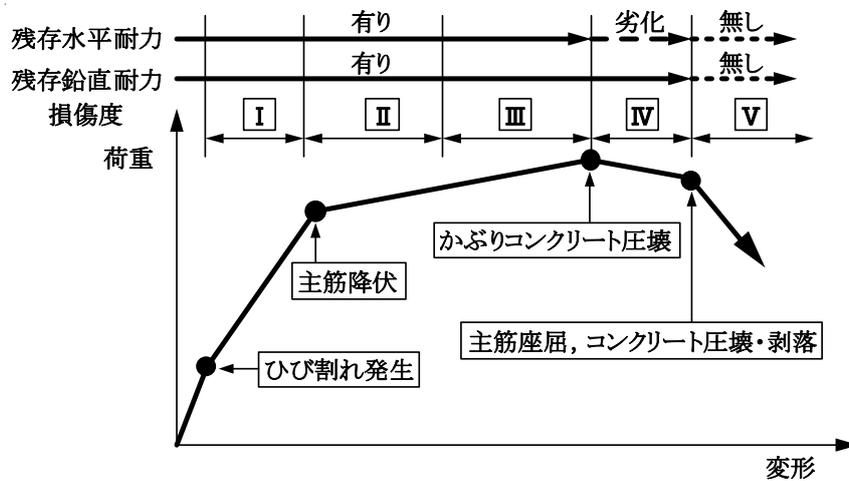
$f_{dam}$  : 架構の被災後の固有振動数

この評価手法では、各部材の損傷を架構の固有周期の変化から求められる軟化指標 ( $f_{und}/f_{dam}$ ) により間接的に架構の損傷指標  $D_{structure}$  に組み込んでいるため、各部材の損傷が架構全体に及ぼす影響を把握することが極めて難しい。

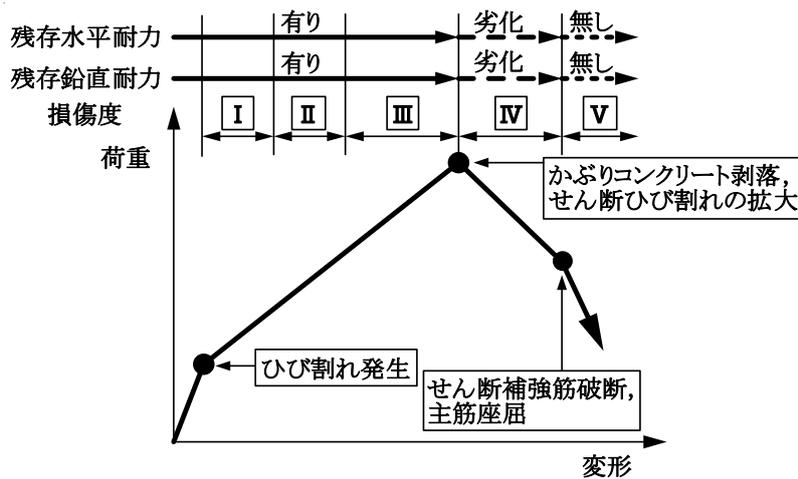
1.3.2 国内における地震被災 RC 造建物の残存耐震性能評価手法

国内で多く適用されている「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」<sup>[1.3]</sup>では、建物の上部構造の部材に表出する損傷状態から損傷度を分類し、部材の損傷度に応じて耐震性能低減係数  $\eta$  を求め、 $\eta$  を重み付け平均することにより建物の残存耐震性能を表す耐震性能残存率  $R$  を算出する。

部材の損傷度は、図 1.3 のように部材の荷重－変形関係から定義することとなっているが、被災現場への適用を考え、表 1.3 のように被災建物の調査により入手可能な情報である部材の損傷状態あるいは損傷量と損傷度の対応関係を定義している。



(a) 塑性変形能力のある部材（曲げ部材）



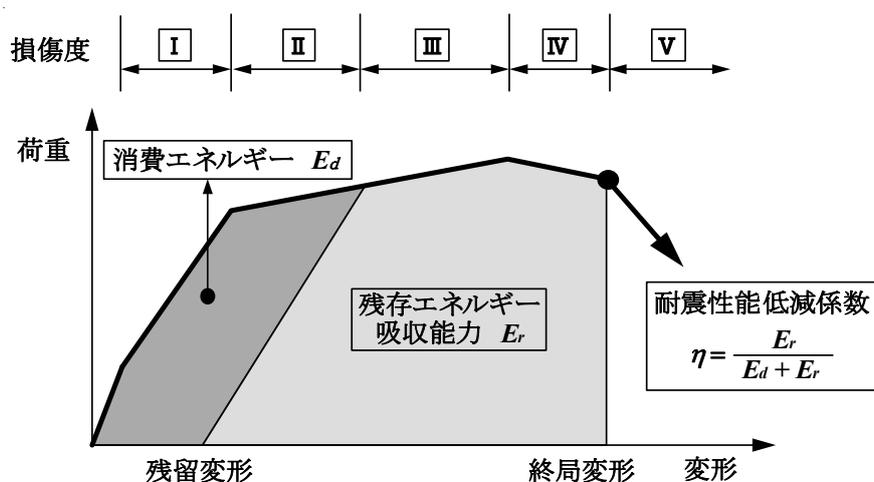
(b) 脆性的な破壊をする部材（せん断部材）

図 1.3 部材の荷重－変形関係と損傷度の概念（文献[1.3]に基づき作成）

表 1.3 柱と耐力壁の損傷度分類の基準（文献[1.3]に基づき作成）

損傷度	損傷内容
I	近寄らないと見えにくい程度のひび割れ（ひび割れ幅 0.2mm 以下）
II	肉眼ではっきり見える程度のひび割れ（ひび割れ幅 0.2～1.0mm 程度）
III	比較的大きなひび割れが生じているが、コンクリートの剥落は極くわずかである。（ひび割れ幅 1.0～2.0mm 程度）
IV	大きなひび割れ（2.0mm を超える）が多数生じ、コンクリートの剥落も著しく鉄筋がかなり露出している。
V	鉄筋が曲がり、内部のコンクリートも崩れ落ち、一見して柱（耐力壁）に高さ方向や水平方向に変形が生じていることがわかるもの。沈下や傾斜が見られるのが特徴。鉄筋の破断が生じている場合もある。

部材の損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta$  は、図 1.4 のように部材の終局変形時のエネルギー吸収能力に対するある変形を経験した後の残存エネルギー吸収能力の割合で定義し、RC 造梁部材の静的載荷実験結果<sup>[1,14]</sup>および解析結果に基づき算定され、表 1.4 のように破壊形式に応じた部材種別ごとに損傷度と  $\eta$  の関係が定められている。

図 1.4 部材の耐震性能低減係数  $\eta$  の定義の概念（文献[1.3]に基づき作成）表 1.4 部材の耐震性能低減係数  $\eta$ （文献[1.3]に基づき作成）

損傷度	せん断柱	曲げ柱	柱なし壁	柱型付壁	両側柱付壁
I	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
II	0.6	0.75	0.6	0.6	0.6
III	0.3	0.5	0.3	0.3	0.3
IV	0	0.1	0	0	0
V	0	0	0	0	0

耐震性能残存率  $R$  は、RC 造建物の耐震診断基準<sup>[1.15]</sup>に基づき算出した被災前後の構造耐震指標値の割合（式（1.8）、精算法）から求めている。しかし、被災現場では、式（1.9）のように鉛直部材である柱と壁の損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta$  と部材の強度の比から定めた重み付け係数（表 1.5）を用い、より簡単に  $R$  を算定する方法が用いられている（略算法）。また、1978 年宮城県沖地震に際して定められた被災度の定義（表 1.6）<sup>[1.4]</sup>により調査者の工学的判断に基づいて判定された被災度区分に基づき、耐震性能残存率  $R$  の閾値を設定している（表 1.7）。

$$R = \frac{D I_s}{I_s} \times 100 (\%) \quad (1.8)$$

ここで、

$D I_s$  : 部材の損傷度に応じて強度を低減して求めた被災後の構造耐震指標

$I_s$  : 被災前の構造耐震指標

$$R = \frac{\sum_{j=0}^5 A_j}{A_{org}} \times 100 (\%) \quad (1.9a)$$

$$A_0 = S_0 + M_0 + W_0 + 2CW_0 + 6CWC_0 \quad (1.9b)$$

$$A_1 = 0.95S_1 + 0.95M_1 + 0.95W_1 + 1.9CW_1 + 5.7CWC_1 \quad (1.9c)$$

$$A_2 = 0.6S_2 + 0.75M_2 + 0.6W_2 + 1.2CW_2 + 3.6CWC_2 \quad (1.9d)$$

$$A_3 = 0.3S_3 + 0.5M_3 + 0.3W_3 + 0.6CW_3 + 1.8CWC_3 \quad (1.9e)$$

$$A_4 = 0.1M_4 \quad (1.9f)$$

$$A_5 = 0 \quad (1.9g)$$

$$A_{org} = S_{sum} + M_{sum} + W_{sum} + 2CW_{sum} + 6CWC_{sum} \quad (1.9h)$$

ここで、

$S_0 \sim S_5$ ,  $S_{sum}$  : 損傷度 0～V のせん断柱の本数、及び、合計

$M_0 \sim M_5$ ,  $M_{sum}$  : 損傷度 0～V の曲げ柱の本数、及び、合計

$W_0 \sim W_5$ ,  $W_{sum}$  : 損傷度 0～V の柱なし壁の枚数、及び、合計

$CW_0 \sim CW_5$ ,  $CW_{sum}$  : 損傷度 0～V の柱型付壁の枚数、及び、合計

$CWC_0 \sim CWC_5$ ,  $CWC_{sum}$  : 損傷度 0～V の両側柱付壁の枚数、及び、合計

表 1.5 部材の強度の比（文献[1.3]に基づき作成）

部材種別	柱	柱なし壁	柱型付壁	両側柱付壁
強度の比	1	1	2	6

表 1.6 建物の被災度の定義（文献[1.4]に基づき作成）

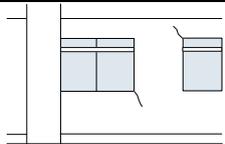
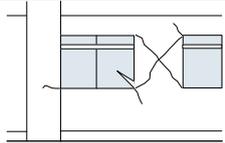
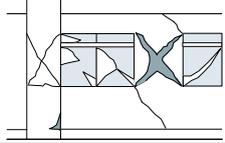
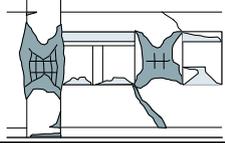
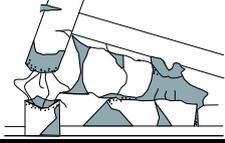
被災度	損傷状態	スケッチ
軽微	柱・耐力壁・二次壁の損傷が軽微か、 もしくは、ほとんど損傷がないもの。	
小破	柱・耐力壁の損傷は軽微であるが、 RC 二次壁・階段室のまわりに、せん断ひび割れが見られるもの。	
中破	柱に典型的なせん断ひび割れ・曲げひび割れ、 耐力壁にせん断ひび割れが見られ、 RC 二次壁、非構造体に大きな損傷が見られるもの。	
大破	柱のせん断ひび割れ・曲げひび割れによって鉄筋が露出・座屈し、 耐力壁に大きなせん断ひび割れが生じて、 耐力に著しい低下が認められるもの。	
倒壊	柱・耐力壁が大破壊し、 建物全体または建物の一部が崩壊に至ったもの。	

表 1.7 建物の耐震性能残存率と被災度の関係（文献[1.3]に基づき作成）

耐震性能残存率 $R$ (%)	被災度
$R \geq 95$	軽微
$80 \leq R < 95$	小破
$60 \leq R < 80$	中破
$R < 60$	大破
$R \doteq 0$	倒壊

## 1.4 本論文の構成

本論文の構成を以下に示す。

- 第1章 序論
- 第2章 水平部材を含む架構全体の耐震性能残存率  $SI_m$  の提案
- 第3章 梁降伏型 RC 造 1 層架構の静的載荷実験及び曲げ耐力法による  $SI_m$  の評価
- 第4章 梁降伏型 RC 造 2 層 F 型架構の静的載荷実験及び曲げ耐力法による  $SI_m$  の評価
- 第5章 異なる崩壊機構の想定が多層骨組の  $SI_m$  の評価結果に与える影響
- 第6章 結論

第1章「序論」では、2008年中国・四川地震や2011年東北地方太平洋沖地震など世界各地で発生する地震が人類に莫大な人的および経済的損害を与えることを述べ、震災復興に向けた第一段階として、建物の残存耐震性能の定量的な評価に基づく被災度区分判定が重要であることを述べる。また、現在の構造設計の主流である梁降伏型 RC 造建物の登場背景や被災特徴について紹介し、本研究に至るまでの背景および本研究の目的について詳細に述べる。次に、地震により被災した RC 造建物の残存耐震性能評価に関する既往の研究を説明し、最後に本論文の構成について述べる。

第2章「水平部材を含む架構全体の耐震性能残存率  $SI_m$  の提案」では、まず架構のエネルギー吸収能力に基づき、架構の残存耐震性能を表す全架構耐震性能残存率  $SI_m$  の理論解を定義する。また、梁降伏型 RC 造架構を対象として、軽微～大破・倒壊の被災度と対応する「特徴区間」と称する区間をひび割れや降伏発生による剛性変化に代表される工学量に基づき定義し、更に  $SI_m$  の理論解を用いて特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値の設定手法を提示する。次に、地震被災現場への適用を意図し、被災建物から容易に得られる損傷データに基づき  $SI_m$  を算定可能な簡易評価法を提案する。その際、ある層柱の柱脚及び柱頭に降伏ヒンジが形成される層崩壊型架構、あるいは1層柱の柱脚及び各層梁の両端に降伏ヒンジが形成される全体崩壊型架構を想定したうえで、崩壊機構における部材のヒンジに着目し、ヒンジ位置のみが変形し、エネルギー吸収もすべてヒンジ位置で行われると仮定したうえで、ヒンジ位置での損傷から架構全体の残存耐震性能を評価する。また、 $SI_m$  の簡易評価法の提案において、梁部材の損傷度区分や耐震性能低減係数  $\eta$  を定義すると共に、架構全体の耐震性能に及ぼす各部材の寄与度をエネルギー寄与係数  $\alpha$  として定義し、その略算的评价法について議論する。

第3章「梁降伏型 RC 造 1 層架構の静的載荷実験及び曲げ耐力法による  $SI_m$  の評価」では、梁降伏型 1 層架構である 2 体の試験体の静的載荷実験結果を適用し、まず  $SI_m$  の理論解と特徴区間の関係を検討し、次に各特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値を第2章で提案した手法に基づき算定す

る。更に、 $SI_m$  の簡易評価法を地震被災現場へ適用するため、梁部材の損傷度と損傷量（最大残留ひび割れ幅）の関係を検討し、目視可能な損傷に基づく損傷度区分の目安を提示したうえ、その損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta$  を提示する。また、部材のエネルギー寄与係数  $\alpha$  の曲げ終局モーメントに基づいた略算法についてもその妥当性を確認する。最後に、 $SI_m$  の理論解と簡易評価手法による算定結果を比較し、梁降伏型 RC 造 1 層架構における簡易評価法の妥当性を検証する。

第4章「梁降伏型 RC 造 2 層 F 型架構の静的載荷実験及び曲げ耐力法による  $SI_m$  の評価」では、本評価手法の多層架構への展開の端緒として、各部材の曲げ終局モーメント比及び垂れ壁が柱と接触することで架構の最大耐力時の部材角を増大させるためのスリット付き垂れ壁の有無をパラメータとした計 3 体の梁降伏型 RC 造 2 層 F 型架構の静的載荷実験を実施し、まず破壊経過や荷重-変形関係について示す。次に、これらの実験結果を用い第 3 章と同様に、 $SI_m$  の理論解と特徴区間の関係の検討結果より各特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値を算定し、更に梁部材の損傷度と最大残留ひび割れ幅の関係、損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta$  の算定、及び部材のエネルギー寄与係数  $\alpha$  の曲げ終局モーメントに基づいた略算法の妥当性について検討する。最後に、梁降伏型 RC 造 2 層架構における  $SI_m$  の簡易評価法の妥当性について検討を行い、本評価手法の多層架構への適用性を示す。

第5章「異なる崩壊機構の想定が多層骨組の  $SI_m$  の評価結果に与える影響」では、本評価手法の適用性及び妥当性について更なる検討を行うため、多層骨組に対する静的荷重漸増解析を実施する。まず、部材の復元力特性モデルや外力分布などの解析方法について述べる。次に、上記の解析方法に基づき、各部材の曲げ終局モーメント比、層数及びスパン数をパラメータとした多層骨組の解析を行い、その解析結果に簡易評価法を適用し  $SI_m$  を算定する。簡易評価法による  $SI_m$  の算定にあたり、第 2 章で想定した架構の崩壊機構（即ち、降伏ヒンジの位置と数）が正しく設定されることを前提としているが、地震被災現場においては調査者の視認による判断が常に正解値を与えるとは限らないことから、この誤差が  $SI_m$  の評価結果に与える影響について検討する。更に、壁や天井などの影響により梁の損傷状態が確認できないことを予想し、被災現場における調査可能な部材数の多少が  $SI_m$  の評価結果に与える影響について検討する。

第6章「結論」では、本研究で得られた結果を総括すると共に、今後も引き続き検討すべき課題について記述する。

本論文の構成を図化して、以下の図 1.5 に示す。

## 第1章: 序論

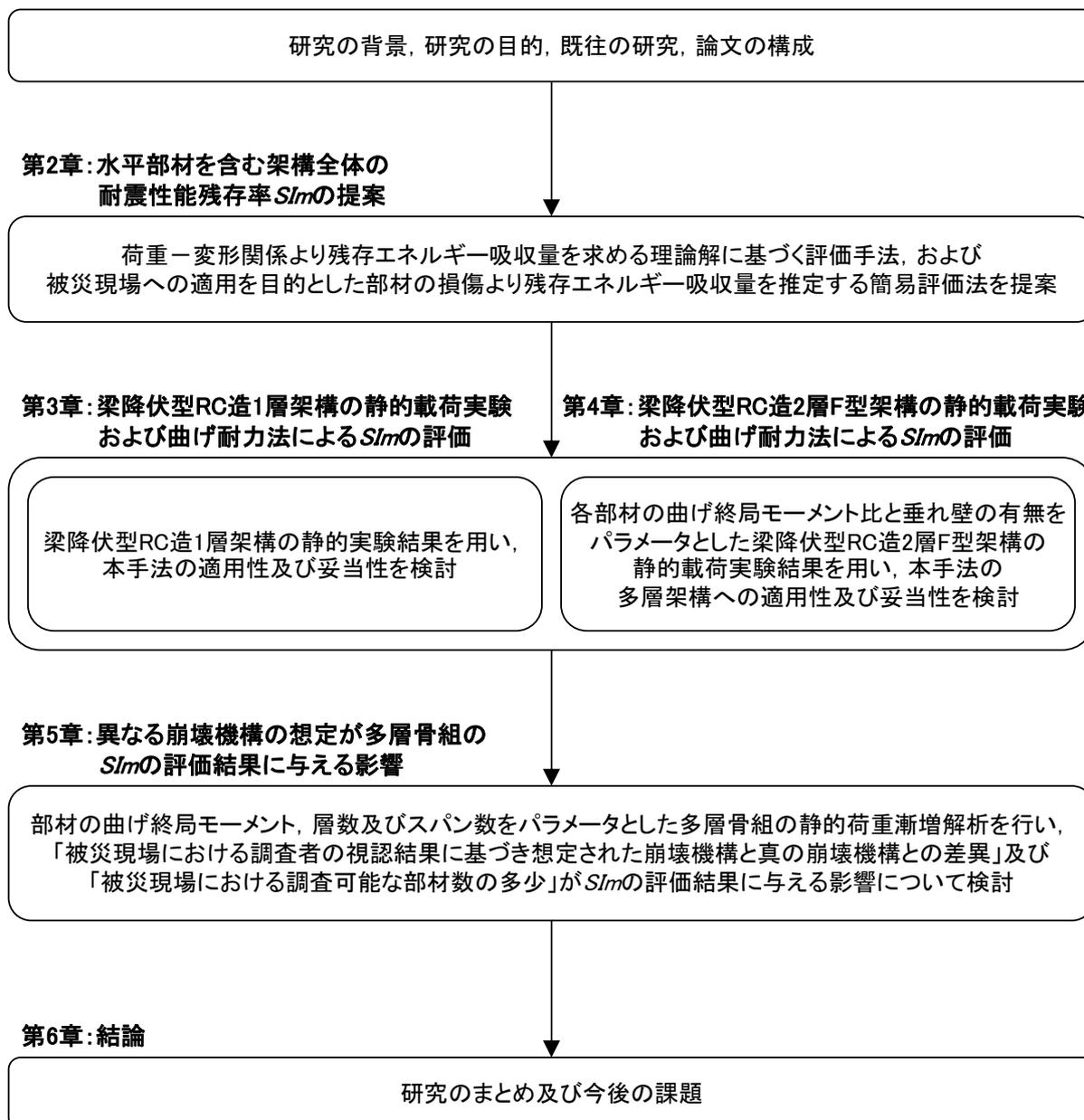


図 1.5 本論文の流れ

## [参考文献]

- [1.1] Q. Li, S. Zhao and so on : ANALYSIS OF SEISMIC DAMAGE OF ENGINEERING STRUCTURES IN WENCHUAN EARTHQUAKE (2008), 2008.9 (in Chinese)
- [1.2] 日本建築学会：2011年東北地方太平洋沖地震災害調査速報，2011.7
- [1.3] 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2001.9
- [1.4] 日本建築学会：1978年宮城県沖地震災害調査報告，1980.2
- [1.5] 日本建築センター：改正建築基準法施行令に基づく構造計算の解説，1980.11
- [1.6] 日本建築士会連合会：建築設計者のための新しい耐震基準の手引，1981.11
- [1.7] 日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告（建築編－1）鉄筋コンクリート造建築物，1997.7
- [1.8] Y.-J. Park and A.H.-S. Ang : Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.111, No.4, pp.722-739, Apr. 1985.4
- [1.9] Y.-J. Park, A.H.-S. Ang and Y.K. Wen : Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.111, No.4, pp.740-757, Apr. 1985.4
- [1.10] J.M. Bracci, A.M. Reinhorn, J.B. Mander and S.K. Kunnath: Deterministic Model for Seismic Damage Evaluation of RC Structures, Technical Report NCEER-89-0033, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, 1989.9
- [1.11] S.S.F. Mehanny and G.G. Deierlein: Modeling of Assessment of Seismic Performance of Composite Frames with Reinforced Concrete Columns and Steel Beams, Report No.135, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Aug. 2000.8
- [1.12] M.S.L. Roufaiel and C. Meyer: Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of R/C Frames, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.113, No.3, pp.429-444, 1987.3
- [1.13] M.S.L. Roufaiel and C. Meyer: Reliability of Concrete Frames Damaged by Earthquakes, ASCE, Vol.113, No.3, pp.429-444, 1987.3
- [1.14] 文野正裕，前田匡樹，長田正至：部材の残余耐震性能に基づいた震災 RC 造建物の被災度評価法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，pp.1447-1452，2000
- [1.15] 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2001.10

---

## 第 2 章

### 水平部材を含む

#### 架構全体の耐震性能残存率 $SI_m$ の提案

---

## 2.1 はじめに

近年、曲げ降伏する RC 造梁部材を対象とし地震時の損傷とエネルギー吸収量との関係について検討が行われており<sup>[2.1], [2.2]</sup>, またエネルギー吸収量に基づき梁の損傷が架構全体に及ぼす影響を評価するなど梁降伏型 RC 造架構の残存耐震性能評価手法の提案を目的とした研究が進められつつあるが<sup>[2.3], [2.4]</sup>, 地震被災現場への適用に結び付けられる梁の損傷度に応じた耐震性能低減係数や梁降伏型 RC 造建物を対象とした耐震性能残存率  $R$  の被災度を区分する閾値などについて明確に定義されていない。本章では、架構の安全限界までのエネルギー吸収能力の残存度合に基づき、残存耐震性能を表す全架構耐震性能残存率  $SI_m$  を提案し、まずはその理論解を提示する。また、梁降伏型 RC 造架構の被災度を判定するため、軽微～大破・倒壊の被災度と対応する「特徴区間」と称する区間をひび割れや降伏ヒンジの発生による剛性変化に代表される工学量に基づき定義し、更に  $SI_m$  の理論解を用いて、特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値の算定手法を提示する。その後、地震被災現場への適用を目的として、架構の崩壊機構に着目し、そのヒンジ位置のみが変形し、エネルギー吸収もすべてヒンジ位置で行われると仮定したうえで、被災建物から容易に得られるヒンジ位置での損傷データに基づき  $SI_m$  を算定可能な簡易評価法(曲げ耐力法)を提案する。この際、梁部材における損傷度とそれに応じた耐震性能低減係数  $\eta$  を定義し、 $\eta$  に対する重み付け係数として部材のエネルギー吸収能力の大小に応じて算定されるエネルギー寄与係数  $\alpha$  を定めたいえ、 $SI_m$  の簡易評価法が適用される被災現場では各部材のエネルギー吸収能力を逐一算定することが極めて難しいため、部材の曲げ終局モーメントの大小に基づき  $\alpha$  を算定する略算法について検討する。

## 2.2 架構全体のエネルギー吸収能力に基づく残存耐震性能の理論解

### 2.2.1 架構全体の耐震性能残存率 $SI_m$ の定義

地震により被災した建物の残存耐震性能は、架構の安全限界までの余裕度の残存度合として定義され、これまで様々な評価手法が提案されている<sup>[2.5], [2.6]</sup>。これらの評価手法の多くは、主に鉛直部材の水平耐力あるいは鉛直荷重支持能力の低下・喪失に基づき安全限界を定め、部材変形、耐力、エネルギー吸収量などの工学量から架構の残存耐震性能を定式化している。

これらの評価手法と同様な考え方で、本研究では架構の水平抵抗が最大水平耐力のある割合に低下したときを架構の安全限界と定め、架構の安全限界に至らしめる外力(地震動)の大小で耐震安全性が定量的に表されるものとする。また、式(2.1)に示している仮想仕事の原理から地震動による外力仕事と内力仕事である架構のエネルギー吸収量との釣り合いを考え、被災後の架構がその安全限界までに吸収可能なエネルギー量の残存度合に基づきその残存耐震性能を評価することとする。ここで架構の安全限界を定義する耐力低下率は、「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」<sup>[2.7]</sup>において、部材の終局限界変形がその部材の最大耐力 80%低下時

の変形と定義されていることに依拠し、本研究では図 2.1 のように架構の最大耐力の 80%低下時と定義した。架構の水平抵抗が最大耐力の 80%に低下する点では、部材のせん断力負担量や変形能力のばらつきなどを考慮すれば、靱性保証指針で定義される終局限界変形を超えている部材も少なくない割合で生じている可能性もあるが、その他の比較的健全な部材への応力再分配が行われることを考慮すれば、ここで設定した安全限界において架構が倒壊する可能性は極めて低いと考えられる。

式 (2.1c) において、内力仕事である架構を形成する各構造部材のエネルギー吸収量の総和を、柱と梁部材のエネルギー吸収量ごとに考えると、式 (2.2) が得られる。ここで、柱と梁部材におけるエネルギー吸収量及びエネルギー吸収能力（部材が架構の安全限界まで吸収可能なエネルギー量）の算定方法を式 (2.3) ~ (2.4) に、その概念を図 2.1 にそれぞれ示す。なお、図 2.1 では架構の安全限界時（架構の水平抵抗が最大耐力の 80%低下時）において、柱は軸力の作用の影響でその終局限界変形角  $\theta_{u,cj}$ （柱部材の最大耐力 80%低下時の変形角）を超えている一方、梁はその  $\theta_{u,bk}$ （梁部材の最大耐力 80%低下時の変形角）を超えないように作図している。

$$W_{外} = W_{内} \quad (2.1a)$$

$$W_{外} = \sum K \cdot \Delta \quad (2.1b)$$

$$W_{内} = \sum_{i=1}^n E_i = \sum_{i=1}^n M_i \cdot \theta_i \quad (2.1c)$$

ここで、

$W_{外}$ , 及び  $W_{内}$  : 外力（地震動）による仕事, 及び内力による仕事

$K$  : 外力（地震動）

$\Delta$  : 外力による変形

$E_i$  : 架構を構成する構造部材  $i$  のエネルギー吸収量

$M_i$  : 架構を構成する構造部材  $i$  の曲げモーメント

$\theta_i$  : 架構を構成する構造部材  $i$  の変形角

$n$  : 架構を構成する構造部材数

$$\sum_{i=1}^n E_i = \sum_{j=1}^{\ell} E_{cj} + \sum_{k=1}^m E_{bk} \quad (2.2)$$

ここで、

$E_{cj}$  : 柱  $j$  のエネルギー吸収量

$E_{bk}$  : 梁  $k$  のエネルギー吸収量

$\ell$  : 柱部材数

$m$  : 梁部材数

本研究において、架構のエネルギー吸収量及びエネルギー吸収能力は単調荷重時の履歴エネルギーを示しており、繰り返し荷重時の荷重-変形関係に対しては、その包絡線から求めたエネルギー吸収量及びエネルギー吸収能力に基づき架構の残存耐震性能を評価することとする。

また、式 (2.3a) 及び式 (2.4a) のようにある最大応答点  $d$  における柱及び梁部材のエネルギー吸収量  $E_{d,cj}$ ,  $E_{d,bk}$  は  $d$  点後の除荷時まで吸収した履歴エネルギーであるが、式 (2.3b) 及び式 (2.4b) のように架構の安全限界までの柱及び梁部材のエネルギー吸収能力  $E_{u,cj}^*$ ,  $E_{u,bk}^*$  は図 2.1 に示したように除荷による応答変形の減少を考慮していないエネルギー吸収量である。即ち、式 (2.3a) 及び式 (2.4a) において、 $\theta_{d,cj} = \theta_{u,cj}^*$ ,  $\theta_{d,bk} = \theta_{u,bk}^*$  の時のみそれぞれ  $\theta_{r,cj} = \theta_{u,cj}^*$ ,  $\theta_{r,bk} = \theta_{u,bk}^*$  とした。これらの設定より、安全限界点の前後で不連続な値を与えることとなるが、安全限界時の残存エネルギー吸収能力をゼロとして扱うことになるため、その物理的意味がより明快になるという利点がある。

$$E_{d,cj} = \int_0^{\theta_{d,cj}} M_{cj} \cdot d\theta_{cj} - \frac{1}{2} M_{d,cj} \cdot (\theta_{d,cj} - \theta_{r,cj}) \quad (2.3a)$$

$$E_{u,cj}^* = \int_0^{\theta_{u,cj}^*} M_{cj} \cdot d\theta_{cj} \quad (2.3b)$$

ここで、

$E_{d,cj}$  : 柱  $j$  の最大応答点  $d$  後の除荷時変形角  $\theta_{r,cj}$  までのエネルギー吸収量

$E_{u,cj}^*$  : 架構の安全限界までの柱  $j$  のエネルギー吸収能力

$M_{cj}$  : 柱  $j$  の曲げモーメント-変形角関係においてある変形角に対する曲げモーメント

$d\theta_{cj}$  : 柱  $j$  の変形角の増分

$M_{d,cj}$  : 柱  $j$  の最大応答点  $d$  時の曲げモーメント

$\theta_{d,cj}$  : 柱  $j$  の最大応答点  $d$  時の変形角

$\theta_{r,cj}$  : 柱  $j$  の最大応答点  $d$  後の除荷時変形角

$\theta_{u,cj}^*$  : 架構の安全限界時の柱  $j$  の変形角

$$E_{d,bk} = \int_0^{\theta_{d,bk}} M_{bk} \cdot d\theta_{bk} - \frac{1}{2} M_{d,bk} \cdot (\theta_{d,bk} - \theta_{r,bk}) \quad (2.4a)$$

$$E_{u,bk}^* = \int_0^{\theta_{u,bk}^*} M_{bk} \cdot d\theta_{bk} \quad (2.4b)$$

ここで、

$E_{d,bk}$  : 梁  $k$  の最大応答点  $d$  後の除荷時変形角  $\theta_{r,bk}$  までのエネルギー吸収量

$E_{d,bk}^*$  : 架構の安全限界までの梁  $k$  のエネルギー吸収能力

$M_{bk}$  : 梁  $k$  の曲げモーメント-変形角関係においてある変形角に対する曲げモーメント

$d\theta_{bk}$  : 梁  $k$  の変形角の増分

$M_{d,bk}$  : 梁  $k$  の最大応答点  $d$  時の曲げモーメント

$\theta_{d,bk}$  : 梁  $k$  の最大応答点  $d$  時の変形角

$\theta_{r,bk}$  : 梁  $k$  の最大応答点  $d$  後の除荷時変形角

$\theta_{u,bk}^*$  : 架構の安全限界時の梁  $k$  の変形角

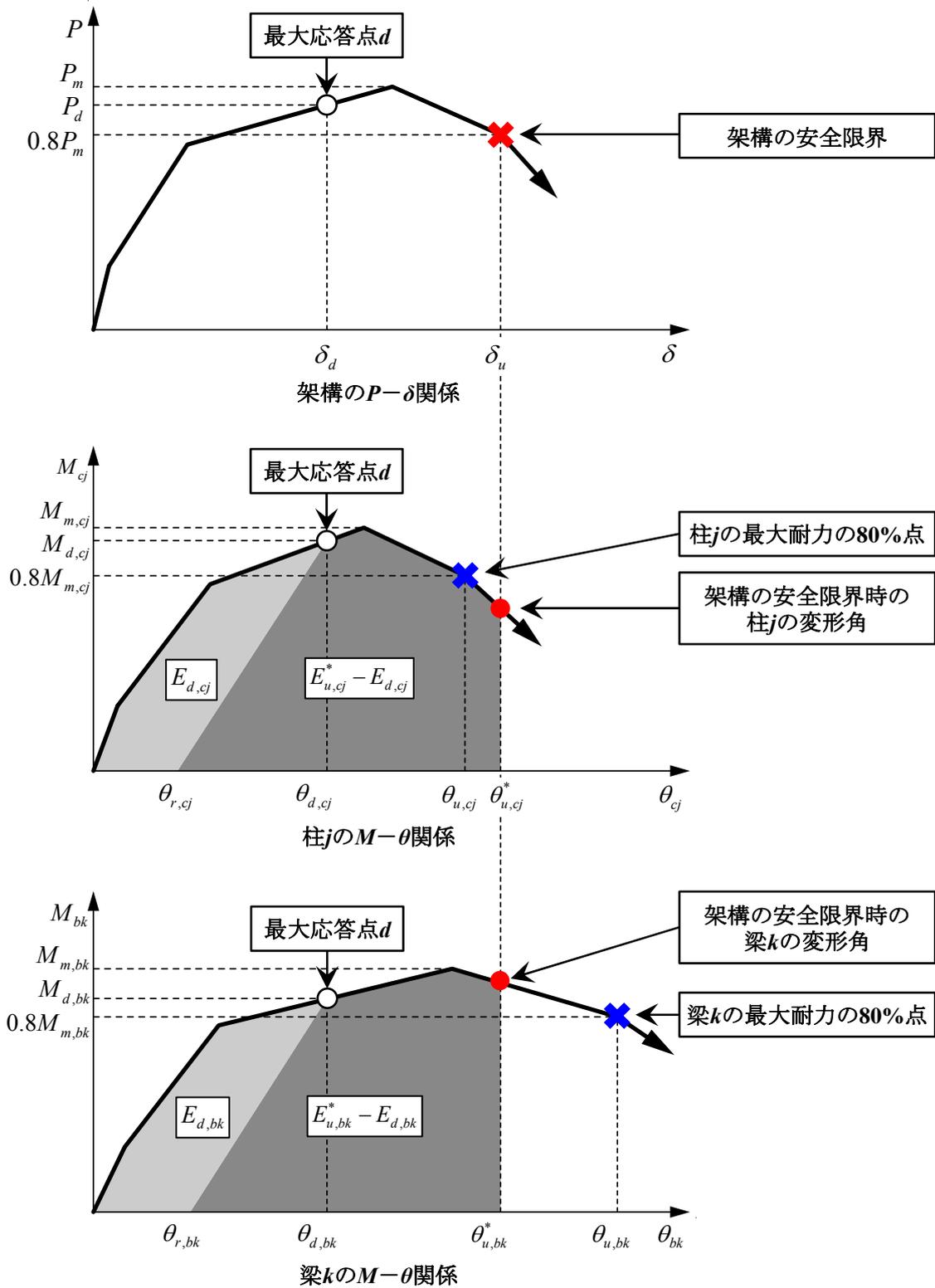


図 2.1 架構の安全限界及び部材のエネルギー吸収量（吸収能力）の概念

しかし、架構のエネルギー吸収量及びエネルギー吸収能力は架構の規模に応じて絶対量が異なるため、それぞれの絶対値の大小で耐震安全性の良否を判断できるものではない。そこで、式(2.5)のように架構全体の残存耐震性能を表す全架構耐震性能残存率  $SI_m$  を、架構のエネルギー吸収量と架構の安全限界までのエネルギー吸収能力に対する割合として定義する。

$SI_m$  の算定に当たり、部材のエネルギー吸収能力  $E_{u,i}$  は図 2.1 のように「架構」の水平抵抗が最大耐力の 80%まで低下した、すなわち安全限界までの部材の変形に基づき求めるものであり、「部材」の水平耐力がその最大耐力の 80%まで低下した時点とは必ず対応するものではないという点に注意されたい。

$$SI_m = \left( 1 - \frac{\sum_{i=1}^n E_{d,i}}{\sum_{i=1}^n E_{u,i}^*} \right) \times 100 (\%) \quad (2.5)$$

ここで、

$E_{d,i}$  : 最大応答変形後の除荷時変位までの「部材  $i$ 」のエネルギー吸収量

$E_{u,i}^*$  : 「架構」の水平抵抗が最大耐力の 80%低下時まで「部材  $i$ 」が吸収したエネルギー量（「架構」の安全限界における「部材  $i$ 」のエネルギー吸収能力）

$n$  : 架構を構成する構造部材数

2.2.2 被災度を表す特徴区間の定義及びその  $SI_m$  との関係

## 2.2.2.1 特徴区間の定義

前章で述べたように、既往の研究<sup>[2,8]</sup>では架構の被災度（軽微～大破・倒壊）を、表 2.1 のように鉛直部材である柱や壁に表出する損傷状態に基づき、視認状況に応じた定性的な判断により区分しているが、この被災度の定義では水平部材である梁の損傷については言及していない。従って、本研究で対象としている梁に降伏ヒンジが生じる建物の被災度は、表 2.1 を用いて判定することはできず、また定量的な分析に基づき被災度を判定することができないという問題がある。そこで本研究では、表 2.1 との対応関係のある程度意識しながら、ひび割れや降伏ヒンジの発生による剛性低下に代表される工学量に基づき被災度を定めることを目的として、架構の荷重-変形関係における骨格曲線上の特徴区間を新たに定義する。

即ち、表 2.2 のように架構の骨格曲線においてひび割れ点を越えた部材の発生から降伏点を越える部材の発生までを A 区間、降伏ヒンジが架構内の各所に進展し崩壊機構に至るまでを B 区間、架構が最大水平耐力に至るまでを C 区間、架構の水平抵抗が最大水平耐力の 80%に低下するまでを D 区間、それ以降を E 区間として被災度の進展を表す特徴区間と定義する。架構の骨格曲線上の特徴区間の概念を図 2.2 に示す。

表 2.1 架構の損傷状態に基づいた被災度の定義<sup>[2,8]</sup>

被災度	損傷状態
軽微	柱・耐力壁・二次壁の損傷が軽微か、もしくは、ほとんど損傷がないもの。
小破	柱・耐力壁の損傷は軽微であるが、RC 二次壁・階段室のまわりに、せん断ひび割れが見られるもの。
中破	柱に典型的なせん断ひび割れ・曲げひび割れ、耐力壁にせん断ひび割れが見られ、RC 二次壁、非構造体に大きな損傷が見られるもの。
大破	柱のせん断ひび割れ・曲げひび割れによって鉄筋が露出・座屈し、耐力壁に大きなせん断ひび割れが生じて、耐力に著しい低下が認められるもの。
倒壊	柱・耐力壁が大破壊し、建物全体または建物の一部が崩壊に至ったもの。

表 2.2 「架構」の工学量に基づいた特徴区間の定義

特徴区間	定義
A 区間	ひび割れ点を超えた部材が生じてから 降伏点を超えた部材が生じるまでの区間
B 区間	降伏ヒンジが架構内各所に進展し、 崩壊機構形成に至るまでの区間
C 区間	架構が最大水平耐力に至るまでの区間
D 区間	耐力低下域に入り、「架構」の水平抵抗が 最大水平耐力の 80%低下時に至るまでの区間
E 区間	水平抵抗能力を喪失するまでの区間

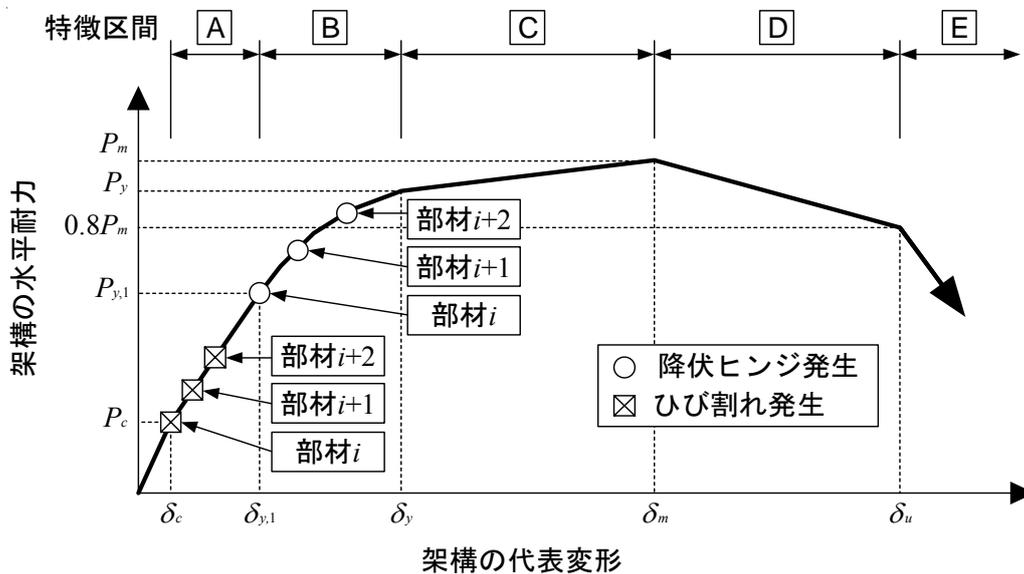


図 2.2 架構の骨格曲線上の特徴区間の概念

図 2.2 において、 $P_c$  : ある部材  $i$  がひび割れ点を超える時の架構の水平耐力、 $P_{y,1}$  : ある部材  $i$  が降伏点を超える時の架構の水平耐力、 $P_y$  : 架構が崩壊機構の形成に至る時の水平耐力、 $P_m$  : 架構の最大水平耐力、 $\delta_c$  : ある部材  $i$  がひび割れ点を超える時の架構の水平変形、 $\delta_{y,1}$  : ある部材  $i$  が降伏点を超える時の架構の水平変形、 $\delta_y$  : 架構が崩壊機構の形成に至る時の水平変形、 $\delta_m$  : 架構が最大水平耐力となる時の水平変形、 $\delta_u$  : 架構の水平抵抗が最大水平耐力の 80%に低下する時の水平変形である。

2.2.2.2 特徴区間と従来の被災度の関係

A～Eの特徴区間と従来の被災度区分における軽微～倒壊との関係を明らかにするため、塑性変形能力のある柱部材（曲げ柱）で構成される層崩壊型 RC 造架構を例として検討を行う。ここで考えている架構モデルは、全ての柱が等しい変形をするが、異なる変形能力を有するものの各柱に生じる損傷度に極端な差が生じないと仮定し（即ち、損傷度ⅡとⅢのように連続する損傷度の柱は混在するが、損傷度ⅡとⅣのように離れた損傷度の柱は混在しない程度の変形能力の差を考える）、単純化されたものを想定する。

表 2.2 に示している架構の特徴区間の定義及び「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」<sup>[2.9]</sup>における曲げ部材の損傷度の定義（図 2.3）によると、各特徴区間での柱部材の損傷度分布は表 2.3 のように概ね対応付けることができる。即ち、ここで考えている単純な架構モデルでは、降伏点を越えた部材が生じない A 区間ではほとんどの柱部材が損傷度Ⅰとなるが、降伏ヒンジが順次形成される B 区間では損傷度ⅠとⅡの柱部材が混在していると考えられる。また、全ての柱部材に降伏ヒンジが発生し架構の最大水平耐力に至るまでの C 区間では、損傷度Ⅱの柱部材が多数である中、損傷の進展が比較的早い柱部材は損傷度Ⅲになる可能性もあると考えられる。ある柱部材の耐力低下が直接的に影響する D 区間では、架構全体が大変形領域であるため全柱部材のうち損傷度ⅢとⅣのものが占める割合が極めて高いと考えられる。それ以降の E 区間では、架構の更なる変形により損傷度ⅣとⅤの柱部材が多くなると想定される。

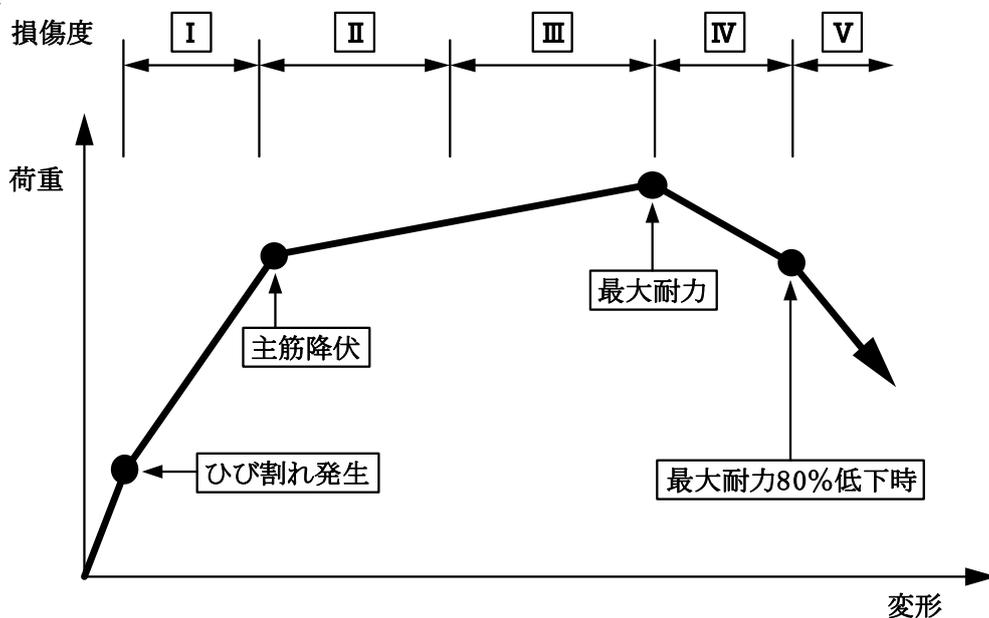


図 2.3 曲げ部材の損傷度の定義（文献[2.9]に基づき作成）

表 2.3 架構の各特徴区間での柱部材の損傷度分布

特徴区間	柱部材の損傷度分布
A 区間	無被害及び損傷度 I
B 区間	損傷度 I 及び II
C 区間	損傷度 II 及び III
D 区間	損傷度 III 及び IV
E 区間	損傷度 IV 及び V

上記の柱部材の損傷度分布に基づき、前章で紹介した「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」<sup>[2.9]</sup>における耐震性能残存率  $R$  の略算法から各区間での  $R$  を算定して、被災度を区分する  $R$  の閾値(表 2.4)により架構の被災度を判定すると表 2.5 のようになる。この結果より、曲げ柱で構成される層崩壊型 RC 造架構の場合、A～E 区間の特徴区間と従来の被災度である軽微～倒壊がそれぞれ概ね対応していることが分かる。なお、ここで考えている架構モデルでは、全ての柱が等しい変形をするが、異なる変形能力を有するものの各柱に生じる損傷度に極端な差が生じないと仮定したため、表 2.5 に記載している耐震性能残存率  $R$  は、曲げ柱を想定した場合の②欄に示す損傷度分布に対応する耐震性能低減係数  $\eta$  ( $\eta$  はそれぞれ損傷度 I で 0.95, II で 0.75, III で 0.5, IV で 0.1, V で 0 である) の値と等しくなる。そこで、以降より特徴区間とそれに応じる被災度を併記することとする。

表 2.4 耐震性能残存率  $R$  と被災度の関係<sup>[2.9]</sup>

耐震性能残存率 $R$ (%)	被災度
$R \geq 95$	軽微
$80 \leq R < 95$	小破
$60 \leq R < 80$	中破
$R < 60$	大破
$R \doteq 0$	倒壊

表 2.5 架構の特徴区間と従来の損傷度の関係

①特徴区間	②柱部材の損傷度分布	③耐震性能残存率 $R$	④被災度区分
A 区間	損傷度 I	$95\% < R < 100\%$	軽微
B 区間	損傷度 I 及び II	$75\% < R < 95\%$	概ね小破に対応
C 区間	損傷度 II 及び III	$50\% < R < 75\%$	概ね中破に対応
D 区間	損傷度 III 及び IV	$10\% < R < 50\%$	大破
E 区間	損傷度 IV 及び V	$0\% < R < 10\%$	概ね倒壊に対応

2.2.2.3 特徴区間（被災度）と  $SI_m$  の関係

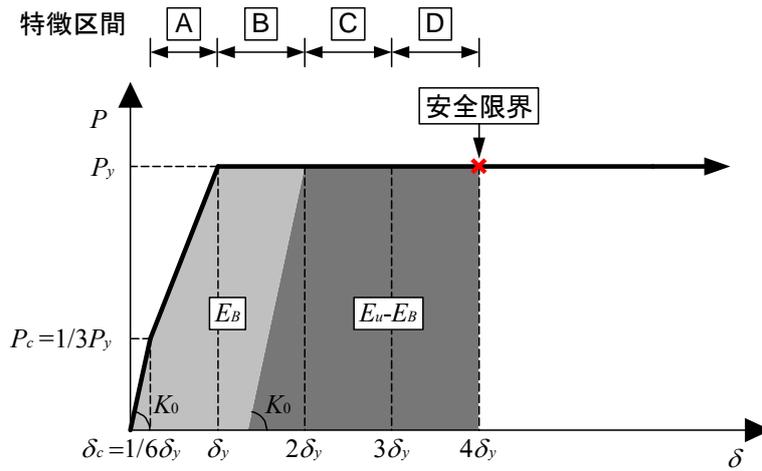
前章で述べたように「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」<sup>[2.9]</sup>では、1991年版の被災度区分判定基準の損傷割合  $D$  を基本に、1978年宮城県沖地震に際して定められた定義(表2.1)により調査者の工学的判断を加味した被災度区分判定結果と、1995年兵庫県南部地震時に調査された被災建物群の耐震性能残存率  $R$  との関係に基づき、表2.4のように被災度を区分する耐震性能残存率  $R$  の閾値を設定している。そこで本節では、第3章及び第4章で架構の実験結果を用いて特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値を設定することを念頭に、簡単な復元力特性モデルと特徴区間を設定し、 $SI_m$  の閾値に関する議論を行う。

架構の変形能力及び各特徴区間の変形量の違いを考慮し、まず図2.4のように Tri-linear 型の復元力特性に対して三つのケースの特徴区間を設定した。ここで、ケース1は安全限界変形を  $4\delta_y$  とし、 $\delta_y$  ごとに A~D 区間を設定した。ケース2は、ケース1に対して安全限界変形を  $6\delta_y$  とし、変形能力の増加分はすべて D 区間に分配した。ケース3は、ケース2に対して C 区間の変形量を増加させ、安全限界変形を維持しつつ D 区間を減じた。

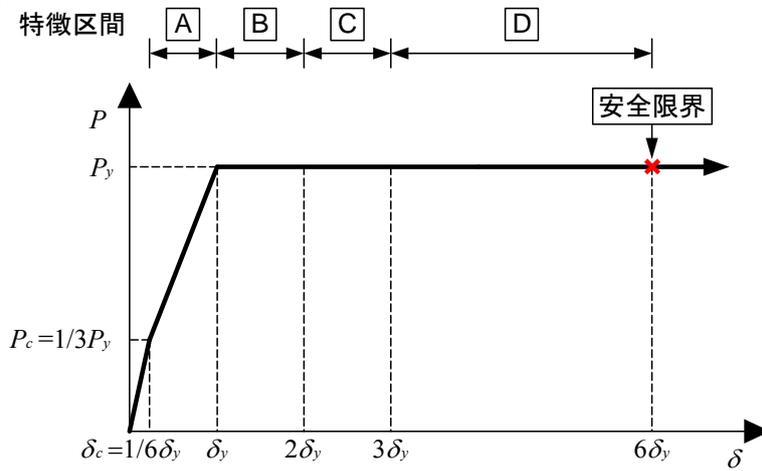
次に、図2.4に併記している架構のエネルギー吸収量及び吸収能力を式(2.5)に代入し、 $SI_m$  の理論解を算定した。この際、式(2.5)における各部材のエネルギー吸収量の総和 ( $\Sigma E_{d,i}$ ) 及びエネルギー吸収能力の総和 ( $\Sigma E_{u,i}$ ) は、上記の復元力特性モデルから求めた架構のエネルギー吸収量及びエネルギー吸収能力で置換して  $SI_m$  を算定した。例えば、図2.4(a)に示しているケース1において、B区間とC区間の境界での  $SI_m$  を算定する際、B区間までのエネルギー吸収量  $E_B$  及び安全限界までのエネルギー吸収能力  $E_u$  を、式(2.5)の  $\Sigma E_{d,i}$  及び  $\Sigma E_{u,i}$  にそれぞれ代入することとした。

上記の計算方法より算定した  $SI_m$  と特徴区間の関係(図2.5)に基づき、特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値をケースごとに求め、表2.6に示す。表2.6に示しているケース1とケース2の算定結果より、それぞれ同じ変形量を占めている A, B, C 区間に対して、架構の安全限界までの変形能力が増加すると、各区間を区分する  $SI_m$  の閾値が大きくなることが分かる。また、ケース2とケース3の算定結果を比較すると、同様な架構の安全限界までの変形能力に対しても、C区間のようにその変形量が大きくなると、C区間とD区間を区分する  $SI_m$  の閾値が小さい値を示す。

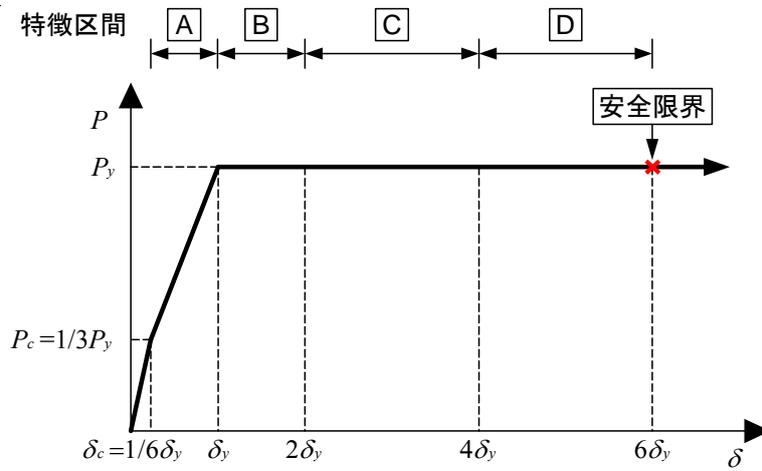
これらのケースのように、特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値は、各区間の変形量や架構の終局変形(安全限界までの変形能力)などの影響を受けるため、なるべく多くの実験結果を参照し、その上限値や平均値などにより無理のない範囲で設定することが望ましい(実験結果を用いた閾値の最終的な採用値は第4章で示す)。例えば、表2.6に示している  $SI_m$  の閾値のうち、A-B区間閾値、B-C区間閾値及びC-D区間閾値それぞれの上限值となったケース2の  $SI_m$  の閾値を設定した場合、ケース1のような塑性変形能力の低い建物に適用したとしても、被災度(特徴区間)をより保守的に評価可能となる。



(a) ケース 1

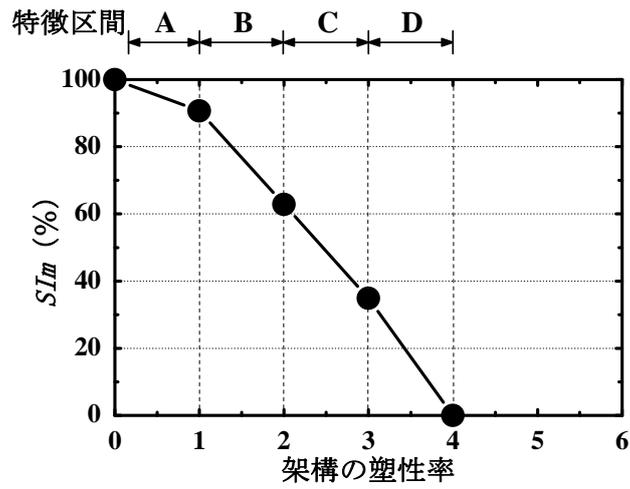


(b) ケース 2

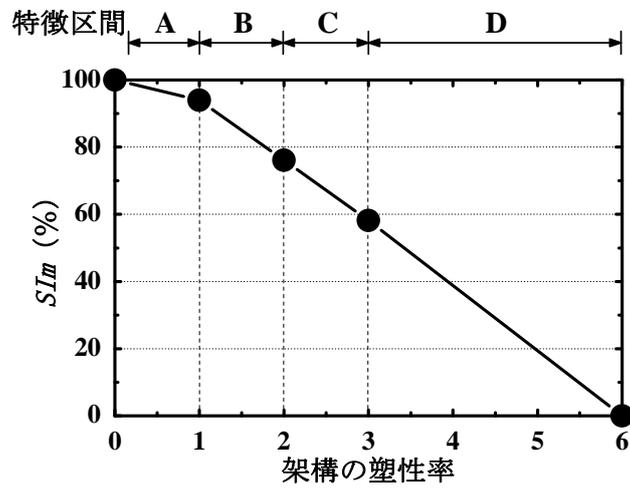


(c) ケース 3

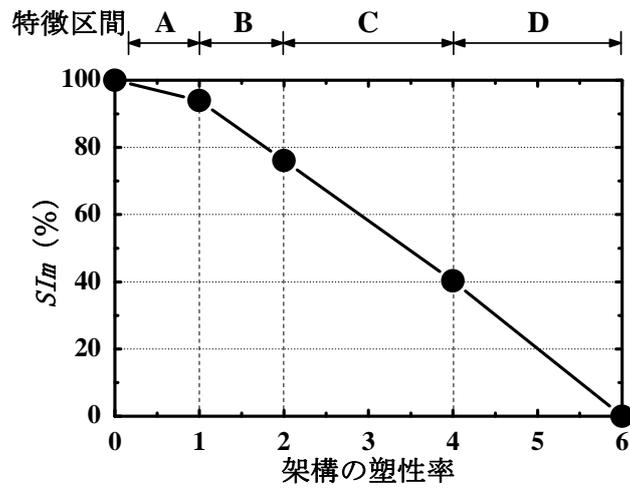
図 2.4 架構の特徴区間の設定例



(a) ケース 1



(b) ケース 2



(c) ケース 3

図 2.5 特徴区間と  $SI_m$  の関係

表 2.6 特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値

ケース	特徴区間の区分 (対応する被災度)		
	A-B 区間閾値 (軽微-小破境界)	B-C 区間閾値 (小破-中破境界)	C-D 区間閾値 (中破-大破境界)
ケース 1	90.7%	62.8%	34.9%
ケース 2	94.0%	76.1%	58.2%
ケース 3	94.0%	76.1%	40.3%

## 2.3 部材の損傷と曲げ耐力に基づく評価手法（曲げ耐力法）

### 2.3.1 被災現場への適用を考慮した $SI_m$ 評価手法の簡略化

前節では、架構の安全限界までのエネルギー吸収能力の残存度合に基づき  $SI_m$  の理論解を提案しているが、実際の地震被災現場では各部材のエネルギー吸収量  $E_{d,i}$  や吸収能力  $E_{u,i}$  を算定することが難しいため、式 (2.5) を直接被災建物へ適用し、架構の残存耐震性能を評価することが極めて困難である。そこで本節では、被災現場で目視可能な最大残留ひび割れ幅などの損傷量に基づき  $SI_m$  を推定する簡易評価法の提案を試みる。

被災現場へ適用可能な  $SI_m$  の簡易評価法の提案に当たり、図 2.6 のようにある層柱の柱脚及び柱頭に降伏ヒンジが形成される層崩壊型架構、あるいは 1 層柱の柱脚及び各層梁の両端に降伏ヒンジが形成される全体崩壊型架構を想定する。また、架構の崩壊機構における部材のヒンジに着目し、ヒンジ位置のみが変形し、エネルギー吸収もすべてヒンジ位置で行われると仮定すれば、式 (2.5) における部材のエネルギー吸収量の総和を架構内の各箇所のヒンジでのエネルギー吸収量の総和に置換して展開することができ、式 (2.6) のようになる。ここで、柱部材（ヒンジ）及び梁部材（ヒンジ）におけるエネルギー吸収量と吸収能力の概念は 2.2.1 項の図 2.1 を参照されたい。

$$\begin{aligned}
 SI_m &= \left( 1 - \frac{\sum_{i=1}^n E_{d,i}}{\sum_{i=1}^n E_{u,i}^*} \right) \times 100 = \frac{\sum_{i=1}^n E_{u,i}^* - \sum_{i=1}^n E_{d,i}}{\sum_{i=1}^n E_{u,i}^*} \times 100 = \frac{\sum_{i=1}^n (E_{u,i}^* - E_{d,i})}{\sum_{i=1}^n E_{u,i}^*} \times 100 \\
 &= \frac{\sum_{j=1}^{\ell} (E_{u,cj}^* - E_{d,cj}) + \sum_{k=1}^m (E_{u,bk}^* - E_{d,bk})}{\sum_{j=1}^{\ell} E_{u,cj}^* + \sum_{k=1}^m E_{u,bk}^*} \times 100 (\%) \tag{2.6}
 \end{aligned}$$

ここで、

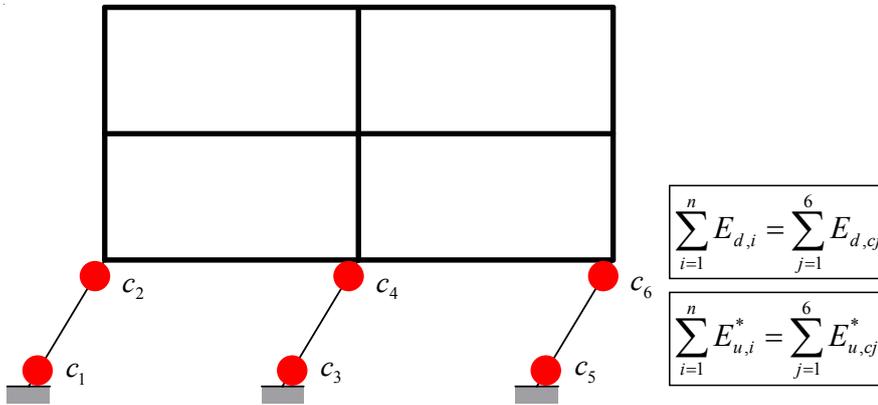
- $E_{d,i}$  : 最大応答変形後の除荷時変位までの部材（ヒンジ） $i$  のエネルギー吸収量
- $E_{u,i}^*$  : 架構の安全限界までに部材（ヒンジ） $i$  が吸収したエネルギー量
- $E_{d,cj}$  : 最大応答変形後の除荷時変位までの柱ヒンジ  $j$  のエネルギー吸収量
- $E_{u,cj}^*$  : 架構の安全限界までに柱ヒンジ  $j$  が吸収したエネルギー量
- $E_{d,bk}$  : 最大応答変形後の除荷時変位までの梁ヒンジ  $k$  のエネルギー吸収量
- $E_{u,bk}^*$  : 架構の安全限界までに梁ヒンジ  $k$  が吸収したエネルギー量
- $n$  : 架構の全ヒンジ数
- $\ell$  : 柱ヒンジ数
- $m$  : 梁ヒンジ数

式 (2.6) において、ヒンジごとのエネルギー吸収量及び吸収能力で更に展開すると、式 (2.7) が得られる。例として、式 (2.7) を図 2.6 のような3層2スパンの層崩壊型及び梁崩壊型架構に適用することを考えると、柱と梁のヒンジ数  $\ell$  と  $m$  はそれぞれ6と0、及び3と12になる。

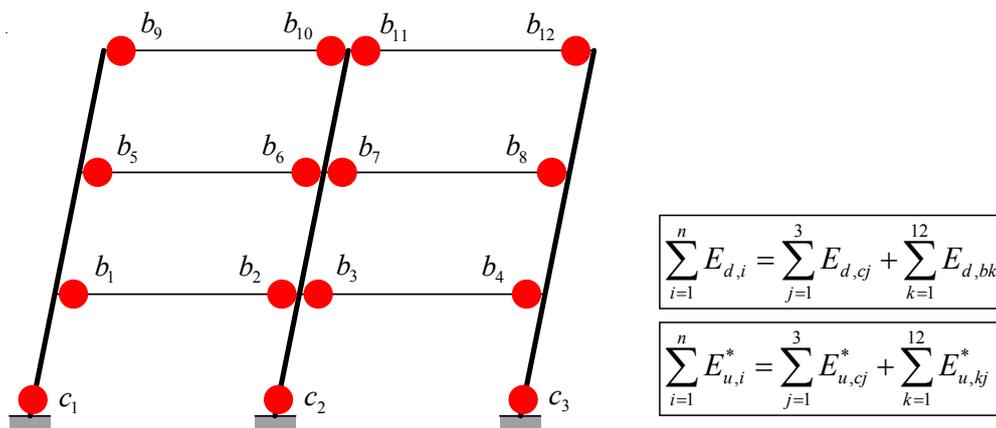
$$SI_m = \frac{\left[ (E_{u,c1}^* - E_{d,c1}) + \dots + (E_{u,c\ell}^* - E_{d,c\ell}) \right] + \left[ (E_{u,b1}^* - E_{d,b1}) + \dots + (E_{u,bm}^* - E_{d,bm}) \right]}{(E_{u,c1}^* + \dots + E_{u,c\ell}^*) + (E_{u,b1}^* + \dots + E_{u,bm}^*)} \times 100 (\%) \quad (2.7)$$

ここで、

- $E_{d,c1} \sim E_{d,c\ell}$  : 最大応答変形後の除荷時変位までの柱ヒンジ  $c1 \sim c\ell$  のエネルギー吸収量
- $E_{u,c1}^* \sim E_{u,c\ell}^*$  : 架構の安全限界までに柱ヒンジ  $c1 \sim c\ell$  が吸収したエネルギー量
- $E_{d,b1} \sim E_{d,bm}$  : 最大応答変形後の除荷時変位までの梁ヒンジ  $b1 \sim bm$  のエネルギー吸収量
- $E_{u,b1}^* \sim E_{u,bm}^*$  : 架構の安全限界までに梁ヒンジ  $b1 \sim bm$  が吸収したエネルギー量



(a) 層崩壊型 RC 造架構の崩壊機構



(b) 梁崩壊型 RC 造架構の崩壊機構

図 2.6 層崩壊型及び梁崩壊型 RC 造架構の典型的な崩壊機構

式 (2.7) に対して、部材に生じているヒンジごとのエネルギー吸収量及び吸収能力を、ある部材のヒンジ（ここでは、柱ヒンジ  $c1$ ）でのエネルギー吸収能力  $E_{u,c1}^*$  で基準化すると式 (2.8) のようになる。ここで、式 (2.9)<sup>[2.10]</sup>のように定義されている部材（ヒンジ）の損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta$ 、及び式 (2.10) のように本研究で定義する部材（ヒンジ）のエネルギー寄与係数  $\alpha$  を式 (2.8) に代入すると、式 (2.11) のようになる。

式 (2.11) を用い、被災現場で架構の  $SI_m$  を算定するためには、柱及び梁部材の損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta$  やエネルギー寄与係数  $\alpha$  を設定する必要がある。このうち、「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」<sup>[2.9]</sup>では柱の耐震性能低減係数  $\eta_c$  のみが定義されているため、本研究では梁の損傷度を別途定義したうえ、それに応じた耐震性能低減係数  $\eta_b$  を新たに設定することとする。また、被災現場で部材（ヒンジ）のエネルギー寄与係数  $\alpha$  を逐一算定することは難しいため、その略算法について更なる検討を行う必要があり、これについては2.3.3項で議論する。

$$SI_m = \frac{\left[ (E_{u,c1}^* - E_{d,c1}) + \dots + (E_{u,c\ell}^* - E_{d,c\ell}) \right] / E_{u,c1}^* + \left[ (E_{u,b1}^* - E_{d,b1}) + \dots + (E_{u,bm}^* - E_{d,bm}) \right] / E_{u,c1}^*}{\left( E_{u,c1}^* + \dots + E_{u,c\ell}^* \right) / E_{u,c1}^* + \left( E_{u,b1}^* + \dots + E_{u,bm}^* \right) / E_{u,c1}^*} \times 100 (\%) \quad (2.8)$$

$$\eta_i^* = \frac{E_{u,i}^* - E_{d,i}}{E_{u,i}^*} \quad (2.9)$$

ここで、

$E_{d,i}$  : 最大応答変形後の除荷時変位までのヒンジ  $i$  のエネルギー吸収量

$E_{u,i}^*$  : 架構の安全限界までにヒンジ  $i$  が吸収したエネルギー量

$$\alpha_i = \frac{E_{u,i}^*}{E_{u,c1}^*} \quad (2.10)$$

ここで、

$E_{u,i}^*$  : 架構の安全限界までにヒンジ  $i$  が吸収したエネルギー量

$E_{u,c1}^*$  : 架構の安全限界までに基準部材のヒンジ  $c1$  が吸収したエネルギー量

$$SI_m = \left[ \frac{(\eta_{c1}^* + \alpha_{c2} \cdot \eta_{c2}^* + \dots + \alpha_{c\ell} \cdot \eta_{c\ell}^*) + (\alpha_{b1} \cdot \eta_{b1}^* + \alpha_{b2} \cdot \eta_{b2}^* + \dots + \alpha_{bm} \cdot \eta_{bm}^*)}{(1 + \alpha_{c2} + \dots + \alpha_{c\ell}) + (\alpha_{b1} + \alpha_{b2} + \dots + \alpha_{bm})} \right] \times 100 (\%) \quad (2.11)$$

ここで、

$\eta_{c1} \sim \eta_{c\ell}$  : 柱ヒンジ  $c1 \sim c\ell$  の耐震性能低減係数

$\alpha_{c1} \sim \alpha_{c\ell}$  : 柱ヒンジ  $c1 \sim c\ell$  のエネルギー寄与係数

$\eta_{b1} \sim \eta_{bm}$  : 梁ヒンジ  $b1 \sim bm$  の耐震性能低減係数

$\alpha_{b1} \sim \alpha_{bm}$  : 梁ヒンジ  $b1 \sim bm$  のエネルギー寄与係数

## 2.3.2 梁の損傷度の定義

前章で紹介した通り、「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」<sup>[2.9]</sup>において鉛直部材である柱や壁の損傷度は定義されているが、水平部材である梁の損傷度については明確に定義されていないため、地震により被災した梁降伏型 RC 造建物を主対象とする本研究では、梁の損傷度を新たに定義する必要がある。一方、柱の損傷度について「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」<sup>[2.9]</sup>では、主筋降伏や最大耐力などの力学性状の変化に基づき工学的に定義している。そこで本研究では、同基準に記載している柱の損傷度区分を参照し、これと対応する梁の損傷度区分を図 2.7 のように梁の力学性状の変化に基づき定義する。

しかし、 $SI_m$  の簡易評価法が適用される被災現場では、部材の耐力などの工学量よりも最大残留ひび割れ幅などの損傷量を把握することが容易であるため、部材に表出する損傷に基づき損傷度を定めておく都合が良い。梁の損傷度と損傷量（最大残留ひび割れ幅）の関係については第 3 章の実験結果を用い検討する。また、同様の実験結果から梁の損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta_b$  を算定することとする。

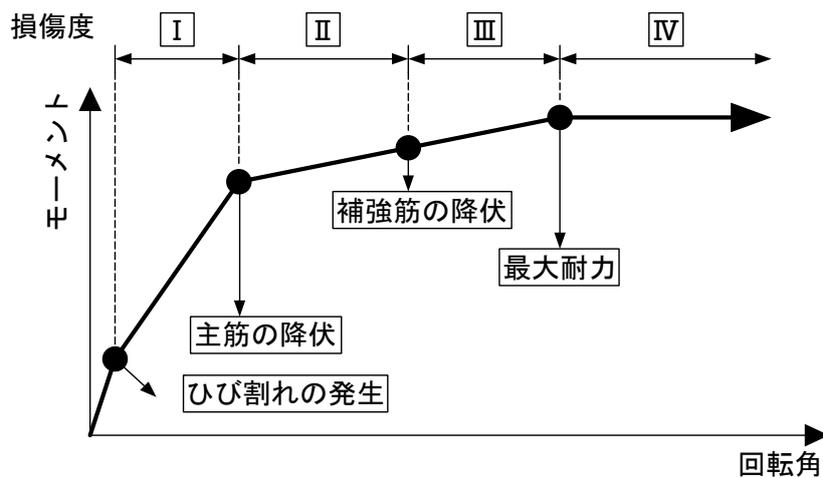


図 2.7 力学性状の変化に基づいた梁部材の損傷度の定義

### 2.3.3 部材のエネルギー寄与係数 $\alpha$ の評価法

$SI_m$  の簡易評価に当り、式 (2.10) のように部材のエネルギー寄与係数  $\alpha$  はある基準となる部材（例えば、最初に降伏ヒンジを形成する部材）に対する各部材のエネルギー吸収量の比として定義されている。しかし、略算法が適用される被災現場において部材のエネルギー吸収量を把握することが困難なため、本研究では各部材のエネルギー吸収量を逐一算出せずに  $\alpha$  を定める方法について検討する。

ここで、図 2.8 のような簡単な部材（ヒンジ）の曲げモーメント-変形角関係モデルを考えると、式 (2.10) におけるヒンジ  $i$  のエネルギー吸収能力  $E_{u,i}^*$  は式 (2.12) のように求められており、式 (2.10) は式 (2.13) のように展開することができる。また、図 2.9 のような各層の層間変形角が均等に分布する理想的な架構モデルを想定すると、式 (2.13) は更に式 (2.14) のようになる。ここで、架構の安全限界までの部材（ヒンジ）の変形がその降伏変形より相当大きいことを考えると、 $\theta_{y,i} / \theta_{u,i}^*$  及び  $\theta_{y,i} / \theta_{u,i}^*$  が相当小さい値となり、 $\alpha$  は最終的に式 (2.15) のように部材（ヒンジ）の曲げ終局モーメントの比から算定することができる。 $\alpha$  の略算法の妥当性については第 3 章及び第 4 章の実験結果に基づき検証する。

なお、詳しくは第 3 章ならびに第 4 章で述べることとするが、通常、1 次の変形モードが卓越する建物においても、図 2.9 のような理想的な変形モードと完全には一致せず、特に上層の部材であればあるほどその回転角  $\theta_{i,b}$  は小さくなることが予想される。本節冒頭で述べたように、最初に降伏した部材（ヒンジ）を基準に、式 (2.10) よりエネルギー吸収能力の比から  $\alpha$  を求めた場合と式 (2.15) により曲げ終局モーメントの比から  $\alpha$  を求めた場合を比較すると、当然のことながら前者が後者よりも小さくなると考えられる。この誤差の程度とその影響については第 3 章ならびに第 4 章で述べる。

$$E_{u,i}^* = \frac{1}{2} M_{u,i} \cdot \theta_{y,i} + M_{u,i} \cdot (\theta_{u,i}^* - \theta_{y,i}) = M_{u,i} \cdot \left( \theta_{u,i}^* - \frac{1}{2} \theta_{y,i} \right) \quad (2.12)$$

ここで、

$E_{u,i}^*$  : 架構の安全限界までにヒンジ  $i$  が吸収したエネルギー量

$M_{u,i}$  : ヒンジ  $i$  の曲げ終局モーメント

$\theta_{y,i}$  : ヒンジ  $i$  の降伏時変形角

$\theta_{u,i}^*$  : 架構の安全限界時のヒンジ  $i$  の変形角

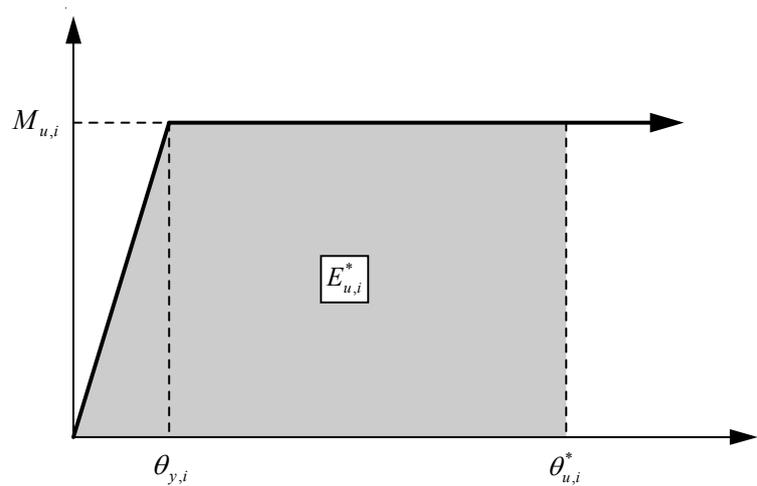


図 2.8 部材の曲げモーメント-変形角関係モデル

$$\alpha_i = \frac{E_{u,i}^*}{E_{u,c1}^*} = \frac{M_{u,i} \left( \theta_{u,i}^* - \frac{1}{2} \theta_{y,i} \right)}{M_{u,c1} \left( \theta_{u,c1}^* - \frac{1}{2} \theta_{y,c1} \right)} \quad (2.13)$$

$$\alpha_i = \frac{M_{u,i} \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{\theta_{y,i}}{\theta_{u,i}^*} \right) \cdot \theta_{u,i}^*}{M_{u,c1} \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{\theta_{y,c1}}{\theta_{u,c1}^*} \right) \cdot \theta_{u,c1}^*} = \frac{M_{u,i} \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{\theta_{y,i}}{\theta_{u,i}^*} \right)}{M_{u,c1} \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{\theta_{y,c1}}{\theta_{u,c1}^*} \right)} \quad (2.14)$$

$$\alpha_i \approx \frac{M_{u,i}}{M_{u,c1}} \quad (2.15)$$

ここで、

- $E_{u,i}^*$  : 架構の安全限界までにヒンジ  $i$  が吸収したエネルギー量
- $E_{u,c1}^*$  : 架構の安全限界までに基準部材のヒンジ  $c1$  が吸収したエネルギー量
- $M_{u,i}$  : ヒンジ  $i$  の曲げ終局モーメント
- $M_{u,c1}$  : 基準部材のヒンジ  $c1$  の曲げ終局モーメント
- $\theta_{y,i}$  : ヒンジ  $i$  の降伏時変形角
- $\theta_{y,c1}$  : 基準部材のヒンジ  $c1$  の降伏時変形角
- $\theta_{u,i}^*$  : 架構の安全限界時のヒンジ  $i$  の変形角
- $\theta_{u,c1}^*$  : 架構の安全限界時の基準部材のヒンジ  $c1$  の変形角

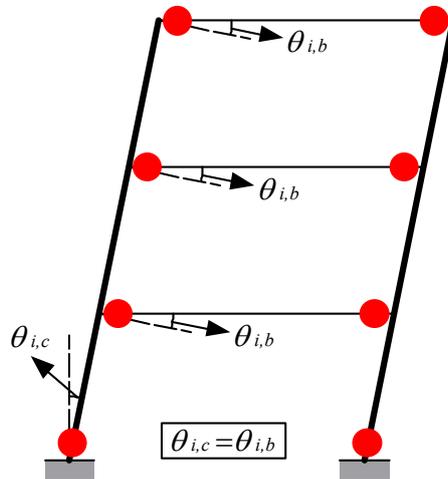


図 2.9 架構モデル

2.3.4 曲げ耐力法の提案

上記の検討のように、梁の損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta_b$  及び部材（ヒンジ）の曲げ終局モーメントに基づくエネルギー寄与係数  $\alpha$  を設定すると、被災現場で目視可能な部材（ヒンジ）の損傷量に基づき、全架構耐震性能残存率  $SI_m$  を簡便に求めることができる。更に、 $\eta$  及び  $\alpha$  を破壊形式に応じた部材種別（例えば、曲げ梁、曲げ柱、せん断柱など）ごとに予め設定しておけば、被災現場で複雑な計算を行うことなく  $SI_m$  を算定することが可能になると考えられ、式(2.16)を  $SI_m$  の曲げ耐力法として提案する。 $SI_m$  の曲げ耐力法による架構の残存耐震性能の評価手順を図 2.10 に示す。

$$SI_m = \frac{\sum_k \sum_{D=1}^V \alpha_k \cdot \eta_{k,D} \cdot A_{k,D}}{\sum_k \alpha_k \cdot A_k} \times 100 (\%) \tag{2.16}$$

ここで、

- $k$  : 破壊形式に応じた部材種別（例えば、曲げ梁、曲げ柱、せん断柱など）
- $\alpha_k$  : 部材種別  $k$  のヒンジのエネルギー寄与係数
- $\eta_{k,D}$  : 損傷度  $D$  となる部材種別  $k$  のヒンジの耐震性能低減係数
- $A_{k,D}$  : 損傷度  $D$  となる部材種別  $k$  のヒンジ数
- $A_k$  : 部材種別  $k$  のヒンジ数
- $D$  : 損傷度のレベル（I～V）

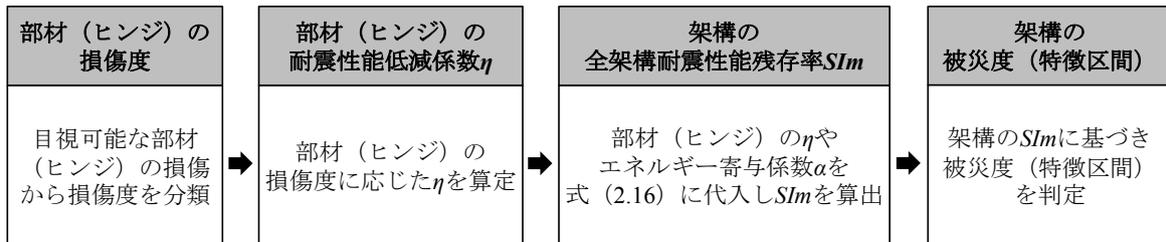


図 2.10 曲げ耐力法による残存耐震性能評価手順

## 2.4 まとめ

本章では、まず地震により被災した梁降伏型 RC 造架構の残存耐震性能を評価するため、架構の残存耐震性能を表す全架構耐震性能残存率  $SI_m$  の評価手法（「理論解」及び「曲げ耐力法」）を提案し、その適用性に関する基礎的な検討を行った。本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) 架構の水平抵抗がその最大水平耐力の 80%に低下する時を安全限界として定め、架構の安全限界までのエネルギー吸収能力の残存割合に基づき、架構の残存耐震性能を表す  $SI_m$  の「理論解」を、架構の安全限界までのエネルギー吸収能力に対する地震後のエネルギー吸収能力の比として定義した。
- 2) 梁降伏型 RC 造架構を対象としてひび割れや降伏発生による剛性変化に代表される工学量に基づき被災度を表す A～E の五つの区間で区分される「特徴区間」を定義し、従来の軽微～倒壊の被災度とそれぞれ概ね対応することを確認した。また、 $SI_m$  の理論解を用いて特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値の設定手法を提示し、架構の安全限界までの変形能力や各区間が占める変形量の違いが特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値に及ぼす影響について検討した。
- 3) 被災現場への適用を目的として、部材に表出する最大残留ひび割れ幅などの損傷量から  $SI_m$  を算定可能な簡易評価法（「曲げ耐力法」）を提案した。また、曲げ耐力法の適用に際して必要となるパラメータ、即ち梁部材の損傷度区分や耐震性能低減係数  $\eta_b$  を定義し、部材のエネルギー吸収能力に基づき定義されているエネルギー寄与係数  $\alpha$  において部材の曲げ終局モーメントから求める略算法を提案した。

なお、 $SI_m$  の評価法の妥当性、特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値、梁部材の損傷度と損傷量の関係、損傷度に応じる  $\eta_b$  の値、及び部材の  $\alpha$  の略算法の妥当性については、実験及び解析結果に基づき検討・検証する必要があるため、これらについては以降で検討する。

[参考文献]

- [2.1] 向井智久, 梶原唯史, 野村設郎: 曲げ降伏する RC 造梁部材の地震時損傷とエネルギー吸収性能に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.71, No.601, pp.129-136, 2006.3
- [2.2] 向井智久, 畑洋和, 野村設郎: 曲げ降伏する RC 造梁部材の地震時損傷評価と安全限界エネルギー吸収量算定式の提案, 日本建築学会構造系論文集, Vol.72, No.617, pp.145-151, 2007.7
- [2.3] 包蘇栄, 松川和人, 前田匡樹: 全体崩壊形建物の残存耐震性能評価法に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp.703-704, 2010.9
- [2.4] 三浦耕太, 前田匡樹, 松川和人, 高橋香菜子: 部材耐力と減衰を考慮した RC 造 1 層架構の耐震性能に及ぼす各部位の影響度評価法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.77, No.678, pp.1283-1290, 2012.8
- [2.5] 中埜良昭: RC 構造物の損傷評価に関する最近の研究, コンクリート工学, Vol.29, No.5, pp.67-71, 1991.5
- [2.6] 田嶋和樹: 鉄筋コンクリート構造物全体を対象とした地震損傷評価に関する研究の動向, コンクリート工学, Vol.46, No.2, pp.77-82, 2008.2
- [2.7] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.8
- [2.8] 日本建築学会: 1978 年宮城県沖地震災害調査報告, 1980.2
- [2.9] 日本建築防災協会: 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 1991.2 および 2001.9
- [2.10] 文野正裕, 前田匡樹, 長田正至: 部材の残余耐震性能に基づいた震災 RC 造建物の被災度評価法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.1447-1452, 2000

---

## 第 3 章

### 梁降伏型 RC 造 1 層架構の静的載荷実験及び 曲げ耐力法による $SI_m$ の評価

---

### 3.1 はじめに

前章（第2章）では、架構の安全限界までのエネルギー吸収能力の残存度合に基づき、残存耐震性能を表す全架構耐震性能残存率  $SI_m$  の理論解を定義し、架構の被災度（本論文では「特徴区間」と称する）を定めた。また、被災現場への適用を考慮し、部材の損傷により架構のエネルギー吸収量を簡易に推定する  $SI_m$  の曲げ耐力法を提案した。しかし、これらの  $SI_m$  の評価手法の適用性や妥当性を議論するためには、実験や解析による検証が必要である。そこで本章では、まず梁降伏型 RC 造 1 層架構の静的載荷実験結果<sup>[3.1],[3.2]</sup>を用い、 $SI_m$  の評価手法の適用性や妥当性について検討することとする。本章ではまず、検討に用いた試験体の設計詳細や実験計画を説明し、破壊経過や荷重-変形関係などの実験結果について述べる。次に、実験結果に基づき、 $SI_m$  を曲げ耐力法により被災現場において算定する際に必要となる、梁部材の損傷量に基づいた損傷度の区分方法と損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta_b$  の算定方法、また部材のエネルギー寄与係数  $\alpha$  の略算法（式（3.3））の妥当性についてそれぞれ検討する。そして、 $SI_m$  の理論解と曲げ耐力法による算定結果を比較し、曲げ耐力法の適用性及び妥当性について検討する。

### 3.2 試験体及び実験の計画

ここで検討に用いた実験結果は、平成 22 年度国土交通省建築基準整備促進事業「耐震診断法の高度化に関する検討」における 1/2 スケール梁降伏型 RC 造 1 層試験体（以下、1SH-64 試験体）<sup>[3.1]</sup>、及び平成 19～21 年度に独立行政法人建築研究所が実施した研究課題「建築構造物の災害後の機能維持・早期回復を目指した構造性能評価システムの開発」における実大梁降伏型 RC 造 1 層試験体（以下、1SF 試験体）<sup>[3.2]</sup>の 2 体である。以下にその詳細を述べる。

#### 3.2.1 1SH-64 試験体

1SH-64 試験体<sup>[3.1]</sup>の加力実験は、平成 22 年度国土交通省建築基準整備促進事業「耐震診断法の高度化に関する検討」の一環として、日本建築防災協会、建築研究所、堀江建築工学研究所、東北大学、東京理科大学及び東京大学生産技術研究所などの多数の研究機関及び大学の共同研究として実施された。そのため本論文では、試験体の詳細、加力計画及び計測計画について、基礎的な情報を記述するが、その他のより詳細な情報は文献[3.1]を参照されたい。

1SH-64 試験体は梁降伏型 RC 造 1 層 2 スパンの 1/2 スケール平面架構であり、部材の損傷量に基づいた架構の耐震安全性や耐震修復性の評価などに関する検討を行うため設計された。試験における構造部材の寸法を表 3.1 に、諸元を表 3.2 に、配筋図を図 3.1 にそれぞれ示す。1SH-64 試験体は、隅柱の断面寸法が 400mm×400mm、内法高さが 1400mm、主筋が 16-D16、帯筋が 4-D10@50 であり、中央柱の断面寸法が 400mm×400mm、主筋が 16-D22、帯筋が 4-D6@50 で、腰壁（厚さ 80mm、高さ 600mm、壁筋縦横とも D6@200）により内法高さが 800mm となっている。また、

梁の断面寸法が 300mm×400mm, 内法スパンが 2350mm, 主筋が上下それぞれ 6-D19 および 4-D19, あばら筋が 4-D6@50 である。

表 3.1 1SH-64 試験体における構造部材の寸法 (単位 : mm)

隅柱			中央柱			梁		
幅	せい	内法高さ	幅	せい	内法高さ	幅	せい	内法長さ
400	400	1400	400	400	800	300	400	2350

表 3.2 1SH-64 試験体における構造部材の諸元 (コンクリート : Fc30)

隅柱		中央柱		梁		
主筋	帯筋	主筋	帯筋	主筋		あばら筋
				上端	下端	
16-D16 (SD345)	4-D10@50 (SD295)	16-D22 (SD345)	4-D6@50 (SD295)	6-D19 (SD345)	4-D19 (SD345)	4-D6@50 (SD295)

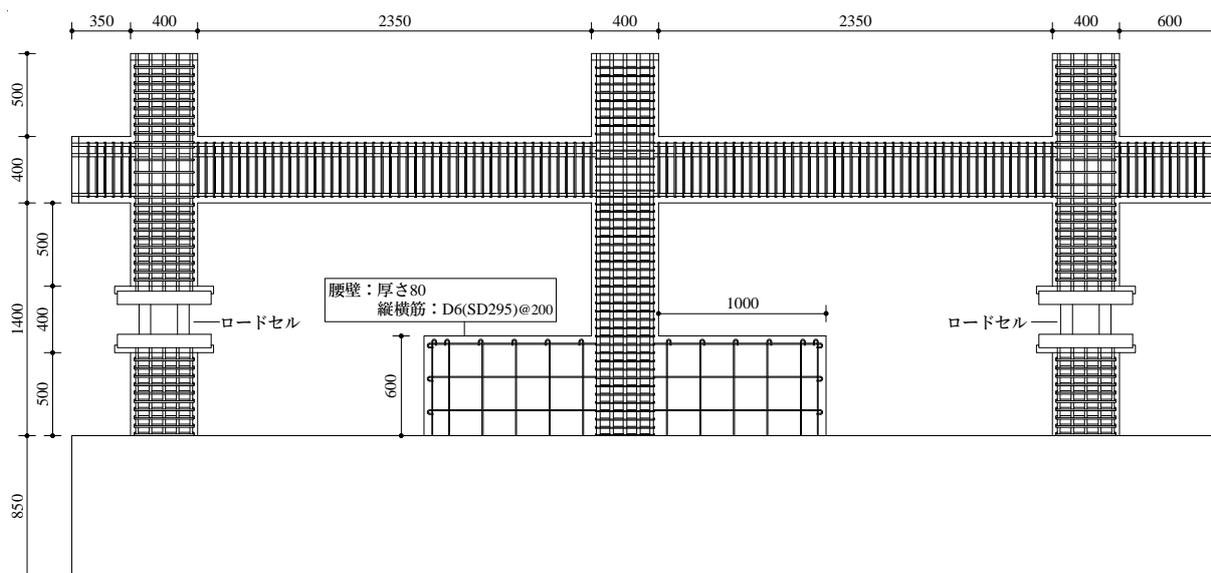


図 3.1 1SH-64 試験体の配筋図 (単位 : mm)

1SH-64 試験体の静的載荷実験は、2010 年 9 月 14 日～9 月 21 日に建築研究所の実大構造物実験棟で実施した。試験体の加力システム及び全景を、図 3.2 及び写真 3.1 にそれぞれ示す。ここで、水平方向には試験体両端部に 1 台ずつ、計 2 台の油圧ジャッキ（容量：1000kN，±300mm）を、鉛直方向には各柱の頂部にアクチュエータ（容量：1000kN，±500mm）を取り付けた。

図 3.3 に 1SH-64 試験体の加力計画を示す。加力制御は両隅柱の接合部中心（高さ： $H_0=1600\text{mm}$ ）で計測した水平変位の平均値を  $H_0$  で除した値を制御変形角（層間変形角  $R_0$ ）とし、 $R_0=0.125$ ， $0.25\%$  では 1 サイクルずつ、 $R_0=0.5$ ， $1.0$ ， $2.0$ ， $3.0\%$  では 3 サイクルずつ、 $R_0=4.0$  では 1.5 サイクルの正負繰り返し加力を行い、それ以降は試験体の状況を観察しながら、 $R_0=8.0\%$  まで 1 方向単調加力を行った。軸方向では、両隅柱に各 500kN（軸応力度：3.1MPa）、中央柱に 850kN（軸応力度：5.3MPa）の一定軸力を作用させた状態で水平方向の加力を実施した。

計測計画は、全てのジャッキに設置した一軸のロードセル及び両隅柱の高さ方向の中心に設けた 2 軸（軸力とせん断力）分力計より各構造部材のせん断力を計測した。また、各柱の伸縮変形、各柱と梁の曲率及びせん断変形を計測し、危険断面位置を含む各部材の主要な箇所歪ゲージを貼り付け、主筋及びせん断補強筋の歪を計測した。

また、各加力サイクルにおいて、ピーク時及び除荷時の損傷量（ひび割れ幅、ひび割れ長さ及びコンクリート剥落面積）を計測し、試験体の損傷状況の進展を把握することとした。ひび割れ及びコンクリート剥落の計測面は、各柱の正面（加力軸と平行な面）と幅面（加力軸と直交する面）、各梁の正面と見上げ面、腰壁の正面と見下げ面とし、各層間変形角  $R_0$  の正負ピーク時及び除荷時においてひび割れ図を作成した。ひび割れ幅の計測は、各制御変形角  $R_0$  の最終加力サイクルの正負ピーク時及び除荷時に実施したが、ピーク時においては当該載荷方向の加力で生じたひび割れの幅を、除荷時においては載荷方向によらず全てのひび割れの幅を計測対象とした。ここで、ひび割れ長さや幅の計測において、コンクリートの剥落が生じた後からは剥落領域内のひび割れ長さや幅を共に無視することとした。また、作業員の安全を考慮し、 $R_0=3.0\%$  まで詳細な損傷量計測を実施した。

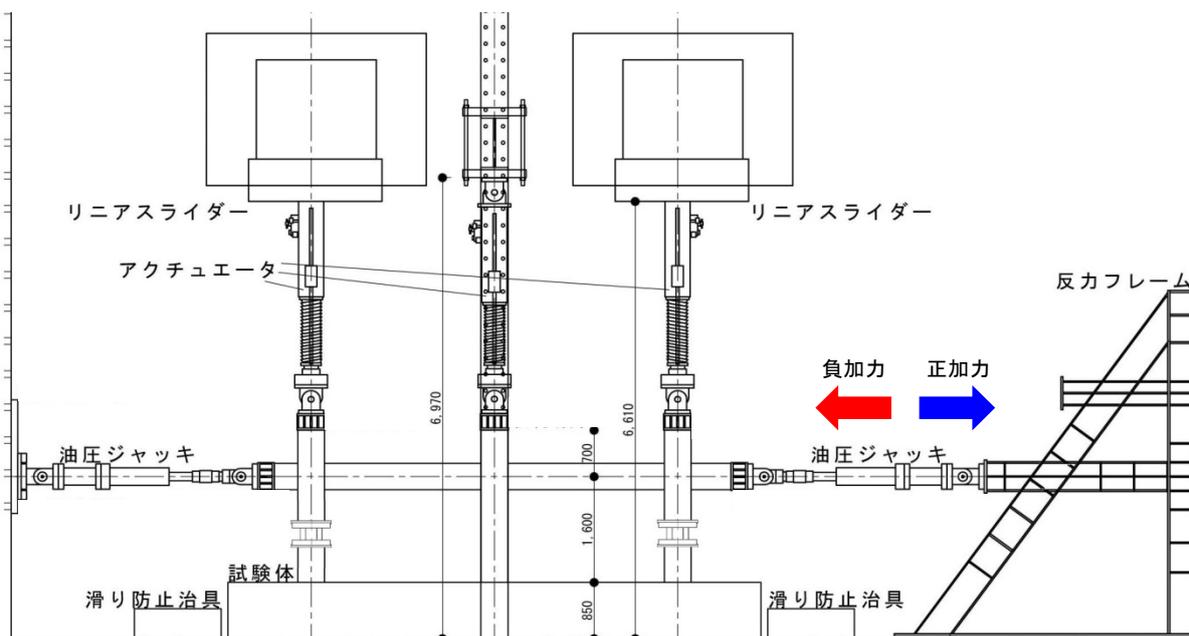


図 3.2 1SH-64 試験体の加力システム (単位: mm) [3.1]



写真 3.1 1SH-64 試験体の加力システムの全景

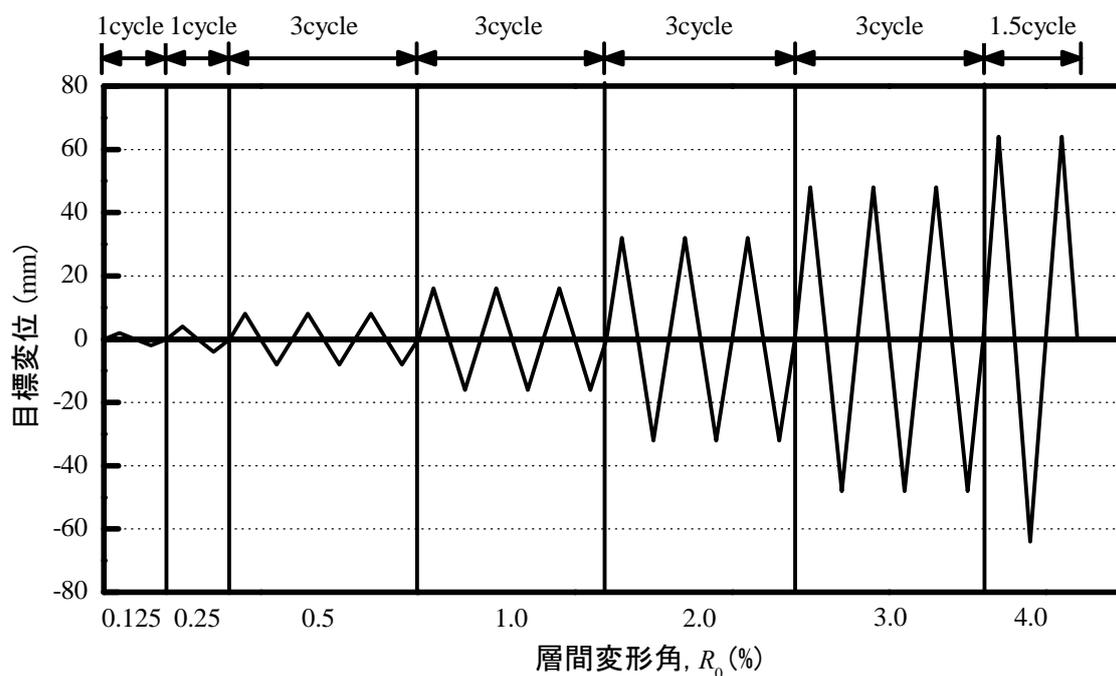


図 3.3 1SH-64 試験体の加力計画

### 3.2.2 1SF 試験体

1SF 試験体<sup>[3.2]</sup>の加力実験は、平成 19～21 年度に独立行政法人建築研究所が実施した研究プロジェクト「建築構造物の災害後の機能維持・早期回復を目指した構造性能評価システムの開発」の一環として、建築研究所、東北大学、東京理科大学、芝浦工業大学及び東京大学生産技術研究所などの多数の研究機関及び大学が共同に実施したものである。そこで本論文では、1SF 試験体の詳細、加力計画及び計測計画について、基礎的な情報を記述するが、その他のより詳細な情報は文献[3.2]を参照されたい。

1SF 試験体は梁降伏型 RC 造 1 層 1×1 スパンの実大立体架構であり、機能維持や早期回復に係わる建物の耐震性能を定量的に評価することを主な目的として設計された。試験体における構造部材の寸法を表 3.3 に、諸元を表 3.4 に、配筋図を図 3.4 にそれぞれ示す。本試験体は、柱の断面寸法が 700mm×700mm、内法高さが 2050mm、主筋が 12-D25、帯筋が 2-D13@100 であり、梁の断面寸法が 500mm×700mm、内法スパンが 4600mm、主筋が上下とも 6-D25、あばら筋が 4-D13@100 である。また、梁には幅 25mm の 3 方向完全スリットを有する RC 造非構造壁が設置されており、非構造壁は厚さ 120mm で、壁筋が縦横とも D10@250、開口補強筋が D13 となっている。

表 3.3 1SF 試験体における構造部材の寸法 (単位 : mm)

柱			梁		
幅	せい	内法高さ	幅	せい	内法長さ
700	700	2050	500	700	4600

表 3.4 1SF 試験体における構造部材の諸元 (コンクリート : Fc18)

柱		梁	
主筋	帯筋	主筋 (上端=下端)	あばら筋
12-D25 (SD345)	2-D13@100 (SD295)	6-D25 (SD345)	4-D13@100 (SD295)

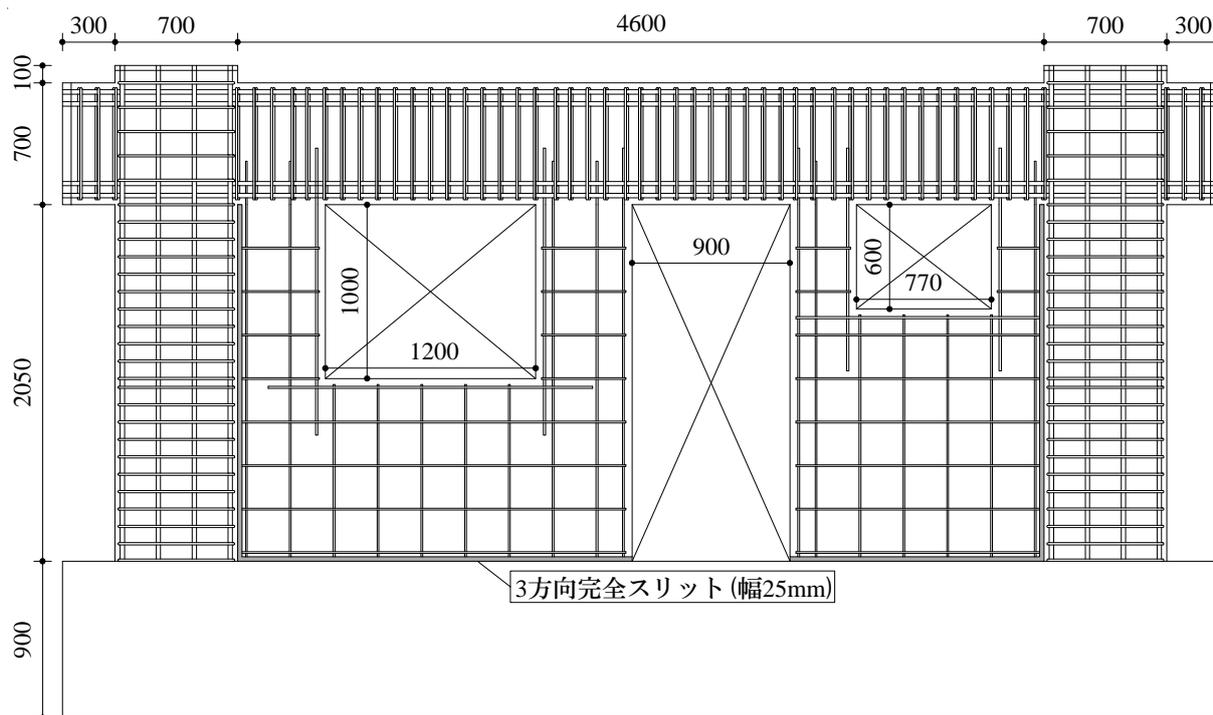


図 3.4 1SF 試験体の配筋図

1SF 試験体の静的載荷実験は、2009 年 11 月 17 日～12 月 4 日に建築研究所の実大構造物実験棟で実施した。試験体の加力システム及び全景を、図 3.5 及び写真 3.2 にそれぞれ示す。ここで、水平方向には左右に 1 台ずつ、計 4 台の油圧ジャッキ（容量：1000kN，±300mm）を、鉛直方法には各柱の頂部にアクチュエータ（容量：1000kN，±500mm）を取り付けた。

図 3.6 に 1SF 試験体の加力計画を示す。加力制御は梁の反曲点位置の梁芯（高さ： $H_0=2400\text{mm}$ ）で計測した水平変位を  $H_0$  で除した値を制御変形角（層間変形角  $R_0$ ）とし、 $R_0=0.0625, 0.125, 0.25\%$  では 1 サイクルずつ、 $R_0=0.5, 0.83, 1.0, 1.5, 2.0\%$  では 2 サイクルずつ、 $R_0=3.0\%$  では 1 サイクルの正負繰り返し加力を行い、それ以降は試験体の状況を観察しながら、 $R_0=6.0\%$  まで 1 方向単調加力を行った。軸方向では、各柱に 920kN（軸応力度：1.9MPa）の一定軸力を作用させた状態で水平方向の加力を実施した。

計測計画は、全ての水平ジャッキに設けたロードセルより架構の層せん断力を計測した。また、各柱の伸縮変形、各柱と梁の曲率及びせん断変形を計測し、危険断面位置を含む各部材の主要な箇所歪に歪ゲージを貼り付け、主筋及びせん断補強筋の歪を計測した。

一方、各層間変形角  $R_0$  に応じた加力サイクルにおいて、ピーク時及び除荷時の損傷量（ひび割れ幅、ひび割れ長さ及びコンクリート剥落面積）を計測し、試験体の損傷状況の進展を把握することとした。ひび割れ及びコンクリート剥落の計測面は、各柱の正面（加力軸と平行な面）と幅面（加力軸と直交する面）、各梁の正面と見下げ面、非構造壁の正面とし、各層間変形角  $R_0$  の正負ピーク時及び除荷時においてひび割れ図を作成した。ひび割れ幅は、各制御変形角  $R_0$  に応じる全ての加力サイクルの正負ピーク時及び除荷時に実施したが、ピーク時においては当該載荷方向の加力で生じたひび割れの幅を、除荷時においては載荷方向によらず全てのひび割れの幅を計測対象とした。ここで、ひび割れ長さや幅の計測において、コンクリートの剥落が生じた後からは剥落領域内のひび割れ長さや幅を共に無視することとした。また、作業員の安全を考慮し、 $R_0=2.0\%$  まで詳細な損傷量計測を行った。

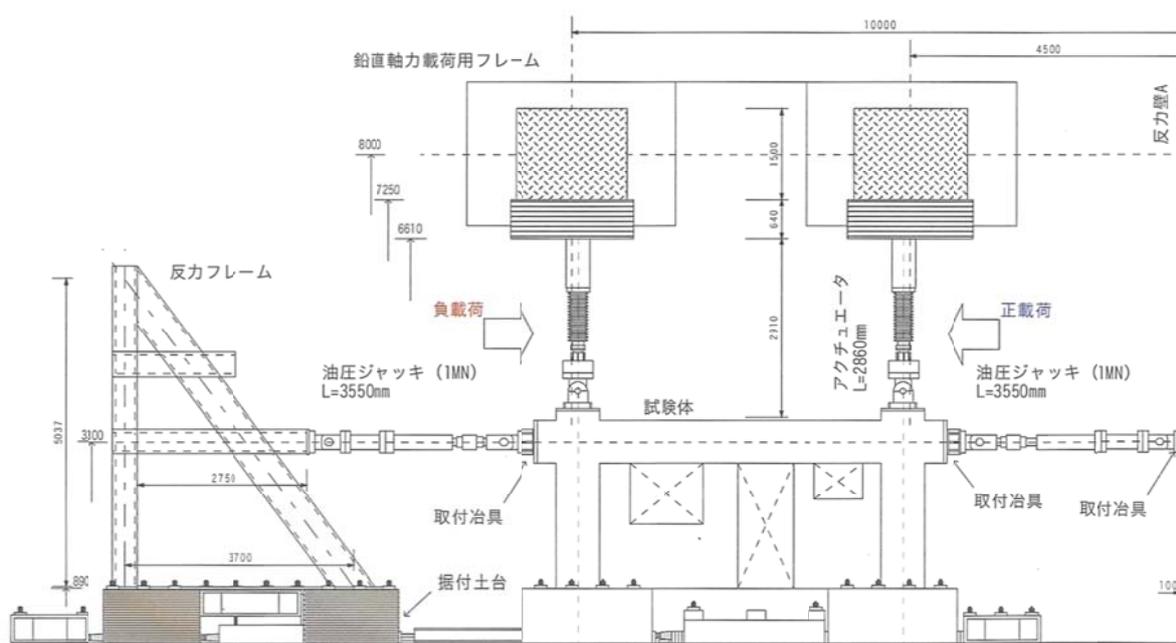


図 3.5 1SF 試験体の加力システム (単位 : mm) [3.2]

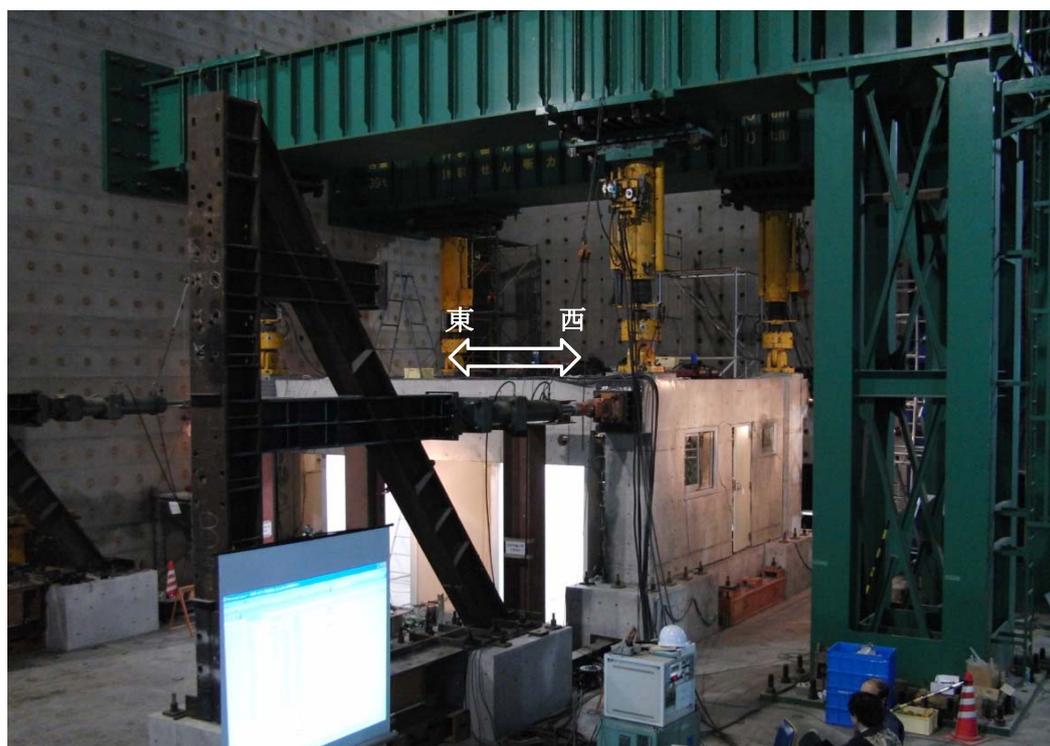


写真 3.2 1SF 試験体の加力システムの全景

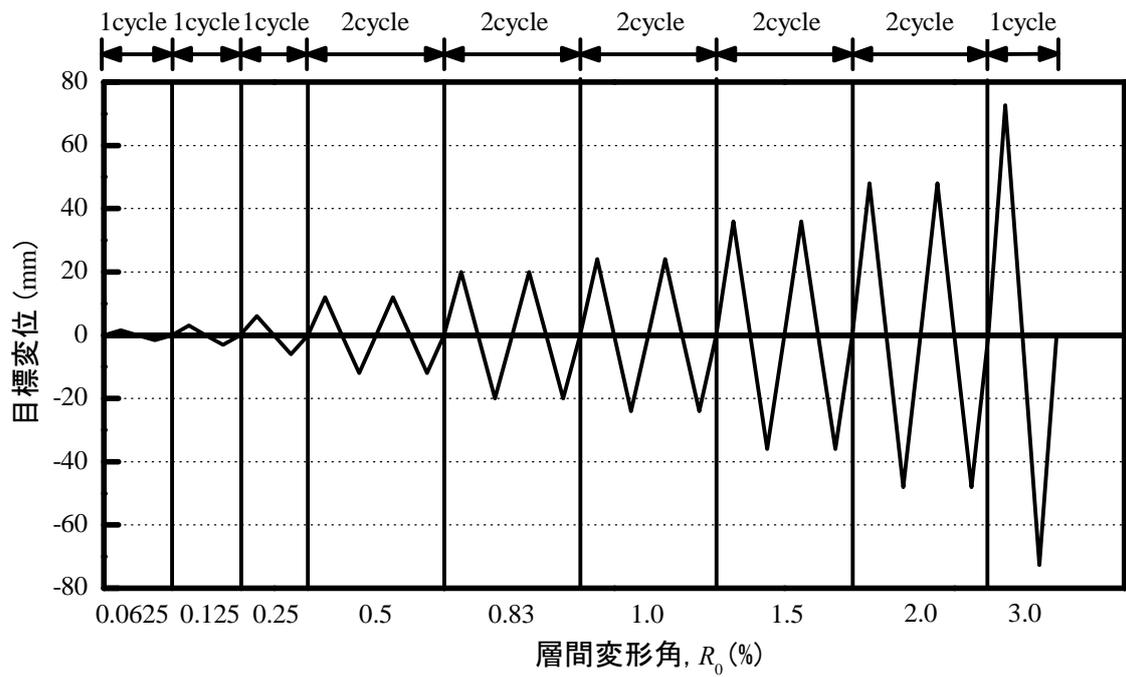


図 3.6 1SF 試験体の加力計画

### 3.3 実験結果

#### 3.3.1 材料試験結果

1SH-64 試験体の材料試験結果を表 3.5 に示す。コンクリートの設計基準強度は 30MPa としたが、材料試験結果はそれを約 16% 程度上回った。また、鉄筋の降伏強度も規格降伏強度を約 4~17% 程度上回っており、引張強度は降伏強度の 1.5~1.8 倍程度となった。

1SF 試験体の材料試験結果を表 3.6 に示す。コンクリートの設計基準強度は 18MPa としたが、材料試験結果はそれを約 75% 程度大きく上回った。鉄筋の降伏強度は、SD345 及び SD295 の場合規格降伏強度をそれぞれ 10%、20% 程度上回っており、引張強度は鉄筋の種類に関わらず降伏強度の 1.5 倍程度となった。

表 3.5 1SH-64 試験体の材料試験結果

コンクリート			
設計基準強度	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 ( $\times 10^4$ MPa)
Fc30	34.7	1.4	2.6
鉄筋			
種類	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 ( $\times 10^5$ MPa)
D22 (SD345)	393	598	1.9
D19 (SD345)	382	579	1.8
D16 (SD345)	384	583	1.8
D10 (SD295)	346	527	1.6
D6 (SD295)	306	506	1.6

表 3.6 1SF 試験体の材料試験結果

コンクリート			
設計基準強度	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 ( $\times 10^4$ MPa)
Fc18	31.4	2.4	2.8
鉄筋			
種類	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 ( $\times 10^5$ MPa)
D25 (SD345)	381	542	2.0
D13 (SD295)	357	506	1.9
D10 (SD295)	352	507	1.8

3.3.2 破壊経過及び損傷量

3.3.2.1 1SH-64 試験体

1SH-64 試験体の各層間変形角  $R_0$  に応じた最終加力サイクル終了時のひび割れ図（展開図）を図 3.7 に示す。ここで、初期ひび割れを緑色で、正側加力時に生じたひび割れを青色で、負側加力時に生じたひび割れを赤色で分けて作成した。 $R_0=0.125\%$  で隅柱及びび梁の危険断面に曲げひび割れが生じて、 $R_0=0.5\%$  では中央柱にせん断ひび割れが発生し、腰壁に部分的なコンクリート剥落が見られた。 $R_0=1.0\%$  で中央柱のせん断ひび割れが大きく進展し、腰壁のコンクリート剥落面積も広がり、隅柱の柱脚にコンクリートの剥落が見られた。以降、 $R_0=2.0\%$  で腰壁の損傷が壁体を貫通し、中央柱が変形能力のある長柱のような挙動をすることとなり、全ての柱脚で圧壊によるコンクリートの剥落が見られた。 $R_0=3.0\%$  では新たなひび割れの発生はほとんど見られず、ひび割れ幅が増加するのみであった。

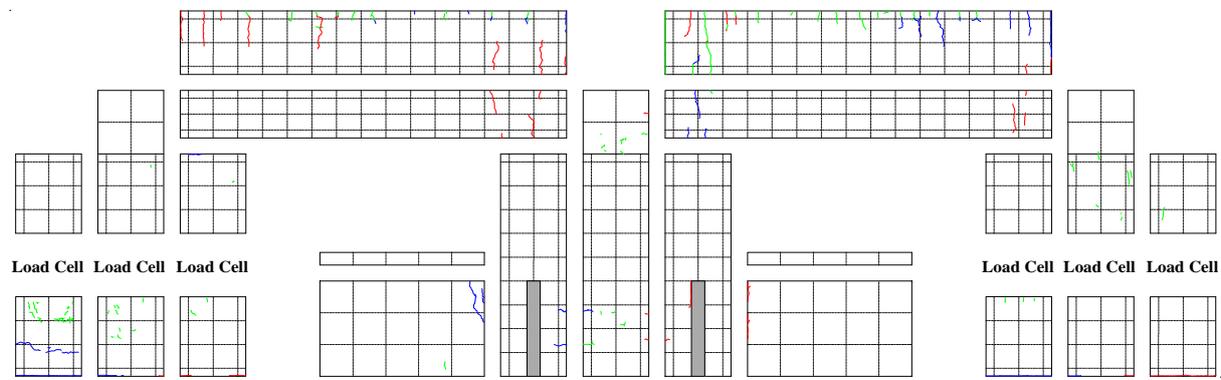
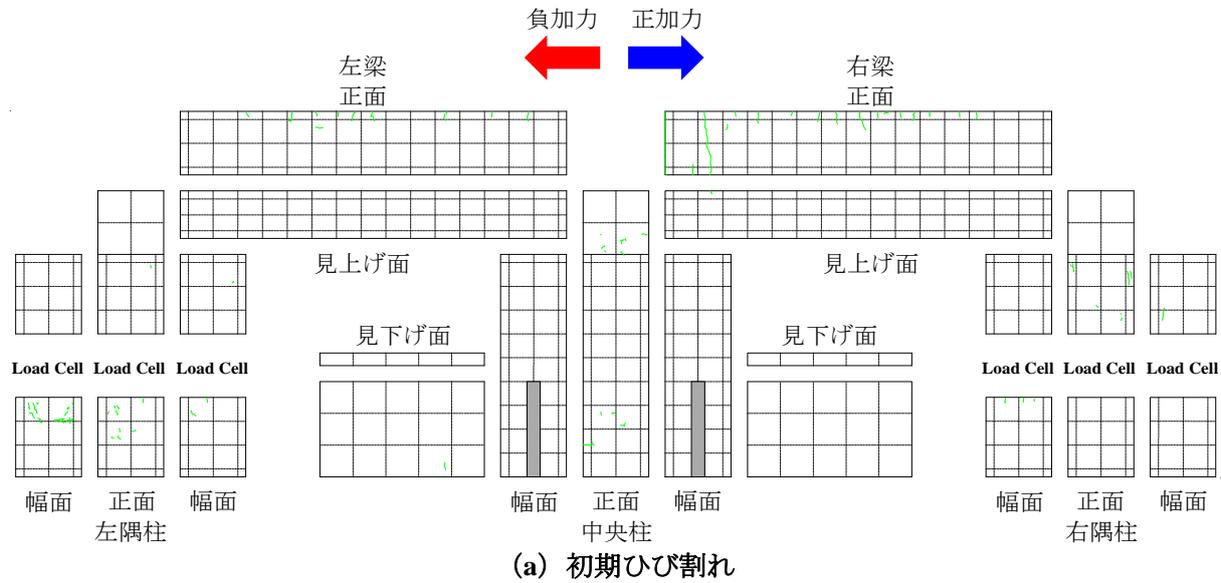
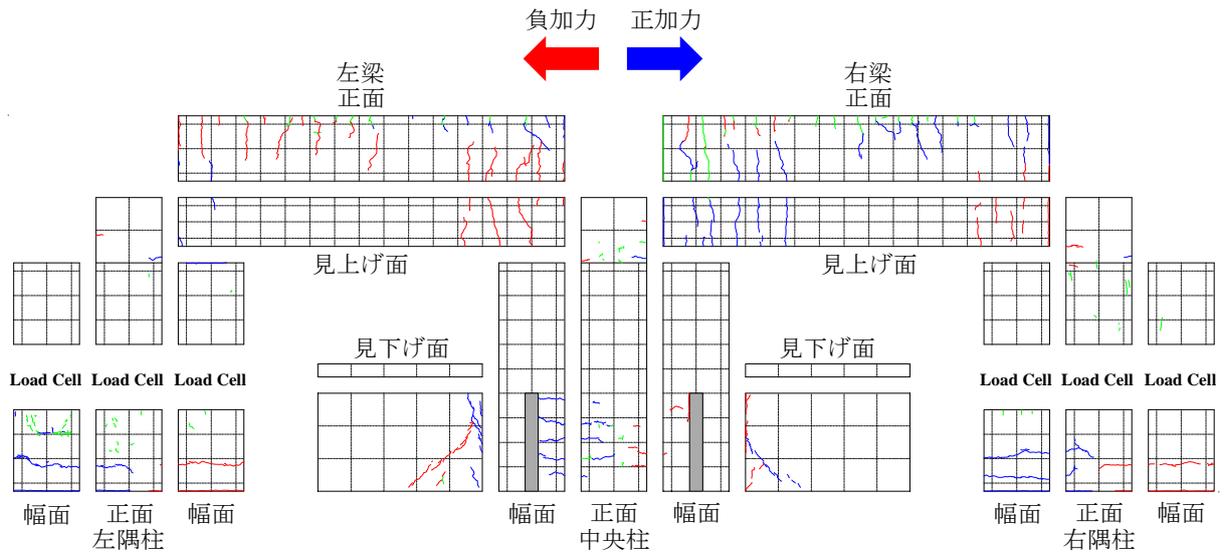
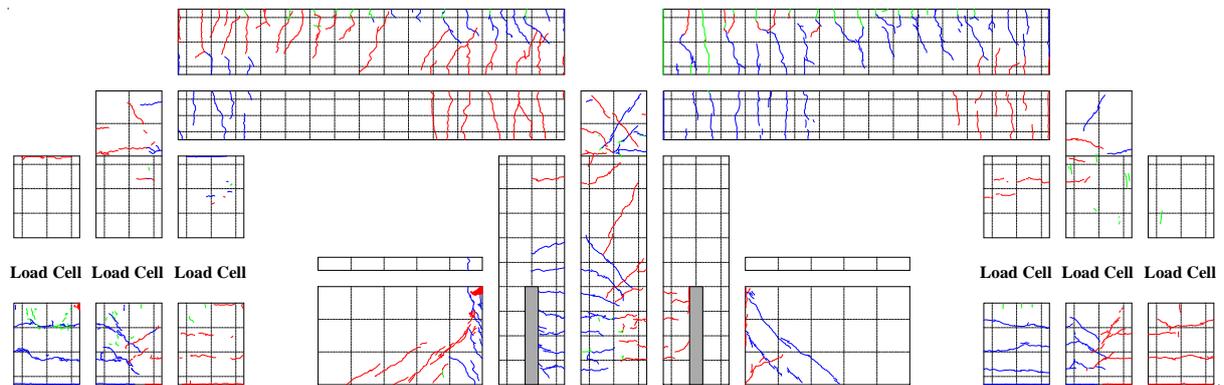


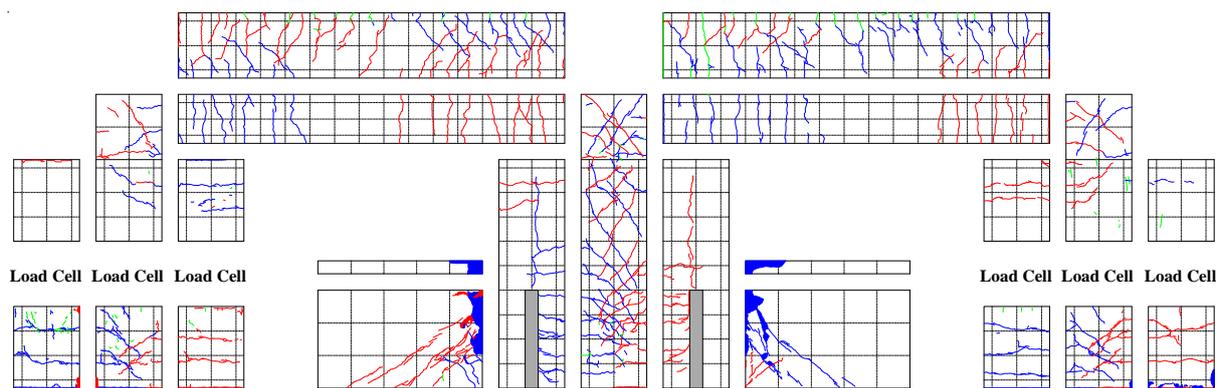
図 3.7 1SH-64 試験体の各層間変形角  $R_0$  に応じた最終加力サイクル時の損傷状況（続く）



(c)  $R_0=0.25\%$ の第1サイクルの除荷時

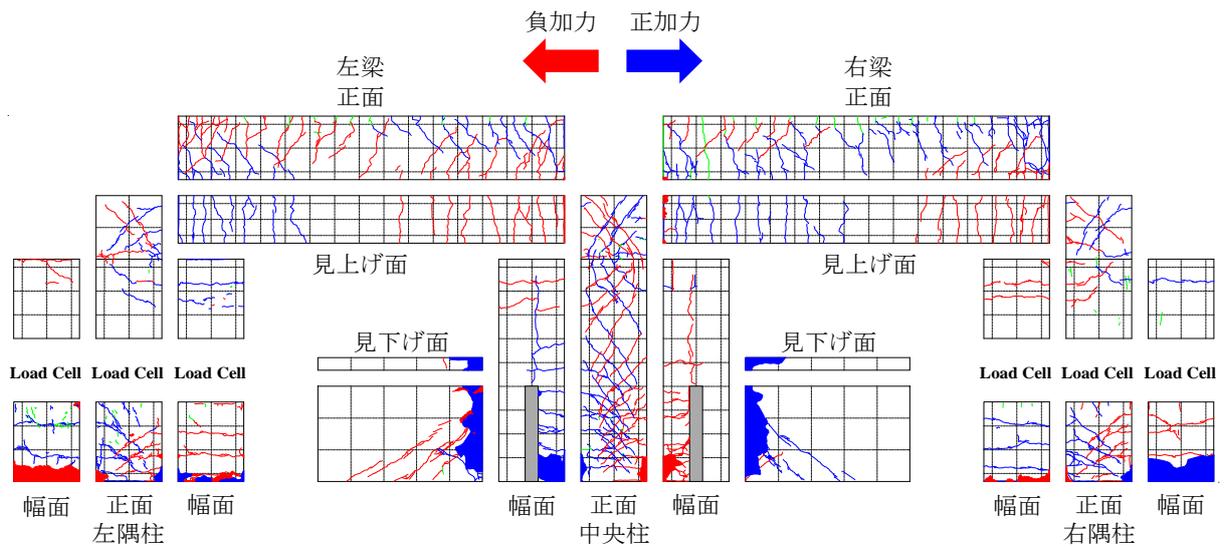


(d)  $R_0=0.5\%$ の第3サイクルの除荷時

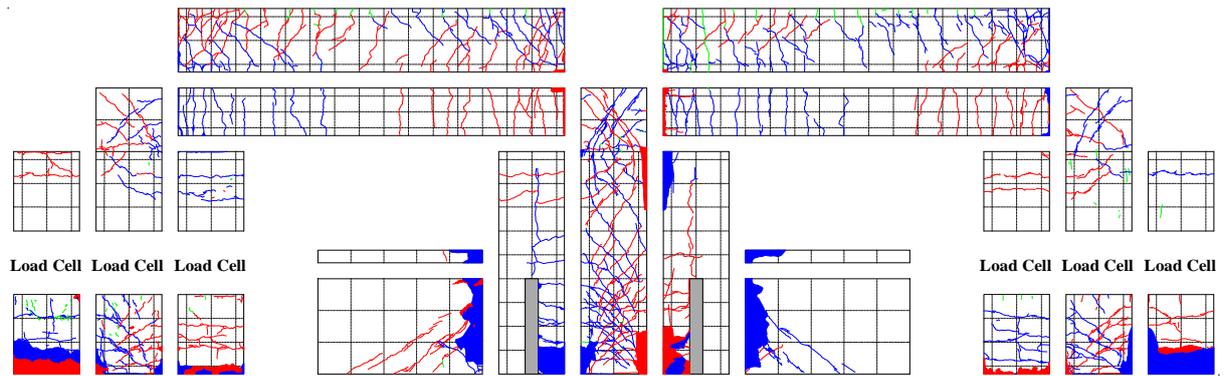


(e)  $R_0=1.0\%$ の第3サイクルの除荷時

図 3.7 1SH-64 試験体の各層間変形角  $R_0$  に応じた最終加力サイクル時の損傷状況 (続く)



(f)  $R_0=2.0\%$  の第 3 サイクルの除荷時



(g)  $R_0=3.0\%$  の第 3 サイクルの除荷時

図 3.7 1SH-64 試験体の各層間変形角  $R_0$  に応じた最終加力サイクル時の損傷状況

1SH-64 試験体の構造部材において、各経験層間変形角  $R_0$  に対する損傷量の進展を定量的に把握するため、残留ひび割れ幅の階級 (0.2mm 未満, 0.2~1.0mm 未満, 1.0~2.0mm 未満, 2.0~5.0mm 未満, 5.0mm 以上) を定め、各階級の総ひび割れ長さの算定結果と  $R_0$  との関係を組み上げグラフにして図 3.8~図 3.12 に示す。ここで、残留ひび割れ幅の階級は、表 3.7 のように定められているひび割れ幅に応じた補修工法<sup>[3.3]</sup>を参考に、定めたものである。

隅柱 (断面: 400mm×400mm) の残留ひび割れ量の計測面ごとの進展 (図 3.8 及び図 3.9) に着目すると、幅面よりも正面で総ひび割れ長さが長く、ひび割れ幅のより大きな階級に含まれるひび割れ総長さも大きいことが分かった。また、 $R_0=1.0\%$  までは主に最大ひび割れ幅 0.2mm 未満のひび割れが増加したが、それ以降は総ひび割れ長さの増加は緩やかとなり、最大ひび割れ幅 0.2mm 以上のひび割れの割合が高くなった。3.2.1 項で述べたとおり、コンクリート剥落領域のひび割れ長さと幅は無視しており、 $R_0=2.0\%$  以降、隅柱の柱脚部分でコンクリート剥落が生じたため、見かけ上の総ひび割れ長さの減少が見られた。

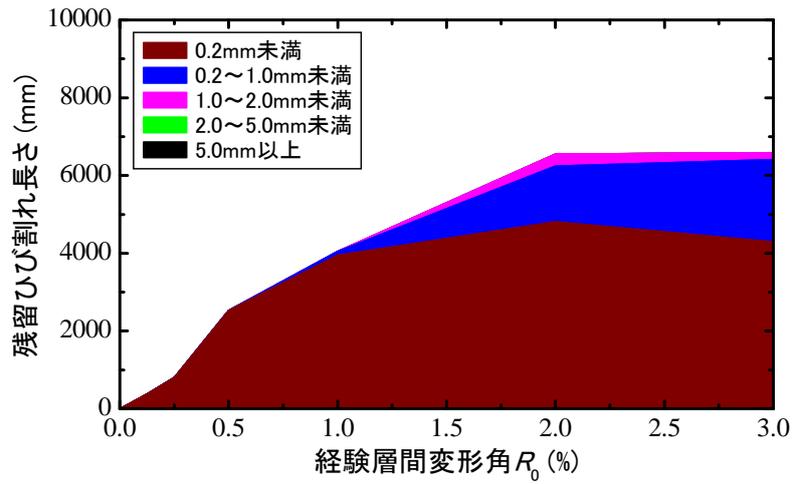
中央柱 (断面: 400mm×400mm) のひび割れ量の計測面ごとの進展 (図 3.10) に着目すると、 $R_0=2.0\%$  までは主に最大ひび割れ幅 0.2mm 未満のひび割れが増えたが、それ以降は総ひび割れ長さの増加は緩やかとなり、最大ひび割れ幅 0.2mm 以上のひび割れの割合が高くなった。

梁 (断面: 300mm×400mm) のひび割れ量の計測面ごとの進展 (図 3.11 及び図 3.12) に着目すると、隅柱と同様に幅面よりも正面で総ひび割れ長さが長く、ひび割れ幅の大きな階級に含まれるひび割れ総長さも大きかった。 $R_0=1.0\%$  までは主に最大ひび割れ幅 0.2mm 未満のひび割れが増加したが、その後は最大ひび割れ幅 0.2mm 以上のひび割れの割合が大きくなった。また、梁にはコンクリート剥落が少ないため、見かけ上の総ひび割れ長さの減少は見られなかった。

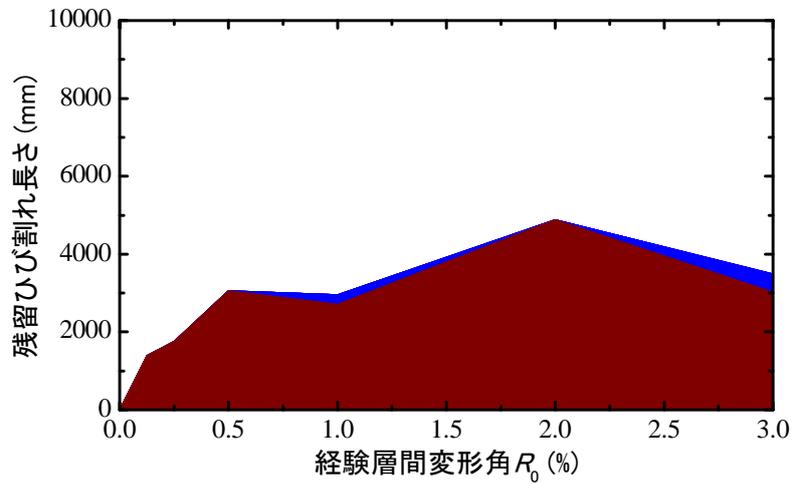
表 3.7 ひび割れ幅と補修工法の関係<sup>[3.3]</sup>

劣化度			適用工法
種類	漏水の有無	ひび割れ幅	
挙動のない ひび割れ	漏水の有無にかかわらない	0.2mm 以下	・シール工法 (パテ状エポキシ樹脂)
		0.2mm~1mm	・エポキシ樹脂注入工法 (手動式, 自動低圧式, 機械式)
		1mm 以上*	・Uカット可とう性エポキシ樹脂充填工法 ・エポキシ樹脂注入工法 (手動式, 機械式)
挙動がある ひび割れ	漏水の有無にかかわらない	0.2mm 以下	・シール工法 (可とう性エポキシ樹脂)
		0.2mm~1mm	・Uカット可とう性エポキシ樹脂充填工法
		1mm 以上	・Uカットシーリング材充填工法
	漏水がない 場合に限る	1mm 以上*	・エポキシ樹脂 (柔軟型) 注入工法 (手動式, 機械式)

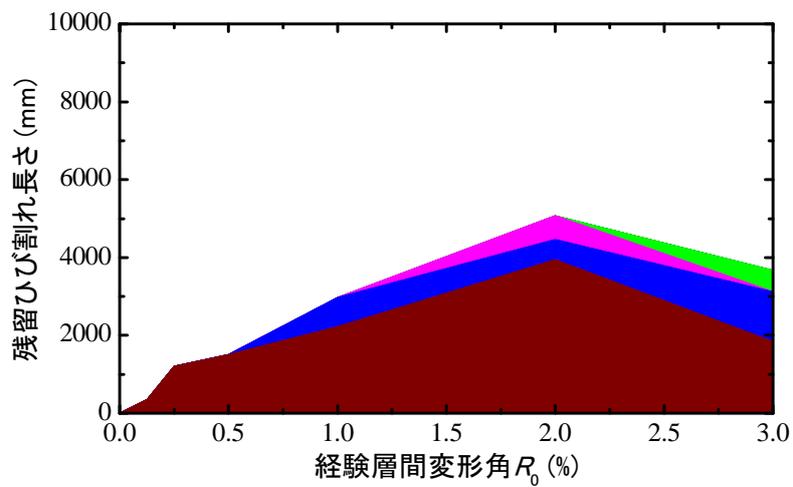
※ひび割れ幅が 2mm~5mm である場合、セメント系 (無機系) 材料注入工法を適用する



(a) 正面

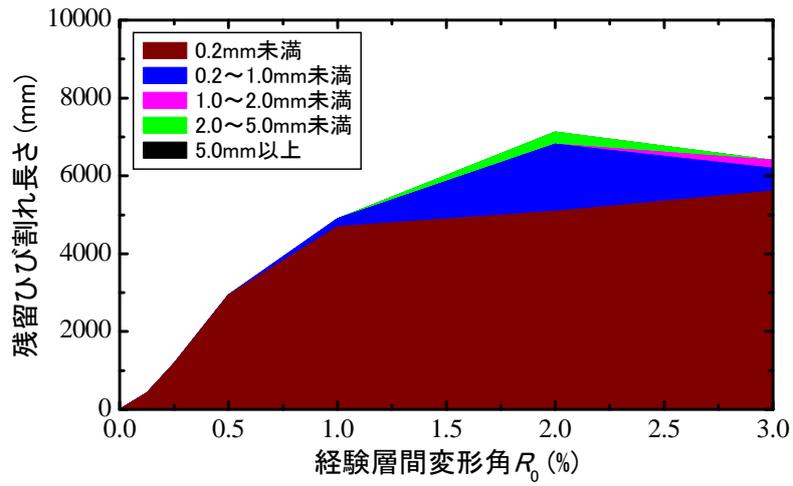


(b) 幅左面

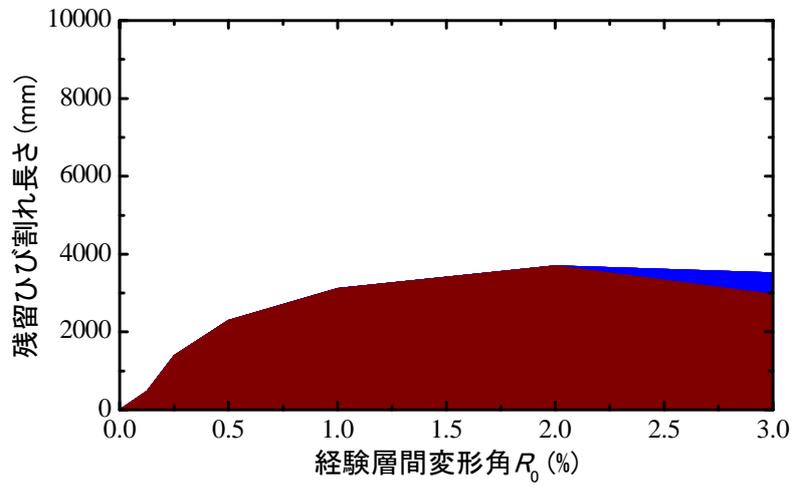


(c) 幅右面

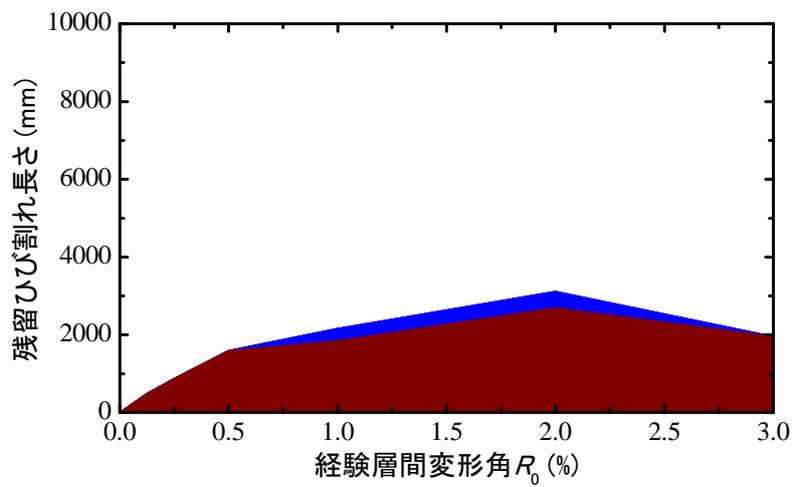
図 3.8 1SH-64 試験体の左隅柱のひび割れ量進展過程



(a) 正面

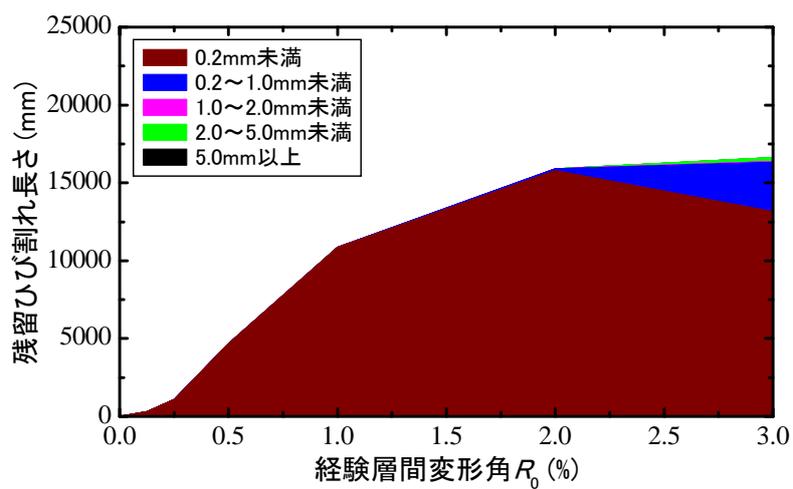


(b) 幅左面

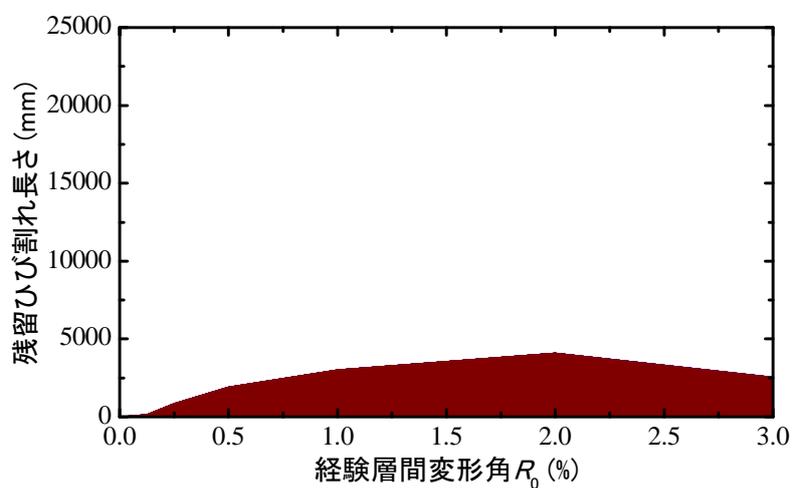


(c) 幅右面

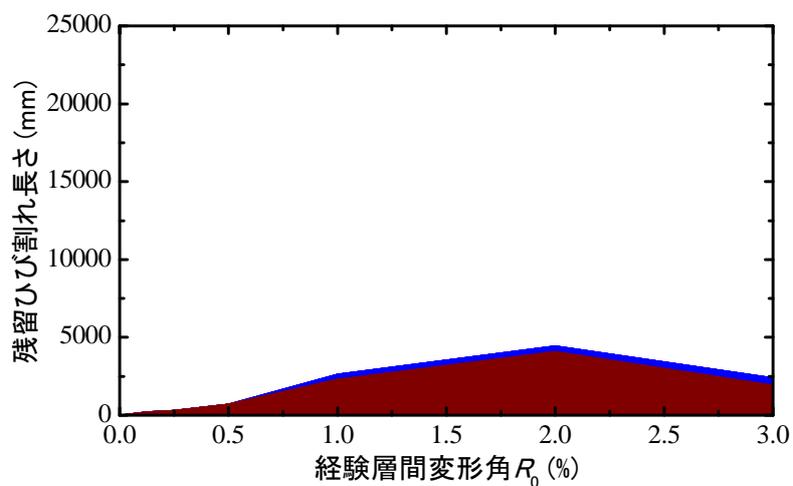
図 3.9 1SH-64 試験体の右隅柱のひび割れ量進展過程



(a) 正面

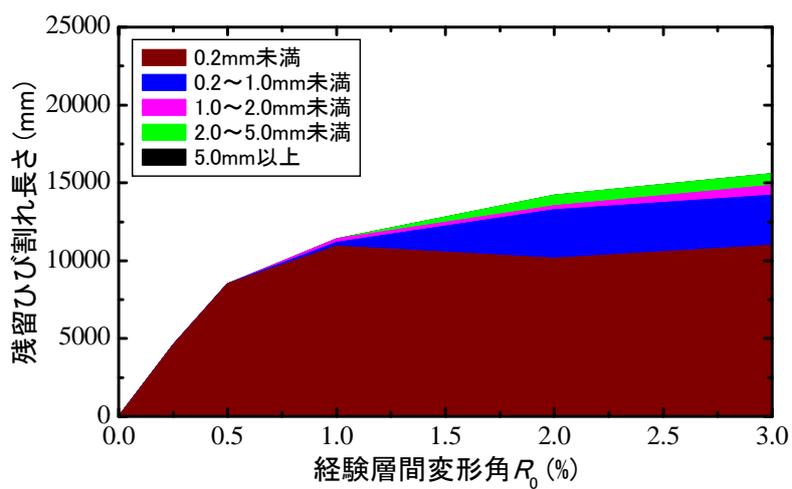


(b) 幅左面

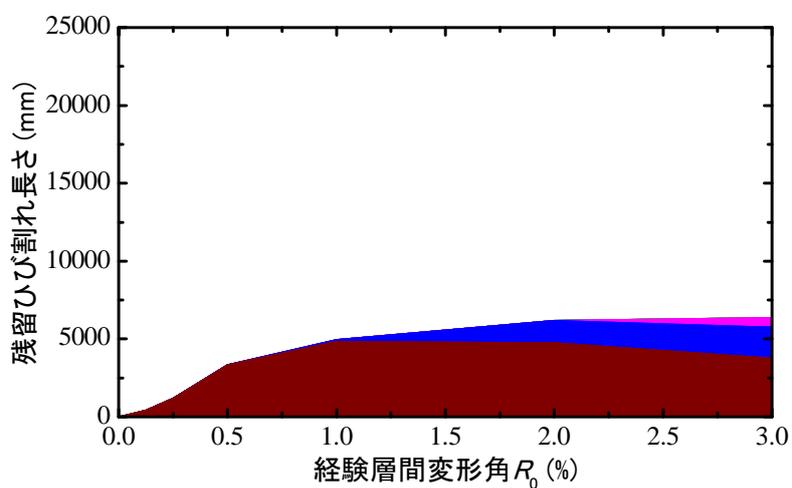


(c) 幅右面

図 3.10 1SH-64 試験体の中央柱のひび割れ量進展過程

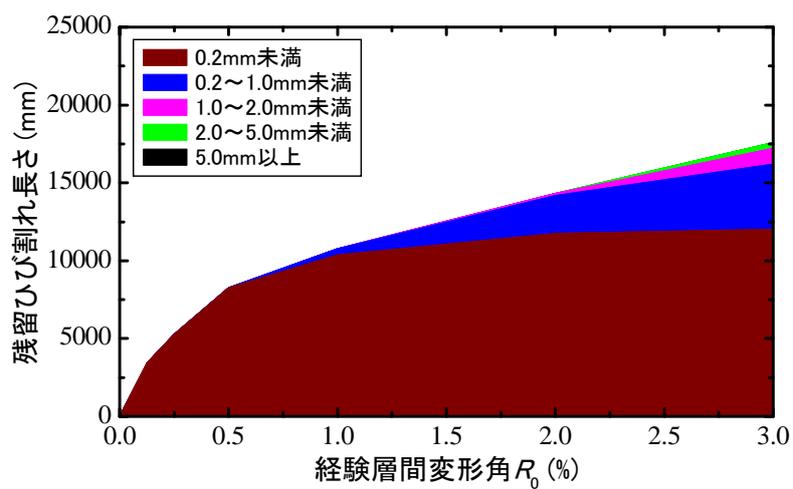


(a) 正面

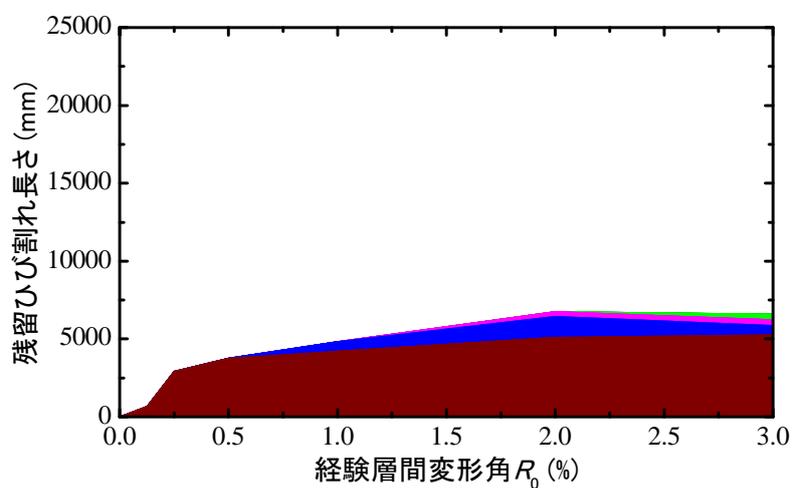


(b) 見上げ面

図 3.11 1SH-64 試験体の左梁のひび割れ量進展過程



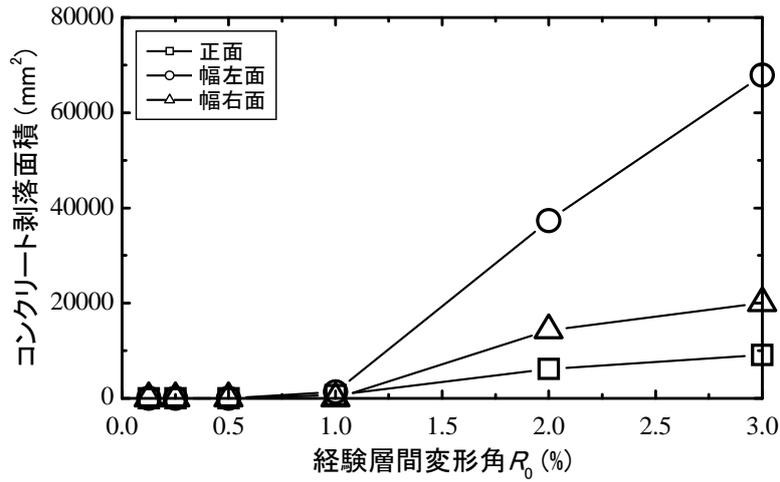
(a) 正面



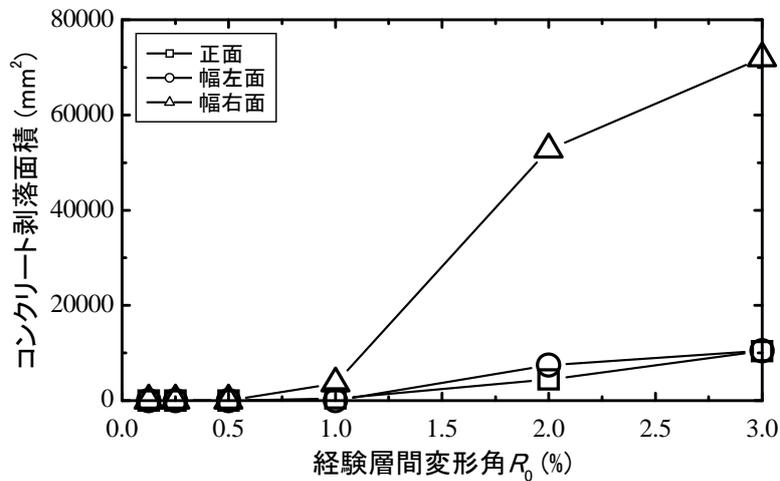
(b) 見上げ面

図 3.12 1SH-64 試験体の右梁のひび割れ量進展過程

1SH-64 試験体の構造部材において、各経験層間変形角  $R_0$  に対するコンクリート剥落面積の推移を図 3.13 に示す。いずれの構造部材においても  $R_0=2.0\%$  から剥落面積が増加しており、隅柱では、圧縮柱となる時の圧縮側幅面（左隅柱では幅左面、右隅柱では幅右面）で圧壊に伴い剥落面積が増加したが、その時の引張側幅面および正面では剥落面積の増加は僅かであった。中央柱では正面及び幅面ではほぼ同様な剥落面積の進展傾向が見られており、梁では幅面（見上げ面）で圧壊による剥落面積の増加が見られるものの、正面での剥落面積増加は僅かであった。

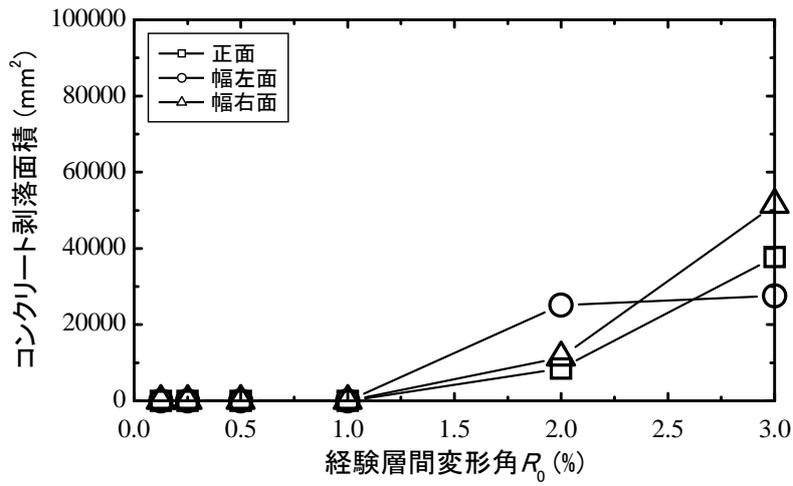


(a) 左隅柱

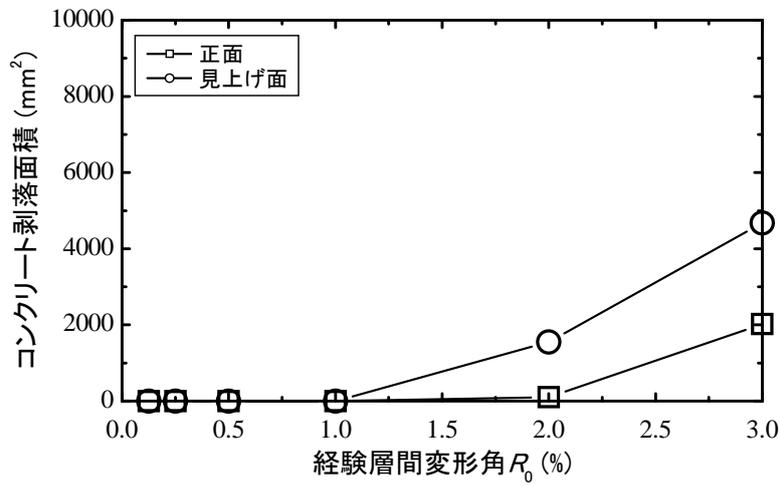


(b) 右隅柱

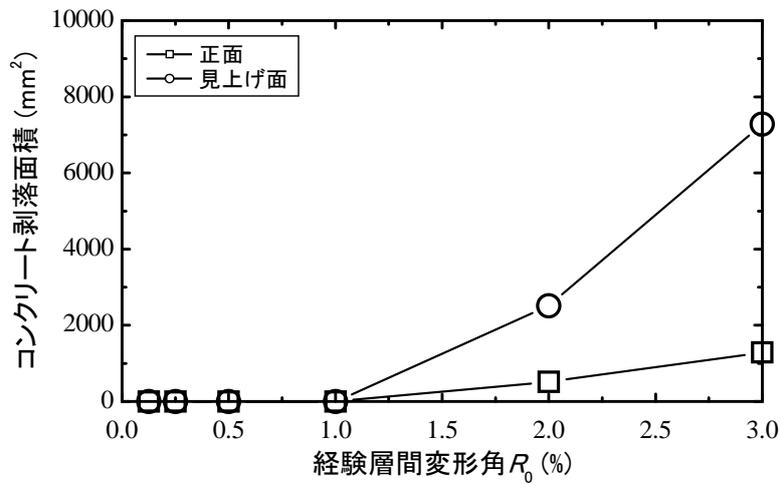
図 3.13 1SH-64 試験体の構造部材のコンクリート剥落面積の進展過程 (続く)



(c) 中央柱



(d) 左梁



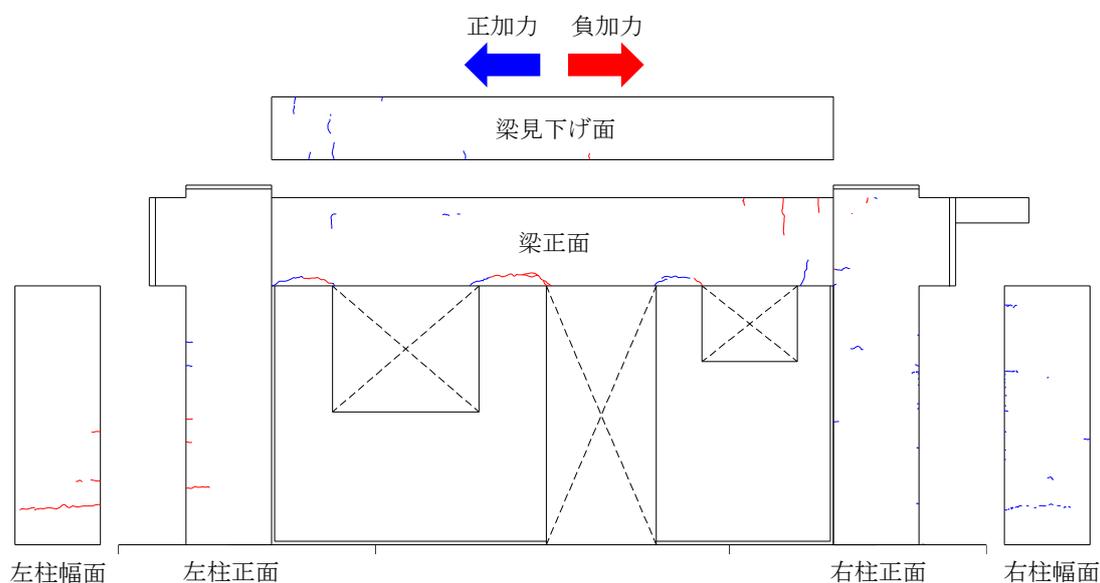
(e) 右梁

図 3.13 ISH-64 試験体の構造部材のコンクリート剥落面積の進展過程

### 3.3.2.2 1SF 試験体

1SF 試験体の損傷量進展については東北大学が担当したため、本論文では参考までに、層間変形角  $R_0=0.0625, 0.25, 1.0, 2.0\%$  における最終加力サイクル終了時のひび割れ図（展開図）のみを図 3.14 に示す<sup>[3,4]</sup>。本実験でも、正側加力時に生じたひび割れを青色で、負側加力時に生じたひび割れを赤色で分けて作成した。また、本試験体は  $1 \times 1$  スパンの立体架構であるが、東構面（前節写真 3.2 参照）の部材にはタイルが貼りつけられており、本論文では西構面の柱と梁の損傷状況のみについて述べる。

$R_0=0.0625\%$  で柱及び梁の端部に曲げひび割れが生じて、 $R_0=0.25\%$  では各部材のひび割れ本数が増えるとともに、柱にせん断ひび割れが発生した。また、 $R_0=1.0\%$  で柱の柱脚部及び柱頭部にせん断ひび割れが急激に増加し、梁にも多数のせん断ひび割れが生じた。以降でもひび割れが徐々に増加するうち、 $R_0=2.0\%$  でコンクリートの剥落が激しくなった。



(a)  $R_0=0.0625\%$  の第 1 サイクルの除荷時

図 3.14 1SF 試験体の層間変形角  $R_0$  に応じた最終加力サイクル時の損傷状況（続く）<sup>[3,4]</sup>

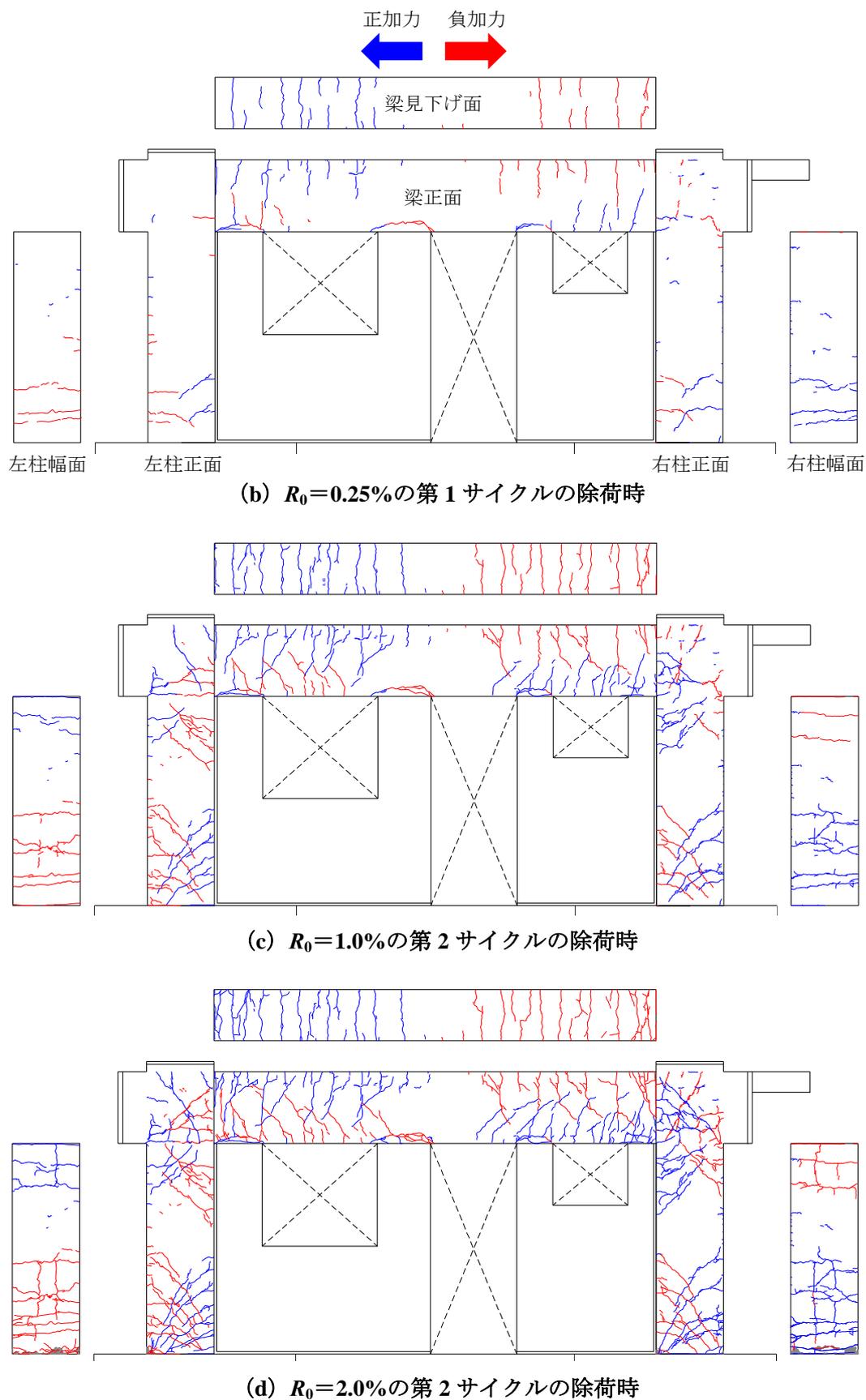
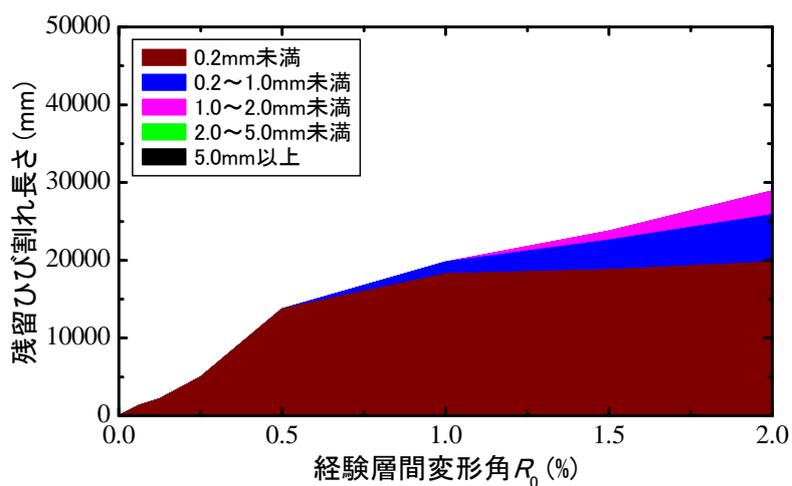


図 3.14 1SF 試験体の層間変形角  $R_0$  に応じた最終加力サイクル時の損傷状況<sup>[3,4]</sup>

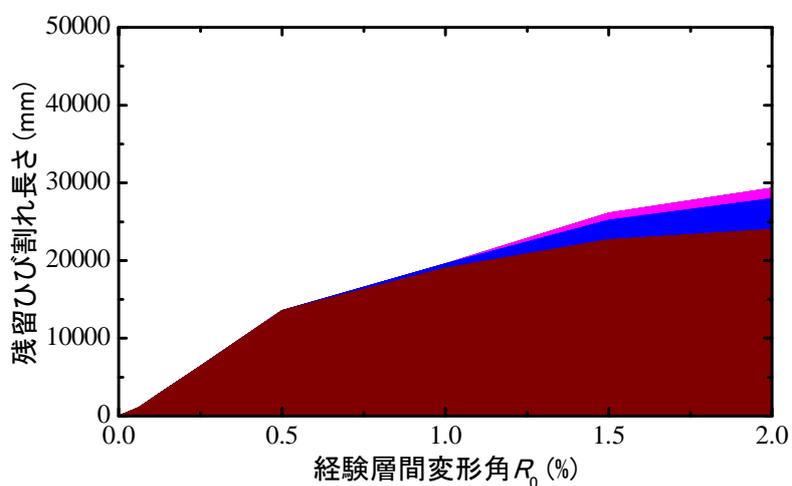
1SF 試験体の損傷量についても参考までに、部材ごとにおいて残留ひび割れ幅の階級（0.2mm 未満，0.2～1.0mm 未満，1.0～2.0mm 未満，2.0～5.0mm 未満，5.0mm 以上）に応じた総ひび割れ長さ（層間変形角  $R_0$ ）との関係を積み上げグラフにしたものを図 3.15 に示す。ここで、各部材のひび割れ長さは、正面と幅面（一面のみ）のひび割れ長さの合計値である。

層間変形角  $R_0$  の増加に対する両柱のひび割れ総長さの増加は、ほぼ同じ傾向となっており、損傷量計測終了時のひび割れ総長さの最大値も、左柱が 28950mm，右柱が 29310mm でほぼ近似していることが分かった。また、 $R_0=0.5\%$  までは最大ひび割れ幅 0.2mm 未満のひび割れが主として増大したが、それ以降から最大ひび割れ幅 0.2mm 以上のひび割れの割合が高くなっており、 $R_0=2.0\%$  では最大ひび割れ幅 2.0mm のひび割れも発せした。

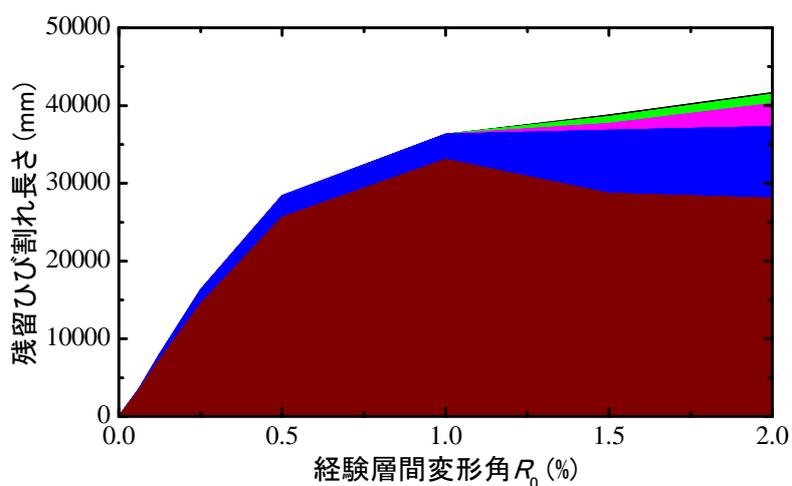
一方、 $R_0=2.0\%$  までひび割れ総長さが徐々に増加する柱に対して、梁のひび割れ総長さは、 $R_0=0.5\%$  まで急激に増加したが、それ以降からひび割れ総長さの増加割合が緩やかになってきた。また、柱より早い段階である  $R_0=0.25\%$  で、最大ひび割れ幅が 0.2mm 以上のひび割れが発生した。



(a) 西構面の左柱



(b) 西構面の右柱



(c) 西構面の梁

図 3.15 1SF 試験体の西構面における構造部材のひび割れ量進展過程

## 3.3.3 荷重－変形関係

## 3.3.3.1 1SH-64 試験体

1SH-64 試験体の荷重－変形関係を図 3.16 に示す。また、ジャッキや隅柱の高さ方法の中心部に設けたロードセルより計測した各部材の荷重と層間変形角  $R_0$  との関係を図 3.17 に示す。本試験体では、 $R_0=+0.53\%$  で右隅柱の柱脚の主筋が降伏し始め、 $R_0=\pm 0.56\%$  で右梁の右端部及び左梁の左端部の主筋がそれぞれ降伏した。また、 $R_0=+0.63\%$  で左隅柱の柱脚及び右梁の左端部の主筋が降伏し、 $R_0=-1.0\%$  で中央柱の柱脚の主筋が降伏した。その後、 $R_0=+1.19\%$  で左梁の右端部の主筋が降伏し、架構の崩壊機構を形成した。そして、 $R_0=\pm 2.0\%$  でそれぞれの加力方向での最大耐力  $+1215.7\text{kN}$  及び  $-1177.5\text{kN}$  を記録し、それ以降から耐力が徐々に低下し、 $R_0=-4.8\%$  で当該方向での最大耐力の 80% となり、本研究で定義した架構の安全限界に至った。

ここで図 3.17 に着目すると、隅柱及び梁において、それぞれの耐力は低下してないが、中央柱の負担水平力が低下している。これは、腰壁の貫通破壊とともに中央柱の有効高さが増加し、それが架構全体の水平耐力の低下に現れたことが原因である。また、本研究では架構全体の水平抵抗が最大水平耐力の 80% まで低下する時を架構の安全限界として定義したが、前章（第 2 章）でも述べたように、架構の安全限界と部材の水平耐力がその最大水平耐力の 80% まで低下した時点は必ず一致するものではないことと対応するものである。

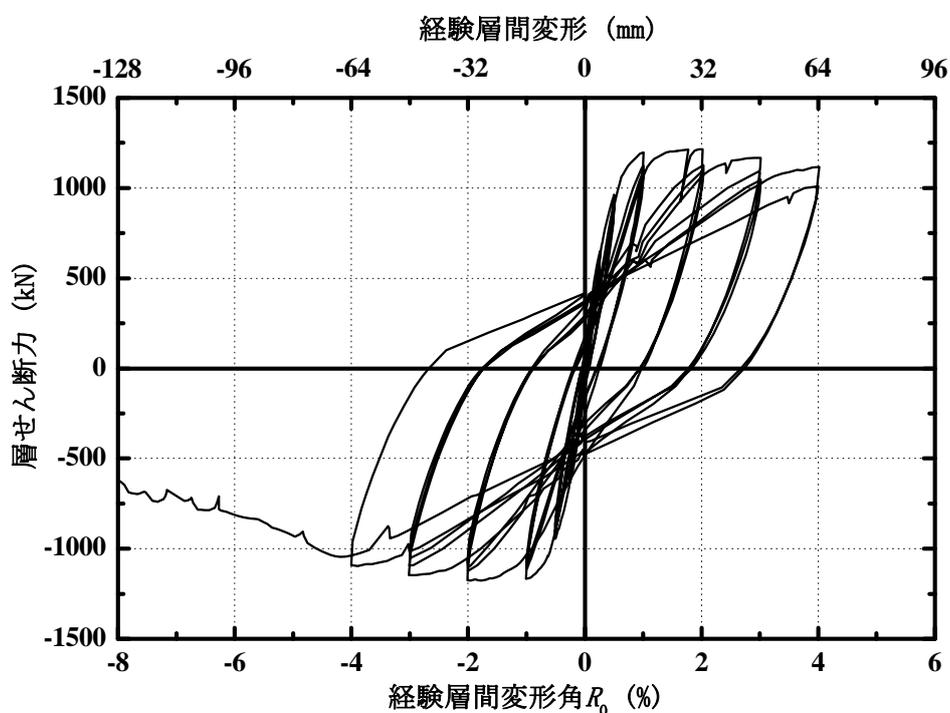
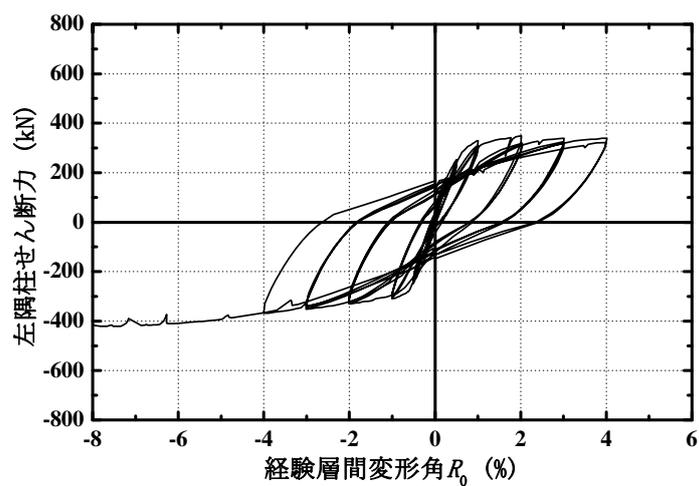
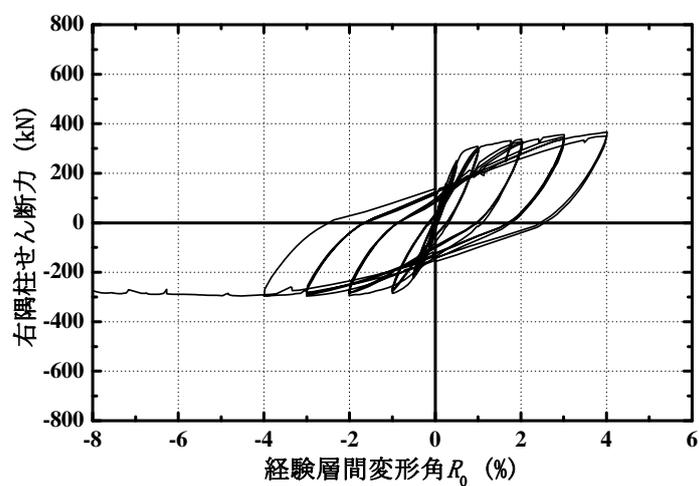


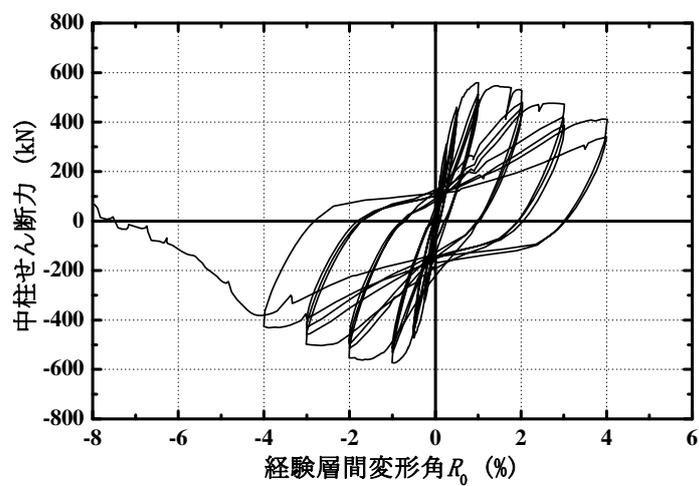
図 3.16 1SH-64 試験体の荷重－変形関係



(a) 左隅柱

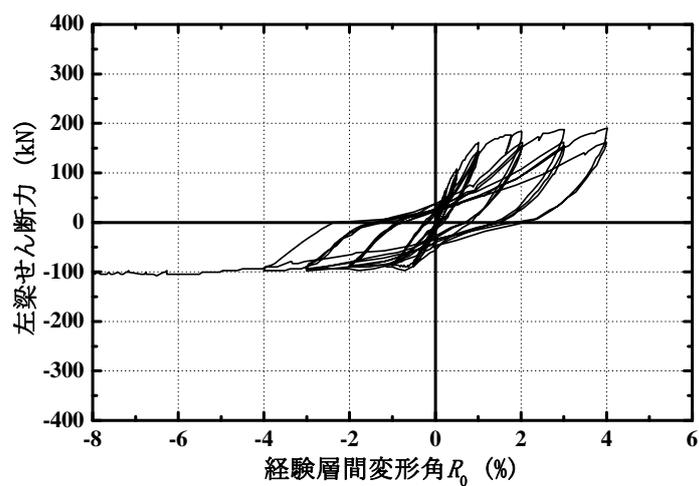


(b) 右隅柱

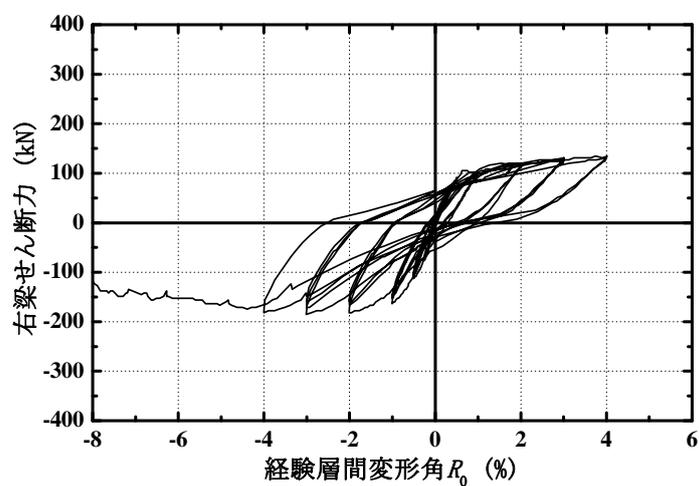


(c) 中央柱

図 3.17 1SH-64 試験体の構造部材ごとの荷重-変形関係 (続く)



(d) 左梁



(e) 右梁

図 3.17 1SH-64 試験体の構造部材ごとの荷重-変形関係

3.3.3.2 1SF 試験体

1SF 試験体の荷重－変形関係を図 3.18 に示す。本試験体は 1×1 スパンの立体架構であるが、東西（本章の写真 3.2 を参照）対称架構となっているため、本研究では損傷量の進展過程と同様に西構面のみでの工学量（但し、荷重－変形関係については東西両構面）について検討する。

1SF 試験体では、 $R_0=+0.45\%$  で左右柱の柱脚部の主筋がほぼ同時に降伏しており、 $R_0=-0.83\%$  で梁の右端部の主筋が降伏した。その後、 $R_0=-0.96\%$  で梁の左端部の主筋が降伏し、架構の崩壊機構の形成に至った。そして、 $R_0=+3.0\%$  で最大耐力 4286.3kN に達して、それ以降から耐力が徐々に低下し、 $R_0=+6.0\%$  では架構の水平耐力が最大耐力の 80% となり、架構の安全限界に至った。本試験体では 1SH-64 試験体のように部材にロードセルを設けてないため、構造部材ごとの水平耐力を詳細に把握することができなかった。

1SF 試験体においては、 $R_0=+2.0\%$  で架構の水平耐力がやや低下したが、その後幅 25mm の 3 方向完全スリットを有する RC 造非構造壁が柱と接触しており、それに起因して架構の水平耐力が再び増加し、 $R_0=+3.0\%$  で最大耐力となった。

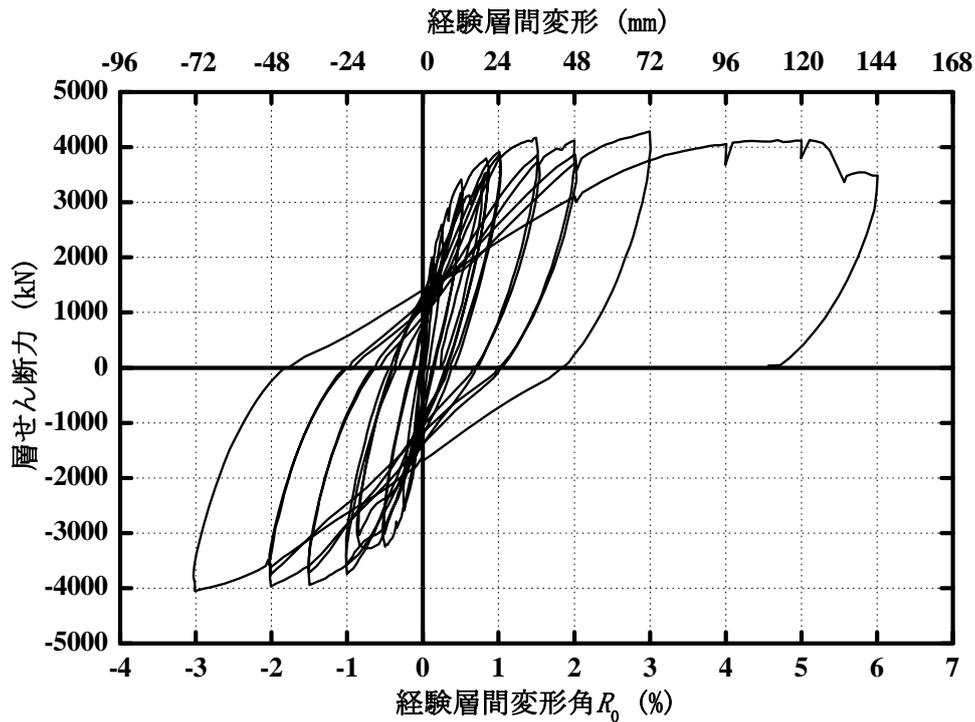


図 3.18 1SF 試験体の荷重－変形関係

### 3.4 $SI_m$ の曲げ耐力法に要するパラメータ及びその評価法

本節では、前章（第2章）の式（2.16）に提案した曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定に当たり、必要となるパラメータ、即ち梁部材の損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta_b$  及び部材（ヒンジ）のエネルギー寄与係数  $\alpha$  それぞれの評価法について検討する。

#### 3.4.1 梁の損傷度に応じた耐震性能低減係数 $\eta_b$

前章（第2章）では、地震被災現場で架構の残存耐震性能を評価するため全架構耐震性能残存率  $SI_m$  の曲げ耐力法を提案するあたり、梁部材の損傷度を、まず図 3.19 のように主筋降伏や最大耐力などの力学性状の変化に基づき工学的に定義した。しかしながら、 $SI_m$  の曲げ耐力法が適用される被災現場では、部材の耐力や経験した最大応答変形などの工学量を把握することが極めて難しい。より容易に把握可能な梁部材の損傷量に基づいた損傷度区分については、1991 年版の被災度区分判定基準において柱と同様の最大残留ひび割れ幅に基づく基準が適用されると記載されており、2001 年版の被災度区分判定基準においては「若干緩やかに」（同じひび割れ幅に対する損傷度を 1 レベル小さく評価するなどの意図と思われる）柱の基準を準用することも考えられると言及している<sup>[3,5]</sup>が、梁の損傷度と損傷量の対応関係はまだ明確に定められていない。そこで本節では、梁部材の荷重－変形関係を把握できる 1SH-64 試験体の実験結果を用いて、梁部材に表出する損傷に基づき損傷度を定めることを試みる。

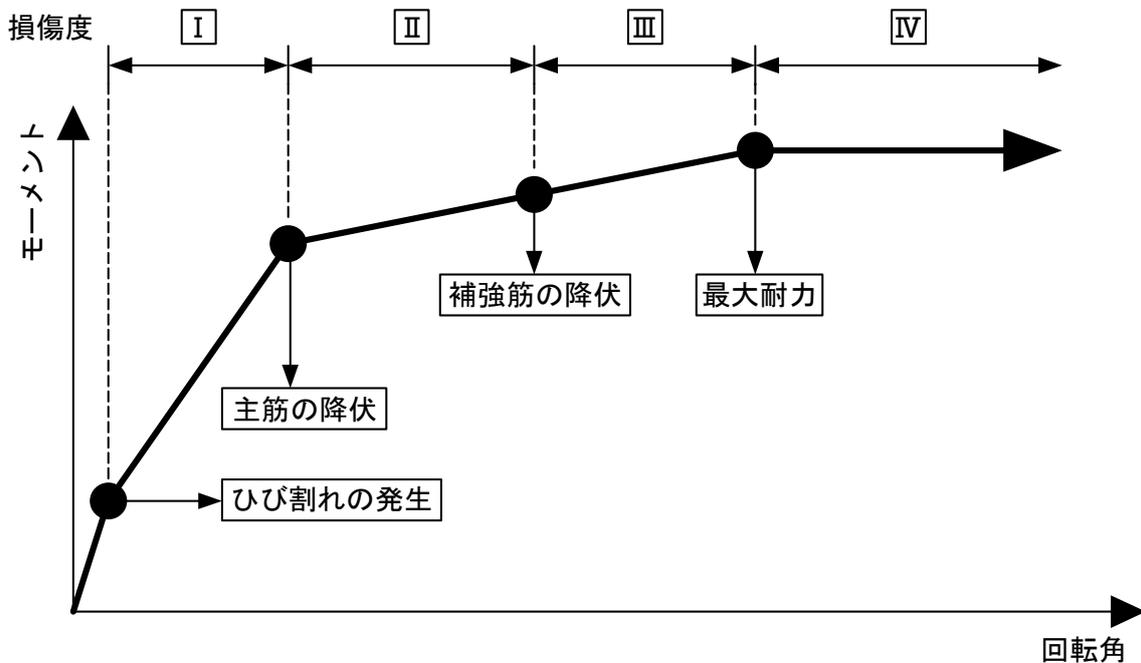
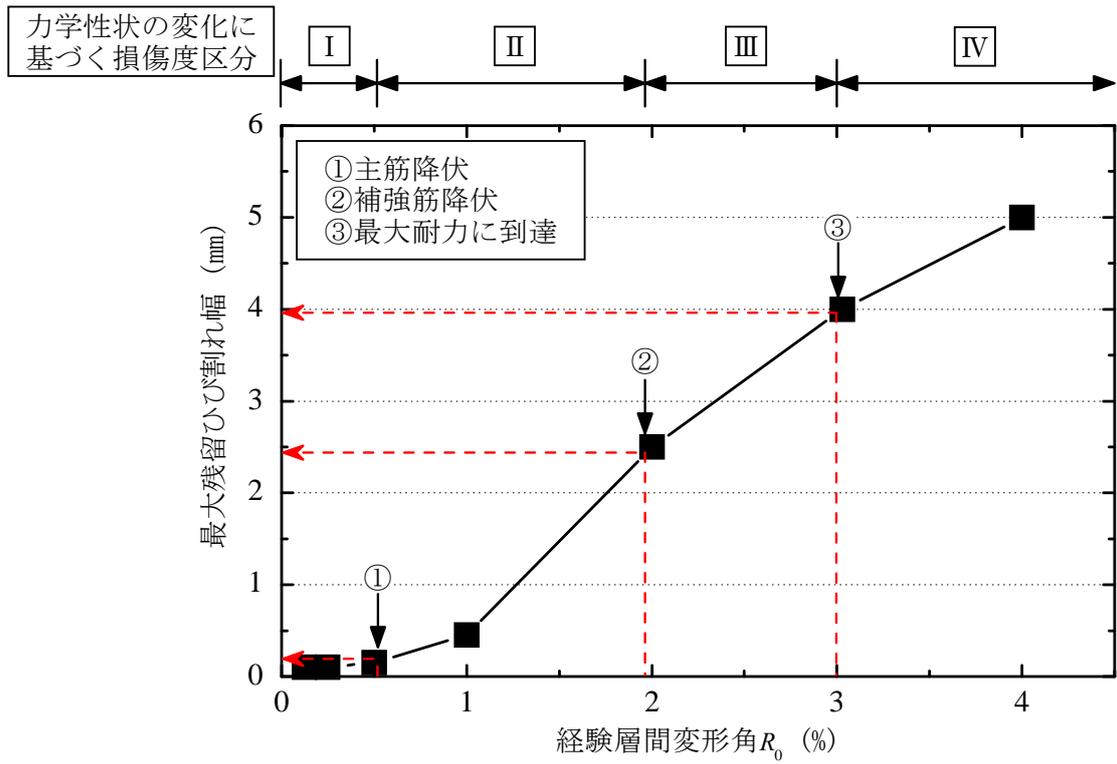


図 3.19 力学性状の変化に基づいた梁部材の損傷度の定義（図 2.7 再掲）

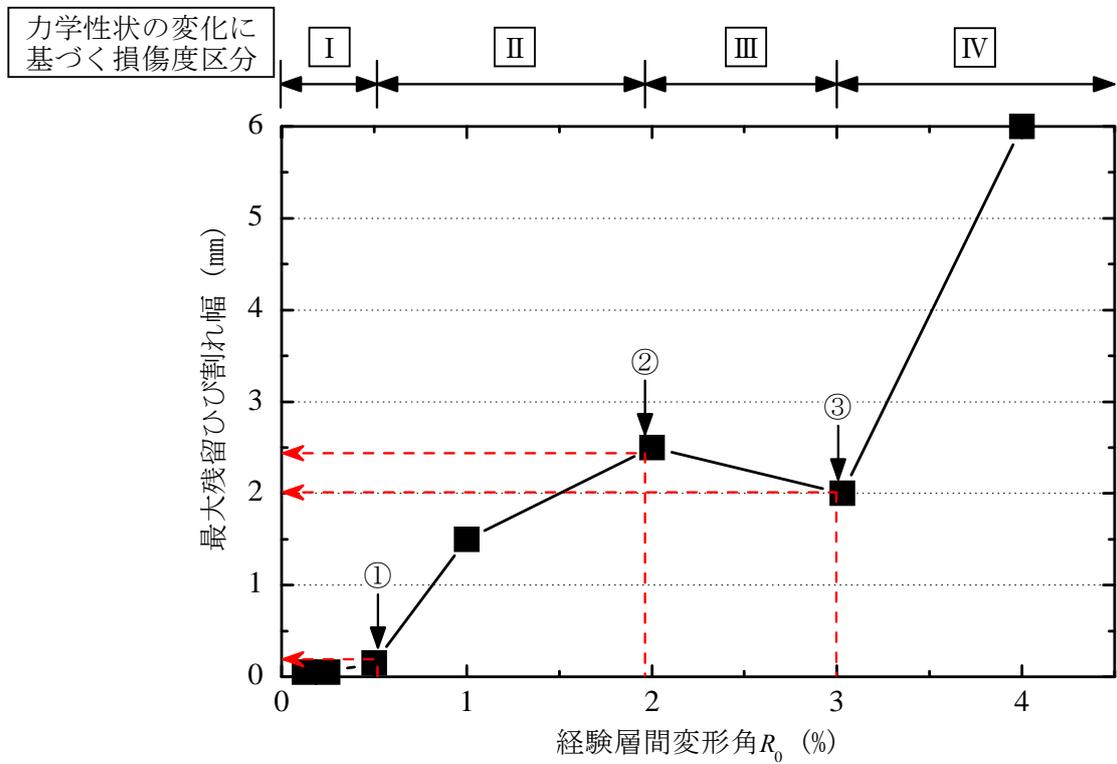
図 3.20 に 1SH-64 試験体の梁部材における「力学性状の変化に基づいた損傷度」(図 3.19) と最大残留ひび割れ幅との関係を示す。図 3.20 より、いずれの梁部材においても、損傷度 I と II の境界の最大残留ひび割れ幅は 0.2mm 程度を、損傷度 II と III の境界の最大残留ひび割れ幅は 2.5mm 程度を、それぞれ示している。損傷度 III と IV の境界の最大残留ひび割れ幅は左梁では 4.0mm 程度である一方、右梁では危険断面の多数のひび割れに均等な幅が分布していることが原因で、損傷度 III の領域で最大残留ひび割れ幅がやや減少したため、損傷度 III と IV の境界の最大残留ひび割れ幅は左梁より小さい値となった。しかし、それ以降の右梁の最大残留ひび割れ幅の傾向に着目すると、再び増加するため、全体の傾向と沿うように考えると左梁の値とほぼ等しくなる。従って、左梁の値を損傷度 III と IV の境界値として採用することとした。

また、梁部材の力学性状との直接的な対応関係はないが、柱部材の損傷度 II と III の境界値として採用され、広く認知されている最大残留ひび割れ幅 1mm を損傷度の境界として追加し、「力学性状の変化に基づく損傷度」(図 3.19) の他に、新たに「目視可能な損傷に基づく損傷度」を定義した。具体的には図 3.21 のように力学状態に基づいた損傷度 II を目視可能な損傷に基づく梁の損傷度区分では損傷度 II と III に区分することとする。このことより、梁部材における目視可能な損傷に基づいた損傷度を最終的には表 3.8 のように I ~ V の五つのレベルとして定義する。なお、ここで目視可能な損傷に基づき定義した梁の損傷度は、柱のそれと大きな差はなく、前述した 2001 年版の被災度区分判定基準における「若干緩やかに柱の基準を準用する」こととは整合しないが、これは後述する梁の耐震性能低減係数  $\eta_b$  が柱の  $\eta_c$  よりも大きめに評価されることで結果的に反映されることになる。

ここで、現行の「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」<sup>[3.5]</sup>では、検証試験体となっている幅 300mm×せい 450mm の梁試験体<sup>[3.6]</sup>の断面サイズをほぼ実大とし、最大残留ひび割れ幅 1mm を柱部材の損傷度 II と III の境界として適用している一方、本論文で適用しようとしている 1SH-64 試験体は約 1/2 スケールであるが、その梁部材は幅 300mm×せい 400mm の断面サイズとなっており、現行の「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」の検証試験体とほぼ同寸法である(表 3.9)。通常、縮小された試験体に生じるひび割れ損傷に関する議論を行う場合には、そのスケール則(寸法が小さい試験体ほどそのひび割れ幅が小さくなる現象)を考える必要があるが、以上の理由により、本論文ではあえてスケール則による実大スケールへの変換を行わずに最大残留ひび割れ幅の境界値(1mm)を本研究における梁部材の損傷度区分にもそのまま適用した。



(a) 左梁



(b) 右梁

図 3.20 梁部材の損傷度と最大残留ひび割れ幅の関係 (1SH-64 試験体)

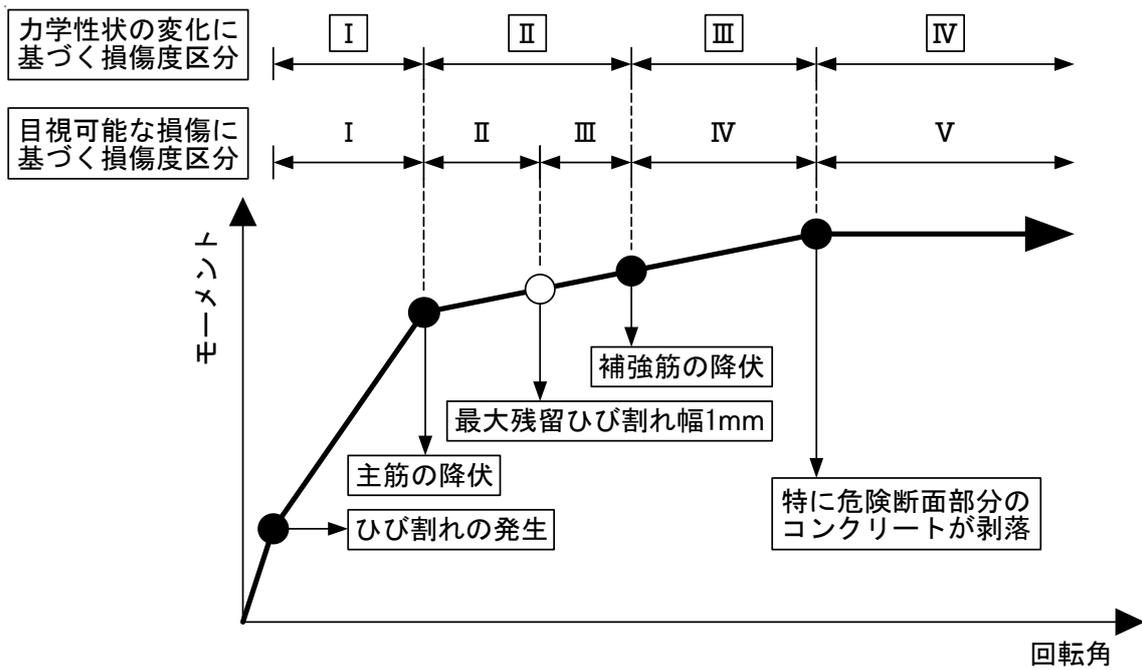


図 3.21 梁部材の力学性能の変化及び目視可能な損傷に基づく損傷度区分の概念

表 3.8 梁の損傷度区分の定義

力学性状の変化に基づく損傷度	境界となる工学状態	1SH-64 試験体において境界となる目視可能な損傷量 (○数字は図 3.20 に対応)	目視可能な損傷に基づき新たに設定した損傷度
I	主筋降伏	$w_{\max} = 0.2\text{mm}$ (①)	I
II	—	$w_{\max} = 1\text{mm}$	II
	補強筋降伏	$w_{\max} = 2\text{mm}$ 超 (②)	III
III	最大耐力到達	$w_{\max} = 4\text{mm}$ 超 (③)	IV
IV		かぶりコンクリート剥落	V

$w_{\max}$  : 最大残留ひび割れ幅

表 3.9 既往の研究<sup>[3,6]</sup>及び本研究における梁部材の断面寸法

	梁部材の断面寸法	
	幅 (mm)	せい (mm)
既往の研究における試験体	300	450
本研究における試験体	300	400

前章(第2章)では、架構の崩壊機構に着目し提案した曲げ耐力法に基づき  $SI_m$  を算定する際、部材(ヒンジ)の損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta$  について、式(3.1)のように定義しており、その概念を図3.22のように示している。柱部材については、現行の「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」<sup>[3,5]</sup>で既に設定されているが、梁部材の耐震性能低減係数  $\eta_b$  はまだ明確に提示されていない。そこで本節では、梁部材(ヒンジ)の荷重-変形関係を把握できる 1SH-64 試験体の実験結果を用いて、梁部材の損傷度に応じる  $\eta_b$  を算定し、その結果を図3.23に示す。

ここで、前章(第2章)で提案した  $SI_m$  を算定する曲げ耐力法は、架構の安全限界までのエネルギー吸収能力の残存度合に基づき定義した理論解(第2章の式(2.5)を参照)の式を展開し得られたものであるため、図3.22における部材の終局回転角は架構の安全限界時に応じた部材の回転角であることに注意が必要である。また、第2章で述べたとおり、架構の安全限界点のエネルギー吸収能力の算定に当り、除荷による応答変形の減少を考慮していないため、図3.22の架構の安全限界までに部材(ヒンジ)  $i$  が吸収したエネルギー量において、安全限界時の回転角(終局回転角)の前後で不連続な値を与えることとなる。

$$\eta_i^* = \frac{E_{u,i}^* - E_{d,i}}{E_{u,i}^*} \tag{3.1}$$

(式(2.9)再掲)

ここで、

$E_{d,i}$  : 最大応答変形後の除荷時変位までの部材(ヒンジ)  $i$  のエネルギー吸収量

$E_{u,i}^*$  : 架構の安全限界までに部材(ヒンジ)  $i$  が吸収したエネルギー量

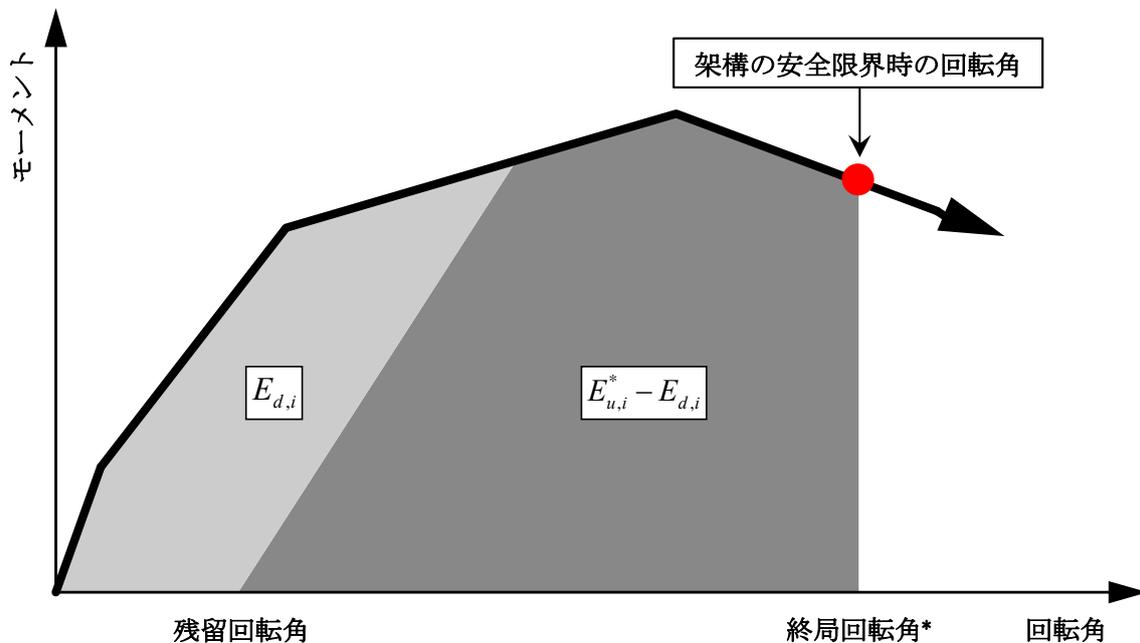
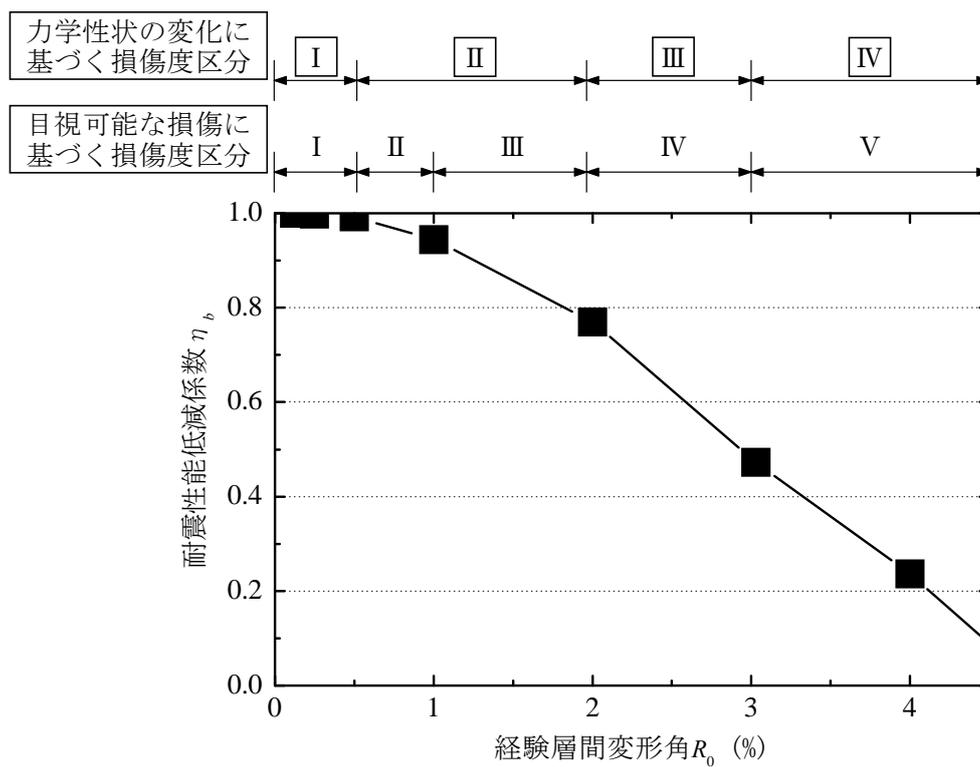
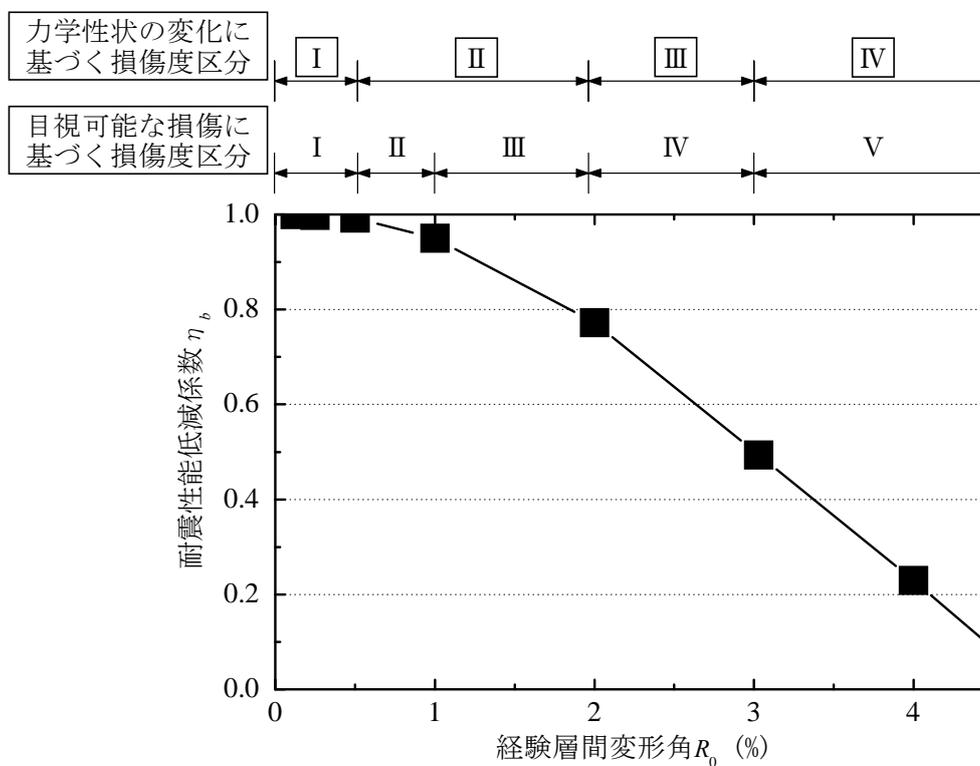


図 3.22 部材(ヒンジ)の耐震性能低減係数  $\eta$  の概念



(a) 左梁



(b) 右梁

図 3.23 梁部材 (ヒンジ) の損傷度と耐震性能低減係数  $\eta_b$  の関係

ここで、「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」<sup>[3.5]</sup>で定義されている柱の耐震性能低減係数  $\eta_c$  は、各損傷度の区間における  $\eta_c$  の最低値をその損傷度における  $\eta_c$  の代表値としていることから、 $\eta_b$  についても同様の処理により各損傷度（目視可能な損傷に基づいて区分した損傷度）における  $\eta_b$  の代表値を定め、表 3.10 に示した。また、参考として梁部材の各損傷度に応じた  $\eta_b$  の最高値と最低値の平均値、及び「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」<sup>[3.5]</sup>で設定している曲げ柱の  $\eta_c$  を併記した。表 3.10 より、同じ損傷度において梁の  $\eta_b$  が曲げ柱の  $\eta_c$  を上回っている中、梁の損傷度 II に対しては柱の損傷度 I、梁の損傷度 III に対しては柱の損傷度 II、梁の損傷度 IV に対しては柱の損傷度 III のそれぞれの  $\eta$  が近似していることが分かる。これより、梁の損傷度において 2001 年版の被災度区分判定基準<sup>[3.5]</sup>で言及しているような「若干緩やかに」（同じひび割れ幅に対する損傷度を 1 レベル小さいものとして評価するなどの意図であると思われる）柱の基準を準用することが、概ね妥当な判断であったことを示唆している。従って、柱と梁の挙動の違いは *SI*m 算定時（通常はひと通りの損傷度区分作業終了後に行われる）の  $\eta$  の違いにより考慮され、目視可能な損傷（最大残留ひび割れ幅）による損傷度が柱、梁の部材によらず統一的であることは、むしろ被災現場における「損傷度区分作業」の混乱を軽減する利点があると考えられる。

また、前述のとおり、現行の被災度区分判定基準における検証試験体と、1SH-64 試験体の梁部材の断面サイズがほぼ等しい（表 3.9 を参照）であるため、以降からの検討では試験体ごとに  $\eta$  を算定せず、表 3.10 に示している値を適用することとする。

表 3.10 部材（ヒンジ）の損傷度に応じる耐震性能低減係数  $\eta$

損傷度	曲げ柱 <sup>[3.5]</sup>		曲げ梁			
	最大残留ひび割れ幅 (mm)	$\eta_c$	$\eta_b$		最大残留ひび割れ幅 (mm)	損傷度
			最低値	平均値		
I	0.2 未満	0.95	0.99	0.99	0.2 程度	I
II	0.2～1.0 程度	0.75	0.95	0.97	0.2～1.0 程度	II
III	1.0～2.0 程度	0.5	0.75	0.85	1.0～2.0	III
IV	2.0 以上	0.1	0.45	0.6	2.0 超～4.0	IV
V	—※	0	0	0.23	4.0 超	V

※主筋の座屈やコンクリートの剥落状況により決定される

3.4.2 部材のエネルギー寄与係数  $\alpha$

前章（第2章）において提案した曲げ耐力法に基づき *SI<sub>m</sub>* を算定する際、部材（ヒンジ）のエネルギー寄与係数  $\alpha$  は、式 (3.2) のようにある基準となる部材（例えば、最初に降伏ヒンジを形成する部材）のヒンジに対する各部材のエネルギー吸収量の比として定義されているが、*SI<sub>m</sub>* の曲げ耐力法が適用される被災現場において部材ヒンジごとのエネルギー吸収量を把握することは困難なため、式 (3.3) のように各部材の曲げ終局モーメントから  $\alpha$  を略算することを試みる。

しかしながら、式 (3.3) にて定義した  $\alpha$  の略算法（第2章の式 (2.15) の導出仮定を参照）は、簡単な Bi-linear 部材の荷重－変形関係モデル（図 3.24）及び各層の層間変形角が均等に分布する理想的な架構モデル（図 3.25）を想定し、更に架構の安全限界までの部材の変形がその降伏変形より相当大きいものであると仮定したうえ、求められた提案式である。そこで本節では、各構造部材の荷重－変形関係が計測され、それらのエネルギー吸収能力を算定することができる 1SH-64 試験体の実験結果を用いて、まず式 (3.3) の妥当性について検証を行う。

$$\alpha_i = \frac{E_{u,i}^*}{E_{u,c1}^*} \tag{3.2}$$

(式(2.10)再掲)

ここで、

$E_{u,i}^*$  : 架構の安全限界までにヒンジ  $i$  が吸収したエネルギー量

$E_{u,c1}^*$  : 架構の安全限界までに基準部材  $c1$  のヒンジが吸収したエネルギー量

$$\alpha_i \approx \frac{M_{u,i}}{M_{u,c1}} \tag{3.3}$$

(式(2.15)再掲)

ここで、

$M_{u,i}$  : 部材（ヒンジ） $i$  の曲げ終局モーメント

$M_{u,c1}$  : 基準部材（ヒンジ） $c1$  の曲げ終局モーメント

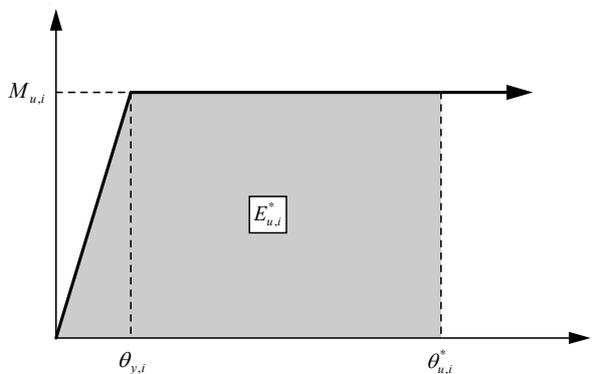


図 3.24 部材の荷重－変形関係モデル

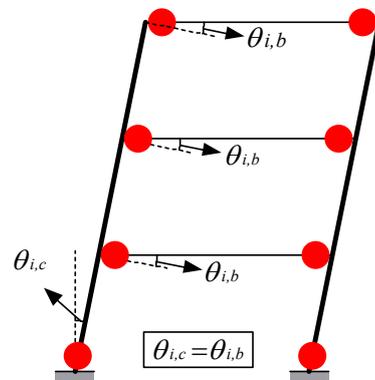


図 3.25 架構モデル

1SH-64 試験体において、左隅柱を基準部材として、右隅柱、中央柱及び両梁の  $\alpha$  の精算値(式(3.2))と略算値(式(3.3))を算定して、その結果を表 3.11 に示す。 $\alpha$  の精算値の算定に当り、部材(ヒンジ)エネルギー吸収能力は、架構の水平抵抗が最大水平耐力の 80% に低下した架構の安全限界(層間変形角  $R_0 = -4.8\%$ )までに部材(ヒンジ)それぞれが吸収したエネルギー量である。また、柱及び梁の曲げ終局モーメントは式(3.4)及び式(3.5)<sup>[3.7]</sup>をそれぞれ用いて算出した。

$$M_U = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \left( 1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (3.4)$$

ここで、

$M_U$  : 曲げ終局モーメント (N・mm)

$a_t$  : 引張鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : 鉄筋の降伏点強度 (MPa)

$D$  : 柱のせい (mm)

$N$  : 軸力 (N)

$b$  : 柱の幅 (mm)

$F_c$  : コンクリート圧縮強度 (MPa)

$$M_U = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (3.5)$$

ここで、

$M_U$  : 曲げ終局モーメント (N・mm)

$a_t$  : 引張鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : 鉄筋の降伏点強度 (MPa)

$d$  : 剛梁の有効せい (mm)

表 3.11 より、右隅柱及び両梁における  $\alpha$  の精算値と略算値がそれぞれほぼ同じ値となっている。これは、本章の図 3.17 に示している各部材の荷重－変形関係に着目すると、右隅柱及び両梁は架構の安全限界まで水平耐力の低下が生じないものであり、また架構の安全限界までの部材の変形量がその降伏変形より相当大きいいため、上記の部材の荷重－変形関係モデル（図 3.24）、架構モデル（図 3.25）及び他の仮定条件を満足することが結果として表れていると考えられる。

一方、中央柱においては、架構の安全限界（層間変形角  $R_0 = -4.8\%$ ）まで中央柱の水平耐力がその最大耐力の 80% を更に下回っているため（本章の図 3.16 及び図 3.17 を参照）、耐力低下が生じない左隅柱を基準として、エネルギー吸収能力から求めた  $\alpha$  の精算値が曲げ耐力比から求めた  $\alpha$  の略算値よりやや小さい値となっている。即ち、 $\alpha$  の略算法（式 (3.3)）を導出する際に考慮した部材の荷重－変形関係モデル（図 3.24）は、耐力低下が生じない Bi-linear モデルであるが、実際の実験結果では図 3.26 の概念図のように中央柱の耐力低下が発生しており、式 (3.2) の分子となる中央柱のエネルギー吸収能力が小さくなるため、それから求めた  $\alpha$  の精算値は略算値より小さい値を示している。しかし、 $SI_m$  の曲げ耐力法の算定式（次節の式 (3.7)）で部材の耐震性能低減係数  $\eta$  の重み付け係数となる  $\alpha$  は、分子・分母双方に含まれるパラメータであるため、一つの部材におけるこの程度の差は  $SI_m$  の評価結果に及ぼす影響は小さいと考えられる。 $\alpha$  の値が曲げ耐力法による  $SI_m$  の評価結果に及ぼす影響については、今後検討を行う予定である。

また、右隅柱及び両梁において、 $\alpha$  の精算値が総じて 1.0 より小さな値となっているが、これは基準部材となっている左隅柱の水平負担力（本章の図 3.17 を参照）が右隅柱及び両梁より大きいことが（実質的にはエネルギー吸収能力が結果として最も大きかった部材を基準としていることと同義）原因である。なお、曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定（式 (3.7)）にあたり、 $\alpha$  は部材（ヒンジ）耐震性能低減係数  $\eta$  に対する重み付け係数として、分子・分母に共に入っているため、どの部材を基準としたとしても  $SI_m$  の算定結果には影響を及ぼさない。

表 3.11 部材のエネルギー寄与係数  $\alpha$  の評価

部材名	精算値 (式 (3.2))	略算値 (式 (3.3))
右隅柱	0.97	1.00
中央柱	1.21	1.68
左梁	0.62	0.65
右梁	0.63	0.65

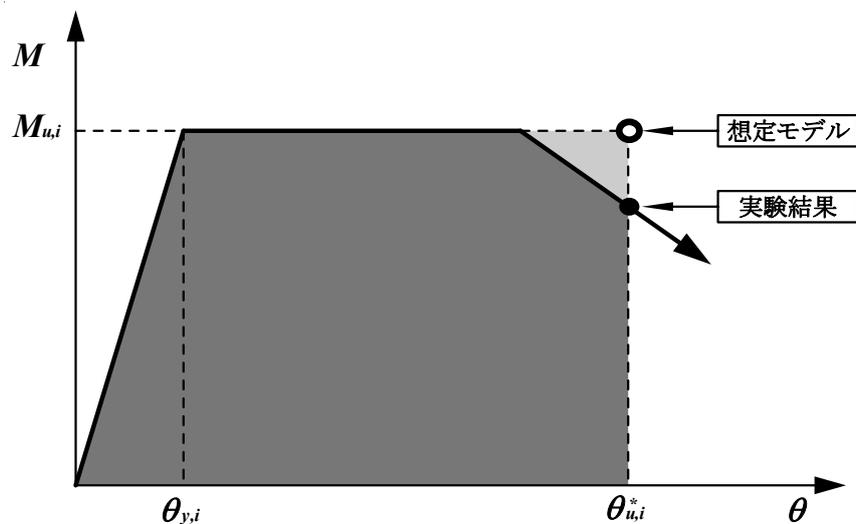


図 3.26 部材の耐力低下の概念

### 3.5 $SI_m$ の理論解との比較

本節では、被災現場への適用を目的として提案した  $SI_m$  の曲げ耐力法の妥当性について検討するため、実験結果を理論解に適用し算定した  $SI_m$  と曲げ耐力法によるそれを比較する。

#### 3.5.1 $SI_m$ の理論解

1SH-64 試験体及び 1SF 試験体の実験結果を、前章(第2章)で定義した  $SI_m$  の理論解(式(3.6))に適用し算定した結果を図 3.27 に示す。また、同じく前章(表 2.2)で定義した特徴区間(被災度)の定義より、両試験体の特徴区間を定めて、図 3.27 に併記する。

$SI_m$  の算定にあたり、1SH-64 試験体は構造部材ごとの荷重-変形関係が計測されており、それらから求めた各部材のエネルギー吸収量及び吸収能力を式(3.6)に直接代入することができるが、1SF 試験体は構造部材ごとの荷重-変形関係を把握できなかつたため、架構の荷重-変形関係から求めたエネルギー吸収量及び吸収能力を、架構を形成する構造部材のエネルギー吸収量の総和及び吸収能力の総和として式(3.6)に代入した。

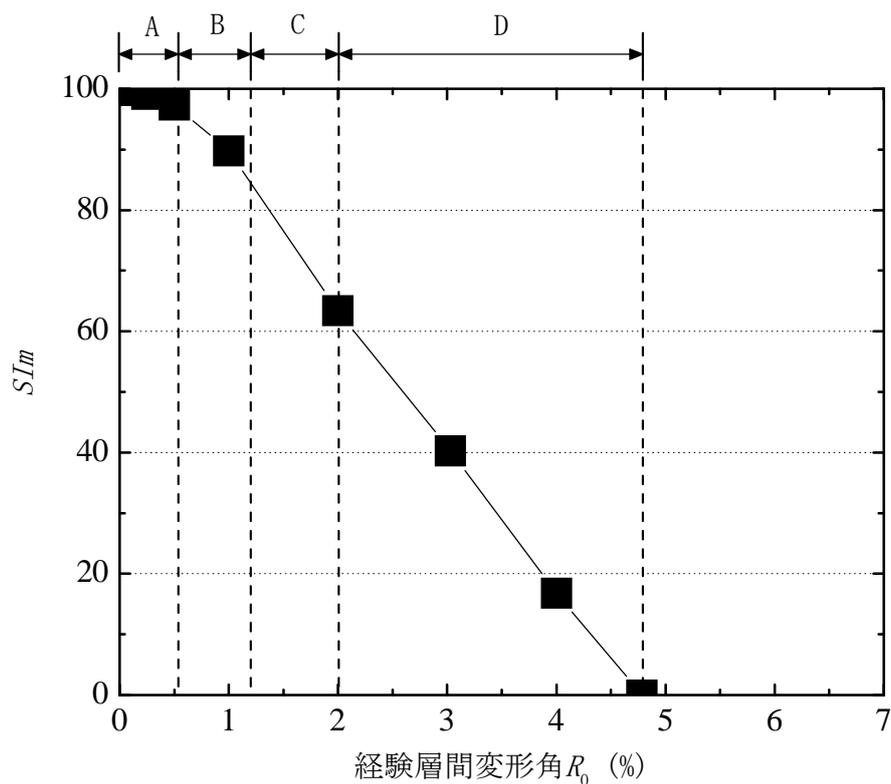
図 3.27 に併記している各試験体の特徴区間に着目すると、A、B 及び D 区間に応じた架構の変形量はほぼ同じであるが、1SF 試験体の場合 3 方向完全スリットを有する RC 造非構造壁と柱の接触により、架構の水平耐力が  $R_0=+3.0\%$  まで増加したため、C 区間の架構の変形量が 1SH-64 試験体に比べ相当大きくなった。また、上記の理由で、結果的には 1SF 試験体の安全限界までの層間変形角(6.0%)が 1SH-64 試験体(4.8%)により大きい値を示した。

$$SI_m = \left( 1 - \frac{\sum_{i=1}^n E_{d,i}}{\sum_{i=1}^n E_{u,i}^*} \right) \times 100 (\%) \quad (3.6) \quad \text{(式(2.5)再掲)}$$

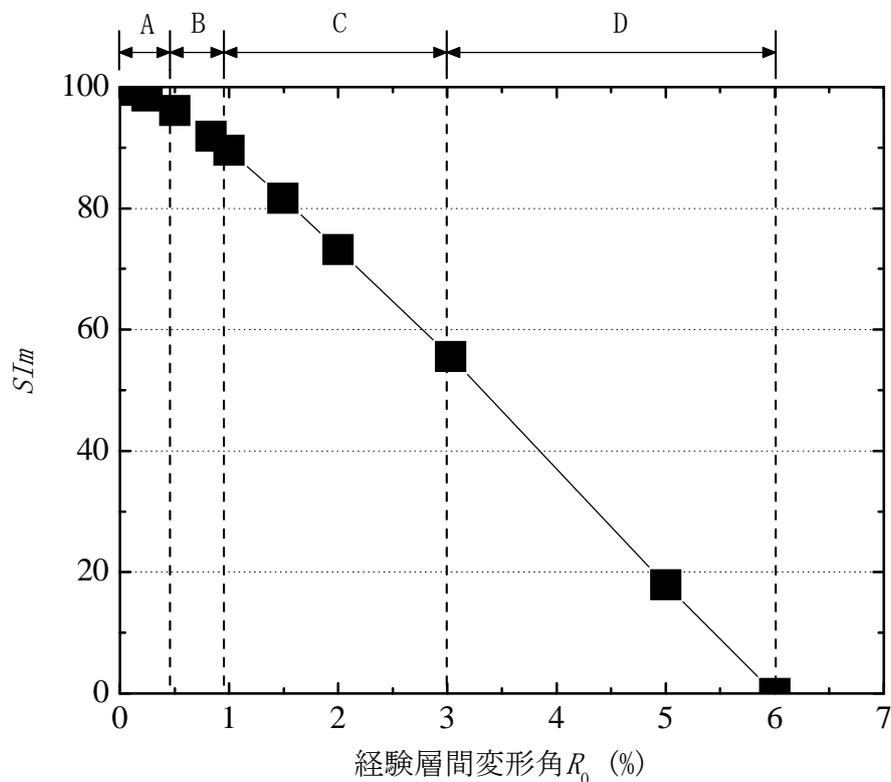
ここで、

$E_{d,i}$  : 最大応答変形後の除荷時変位までの部材  $i$  のエネルギー吸収量

$E_{u,i}^*$  : 架構の水平耐力が最大耐力の 80% 低下時まで部材  $i$  が吸収したエネルギー量



(a) 1SH-64 試験体の  $SI_m$  (理論解) と特徴区間 (被災度)



(a) 1SF 試験体の  $SI_m$  (理論解) と特徴区間 (被災度)

図 3.27  $SI_m$  理論解と特徴区間

### 3.5.2 理論解との比較

実際の地震被災現場へ適用を目的とした *SI<sub>m</sub>* の曲げ耐力法 (式 (3.7)) の妥当性を検証するため、1SH-64 試験体及び 1SF 試験体の実験結果を用い、理論解である式 (3.6) から求めた *SI<sub>m</sub>* と曲げ耐力法である式 (3.7) から求めた *SI<sub>m</sub>* を比較することとする。

$$SI_m = \frac{\sum_k \sum_{D=1}^V \alpha_k \cdot \eta_{k,D} \cdot A_{k,D}}{\sum_k \alpha_k \cdot A_k} \times 100 (\%) \quad (3.7)$$

(式(2.16)再掲)

ここで、

- $k$  : 破壊形式に応じた部材種別 (例えば、曲げ梁、曲げ柱、せん断柱など)
- $\alpha_k$  : 部材種別  $k$  のヒンジのエネルギー寄与係数
- $\eta_{k,D}$  : 損傷度  $D$  となる部材種別  $k$  のヒンジの耐震性能低減係数
- $A_{k,D}$  : 損傷度  $D$  となる部材種別  $k$  のヒンジ数
- $A_k$  : 部材種別  $k$  のヒンジ数
- $D$  : 損傷度のレベル (I ~ V)

3.5.2.1 1SH-64 試験体

1SH-64 試験体の  $SI_m$  の算定結果を図 3.28 に示す。ここで、曲げ耐力法に基づき  $SI_m$  を算定する際、部材のエネルギー寄与係数  $\alpha$  は、左隅柱を基準部材として曲げ終局モーメント比から求めたもの (3.4.2 項の表 3.11 を参照) を適用した。即ち、隅柱、中央柱及び梁の  $\alpha$  をそれぞれ 1.0, 1.68, 0.65 とした。また、梁の耐震性能低減係数  $\eta_b$  は 3.4.1 項の表 3.10 に提示した最低値と平均値をそれぞれ適用した。

図 3.28 より、曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定結果はいずれも理論解によるそれをやや下回っているが、全体的な傾向としては両者が非常に良く対応している。梁の損傷度に応じた  $\eta_b$  の最低値を用いた場合、平均値を適用した場合と比べ、その  $SI_m$  が理論解に基づいた  $SI_m$  の算定結果より当然ながらより大きく離れていることが分かる。しかし、両者とも概ね理論解に近似し、またやや保守的な評価結果となっており、1SH-64 試験体のような 1 層の純フレーム架構である場合は、 $SI_m$  の曲げ耐力法に基づき架構の残存耐震性能を定量的に評価することができると考えられる。

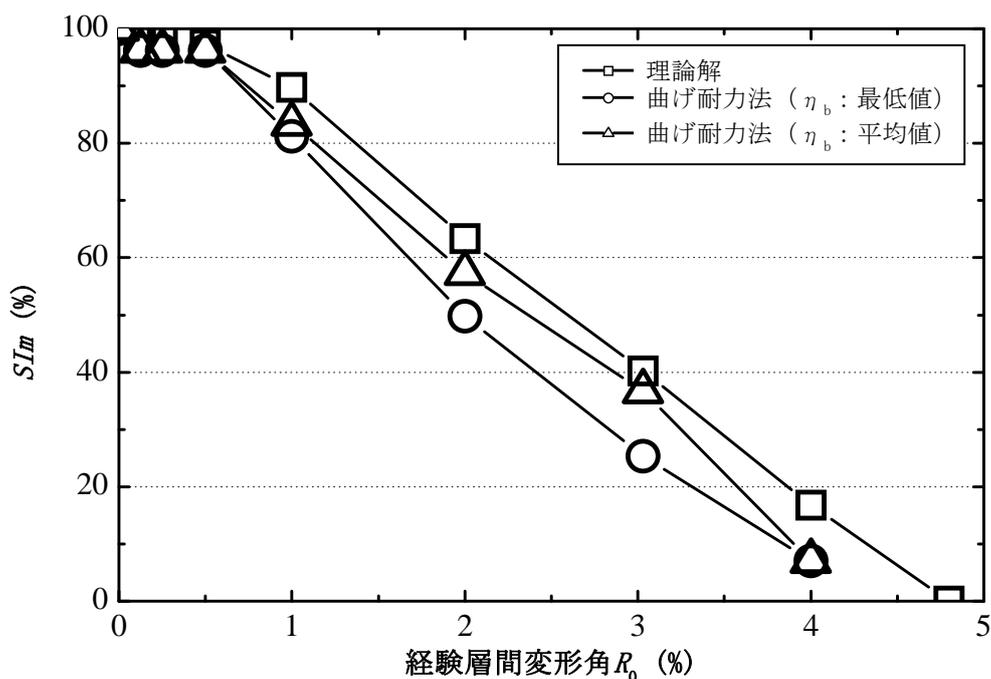


図 3.28 1SH-64 試験体の  $SI_m$  の算定結果

3.5.2.2 1SF 試験体

1SF 試験体の  $SI_m$  の算定結果を図 3.29 に示す。ここで、曲げ耐力法に基づき  $SI_m$  を算定する際、部材のエネルギー寄与係数  $\alpha$  は、左柱を基準部材として曲げ終局モーメント比から求めて、右柱及び梁の  $\alpha$  をそれぞれ 1.0 及び 0.75 とした。また、梁の耐震性能低減係数  $\eta_b$  は 3.4.1 項の表 3.10 に提示した最低値と平均値をそれぞれ適用した。

図 3.29 より、梁の損傷度に応じた  $\eta_b$  の最低値及び平均値を適用した場合、いずれも曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定結果は理論解によるそれより小さい値となっていることが分かる。これは、1SF 試験体は層間変形角  $R_0=2\%$  時に架構の水平耐力が一旦低下した後、非構造部材である三方スリット壁の接触により耐力が再度上昇したことが原因で、比較的大きな変形 ( $R_0=3\%$ ) 時に最大耐力に至っており、結果的には架構の安全限界までの変形能力が増加したが、曲げ耐力法ではこの影響を加味できていないため、1SH-64 試験体のときと比べて理論解との差が大きくなっている。加えて、1SF 試験体は柱せい、梁せいがともに 700mm であり、損傷度区分に利用し、かつ  $\eta$  を算定した 1SH-64 試験体の 1.7 倍程度である。部材の最大ひび割れ幅は部材せいの大きさに強く依存することが文献[3.8]でも指摘されているところであるが、その影響の定量的な評価法は確立されていない。従って、今後は非構造壁の接触による耐力上昇などのある意味では不規則的な挙動の影響、及び、部材寸法が損傷度区分やそれに応じた  $\eta$  に与える影響について検討する必要があると考えられる。

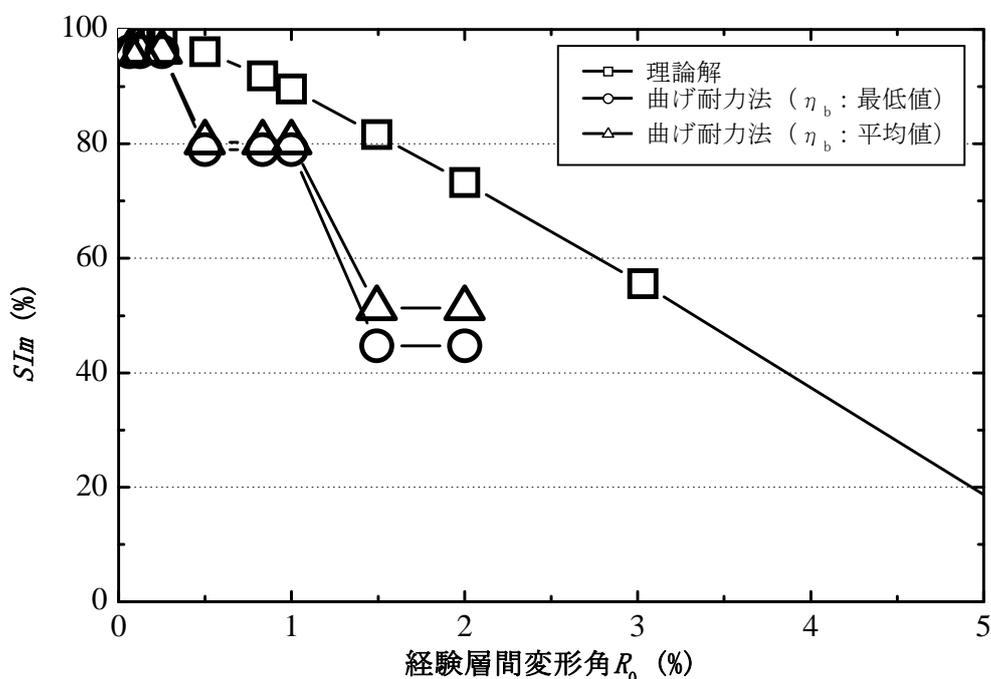


図 3.29 1SF 試験体の  $SI_m$  の算定結果

### 3.6 まとめ

本章では、第2章で提案した  $SI_m$  の評価手法の適用性及び妥当性を検討するための第一段階として、梁降伏型 RC 造 1 層架構の静的載荷実験結果を用い検討を行った。まず、1 層架構試験体の設計及び実験計画について紹介したうえで、破壊経過や荷重-変形関係などの実験結果を詳細に述べた。次に、曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定に当り、必要となる梁部材の損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta_b$  及び部材（ヒンジ）のエネルギー寄与係数  $\alpha$  それぞれの評価法について検討した。この際、第2章で定義した梁の力学性状の変化に基づく損傷度と最大残留ひび割れ幅の関係を究明し、その損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta_b$  を算定した。更に、部材のエネルギー寄与係数  $\alpha$  の曲げ終局モーメントに基づく略算法について妥当性検討を行った。最後に、 $SI_m$  の曲げ耐力法による算定結果を理論解と比較し、その妥当性について検討した。本章から得られた知見を以下に示す。

- 1) 梁部材の力学性状の変化に基づく損傷度と目視可能な損傷量である最大残留ひび割れ幅との関係より、そのひび割れ幅に基づく損傷度（I～V）を新たに定義し、その損傷度に応じた  $\eta_b$  の最低値及び平均値よりその代表値を設定した。その結果、目視可能な損傷に基づき定義した梁の損傷度は柱のそれと大きな差はなく、梁の  $\eta_b$  が柱の  $\eta_c$  よりも大きめに評価されることで、梁部材の損傷度区分についての現行の被災度区分判定基準に記載されている「若干緩やかに柱の基準を準用する」とことと整合した。
- 2) 部材のエネルギー吸能力に基づき算定した  $\alpha$  の精算値と部材の曲げ終局モーメントに基づき算定した  $\alpha$  の略算値を比較し、両者が概ね一致していることを確認した。また、その結果部材の曲げ終局モーメントから  $\alpha$  を簡易に評価できると考えられる。
- 3) 1SH-64 試験体において、曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定結果が理論解よりそれよりやや小さいものの、両者は概ね近似していることが分かった。また、部材の  $\eta$  をその下限値（等しい損傷度区間の中で最も小さい値）を採用した場合、これに基づく曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定結果は平均値を用いた場合よりも小さな値となったが、その差異は僅かであった。従って、1SH-64 試験体のような架構の場合は、被災現場で  $SI_m$  の曲げ耐力法に基づき架構の残存耐震性能を保守的であるものの、精度良く評価できたとと言える。
- 4) 1SF 試験体において、 $SI_m$  の曲げ耐力法では非構造壁と柱の接触による架構耐力の上昇を適切に考慮できないため、曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定結果は理論解によるそれを大幅に下回った。また、損傷度区分を設定しかつ  $\eta$  の算定に用いた 1SH-64 試験体との部材寸法の差異も原因の一つであると考えられ、本試験体の  $SI_m$  の曲げ耐力法による残存耐震性能評価には更なる検討が必要である。

次章（第4章）では、 $SI_m$  の評価法の多層架構への展開の一環として、梁降伏型 RC 造 2 層架構の静的載荷実験を実施して、その実験結果を用い  $SI_m$  の評価法の多層架構への適用性及び妥当性を検討・検証する。

[参考文献]

- [3.1] 東京大学生産技術研究所, 株式会社堀江建築工学研究所: 耐震診断法の高度化に関する検討報告書—資料編 (別冊 1) RC 造部材による実験, 2011.3
- [3.2] 建築研究所: 災害後の建築物の機能維持・早期回復を目指した構造性能評価システムの開発成果報告書, 2011.1
- [3.3] 笠井芳夫: コンクリートのひび割れ—原因と防止対策, 建築技術 2003 年 4 月号別冊 9, 2003.4
- [3.4] 曹炳玫, 五十嵐さやか, 金順実, 前田匡樹, 権淳日, 高橋典之, 田尻清太郎, 向井智久: 地震による RC 造建築物の損傷状況・機能維持に着目した実大試験体実験 (その 3) 柱梁躯体の破壊経過と損傷量, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.75-76, 2010.9
- [3.5] 日本建築防災協会: 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 1991.2 および 2001.9
- [3.6] 文野正裕, 幸村信行, 前田匡樹, 壁谷澤寿海: 軸方向変形拘束を受ける RC 梁部材の挙動に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.517-522, 1999
- [3.7] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 2010.2
- [3.8] 沙拉依丁沙吾提, 権淳日, 松川和人, 崔琥, 中埜良昭: 縮小率が柱部材の曲げひび割れ発見に及ぼす影響に関する研究, 日本地震工学会大会—2013 梗概集, pp.89-90, 2013 年 11 月

---

## 第 4 章

### 梁降伏型 RC 造 2 層 F 型架構の静的載荷実験及び 曲げ耐力法による $SI_m$ の評価

---

## 4.1 はじめに

前章（第3章）では、まず1層の梁降伏型 RC 造架構の静的載荷実験結果<sup>[4.1], [4.2]</sup>を用い、第2章で提案した全架構耐震性能残存率  $SI_m$  の曲げ耐力法の適用性及び妥当性について検討した。その結果、純フレーム1層架構においては部材の曲げ終局モーメントを用いて簡易に  $SI_m$  を算定する曲げ耐力法によりその残存耐震性能の理論解を近似できることが確認できた。ここでは、 $SI_m$  の曲げ耐力法を被災現場に適用する際に必要となる、梁部材の最大残留ひび割れ幅などの損傷量に基づいた損傷度を新たに定義したうえ、その損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta_b$  を設定した。また、架構全体の安全限界までの部材（ヒンジ）のエネルギー吸収能力に基づき定義したエネルギー寄与係数  $\alpha$  を、部材（ヒンジ）の曲げ終局モーメントから簡単に評価できることについても示した。しかしながら、第1章の1.2節で述べたとおり、本評価手法において梁降伏型 RC 造建物を適用対象とすることが本研究の主目的であるため、曲げ耐力法による  $SI_m$  の多層架構への適用性及び妥当性を確認することが不可欠である。そこで本章では、梁降伏型 RC 造 2 層架構の静的載荷実験を実施し、その実験結果を用い多層架構に対する曲げ耐力法による  $SI_m$  の適用性及び妥当性について検討を行う。

本章ではまず、梁降伏型 RC 造 2 層 F 型試験体の設計方針、実験パラメータ、配筋詳細及び計測・加力計画について説明する。次に、破壊過程や荷重-変形関係などの実験結果について詳細に述べる。その後、実験結果を用い、第3章と同様な検討を行う。即ち、多層架構において曲げ耐力法により  $SI_m$  を算定する際必要となる、梁部材の損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta_b$  及び部材（ヒンジ）のエネルギー寄与係数  $\alpha$  それぞれの評価法について検討した。また、曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定結果と理論解に実験データを適用した結果を比較し、多層架構における曲げ耐力法による  $SI_m$  の適用性及び妥当性について検討する。その際、第2章で挙げたように、 $SI_m$  指標により被災度（特徴区間）を区分することを目的として、本実験結果のみならず既往の実験結果を含めて検討した理論解による  $SI_m$  の算定結果と特徴区間との関係から、特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値を設定する。

## 4.2 試験体の設計と製作

### 4.2.1 試験体の設計方針

試験体は以下の方針に基づき設計した。

- ① 曲げ耐力法による全架構耐震性能残存率 *SI<sub>m</sub>* の多層架構への適用性を検討するため、かつ本研究で主な検討対象としている梁降伏型 RC 造架構を想定し、試験体は 1 層の柱脚及び各層の梁端に降伏ヒンジが形成され架構の崩壊機構に至る 2 層架構とする。
- ② 曲げ耐力法による *SI<sub>m</sub>* に要するパラメータの一つである部材（ヒンジ）の多層架構を対象としたエネルギー寄与係数  $\alpha$  の評価法について検討する必要がある、そのためには各構造部材のエネルギー吸収量の算定が不可欠である。そこで、梁のせん断力計測用のロードセルを設け、試験体の形状は梁の反曲点まで切り出した F 型架構とする。
- ③ 現行の「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」<sup>[4.3]</sup>では、検証試験体である幅 300mm×せい 450mm の梁試験体の断面サイズを実大とほぼ等しいと考え、柱および壁における損傷量と損傷度の関係を求めている。一方、第 3 章で梁における最大残留ひび割れ幅などの損傷量と損傷度の関係を定める際に適用した 1SH-64 試験体の梁部材の断面サイズは幅 300mm×せい 400mm であった<sup>[4.1]</sup>。そこで本章では、損傷量に及ぼす断面サイズの影響および実験設備のキャパシティを考え、F 型試験体における構造部材の断面サイズは 1SF 試験体<sup>[4.2]</sup>の 1/2（柱：幅 350mm×せい 350mm，梁：幅 250mm×せい 350mm）とする（表 4.1）。
- ④ 後述する実験パラメータに基づき、純フレーム RC 造架構を 2 体（2SH-07-07 及び 2SH-10-05 試験体）、垂れ壁付き RC 造架構を 1 体（2SH-07-07-W 試験体）、計 3 体を製作する。ここで、2SH-07-07 及び 2SH-10-05 試験体は、柱に対する梁の曲げ終局モーメント比が異なる 2 体の試験体で、2SH-07-07-W 試験体は構造スリットを有する垂れ壁を設け大変形時に垂れ壁が柱に接触することで架構耐力が再上昇し、これにより特徴区間（被災度）が変化するようにしたものである。

表 4.1 試験体における構造部材の寸法

試験体	柱 (mm)			梁 (mm)		
	幅	せい	内法高さ	幅	せい	反曲点長さ
1SF 試験体	700	700	2050	500	700	2300
F 型試験体	350	350	1050	250	350	1150

#### 4.2.2 実験パラメータ

第2章で提案した曲げ耐力法による  $SI_m$  は、架構が崩壊機構を形成する時の各ヒンジ位置に生じた損傷（結果的には損傷度に応じた部材の耐震性能低減係数  $\eta$  で評価）をそれぞれの曲げ終局モーメントの比で近似した部材（ヒンジ）のエネルギー寄与係数  $\alpha$  で重み付けし算定されている。 $\alpha$  は本来架構全体の安全限界までの部材（ヒンジ）のエネルギー吸収能力に基づき定義されているが、曲げ耐力法による  $SI_m$  が適用される地震被災現場で部材ごとのエネルギー吸収能力を逐一算定することが極めて難しいため、ここでは部材（ヒンジ）の曲げ終局モーメントに基づいた  $\alpha$  の略算法を提案し、第3章では1層架構の実験結果から  $\alpha$  の略算法の妥当性を検証した。本実験では、多層架構への適用性を検討するに当たり、柱に対する梁の終局モーメントの比を変化させた2体の試験体を計画した。そこで本実験では、まず1層柱に対する各層の梁の曲げ終局モーメント比をパラメータの一つとする。

また第2章では、梁降伏型 RC 造架構の被災度を定量的に判定するため定義した特徴区間において、各特徴区間の変形量及び架構の安全限界までの変形能力が特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値に影響していることを示した。更に、第3章で述べた 1SF 試験体の実験結果によると、非構造壁が柱と接触することで架構の最大耐力時の部材角が増大し、それより区分される特徴区間（C 区間）の変形量が変化しており、結果として架構の安全限界までの変形能力にも影響を及ぼすことが明らかになった。そこで本実験では、構造スリットを有する垂れ壁を設け、これを大変形時に柱に意図的に接触させることにより、特徴区間の変形量を変化させるため、スリットを有する垂れ壁付試験体を計画した。

上記の実験パラメータ及び 4.2.1 項で述べた試験体の設計方針に基づき計画した試験体の概略を図 4.1 に示す。ここで、第3章で参照した 1SF 試験体<sup>[4,2]</sup>の柱に対する梁の曲げ終局モーメント比（概ね 0.7）を参照し、2SH-07-07 試験体においては、1層柱に対する各層の梁の曲げ終局モーメント比を 0.7 とした。また、層ごとに梁の配筋が異なる建築物を想定し、1層柱に対する梁の曲げ終局モーメント比が2層及び3層でそれぞれ 1.0 及び 0.5 と異なる 2SH-10-05 試験体を計画した。2SH-07-07-W 試験体においては、垂れ壁が柱と接触した後（スリット幅 12mm）、柱の有効高さが減少することにより大きくなる架構の水平耐力が実験設備のキャパシティーを超えないようにするため、垂れ壁の高さを 150mm と設定した。

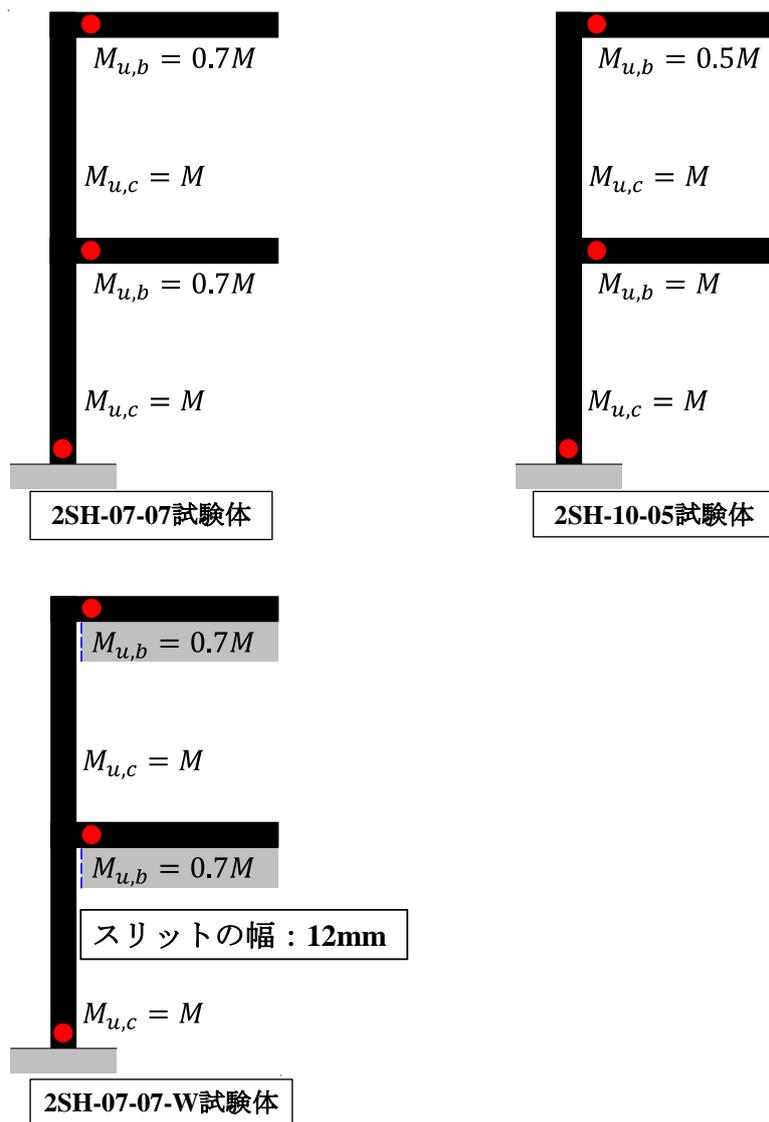


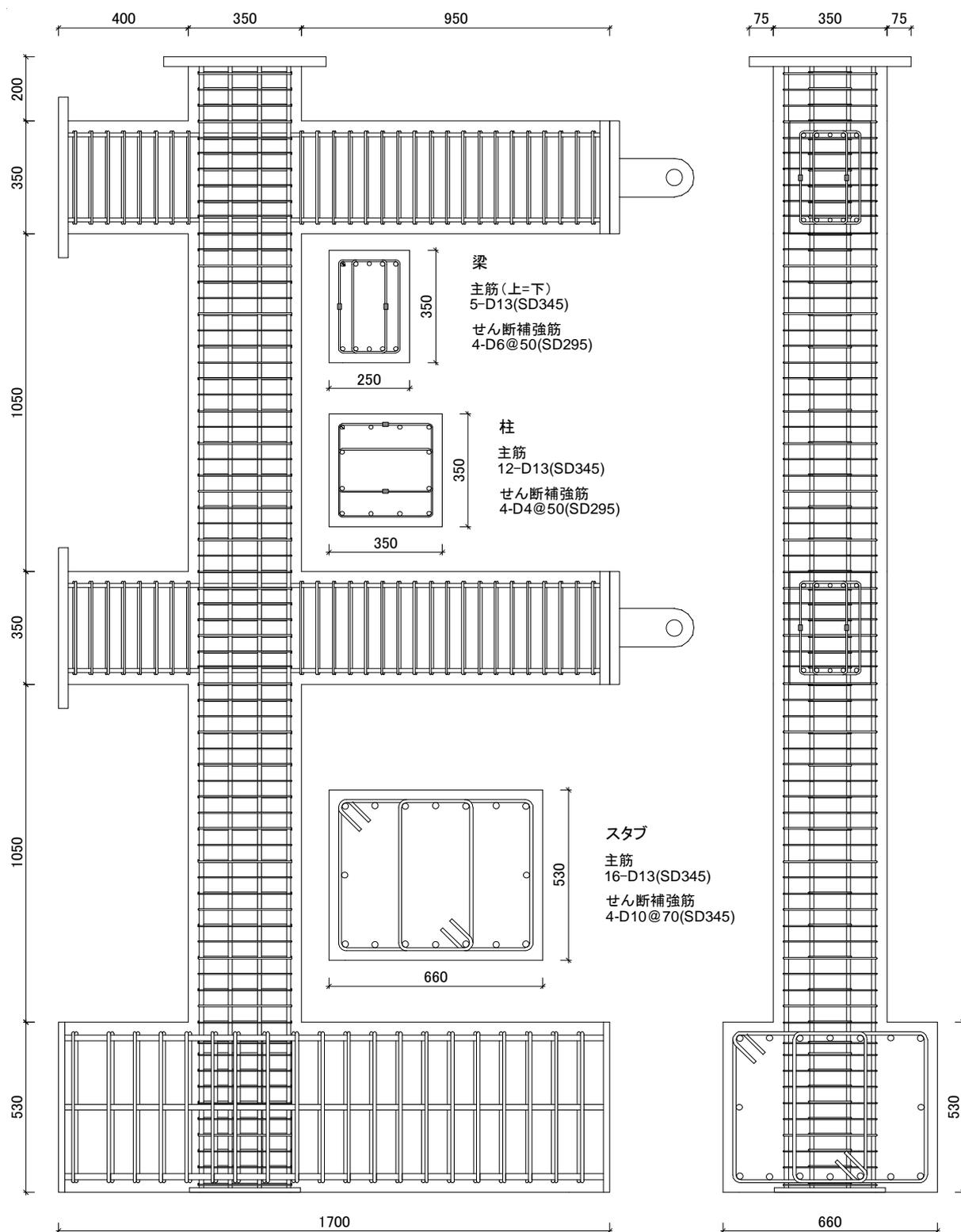
図 4.1 試験体の計画の概略

### 4.2.3 試験体の設計

各試験体における構造部材の諸元を表 4.2 に、配筋図を図 4.2 にそれぞれ示す。各試験体の 1 層柱と 2 層柱は同断面であり、断面寸法が 350×350mm、内法高さが 1050mm、主筋が 12-D13、帯筋が 4-D4@50 である。また、各試験体における梁部材の断面寸法は 250×350mm、反曲点までの長さは 1150mm であるが、2SH-07-07 及び 2SH-07-07-W 試験体の場合 2 層と 3 層梁はともに主筋が 5-D13（上端＝下端）、あばら筋が 4-D6@50 であり、2SH-10-05 試験体の場合 2 層梁は主筋が 4-D16+1-D13（上端＝下端）、あばら筋が 4-D6@30 で、3 層梁は主筋が 4-D13（上端＝下端）、あばら筋が 4-D6@50 である。2SH-07-07-W 試験体の垂れ壁は、厚さが 80mm、高さが 150mm、縦筋が D6@100（シングル）、横筋が D6@50（シングル）、隅側の縦補強筋は 1-D10 であり、幅 12mm の完全構造スリットにより柱と分離されている。

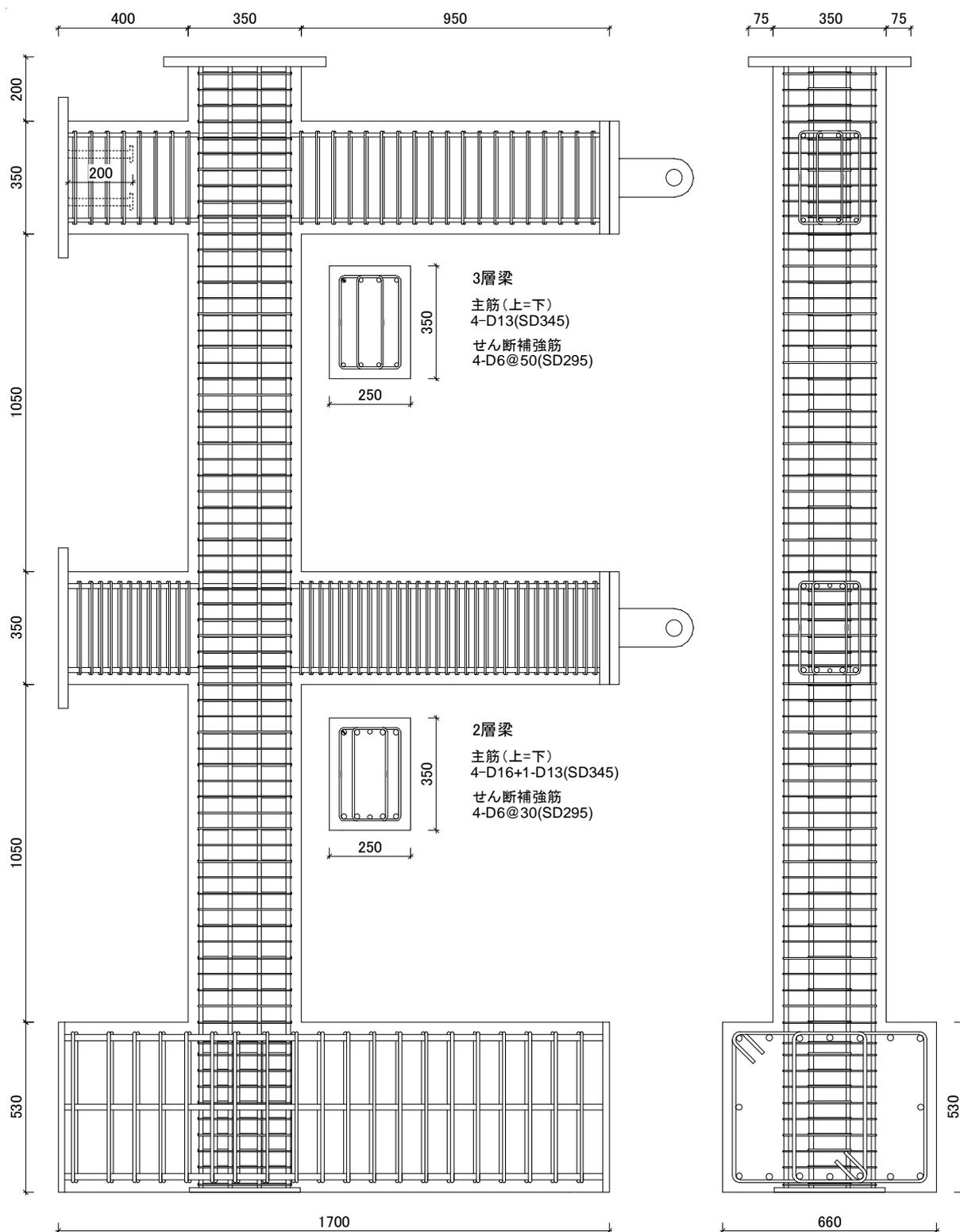
表 4.2 試験体における構造部材の諸元（コンクリート：F<sub>c</sub>21）

試験体名	柱（1層＝2層）		2層梁		3層梁	
	主筋	帯筋	主筋 （上端＝下端）	あばら筋	主筋 （上端＝下端）	あばら筋
2SH-07-07 試験体	12-D13 （SD345）	4-D4@50 （SD295）	5-D13 （SD345）	4-D6@50 （SD295）	5-D13 （SD345）	4-D6@50 （SD295）
2SH-10-05 試験体			4-D16+1-D13 （SD345）	4-D6@30 （SD295）	4-D13 （SD345）	4-D6@50 （SD295）
2SH-07-07-W 試験体			5-D13 （SD345）	4-D6@50 （SD295）	5-D13 （SD345）	4-D6@50 （SD295）



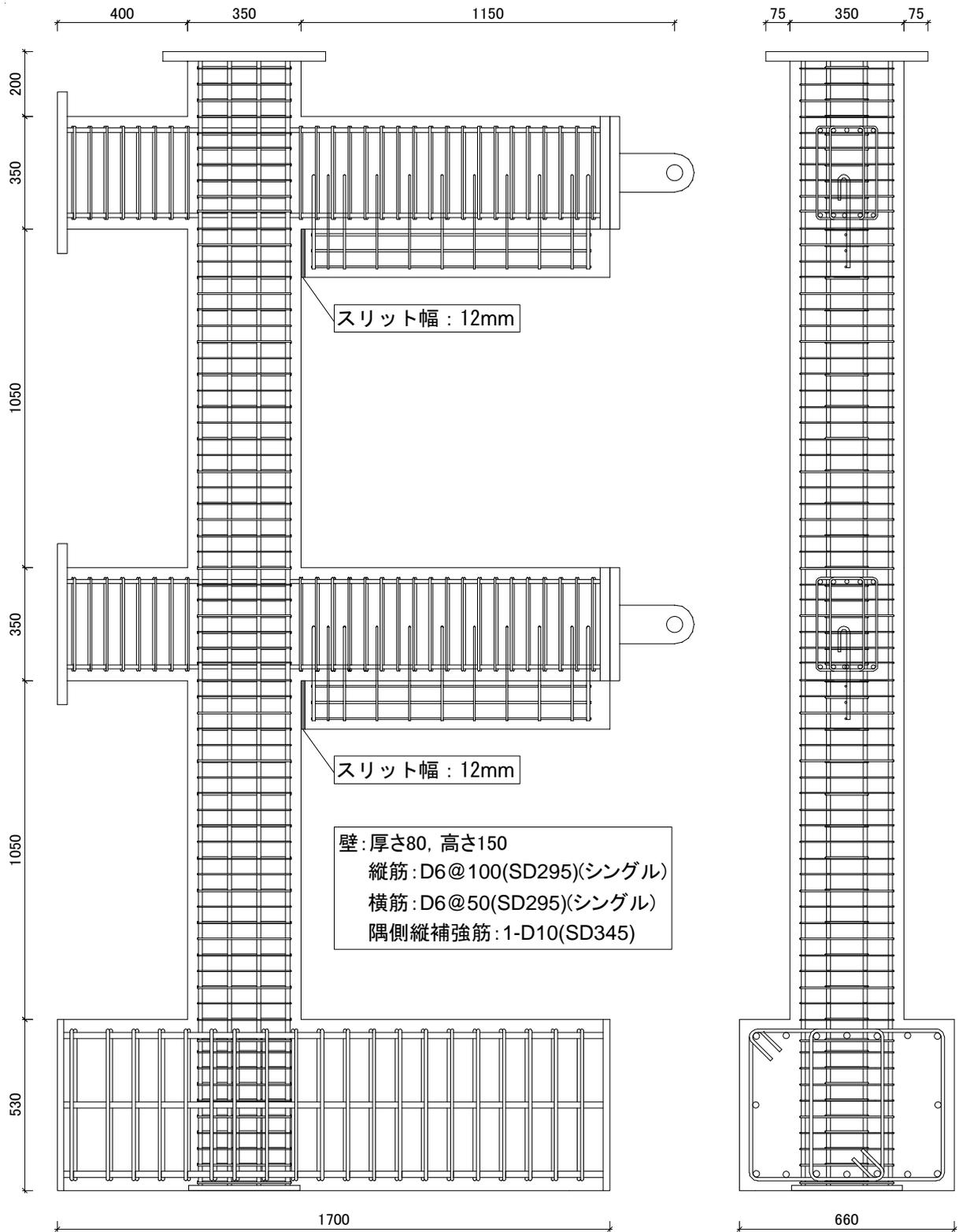
(a) 2SH-07-07 試験体

図 4.2 各試験体の配筋図 (続く)



(b) 2SH-10-05 試験体

図 4.2 各試験体の配筋図 (続く)



(c) 2SH-07-07-W 試験体

図 4.2 各試験体の配筋図

予備検討として実施した各試験体における構造部材の強度計算結果を表 4.3～4.5 に示す。なお、同表に示す各構造部材の強度計算結果は、鉄筋の降伏強度は規格降伏強度を 49MPa 増加<sup>[4.4]</sup>、コンクリート圧縮強度は設計基準強度 (21MPa) を 30%増加させた値を用い、式 (4.1) ～ (4.6) <sup>[4.5], [4.6]</sup> より算定したものである。2SH-07-07-W 試験体において、垂れ壁が柱と接触する前は柱の強度が 2SH-07-07 及び 2SH-10-05 試験体と同様であるが、垂れ壁が柱と接触した後は柱の有効高さが 1050mm から 900mm に変化するため、その変化を考慮し計算した結果を表 4.3 に併記する。

表 4.3～4.5 より、本実験のパラメータの一つである 1 層柱に対する各層梁の曲げ終局モーメントの比が概ね実現できていることを確認できる。また、いずれの試験体も曲げ降伏が先行する。

表 4.3 柱の強度計算結果 (1 層柱=2 層柱)

試験体名	曲げ終局モーメント $M_U$ (kN・m)	曲げ終局時せん断力 $Q_{MU}$ (kN)	せん断終局強度 $Q_{SU,mean}$ (kN)	せん断余裕度 $Q_{SU,mean} / Q_{MU}$
2SH-07-07 試験体	96.4	183.6	239.3	1.30
2SH-10-05 試験体				
2SH-07-07-W 試験体		183.6 [214.2]	239.3 [259.7]	1.30 [1.21]

注：[ ] は垂れ壁が柱と接触した後の柱の有効高さの変化を考慮し計算したものである。

表 4.4 2 層梁の強度計算結果

試験体名	曲げ終局モーメント $M_U$ (kN・m)	曲げ終局時せん断力 $Q_{MU}$ (kN)	せん断終局強度 $Q_{SU,mean}$ (kN)	$M_{U,梁} / M_{U,柱}$
2SH-07-07 試験体	67.4	58.6	175.3 (2.99)	0.70
2SH-10-05 試験体	98.0	85.2	213.4 (2.50)	1.02
2SH-07-07-W 試験体	67.4	58.6	175.3 (2.99)	0.70

注：( ) はせん断余裕度 ( $Q_{SU,mean} / Q_{MU}$ ) である。

表 4.5 3 層梁の強度計算結果

試験体名	曲げ終局モーメント $M_U$ (kN・m)	曲げ終局時せん断力 $Q_{MU}$ (kN)	せん断終局強度 $Q_{SU,mean}$ (kN)	$M_{U,梁} / M_{U,柱}$
2SH-07-07 試験体	67.4	58.6	175.3 (2.99)	0.70
2SH-10-05 試験体	53.9	46.9	172.0 (3.67)	0.56
2SH-07-07-W 試験体	67.4	58.6	175.3 (2.99)	0.70

注：( ) はせん断余裕度 ( $Q_{SU,mean} / Q_{MU}$ ) である。

・柱の曲げ終局モーメント  $M_U$

$$M_U = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \left( 1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (4.1)$$

ここで、

- $M_U$  : 曲げ終局モーメント (N・mm)
- $a_t$  : 引張鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_y$  : 鉄筋の降伏点強度 (MPa)
- $D$  : 柱のせい (mm)
- $N$  : 軸力 (N)
- $b$  : 柱の幅 (mm)
- $F_c$  : コンクリート圧縮強度 (MPa)

・柱の曲げ終局強度時のせん断力  $Q_{MU}$

$$Q_{MU} = \frac{M_U}{(h_0/2)} \quad (4.2)$$

ここで、

- $Q_{MU}$  : 曲げ終局強度時のせん断力 (N)
- $h_0$  : 柱の内法高さ (mm)

・柱のせん断終局強度  $Q_{SU}$

$$Q_{SU, \text{mean}} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (4.3)$$

ここで、

- $Q_{SU, \text{mean}}$  : せん断終局強度 (mean 式, kN)
- $M/Qd$  : せん断スパン比 (=  $h_0/2d$ )
- $h_0$  : 柱の内法高さ (mm)
- $d$  : 有効せい (mm, 圧縮縁から引張鉄筋中心までの距離)
- $p_w$  : せん断補強筋比
- $\sigma_{wy}$  : せん断補強筋の降伏点強度 (MPa)
- $\sigma_0$  : 柱の軸方向応力度 (MPa)
- $j$  : 応力中心間距離 (mm)

・梁の曲げ終局モーメント  $M_U$

$$M_U = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (4.4)$$

ここで、

$M_U$  : 曲げ終局モーメント (N・mm)

$a_t$  : 引張鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : 鉄筋の降伏点強度 (MPa)

$d$  : 梁の有効せい (mm)

・梁の曲げ終局強度時のせん断力  $Q_{MU}$

$$Q_{MU} = \frac{M_U}{(L_0/2)} \quad (4.5)$$

ここで、

$Q_{MU}$  : 曲げ終局強度時のせん断力 (N)

$L_0$  : 梁の内法長さ (mm)

・梁のせん断終局強度  $Q_{SU}$

$$Q_{SU, \text{mean}} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} \cdot b \cdot j \quad (4.6)$$

ここで、

$Q_{SU, \text{mean}}$  : せん断終局強度 (mean 式, kN)

$M/Qd$  : せん断スパン比 (=  $L_0/2d$ )

$L_0$  : 梁の内法長さ (mm)

$d$  : 有効せい (mm, 圧縮縁から引張鉄筋中心までの距離)

$p_w$  : せん断補強筋比

$\sigma_{wy}$  : せん断補強筋の降伏点強度 (MPa)

$j$  : 応力中心間距離 (mm)

4.2.4 試験体の製作

試験体における配筋状況，コンクリート打設などを含む製作状況を写真 4.1 に示す。写真に示すように，F型試験体については横打ちでコンクリートを打設し，本加力実験時に立て起こした。また，試験体は製作工場（アシス株式会社）で一週間養生した後，加力実験を実施する実験棟に搬入した。



(a) 配筋様子 (2SH-07-07-W 試験体)



(b) コンクリート受入検査



(c) コンクリート打設の様子



(d) 脱型の直後



(e) 試験体の搬入



(f) 搬入後の様子 (2SH-07-07-W 試験体)

写真 4.1 試験体の製作及び搬入

### 4.3 実験計画と実験結果

#### 4.3.1 実験計画

##### 4.3.1.1 計測計画

純 RC 造架構である 2SH-07-07 と 2SH-10-05 試験体，及び垂れ壁付き RC 造架構である 2SH-07-07-W 試験体における変位計計測計画を図 4.3 及び図 4.4 に，鉄筋の歪ゲージ貼付位置を図 4.5 及び図 4.6 に，チャンネル番号を表 4.6 及び表 4.7 にそれぞれ示す。本実験では，架構の各層の水平層間変形，両柱の伸縮変形，両柱と両梁の曲率およびせん断変形を計測し，危険断面位置を含む各部材の主要な箇所に歪ゲージを貼り付け，主筋およびせん断補強筋の歪を計測した。また，全てのジャッキおよび両梁の反曲点位置に設けたロードセルより各構造部材のせん断力を計測した。

一方，4.3.1.2 項で詳細に述べる各制御変形角に応じた加力サイクルにおいて，ピーク時および除荷時の損傷量（ひび割れ幅，ひび割れ長さおよびコンクリート剥落面積）を計測し，部材の損傷の進展状況を把握することとした。ここで，コンクリートの剥落が生じた場合，重複する位置のひび割れ幅と長さは無視することとした。

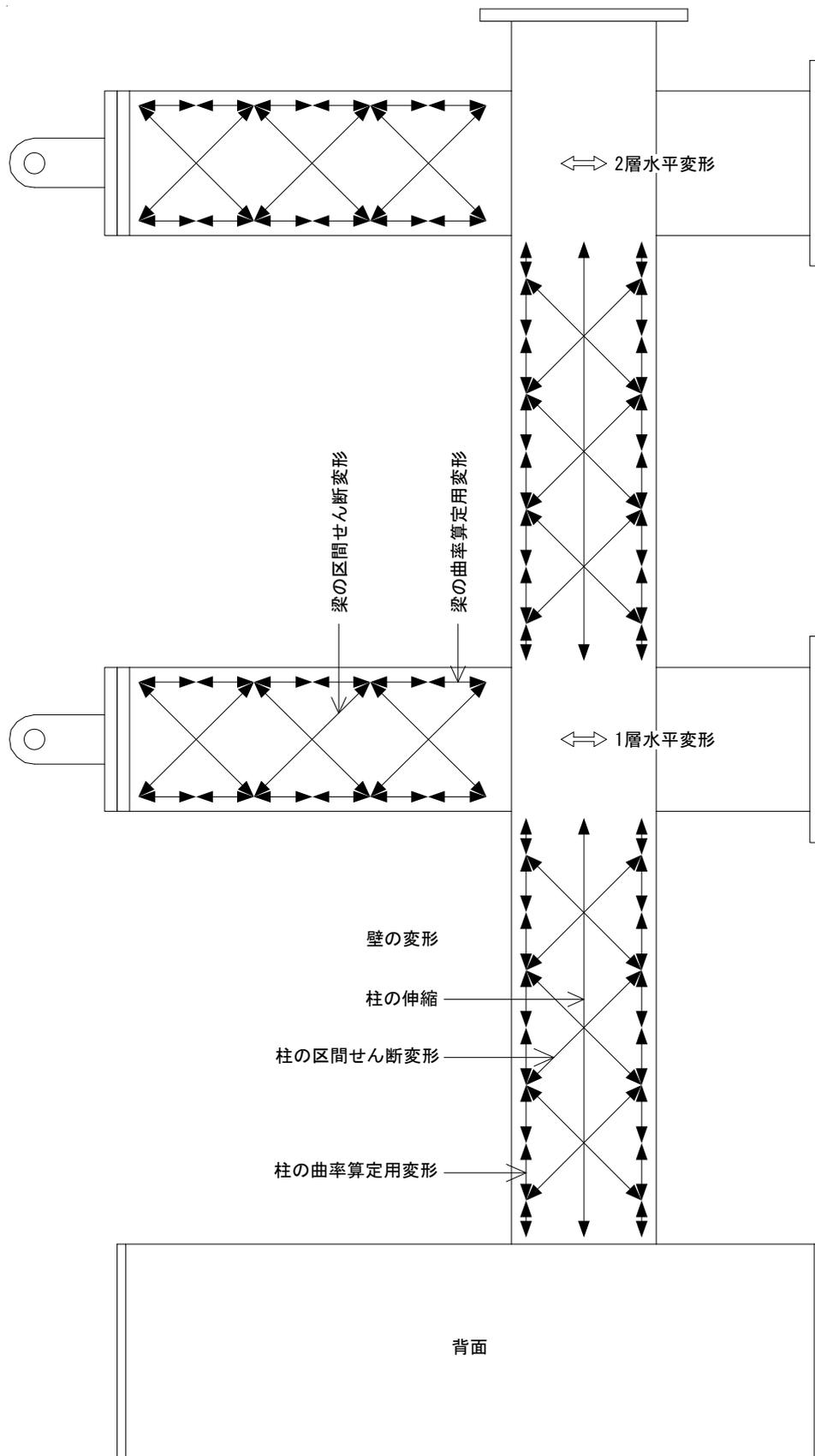


図 4.3 2SH-07-07 及び 2SH-10-05 試験体の計測計画

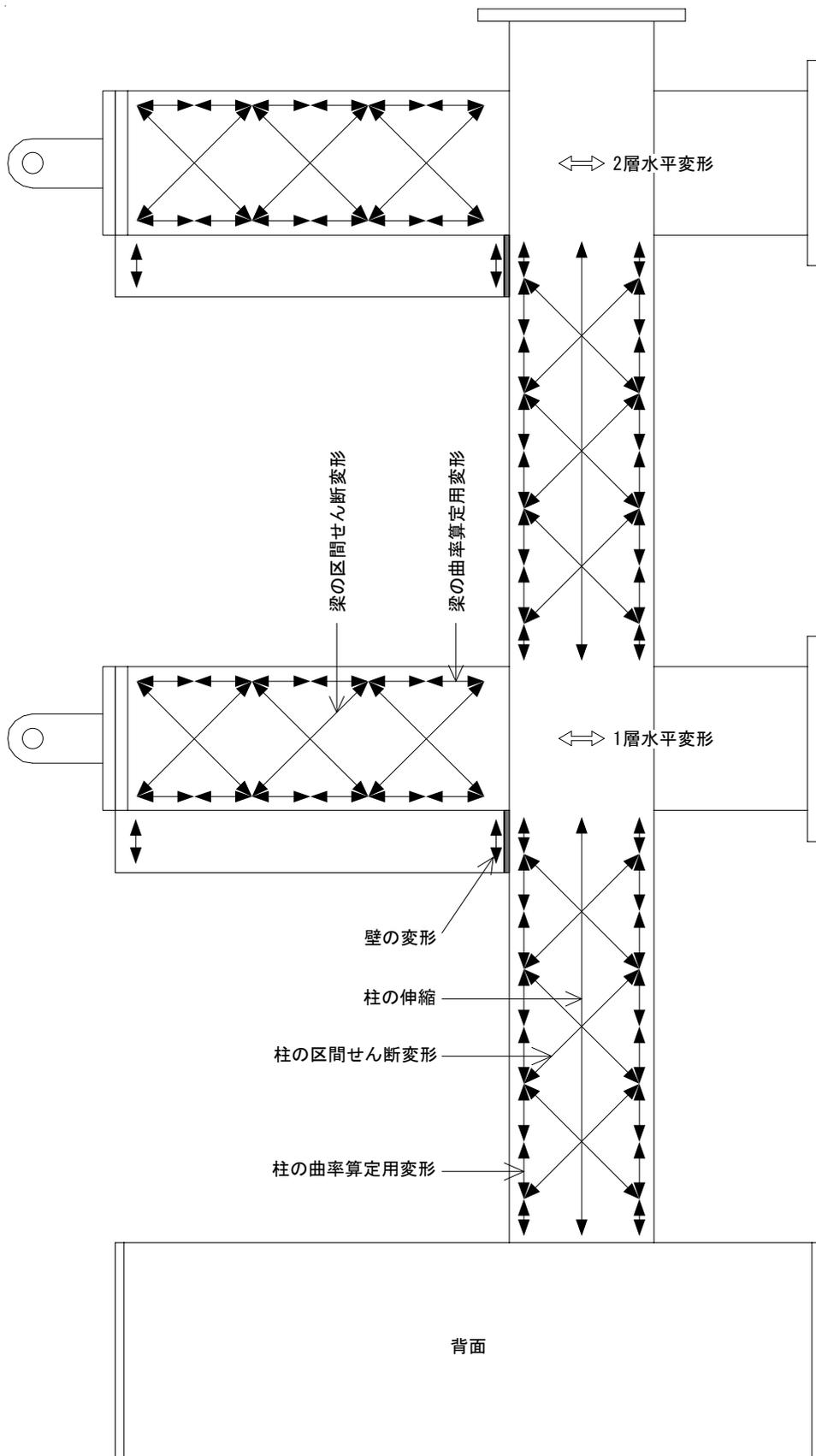


図 4.4 2SH-07-07-W 試験体の計測計画

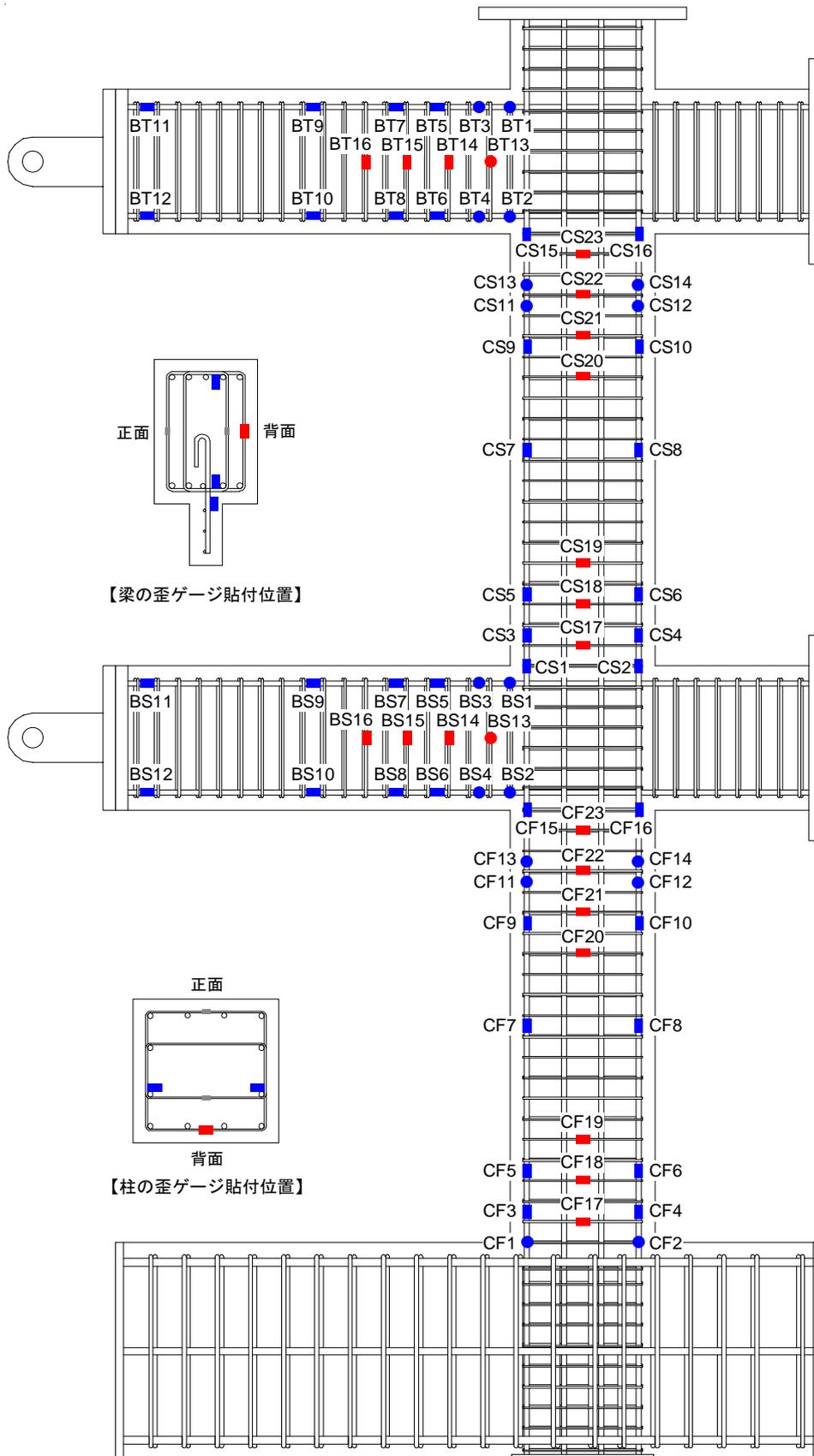


図 4.5 2SH-07-07 及び 2SH-10-05 試験体における歪ゲージ貼付位置

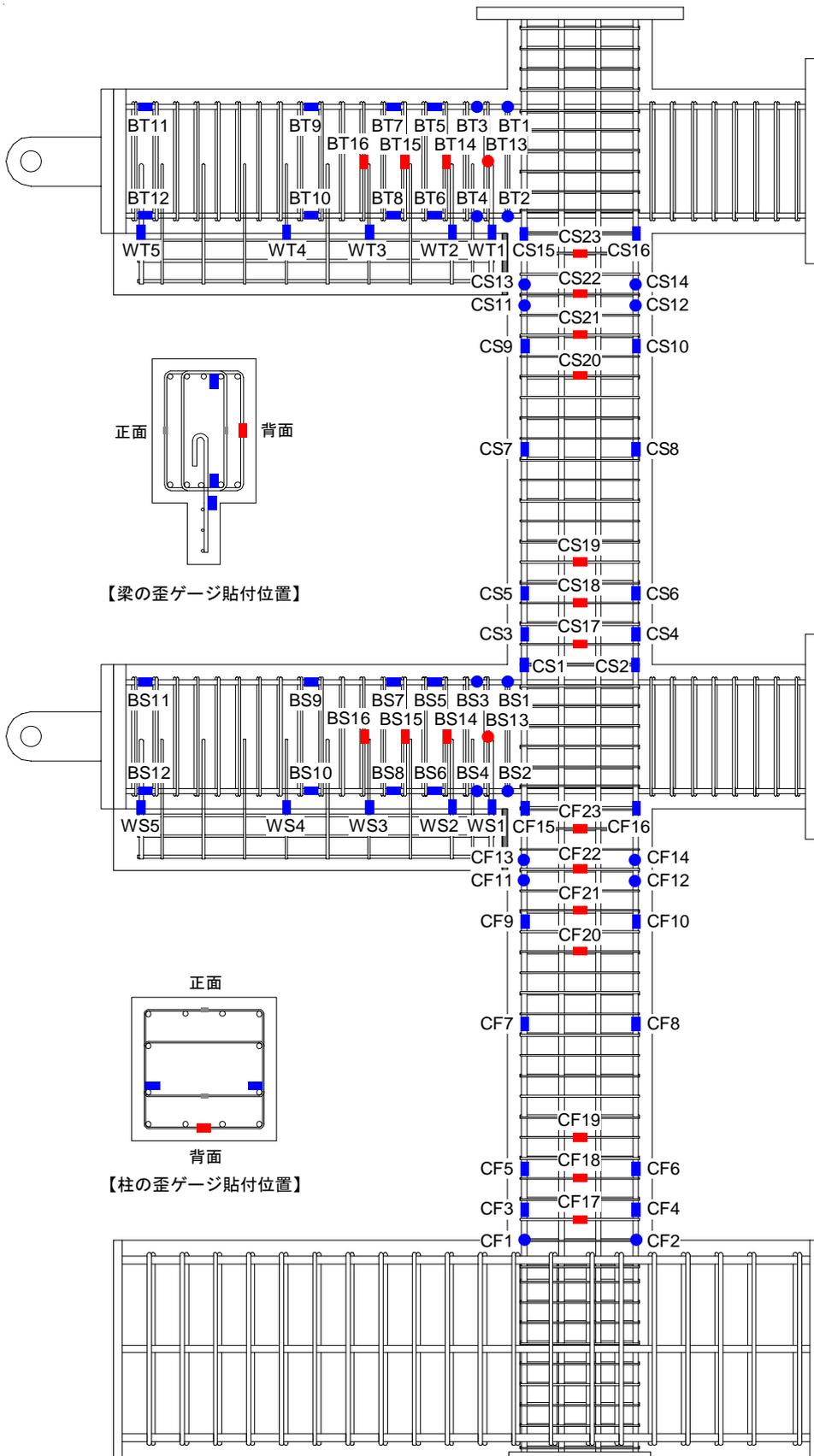


図 4.6 2SH-07-07-W 試験体における歪ゲージ貼付位置

表 4.6 2SH-07-07 及び 2SH-10-05 試験体の計測器とチャンネル (CH) 番号

CH	計測品位置	計測品	CH	計測品位置	計測品
0	1層水平アクチュエータ		32	1層柱曲率算定用変位計 (南から北, 下から上の順)	CDP-10M
1	2層水平アクチュエータ(上)		33		
2	2層水平アクチュエータ(下)		34		
3	鉛直アクチュエータ(西)		35		
4	鉛直アクチュエータ(東)		36		
5	2層梁ロードセル		37		
6	3層梁ロードセル		38	1層柱せん断変形算定用変位計 (\から/, 下から上の順)	CDP-25
7	X		39		
8			40		
9			41		
10	1層層間変形算定用変位計 (上, 中, 下)	CDP-100	42	2層柱曲率算定用変位計 (南から北, 下から上の順)	CDP-10M
11			43		
12			44		
13	2層梁端部水平変形 算定用変位計 (上, 下)	CDP-1000	45		
14			46		
15	2層層間変形算定用変位計 (上, 中, 下)	CDP-100	47		
16			48		
17			49		
18	3層梁端部水平変形 算定用変位計 (上, 下)	CDP-1000	50		
19			51		
20	1層柱の伸縮変形	CDP-25	52		
21	2層柱の伸縮変形	CDP-25	53		
22	1層柱曲率算定用変位計 (南から北, 下から上の順)	CDP-25	54		
23			55		
24		CDP-10M	56		
25			57		
26			58		
27			59		
28			60		
29			61		
30	62	2層柱せん断変形算定用変位計 (\から/, 下から上の順)	CDP-25		
31	63				

第4章 梁降伏型RC造F型2層架構の静的載荷実験及び曲げ耐力法による *SI*m の評価

CH	計測品位置	計測品	CH	計測品位置	計測品	
64	2層柱せん断変形算定用変位計 (\から/, 下から上の順)	CDP-25	97	3層梁曲率算定用変位計 (上から下, 北から南の順)	CDP-10M	
65			98			
66	2層梁曲率算定用変位計 (上から下, 北から南の順)	CDP-10M	99			3層梁せん断変形算定用 変位計 (\から/, 北から南の順)
67			100			
68			101			
69			102			
70			103			
71			104			
72			105			
73			106			
74			107			
75			108			
76	109					
77			110	1層柱主筋 (CF1)	YEFLA-2	
78			111	1層柱主筋 (CF2)		
79			112	1層柱主筋 (CF3)		
80	2層梁せん断変形算定用変位計 (\から/, 北から南の順)	CDP-25	113	1層柱主筋 (CF4)	FLA-2-11	
81			114	1層柱主筋 (CF5)		
82			115	1層柱主筋 (CF6)		
83			116	1層柱主筋 (CF7)		
84			117	1層柱主筋 (CF8)		
85			118	1層柱主筋 (CF9)		
86						119
87			120	1層柱主筋 (CF11)		
88	3層梁曲率算定用変位計 (上から下, 北から南の順)	CDP-10M	121	1層柱主筋 (CF12)		
89			122	1層柱主筋 (CF13)		
90			123	1層柱主筋 (CF14)		
91			124	1層柱主筋 (CF15)		
92			125	1層柱主筋 (CF16)		
93			126	1層柱せん断補強筋 (CF17)	FLA-2-11	
94			127	1層柱せん断補強筋 (CF18)		
95			128	1層柱せん断補強筋 (CF19)		
96			129	1層柱せん断補強筋 (CF20)		

第4章 梁降伏型RC造F型2層架構の静的載荷実験及び曲げ耐力法による *SI*m の評価

CH	計測品位置	計測品	CH	計測品位置	計測品
130	1層柱せん断補強筋 (CF21)	FLA-2-11	163	2層梁主筋 (BS8)	FLA-2-11
131	1層柱せん断補強筋 (CF22)		164	2層梁主筋 (BS9)	
132	1層柱せん断補強筋 (CF23)		165	2層梁主筋 (BS10)	
133	2層柱主筋 (CS1)	FLA-2-11	166	2層梁主筋 (BS11)	YEFLA-2
134	2層柱主筋 (CS2)		167	2層梁主筋 (BS12)	
135	2層柱主筋 (CS3)		168	2層梁せん断補強筋 (BS13)	FLA-2-11
136	2層柱主筋 (CS4)		169	2層梁せん断補強筋 (BS14)	
137	2層柱主筋 (CS5)		170	2層梁せん断補強筋 (BS15)	
138	2層柱主筋 (CS6)		171	2層梁せん断補強筋 (BS16)	YEFLA-2
139	2層柱主筋 (CS7)		172	3層梁主筋 (BT1)	
140	2層柱主筋 (CS8)		173	3層梁主筋 (BT2)	
141	2層柱主筋 (CS9)		174	3層梁主筋 (BT3)	
142	2層柱主筋 (CS10)		175	3層梁主筋 (BT4)	
143	2層柱主筋 (CS11)		176	3層梁主筋 (BT5)	
144	2層柱主筋 (CS12)		177	3層梁主筋 (BT6)	FLA-2-11
145	2層柱主筋 (CS13)		178	3層梁主筋 (BT7)	
146	2層柱主筋 (CS14)		179	3層梁主筋 (BT8)	
147	2層柱主筋 (CS15)		180	3層梁主筋 (BT9)	
148	2層柱主筋 (CS16)		181	3層梁主筋 (BT10)	
149	2層柱せん断補強筋 (CS17)	FLA-2-11	182	3層梁主筋 (BT11)	
150	2層柱せん断補強筋 (CS18)		183	3層梁主筋 (BT12)	
151	2層柱せん断補強筋 (CS19)		184	3層梁せん断補強筋 (BT13)	FLA-2-11
152	2層柱せん断補強筋 (CS20)		185	3層梁せん断補強筋 (BT14)	
153	2層柱せん断補強筋 (CS21)		186	3層梁せん断補強筋 (BT15)	
154	2層柱せん断補強筋 (CS22)		187	3層梁せん断補強筋 (BT16)	
155	2層柱せん断補強筋 (CS23)		188		
156	2層梁主筋 (BS1)	YEFLA-2	189		
157	2層梁主筋 (BS2)		190		
158	2層梁主筋 (BS3)		191		
159	2層梁主筋 (BS4)		192		
160	2層梁主筋 (BS5)	FLA-2-11	193		
161	2層梁主筋 (BS6)		194		
162	2層梁主筋 (BS7)		195		

表 4.7 2SH-07-07-W 試験体の計測器とチャンネル (CH) 番号

CH	計測品位置	計測品	CH	計測品位置	計測品
0	1層水平アクチュエータ		32	1層柱曲率算定用変位計 (南から北, 下から上の順)	CDP-10M
1	2層水平アクチュエータ(上)		33		
2	2層水平アクチュエータ(下)		34		
3	鉛直アクチュエータ(西)		35		
4	鉛直アクチュエータ(東)		36		
5	2層梁ロードセル		37		
6	3層梁ロードセル		38	1層柱せん断変形算定用変位計 (\から/, 下から上の順)	CDP-25
7	X		39		
8			40		
9			41		
10	1層層間変形算定用変位計 (上, 中, 下)	CDP-100	42	2層柱曲率算定用変位計 (南から北, 下から上の順)	CDP-10M
11			43		
12			44		
13	2層梁端部水平変形 算定用変位計 (上, 下)	CDP-1000	45		
14			46		
15	2層層間変形算定用変位計 (上, 中, 下)	CDP-100	47		
16			48		
17			49		
18	3層梁端部水平変形 算定用変位計 (上, 下)	CDP-1000	50		
19			51		
20	1層柱の伸縮変形	CDP-25	52		
21	2層柱の伸縮変形	CDP-25	53		
22	1層柱曲率算定用変位計 (南から北, 下から上の順)	CDP-25	54		
23			55		
24		CDP-10M	56		
25			57		
26			58		
27			59		
28			60		
29			61		
30	62	2層柱せん断変形算定用変位計 (\から/, 下から上の順)	CDP-25		
31	63				

CH	計測品位置	計測品	CH	計測品位置	計測品		
64	2層柱せん断変形算定用変位計 (\から/, 下から上の順)	CDP-25	97	3層梁曲率算定用変位計 (上から下, 北から南の順)	CDP-10M		
65			98				
66	2層梁曲率算定用変位計 (上から下, 北から南の順)	CDP-10M	99				
67			100	3層梁せん断変形算定用 変位計 (\から/, 北から南の順)	CDP-25		
68			101				
69			102				
70			103				
71			104	1層壁曲げ変形算定用 変位計 (北, 南)	CDP-25		
72			105				
73			106	2層壁曲げ変形算定用 変位計 (北, 南)	CDP-25		
74			107				
75			108	1層柱主筋 (CF1)	YEFLA-2		
76	109						
77	110	1層柱主筋 (CF2)					
78	111						
79	112	1層柱主筋 (CF3)					
80	113						
81	2層梁せん断変形算定用変位 計 (\から/, 北から南の順)	CDP-25	114	1層柱主筋 (CF4)	FLA-2-11		
82			115				
83			116				
84			117				
85			118				
86			119				
87	120	1層柱主筋 (CF10)	YEFLA-2				
88	121						
89	122	1層柱主筋 (CF11)					
90	123						
91	3層梁曲率算定用変位計 (上から下, 北から南の順)	CDP-10M	124	1層柱主筋 (CF12)	FLA-2-11		
92			125				
93			126	1層柱主筋 (CF13)			
94			127				
95			128	1層柱主筋 (CF14)	FLA-2-11		
96			129				
						1層柱せん断補強筋 (CF17)	
						1層柱せん断補強筋 (CF18)	
				1層柱せん断補強筋 (CF19)			
				1層柱せん断補強筋 (CF20)			

第4章 梁降伏型RC造F型2層架構の静的載荷実験及び曲げ耐力法による *SI*m の評価

CH	計測品位置	計測品	CH	計測品位置	計測品
130	1層柱せん断補強筋 (CF21)	FLA-2-11	163	2層梁主筋 (BS8)	FLA-2-11
131	1層柱せん断補強筋 (CF22)		164	2層梁主筋 (BS9)	
132	1層柱せん断補強筋 (CF23)		165	2層梁主筋 (BS10)	
133	2層柱主筋 (CS1)	FLA-2-11	166	2層梁主筋 (BS11)	YEFLA-2
134	2層柱主筋 (CS2)		167	2層梁主筋 (BS12)	
135	2層柱主筋 (CS3)		168	2層梁せん断補強筋 (BS13)	FLA-2-11
136	2層柱主筋 (CS4)		169	2層梁せん断補強筋 (BS14)	
137	2層柱主筋 (CS5)		170	2層梁せん断補強筋 (BS15)	
138	2層柱主筋 (CS6)		171	2層梁せん断補強筋 (BS16)	YEFLA-2
139	2層柱主筋 (CS7)		172	3層梁主筋 (BT1)	
140	2層柱主筋 (CS8)		173	3層梁主筋 (BT2)	
141	2層柱主筋 (CS9)		174	3層梁主筋 (BT3)	
142	2層柱主筋 (CS10)		YEFLA-2	175	3層梁主筋 (BT4)
143	2層柱主筋 (CS11)	176		3層梁主筋 (BT5)	
144	2層柱主筋 (CS12)	177		3層梁主筋 (BT6)	
145	2層柱主筋 (CS13)	178		3層梁主筋 (BT7)	
146	2層柱主筋 (CS14)	179		3層梁主筋 (BT8)	
147	2層柱主筋 (CS15)	FLA-2-11	180	3層梁主筋 (BT9)	FLA-2-11
148	2層柱主筋 (CS16)		181	3層梁主筋 (BT10)	
149	2層柱せん断補強筋 (CS17)	FLA-2-11	182	3層梁主筋 (BT11)	YEFLA-2
150	2層柱せん断補強筋 (CS18)		183	3層梁主筋 (BT12)	
151	2層柱せん断補強筋 (CS19)		184	3層梁せん断補強筋 (BT13)	FLA-2-11
152	2層柱せん断補強筋 (CS20)		185	3層梁せん断補強筋 (BT14)	
153	2層柱せん断補強筋 (CS21)		186	3層梁せん断補強筋 (BT15)	
154	2層柱せん断補強筋 (CS22)		187	3層梁せん断補強筋 (BT16)	FLA-2-11
155	2層柱せん断補強筋 (CS23)		188	1層壁縦筋 (WS1)	
156	2層梁主筋 (BS1)	189	1層壁縦筋 (WS2)		
157	2層梁主筋 (BS2)	190	1層壁縦筋 (WS3)		
158	2層梁主筋 (BS3)	YEFLA-2	191	1層壁縦筋 (WS4)	FLA-2-11
159	2層梁主筋 (BS4)		192	1層壁縦筋 (WS5)	
160	2層梁主筋 (BS5)	FLA-2-11	193	2層壁縦筋 (WT1)	FLA-2-11
161	2層梁主筋 (BS6)		194	2層壁縦筋 (WT2)	
162	2層梁主筋 (BS7)		195	2層壁縦筋 (WT3)	

第4章 梁降伏型RC造F型2層架構の静的載荷実験及び曲げ耐力法による *SI*m の評価

CH	計測品位置	計測品	CH	計測品位置	計測品
130	2層壁縦筋 (WT4)	FLA-2-11	163		
131	2層壁縦筋 (WT5)		164		
132			165		
133			166		
134			167		
135			168		
136			169		
137			170		
138			171		
139			172		
140			173		
141			174		
142			175		
143			176		
144			177		
145			178		
146			179		
147			180		
148			181		
149			182		
150			183		
151			184		
152			185		
153			186		
154			187		
155			188		
156			189		
157			190		
158			191		
159			192		
160			193		
161			194		
162			195		

#### 4.3.1.2 加力計画

本静的加力実験は、2014年2月10日～3月20日に東京大学生産技術研究所千葉実験所の地震応答実験棟で実施した。試験体の載荷システムを図4.7に、その全景を写真4.2に示す。ここで、水平方向には、試験体の1層及び2層の左側にそれぞれ1台及び2台、計3台の油圧ジャッキを、鉛直方向には柱の頂部にアクチュエータ2台を取り付けた。また、本実験で使用したアクチュエータの容量はいずれも+100kN, -200kN, ±250mmである。

図4.8に試験体の加力計画を示す。実験では、試験体の1層と2層へ同時に水平力を加え、2層の水平力が1層の2倍となる逆三角形分布の正負漸増静的繰返し加力を行った。その際、スタブから2層梁の梁芯高さ ( $h_1=1225\text{mm}$ ) で計測した1層の層間水平変位と  $h_1$  の比 (1層の層間変形角) を制御変形角  $R_1$  とし、 $R_1=0.0625, 0.125, 0.25\%$  では各1サイクルずつ、 $R_1=0.5, 1.0, 1.5, 2.0\%$  では2サイクルずつ加力することとした。その後、 $R_1=3.0\%$  で1サイクルを加力し、試験体の状況を観察しながら最終的に  $R_1=5.0\%$  まで1方向単調加力を行った。軸方向には、2層柱の柱頭部に250kN (軸応力度: 2.0MPa) の一定軸力を導入した。

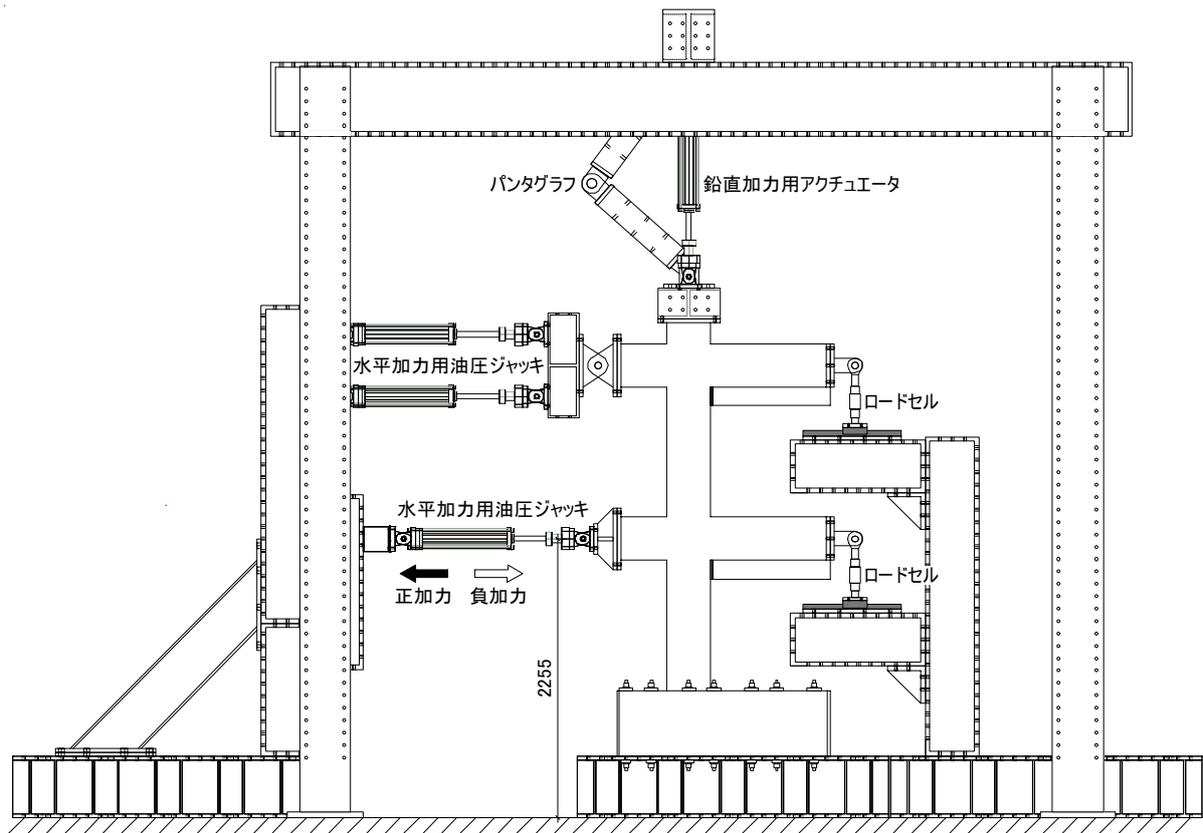


図 4.7 試験体の加力システム (単位 : mm)

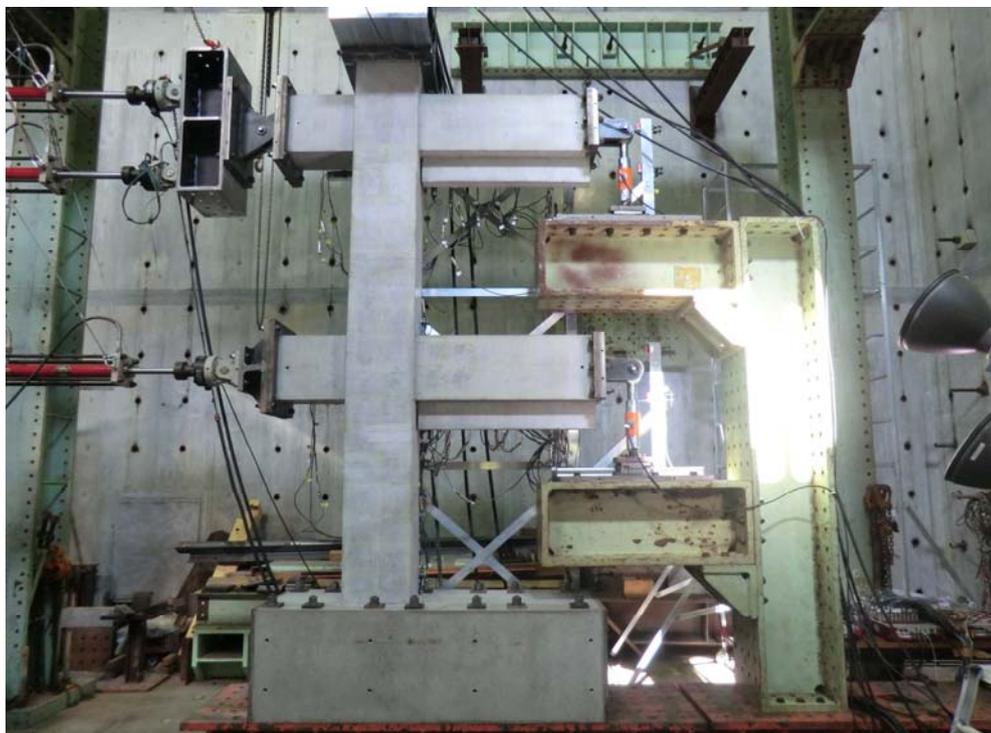


写真 4.2 試験体の加力システム

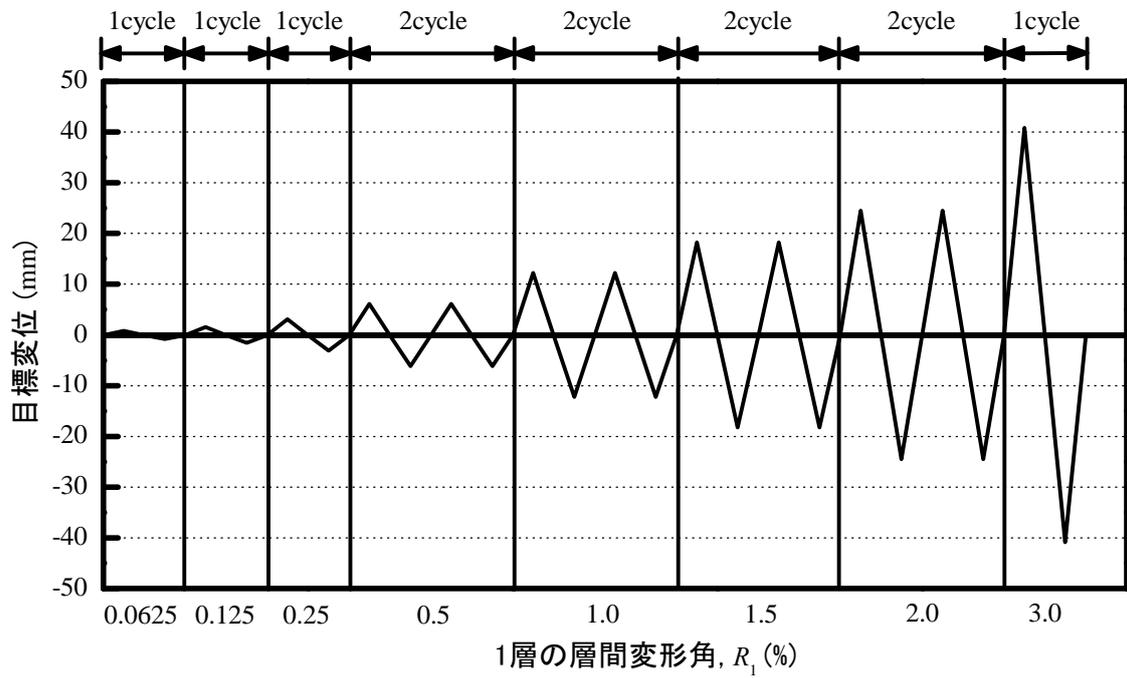


図 4.8 試験体の加力計画

### 4.3.2 材料試験結果

#### 4.3.2.1 コンクリート

本実験におけるコンクリートは普通コンクリートで、設計基準強度は 21MPa、設計用スランブ値は 16cm、粗骨材の最大寸法は 13mm、空気量は 5.0% のものである。以下に、実験時における圧縮強度および割裂強度試験結果を示す。

実験時におけるコンクリートの圧縮強度試験は、コンプレッソメータを利用して実施した。その結果を表 4.8 に、コンクリート供試体における応力度-ひずみ度関係を図 4.9 に示す。ここで、コンクリート圧縮強度試験における弾性係数（ヤング係数）は、その応力度-ひずみ曲線上、ひずみが  $50\mu$  を示す点と最大応力度の  $1/3$  となる点を結ぶ線分と横軸がなす勾配とした<sup>[4.7]</sup>。表 4.8 より、実験時における圧縮強度は設計基準強度を約 45% 程度上回った。

表 4.8 実験時のコンクリートの材料試験結果

圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 ( $\times 10^4$ MPa)	材令	試験実施日
29.3	1.8	2.1	26 日	2014 年 3 月 5 日
30.1	1.9	2.1	31 日	2014 年 3 月 10 日
30.6	1.9	2.1	40 日	2014 年 3 月 19 日

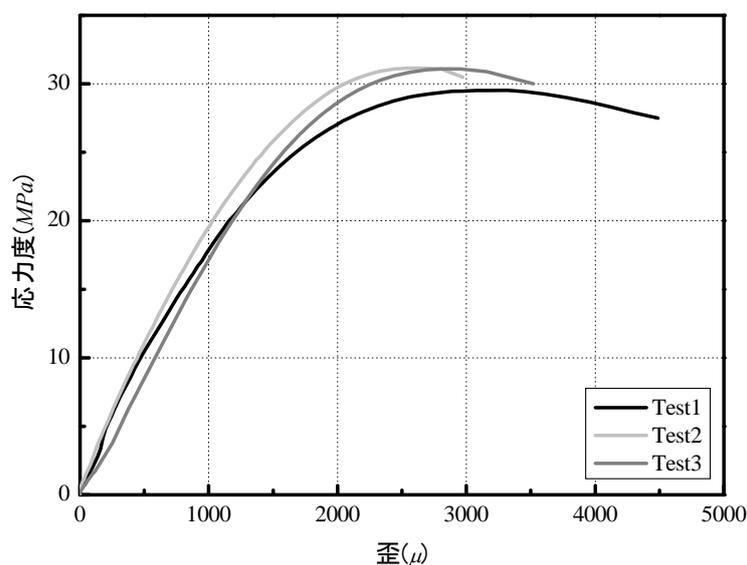


図 4.9 実験時のコンクリート圧縮強度試験の応力度-ひずみ度関係

4.3.2.2 鉄筋

本実験における鉄筋の引張試験を2014年3月15日に実施し、その結果を表4.9に、D13鉄筋の応力度－ひずみ度関係を例として図4.10に示す。表4.9には規格点強度、降伏強度、引張強度及びヤング係数を示しており、図4.10のひずみについては、試験片中央を両面研磨し、貼付した2枚のひずみゲージによる測定値の平均値を用いた。

鉄筋の降伏強度も規格降伏強度を約10～15%程度上回っており、引張強度は降伏強度の約1.5倍程度となった。

表 4.9 鉄筋の引張試験結果

直径	規格	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 ( $\times 10^5$ MPa)
D4	SD295	342	525	1.9
D6	SD295	348	517	1.9
D10	SD345	386	524	2.0
D13	SD345	385	553	2.1
D16	SD345	379	545	2.1

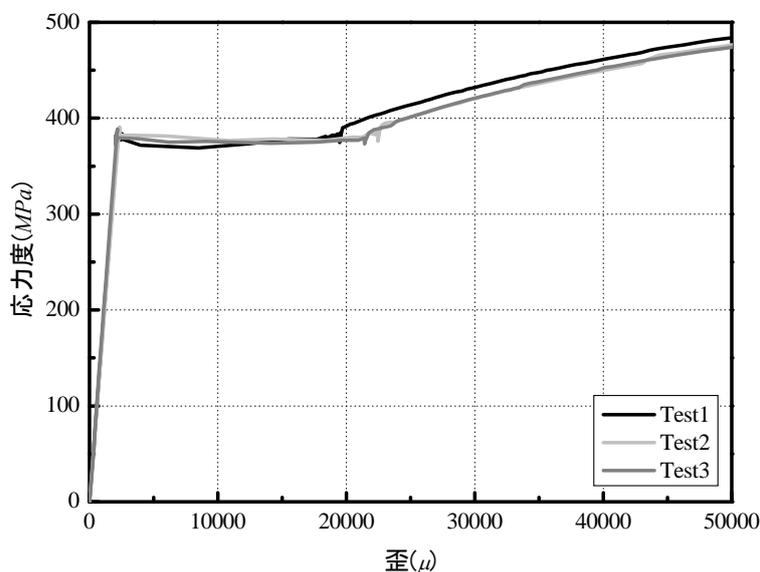


図 4.10 鉄筋の引張試験の応力度－ひずみ度関係例 (D13)

### 4.3.3 実験結果

本節では、各試験体における静的載荷実験結果から得られた破壊経過、損傷量進展および荷重－変形関係について詳細に説明する。

#### 4.3.3.1 破壊経過及び損傷量

##### (1) 2SH-07-07 試験体

2SH-07-07 試験体の1層の層間変形角  $R_1$  ごとにおける最終加力サイクル終了時のひび割れ図(展開図)を図4.11に示す。ここで、緑色は初期ひび割れを、青色は正側加力時に生じたひび割れを、赤色は負側加力時に生じたひび割れをそれぞれ示す。2SH-07-07 試験体では、 $R_1=+0.06\%$ から1層柱の柱脚および2層梁と3層梁の端部に曲げひび割れが発生した。 $R_1=-0.25\%$ では1層柱と2層柱の柱頭に曲げひび割れが生じ、 $R_1=+0.5\%$ では2層柱の柱脚に曲げひび割れが、1層柱の柱脚、2層梁および3層梁にせん断ひび割れが観察された。 $R_1=+1.5\%$ では1層柱の柱脚にコンクリートの剥落が生じて、 $R_1=2.0\%$ からは2層梁と3層梁にもコンクリートの剥落が生じ始めた。それ以降  $R_1=3.0\%$ までは特に1層柱の柱脚部、2層梁および3層梁の端部のひび割れが激しく進展し損傷が集中した。

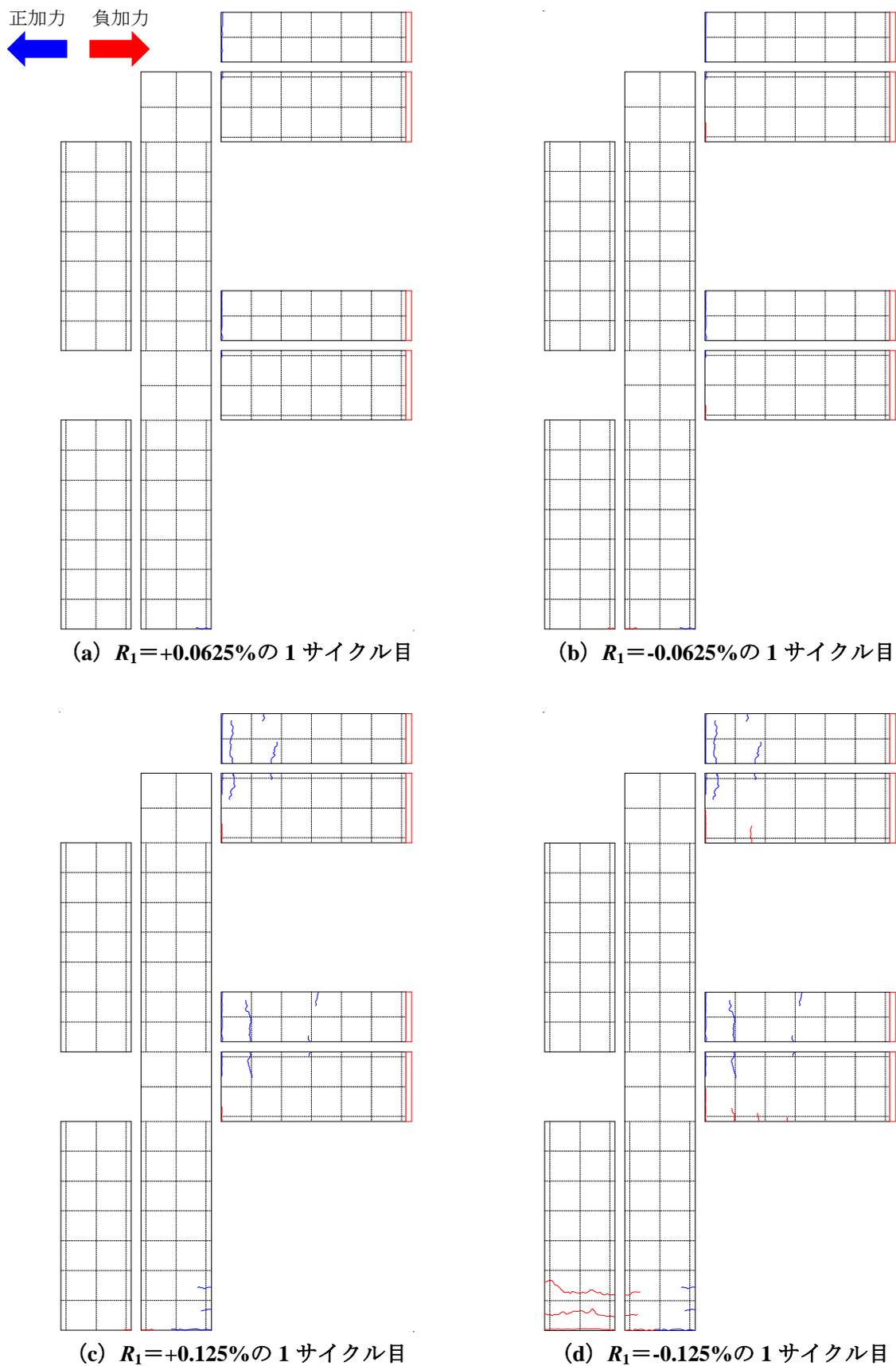


図 4.11 2SH-07-07 試験体の  $R_1$  に応じた最終加力サイクルピーク時の損傷状況 (続く)

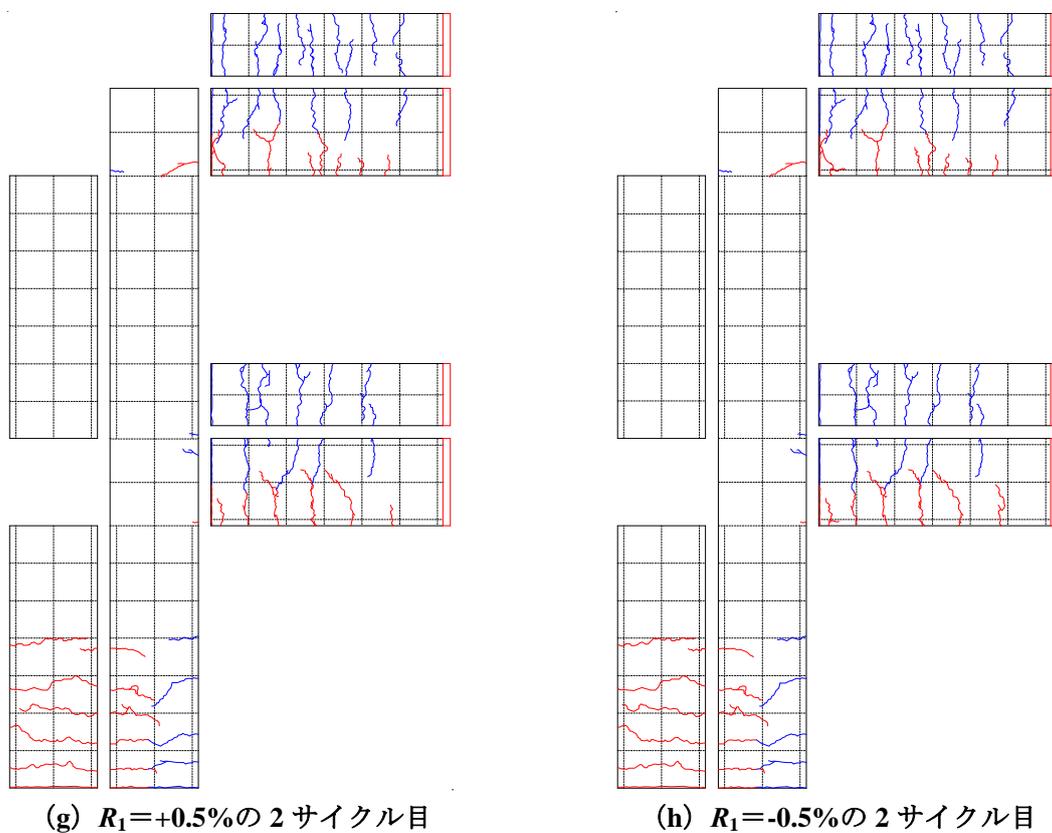
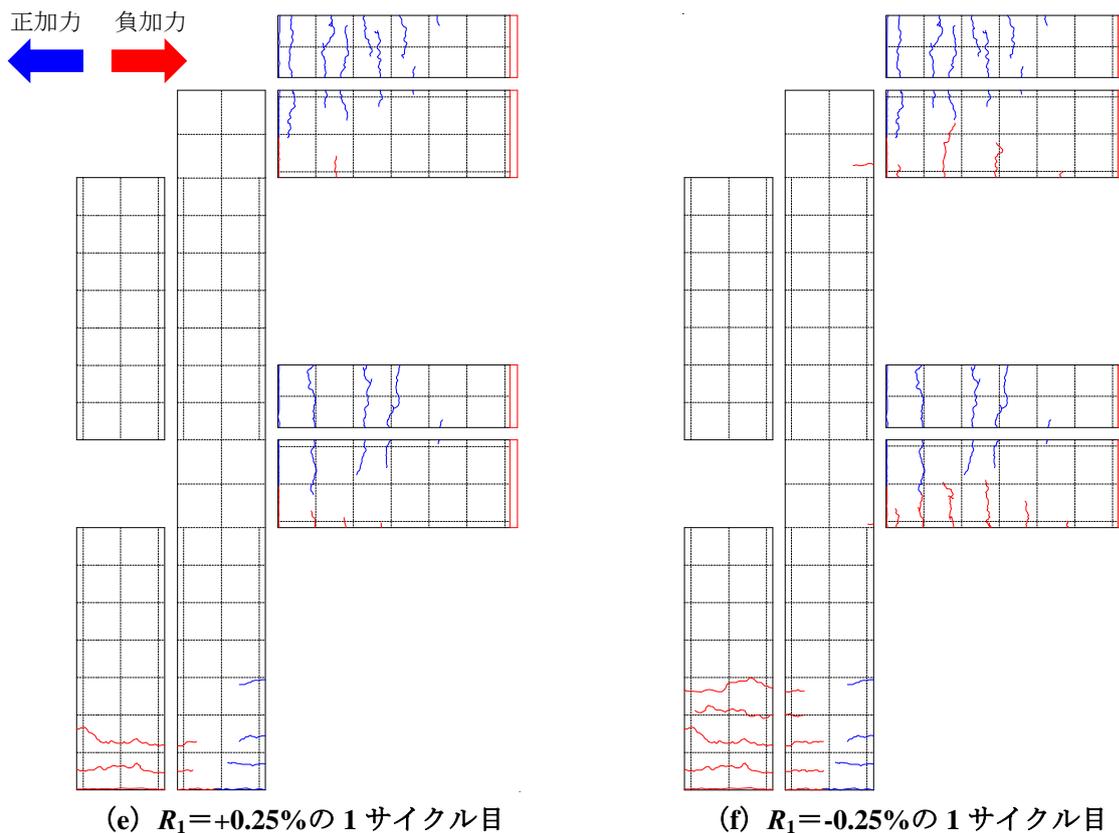


図 4.11 2SH-07-07 試験体の  $R_1$  に応じた最終加力サイクルピーク時の損傷状況 (続く)

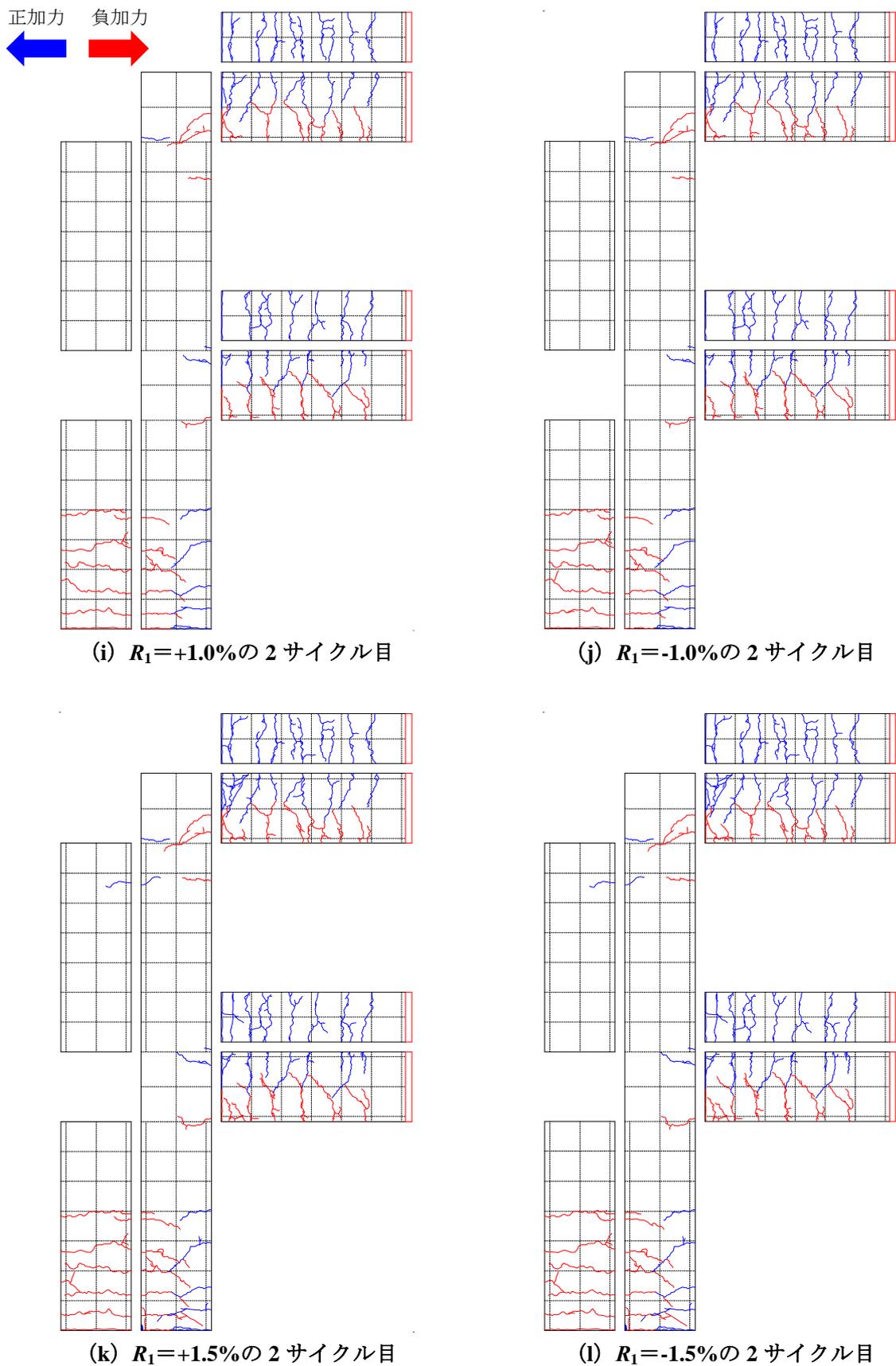


図 4.11 2SH-07-07 試験体の  $R_1$  に応じた最終加力サイクルピーク時の損傷状況 (続く)

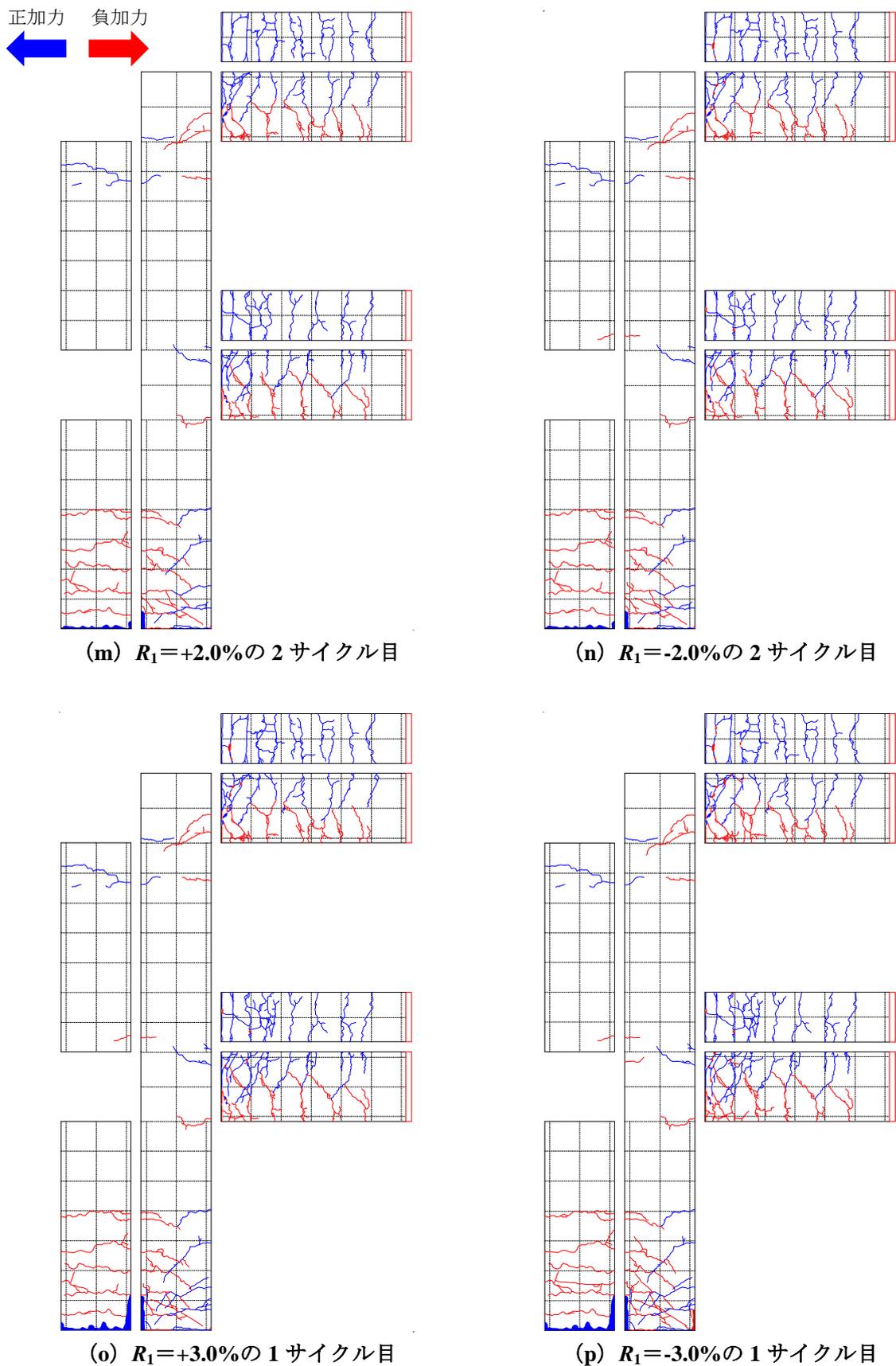
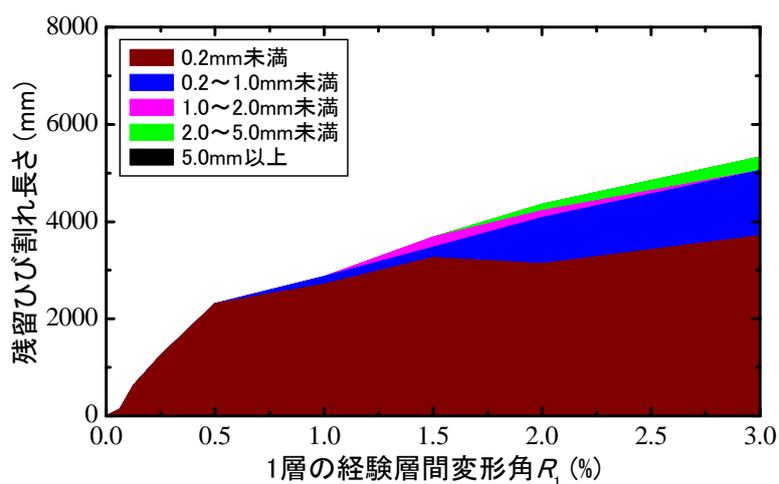


図 4.11 2SH-07-07 試験体の  $R_1$  に応じた最終加力サイクルピーク時の損傷状況

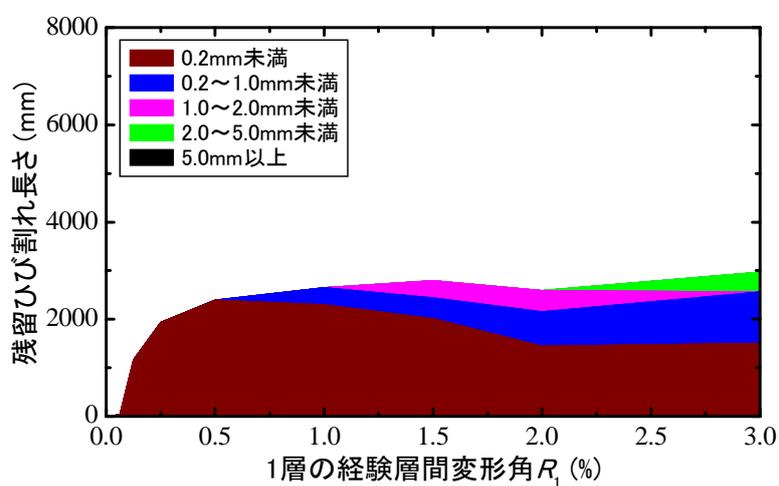
2SH-07-07 試験体の各部材において、 $R_1$  に対する損傷量の進展を定量的に把握するため、各残留ひび割れ幅の階級の総ひび割れ長さの算定結果と  $R_1$  との関係を積み上げグラフにして図 4.12 に示す。ここで、柱部材においては前章（第 3 章）の表 3.7 を参考に、残留ひび割れ幅の階級（0.2mm 未満，0.2～1.0mm 未満，1.0～2.0mm 未満，2.0～5.0mm 未満，5.0mm 以上）を定めたが、梁部材においては前章（第 3 章）の表 3.8 に示している梁の損傷度（I～V）の境界となる最大残留ひび割れ幅を参考に、残留ひび割れ幅の階級を 0.2mm 未満，0.2～1.0mm 未満，1.0～2.0mm 未満，2.0～4.0mm 未満及び 4.0mm 以上のように定めた。

1 層柱の残留ひび割れ量の計測面ごとの進展（図 4.12 (a) 及び (b)）に着目すると、幅面よりも正面で総ひび割れ長さが長いことが分かった。また、 $R_1=0.5\%$  までは主に最大ひび割れ幅 0.2mm 未満のひび割れが増加したが、それ以降は総ひび割れ長さの増加は緩やかとなり、最大ひび割れ幅 0.2mm 以上のひび割れの割合が高くなった。これに比べ、2 層柱は最大ひび割れ幅 0.2mm 未満のひび割れのみが生じ、その長さも小さい値となっていることが分かった（図 4.12 (c) 及び (d)）。

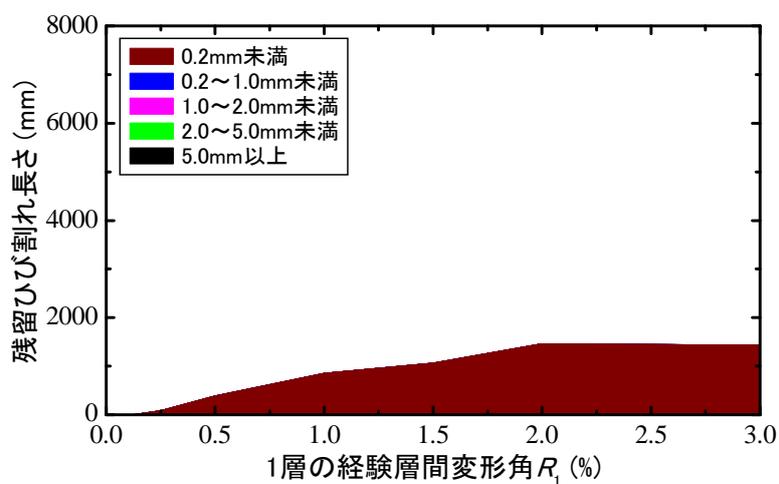
各層梁の正面の損傷量の進展（図 4.12 (e) 及び (g)）は、 $R_1=0.5\%$  までは主に最大ひび割れ幅 0.2mm 未満のひび割れが増加したが、それ以降は総ひび割れ長さの増加は緩やかとなり、最大ひび割れ幅 0.2mm 以上のひび割れの割合が高くなった。しかし、図 4.12 に示している残留ひび割れは  $R_1$  に応じた最終加力サイクルの負側除荷時に計測したものであるため、圧縮側の幅面となった各層梁の見下げ面の残留ひび割れ幅はすべて 0.2mm 未満となった（図 4.12 (f) 及び (h)）。



(a) 1層柱の正面

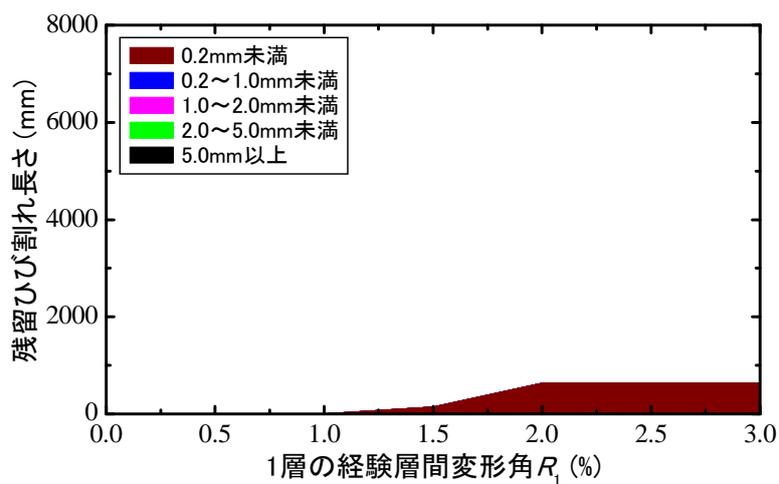


(b) 1層柱の幅面

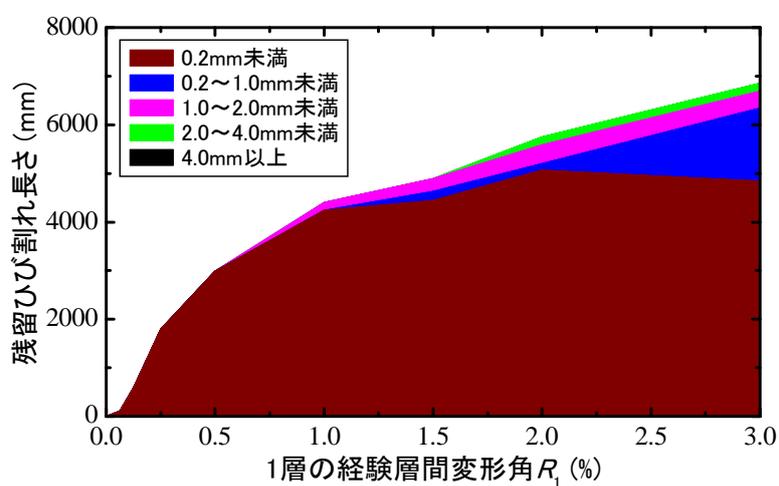


(c) 2層柱の正面

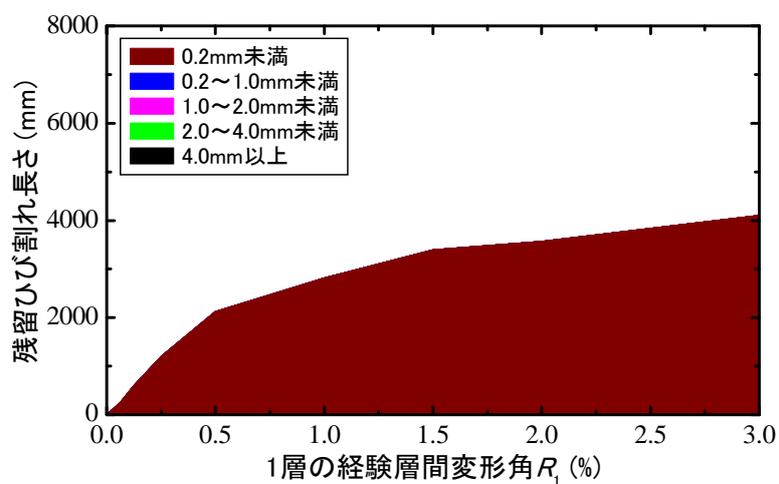
図 4.12 2SH-07-07 試験体における構造部材のひび割れ量進展過程 (続く)



(d) 2層柱の幅面

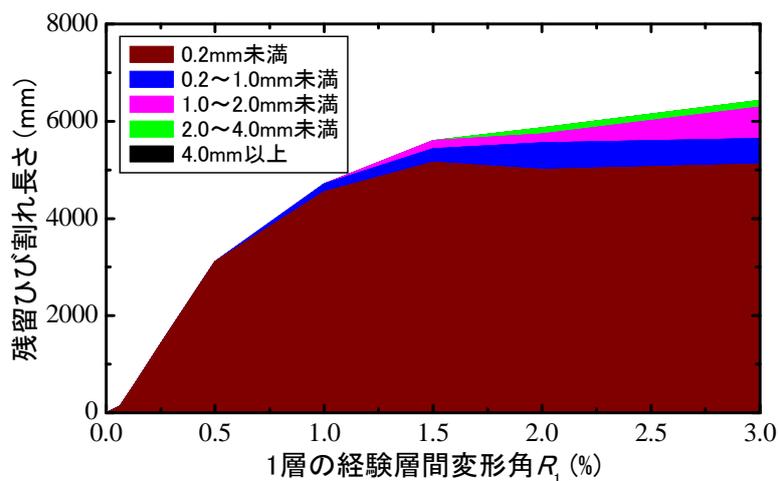


(e) 2層梁の正面

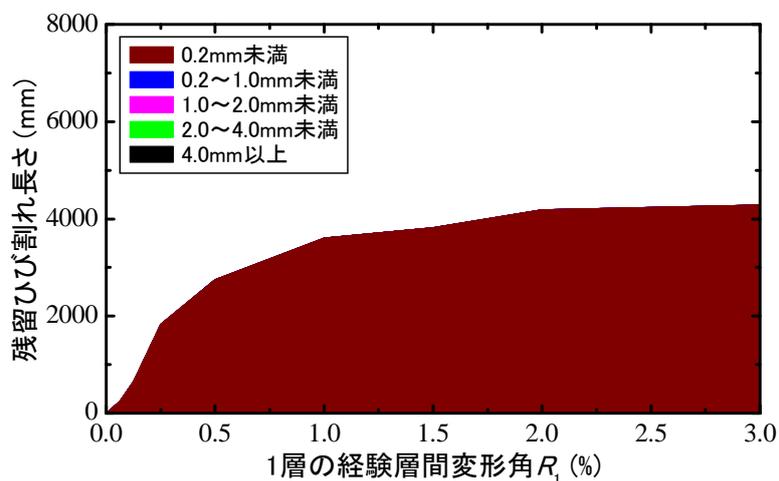


(f) 2層梁の見下げ面

図 4.12 2SH-07-07 試験体における構造部材のひび割れ量進展過程 (続く)



(g) 3層梁の正面



(h) 3層梁の見下げ面

図 4.12 2SH-07-07 試験体における構造部材のひび割れ量進展過程

(2) 2SH-10-05 試験体

2SH-10-05 試験体の  $R_1$  ごとにおける最終加力サイクル終了時のひび割れ図（展開図）を図 4.13 に示す。ここで、緑色は初期ひび割れを、青色は正側加力時に生じたひび割れを、赤色は負側加力時に生じたひび割れをそれぞれ示す。2SH-10-05 試験体では、2SH-07-07 試験体と同様に、 $R_1=+0.06\%$ から1層柱の柱脚および2層梁と3層梁の端部に曲げひび割れが発生したが、より早い段階の  $R_1=-0.06\%$ で2層柱の柱脚および柱頭に曲げひび割れが生じた。 $R_1=-0.125\%$ では1層柱の柱頭に曲げひび割れが生じ、 $R_1=0.5\%$ から1層柱、2層梁および3層梁にせん断ひび割れが観察された。以降、F1 試験体と同様に1層柱の柱脚、2層梁および3層梁の端部の損傷が進展した。 $R_1=1.5\%$ では1層柱の柱脚、2層梁および3層梁の端部に微小なコンクリートの剥落が生じ、 $R_1=3.0\%$ では1層の接合部に僅かなひび割れが観察された。

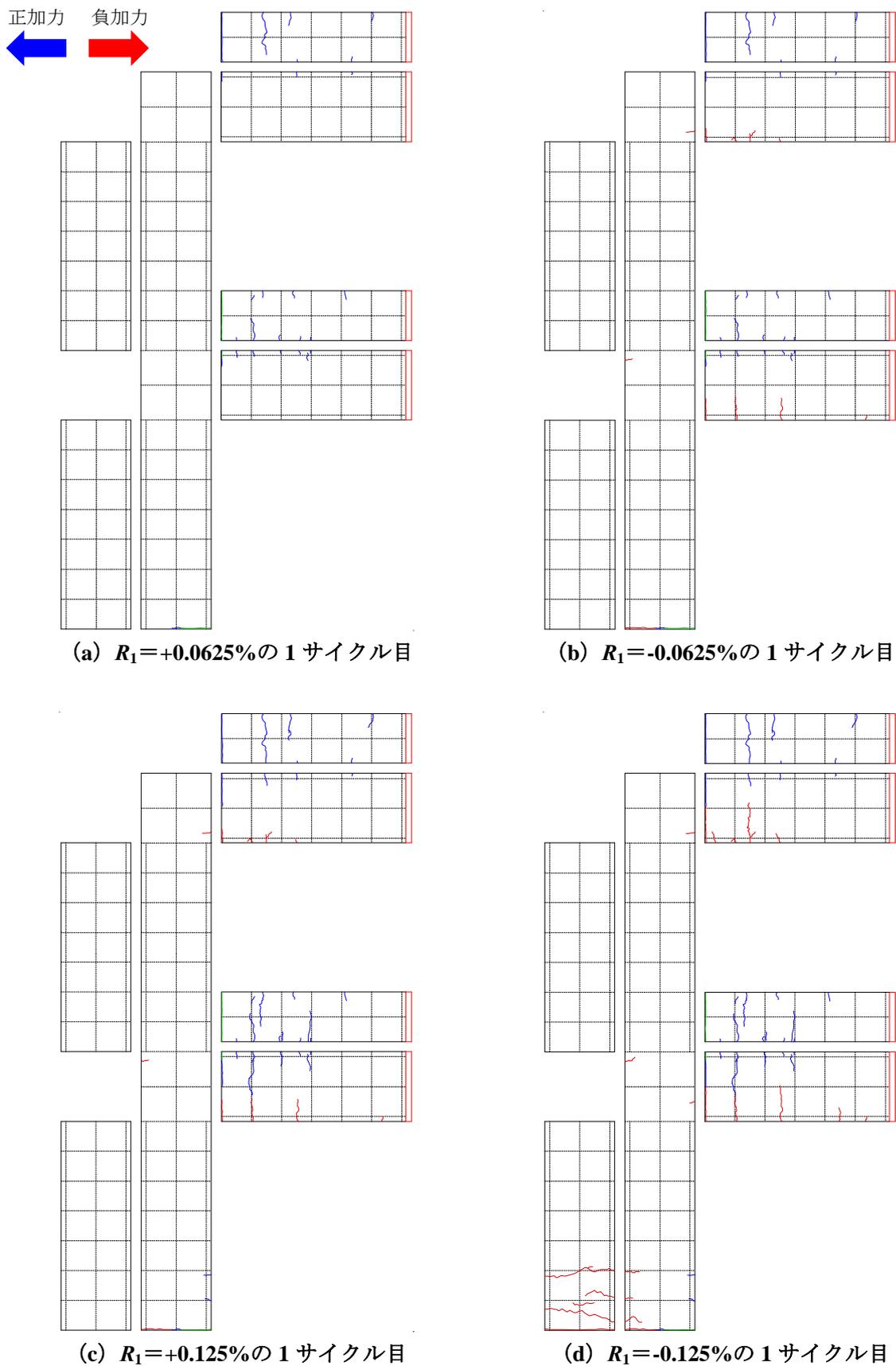


図 4.13 2SH-10-05 試験体の  $R_1$  に応じた最終加力サイクル時の損傷状況 (続く)

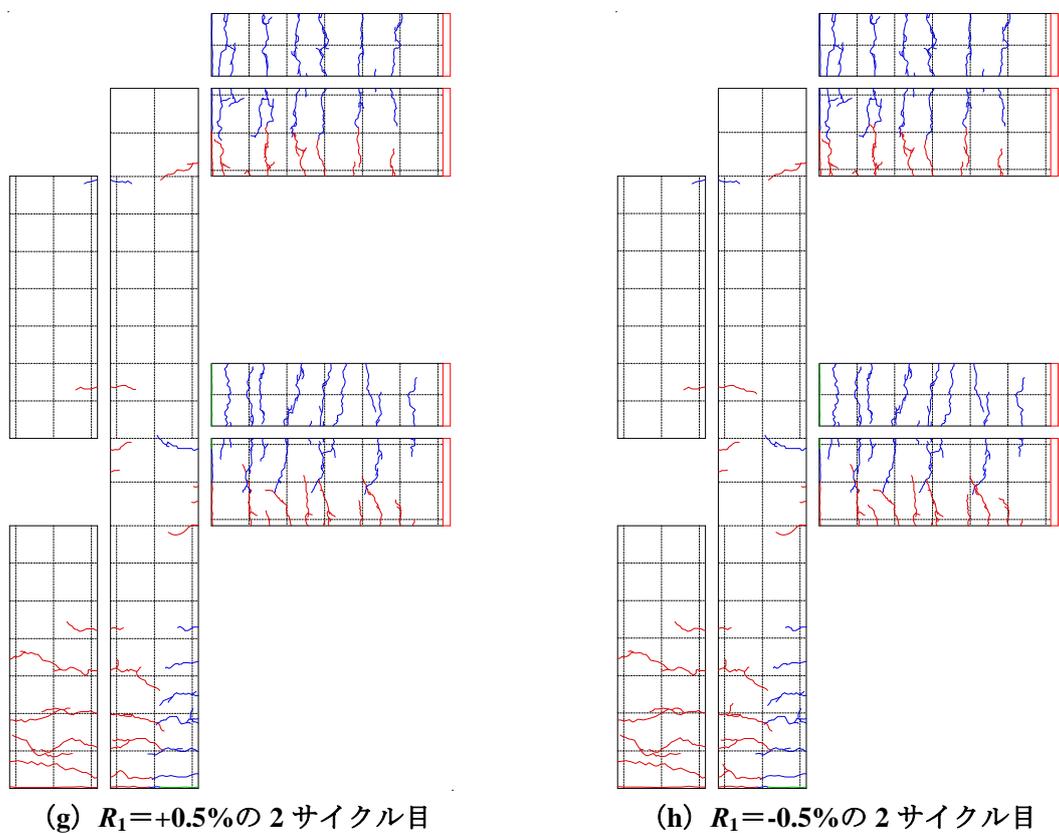
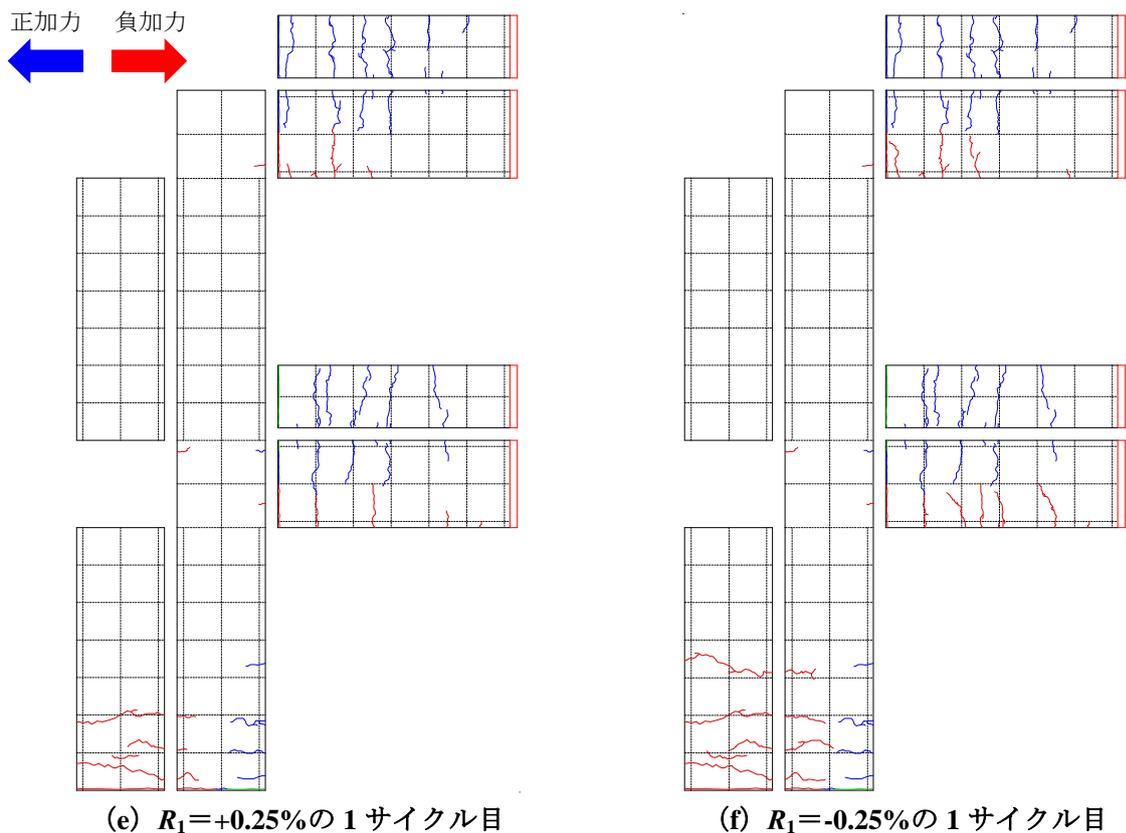


図 4.13 2SH-10-05 試験体の  $R_1$  に応じた最終加力サイクル時の損傷状況 (続く)

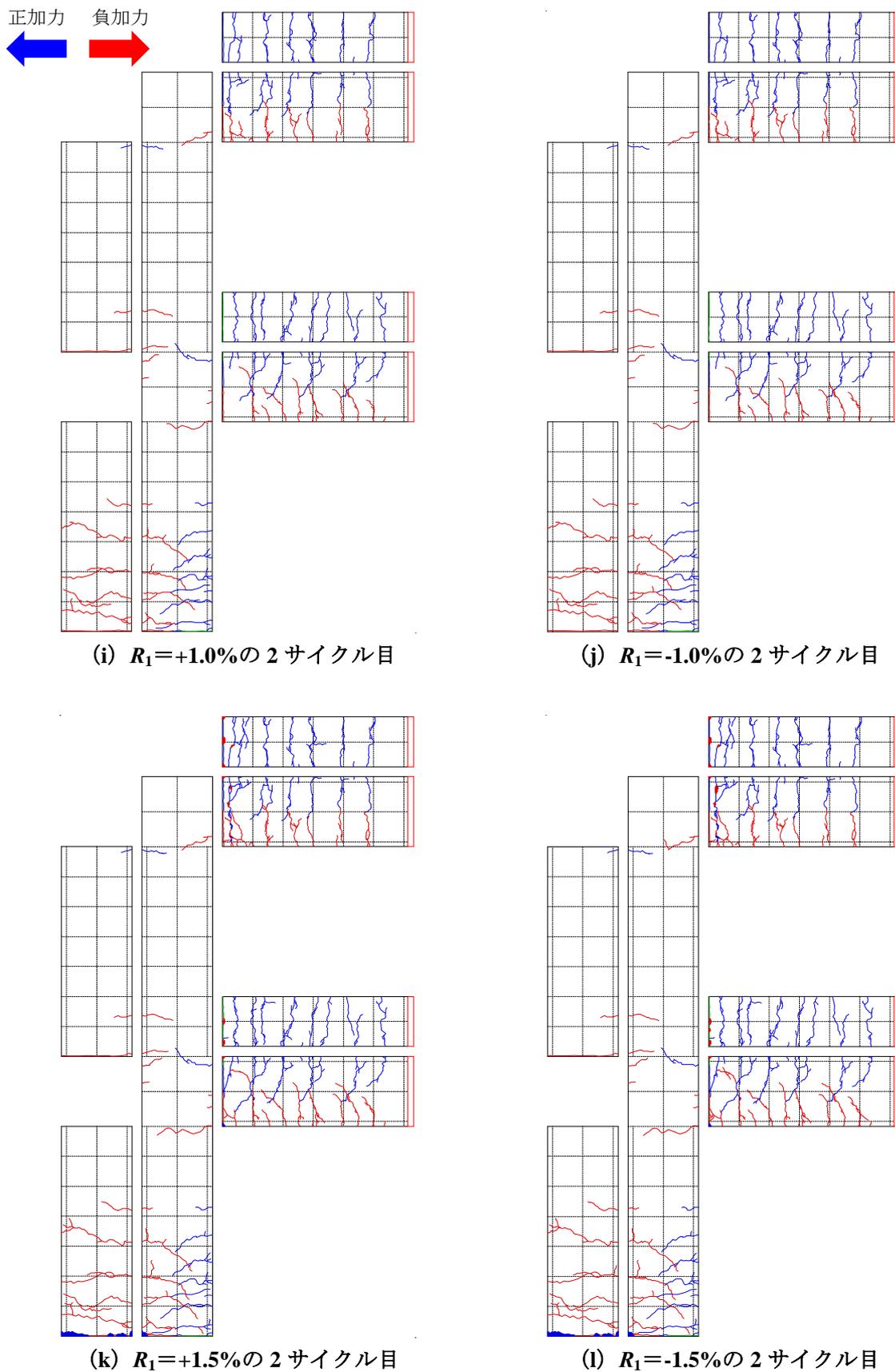


図 4.13 2SH-10-05 試験体の  $R_1$  に応じた最終加力サイクル時の損傷状況 (続く)

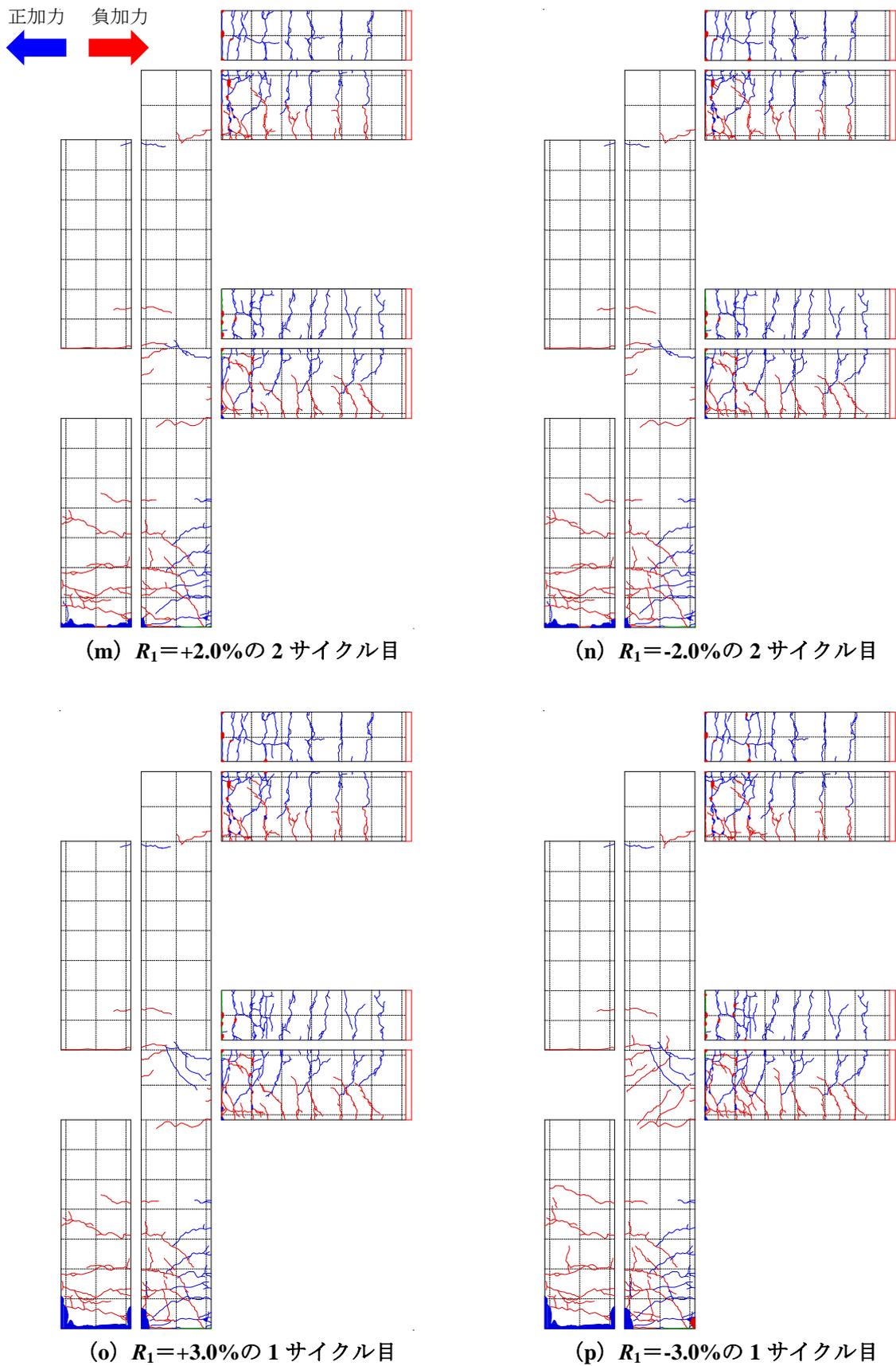
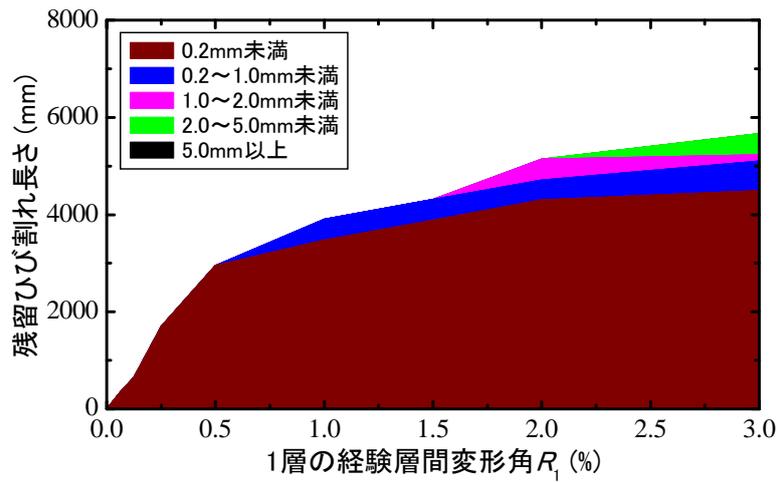


図 4.13 2SH-10-05 試験体の  $R_1$  に応じた最終加力サイクル時の損傷状況

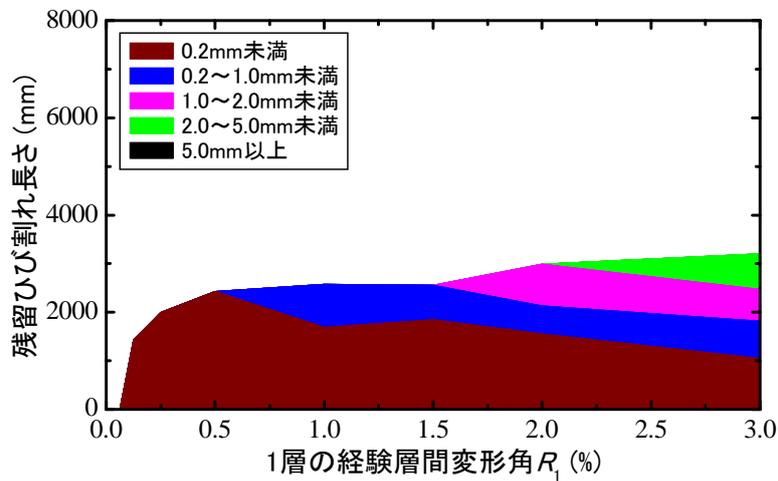
2SH-10-05 試験体の各部材においても、2SH-07-07 試験体と同様に残留ひび割れ幅の階級（柱の場合は0.2mm未満、0.2～1.0mm未満、1.0～2.0mm未満、2.0～5.0mm未満及び5.0mm以上、梁の場合は0.2mm未満、0.2～1.0mm未満、1.0～2.0mm未満、2.0～4.0mm未満及び4.0mm以上）に応じた総ひび割れ長さと層間変形角  $R_1$  との関係を積み上げグラフにしたものを図4.14に示す。

1層柱においては、幅面よりも正面で総ひび割れ長さが長いことが分かった。また、 $R_1=0.5\%$ までは主に最大ひび割れ幅0.2mm未満のひび割れが増加したが、それ以降は総ひび割れ長さの増加は緩やかとなり、最大ひび割れ幅0.2mm以上のひび割れの割合が高くなった（図4.14(a)及び(b)）。これに比べ2層柱は最大ひび割れ幅0.2mm未満のひび割れのみが生じ、その長さも極めて小さい値となった（図4.14(c)及び(d)）。

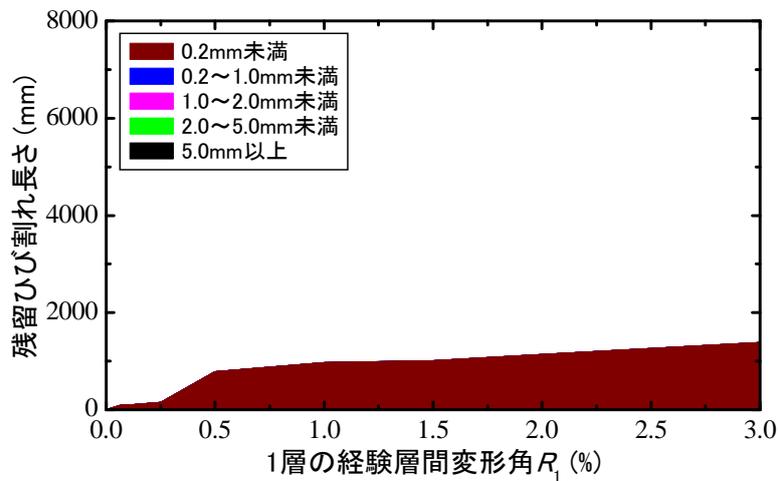
各層梁の正面の損傷量の進展（図4.14(e)及び(g)）に着目すると、 $R_1=0.5\%$ までは主に最大ひび割れ幅0.2mm未満のひび割れが増加したが、それ以降は総ひび割れ長さの増加は緩やかとなり、最大ひび割れ幅0.2mm以上のひび割れの割合が高くなった。しかし、本試験体においても図4.14に示している残留ひび割れは  $R_1$  に応じた最終加力サイクルの負側除荷時に計測したものであるため、圧縮側の幅面となった各層梁の見下げ面における全てのひび割れの幅が0.2mm未満となった（図4.14(f)及び(h)）。



(a) 1層柱の正面

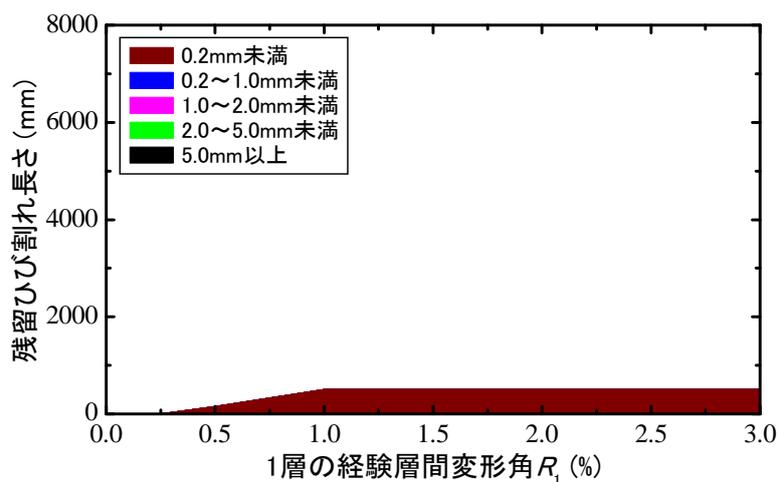


(b) 1層柱の幅面

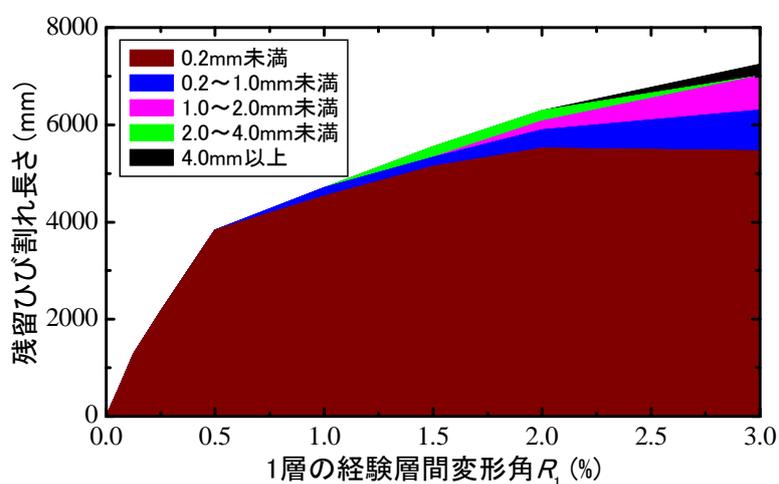


(c) 2層柱の正面

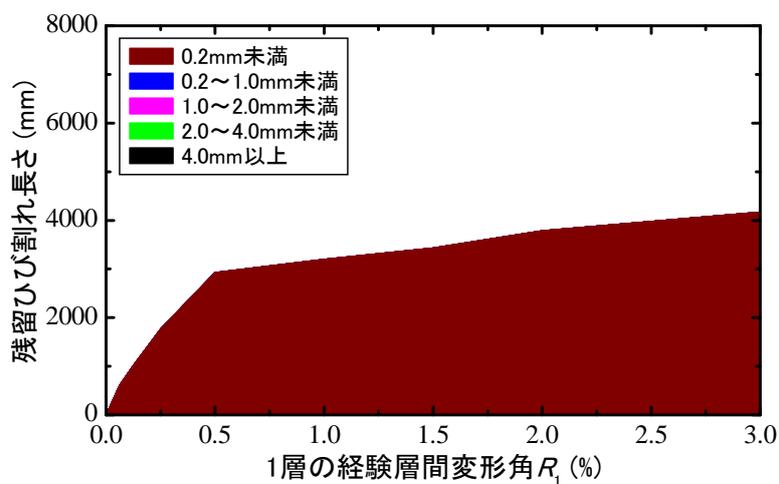
図 4.14 2SH-10-05 試験体における構造部材のひび割れ量進展過程 (続く)



(d) 2層柱の幅面

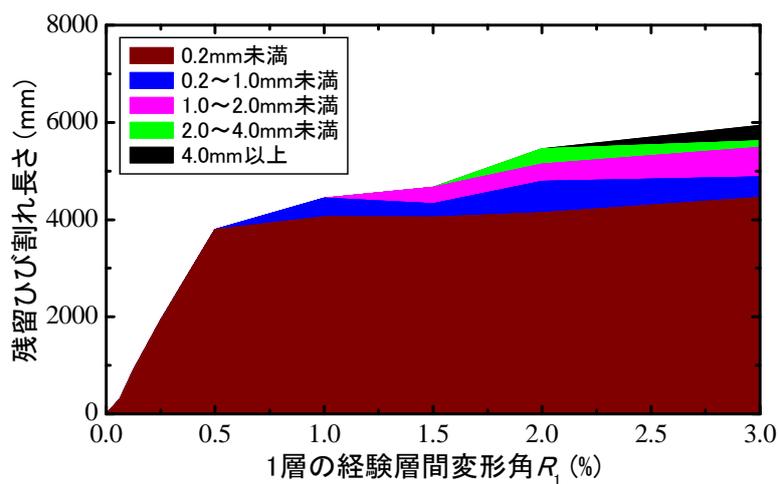


(e) 2層梁の正面

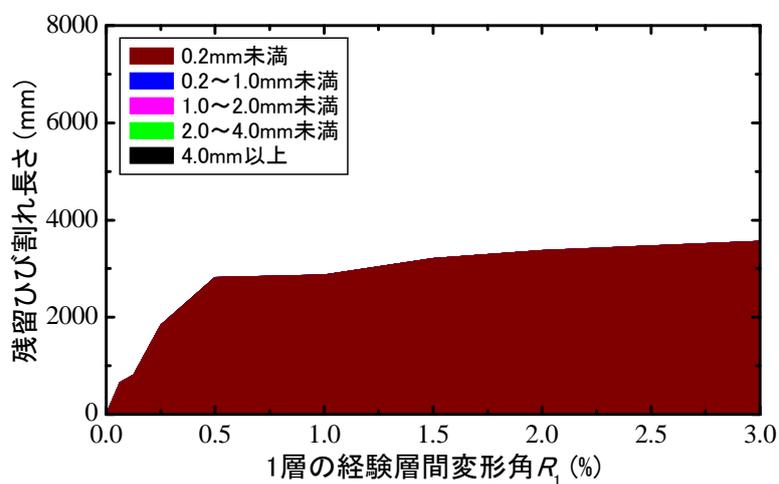


(f) 2層梁の見下げ面

図 4.14 2SH-10-05 試験体における構造部材のひび割れ量進展過程 (続く)



(g) 3層梁の正面



(h) 3層梁の見下げ面

図 4.14 2SH-10-05 試験体における構造部材のひび割れ量進展過程

### (3) 2SH-07-07-W 試験体

2SH-07-07-W 試験体の各  $R_1$  における最終加力サイクル終了時のひび割れ図（展開図）を図 4.15 に示す。ここで、緑色は初期ひび割れを、青色は正側加力時に生じたひび割れを、赤色は負側加力時に生じたひび割れをそれぞれ示す。2SH-07-07-W 試験体では、構造部材である柱と梁の曲げおよびせん断ひび割れの発生時期や進展状況が F1 試験体とほぼ同様であった。垂れ壁においては、 $R_1=-0.25\%$  で曲げひび割れが、 $R_1=-0.5\%$  でせん断ひび割れが生じた。また、 $R_1=+1.0\%$  以降から柱と接触しており、 $R_1=+1.5\%$  では接触部分でのコンクリートの剥落が観察され、 $R_1$  の増加と共にひび割れの進展やコンクリートの剥落がより激しくなった。

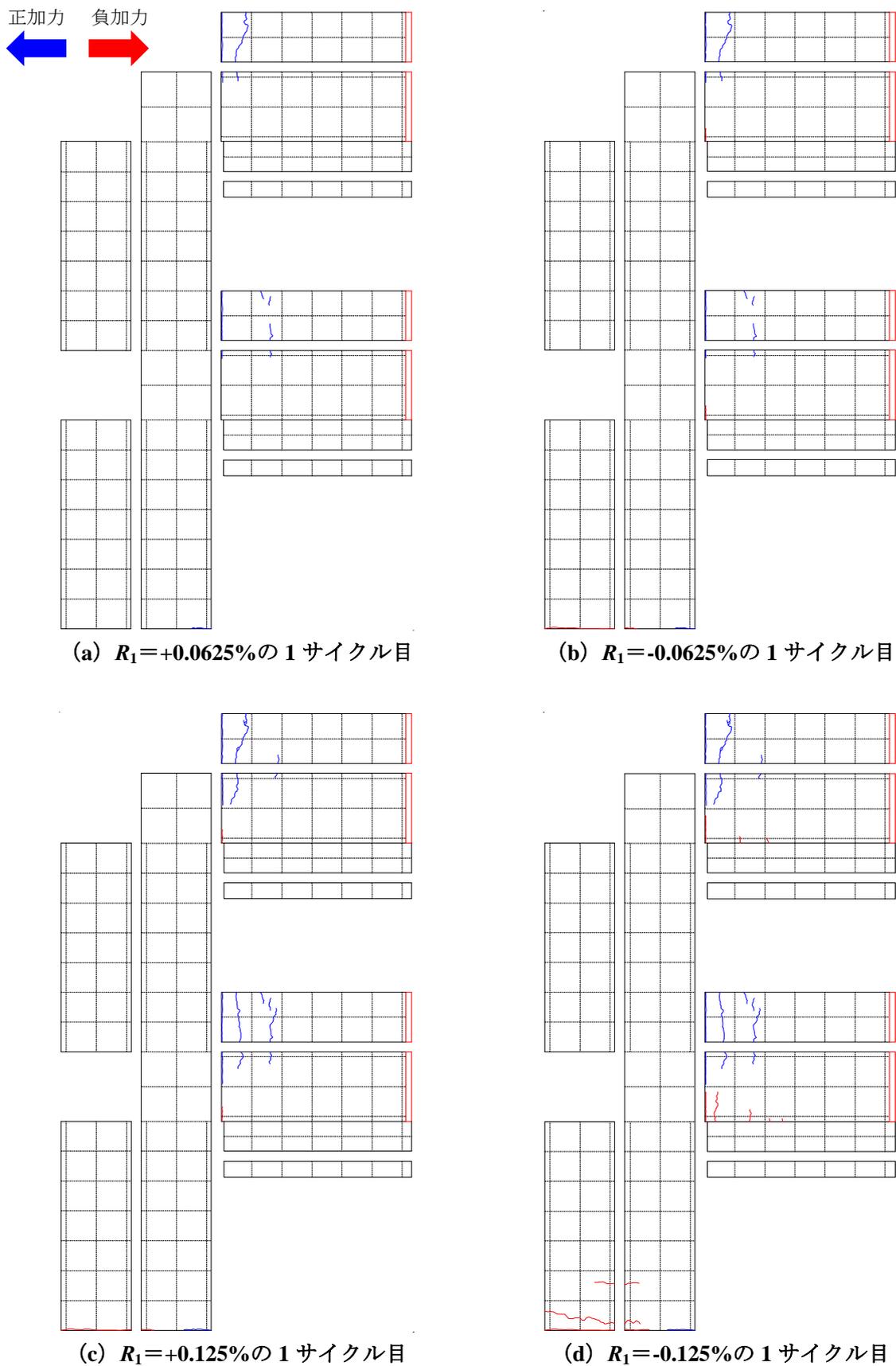


図 4.15 2SH-07-07-W 試験体の 1 層間変形角  $R_1$  に応じた最終加力サイクル時の損傷状況 (続く)

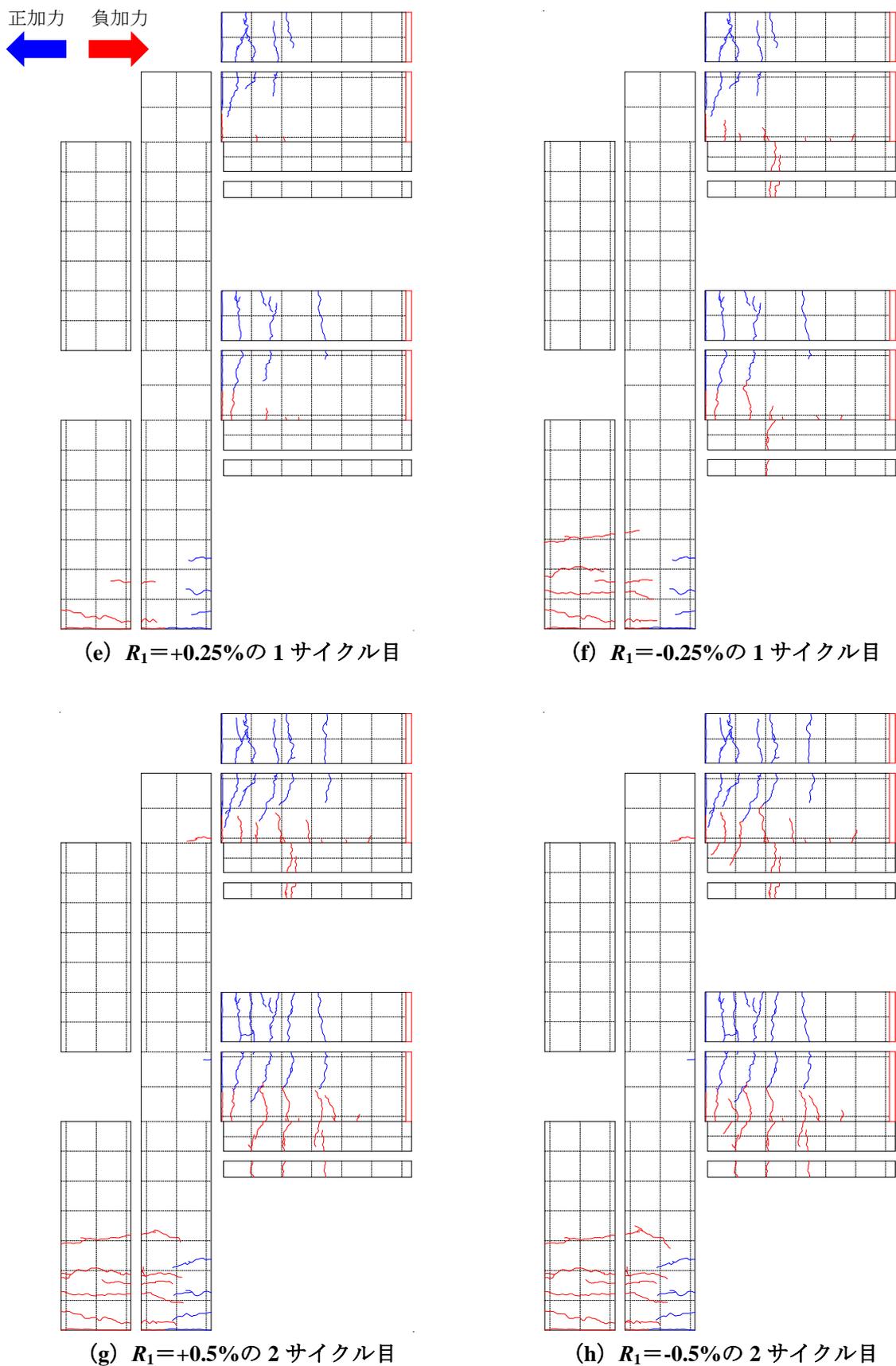


図 4.15 2SH-07-07-W 試験体の1層間変形角  $R_1$  に応じた最終加力サイクル時の損傷状況 (続く)

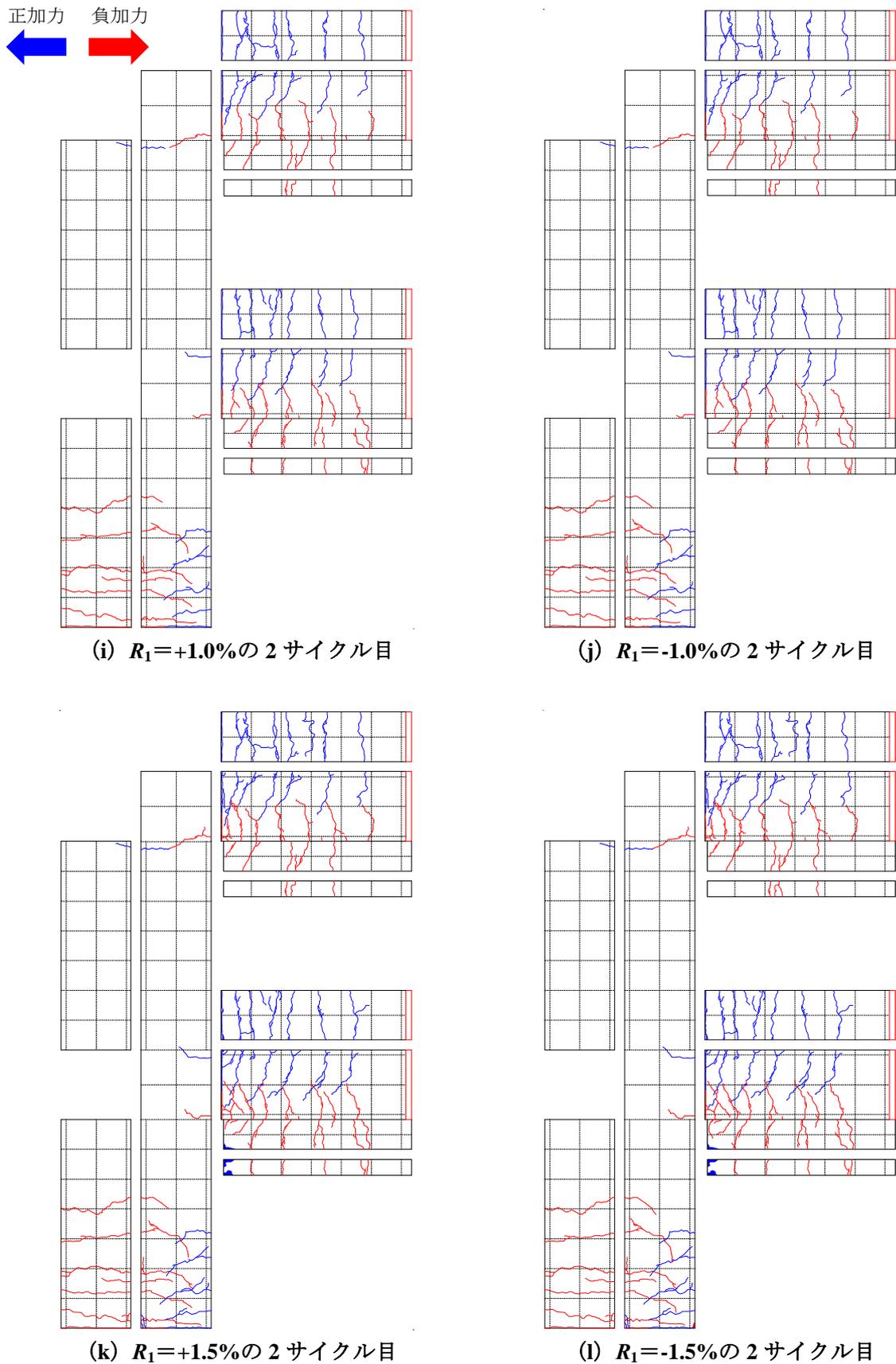


図 4.15 2SH-07-07-W 試験体の1層間変形角  $R_1$  に応じた最終加力サイクル時の損傷状況 (続く)

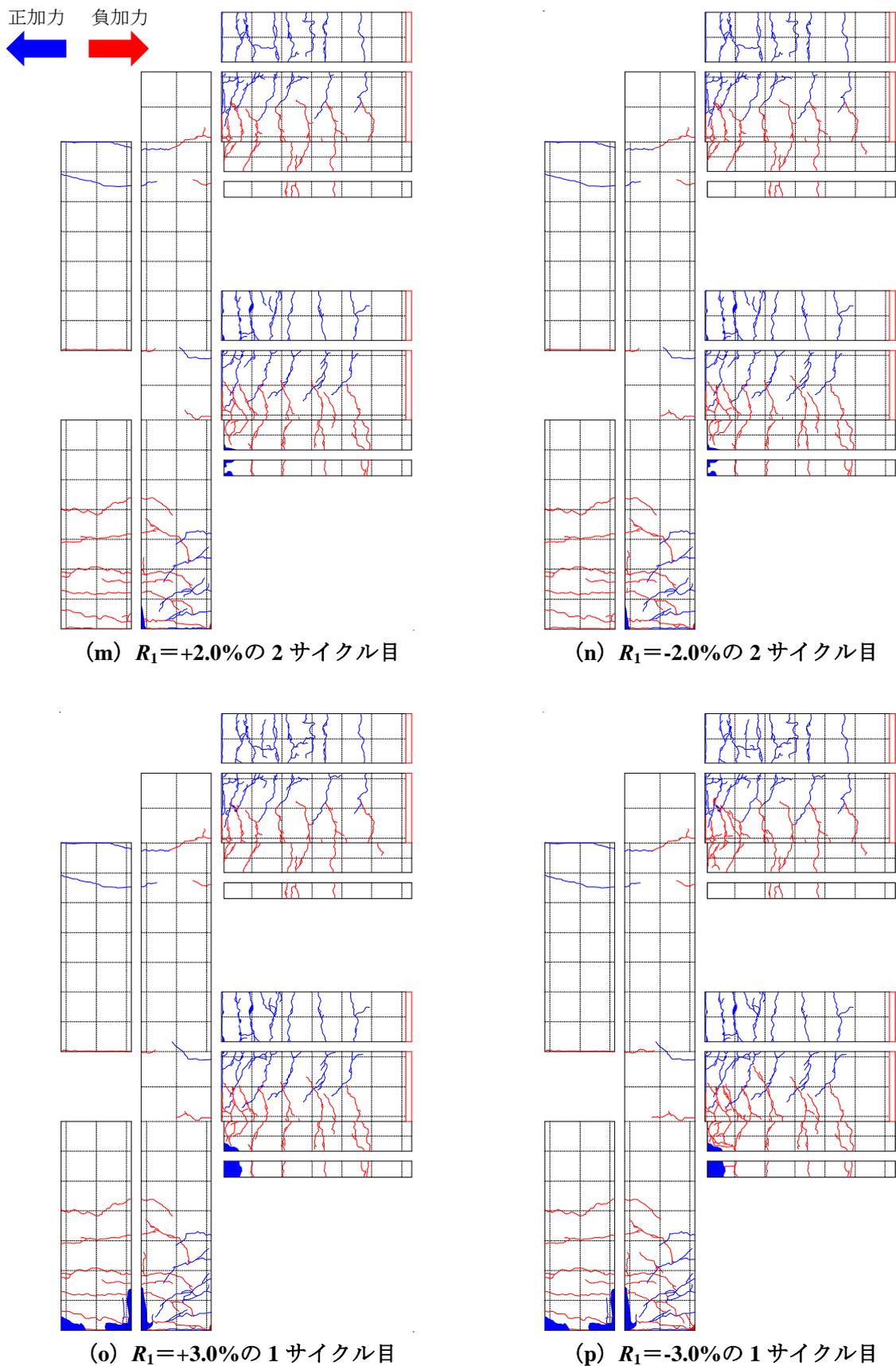


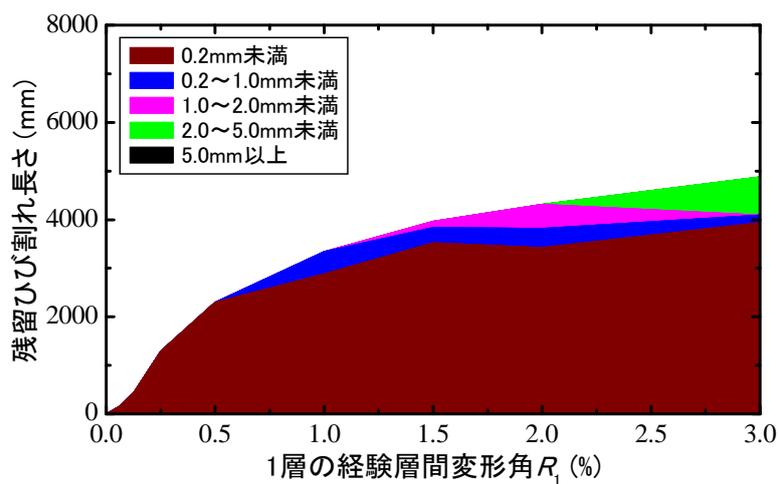
図 4.15 2SH-07-07-W 試験体の1層間変形角  $R_1$  に応じた最終加力サイクル時の損傷状況

2SH-07-07-W 試験体の各部材において、残留ひび割れ幅の階級（柱及び垂れ壁の場合は 0.2mm 未満，0.2～1.0mm 未満，1.0～2.0mm 未満，2.0～5.0mm 未満及び 5.0mm 以上，梁の場合は 0.2mm 未満，0.2～1.0mm 未満，1.0～2.0mm 未満，2.0～4.0mm 未満及び 4.0mm 以上）に応じた総ひび割れ長さと同層間変形角  $R_1$  との関係を積み上げグラフにしたものを図 4.16 に示す。

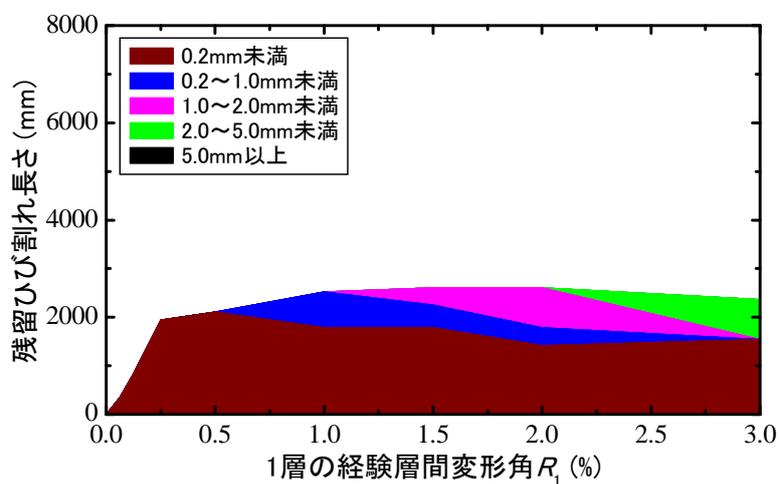
1 層柱においては、幅面よりも正面で総ひび割れ長さが長いことが分かった。また、 $R_1=0.5\%$  までは主に最大ひび割れ幅 0.2mm 未満のひび割れが増加したが、それ以降は総ひび割れ長さの増加は緩やかとなり、最大ひび割れ幅 0.2mm 以上のひび割れの割合が高くなった（図 4.16 (a) 及び (b)）。これに比べ 2 層柱はほとんどのひび割れが幅 0.2mm 未満であり、その長さも極めて小さい値となった（図 4.16 (c) 及び (d)）。

各層梁の正面の損傷量の進展（図 4.16 (e) 及び (g)）に着目すると、 $R_1=0.5\%$  までは主に最大ひび割れ幅 0.2mm 未満のひび割れが増加したが、それ以降は総ひび割れ長さの増加は緩やかとなり、最大ひび割れ幅 0.2mm 以上のひび割れの割合が高くなった。しかし、図 4.16 に示している残留ひび割れは各  $R_1$  における最終加力サイクルの負側除荷時に計測したものであるため、圧縮側の幅面となった各層梁の見下げ面における全てのひび割れの幅が 0.2mm 未満となった（図 4.16 (f) 及び (h)）。

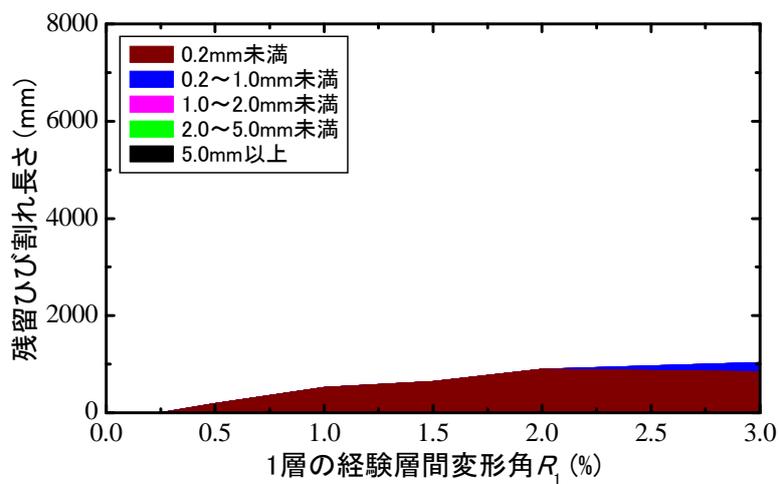
非構造部材である垂れ壁の損傷量の進展（図 4.16 (i) ～ (l)）に着目すると、 $R_1=1.5\%$  から幅 0.2mm 以上のひび割れが生じたが、それ以降は総ひび割れ長さの増加は緩やかとなり、1 層柱と各層梁に比べ、最大残留ひび割れ幅及びひび割れ総長さが小さい値となった。



(a) 1層柱の正面

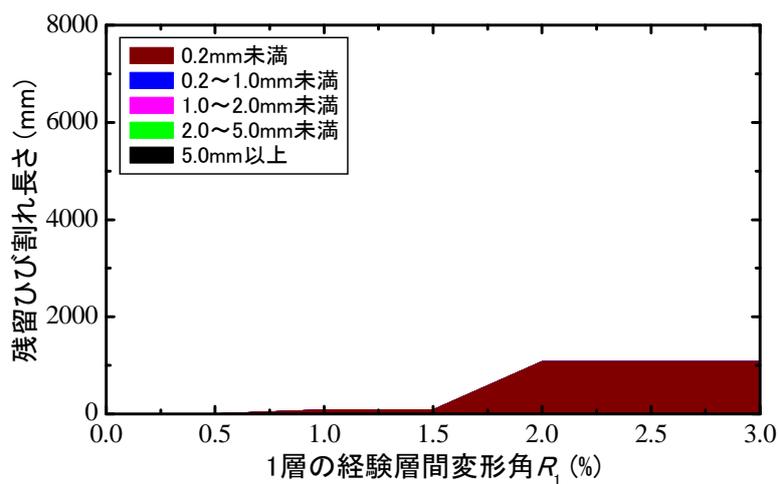


(b) 1層柱の幅面

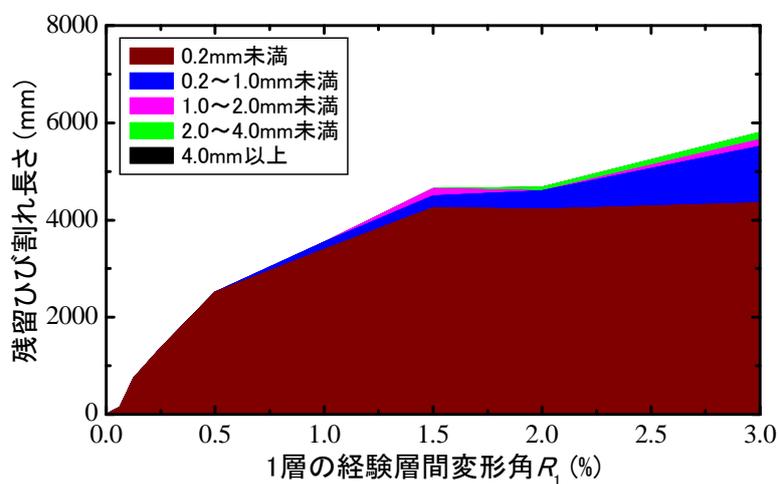


(c) 2層柱の正面

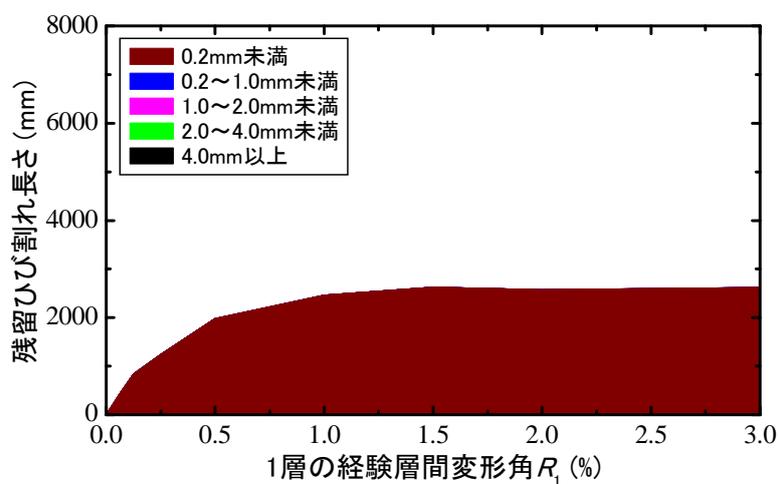
図 4.16 2SH-07-07-W 試験体における構造部材のひび割れ量進展過程 (続く)



(d) 2層柱の幅面

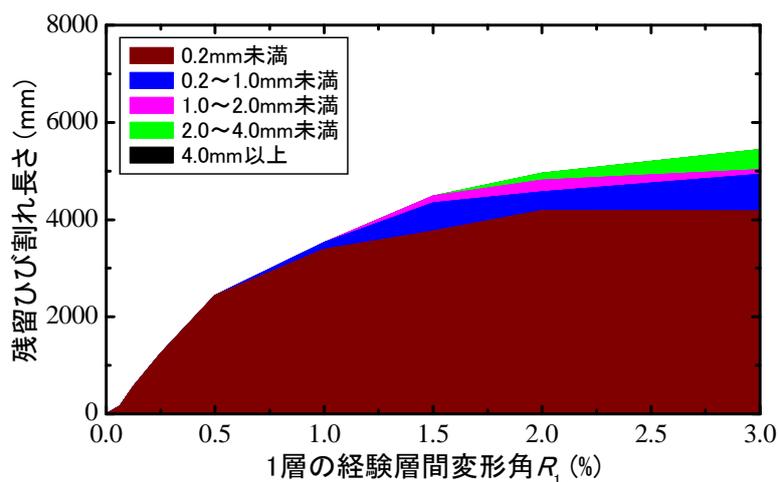


(e) 2層梁の正面

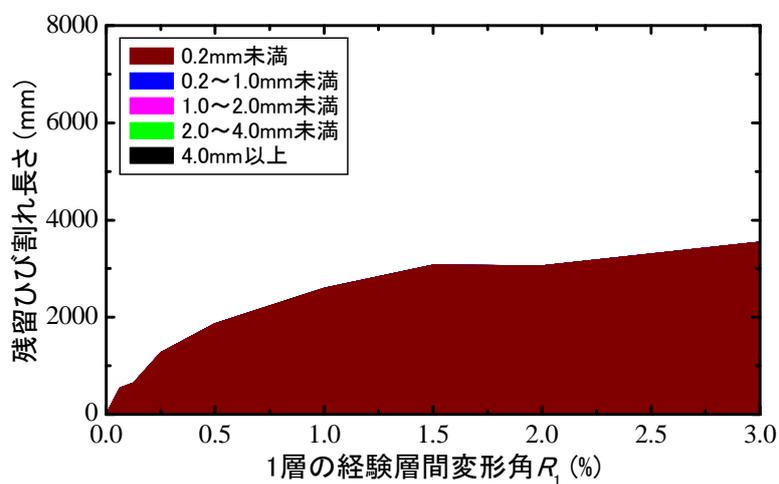


(f) 2層梁の見下げ面

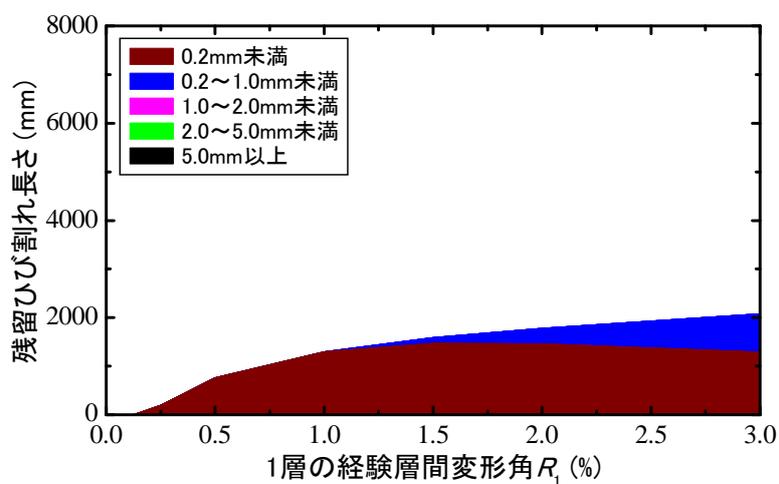
図 4.16 2SH-07-07-W 試験体における構造部材のひび割れ量進展過程 (続く)



(g) 3層梁の正面

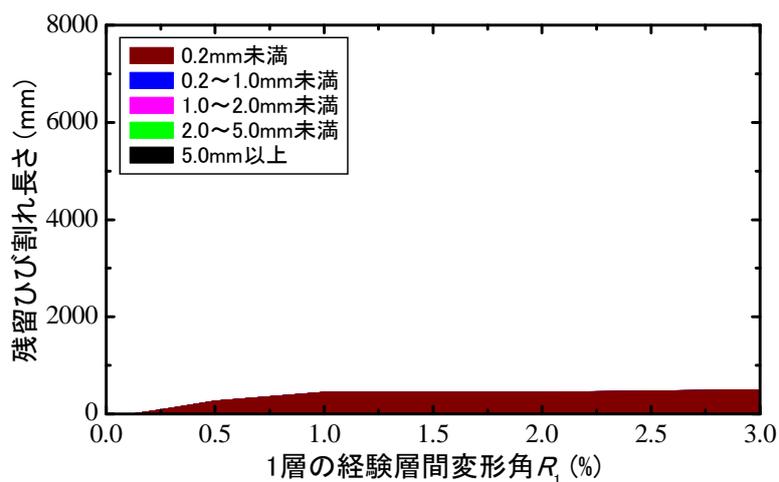


(h) 3層梁の見下げ面

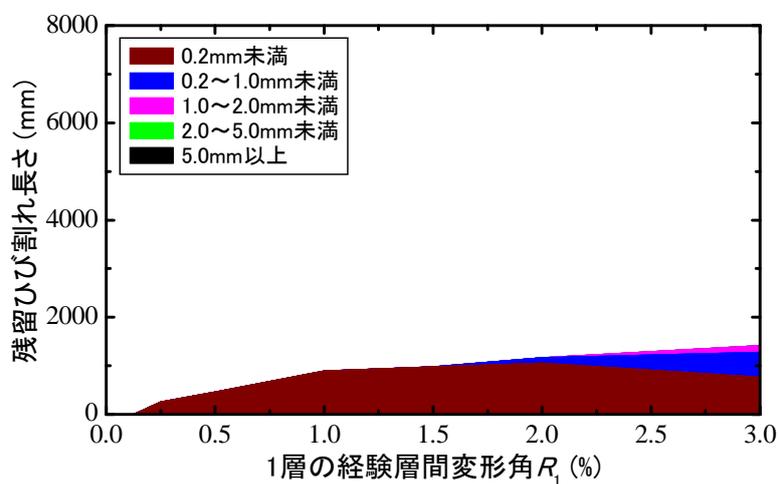


(i) 1層垂れ壁の正面

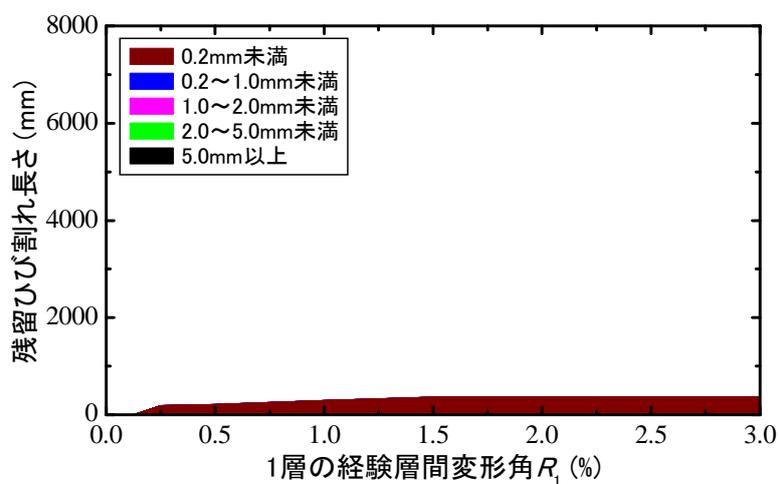
図 4.16 2SH-07-07-W 試験体における構造部材のひび割れ量進展過程 (続く)



(j) 1層垂れ壁の見上げ面



(k) 2層垂れ壁の正面



(l) 2層垂れ壁の見上げ面

図 4.16 2SH-07-07-W 試験体における構造部材のひび割れ量進展過程

4.3.3.2 荷重－変形関係

(1) 2SH-07-07 試験体

2SH-07-07 試験体の荷重－変形関係を図 4.17 に、各層梁部材の荷重－変形関係を図 4.18 にそれぞれ示す。2SH-07-07 試験体は、 $R_1=+0.53\%$  で 1 層柱の主筋が降伏した後、2 層梁および 3 層梁の主筋がほぼ同時に降伏し、崩壊メカニズム形成に至った。そして、 $R_1=+1.0\%$  で最大耐力 124.4kN を記録し、それ以降から耐力が徐々に低下し、 $R_1=+3.3\%$  では最大耐力の 80% となった。

図 4.18 示している 2 層梁端、3 層梁端に作用したモーメントは、両者の挙動が近似しており、また架構の安全限界 ( $R_1=+3.3\%$ ) までともに増加することが分かった。

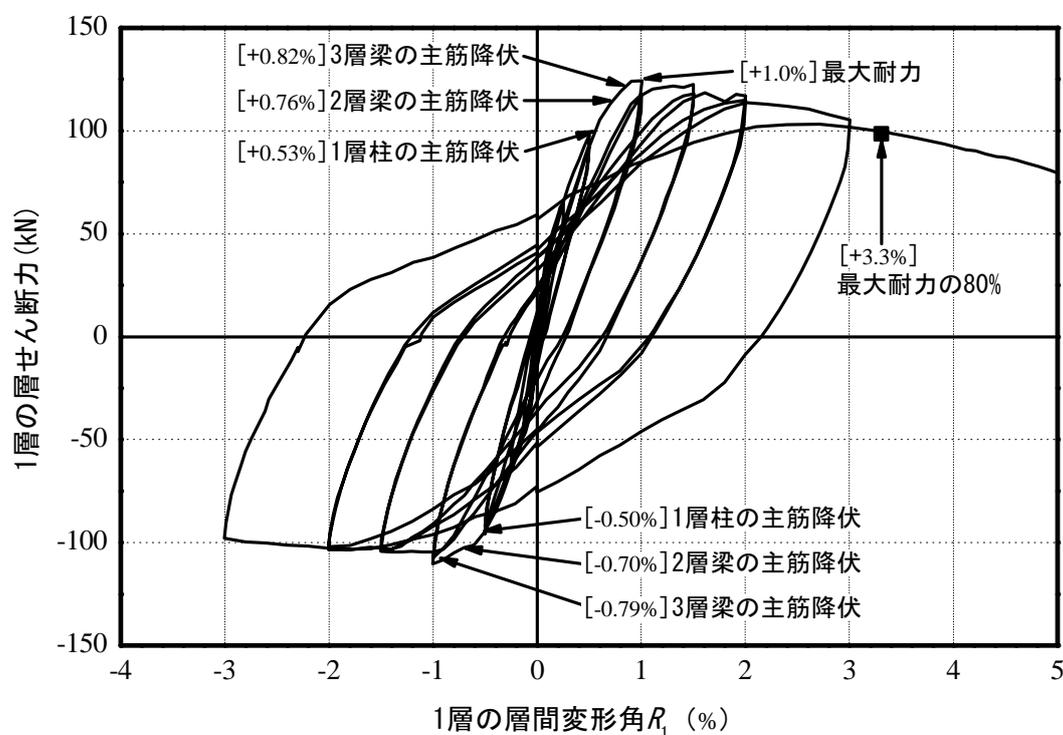
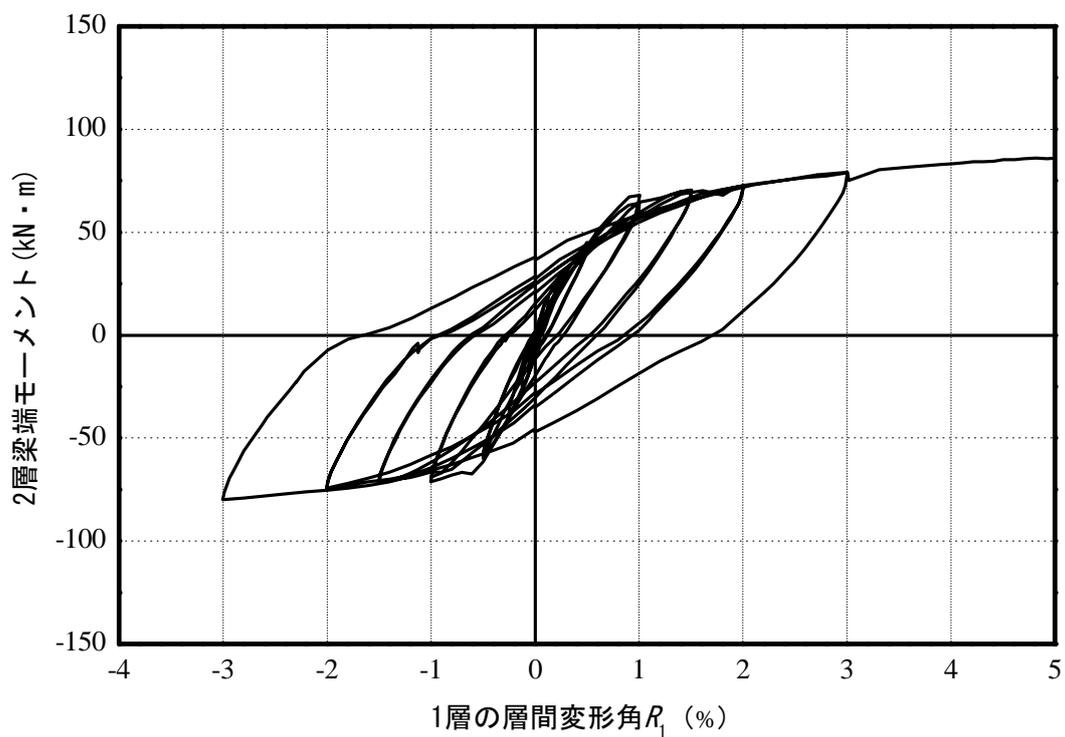
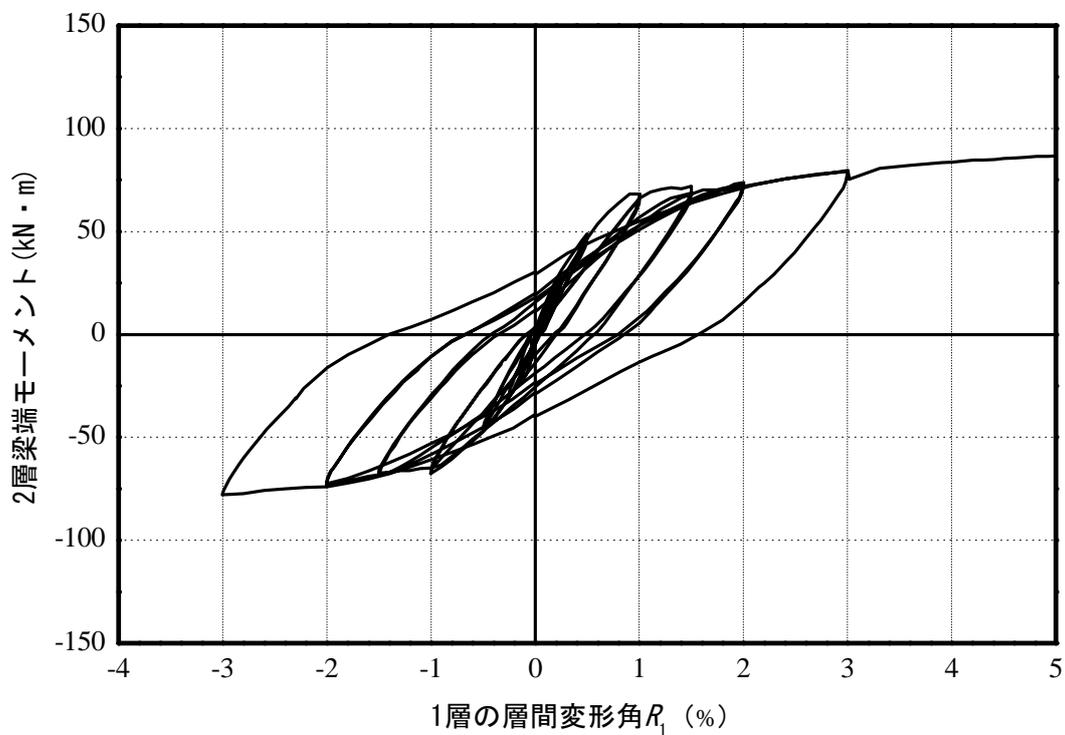


図 4.17 2SH-07-07 試験体の荷重－変形関係



(a) 2層梁



(b) 3層梁

図 4.18 2SH-07-07 試験体における各層梁の荷重-変形関係

(2) 2SH-10-05 試験体

2SH-10-05 試験体の荷重－変形関係を図 4.19 に、各層梁部材の荷重－変形関係を図 4.20 にそれぞれ示す。2SH-10-05 試験体では、2SH-07-07 試験体と同様に、 $R_1=+0.59\%$  で 1 層柱の主筋が最初に降伏し、 $R_1=+0.71\%$  および  $+0.80\%$  で 2 層梁および 3 層梁の主筋がそれぞれ降伏した。崩壊メカニズムを形成した直後、 $R_1=+1.0\%$  で最大耐力 136.8kN に至り、そこから耐力低下が開始し、 $R_1=+3.3\%$  で最大耐力の 80% となった。

図 4.20 示している各層梁の端部のモーメントに着目すると、2 層梁端モーメントが 3 層梁端の約 2 倍程度となり、架構の安全限界 ( $R_1=+3.3\%$ ) までともに増加することが分かった。

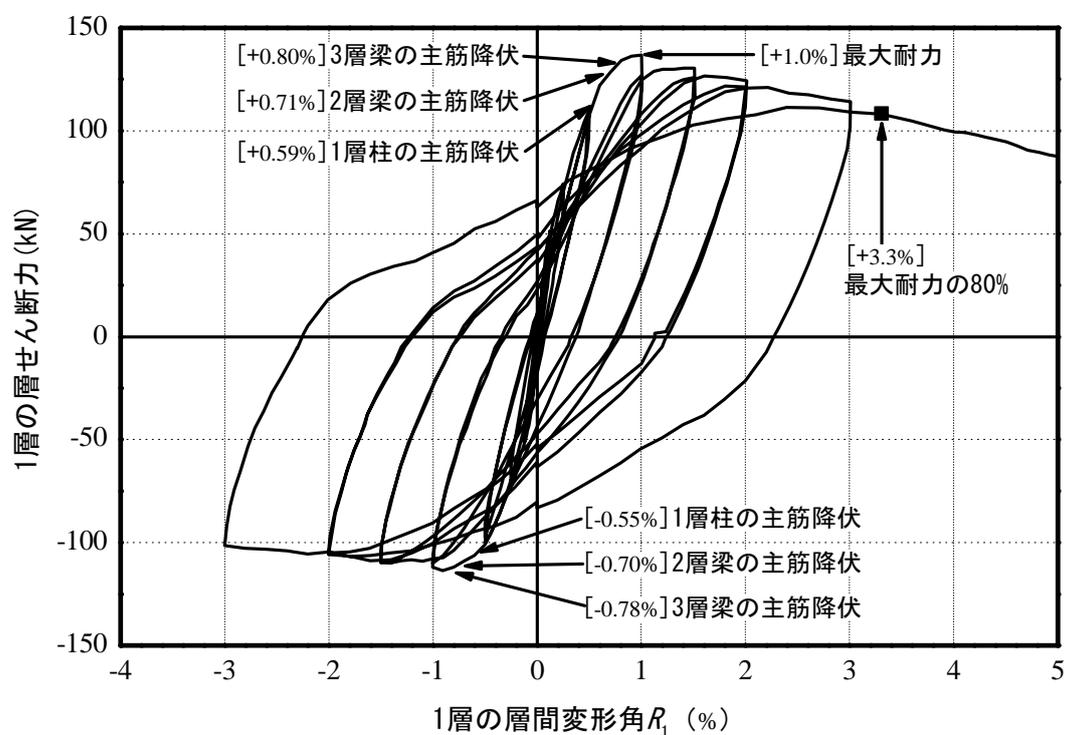
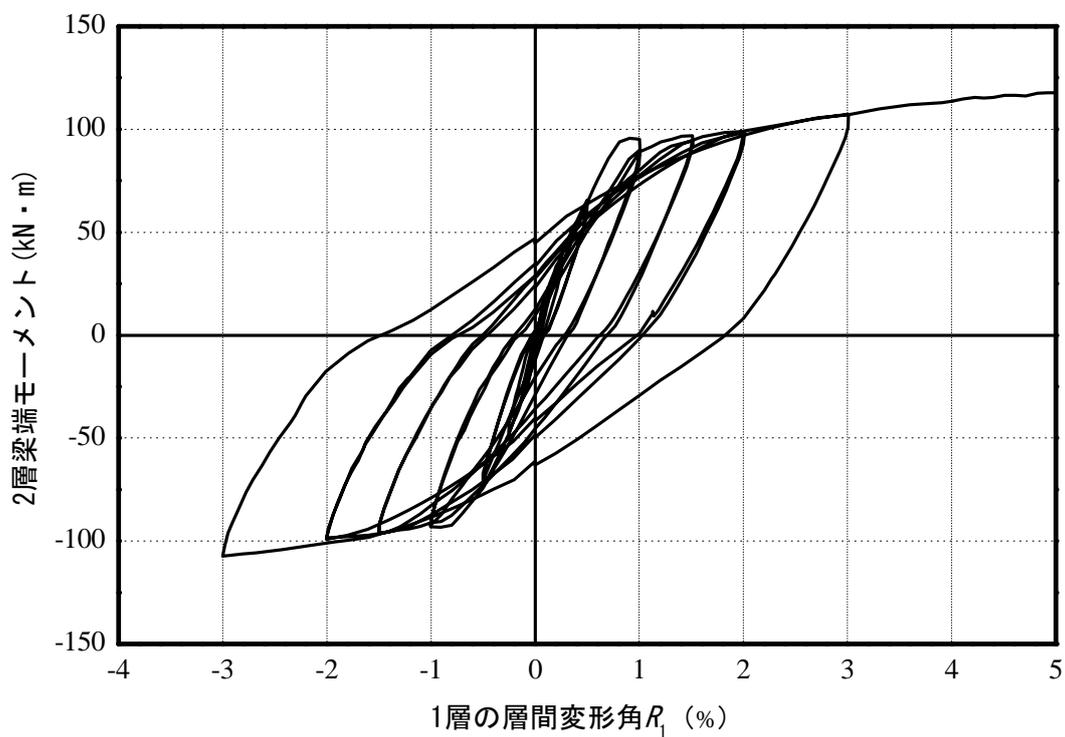
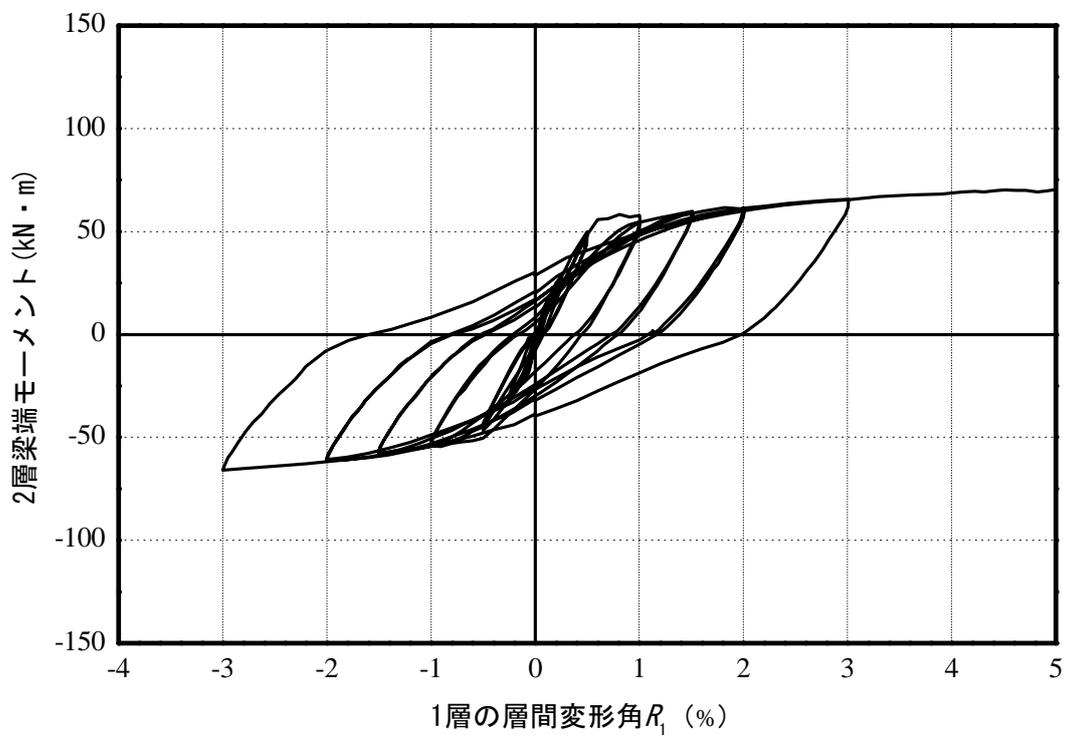


図 4.19 2SH-10-05 試験体の荷重－変形関係



(a) 2層梁



(b) 3層梁

図 4.20 2SH-10-05 試験体における各層梁の荷重-変形関係

(3) 2SH-07-07-W 試験体

2SH-07-07-W 試験体の荷重－変形関係を図 4.21 に、各層梁部材の荷重－変形関係を図 4.22 にそれぞれ示す。2SH-07-07-W 試験体では、上記の 2 体の試験体と同様に 1 層柱、2 層梁および 3 層梁の順に主筋が降伏し崩壊メカニズム形成となった。その後、垂れ壁と柱の接触 ( $R_1=+1.1\%$ ) により  $R_1=+1.5\%$  まで耐力が増加し、最大耐力 126.9kN を記録した。そして、 $R_1=+3.5\%$  まで緩やかに耐力低下し、最大耐力の 80% に至った。F 型試験体の加力の特徴から、梁のローラ支点端で材軸方向への変形が拘束されにくく、結果として梁の危険断面位置でのひび割れが閉じにくい傾向が生じ、 $R_1$  が 1.0% を超えても垂れ壁が柱に接触しかかったため、2 層梁スリット間に鉄板 (厚さ: 10mm) を挿入し、柱と接触させた。

図 4.22 示している各層梁において、 $R_1=+1.0\%$  まで端部のモーメントが概ね近似したが、それ以降、1 層柱と垂れ壁との接触により、2 層梁端正側のモーメントが 3 層梁端より大きくなった。また、両梁ともに架構の安全限界 ( $R_1=+3.5\%$ ) まで端部のモーメントが増加した。

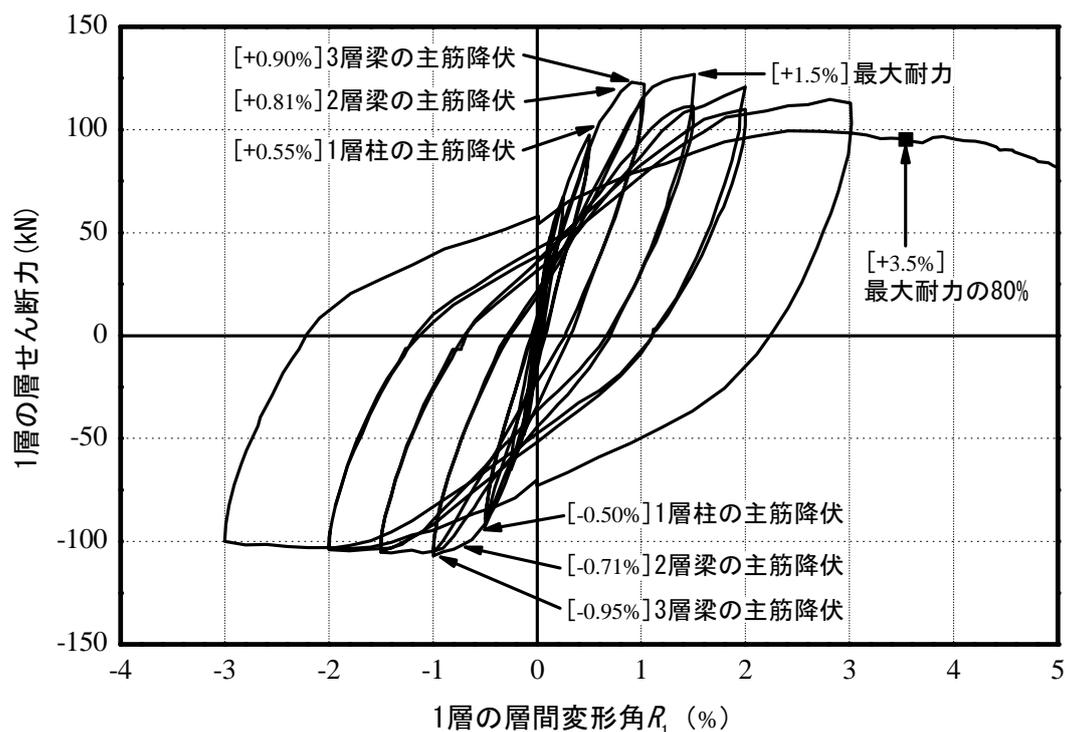
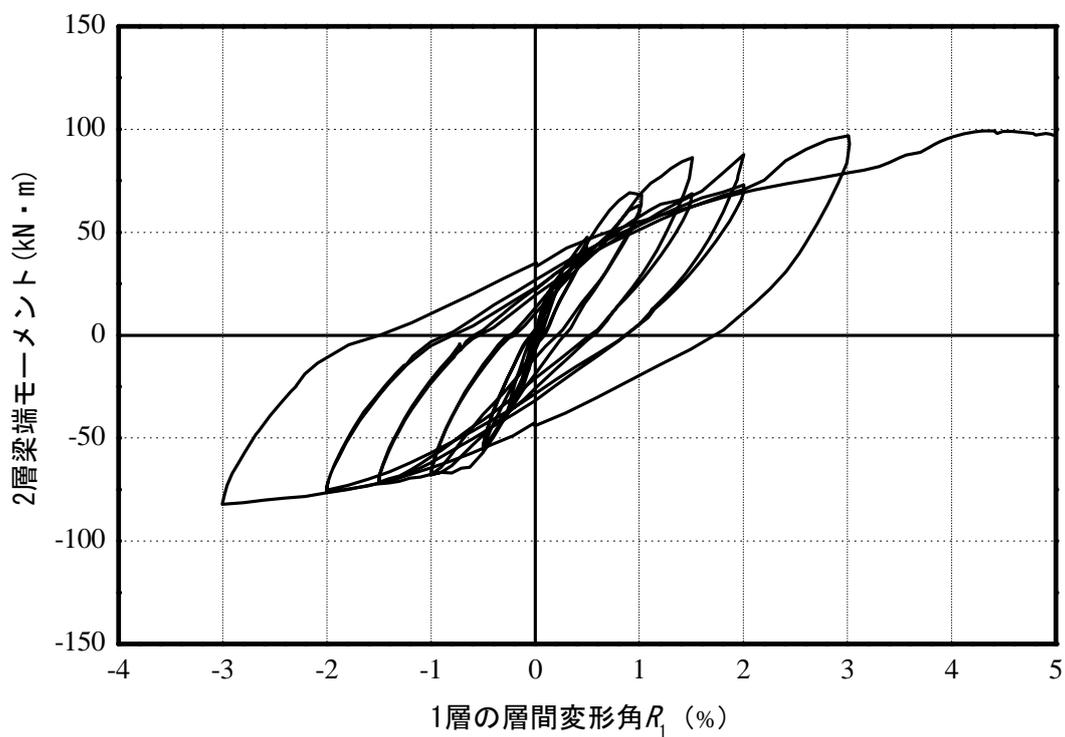
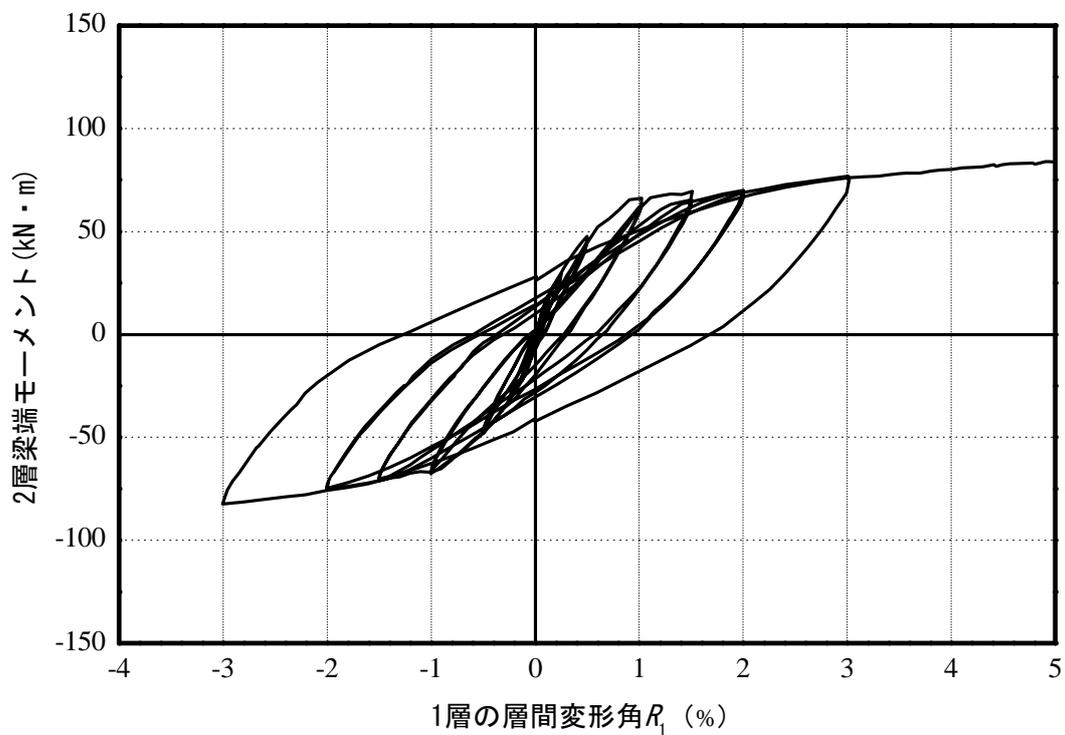


図 4.21 2SH-07-07-W 試験体の荷重－変形関係



(a) 2層梁



(b) 3層梁

図 4.22 2SH-07-07-W 試験体における各層梁の荷重－変形関係

#### 4.4 $SI_m$ の曲げ耐力法に要するパラメータ及びその評価法

本節では、2 層 F 型試験体の実験結果を用い前章（第 3 章）と同様な方法で、曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定に当り必要となるパラメータ、即ち梁部材の損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta_b$  及び部材（ヒンジ）のエネルギー寄与係数  $\alpha$  について検討し、それぞれの評価法の妥当性について確認する。

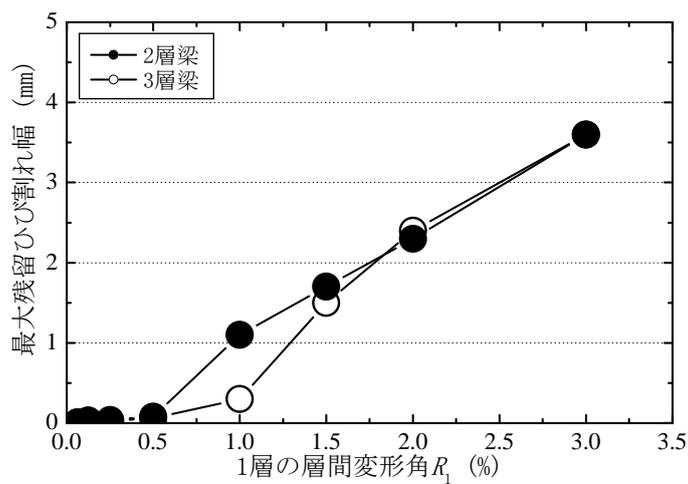
##### 4.4.1 梁の損傷度に応じた耐震性能低減係数 $\eta_b$

前章（第 3 章）では、1 層の梁降伏型 RC 造架構の実験結果に基づき、表 4.10 のように梁部材における損傷度と最大残留ひび割れ幅の関係及びその損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta_b$  を設定している。本節では、2 層 F 型架構の実験結果を用い、梁の損傷度（I～V）に応じた  $\eta_b$  を算定し、前章での検討結果（表 4.10）と比較することより、その妥当性について念のため確認する。ここで、本章で行った 3 体の試験体において、架構の安全限界までの変形能力（2SH-07-07、2SH-10-10 及び 2SH-07-07-W 試験体それぞれで 3.3%、3.3%及び 3.5%である）がほぼ同じであり、また図 4.23 のように各試験体の梁部材の最大残留ひび割れ幅の進展がほぼ同様な傾向を示したため、本節では、2SH-07-07 試験体のみを対象に検討を行う。

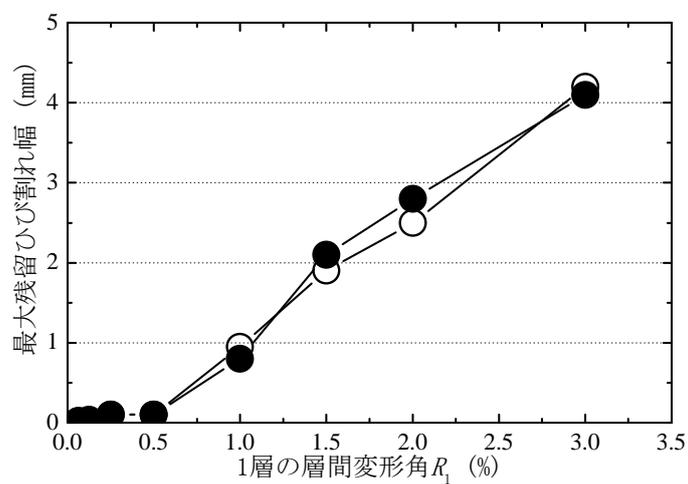
表 4.10 部材（ヒンジ）の損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta$ （表 3.10 再掲）

曲げ柱 <sup>[4.3]</sup>			曲げ梁			
損傷度	最大残留ひび割れ幅 (mm)	$\eta_c$	$\eta_b$		最大残留ひび割れ幅 (mm)	損傷度
			最低値	平均値		
I	0.2 未満	0.95	0.99	0.99	0.2 程度	I
II	0.2～1.0 程度	0.75	0.95	0.97	0.2～1.0 程度	II
III	1.0～2.0 程度	0.5	0.75	0.85	1.0～2.0	III
IV	2.0 以上	0.1	0.45	0.6	2.0 超～4.0	IV
V	—*	0	0	0.23	4.0 超	V

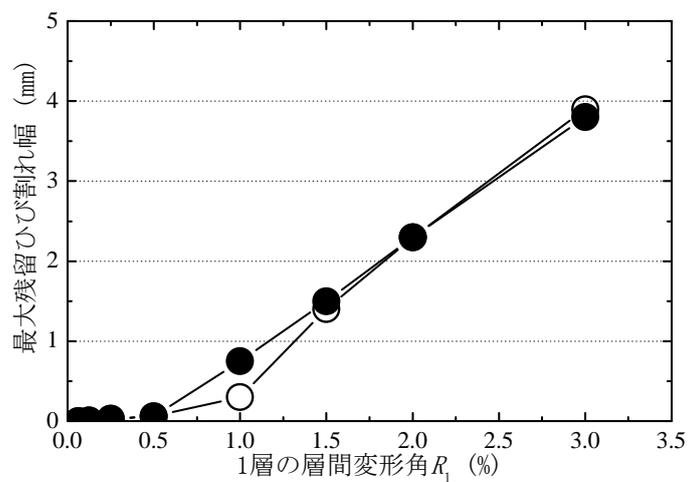
※主筋の座屈やコンクリートの剥落状況により決定される



(a) 2SH-07-07 試験体



(b) 2SH-10-05 試験体



(c) 2SH-07-07-W 試験体

図 4.23 各試験体における梁部材の最大残留ひび割れ幅の推移

$$\eta_i^* = \frac{E_{u,i}^* - E_{d,i}}{E_{u,i}^*} \quad (4.7)$$

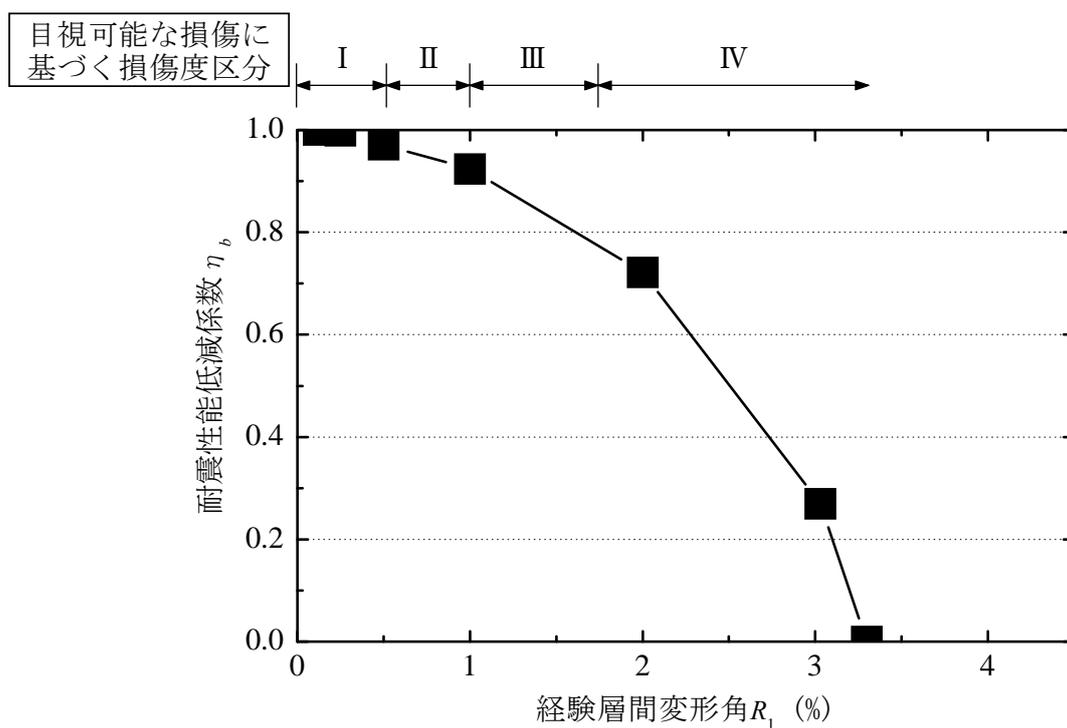
(式(2.9)再掲)

ここで、

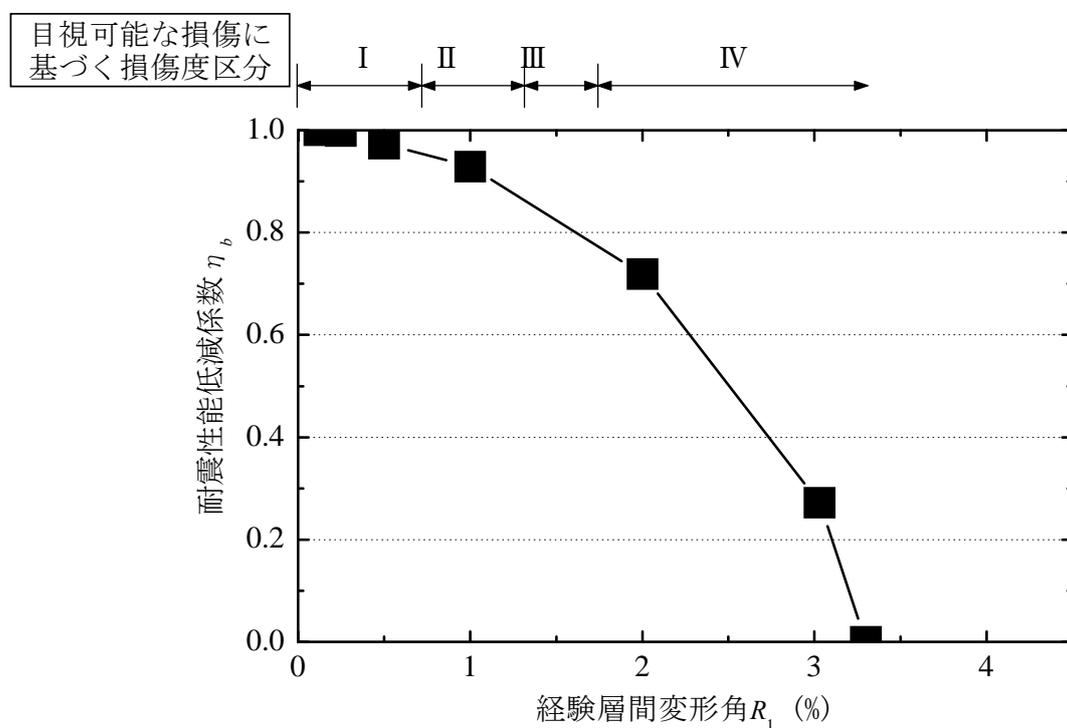
$E_{d,i}$  : 最大応答変形後の除荷時変位までの部材 (ヒンジ)  $i$  のエネルギー吸収量

$E_{u,i}^*$  : 架構の安全限界までに部材 (ヒンジ)  $i$  が吸収したエネルギー量

まず、図 4.23 (a) の各層梁の残留ひび割れ幅を用い、表 4.10 の定義から梁の損傷度を判定する。そして、4.3.3.2 項で示した 2SH-07-07 試験体における各層梁の荷重-変形関係 (図 4.18) を用い、式 (4.7) により梁の  $\eta_b$  を算定し、損傷度との関係を図 4.24 に示す。また、図 4.24 に基づき、各損傷度に応じた  $\eta_b$  の最低値を求め、表 4.11 に示す。表 4.11 に併記している第 3 章での検討結果と比べると、損傷度 I ~ III において、それぞれに応じた  $\eta_b$  が第 3 章での検討結果と近似しているが、損傷度 IV においては大きく異なっている。これは、本研究では部材の  $\eta$  を求める際、架構の安全限界時に応じる部材の変形をその終局変形として、式 (4.7) の部材 (ヒンジ) のエネルギー吸収能力を求めているが、本試験体においてはその安全限界時 ( $R_1=3.3\%$ ) の梁の損傷度がまだ IV であるため、それに応じた  $\eta_b$  が 0 となった。このように、架構の安全限界までの変形能力が部材の  $\eta$  に及ぼす影響を考慮すれば、架構ごとにその部材の  $\eta$  を別途に検討する必要はないとは言えないが、被災現場で各部材の  $\eta$  を逐一計算することが難しいため、本研究では第 3 章で提示した部材の  $\eta$  を適用し、以下の検討を行う。



(a) 2層梁



(b) 3層梁

図 4.24 2SH-07-07 試験体における梁部材の損傷度と  $\eta_b$  の関係

表 4.11 梁の損傷度に応じた  $\eta_b$  (最低値)

損傷度	既往の検討結果 (第3章)	2SH-07-07 試験体	
		2層梁	3層梁
I	0.99	0.99	0.95
II	0.95	0.93	0.85
III	0.75	0.78	0.78
IV	0.45	0	0
V	0	0	0

#### 4.4.2 部材のエネルギー寄与係数 $\alpha$

前章（第3章）では、梁降伏型1層架構において、部材（ヒンジ）のエネルギー寄与係数  $\alpha$  の精算値（部材（ヒンジ）の「エネルギー吸収能力」に基づき定義した式（4.8）より求めた値）と略算値（部材（ヒンジ）の「曲げ終局モーメント」に基づき提案した式（4.9）より求めた値）を比較し、 $\alpha$  の略算法の妥当性について検討した。

本節では、多層架構に対する  $\alpha$  の略算法の妥当性について検討を行う。各試験体において、1層柱を基準部材として、そのエネルギー吸収量 ( $E_{u,c1}$ ) および曲げ終局モーメント ( $M_{u,c1}$ ) それぞれに対する2層梁および3層梁のエネルギー吸収量 ( $E_{u,b2}$  および  $E_{u,b3}$ ) および曲げ終局モーメント ( $M_{u,b2}$  および  $M_{u,b3}$ ) の比から求めた  $\alpha$  を表4.12に示す。ここで、柱及び梁の曲げ終局モーメントは式(4.1)及び式(4.2)<sup>[4,5]</sup>をそれぞれ用いて算出した。表4.12より、いずれも曲げ終局モーメントの比から求めた  $\alpha$  がエネルギー吸収量の比から求めた  $\alpha$  を近似した。これは、試験体を構成する構造部材の耐力低下が小さくかつ各層がほぼ同様に変形したことが原因であると考えられる。この結果、多層架構においても曲げ終局モーメントから  $\alpha$  を適切に評価できることが確認できた。

$$\alpha_i = \frac{E_{u,i}^*}{E_{u,c1}^*} \quad (4.8)$$

(式(2.10)再掲)

ここで、

$E_{u,i}^*$  : 架構の安全限界までにヒンジ  $i$  が吸収したエネルギー量

$E_{u,c1}^*$  : 架構の安全限界までに基準部材  $c1$  のヒンジが吸収したエネルギー量

$$\alpha_i \approx \frac{M_{u,i}}{M_{u,c1}} \quad (4.9)$$

(式(2.15)再掲)

ここで、

$M_{u,i}$  : 部材（ヒンジ） $i$  の曲げ終局モーメント

$M_{u,c1}$  : 基準部材（ヒンジ） $c1$  の曲げ終局モーメント（各試験体の1層柱柱脚ヒンジ）

表 4.12 各試験体における部材（ヒンジ）のエネルギー寄与係数  $\alpha$

試験体名	2層梁		3層梁	
	精算値 ( $E_{u,b2}/E_{u,c1}$ )	略算値 ( $M_{u,b2}/M_{u,c1}$ )	精算値 ( $E_{u,b3}/E_{u,c1}$ )	略算値 ( $M_{u,b3}/M_{u,c1}$ )
2SH-07-07 試験体	0.66	0.70	0.62	0.70
2SH-10-05 試験体	0.93	1.02	0.51	0.56
2SH-07-07-W 試験体	0.67	0.70	0.61	0.70

## 4.5 $SI_m$ の理論解との比較

本節では、梁降伏型 RC 造 2 層 F 型試験体の静的載荷実験結果を用い、曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定結果と理論解に実験データを適用した結果を比較し、多層架構における  $SI_m$  の曲げ耐力法の適用性及び妥当性について検討する。また地震被災現場で曲げ耐力法により算定した  $SI_m$  の値から被災度（特徴区間）をより容易に区分することを目的として、理論解による  $SI_m$  の算定結果と特徴区間との関係に着目し、まず特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値を設定することを試みる。

### 4.5.1 $SI_m$ の理論解

各試験体の実験結果を、第2章で定義した  $SI_m$  の理論解（式（4.10））に適用し算定した結果を図 4.25 に示す。また、同じく第2章で定義した表 4.13 の特徴区間（被災度）の定義より、各試験体の特徴区間を定めて、図 4.25 に併記する。

図 4.25 に併記している各試験体の特徴区間に着目すると、2SH-07-07 及び 2SH-10-05 試験体に比べ、2SH-07-07-W 試験体の場合、垂れ壁と柱の接触により、架構の水平耐力を維持する区間が長くなっており（本章の図 4.21 参照）、結果的には C 区間の変形量が大きくなっていることが分かる。

$$SI_m = \left( 1 - \frac{\sum_{i=1}^n E_{d,i}}{\sum_{i=1}^n E_{u,i}^*} \right) \times 100 (\%) \quad (4.10)$$

(式(2.5)再掲)

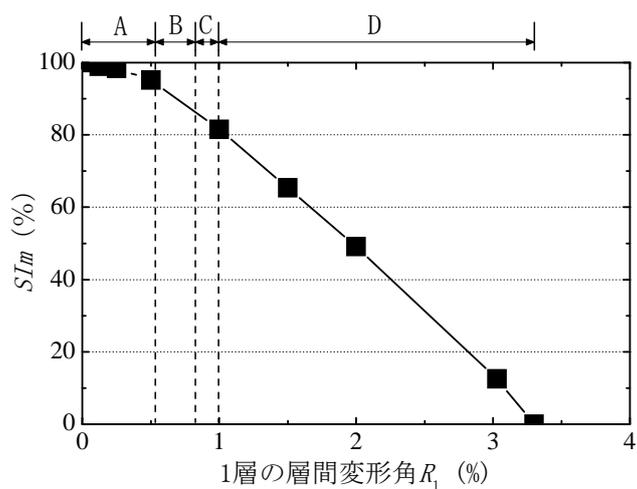
ここで、

$E_{d,i}$  : 最大応答変形後の除荷時変位までの部材  $i$  のエネルギー吸収量

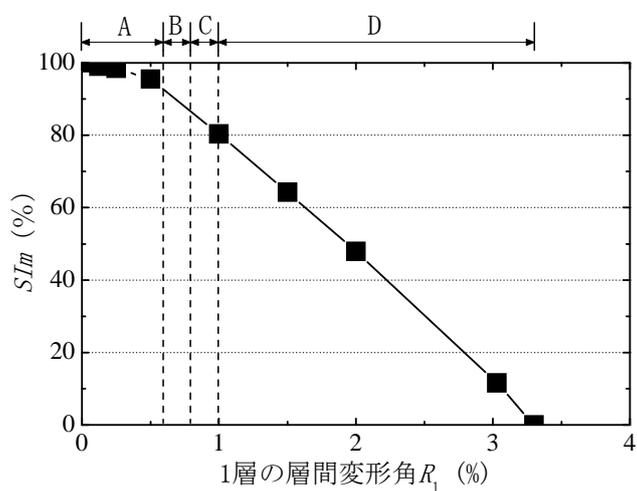
$E_{u,i}^*$  : 架構の水平耐力が最大耐力の 80% 低下時まで部材  $i$  が吸収したエネルギー量

表 4.13 架構の特徴区間（被災度）の定義（表 2.2 再掲）

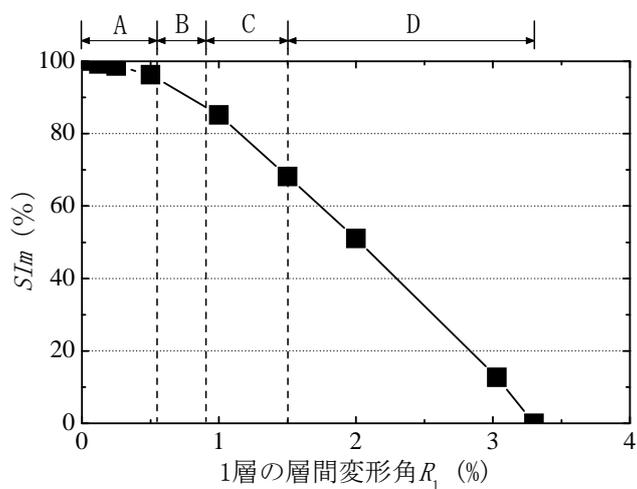
特徴区間	定義
A 区間	ひび割れ点を越えた部材が生じてから降伏点を越えた部材が生じるまでの区間
B 区間	降伏ヒンジが架構内各所に進展し、崩壊機構形成に至るまでの区間
C 区間	架構が最大水平耐力に至るまでの区間
D 区間	耐力低下域に入り、「架構」の水平抵抗が最大水平耐力の 80% 低下時に至るまでの区間
E 区間	水平抵抗能力を喪失するまでの区間



(a) 2SH-07-07 試験体



(b) 2SH-10-05 試験体



(c) 2SH-07-07-W 試験体

図 4.25  $SI_m$  と特徴区間の関係

#### 4.5.2 理論解との比較

多層架構における  $SI_m$  の曲げ耐力法 (式 (4.11)) の適用性及び妥当性を検証するため、梁降伏型RC造2層F型実験体の実験結果を用いて、理論解である式 (4.10) から求めた  $SI_m$  と曲げ耐力法である式 (4.10) から求めた  $SI_m$  を比較し、その結果を図 4.26 に示す。

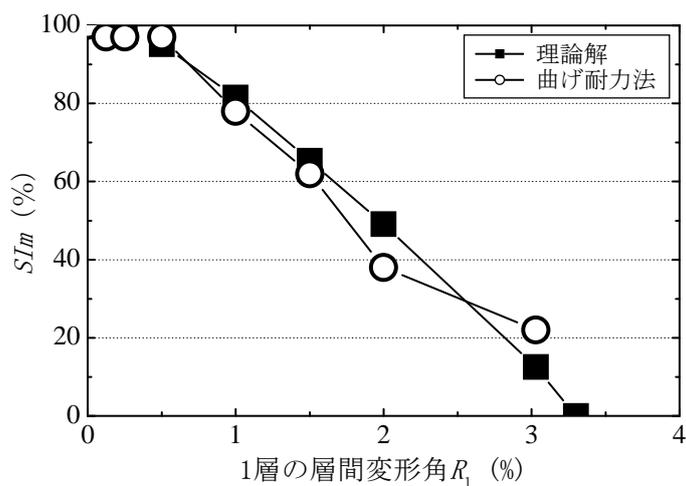
図 4.26 より、いずれの試験体においても両者は概ね一致したが、いずれも  $R_1=3\%$  で曲げ耐力法による  $SI_m$  が理論解より大きくなった。これは、曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定にあたり、 $R_1=3\%$  で梁部材の損傷度がIVと判定され、それに応じた  $\eta_b$  を第3章で提案した 0.45 を適用したが、4.4.1項で述べたとおり、本試験体により算定を試みた  $\eta_b$  は「架構」の安全限界を考慮した結果損傷度IVのときに0であったため、曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定結果が過大評価となったと考えられる。

$$SI_m = \frac{\sum_k \sum_{D=1}^V \alpha_k \cdot \eta_{k,D} \cdot A_{k,D}}{\sum_k \alpha_k \cdot A_k} \times 100 (\%) \quad (4.11)$$

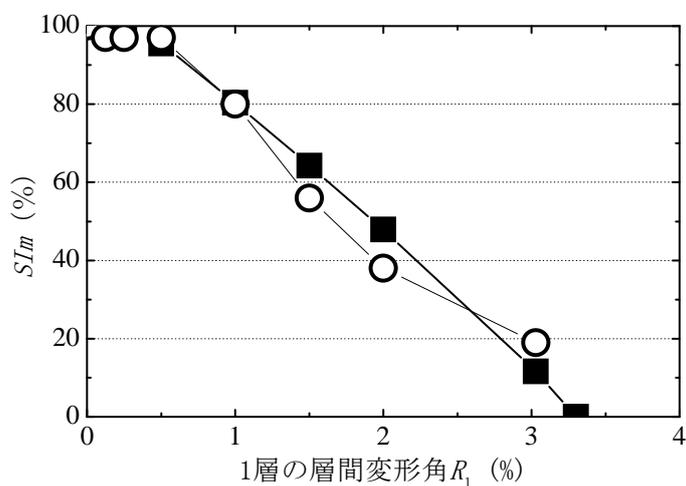
(式(2.1)再掲)

ここで、

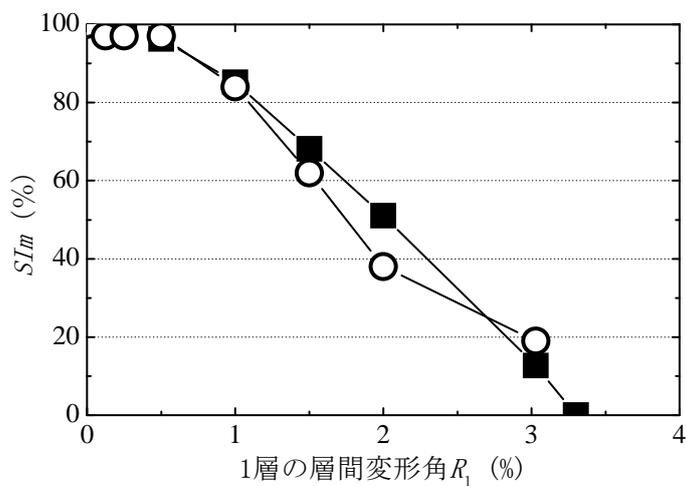
- $k$  : 破壊形式に応じた部材種別 (例えば、曲げ梁、曲げ柱、せん断柱など)
- $\alpha_k$  : 部材種別  $k$  のヒンジのエネルギー寄与係数
- $\eta_{k,D}$  : 損傷度  $D$  となる部材種別  $k$  の耐震性能低減係数
- $A_{k,D}$  : 損傷度  $D$  となる部材種別  $k$  のヒンジ数
- $A_k$  : 部材種別  $k$  のヒンジ数
- $D$  : 損傷度のレベル (I ~ V)



(a) 2SH-07-07 試験体



(b) 2SH-10-05 試験体



(c) 2SH-07-07-W 試験体

図 4.26 理論解と曲げ耐力法による  $SI_m$  の比較

#### 4.6 特徴区間（被災度）を区分する *SI<sub>m</sub>* の閾値

第2章で述べたように「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」<sup>[4.3]</sup>では、被災度を区分する耐震性能残存率  $R$  の閾値を設定し、被災現場で部材の損傷に基づき算定した  $R$  の値から簡便に架構の被災度を区分して判定することができる。そこで第2章では、本研究で新たに提案した被災度（特徴区間）を区分する *SI<sub>m</sub>* の閾値を設定することを目的として、その設定方法を提示した。

本節では、まず図4.25に示している2SH-07-07、2SH-10-05及び2SH-07-07-W試験体における *SI<sub>m</sub>* の理論解と特徴区間の関係から、特徴区間（被災度）を区分する *SI<sub>m</sub>* の閾値を求めて、その結果を表4.14に示す。各試験体において、A区間とB区間およびB区間とC区間を区分する *SI<sub>m</sub>* の閾値がほぼ同じ値を示している。しかし、各試験体における安全限界時（架構の水平耐力が最大耐力の80%に低下する時）の  $R_1$  はほぼ同じであるが、2SH-07-07-W試験体は、4.5.1項で述べたように2SH-07-07試験体と2SH-10-05試験体に比べより大きい  $R_1$  で最大耐力となり、D区間の変形量が減少したため（図4.25参照）、C区間とD区間を区分する *SI<sub>m</sub>* の閾値が2SH-07-07-W試験体でより小さい値となった。

表4.14 架構の特徴区間（被災度）を区分する *SI<sub>m</sub>* の閾値

試験体名	特徴区間の区分（対応する被災度）		
	A-B区間閾値 (軽微と小破の境界)	B-C区間閾値 (小破と中破の境界)	C-D区間閾値 (中破と大破の境界)
2SH-07-07 試験体	95%	85%	81%
2SH-10-05 試験体	93%	86%	80%
2SH-07-07-W 試験体	96%	87%	68%

被災現場で、 $SI_m$  指標により特徴区間（被災度）を容易に判定するためには、特徴区間（被災度）を区分する  $SI_m$  の閾値を、梁降伏型 RC 造建物を対象として新たに設定する必要がある。そこで本節では、梁降伏型 RC 造 2 層 F 型架構の実験結果のみならず、前章（第 3 章）に述べた梁降伏型 RC 造 1 層架構の実験結果及び東京大学中埜研究室で実施した他の 2 体の架構実験結果（付録 1 参照）を用いて、特徴区間（被災度）を区分する  $SI_m$  の閾値について検討する。

理論解に上記の実験データを適用した結果と特徴区間の関係から、特徴区間（被災度）を区分する  $SI_m$  の閾値を求めた結果を図 4.27 に示す。図 4.27 に併記した既往の検討結果（□○△）と比べ、2SH-07-07 及び 2SH-10-05 試験体における C 区間と D 区間を区分する  $SI_m$  の閾値（■●）は大きい、これは D 区間の領域が既往の検討対象試験体とほぼ同じであるものの（ $(E_u - E_d)$  がほぼ等しい）、本試験体の安全限界時までの変形能力が小さい（結果的に  $E_u$  が小さい）ため、より大きい  $SI_m$  が算出されている。

次に、これらの検討結果に基づき、特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値について設定する。この際、2SH-07-07 試験体と 2SH-10-05 試験体はほぼ同じ性質であり、かつ C 区間の変形量が非常に小さい特徴を持っている架構のため、ここでは 2SH-07-07 試験体の検討結果のみを用いることとする。また、前章（第 3 章）で述べたように部材の耐震性能低減係数  $\eta$  は各損傷度の区間における最低値から定められているため、これを用いた曲げ耐力法による  $SI_m$  の値はより保守的に評価されていると考えられる。そこで、特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値については図 4.28 に示したプロットの平均値から、A 区間と B 区間、B 区間と C 区間および C 区間と D 区間を区分する  $SI_m$  の閾値をそれぞれ 95%、85% および 65% とすると、曲げ耐力法による  $SI_m$  を用いて判定した特徴区間（被災度）は無理のない範囲で安全側（被災度を大きめに評価する）な評価となる。これらをまとめた表 4.15 により、ここで提案する曲げ耐力法を被災現場で適用する際の閾値として利用でき、被災現場で架構の被災度を把握することが容易となる。

更に、表 4.16 に示している「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」<sup>[4.3]</sup> で定められている耐震性能残存率  $R$  と被災度の関係を参考しても、上記表 4.15 のように本研究で設定した特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値は  $R$  の区分とほぼ等しい値であった。従って、第 3 章で述べたとおり、梁の  $\eta_b$  が柱の  $\eta_c$  より大きいことから、等しい被災度であれば、梁崩壊型建物の方が柱崩壊型建物より高い残存耐震性能を表すことになる。

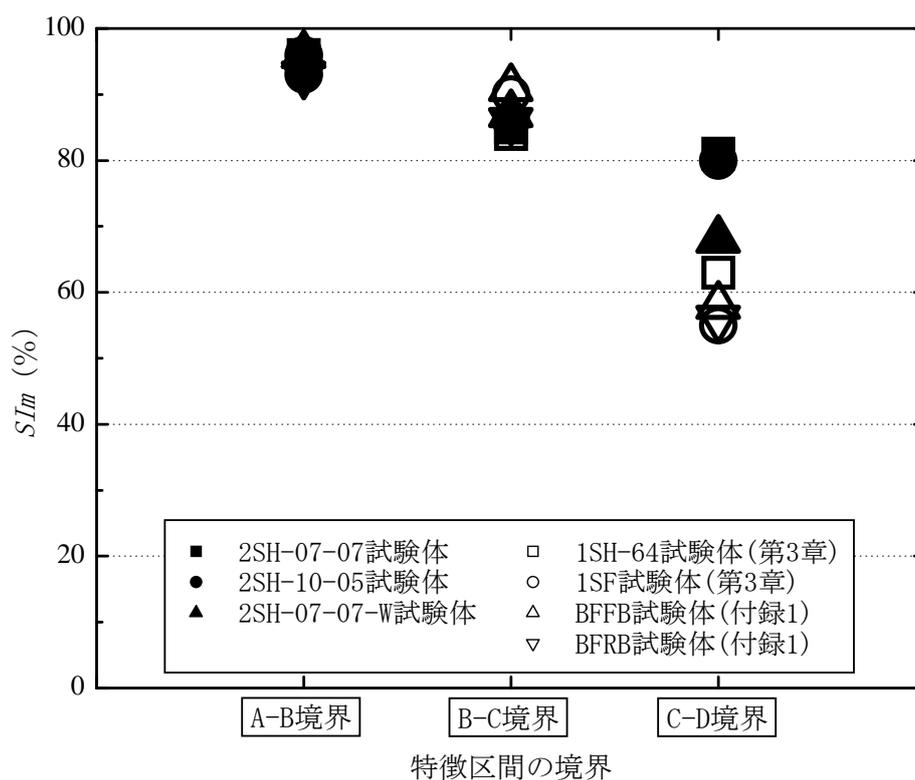


表 4.27  $SI_m$  の閾値の比較

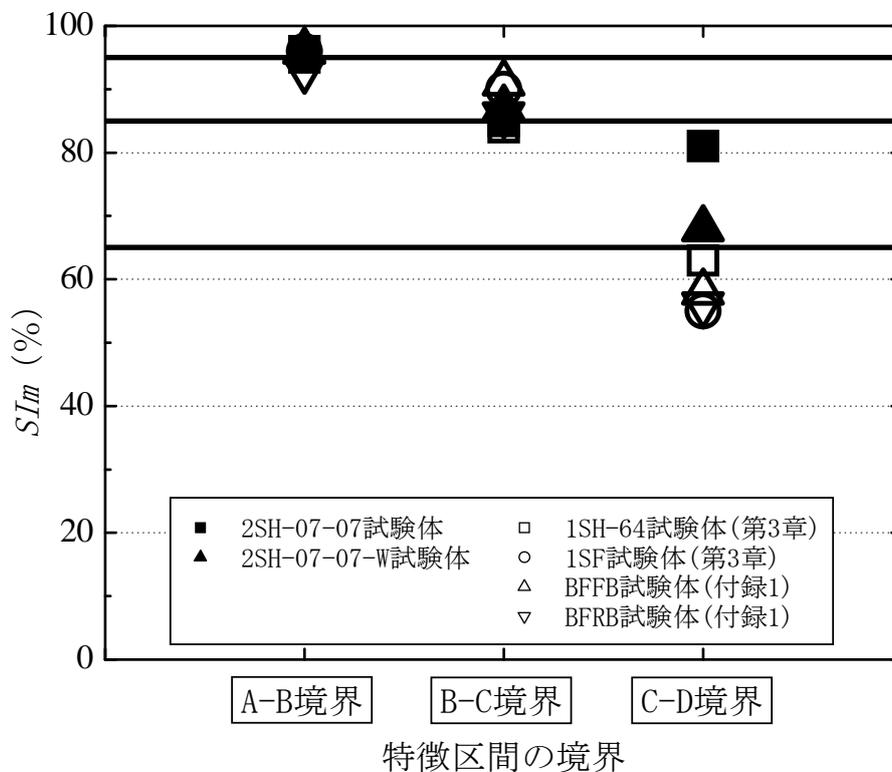


表 4.28  $SI_m$  の閾値の設定

表 4.15 架構の特徴区間（被災度）を区分する *SI<sub>m</sub>* の閾値の設定

A-B 区間閾値 (軽微-小破境界)	B-C 区間閾値 (小破-中破境界)	C-D 区間閾値 (中破-大破境界)
95%	85%	65%

表 4.16 建物の耐震性能残存率  $R$  と被災度の関係<sup>[4.3]</sup>

耐震性能残存率 $R$ (%)	被災度
$R \geq 95$	軽微
$80 \leq R < 95$	小破
$60 \leq R < 80$	中破
$R < 60$	大破
$R \doteq 0$	倒壊

## 4.7 まとめ

本章では、 $SI_m$  の曲げ耐力法の適用性および妥当性を確立するためには、多層架構への展開が不可欠であることに着目し、その端緒として梁降伏型 RC 造 2 層 F 型架構の静的載荷実験を実施し、その実験結果を用いて曲げ耐力法による  $SI_m$  と理論解との比較、被災度（特徴区間）を区分する  $SI_m$  の閾値などについて検討した。本章ではまず、梁降伏型 RC 造 2 層 F 型試験体の設計方針、実験パラメータ、配筋詳細及び計測・加力計画について説明したうえで、破壊過程や荷重－変形関係などの実験結果について詳細に調べることで、残留ひび割れ幅などの損傷量進展及び部材の降伏点や架構の最大耐力点などの工学量の変化を把握した。次に、検討に先立ち、第 3 章と同様な検討を行い、損傷度に応じた梁の  $\eta$  及びヒンジ部位  $\alpha$  の評価法の妥当性について確認した。その後、曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定結果と理論解に実験データを適用した結果を比較し、多層架構における  $SI_m$  の曲げ耐力法の適用性及び妥当性について検討した。最後に、地震被災現場で  $SI_m$  指標に基づきより容易に被災度（特徴区間）を区分することを考慮し、本実験結果のみならず既往の実験結果を含めて検討した理論解による  $SI_m$  の算定結果と特徴区間との関係から、特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値を設定した。本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) 多層架構試験体の実験結果に基づき、最大残留ひび割れ幅に基づく損傷度に応じた  $\eta_b$  について検討した結果、前章（第 3 章）での検討結果と大きな差異がないことを確認した。
- 2)  $\alpha$  の精算値と略算値を比較した結果、両者が概ね一致していることが分かった。この結果より、多層架構においても、部材（ヒンジ）の曲げ終局モーメントから  $\alpha$  を簡易に評価できることを確認できた。
- 3) 部材の曲げ終局モーメント比、即ち部材の  $\alpha$  が異なる試験体を（2SH-07-07 及び 2SH-10-05 試験体）対象に、曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定結果と理論解によるそれを比較した結果、いずれの試験体においても、曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定結果がやや小さいものの、両者が概ね一致したことが確認できた。その結果、 $\alpha$  が適切に精算値を評価していれば両者が概ね一致することを示唆した。
- 4) 安全限界変形はほぼ等しいものの非構造壁の有無により最大耐力の発生時の変形が異なる試験体（2SH-07-07 及び 2SH-07-07-W 試験体）を対象に、各被災度を区分する  $SI_m$  の閾値を検討したところ、区間の変形量の差異が、特徴区間（被災度）を区分する  $SI_m$  の閾値に影響することを把握できた。
- 5) 地震被災現場で曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定結果に基づき、容易に架構の被災度（特徴区間）を判定することを考慮し、特徴区間（被災度）を区分する  $SI_m$  の閾値を設定することとした。上記 4) の算定結果を用い、特徴区間（被災度）を区分する  $SI_m$  の閾値のそれぞれの平均値から、A 区間－B 区間閾値（軽微と小破の境界値）、B 区間－C 区間閾値（小破と中破の境界値）及び C 区間－D 区間閾値（中破と大破の境界値）を区分する  $SI_m$  の閾値がそれぞれ 95%、85% 及び 65% となり、現行の被災度区分判定基準に定められている耐震性能残存率  $R$  の区分とほ

ば等しい値であった。

以上により，本研究で提案した全架構耐震性能残存率  $SI_m$  の曲げ耐力法に基づき，被災現場で建物の残存耐震性能を定量的評価することが可能となり，更に  $SI_m$  から被災度（特徴区間）を判定することができると考えられる。次章（第5章）では，解析により曲げ耐力法の多層架構への適用性及び妥当性について更なる検討を行う。

[参考文献]

- [4.1] 東京大学生産技術研究所, 東京工業大学建築物理研究センター, 株式会社堀江建築工学研究所: 耐震診断法の高度化に関する検討報告書, 2011.3
- [4.2] 建築研究所: 災害後の建築物の機能維持・早期回復を目指した構造性能評価システムの開発成果報告書, 2011.1
- [4.3] 日本建築防災協会: 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 2001.9
- [4.4] 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 2001.10
- [4.5] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 2010.2
- [4.6] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 1987.1
- [4.7] 日本建築学会: 建築材料実験用教材, 2000.3

---

## 第 5 章

### 異なる崩壊機構の想定が 多層骨組の $SI_m$ の評価結果に与える影響

---

## 5.1 はじめに

前章（第4章）では、梁降伏型 RC 造 2 層 F 型架構の静的載荷実験結果を用い、第2章で提案した、部材の曲げ終局モーメントを用いて簡易に全架構耐震性能残存率  $SI_m$  を算定する曲げ耐力法（式 (2.16)）の多層架構への適用性及び妥当性について検討した。その結果、2 層 F 型架構においては曲げ耐力法によりその残存耐震性能の理論解を近似できることが確認できた。一方、第2章で述べたように本研究では  $SI_m$  を算定する曲げ耐力法の提案に当り、架構の崩壊機構を形成する部材の降伏ヒンジに着目し、そのヒンジのみが変形し、エネルギーの吸収もすべてヒンジ位置で行われると仮定している。従って、曲げ耐力法に基づいて  $SI_m$  を算定する場合、崩壊機構を特定する必要があるが、曲げ耐力法の適用を想定している地震被災現場では、部材に表出する損傷に基づき架構の真の崩壊機構を簡便さを犠牲にすることなく正確に評価することは一般に困難である。また、地震により被災した建築物の被害調査を行う際、壁や天井などの非構造壁により、梁の損傷状態を確認することができない場合も多いことが予想される。そこで本章では、層数及びスパン数をパラメータとした多層骨組（1 スパン 3 層、5 層、7 層及び 3 層 3 スパン、5 スパン、7 スパン骨組）の静的荷重漸増解析を行い、「被災現場における調査者の視認結果に基づき想定された崩壊機構と真の崩壊機構との差異」、及び、「被災現場における調査可能な部材数の多少」が曲げ耐力法による  $SI_m$  の評価結果の精度に与える影響について検討することとする。

本章ではまず、解析パラメータ、架構モデル、解析手法などについて詳細に述べる。また、ここで用いる解析手法ではひび割れ幅などの部材の損傷量を直接的に評価することができないため、部材の変形量に基づいた損傷度の区分方法を予め定義し、これに対応する損傷度及び耐震性能低減係数  $\eta$  を用いて  $SI_m$  を評価することとする。次に、架構モデルに対する静的荷重漸増解析結果を  $SI_m$  の曲げ耐力法に適用し、被災現場における調査者の視認結果に基づき想定された崩壊機構と真の崩壊機構におけるそれぞれの  $SI_m$  の算定結果を比較することにより、崩壊機構の想定と真の崩壊機構の間の差異が曲げ耐力法による  $SI_m$  の評価結果に与える影響について検討する。その後、被災現場における調査部材数を変化させながら算定したそれぞれの  $SI_m$  の値と降伏ヒンジを形成する全ての部材の損傷に基づき算定したそれを比較し、被災現場における調査部材数の多少が曲げ耐力法による  $SI_m$  の評価結果に与える影響について検討する。

## 5.2 解析概要及び部材の変形量に基づく損傷度の定義

### 5.2.1 解析パラメータ及び架構モデル

本論文では、架構が図 5.1 のような崩壊機構を形成することを前提に、層数、スパン数をパラメータとして、1 スパン 3 層、5 層、7 層及び 3 層 3 スパン、5 スパン、7 スパン架構モデルを設定する。また、図 5.1 に併記している 1 層柱に対する各部材の材端の曲げ終局モーメントの比は、梁降伏型 RC 造建物の設計事例<sup>[5.1], [5.2], [5.3]</sup>を参考に、図 5.2 で示した架構の崩壊機構となるように設定したものである。ここで、1 スパン架構モデルにおいては、大変形時においても確実に梁崩壊機構（即ち、第 1 層の柱脚及び各層梁の端部）が形成される曲げ終局モーメントの比となっている。また、3 層多スパン架構モデルにおいては、大変形時に内側構面の 1 層及び 3 層の柱頭にもヒンジが形成され、過崩壊機構となる曲げ終局モーメントの比となっている。

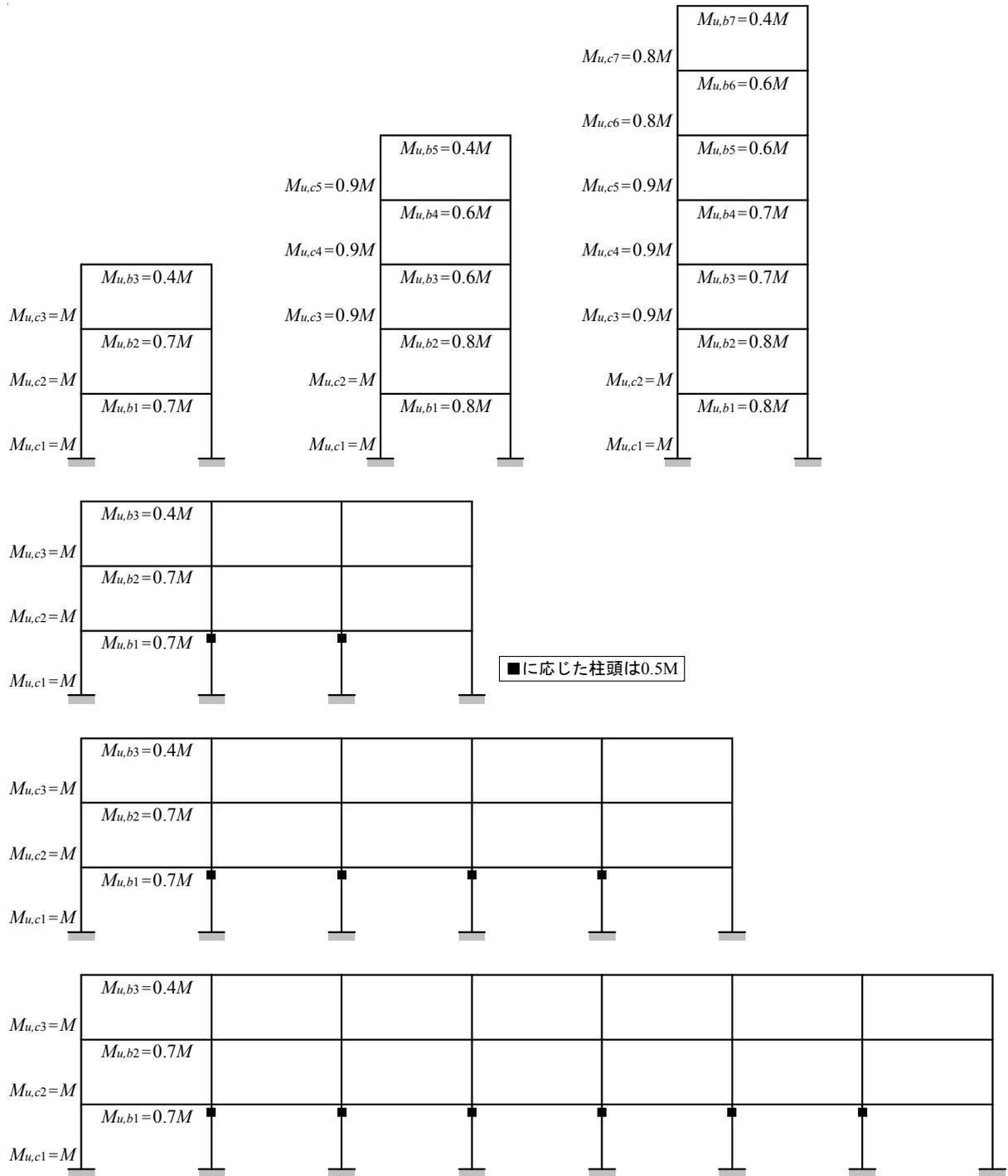


図 5.1 架構モデル及び部材の曲げ終局モーメントの比 (a) の設定

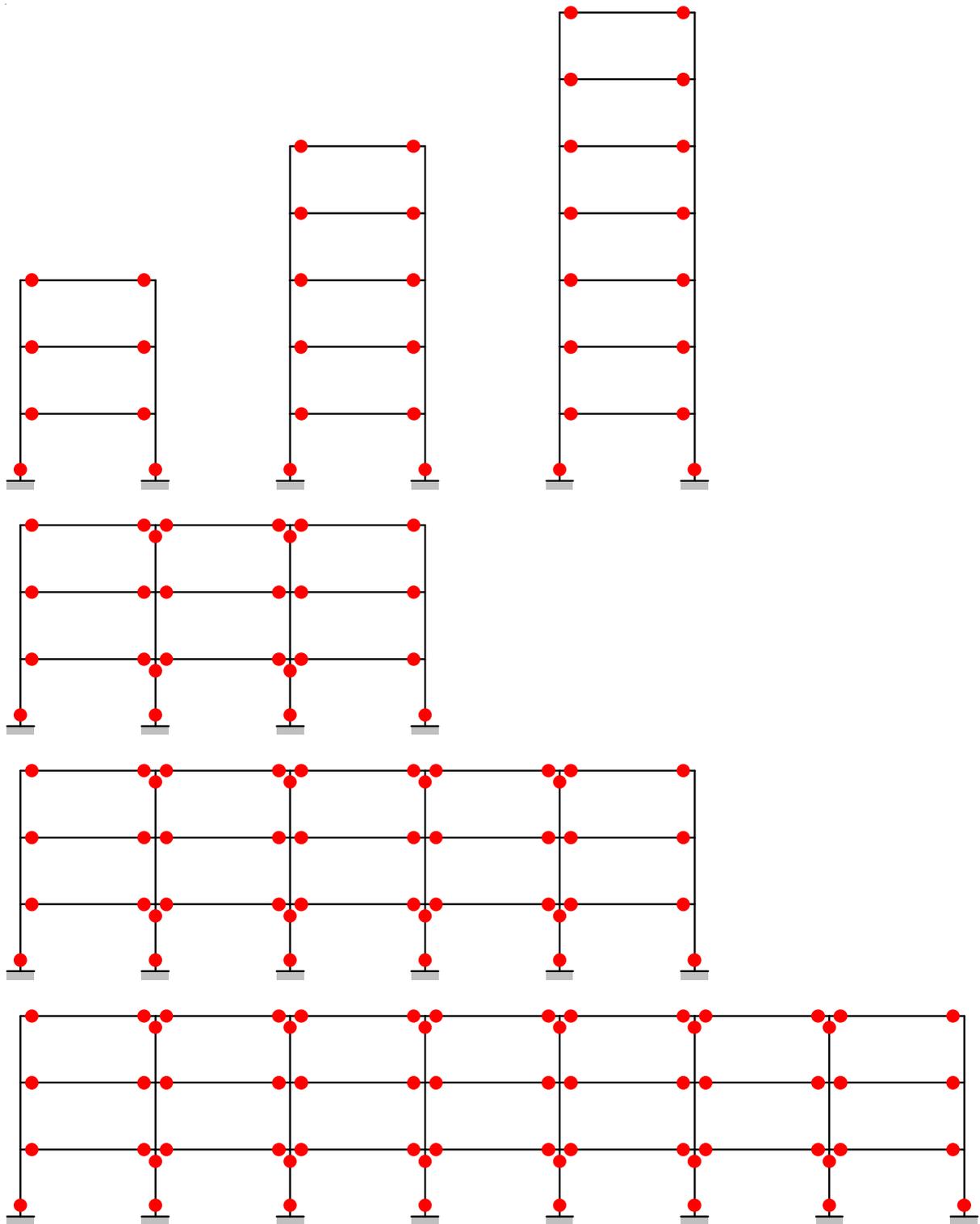


図 5.2 対象架構モデルの崩壊機構の設定 (各架構モデルにおける真の崩壊機構)

5.2.2 解析手法

本研究では、静的荷重漸増解析に基づき、上記の架構モデルに対する解析的検討を行う。この際、各層に作用する外力は、地震により各層に分布する層せん断力の算定手法を参考に、地震層せん断力分布係数 ( $A_i$ ) に従う比例荷重とした。ここで、係数  $A_i$  は式 (5.1) <sup>[5.1]</sup>に基づき算定される。ただし、式 (5.1b) のように定義されている  $\alpha_i$  は、支持階数に応じ簡便に算定した。また、図 5.3 に係数  $A_i$  による外力分布の概念を示す。

$$A_i = 1 + \left( \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \cdot \frac{2T}{1+3T} \tag{5.1a}$$

$$\alpha_i = \frac{\sum W_i}{W} \tag{5.1b}$$

$$T = 0.02h \tag{5.1c}$$

ここで、

$\alpha_i$  : 架構の全重量に対するある層  $i$  から最上部までの重量の和の比

$T$  : 設計用一次固有周期 (sec)

$\sum W_i$  : ある層  $i$  から最上部までの重量の和

$W$  : 架構の全重量

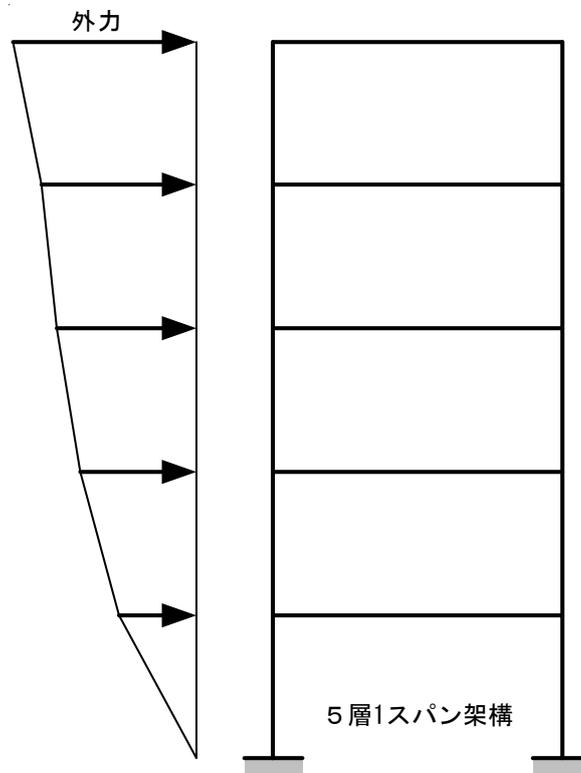


図 5.3 外力分布の概念

また、解析において各部材は以下の仮定条件に従い、それぞれに応じた解析モデルを設定した。

- 1) 各部材は剛域を有する線材要素とした。剛域は部材のフェイスから  $0.2D$  ( $D$ : 部材のせい) まで接合部内に位置することとした。
- 2) 基礎（基礎床）は固定（剛床）と仮定した。
- 3) 柱部材は、材端に弾塑性曲げばね、弾性せん断ばね及び弾性軸ばね付き線材要素とした。一方、梁部材は、材端に弾塑性曲げばね及び弾性せん断ばね付き線材要素とした。
- 4) 各部材の弾塑性曲げばねは、曲げひび割れモーメント ( $M_c$ )、曲げ降伏モーメント ( $M_y$ ) 及び降伏時の剛性低下率を考慮した Tri-linear 復元力特性 (図 5.4) を持つものとした。柱部材の弾塑性曲げばねの算定においては、まず、文献[5.1]～[5.3]を参照に柱の  $M_y$  を定め、その  $1/3$  を  $M_c$  とする。そして、表 5.1 の柱の断面寸法により初期剛性  $K_c$  を算定すると、ひび割れ回転角  $\theta_c$  が求められる。その後、曲げ回転角  $\theta_y$  を  $\theta_c$  の 5 倍として設定し、降伏後の剛性低下率は  $0.001$  とする。また、梁部材の場合は、図 5.1 の柱に対する曲げ終局モーメントの比に基づきその  $M_y$  を算定し、以降は柱と同様の計算により求めた。

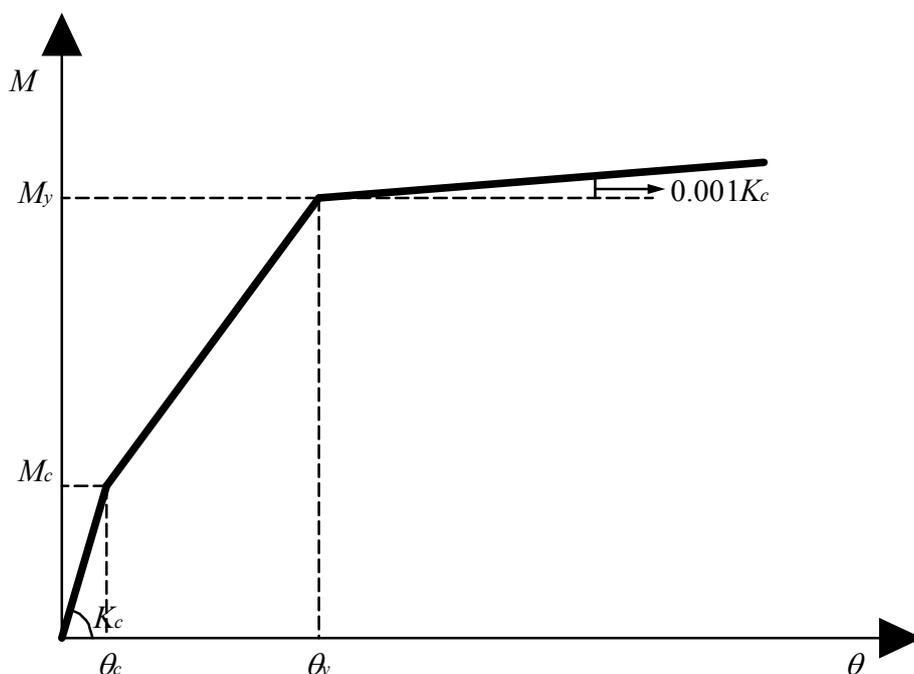


図 5.4 部材の復元力特性

表 5.1 曲げ柱<sup>[5.4]</sup>と曲げ梁の損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta$

部材名	せい (mm)	幅 (mm)	内法高さ・長さ (mm)
柱	900	900	3000
梁	700	400	6000

### 5.2.3 部材の損傷量に基づく損傷度の定義

被災現場では、部材に表出するひび割れ幅に代表される損傷量の計測結果に基づきその損傷度を分類している。しかしながら、本論文で用いた解析手法では部材のこれらの損傷量を直接的に評価することができないため、本章では部材の変形量（回転角）を用いて損傷度に換算する。即ち、文献[5.4]で提案された曲げ柱の損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta_c$  と本論文の第3章で提案した曲げ梁の損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta_b$ （表 5.2）に基づき、部材の変形量に基づいた損傷度の区分方法について以下の手順で予め定義する。即ち、

- 1) 柱及び梁の終局変形時の塑性率をそれぞれ 4, 6 とする。
- 2) 各部材の終局変形時における部材のエネルギー吸収能力  $E_u$  を算定する。その概念を図 5.5 に示している。
- 3) 式 (5.2) に基づき、各損傷度に応じた  $\eta_c$  と  $\eta_b$  に対応する  $E_d$  を求め、その  $E_d$  と対応する応答点の変形角を求める。
- 4) 上記 3) で求めた各損傷度区分における応答変形角を用い、変形量に基づいた損傷度の区分方法を図 5.6 のように予め定める。

表 5.2 曲げ柱<sup>[5.4]</sup>と曲げ梁の損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta$

曲げ柱 <sup>[5.4]</sup>		曲げ梁	
損傷度	耐震性能低減係数 $\eta_c$	耐震性能低減係数 $\eta_b$	損傷度
I	0.95	0.99	I
II	0.75	0.95	II
III	0.5	0.75	III
IV	0.1	0.45	IV
V	0	0	V

$$\eta = \frac{E_u - E_d}{E_u} \quad (5.2)$$

ここで、

$E_d$  : 最大応答変形後の除荷時変位までの部材のエネルギー吸収量

$E_u$  : 部材の終局変形時まで吸収したエネルギー量

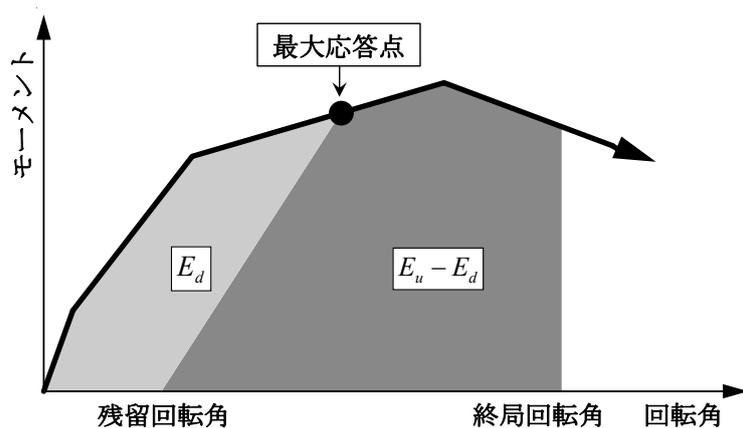
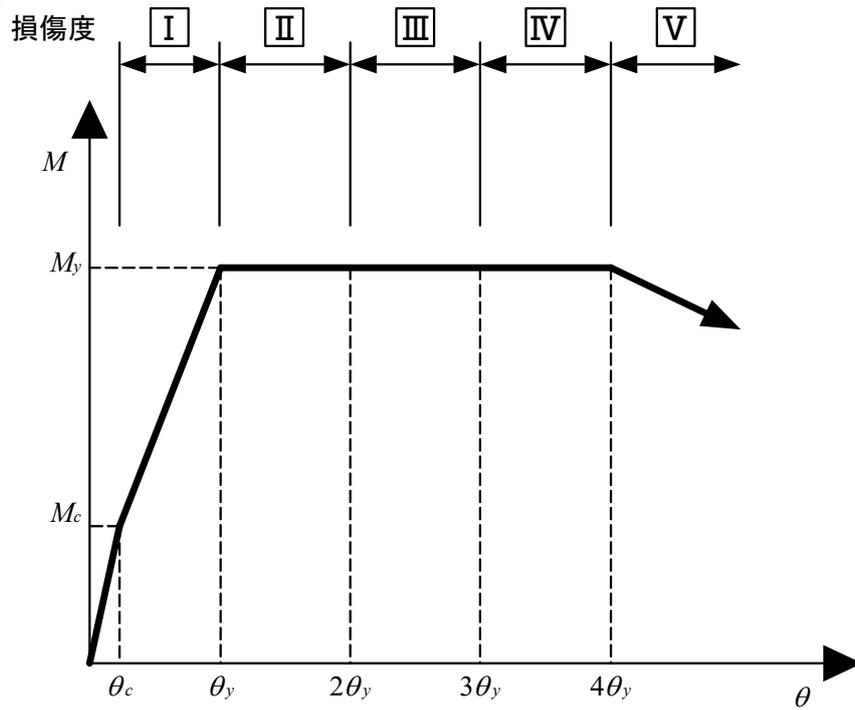
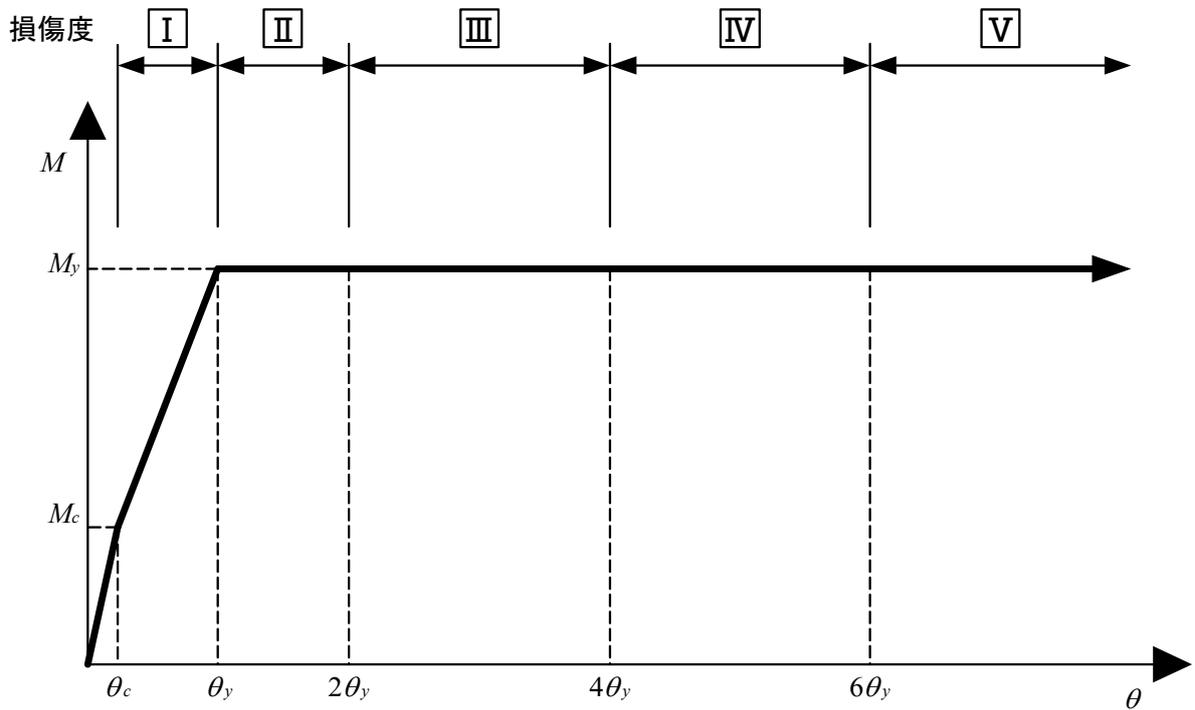


図 5.5 部材の耐震性能低減係数  $\eta$  の概念



(a) 曲げ柱の損傷度の定義



(b) 曲げ梁の損傷度の定義

図 5.6 部材の変形量に基づいた損傷度の定義

### 5.3 想定した崩壊機構と真の機構との差異が *SI<sub>m</sub>* の評価結果に与える影響

第2章で提案した *SI<sub>m</sub>* を算定する曲げ耐力法（式（5.3））を被災現場に適用する際、部材に表出する損傷に対する調査者の視認結果に基づき想定された崩壊機構が真のそれと必ずしも同一であるとは言えない。そこで本節では、梁部材を含む全部材の損傷状況を目視調査可能であるという理想的な状況を大前提に、被災現場における調査者の視認結果に基づき想定された崩壊機構と真の崩壊機構それぞれの *SI<sub>m</sub>* の算定結果を比較し、両者の差異が曲げ耐力法による *SI<sub>m</sub>* の評価精度に与える影響について検討する。ここで、想定した崩壊機構と真の崩壊機構に差異が生じる理由の一つとして、変形レベルが小さい場合（入力地震動が小さい場合）に、潜在的な降伏ヒンジ位置以外の箇所に損傷が表出し、これに基づき真の崩壊機構とは異なる機構を調査者により設定される可能性が考えられる。また、大変形レベルで柱頭と梁端に同時に損傷が生じる過崩壊機構となることは十分に考えられることであり、この種の建物の被災現場における調査では、層崩壊機構や梁崩壊機構などの典型的な崩壊機構を調査者により設定されることで真の崩壊機構（過崩壊機構）と差異が生じる可能性がある。そこで本節では、部材特性に立脚した非線形静的荷重漸増載荷解析により、小変形レベルを含む異なる変形レベルにおける部材の損傷分布から想定される、必ずしも真の崩壊機構とは一致しないものの、例えば上記で述べたような工学的には想定しうる機構を設定し、その *SI<sub>m</sub>* と真の機構に基づく *SI<sub>m</sub>* との関係を検討する。

5.2.1 項で述べたように、ここで検討するモデルは3層、5層、7層の1スパンモデル及び3層3スパン、5スパン、7スパンモデルとする。前者の1スパンモデルにおいては前述のとおり、大変形においても確実に梁崩壊機構が形成される耐力比を設定しており、一方3層の多スパンモデルにおいては、梁降伏後に柱にも降伏ヒンジが発生することにより、被災現場における調査結果に基づく降伏機構を正確に設定しづらい状況を想定している（図5.2を参照）。

式（5.3）を用い架構の *SI<sub>m</sub>* を算定する際、部材（材端）の損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta$  は表5.2に参照し、部材（材端）のエネルギー寄与係数  $\alpha$  は図5.1に示している1層の柱に対する各層梁の曲げ終局モーメントの比に基づきそれぞれ算定することとする。

$$SI_m = \frac{\sum_k \sum_{D=1}^V \alpha_k \cdot \eta_{k,D} \cdot A_{k,D}}{\sum_k \alpha_k \cdot A_k} \times 100 (\%) \quad (5.3) \quad \text{(式(2.16)再掲)}$$

ここで、

- $k$  : 破壊形式に応じた部材種別（例えば、曲げ梁、曲げ柱、せん断柱など）
- $\alpha_k$  : 部材種別  $k$  のヒンジのエネルギー寄与係数
- $\eta_{k,D}$  : 損傷度  $D$  となる部材種別  $k$  の耐震性能低減係数
- $A_{k,D}$  : 損傷度  $D$  となる部材種別  $k$  のヒンジ数
- $A_k$  : 部材種別  $k$  のヒンジ数
- $D$  : 損傷度のレベル（I～V）

### 5.3.1 3層1スパン架構

3層1スパン架構に対する解析結果を用い、各部材の部材端部（材端）での損傷の進展状況のうち、代表的なものを図 5.7 に示す。ここで、●はひび割れの発生を、●は降伏ヒンジの形成をそれぞれ意味する。また、図 5.6 の定義に基づき、解析結果における部材の変形量から区分した損傷度を図 5.7 に併記する。

図 5.7 の部材の損傷の進展に基づき、被災現場で想定されうると本研究で設定した架構の崩壊機構を図 5.8 に示す。この設定の主旨は以下の通りである。

- ① 図 5.7 (a) の場合、2層及び3層梁にもひび割れが生じているが、いずれも降伏ヒンジを形成する以前の低い損傷度（I）であり、架構が図 5.8 の「case1」のような1層層崩壊型の崩壊機構になると想定する可能性が高いと考えられる。
- ② 図 5.7 (b) の場合は、全ての梁にひび割れが生じている中、2層梁の右端に降伏ヒンジが形成されている。一方、他の梁端には降伏ヒンジが形成されず、損傷度 I となっているため、このような損傷を視認した場合、架構の崩壊機構を図 5.8 の「case2」のように想定する可能性があると考えられる。
- ③ 図 5.7 (c) の場合、全ての材端にひび割れが発生しており、2層梁の両端及び3層梁の右端に降伏ヒンジが形成されているが、4層梁の損傷はまだ小さいため、架構の崩壊機構を図 5.8 の「case3」のように想定する可能性があると考えられる。
- ④ 図 5.7 (d) の場合は、4層梁の右端にも降伏ヒンジが形成されており、ここからは架構の崩壊機構を真の崩壊機構（図 5.2 の3層1スパン架構における真の崩壊機構、以下 case0 とする）と想定する可能性が高いと考えられる。

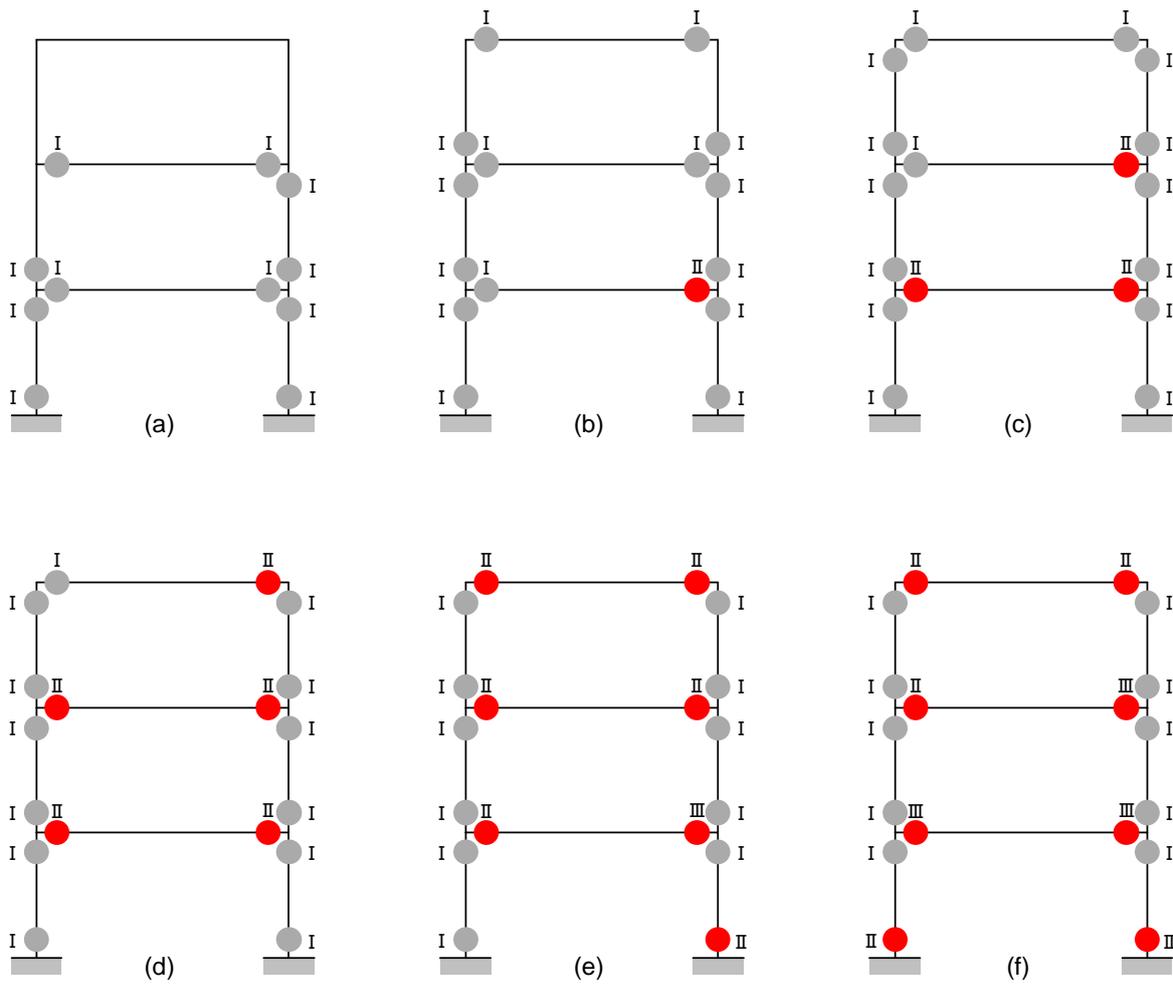


図 5.7 3層1スパン架構における各材端の損傷の進展

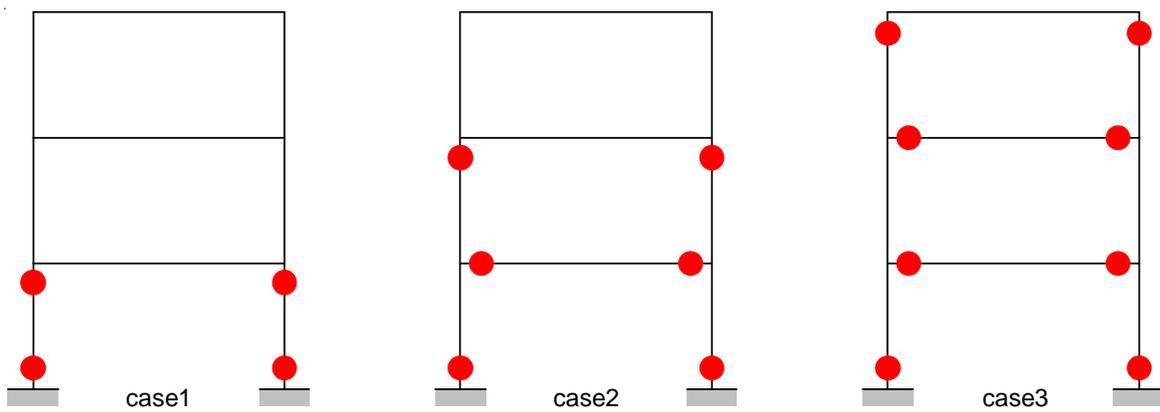


図 5.8 3層1スパン架構の各材端の損傷により想定される崩壊機構

部材の損傷の進展に基づき想定した架構の崩壊機構 (case1~case3) における *SI<sub>m</sub>* の算定結果と真の崩壊機構の *SI<sub>m</sub>* の算定結果を表 5.3 に示して比較する。表 5.3 より、3 層 1 スパン架構において、被災現場における調査者の視認により想定した架構の崩壊機構が真の崩壊機構と異なるにも拘わらず、それぞれの *SI<sub>m</sub>* の算定結果が真の崩壊機構のそれに近似している。これは、調査者の視認により想定した架構の崩壊機構には、架構の残存耐震性能評価を支配する損傷が最も大きい部材である 1 層柱脚、2 層梁端がすべて考慮されているため、真の崩壊機構に対する残存耐震性能評価結果と概ね一致すると考えられる。

また、前章 (第 4 章) で予め設定した特徴区間 (被災度) を区分する *SI<sub>m</sub>* の閾値 (表 5.4) に基づき判定した架構の特徴区間を表 5.3 に併記する。この結果より、3 層 1 スパン架構においては軽微及び小破などの被災度が小さい領域で、視認による架構の崩壊機構想定と真の崩壊機構の差異が生じやすいが、架構の被災度の判定結果には影響がほとんどないことを確認できた。

表 5.3 想定された崩壊機構と真の崩壊機構における *SI<sub>m</sub>* の比較 (3 層 1 スパン架構)

対応する 損傷状態	視認に基づき想定した架構の崩壊機構			真の架構の崩壊機構	
	ケース	<i>SI<sub>m</sub></i>	特徴区間 (被災度)	特徴区間 (被災度)	<i>SI<sub>m</sub></i>
図 5.7 (a)	case1	95.0%	A 区間 (軽微)	A 区間 (軽微)	97.7%
図 5.7 (b)	case2	94.9%	B 区間 (小破)	A 区間 (軽微)	96.4%
図 5.7 (c)	case3	93.9%	B 区間 (小破)	B 区間 (小破)	94.2%

表 5.4 架構の特徴区間 (被災度) を区分する *SI<sub>m</sub>* の閾値 (表 4.14 再掲)

A-B 区間閾値 (軽微-小破境界)	B-C 区間閾値 (小破-中破境界)	C-D 区間閾値 (中破-大破境界)
95%	85%	65%

### 5.3.2 5層1スパン架構

5層1スパン架構に対する解析結果を用い、各部材の部材端部（材端）での損傷の進展状況のうち、代表的なものを図 5.9 に示す。ここで、●はひび割れの発生を、●は降伏ヒンジの形成をそれぞれ意味する。また、図 5.5 の定義に基づき、解析結果における部材の変形量から区分した損傷度を図 5.9 に併記する。

図 5.9 の部材の損傷の進展に基づき、被災現場で想定されうると本研究で設定した架構の崩壊機構を図 5.10 に示す。この設定の主旨は以下の通りである。

- ① 図 5.9 (a) の場合、梁部材においては5層梁の右端までひび割れが生じているが、柱部材においては3層の左柱柱頭には損傷が生じなく、また梁の材端に降伏ヒンジが形成されてないため、図 5.10 の「case1 あるいは case2」のような架構の崩壊機構が想定されると考えられる。
- ② 図 5.9 (b) の場合、全ての梁端部にひび割れが生じており、2層梁の右端は降伏ヒンジを形成している。しかし、5層柱の柱頭には損傷が生じておらず、架構の崩壊機構を図 5.10 の「case2, case3 あるいは case4」のように想定される可能性が高いと考えられる。
- ③ 図 5.9 (c) の場合、全ての部材の材端にひび割れが生じている中、2層梁の両端、3層梁及び4層梁の右端には降伏ヒンジが形成されている。そのため、図 5.10 の「case4 あるいは case5」のような架構の崩壊機構が想定されると考えられる。
- ④ 図 5.9 (d) の場合、5層梁の右端まで降伏ヒンジが進展しており、ここでは架構の崩壊機構を図 5.10 の「case5」のように想定する可能性があると考えられる。
- ⑤ 図 5.9 (e) の場合、全ての梁部材の材端に降伏ヒンジが形成されており、ここからは架構の崩壊機構を真の崩壊機構（図 5.2 の5層1スパン架構における真の崩壊機構、以下 case0 とする）と想定する可能性が高いと考えられる。

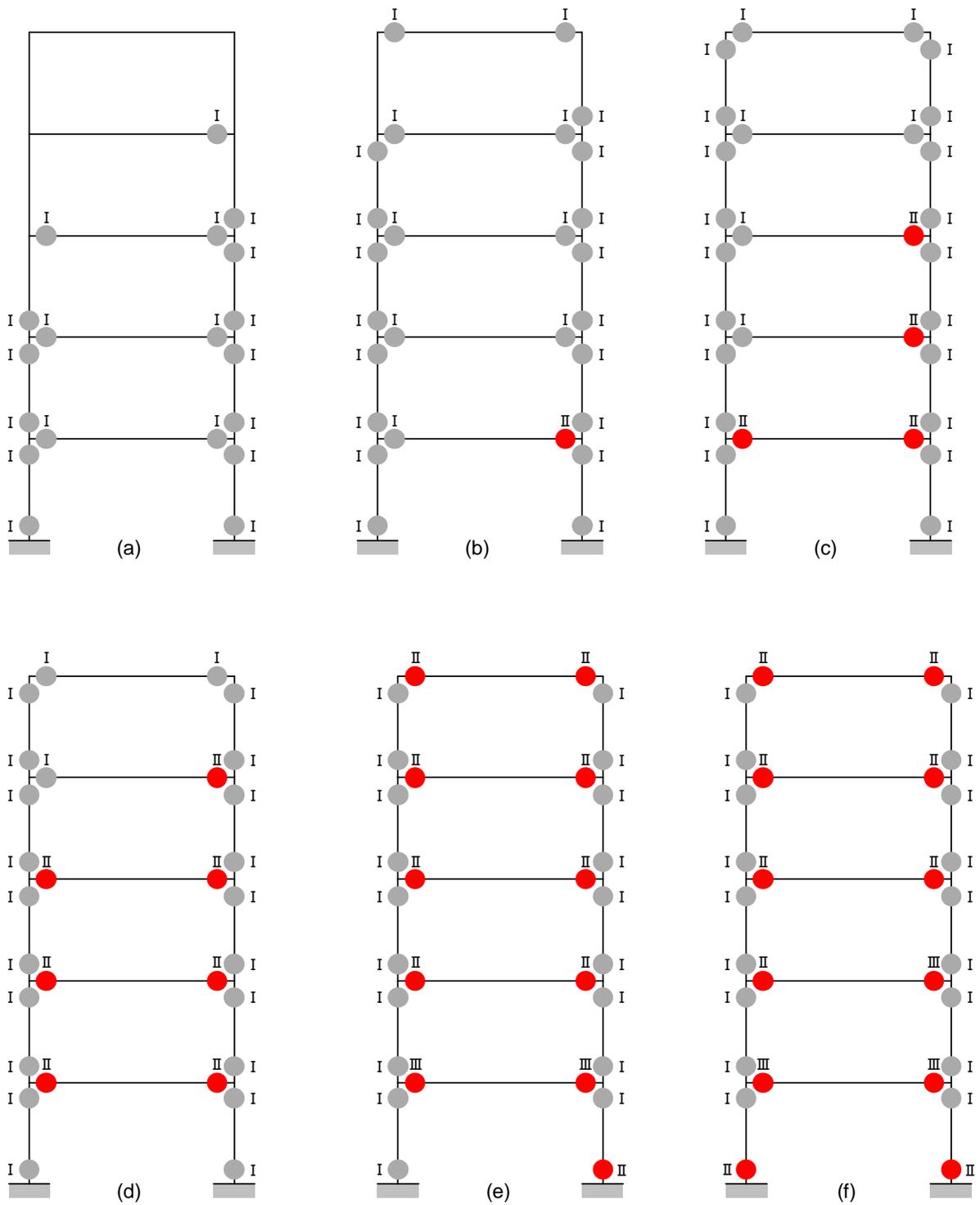


図 5.9 5層1スパン架構における各材端の損傷の進展

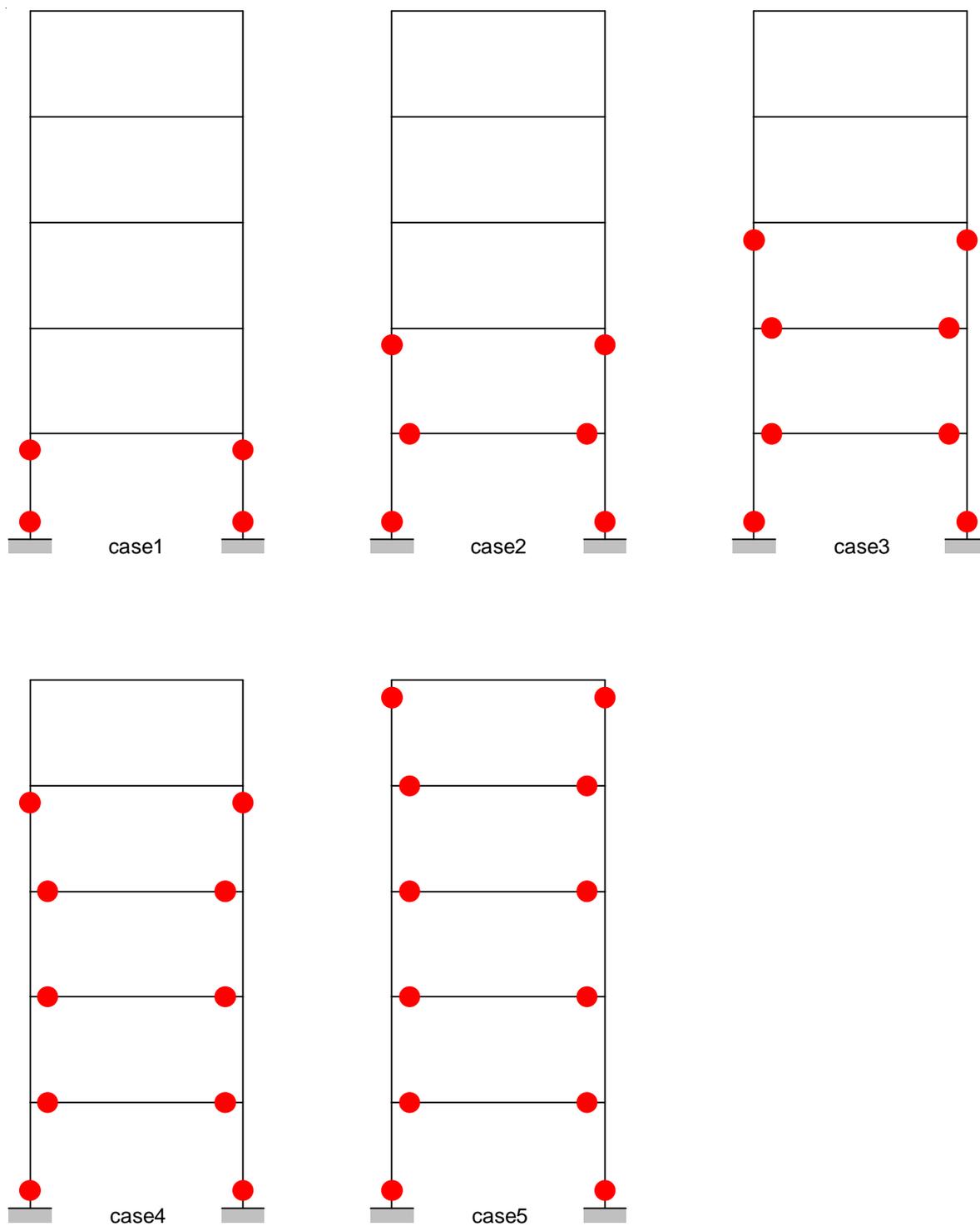


図 5.10 5層1スパン架構の各材端の損傷により想定される崩壊機構

5層1スパン架構に対して、部材の損傷の進展に基づき想定した架構の崩壊機構 (case1~case5) における *SI<sub>m</sub>* の算定結果と真の崩壊機構の *SI<sub>m</sub>* の算定結果を表 5.5 に示して比較する。また、それぞれの *SI<sub>m</sub>* の算定結果から判定した特徴区間 (被災度) を表 5.5 に併記する。表 5.5 より、5層1スパン架構においても、被災現場における調査者の視認により想定した架構の崩壊機構が真の崩壊機構と異なるものであるにも関わらず、*SI<sub>m</sub>* の算定結果と特徴区間 (被災度) の判定結果が真の崩壊機構のそれと概ね一致していることが分かる。特に、梁の部材数をより多く数えるケースほど (例えば、case2 よりも case4)、*SI<sub>m</sub>* の算定結果と特徴区間 (被災度) の判定結果が真の崩壊機構のそれと近似しているが分かる。

表 5.5 想定された崩壊機構と真の崩壊機構における *SI<sub>m</sub>* の比較 (5層1スパン架構)

対応する 損傷状態	視認に基づき想定した架構の崩壊機構			真の架構の崩壊機構	
	ケース	<i>SI<sub>m</sub></i>	特徴区間 (被災度)	特徴区間 (被災度)	<i>SI<sub>m</sub></i>
図 5.9 (a)	case1	95.0%	A 区間 (軽微)	A 区間 (軽微)	98.2%
	case2	96.1%	A 区間 (軽微)		
図 5.9 (b)	case2	94.9%	B 区間 (小破)	A 区間 (軽微)	97.2%
	case3	95.8%	A 区間 (軽微)		
	case4	96.3%	A 区間 (軽微)		
図 5.9 (c)	case4	93.9%	B 区間 (小破)	B 区間 (小破)	94.8%
	case5	94.5%	B 区間 (小破)		
図 5.9 (d)	case5	92.6%	B 区間 (小破)	B 区間 (小破)	92.7%

### 5.3.3 7層1スパン架構

7層1スパン架構に対する解析結果を用い、各部材の端部（材端）における代表的な損傷の進展を図5.11に示す。ここで、●はひび割れの発生を、●は降伏ヒンジの形成をそれぞれ意味する。また、図5.5の定義に基づき、解析結果における部材の変形量から区分した損傷度を図5.11に併記する。

図5.11の部材の損傷の進展に基づき、被災現場で想定されうると本研究で設定した架構の崩壊機構を図5.12に示す。この設定の主旨は以下の通りである。

- ① 図5.11 (a) の場合、梁部材においては6層梁の右端まで、柱部材においては5層の右柱柱脚までひび割れが生じている。また、梁の材端に降伏ヒンジが形成されていないため、図5.12の「case1～case4」のような架構の崩壊機構が想定されうると考えられる。
- ② 図5.11 (b) の場合、全ての部材の材端にひび割れが生じている中、2層梁の両端及び3層梁の右端は降伏ヒンジを形成している。そのため、図5.12の「case3～case7」のような架構の崩壊機構が想定されうると考えられる。
- ③ 図5.11 (c) の場合、5層梁の右端まで降伏ヒンジが進展しているため、図5.12の「case5～case7」のような架構の崩壊機構が想定される可能性が高いと考えられる。
- ④ 図5.11 (d) の場合、6層梁の右端まで降伏ヒンジが進展しており、ここでは架構の崩壊機構を図5.12の「case6あるいはcase7」のように想定する可能性があると考えられる。
- ⑤ 図5.11 (e) の場合、7層梁の右端まで降伏ヒンジが進展していることより、架構の崩壊機構を図5.12の「case7」のように想定する可能性があると考えられる。
- ⑥ 図5.11 (f) の場合、全ての梁部材の材端に降伏ヒンジが形成されており、ここからは架構の崩壊機構を真の崩壊機構（図5.2の7層1スパン架構における真の崩壊機構、以下 case0 とする）を想定する可能性が高いと考えられる。

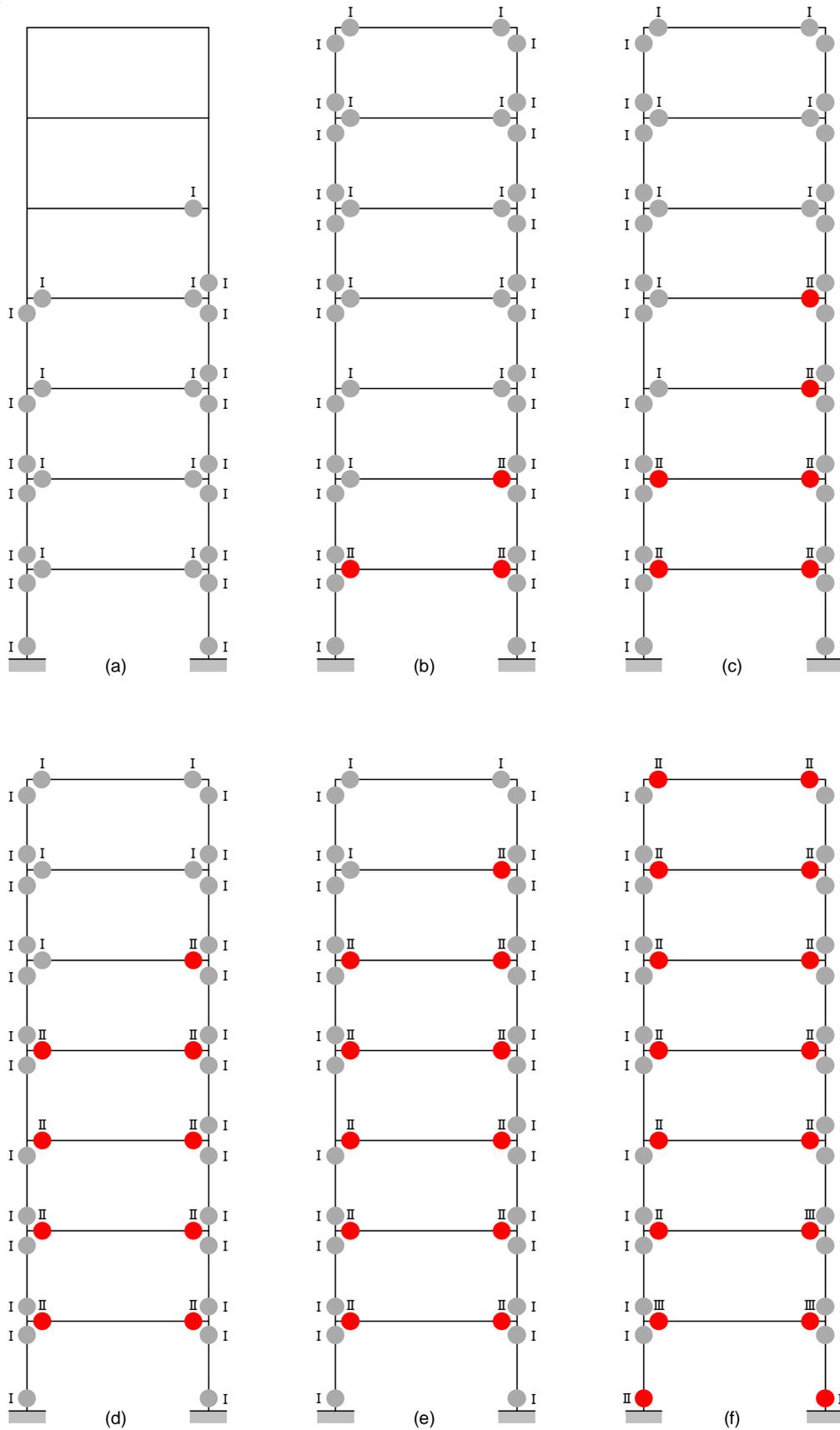


図 5.11 7層1スパン架構における各材端の損傷の進展

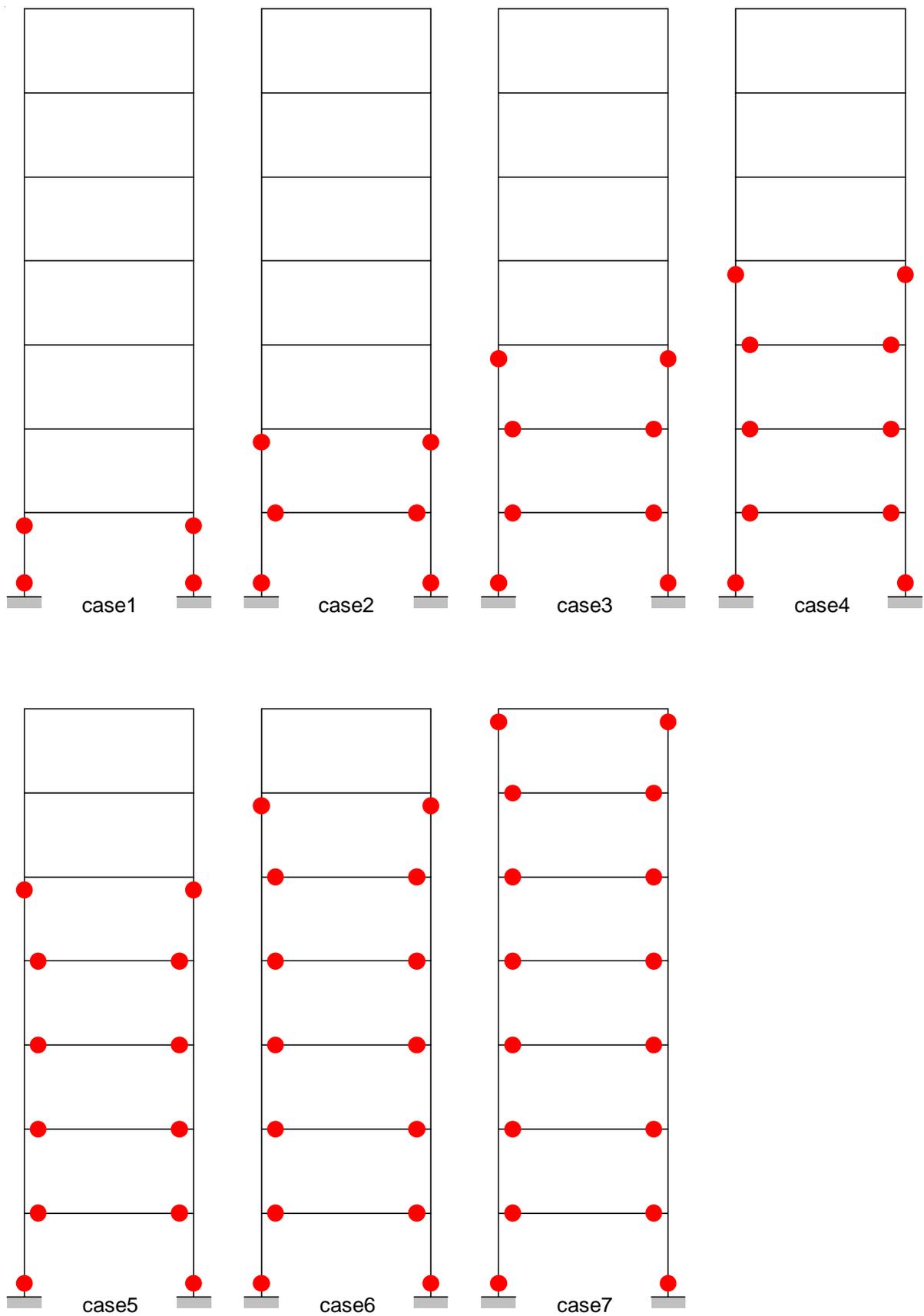


図 5.12 7層1スパン架構の各材端の損傷により想定される崩壊機構

7層1スパン架構に対して、部材の損傷の進展に基づき想定した架構の崩壊機構 (case1~case7) における *SI<sub>m</sub>* の算定結果と真の崩壊機構の *SI<sub>m</sub>* の算定結果を表 5.6 に示して比較する。また、それぞれの *SI<sub>m</sub>* の算定結果から判定した特徴区間 (被災度) を表 5.6 に併記する。表 5.6 より、7層1スパン架構においても、3層1スパン架構及び5層1スパン架構と同様に、被災現場における調査者の視認により想定した架構の崩壊機構が真の崩壊機構と異なるものであることに関わらず、*SI<sub>m</sub>* の算定結果と特徴区間 (被災度) の判定結果が真の崩壊機構のそれと概ね一致していることが分かる。また、梁の部材数をより多く数えるケースほど (例えば、case2 よりも case4), *SI<sub>m</sub>* の算定結果と特徴区間 (被災度) の判定結果が真の崩壊機構のそれにより近似しているが分かる。

表 5.6 想定された崩壊機構と真の崩壊機構における *SI<sub>m</sub>* の比較 (7層1スパン架構)

対応する 損傷状態	視認に基づき想定した架構の崩壊機構			真の架構の崩壊機構	
	ケース	<i>SI<sub>m</sub></i>	特徴区間 (被災度)	特徴区間 (被災度)	<i>SI<sub>m</sub></i>
図 5.11 (a)	case1	95.0%	A 区間 (軽微)	A 区間 (軽微)	98.5%
	case2	96.1%	A 区間 (軽微)		
	case3	96.8%	A 区間 (軽微)		
	case4	97.2%	A 区間 (軽微)		
図 5.11 (b)	case3	93.7%	B 区間 (小破)	A 区間 (軽微)	96.4%
	case4	94.6%	B 区間 (小破)		
	case5	95.2%	A 区間 (軽微)		
	case6	95.7%	A 区間 (軽微)		
	case7	96.0%	A 区間 (軽微)		
図 5.11 (c)	case5	93.2%	B 区間 (小破)	B 区間 (小破)	94.6%
	case6	93.8%	B 区間 (小破)		
	case7	94.4%	B 区間 (小破)		
図 5.11 (d)	case6	92.2%	B 区間 (小破)	B 区間 (小破)	93.0%
	case7	92.9%	B 区間 (小破)		
図 5.11 (e)	case7	92.0%	B 区間 (小破)	B 区間 (小破)	92.0%

### 5.3.4 3層3スパン架構

前述のとおり、3層の多スパンモデルにおいては、大変形レベルで内側構面の1層及び3層の柱頭に降伏ヒンジが形成され過崩壊機構となる架構であり（図5.2を参照）、前者の1スパン架構モデルとは異なり、大変形レベルにおいても、被災現場における調査結果に基づく崩壊機構を正確に設定しづらい状況が想定される。そこで、3層多スパン架構については、小変形レベルのみならず、大変形領域においても、想定した崩壊機構と真の崩壊機構（以下、case0）との差異が  $SI_m$  の評価精度に与える影響について検討する。この際、様々な崩壊機構が想定されるが、本論文ではまず梁崩壊型機構（以下、case1）及び1層の層崩壊型（以下、case2）と想定した場合について検討する。

図5.13に3層3スパン架構における各材端の損傷の進展過程及びヒンジ箇所の損傷度を示す。また、図5.13に併記している各部材の材端の損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta$ 、及び部材の曲げ終局モーメントに基づき算定したエネルギー寄与係数  $\alpha$  を用い、式(5.3)から各崩壊機構（case0～case1）における  $SI_m$  を算定し、その結果を図5.14に示す。 $SI_m$  の算定にあたり、最後までヒンジが形成されない材端の損傷度はすべてIとなっている。

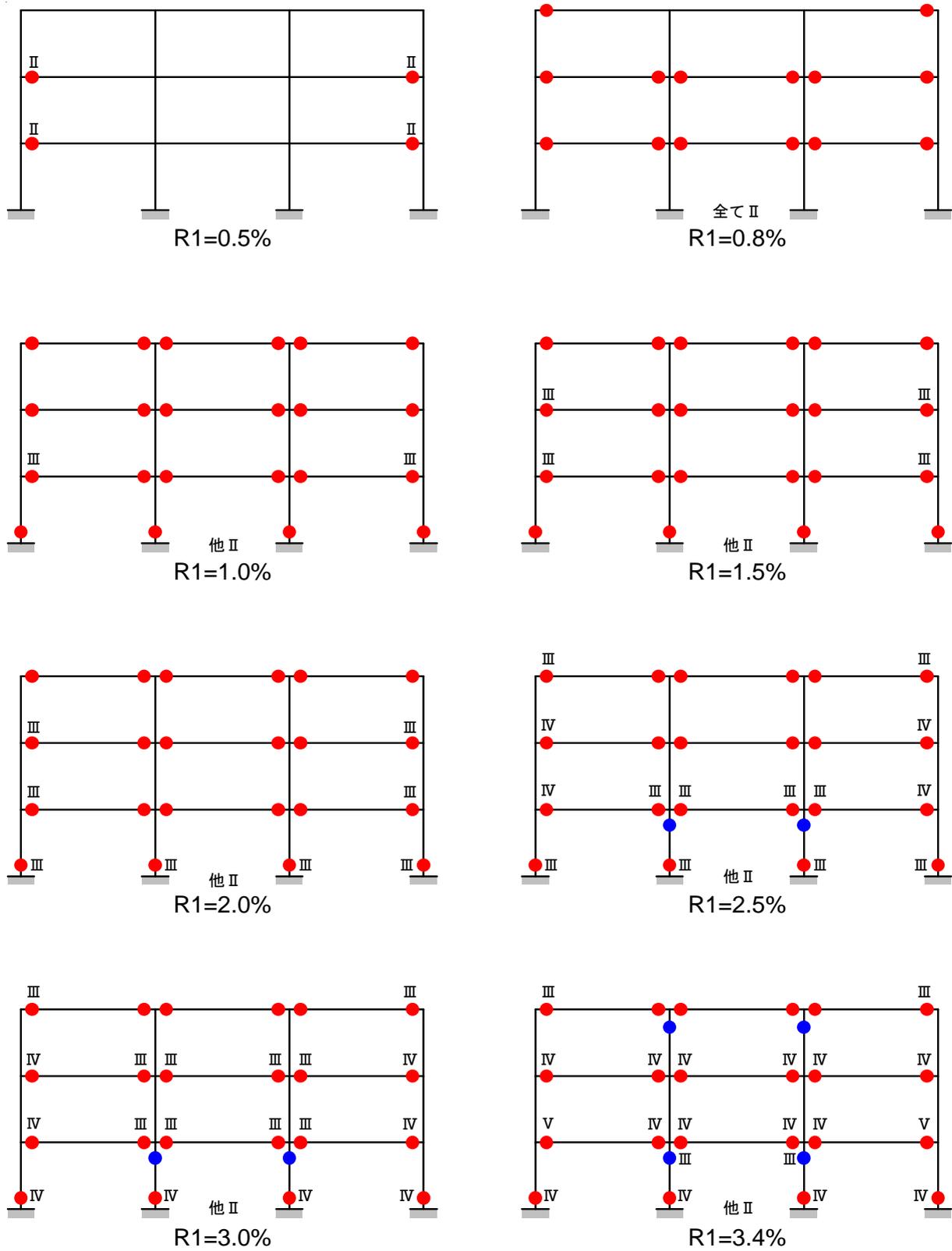


図 5.13 3層3スパン架構における各材端の損傷の進展過程

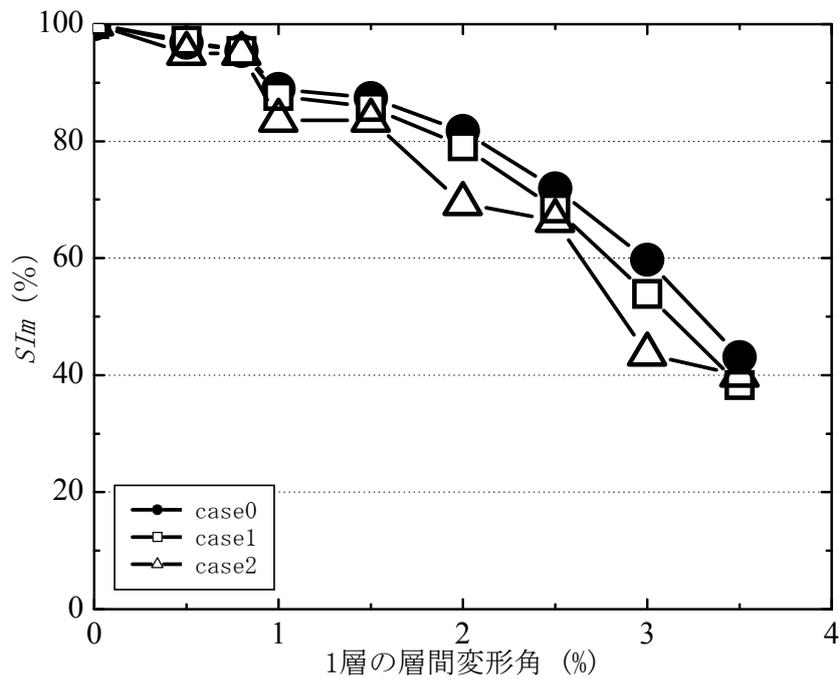


図 5.14 3層3スパン架構の  $SI_m$

図 5.14 より、3層3スパン架構モデルにおいて、case1 の  $SI_m$  の算定結果は case0 のそれに近似しているが、これは、case1 で考慮していない内側構面の1層及び3層の柱頭の損傷度が小さく、また1層の柱頭のエネルギー寄与係数  $\alpha$  が小さいため、これらのヒンジ箇所の損傷が架構全体の残存耐震性能に及ぼす影響が小さいことが原因であると考えられる。また、case2 の  $SI_m$  においては大変形になると、case0 の  $SI_m$  とやや差が生じるが、これは大変形時でも隣接する柱と梁の損傷度が近接し、また下層の部材の損傷が相対的に大きくなったためである。

### 5.3.5 3層5スパン架構

図 5.15 に 3 層 5 スパン架構における各材端の損傷の進展過程及びヒンジ箇所の損傷度を示す。また、図 5.15 に併記している各部材の材端の損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta$ 、及び部材の曲げ終局モーメントに基づき算定したエネルギー寄与係数  $\alpha$  を用い、式 (5.3) から各崩壊機構 (case0 ~ case1) における  $SI_m$  を算定し、その結果を図 5.16 に示す。 $SI_m$  の算定にあたり、最後までヒンジが形成されない材端の損傷度はすべて I となっている。

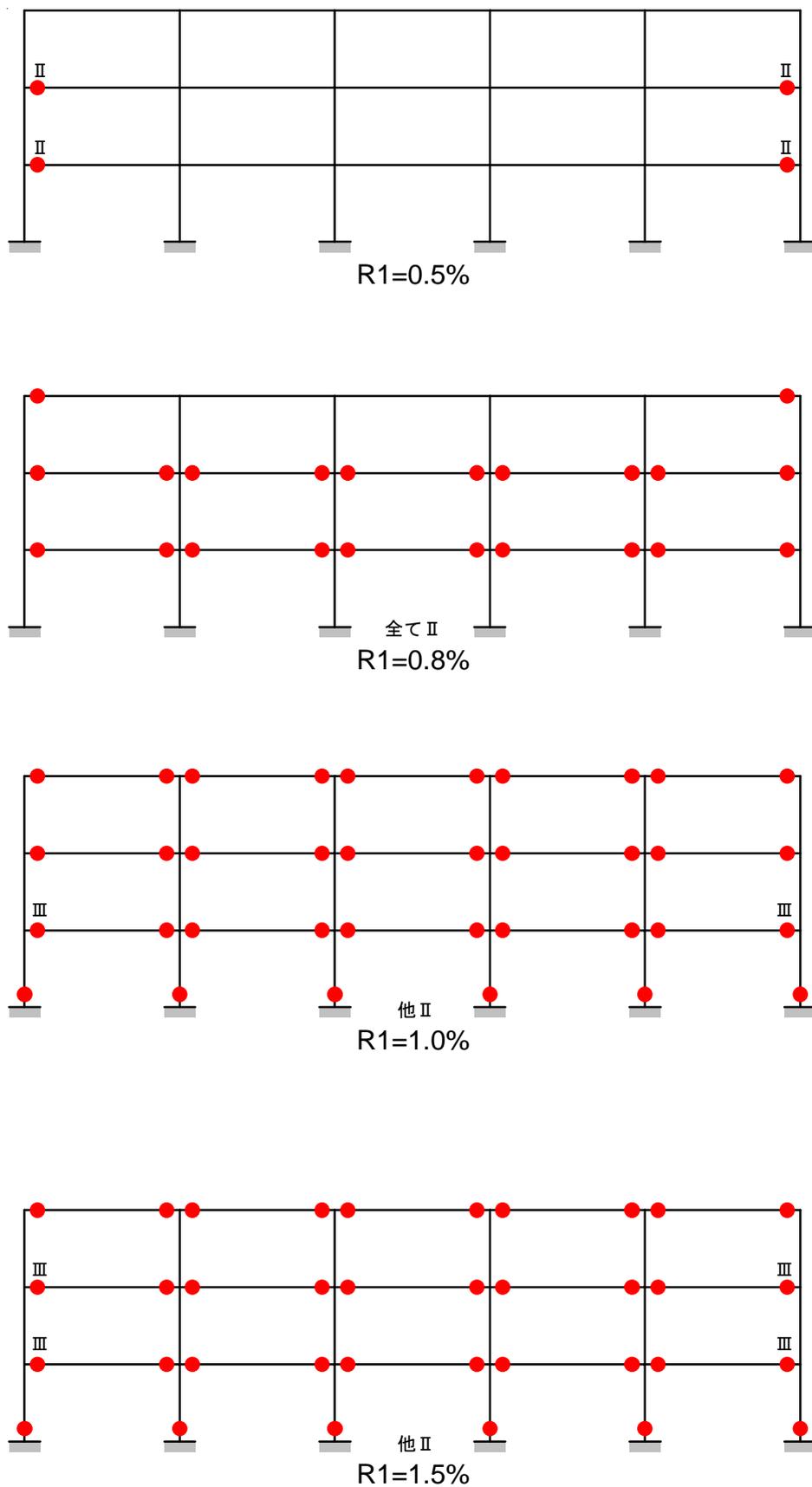


図 5.15 3層5スパン架構における各材端の損傷の進展過程 (続く)

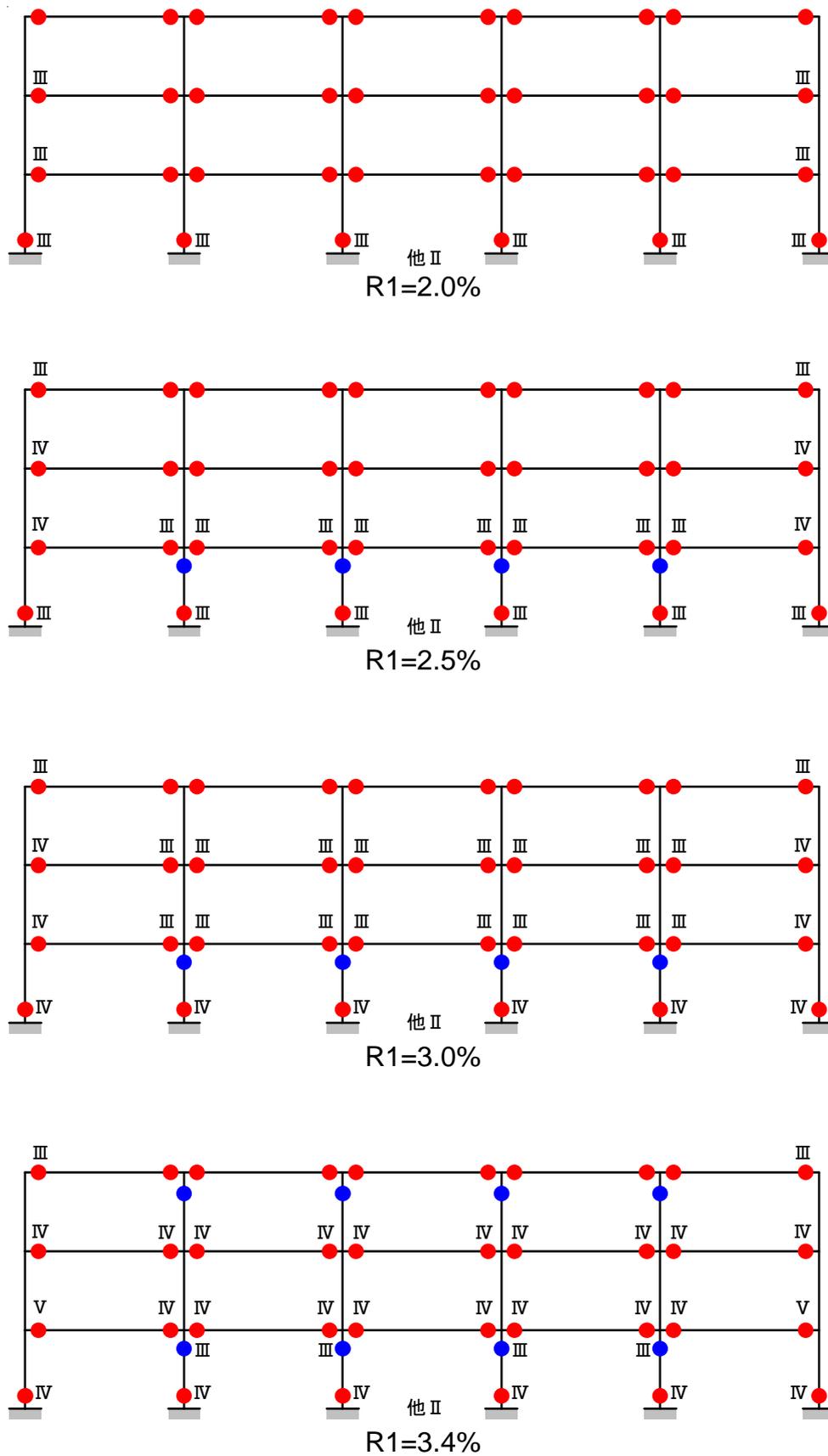


図 5.15 3層5スパン架構における各材端の損傷の進展過程

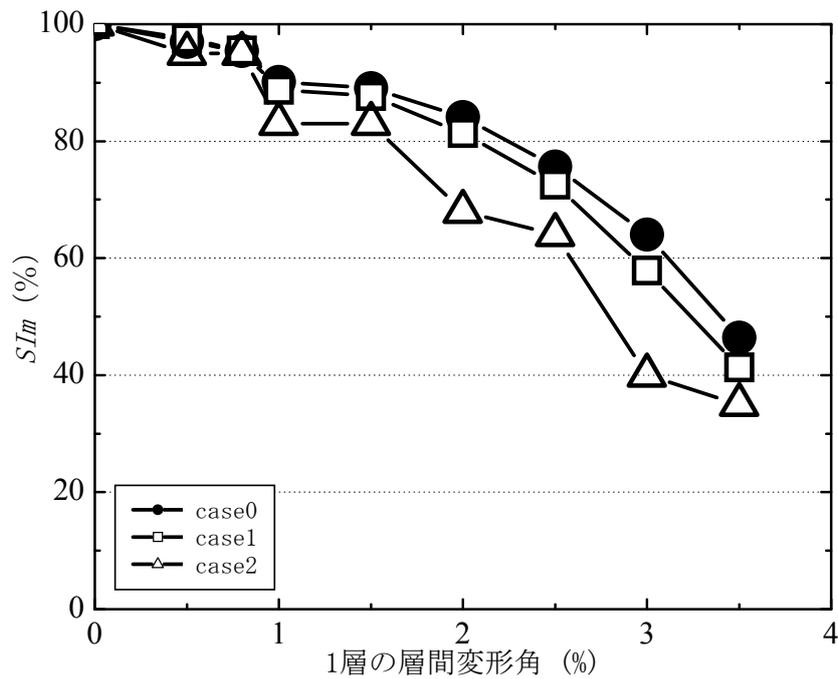


図 5.16 3層5スパン架構の  $SI_m$

図 5.16 より、3層5スパン架構モデルにおいても、case1 の  $SI_m$  の算定結果は case0 のそれに近似していることが分かる。これは、5.3.4 項の3層3スパン架構モデルと同様に、case1 で考慮していない内側構面の1層及び3層の柱頭の損傷度が小さく、また1層の柱頭のエネルギー寄与係数  $\alpha$  が小さいため、これらのヒンジ箇所の損傷が架構全体の残存耐震性能に及ぼす影響が小さいことが原因であると考えられる。また、case2 の  $SI_m$  においては大変形になると、case0 の  $SI_m$  と差が生じており、その差異は3層3スパン架構モデルより大きくなった。これは、スパン数が多くなると、比較的健全な（損傷度 I）外側構面の柱頭のヒンジ数が全体のヒンジ数に占める割合が減少するためであると考えられる。

### 5.3.6 3層7スパン架構

図 5.17 に 3 層 5 スパン架構における各材端の損傷の進展過程及びヒンジ箇所の損傷度を示す。また、図 5.17 に併記している各部材の材端の損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta$ 、及び部材の曲げ終局モーメントに基づき算定したエネルギー寄与係数  $\alpha$  を用い、式 (5.3) から各崩壊機構 (case0 ~ case1) における  $SI_m$  を算定し、その結果を図 5.18 に示す。 $SI_m$  の算定にあたり、最後までヒンジが形成されない材端の損傷度はすべて I となっている。

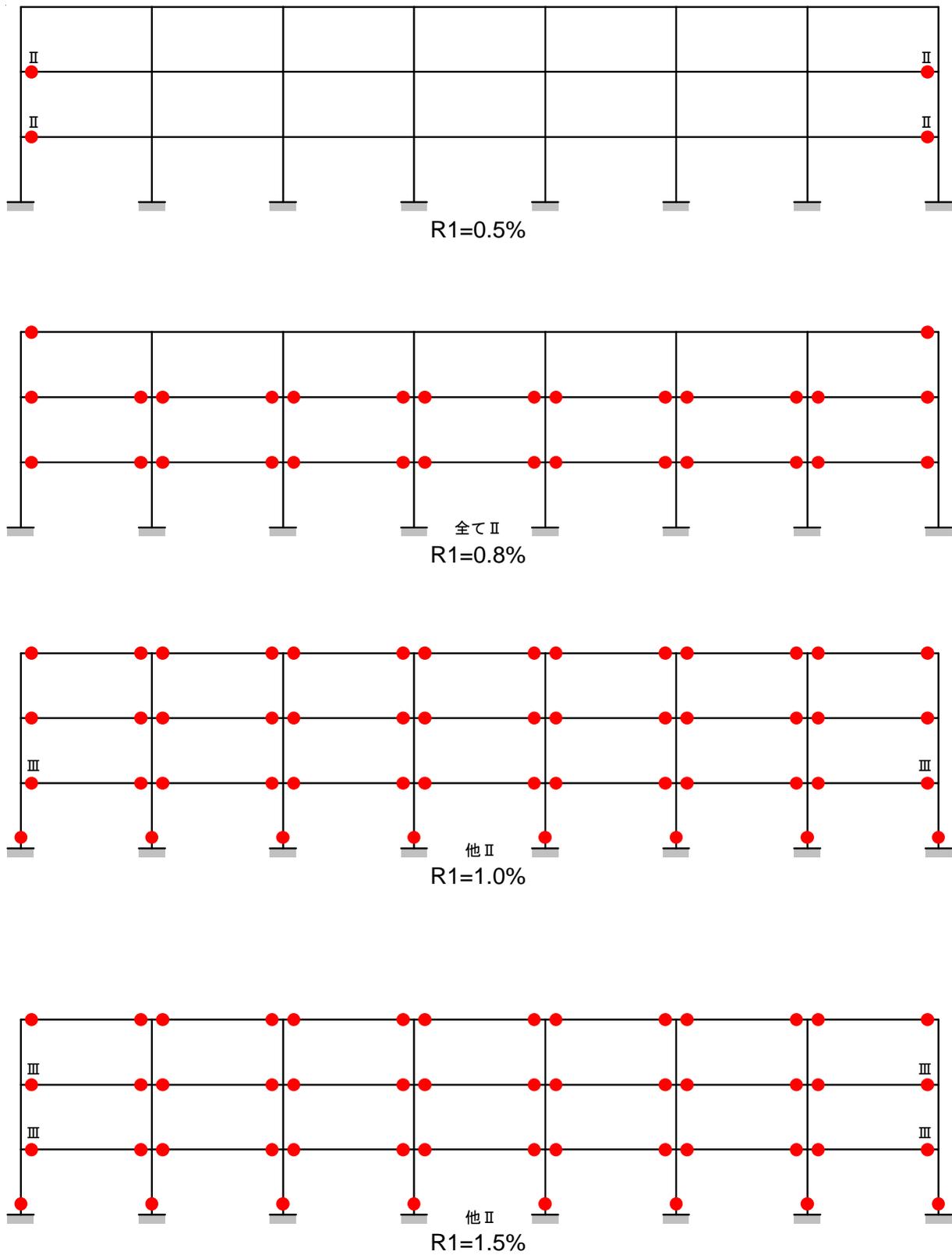


図 5.17 3層7スパン架構における各材端の損傷の進展過程 (続く)

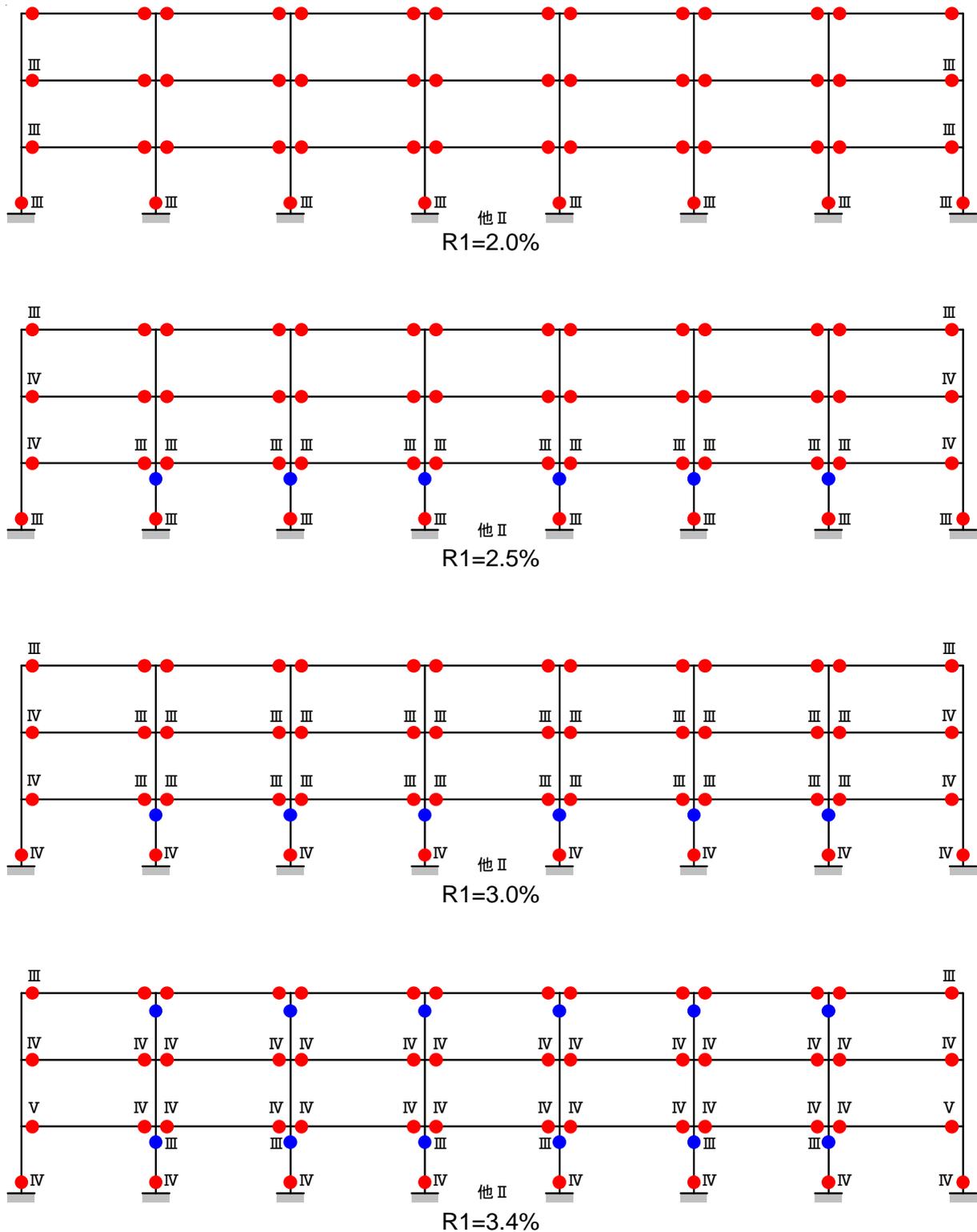


図 5.17 3層7スパン架構における各材端の損傷の進展過程

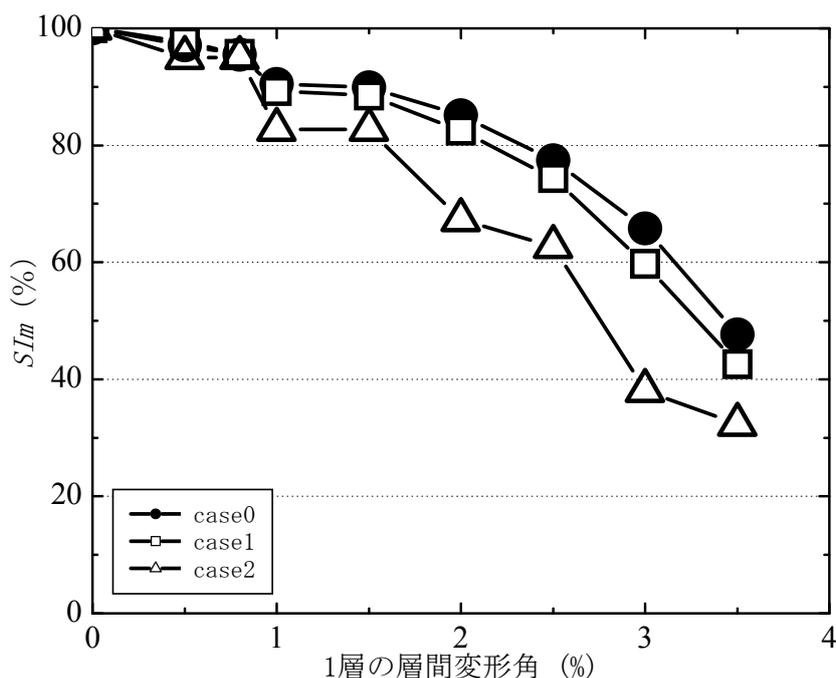


図 5.18 3層7スパン架構の  $SI_m$

図 5.18 より、3層7スパン架構モデルにおいても、case1 の  $SI_m$  の算定結果は case0 のそれに近似していることが分かる。これは、上記の3層3スパン及び5スパン架構モデルと同様に、case1 で考慮していない内側構面の1層及び3層の柱頭の損傷度が小さく、また1層の柱頭のエネルギー寄与係数  $\alpha$  が小さいため、これらのヒンジ箇所の損傷が架構全体の残存耐震性能に及ぼす影響が小さいことが原因であると考えられる。また、case2 の  $SI_m$  においては大変形になると、case0 の  $SI_m$  と差が生じており、その傾向は3層3スパン架構モデルより激しくなった。これは、スパン数が多くなると、比較的健全な（損傷度 I）外側構面の柱頭のヒンジ数が全体のヒンジ数に占める割合が減少するためであると考えられる。

3層3スパン、5スパン及び7スパン架構モデルの検討結果より、大変形時でも隣接する柱と梁の損傷度が近接し、また下層の部材の損傷が比較的大きくなったため、1層での層崩壊型架構を想定した場合においても、その  $SI_m$  は小変形のみならず大変形時においても真の崩壊機構のそれに比べ大きな差異は見られなかったが、スパン数が増加すると、損傷が比較的小さい上層の影響をより強く受けて、真の崩壊機構の  $SI_m$  は増加するが、1層の層崩壊型架構として算定した  $SI_m$  は低下するため、両者の差異が大きくなった。

## 5.4 調査可能な部材数の多少が *SI<sub>m</sub>* の評価結果に与える影響

地震被災現場での建築物の被害調査において、壁や天井などの非構造壁により、梁の損傷状態が確認できない状況を想定し、本節では被災現場における調査可能な部材数（ヒンジ数）をパラメータとして、その数を変化させながら算定したそれぞれの *SI<sub>m</sub>* の値と降伏ヒンジを形成する（架構の真の崩壊機構（図 5.2）における）全ての部材の損傷に基づき算定した *SI<sub>m</sub>* の値を比較し、被災現場における調査部材数の多少が曲げ耐力法による *SI<sub>m</sub>* の評価結果に与える影響について検討する。

前節（5.3 節）と同様に、式（5.3）を用いた架構の *SI<sub>m</sub>* の算定にあたり、部材（材端）の損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta$  は表 5.2 に、部材（材端）のエネルギー寄与係数  $\alpha$  は図 5.1 に示している 1 層の柱に対する各層梁の曲げ終局モーメントの比に基づきそれぞれ算定する。

### 5.4.1 3 層 1 スパン架構

地震により被災した RC 造建築物の損傷パターンは、様々な形式が考え得るが、一般的には 1 層柱の損傷が最も大きくなると考えられる。また、地震被災現場で、建築物に対する被害調査を行う際、1 層の損傷を確認することは比較的容易である。

そこで、1 層の柱脚及び各層梁の両端に降伏ヒンジが形成され架構の崩壊機構に至る 3 層 1 スパン架構（3 層 1 スパン架構における case0）において、まず架構の 1 層柱の柱脚は必ず調査すると仮定し、1 層柱の柱脚のみにより *SI<sub>m</sub>* を計算する場合を caseA とする。また、2 層の梁端から始め、調査する梁のヒンジ数を徐々に変化させ、図 5.19 のようなケースを考える。

図 5.19 のような調査部材数（ヒンジ数）が異なる caseA～caseD における *SI<sub>m</sub>* の算定結果と、case0 の *SI<sub>m</sub>* の算定結果を図 5.20 に示す。図 5.20 より、調査部材数が最も多い caseD における *SI<sub>m</sub>* の算定結果が case0 のそれとほぼ同じであり、他のケースにおける *SI<sub>m</sub>* の算定結果も case0 の *SI<sub>m</sub>* の算定結果に近似していることが分かる。これは、検討対象とした 3 層 1 スパン架構において、1 層柱及び下層の梁の損傷が最も大きくなっており、これらの部材が架構の残存耐震性能の評価結果に大きく影響したことでありと考えられる。従って、このような 1 層の損傷が最も激しい架構においては、可能な限り多くの部材を調査することを前提としながらもそれが困難である場合には、1 層の柱及び梁の一部の調査結果に基づき *SI<sub>m</sub>* を算定すれば、架構の残存耐震性能を概ね把握できると考えられる。

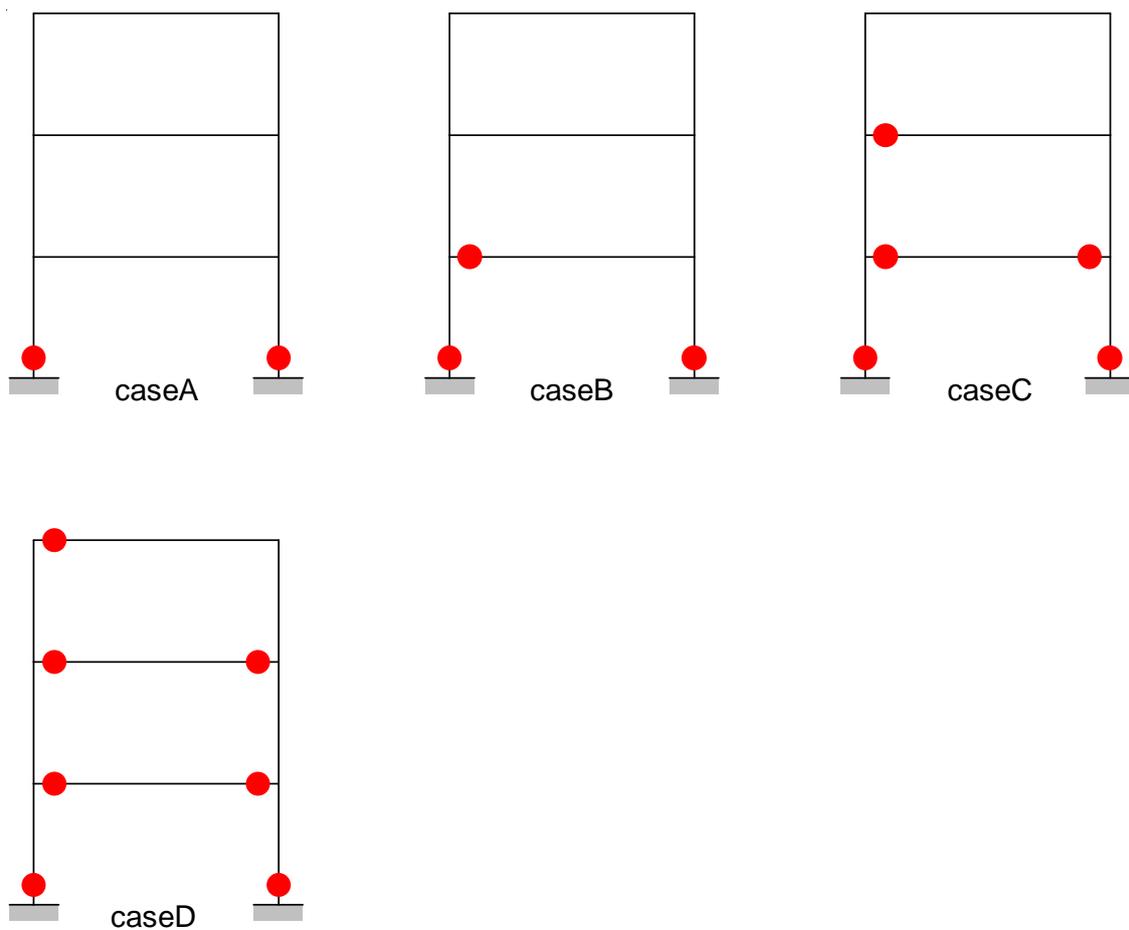


図 5.19 3層1スパン架構に対する調査部材数のケース

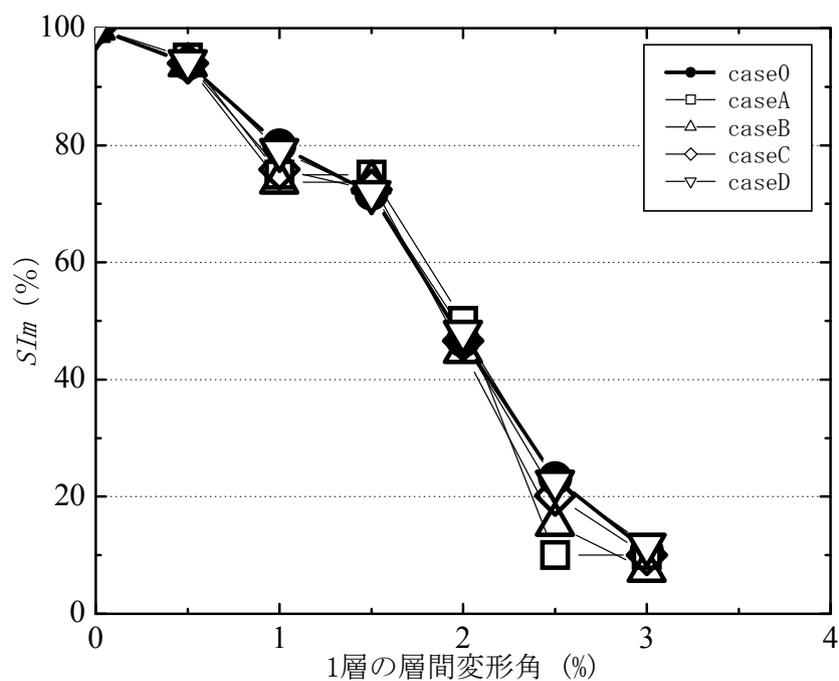


図 5.20 3層1スパン架構における調査可能な部材数が  $SI_m$  の評価結果に与える影響

5.4.2 5層1スパン架構

1層の柱脚及び各層梁の両端に降伏ヒンジが形成され架構の崩壊機構に至る5層1スパン架構(5層1スパン架構における case0)において、1層柱の柱脚のみを調査した場合、及び2層の梁端から始め梁ヒンジの調査数をパラメータとしたケースを図5.21に示す。

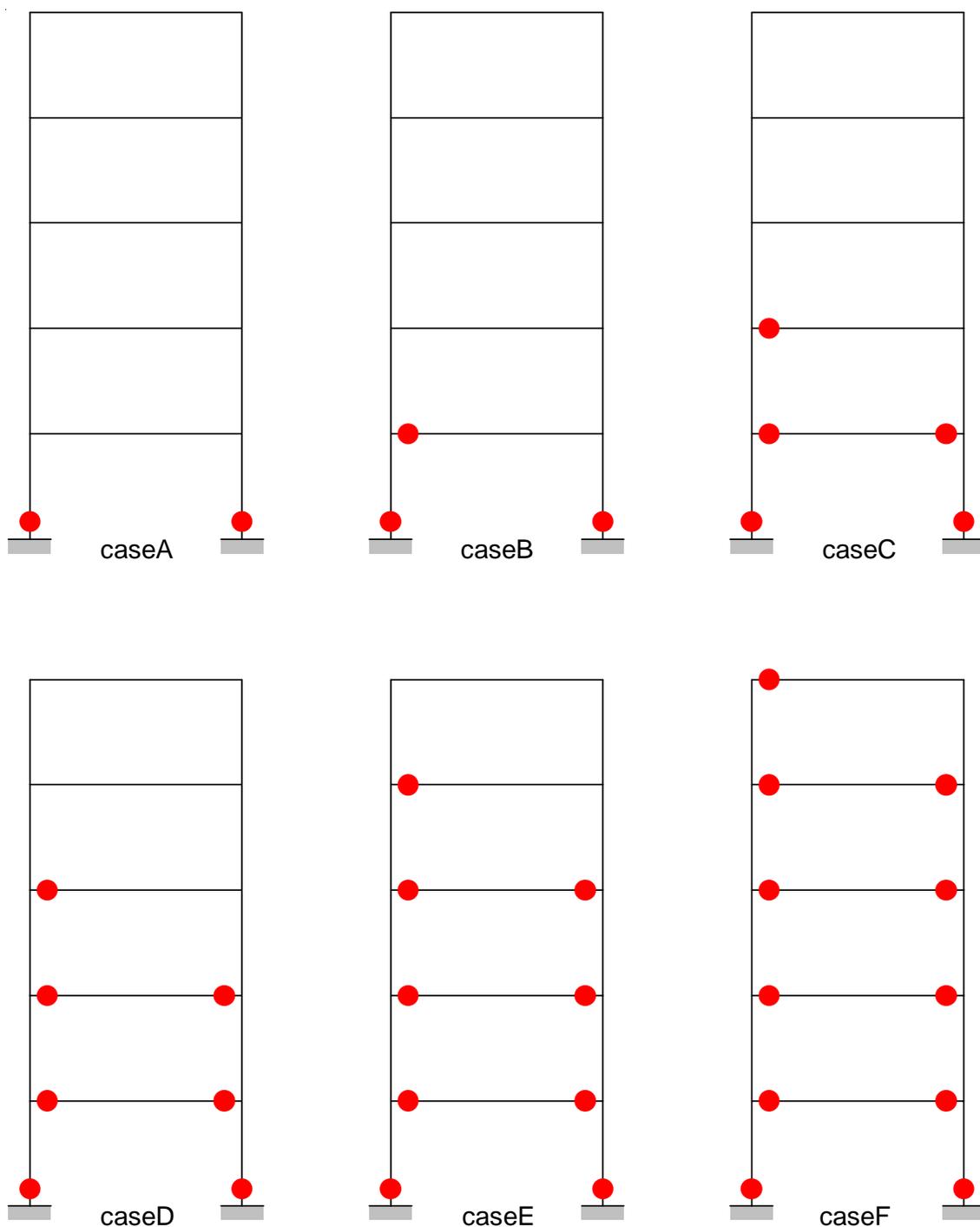


図 5.21 5層1スパン架構に対する調査部材数のケース

図 5.21 のような調査部材数(ヒンジ数)が異なる caseA~caseF における *SI<sub>m</sub>* の算定結果と, case0 の *SI<sub>m</sub>* の算定結果を図 5.22 に示す。図 5.22 より, 調査部材数が最も多い caseF における *SI<sub>m</sub>* の算定結果が case0 のそれとほぼ同じであるが, 他のケースにおける *SI<sub>m</sub>* の算定結果は case0 の *SI<sub>m</sub>* の算定結果をやや下回っている。これは, 5 層 1 スパン架構において, 1 層柱の損傷が梁より大きくなっており, 耐震性能が多く残存している梁の調査数が増加するほど, 架構の残存耐震性能が大きく評価されるものであると考えられる。従って, やはり可能な限り多くの部材を調査することを前提としながらもそれが困難である場合には, 1 層の柱及び梁の一部の調査結果に基づき *SI<sub>m</sub>* を算定すれば, 架構の残存耐震性能をやや保守的に評価できると考えられる。

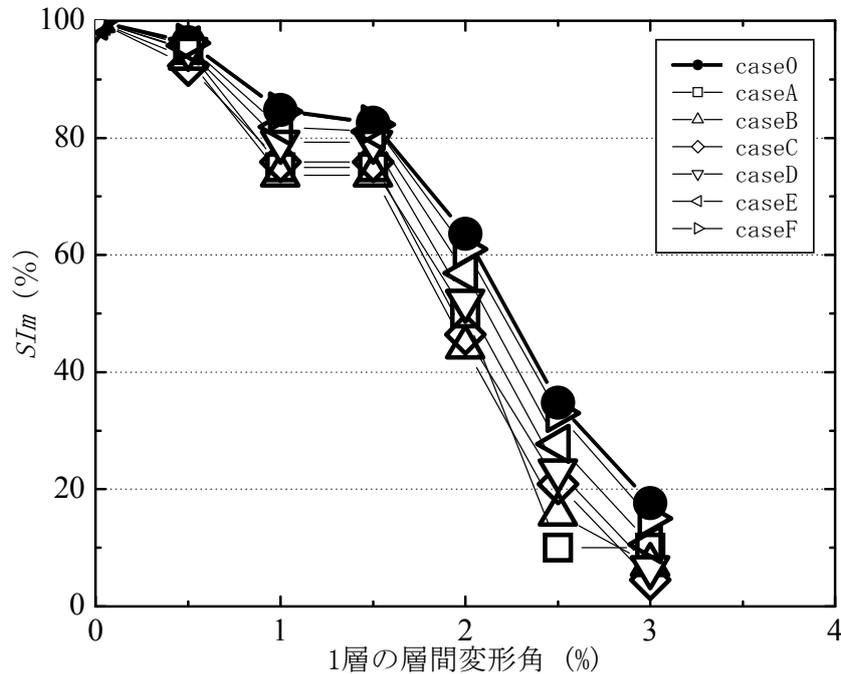


図 5.22 5 層 1 スパン架構における調査可能な部材数が *SI<sub>m</sub>* の評価結果に与える影響

5.4.3 7層1スパン架構

1層の柱脚及び各層梁の両端に降伏ヒンジが形成され架構の崩壊機構に至る7層1スパン架構(7層1スパン架構における case0)において、1層柱の柱脚のみを調査した場合、及び2層の梁端から始め梁ヒンジの調査数をパラメータとしたケースを図5.23に示す。

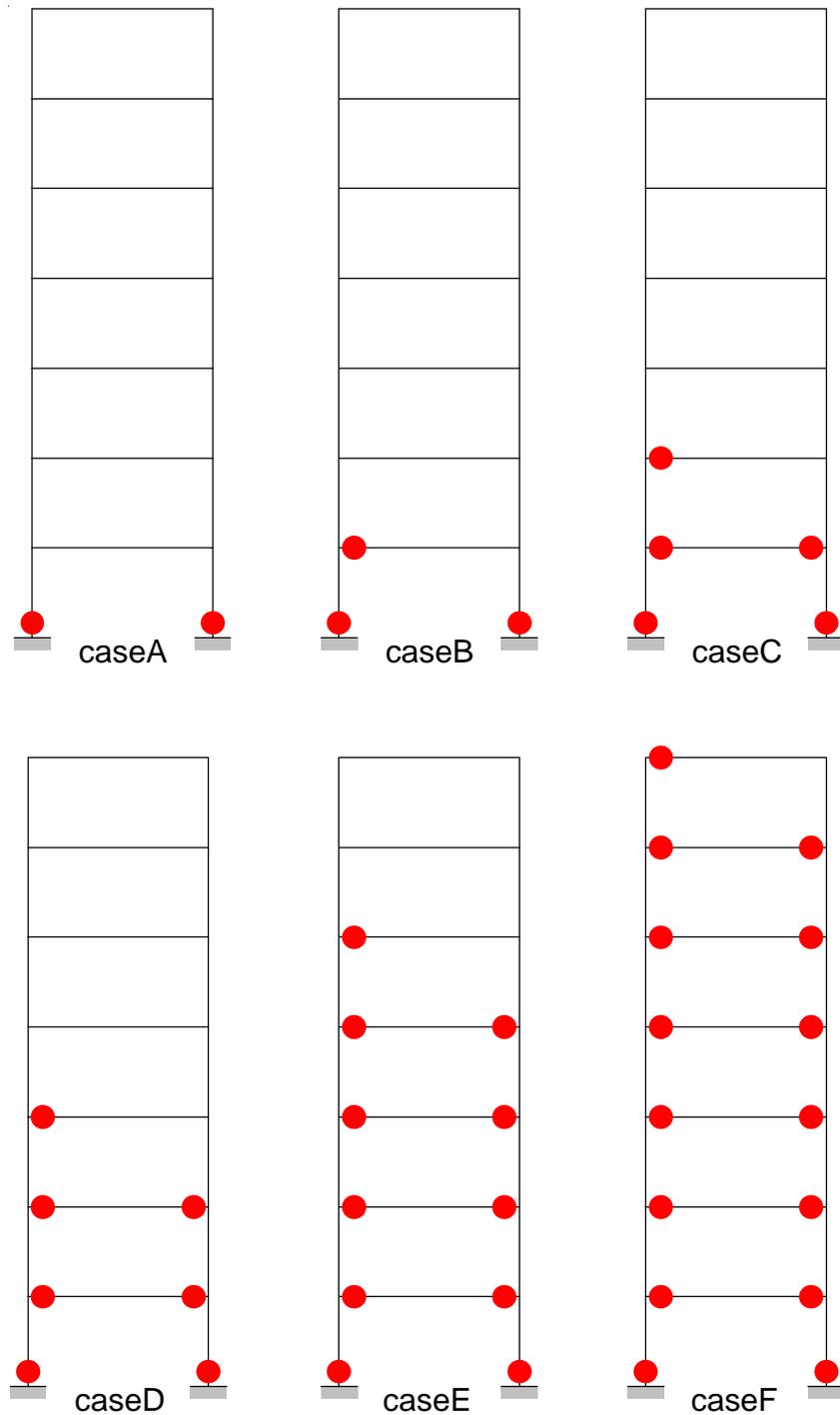


図 5.23 7層1スパン架構に対する調査部材数のケース

図 5.23 のような調査部材数(ヒンジ数)が異なる caseA~caseF における  $SI_m$  の算定結果と, case0 の  $SI_m$  の算定結果を図 5.24 に示す。図 5.24 より, 調査部材数が最も多い caseF における  $SI_m$  の算定結果が case0 のそれとほぼ同じであるが, 他のケースにおける  $SI_m$  の算定結果は case0 の  $SI_m$  の算定結果をやや下回っている。これは, 7 層 1 スパン架構において, 1 層柱の損傷が梁より大きくなっており, 耐震性能が多く残存している梁の調査数が増加するほど, 架構の残存耐震性能が大きく評価されるものであると考えられる。この結果より, 従って, ここまで述べてきた建物モデルの場合と同様, 可能な限り多くの部材を調査することを前提としながらもそれが困難である場合には, 1 層の柱及び梁の一部の調査結果に基づき  $SI_m$  を算定すれば, 架構の残存耐震性能をやや保守的に評価できると考えられる。

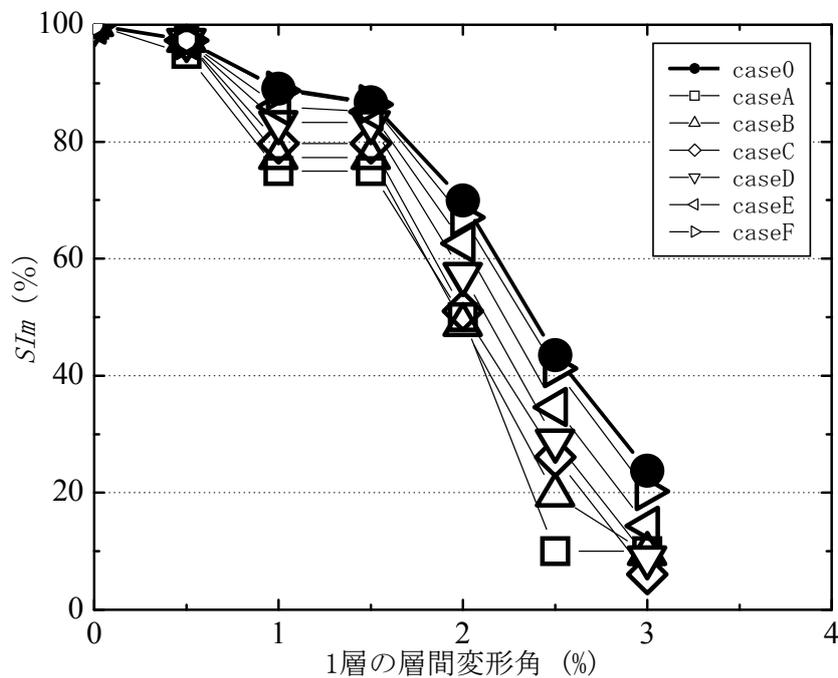


図 5.24 7 層 1 スパン架構における調査可能な部材数が  $SI_m$  の評価結果に与える影響

5.4.4 3層3スパン架構

3層多スパン架構においては、まず1層の柱脚のみが調査できた場合を caseA、2層梁まで調査できた場合を caseB、3層梁まで調査できた場合を caseC として、それぞれの  $SI_m$  と真の崩壊機構 (case0) の  $SI_m$  を比較する。

まず、3層3スパン架構における case0、caseA~caseC の  $SI_m$  の算定結果を図 5.25 に示す。図 5.25 より、被災現場において調査可能な部材数が多くなるほど、当然ながら  $SI_m$  の正解値に近似した。そのうち、2層梁まで調査できた場合を想定する caseB の  $SI_m$  の算定結果に着目すると、被災現場で調査可能な部材数が限られている場合、第1層の柱と第2層梁の損傷を確認し  $SI_m$  を算定することでおよそ架構の残存耐震性能が評価できると考えられる。

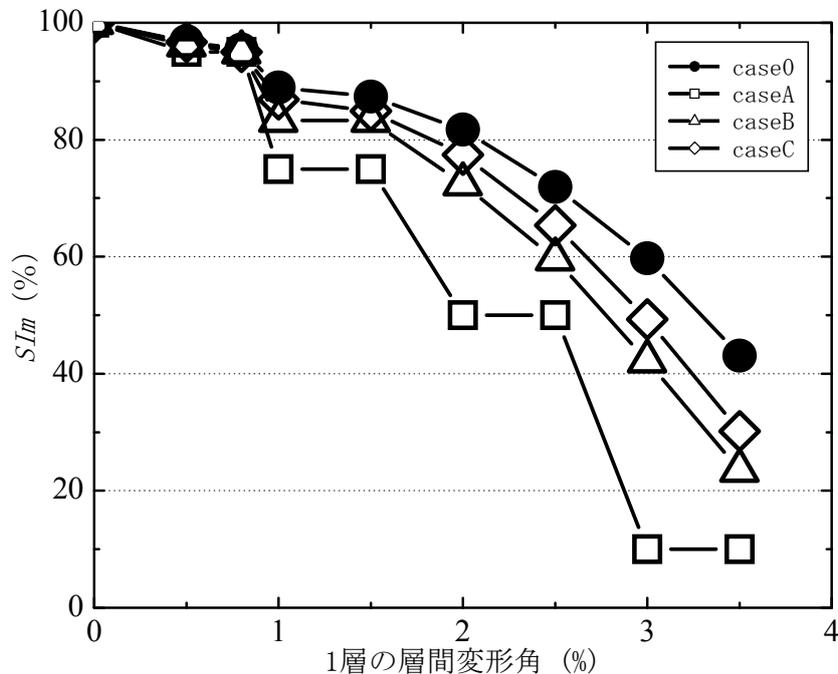


図 5.25 3層3スパン架構における調査可能な部材数が  $SI_m$  の評価結果に与える影響

5.4.5 3層5スパン架構

3層5スパン架構における case0, caseA~caseC の  $SI_m$  の算定結果を図 5.26 に示す。図 5.26 より、上記の3層3スパン架構における検討結果と同様に、被災現場において調査可能な部材数が多くなるほど、当然ながら  $SI_m$  の正解値に近似した。また、この架構でも、第1層の柱と第2層梁の損傷を確認し  $SI_m$  を算定することでおよそ架構の残存耐震性能が評価できることを示した。

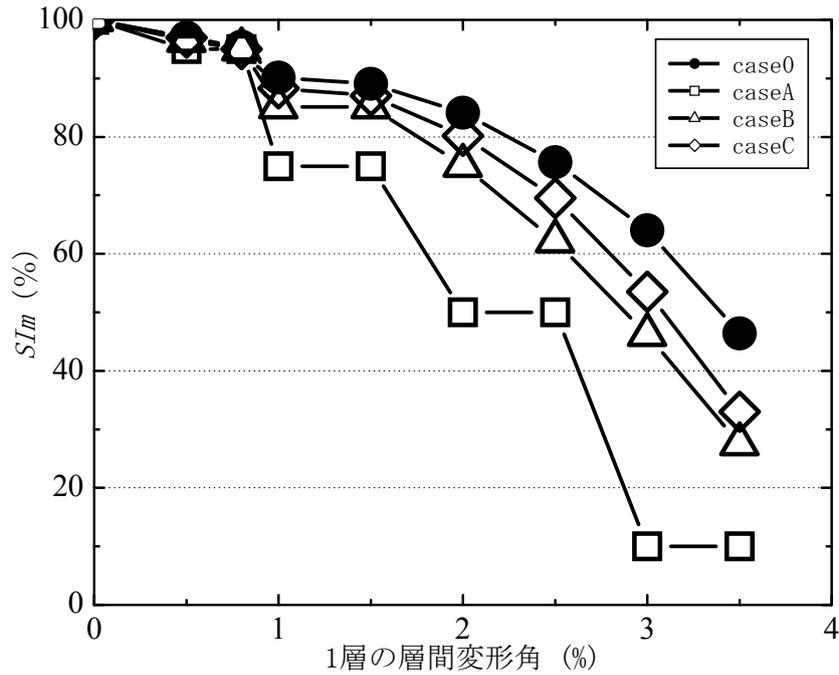


図 5.26 3層5スパン架構における調査可能な部材数が  $SI_m$  の評価結果に与える影響

5.4.6 3層7スパン架構

3層7スパン架構における case0, caseA~caseC の *SI<sub>m</sub>* の算定結果を図 5.27 に示す。図 5.27 より、被災現場において調査可能な部材数が多くなるほど、当然ながら *SI<sub>m</sub>* の正解値に近似すること、及び、被災現場で調査可能な部材数が限られている場合、第1層の柱と第2層梁の損傷を確認し *SI<sub>m</sub>* を算定することでおよそ架構の残存耐震性能が評価できることが分かった。

上記の3層3スパン、5スパンの検討結果を加えて考えると、本論文で対象としている7層程度の建物において、調査可能な部材数が限られる場合は、まず第1層の柱と第2層梁の損傷を確認し *SI<sub>m</sub>* を算定することでおよそ架構の残存耐震性能が評価できると考えられる。

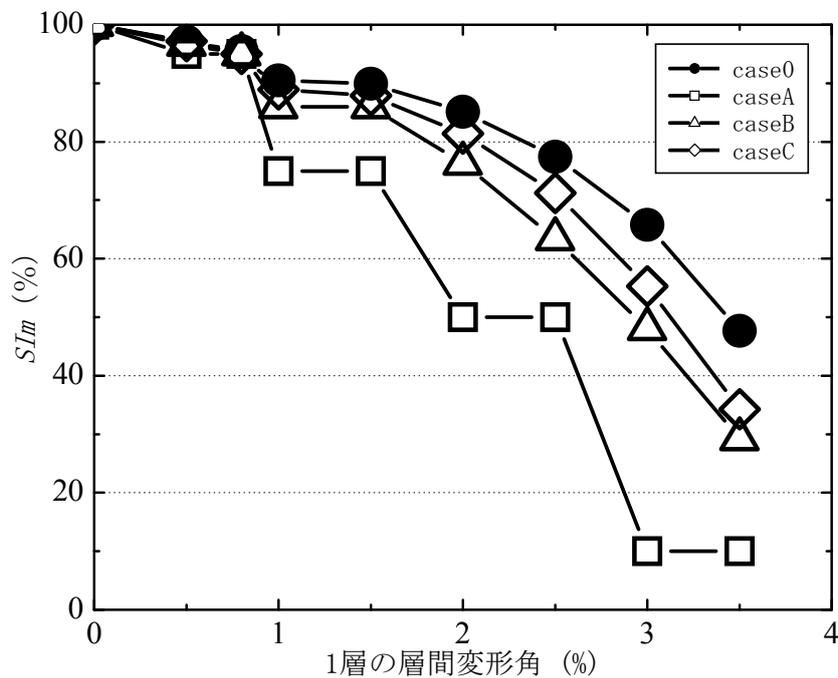


図 5.27 3層3スパン架構における調査可能な部材数が *SI<sub>m</sub>* の評価結果に与える影響

## 5.5 まとめ

本章では、地震被災現場において、部材に表出する損傷に基づき架構の真の崩壊機構を想定することが困難であり、また壁や天井などにより梁の損傷状態を確認できないことが予想されるため、層数及びスパン数をパラメータとした多層骨組（1 スパン3層、5層、7層及び3層3スパン、5スパン、7スパン骨組）の静的荷重漸増解析を行い、「被災現場における調査者の視認結果に基づき想定された崩壊機構と真の崩壊機構との差異」、及び、「被災現場における調査可能な部材数の多少」が曲げ耐力法による *SI<sub>m</sub>* の評価精度に与える影響についてそれぞれ検討した。本章から得られた知見を以下に示す。

- 1) 第1層の柱脚及び各層の梁端に降伏ヒンジが形成され架構の崩壊機構に至る1スパン架構モデルにおいては、軽微～小破の小変形領域で隣接する柱と梁の損傷度が近接することにより、潜在的なヒンジ位置を正しく設定しにくいために、視認により想定した架構の崩壊機と真の崩壊機構に差異が生じやすいが、それぞれの *SI<sub>m</sub>* の算定結果は真の崩壊機構のそれに近似し、架構の被災度区分判定結果にもほとんど影響を与えなかった。
- 2) 3層3スパン架構モデルにおいては、大変形時でも隣接する柱と梁の損傷度が近接し、また下層の部材の損傷が比較的大きくなったため、1層での層崩壊型架構を想定した場合においても、その *SI<sub>m</sub>* は小変形のみならず大変形時においても真の崩壊機構のそれに比べ大きな差異は見られなかった。しかし、3層架構においてスパン数が増加すると、損傷が比較的小さい上層の影響をより強く受けて、真の崩壊機構の *SI<sub>m</sub>* は増加するが、1層の層崩壊型架構として算定した *SI<sub>m</sub>* は低下するため、両者の差異が大きくなった。
- 3) いずれの架構モデルにおいても、被災現場において調査可能な部材数が多くなるほど、当然ながら *SI<sub>m</sub>* の正解値に漸近したが、本検討対象のように7層程度の建物において調査可能な部材数が極めて限られる場合は、まず第1層の柱と第2層梁の損傷を確認し *SI<sub>m</sub>* を算定することでおよそ架構の残存耐震性能が評価できることを示した。

本章では、典型的な梁降伏架構モデル（即ち、1層の柱脚および各層の梁端部に降伏ヒンジが形成する架構モデル）を主対象として解析検討を行い、*SI<sub>m</sub>* の曲げ耐力法の適用性について検討した。しかしながら、実際の建物では1層の柱脚または上層の梁端部に降伏ヒンジが形成しない場合が多いため、このような架構モデルについては今後更なる検討を行う予定である。

[参考文献]

- [5.1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，2010.2
- [5.2] 日本建築学会関東支部：鉄筋コンクリート構造の設計ー学びやすい構造設計，2002.1
- [5.3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990.11
- [5.4] 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2001.9

---

## 第 6 章

### 結 論

---

## 6. 結論

本研究では、現在の RC 造構造設計の主流である梁降伏型 RC 造建物を主対象に、地震により被災した同種建物における定量的な残存耐震性能評価手法の開発を目的として、1 層と 2 層の梁降伏型 RC 造架構の静的載荷実験及び多層骨組の静的荷重増分解析を行い、理論的な分析を経て被災現場への適用を意識した残存耐震性能評価手法の提案を行った。以下に、本論文における各章から得られた知見を章ごとに纏めて示す。

第 1 章「序論」では、近年の被害地震において見られた震動被害を防ぐためには、耐震補強など建物の耐震性能を向上させる震前対策が最も重要であるが、不幸にも被害が生じた場合に速やかな復旧・復興へ導くには、復旧の要否とその程度を判定するための建物の定量的な残存耐震性能評価に基づいた被災度区分判定手法が重要であることを述べた。また、現在の構造設計では梁降伏型の設計思想が主流であり、更に同種建物の地震被害事例が報告されているにも拘わらず、その残存耐震性能評価手法が明確に定められていない問題点を指摘し、本研究の必要性を述べた。

第 2 章「水平部材を含む架構全体の耐震性能残存率  $SI_m$  の提案」では、架構のエネルギー吸収能力に基づいた残存耐震性能評価手法を提案した。まず、架構全体の水平抵抗がその最大水平耐力のある割合に低下する点を安全限界として定め、安全限界までの架構のエネルギー吸収能力の残存割合に基づき、残存耐震性能を表す全架構耐震性能残存率  $SI_m$  の理論解を定義し、また軽微～倒壊の被災度と対応する概念である「特徴区間」を定義した。その後、地震被災現場への適用を意図し、部材の損傷量により架構のエネルギー吸収量を推定可能な架構の残存耐震性能の簡易評価法（曲げ耐力法）を提案したうえ、曲げ耐力法の適用に際して必要となるパラメータ、即ちヒンジ部位の損傷度に応じた耐震性能低減係数  $\eta$ 、及び  $\eta$  に対する重み付け係数となるヒンジ部位のエネルギー寄与係数  $\alpha$  の評価法について検討した。本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) 既往の研究事例を参考に、架構の水平抵抗がその最大水平耐力の 80% に低下する時を安全限界として定め、架構の残存耐震性能を表す全架構耐震性能残存率  $SI_m$  の「理論解」を、架構の安全限界までのエネルギー吸収能力に対する地震後のエネルギー吸収能力の比として定義した。
- 2) 梁降伏型 RC 造架構を対象に、ひび割れや降伏による剛性変化などに基づき被災度を表す A～E の五つの区間で区分される「特徴区間」を定義したうえ、従来の軽微～倒壊の被災度とそれぞれ概ね対応することを確認した。また、簡単な復元力モデルを用いてその特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値について議論した。
- 3) 被災現場への適用を目的として、部材に表出する最大残留ひび割れなどの損傷程度及びこれから降伏ヒンジ部位の耐震性能低減係数  $\eta$  を算定し、更にある基準となるヒンジ部位に対する各ヒンジ部位のエネルギー吸収能力の比で定義されるエネルギー寄与係数  $\alpha$  を、ヒンジ部

位の曲げ終局モーメントの比に基づき略算することにより、 $SI_m$  を簡易に算定可能とするような「曲げ耐力法」を提案した。その際、柱の柱脚及び柱頭に降伏ヒンジが形成される層崩壊型架構，あるいは第1層柱の柱脚及び各層梁の両端に降伏ヒンジが形成される全体崩壊型架構の崩壊機構を想定し，エネルギーがすべてヒンジ位置で吸収されると仮定した。

- 4) 曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定に当り，まず梁部材の力学性状の変化に基づいた損傷度の区分方法を定義したうえ，その損傷度に応じた  $\eta$  の評価法を示した。また，ヒンジ部位のエネルギー吸収能力に基づき定義された  $\alpha$  について，ヒンジ部位の曲げ終局モーメントに基づく略算法を提案した。

第3章「梁降伏型 RC 造 1 層架構の静的載荷実験及び曲げ耐力法による  $SI_m$  の評価」では，梁降伏型 1 層の純フレーム架構及び非構造壁を有する架構による既往の静的載荷実験結果を用いて，曲げ耐力法の適用性及び妥当性について検討した。本章ではまず，曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定にあたり主要パラメータとなるヒンジ部位の耐震性能低減係数  $\eta$  とエネルギー寄与係数  $\alpha$  を本実験結果から算定した。その後，試験体における曲げ耐力法による  $SI_m$  とその理論解を算定し，両者の比較により曲げ耐力法の適用性及び妥当性を議論した。本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) 第2章で定義した梁部材の力学性状の変化に基づく損傷度と目視可能な損傷量である最大残留ひび割れ幅との関係より，そのひび割れ幅に基づく I～V の損傷度を新たに定義したうえ，前章で定義した部材の  $\eta$  の評価法に基づき，その損傷度に応じた梁の  $\eta$  を算定した。その結果，目視可能な損傷に基づき定義した梁の損傷度は柱のそれと大きな差はなく，梁の  $\eta$  が柱の  $\eta$  よりも大きめに評価されることで，梁部材の損傷度区分についての現行の被災度区分判定基準に記載されている「若干緩やかに柱の基準を準用する（同じひび割れ幅に対する損傷度を1レベル小さく評価するなどの意図と思われる）」ことと整合した。
- 2) ヒンジ部位のエネルギー吸収能力に基づき算定した  $\alpha$  の精算値と曲げ終局モーメントに基づき算定した  $\alpha$  の略算値を比較し，両者が概ね一致していることを確認した。このことにより，ヒンジ部位の曲げ終局モーメントから  $\alpha$  を簡易に評価することが可能となった。
- 3) 純フレーム架構試験体において，曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定結果が理論解によるそれに比べ，やや小さい値を示したが，その差異は僅かであり，両者は概ね近似していることが分かった。本試験体においては，被災現場で  $SI_m$  の曲げ耐力法により架構の残存耐震性能が保守的ではあるが精度よく評価できた。
- 4) 非構造壁付試験体においては，加力途中に非構造壁と柱の接触により架構の耐力が上昇する挙動を示した。 $SI_m$  の曲げ耐力法ではその影響を考慮していないため，曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定結果は理論解によるそれを下回った。また，最大残留ひび割れ幅に基づいた損傷度を定義した上記3)の試験体に比べ，本試験体の梁せいは1.7倍程度であるため，表出する損傷（ひび割れ幅）も相応に大きくなり，3)の試験体よりも過大に損傷度を評価している可能性があり，その影響については更なる検証が必要である。

第4章「梁降伏型 RC 造 2 層 F 型架構の静的載荷実験及び曲げ耐力法による  $SI_m$  の評価」では、梁降伏型 RC 造 2 層架構試験体 3 体の静的載荷実験を実施し、曲げ耐力法の多層架構への適用性及び妥当性について検討した。本章では、①部材の曲げ終局モーメントの比、即ちエネルギー寄与係数  $\alpha$  を各試験体で異なるように設定し、これが  $SI_m$  の評価精度に与える影響、及び②スリット付壁を設置し、最大耐力発生時の変形角を変化させることが、被災度を区分する  $SI_m$  の閾値に与える影響、をそれぞれ検討した。また検討に先立ち、第3章と同様な検討を行い、損傷度に応じた梁の  $\eta$  及びヒンジ部位  $\alpha$  の評価法の妥当性について確認した。本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) 梁部材の最大残留ひび割れ幅に基づきその損傷度を区分し、損傷度に応じた梁の  $\eta$  を算定した結果、第3章での検討結果と大きな差異は見られなかった。
- 2)  $\alpha$  の精算値と略算値を比較した結果、両者が概ね一致しており、多層架構においても、ヒンジ部位の曲げ終局モーメントから  $\alpha$  を簡易に評価可能であることが確認できた。
- 3)  $\alpha$  の異なる試験体を対象に、曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定結果と理論解によるそれを比較した結果、いずれの試験体においても、曲げ耐力法による  $SI_m$  の算定結果がやや小さいものの、 $\alpha$  が適切に精算値を評価していれば両者が概ね一致することが確認できた。
- 4) 安全限界変形はほぼ等しいものの非構造壁の有無により最大耐力の発生時の変形が異なる試験体を対象に、各被災度を区分する  $SI_m$  の閾値を検討したところ、最大耐力発生時の変形がより大きい非構造壁を有する試験体に対して、非構造壁がない試験体では中破～大破相当の境界値は 20%程度大きかった。
- 5) 第3章及び既往の実験結果を加えて特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値について検討した結果、軽微～小破相当の境界値は 95%、小破～中破相当の境界値は 85%及び中破～大破相当の境界値は 65%となり、現行の被災度区分判定基準に定められている耐震性能残存率  $R$  の区分とほぼ等しい値であった。

第5章「異なる崩壊機構の想定が多層骨組の  $SI_m$  の評価結果に与える影響」では、地震被災現場において、部材に表出する損傷に基づき架構の真の崩壊機構を想定することが困難であり、また壁や天井などにより梁の損傷状態を確認できないことを予想して、層数及びスパン数をパラメータとした多層骨組（1 スパン 3 層、5 層、7 層及び 3 層 3 スパン、5 スパン、7 スパン骨組）の静的荷重漸増解析を行い、「被災現場における調査者の視認結果に基づき想定された崩壊機構と真の崩壊機構との差異」、及び「被災現場における調査可能な部材数の多少」が、曲げ耐力法による  $SI_m$  の評価精度に与える影響についてそれぞれ検討した。

- 1) 第1層の柱脚及び各層の梁端に降伏ヒンジが形成され架構の崩壊機構に至る 1 スパン架構モデルにおいては、軽微～小破の小変形領域では隣接する柱と梁の損傷度が近接することにより、潜在的なヒンジ位置を正しく設定しにくいために、視認により想定した架構の崩壊機と

真の崩壊機構に差異が生じやすいが、それぞれの  $SI_m$  の算定結果は真の崩壊機構のそれに近似し、架構の被災度区分判定結果にもほとんど影響を与えなかった。

- 2) 3層3スパン架構モデルにおいては、大変形時でも隣接する柱と梁の損傷度が近接し、また下層の部材の損傷が比較的大きくなったため、1層での層崩壊型架構を想定した場合においても、その  $SI_m$  は小変形のみならず大変形時においても真の崩壊機構のそれに比べ大きな差異は見られなかった。しかし、スパン数が増加すると、損傷が比較的小さい上層の影響をより強く受けて、真の崩壊機構の  $SI_m$  は増加するが、1層の層崩壊型架構として算定した  $SI_m$  は低下するため、両者の差異が大きくなった。
- 3) いずれの架構モデルにおいても、被災現場において調査可能な部材数が多くなるほど、当然ながら  $SI_m$  の正解値に漸近したが、調査可能な部材数が限られる場合は、本検討対象のような7層程度までであれば、まず第1層の柱と第2層梁の損傷を確認し  $SI_m$  を算定することでおよそ架構の残存耐震性能が評価できることを示した。

第6章「結論」は本章であり、本論文で得られた成果と今後の課題について取り纏めた。

以上のように、本論文は、梁降伏型 RC 造建物及び層崩壊型 RC 造建物の残存耐震性能評価手法を提案し、実験及び解析結果に基づきその適用性及び妥当性について検討・検証を行ったものであり、今後の地震による被災建物の復旧に資する基礎データを提供するものと考えられる。一方、本研究で十分明確にされていない部材損傷に及ぼす寸法の影響については引き続き検討する必要がある。

---

## 付録 1

特徴区間（被災度）を区分する  $SI_m$  の閾値の算定例

---

## 付 1.1 算定概要

本論文の第4章では、地震被災現場で曲げ耐法力による  $SI_m$  の算定結果に基づき、容易に架構の被災度（特徴区間）を判定することを考慮し、特徴区間（被災度）を区分する  $SI_m$  の閾値の設定について検討している。その際、本論文に言及した架構の実験結果のみならず、より多い実験データを適用し  $SI_m$  の閾値を設定した場合、その結果がより高い汎用性があると考え、ここでは東京大学生産技術研究所中埜研究室で実施した既往の静的載荷実験結果（BFFB 試験体（柔梁純架構試験体）及びBFRB 試験体（剛梁純架構試験体）<sup>[付1.1]</sup>を加えて、 $SI_m$  の閾値を算定することとする。

まず、実験結果を用い、第2章で提案した付式(1.1)に基づき  $SI_m$  の理論解を算定する。そして、付表1.1の定義に基づき架構の特徴区間（被災度）を区分し、 $SI_m$  の理論解との関係から、特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値を求める。BFFB 試験体及びBFRB 試験体における特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値を、付1.2及び付1.3にそれぞれ示す。

$$SI_m = \left( 1 - \frac{\sum_{i=1}^n E_{d,i}}{\sum_{i=1}^n E_{u,i}^*} \right) \times 100 (\%) \quad \text{付(1.1)} \\ \text{[式(2.5)再掲]}$$

ここで、

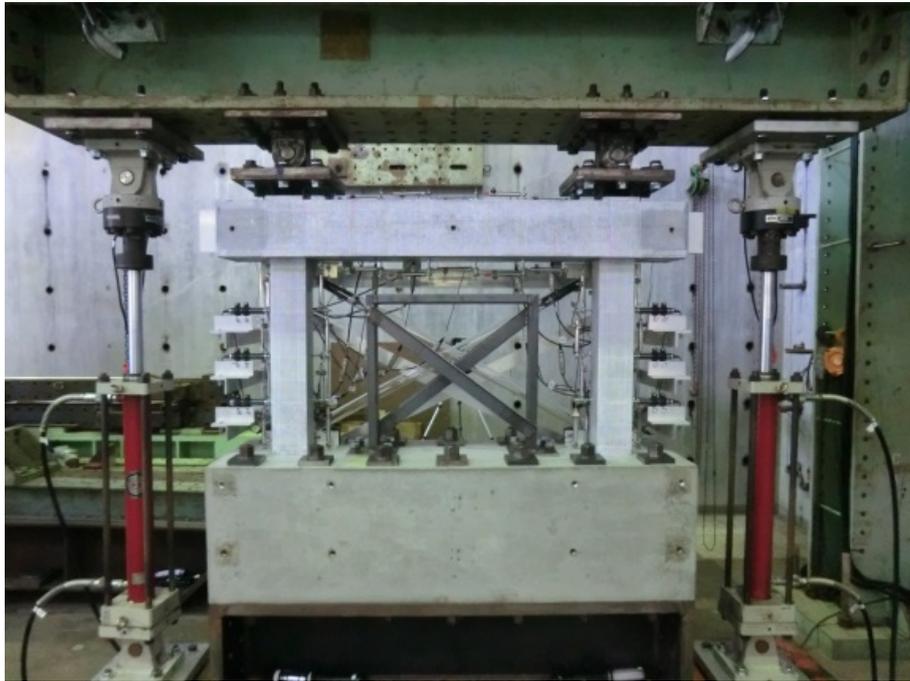
$E_{d,i}$  : 最大応答変形後の除荷時変位までの部材  $i$  のエネルギー吸収量

$E_{u,i}^*$  : 架構の水平耐力が最大耐力の80%低下時まで部材  $i$  が吸収したエネルギー量

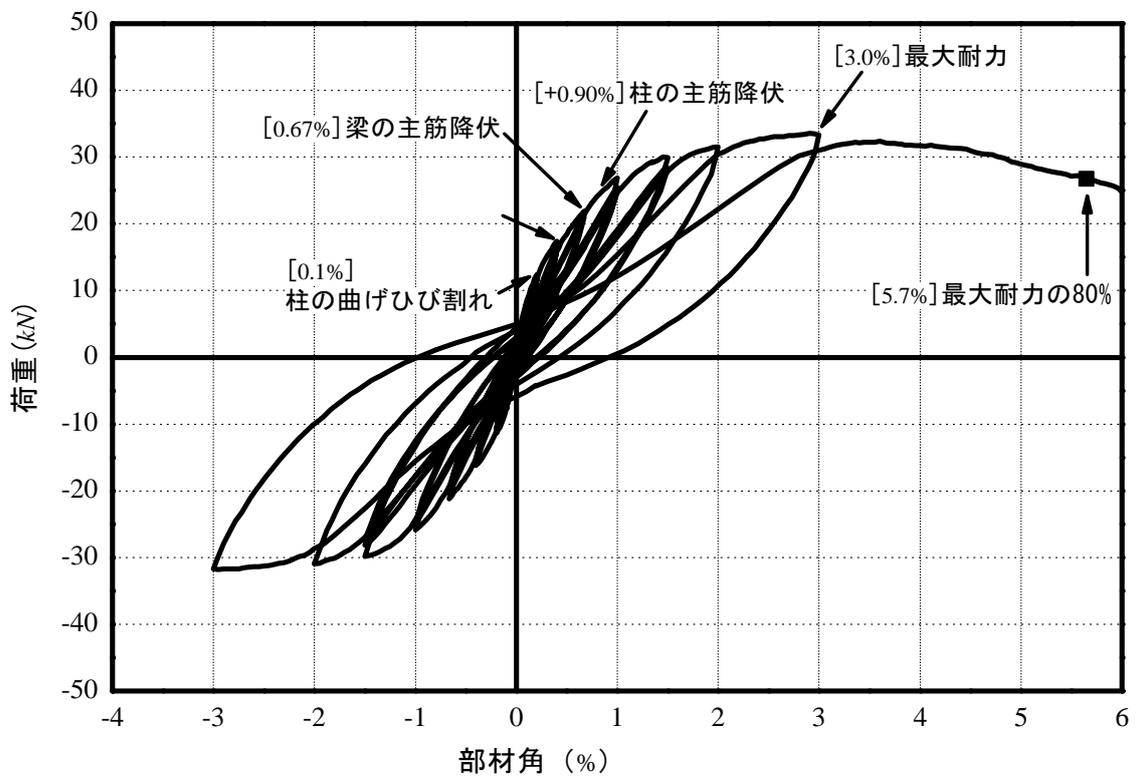
付表 1.1 架構の特徴区間（被災度）の定義（表 2.2 再掲）

特徴区間	定義
A 区間	ひび割れ点を超えた部材が生じてから 降伏点を超えた部材が生じるまでの区間
B 区間	降伏ヒンジが架構内各所に進展し、 崩壊機構形成に至るまでの区間
C 区間	架構が最大水平耐力に至るまでの区間
D 区間	耐力低下域に入り、「架構」の水平抵抗が 最大水平耐力の80%低下時に至るまでの区間
E 区間	水平抵抗能力を喪失するまでの区間

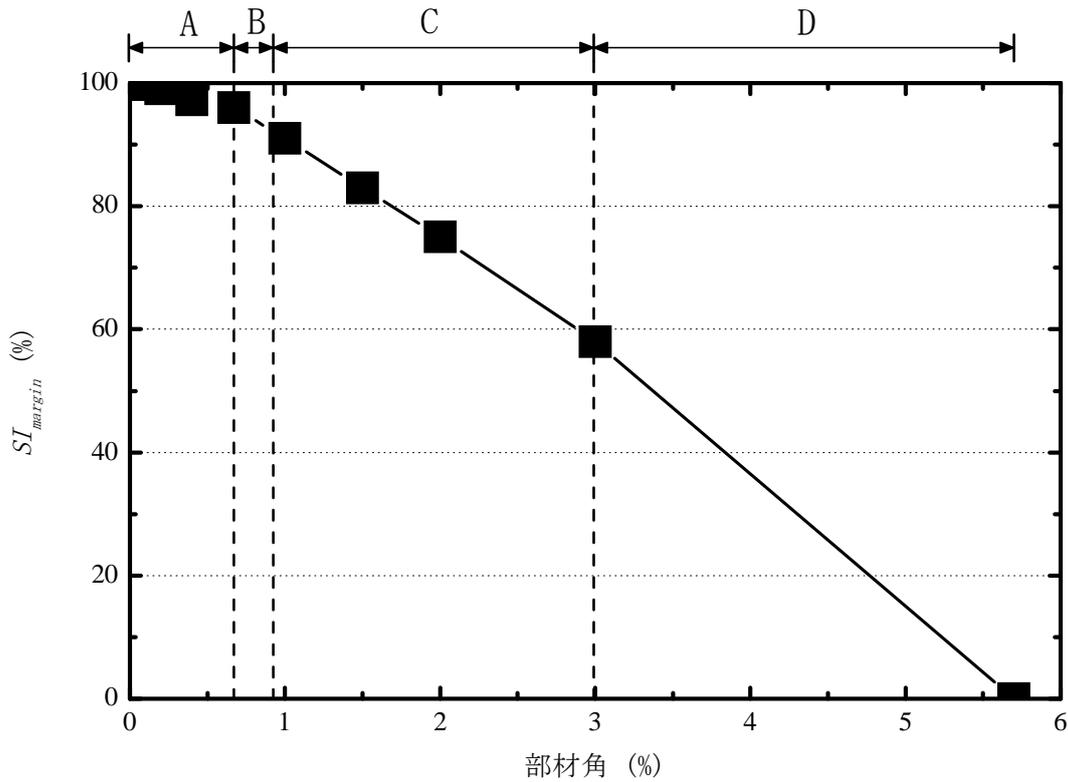
付 1.2 BFFB 試験体（柔梁純架構試験体）<sup>[付 1.1]</sup>



付写真 1.1 BFFB 試験体の全景<sup>[付 1.1]</sup>



付図 1.1 BFFB 試験体の荷重-変形関係<sup>[付 1.1]</sup>

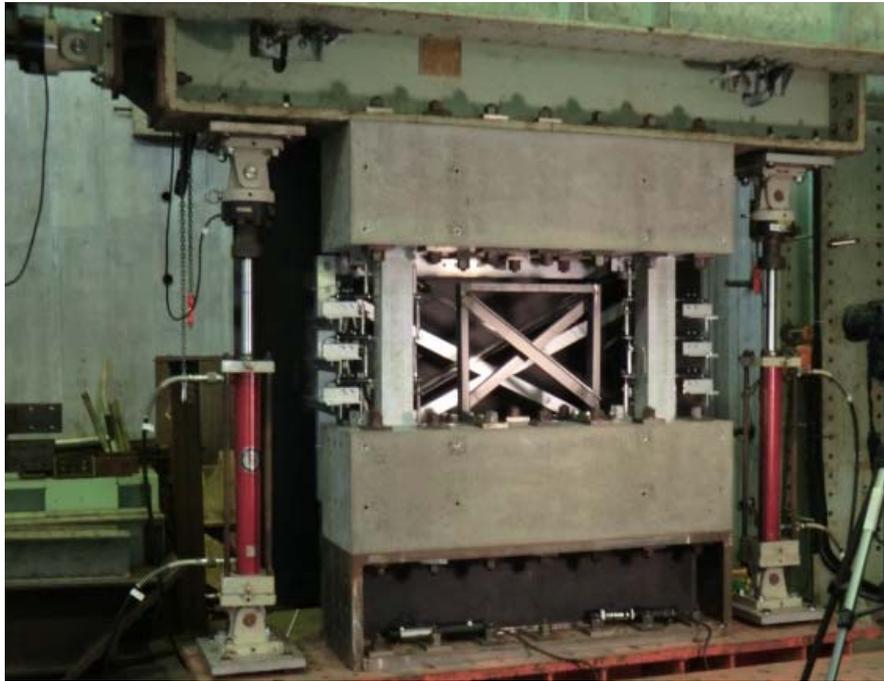


付図 1.2 BFFB 試験体の  $SI_m$  の理論解と特徴区間の関係

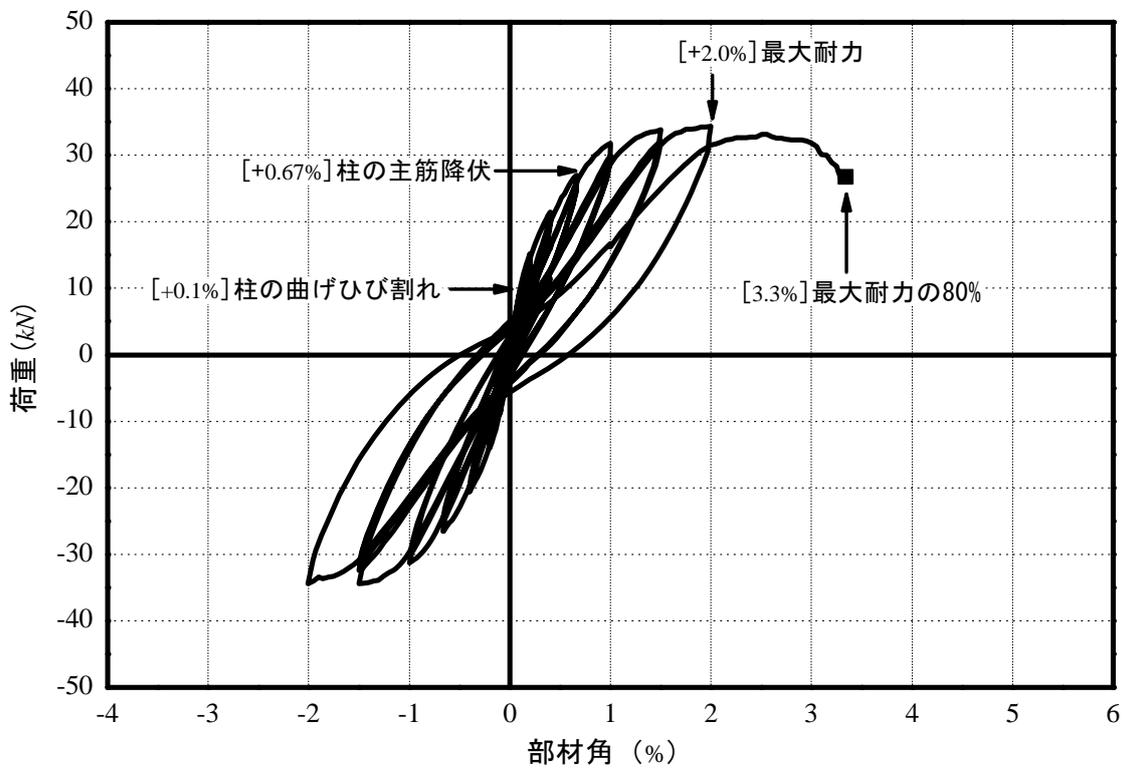
付表 1.2 BFFB 試験体の特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値

A-B 区間閾値 (軽微-小破境界)	B-C 区間閾値 (小破-中破境界)	C-D 区間閾値 (中破-大破境界)
96%	91%	58%

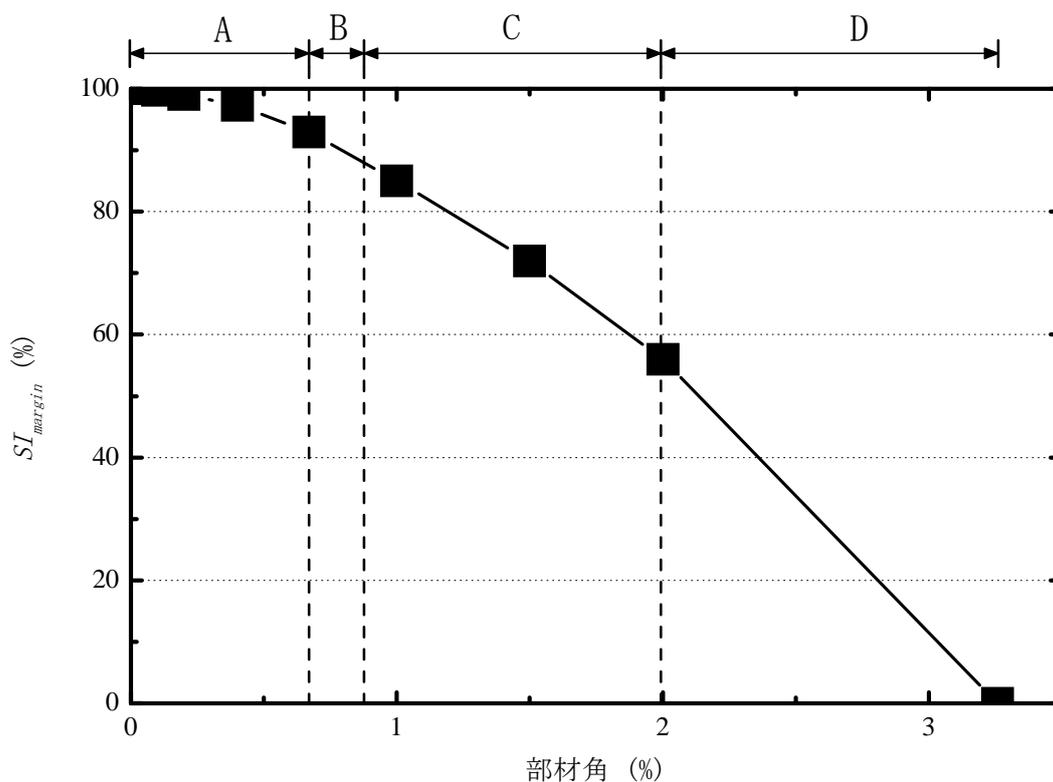
付 1.3 BFRB 試験体（剛梁純架構試験体）<sup>[付 1.1]</sup>



付写真 1.2 BFRB 試験体の全景<sup>[付 1.1]</sup>



付図 1.3 BFRB 試験体の荷重－変形関係<sup>[付 1.1]</sup>



付図 1.4 BFRB 試験体の  $SI_m$  の理論解と特徴区間の関係

付表 1.3 BFRB 試験体の特徴区間を区分する  $SI_m$  の閾値

A-B 区間閾値 (軽微-小破境界)	B-C 区間閾値 (小破-中破境界)	C-D 区間閾値 (中破-大破境界)
93%	86%	56%

[参考文献]

- [付1.1] 晉沂雄：無補強組積造壁を含む RC 造架構の耐震性能評価に関する実験的研究，東京大学博士学位論文，2013.8

---

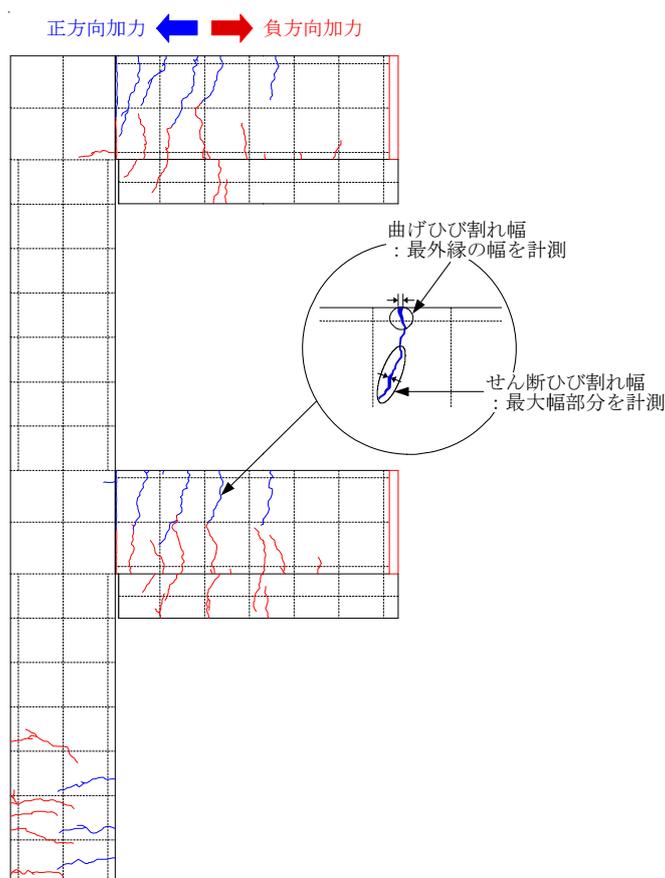
## 付録 2

### 梁降伏型 RC 造 2 層 F 型架構の残留ひび割れ幅

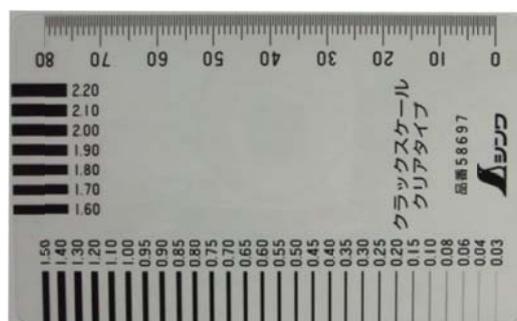


## 付 2.1 ひび割れ幅の計測方法

付図 2.1 に柱、梁及び垂れ壁のひび割れ測定方法を示す。各部材の生じたひび割れは原則として、曲げ、せん断及び曲げせん断ひび割れに分類し、それぞれの幅をクラックスケール（付写真 2.1）を用い詳細に計測した。特に、曲げせん断ひび割れと判断されたものについては、付図 2.1 のように、曲げ部分とせん断部分それぞれの幅を計測した。以下に実験時に行ったひび割れ計測の手順を示す。



付図 2.1 柱、梁および垂れ壁のひび割れ幅測定方法



付写真 2.1 計測に用いたクラックスケール

## 付 2.2 ひび割れ幅の計測手順

1 層の層間変形角  $R_1=0.0625, 0.125, 0.25, 3.0\%$  においてはそれぞれ 1 サイクルずつ、 $R_1=0.5, 1.0, 1.5, 2.0\%$  においてはそれぞれ 2 サイクルずつ加力した。 $R_1$  によって加力サイクル数異なるため、ひび割れ計測の手順も差異があり、以下にそれぞれのケースについて、 $R_1=0.0625\%$  及び  $R_1=0.5\%$  時を例として、ひび割れ計測の手順を示す。

### 加力サイクル数が 1 サイクルの場合 ( $R_1=0.0625, 0.125, 0.25, 3.0\%$ )

#### (1) $R_1=+0.0625\%$ の第 1 サイクル

##### ピーク時のひび割れ

- ① 全てのひび割れ観察 ➡ 青色マジックでトレース、ひび割れ図作成
- ② ひび割れ図のコピー
- ③ 全てのひび割れ（初期ひび割れを含む）幅測定
- ④ 看板用意 ➡ フレーム全体写真(正面 2 枚)

##### 除荷時残留ひび割れ

- ① 全てのひび割れ観察
- ② 全てのひび割れ幅測定
- ③ 看板用意 ➡ フレーム全体写真(正面 2 枚)

#### (2) $R_1=-0.0625\%$ の第 1 サイクル

##### ピーク時のひび割れ

- ① 全てのひび割れ観察 ➡ 赤色マジックでトレース、ひび割れ図作成
- ② ひび割れ図のコピー
- ③ 全てのひび割れ幅測定
- ④ 看板用意 ➡ フレーム全体写真(正面 2 枚)

##### 除荷時残留ひび割れ

- ① 全てのひび割れ観察
- ② 全てのひび割れ幅測定
- ④ 看板用意 ➡ フレーム全体写真(正面 2 枚)

加力サイクル数が 2 サイクルの場合 ( $R_1=0.5, 1.0, 1.5, 2.0\%$ )

(1)  $R_1=+0.5\%$  の第 1 サイクル

ピーク時のひび割れ

- ① 全てのひび割れ観察 ➡ 青色マジックでトレース, ひび割れ図作成
- ② ひび割れ図のコピー
- ③ 看板用意 ➡ フレーム全体写真(正面 2 枚)

除荷時残留ひび割れ

- ① 全てのひび割れ観察
- ② 看板用意 ➡ フレーム全体写真(正面 2 枚)

(2)  $R_1=-0.5\%$  の第 1 サイクル

ピーク時のひび割れ

- ① 全てのひび割れ観察 ➡ 赤色マジックでトレース, ひび割れ図作成
- ② ひび割れ図のコピー
- ③ 看板用意 ➡ フレーム全体写真(正面 2 枚)

除荷時残留ひび割れ

- ① 全てのひび割れ観察
- ② 看板用意 ➡ フレーム全体写真(正面 2 枚)

(3)  $R_1=+0.5\%$  の第 2 サイクル

ピーク時のひび割れ

- ① 全てのひび割れ観察 ➡ 青色マジックでトレース, ひび割れ図作成
- ② ひび割れ図のコピー
- ③ 全てのひび割れ (初期ひび割れを含む) 幅測定
- ④ 看板用意 ➡ フレーム全体写真(正面 2 枚)

除荷時残留ひび割れ

- ① 全てのひび割れ観察
- ② 全てのひび割れ幅測定
- ③ 看板用意 ➡ フレーム全体写真(正面 2 枚)

**(4)  $R_1=-0.5\%$  の第 2 サイクル**

ピーク時のひび割れ

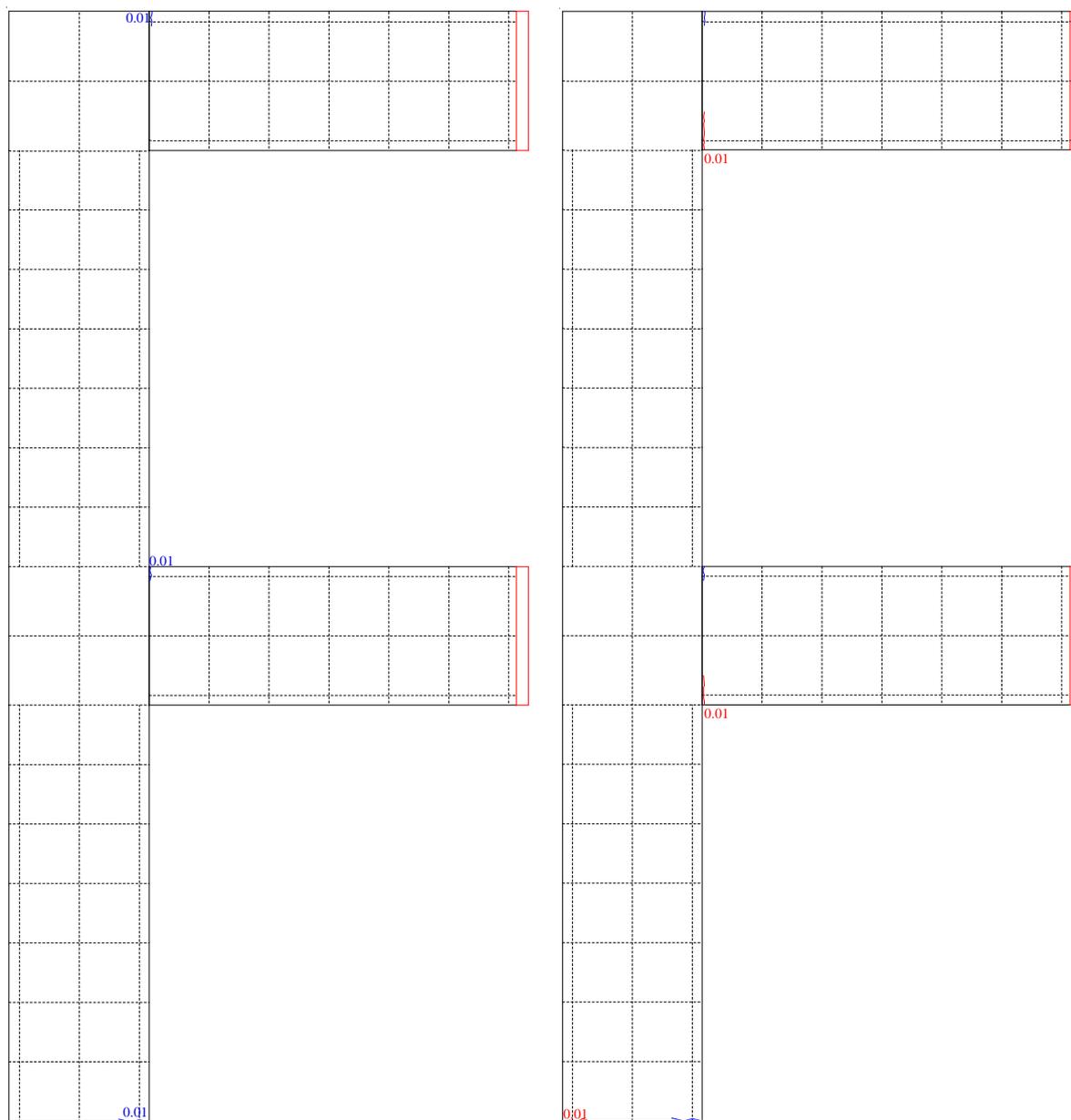
- ① 全てのひび割れ観察 ➡ 赤色マジックでトレース, ひび割れ図作成
- ② ひび割れ図のコピー
- ③ 全てのひび割れ幅測定
- ④ 看板用意 ➡ フレーム全体写真(正面 2 枚)

除荷時残留ひび割れ

- ① 全てのひび割れ観察
- ② 全てのひび割れ幅測定
- ④ 看板用意 ➡ フレーム全体写真(正面 2 枚)

付 2.3 2SH-07-07 試験体

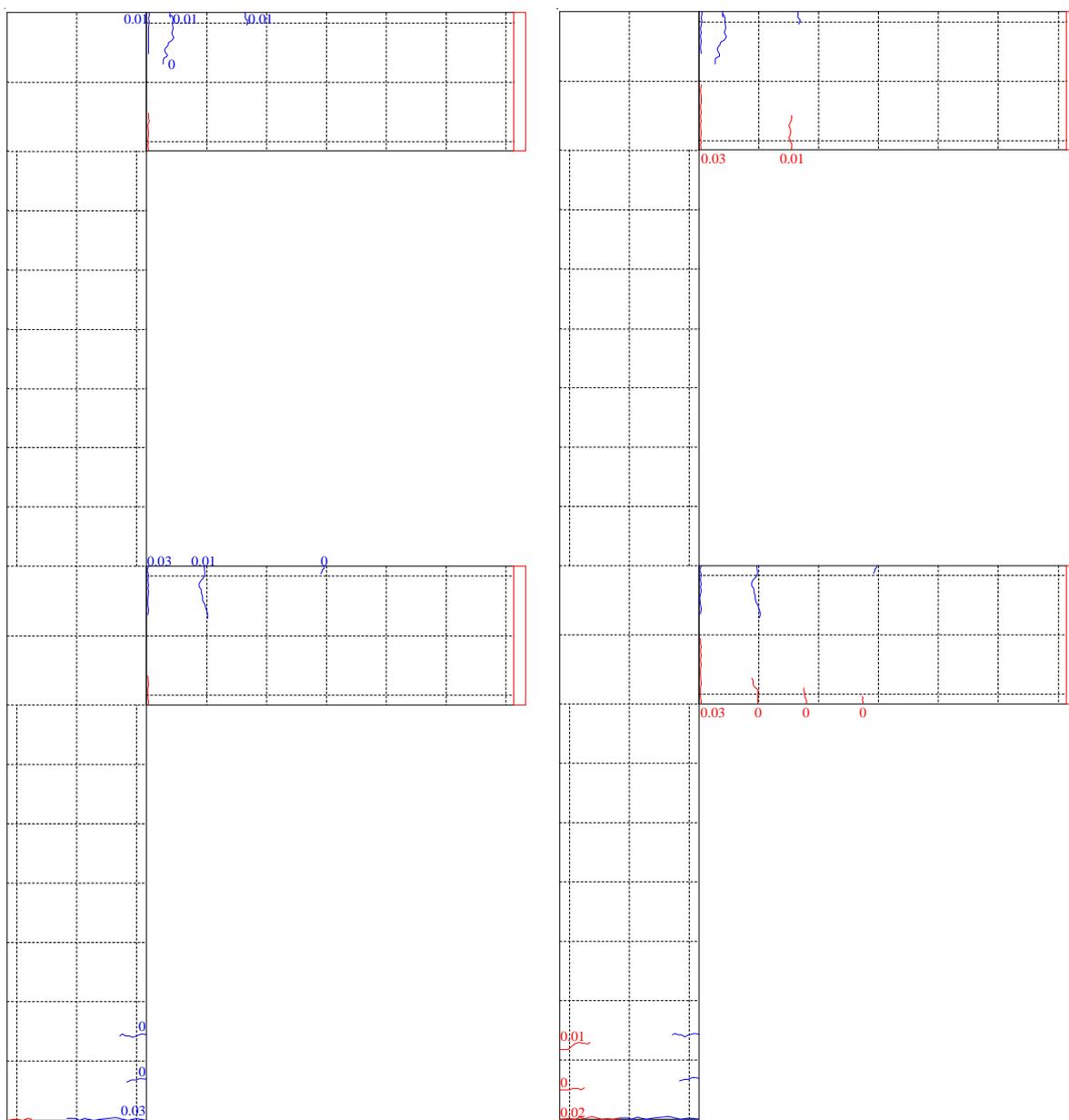
付図 2.2 (a) ~ (p) に各 1 層の層間変形角  $R_1$  の最終加力サイクルにおける 2SH-07-07 試験体に生じた残留ひび割れ幅をひび割れ図と一緒に示す。



(a)  $R_1=+0.0625\%$  の 1 サイクル目

(b)  $R_1=-0.0625\%$  の 1 サイクル目

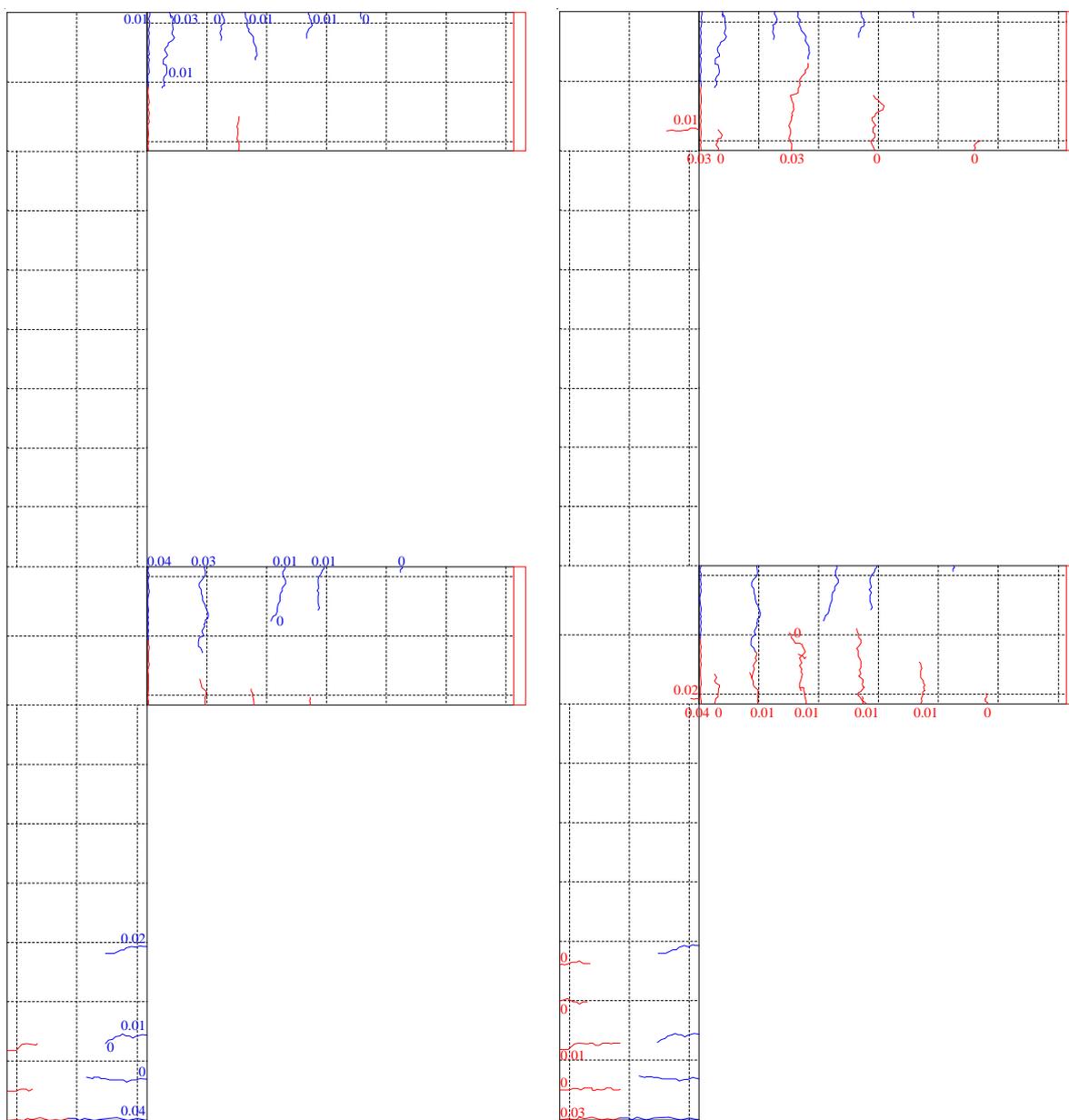
付図 2.2 2SH-07-07 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)



(c)  $R_1=+0.125\%$ の1サイクル目

(d)  $R_1=-0.125\%$ の1サイクル目

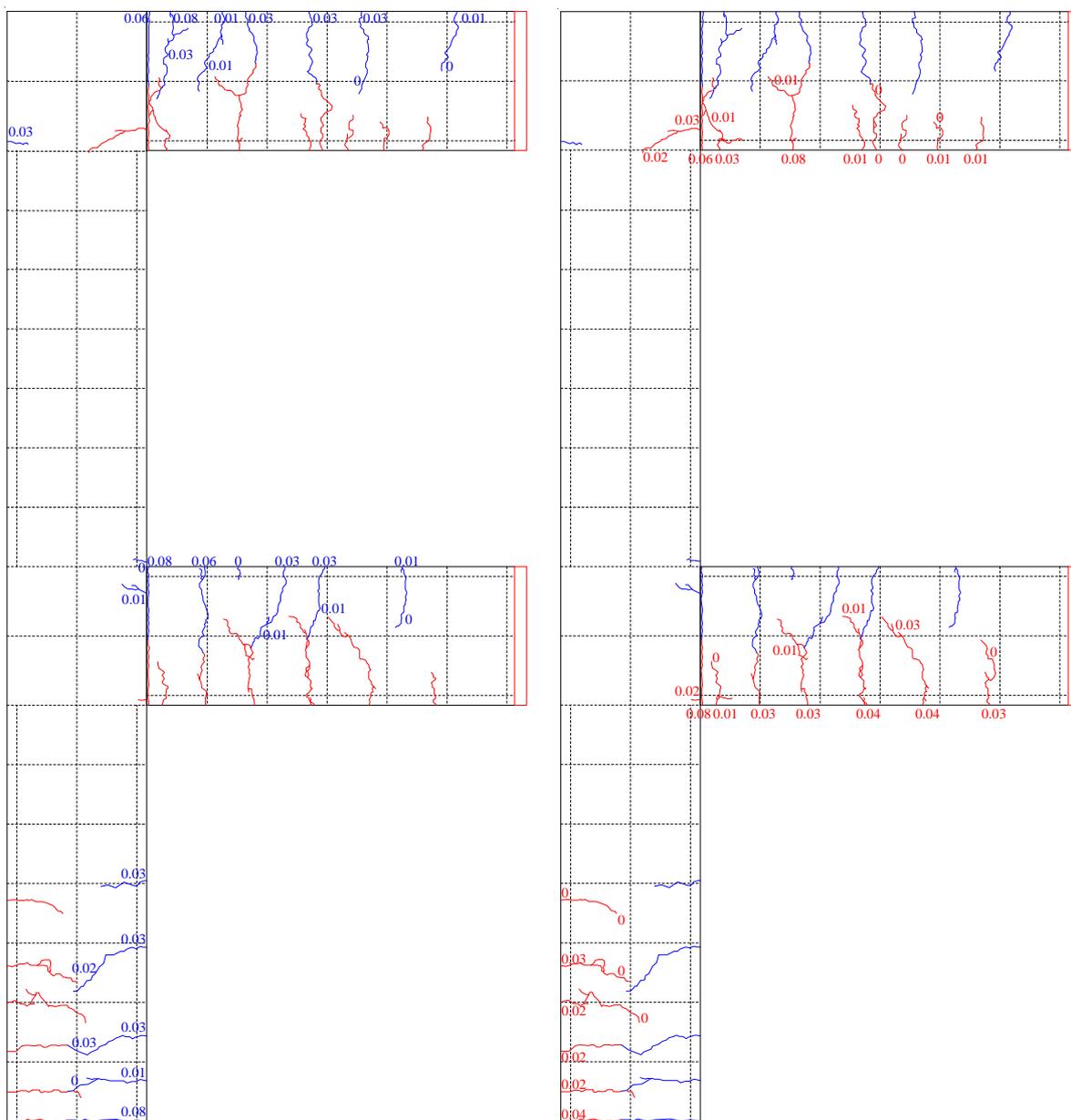
付図 2.2 2SH-07-07 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)



(e)  $R_1 = +0.25\%$  の 1 サイクル目

(f)  $R_1 = -0.25\%$  の 1 サイクル目

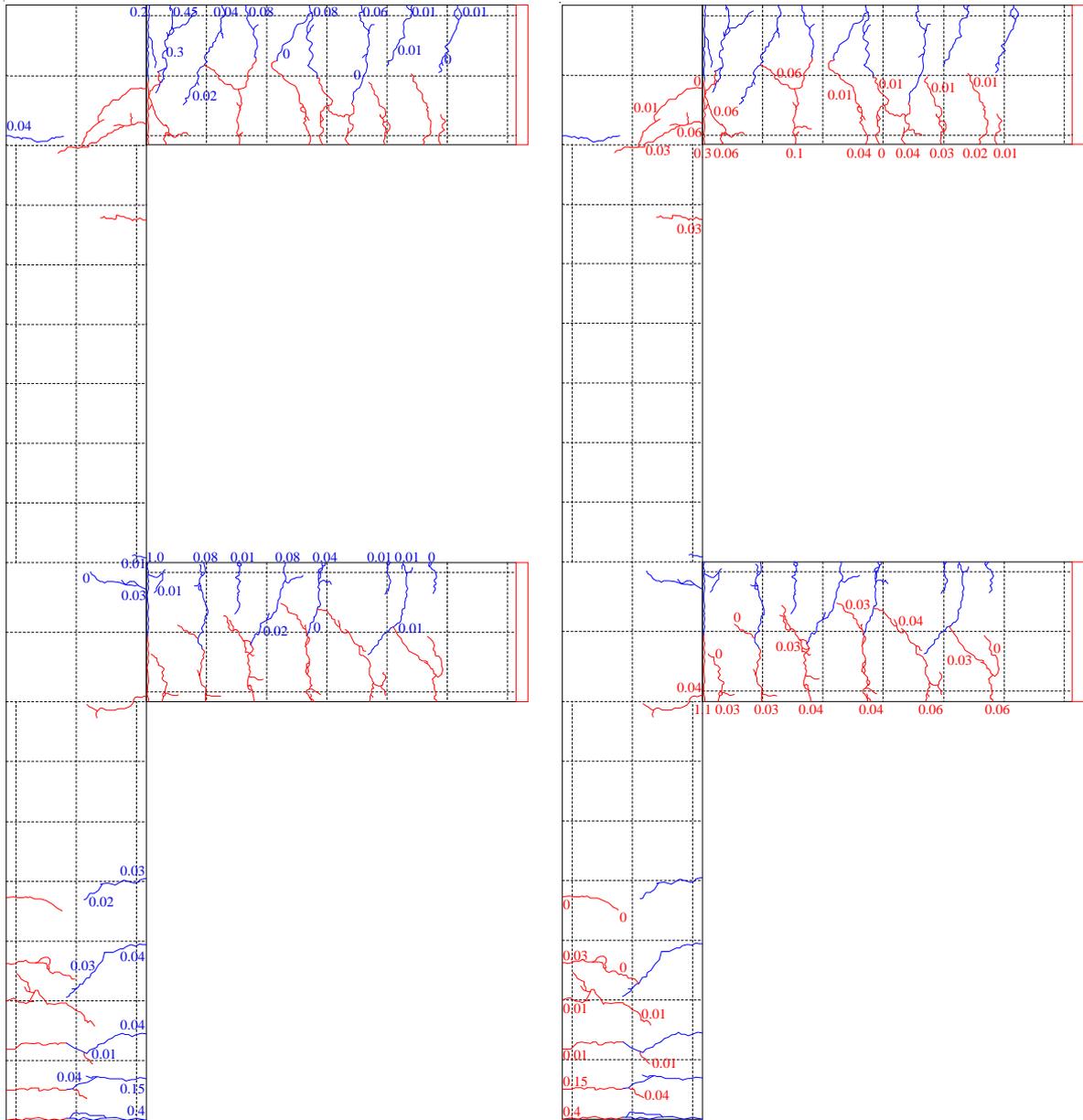
付図 2.2 2SH-07-07 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)



(g)  $R_1 = +0.5\%$  の 2 サイクル目

(h)  $R_1 = -0.5\%$  の 2 サイクル目

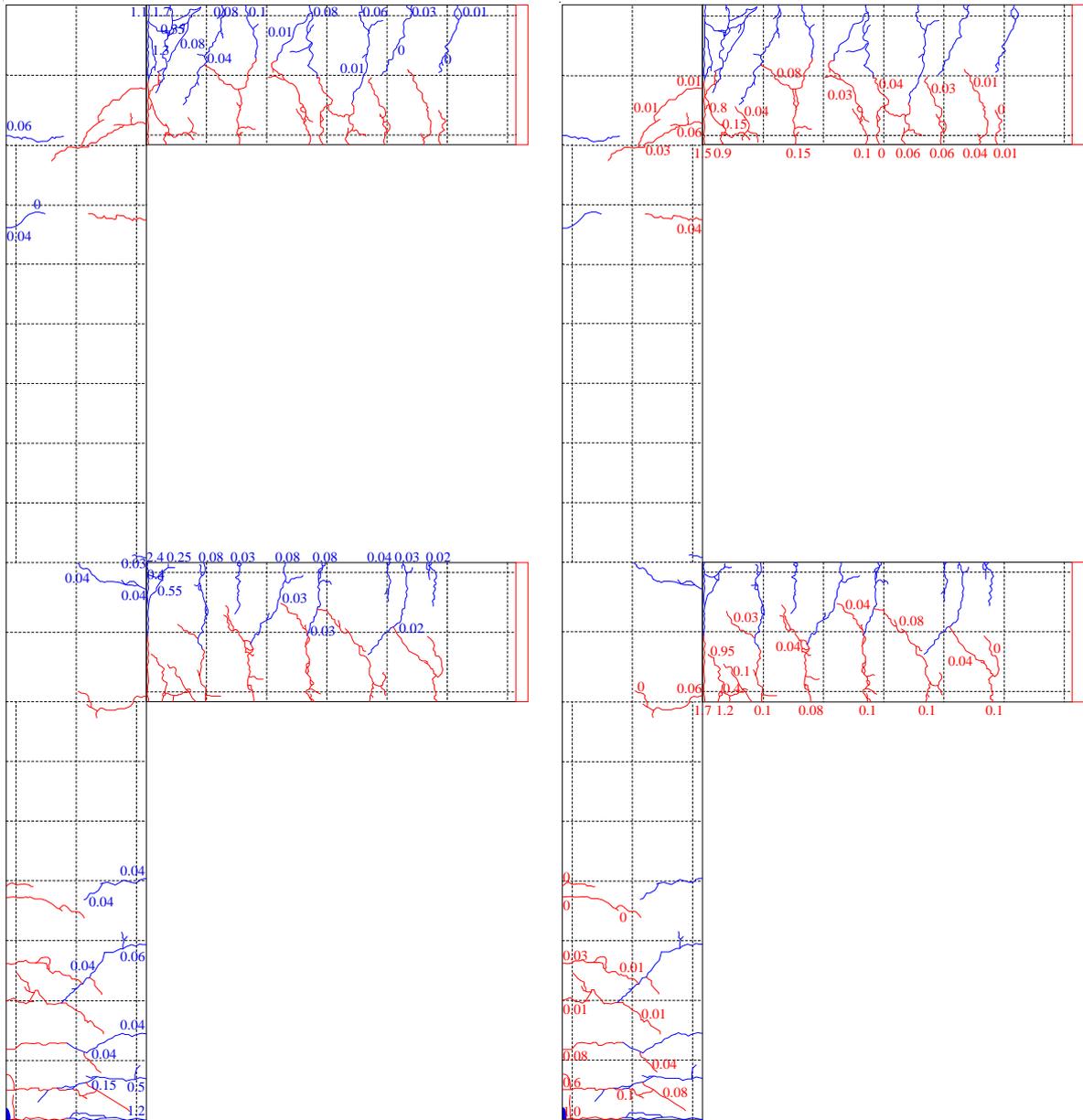
付図 2.2 2SH-07-07 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)



(i)  $R_1=+1.0\%$ の2サイクル目

(j)  $R_1=-1.0\%$ の2サイクル目

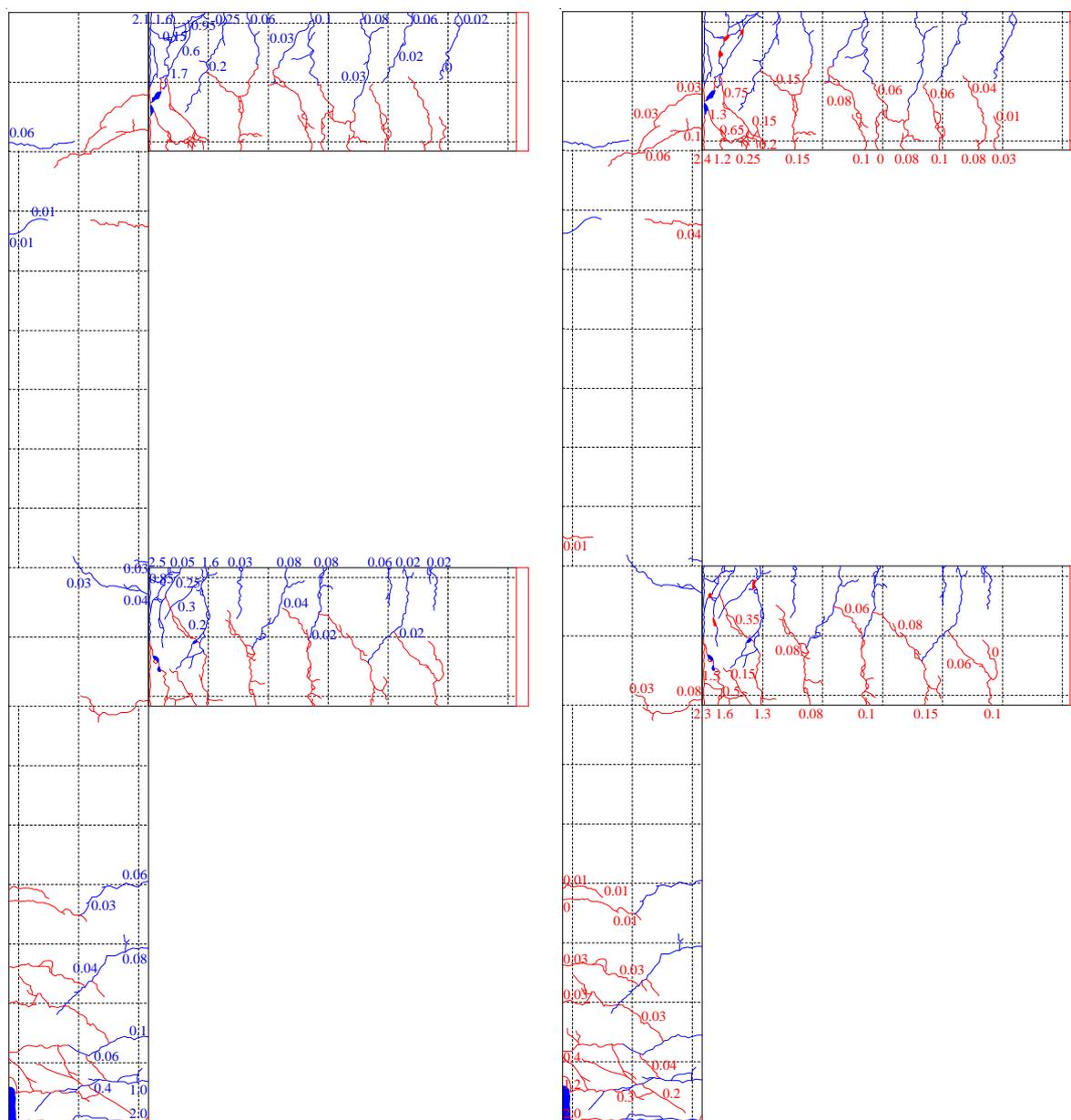
付図 2.2 2SH-07-07 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)



(k)  $R_1 = +1.5\%$  の 2 サイクル目

(l)  $R_1 = -1.5\%$  の 2 サイクル目

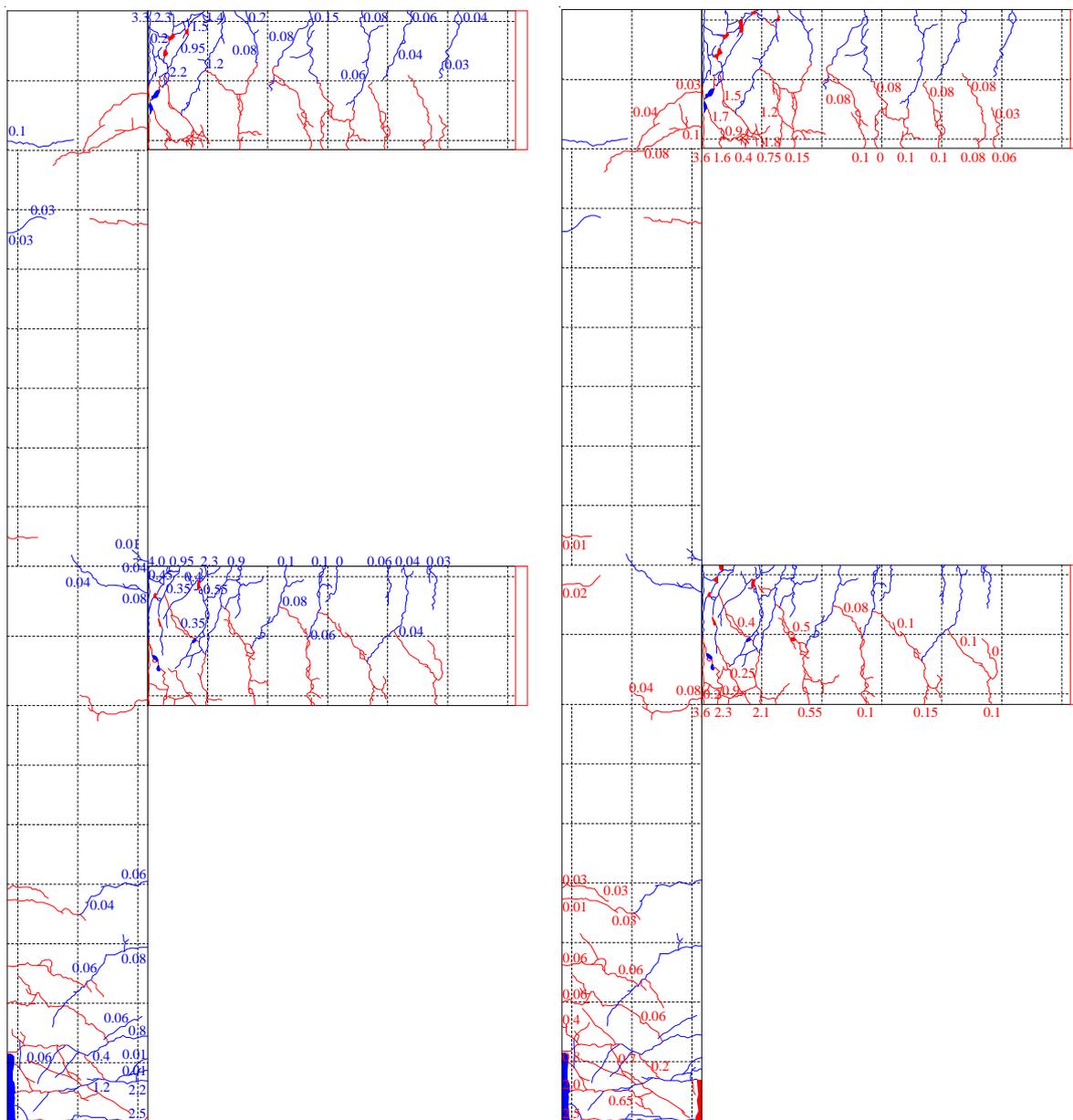
付図 2.2 2SH-07-07 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)



(m)  $R_1 = +2.0\%$  の 2 サイクル目

(n)  $R_1 = -2.0\%$  の 2 サイクル目

付図 2.2 2SH-07-07 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)



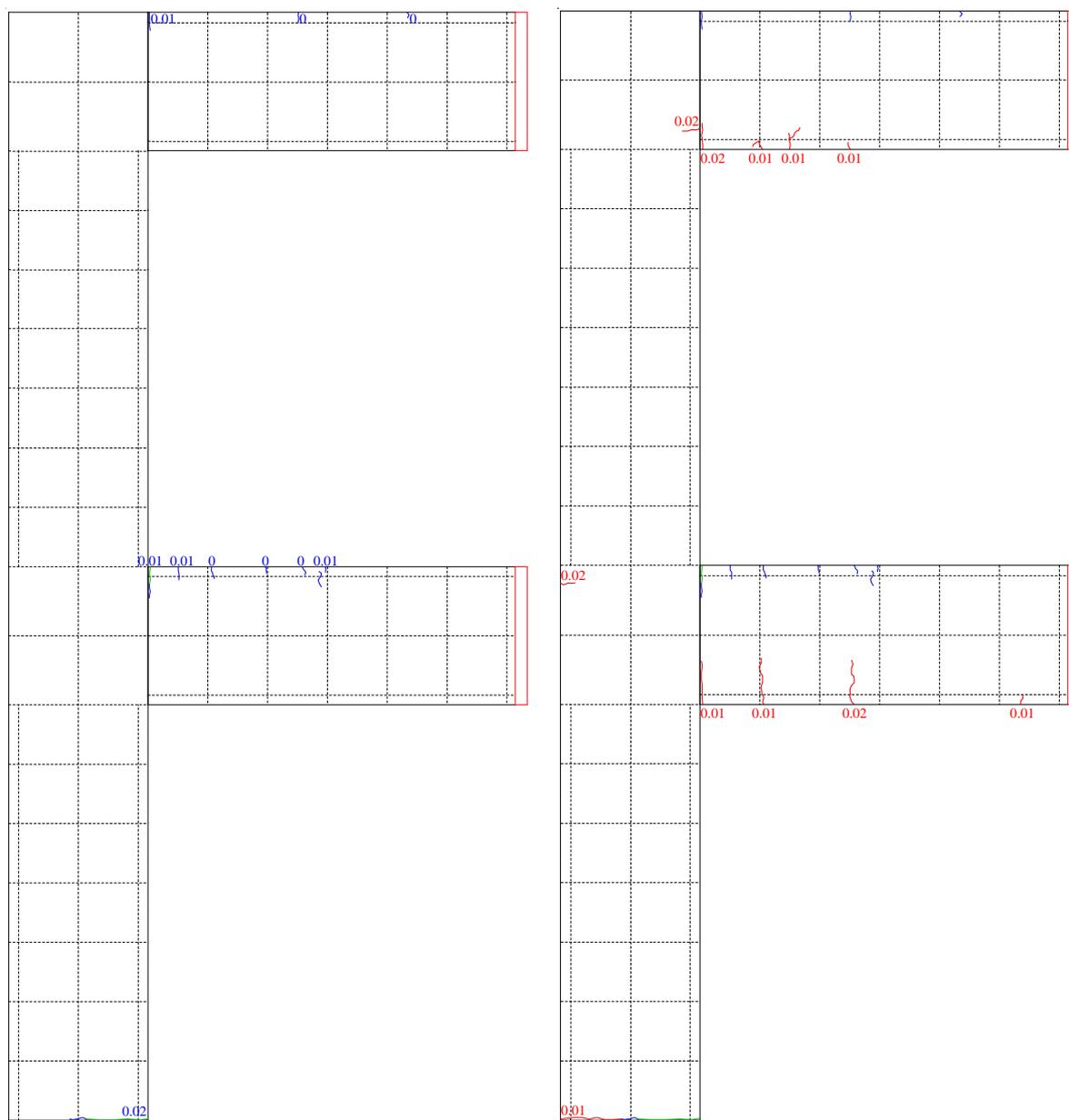
(o)  $R_1=+3.0\%$ の1サイクル目

(p)  $R_1=-3.0\%$ の1サイクル目

付図 2.2 2SH-07-07 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果

付 2.4 2SH-10-05 試験体

付図 2.3 (a) ~ (p) に各 1 層の層間変形角  $R_1$  の最終加力サイクルにおける 2SH-10-05 試験体に生じた残留ひび割れ幅をひび割れ図と一緒に示す。

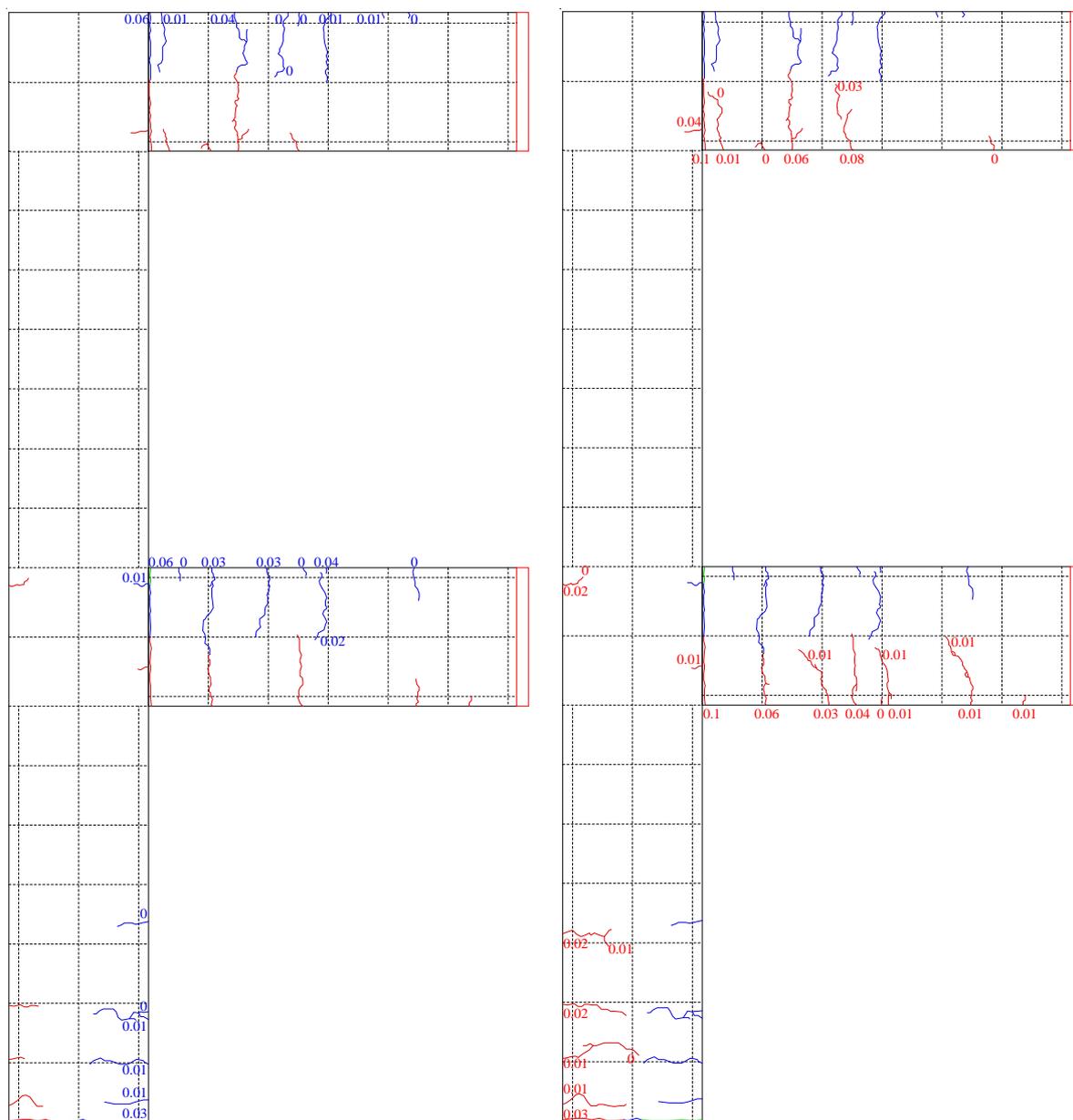


(a)  $R_1=+0.0625\%$  の 1 サイクル目

(b)  $R_1=-0.0625\%$  の 1 サイクル目

付図 2.3 2SH-10-05 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)



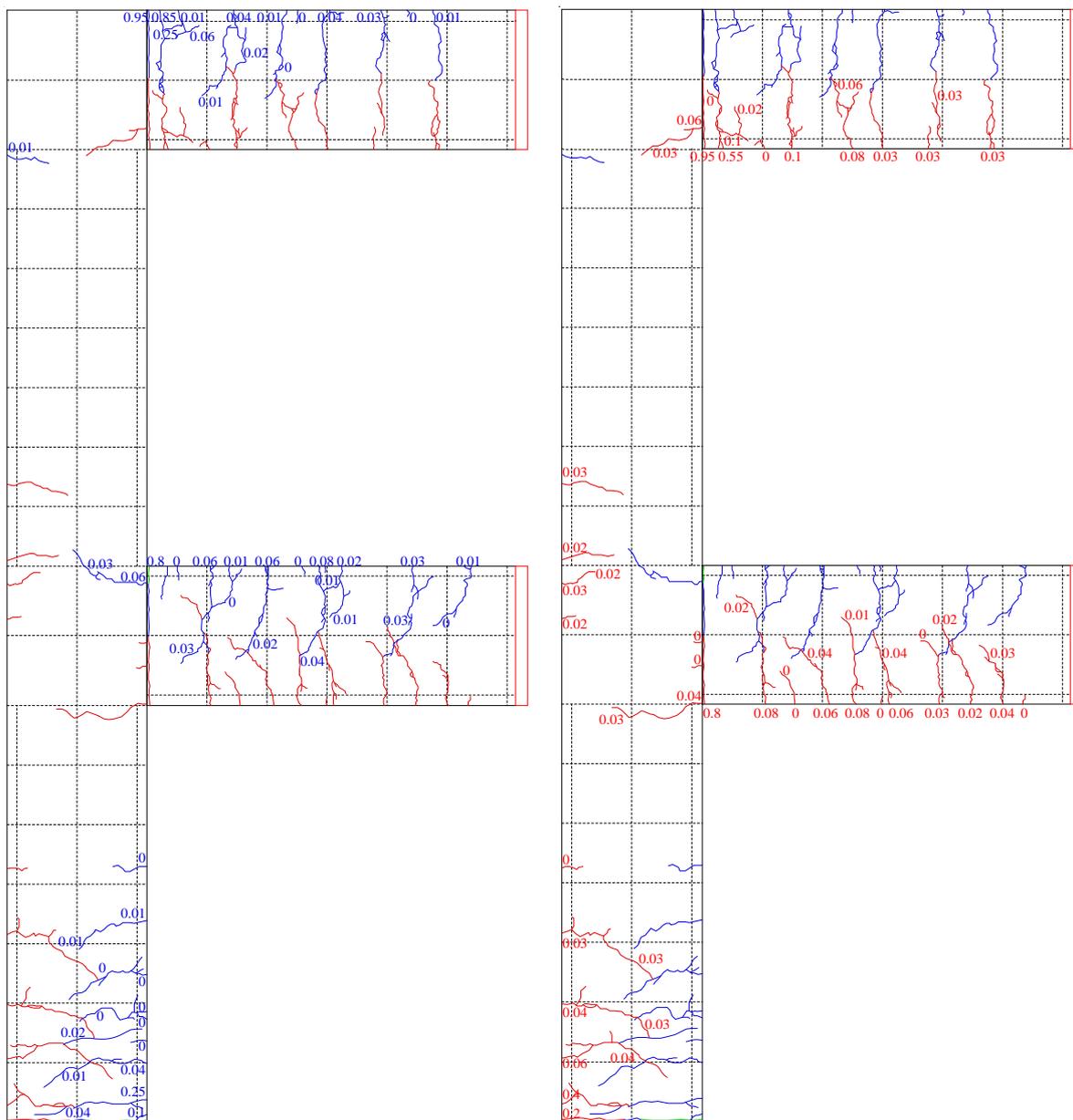


(e)  $R_1=+0.25\%$ の1サイクル目

(f)  $R_1=-0.25\%$ の1サイクル目

付図 2.3 2SH-10-05 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)



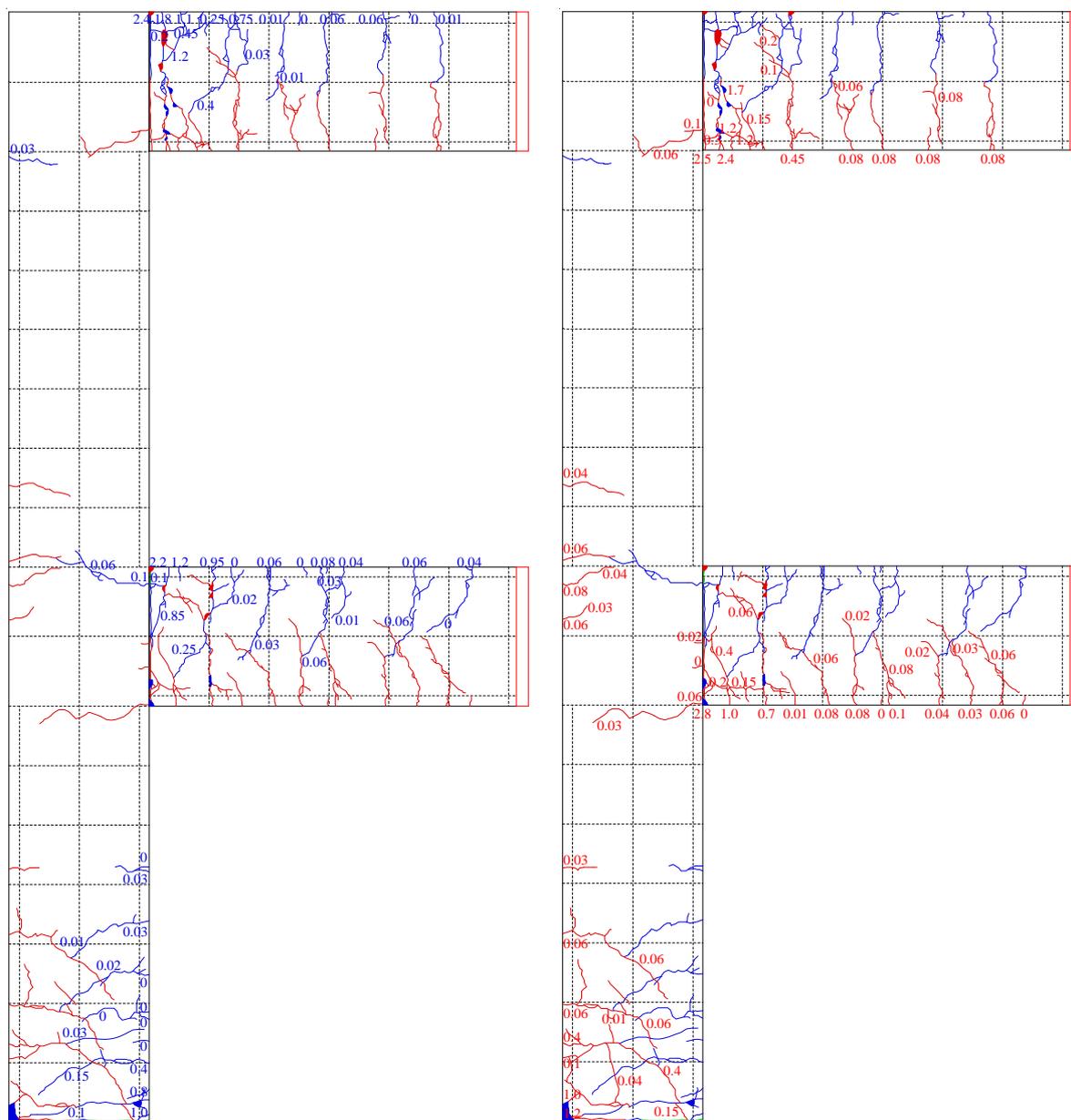


(i)  $R_1=+1.0\%$ の2サイクル目

(j)  $R_1=-1.0\%$ の2サイクル目

付図 2.3 2SH-10-05 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)

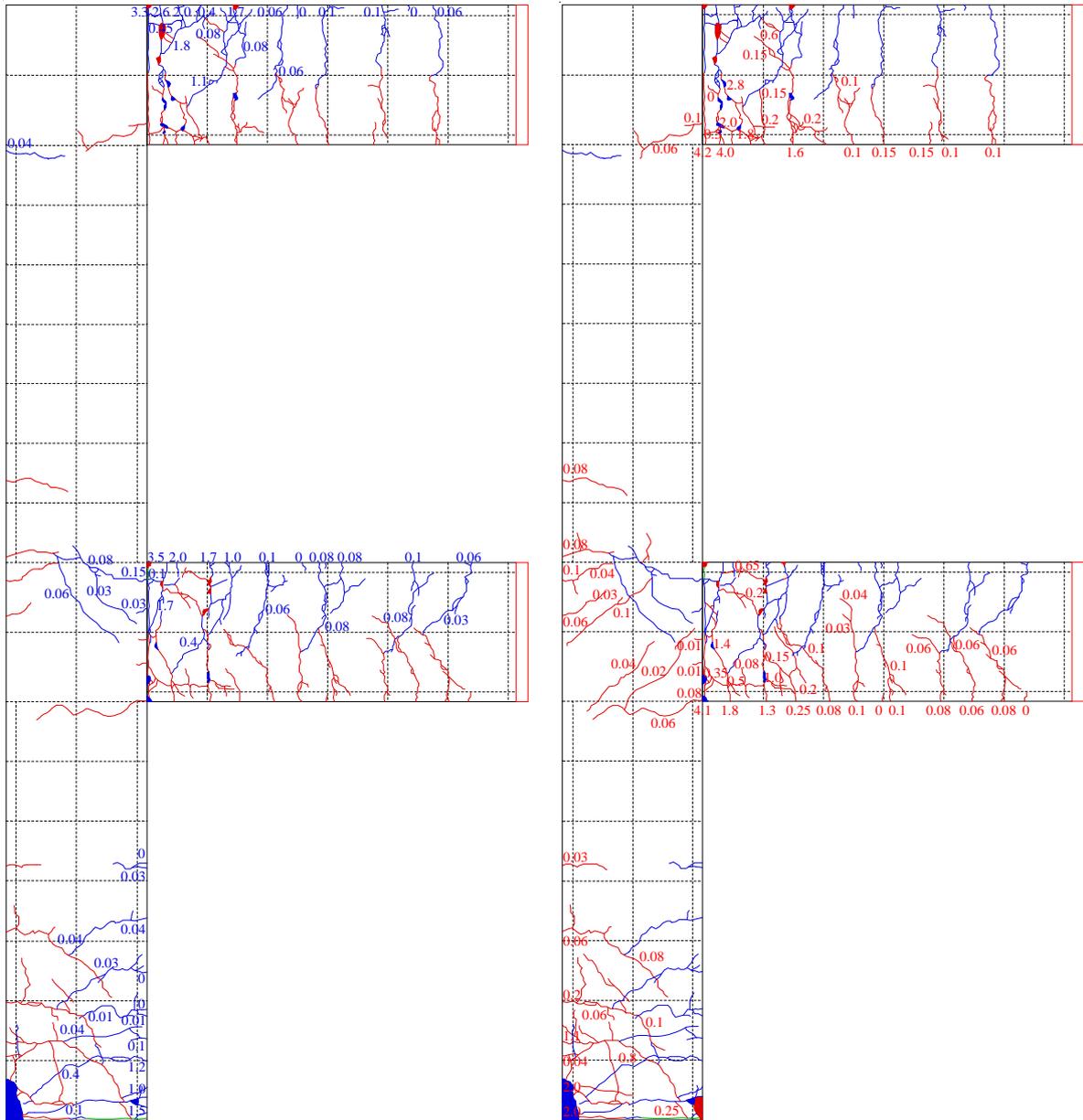




(m)  $R_1 = +2.0\%$  の 2 サイクル目

(n)  $R_1 = -2.0\%$  の 2 サイクル目

付図 2.3 2SH-10-05 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)



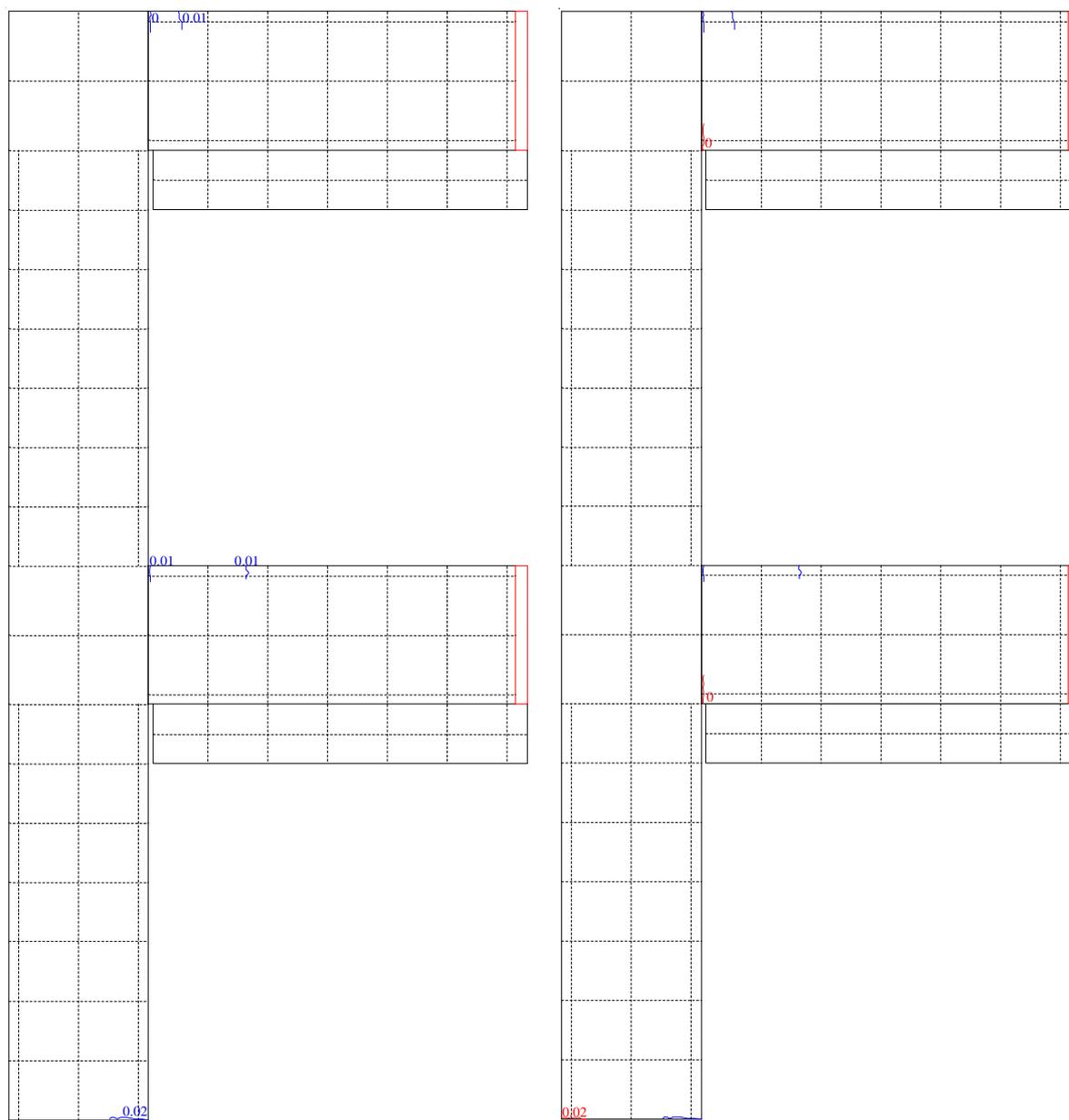
(o)  $R_1 = +3.0\%$  の 1 サイクル目

(p)  $R_1 = -3.0\%$  の 1 サイクル目

付図 2.3 2SH-10-05 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果

付 2.5 2SH-07-07-W 試験体

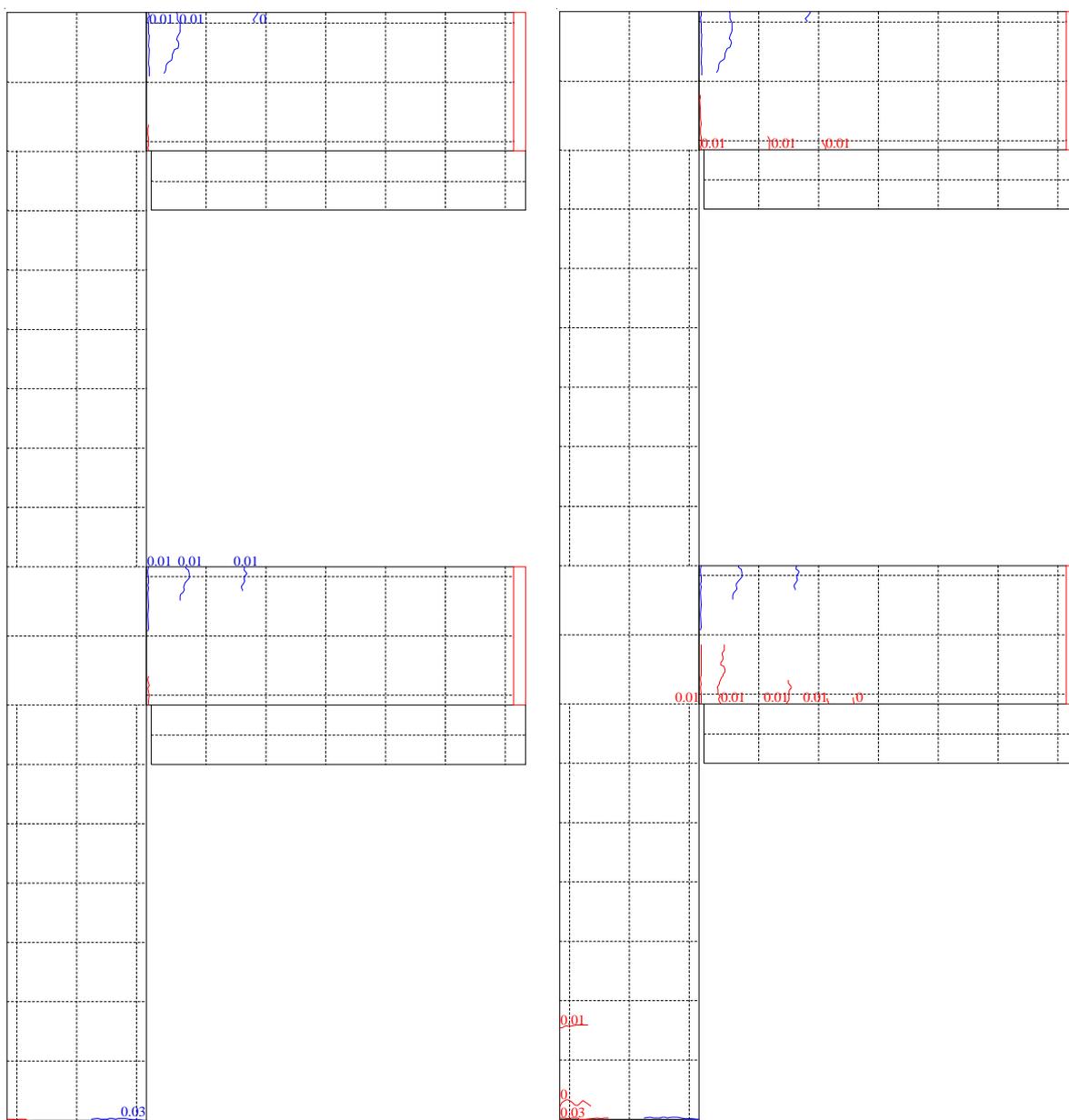
付図 2.4 (a) ~ (p) に各 1 層の層間変形角  $R_1$  の最終加力サイクルにおける 2SH-07-07-W 試験体に生じた残留ひび割れ幅をひび割れ図と一緒に示す。



(a)  $R_1=+0.0625\%$  の 1 サイクル目

(b)  $R_1=-0.0625\%$  の 1 サイクル目

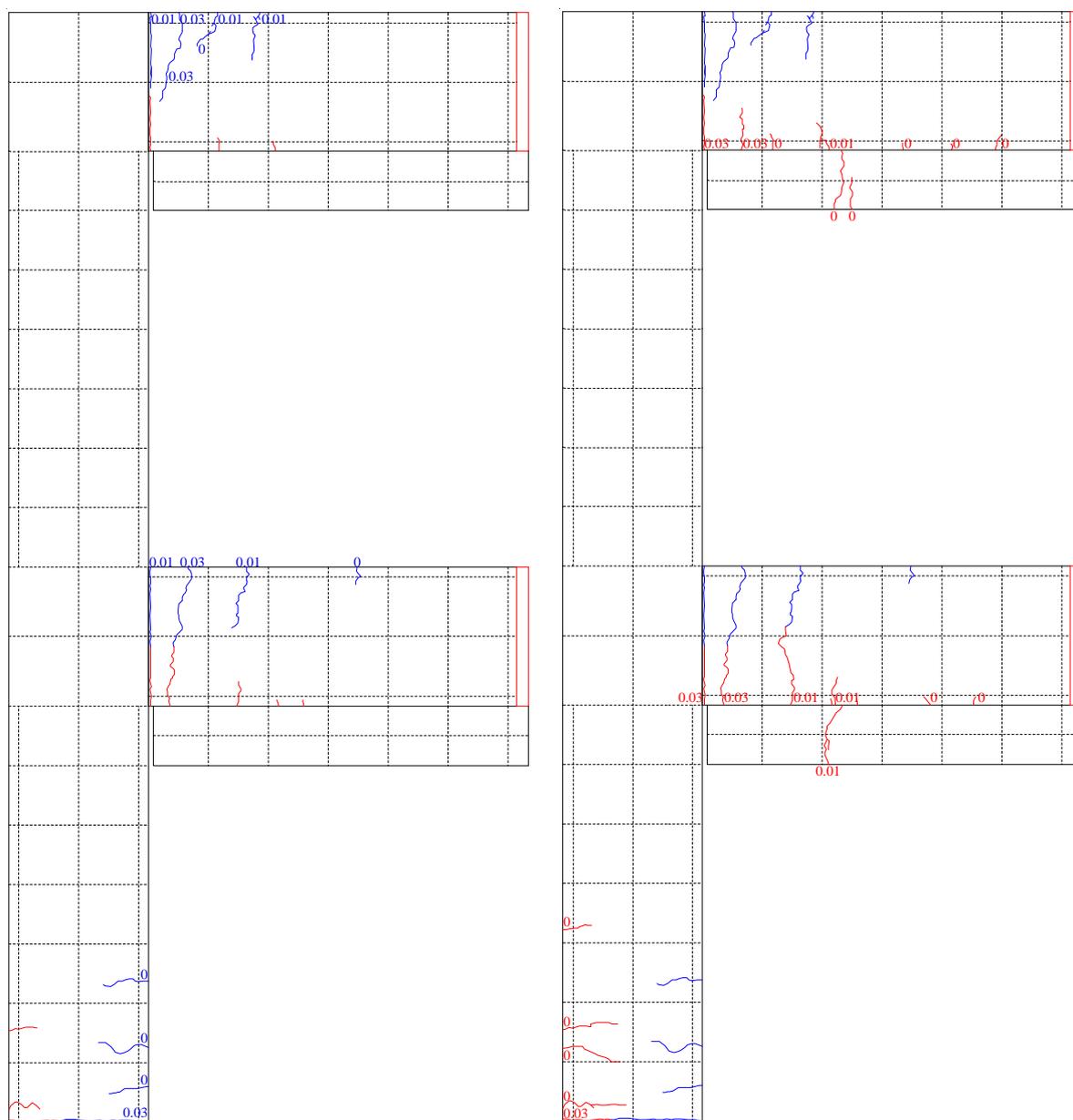
付図 2.4 2SH-07-07-W 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)



(c)  $R_1 = +0.125\%$  の 1 サイクル目

(d)  $R_1 = -0.125\%$  の 1 サイクル目

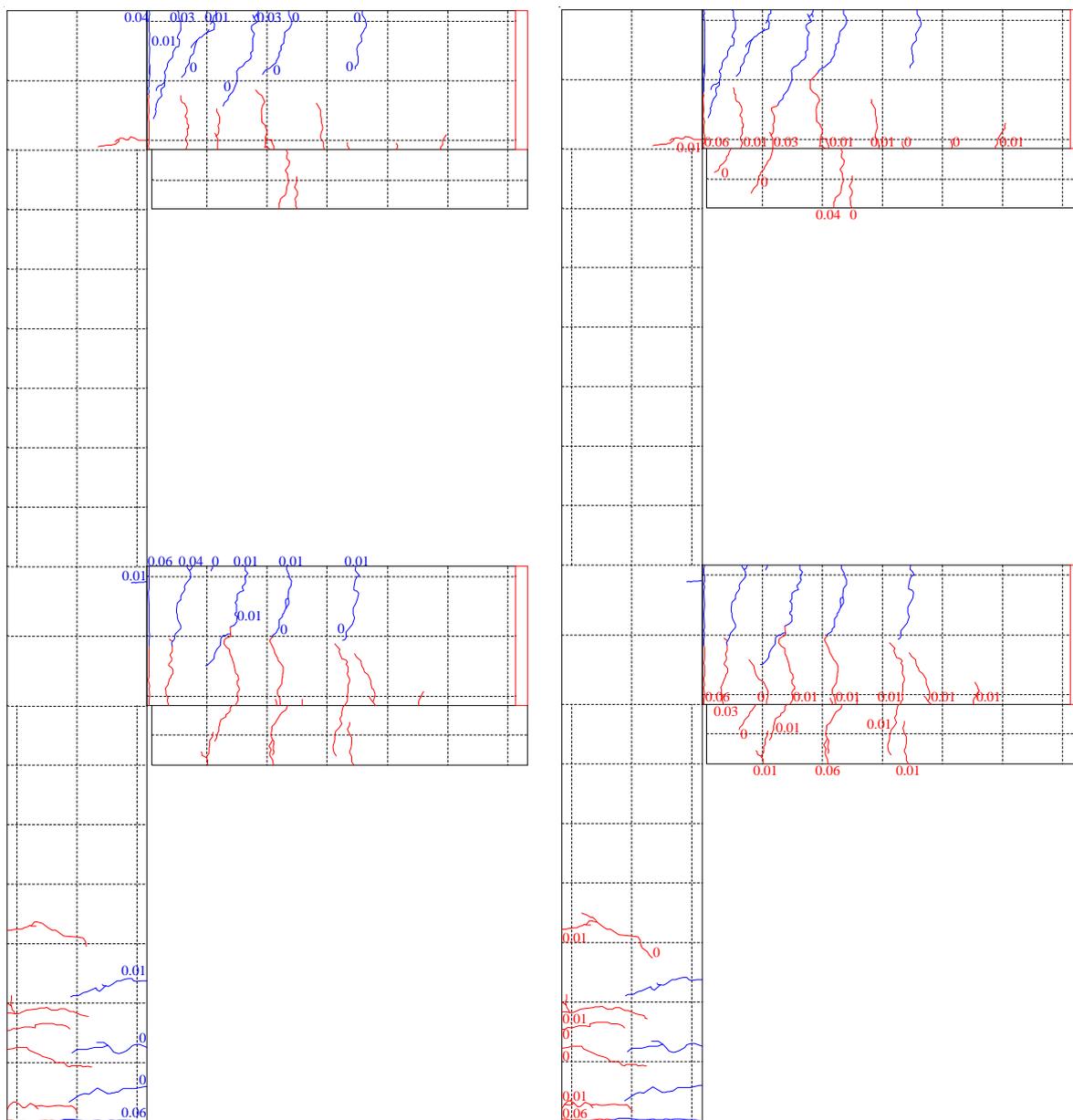
付図 2.4 2SH-07-07-W 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)



(e)  $R_1=+0.25\%$ の1サイクル目

(f)  $R_1=-0.25\%$ の1サイクル目

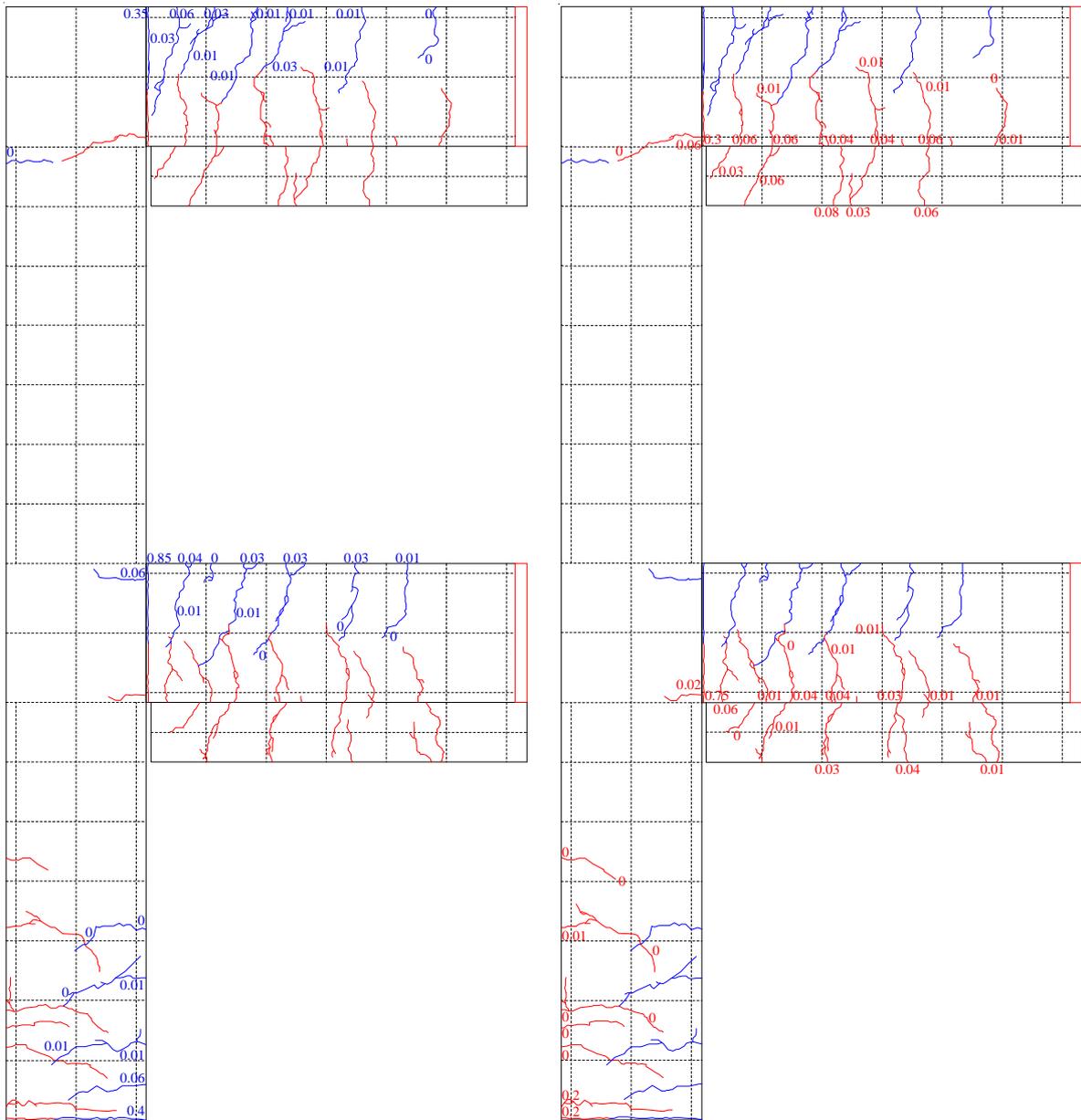
付図 2.4 2SH-07-07-W 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)



(g)  $R_1=+0.5\%$ の2サイクル目

(h)  $R_1=-0.5\%$ の2サイクル目

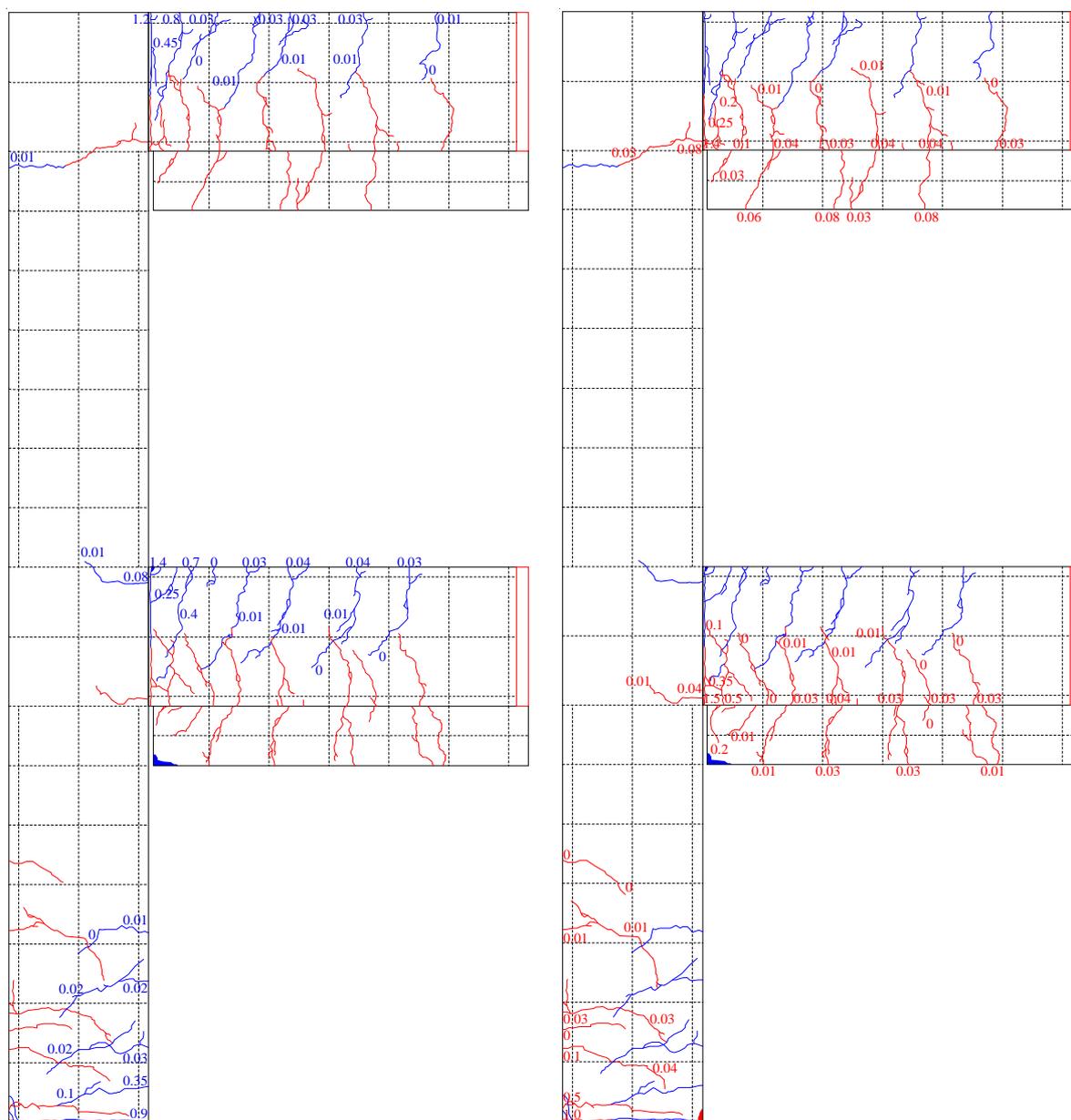
付図 2.4 2SH-07-07-W 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)



(i)  $R_1=+1.0\%$ の2サイクル目

(j)  $R_1=-1.0\%$ の2サイクル目

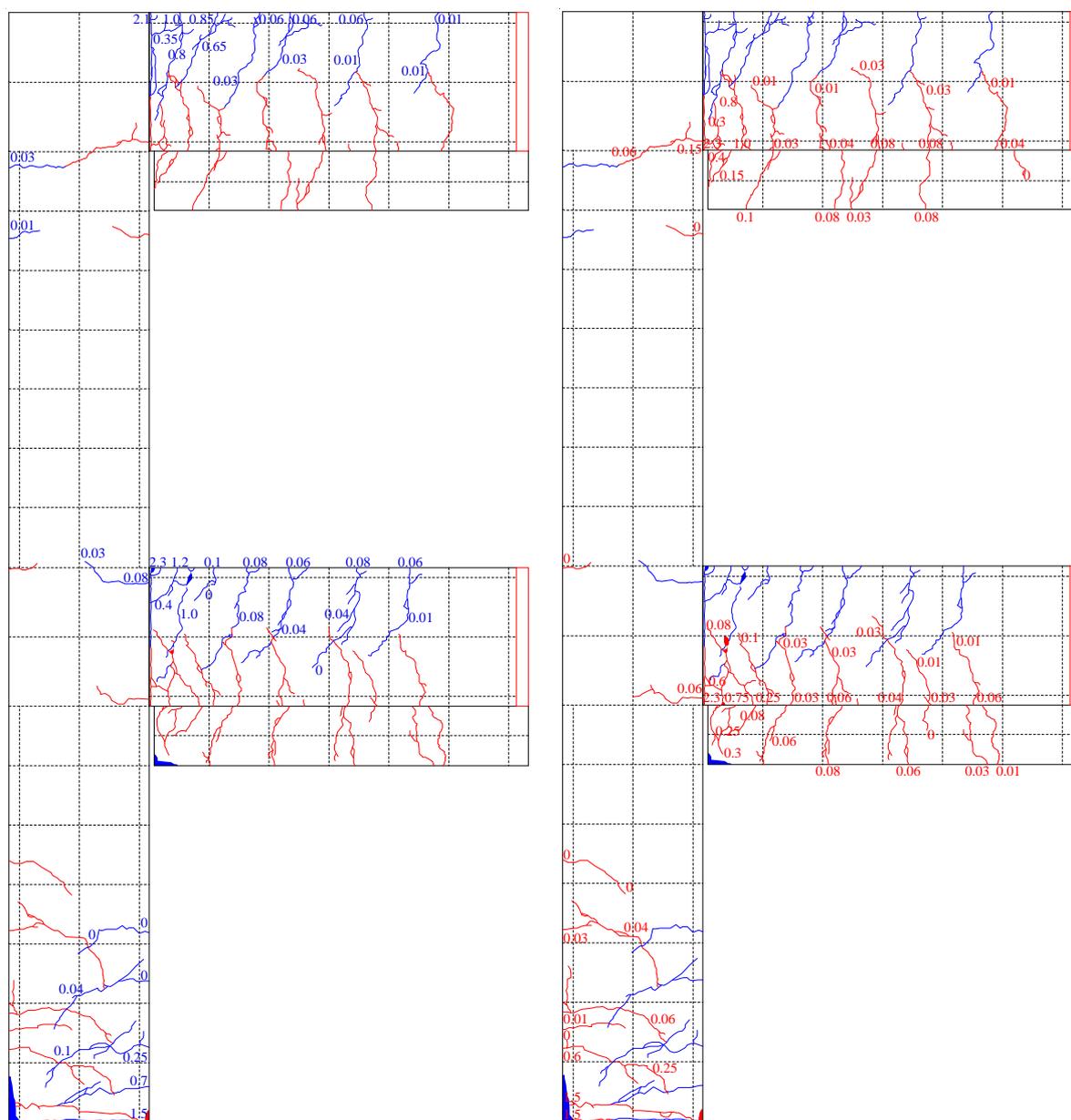
付図 2.4 2SH-07-07-W 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)



(k)  $R_1=+1.5\%$ の2サイクル目

(l)  $R_1=-1.5\%$ の2サイクル目

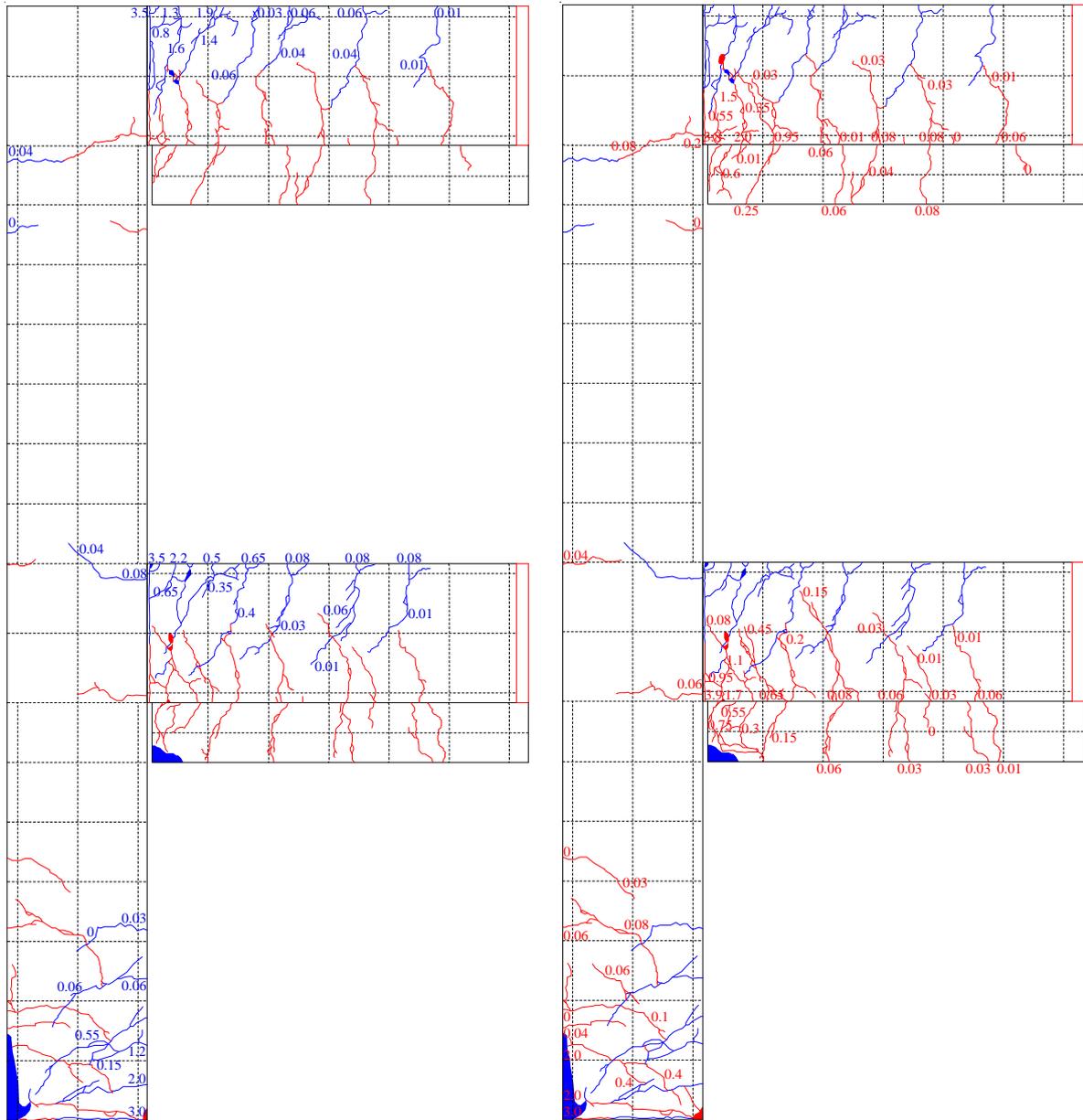
付図 2.4 2SH-07-07-W 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)



(m)  $R_1=+2.0\%$ の2サイクル目

(n)  $R_1=-2.0\%$ の2サイクル目

付図 2.4 2SH-07-07-W 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果 (続く)



(o)  $R_1=+3.0\%$ の1サイクル目

(p)  $R_1=-3.0\%$ の1サイクル目

付図 2.4 2SH-07-07-W 試験体における残留ひび割れ幅の測定結果

---

## 質疑・回答

---

## 質疑・回答

【質疑 1】 現行の「被災度区分判定基準」において、建物の残存耐震性能を表す耐震性能残存率  $R$  は被災前後の構造耐震指標  $I_s$  の比率で定義されているが、なぜそれが軽微～大破・倒壊の被災度と対応するのか？例えば、 $I_s$  が 0.3 の建物が地震後に 0.2 となった場合、この建物は  $R$  の算定までもなくすぐ壊れるもの（即ち、大破または倒壊）ではないのか？（高田先生）

【回答 1】 現行の「被災度区分判定基準」では、1978 年宮城県沖地震に際して定められた被災度の定義により調査者の工学的判断に基づいて判定された被災度区分に基づき、耐震性能残存率  $R$  の閾値を設定しているが、これらの関係は地震動の強さと建物の強さのマトリクスで考えないといけない。 $R$  値の大小が建物の性能の大小を意味するものではない。

【質疑 2】 本論文で提案した  $SI_m$  の簡易評価法を被災現場へ適用する場合、必要な情報（例えば、建物の設計図面など）は何があるか？また、簡易評価法に基づいた建物の残存耐震性能評価にかかる時間はどのぐらいか？（高田先生）

【回答 2】 被災現場で簡易評価法により  $SI_m$  を算定するためには、部材の耐震性能低減係数  $\eta$  とエネルギー寄与係数  $\alpha$  が必要である。 $\eta$  は部材の損傷度に応じて設定されたものであるため、部材の損傷量（最大残留ひび割れ幅）を計測する必要がある。また、 $\alpha$  は部材の曲げ降伏モーメントの比から求めるものであるため、建物の配筋などの情報が記載されている図面も必要である。

建物の残存耐震性能評価に必要な時間は、所有者の要望に応じて異なる。例えば、全ての部材を詳細に調査してより正確な評価結果を求めたい場合は、1 日～2 日間程度かかると考えられる。

【質疑 3】 被災現場において、潜在的なヒンジ箇所を想定することは難しいと考えられ、建物の真の崩壊機構を特定する際間違いが生じやすいが、このようなことが起こらないための方法は考えているのか？（塩原先生）

【回答 3】 部材の損傷が小さい場合（即ち、被害が小さい場合）、潜在的なヒンジ箇所を想定することが困難であり、建物の真の崩壊機構を間違える可能性が高いが、この場合は部材の損傷がそもそも小さいため、 $SI_m$  の評価結果の精度に与える影響が小さいと考えられる。

【質疑 4】 第 5 章の解析検討では、1 層の柱脚および各層の梁端部に降伏ヒンジが形成する架構モデルを想定したが、実際の建物では 1 層の柱脚または上層の梁端部に降伏ヒンジが形成しない場合が多い。このような架構への本提案手法の適用性はどうなっているのか？（塩原先生、楠先生）

【回答 4】 本論文では、典型的な梁降伏架構モデル（即ち、1 層の柱脚および各層の梁端部に降伏ヒンジが形成する架構モデル）を主対象として解析検討を行い、本提案手法の適用性および妥当性について検討を行った。今後、1 層の柱脚または上層の梁端部に降伏ヒンジが形成しない架構モデルについて検討を行いたいと思い、今後の課題として挙げた。

【質疑 5】本研究で提案した *SI<sub>m</sub>* の適用性を支えることにも関わると思うので、実際の被災建物への適用を試みると良いと思う。これについてはどう考えているか？（塩原先生、長井先生）

【回答 5】1995 年阪神淡路地震および 2011 年東北地方太平洋沖地震などにより被災した建物の資料に基づき、実際の被災建物への適用を進めて行きたいと思う。地震により被災した梁降伏型 RC 造建物について詳細な損傷量計測を行った資料が少ないため、今後の地震被害調査では工夫をしてそれに対する情報（損傷量データ）を収集する予定である。

【質疑 6】数日前取り壊した学校建物を例とした場合、*SI<sub>m</sub>* の簡易評価法に基づいた建物の残存耐震性能評価にかかる時間は一日以上であると考えられるため、部材損傷の計測においてより簡便な方法を考えるべきであるが、これについては特に考えているか？（楠先生）

【回答 6】天井を剥がして全ての梁部材の損傷量を計測することができたとしても、梁部材が高い位置にあるため、損傷量計測に長時間が必要である可能性もある。これについて、層あるいは部材の残留変形（特に損傷が大きい時）を相互的に比較することより、部材の損傷をより簡便に計測あるいは判断できるのではないかと考えた。

【質疑 7】本研究における架構試験体と比べ、実際の建物には非構造壁が数多く設置されていると思うが、非構造壁が建物の残存耐震性能（即ち、*SI<sub>m</sub>*）に及ぼす影響についてはどう取り扱うか？（長井先生）

【回答 7】第 3 章の梁降伏型 RC 造 1 層実大試験体である 1SF 試験体の実験結果より、非構造壁と柱の接触より架構の最大水平耐力到達点に応じた層間変形角が大きくなり、結果的には架構の安全限界までの変形能力が大きくなる現象を確認できた。また、層間変形角が 3% になると柱頭にも降伏ヒンジが生じて、架構が過崩壊機構となることも分かった。そのため *SI<sub>m</sub>* の算定において、理論的には柱頭ば降伏ヒンジの損傷も考えれば良いと考えられるが、残念ながら本実験の計測計画からは、非構造壁と柱の接触が柱頭にも降伏ヒンジ形成させたかを明確に説明できなかった。そのため、非構造壁が建物の残存耐震性能に及ぼす影響については、今後更なる検討を行いたいと思う。

【質疑 8】柱崩壊型建物に比べ梁崩壊型建物の変形能力が大きく、安全性が高いと思われるが、その部分については本研究で提案した *SI<sub>m</sub>* の評価結果にどのように現れているか？（中埜先生）

【回答 8】その部分については、簡易評価法により *SI<sub>m</sub>* を算定する際使用される部材の損傷度に応じた  $\eta$  によって現れている。

同じ損傷度において梁の  $\eta_b$  が曲げ柱の  $\eta_c$  を上回っている中、梁の損傷度Ⅱに対しては柱の損傷度Ⅰ、梁の損傷度Ⅲに対しては柱の損傷度Ⅱ、梁の損傷度Ⅳに対しては柱の損傷度Ⅲのそれぞれの  $\eta$  が近似していることが分かる。これより、梁の損傷度において「被災度区分判定基準」で言及しているような「若干緩やかに」（同じひび割れ幅に対する損傷度を 1 レベル小さいものとして評価するなどの意図であると思われる）柱の基準を準用することが、概ね妥当な判断であったこ

とを示唆している。従って、柱と梁の挙動の違いは *SI*m 算定時（通常はひと通りの損傷度区分作業終了後に行われる）の  $\eta$  の違いにより考慮され、目視可能な損傷（最大残留ひび割れ幅）による損傷度が柱、梁の部材によらず統一的であることは、むしろ被災現場における「損傷度区分作業」の混乱を軽減する利点があると考えられる。