

2021 年度修士論文

部分高強度化鉄筋により梁ヒンジリロケーションの  
発現を企図した鉄筋コンクリート骨組の耐震性能評価

東京都立大学大学院  
都市環境科学研究科 建築学域  
1982517 張 志宇  
指導教授 北山 和宏

# 目次

## 第1章 研究概要

1.1 研究目的	1
1.2 先行研究	2

## 第2章 部分高強度化した鉄筋コンクリート骨組に関する実験

2.1 試験体概要	3
2.2 実験方法	8
2.3 材料特性	23
2.4 準備計算	38

## 第3章 実験結果

3.1 破壊状況	46
3.2 層せん断力-層間変形角関係	54
3.3 柱、梁および接合部の変形成分推移	61

## 第4章 梁の変形性能に関する考察

4.1 梁ひび割れ発生状況およびひび割れ幅の推移	79
4.2 梁の軸方向に各領域の変形分布	89
4.3 梁各領域の回転角分布	130
4.4 梁各領域のせん断変形角	134
4.5 梁曲げ変形成分と梁せん断変形成分の分布	139

## 第5章 まとめ

5.1 結論	143
--------	-----

謝辞

# 第一章 研究概要

## 1.1 研究目的

現在の鉄筋コンクリート造建物の設計において柱梁接合部の破壊を許容しない。柱梁接合部は梁および柱からの入力せん断力によりせん断破壊すると考えられてきた。それを防ぐために、例えば日本建築学会では接合部終局せん断耐力が接合部の入力せん断力を上回るよう規定している。しかし塩原は柱梁接合部の新たな破壊機構として、柱梁接合部の曲げ破壊機構を提案した<sup>2)</sup>。この破壊機構は柱梁接合部の曲げモーメントに対する抵抗機構としてモデル化され、柱梁接合部が十分なせん断耐力を有した場合でも、柱と梁の曲げ終局耐力が近いと柱梁接合部に損傷が集中する。

鉄筋コンクリート骨組において、柱と梁の曲げ終局耐力の比（柱梁曲げ耐力比）が1に近い場合、柱梁接合部の降伏破壊により梁の曲げ耐力が十分に発揮されない場合がある。これを防ぐために柱梁曲げ耐力比を大きくすると、柱の配筋が過密になって施工が困難になる。そこで、熱処理により部分的に高強度化した鉄筋（以下、部分高強度化鉄筋）を柱主筋に用いることで、柱の主筋量を増やさずに柱梁接合部の損傷を低減できる。さらに、主筋を部分的に高強度化することで普通強度用の継手を使用できるので、コスト削減に寄与する。

一方で、柱の曲げ終局耐力の増大だけでは柱梁接合部の降伏破壊の抑制には不十分である。そこで、部分高強度化鉄筋を梁主筋に用いることで、降伏ヒンジ位置を梁端部から高強度と普通強度部分の境界位置（以下、強度境界位置）へ移動させて（ヒンジリロケーション）、柱梁接合部を弾性に保持すれば、その損傷を低減できる。

部分高強度化鉄筋の概要を図 1.1-1 に示す。電磁誘導による高周波誘導加熱を利用し、普通強度鉄筋の一部を加熱した後に冷却することで鉄筋を部分的に高強度化する。既往の研究<sup>2)</sup>では部分高強度化鉄筋を用いた RC 部分架構について、梁中央部にヒンジが移動し柱梁接合部の損傷が低減することを確認した。しかし、部分高強度化鉄筋を用いた工法の実建物への適用性は検証されていない。そこで、本研究では部分高強度化鉄筋を柱・梁主筋に用いた RC 架構に着目し、その構造特性を検証することを目的とする。

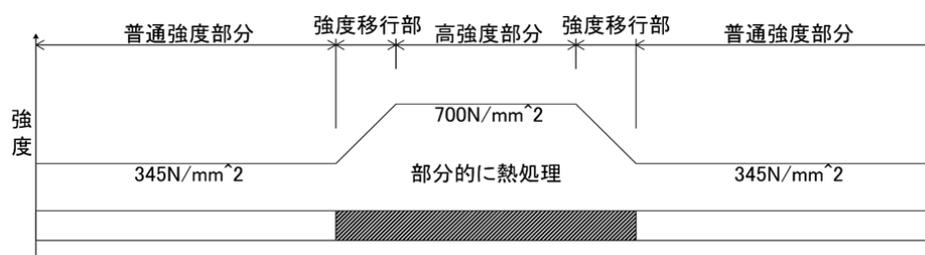


図 1.1-1 部分高強度化鉄筋概要

## 1.2 先行研究

2017 年度<sup>2)</sup>に行った実験の試験体 MB-1 は柱梁曲げ耐力比を 1.24~1.46 に設計した試験体である。2018 年度<sup>2)</sup>の試験体 MB-4、MB-5、MB-6 は試験体 MB-1 を基準試験体として、柱梁曲げ耐力比や強度境界位置および柱中段筋の影響を実験変数とし、構造特性を検討した。試験体 MB-4 は試験体 MB-1 より柱主筋量を増やし、柱梁曲げ強度比を 2.0 以上とした。試験体 MB-5 は強度境界位置を柱面から 200 mm をした。試験体 MB-6 は柱に中段筋を加えた。

本研究では 2017 年度の実験と 2018 年度の実験引き続き、当工法の実建物への適用性をより詳細に検討するため、部分高強度化鉄筋を柱梁主筋に用いた鉄筋コンクリート骨組に正負交番繰り返し载荷を行った。ここでは柱梁曲耐力度比、接合部横補強筋比と変動軸力を実験変数とし、破壊性状の分析を行う。

## 第二章 部分高強度化した鉄筋コンクリート骨組に関する実験

### 2.1 試験体概要

#### 2.1.1 試験体の形状

表2.1.1-1に試験体諸元、図2.1.1-1～3に試験体の配筋と寸法を示す。試験体は縮尺1/2スケールの平面ト形架構4体（MB-9, 10, 11, 12）であり、柱および梁の反曲点位置で切り出したものである。梁断面寸法を250mm×400mm、柱断面寸法を350mm×350mm、柱芯から梁端部支持点までの長さを1600mm、梁芯から上柱支持点および下柱支持点までの長さをそれぞれ1415mmとし、全試験体共通とした。梁主筋は柱梁接合部内に定着板により機械的に定着している。定着長さは263mmで柱せいの0.75倍である。全試験体の柱梁主筋に部分高強度化鉄筋を使用しており、柱主筋は梁フェイス位置から350mmの区間を、梁主筋は柱フェイス位置から400mmの区間を高強度部分とした。

#### 2.1.2 設計方針

本実験は東京都立大学・北山研究室、芝浦工業大学・岸田研究室、(株)ネツレンおよび三井住友建設との共同研究『部分的に高強度した鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱梁部分架構の耐震性能評価』の五年目研究の続きとして、平面ト形試験体4体（MBシリーズ、MB-9, 10, 11, 12）の設計を行った。

岸田ら<sup>2)</sup>が行った、平面ト形柱梁部分架構MBシリーズ（2017年度・MB-1, 2, 3と2018年度・MB-4, 5, 6, 7, 8）試験体の水平加力実験結果から、1)柱梁曲げ強度比を大きくした場合、および部分高強度化鉄筋の高強度範囲を200mmから400mmへと大きくした場合に、柱梁接合部の降伏破壊を抑制できることが明らかになった。2)変動軸力を受ける場合では載荷方向で性状が異なり、圧縮軸力側ではヒンジ・リロケーションの発現によって接合部の損傷低減に寄与したことが明解になった。

本実験は2017年度実験と2018年度実験の続きとして、既往の実験結果より、強度境界位置で主筋が降伏する時の節点モーメントの比である柱梁曲げ耐力比が2.0以上あったにも関わらず最終的な破壊状況としては接合部破壊となった。この結果から接合部破壊に至る要因が接合部横補強筋が最大耐力より前に降伏していることにあると考え、本実験の試験体の変数とした。

### 2.1.3 配筋

試験体MB-9、MB-10は接合部横補強筋を基準試験体MB-4のD6(SD295) からU7.1に変更し、接合部補強比を基準試験体MB-4の0.37から1.14とした。試験体MB-11は梁を二段配筋とし、基準試験体と梁主筋量を同等として、二段目の主筋を含む接合部補強比を1.95とした。試験体MB-12は試験体MB-10と同一配筋とし、軸力を変動させて加力を行うものとした。

### 2.1.4 試験体の製作

試験体はアシス株式会社（茨城県稲敷市）に製作した。補強筋の折り曲げ寸法は鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説に従った。型枠にはコンクリート型枠用合板を用いた。鉄筋は番線により結束した。柱下端に鋼板を取り付け柱主筋と溶接し、梁配筋したものを取り付け、梁端部に鋼板を取り付け梁主筋と溶接し、接合部および上柱の補強筋を組み、柱上端に鋼板を取り付け柱主筋と溶接した。鉄筋に貼り付けたひずみゲージのリード線は補強筋にはわせ、梁下面および柱下面より取り出した。

試験体のコンクリート打設はアシス株式会社に行った。打設は柱上端から行い、立て打ちとした。試験体の養生は打設した後にコンクリート露出部をビニールで覆い、屋内で行った。打設から7日後に脱型した。

表2.1.1 試験体諸元

試験体	MB-4 (基準試験体)	MB-9	MB-10	MB-11	MB-12 (変動軸力)	
試験体形状	ト形 一体打ち					
コンクリート圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	31.3	41.4	43.7	46.4	47.8	
梁	スパン (mm)	1600				
	幅 (mm) × せい (mm)	250 × 400				
	主筋 (普通強度, 高強度)	4-D16 (SD345, SD700U)		一段目, 2-D16 二段目, 2-D16 (SD345, SD700U)	4-D16 (SD345, SD700U)	
	引張主筋比 (%)	0.09		0.095	0.09	
	スターラップ	2-D6@50 (SD295A)				
	高強度化範囲 (mm)	400				
柱	スパン (mm)	2830				
	幅 (mm) × せい (mm)	350 × 350				
	主筋 (普通強度, 高強度)	6-D19 (SD345, SD700U)	6-D19 (SD345, SD700U)	8-D19 (SD345, SD700U)		
	フック	2-D6@50 (SD295A)				
高強度化範囲 (mm)	350					
接合部	横補強筋	12-D6 (SD295)	10-U7.1 (SD1275)	10-U7.1 (SD1275)	12-D6 (SD295)	10-U7.1 (SD1275)
	補強筋比 (%)	0.37	1.23		1.90	1.23
	入力軸力 (kN)	192	254	268	284	0~586
軸力比	0.05					
柱梁曲げ強度比	2.25~2.50	2.49~2.76	3.11~3.36	3.14~3.39	2.44~4.07	



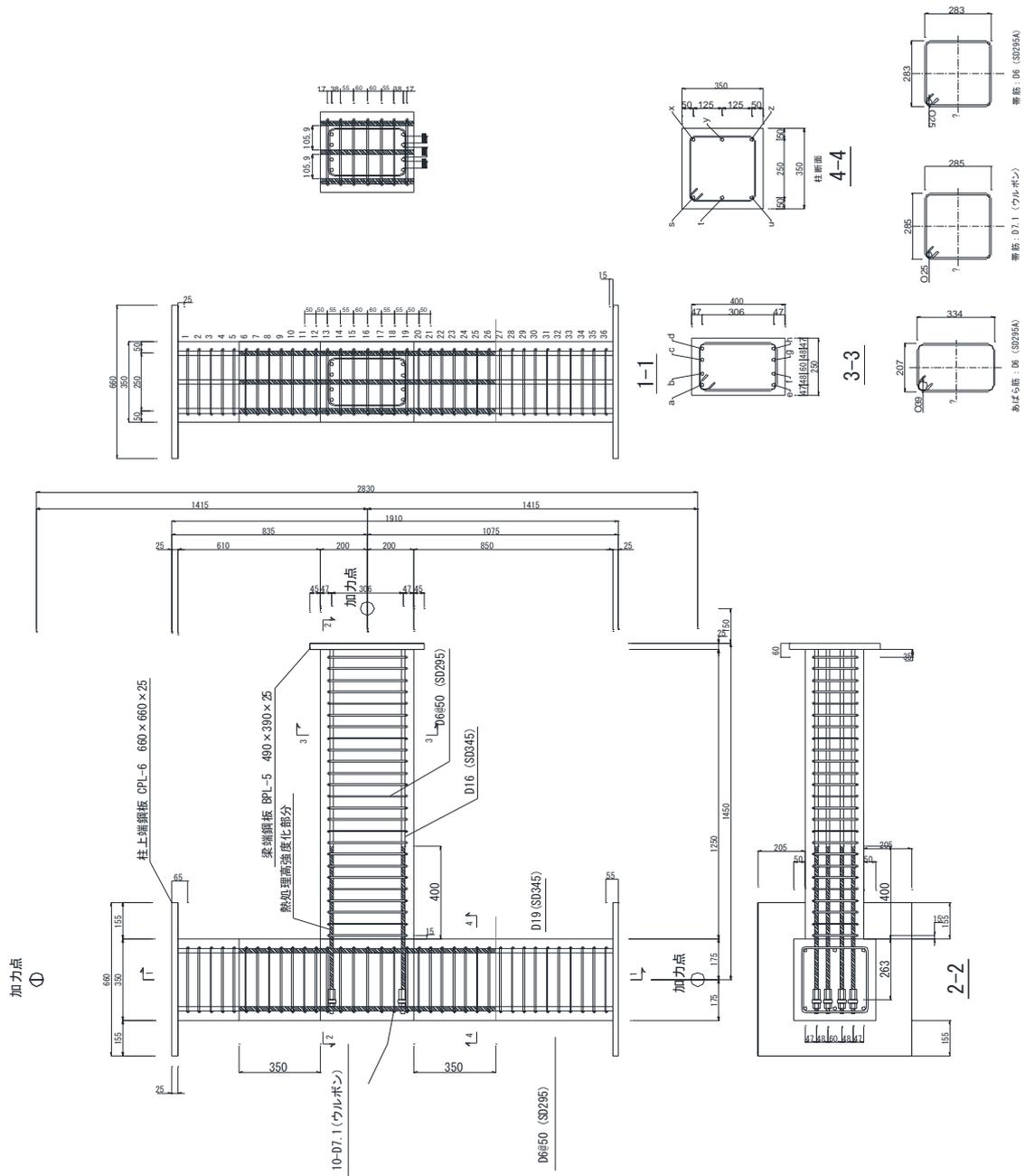


図 2.1.1-2 配筋図(試験体 MB-9)

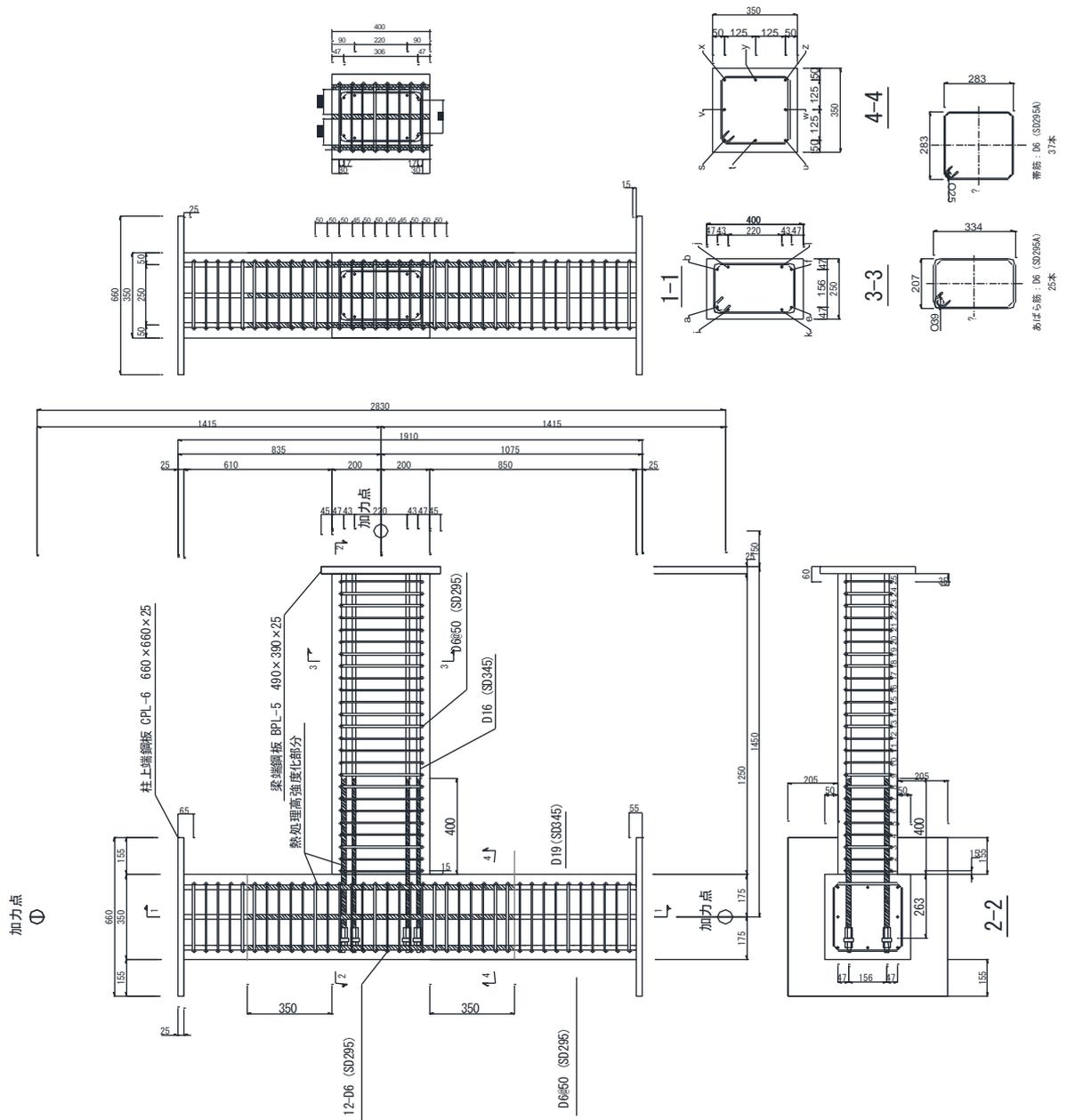


图 2.1.1-3 配筋图 (試驗体 MB-11)

## 2.2 実験方法

### 2.2.1 加力方法

図 2.2.1-1 に加力装置を示す。試験体の梁端部はローラー支持、柱脚はピン支持とし、柱頭加力点には 3 軸 1 点クレビスを介して、鉛直方向および水平方向にジャッキをそれぞれ取り付けた。鉛直ジャッキは荷重制御、水平ジャッキは変位制御とした。試験体の平行維持および面外回転防止のため、試験体にはパンタグラフを設けた。

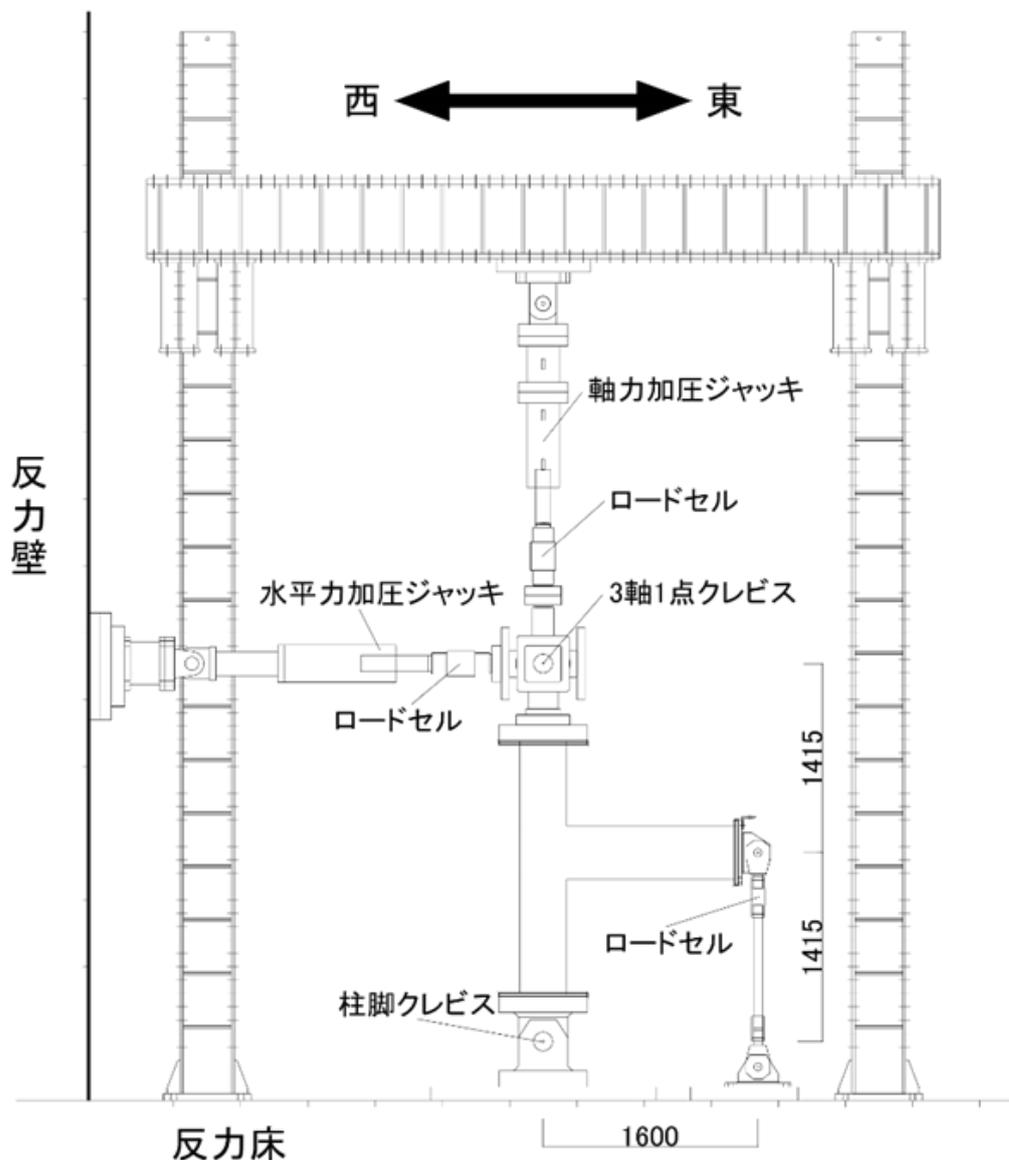


図 2.2.1-1 加力装置

### 2.2.2 加力履歴

図 2.2.2-1 に加力履歴を示す。試験体 MB-12 以外の試験体においては、鉛直ジャッキで柱に軸力比 0.05 の一定圧縮軸力を導入後、層間変形角 0.125% を 1 サイクル、0.25%、0.5%、1.0%、1.5%、2.0%、3.0% および 4.0% をそれぞれ 3 サイクル、東西方向正負交番繰り返し載荷を行った。その後、正載荷のみ 5.0% を引切とする載荷を行った。

図 2.2.2-2 にト形試験体 MB-12 の変動軸力推移を示す。MB-12 は変動軸力による載荷とし、鉛直方向では水平力に比例して軸力を軸力比 0~0.1 の範囲で変動させて載荷を行った。変位 0 時の軸力比を 0.05 とし、正載荷では軸力比を 0.1 まで増加、負載荷では軸力を最小 0 まで減少させ、それ以降は一定軸力による加力とした。また、水平方向ではその他の試験体と同様に層間変形角 4.0% まで東西方向正負交番繰り返し載荷を行った後、正載荷のみ 5.0% を引切とする載荷を行った。

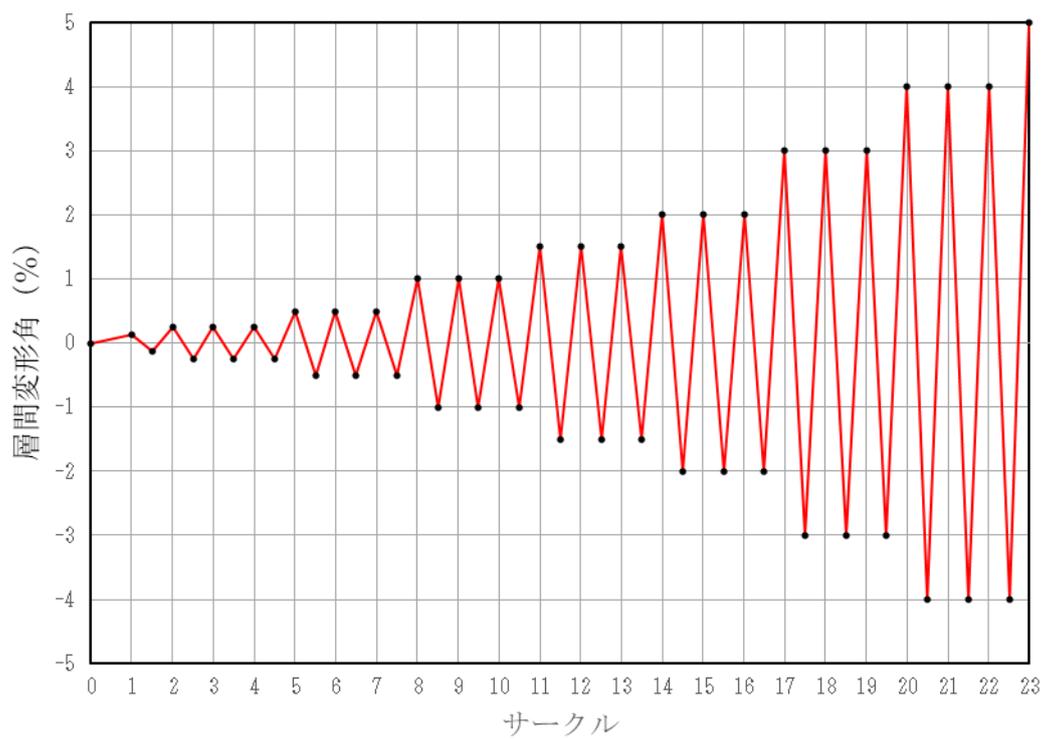


図 2.2.2-1 加力履歴

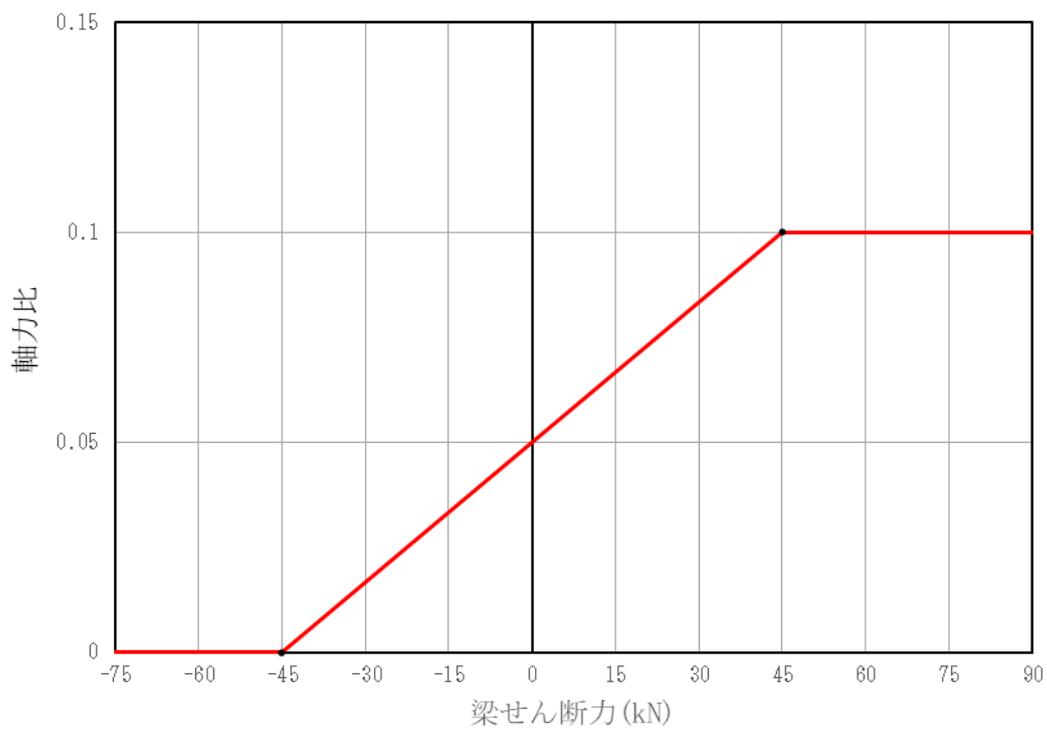


図 2.2.2-2 試験体 MB-12 変動軸力推移

### 2.2.3 測定方法

表 2.2.3-1 にロードセル一覧を示す。軸力は鉛直ジャッキに取り付けたロードセルにより測定し、層せん断力は梁端ピンに取り付けたロードセルから測定したせん断力より算出する。

表 2.2.3-1 ロードセル一覧

測定箇所	測定装置名	容量(kN)	ひずみ出力( $\times 10^{-6}$ )
鉛直力	LU-100TSD46	1000	3006
東西水平力	LUR-B-1MNSA1	1000	1990
南北水平力	LUR-B-1MNSA1	1000	1987
西梁せん断力	TCLP-30B	300	1989
東梁せん断力	TCLP-30B	300	2001

表 2.2.3-2 に変位計一覧を、図 2.2.3-1~4 に変位計の取り付け位置を示す。変位計は梁上面、梁下面、梁北面、接合部北面、上柱東西面、柱頭および柱脚にそれぞれ取り付け、図では大きく 4 層に分けて示している。また、層間変形角は加力装置に固定したレーザー変位計から測定した層間変位より算出する。変位計により層間変位、梁の回転角、梁せん断変形角、柱・梁のたわみ、接合部せん断変形角のための変位をそれぞれ測定した。変位測定用の治具はアルミアングルによって作製した。

図 2.2.3-5~9 にひずみゲージ添付位置を示す。ひずみゲージにより、梁主筋、柱主筋、フープ、スターラップおよび接合部横補強筋のひずみを測定した。柱主筋および梁主筋に『FLA-5-11-5LT』（東京測器製）を用い、せん断補強筋に『FLA-3-11-5LT』（東京測器製）を用いて測定した。コンクリートには『PL-60-11-5LT』（東京測器研究所製）のひずみゲージを貼り付けた。接着方法は、ベルトサンダーを用いて鉄筋表面を平滑にし、サンドペーパーで平滑部を磨いた後アセトンで汚れを拭き取る。その後、ゲージを速乾性接着剤 CN（東京測器研究所製）とポリエチレンシートを用いて平滑部に貼り付ける。その上から SB テープで覆い、リード線を折り返した後もう一度 SB テープで覆う。その後 VM テープで覆い、さらにビニルテープで覆うことで水分の浸入を防ぐようにした。最後にリード線を結束バンドで締め、ゲージの貼り付け部分が引っ張られないようにした。

実験の最中はディスプレイに変位計の出力、ひずみゲージの出力、その他必要に応じて計算処理した値、荷重-変形関係等のグラフを表示し、これらを見ながら加力を行った。ひび割れは試験体の南面、柱東西面、梁上下面を観察した。加力前の初期ひび割れは黒い鉛筆で実線を試験体に書き込んだ。実験開始後の各加力ステップで、正載荷のひび割れは黒い実線、負載荷のひび割れは赤い実線で試験体に直接書き込み、その時の加力ステップをひび割れ付近に記入した。各サイクルのピーク時に試験体南面のひび割れのスケッチをし、試験体全体および部材ごとの写真撮影を行った。危険断面位置のひび割れ幅と強度境界位置のひび割れ幅をクラックスケールで計測した。

表 2.2.3-2(a) 変位計一覧

番号	測定箇所	測定装置型号	容量(mm)	分解能(mm)
1	東西層間変位 (レーザー)	LK-2500、LK-500	500	0.008
2	南北層間変位 (レーザー)	LK-2500、LK-500	500	0.008
3	東梁たわみ	CDP-100	50	0.005
4	東西柱頭たわみ上	CDP-100	50	0.005
5	東西柱頭たわみ下	CDP-100	50	0.005
6	東西柱脚たわみ	CDP-100	50	0.005
7	梁上50変位	CDP-25	25	0.002
8	梁上150変位	CDP-25	25	0.002
9	梁上200変位	CDP-25	25	0.002
10	梁上300変位	CDP-25	25	0.002
11	梁上350変位	CDP-25	25	0.002
12	梁上500変位	CDP-25	25	0.002
13	梁上700変位	CDP-25	25	0.002
14	梁下50変位	CDP-25	25	0.002
15	梁下150変位	CDP-25	25	0.002
16	梁下200変位	CDP-25	25	0.002
17	梁下300変位	CDP-25	25	0.002
18	梁下350変位	CDP-25	25	0.002
19	梁下500変位	CDP-25	25	0.002
20	梁下700変位	CDP-25	25	0.002
21	東柱上50変位	CDP-25	25	0.002
22	東柱下50変位	CDP-25	25	0.002
23	西柱上50変位	CDP-25	25	0.002
24	西柱下50変位	CDP-25	25	0.002
25	梁横50変位-1	CDP-25	25	0.002
26	梁横50変位-2	CDP-25	25	0.002
27	梁横50変位-3	CDP-25	25	0.002
28	梁横200変位-1	CDP-25	25	0.002
29	梁横200変位-2	CDP-25	25	0.002
30	梁横200変位-3	CDP-25	25	0.002

表 2.2.3-2(b) 変位計一覧

番号	測定箇所	測定装置型号	容量(mm)	分解能(mm)
31	梁横350変位-1	CDP-25	25	0.002
32	梁横350変位-2	CDP-25	25	0.002
33	梁横350変位-3	CDP-25	25	0.002
34	梁横500変位-1	CDP-25	25	0.002
35	梁横500変位-2	CDP-25	25	0.002
36	梁横500変位-3	CDP-25	25	0.002
37	梁横700変位-1	CDP-25	25	0.002
38	梁横700変位-2	CDP-25	25	0.002
39	梁横700変位-3	CDP-25	25	0.002
40	接合部水平変位上	CDP-25	25	0.002
41	接合部水平変位下	CDP-25	25	0.002
42	接合部斜め変位(東上がり)	CDP-25	25	0.002
43	接合部斜め変位(西上がり)	CDP-25	25	0.002
44	上端隣り合う部材端の相対変位(東)	CDP-50	50	0.005
45	上端隣り合う部材端の相対変位(西)	CDP-50	50	0.005
46	西端隣り合う部材端の相対変位(上)	CDP-50	50	0.005
47	西端隣り合う部材端の相対変位(下)	CDP-50	50	0.005
48	下端隣り合う部材端の相対変位(西)	CDP-50	50	0.005
49	下端隣り合う部材端の相対変位(東)	CDP-50	50	0.005
50	東端隣り合う部材端の相対変位(下)	CDP-50	50	0.005
51	東端隣り合う部材端の相対変位(上)	CDP-50	50	0.005
52	上端隣り合う部材端の相対変位(上)	CDP-25	25	0.002
53	西端隣り合う部材端の相対変位(西)	CDP-25	25	0.002
54	下端隣り合う部材端の相対変位(下)	CDP-25	25	0.002
55	東端隣り合う部材端の相対変位(東)	CDP-25	25	0.002
56	上柱端の回転角(東)	CDP-25	25	0.002
57	上柱端の回転角(西)	CDP-25	25	0.002
58	下柱端の回転角(西)	CDP-25	25	0.002
59	下柱端の回転角(東)	CDP-25	25	0.002
60	東梁端の回転角(下)	CDP-25	25	0.002
61	東梁端の回転角(上)	CDP-25	25	0.002
62	接合部鉛直変位東	CDP-25	25	0.002
63	接合部鉛直変位西	CDP-25	25	0.002
64	東梁斜め変位-1(東上がり)	CDP-25	25	0.002
65	東梁斜め変位-1(西上がり)	CDP-25	25	0.002
66	東梁斜め変位-2(東上がり)	CDP-25	25	0.002
67	東梁斜め変位-2(西上がり)	CDP-25	25	0.002

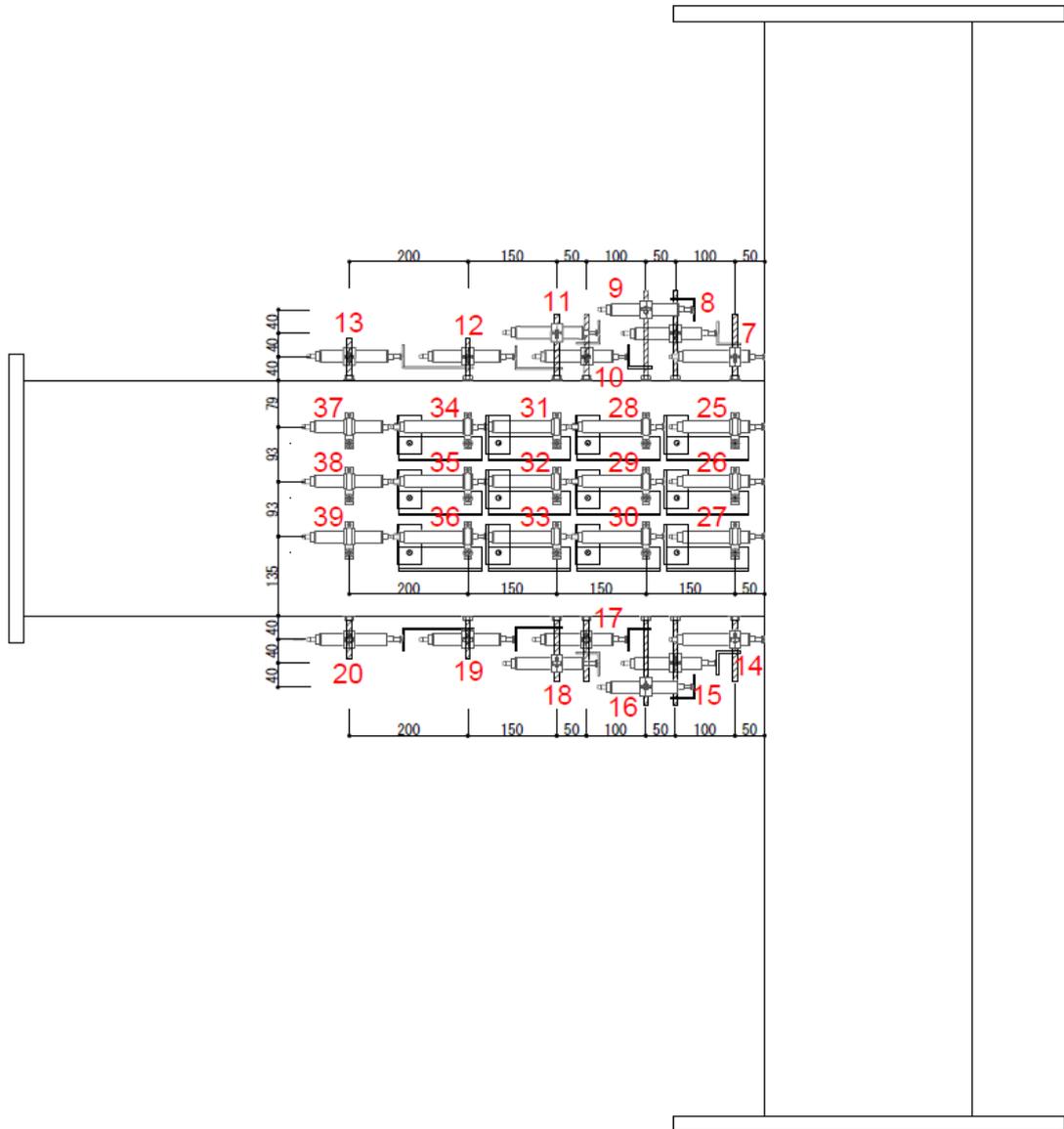


図 2. 2. 3-1 変位計の取り付け位置—一層目(全試験体共通)

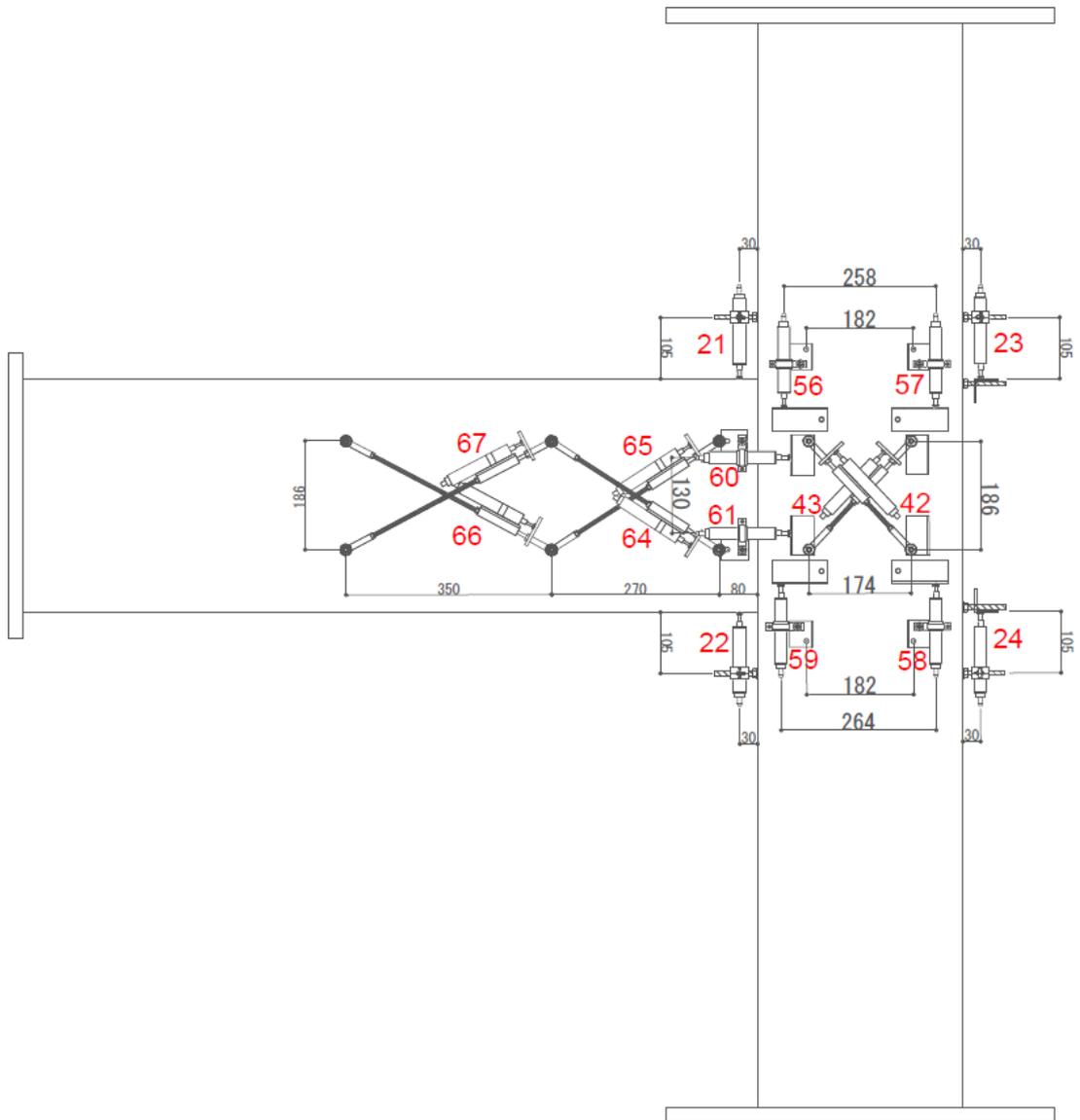


図 2. 2. 3-2 変位計の取り付け位置-二層目 (全試験体共通)

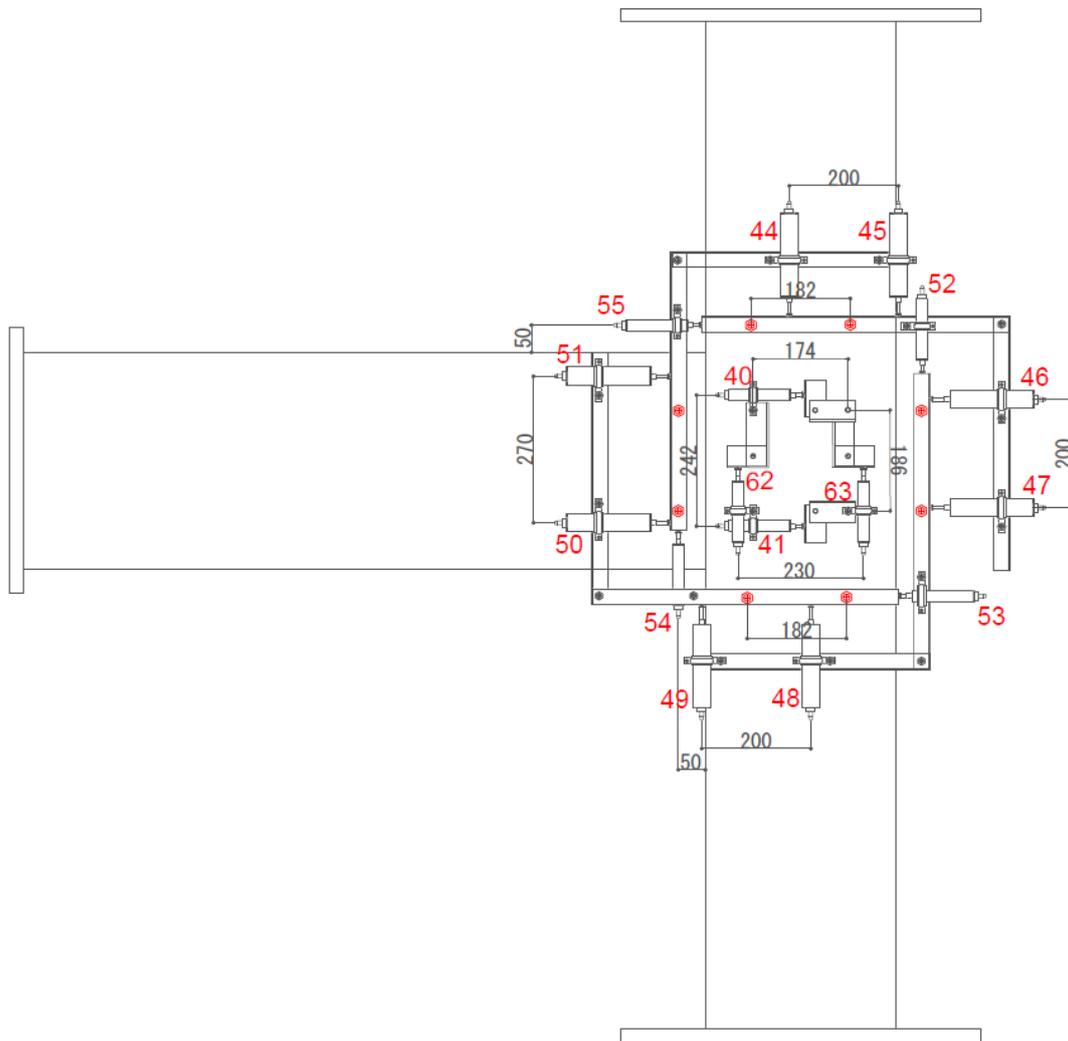


図 2. 2. 3-3 変位計の取り付け位置-三層目(全試験体共通)

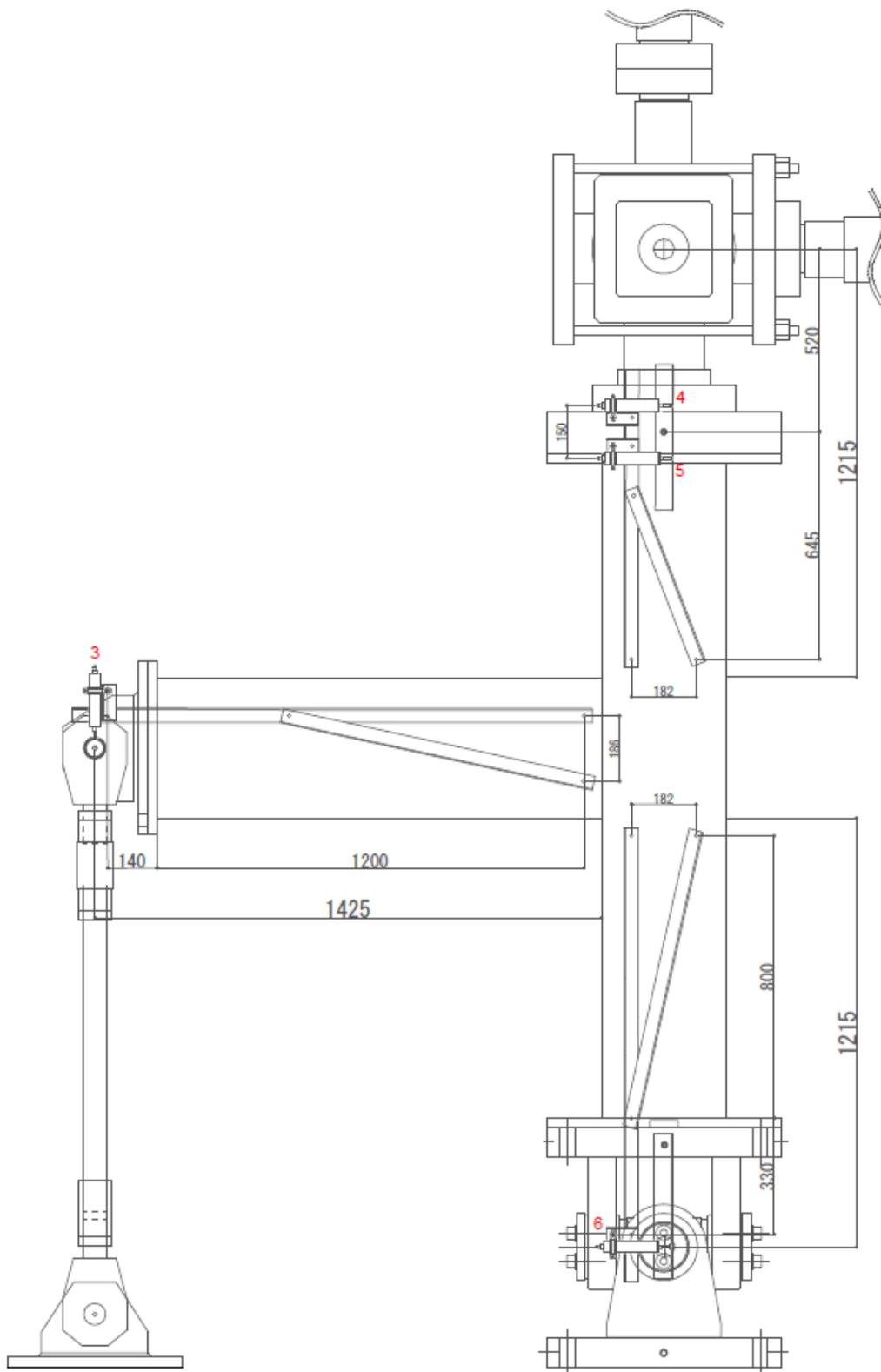


図 2. 2. 3-4 変位計の取り付け位置-四層目(全試験体共通)

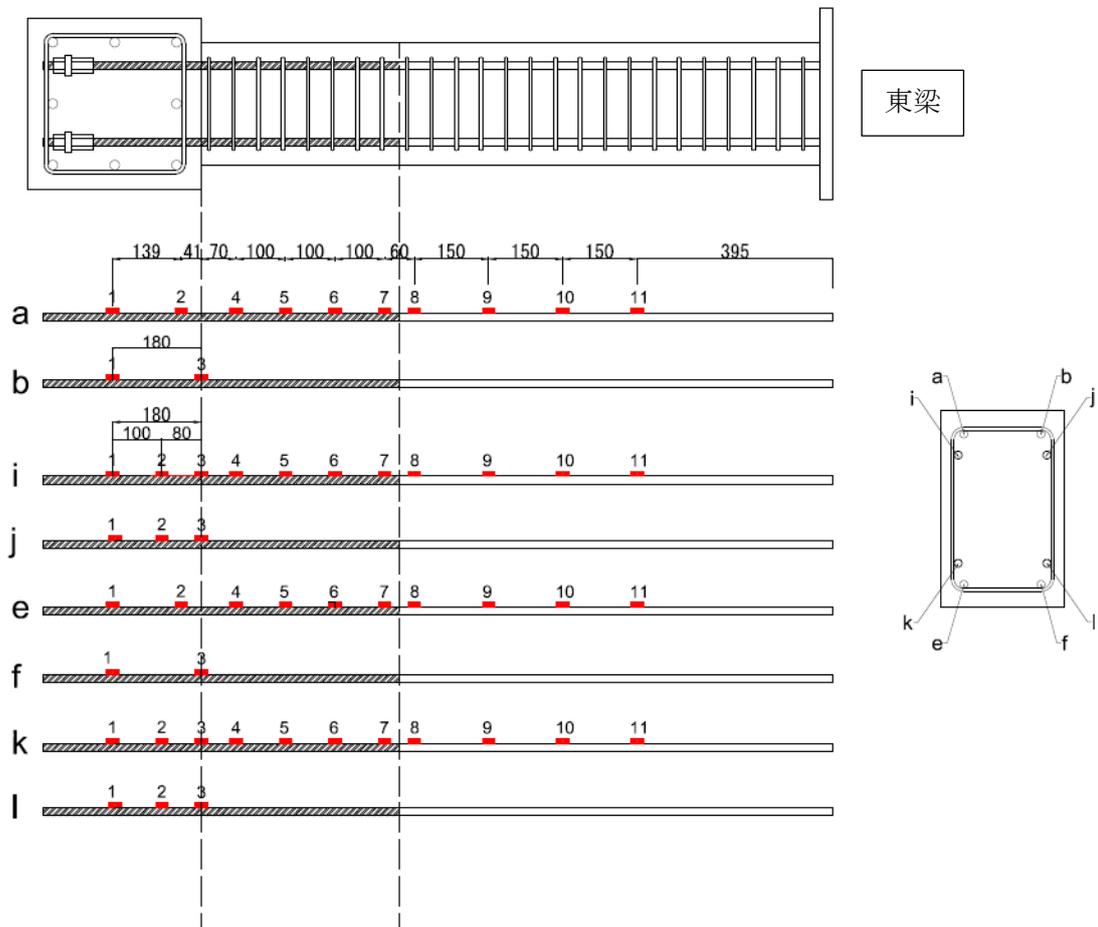


図 2. 2. 3-5 試験体 MB-11 梁主筋のひずみゲージ位置

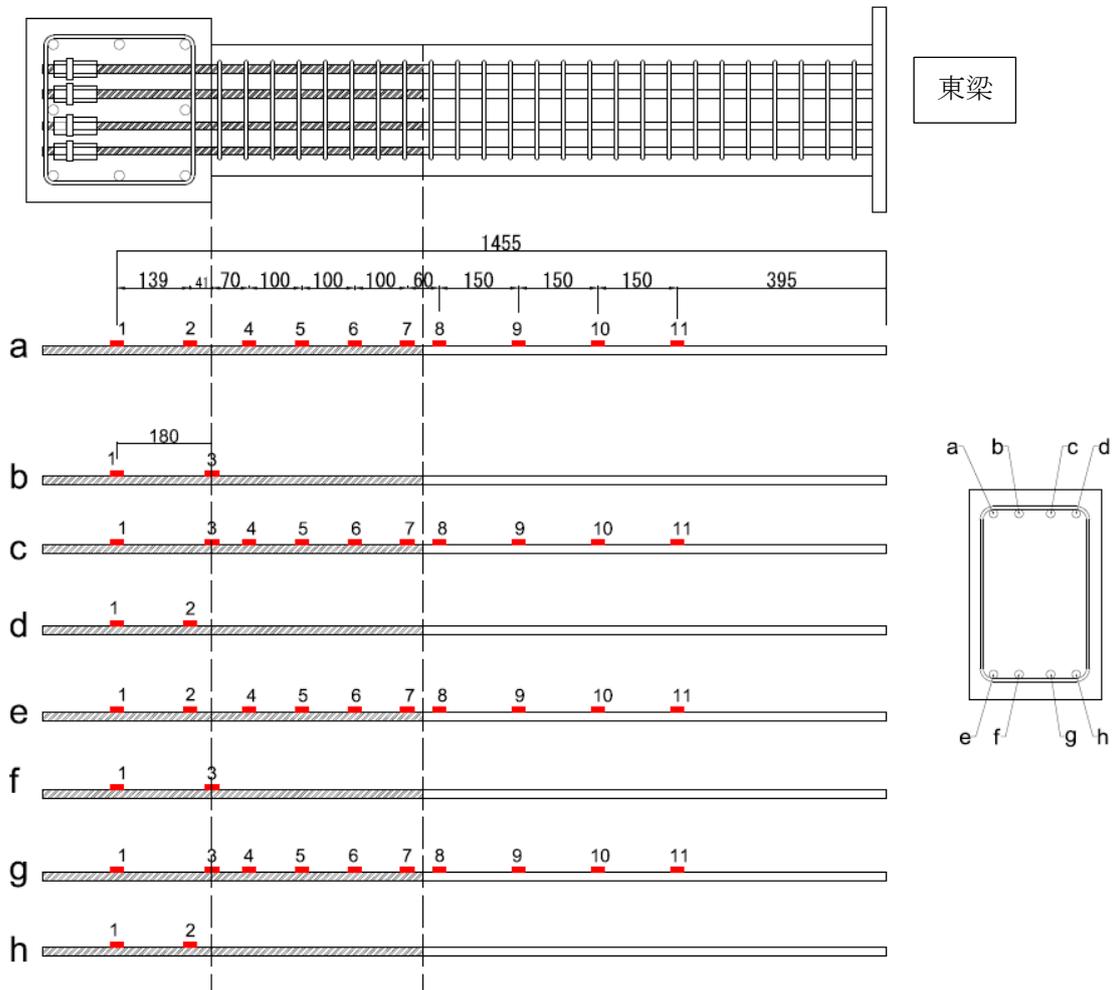


図 2. 2. 3-6 試験体 MB-9, 10, 12 梁主筋のひずみゲージ位置

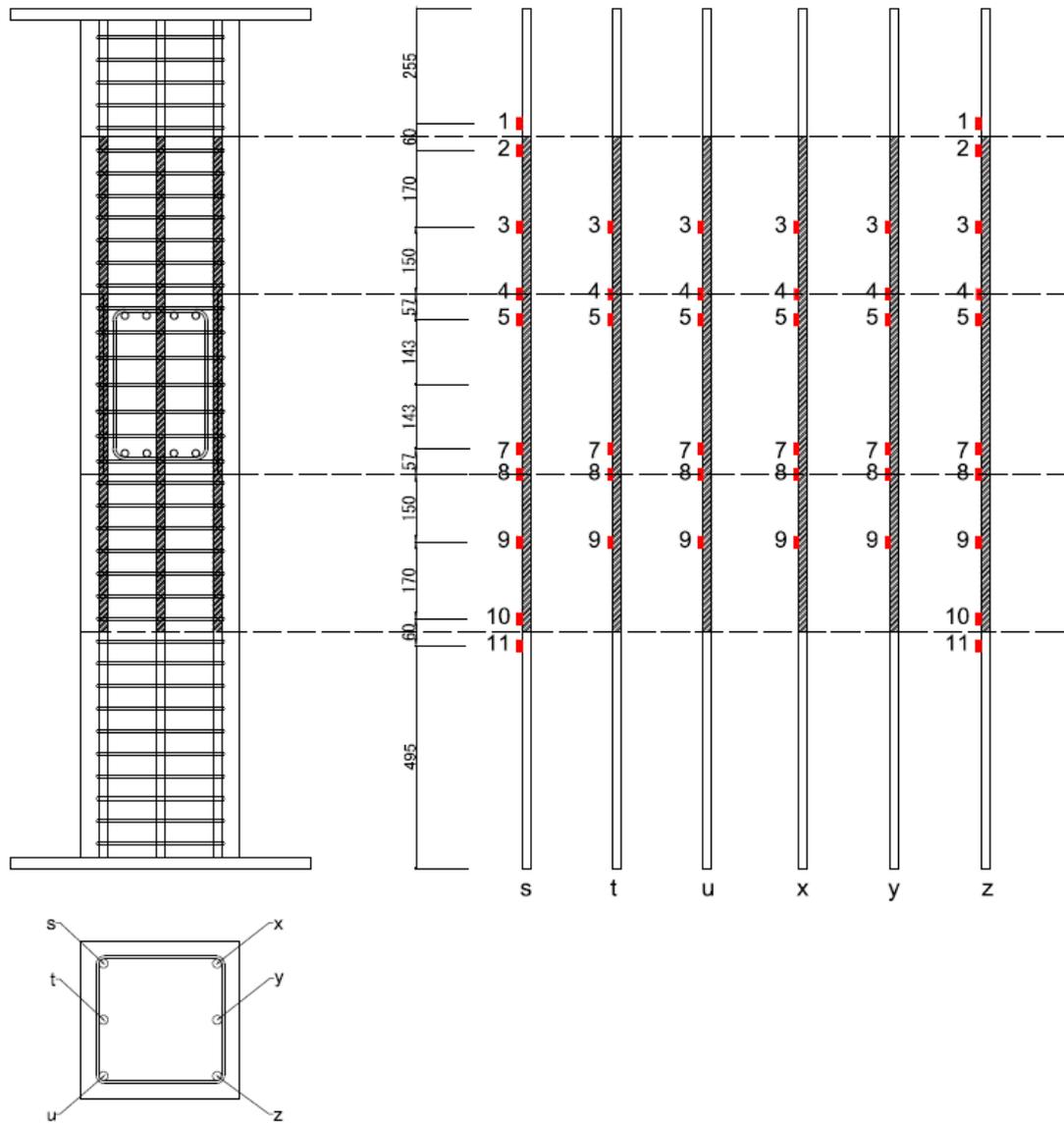


図 2. 2. 3-7 試験体 MB-9 柱主筋のひずみゲージ位置

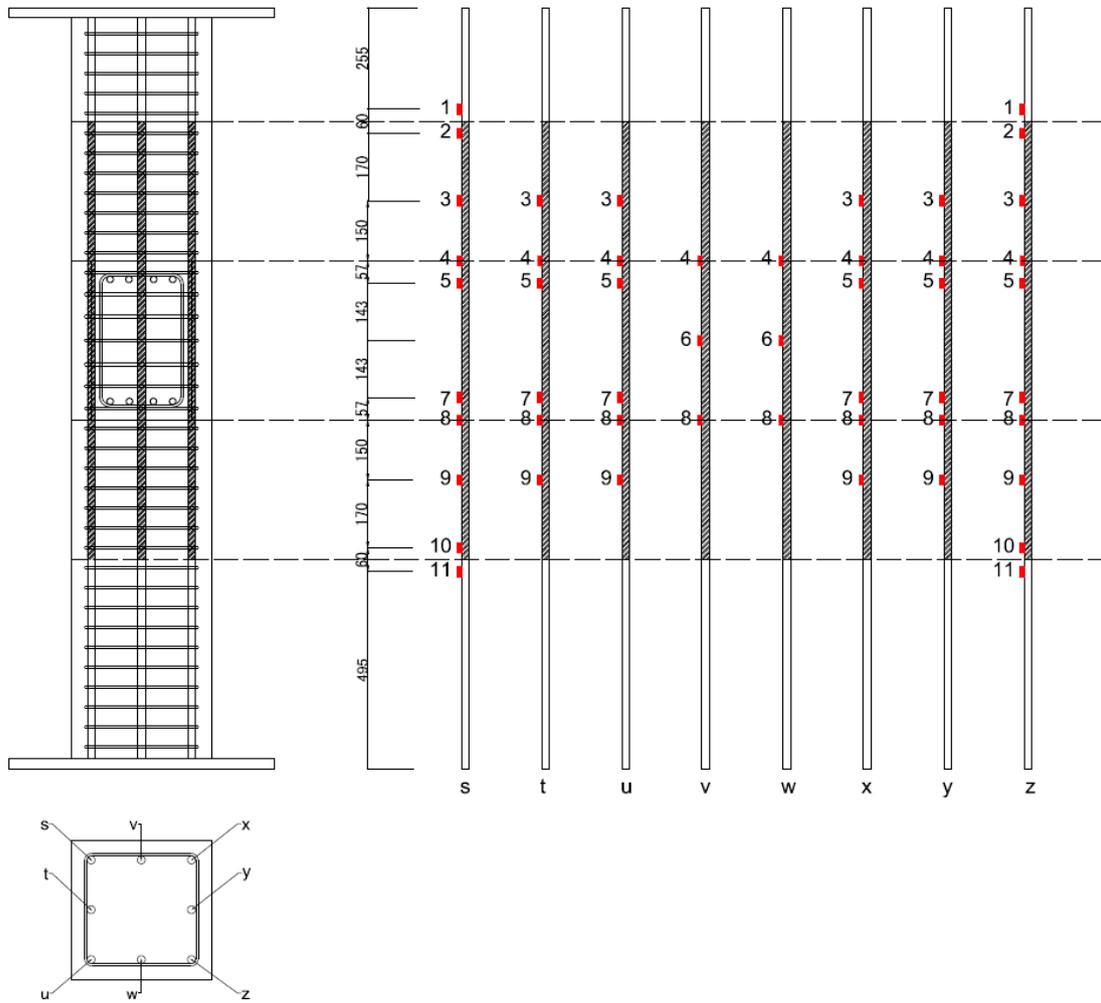


図 2.2.3-8 試験体 MB-10, 11, 12 柱主筋のひずみゲージ位置

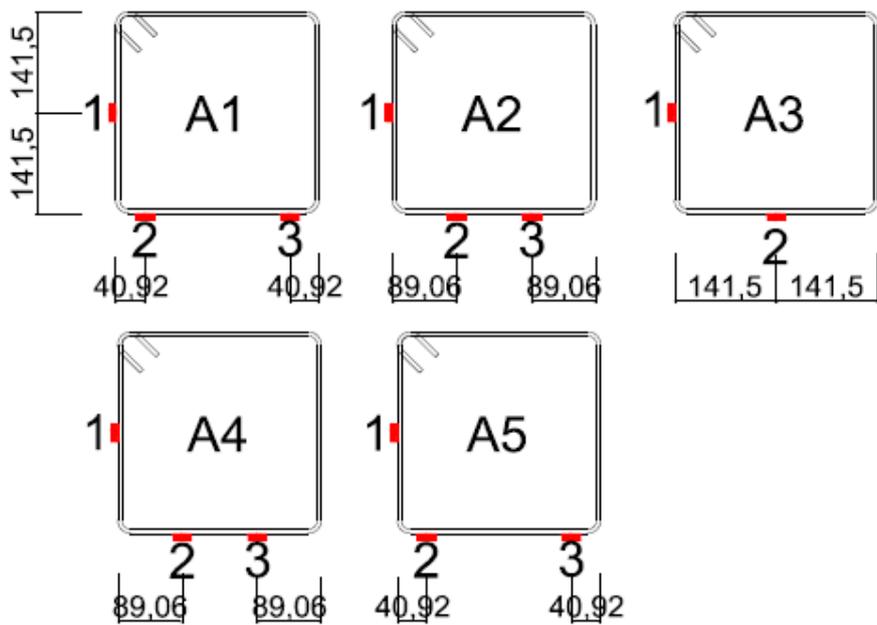
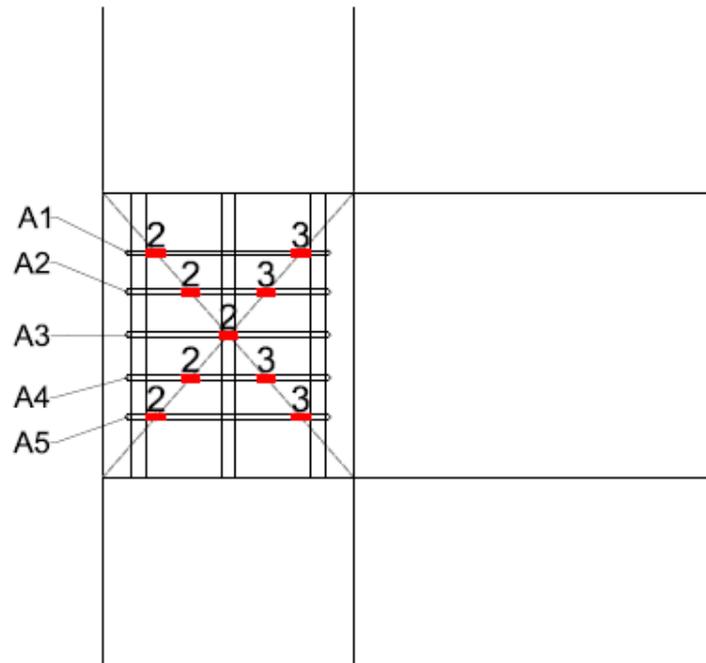


図 2. 2. 3-9 接合部横補強筋のひずみゲージ位置

## 2.3 材料特性

### 2.3.1 コンクリート

使用したコンクリートは呼び強度 33N/mm<sup>2</sup> の普通強度コンクリートである。表 2.3.1-1 にコンクリートの配合を示す。写真 2.3.1-1 にコンクリートの受け入れ検査を示す。

表 2.3.1-2 と表 2.3.1-3 に φ100mm×200mm のコンクリート試験体の圧縮実験結果と割裂実験結果を示す。図 2.3.1-2 に圧縮実験により得られたコンクリートの応力度—ひずみ関係を示す。

圧縮実験は試験体の面を研磨し、1000k 圧縮試験機で行った。なお、荷重測定にはロードセル「CLH-1MNA」（容量 1000kN：東京測器研究所製）を用い、軸方向変位はコンプレッソ・メーターを用いて、取り付けられた 2 本の変位計により測定し、その平均値を用いた。ロードセル、変位計の出力はスイッチボックス（SHW-50D）、データロガー（THS-1100）を介して、パーソナルコンピュータに取り込み、プログラム（Visual LOG）を使用してそのデータシートに測定データを記録した。割線剛性は JISA1149 に則り、ひずみが 50 μ の点と最大荷重の 1/3 の点を結ぶ直線の傾きとした。

割裂引張実験は 50tonf 万能試験機で行い、試験機の荷重のデジタル表示から最大荷重を読み取った。コンクリートの引張強度は、圧縮強度の約 1/15～1/20 程度であり、試験方法は図 2.3.1-1 に示した割裂試験方法がある。

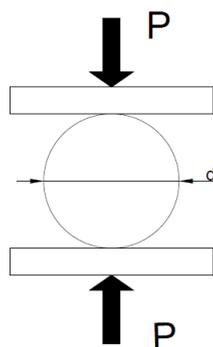


図 2.3.1-1 コンクリート引張実験方法

引張強度は次の式で計算する。

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi dl}$$

ここで、 $\sigma_t$ ：引張強度（N/mm<sup>2</sup>）  
 $P$ ：最大荷重（tonf）  
 $d$ ：試験体の直径（mm）  
 $l$ ：試験体の高さ（mm）

図 2.3.1-3 と図 2.3.1-4 にコンクリートの材料強度と材齢の関係を示す。ここで、材料強度の値は各材齢におけるコンクリート試体の平均値である。

表 2.3.1-1 コンクリート配合設計条件

配合の設計条件					
呼び方	コンクリートの種類による記号	呼び強度 (N/mm <sup>2</sup> )	スラブまたはスラップフロー (cm)	骨材の最大寸法 (mm)	セメントの種類による記号
	普通	33	18	13	N



写真 2.3.1-1 コンクリートの受け入れ検査記録

(1) 試験体 MB-9 のコンクリート

(a) 圧縮試験結果

表 2.3.1-2 (a) コンクリートの圧縮試験結果

材齢 (日)	テスト ピース	断面積 (mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	最大荷重時 ひずみ(μ)	ヤング係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )
33	1	7853.1	41.8	2145	3.0
	2	7861.8	42.0	3140	3.4
	3	7861.8	40.4	2288	3.0
	平均	7858.9	41.4	2524	3.1

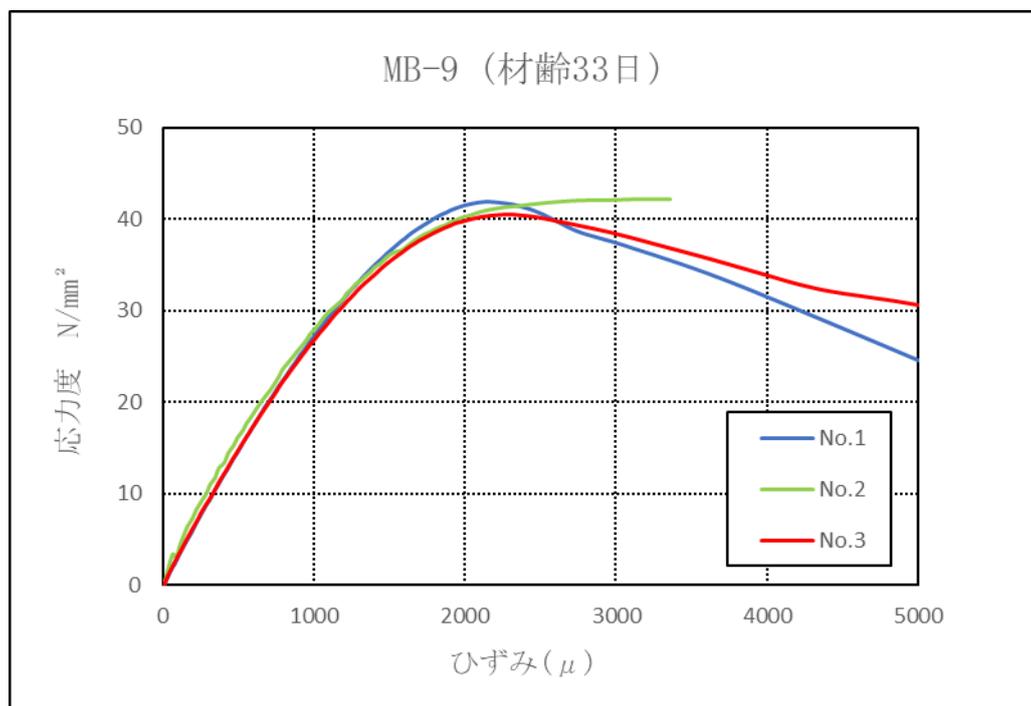


図 2.3.1-2(a) コンクリートの応力度-ひずみ関係

(b) 割裂実験結果

表 2.3.1-3(a) コンクリート割裂実験結果

材齢 (日)	テスト ピース	直径 (mm)	高さ (mm)	最大荷重 (kN)	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
33	1	100.0	200.4	108	3.4
	2	100.1	200.3	105	3.3
	3	100.0	200.5	94	3.0
	平均	100.0	200.4	102	3.3

(2) 試験体 MB-10 のコンクリート

(a) 圧縮試験結果

表 2.3.1-2(b) コンクリートの圧縮試験結果

材齢 (日)	テスト ピース	断面積 (mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	最大荷重時 ひずみ(μ)	ヤング係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )
40	1	7853.1	43.5	2140	3.3
	2	7857.5	43.9	2095	3.4
	3	7864.5	43.8	2248	3.1
	平均	7858.3	43.7	2161	3.3

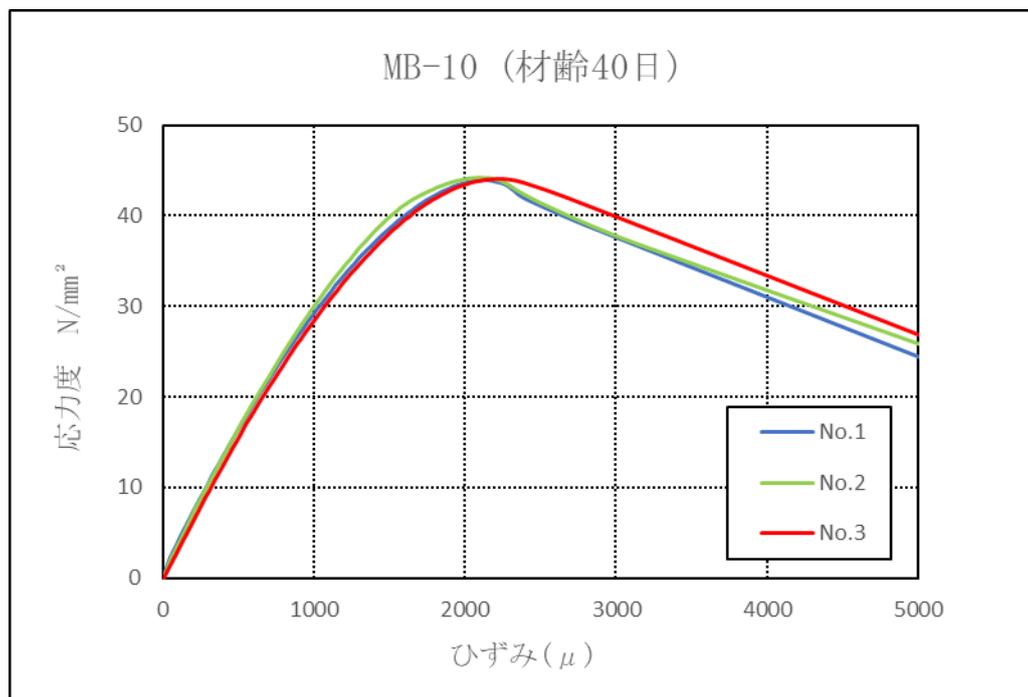


図 2.3.1-2(b) コンクリートの応力度-ひずみ関係

(b) 割裂実験結果

表 2.3.1-3(b) コンクリート割裂実験結果

材齢 (日)	テスト ピース	直径 (mm)	高さ (mm)	最大荷重 (kN)	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
40	1	100.0	200.2	108	3.4
	2	100.0	200.1	100	3.2
	3	100.0	199.9	86	2.7
	平均	100.0	200.1	98	3.1

(3) 試験体 MB-11 のコンクリート

(a) 圧縮試験結果

表 2.3.1-2(c) コンクリートの圧縮試験結果

材齢 (日)	テスト ピース	断面積 (mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	最大荷重時 ひずみ(μ)	ヤング係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )
53	1	7861.0	46.0	2188	3.2
	2	7848.7	46.0	2365	3.2
	3	7867.1	47.3	2368	3.2
	平均	7858.9	46.4	2307	3.2

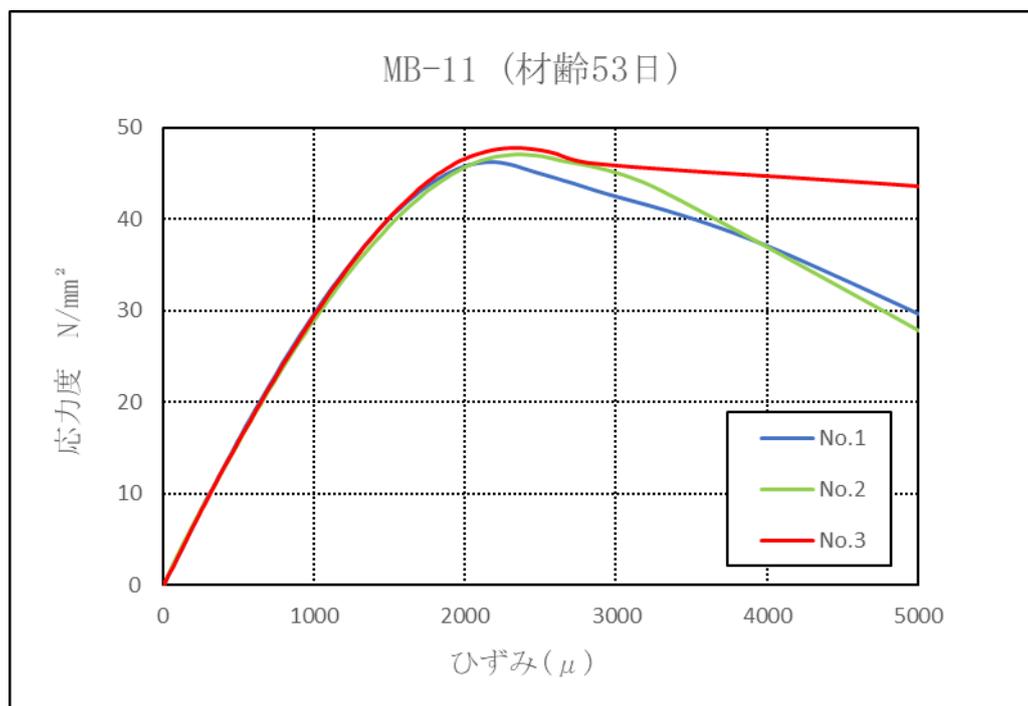


図 2.3.1-2(c) コンクリートの応力度-ひずみ関係

(b) 割裂実験結果

表 2.3.1-3(c) コンクリート割裂実験結果

材齢 (日)	テスト ピース	直径 (mm)	高さ (mm)	最大荷重 (kN)	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
53	1	100.0	200.4	108	3.4
	2	100.1	200.3	105	3.3
	3	100.0	200.5	94	3.0
	平均	100.0	200.4	102	3.3

(4) 試験体 MB-12 のコンクリート

(a) 圧縮試験結果

表 2.3.1-2(d) コンクリートの圧縮試験結果

材齢 (日)	テスト ピース	断面積 (mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	最大荷重時 ひずみ(μ)	ヤング係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )
62	1	7855.7	46.7	2275	3.2
	2	7854.9	50.5	2370	3.3
	3	7863.6	46.2	2383	3.1
	平均	7858.1	47.8	2343	3.2

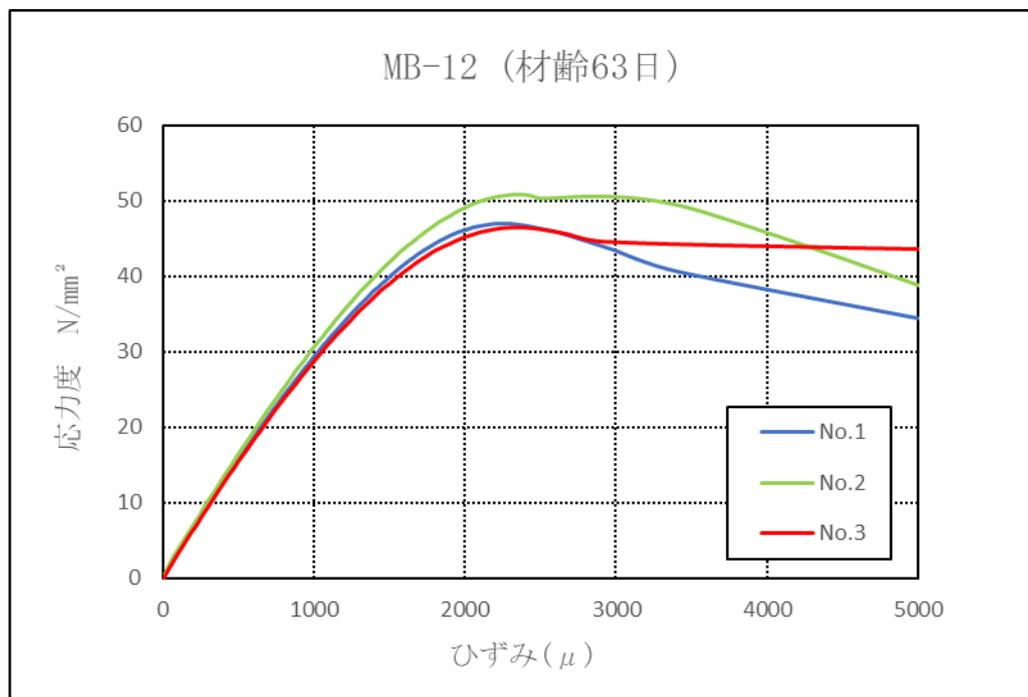


図 2.3.1-2(d) コンクリートの応力度-ひずみ関係

(b) 割裂実験結果

表 2.3.1-3(d) コンクリート割裂実験結果

材齢 (日)	テスト ピース	直径 (mm)	高さ (mm)	最大荷重 (kN)	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
62	1	100.1	200.7	83	2.6
	2	100.1	200.9	78	2.5
	3	100.1	200.3	78	2.5
	平均	100.1	200.6	79	2.5

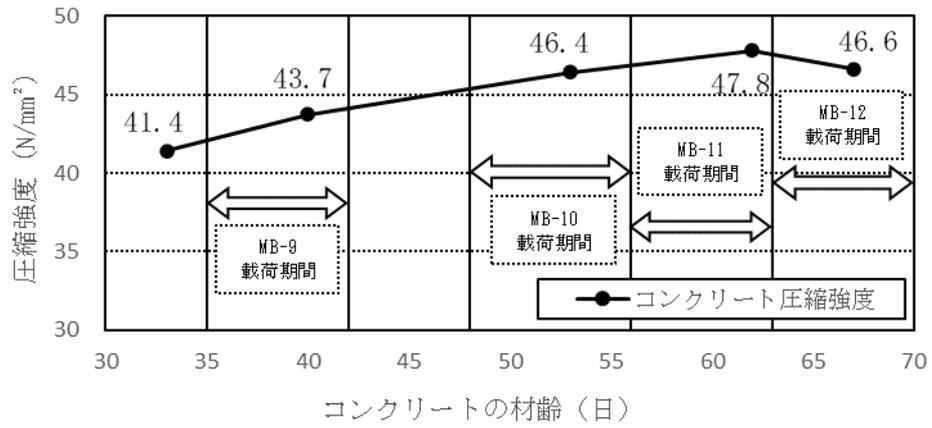


図 2.3.1-3 コンクリートの圧縮強度－材齢関係

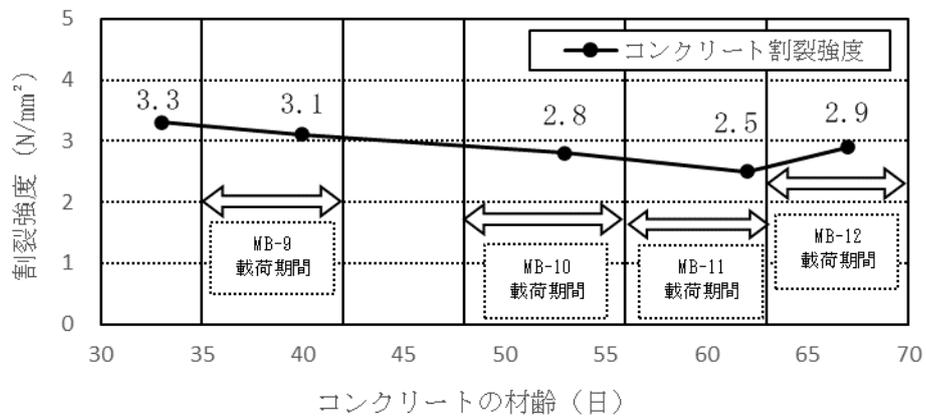


図 2.3.1-4 コンクリートの割裂強度－材齢関係

### 2.3.2 鉄筋

使用した鉄筋は普通鉄筋 D6 (SD395A), 高強度鉄筋 U7.1 (SBPD1275), 普通鉄筋 D16 (SD345), 普通鉄筋 D19 (SD345), 高強度鉄筋 D16 (SD700U) および高強度鉄筋 D19 (SD700U) の 5 種類であり, 後者の 4 種類については部分高強度化鉄筋の普通強度部分と高強度化部分からそれぞれ切り出したものを使用した。表 2.3.2-1 に各試験体の各ところに使用した鉄筋の種類を示す。

表 2.3.2-1 各試験体に使用した鉄筋の種類

試験体	梁主筋	スターラップ	柱主筋	フープ	接合部 横補強筋
MB-9	D16 (SD345,SD700)	D6 (SD295)	D19 (SD345,SD700)	D6 (SD295)	U7.1 (SBPD1275)
MB-10					D6 (SD295)
MB-11					D6 (SD295)
MB-12 (変動軸力)					U7.1 (SBPD1275)

引張試験はアムスラー試験機で行った。最大荷重は試験機のダイヤルから直接読み取り, その値を供試体の公称断面積で除したものを引張強度とした。鉄筋引張ひずみは供試体の中央部 2 ヶ所にひずみゲージを貼り付けて測定し, それらの値の平均を取った。ヤング係数は引張試験により得られた応力度－ひずみ関係から, 傾きを弾性範囲とみられる範囲から最小二乗法を用いて算出した。降伏応力度は上降伏点の次の点からひずみ硬化開始点までの範囲を平均した値とし, 降伏棚が見られなかったものについては 0.2% オフセット法により算出した。弾性限界ひずみは, 降伏ひずみから 2000  $\mu$  減じて算出した。

表 2.3.2-2 に鉄筋引張試験結果を, 図 2.3.2-1 に引張試験により得られた鉄筋の応力度－ひずみ関係を示す。表 2.3.2-3 に鉄筋の材料特性を示す。

(a) 普通強度鉄筋 D16 (SD345)

表 2.3.2-2(a) 鉄筋 D16 (SD345) 引張試験結果

供験体	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	降伏応力度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ $\epsilon_y$ ( $\mu$ )	最大強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_s$ ( $\times 10^5$ N/mm <sup>2</sup> )	歪み硬化 開始時歪み $\mu$
1	198.6	398.8	2242	556.4	1.86	11974
2		404.5	2259	561.4	1.87	15988
3		399.4	2246	556.4	1.87	15184
平均	198.6	400.9	2249	558.1	1.86	14382

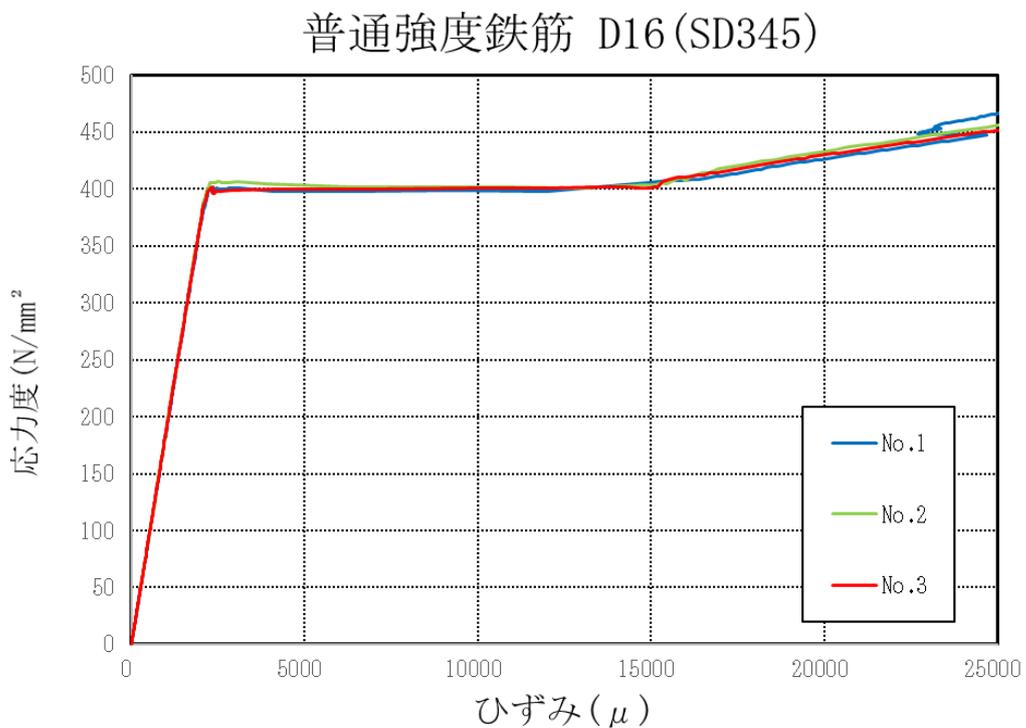


図 2.3.2-1(a) 鉄筋 D16 (SD345) 応力度-ひずみ関係

(b) 高強度鉄筋 D16 (SD700U)

表 2.3.2-2(b) D16 (SD700U) 引張試験結果

供験体	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	降伏応力度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ $\epsilon_y$ ( $\mu$ )	最大強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_s$ ( $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> )	歪み硬化 開始時歪み $\mu$	弾性限界 ひずみ $\mu$
1	198.6	870.5	6801	931.5	1.81		4801
2		876.7	6732	934.0	1.85		4732
3		873.1	6719	929.0	1.85		4719
平均	198.6	873.4	6750	931.5	1.84		4750

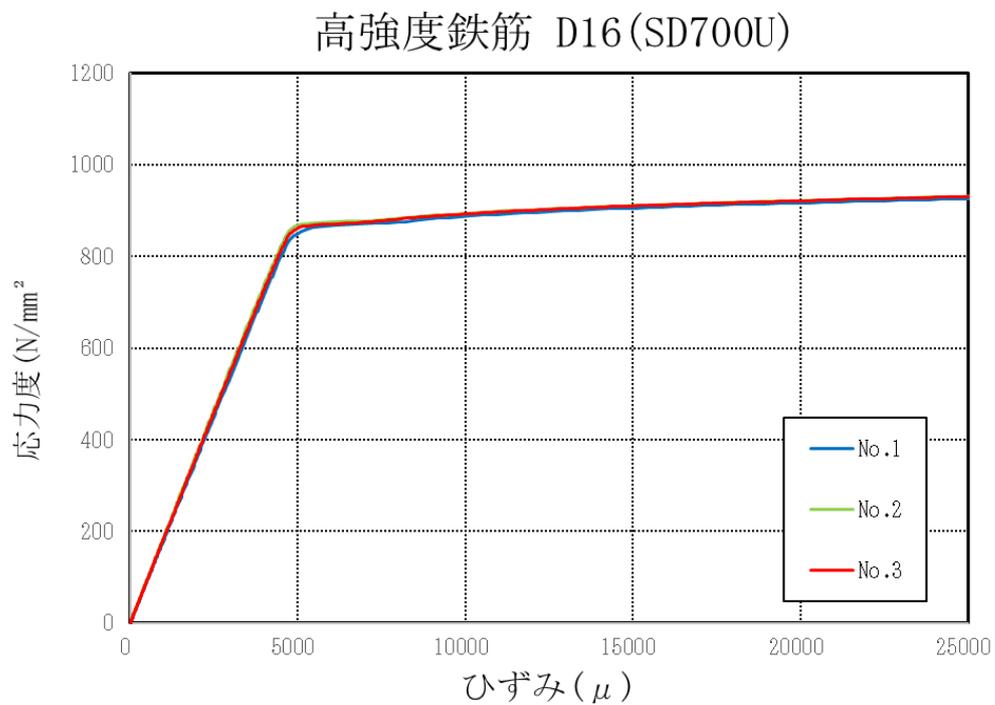


図 2.3.2-1(b) D16 (SD700U) 応力度-ひずみ関係

(c) 普通強度鉄筋 D19 (SD345)

表 2. 3. 2-2 (c) D19 (SD345) 引張試験結果

供験体	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	降伏応力度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ $\epsilon_y$ ( $\mu$ )	最大強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_s$ ( $\times 10^5$ N/mm <sup>2</sup> )	歪み硬化 開始時歪み $\mu$
1	286.5	404.6	2307	558.5	1.87	17328
2		397.3	2534	555.0	1.88	17628
3		407.8	3065	556.7	1.87	16678
平均	286.5	403.3	2635	556.7	1.87	17211

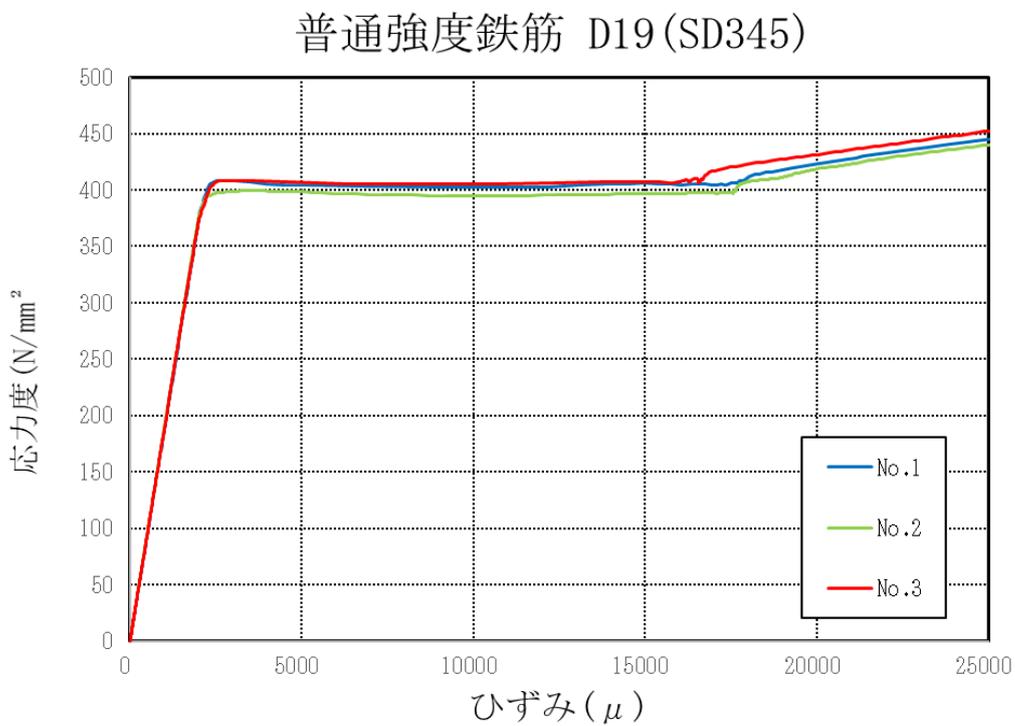


図 2. 3. 2-1 (c) D19 (SD345) 応力度-ひずみ関係

(d) 高強度鉄筋 D19 (SD700U)

表 2.3.2-2(d) D19 (SD700U) 引張試験結果

供験体	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	降伏応力度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ $\epsilon_y$ ( $\mu$ )	最大強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_s$ ( $\times 10^5$ N/mm <sup>2</sup> )	歪み硬化 開始時歪み $\mu$	弾性限界 ひずみ $\mu$
1	286.5	870.5	6436	937.2	1.96		4436
2		874.6	6701	940.7	1.86		4701
3		871.6	6769	940.7	1.83		4769
平均	286.5	872.2	6635	939.5	1.88		4635

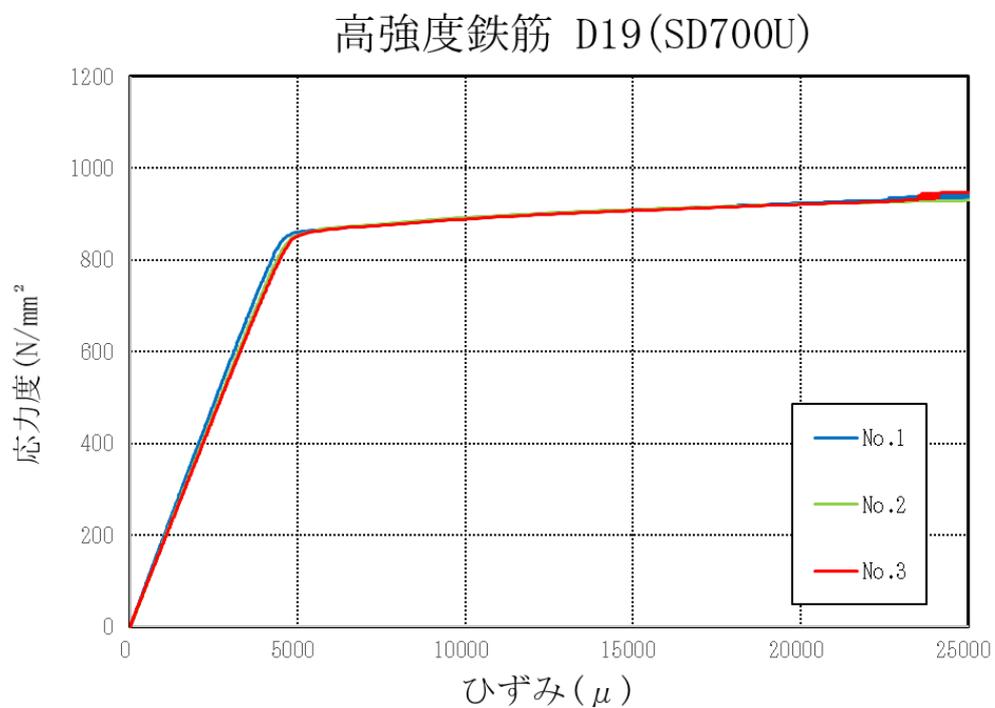


図 2.3.2-1(d) D19 (SD700U) 応力度-ひずみ関係

(e) 補強筋 D6 (SD395A)

表 2. 3. 2-2(e) 鉄筋 D6 (SD395A) 引張試験結果

供験体	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	降伏応力度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ $\epsilon_y$ ( $\mu$ )	最大強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_s$ ( $\times 10^5$ N/mm <sup>2</sup> )	歪み硬化 開始時歪み $\mu$	弾性限界 ひずみ $\mu$
1	31.67	341.0	4047	489.4	1.67		2047
2		348.6	4056	521.0	1.70		2056
3		350.5	4008	502.1	1.75		2008
平均	31.67	346.7	4037	504.2	1.70		2037

補強筋 D6 (SD295A)

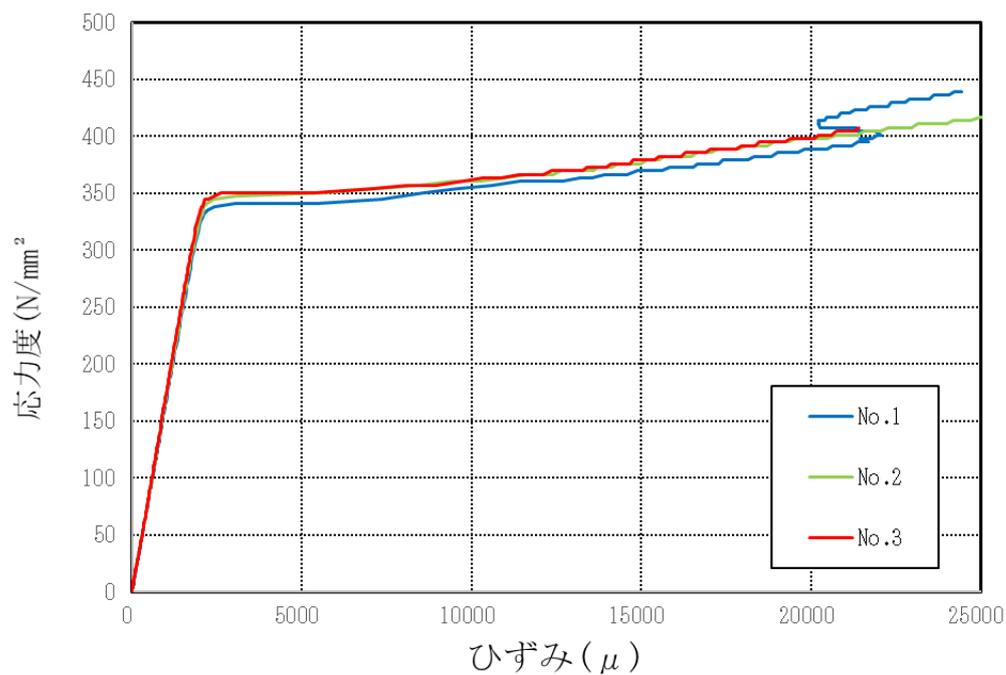


図 2. 3. 2-1(e) 鉄筋 D6 (SD395A) 応力度-ひずみ関係

(f) 接合部横補強筋 U7. 1 (SBPD1275)

表 2. 3. 2-2(f) 接合部横補強筋 U7. 1 (SBPD1275) 引張試験結果

供験体	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	降伏応力度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ $\epsilon_y$ ( $\mu$ )	最大強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_s$ ( $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> )	歪み硬化 開始時歪み $\mu$	弾性限界 ひずみ $\mu$
1	40	1305.1	9169	1355.0	1.82		7169
2		1223.7	9183	1305.0	1.70		7183
3		1240.7	9366	1295.0	1.68		7366
平均	40	1256.5	9239	1318.3	1.74		7239

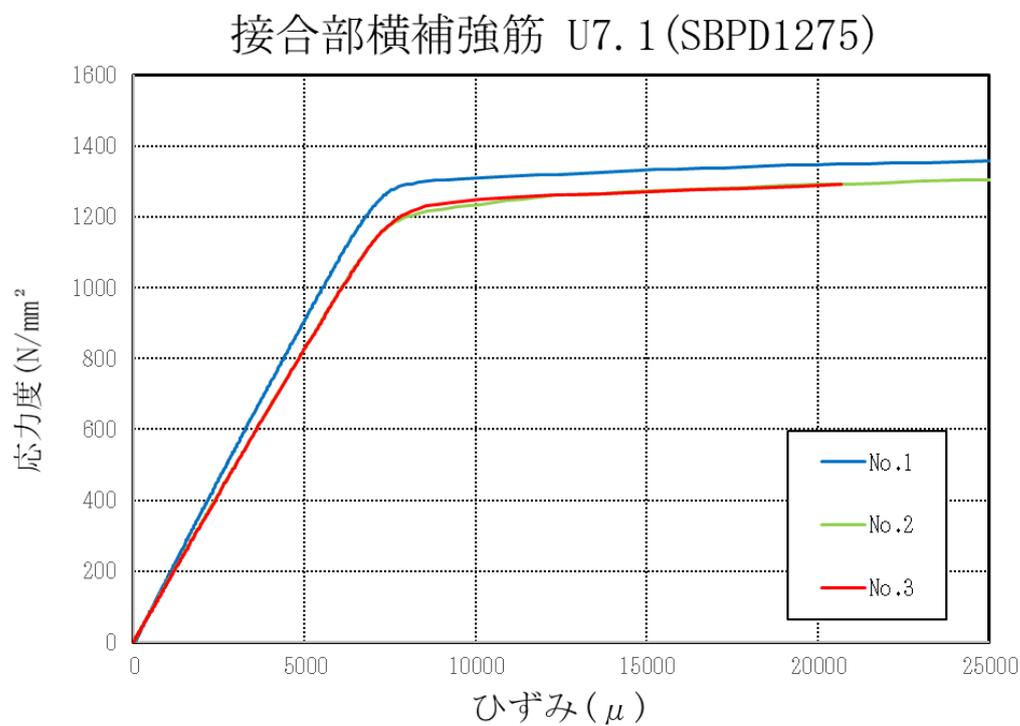


図 2. 3. 2-1(f) 接合部横補強筋 U7. 1 (SBPD1275) 応力度-ひずみ関係

表 2.3.2-3 鉄筋材料特性まとめ

鉄筋種類	降伏応力度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ $\epsilon_y$ ( $\mu$ )	最大強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_s$ ( $\times 10^5$ N/mm <sup>2</sup> )	歪み硬化 開始時歪み $\mu$	弾性限界 ひずみ $\mu$
D16 (SD345)	400.9	2249.1	558.1	1.86	14382	
D16 (SD700U)	873.4	6750.5	931.5	1.84	降伏棚なし	4750
D19 (SD345)	403.3	2635.3	556.7	1.87	17211	
D19 (SD700U)	872.2	6635.3	939.5	1.88	降伏棚なし	4635
D6 (SD295A)	346.7	4036.6	504.2	1.70	降伏棚なし	2037
U7.1 (SBPD1275)	1256.5	9239.0	1318.3	1.74	降伏棚なし	7239



(a) 柱曲げ終局時の上柱節点モーメント  $M_{cu上}$

$$M_{cu上} = M'_{cu上} \times \frac{H/2}{(H/2 - c)}$$

$M'_{cu}$  : 上柱曲げ終局時の柱強度境界位置モーメント

$H$  : 柱スパン

$c$  : 柱節点位置から柱主筋の強度境界位置までの距離

(b) 柱曲げ終局時の下柱節点モーメント  $M_{cu下}$

$$M_{cu下} = M'_{cu下} \times \frac{H/2}{(H/2 - c)}$$

$M'_{cu下}$  : 下柱曲げ終局時の柱強度境界位置モーメント

$H$  : 柱スパン

$c$  : 柱節点位置から柱主筋の強度境界位置までの距離

(c) 柱曲げ終局時の層せん断力  ${}_bV_{cu}$

$${}_bV_{cu} = \frac{M'_{cu上}}{H/2}$$

(d) 梁曲げ終局時の柱節点モーメント  $M_{bu}$

$$M_{bu} = M'_{bu} \times \frac{l}{(l - b)}$$

$M'_{bu}$  : 梁曲げ終局時の梁強度境界位置モーメント

$l$  : 梁スパン

$b$  : 梁節点位置から梁主筋の強度境界位置までの距離

(e) 梁曲げ終局時の梁せん断力  $Q_{bu}$

$$Q_{bu} = \frac{M'_{bu}}{(l - b)}$$

(f) 梁曲げ終局時の層せん断力  ${}_bV_{bu}$

$${}_bV_{bu} = Q_{bu} \times \frac{L}{H}$$

$L$  : 梁スパン

$H$  : 柱スパン

表 2. 4. 1-1 柱曲げ終局耐力の計算結果一覧

試験体		柱の強度境界位置 モーメント $M'_{cu}(kN \cdot m)$	柱の節点 モーメント $M_{cu}(kN \cdot m)$
MB-9	上柱	134.3	219.7
	下柱(下限値)	120.6	197.3
	下柱(上限値)	147.8	241.8
MB-10	上柱	166.2	271.9
	下柱(下限値)	153.2	250.6
	下柱(上限値)	178.8	292.5
MB-11	上柱	169.3	276.9
	下柱(下限値)	156.0	255.2
	下柱(上限値)	182.2	298.0
MB-12 軸力比 (=0)	上柱	133.2	217.9
	下柱(下限値)	119.8	196.0
	下柱(上限値)	147.2	240.8
MB-12 軸力比 (=0.1)	上柱	205.4	336.0
	下柱(下限値)	193.3	316.2
	下柱(上限値)	216.9	354.8

表 2. 4. 1-2 梁曲げ終局耐力の計算結果一覧

試験体	梁の強度境界位置 モーメント M'bu(kN・m)	梁の節点 モーメント Mbu(kN・m)
MB-9	107.3	167.5
MB-10	107.6	168.0
MB-11	108.7	169.7
MB-12	108.8	169.8

表 2. 4. 1-3 柱および梁曲げ終局時の層せん断力の計算結果一覧

試験体	柱曲げ終局時 層せん断力 bVcu(kN)	梁曲げ終局時 層せん断力 bVbu(kN)
MB-9	155.3	59.2
MB-10	192.1	59.4
MB-11	195.7	60.0
MB-12(n=0)	154.0	60.0
MB-12(n=0.1)	237.5	60.0

## 2.4.2 接合部せん断終局耐力

柱梁接合部のせん断強度 $V_{ju}$ 、せん断終局時層せん断力 $bV_{ju}$ 、接合部入力せん断力 $V_j$ 、接合部入力せん断応力度 $\tau$ および接合部せん断余裕度は、鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震計・同【解説】<sup>(2.4-2)</sup>から以下の式より算出した。表 2.4.2-1 に接合部せん断強度の計算結果一覧を示す。

### (a) 接合部せん断強度 $V_{ju}$

$$V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j$$

$\kappa$  : 接合部形状係数 (ト形の時  $\kappa = 0.7$ )

$\phi$  : 補正係数 (平均値の時  $\phi = 1.0$ ) (下限値の時  $\phi = 0.85$ )

$F_j$  : 接合部のせん断強度の基準値 ( $F_j = 0.8 \times \sigma_B^{0.7}$ )

$b_j$  : 接合部の有効幅 ( $b_j = b + b_{a1} + b_{a2}$ )

$b$  : 梁幅

$b_{ai}$  :  $b_i/2$  または  $D/4$  のうち小さいほう

$D_j$  : 接合部の有効せい

$b_i$  : 梁両側面からこれに平行する柱側面までの長さ

### (b) 接合部入力せん断力 $V_j$

$$V_j = T - Q$$

$T$  : 鉄筋の引張力

$Q$  : 層せん断力

### (c) 接合部せん断余裕度

$$\text{接合部せん断余裕度} = \frac{V_{ju}}{V_j}$$

表 2.4.4-1 接合部せん断強度の計算結果一覧

試験体	接合部せん断強度 $V_{ju}$ (kN)	
	下限値	平均値
MB-9	677.2	897.5
MB-10	703.3	933.1
MB-11	733.4	974.1
MB-12	748.9	995.1

### 2.4.3 柱梁曲げ耐力比

$$\text{柱梁曲げ耐力比} = (M_{cu上} + M_{cu下}) / M_{bu}$$

### 2.4.4 接合部横補強比

$$\text{接合部横補強比} = T_h / T_{by}$$

$T_h$ : 接合部横補強筋引張耐力

$$T_h = \sigma_{wy} \times A_w$$

$\sigma_{wy}$ : 横補強筋降伏応力度

$A_w$ : 横補強筋総断面積

$T_{by}$ : 梁主筋引張力

$$T_{by} = \sigma_y \times A_t$$

$\sigma_y$ : 梁主筋降伏応力度

$A_t$ : 梁引張主筋総断面積

表 2.4.3-1 に柱梁曲げ耐力比の計算結果一覧、表 2.4.4-1 に接合部横補強比の計算結果一覧を示す。

表 2. 4. 3-1 柱梁曲げ耐力比の計算結果一覧

試験体		柱梁曲げ耐力比	
		正載荷時	負載荷時
MB-9		2.76	2.49
MB-10		3.36	3.11
MB-11		3.39	3.14
MB-12	n=0	2.70	2.44
	n=0.1	4.07	3.84

表 2. 4. 4-1 接合部横補強比の計算結果一覧

試験体	接合部横補強筋引張耐力 (kN)	梁主筋降伏時引張力 (kN)	接合部横補強比 (%)
MB-9	502.60	442.78	114
MB-10	502.60	442.78	114
MB-11	826.99	442.78	187
MB-12	502.60	442.78	114

**【参考文献】**

2. 4-1: M. P. Collins, Response-2000, 【<http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/r2k.htm>】  
 2. 4-2: 日本建築学会, 鉄筋コンクリート建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999

### 第三章 実験結果

本研究では、今回実施した実験の試験体だけではなく、部分高強度化した鉄筋を用いた RC 骨組に関する既往研究の実験結果も使用して検討を行う。表 3-1 に既往研究の試験体の概要を示す。2017 年度に行った実験の試験体 MB-1 は柱梁曲げ耐力比を 1.24~1.46 に設計した試験体である。2018 年度の試験体 MB-4、MB-5、MB-6 は試験体 MB-1 を基準試験体として、柱梁曲げ耐力比や強度境界位置および柱中段筋の影響を実験変数とし、構造特性を検討した。試験体 MB-4 は試験体 MB-1 より柱主筋量を増やし、柱梁曲げ強度比を 2.0 以上とした。試験体 MB-5 は強度境界位置を柱面から 200 mm をした。試験体 MB-6 は柱に中段筋を加えた。

表 3-1 本実験試験体および既往研究試験体の概要

試験体	MB-1	MB-4 (基準試験体)	MB-5	MB-6	MB-9	MB-10	MB-11	MB-12 (変動軸力)		
試験体形状	ト形 一体打ち									
コンクリート 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	37.8	31.1	32.5	32.5	41.4	43.7	46.4	47.8		
梁	スパン (mm) 1600									
	幅 (mm) × せい (mm) 250 × 400									
	主筋 (普通強度, 高強度)		4-D16 (SD345, SD700U)	5-D16 (SD345, SD700U)	4-D16 (SD345, SD700U)		一段目, 2-D16 二段目, 2-D16 (SD345, SD700U)		4-D16 (SD345, SD700U)	
	引張主筋比 (%)		0.9	1.13	0.9		0.95		0.9	
	スターラップ D6@50 (SD295A)									
	高強度化範囲 (mm)		400	200	400					
柱	スパン (mm) 2830									
	幅 (mm) × せい (mm) 350 × 350									
	主筋 (普通強度, 高強度)		4-D16 (SD345, SD700U)	6-D19 (SD345, SD700U)	4-D19 (SD345, SD700U)	6-D19 (SD345, SD700U)		8-D19 (SD345, SD700U)		
	フープ D6@50 (SD295A)									
高強度化範囲 (mm)		350								
接合部	横補強筋				12-D6 (SD295)		10-U7.1 (SD1275)		12-D6 (SD295)	10-U7.1 (SD1275)
	補強筋比 (%)		0.36	0.37	0.35	0.37	1.23		1.90	1.23
入力軸力 (kN)		232	192	205	203	192	192	192	0~586	
軸力比		0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0~0.10	
柱梁曲げ強度比(最小)		1.24	2.25	1.33	1.37	2.49	3.11	3.14	2.44	
柱梁曲げ強度比(最大)		1.46	2.5	1.59	1.64	2.76	3.36	3.39	4.07	
破壊モード		柱梁接合部破壊				強度境界位置での梁曲げ破壊				

### 3.1 破壊状況

#### (a) 試験体 MB-1

写真 3.1-1 に試験体 MB-1 が層間変形角 5% (+23 サークル) 時の破壊状況を示す。層間変形角 0.125% ( $\pm 1$  サークル) 時に梁の強度境界付近に曲げひび割れが発生した。層間変形角 0.5% ( $\pm 5$  サークル) 時に梁にせん断ひび割れが発生した。層間変形角 0.5% ( $\pm 6$  サークル) 時に柱にせん断ひび割れが発生した。層間変形角 1% ( $\pm 8$  サークル) 時に柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。層間変形角 1.5% ( $\pm 12$  サークル) 時に柱梁接合部でかぶりコンクリートの剥落が見られた。層間変形角 3% ( $\pm 17$  ピーク) 時には柱梁接合部のせん断ひび割れが増大し、柱頭と柱脚部までひび割れが進展していた。その後は柱梁接合部に損傷が集中した。また、層間変形角 4% ( $\pm 20$  ピーク) 時に大きな音と共に柱西面に斜めひび割れが発生した。

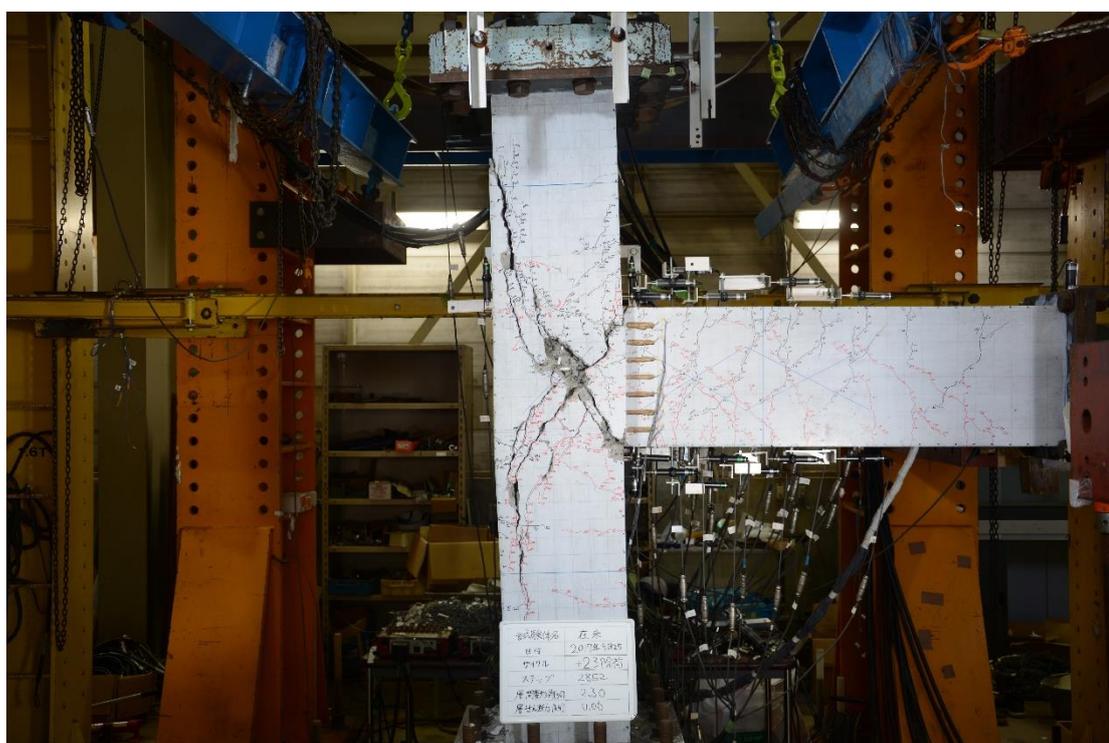


写真 3.1-1 試験体 MB-1 層間変形角 5% 時 (+23 サークル) の破壊状況

## (b) 試験体 MB-4

写真 3.1-2 に試験体 MB-4 が層間変形角 5% (+23 サークル) 時の破壊状況を示す。層間変形角 0.125% (+1 サークル) 時および層間変形角 0.25% (-2 サークル) 時に危険断面位置付近に梁曲げひび割れが発生し、層間変形角 1% ( $\pm 8$  サークル) 時には接合部斜めひび割れが発生した。層間変形角 1% ( $\pm 8$  サークル) 時以降は多くの梁曲げひび割れおよび梁せん断ひび割れが発生している。層間変形角 3% ( $\pm 17$  サークル) 時から層間変形角 3% ( $\pm 19$  サークル) 時にかけて梁曲げひび割れが接合部斜めひび割れと同程度に開いていたが、層間変形角 3% (+19 サークル) 時には負荷荷時に生じた梁曲げひび割れの残留が見られ、梁の変形が抑えられるようになった。その後、層間変形角 4% (+20 サークル) 時に最大耐力を迎え、接合部斜めひび割れが大きく開いた。層間変形角 4% ( $\pm 21$  サークル) 時以降は接合部斜めひび割れが柱頭および柱脚付近にまで達し、東面柱下および西面柱上かぶりコンクリートが剥落した。加力終盤では柱および梁の損傷は小さく、接合部に損傷が集中する結果となった。

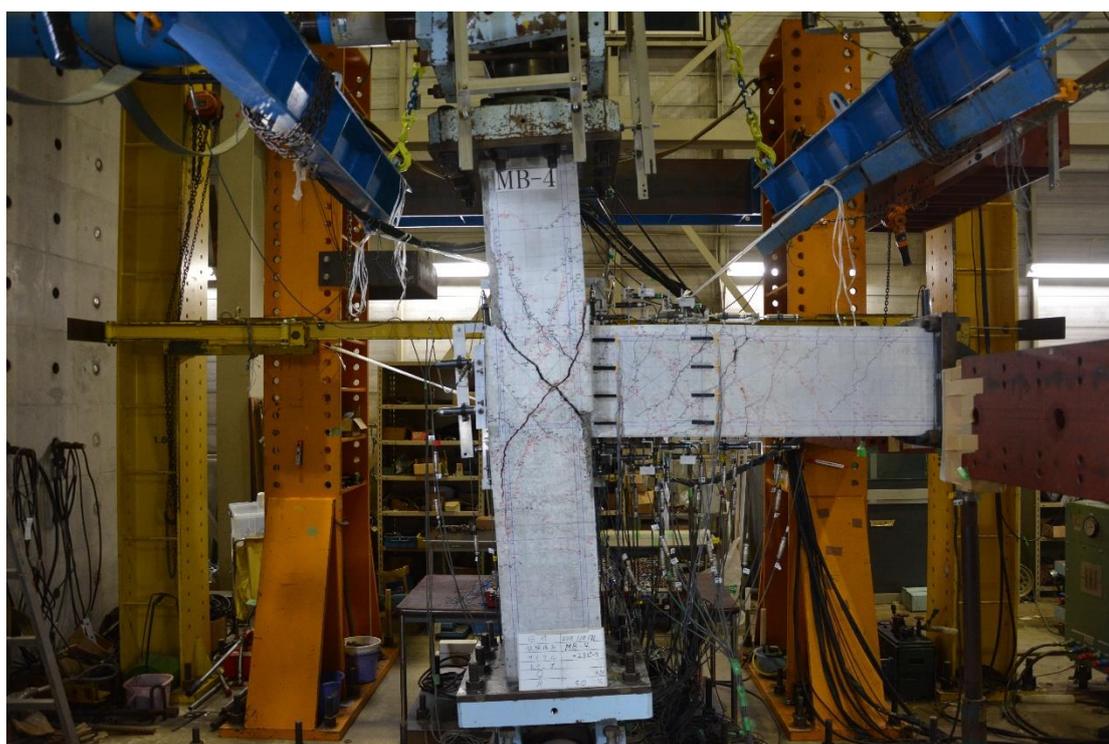


写真 3.1-2 試験体 MB-4 層間変形角 5% 時 (+23 サークル) の破壊状況

### (c) 試験体 MB-5

写真 3.1-3 に試験体 MB-5 が層間変形角 4% (+22 サークル) 時の破壊状況を示す。層間変形角 0.125% (-1 サークル) 時および層間変形角 0.25% (+2 サークル) 時に強度境界位置付近に梁曲げひび割れが発生し、その後は梁せん断ひび割れが発生すると同時に梁にひび割れが増加した。層間変形角 1% ( $\pm 8$  サークル) 時には接合部斜めひび割れが発生し、層間変形角 1.5% (+13 サークル) 時は接合部のかぶりコンクリートが軽度に剥落した。その後層間変形角 2% ( $\pm 14$  サークル) 時に最大耐力を迎え、接合部斜めひび割れが大きく開き始めた。層間変形角 3% ( $\pm 17$  サークル) 時には接合部斜めひび割れが柱脚方向へ進展した後、層間変形角 3% (-18 サークル) 時に東面柱下および東面柱上のかぶりコンクリートが剥落した。また、層間変形角 3% (+19 サークル) 時には接合部斜めひび割れが柱頭方向にも大きく進展している。層間変形角 4% ( $\pm 20$  サークル) 時以降は接合部内かぶりコンクリートが浮き上がり、層間変形角 4% (-21 サークル) 時にはその大部分が剥落した。梁に損傷はほとんど見られず、接合部に損傷が集中する結果となった。

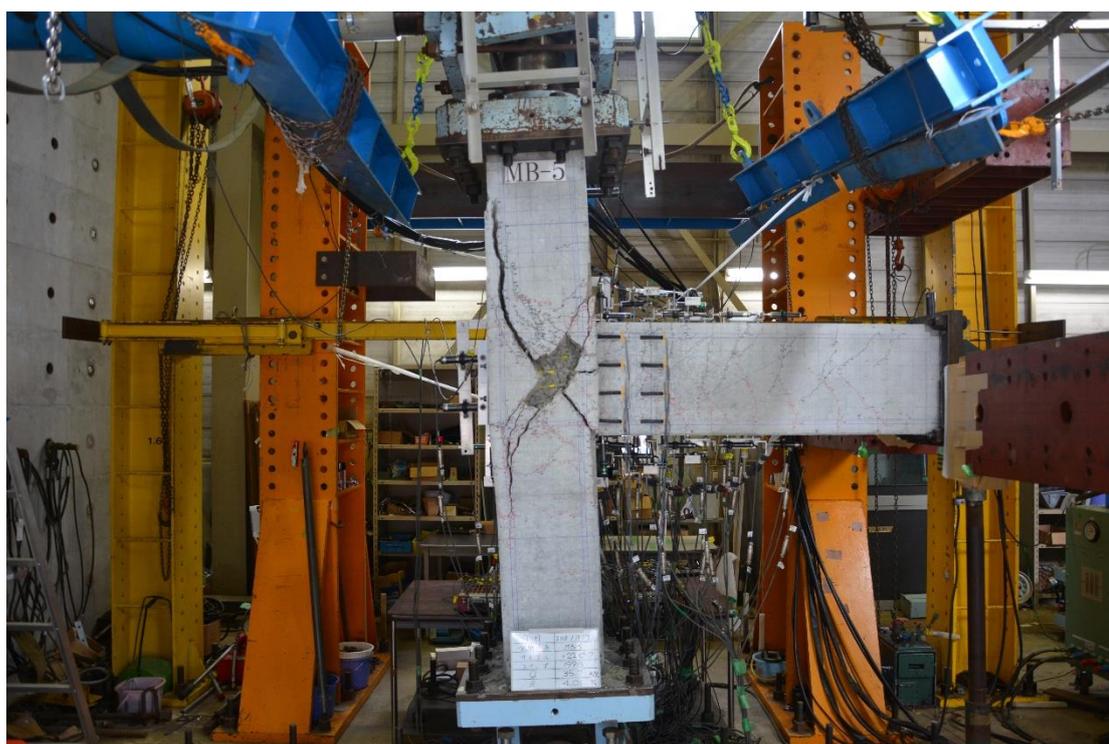


写真 3.1-3 試験体 MB-5 層間変形角 4% 時 (+22 サークル) の破壊状況

#### (d) 試験体 MB-6

写真 3.1-4 に試験体 MB-6 が層間変形角 5% (+23 サークル) 時の破壊状況を示す。層間変形角 0.125% (+1 サークル) 時は強度境界位置付近に、層間変形角 0.125% (-1 サークル) 時は危険断面位置付近に梁曲げひび割れが発生した。その後層間変形角 0.5% ( $\pm 7$  サークル) 時までにかけて、梁にひび割れが増加している。層間変形角 1% ( $\pm 8$  サークル) 時には接合部斜めひび割れが発生し、接合部にもひび割れが集中し始めた。層間変形角 2% (+14 サークル) 時から層間変形角 3% (+17 サークル) 時にかけて強度境界位置に多くの梁曲げひび割れが発生し、梁曲げひび割れと梁せん断ひび割れが大きく開いた。その後層間変形角 3% ( $\pm 17$  サークル) 時に最大耐力を迎え、正載荷側の接合部斜めひび割れが柱脚方向へ進展した後、+18 サイクル時には東面柱下のかぶりコンクリートが剥落した。層間変形角 3% ( $\pm 18$  サークル) 時以降は正載荷時および負載荷時に開いた接合部内の残留ひび割れが目立った。層間変形角 4% ( $\pm 20$  サークル) 時以降は梁曲げひび割れが残留しており、接合部に損傷が集中した。層間変形角 4% (+21 サークル) 時には柱西面のかぶりコンクリートが圧壊し、西面柱上のかぶりコンクリートとともに剥落した。

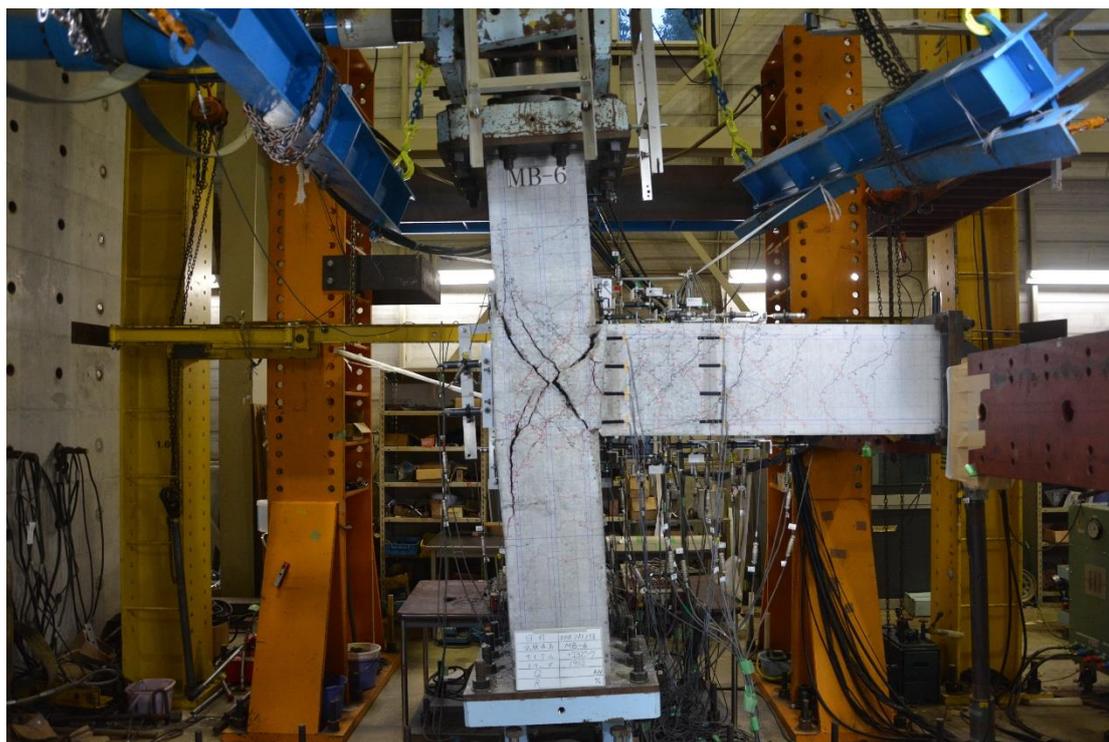


写真 3.1-4 試験体 MB-6 層間変形角 5% 時 (+23 サークル) の破壊状況

### (e) 試験体 MB-9

写真 3.1-5 に試験体 MB-9 が層間変形角 5% (+23 サークル) 時の破壊状況を示す。層間変形角 0.125% ( $\pm 1$  サークル) 時に梁危険断面位置付近に梁曲げひび割れが発生し、梁強度境界位置付近に梁曲げひび割れが発生した。層間変形角 1% ( $\pm 8$  サークル) 時に柱梁接合部にせん断ひび割れが発生していった、梁強度境界位置付近に梁せん断ひび割れが発生している。層間変形角 1% ( $\pm 8$  サークル) 時から層間変形角 1.5% ( $\pm 13$  サークル) 時にかけて梁曲げひび割れ、梁せん断ひび割れが接合部斜めひび割れと同じ程度に開いていたが、層間変形角 2% ( $\pm 14$  サークル) 時から梁強度境界位置にひび割れが接合部ひび割れより、ひび割れ幅が大きいことが見られていった。層間変形角 4% ( $\pm 20$  サークル) 時に最大耐力が迎え、梁強度境界位置に梁ひび割れがさらに大きくなるが見られていった、残留ひび割れも大きいことが確認した。同時に接合部ひび割れが大きくなることとひび割れが残留することがみられてなかった。梁強度境界位置付近のコンクリートが層間変形角 3% ( $\pm 17$  サークル) 時から剥落が発生している。加力終盤では柱梁接合部および梁危険断面の損傷は小さく、梁強度境界位置に損傷が集中する結果となった。

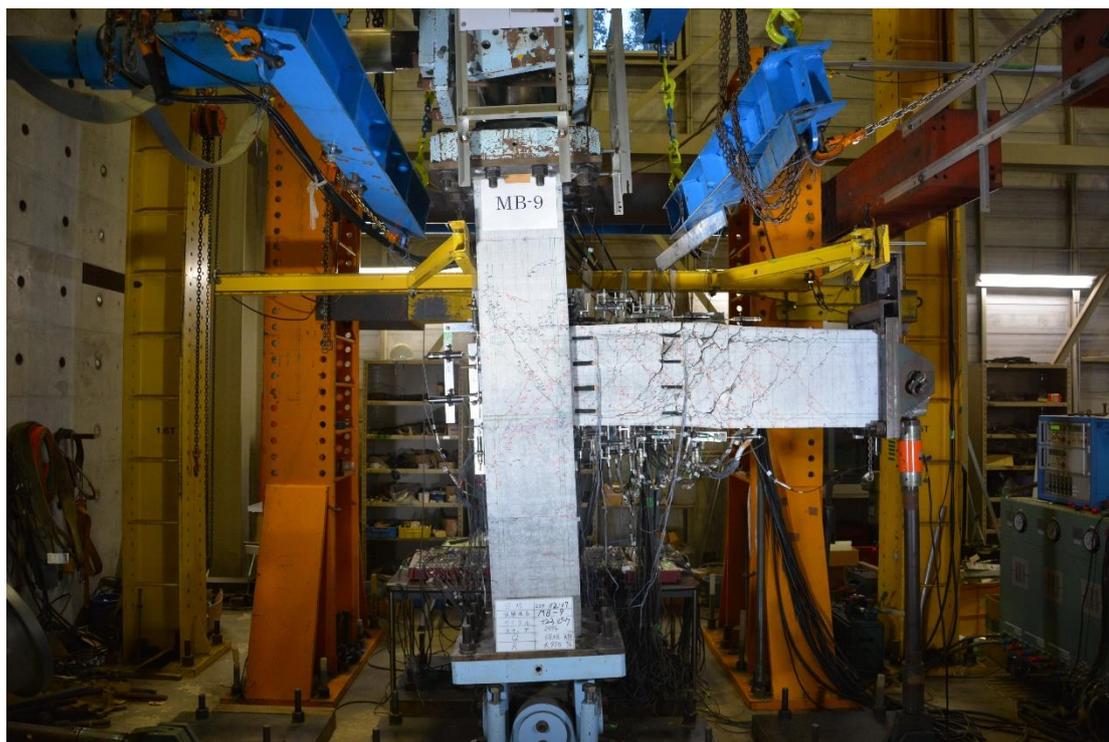


写真 3.1-5 試験体 MB-9 層間変形角 5% 時 (+23 サークル) の破壊状況

#### (f) 試験体 MB-10

写真 3.1-6 に試験体 MB-10 が層間変形角 4% (+22 サークル) 時の破壊状況を示す。層間変形角 0.125% ( $\pm 1$  サークル) 時に梁危険断面位置付近に梁曲げひび割れが発生し、梁強度境界位置付近に梁曲げひび割れが発生した。層間変形角 0.5% (+6 サークル) 時に梁強度境界位置付近に梁せん断ひび割れが発生した。層間変形角 1% (+8 サークル) 時に柱梁接合部にせん断ひび割れが発生していった。層間変形角 1% (-8 サークル) 時に柱梁接合部にせん断ひび割れが発生していった、梁強度境界位置付近に梁せん断ひび割れが発生した。層間変形角 1% ( $\pm 8$  サークル) 時から層間変形角 1.5% ( $\pm 13$  サークル) 時にかけて梁曲げひび割れ、梁せん断ひび割れが接合部斜めひび割れと同じ程度に開いていたが、層間変形角 2% ( $\pm 14$  サークル) 時から梁強度境界位置にひび割れが接合部ひび割れより、ひび割れ幅が大きいことが見られていった。層間変形角 4% ( $\pm 20$  サークル) 時に最大耐力が迎え、梁強度境界位置に梁ひび割れがさらに大きくなるが見られていった、残留ひび割れも大きいことが確認した。同時に接合部ひび割れが大きくなることとひび割れが残留することがみられてなかった。層間変形角 4% ( $\pm 20$  サークル) 時から層間変形角 4% ( $\pm 22$  サークル) 時まで、梁強度境界位置の梁面内のコンクリートと梁危険断面のかぶりコンクリートは剥落が発生した。加力終盤では柱梁接合部の損傷は小さく、梁強度境界位置に損傷が集中する結果となった。

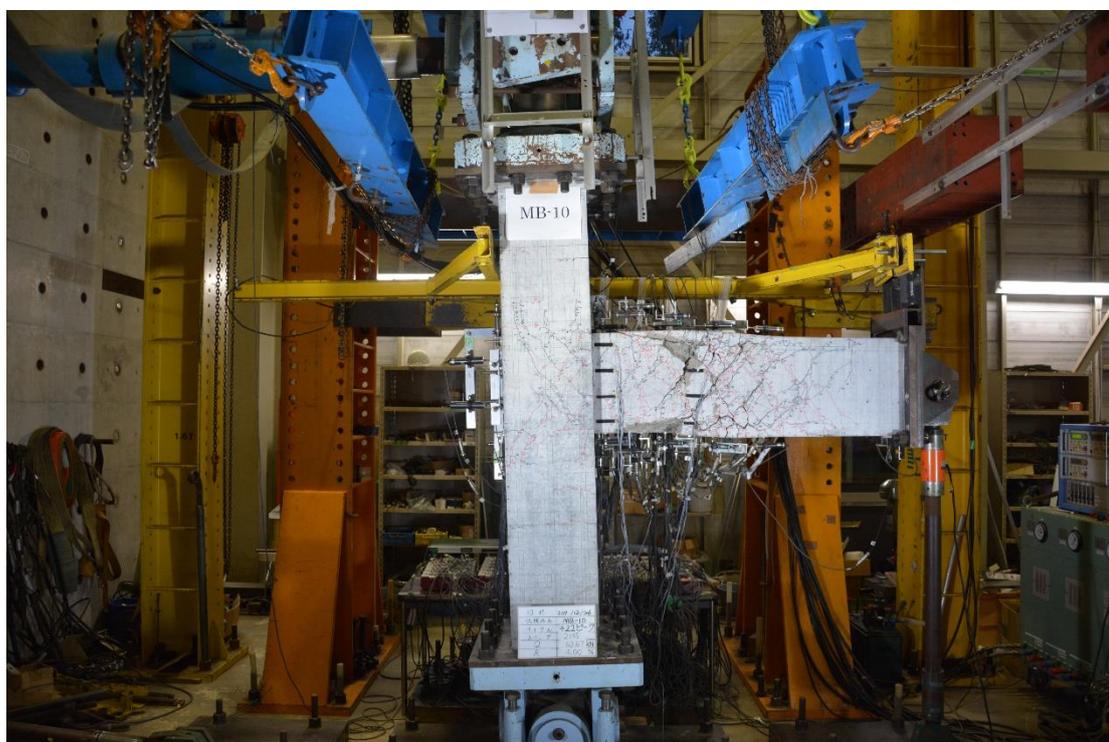


写真 3.1-6 試験体 MB-10 層間変形角 4% 時 (+22 サークル) の破壊状況

### (g) 試験体 MB-11

写真 3.1-7 に試験体 MB-11 が層間変形角 4% (+22 サークル) 時の破壊状況を示す。層間変形角 0.125% (+1 サークル) 時に梁危険断面位置付近に梁曲げひび割れが発生し、梁強度境界位置付近に梁曲げひび割れが発生した。層間変形角 0.125% (-1 サークル) 時に梁危険断面位置付近に梁曲げひび割れが発生した。層間変形角 0.25% (-2 サークル) 時梁強度境界位置付近に梁曲げひび割れが発生した。層間変形角 0.5% ( $\pm 5$  サークル) 時に柱梁接合部にせん断ひび割れが発生していった。層間変形角 1% ( $\pm 8$  サークル) 時に梁強度境界位置付近に梁せん断ひび割れが発生している。層間変形角 1% ( $\pm 8$  サークル) 時から層間変形角 1.5% ( $\pm 13$  サークル) 時にかけて梁曲げひび割れ、梁せん断ひび割れが接合部斜めひび割れと同じ程度に開いていたが、層間変形角 2% ( $\pm 14$  サークル) 時から梁強度境界位置にひび割れが接合部ひび割れより、ひび割れ幅が大きいことが見られていった。層間変形角 4% ( $\pm 20$  サークル) 時に最大耐力が迎え、梁強度境界位置に梁ひび割れがさらに大きくなるが見られていった、残留ひび割れも大きいことが確認した。層間変形角 4% ( $\pm 20$  サークル) 時から層間変形角 4% ( $\pm 22$  サークル) 時まで、梁強度境界位置の梁面内のコンクリートと梁危険断面のかぶりコンクリートは剥落が発生した。加力終盤では柱梁接合部の損傷は小さく、梁強度境界位置に損傷が集中する結果となった。

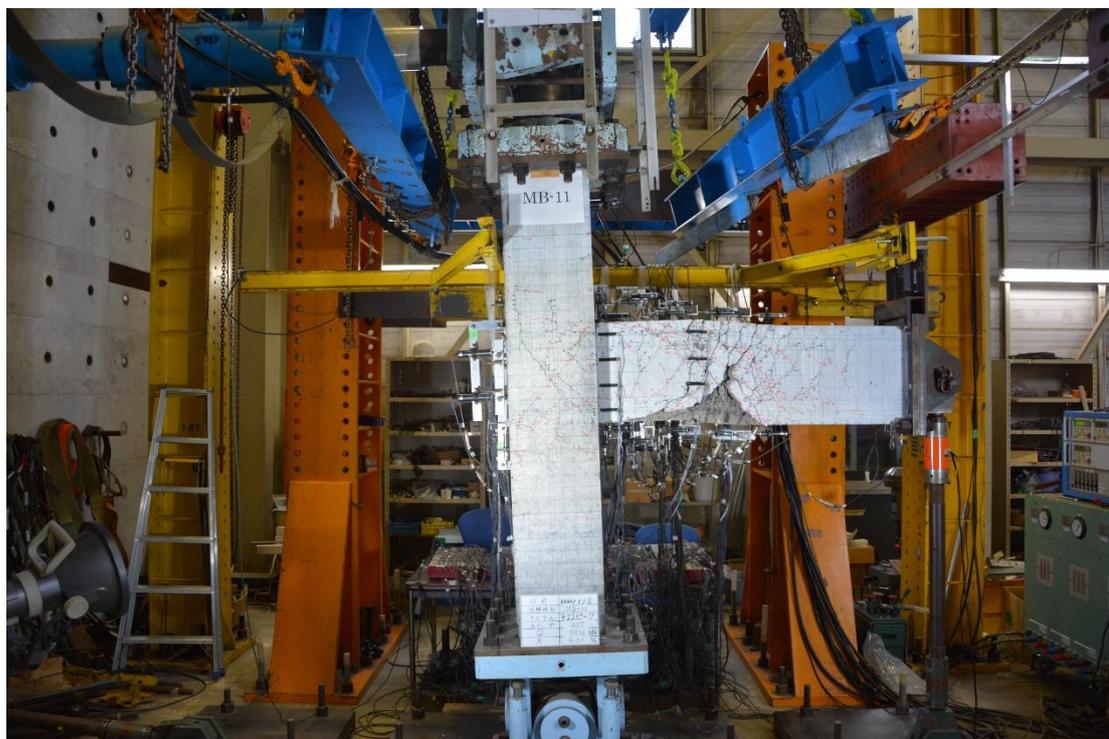


写真 3.1-7 試験体 MB-11 層間変形角 4% 時 (+22 サークル) の破壊状況

## (h) 試験体 MB-12

写真 3.1-8 に試験体 MB-12 が層間変形角 4% (+22 サークル) 時の破壊状況を示す。層間変形角 0.125% ( $\pm 1$  サークル) 時に梁危険断面位置付近に梁曲げひび割れが発生した。層間変形角 0.25% (+2 サークル) 時に梁強度境界位置付近に梁曲げひび割れが発生した。層間変形角 0.5% (-5 サークル) 時梁強度境界位置付近に梁曲げひび割れが発生した。層間変形角 1% ( $\pm 8$  サークル) 時に柱梁接合部にせん断ひび割れが発生していった、梁強度境界位置付近に梁せん断ひび割れが発生している。層間変形角 1% ( $\pm 8$  サークル) 時から層間変形角 1.5% ( $\pm 13$  サークル) 時にかけて梁曲げひび割れ、梁せん断ひび割れが接合部斜めひび割れと同じ程度に開いていたが、層間変形角 2% ( $\pm 14$  サークル) 時から梁強度境界位置にのひび割れが接合部ひび割れより、ひび割れ幅が大きいことが見られていった。層間変形角 4% ( $\pm 20$  サークル) 時に最大耐力が迎え、梁強度境界位置に梁ひび割れがさらに大きくなるが見られていった、残留ひび割れも大きいことが確認した。層間変形角 4% ( $\pm 20$  サークル) 時から層間変形角 4% ( $\pm 22$  サークル) 時まで、梁強度境界位置の梁面内のコンクリートと梁危険断面のかぶりコンクリートが剥落が発生した。加力終盤では柱梁接合部の損傷は小さく、梁強度境界位置に損傷が集中する結果となった。

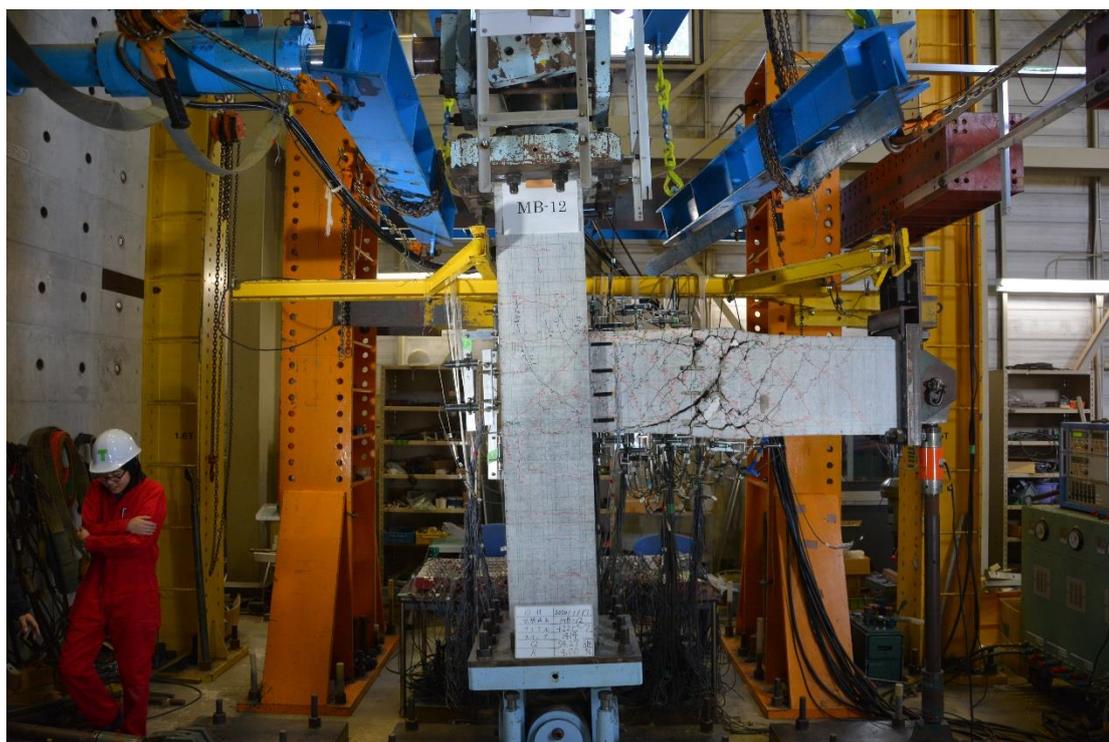


写真 3.1-8 試験体 MB-12 層間変形角 4% (+22 サークル) の破壊状況

### 3.2 層せん断力－層間変形角関係

図 3.2-1 に層せん断力－層間変形角関係を示す。最大層せん断力の実験値は梁端に取り付けたロードセルの出力を用いて、モーメントの釣り合いによって求めた。△は梁曲げひび割れ発生時、○は接合部斜めひび割れ発生時、□は強度境界位置での梁主筋降伏時、×は最大層せん断力時をそれぞれ示す。また、破線は平面保持を仮定した断面解析による梁曲げ終局時の強度境界位置モーメントから算出した最大層せん断力の計算値である。

#### (a) 試験体 MB-1

層間変形角 0.1%～0.12% (±1 サークル) の間に梁の危険断面位置と梁の強度境界位置に曲げひび割れが発生した。層間変形角 0.8%～1.0% (±8 サークル) の間に柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。層間変形角 1.3% (+11 サークル) 時と層間変形角 1.9% (-14 サークル) 時に梁の強度境界位置の普通強度の梁主筋が降伏した。層間変形角 3% (±17 サークル) 時に最大耐力 (正載荷:55.2kN、負載荷:56.8kN) に達した。層間変形角 1.0% までは原点指向型の履歴性状を示した。それ以降は変形が進むにつれてスリップ型の履歴性状を示した。最終的に最大耐力は梁曲げ終局時層せん断力の計算値を約 4% 下回る結果となった。

#### (b) 試験体 MB-4

層間変形角 0.01%～0.04% (+1 サークル) の間と層間変形角 0.125%～0.14% (-2 サークル) の間に梁の危険断面位置と梁の強度境界位置に曲げひび割れが発生した。層間変形角 0.7%～1.0% (±8 サークル) の間に柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。層間変形角 1.2% (+11 サークル) 時と層間変形角 1.6% (-14 サークル) 時に梁の強度境界位置の普通強度の梁主筋が降伏した。層間変形角 4% (±20 サークル) 時に最大耐力 (正載荷:63.2kN、負載荷:64.2kN) に達した。層間変形角 1.0% までは原点指向型の履歴性状を示した。それ以降は変形が進むにつれてスリップ型の履歴性状を示した。最終的に最大耐力は梁曲げ終局時層せん断力の計算値を約 10% 上回る結果となった。

#### (c) 試験体 MB-5

層間変形角 0.1%～0.125% (-1 サークル) の間と層間変形角 0.125%～0.135% (+2 サークル) の間に梁の危険断面位置と梁の強度境界位置に曲げひび割れが発生した。層間変形角 0.5%～0.8% (±8 サークル) の間に柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。層間変形角 2.7% (+17 サークル) 時に梁の強度境界位置の普通強度の梁主筋が降伏した。層間変形角 4% (±20 サークル) 時に最大耐力 (正載荷:55.2kN、負載荷:51.9kN) に達した。層間変形角 1.0% までは原点指向型の履歴性状を示した。それ以降は変形が進むにつれてスリップ型の履歴性状を示した。最終的に最大耐力は梁曲げ終局時層せん断力の計算値を約 14% 下回る結果となった。

#### (d) 試験体 MB-6

層間変形角 0.1%~0.12%(±1 サークル)の間に梁の危険断面位置と梁の強度境界位置に曲げひび割れが発生した。層間変形角 0.5%~0.8%(±8 サークル)の間に柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。層間変形角 1.5%(+11 サークル)時と層間変形角 1.7%(-14 サークル)時に梁の強度境界位置の普通強度の梁主筋が降伏した。層間変形角 3%(±17 サークル)時に最大耐力(正載荷:59.3kN、負載荷:61.6kN)に達した。層間変形角 1.0%までは原点指向型の履歴性状を示した。それ以降は変形が進むにつれてスリップ型の履歴性状を示した。最終的に最大耐力は梁曲げ終局時層せん断力の計算値を約 5%上回る結果となった。

#### (e) 試験体 MB-9

層間変形角 0.05%~0.1%(±1 サークル)の間に梁の危険断面位置と梁の強度境界位置に曲げひび割れが発生した。層間変形角 0.7%~0.9%(±8 サークル)の間に柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。層間変形角 0.75%(-8 サークル)時と層間変形角 0.95%(+8 サークル)時に梁の強度境界位置の普通強度の梁主筋が降伏した。層間変形角 4%(±20 サークル)時に最大耐力(正載荷:69.4kN、負載荷:71.6kN)に達した。層間変形角 1.0%までは原点指向型の履歴性状を示した。それ以降は変形が進むにつれてスリップ型の履歴性状を示した。最終的に最大耐力は梁曲げ終局時層せん断力の計算値を約 17%上回る結果となった。

#### (f) 試験体 MB-10

層間変形角 0.1%~0.125%(±1 サークル)の間に梁の危険断面位置と梁の強度境界位置に曲げひび割れが発生した。層間変形角 0.9%~0.1%(+8 サークル)の間と層間変形角 0.9%~0.1%(-10 サークル)の間に柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。層間変形角 0.85%(+8 サークル)時と層間変形角 0.9%(-8 サークル)時に梁の強度境界位置の普通強度の梁主筋が降伏した。層間変形角 4%(±20 サークル)時に最大耐力(正載荷:69.6kN、負載荷:72.6kN)に達した。層間変形角 1.0%までは原点指向型の履歴性状を示した。それ以降は変形が進むにつれてスリップ型の履歴性状を示した。最終的に最大耐力は梁曲げ終局時層せん断力の計算値を約 17%上回る結果となった。

#### (g) 試験体 MB-11

層間変形角 0.1%~0.125%(±1 サークル)の間に梁の危険断面位置と梁の強度境界位置に曲げひび割れが発生した。層間変形角 0.9%~1.0%(±8 サークル)の間に柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。層間変形角 0.95%(+8 サークル)時と層間変形角 0.98%(-8 サークル)時に梁の強度境界位置の普通強度の梁主筋が降伏した。層間変形角 4%(±20 サークル)時に最大耐力(正載荷:63.2kN、負載荷:64.8kN)に達した。層間変形角 1.0%までは原点指向型の履歴性状を示した。それ以降は変形が進むにつれてスリップ型の履歴性状を示した。最終的に最大耐力は梁曲げ終局時層せん断力の計算値を約 5%上回る結果となった。

#### (h) 試験体 MB-12

層間変形角 0.07%~0.9%(±1 サークル)の間に梁の危険断面位置と梁の強度境界位置に曲げひび割れが発生した。層間変形角 0.5%~0.75%(-8 サークル)の間と層間変形角 1.0%~1.3%(+12 サークル)の間に柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。層間変形角 0.75%(-8 サークル)時と層間変形角 0.68%(+8 サークル)時に梁の強度境界位置の普通強度の梁主筋が降伏した。層間変形角 4%(±20 サークル)時に最大耐力(正載荷:70.3kN、負載荷:72.2kN)に達した。層間変形角 1.0%までは原点指向型の履歴性状を示した。それ以降は変形が進むにつれてスリップ型の履歴性状を示した。最終的に最大耐力は梁曲げ終局時層せん断力の計算値を約 17%上回る結果となった。

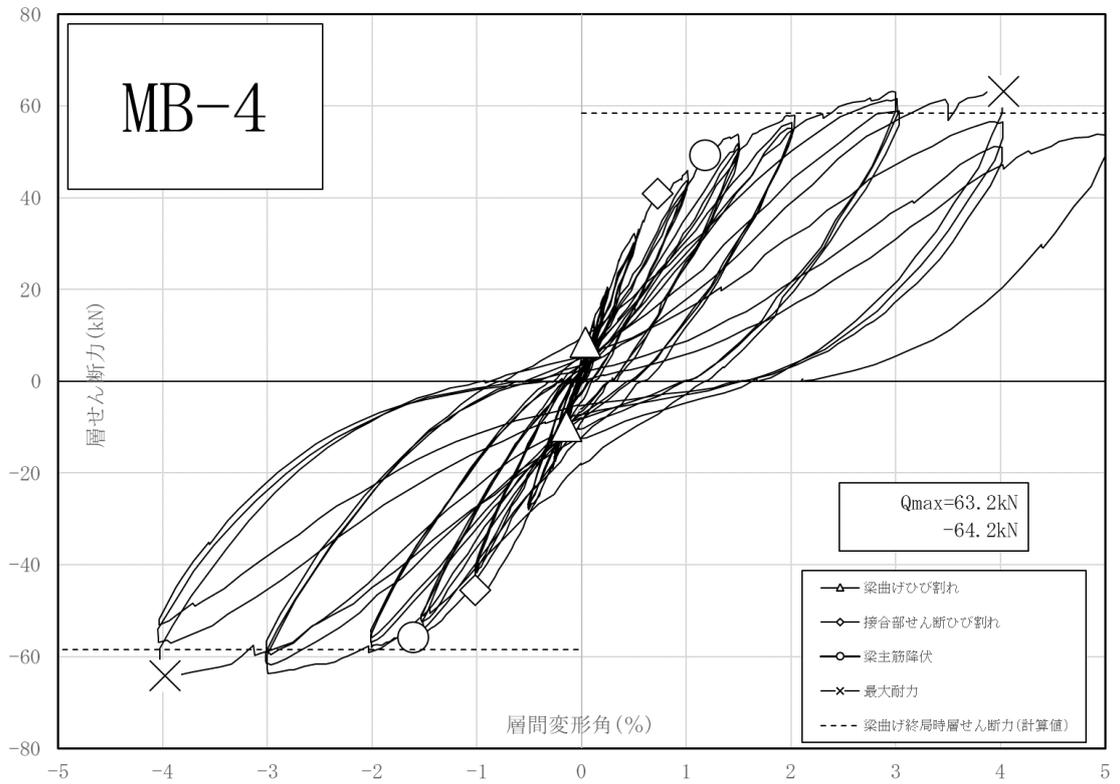
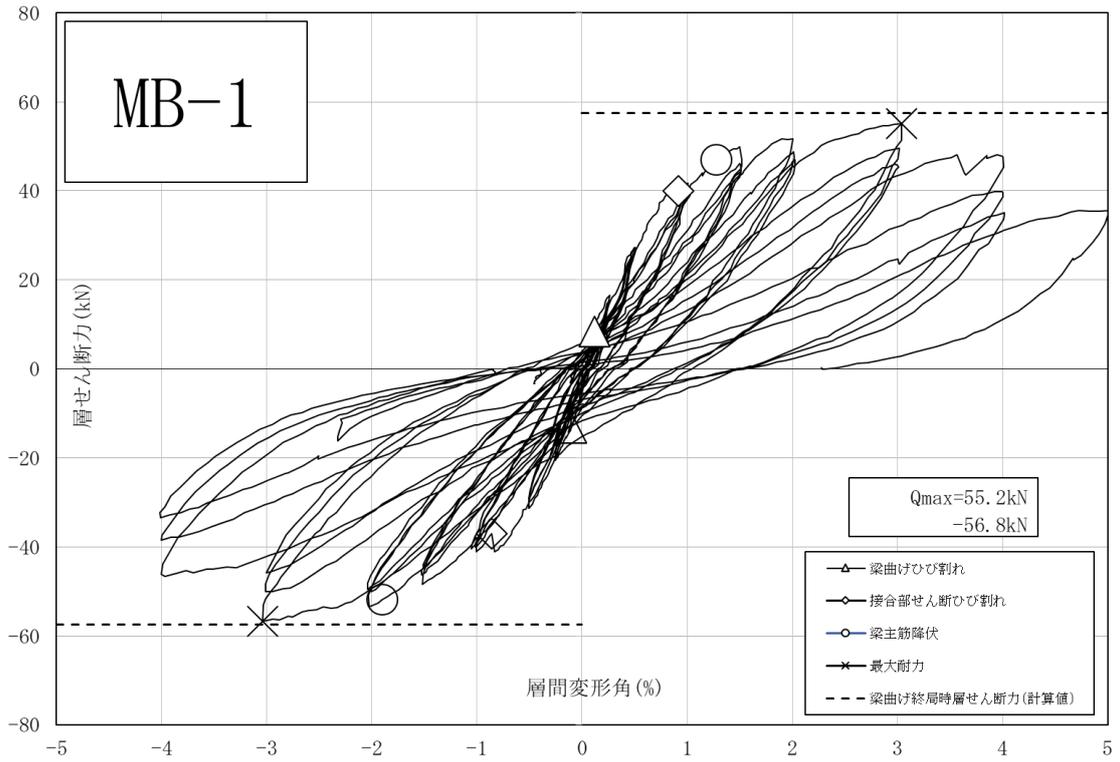


図 3.2-1(a) 層せん断力—層間変形角関係

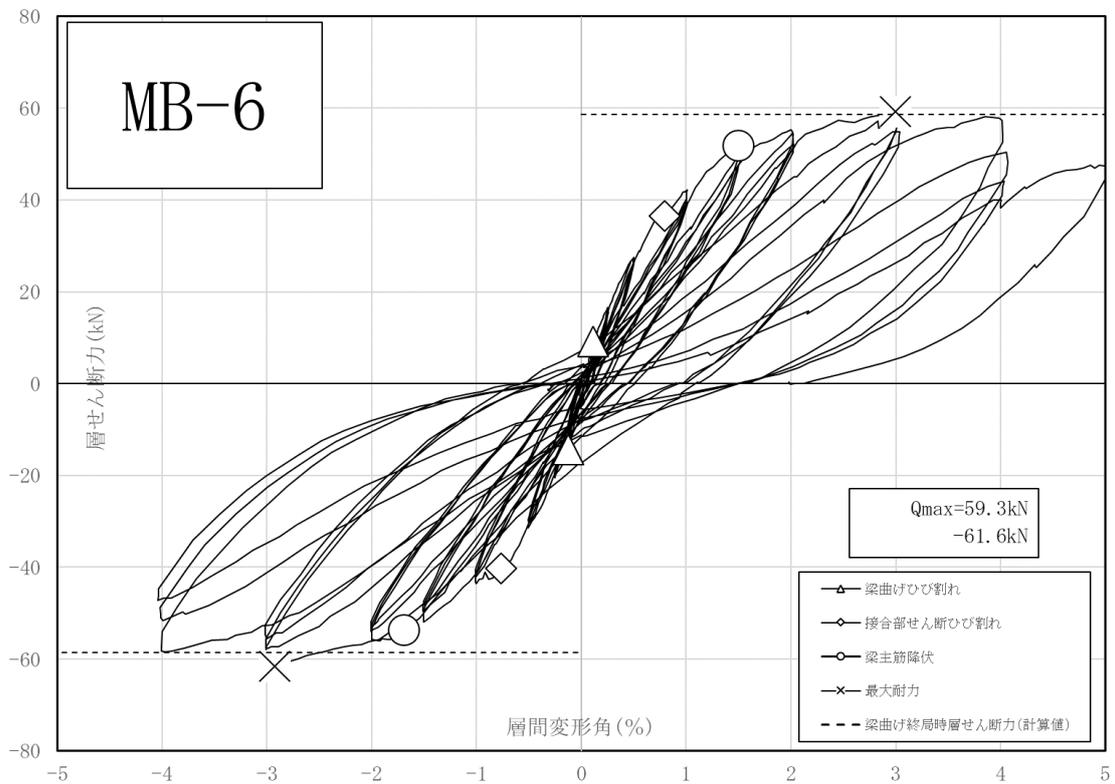
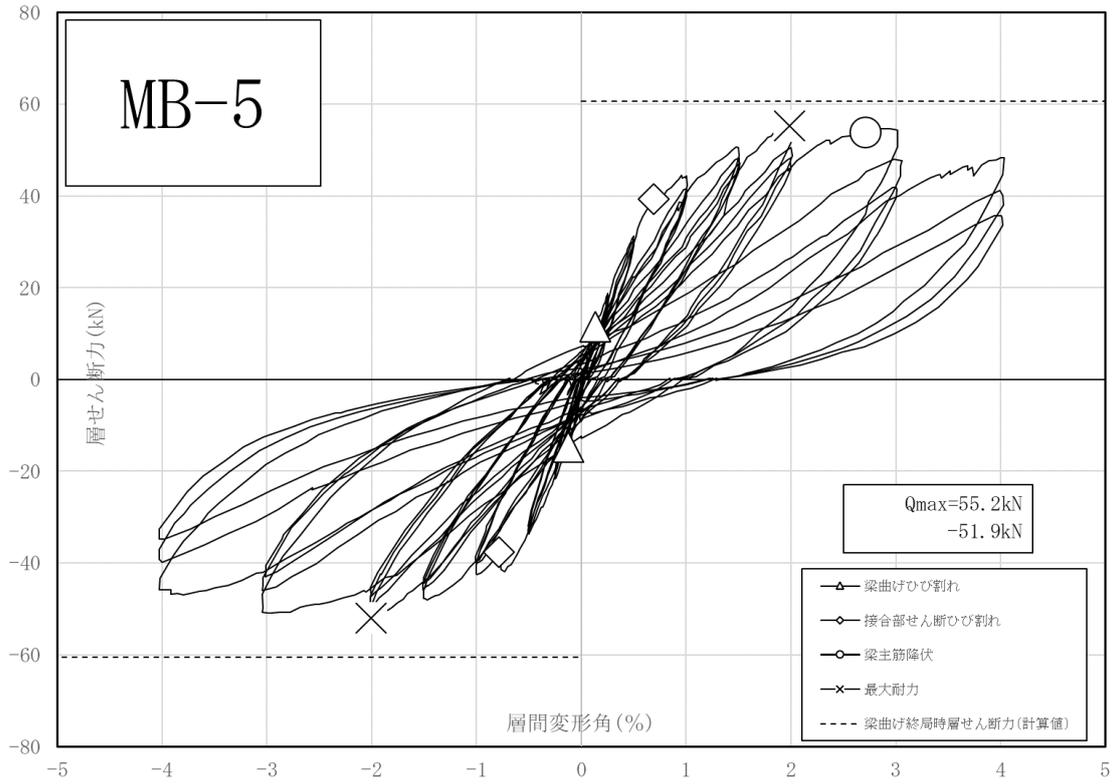


図 3.2-1 (b) 層せん断力—層間変形角関係

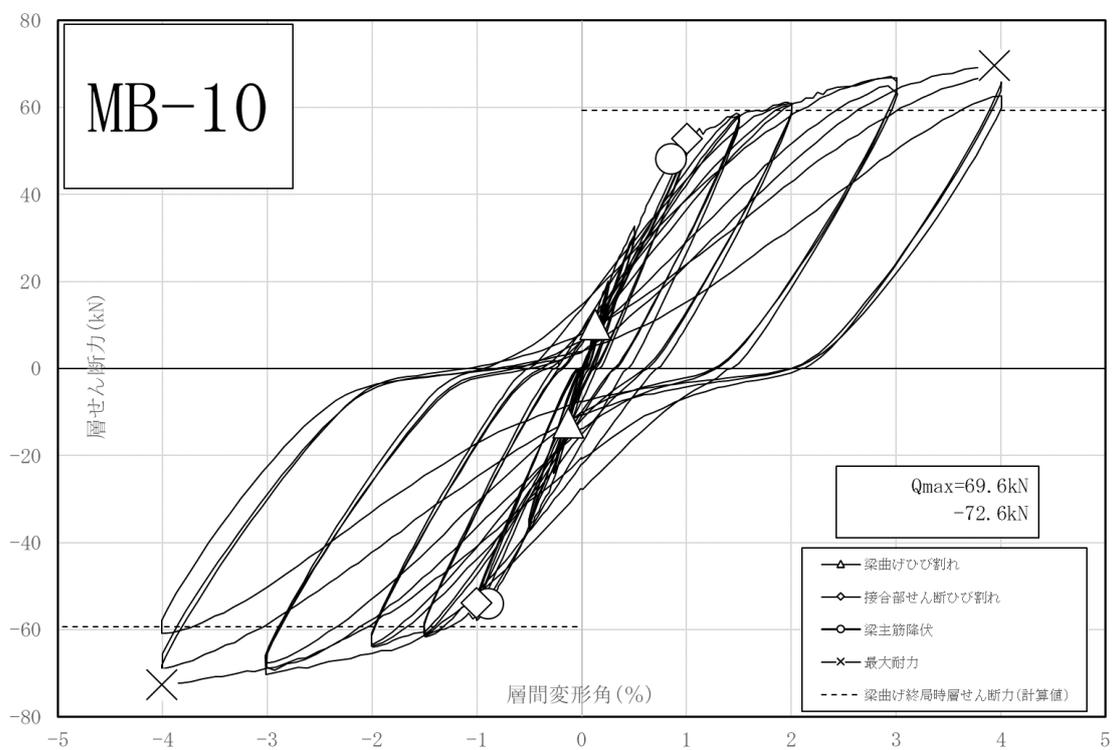
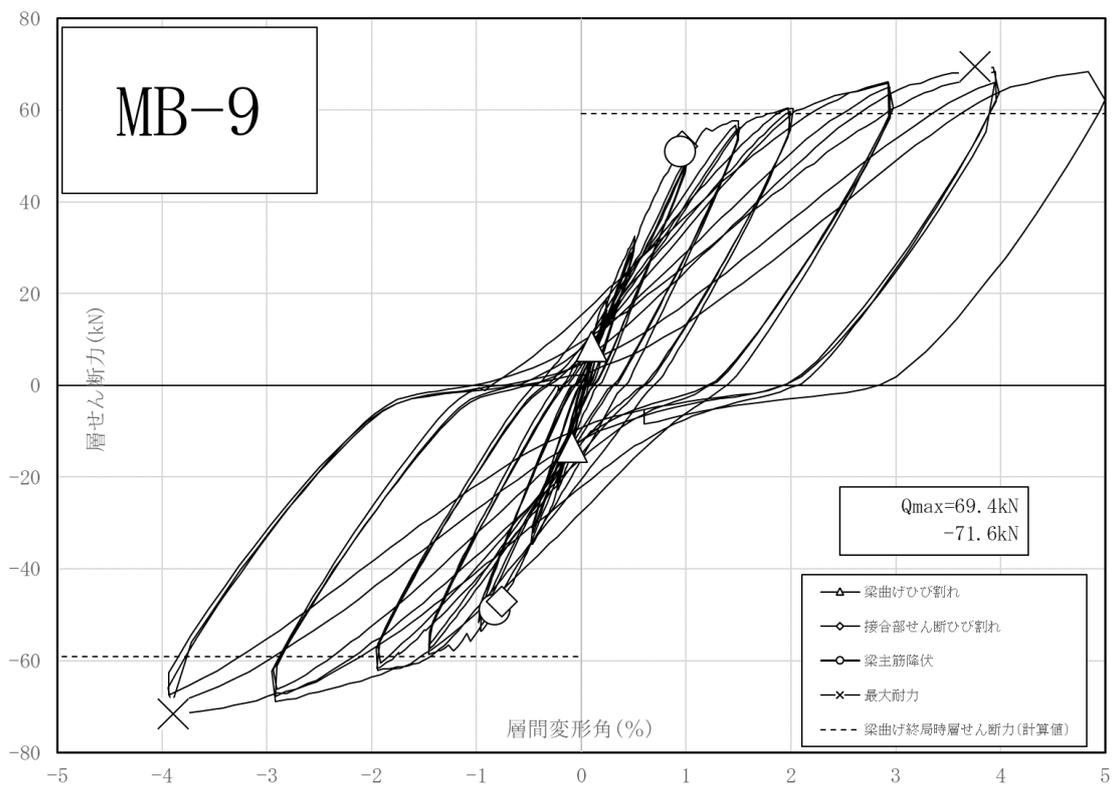


図 3.2-1(c) 層せん断力—層間変形角関係

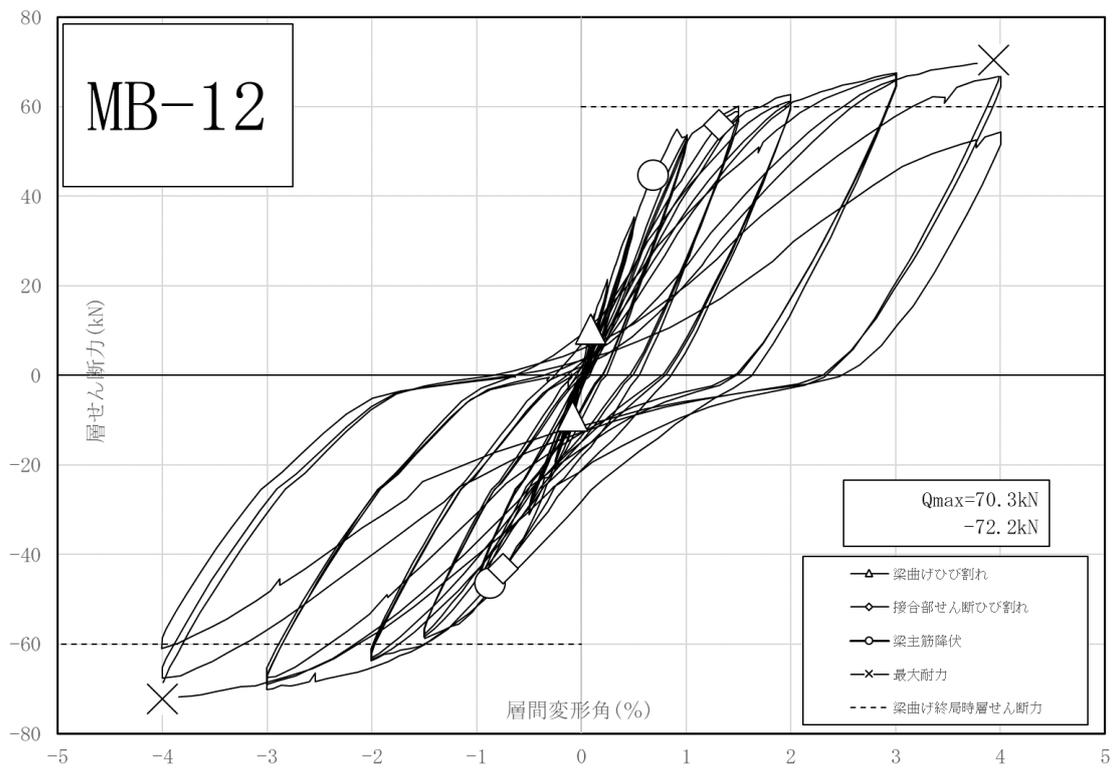
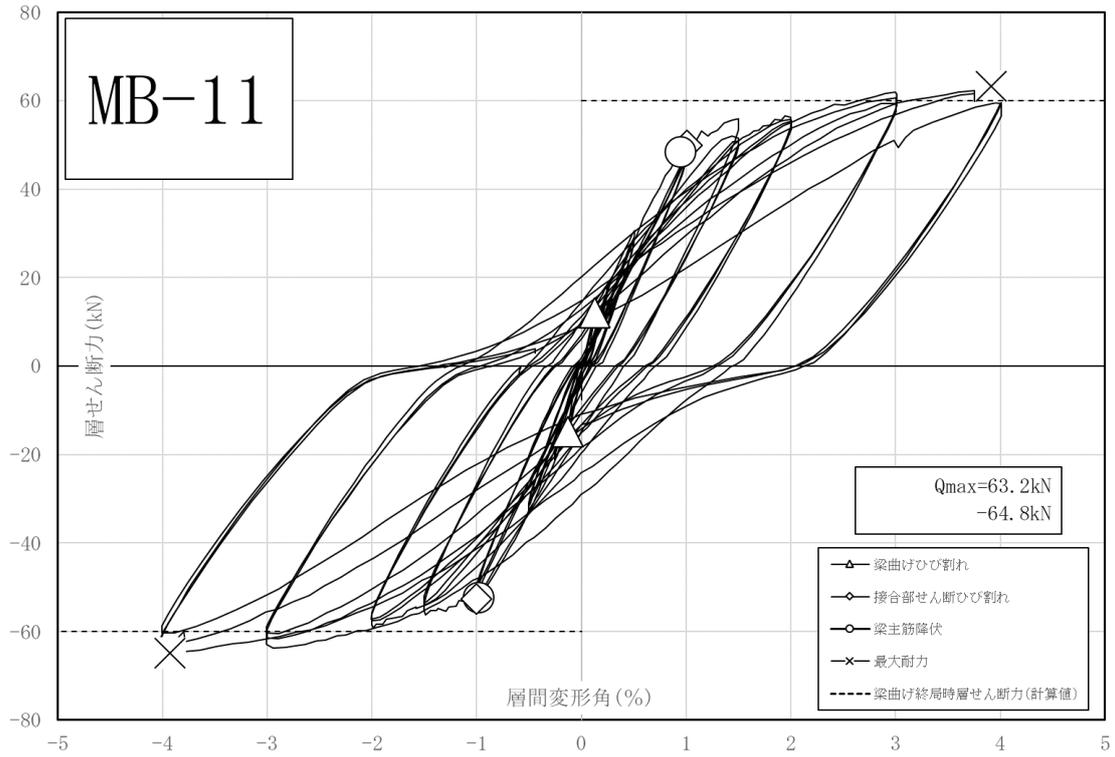


図 3. 2-1 (d) 層せん断力—層間変形角関係

### 3.3 柱、梁および接合部の変形成分推移

#### 3.3.1 変形成分の算出

##### (a) 柱の変形成分

柱の変形成分 $\delta_c$ は、柱頭たわみ $\delta_{c上}$ 、柱脚たわみ $\delta_{c下}$ 、柱の目開き回転角 $\theta_c$ による水平変位の和として求めた。

$$\delta_c = \delta_{c上} + \delta_{c下} + \theta_c \times \frac{H - D_b}{2}$$

$\delta_{c上}$  : 柱頭たわみ

$\delta_{c下}$  : 柱脚たわみ

$\theta_c$  : 柱の目開き回転角

$H$  : 柱スパン

$D_b$  : 梁せい

柱頭たわみ $\delta_{c上}$ は、変位計を柱頭ピン位置付近の上下2ヶ所に取り付けて測定し、その2点間の距離と変位差から傾きを求めて加力点での変位を算出した。柱脚たわみ $\delta_{c下}$ は、変位計を柱脚位置に取り付けて測定した。柱の目開き回転角 $\theta_c$ は、上柱目開き回転角 $\theta_{c上}$ と下柱目開き回転角 $\theta_{c下}$ の和として求めた。

##### (b) 梁の変形成分

梁の変形成分 $\delta_b$ は、梁の変形による梁端鉛直変位から求めた。梁端鉛直変位 $\delta_d$ は、梁たわみ量 $\delta_e$ 、梁の目開き回転角 $\theta_b$ による鉛直変位の和として求めた。梁たわみ $\delta_e$ は、変位計を梁端部位置に取り付けて測定した。

$$\delta_b = \delta_d \cdot \frac{H}{L}$$
$$\delta_d = \delta_e + \theta_b \cdot \frac{L - D_c}{2}$$

$\delta_e$  : 梁たわみ

$\theta_b$  : 梁の目開き回転角

$D_c$  : 柱せい

$\delta_d$  : 梁端鉛直変位

$H$  : 柱スパン

$L$  : 梁スパン

### (c) 接合部の変形成分

接合部の変形成分は、接合部せん断変位角 $\gamma$ によって求めた。

図 3.3-1(a)～(h)に層間変形に占める梁、柱および接合部の変形成分を示す。図 3.3-2(a)～(h)に層間変形に占める各部材の変形成分の割合を示す。

2017年度試験体 MB-1 は、層間変形角 0.5%までは梁の変形成分が接合部を上回ったが、それ以降は接合部の変形成分が大きく増大した。試験体 MB-4 と試験体 MB-6 では層間変形角 1%まで梁変形成分が接合部変形成分を上回ったが、層間変形角 4%時に接合部変形成分が全体的のそれぞれ 66%、54%まで増大した。これは、最大耐力後に接合部の損傷が顕著となったためである。結果として、試験体 MB-1 は柱梁接合部の変形成分が大きく柱梁接合部に損傷が集中したため、強度境界位置で梁曲げ破壊には至らなかったため、接合部破壊型となった。2018年度の実験にとって、柱梁曲げ強度比を 1.6 から 3 程度まで大きくした場合、及び部分高強度化鉄筋の高強度範囲を 200mm から 400mm へと大きくした場合に柱梁接合部の降伏破壊を抑制できた。

本実験の試験体 MB-9、MB-10、MB-11 は層間変形角 4%まで梁の変形成分が 70%以上になり、接合部変形成分がそれぞれ 23%、11%、11%となった。試験体 MB-12 は、変動軸力によって柱梁曲げ耐力比が変化したため、正載荷時と負載荷時は全体に占める接合部変形成分の割合がそれぞれ 10%、25%前後となったが、梁変形が支配的であった。本実験の試験体は全体的に想定通りに梁のヒンジリロケーションが発現して梁破壊型になった。

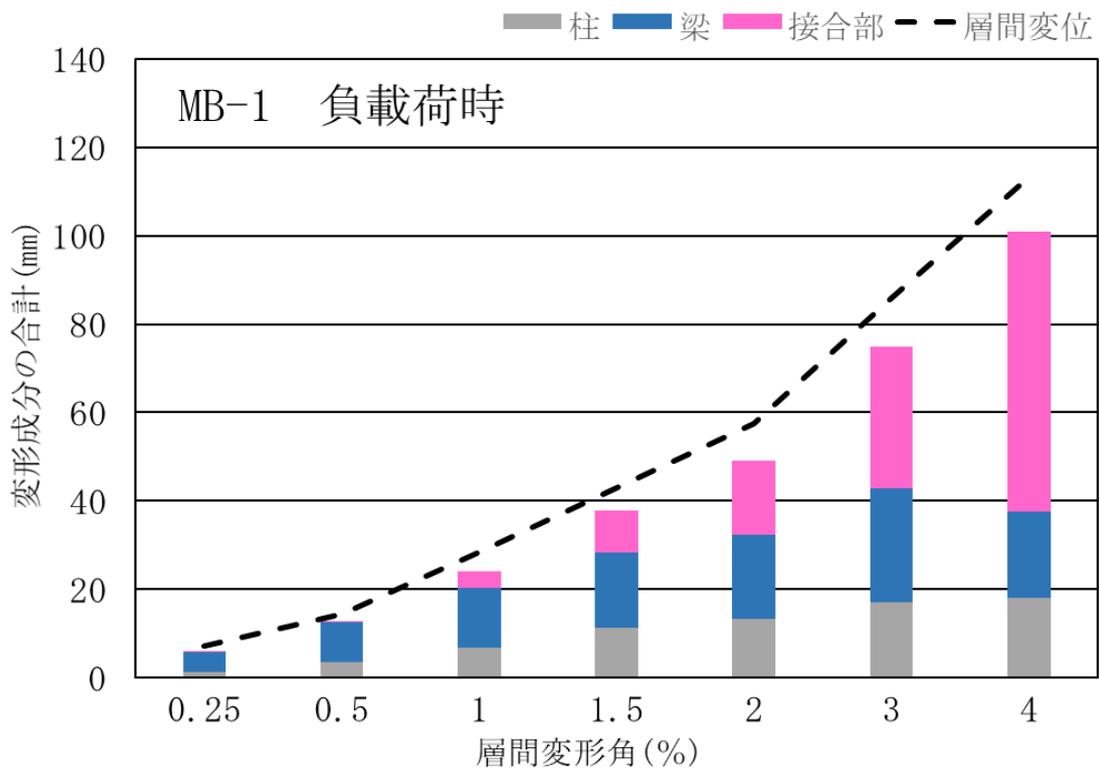
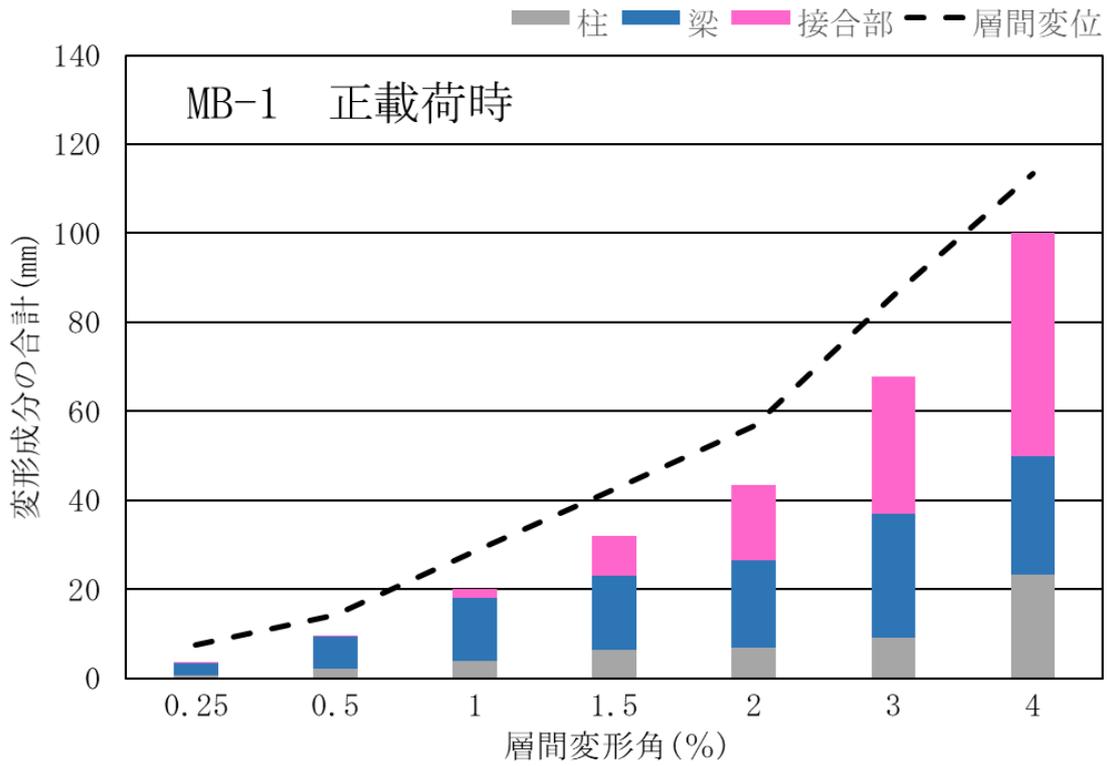


図 3.3-1(a) 試験体 MB-1 の層間変形に占める梁、柱および接合部の変形成分

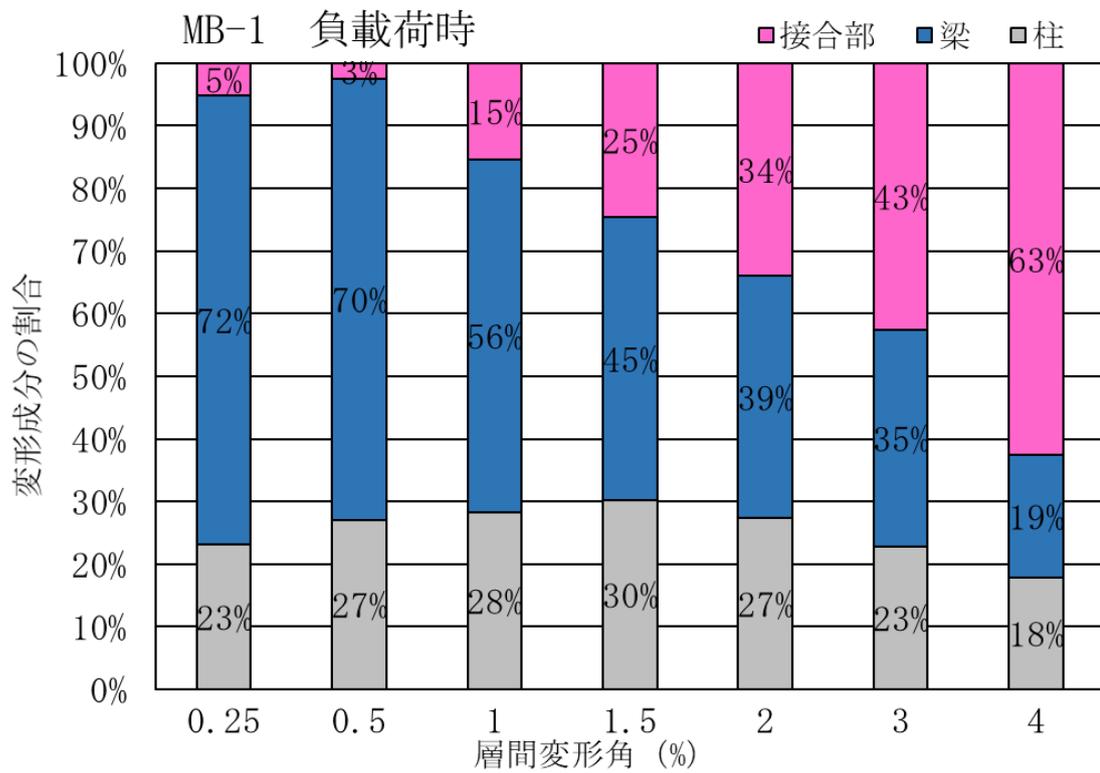
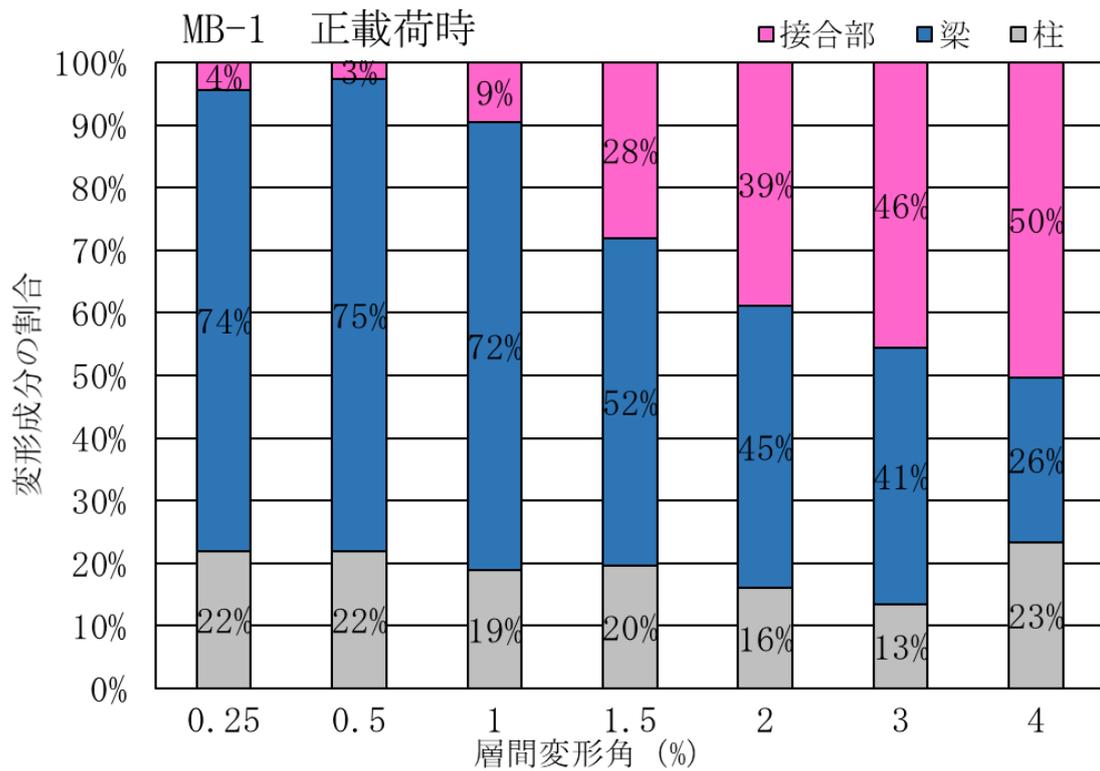


図 3.3-2(a) 試験体 MB-1 の層間変形に占める各部材の変形成分の割合

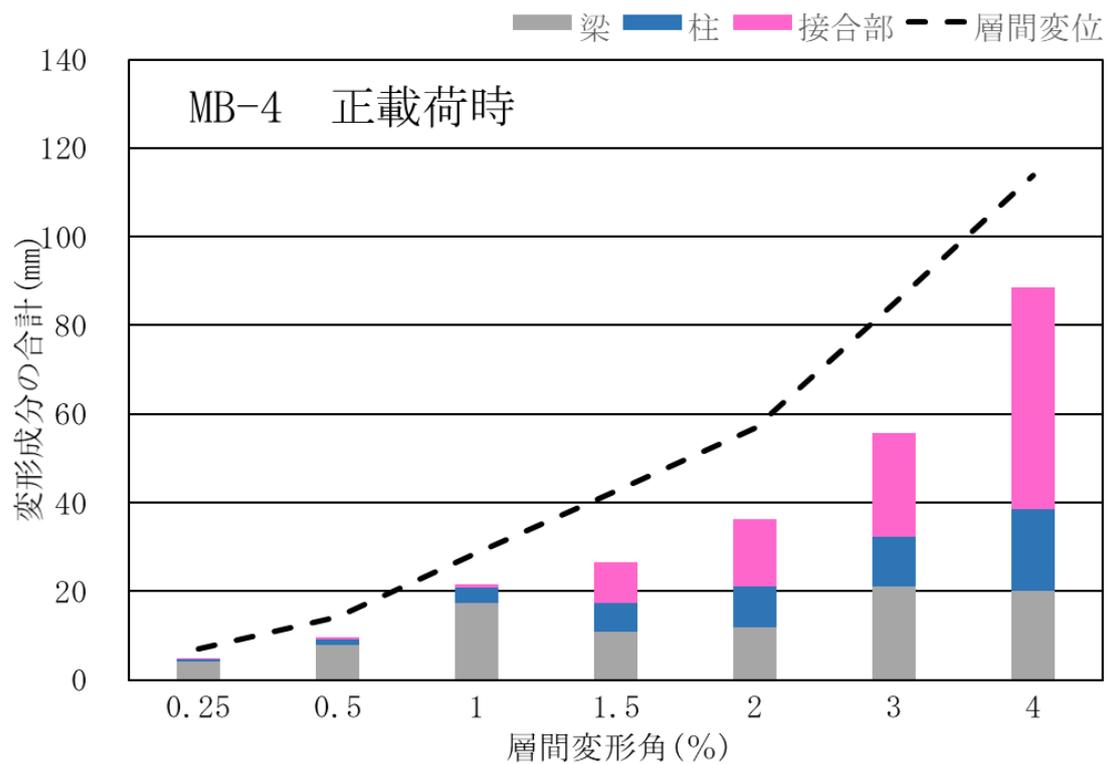
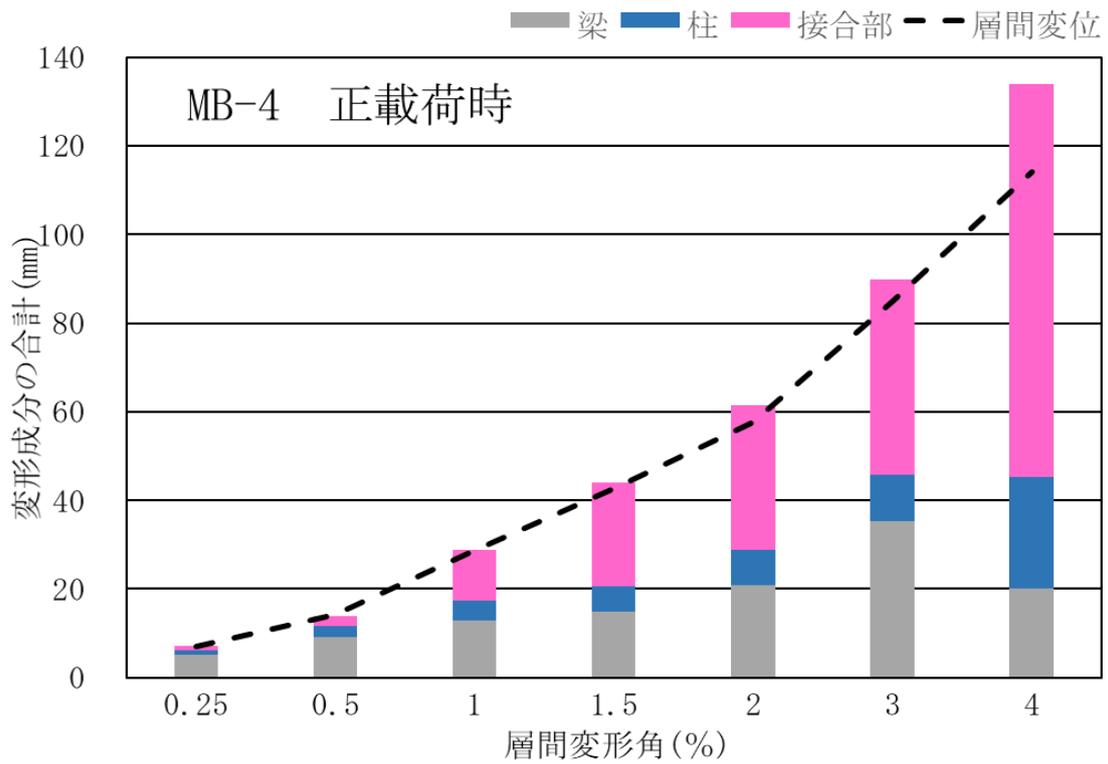


図 3.3-1 (b) 試験体 MB-4 の層間変形に占める梁、柱および接合部の変形成分

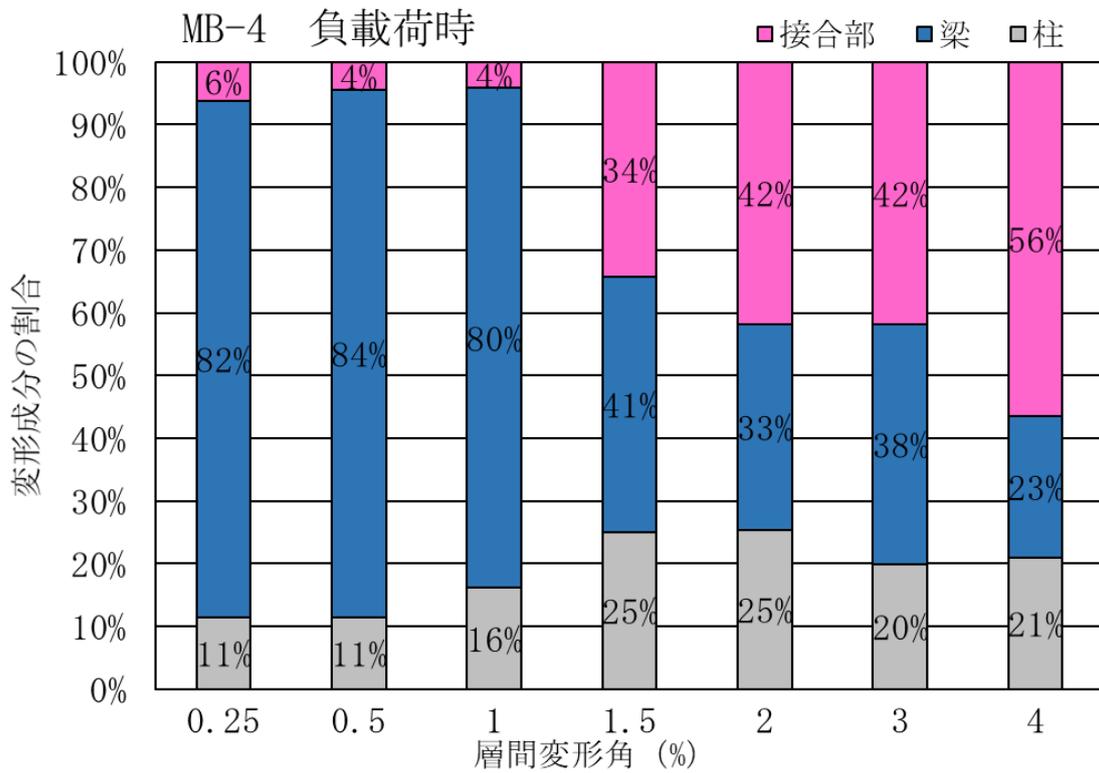
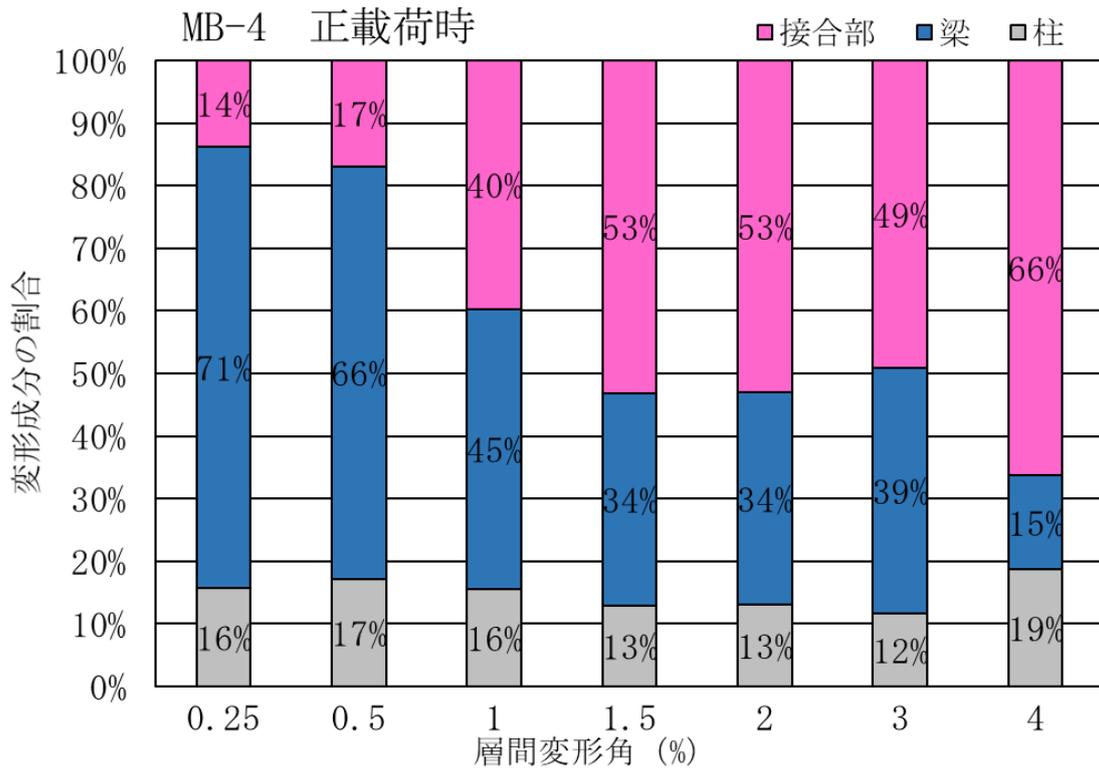


図 3.3-2(b) 試験体 MB-4 の層間変形に占める各部材の変形成分の割合

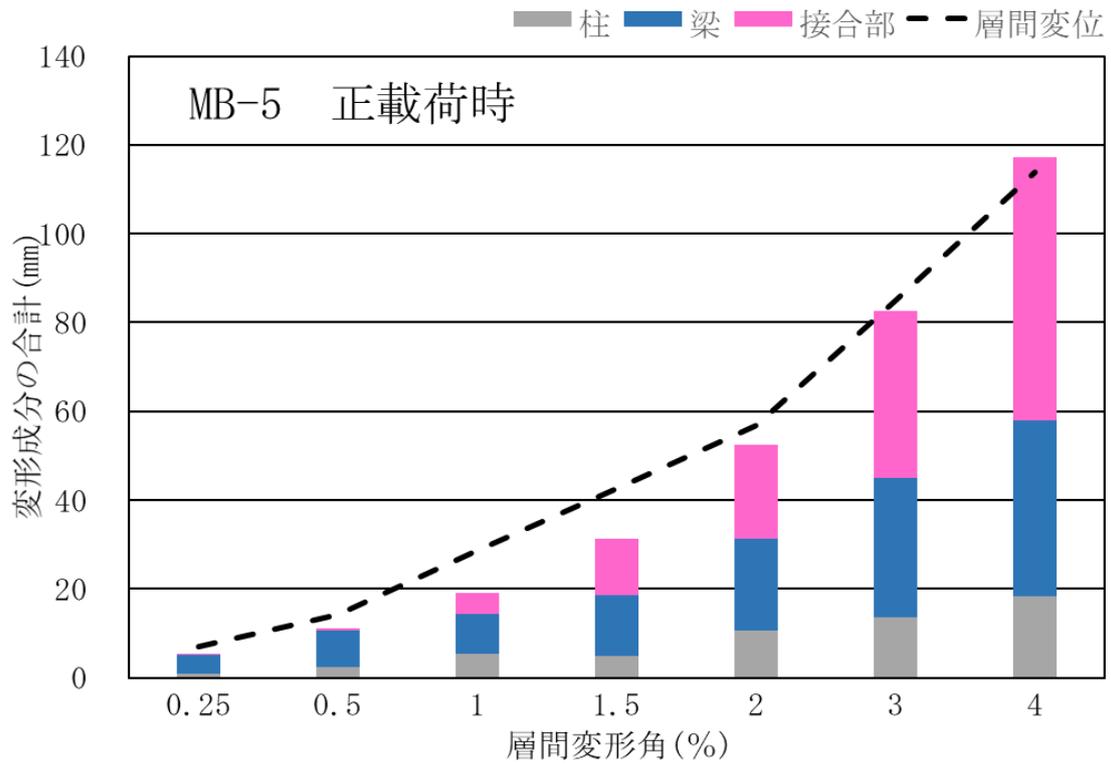
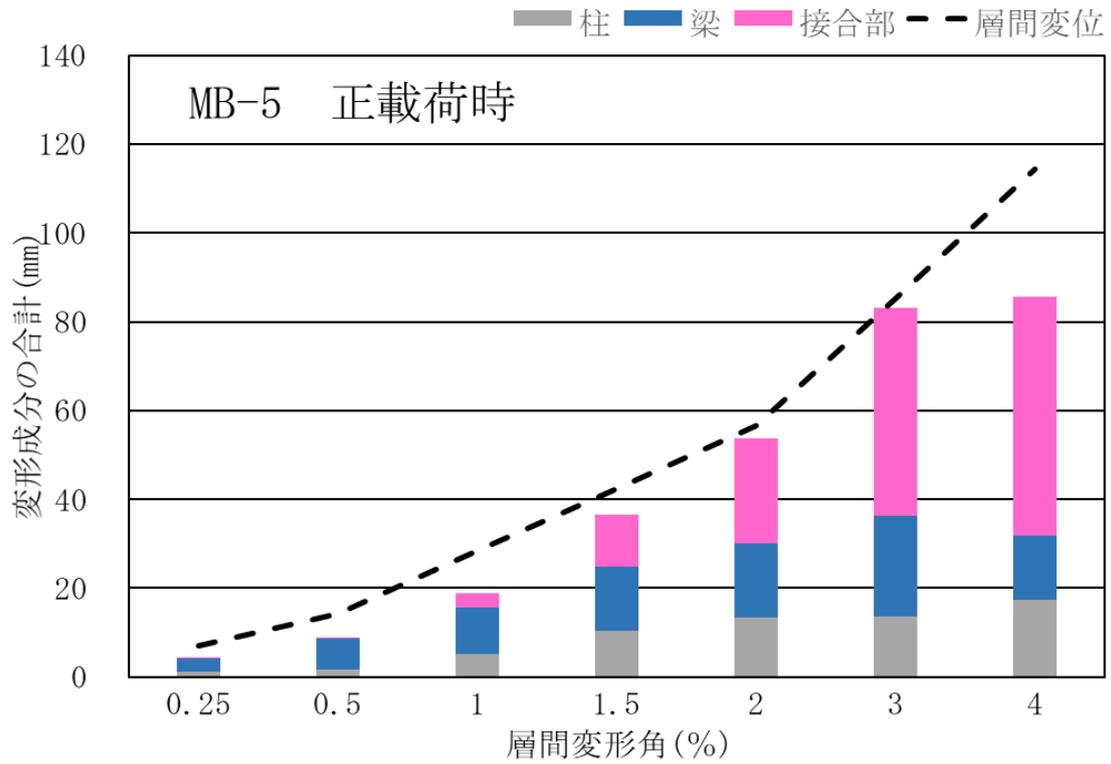


図 3.3-1(c) 試験体 MB-5 の層間変形に占める梁、柱および接合部の変形成分

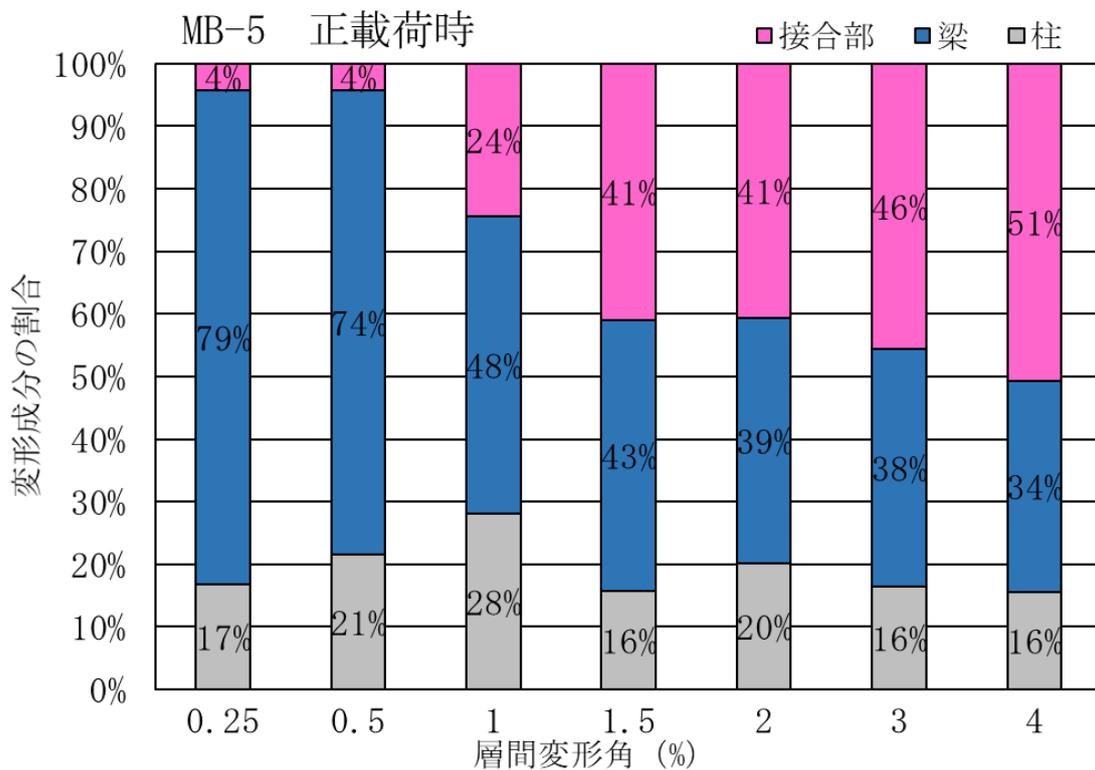
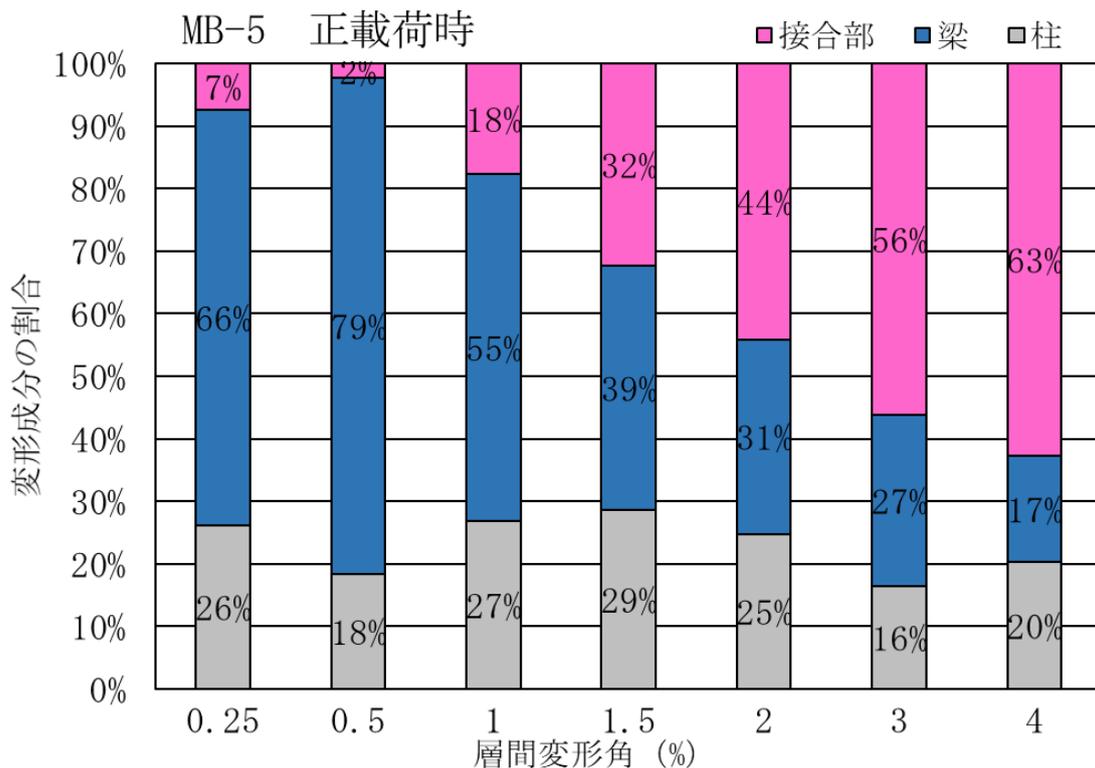


図 3.3-2(c) 試験体 MB-5 の層間変形に占める各部材の変形成分の割合

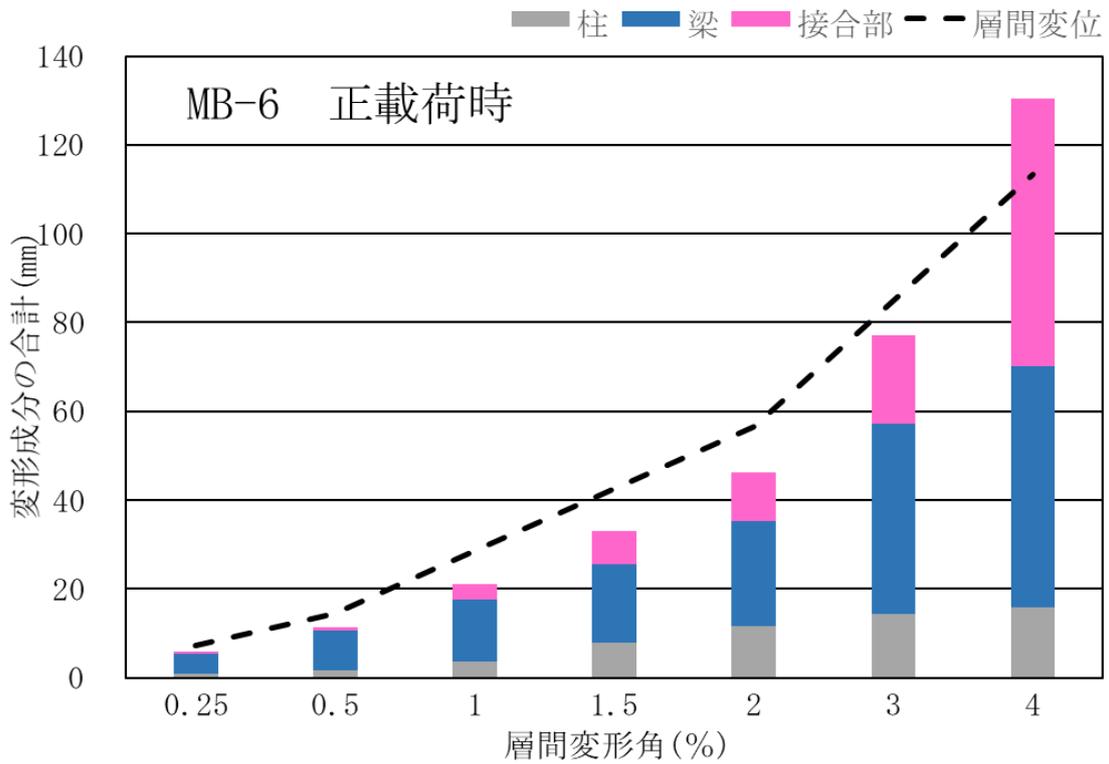
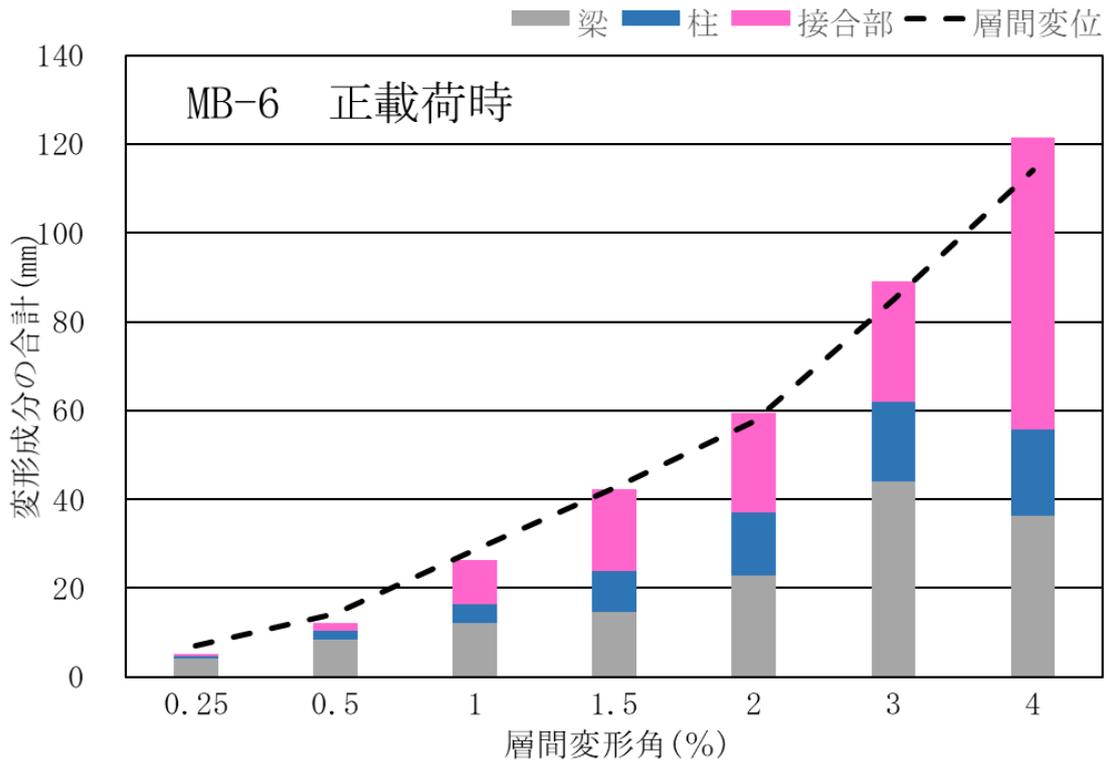


図 3.3-1(d) 試験体 MB-6 の層間変形に占める梁、柱および接合部の変形成分

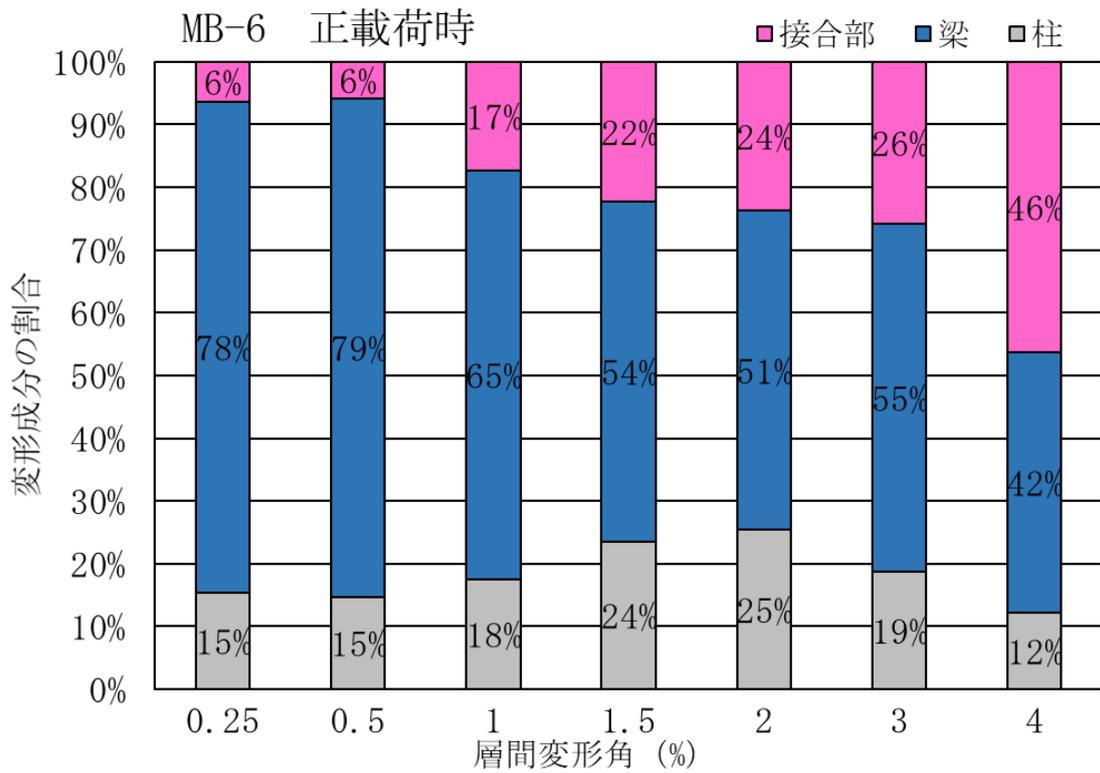
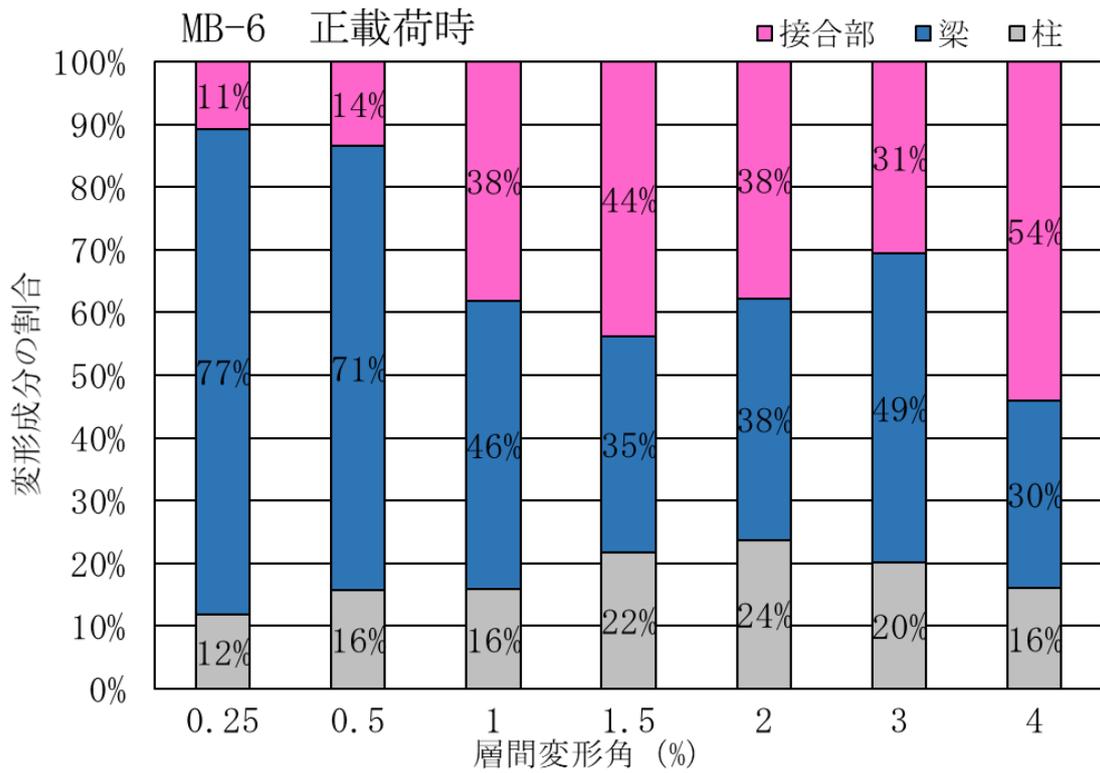


図 3.3-2(d) 試験体 MB-6 の層間変形に占める各部材の変形成分の割合

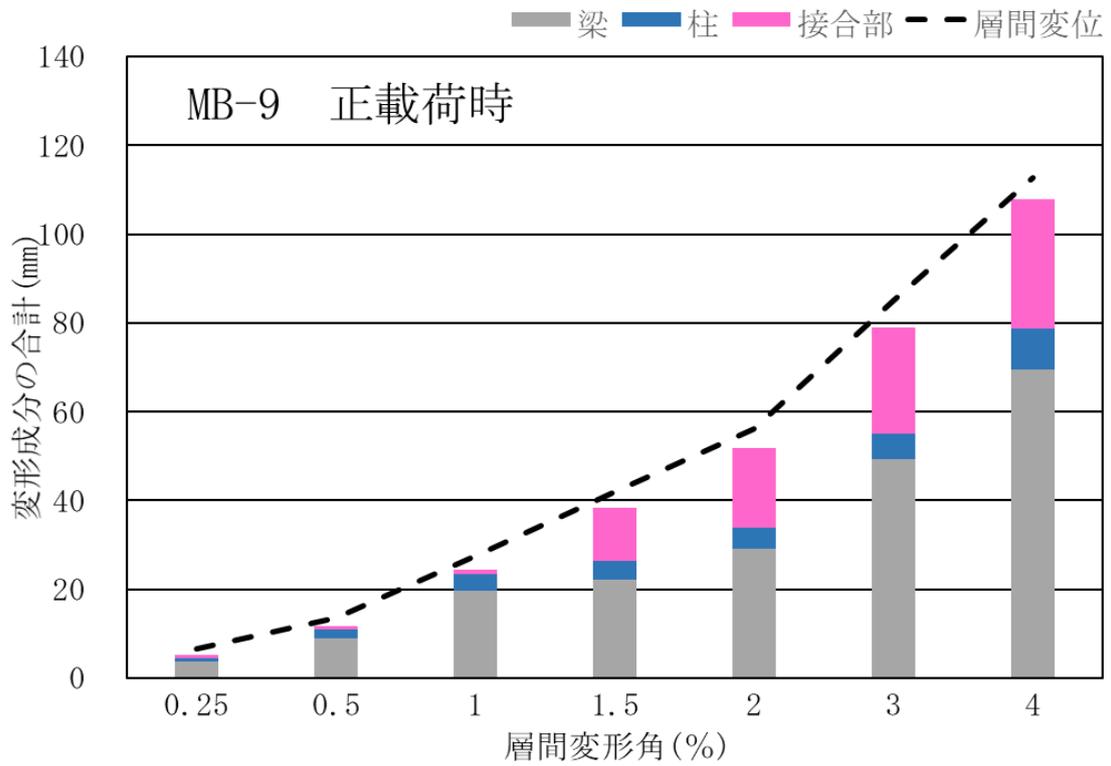
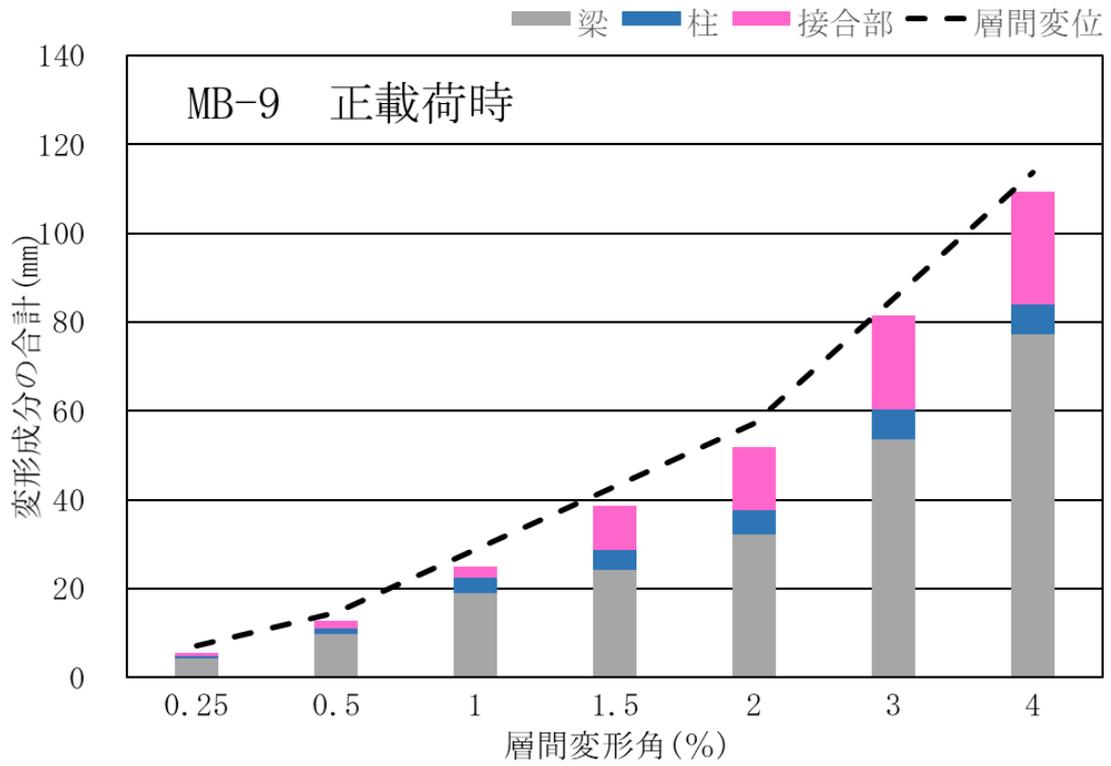


図 3.3-1(e) 試験体 MB-9 の層間変形に占める梁、柱および接合部の変形成分

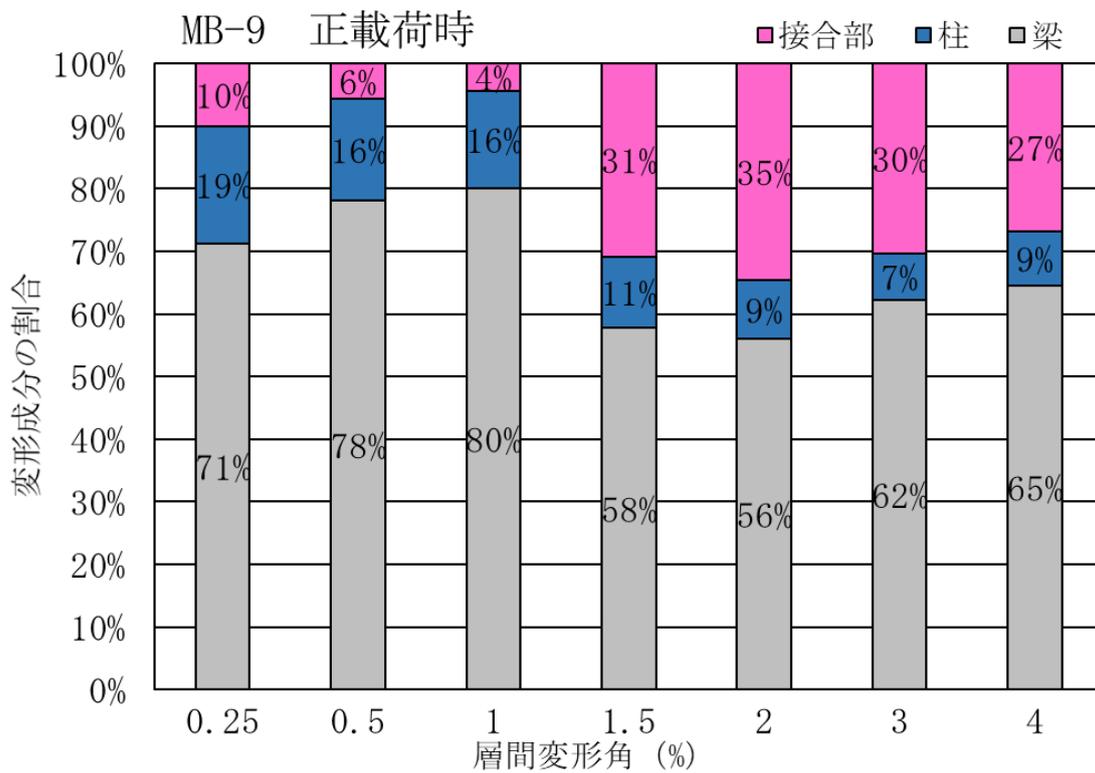
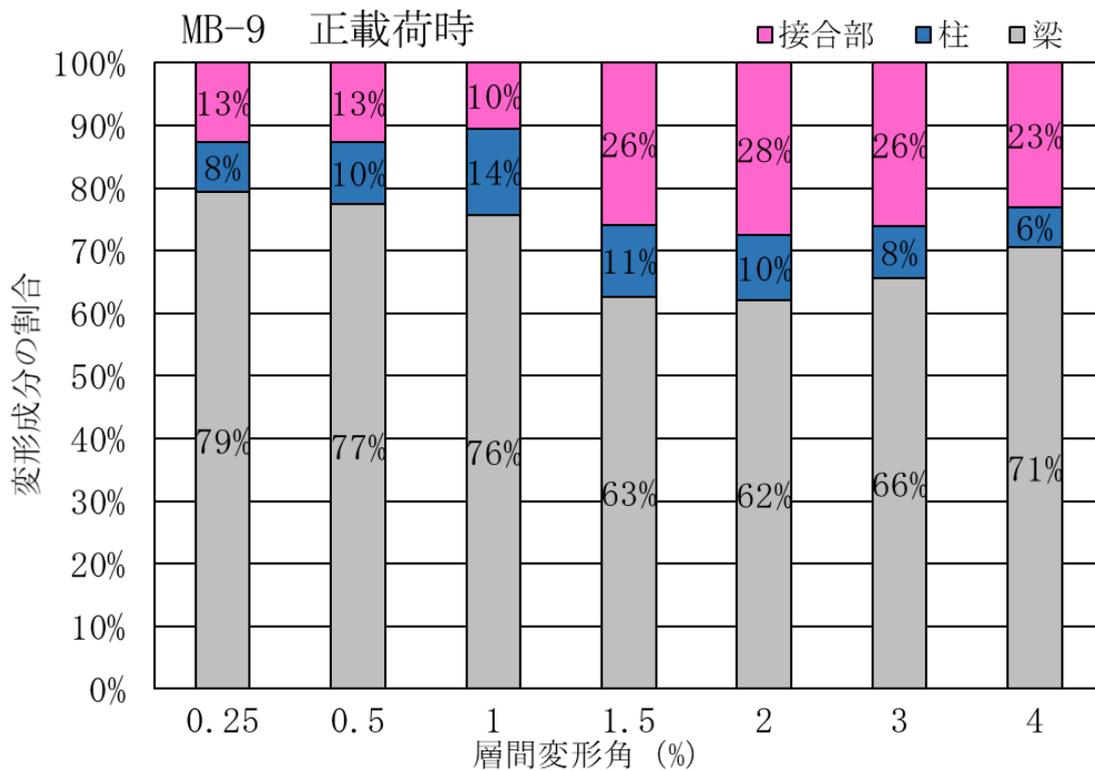


図 3.3-2(e) 試験体 MB-9 の層間変形に占める各部材の変形成分の割合

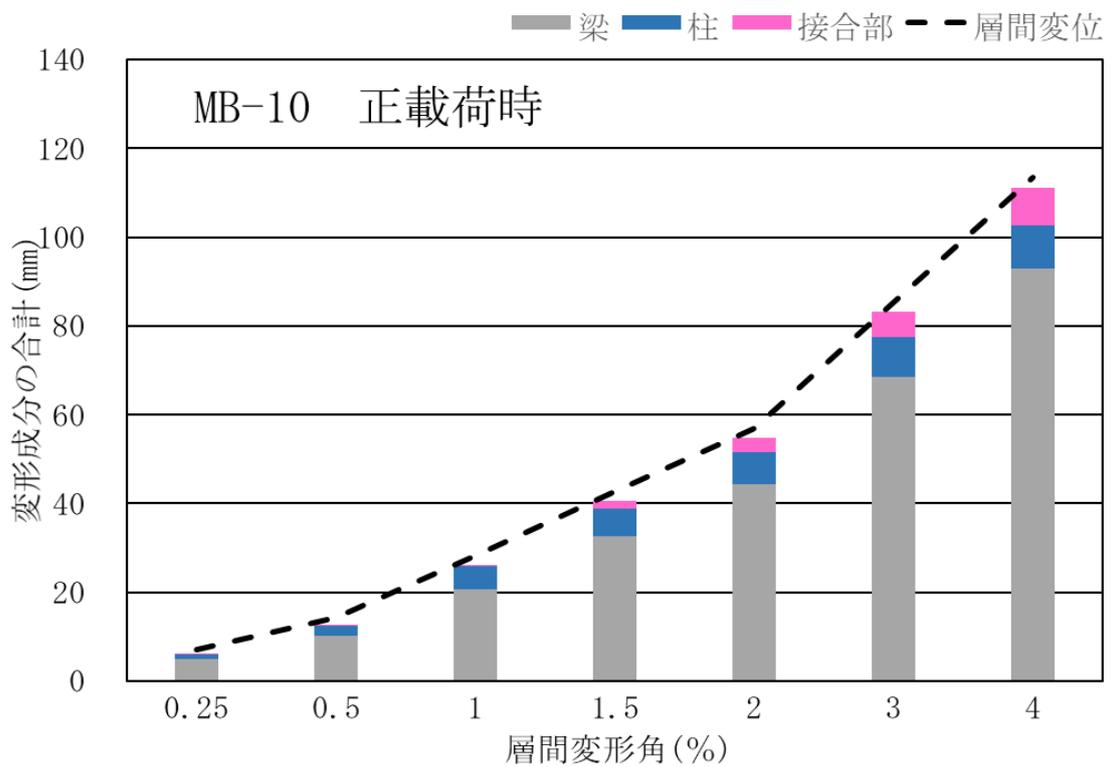
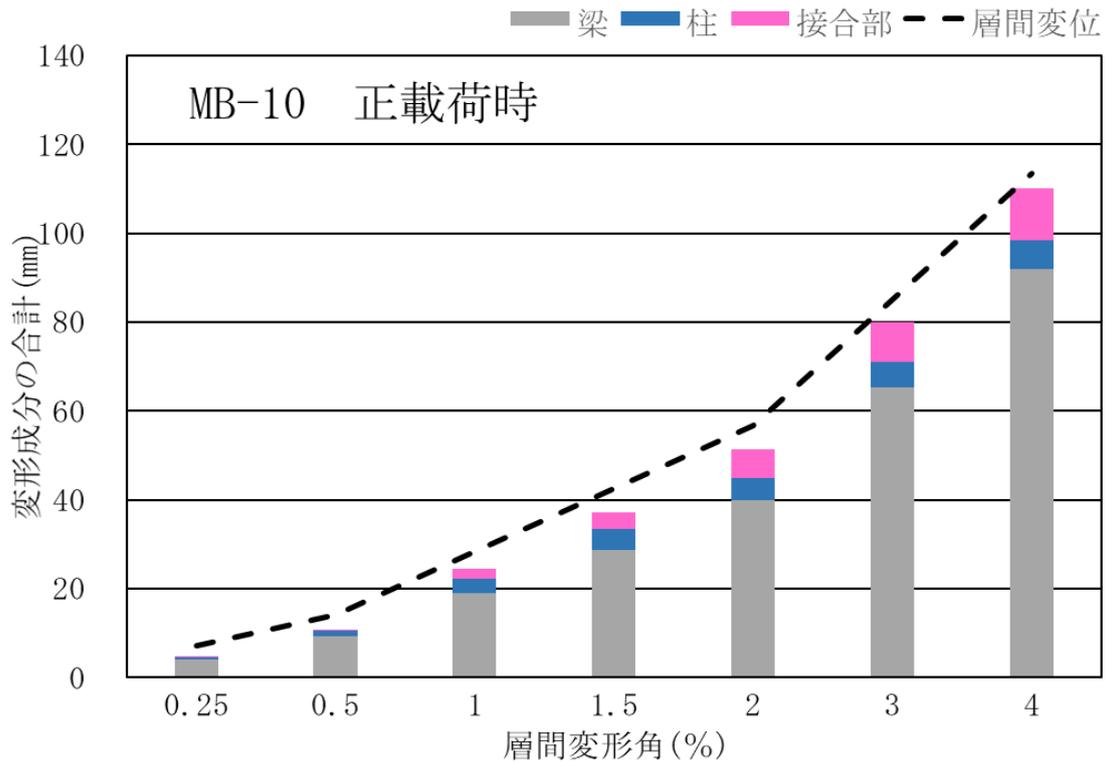


図 3.3-1(f) 試験体 MB-10 の層間変形に占める梁、柱および接合部の変形成分

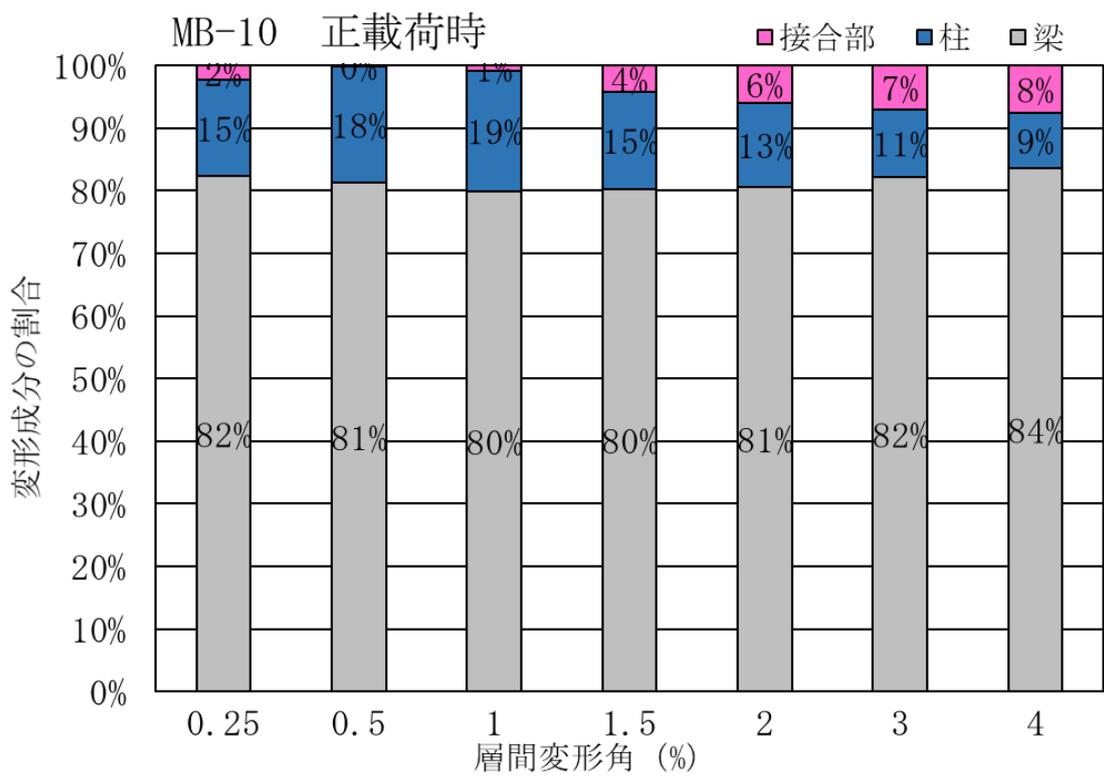
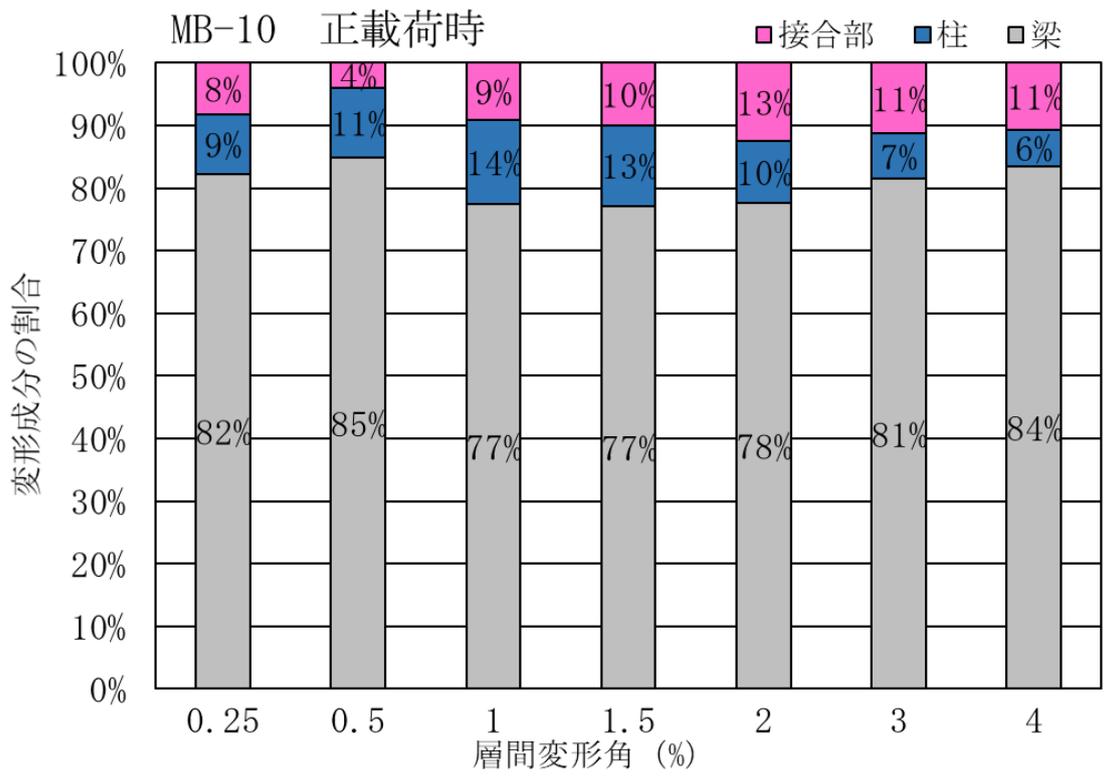


図 3.3-2(f) 試験体 MB-10 の層間変形に占める各部材の変形成分の割合

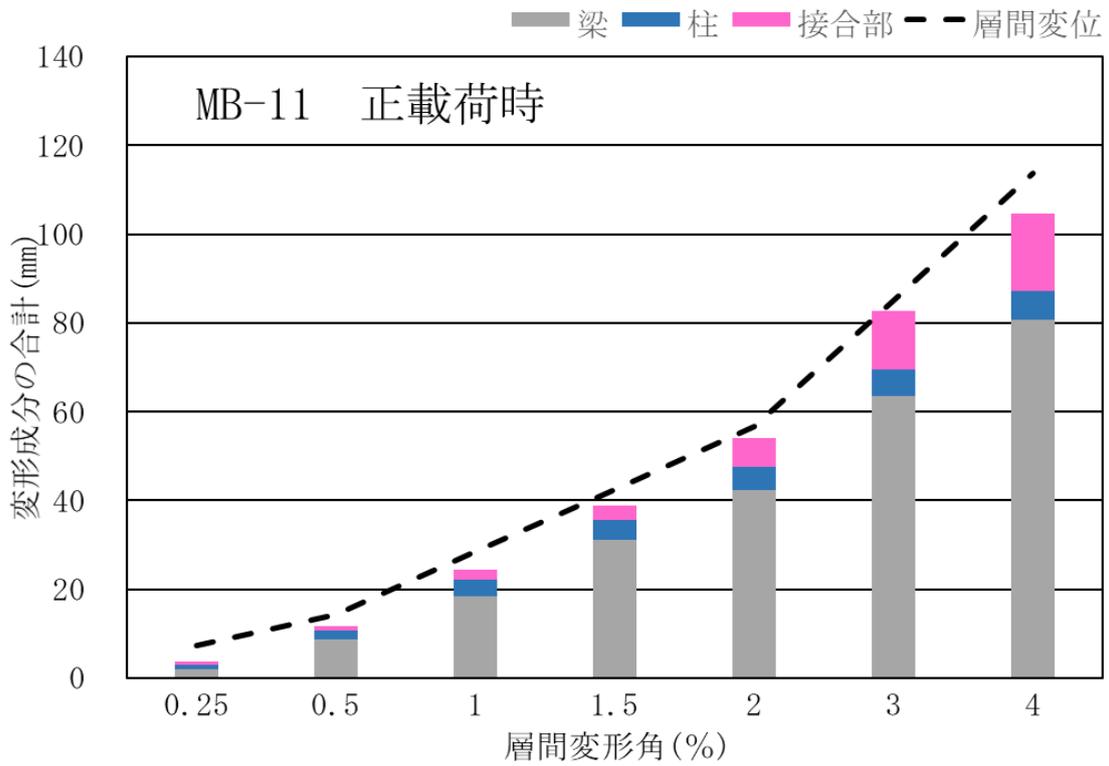
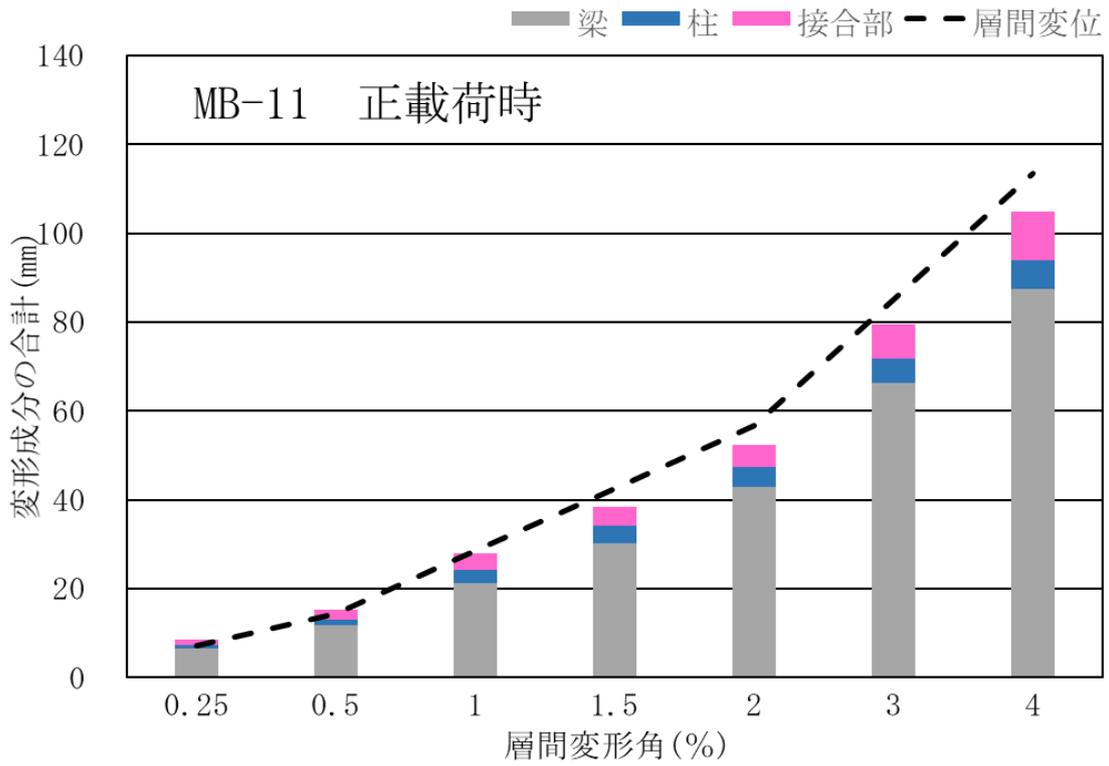


図 3.3-1(g) 試験体 MB-11 の層間変形に占める梁、柱および接合部の変形成分

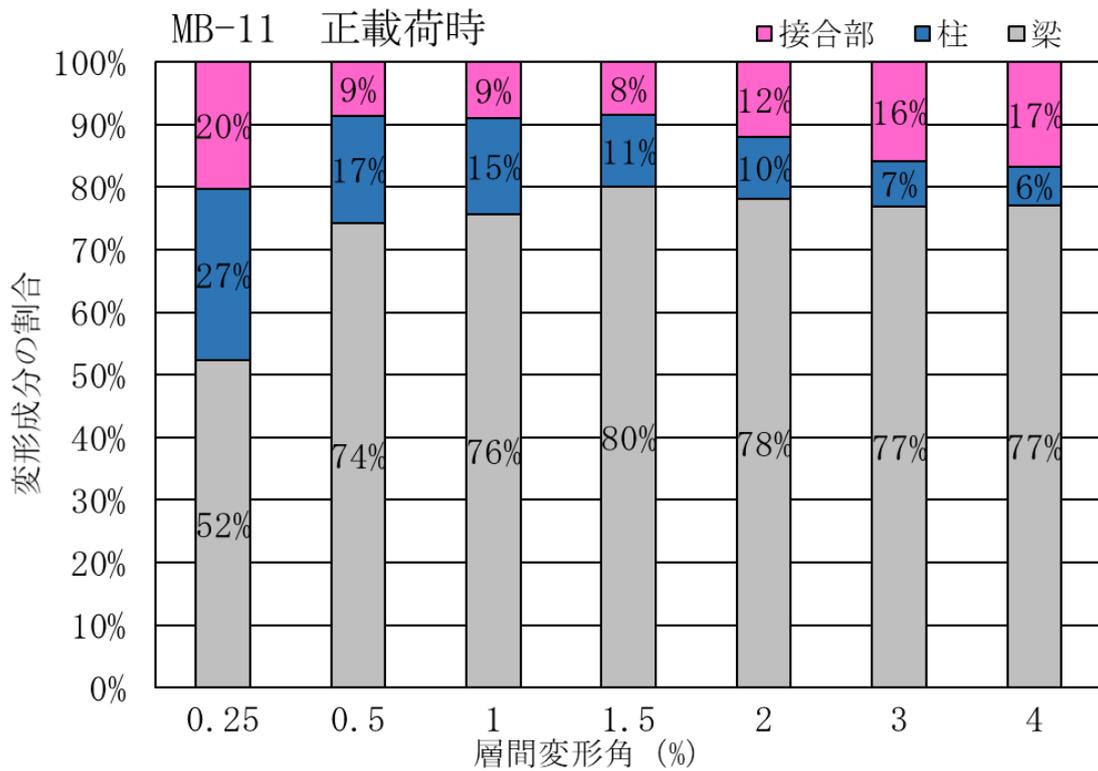
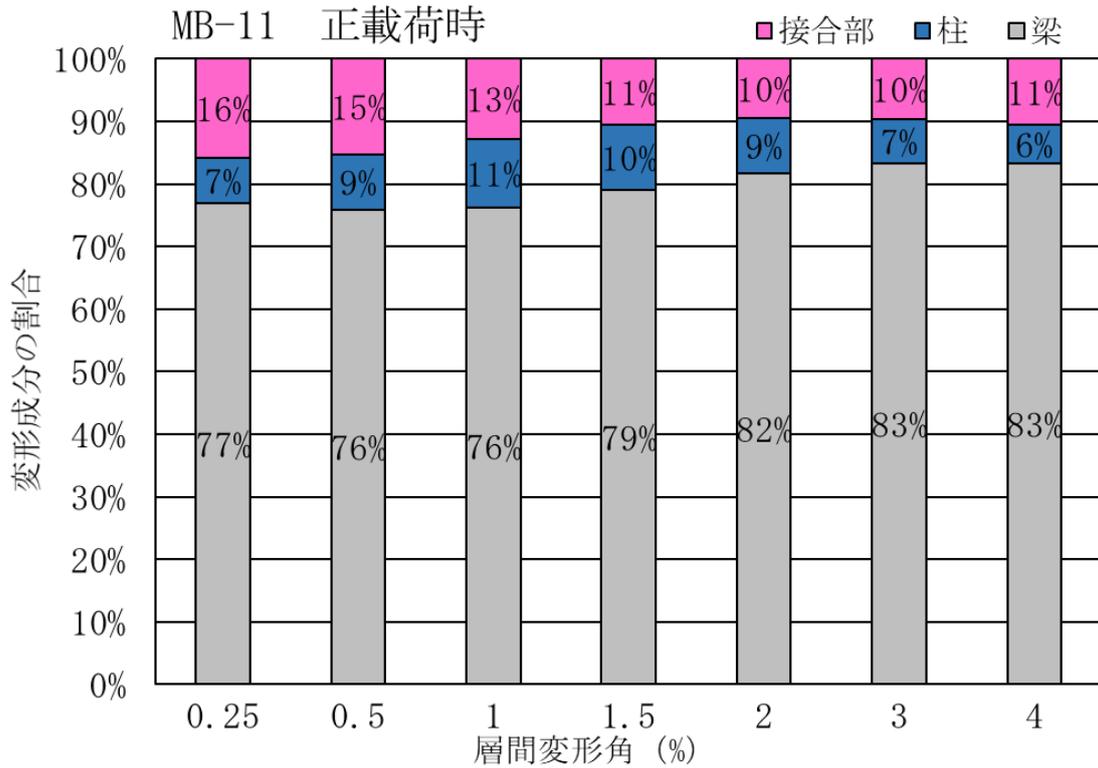


図 3.3-2(g) 試験体 MB-11 の層間変形に占める各部材の変形成分の割合

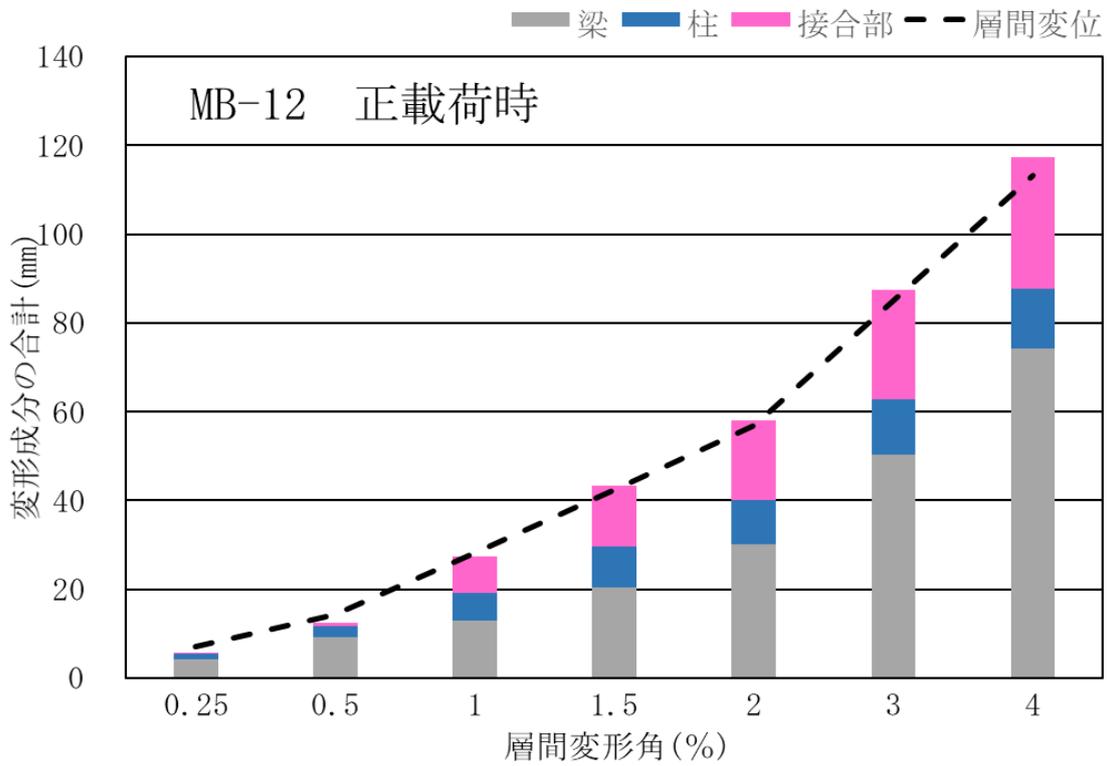
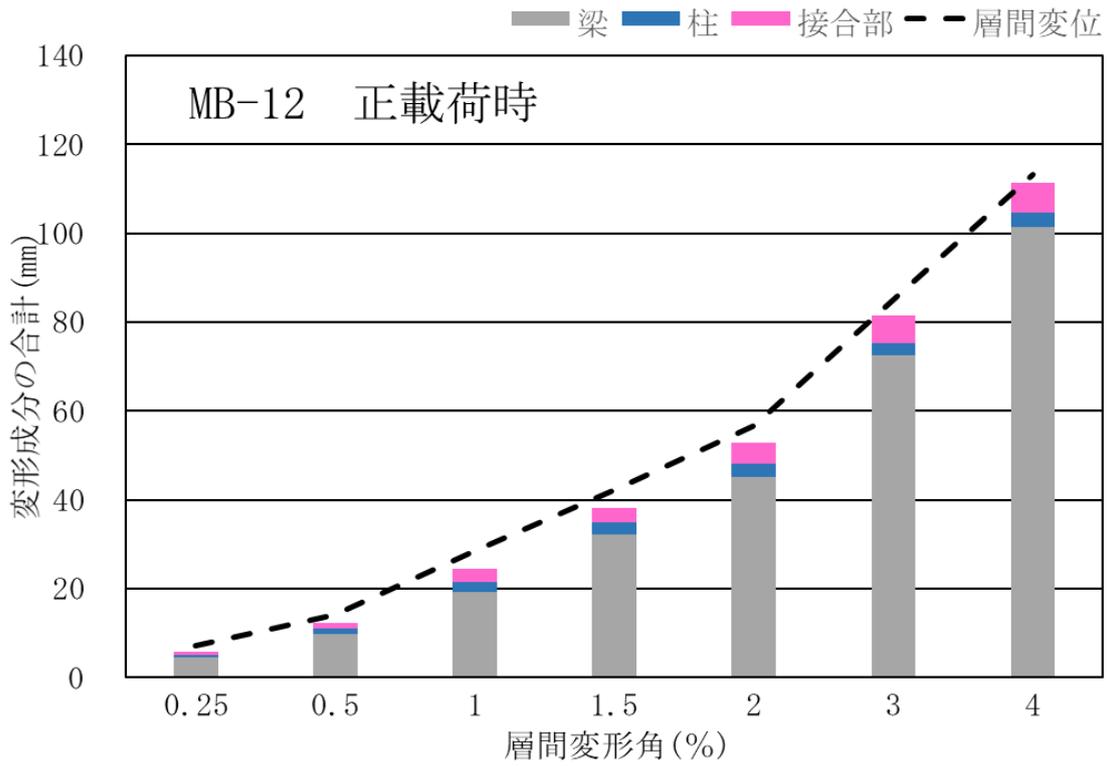


図 3.3-1 (h) 試験体 MB-12 の層間変形に占める梁、柱および接合部の変形成分

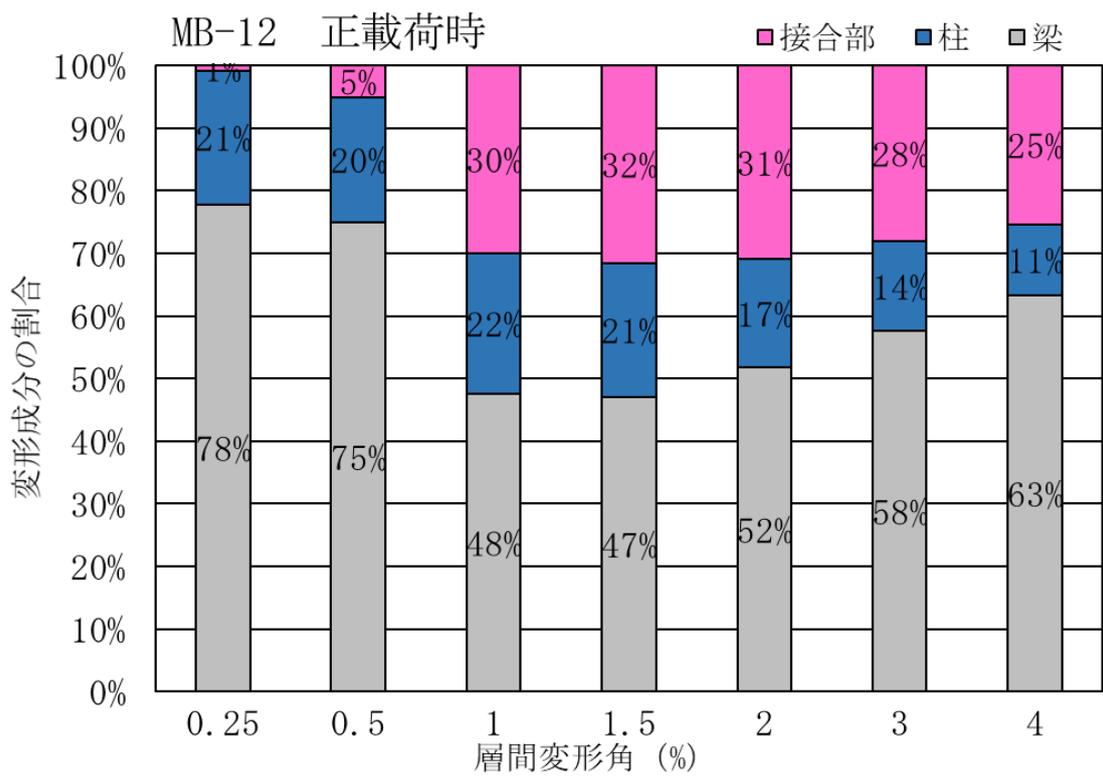
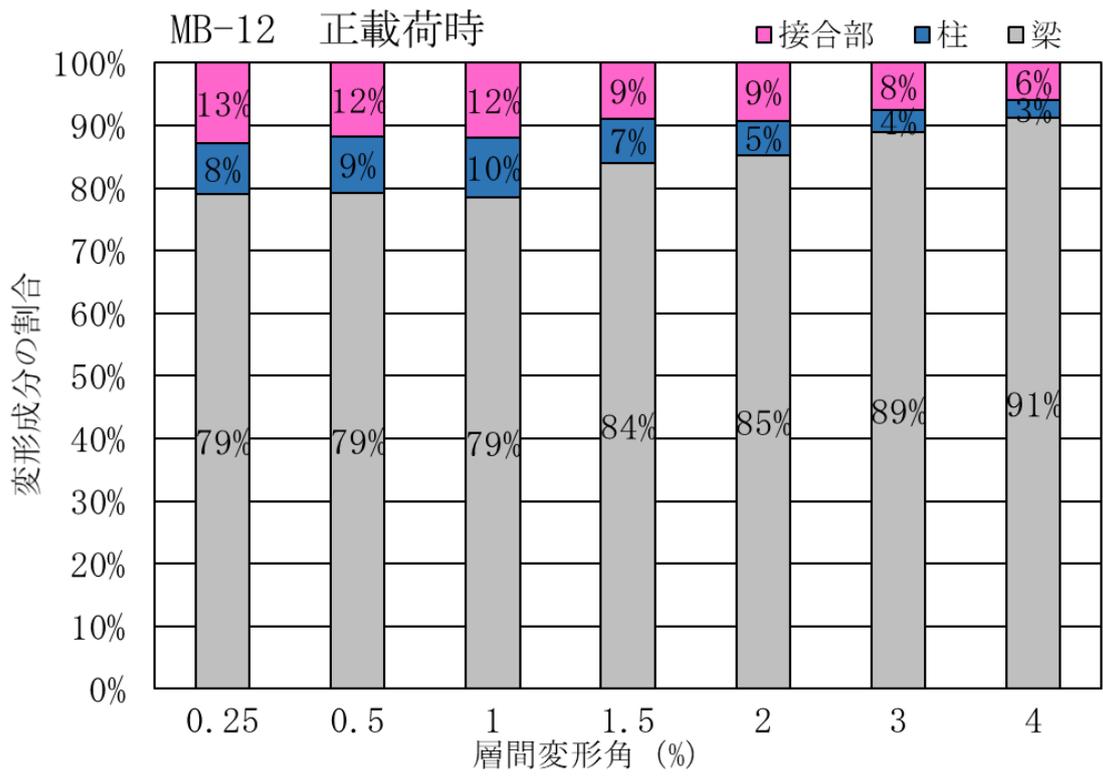


図 3.3-2(h) 試験体 MB-12 の層間変形に占める各部材の変形成分の割合

## 第四章 梁の変形性能に関する考察

### 4.1 梁ひび割れ発生状況およびひび割れ幅の推移

図 4.1-1 に試験体 MB-1 が層間変形角 4%時のひび割れ発生状況を示す。黒線は実験正  
載荷時に発生したひび割れで、赤線は実検負荷荷時に発生したひび割れである。図 4.2-  
1(a)～(h)に MB シリーズ試験体の各位置で発生した曲げひび割れのひび割れ幅－層間変  
形角関係を示す。横軸の左端 (350mm) は梁の危険断面 (すなわち柱面) 位置を表し、図  
の上部の A 等のアルファベットは曲げひび割れの発生位置を示す。

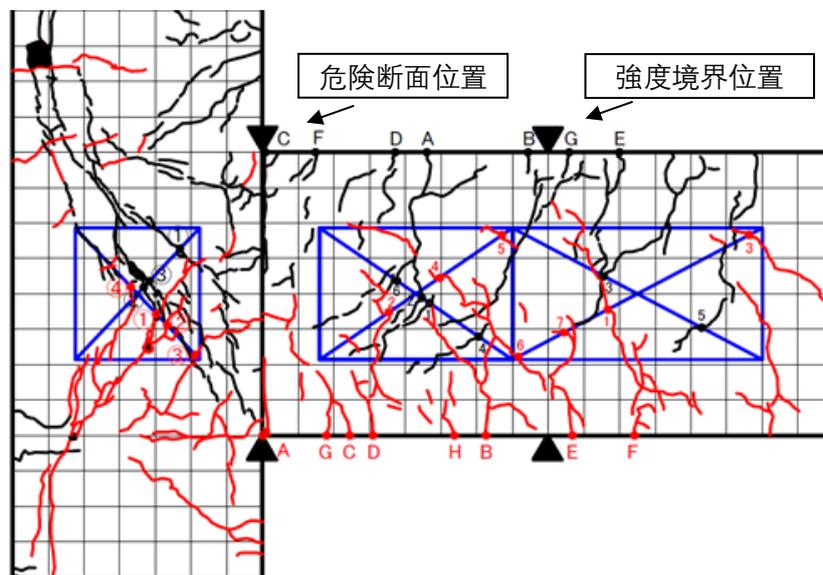


図 4.1-1 試験体 MB-1 層間変形角 4%時のひび割れ発生状況

試験体 MB-1 は層間変形角 1.5%まで、危険断面位置のひび割れ幅(位置 C)は 1mm で、強  
度境界位置のひび割れ幅(B)は 0.36 mmであった。危険断面位置のひび割れ幅は強度境界  
位置より 2～3 倍大きい。層間変形角 1.5%以降は、危険断面位置でのコンクリート圧壊  
が発生したために、危険断面位置のひび割れ幅が測定できなかった。強度境界位置のひび  
割れ幅は層間変形角 4%までに徐々に 0.75 mmに増大した。

試験体 MB-1 より柱主筋量を増やした試験体 MB-4 は層間変形 1%まで、危険断面位置の  
ひび割れ幅(位置 A)が 0.8 mmで、強度境界位置のひび割れ幅(位置 E)が 0.18 mmであった。  
層間変形角 1.5%時に強度境界位置のひび割れ幅が 0.9mm まで急増した。層間変形角 4%  
時に、境界位置のひび割れ幅が 3.8 mmに増大した。柱梁曲げ耐力比を増大したことによっ  
て、柱梁接合部の損傷を抑制して、梁の損傷を梁主筋の降伏を先行した強度境界位置に集  
中する効果があると考えられた。

試験体 MB-4 より接合部横補強筋を高強度鉄筋に変更した試験体 MB-9 は、危険断面位  
置のひび割れ幅(位置 A)は実験の最後まで小さくて、最大値が 1.5 mmであった。強度境界  
位置のひび割れ(位置 D)は層間変形角 1%まで開かなかつたが、その後から層間変形角 4%  
まで 7 mmに急増していった。これは、層間変形角 1%時に、強度境界位置の梁主筋が降伏

して、梁の損傷が強度境界位置に集中したためと考えられた。

試験 MB-10、MB-11 は試験体 MB-9 とほぼ同じ状況で、層間変形角 1%まで、危険断面位置のひび割れ幅がそれぞれ 0.75mm、1.1 mmに開いた。層間変形角 1.5%から、強度境界位置に曲げひび割れが入って、その幅が大幅に増大して行き、最大値が両方とも 5 mmに達した。

2019 年度の試験体は接合部横補強筋を高強度にしたこと、あるいは梁二段目筋が接合部横補強筋と同等の補強効果を発揮することを想定して二段配筋をしたことによって、梁の損傷を危険断面位置から強度境界位置に移動させること(すなわちヒンジリロケーション)を実現できたと考えられる。

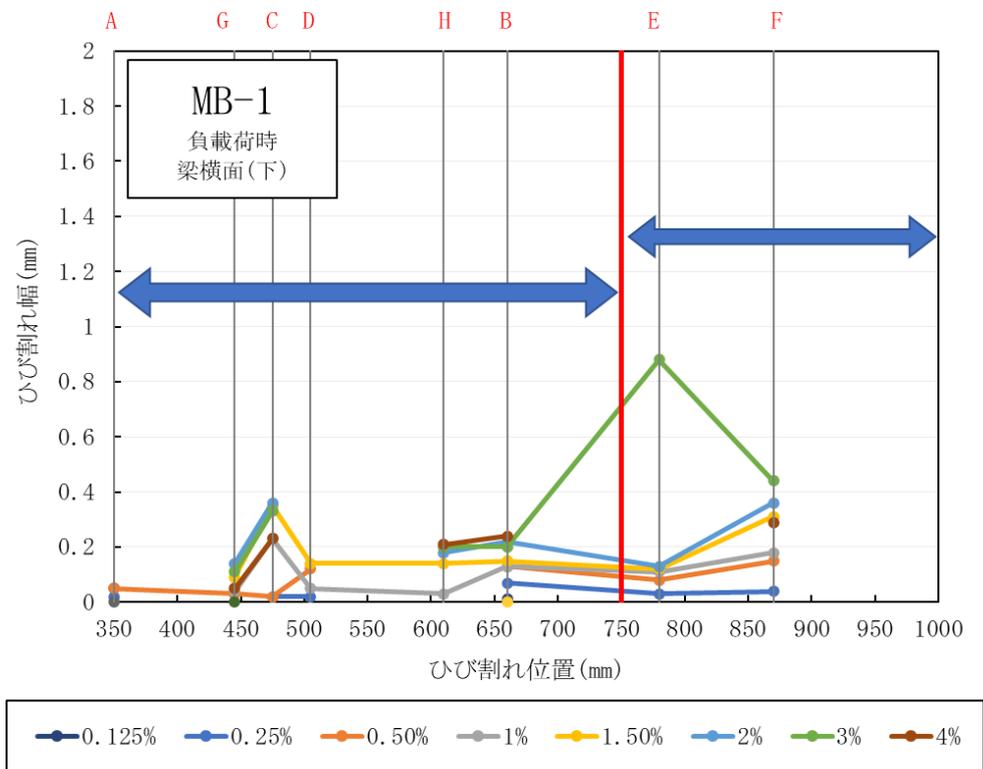
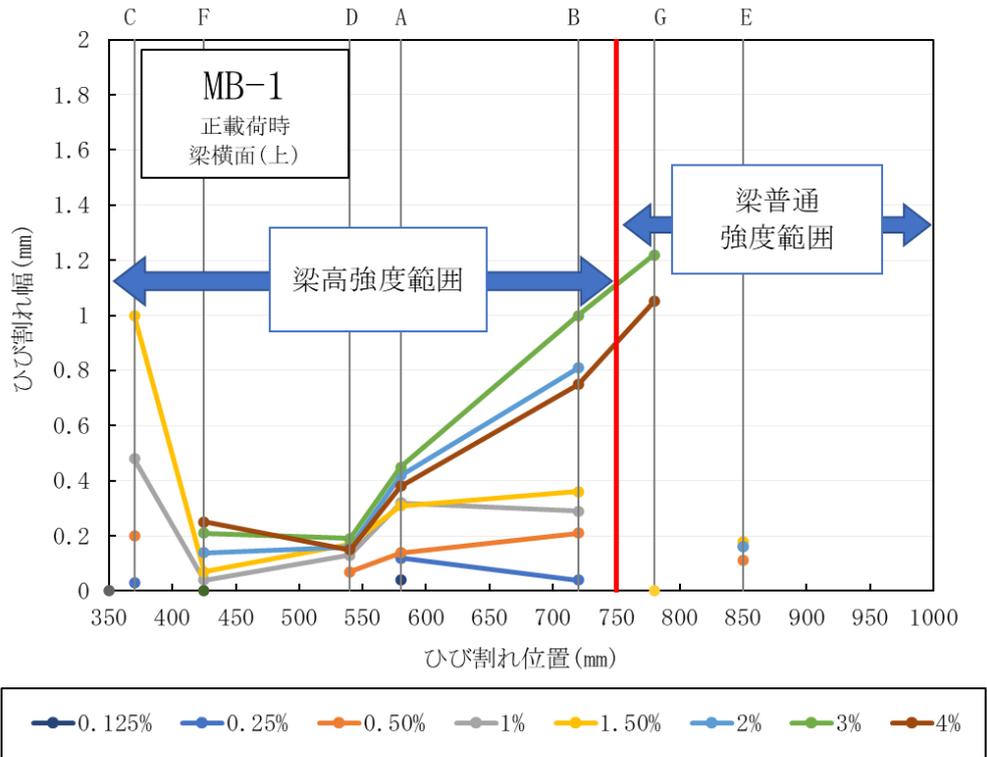


図 4.2-1(a) 試験体 MB-1 各位置で発生した曲げひび割れのひび割れ幅－層間変形角関係

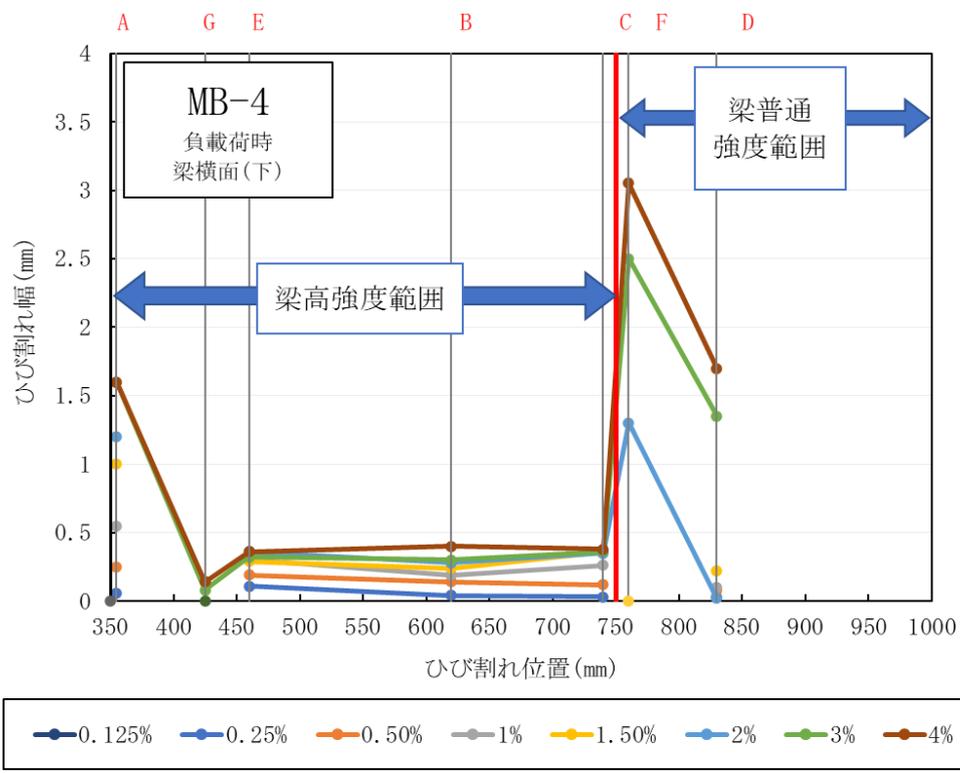
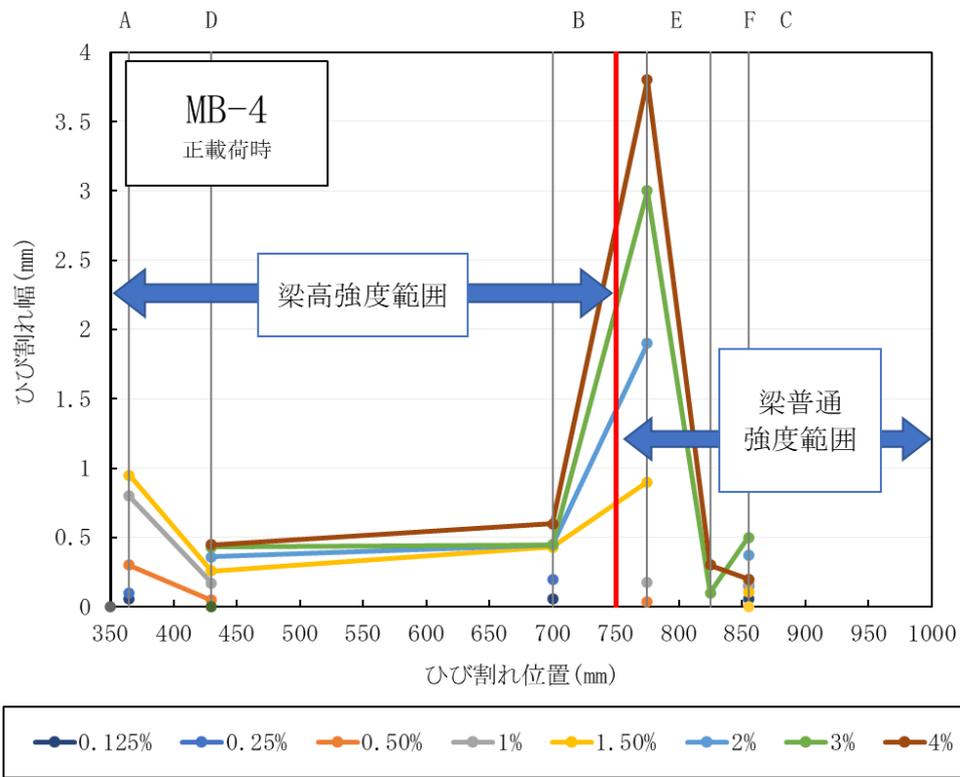


図 4. 2-1 (b) 試験体 MB-4 各位置で発生した曲げひび割れのひび割れ幅－層間変形角関係

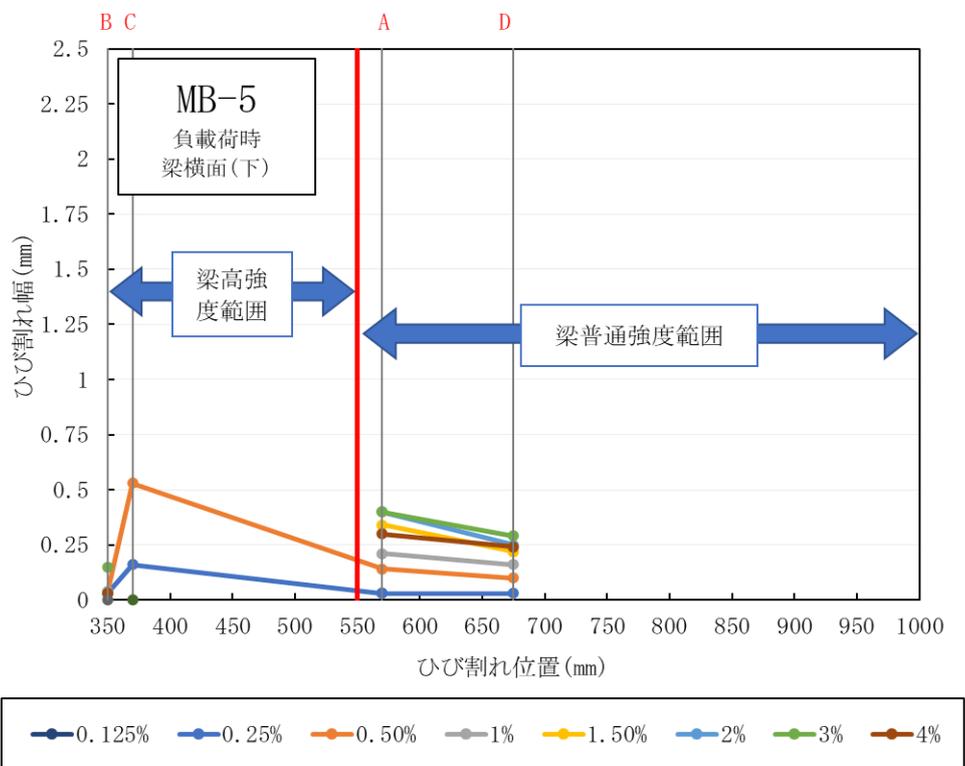
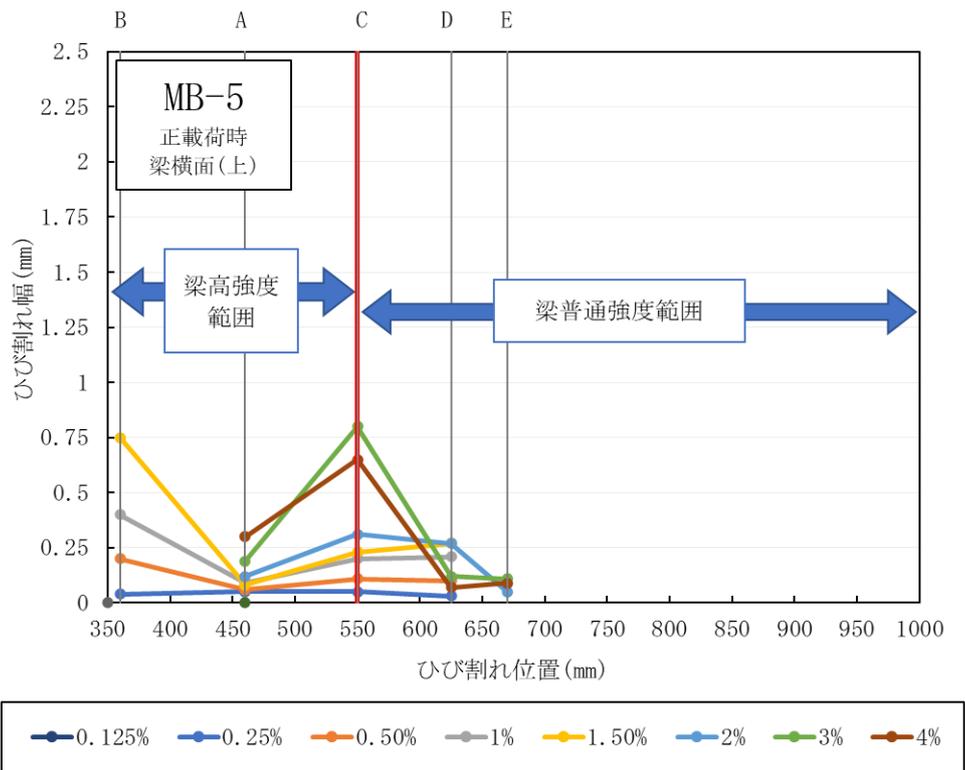


図 4.2-1(c) 試験体 MB-5 各位置で発生した曲げひび割れのひび割れ幅－層間変形角関係

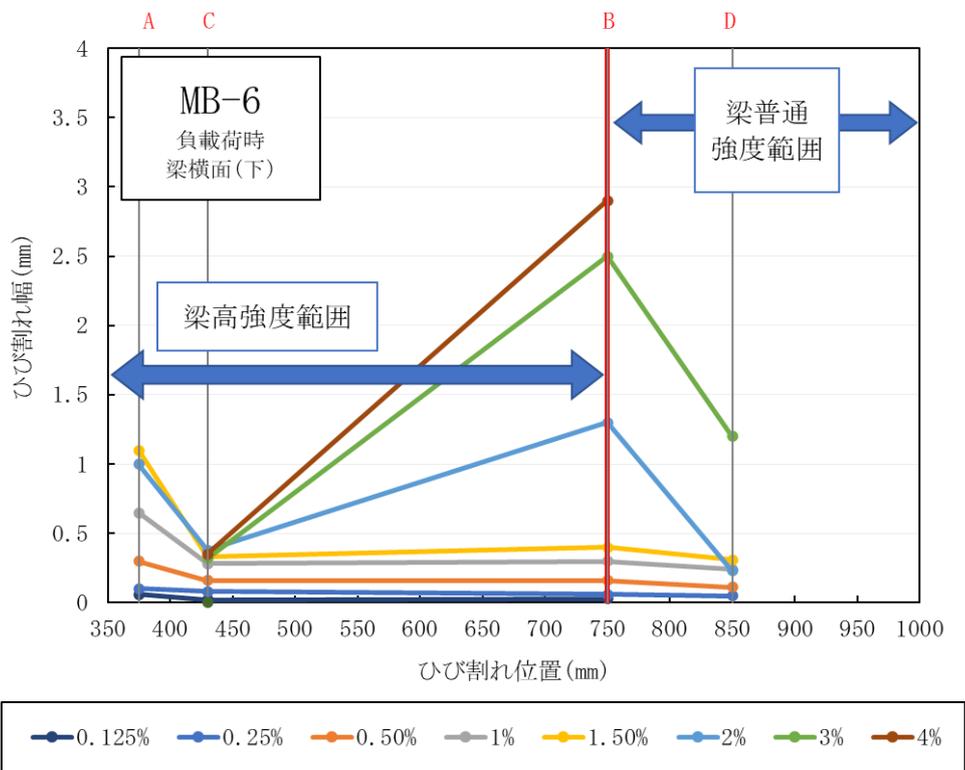
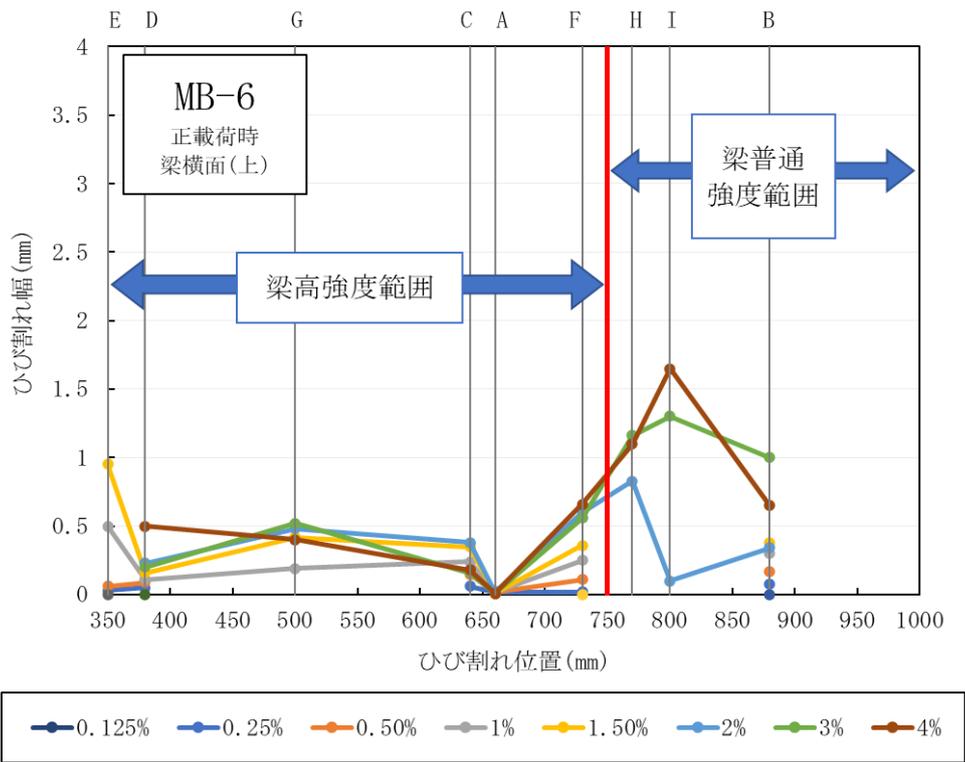


図 4.2-1(d) 試験体 MB-6 各位置で発生した曲げひび割れのひび割れ幅－層間変形角関係

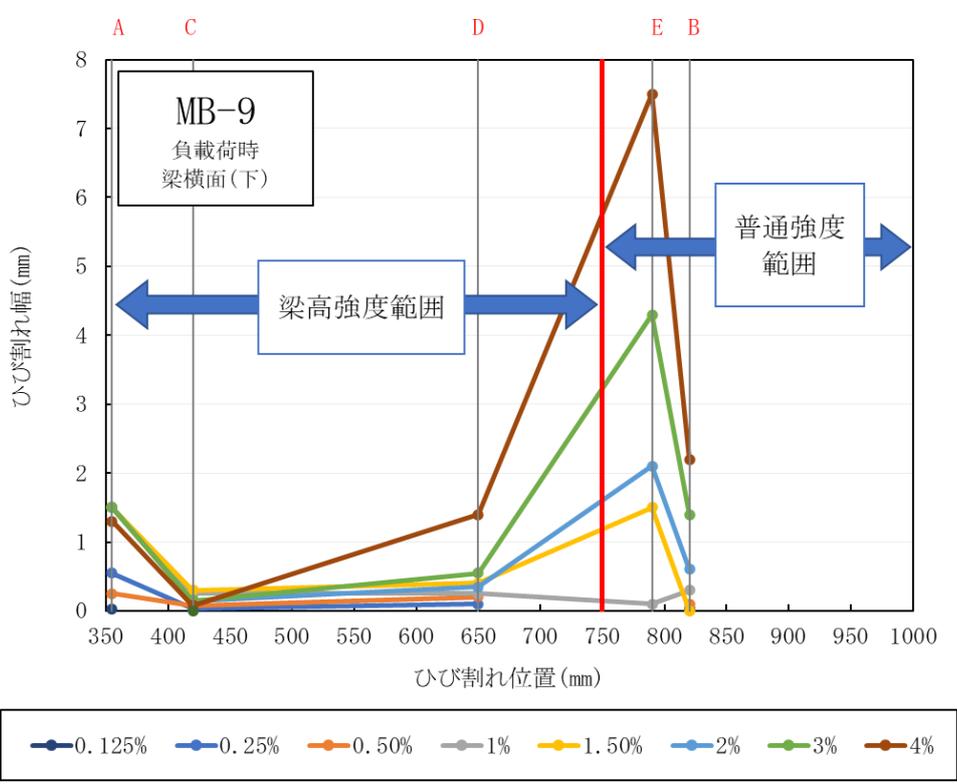
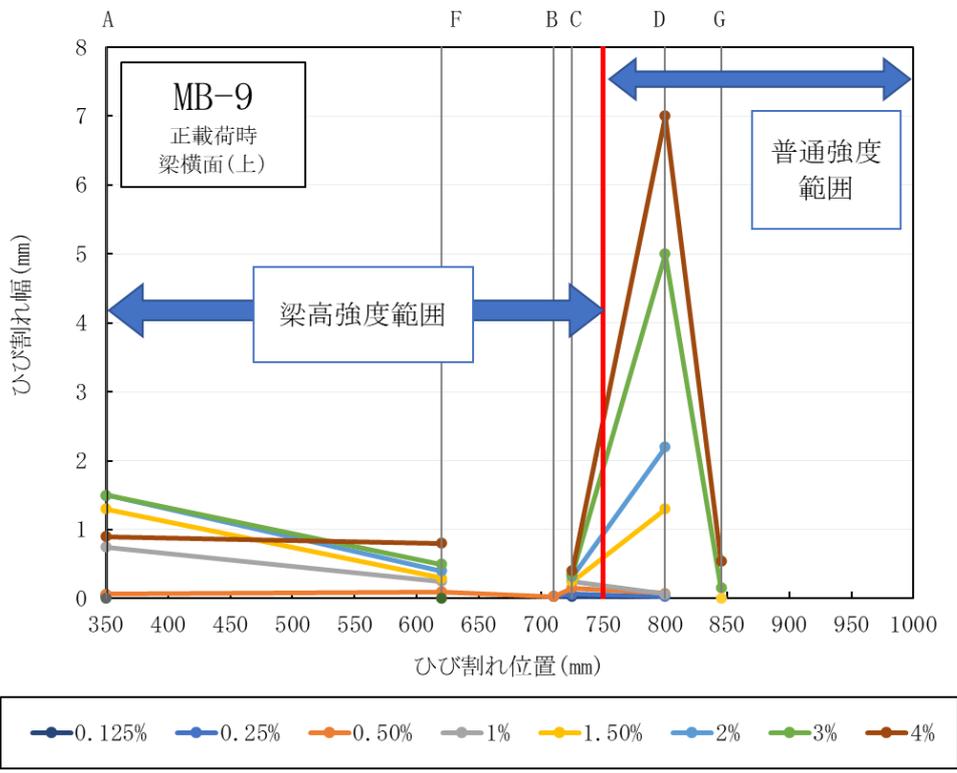


図 4. 2-1 (e) 試験体 MB-9 各位置で発生した曲げひび割れのひび割れ幅－層間変形角関係

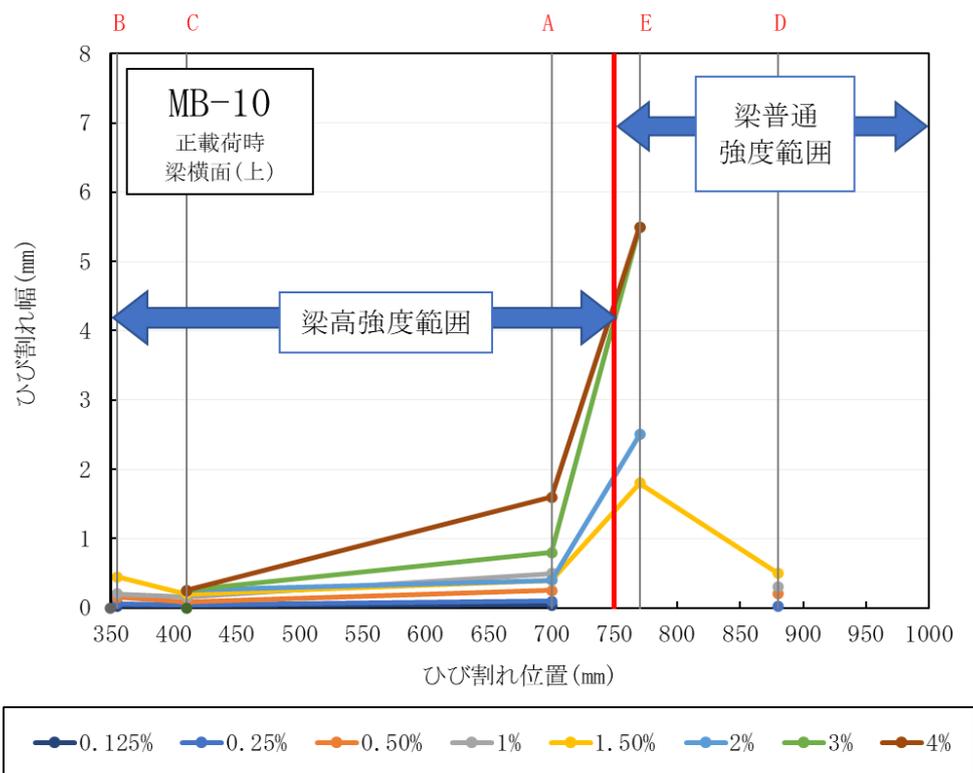
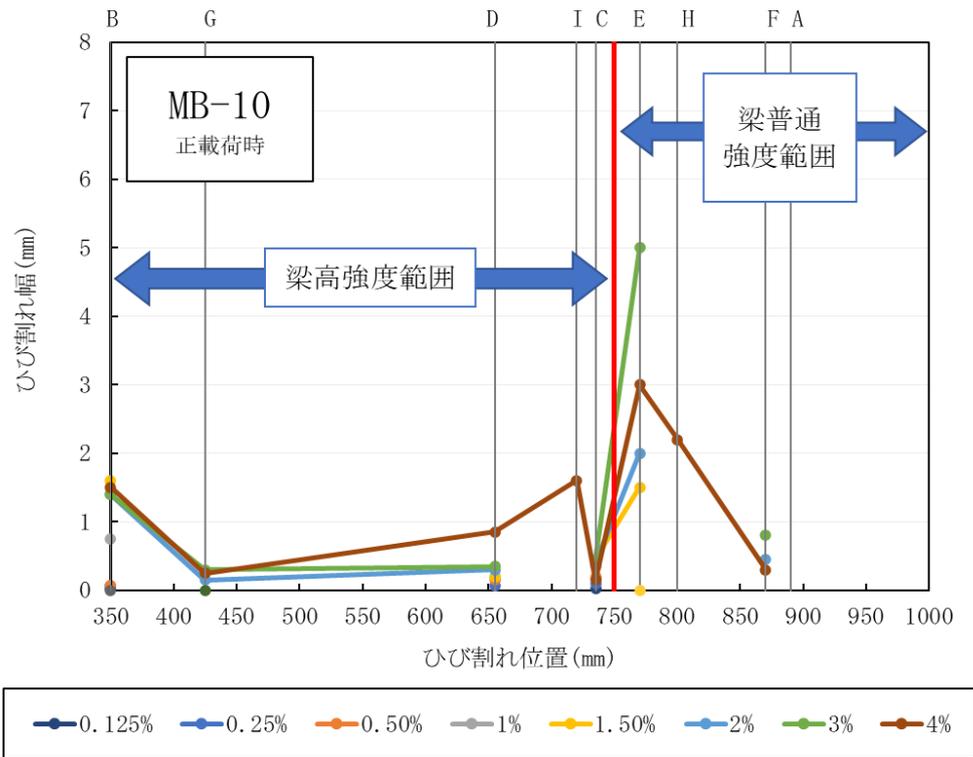


図 4. 2-1 (f) 試験体 MB-10 各位置で発生した曲げひび割れのひび割れ幅－層間変形角関係

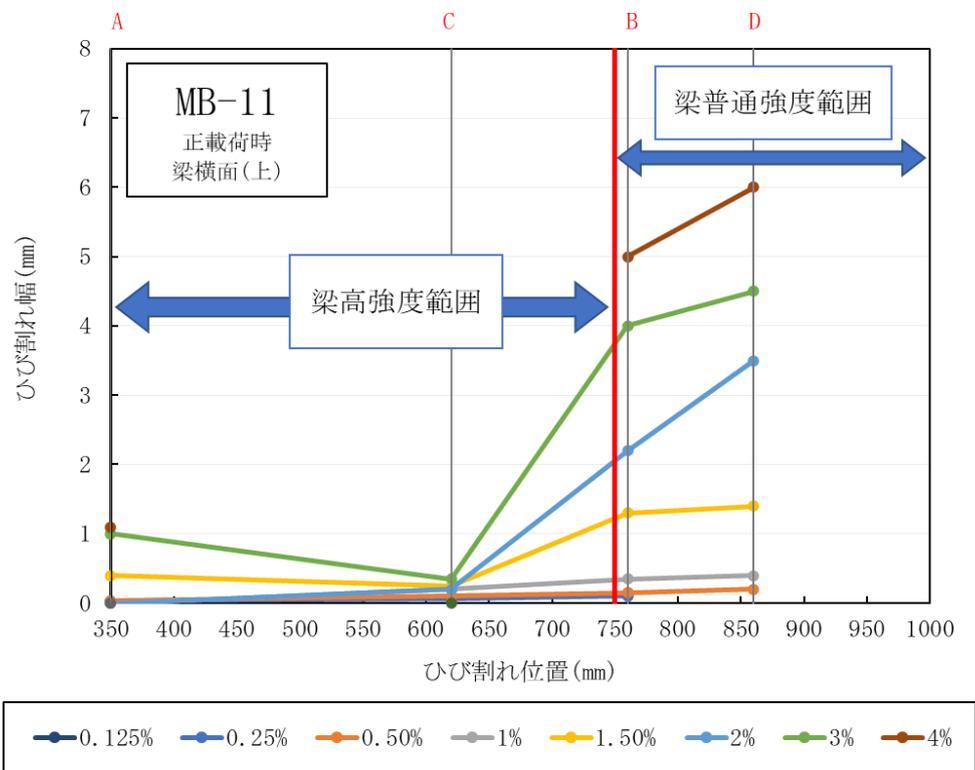
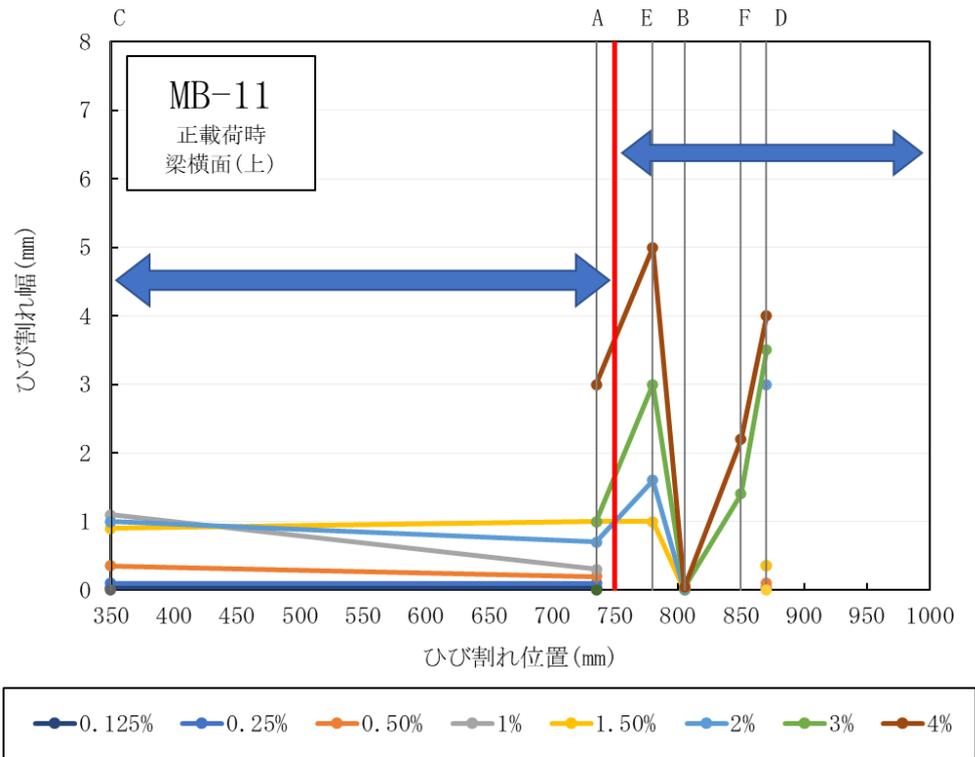


図 4.2-1(g) 試験体 MB-11 各位置で発生した曲げひび割れのひび割れ幅－層間変形角関係

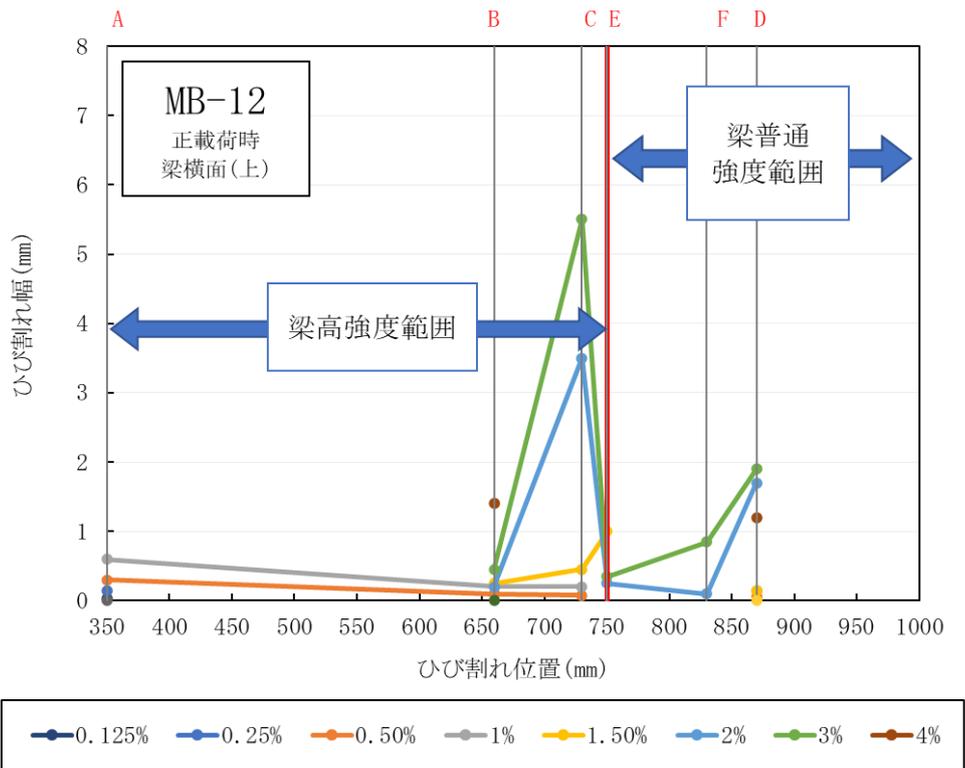
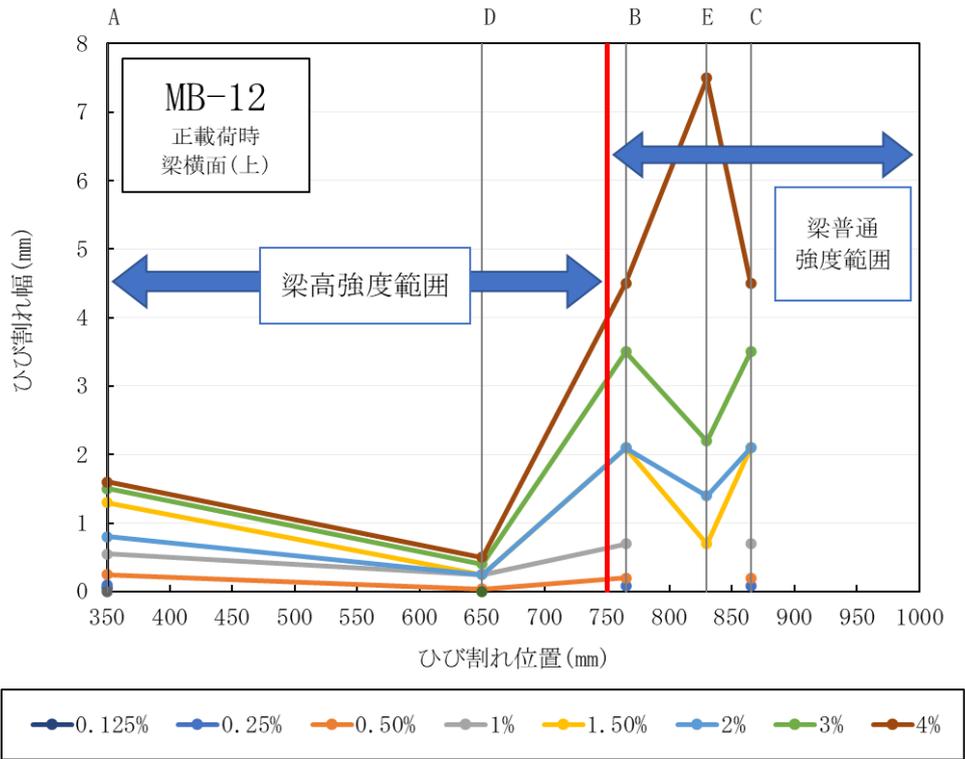


図 4. 2-1 (h) 試験体 MB-12 各位置で発生した曲げひび割れのひび割れ幅－層間変形角関係

## 4.2 梁の軸方向に各領域の変形分布

### 4.2.1 梁の領域計画

図 4.2.1-1 に梁の領域計画を示す。領域一を柱フェイスから検長が 50mm の区間と定義した。領域二を柱フェイスから 50 mm 離れて検長が 150 mm の区間と定義した。領域三を柱フェイスから 200 mm 離れて検長が 150 mm の区間と定義した。領域四を柱フェイスから 350 mm 離れて検長が 150 mm の区間と定義した。領域五を柱フェイスから 500 mm 離れて検長が 200 mm の区間と定義した。

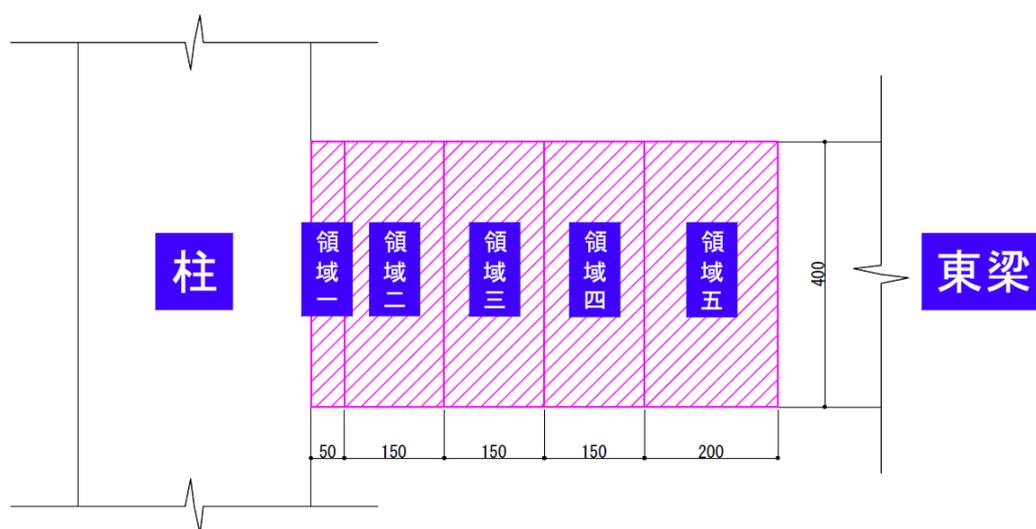


図 4.2.1-1 梁の領域計画

#### 4.2.2 梁の軸方向に各領域の変形分布

図 4.2.2-1～図 4.2.2-8 に梁の各領域の変形分布を示す。

##### (a) 試験体 MB-1

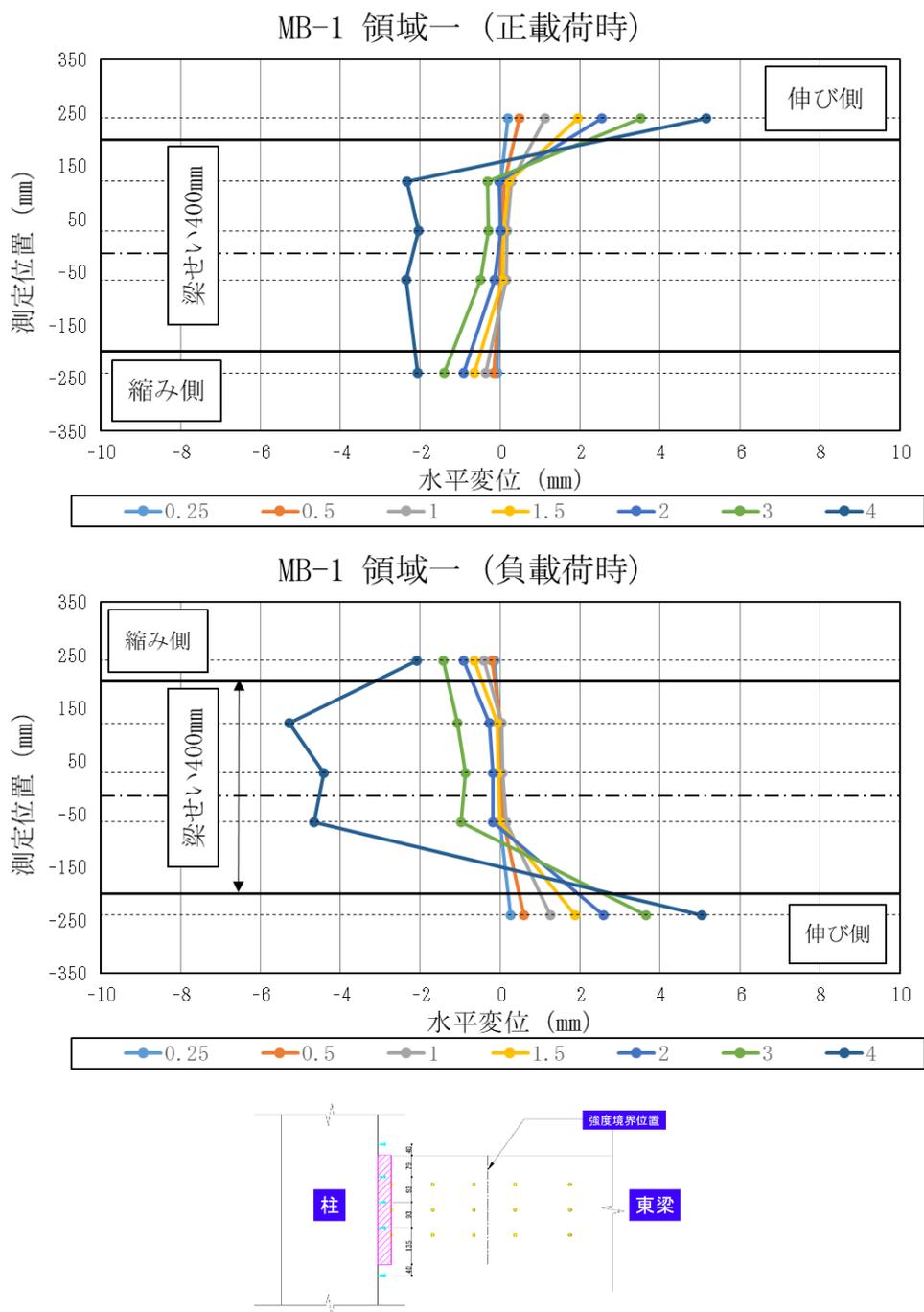


図 4.2.2-1(a) 梁の各領域の変形分布(試験体 MB-1)

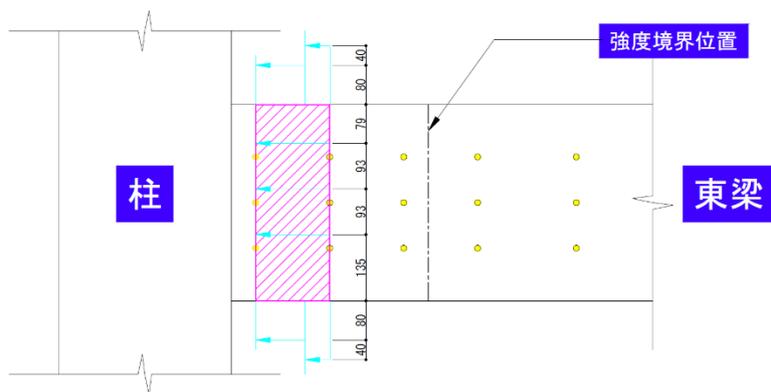
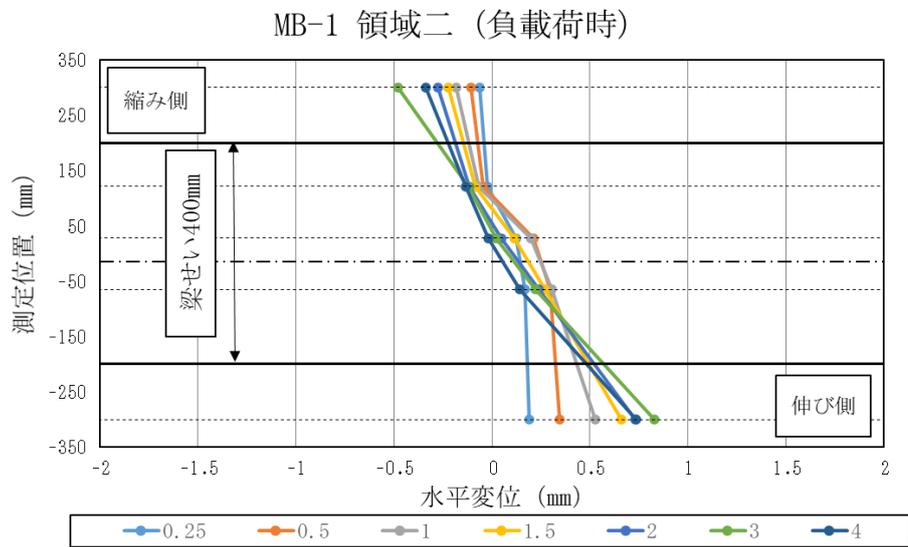
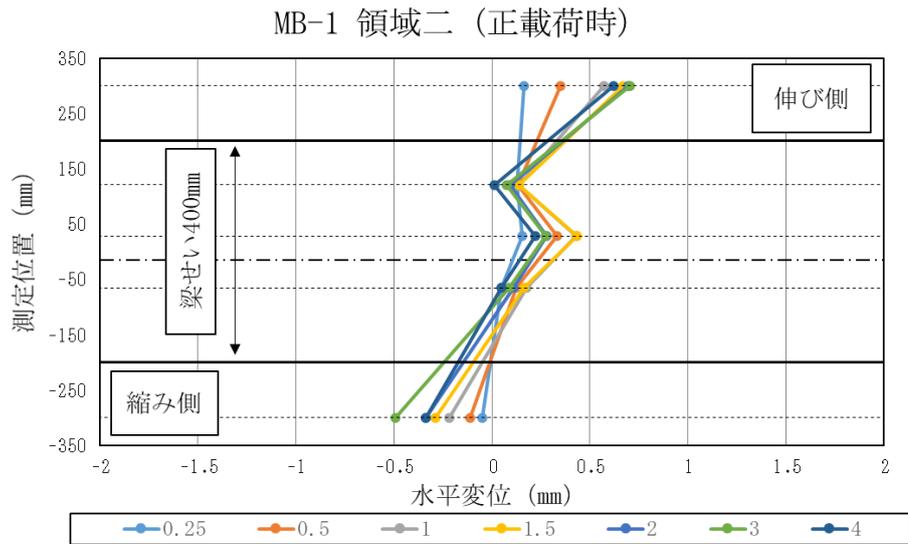
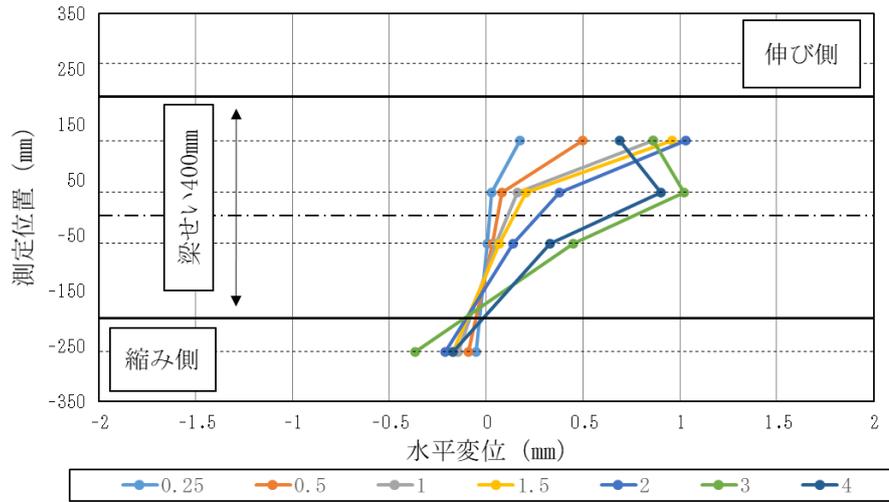


図 4. 2. 2-1 (b) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-1)

MB-1 領域三 (正載荷時)



MB-1 領域三 (負載荷時)

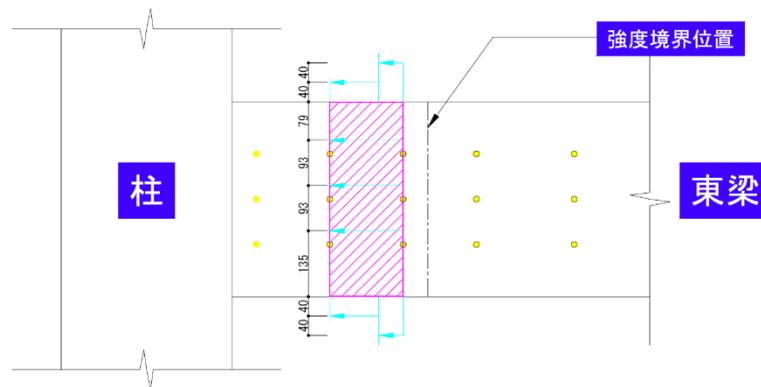
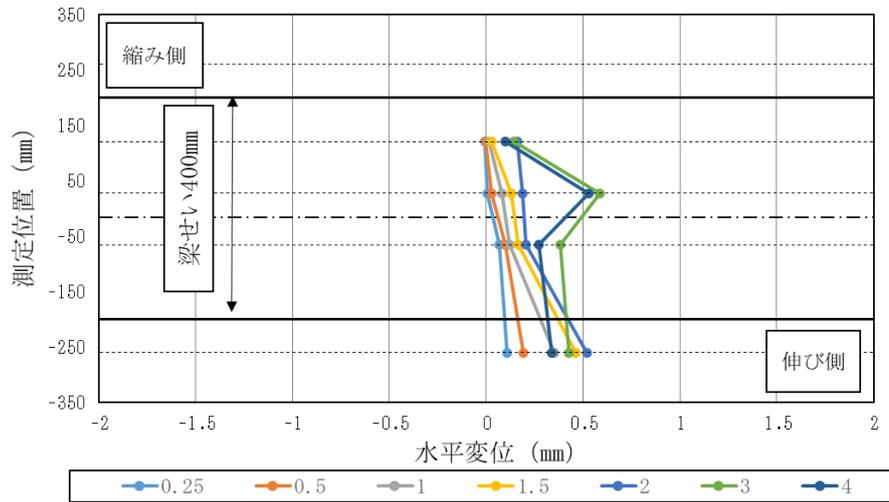
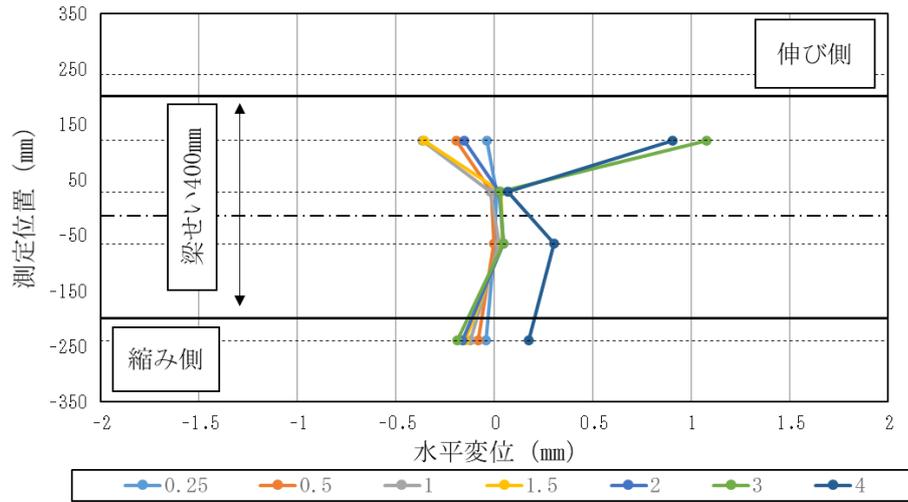


図 4.2.2-1(c) 梁の各領域の変形分布(試験体 MB-1)

MB-1 領域四 (正載荷時)



MB-1 領域四 (負載荷時)

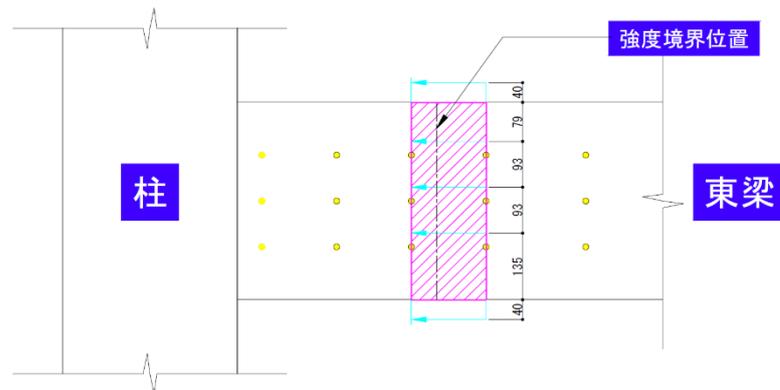
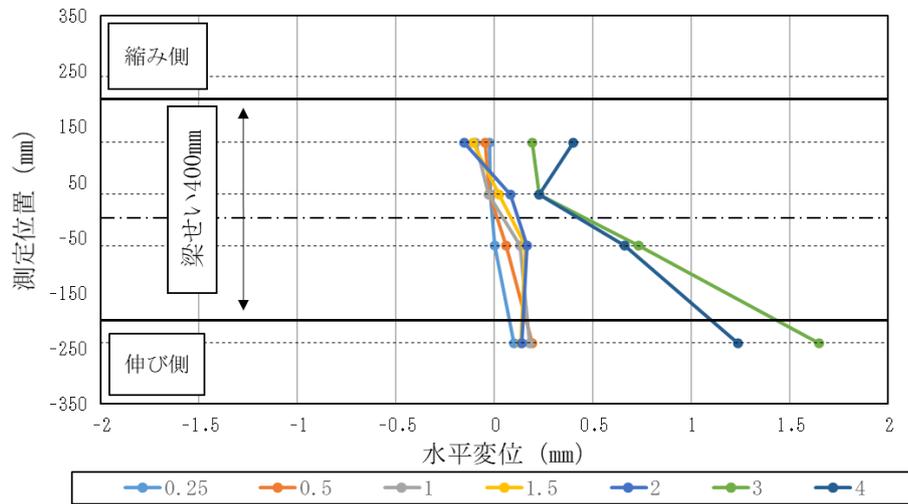
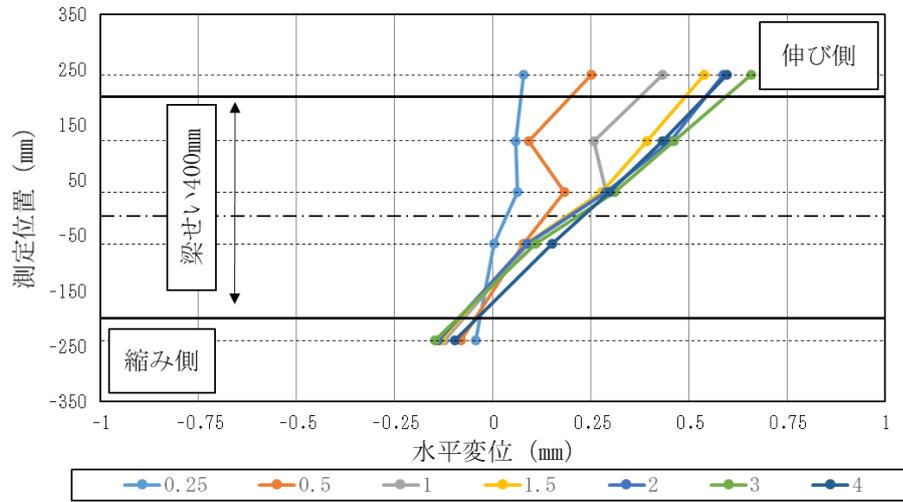


図 4. 2. 2-1 (d) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-1)

MB-1 領域五 (正載荷時)



MB-1 領域五 (負載荷時)

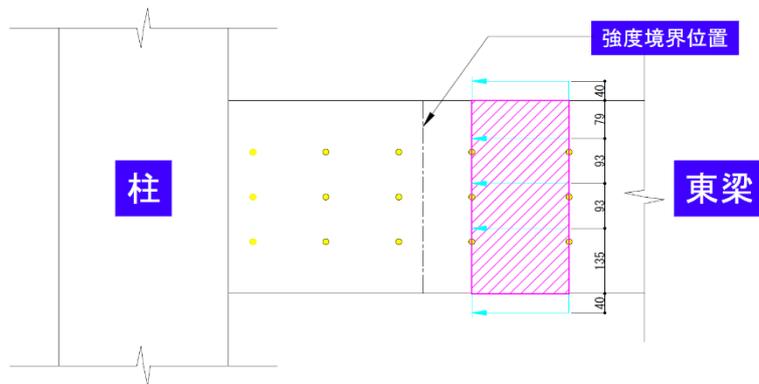
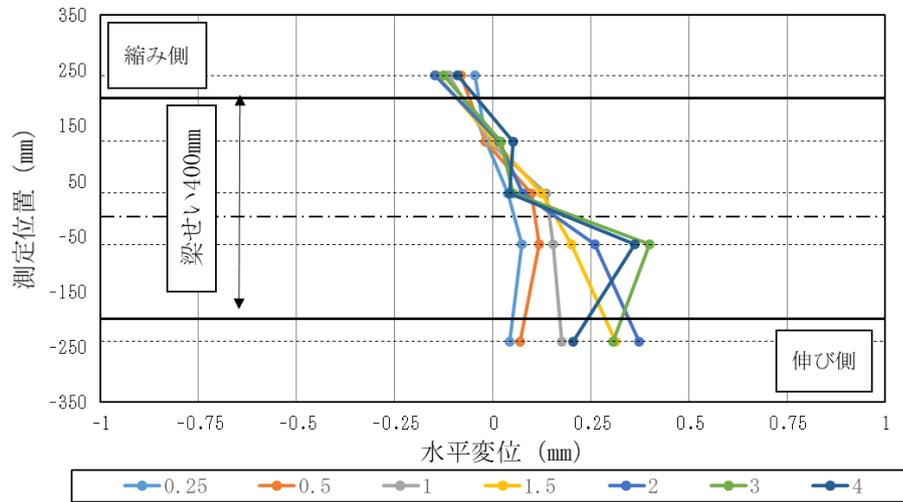


図 4. 2. 2-1 (e) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-1)

(b) 試験体 MB-4

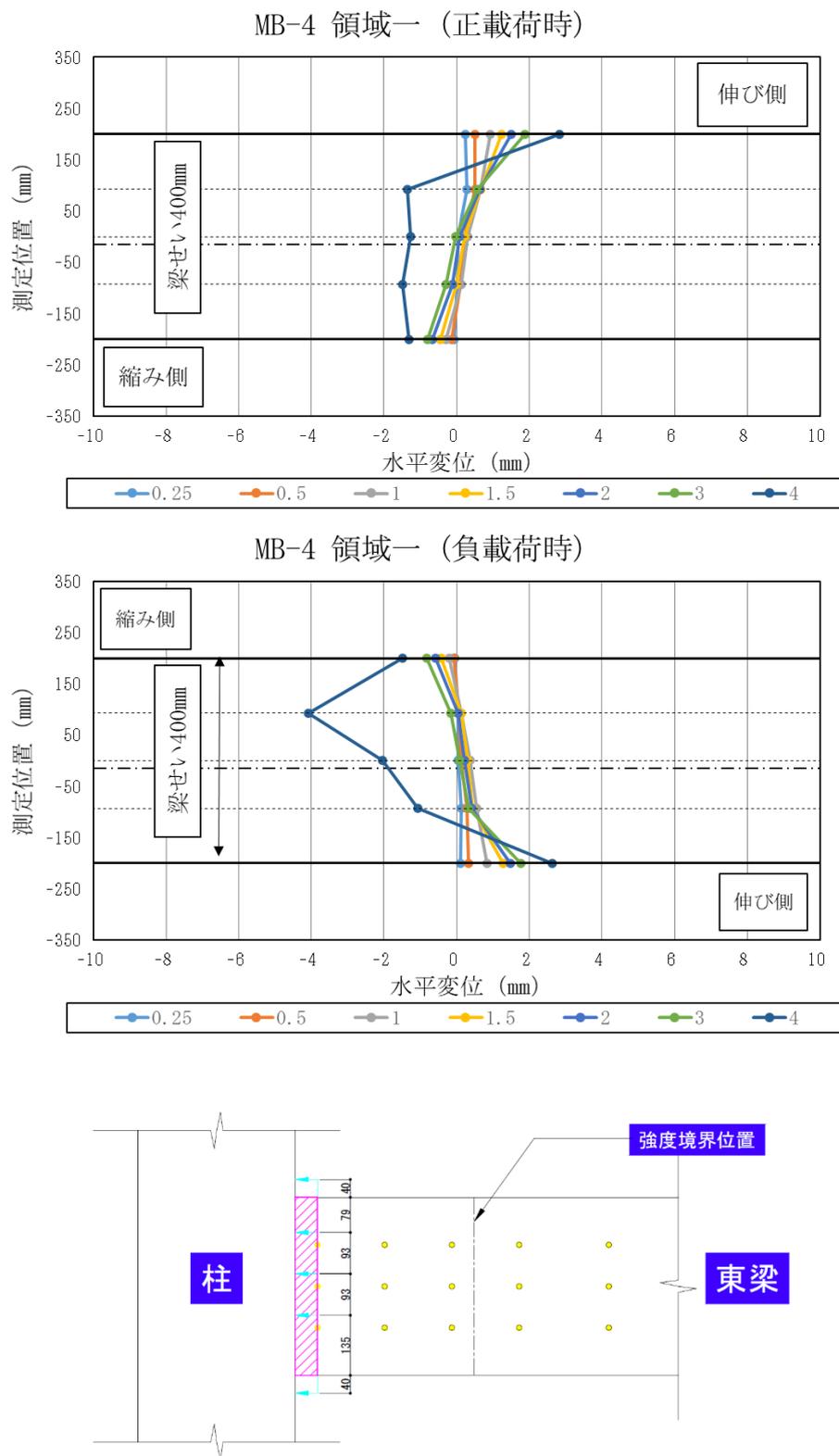
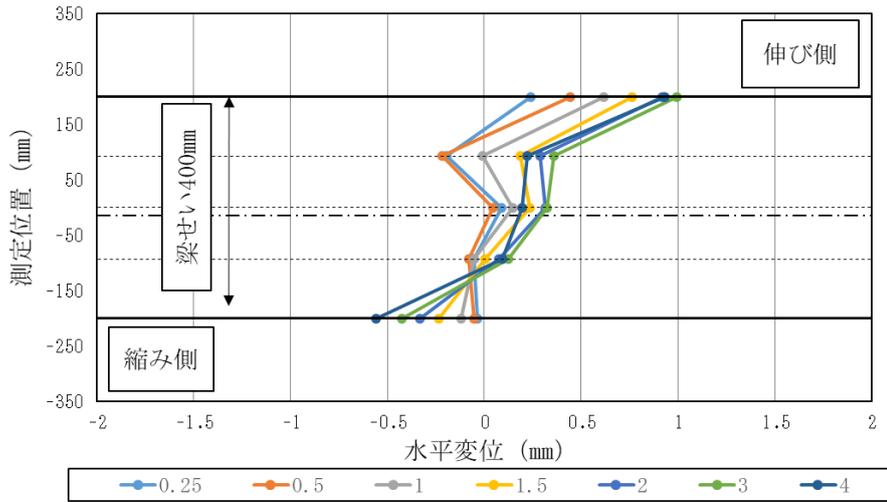


図 4.2.2-2(a) 梁の各領域の変形分布(試験体 MB-4)

MB-4 領域二 (正載荷時)



MB-4 領域二 (負載荷時)

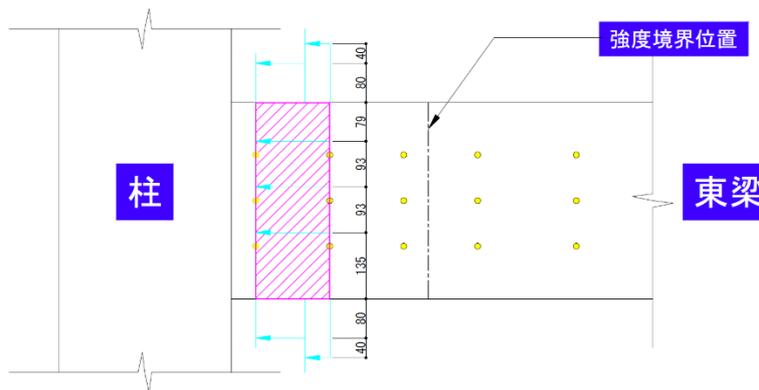
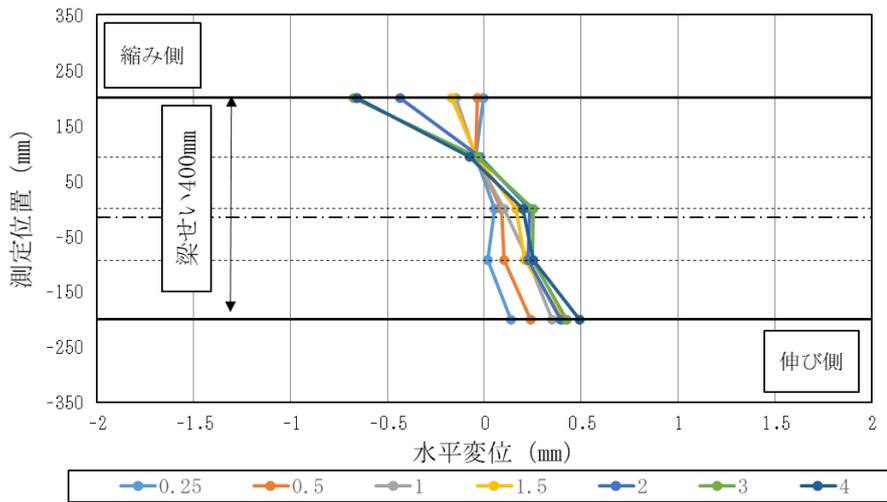
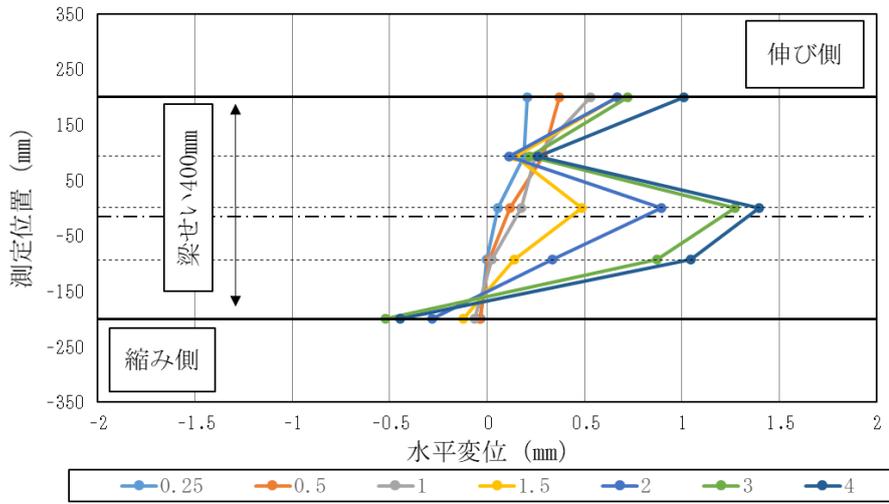


図 4. 2. 2-2(b) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-4)

MB-4 領域三 (正載荷時)



MB-4 領域三 (負載荷時)

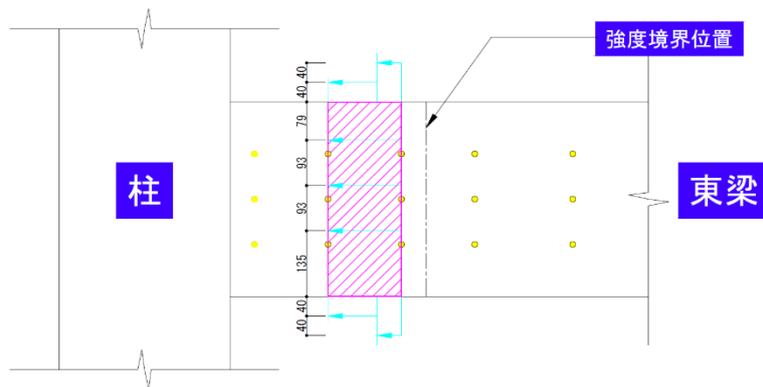
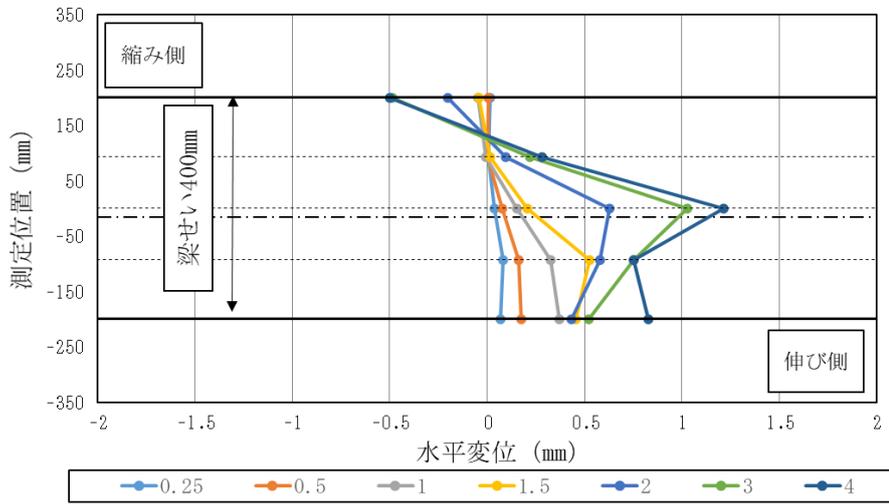
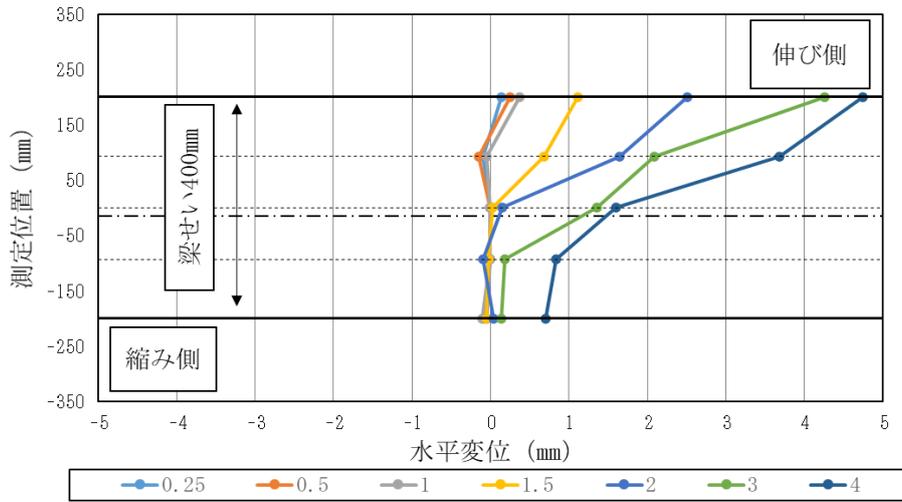


図 4. 2. 2-2(c) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-4)

MB-4 領域四 (正載荷時)



MB-4 領域四 (負載荷時)

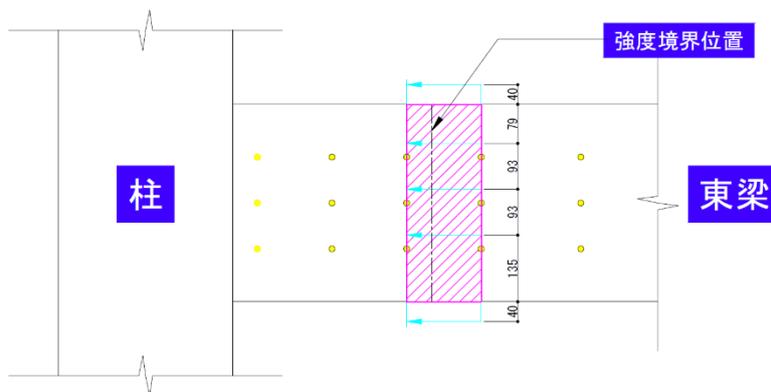
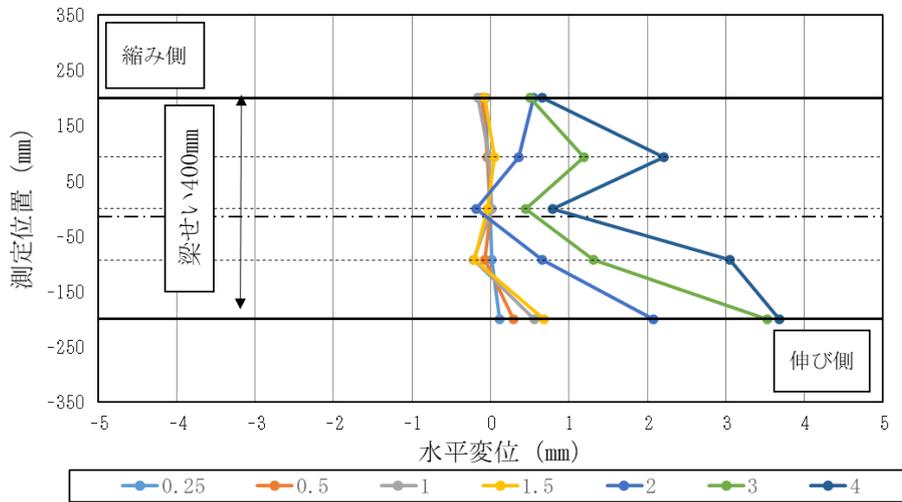
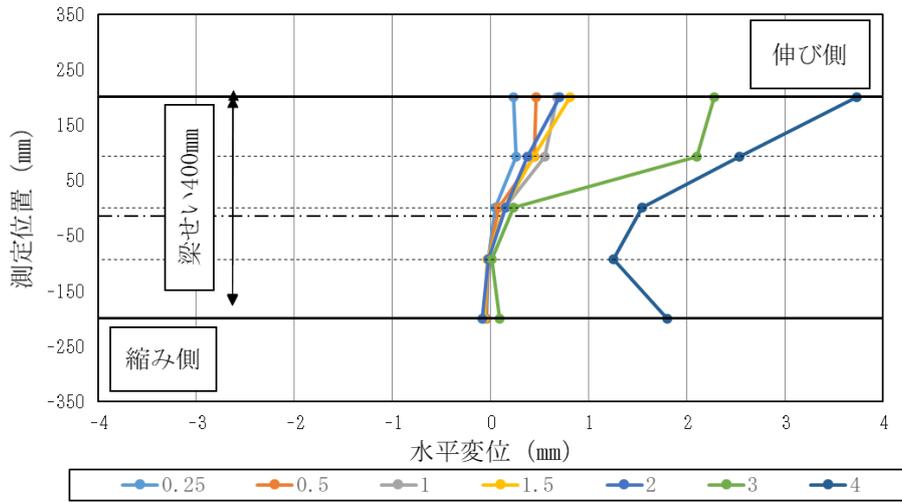


図 4. 2. 2-2(d) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-4)

MB-4 領域五 (正載荷時)



MB-4 領域五 (負載荷時)

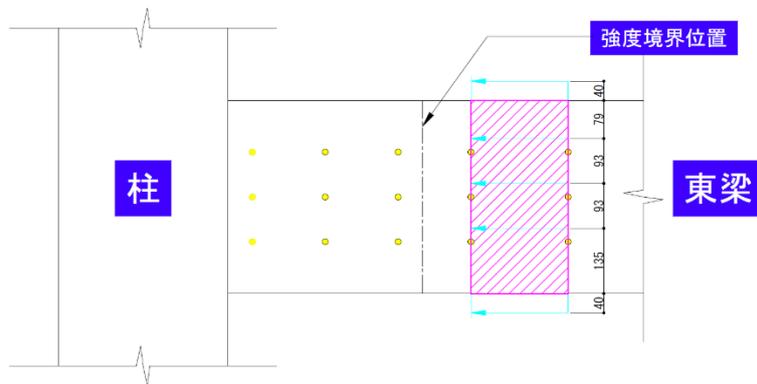
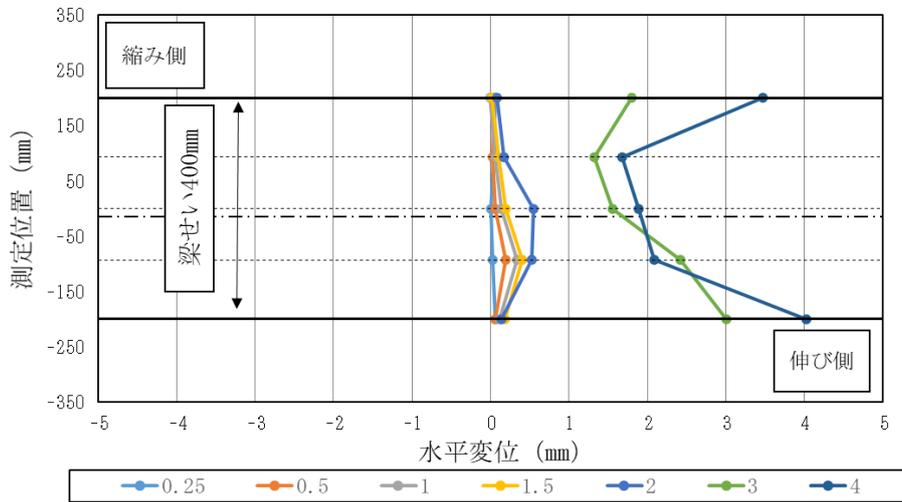


図 4. 2. 2-2(e) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-4)

(c) 試験体 MB-5

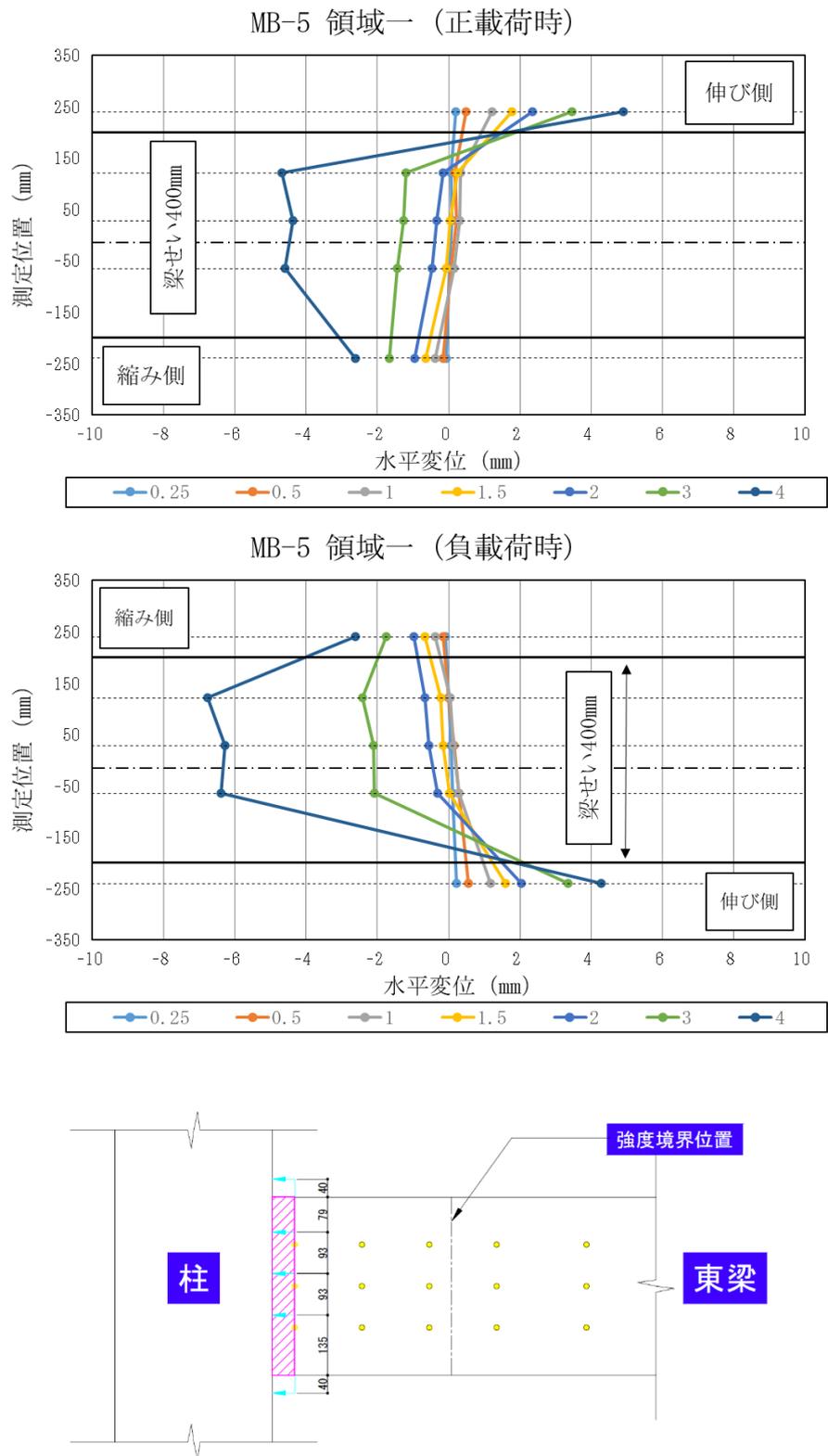


図 4.2.2-3(a) 梁の各領域の変形分布(試験体 MB-5)

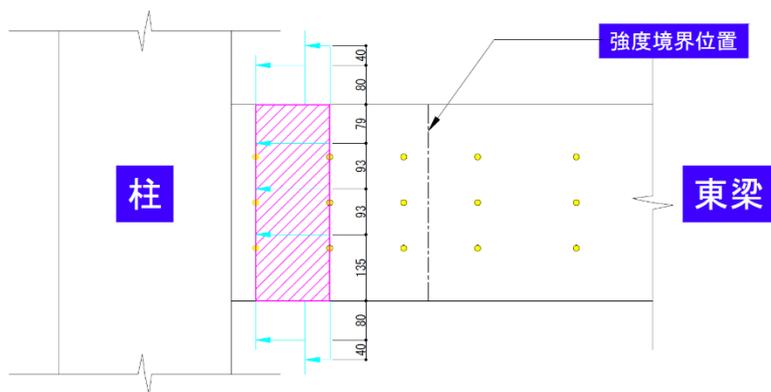
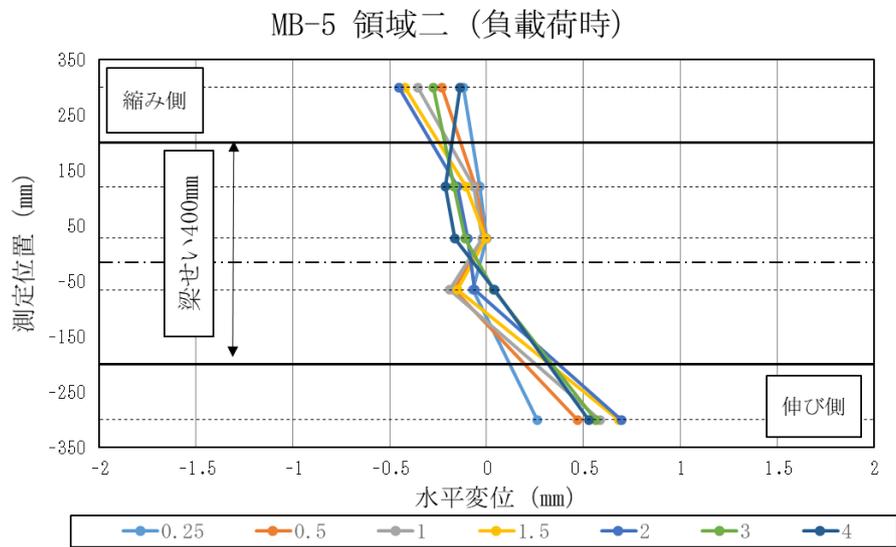
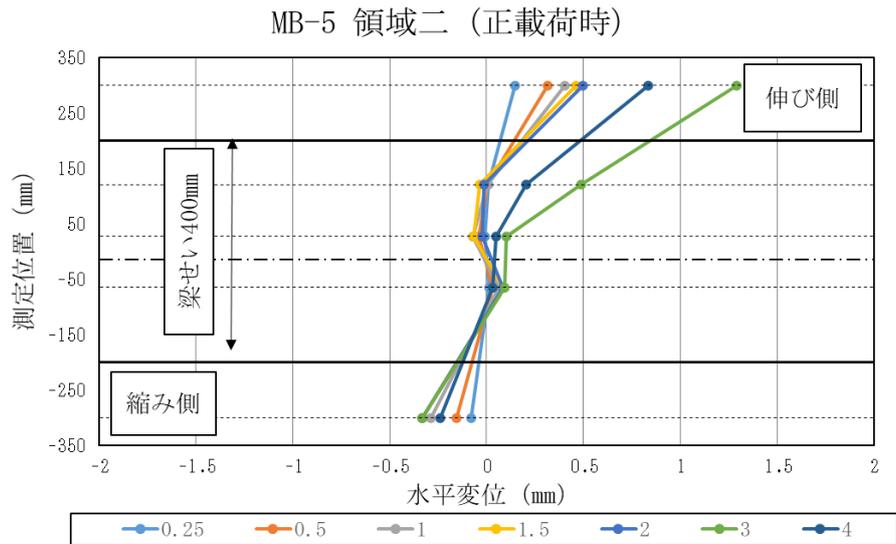
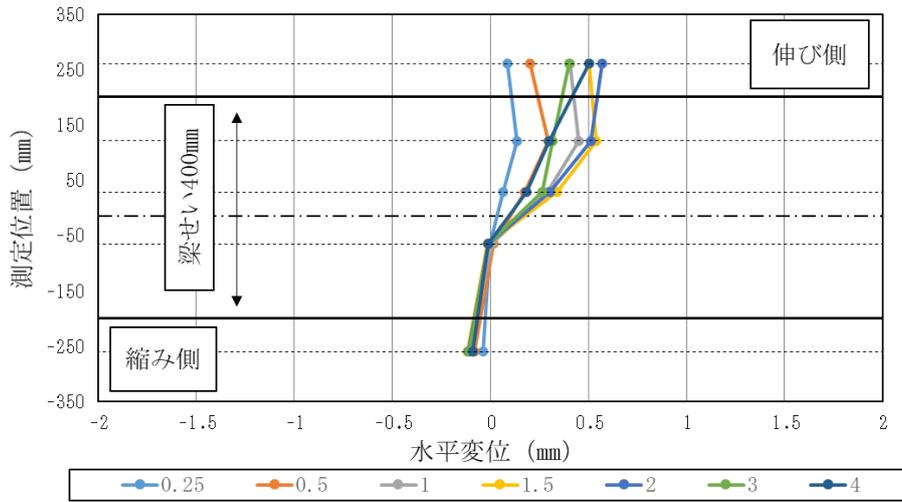


図 4. 2. 2-3(b) 梁の各領域の変形分布(試験体 MB-5)

MB-5 領域三 (正載荷時)



MB-5 領域三 (負載荷時)

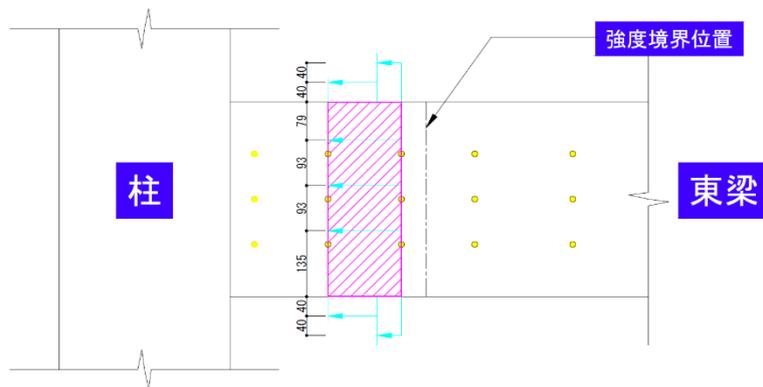
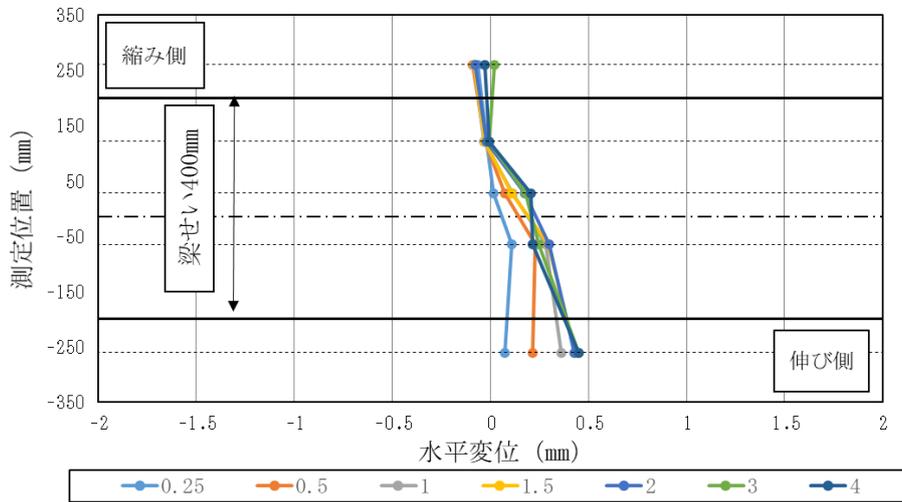
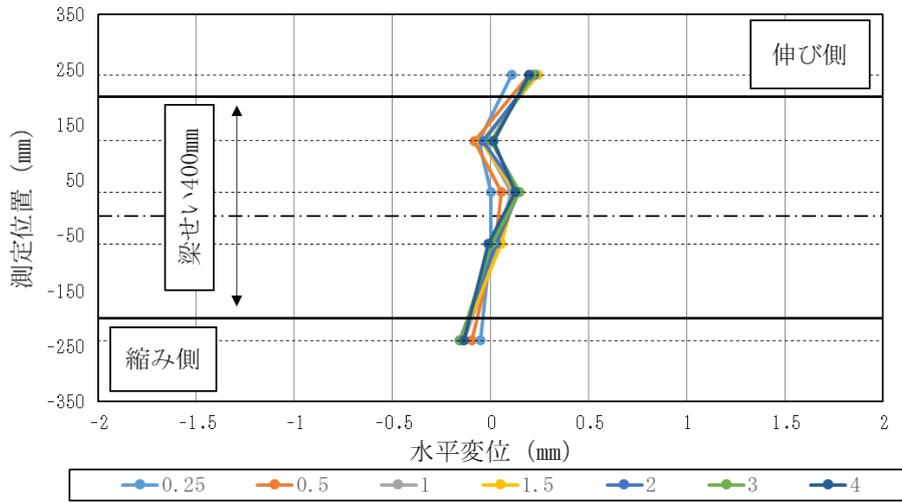


図 4. 2. 2-3(c) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-5)

MB-5 領域四 (正載荷時)



MB-5 領域四 (負載荷時)

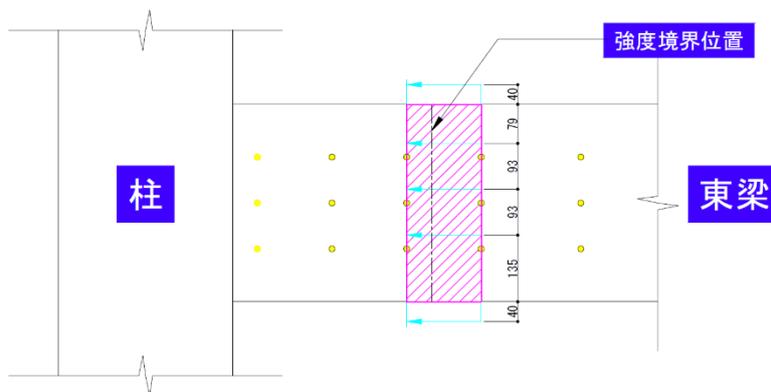
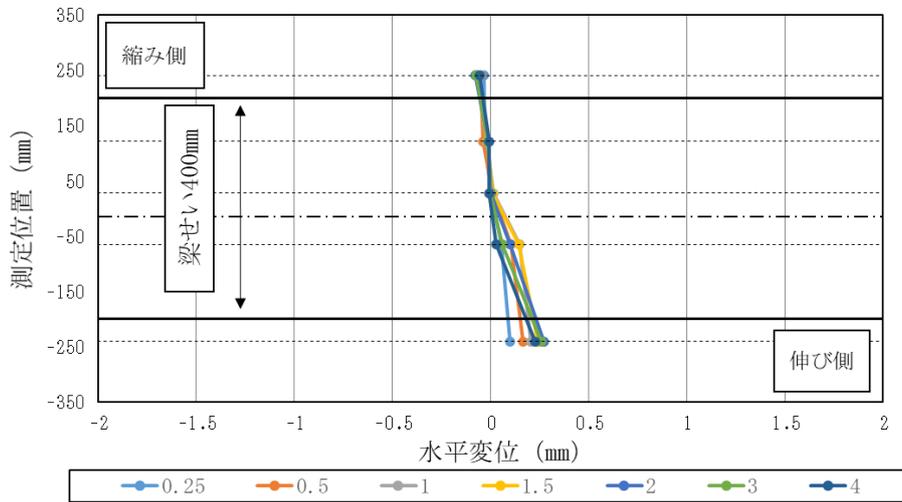


図 4. 2. 2-3(d) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-5)

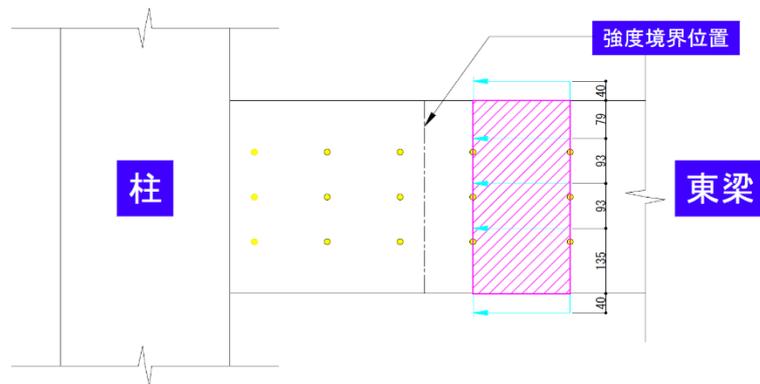
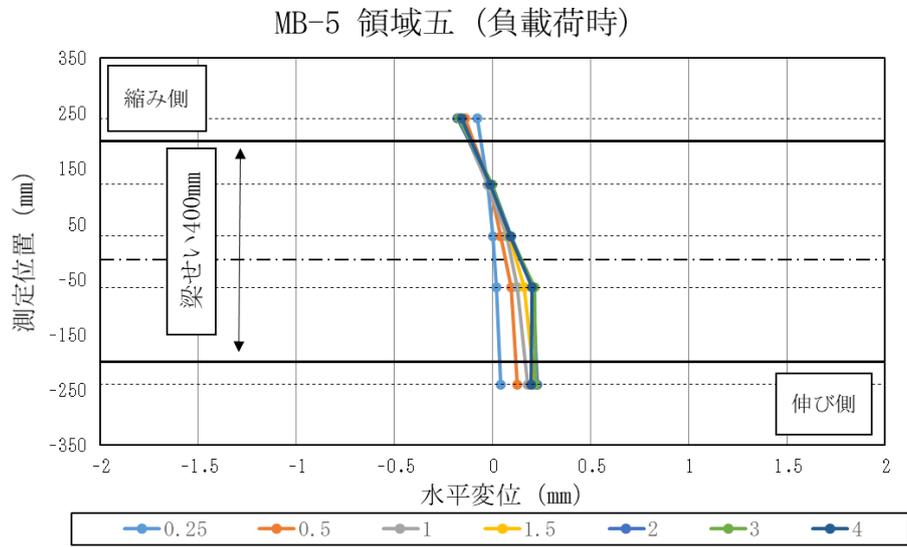
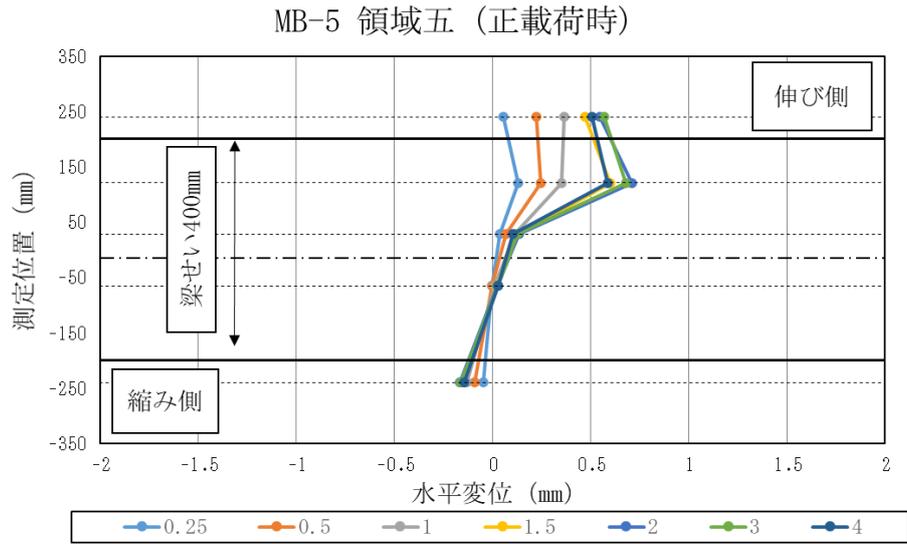


図 4. 2. 2-3(e) 梁の各領域の変形分布(試験体 MB-5)

(d) 試験体 MB-6

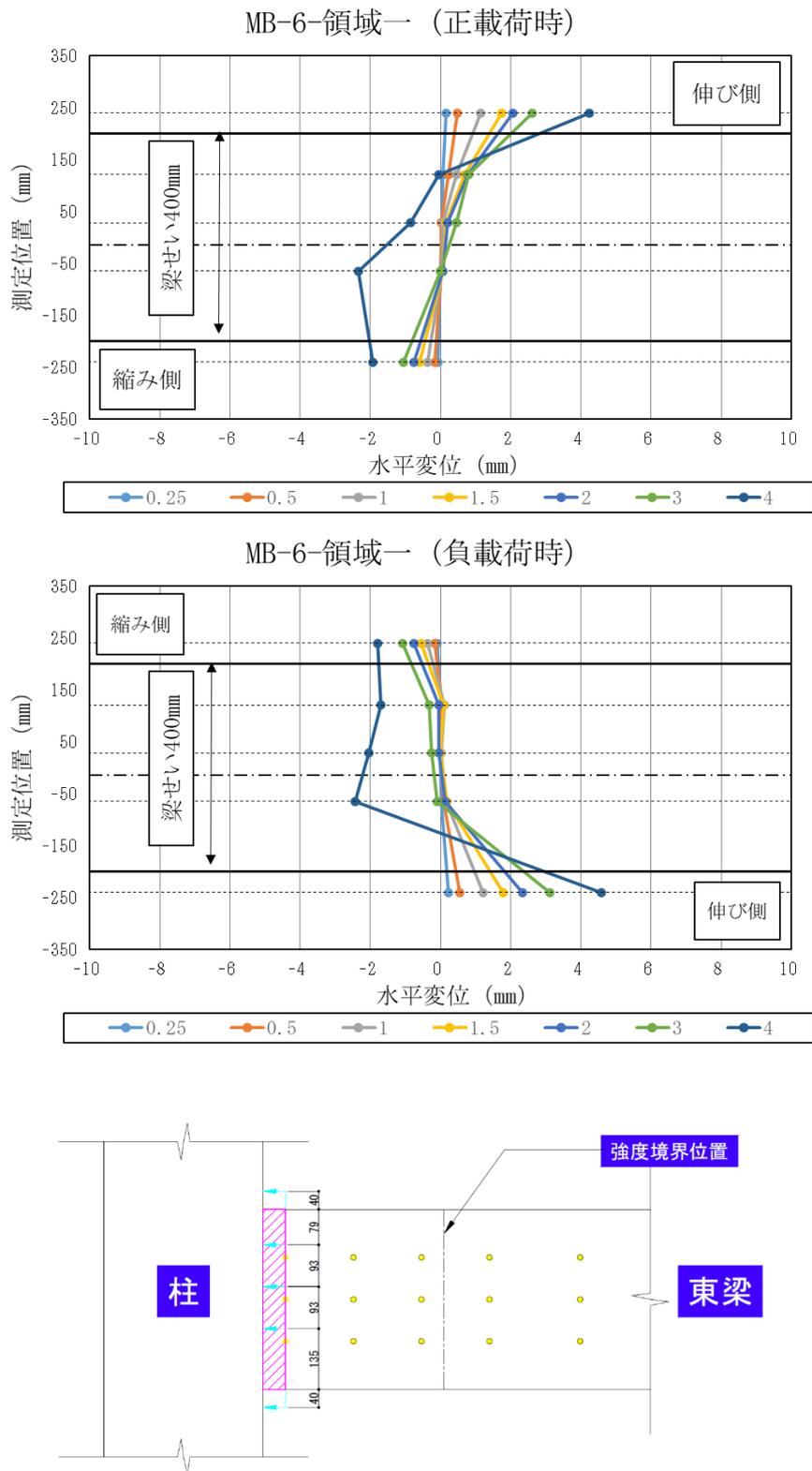


図 4.2.2-4(a) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-6)

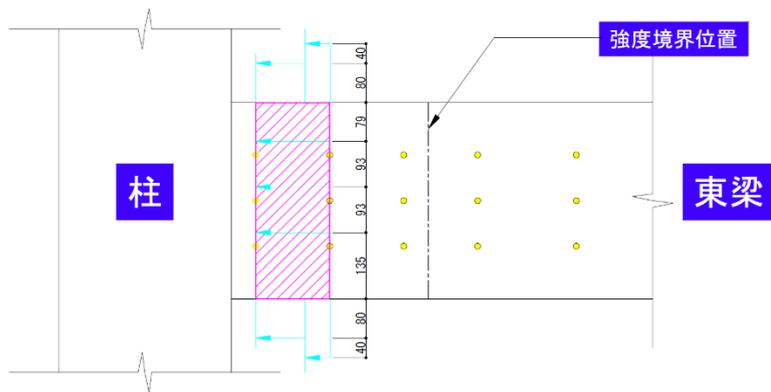
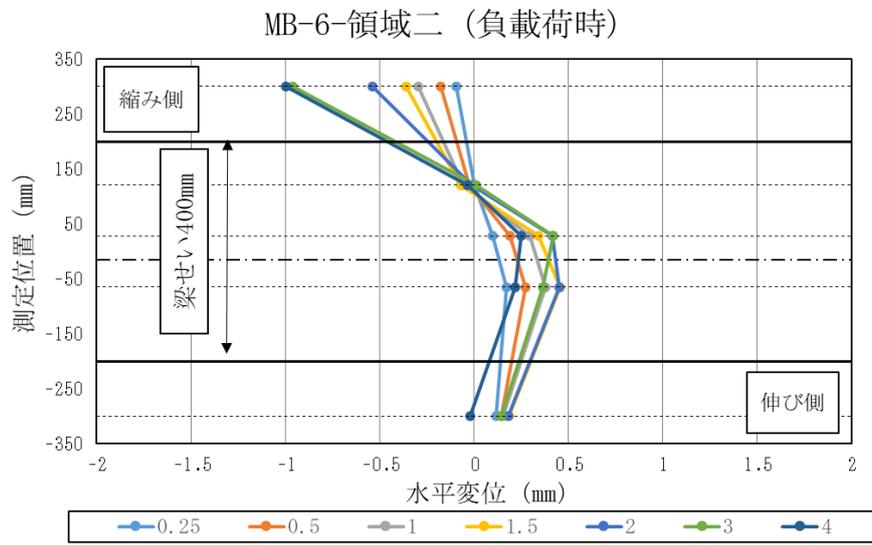
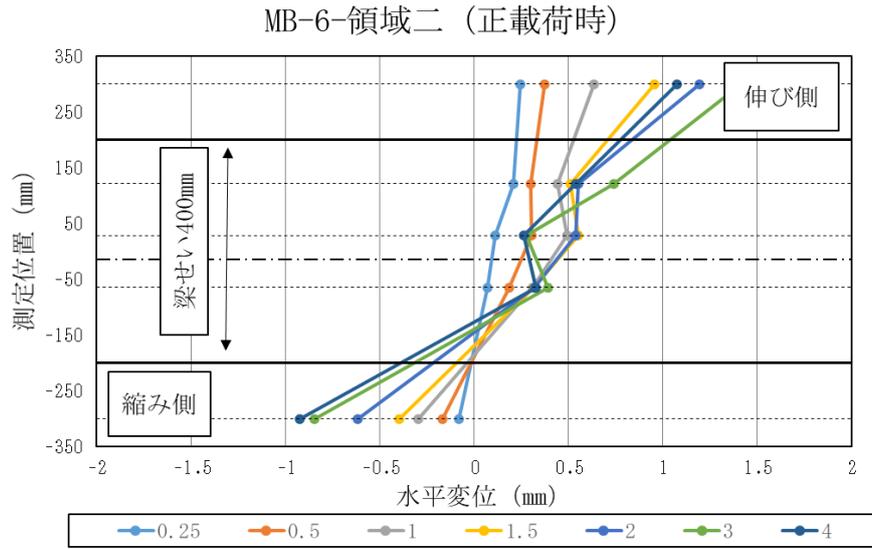


図 4. 2. 2-4(b) 梁の各領域の変形分布(試験体 MB-6)

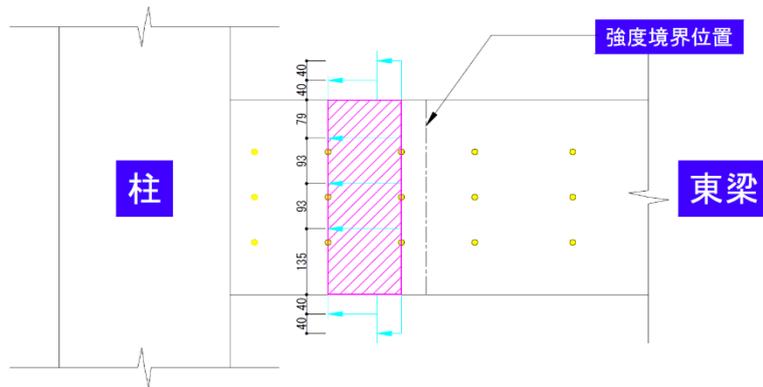
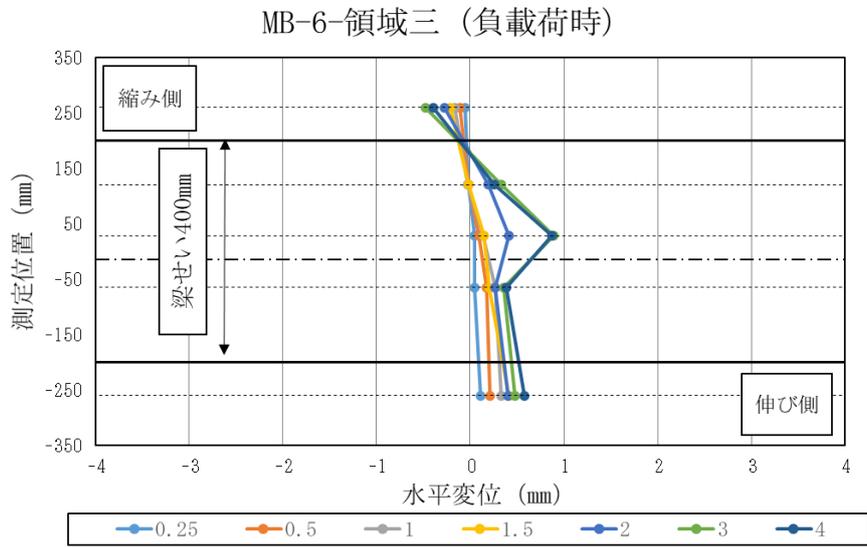
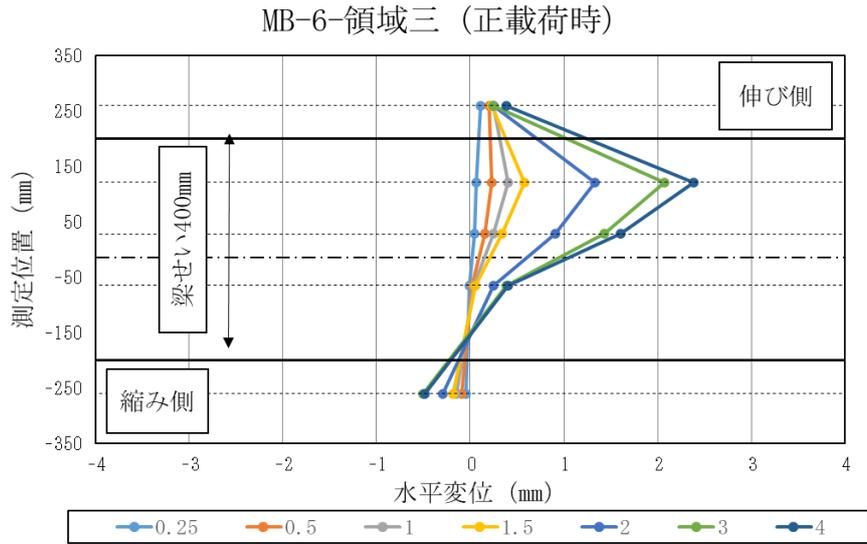


図 4. 2. 2-4(c) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-6)

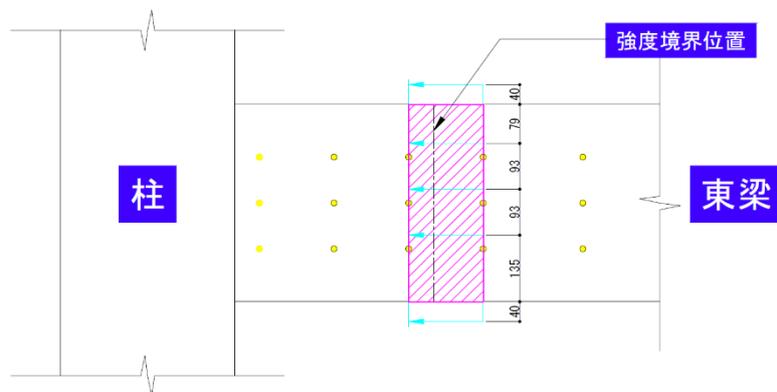
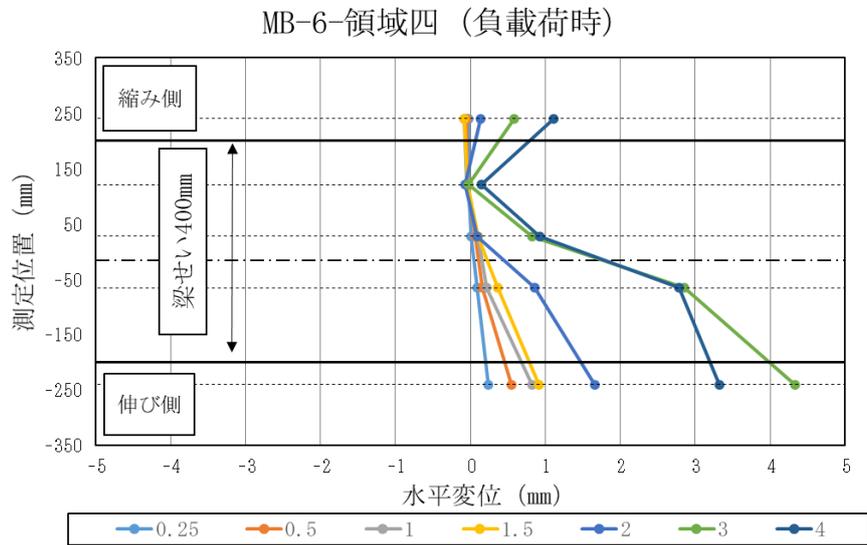
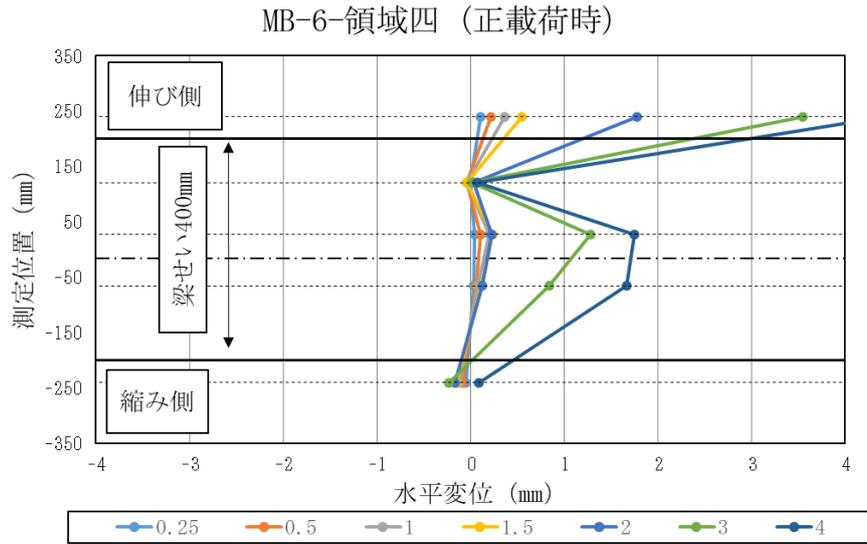
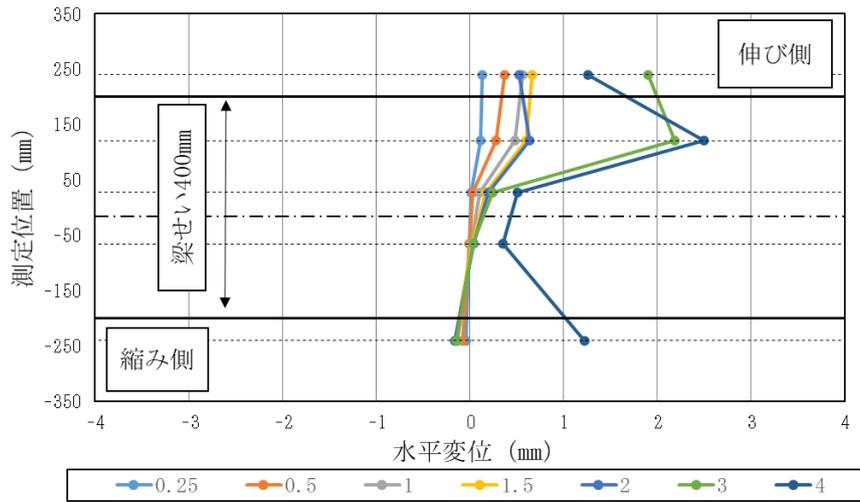


図 4. 2. 2-4(d) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-6)

MB-6-領域五 (正載荷時)



MB-6-領域五 (負載荷時)

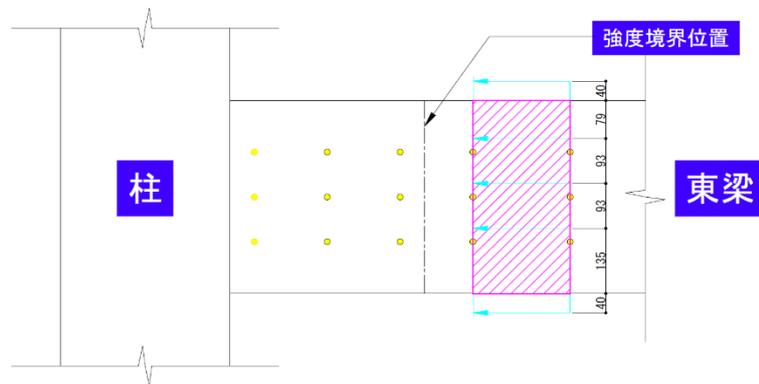
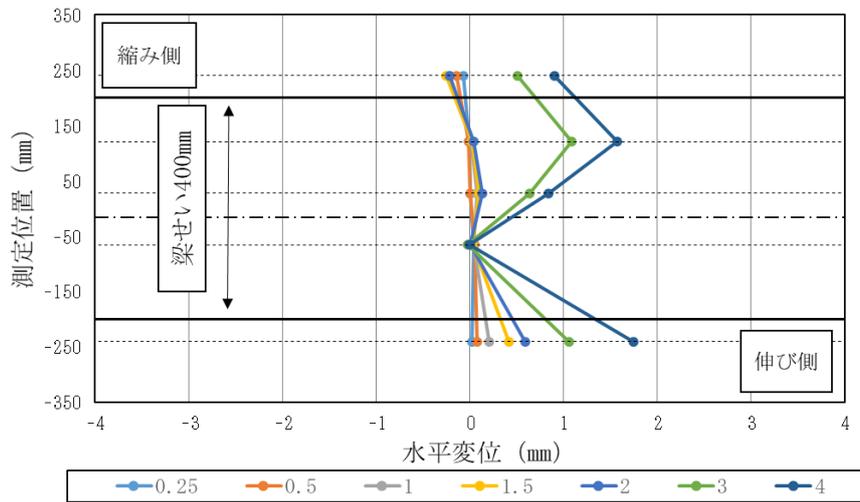


図 4. 2. 2-4(e) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-6)

(e) 試験体 MB-9

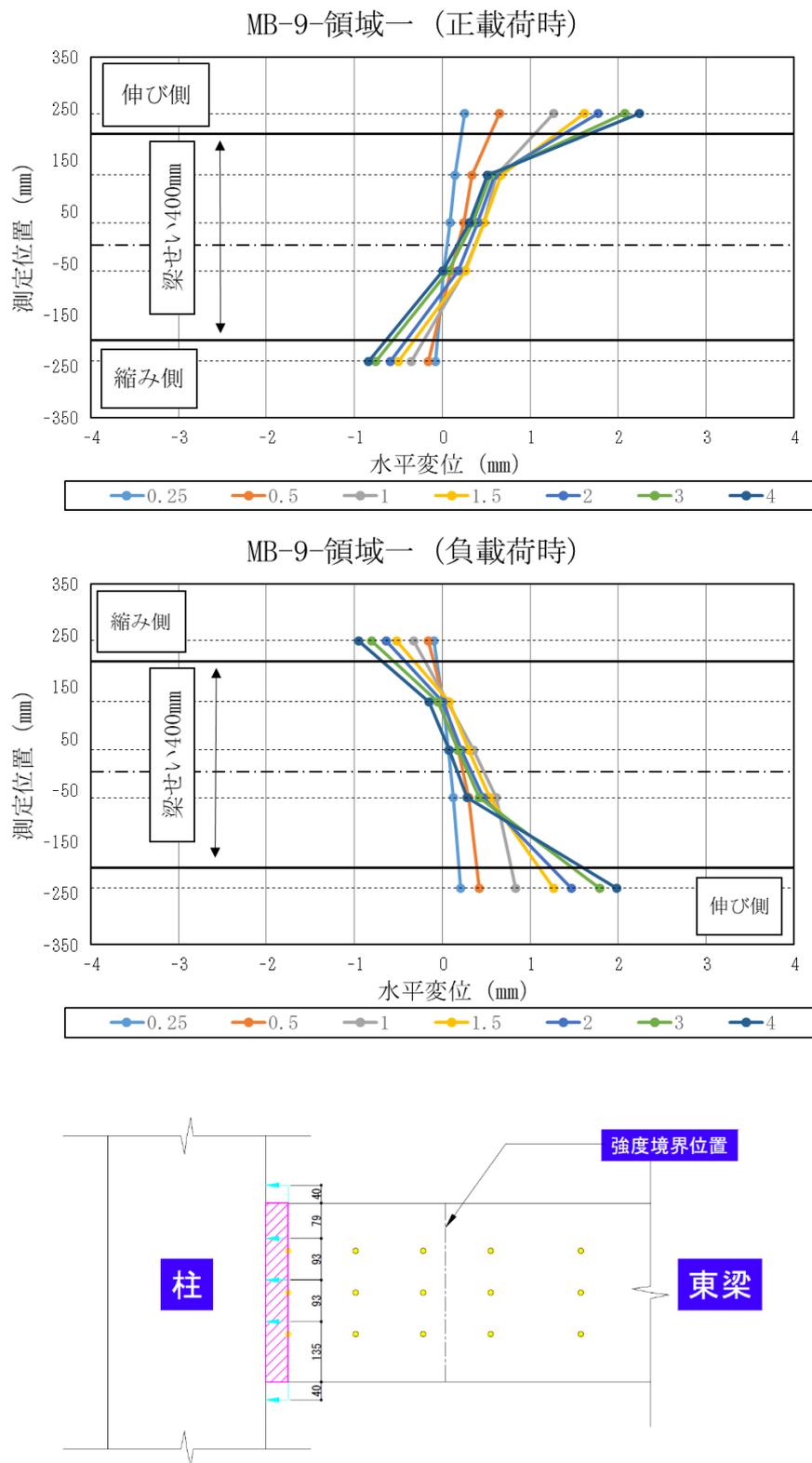


図 4.2.2-5(a) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-9)

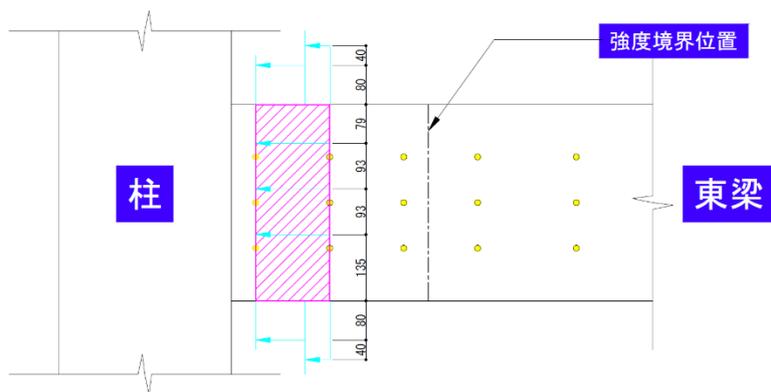
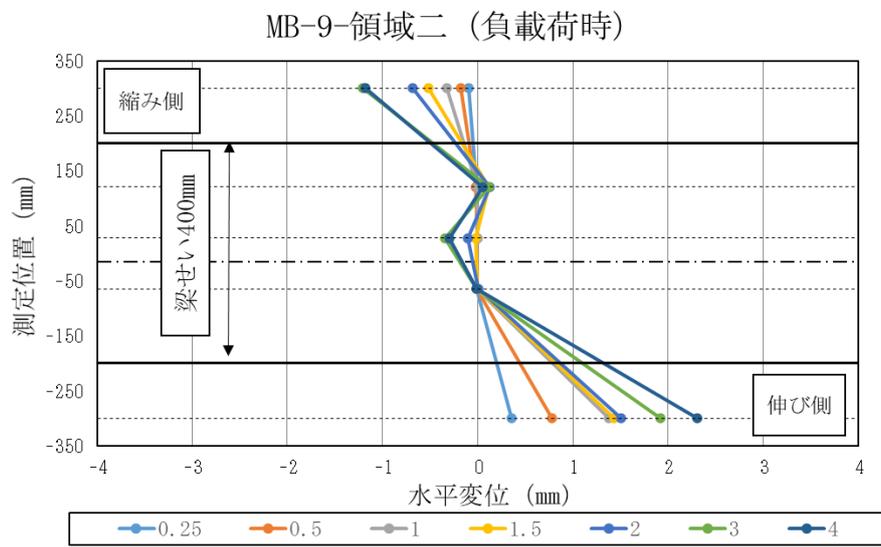
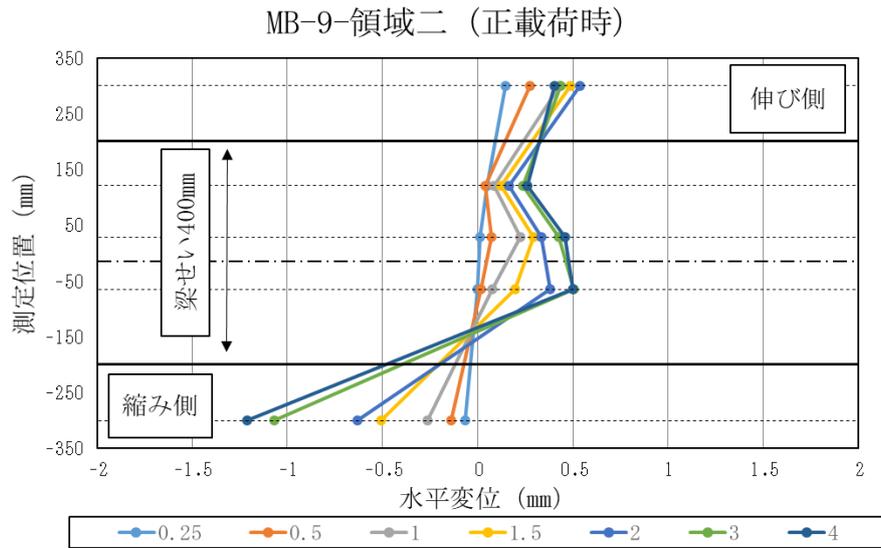


図 4. 2. 2-5(b) 梁の各領域の変形分布(試験体 MB-9)

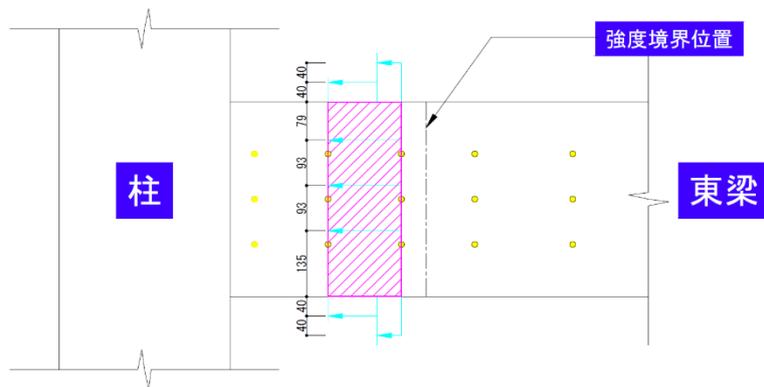
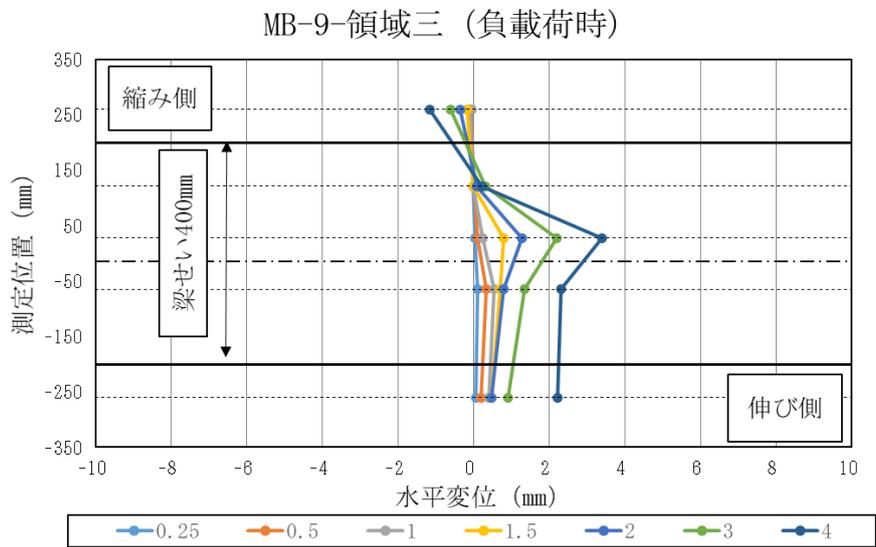
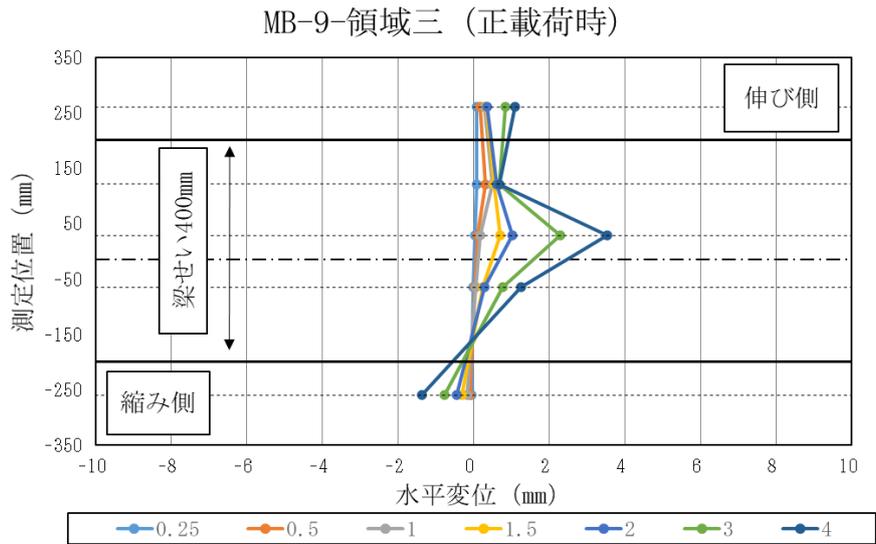
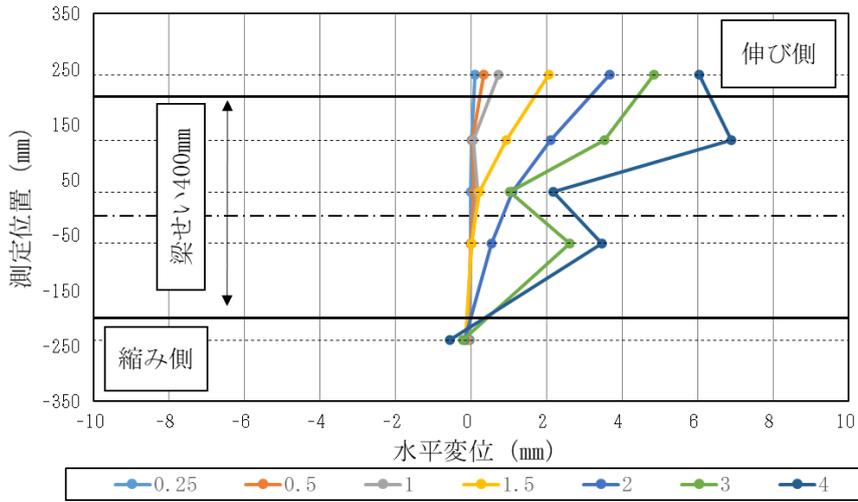


図 4. 2. 2-5(c) 梁の各領域の変形分布(試験体 MB-9)

MB-9-領域四 (正載荷時)



MB-9-領域四 (負載荷時)

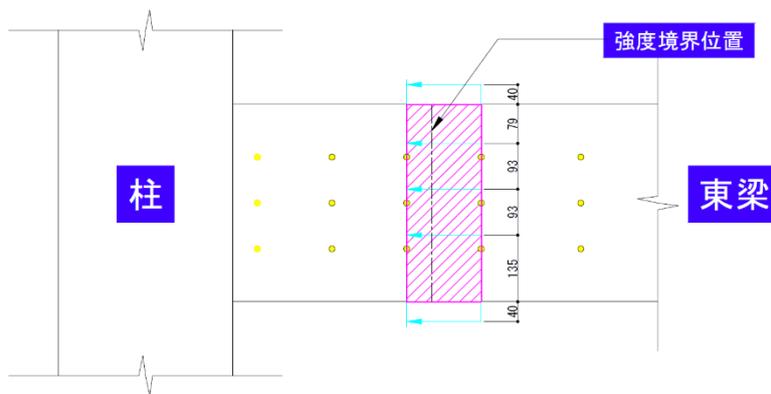
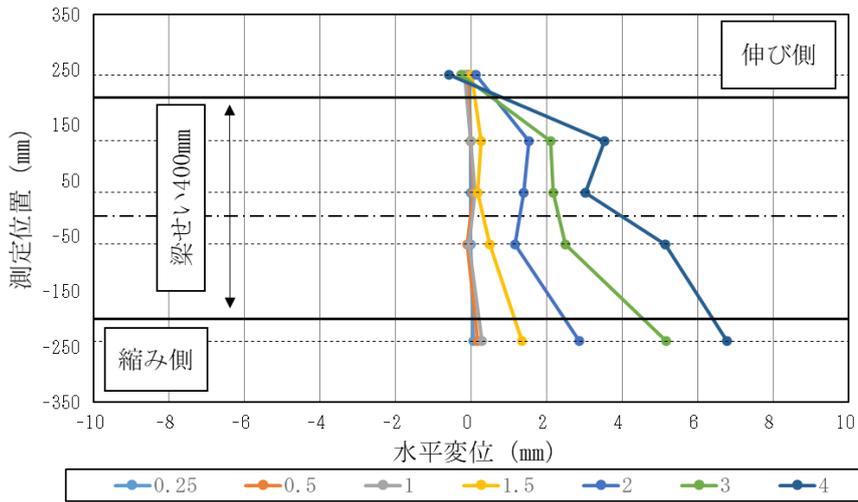
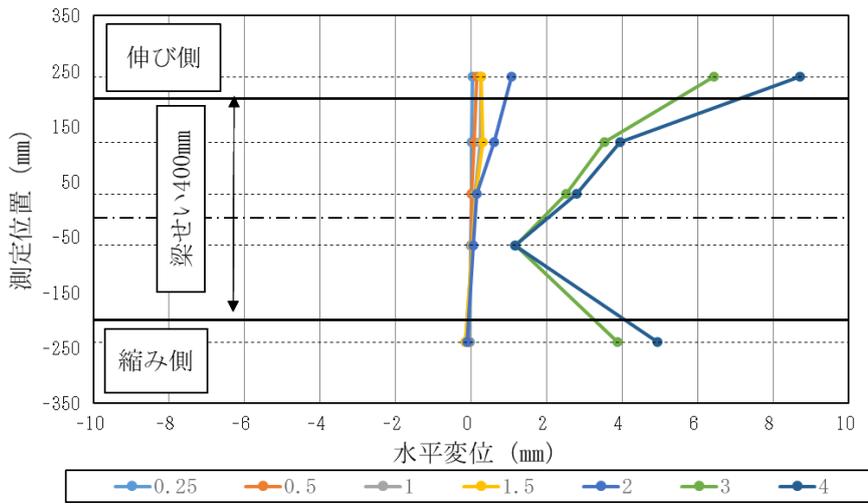


図 4. 2. 2-5(d) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-9)

MB-9-領域五（正載荷時）



MB-9-領域五（負載荷時）

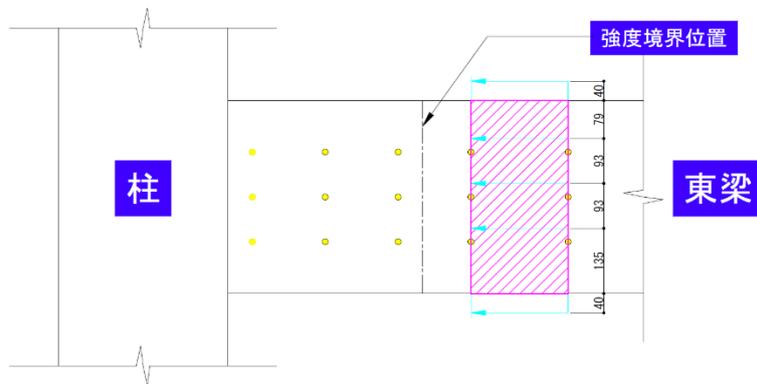
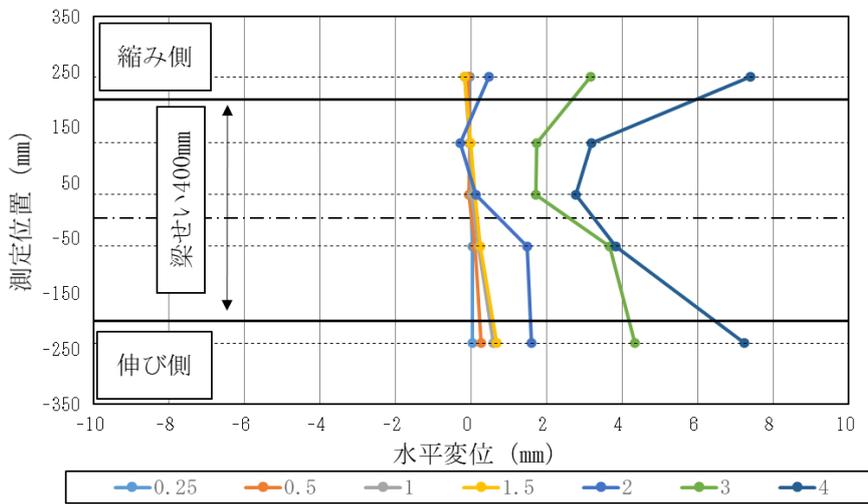


図 4. 2. 2-5(e) 梁の各領域の変形分布(試験体 MB-9)

(f) 試験体 MB-10

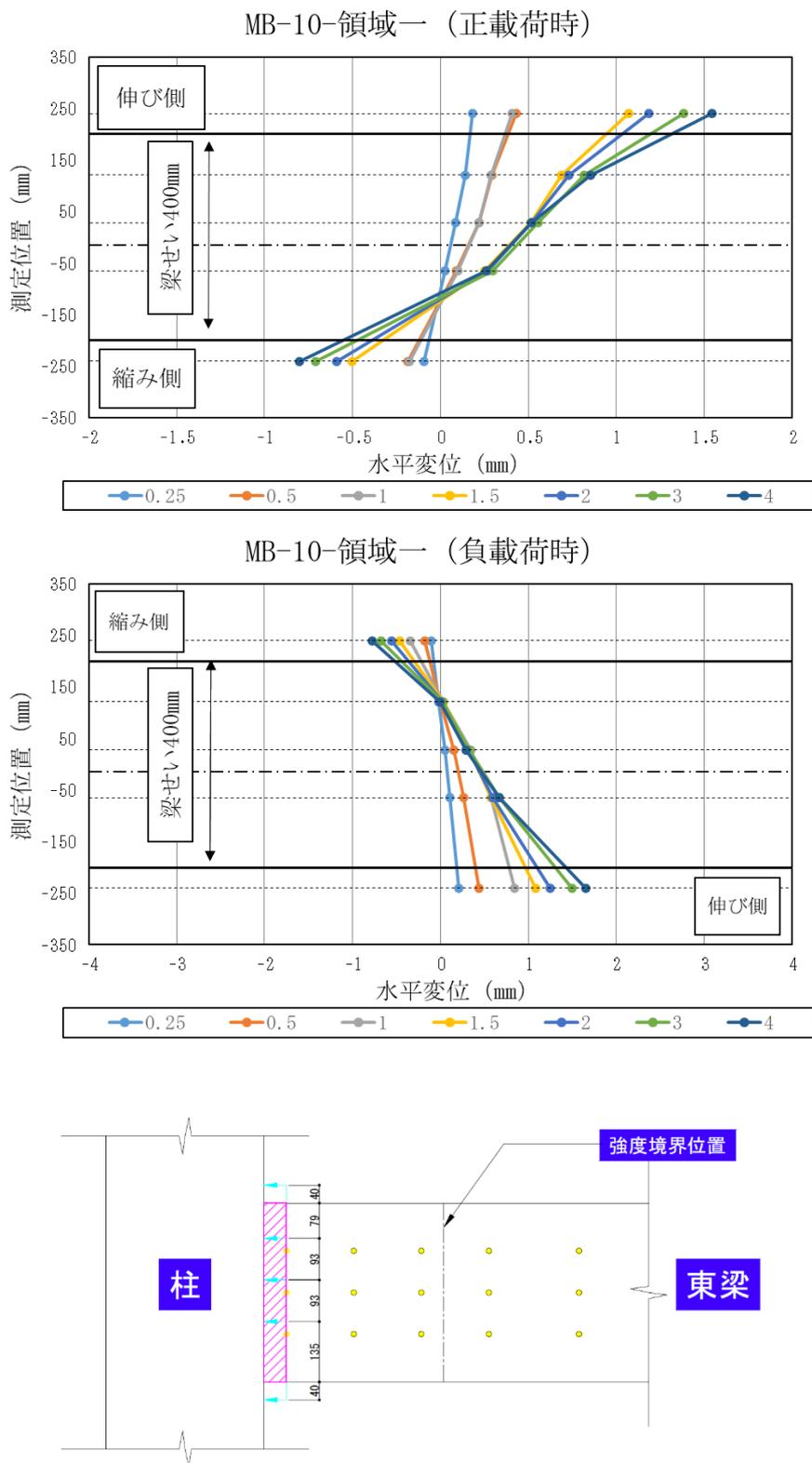


図 4.2.2-6 (a) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-10)

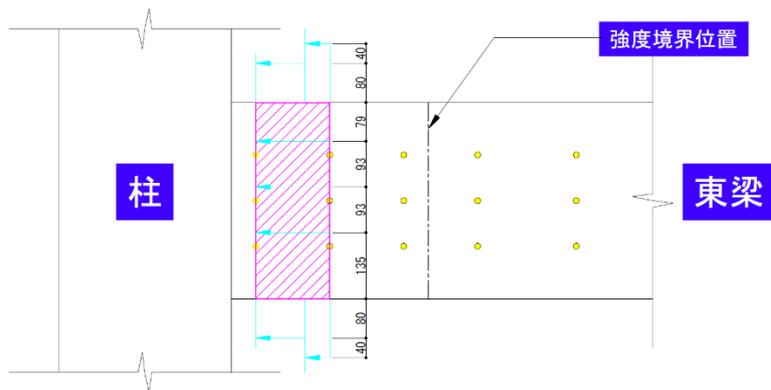
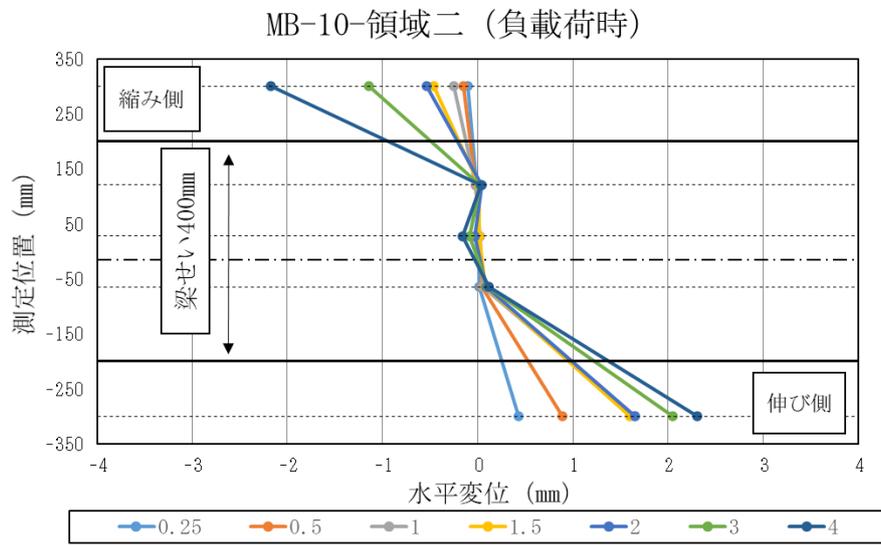
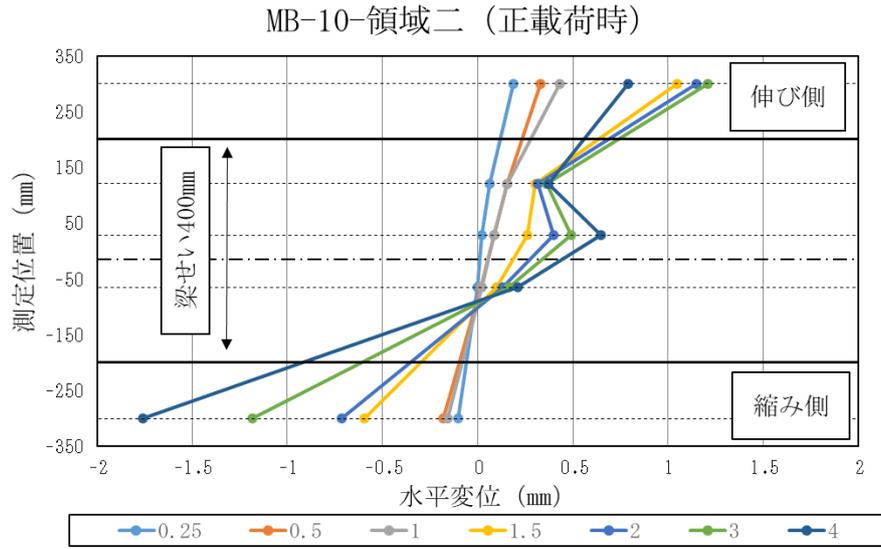
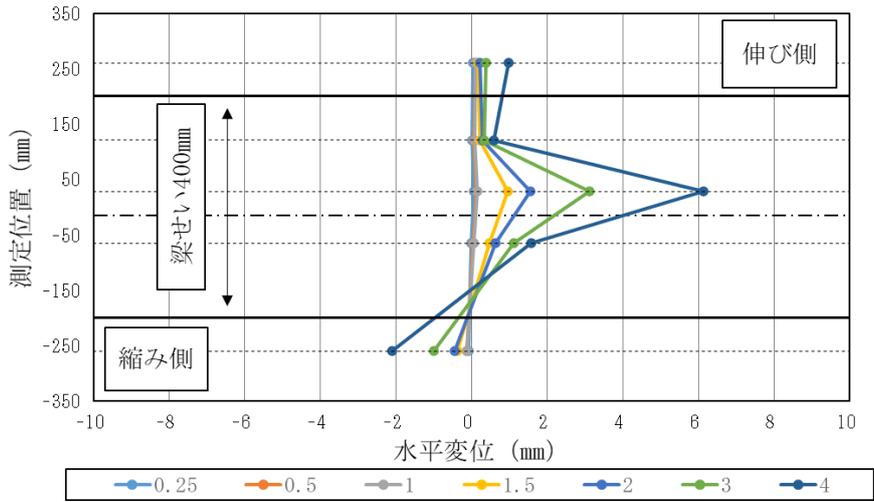


図 4. 2. 2-6 (b) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-10)

MB-10-領域三（正載荷時）



MB-10-領域三（負載荷時）

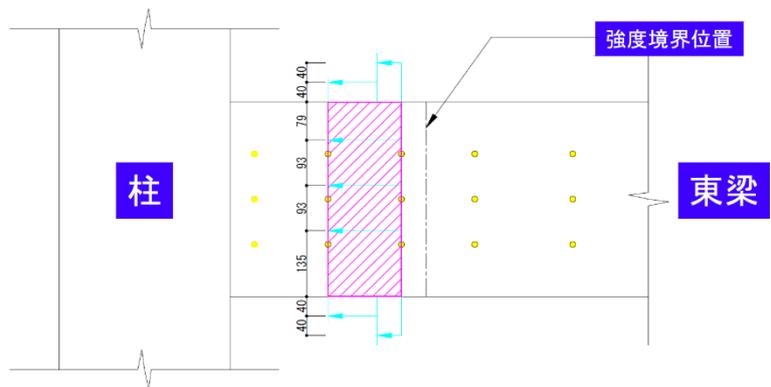
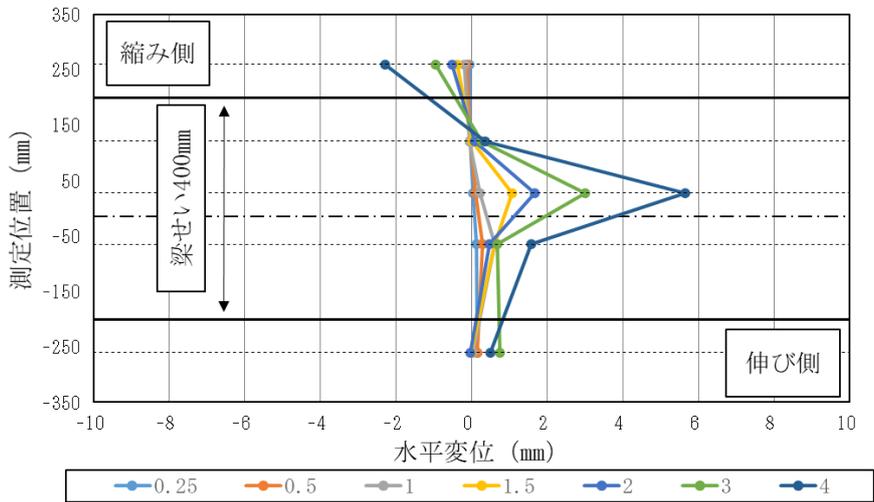
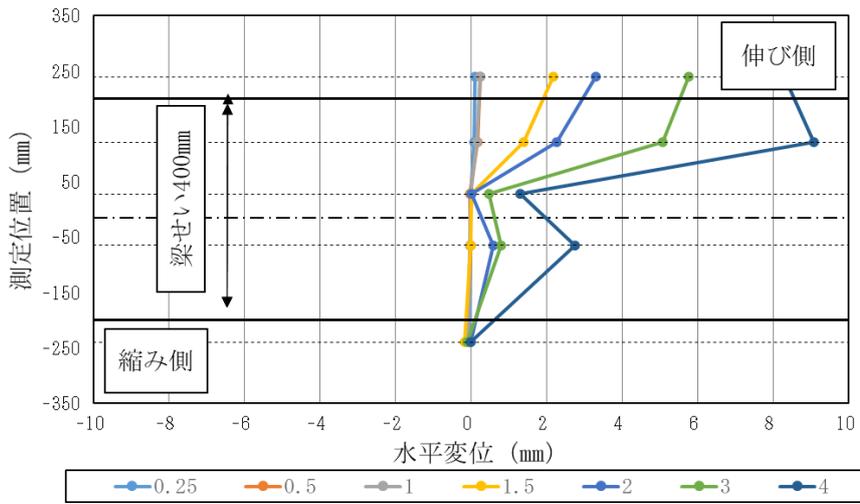


図 4.2.2-6(c) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-10)

MB-10-領域四（正載荷時）



MB-10-領域四（負載荷時）

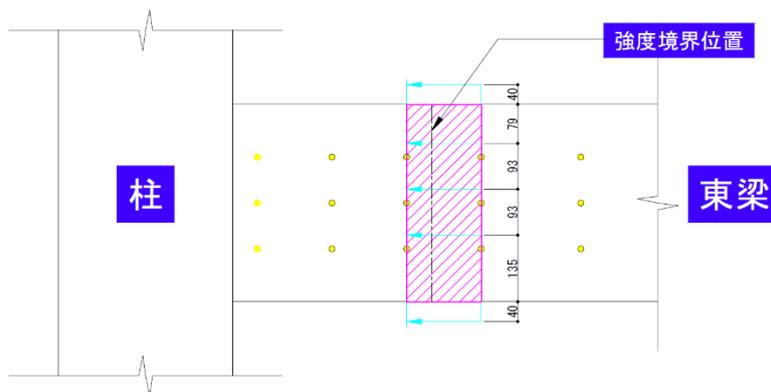
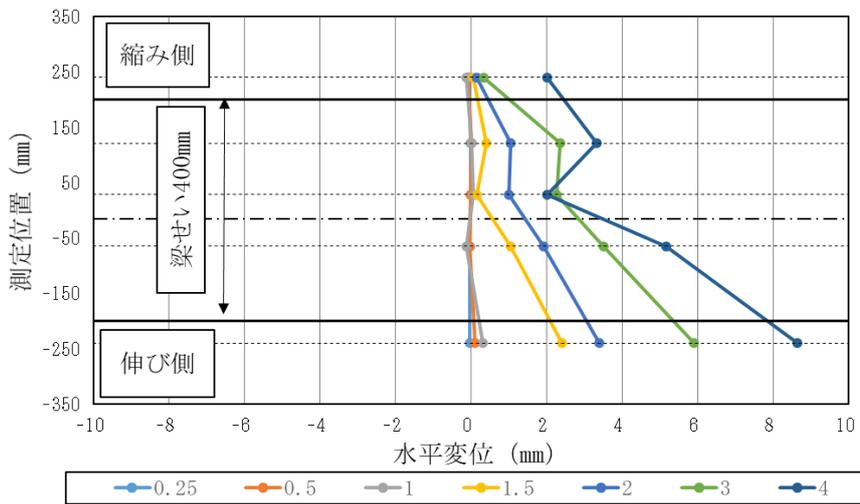
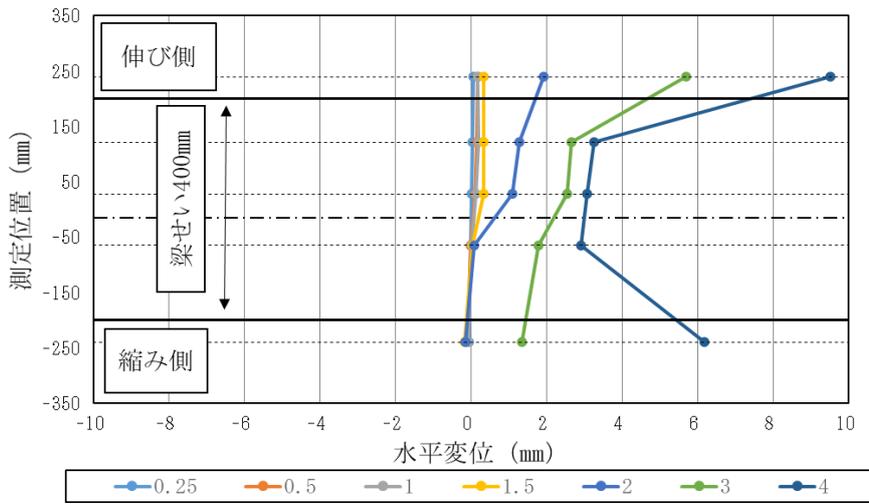


図 4.2.2-6(d) 梁の各領域の変形分布(試験体 MB-10)

MB-10-領域五（正載荷時）



MB-10-領域五（負載荷時）

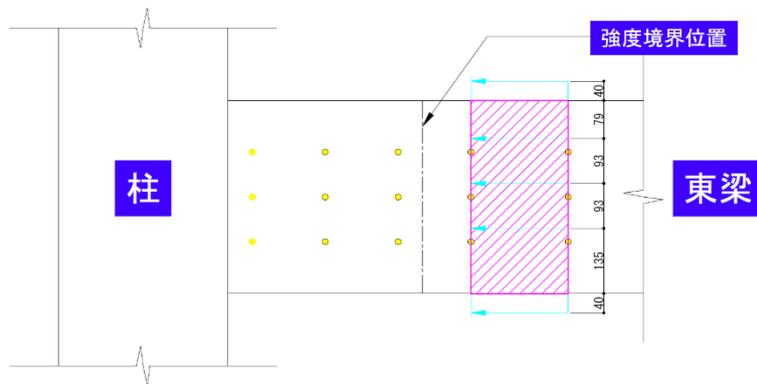
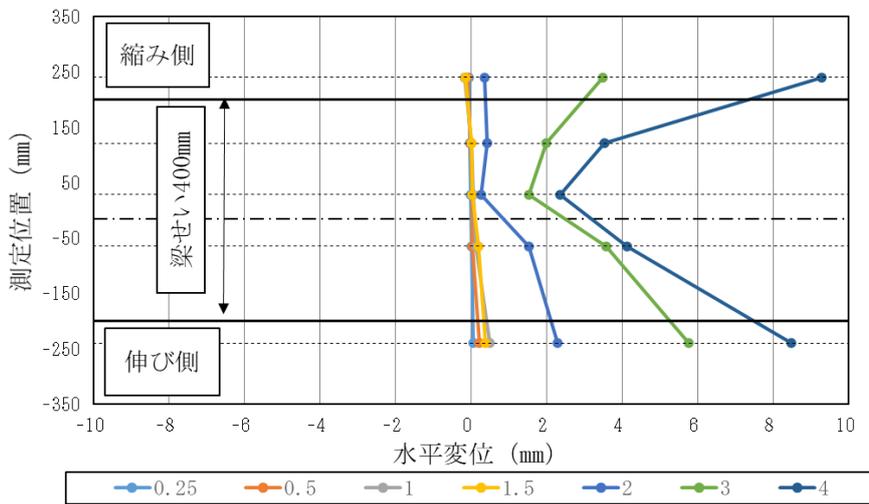


図 4.2.2-6(e) 梁の各領域の変形分布(試験体 MB-10)

(g) 試験体 MB-11

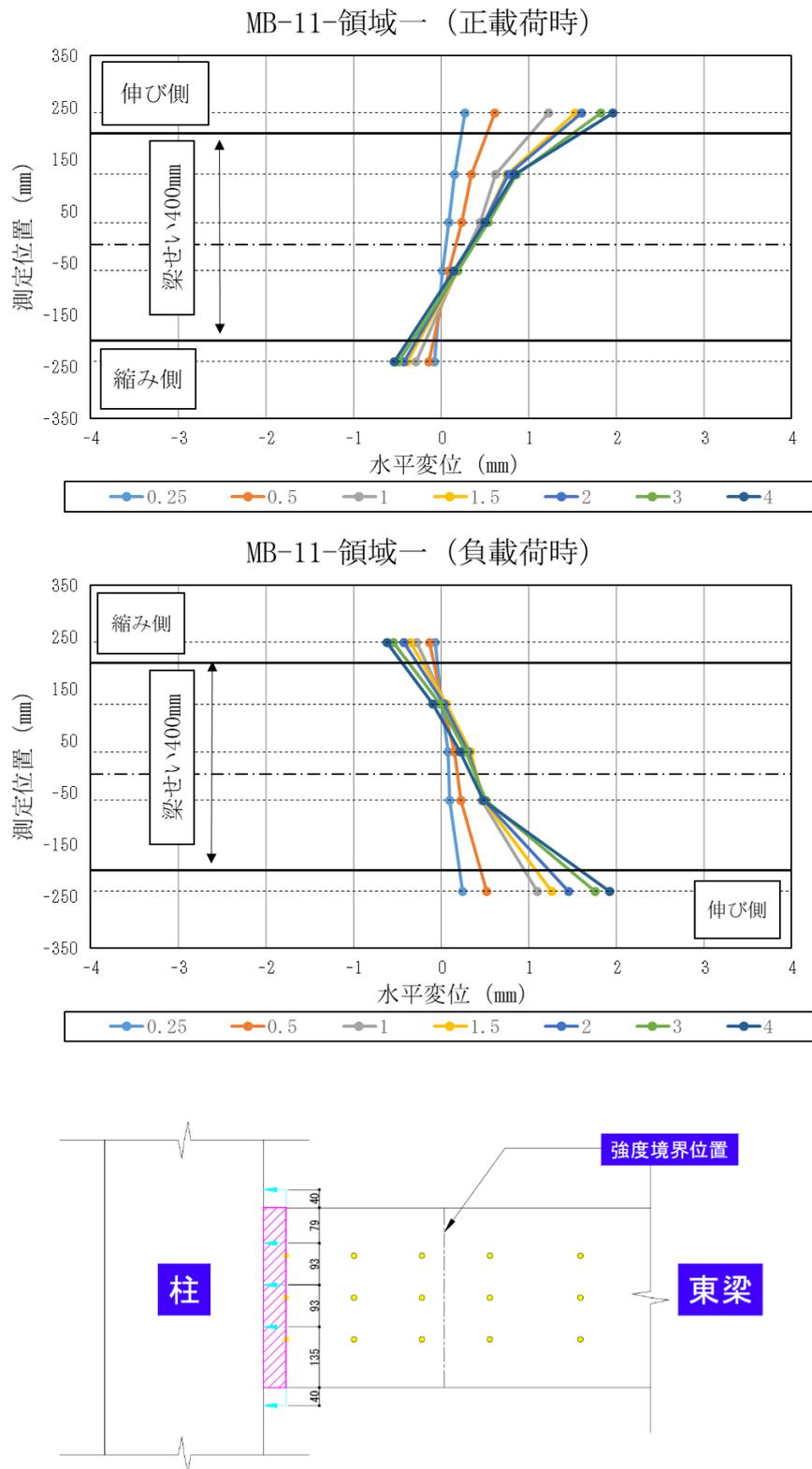
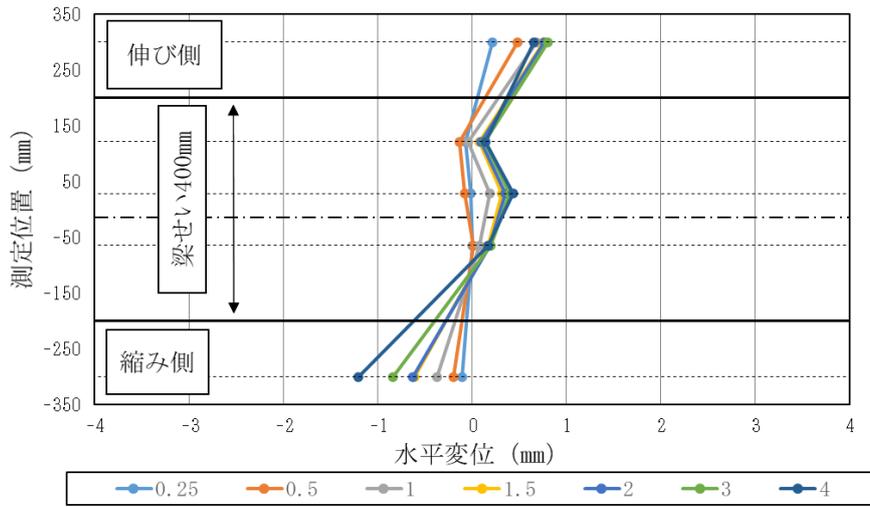


図 4.2.2-7(a) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-11)

MB-11-領域二（正載荷時）



MB-11-領域二（負載荷時）

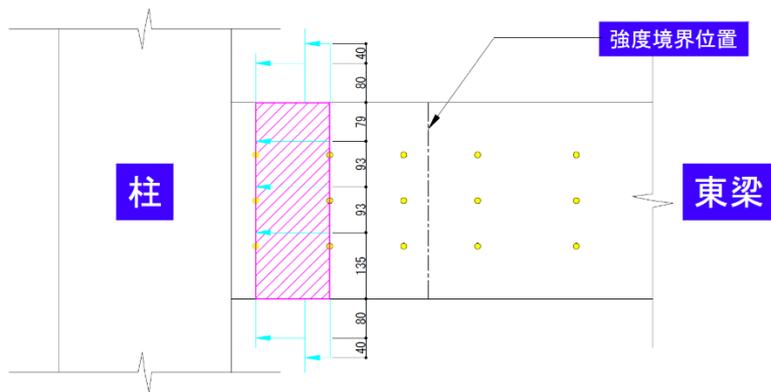
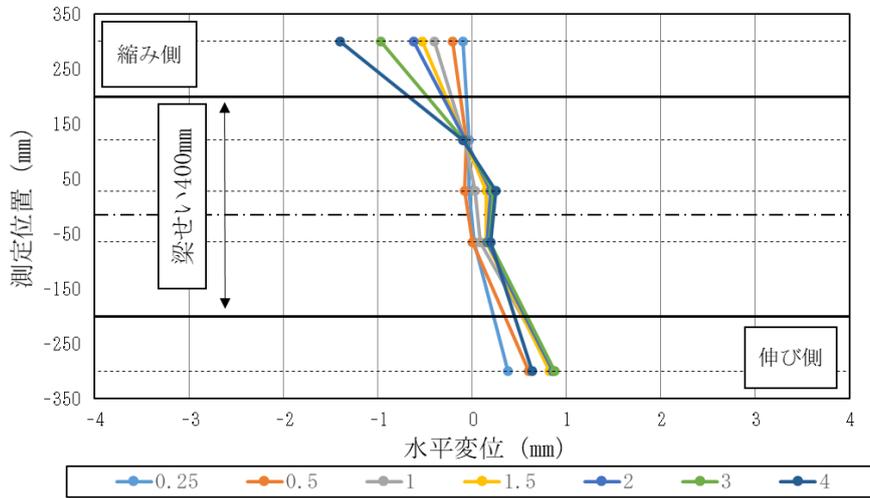


図 4. 2. 2-7 (b) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-11)

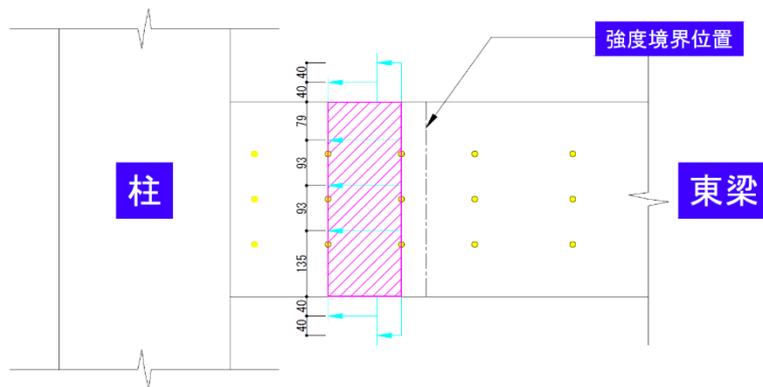
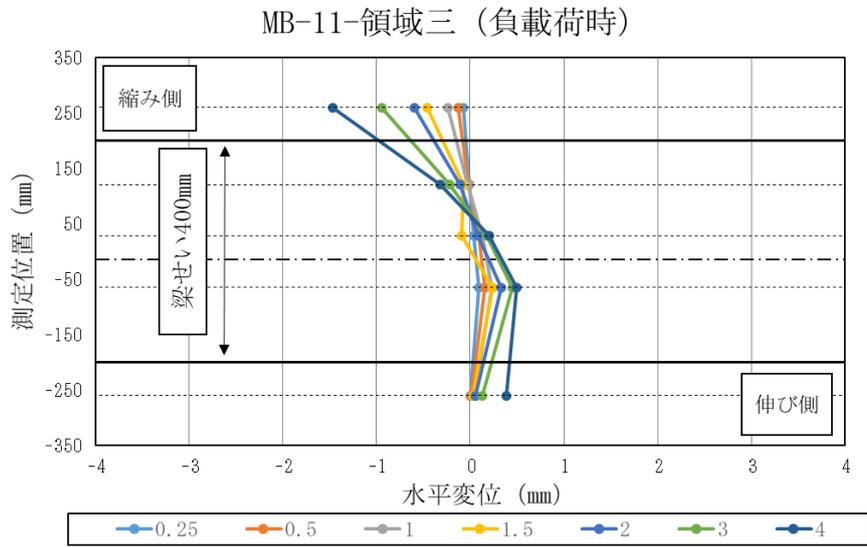
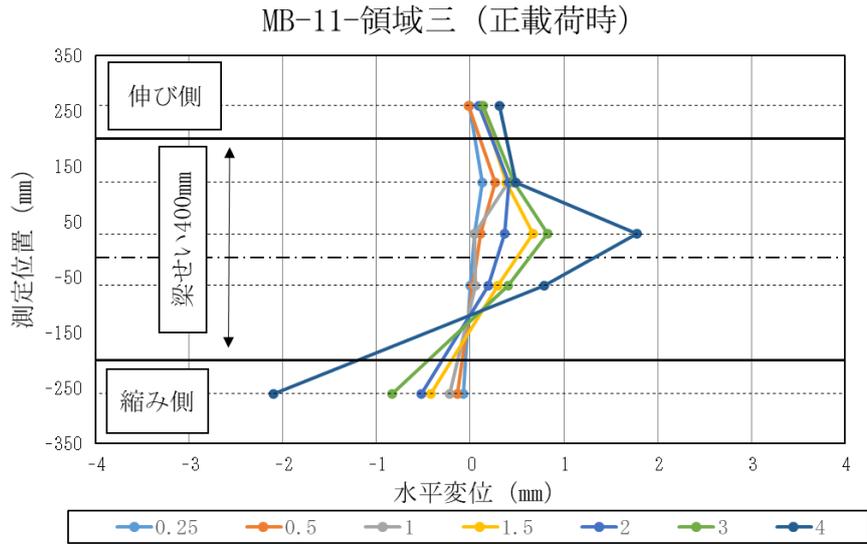
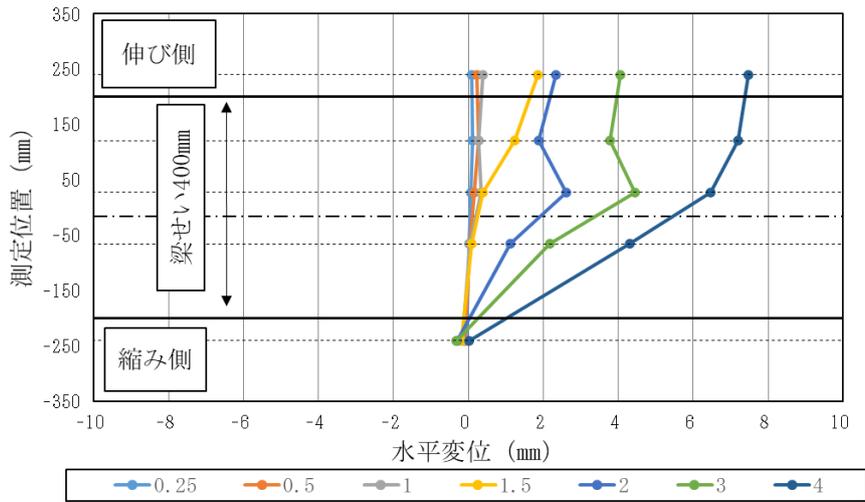


図 4.2.2-7(c) 梁の各領域の変形分布(試験体 MB-11)

MB-11-領域四（正載荷時）



MB-11-領域四（負載荷時）

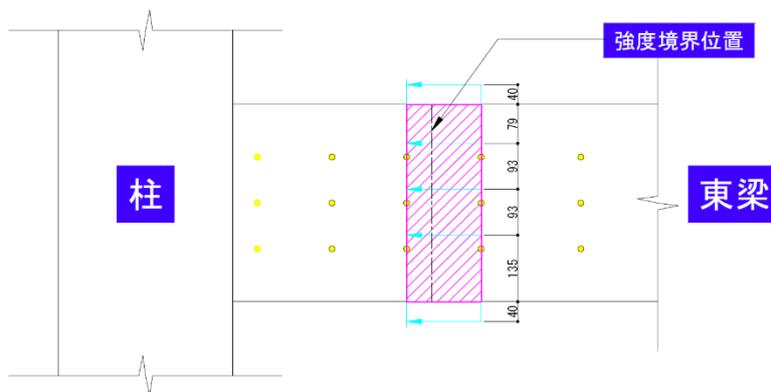
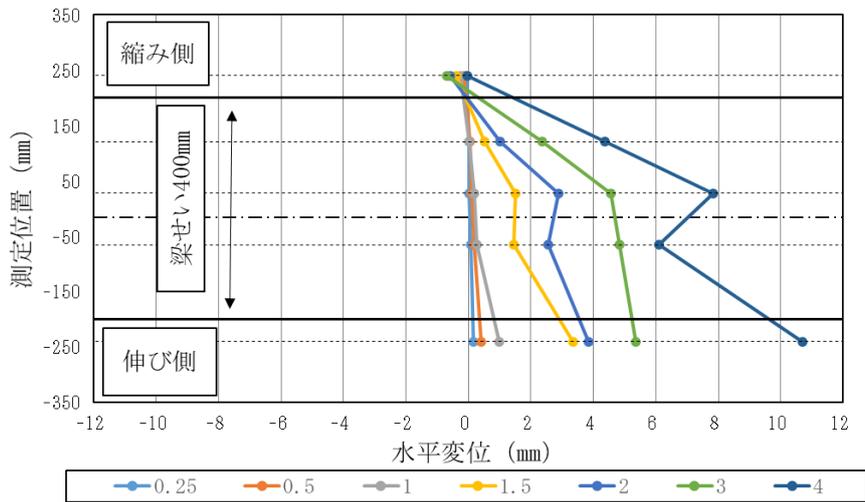
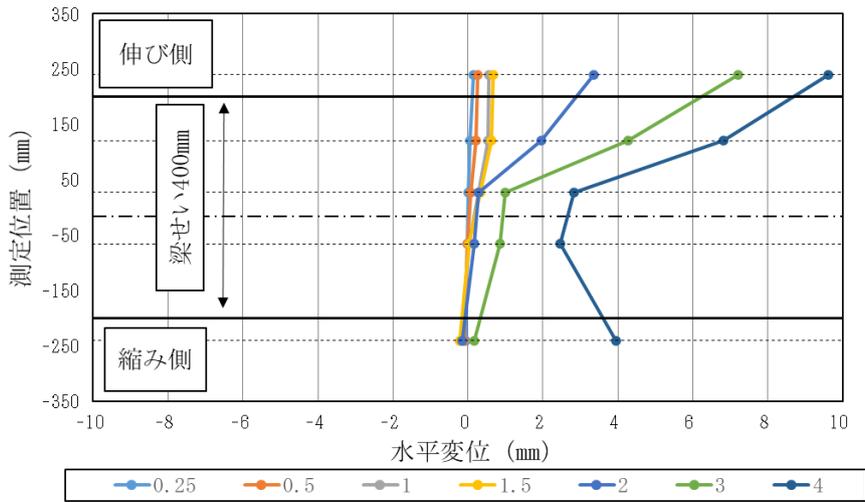


図 4.2.2-7(d) 梁の各領域の変形分布(試験体 MB-11)

MB-11-領域五 (正載荷時)



MB-11-領域五 (負載荷時)

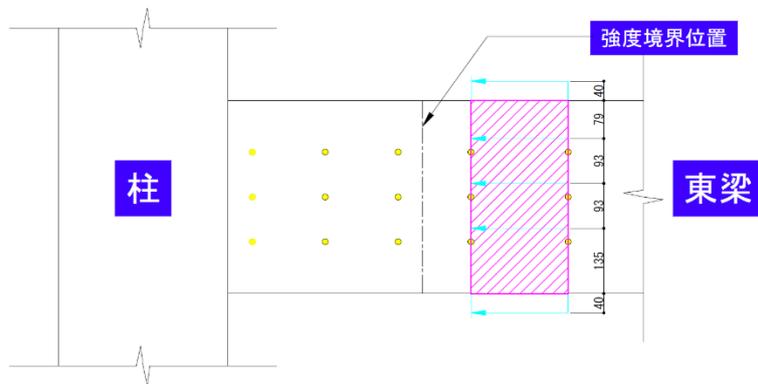
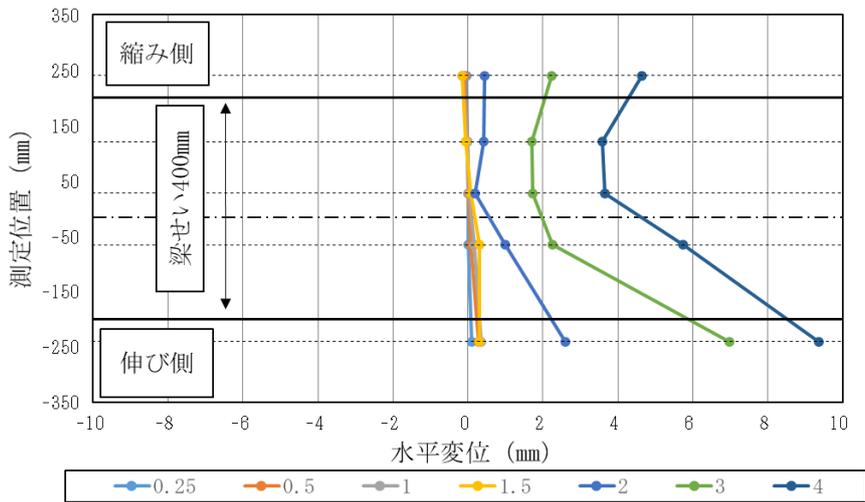


図 4.2.2-7(e) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-11)

(h) 試験体 MB-12

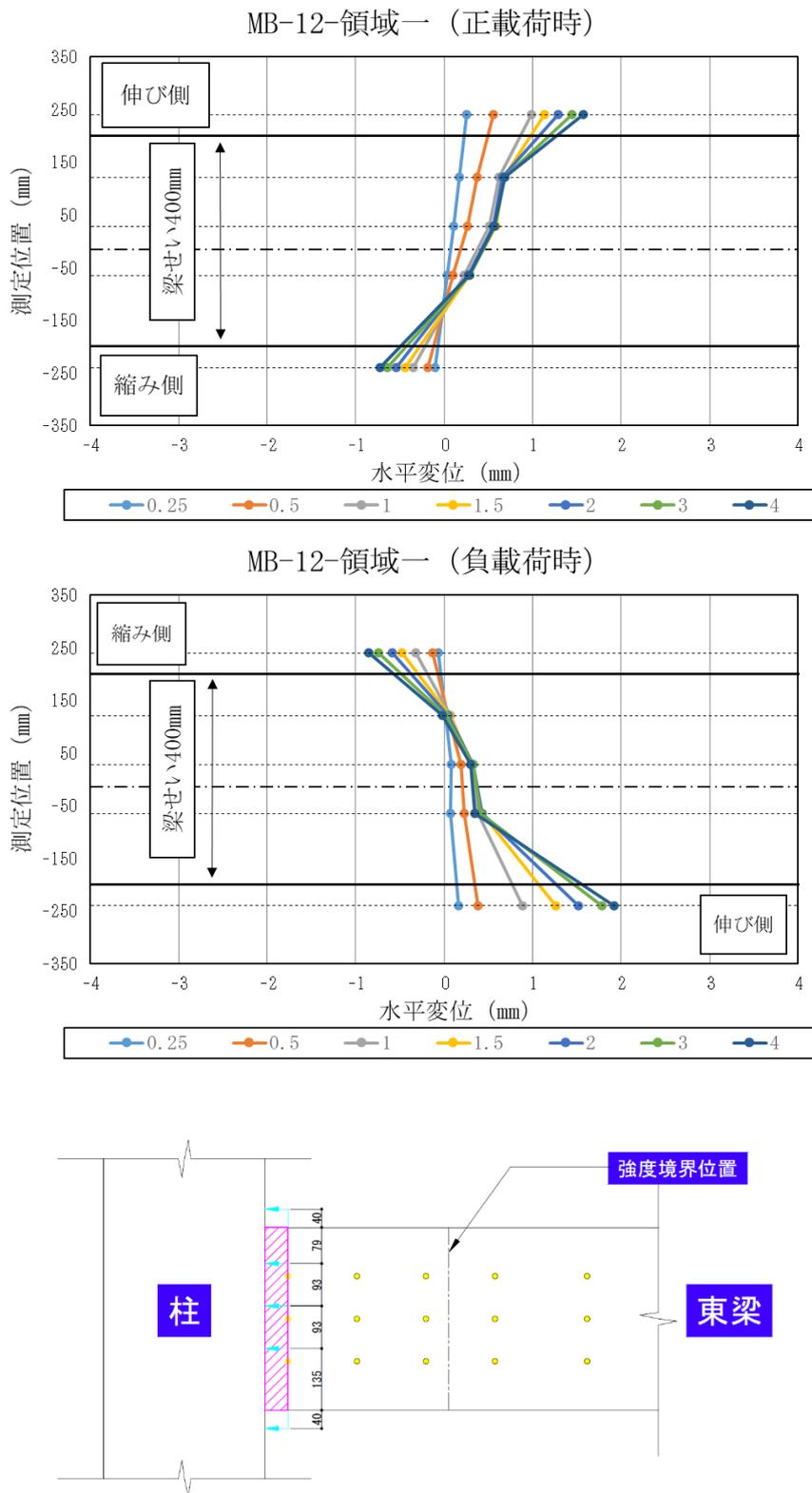
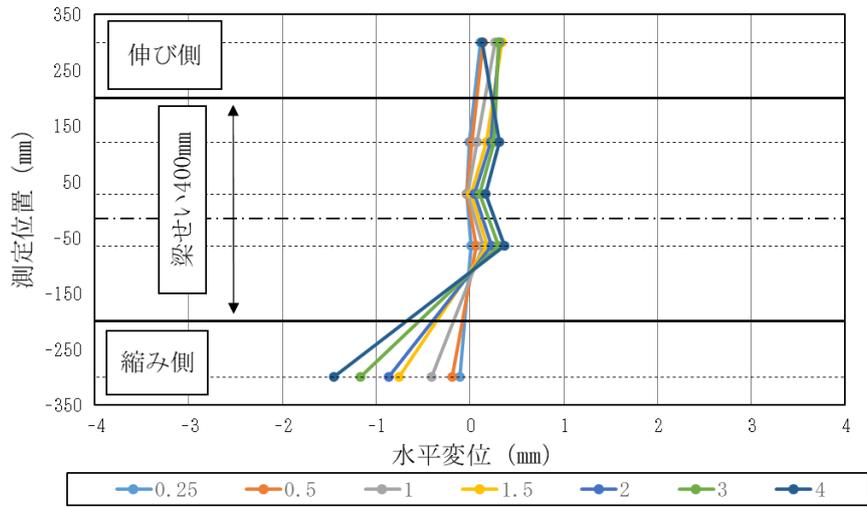


図 4.2.2-8(a) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-12)

MB-12-領域二（正載荷時）



MB-12-領域二（負載荷時）

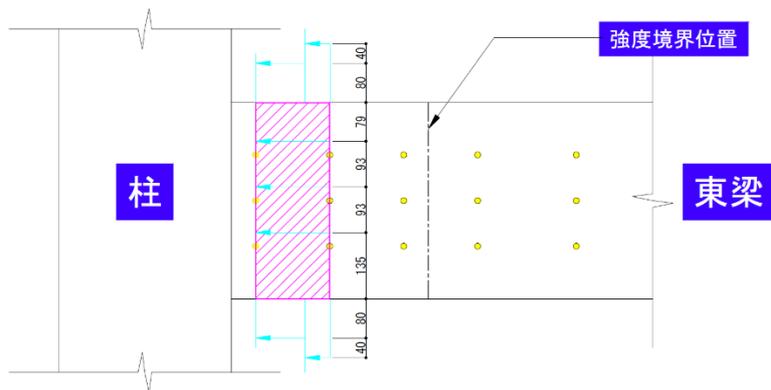
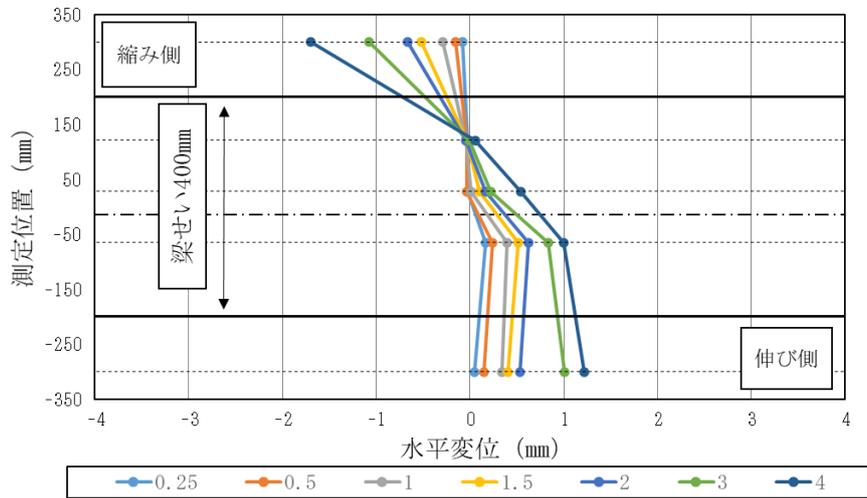
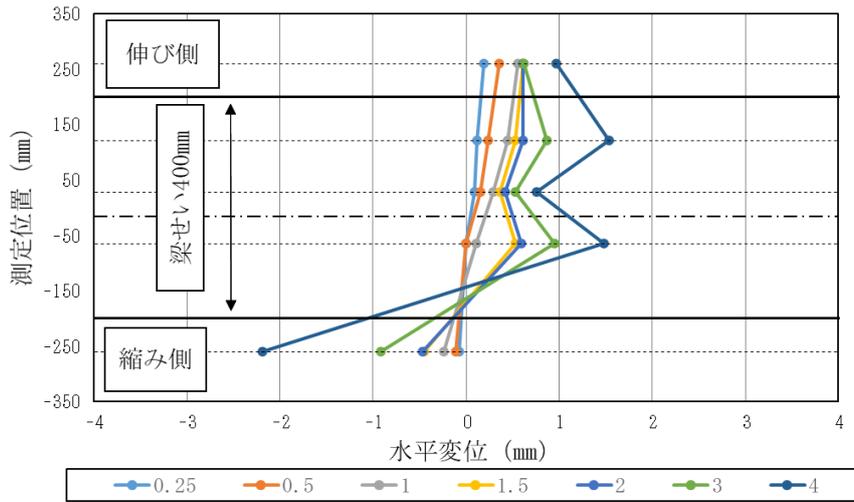


図 4. 2. 2-8 (b) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-12)

MB-12-領域三（正載荷時）



MB-12-領域三（負載荷時）

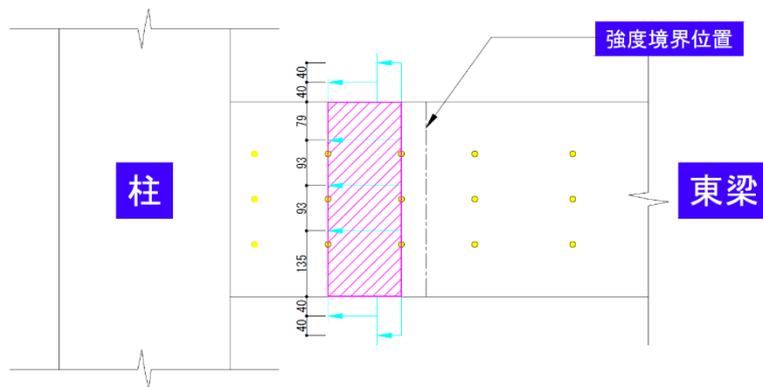
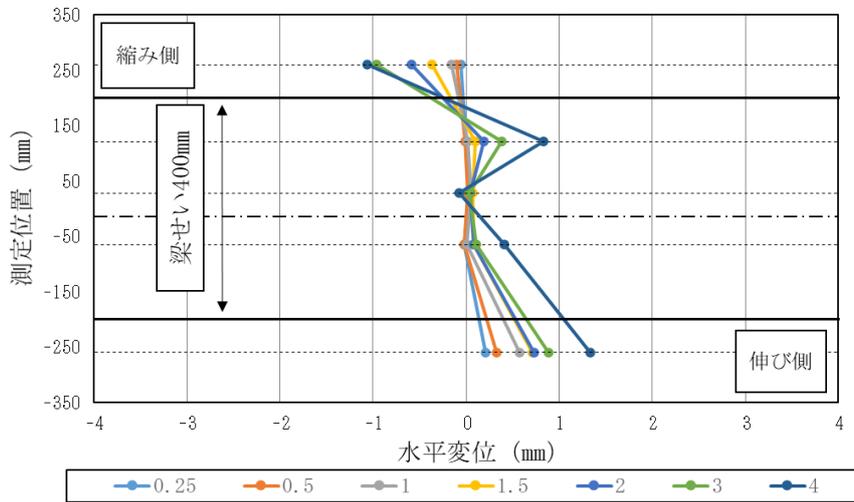
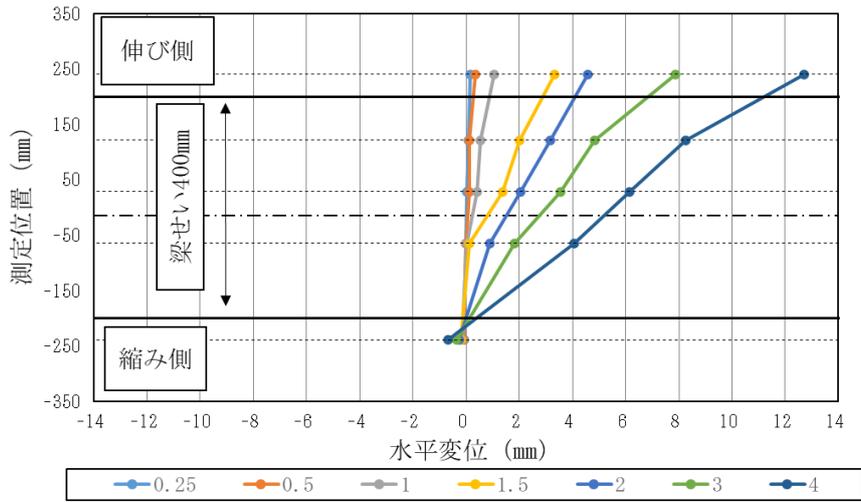


図 4.2.2-8(c) 梁の各領域の変形分布(試験体 MB-12)

MB-12-領域四（正載荷時）



MB-12-領域四（負載荷時）

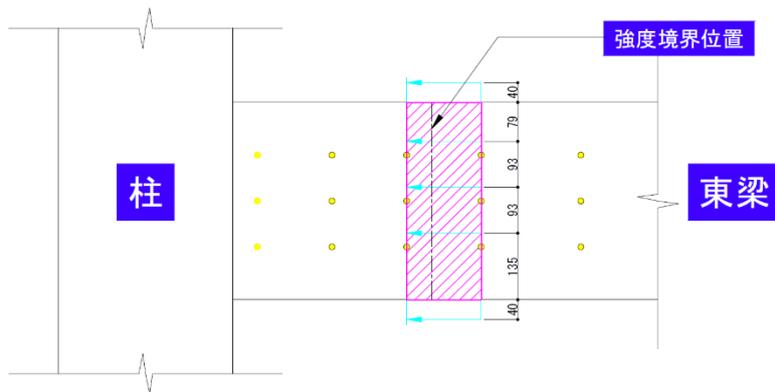
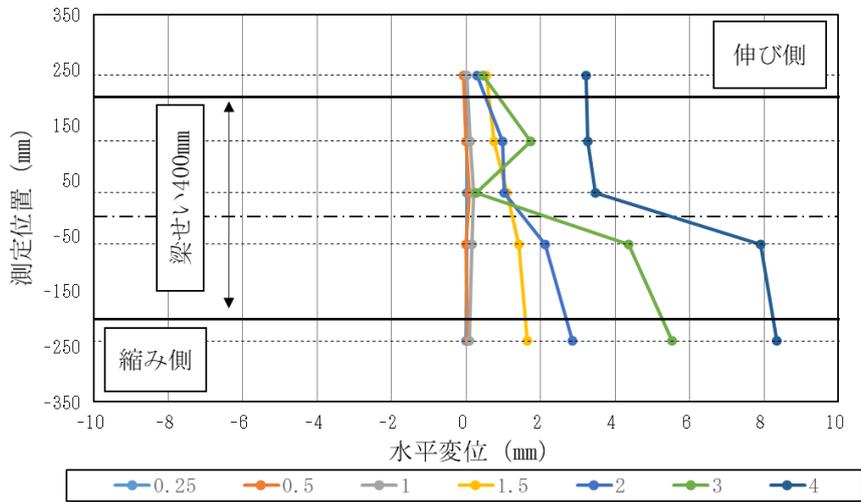
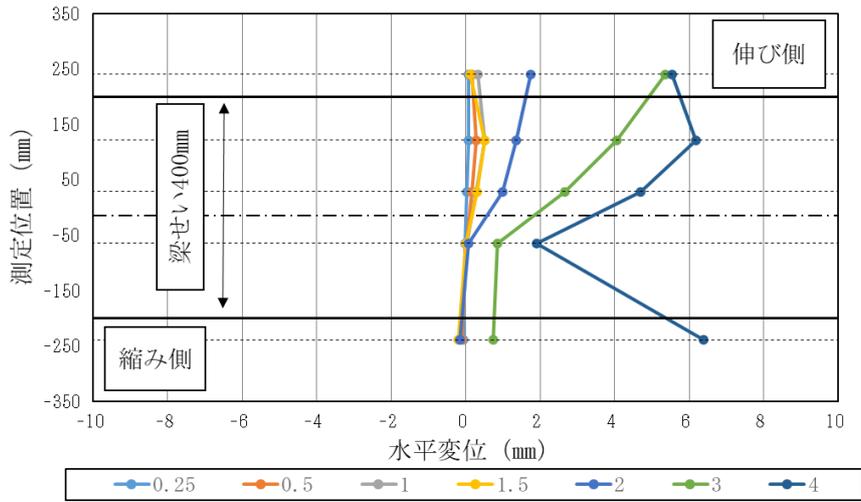


図 4.2.2-8(d) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-12)

MB-12-領域五 (正載荷時)



MB-12-領域五 (負載荷時)

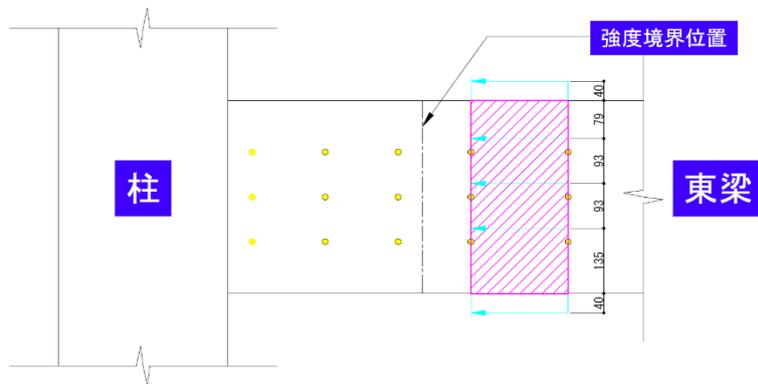
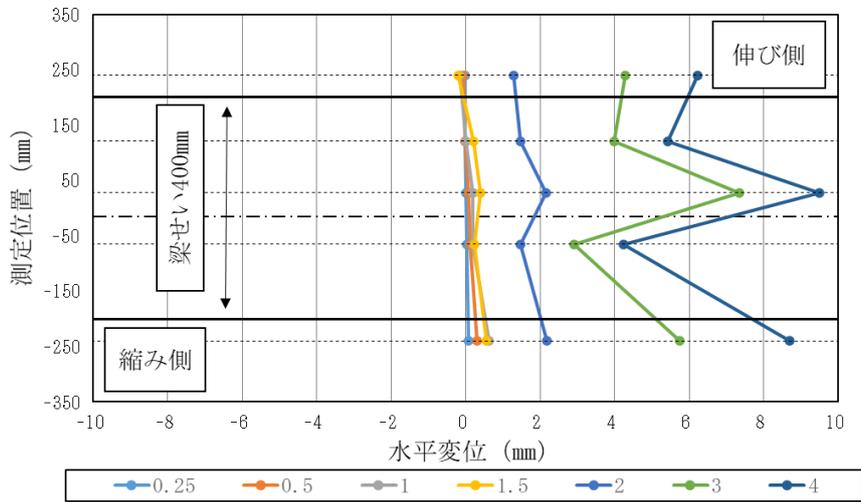


図 4.2.2-8(e) 梁の各領域の変形分布 (試験体 MB-12)

### 4.3 梁各領域の回転角分布

#### 4.3.1 梁回転角の算出する方法

$$\theta = \frac{\delta_t - \delta_c}{H}$$

$\delta_t$ :引張側に測定した相対変位

$\delta_c$ :圧縮側に測定した相対変位

$H$ :引張側と圧縮側の変位計の距離

#### 4.3.2 梁の各領域の回転角分布

図 4.3.1-1 に領域計画の概要図を示す。図 4.3.1-2～8 に各試験体の梁各領域の回転角分布を示す。

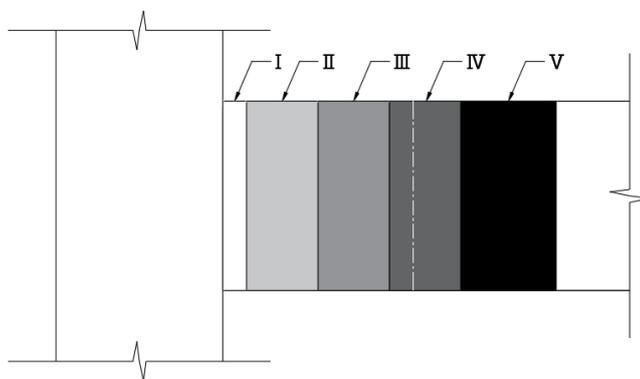


図 4.3.1-1 領域計画の概要図

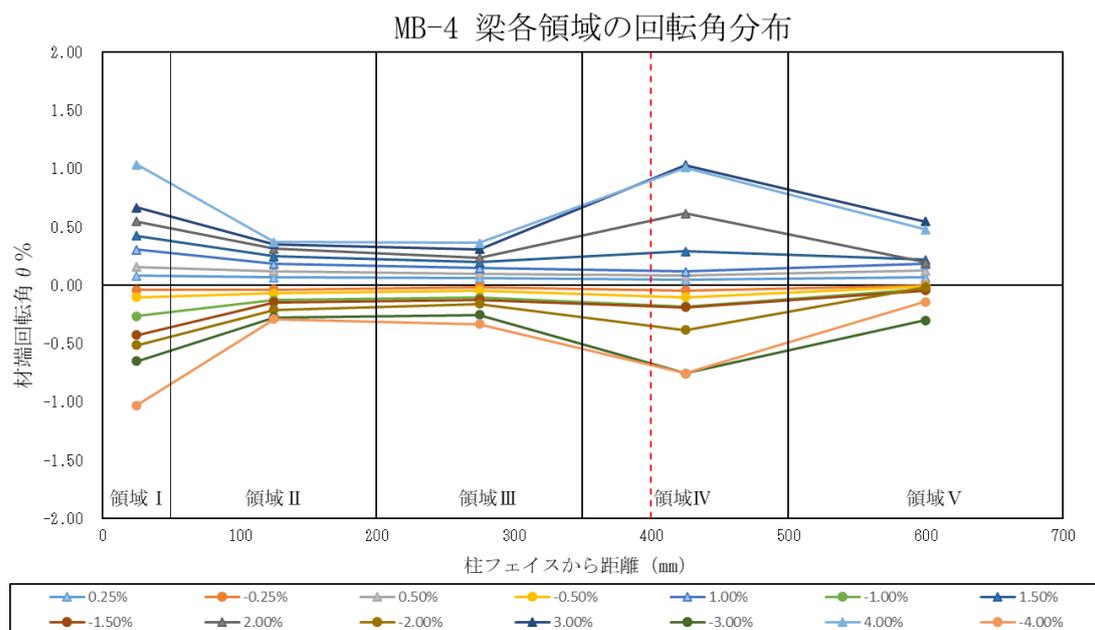


図 4.3.2 試験体 MB-4 の梁各領域の回転角分布

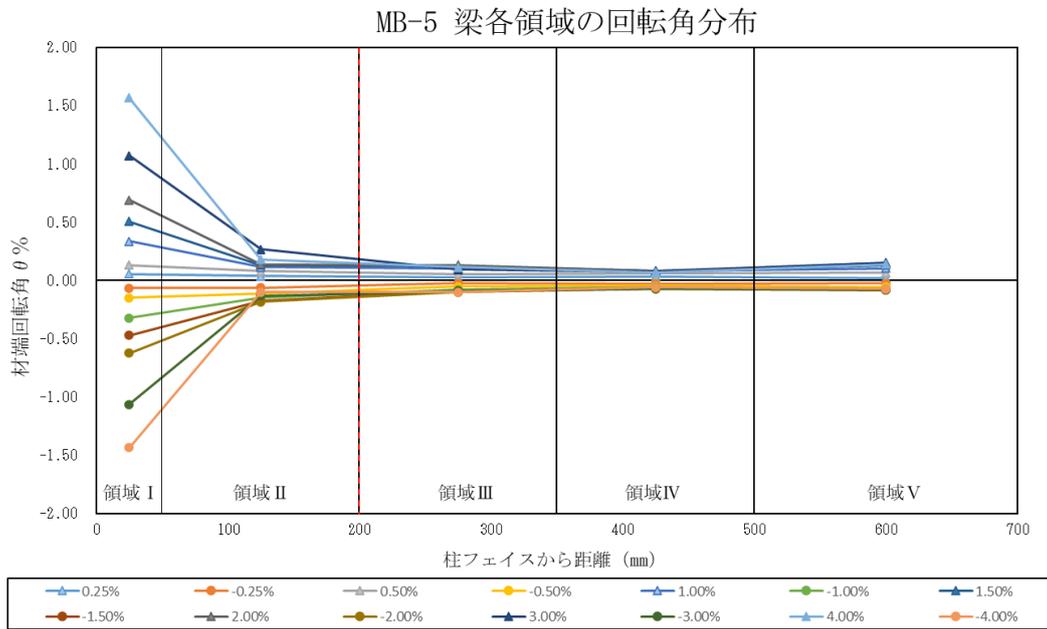


図 4.3.3 試験体 MB-5 の梁各領域の回転角分布

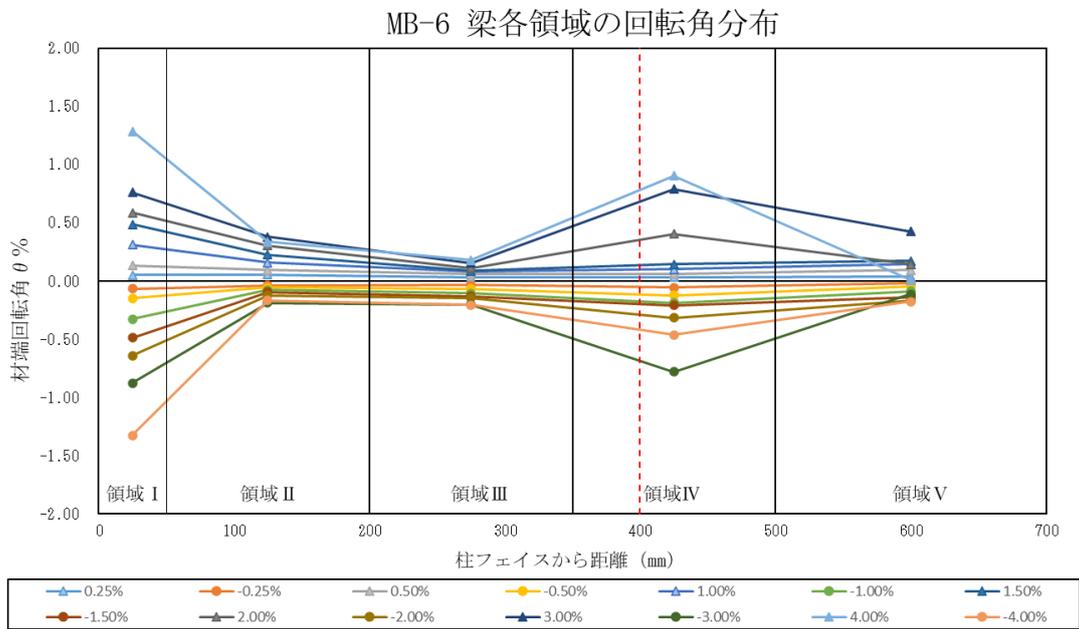


図 4.3.4 試験体 MB-6 の梁各領域の回転角分布

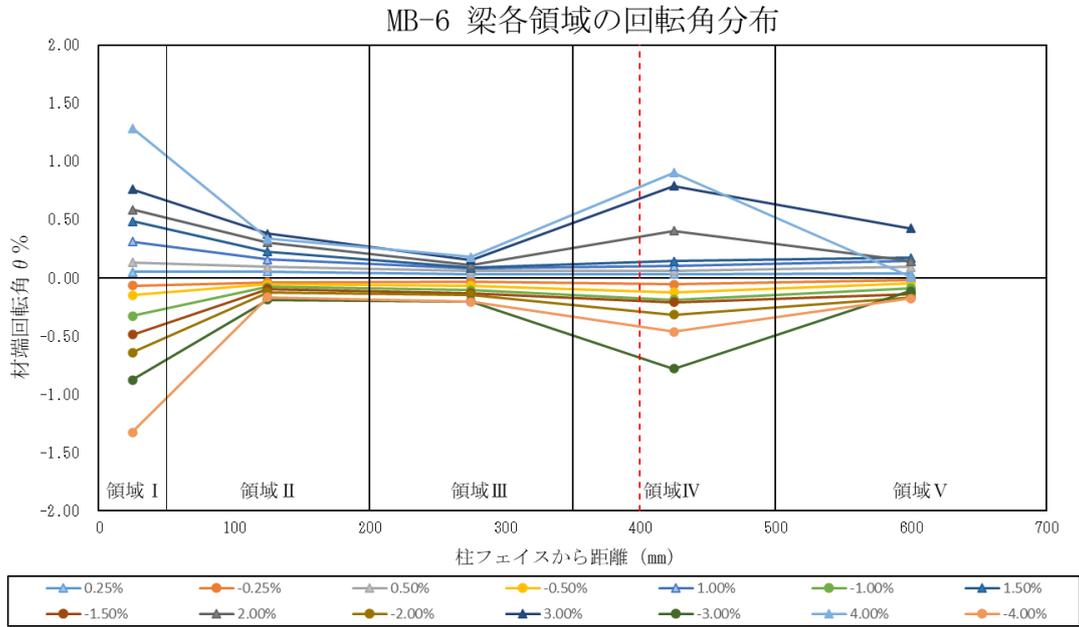


図 4.3.5 試験体 MB-9 の梁各領域の回転角分布

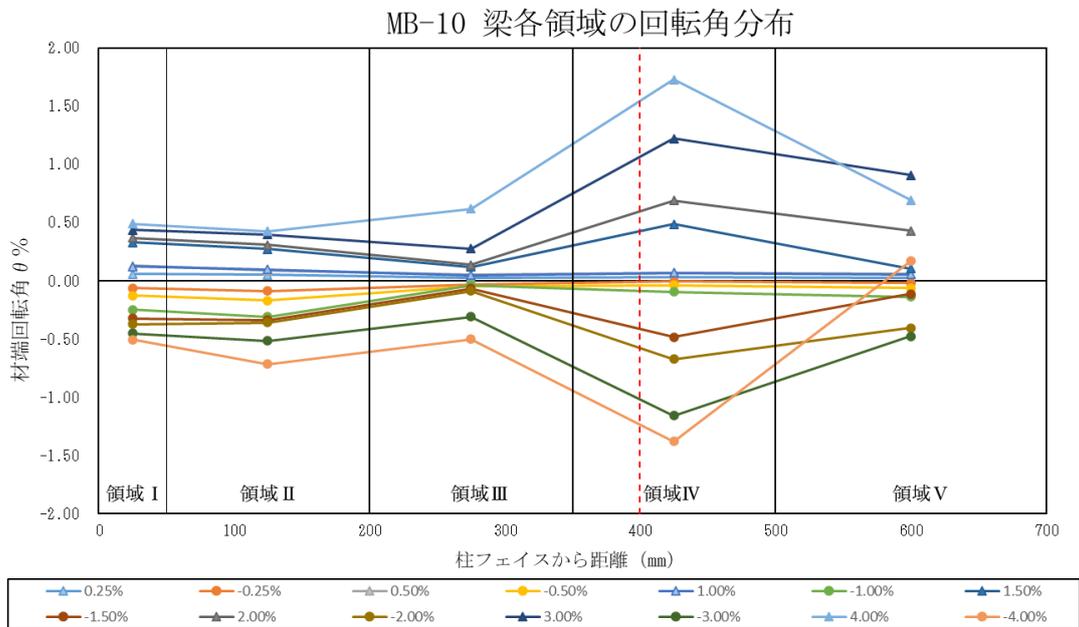


図 4.3.6 試験体 MB-10 の梁各領域の回転角分布

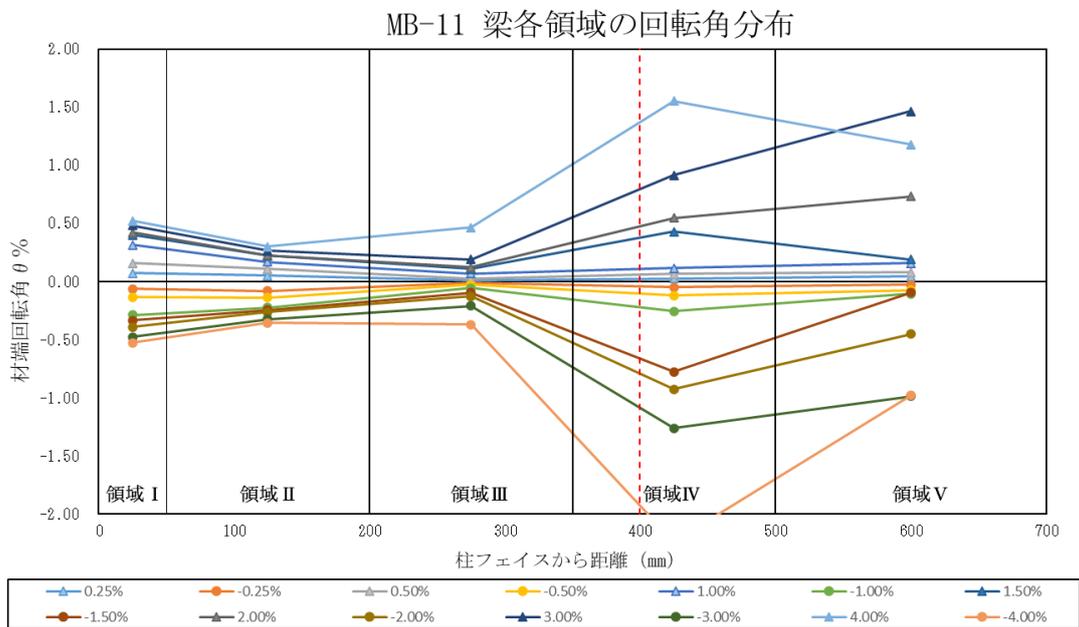


図 4.3.7 試験体 MB-11 の梁各領域の回転角分布

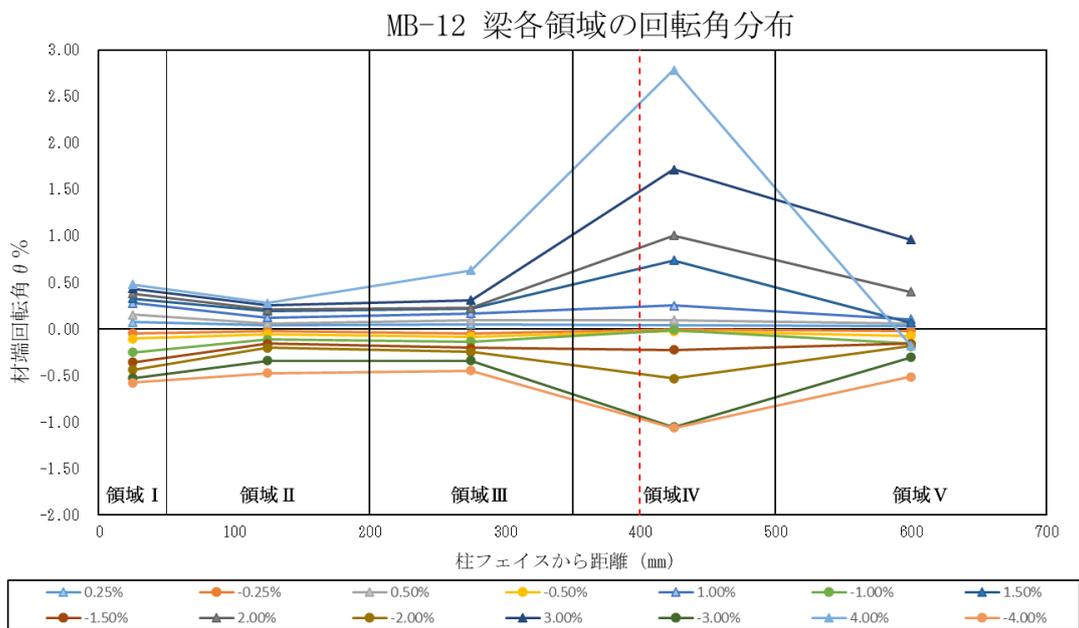


図 4.3.8 試験体 MB-12 の梁各領域の回転角分布

#### 4.4 梁各領域のせん断変形角

##### 4.4.1 梁せん断変形角の算出方法

図 4.4.1-1 に梁せん断変形角を算出するために変位計の設置図を示す。図 4.4.1-2 に梁せん断変形の領域計画を示す。図 4.4.1-3 に梁せん断変形の概念図を示す。

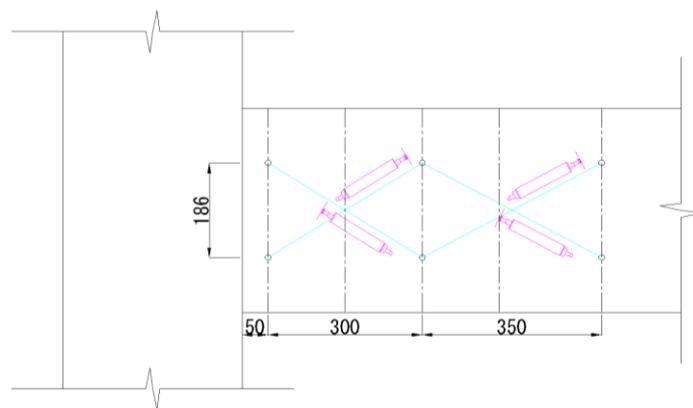


図4.4.1-1 梁せん断変形を計測するための変位計設置状況

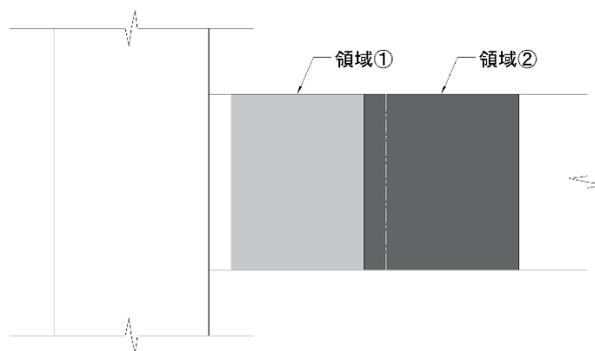


図4.4.1-2 梁せん断変形の領域計画

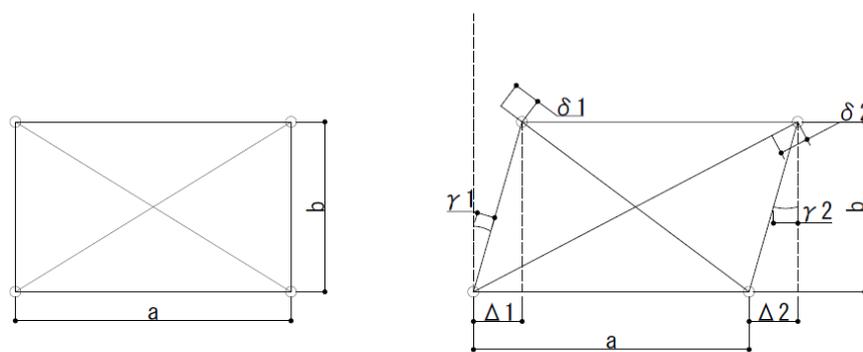


図 4.4.1-3 梁せん断変形の概念図

梁せん断変形角 $\gamma$ の算出について以下に示す。 $\varepsilon_1$ 、 $\varepsilon_2$ は「領域」内各対角線方向のせん断ひずみで、 $\delta_1$ 、 $\delta_2$ はせん断変形による対角線の変形量である。 $a$ 、 $b$ は「領域」の長さおよび高さである。 $\Delta_1$ 、 $\Delta_2$ は相対変位である。

$$\varepsilon_1 = \frac{\delta_1}{\sqrt{a^2 + b^2}}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\delta_2}{\sqrt{a^2 + b^2}}$$

$$\gamma_1 = \frac{a^2 + b^2}{ab} \times \varepsilon_1$$

$$\gamma_2 = \frac{\Delta_2}{b} = \frac{a^2 + b^2}{ab} \times \varepsilon_2$$

$$\gamma = \frac{\gamma_2 - \gamma_1}{2} = \frac{a^2 + b^2}{2ab} \times (\varepsilon_2 - \varepsilon_1)$$

#### 4.4.2 梁の各領域のせん断変形角分布

図 4.4.2-1~8 に各試験体の梁各領域のせん断変形角分布を示す。

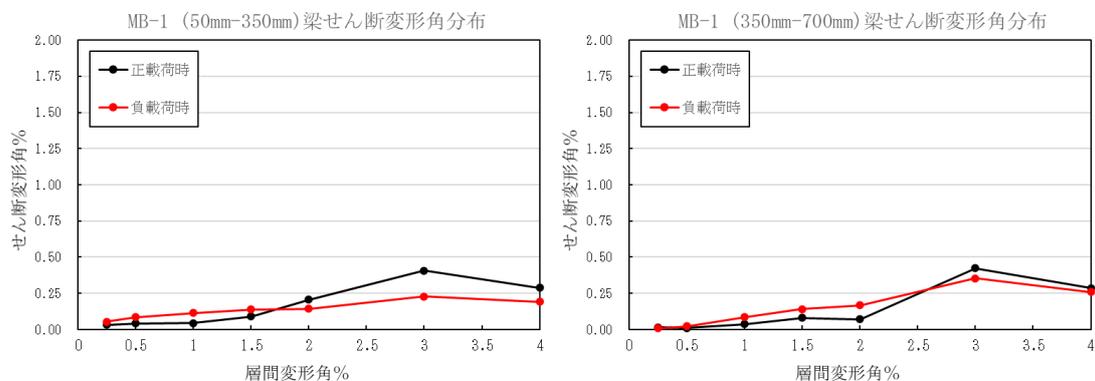


図 4.4.2-1 試験体 MB-1 梁各領域のせん断変形角分布

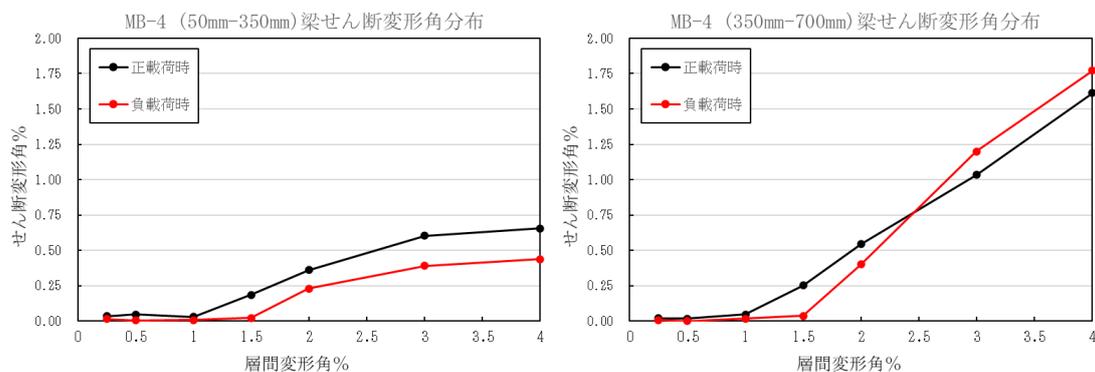


図 4.4.2-2 試験体 MB-4 梁各領域のせん断変形角分布

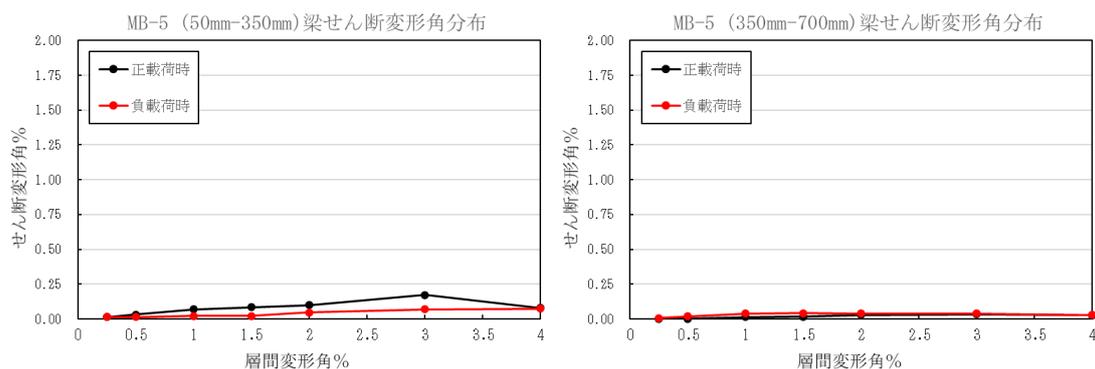


図 4.4.2-3 試験体 MB-5 梁各領域のせん断変形角分布

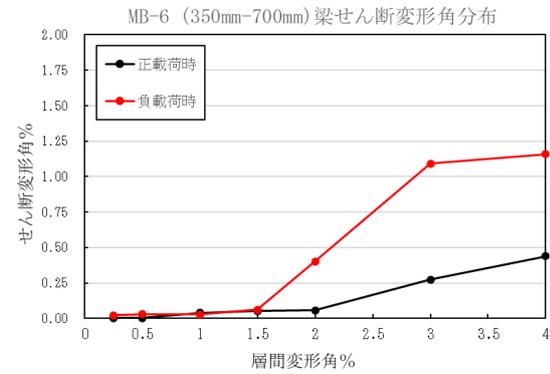
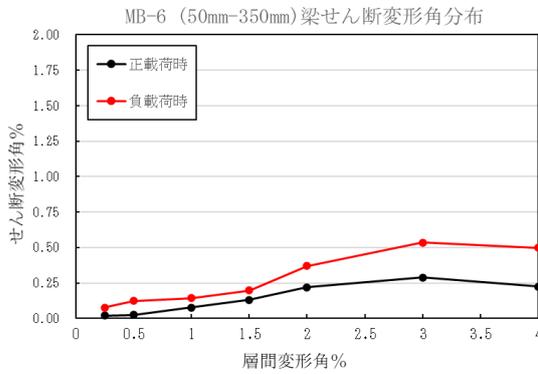


図 4. 4. 2-4 試験体 MB-6 梁各領域のせん断変形角分布

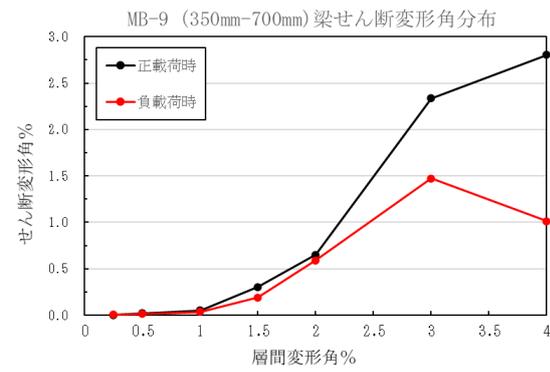
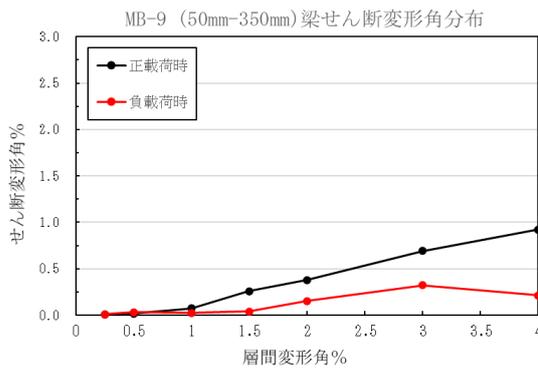


図 4. 4. 2-5 試験体 MB-9 梁各領域のせん断変形角分布

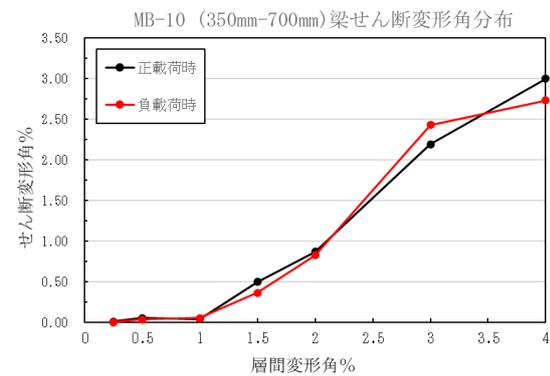
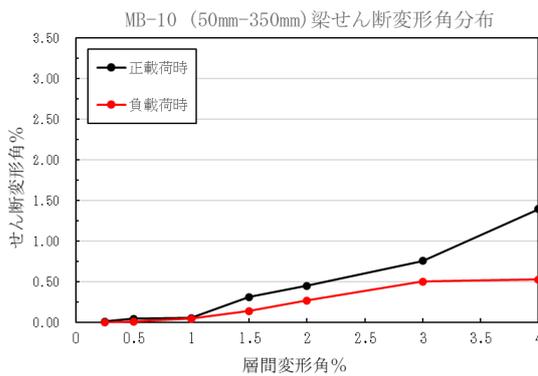


図 4. 4. 2-6 試験体 MB-10 梁各領域のせん断変形角分布

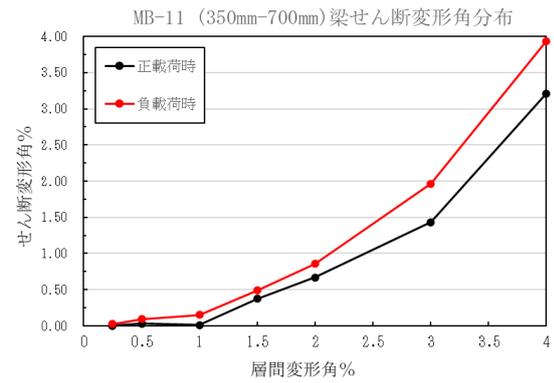
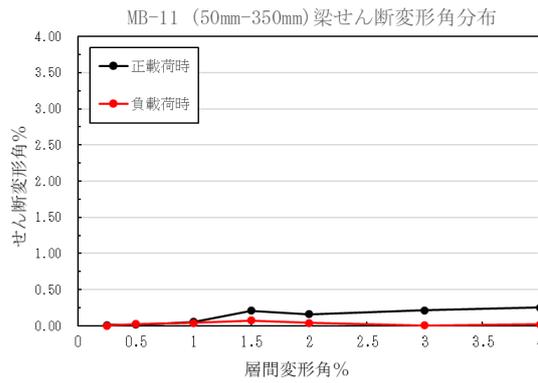


図 4.4.2-7 試験体 MB-11 梁各領域のせん断変形角分布

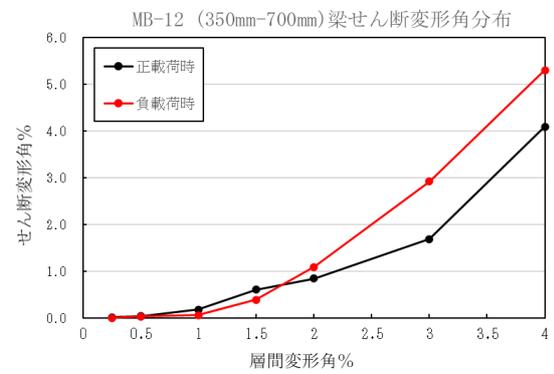
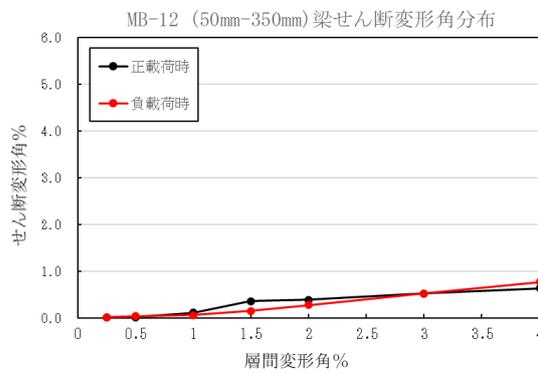


図 4.4.2-8 試験体 MB-12 梁各領域のせん断変形角分布

#### 4.5 梁曲げ変形成分と梁せん断変形成分の分布

図 4.5-1～7 に各試験体の梁曲げ変形成分と梁せん断変形成分-層間変形角関係を示す。梁曲げたわみ量は計算した梁各領域の回転角から求めた。梁せん断たわみ量は計算した梁せん断変形角から求めた。

全試験体は試験体 MB-5 を除いて、層間変形角 1.5%時以前に梁曲げ変形によるたわみが主とした、層間変形角 1.5%から、せん断変形によるたわみが増大していったが、曲げた変形の占める割合も増加したと観察できた。試験体 MB-5 は、柱梁接合部破壊型となった試験体で、層間変形角 1%時に梁強度境界位置での梁主筋が降伏せずに、接合部横補強筋が先行した。層間変形角 1.5%時から、接合部に損傷が集中して接合部破壊が発生して、梁の変形性能を十分に発揮しなかった。東梁たわみが 8.2mm で、ほかの試験体より極めて小さい。

柱梁曲げ耐力比が増やした試験体 MB-4 は、東梁たわみ量の最大値が 26 mmに到達した。層間変形角 4%時に、曲げによるたわみ量とせん断によるたわみ量の比例が 2.4 : 1 であった。

本実験の試験体は、基準試験体より接合部補強比を強化した試験体で、東梁たわみ量が平均 45 mm以上になって、試験体 MB-4 より測定した東梁たわみ量が約 1.7 倍に増加した。層間変形角 4%時に、曲げによるたわみ量とせん断によるたわみ量の比例が平均的に 2:1 である。全試験体の破壊型が梁曲げ破壊と考えられる。

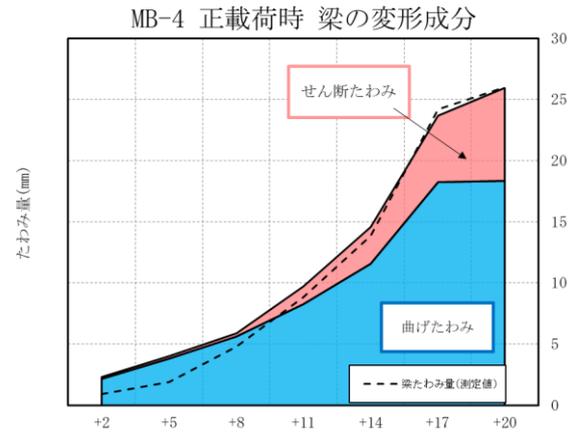
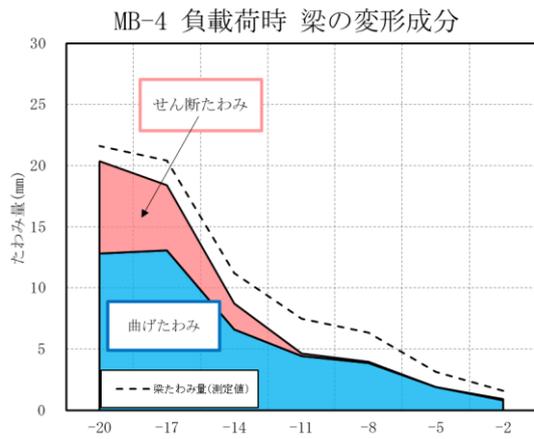


図 4.5-1 試験体 MB-4 梁の各変形成分-層間変形角関係

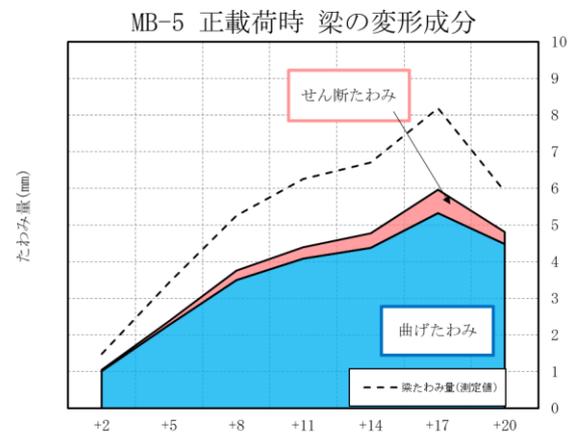
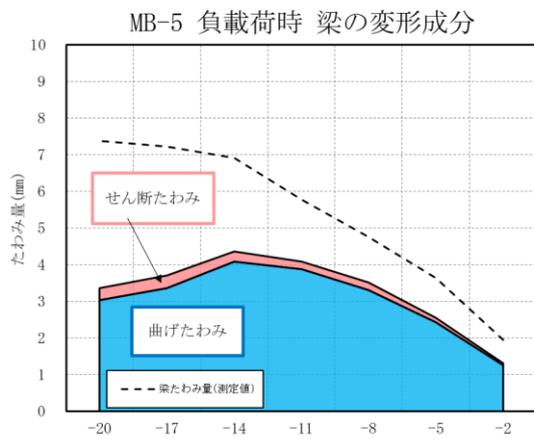


図 4.5-2 試験体 MB-5 梁の各変形成分-層間変形角関係

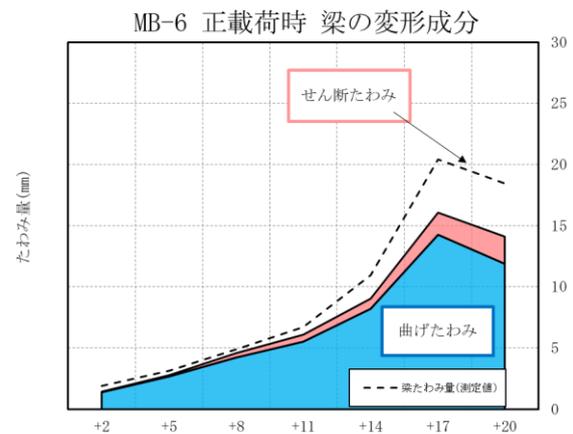
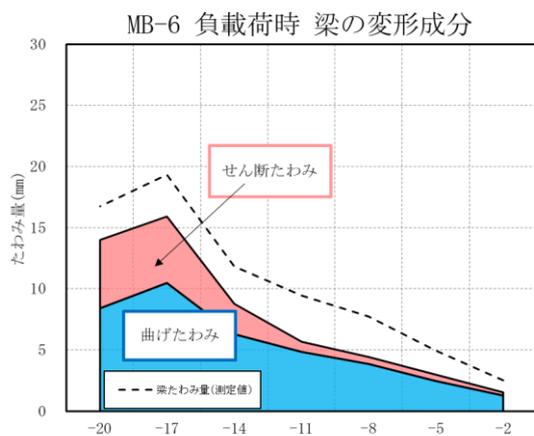


図 4.5-3 試験体 MB-6 梁の各変形成分-層間変形角関係

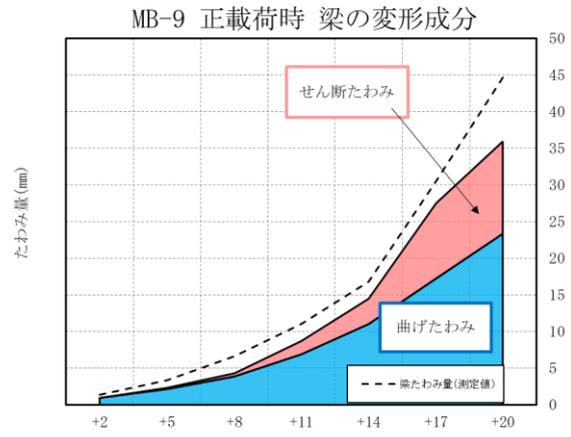
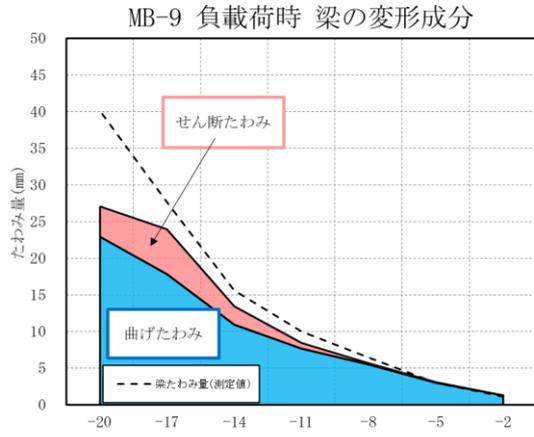


図 4.5-4 試験体 MB-9 梁の各変形成分-層間変形角関係

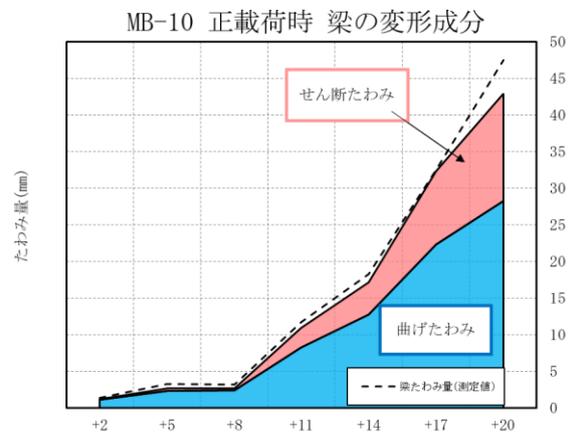
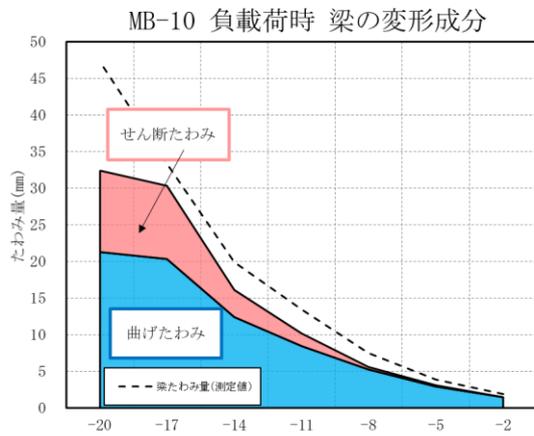


図 4.5-5 試験体 MB-10 梁の各変形成分-層間変形角関係

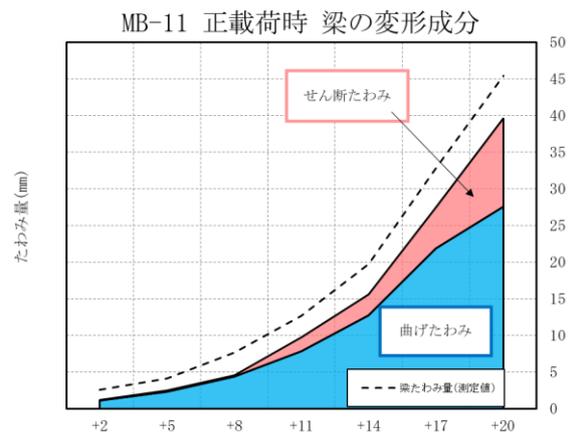
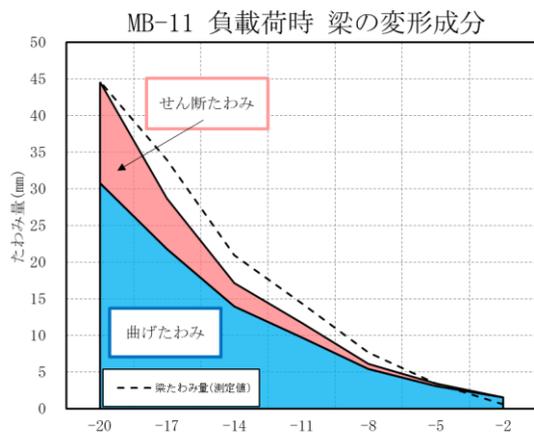


図 4.5-6 試験体 MB-11 梁の各変形成分-層間変形角関係

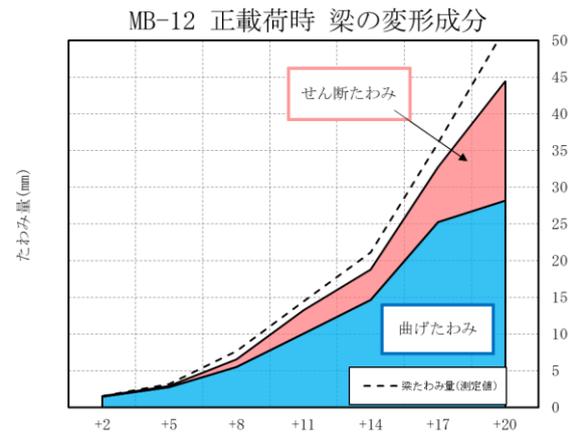
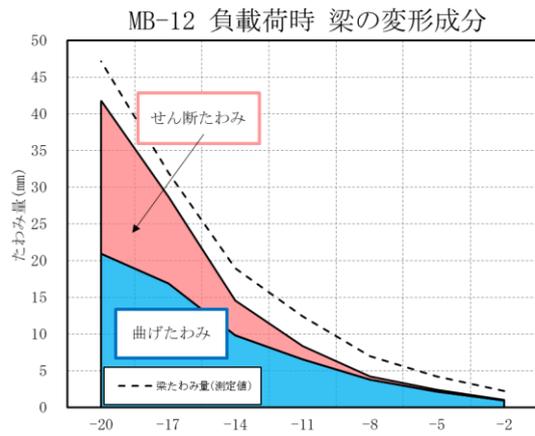


図 4.5-7 試験体 MB-12 梁の各変形成分-層間変形角関係

## 第五章 まとめ

### 5.1 結論

本研究ではヒンジリロケーションの発現を企図して、部分高強度化した鉄筋を使用した鉄筋コンクリートト形部分架構に一定圧縮軸力および変動軸力で正負交番繰返し水平力を載荷する実験を行って、既往研究による試験体を含めて、部分骨組の耐震性能を検討した。

(1) 試験体 MB-4 は、試験体 MB-1 より柱主筋を 2 本増やして、柱梁曲げ耐力比を 2.25~2.5 まで高めた。実験結果では接合部破壊型と判断されたが、梁の強度境界位置近傍にひび割れ本数とひび割れ幅が試験体 MB-1 より増やした。

(2) 試験体 MB-6 と試験体 MB-10 がそれぞれ試験体 MB-1、MB-9 より柱中段筋 2 本を追加した試験体である。最大耐力に到達した後、試験体 MB-6 は試験体 MB-1 より柱梁接合部の変形が層間変形に占める割合が約 5%減らした。試験体 MB-10 は試験体 MB-9 より柱梁接合部の変形が層間変形に占める割合が約 12%減らした。それで、柱中段筋を追加した場合に柱梁接合部の破壊を抑制できたと考えられる。

(3) 試験体 MB-9、MB-10、MB-11 は柱梁曲げ耐力比を増加した上で、接合部横補強比を基準試験体 MB-4 の 0.37 からそれぞれ 1.23、1.23、1.9 に増やした。層間変形角 4%時、柱梁接合部の変形が層間変形に占める割合が基準試験体 MB-4 より約 30%程度が減らして、梁の変形が層間変形に占める割合が 50%程度が増大したことが見られた。結果として、想定通りに梁のヒンジリロケーションが発現して梁破壊型となった。今回の試験体 MB-9、MB-10、MB-11 は接合部横補強比を増加したため、接合部の損傷を低減できて、梁の強度境界位置に損傷を集中することでヒンジリロケーションが良好に発現できた。

(4) ヒンジリロケーションが発現した試験体の特徴は、層間変形角 1%時から、強度境界位置で普通強度鉄筋の降伏して、強度境界位置でのひび割れが発展と共に、損傷が強度境界位置に集中した。

(5) 部分高強度化した鉄筋を使用した RC 架構の良好なヒンジリロケーションを発現するため、柱梁曲げ耐力比を 2.5 以上に設計する上で、接合部横補強比を大きく設計することが必要と考えられる。

# 謝辞

本研究を行うにあたり、多くの方々からご指導、ご協力をいただきました。この場を借りて深く御礼申し上げます。

東京都立大学建築学域教授 北山和宏先生には本研究の遂行や論文の作成にあたり、多くのご指導を賜りました。本実験の打ち合わせや実施、梗概の添削、発表準備など様々な機会にわたるご指摘、ご助言をいただき、この場を借りて深く御礼申し上げます。

芝浦工業大学建築学科教授 岸田慎司先生には特に本実験の実施にあたり、多くのご指導を賜りました。試験体の入れ替えや加力の際にはお忙しい中、貴重な時間を割いて実験棟へ足を運んでくださり、手厚いご指摘、ご助力をいただきました。この場を借りて深く御礼申し上げます。

本研究は高周波熱錬株式会社、三井住友建設株式会社と共同で行ったものです。本実験の実施にあたりましては、高周波熱錬株式会社の村田義行氏をはじめ、多くの方々からご協力をいただきました。また、試験体の製作にあたりましては、アシス株式会社の村上雄四氏をはじめ、多くの方々にお世話になりました。この場を借りて深く御礼申し上げます。

本研究は芝浦工業大学建築学科 岸田研究室所属の村上研氏、道正壮晴氏、榎本唯氏と共同で行いました。本実験の準備および実施、実験後のデータ整理を協力して行いました。仲間達と手を取り合い、苦楽を分かち合い、本研究を進められたことが私にとって印象深いものとなりました。この場を借りて深く御礼申し上げます。

東京都立大学建築学域 北山研究室所属の皆様には研究室ゼミをはじめ、様々な場面でお世話になりました。本研究を進めるにあたり、本実験の実施や梗概作成、発表準備など様々な機会に手厚いご指摘、ご協力をいただきました。この場を借りて深く御礼申し上げます。

最後になりますが、私を懸命に育ててくれて、大学へ進学する機会を与えてくださった両親に深く感謝申し上げます。

ここに記して、深く御礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 北山和宏, 岸田慎司, 村上研, 小田稔: 部分的に高強度化した鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱梁部分架構の耐震性能評価, AIJ 大会学術講演梗概集, pp. 639-644, 2018
- 2) 岸田慎司ら: 部分的に高強度化した鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱梁部分架構の耐震性能評価大会学術, 講演梗概集, pp135-138, 2019
- 3) 塩原等: 鉄筋コンクリート柱梁接合部: 見逃された破壊機構, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 73, No. 631, pp. 1641-1648, 2008. 9
- 4) 伊藤衛, 太田哲朗, 鈴木裕介, 前田匡樹: RC 造ト形柱梁接合部の構造性能に及ぼす定着工法及び横補強筋量の影響, コンクリート工法年次論文集, Vol. 36, No. 2, 2014
- 5) 楠原文雄, 塩原等: 鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の終局モーメント算定法, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 卷, 第 69 号, pp. 1949-1958, 2013. 11
- 6) 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(案)・同解説, 1997
- 7) 塩原等: 鉄筋コンクリート造柱梁接合部: 終局強度と部材端力の相互作用, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 卷, 第 635 号, pp. 121-128, 2009. 1
- 8) 塩原等: 鉄筋コンクリート造柱梁接合部: 梁曲げ降伏型接合部の耐震設計, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 卷, 第 640 号, pp. 1145-1154, 2009. 6