

令和7年度

修士学位論文

せん断スパン中央部に大貫通孔が  
配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構

Shear Transfer Mechanism of RC Foundation Beams with  
Large Through-Holes near the Midpoint of the Shear Span

指導教員 鈴木 卓

副指導教員 佐藤 慎司

副審査員 大内 雅博

高知工科大学大学院工学研究科基盤工学専攻

佐藤 弘都

2026年1月21日



## 論文要旨

### せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構

佐藤 弘都

本研究は、「せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構」と題し、当該部材における構造性能の把握を目的とした実験的および解析的研究である。

第 1 章「序論」では、本研究の背景と目的を示すとともに本研究に関連する既往研究を示した。これまで、貫通孔径が梁せいの  $1/3$  以上の梁を対象とした既往研究は行われており、そのほとんどが梁スパン中央付近に貫通孔のあるものを対象としている。しかし、設計上の都合により貫通孔を梁スパン中央以外に設ける必要がある場合もあるがそういった場合の研究は少ない。以上の背景より、せん断スパン中央部付近に大貫通孔が配置された RC 基礎梁の実験的および解析的研究を行う必要性を示した。

第 2 章「貫通孔径の異なる RC 基礎梁の静的載荷実験」では、せん断スパン中央に大貫通孔を有する基礎梁において貫通孔径を変数とした静的載荷実験を実施した。その結果、せん断破壊型の試験体では貫通孔比  $1/2.3$  から  $1/2$  に拡大すると最大耐力および変形性能の低下が確認された。貫通孔比の増大に伴い貫通孔補強筋の応力が増加する傾向がみられたものの、最大耐力までに貫通孔補強筋の降伏は確認されなかった。

第 3 章「貫通孔位置の異なる RC 基礎梁の静的載荷実験」では、大貫通孔を有する基礎梁において貫通孔位置が構造性能に及ぼす影響の把握を目的とした静的載荷実験を実施した。最大耐力を記録したサイクルにおいてせん断スパン中央およびスタブ側に貫通孔のある試験体では孔の載荷点側のせん断ひび割れおよび孔上側の接線ひび割れの拡幅が、載荷点側に貫通孔のある試験体では孔下側の接線ひび割れ拡幅が確認された。貫通孔補強筋のある試験体におい

てスタブ側に貫通孔のある試験体の最大耐力が最も低い結果となり、載荷点側に貫通孔のある試験体は載荷板と貫通孔の距離が近いことによる載荷方法の影響がみられた。また、孔上部では載荷点側の貫通孔端から孔際補強筋まで、孔下部では孔の載荷点側に高い最小主ひずみの発生が確認された。

第4章「終局強度評価」では、第2章および第3章で扱った試験体について終局強度評価を行った。曲げ降伏先行型の試験体の耐力は概ね評価可能であった。せん断破壊した試験体は、既往の評価式では最大耐力を過小評価する傾向にあり精度よく評価できなかった。

第5章「FEM解析」では、第3章で扱った試験体に対して有限要素法解析を実施した。解析は最大耐力を記録した  $R=1/100\text{rad}$  まで実施し、 $1/100\text{rad}$  までの履歴特性、ひずみの推移および鉄筋の応力推移から実験結果を概ね再現可能と判断された。これらの解析モデルからせん断伝達機構の検討を行った。載荷点から上弦材に向かうものと、下弦材からスタブ右上に向かう2つのせん断伝達機構が確認された。また、載荷点側に貫通孔のある試験体およびスタブ側に貫通孔のある試験体では、せん断伝達の区間が長い箇所においてせん断補強筋の引張力によりトラス機構の様相が確認された。上下弦材の負担せん断力の推移より、貫通孔補強筋のない試験体では最大耐力時に下弦材の負担するせん断力が増加し、貫通孔補強筋のある試験体では上弦材の負担するせん断力が大きい傾向がみられた。これは、貫通孔補強筋があることで弦材の負担せん断力が上昇したと考えられる。また、貫通孔位置の違いからスタブ側に行くほど下弦材の負担するせん断力が低下した。これは載荷点から上弦材に伝達されるせん断応力の角度が小さいことが要因と推察される。上下弦材の負担せん断力は上弦材では貫通孔左端から貫通孔右側の孔際補強筋までの範囲で、下弦材では貫通孔右側の孔際補強筋から貫通孔右端までの負担せん断力がほとんど一定である傾向がみられた。

**キーワード：**片持ち梁，静的載荷実験，せん断終局強度，有限要素法解析

## Abstract

# Shear Transfer Mechanism of RC Foundation Beams with Large Through-Holes near the Midpoint of the Shear Span

Hiroto Sato

This study, entitled “Shear Transfer Mechanism of RC Foundation Beams with Large Through-Holes near the Midpoint of the Shear Span” is an experimental and analytical investigation aimed at clarifying the structural performance of such members.

Chapter 1, “Introduction,” presents the background and objectives of this study and reviews previous studies related to this research. Previous studies have investigated RC beams with through-holes whose diameters exceed one-third of the beam depth, and most of them focused on beams with through-holes located near the center of the span. However, in practice, through-holes may need to be placed at locations other than the span center due to design requirements, while studies on such cases are limited. Based on this background, the necessity of experimental and analytical investigations on RC foundation beams with large through-holes located near the center of the shear span was demonstrated.

Chapter 2, “Static Loading Tests of RC Foundation Beams with Different Through-Hole Diameters,” presents static loading tests conducted on RC foundation beams with large through-holes located at the center of the shear span, in which the through-hole diameter was treated as a variable. The results showed that for specimens that failed in shear, increasing the through-hole ratio from 1/2.3 to 1/2 resulted in a significant decrease in both maximum strength and deformation capacity. Although the stress in the through-hole reinforcement increased with the increase in the through-hole ratio, yielding of the reinforcement was not observed up to the maximum load.

Chapter 3, “Static Loading Tests of RC Foundation Beams with Different Through-Hole Locations,” presents static loading tests conducted to investigate the influence of through-hole location on the structural performance of RC foundation beams with large through-holes. At the loading cycle corresponding to the maximum load, widening of diagonal shear cracks on the loading-point side of the hole and tangential cracks above the hole were observed in the specimens with through-holes located at the center of the shear span and on the stub side. In contrast, widening of tangential cracks below the hole was observed in the specimen with the through-hole located on the loading-point side. Among the specimens with through-hole reinforcement, the specimen with the hole located on the stub side exhibited the lowest maximum strength. In the specimen with the hole located on the loading-point side, the proximity between the loading plate and the through-hole influenced the loading behavior. In addition, large minimum principal strains were observed between the loading-point-side edge of the hole and the hole-edge reinforcement in the upper region of the hole, and on the loading-point side of the hole in the lower region.

Chapter 4, “Ultimate Strength Evaluation,” evaluates the ultimate strength of the specimens tested in Chapters 2 and 3. The strength of the specimens governed by flexural yielding could be generally evaluated using existing equations. However, for the specimens that failed in shear, the existing evaluation formulas tended to underestimate the maximum strength and could not accurately predict the experimental results.

Chapter 5, “FEM Analysis,” presents finite element analyses conducted for the specimens examined in Chapter 3. The analyses were performed up to the drift angle of  $R = 1/100$  rad, at which the maximum load was recorded. From the hysteretic response up to  $R = 1/100$  rad, as well as the evolution of strains and reinforcement stresses, the analytical models were judged to reproduce the experimental results reasonably well. Based on these analytical models, the shear transfer mechanism was investigated. Two major shear transfer paths were identified: one from the loading point toward the upper chord member, and another from the lower chord member toward the upper right side of the stub. In addition, in the specimens with the through-

hole located on the loading-point side and on the stub side, a truss-like mechanism was observed in regions where the shear transfer path was relatively long, due to the tensile force in the shear reinforcement. From the transition of shear forces carried by the upper and lower chord members, it was found that in specimens without through-hole reinforcement, the shear force carried by the lower chord increased at the maximum load, whereas in specimens with through-hole reinforcement, the upper chord tended to carry a larger portion of the shear force. This is considered to be due to the increase in shear force carried by the chord members caused by the presence of through-hole reinforcement. Furthermore, depending on the location of the through-hole, the shear force carried by the lower chord decreased as the hole position moved closer to the stub side. This is presumed to be caused by the smaller angle of the shear stress transferred from the loading point to the upper chord member. The distribution of shear force carried by the chord members showed that the shear force in the upper chord remained almost constant in the region from the left edge of the hole to the hole-edge reinforcement on the right side, while in the lowe

**Keywords :** Cantilever beam, Static loading test, Ultimate shear strength,  
Finite element analysis

# せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構

## <目次>

### 第 1 章 序論

1.1	研究の背景と目的.....	2 -
1.2	RC 梁のせん断理論と評価式の整理 .....	4 -
1.2.1	鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2024 <sup>1)</sup> .....	4 -
1.2.2	鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説 <sup>4)</sup> .....	6 -
1.3	有孔梁の初期の既往研究.....	8 -
1.3.1	鉄筋コンクリート有孔梁の研究 <sup>6)</sup> .....	8 -
1.3.2	鉄筋コンクリート造有孔梁の開孔補強に関する研究 <sup>7)</sup> .....	9 -
1.3.3	鉄筋コンクリート有孔梁のせん断設計法 <sup>8)</sup> .....	10 -
1.3.4	鉄筋コンクリート造有孔梁の開孔補強に関する研究 <sup>9)</sup> .....	11 -
1.4	貫通孔径 1/3 以上の既往研究 .....	12 -
1.4.1	斜め筋を用いて大開口を補強した RC 有孔梁の力学正常に関する研究 <sup>10)</sup> .....	12 -
1.4.2	大口径貫通孔を有する梁部材の開口補強工法の開発 <sup>2)</sup> .....	14 -
1.4.3	RC 造基礎梁における大貫通孔補強工法の実験的研究 <sup>3)</sup> .....	16 -
1.4.4	大口径貫通孔を有する RC 基礎梁の開孔補強に関する実験的研究 <sup>11)</sup> .....	18 -
1.5	貫通孔位置の影響に関する既往研究 .....	20 -
1.5.1	RC 梁ヒンジ域における開孔が部材性状に与える影響について <sup>12)</sup> .....	20 -
1.5.2	FEM 解析を用いた有開口 RC 梁の構造性能に関する研究 <sup>4)</sup> .....	22 -
1.5.3	RC 梁のせん断耐力に及ぼす貫通孔の配置の影響に関する研究 <sup>13)</sup> .....	24 -
1.5.4	Shear behavior of reinforced concrete beams with web opening near supports <sup>14)</sup> .....	26 -
1.5.5	Design of Reinforced Concrete Beams with Web Openings <sup>15)</sup> .....	28 -
1.5.6	中央開孔位置が上下に偏心した RC 有孔梁の性能 <sup>16)</sup> .....	30 -
1.6	せん断伝達機構に着目した既往研究 .....	31 -
1.6.1	RC 造有孔梁のせん断伝達機構に関する研究 <sup>17)</sup> .....	31 -

1.6.2 斜め補強筋を用いて補強した大開孔貫通孔を有する RC 造基礎梁に関する研究 <sup>18)</sup> .....	- 33 -
1.6.3 載荷方法が大貫通孔を有する RC 基礎梁のせん断耐力に及ぼす影響 <sup>19)</sup> .....	- 35 -
1.7 その他の有孔梁に関する既往研究 .....	- 37 -
1.7.1 プレストレスを導入して開孔補強した RC 造有孔梁のせん断性状 <sup>20)</sup> .....	- 37 -
1.7.2 プレストレスコンクリート有孔梁のせん断強度に関する研究 <sup>21)</sup> ...	- 39 -
1.7.3 既存 RC 梁のあと施工貫通孔の補強に関する FEM 解析 <sup>22)</sup> .....	- 41 -
1.8 既往研究の課題と本研究の位置づけ .....	- 43 -

## 第 2 章 貫通孔径の異なる RC 基礎梁の静的載荷実験

2.1 実験概要 .....	- 41 -
2.1.1 試験体 .....	- 42 -
2.1.2 使用材料の力学特性 .....	- 50 -
2.1.3 載荷計画 .....	- 53 -
2.1.4 計測計画 .....	- 57 -
2.2 実験結果 .....	- 63 -
2.2.1 破壊性状および履歴特性 .....	- 63 -
2.2.2 残留ひび割れ幅 .....	- 72 -
2.2.3 せん断補強筋の応力分布 .....	- 74 -
2.2.4 貫通孔補強筋の応力推移 .....	- 76 -
2.3 貫通孔径の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験のまとめ .....	- 78 -

## 第 3 章 貫通孔位置の異なる RC 基礎梁の静的載荷実験

3.1 実験概要 .....	- 78 -
3.1.1 試験体 .....	- 79 -
3.1.2 使用材料の力学特性 .....	- 88 -
3.1.3 載荷計画 .....	- 92 -
3.1.4 計測計画 .....	- 95 -
3.2 実験結果 .....	- 104 -
3.2.1 破壊性状および履歴特性 .....	- 104 -

3.2.2	あばら筋および孔際補強筋の応力分布 .....	- 113 -
3.2.3	弦材あばら筋の応力分布 .....	- 116 -
3.2.4	貫通孔補強筋の応力推移 .....	- 118 -
3.2.5	最小主ひずみ分布 .....	- 120 -
3.3	貫通孔位置の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験まとめ .....	- 122 -

#### 第 4 章 終局強度評価

4.1	曲げ終局強度 .....	- 121 -
4.2	せん断強度 .....	- 122 -
4.2.1	無孔梁のせん断強度 .....	- 122 -
4.2.2	開口せん断強度 .....	- 123 -
4.2.3	貫通孔上下弦材のせん断強度 .....	- 124 -
4.2.4	靱性指針式によるせん断強度 .....	- 125 -
4.2.5	評価式によるせん断強度 .....	- 126 -
4.3	耐力計算結果および実験値との比較 .....	- 127 -
4.4	終局強度評価のまとめ .....	- 130 -

#### 第 5 章 FEM 解析

5.1	モデル化 .....	- 122 -
5.1.1	解析モデル .....	- 122 -
5.1.2	コンクリートの材料構成則 .....	- 123 -
5.1.3	鉄筋の材料構成則 .....	- 127 -
5.1.4	付着の材料構成則 .....	- 127 -
5.2	実験結果と解析結果の比較 .....	- 128 -
5.2.1	せん断力－変形角関係 .....	- 128 -
5.3.2	ひずみの推移 .....	- 129 -
5.3.3	貫通孔補強筋の応力推移 .....	- 130 -
5.3	せん断伝達機構の検討 .....	- 131 -
5.3.1	せん断応力コンター .....	- 131 -
5.3.2	弦材の負担せん断力推移 .....	- 136 -
5.3.3	弦材のせん断力負担分布 .....	- 138 -
5.4	FEM 解析まとめ .....	- 140 -

第 6 章 本研究のまとめ	
6.1 本研究のまとめ .....	- 147 -
6.2 今後の展望.....	- 149 -
<参考文献> .....	- 150 -
<謝辞> .....	- 153 -

## <図表目次>

図 1.2.1	孔周囲の補強筋の有効範囲 .....	- 4 -
図 1.2.2	あばら筋により補強された梁（配筋およびトラス作用） .....	- 6 -
図 1.2.3	斜め筋により補強された梁（配筋およびトラス作用） .....	- 7 -
図 1.2.4	水平補強筋と孔の上下の横補強筋により補強した梁（配筋およびトラス作用） .....	- 7 -
図 1.3.1	試験体形状および損傷状況 .....	- 8 -
図 1.3.2	孔まわりの補強状況および最終破壊状況 .....	- 9 -
図 1.3.3	せん断力－相対変位関係 .....	- 9 -
図 1.3.4	せん断力－相対変位関係 .....	- 10 -
図 1.3.5	有効補強範囲および加力装置 .....	- 11 -
図 1.3.6	試験体形状 .....	- 11 -
図 1.4.1	試験体形状および補強詳細 .....	- 12 -
図 1.4.2	試験体形状および配筋 .....	- 13 -
図 1.4.3	履歴特性 .....	- 13 -
図 1.4.4	ひび割れ状況 .....	- 13 -
図 1.4.5	試験体形状および配筋 .....	- 14 -
図 1.4.6	損傷状況 .....	- 15 -
図 1.4.7	荷重変形関係 .....	- 15 -
表 1.4.1	最大耐力と計算値の比較 .....	- 15 -
図 1.4.8	工法概要 .....	- 16 -
図 1.4.9	試験体形状および履歴特性 .....	- 17 -
図 1.4.10	補強方法の概要および試験体形状 .....	- 18 -
図 1.4.11	履歴特性および破壊性状 .....	- 19 -
図 1.4.12	実験値と計算値の比較 .....	- 19 -
図 1.5.1	有限要素分割 .....	- 20 -
図 1.5.2	実験結果（荷重－変形関係，主筋のひずみ分布，コンクリートのひずみ推移） .....	- 21 -
図 1.5.3	ひび割れ発生および変形状況（ $\delta=9.6\text{mm}$ ） .....	- 21 -
図 1.5.4	解析モデル .....	- 22 -
図 1.5.5	解析結果（包絡線） .....	- 23 -

図 1.5.6	解析結果（上：ひび割れ図／下：コンター図）	- 23 -
図 1.5.7	試験体形状および配筋	- 24 -
図 1.5.8	履歴特性および破壊性状	- 25 -
図 1.5.9	試験体形状	- 26 -
図 1.5.10	履歴特性	- 26 -
図 1.5.11	破壊性状	- 27 -
図 1.5.12	解析モデル	- 28 -
図 1.5.13	解析結果	- 29 -
図 1.5.14	試験体配筋	- 30 -
図 1.5.15	荷重-変形関係	- 30 -
図 1.6.1	試験体形状および履歴特性	- 31 -
図 1.6.2	部分梁のアーチ機構	- 32 -
図 1.6.3	部分梁のトラス機構	- 32 -
図 1.6.4	せん断力-部材角関係	- 33 -
図 1.6.5	ひび割れ発生と破壊の進行状況	- 34 -
図 1.6.6	解析結果の最小主応力コンターおよび仮定したアーチ機構	- 34 -
図 1.6.7	試験体および解析モデル	- 35 -
図 1.6.8	せん断力-変形角関係	- 35 -
表 1.6.1	解析変数	- 36 -
図 1.6.9	解析モデル（逆対称型）	- 36 -
図 1.6.10	せん断力-変形角関係	- 36 -
図 1.6.11	最小主応力コンター	- 36 -
図 1.7.1	試験体形状および配筋	- 37 -
図 1.7.2	Q-R 曲線およびひび割れ状況	- 38 -
図 1.7.3	試験体配筋図	- 39 -
図 1.7.4	Q-R 関係・破壊性状	- 40 -
図 1.7.5	試験体形状および補強鋼管詳細	- 41 -
図 1.7.6	解析モデル	- 41 -
図 1.7.7	解析と実験の履歴特性	- 42 -
図 1.7.8	損傷状況および最小主応力コンター	- 42 -
表 2.1.1	試験体名	- 41 -
表 2.1.2	試験体一覧	- 42 -

図 2.1.1	試験体形状 (試験体 DC17)	- 44 -
図 2.1.2	配筋状況 (試験体 DC17)	- 45 -
図 2.1.3	試験体の配筋寸法	- 46 -
図 2.1.3	試験体の配筋寸法	- 47 -
図 2.1.4	試験体の断面寸法	- 48 -
図 2.1.5	スタブの配筋状況	- 49 -
表 2.1.3	コンクリートの配合	- 50 -
表 2.1.4	梁コンクリートのスランプ試験結果	- 50 -
表 2.1.5	コンクリートの材料特性	- 50 -
図 2.1.6	梁コンクリートの応力-ひずみ関係	- 51 -
図 2.1.7	スランプ試験時の写真	- 51 -
図 2.1.8	鉄筋の応力-ひずみ関係	- 52 -
表 2.1.6	鉄筋の材料特性	- 52 -
図 2.1.9	加力プログラム	- 54 -
表 2.1.7	許容せん断力の計算結果	- 54 -
図 2.1.10	載荷装置	- 55 -
表 2.1.8	各サイクルにおけるひび割れの色	- 56 -
図 2.1.11	ひずみゲージ計測位置	- 57 -
図 2.1.11	ひずみゲージ計測位置	- 58 -
図 2.1.11	ひずみゲージ計測位置	- 59 -
図 2.1.12	変位計取付位置 (全試験体共通)	- 60 -
表 2.1.9	計測リスト	- 61 -
図 2.2.1(a)	せん断力-変形角関係 (DC13)	- 64 -
図 2.2.2(a)	破壊性状 (DC13)	- 65 -
図 2.2.1(b)	せん断力-変形角関係 (DC17)	- 66 -
図 2.2.2(b)	破壊性状 (DC17)	- 67 -
図 2.2.1(c)	せん断力-変形角関係 (DC20)	- 68 -
図 2.2.2(c)	破壊性状 (DC20)	- 69 -
図 2.2.1(d)	せん断力-変形角関係 (DC17A)	- 70 -
図 2.2.2(d)	破壊性状 (DC17A)	- 71 -
図 2.2.3	貫通孔周囲のひび割れ位置	- 73 -
図 2.2.4	残留ひび割れ推移	- 73 -

図 2.2.5	せん断補強筋のひずみの計測位置 .....	- 74 -
図 2.2.6	せん断補強筋の応力分布 .....	- 75 -
図 2.2.7	貫通孔補強筋のひずみゲージ計測位置 .....	- 76 -
図 2.2.8	貫通孔補強筋の応力推移 .....	- 77 -
表 3.1.1	試験体名 .....	- 78 -
表 3.1.2	試験体概要 .....	- 79 -
図 3.1.1	試験体形状 (NC17 および SC17) .....	- 80 -
図 3.1.2	貫通孔位置 .....	- 81 -
図 3.1.3	試験体配筋状況 .....	- 82 -
図 3.1.4(a)	試験体寸法 (NC17) .....	- 83 -
図 3.1.4(b)	試験体寸法 (SC17) .....	- 84 -
図 3.1.4(c)	試験体寸法 (SL17) .....	- 85 -
図 3.1.4(d)	試験体寸法 (SR17) .....	- 86 -
図 3.1.5	スタブ配筋状況 .....	- 87 -
表 3.1.3	コンクリートの配合 .....	- 88 -
表 3.1.4	梁コンクリートのスランプ試験結果 .....	- 88 -
表 3.1.5	コンクリートの材料特性 .....	- 88 -
図 3.1.6	梁コンクリートの応力-ひずみ関係 .....	- 89 -
図 3.1.7	試験体 SR17 の充填不良箇所 .....	- 90 -
図 3.1.8	鉄筋の応力-ひずみ関係 .....	- 91 -
表 3.1.6	鉄筋の材料特性 .....	- 91 -
図 3.1.9	加力プログラム .....	- 92 -
表 3.1.7	許容せん断力の計算結果 .....	- 92 -
図 3.1.10	载荷装置 .....	- 93 -
表 3.1.8	各サイクルにおけるひび割れの色 .....	- 94 -
図 3.1.11	ひずみゲージ計測位置 .....	- 96 -
図 3.1.11	ひずみゲージ計測位置 .....	- 97 -
図 3.1.12	変位計計測位置 .....	- 98 -
図 3.1.12	変位計計測位置 .....	- 99 -
図 3.1.13	ARAMIS 3D Camera (カメラフレーム 600mm) .....	- 100 -
図 3.1.14	測定条件 .....	- 100 -
図 3.1.15	ARAMIS 設置状況 .....	- 101 -

表 3.1.9	計測リスト一覧 (SC17)	- 102 -
図 3.2.1(a)	せん断力-変形角関係 (NC17)	- 105 -
図 3.2.2(a)	最大主ひずみ分布 (NC17)	- 106 -
図 3.2.1(b)	せん断力-変形角関係 (SC17)	- 107 -
図 3.2.2(b)	最大主ひずみ分布 (SC17)	- 108 -
図 3.2.1(c)	せん断力-変形角関係 (SL17)	- 109 -
図 3.2.2(c)	最大主ひずみ分布 (SL17)	- 110 -
図 3.2.1(d)	せん断力-変形角関係 (SR17)	- 111 -
図 3.2.2(d)	最大主ひずみ分布 (SR17)	- 112 -
図 3.2.3	あばら筋および孔際補強筋の応力分布	- 114 -
図 3.2.3	あばら筋および孔際補強筋の応力分布	- 115 -
図 3.2.4	弦材あばら筋のひずみゲージ貼付位置	- 116 -
図 3.2.5	弦材あばら筋の応力分布	- 117 -
図 3.2.6	貫通孔補強筋のひずみゲージ貼付位置	- 118 -
図 3.2.7	貫通孔補強筋の応力推移	- 119 -
図 3.2.8	最小主ひずみ分布	- 121 -
表 4.3.1	計算結果および実験結果の一覧 (単位: kN)	- 128 -
図 4.3.1	強度比グラフ	- 129 -
図 5.1.1	解析モデル	- 122 -
図 5.1.2	応力-ひずみ関係	- 124 -
図 5.1.3	テンションスティフニング特性	- 125 -
図 5.1.4	履歴則	- 126 -
図 5.1.5	鉄筋の応力-ひずみ関係	- 127 -
図 5.1.6	付着応力-すべり関係	- 127 -
図 5.2.1	実験および解析のせん断力-変形角関係	- 128 -
図 5.2.2	ひずみ推移	- 129 -
図 5.2.3	貫通孔補強筋の応力推移	- 130 -
図 5.3.1(a)	せん断応力コンター (NC17)	- 132 -
図 5.3.1(b)	せん断応力コンター (SC17)	- 133 -
図 5.3.1(c)	せん断応力コンター (SL17)	- 134 -
図 5.3.1(d)	せん断応力コンター (SR17)	- 135 -
図 5.3.2	負担せん断力推移	- 137 -

図 5.3.3	弦材の負担軸力および応力算定位置 .....	- 137 -
図 5.3.4	負担せん断力の算定要素 .....	- 138 -
図 5.3.5	負担せん断力分布 .....	- 139 -



# 第 1 章 はじめに

## 1.1 研究の背景と目的

建物の基礎構造には建物全体を支持し、上部構造から伝達される荷重を地盤へ安全に伝達する役割を担う基礎梁と呼ばれる重要な構造部材が存在する。鉄筋コンクリート（以下、RC）造の基礎梁には、設備配管の維持管理や点検作業を目的として、人が通行可能な大貫通孔を設けることが求められる場合がある。しかし、梁に貫通孔を設けることにより断面欠損が生じ、曲げ耐力やせん断耐力、剛性などの構造性能の低下することが知られている。中でもせん断耐力の低下は顕著であり、貫通孔周囲には応力集中によりひび割れが発生しやすいことから、孔周囲には適切なせん断補強を施す必要がある。しかしながら、一般にせん断補強を十分に行ったとしても、梁の剛性低下を完全に回復することは困難であるため、大きな貫通孔の設置や連続した貫通孔を設けたりすることは避けるべきとされている。そのため、鉄筋コンクリート構造計算規準より、貫通孔の孔径と梁せいの比（以下、貫通孔比）を  $1/3$  以下とすることが推奨されている<sup>1)</sup>。一方で人が一人通行するためには、貫通孔径はおおよそ  $600\text{mm}$  程度が必要とされており、この条件を満足させるためには、基礎梁のせいを  $1800\text{mm}$  以上とする必要がある。しかしながら、7階建てから8階建て以下のRC構造物においては構造計算上、基礎梁せいが  $1800\text{mm}$  以下で十分な場合もみられる。そういった場合、貫通孔の設置により必要以上に梁せいを大きくせざるを得ないという問題が生じている。このような過剰設計は、掘削量の増大やコンクリートおよび鉄筋使用量の増加を招き、施工性や経済性の面で不利となる。したがって、貫通孔比を従来よりも大きく設定することが可能となれば、施工の合理化や資源の有効利用につながると考えられる。

このような背景から、近年では、貫通孔比を  $1/3$  以上にする研究が進められている。文献 2)、3)では、貫通孔比  $1/2$  程度の梁に対しての開口補強工法の開発が行われている。これらの研究では、逆対称型の曲げモーメント分布の試験体に対して貫通孔を梁スパン中央付近に設置したものがほとんどである。実際の設計では、設備計画等の都合により梁スパン中央に貫通孔を設けられない場合がある。こうした配置では、大きな曲げモーメントが作用する範囲に貫通孔が存在することになるため、その影響を考慮・検討しなければならないものの、こうした状況を対象とした検討事例は不十分である。

以上の背景を踏まえ、本研究では、せん断スパン中央部に大貫通孔を有する

RC 造基礎梁を対象として、静的載荷実験および解析を実施した。第 2 章では、貫通孔径を実験変数とした試験体による静的載荷実験の結果を示す。また、文献 4)より有限要素法解析（以下、FEM 解析）のみの研究ではあるものの、貫通孔位置が最大耐力に影響を及ぼす結果が報告されている。そこで第 3 章では、貫通孔位置を変数とした静的載荷実験を行い、孔位置が構造性能に及ぼす影響について検討する。第 4 章では、第 2 章および第 3 章で得られた実験結果を基に、各試験体の終局強度評価を行った結果を示す。第 5 章では、第 3 章の試験体を対象とした FEM 解析を実施し、解析の妥当性について検討する。その後、解析結果からせん断スパン中央に大貫通孔を有する RC 造基礎梁におけるせん断力伝達機構について行った検討結果を示す。

## 1.2 RC 梁のせん断理論と評価式の整理

### 1.2.1 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2024<sup>1)</sup>

有孔梁の設計においては、一般の梁と同様に、長期応力と短期応力に対して安全になるように設計するべきであるが、有孔梁のせん断ひび割れ強度やクリープなどの変形性状に関する研究は少なく、現状では、当該梁を含む架構がメカニズムに達したときのせん断力に対して十分な強度と変形性能が期待できることを確認することとしている場合が多く、RC 構造計算規準においても、同様の設計法を採用することとしている。以下に規定している孔形状、補強筋配筋などを満足する場合は、孔による合成低下の影響を無視するとともに孔部分で上下に分割された断面は一体に挙動するものと考えてよく、曲げモーメントに対する検討は晶託しても良いとする。また、有孔梁のせん断終局強度は、当該梁を含む架構がメカニズムに達したときのせん断力に対して十分な強度と変形性能が期待できる場合を除き、原則として孔がない場合の梁のせん断終局強度を下回らないものとするとしている。

#### ○孔周囲の補強の有効範囲

単独の円形孔を有する梁の孔周囲のひび割れの可能性がある範囲を図 1.2.1 の範囲と考える。ここで、図中の  $c$  は孔周囲の補強筋が有効な範囲を表しており、孔中心と孔中心より  $45^\circ$  方向に引いた直線が主筋重心と交わる位置との距離で定義している。なお、孔の上下には、孔際と同程度以上のあばら筋比となるようにあばら筋を配筋するのが望ましい。

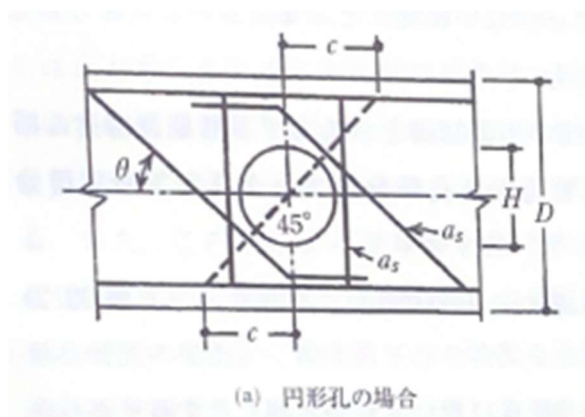


図 1.2.1 孔周囲の補強筋の有効範囲

○孔周囲の大地震に対する安全性の確保を目的とした検討

単独の円形孔を有する梁の孔周囲の大地震に対する安全性の検討は、梁メカニズム時のせん断力に対して、式 (1.2.1)のせん断終局強度式を適用するものとする。この式のもとになった実験式は実際の梁に近い条件を有する円形孔を有する有孔梁の試験体 ( $H/D > 1/3$ ,  $p_s = 0$ ,  $p_s \geq 1.2$  のものを含まない) 220 体の実験結果を安全側にまとめたものであり、この式による計算値に対する実験値の比の平均は 1.10、標準偏差は 0.22 となっている。この比が 1 を下回ったものは 220 体中 7 体のみである。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.092k'_u k_p (\sigma_B + 18)}{M/(Qd) + 0.12} \left( 1 - 1.61 \frac{H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{p_r \sigma_{ry} + p_s \sigma_{wy}} \right\} bj \quad (1.2.1)$$

記号

$k'_u$  : 断面寸法による補正係数

$k_p$  : 引張鉄筋による補正係数

$p_t$  : 引張鉄筋比 (%)

$b$  : 梁幅 (mm)

$j$  : 応力中心間距離 ( $j = 7/8d$ )

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$H$  : 貫通孔径 (mm)

$p_r$  : 貫通孔補強筋の補強筋比

$\sigma_{ry}$  : 貫通孔補強筋の降伏点 ( $\text{N/mm}^2$ )

$p_s$  : 孔際補強筋の補強筋比

$\sigma_{wy}$  : 孔際補強筋の降伏点 ( $\text{N/mm}^2$ )

## 1.2.2 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説<sup>4)</sup>

梁に開口を有する場合、あばら筋、斜め筋、簡易補強金物などにより開口補強を施す必要が生じる。以下に、あばら筋により開口補強された梁、斜め筋により開口補強された梁などを例にし、開口補強された梁のせん断強度を考える。

### (1) 通常のおばら筋のみにより補強した有孔梁

図 1.2.2 のような通常のおばら筋のみにより補強した有孔梁のせん断終局強度を考える。ここで、 $H$ ：円孔の直径、 $G$ ：孔の両脇のおばら筋の間隔、 $y_0$ ：材軸から孔の中心までの距離とする。このような部材では、アーチ機構の発生は困難であり、図 1.2.2(b) のようなトラス作用によってせん断力が伝達されるはずである。

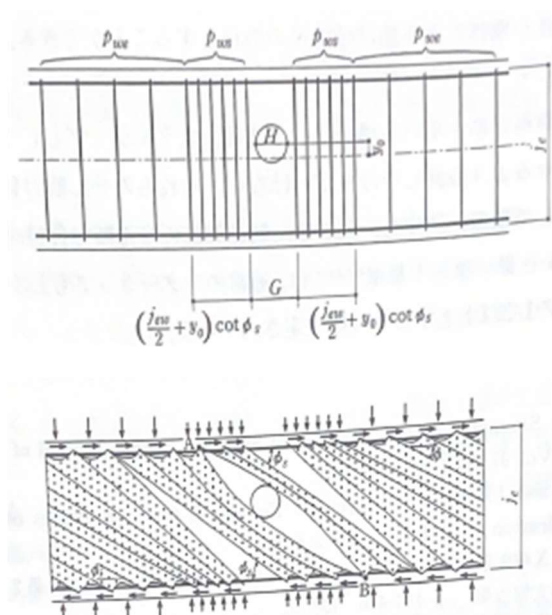


図 1.2.2 あばら筋により補強された梁（配筋およびトラス作用）

### (2) 斜め筋により補強した有孔

斜め筋により補強した場合のトラス要素は図 1.2.3 のようになる。孔の両脇のおばら筋よりも外側に定着した斜め筋については、定着領域でのコンクリートの圧縮応力がそれほど厳しくないで、少なくとも引張側ではその性能を十

分發揮できると考えてよい。

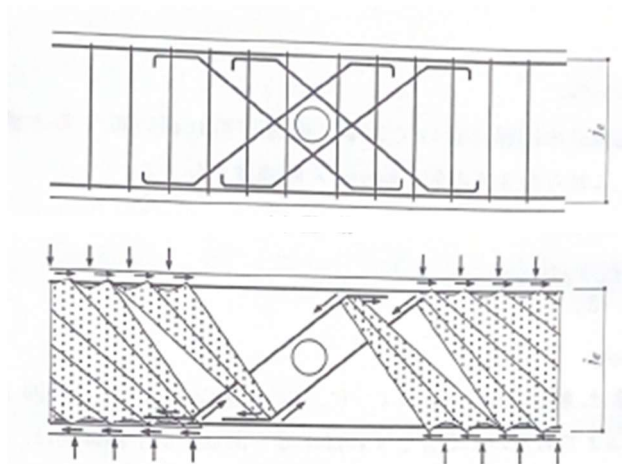


図 1.2.3 斜め筋により補強された梁（配筋およびトラス作用）

(3) 水平補強筋と孔の上下の横補強筋により補強した有孔梁

水平補強筋と孔の上下の横補強筋による補強を行った場合のトラス作用は図 1.2.4 のようになる。

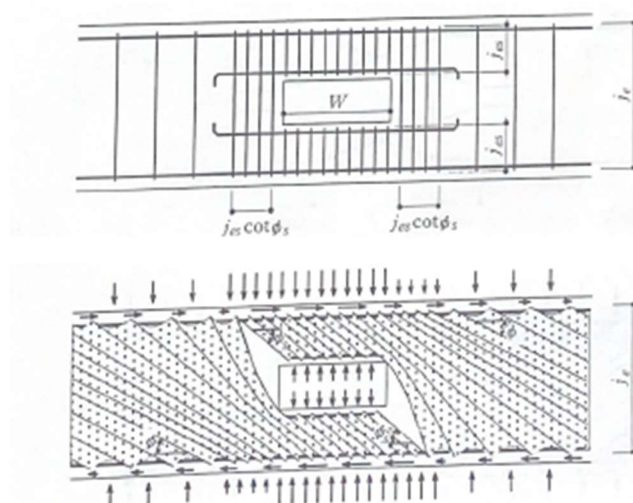


図 1.2.4 水平補強筋と孔の上下の横補強筋により補強した梁（配筋およびトラス作用）

### 1.3 有孔梁の初期の既往研究

#### 1.3.1 鉄筋コンクリート有孔梁の研究<sup>6)</sup>

鉄筋コンクリート造の有孔梁では、貫通孔補強の方法として古くはあばら筋や斜め筋による補強が行われてきた。藤本は、鉄筋コンクリートの有孔梁に対して、孔形とせん断補強を変数として構造実験を行った。その結果、有孔梁は無孔梁に対して弾性的性質を持つ範囲が狭いことが確認された。また、孔形に沿って円形または方形に配した補強筋は、隅角部のひび割れ発生を防ぐことができず梁の終局強度向上にも効果がないことが明らかとなった。断面欠損が大きいと孔上下のせん断破壊が耐力を左右し、剛性を著しく低下させることが確認された。

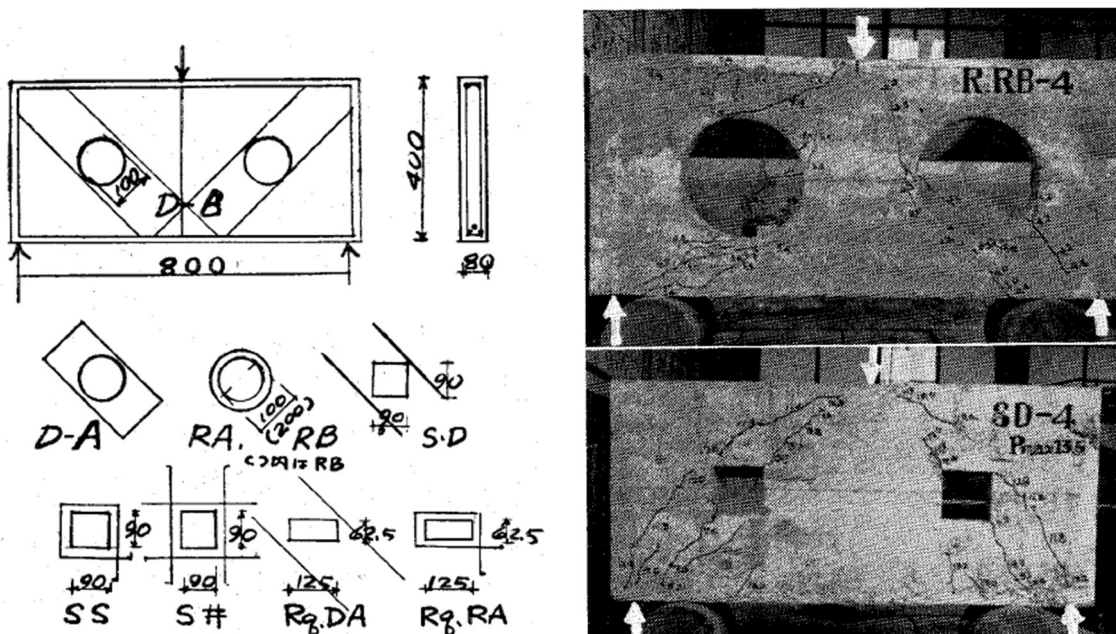


図 1.3.1 試験体形状および損傷状況

### 1.3.2 鉄筋コンクリート造有孔梁の開孔補強に関する研究<sup>7)</sup>

林らは、それまでなかった孔回りを補強する補強金物を提案し、それを用いた梁の耐力や靱性、破壊性状等を検討することを目的として有孔梁の構造実験を実施した。試験体は有孔無補強の梁、2種類の補強金物を用いた梁の計3体の実験が行われた。その結果、補強金物を用いたものは、無補強のものに比べて最大耐力が大きく、補強効果が確認された。孔回り補強量が少ないと、貫通孔から斜め45度方向のひび割れ発生とともに急激に耐力が低下する傾向がみられた。

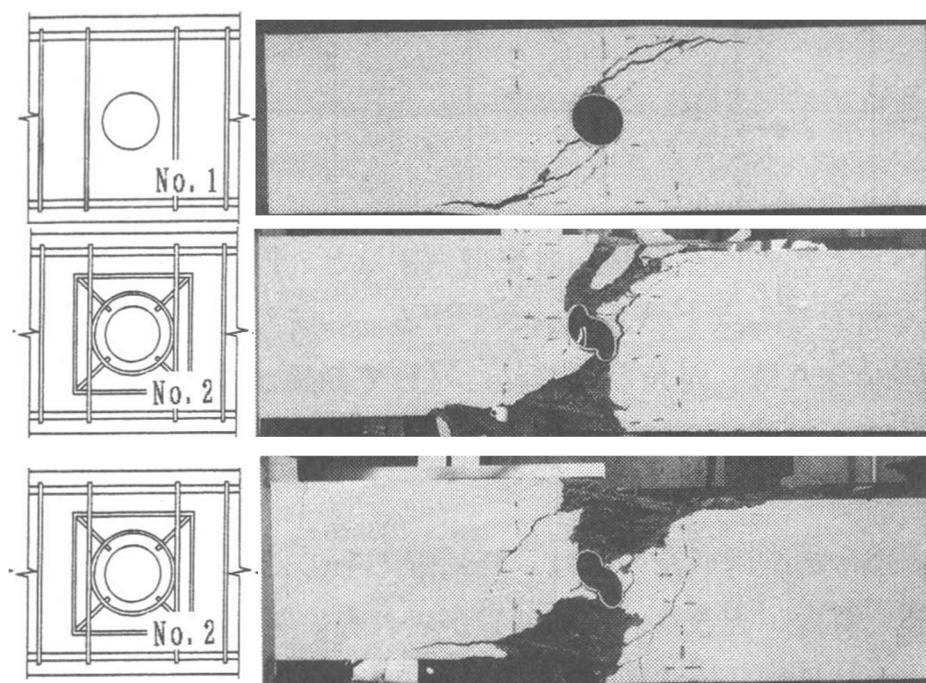


図 1.3.2 孔まわりの補強状況および最終破壊状況

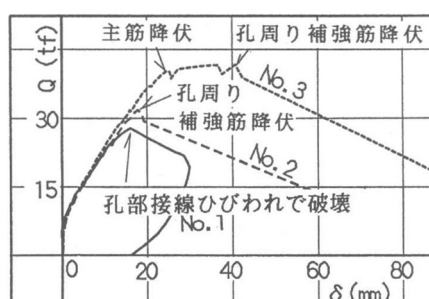


図 1.3.3 せん断力－相対変位関係

1.3.3 鉄筋コンクリート有孔梁のせん断設計法 <sup>8)</sup>

市之瀬らはそれまで使用されていた有孔梁の設計式は、種々の実験から得られたデータをもとに推定された実験式であり、部材の形状、特に開口部の大きさや位置に対する補強限界などは不明瞭なままとなっている。筆者らはトラス作用の考え方を基本とした有孔梁のせん断設計法を示した。これに引き続き、通常のあばら筋による有孔梁の補強方法と下界定理, 上界定理の両面から考察を進めた。

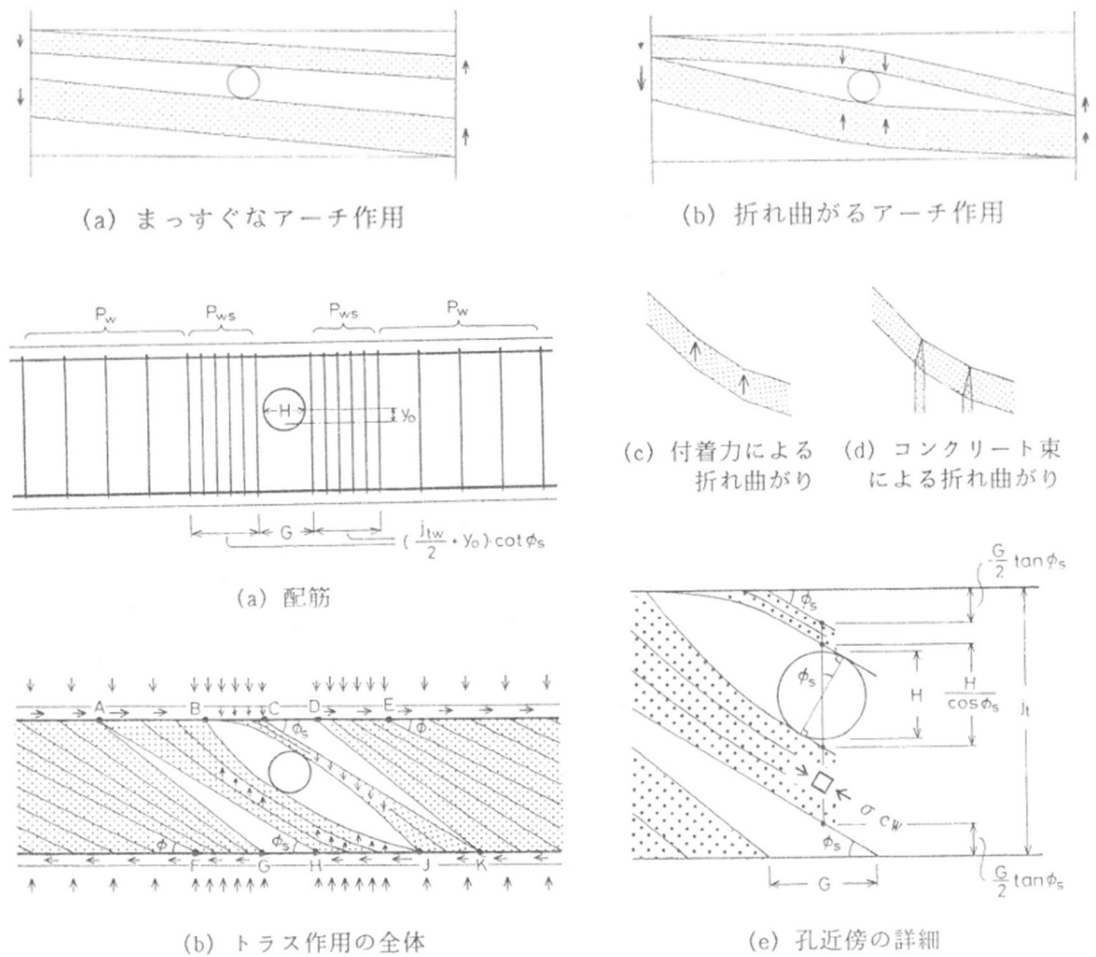


図 1.3.4 せん断力－相対変位関係

### 1.3.4 鉄筋コンクリート造有孔梁の開孔補強に関する研究<sup>9)</sup>

研究の蓄積により、施工性を向上させた工場生産による開孔補強筋が開発された。三澤らは、開孔補強筋を用いてせん断補強効果を調べるために実験を行った。その結果、開孔補強筋は孔部周辺のひび割れに対して有効に補強されていることが確認された。普通強度のコンクリートと高強度のあばら筋という材料強度の組み合わせにおいて、開口補強筋の径を大きくしてもその補強効果は上がらなかった。

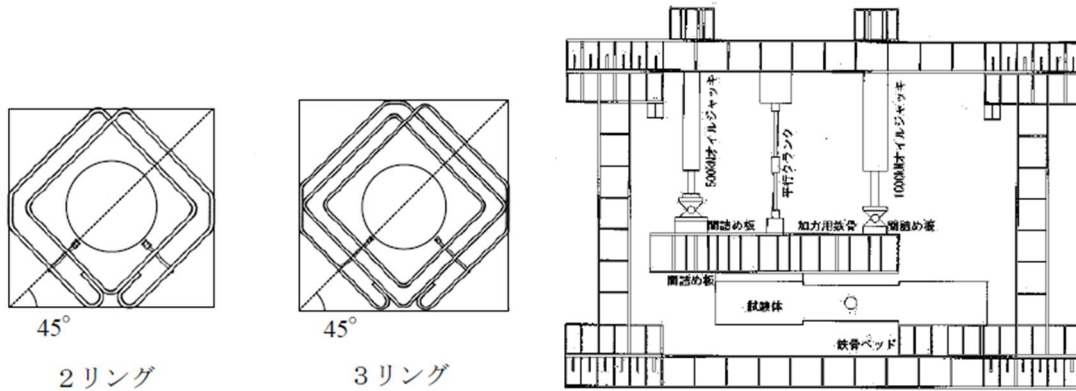


図 1.3.5 有効補強範囲および加力装置

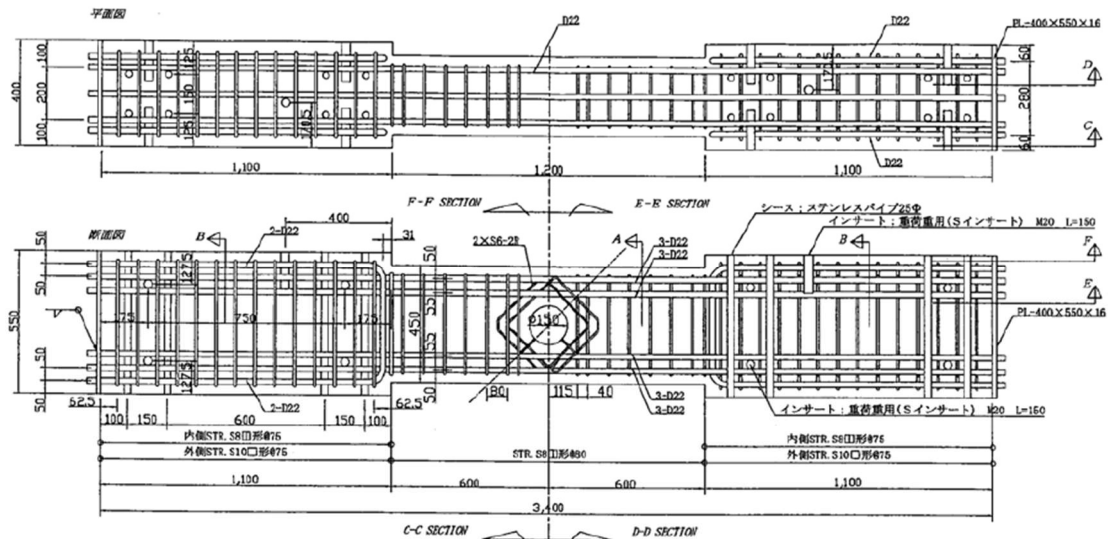


図 1.3.6 試験体形状

## 1.4 貫通孔径 1/3 以上の既往研究

### 1.4.1 斜め筋を用いて大開口を補強した RC 有孔梁の力学正常に関する研究<sup>10)</sup>

(その 1) では、三村らにより、直径が約 1/2.5 の貫通孔をスパン中央に設けた試験体 (図 1.4.1) を用いて RC 有孔梁の曲げせん断実験が行われた。

(その 2) では、(その 1) に引き続き、直径が梁せいの約 1/2.5 の貫通孔を設けた試験体 (図 1.4.2) を用いて RC 有孔梁の曲げせん断実験が行われた。開口周囲をせん断補強し、梁端部の曲げが先行する場合の力学特性について検討しており、実験結果より梁端部で主筋が降伏した後、開口部が破壊することなく大きな変形性能を示すことが明らかになった。

(その 1) および (その 2) では、どちらも鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説に示される有孔梁のせん断終局強度評価式を用いて最大耐力と計算値の結果の比較を行っており、実験値と計算値の比は約 1.4 程度であることが明らかとなった。

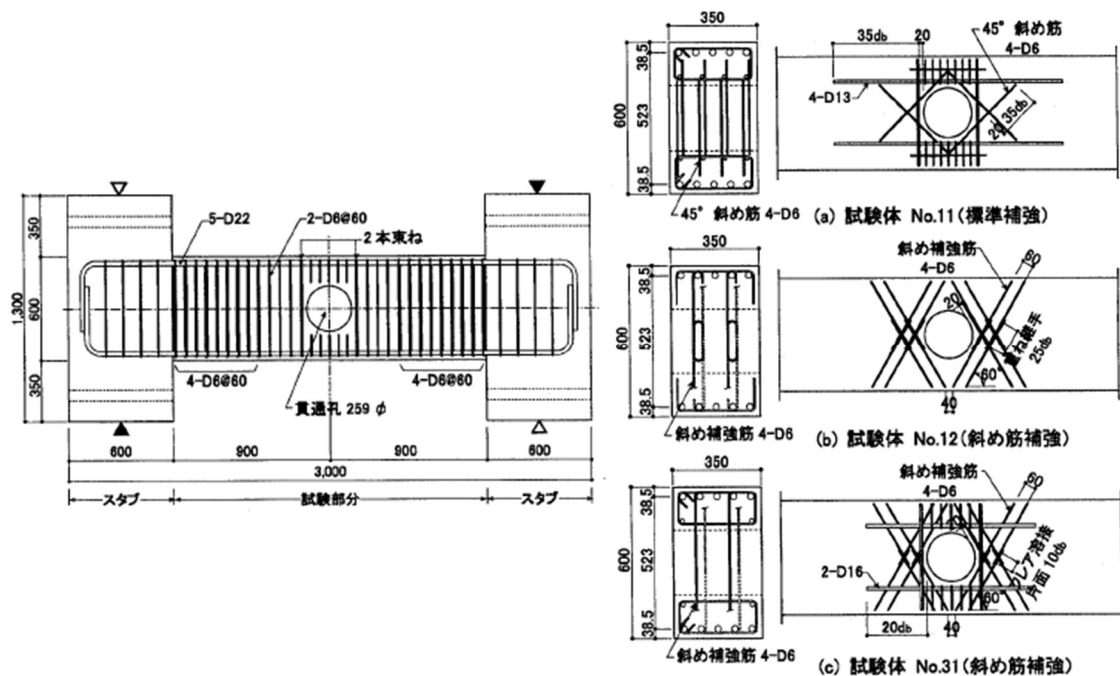


図 1.4.1 試験体形状および補強詳細

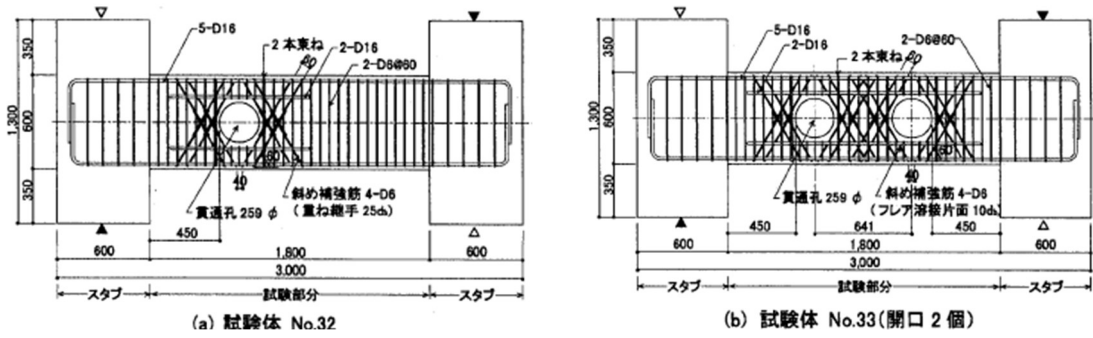


図 1.4.2 試験体形状および配筋

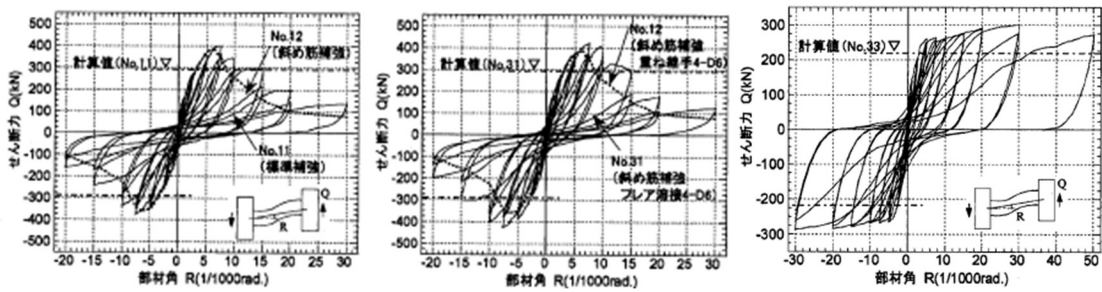


図 1.4.3 履歴特性

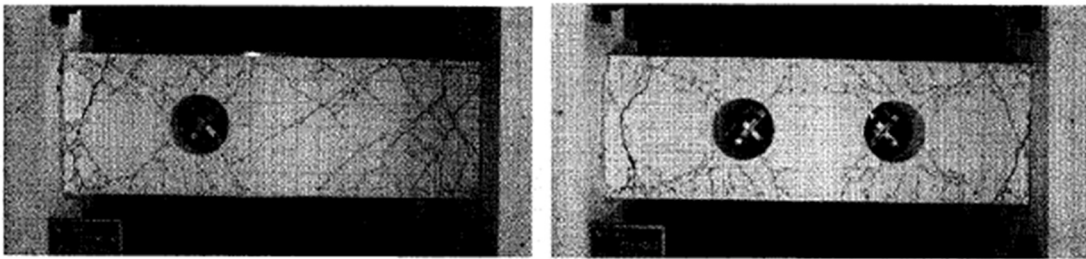


図 1.4.4 ひび割れ状況

### 1.4.2 大口径貫通孔を有する梁部材の開口補強工法の開発<sup>2)</sup>

石岡らは、梁せいの 1/2 程度の直径を有する孔が貫通可能な鉄筋コンクリート梁の開口補強工法の開発を行った。工法は、K 型の形状の補強筋を主体とした開口補強であり、開口補強筋量を変数とした実験から構造性能と現行の規準耐力式の適応性の確認が行われた。実験では、開口補強筋量が多いほど最大耐力上昇と靱性能向上が確認された。また、実験で使用された試験体の最大耐力は鉄筋コンクリート構造計算規準に示される式 (1.2.1) の計算値との比 1.09 ~ 1.73 の範囲にあった。

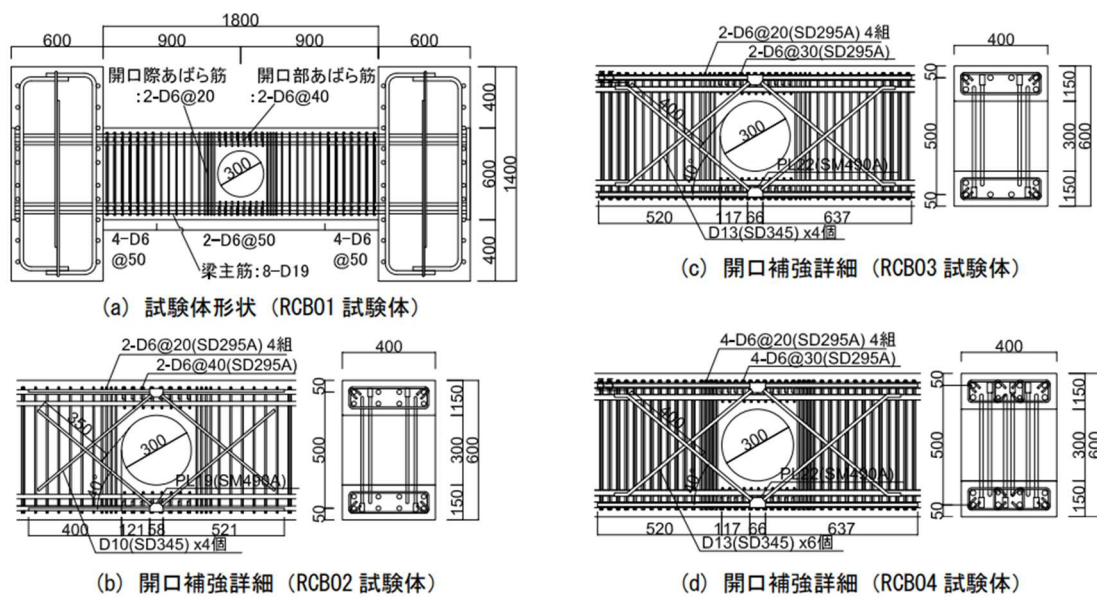


図 1.4.5 試験体形状および配筋

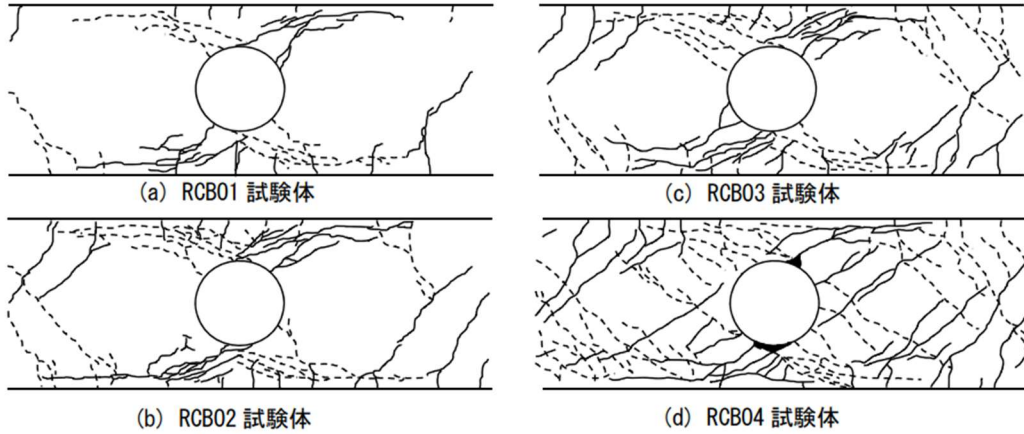


図 1.4.6 損傷状況

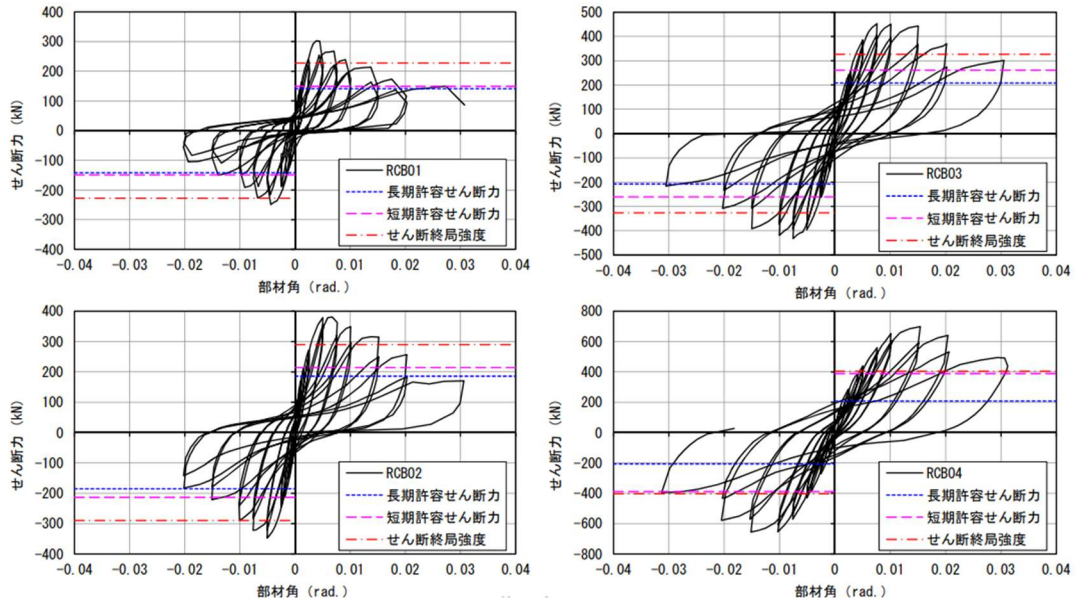


図 1.4.7 荷重変形関係

表 1.4.1 最大耐力と計算値の比較

試験体名	コンクリート 圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	最大耐力		(3)式との比較		(4)式との比較		(5)式との比較		
		部材角 ( $10^{-3}\text{rad.}$ )	部材角 (rad.)	実験値 (kN)	計算値 (kN)	実験値 /計算値	計算値 (kN)	実験値 /計算値	計算値 (kN)	実験値 /計算値
RCB01	36.9	4.47	+1/224	301.0	227.6	1.32	167.4	1.80	477.1	0.63
		-4.39	-1/228	-248.9						
RCB02	39.9	6.76	+1/148	380.5	289.8	1.31	240.7	1.58	477.1	0.80
		-5.06	-1/198	-347.8						
RCB03	41.4	7.59	+1/132	452.8	326.8	1.39	352.9	1.28	667.3	0.68
		-7.58	-1/132	-432.4						
RCB04	41.0	15.44	+1/65	697.8	403.7	1.73	580.8	1.20	667.3	1.05
		-15.18	-1/66	-657.0						
				(平均)		1.37	(平均)	1.39	(平均)	0.75

### 1.4.3 RC 造基礎梁における大貫通孔補強工法の実験的研究<sup>3)</sup>

RC 造基礎梁に直径 600mm 程度の大貫通孔が必要な場合、貫通孔の直径は梁せいの 1/3 以下とする規定から、梁せいとして 1800mm 以上が必要となる。しかし、7, 8 階建て以下の RC 構造物の場合には、過剰な基礎梁せいとなる。そこで田口らは、梁せいを小さくするために、貫通孔の直径を梁せいの 1/2 まで拡大することを目的とし、高強度鉄筋コンクリート用棒鋼による貫通孔補強筋を用いた RC 造基礎梁における大貫通孔補強工法の提案を行った。そして、提案工法に関して、その構造特性の確認のために曲げせん断実験を実施した。この工法の終局強度は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説に示めされる貫通孔部および弦材部に対するせん断終局強度によって安全側に評価できることが確認された。しかし、実験値と計算値の強度比の平均値は貫通孔部のせん断終局強度では 1.88、弦材部のせん断終局強度では 1.67 と安全に評価しすぎている結果となった。

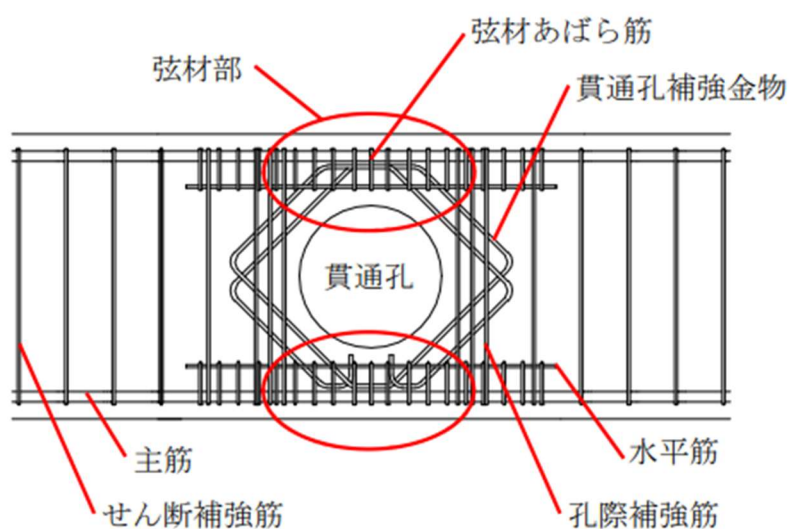


図 1.4.8 工法概要

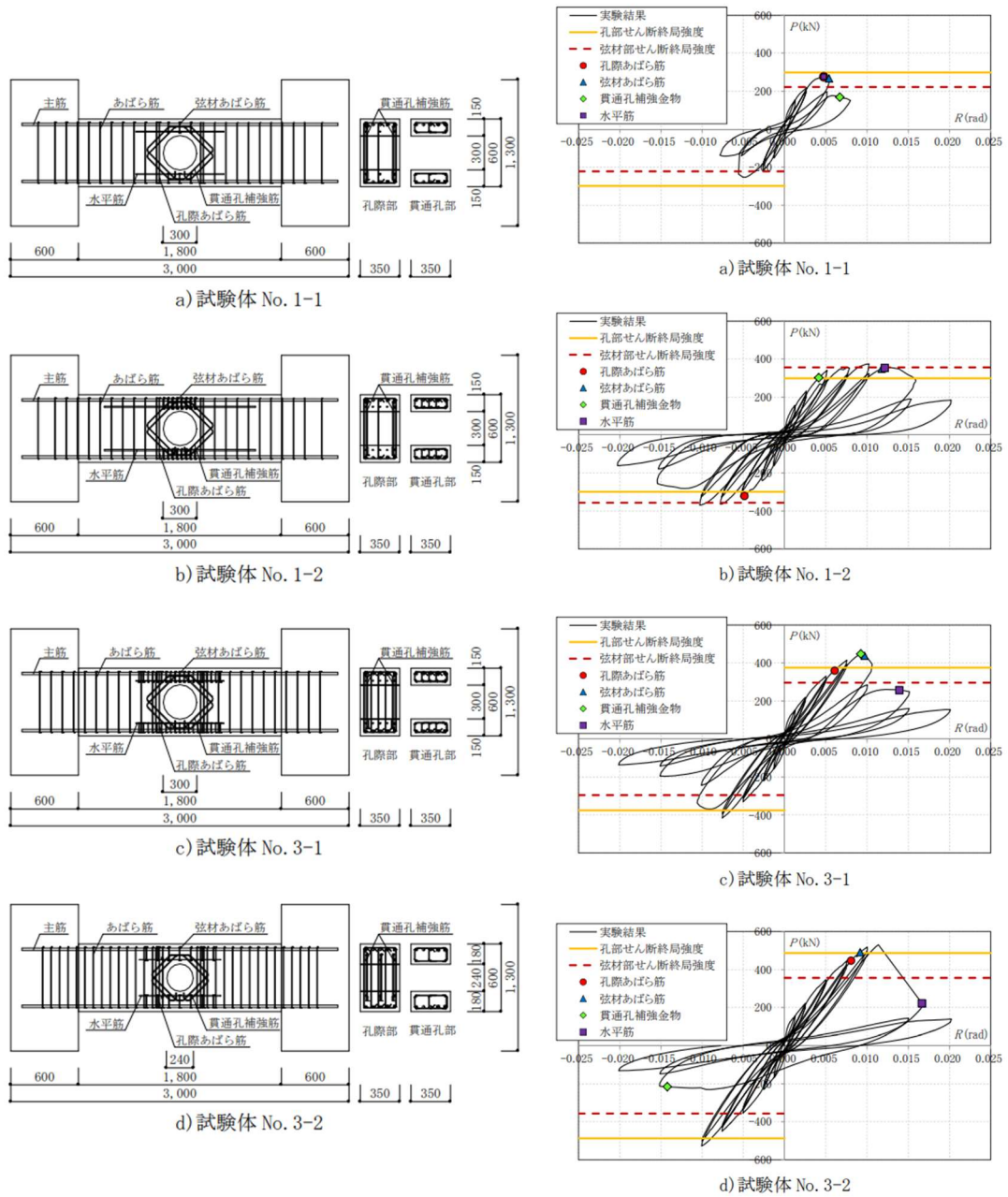


図 1.4.9 試験体形状および履歴特性

### 1.4.4 大孔径貫通孔を有する RC 基礎梁の開孔補強に関する実験的研究<sup>11)</sup>

松浦らは、開孔直径が梁せいの 1/2 程度の有孔梁の開口補強工法の開発を行った。開孔直径、開孔補強筋の種類、開孔数、開孔の違いによる有孔梁試験体 6 体について加力実験を行い、構造性能およびせん断耐力についての検討が行われた。開孔直径が梁せいの 1/3 を超える大開孔においても斜め補強筋と貫通孔補強金物を併用した試験体のせん断耐力は既往のせん断耐力式で評価できること、大開孔に平均開孔直径の 2.5 倍の間隔で近接する小開孔が大開孔のせん断耐力に及ぼす影響は小さいこと、および第開口の開孔位置がせん断耐力に及ぼす影響は小さいことを実験により示した。

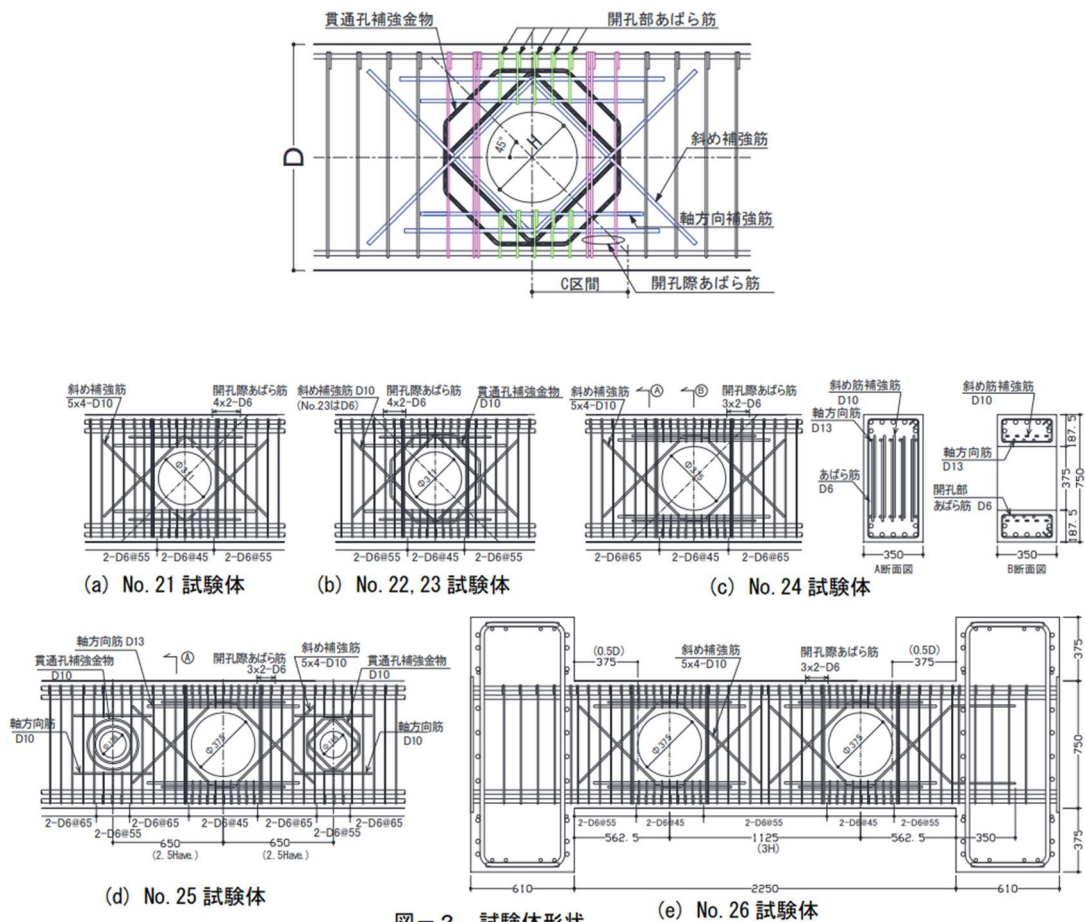


図 1.4.10 補強方法の概要および試験体形状



## 1.5 貫通孔位置の影響に関する既往研究

### 1.5.1 RC 梁ヒンジ域における開孔が部材性状に与える影響について<sup>12)</sup>

RC 規準によると、開孔が梁スパンおよび梁せいの中央にあり、かつ十分に開孔補強が施されていれば開孔位置が曲げ耐力や変形性能に及ぼす影響は少ないとされている。しかし、柱際に寄ったり、梁下端方向に偏心するとその影響は無視できないものとなり、このような位置には開孔を設けないことが望ましいとされている。濱田らは、FEM 解析を用いて開孔水平位置をパラメータとした解析を行い、解析結果を比較することによりヒンジ域における開孔が部材性状に及ぼす影響について検討した。解析結果より、有孔梁において開孔周囲に適切な補強を施すことにより、無孔梁と同様な梁降伏型破壊をさせることが可能であることが明らかとなった。また、開孔が危険断面に近づくほど、圧縮縁コンクリートの負担が大きくなるため、圧縮コンクリートの靱性を確保する必要がある。

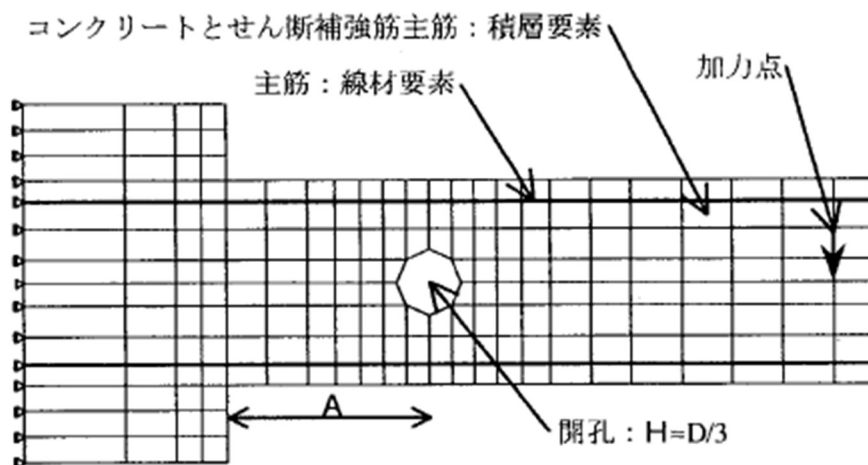


図 1.5.1 有限要素分割

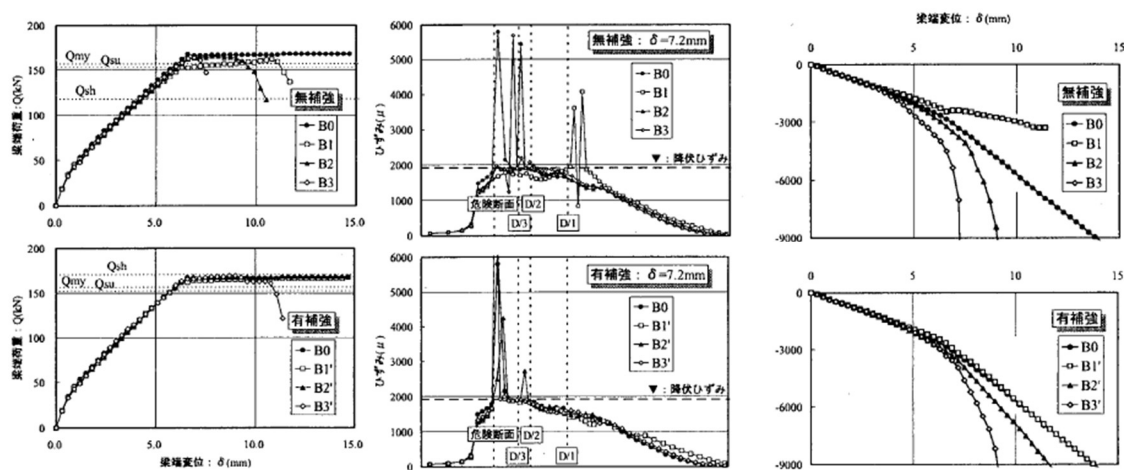


図 1.5.2 実験結果（荷重－変形関係，主筋のひずみ分布，コンクリートのひずみ推移）

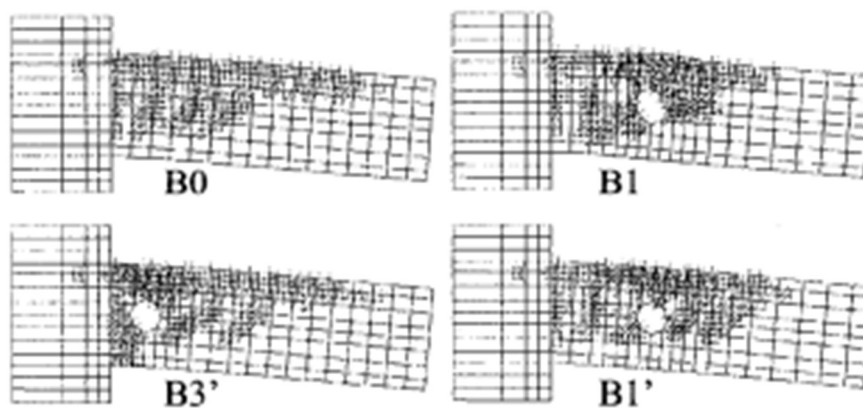


図 1.5.3 ひび割れ発生および変形状況（ $\delta=9.6\text{mm}$ ）

### 1.5.2 FEM 解析を用いた有開口 RC 梁の構造性能に関する研究<sup>4)</sup>

渋市らは、FEM 解析によって貫通孔位置をパラメータとして解析を行い、貫通孔の条件による構造性能への影響を検討した。解析はせん断スパン 1.5 のものと 2.0 の 2 種類のシリーズであり、それぞれ梁スパン中央から梁端部に貫通孔を移動させた 3 体の計 6 体で解析が行われた。解析結果より、せん断スパン 1.5 のシリーズでは、貫通孔位置が梁中央にあるモデルの最大耐力が最も低い結果となった。せん断スパン比が 2.0 のシリーズでは、貫通孔位置の違いによる耐力の差は、せん断スパン 1.5 のシリーズに比べて小さい結果となった。

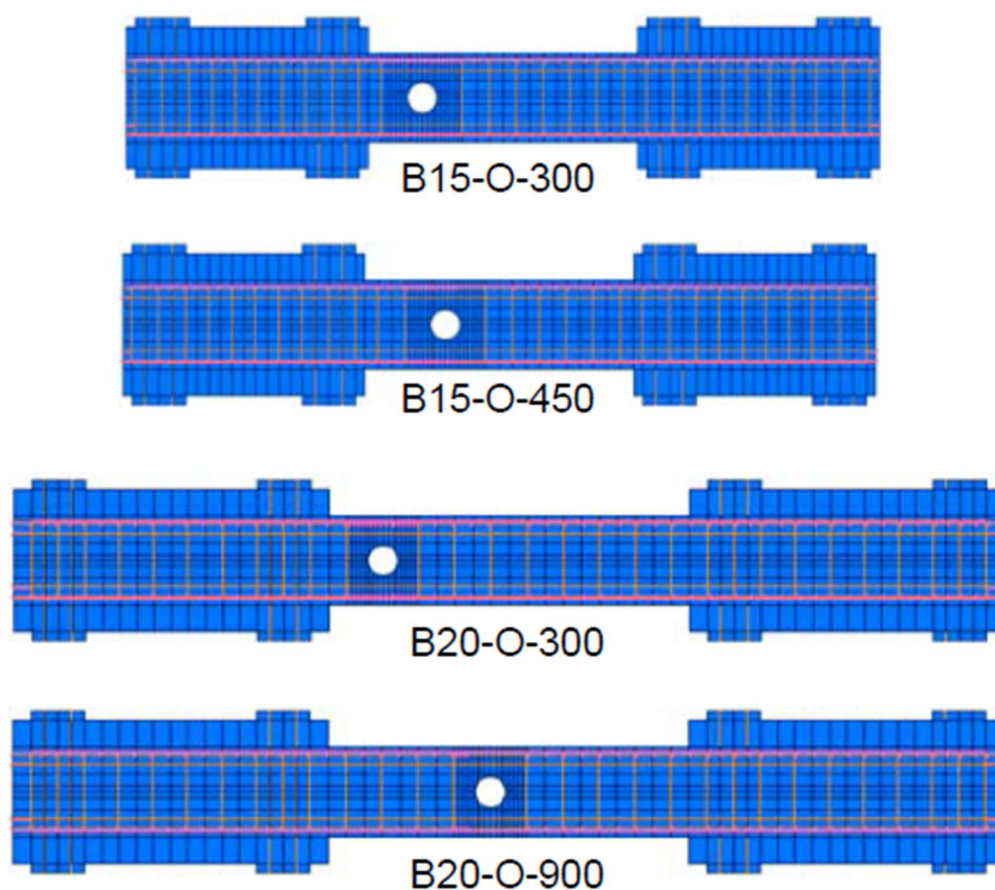


図 1.5.4 解析モデル

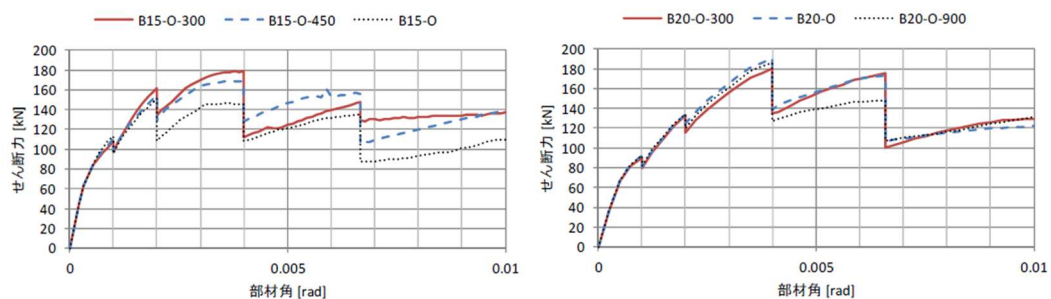


図 1.5.5 解析結果（包絡線）

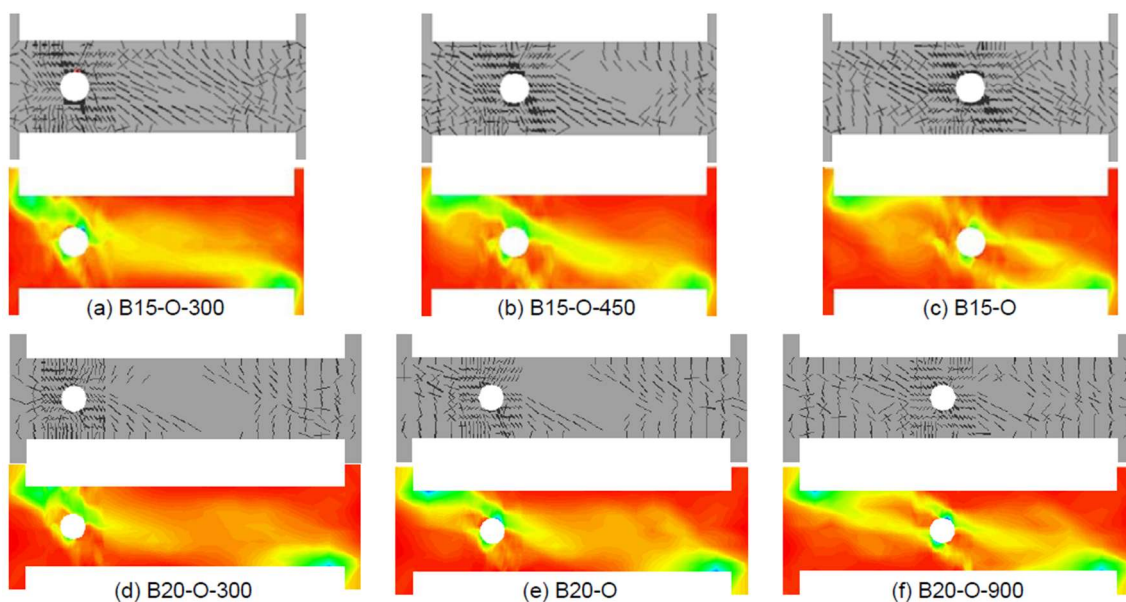


図 1.5.6 解析結果（上：ひび割れ図／下：コンター図）

### 1.5.3 RC 梁のせん断耐力に及ぼす貫通孔の配置の影響に関する研究<sup>13)</sup>

高橋らは、貫通孔が梁スパン中央に対して対称な試験体と非対称な試験体を作成し、曲げ降伏よりせん断破壊が先行する鉄筋コンクリート梁の加力実験を行った。最大耐力は、偏心開孔試験体は無開孔試験体よりも低く、対称開孔の試験体は無開孔試験体よりも高くなった。

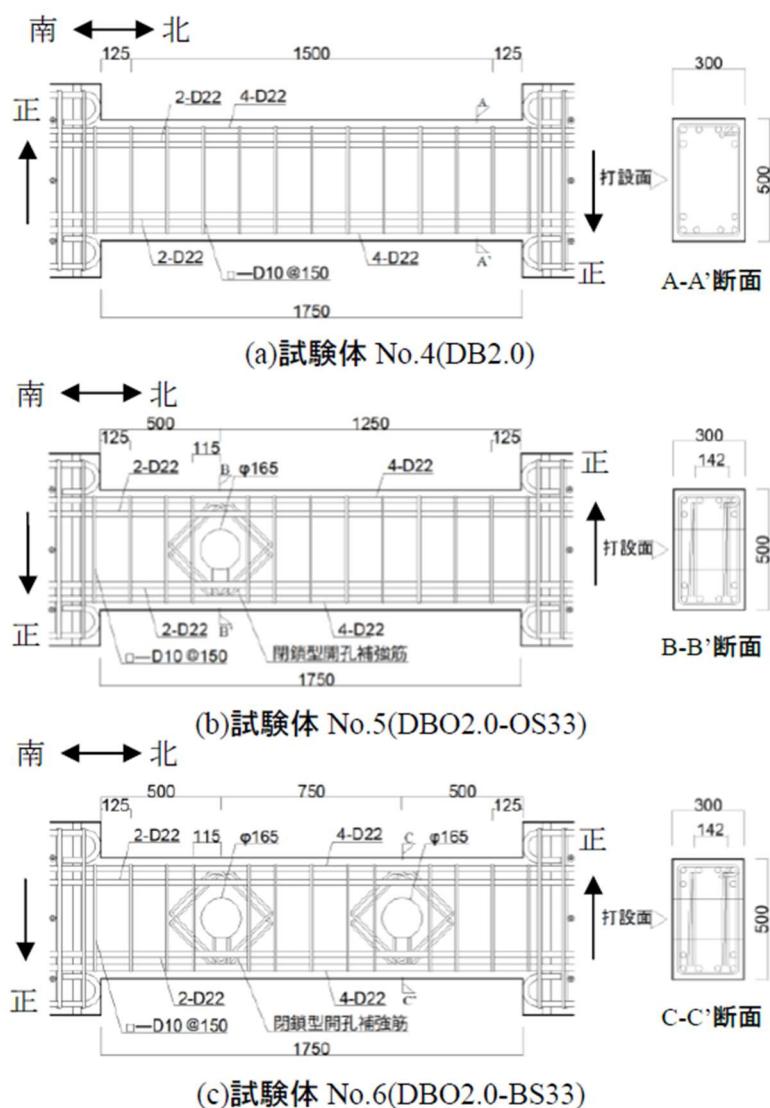
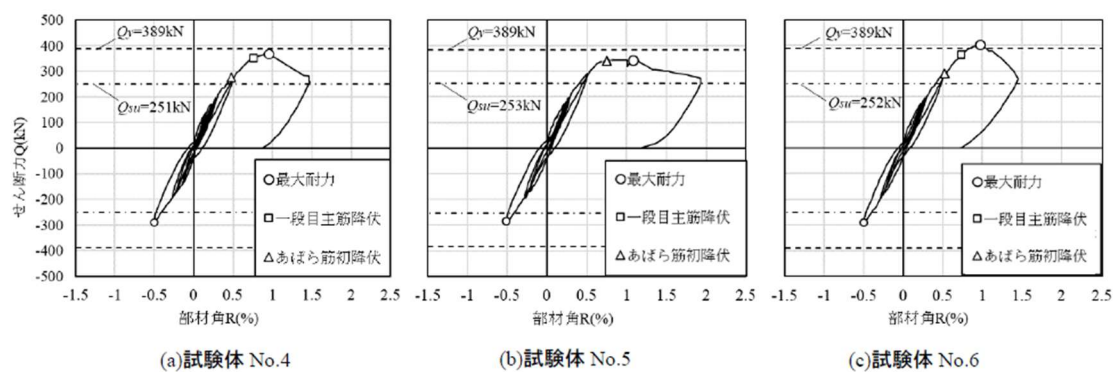


図 1.5.7 試験体形状および配筋



(a)試験体 No.4

(b)試験体 No.5

(c)試験体 No.6

図 1.5.8 履歴特性および破壊性状

### 1.5.4 Shear behavior of reinforced concrete beams with web opening near supports<sup>14)</sup>

支点付傍に開口を有する RC 梁のせん断挙動を実験的に検討が行われた。開口寸法を変化させた RC 梁の静的載荷実験より、大きな開口を設けた場合、無開口梁に比べて最大耐力が 35%低下することが示された。また、貫通孔周囲を CFRP シートで補強することによりせん断力が向上することが確認された。

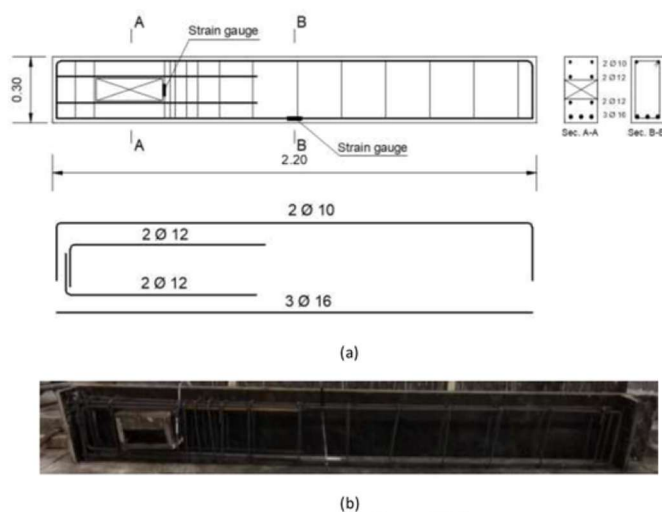


図 1.5.9 試験体形状

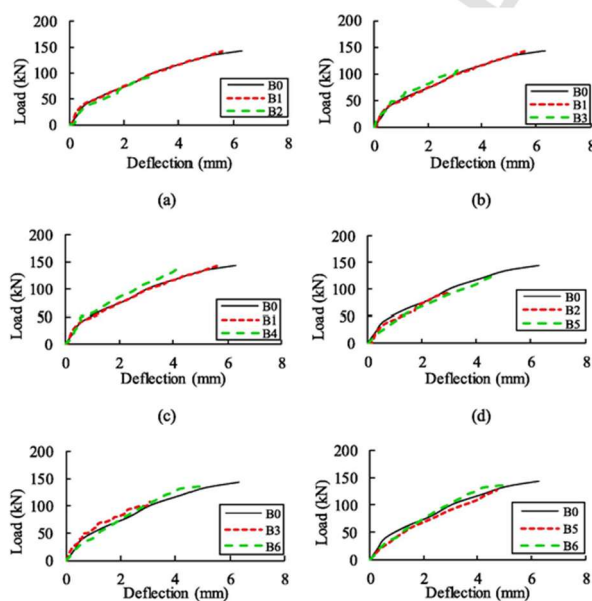


図 1.5.10 履歴特性

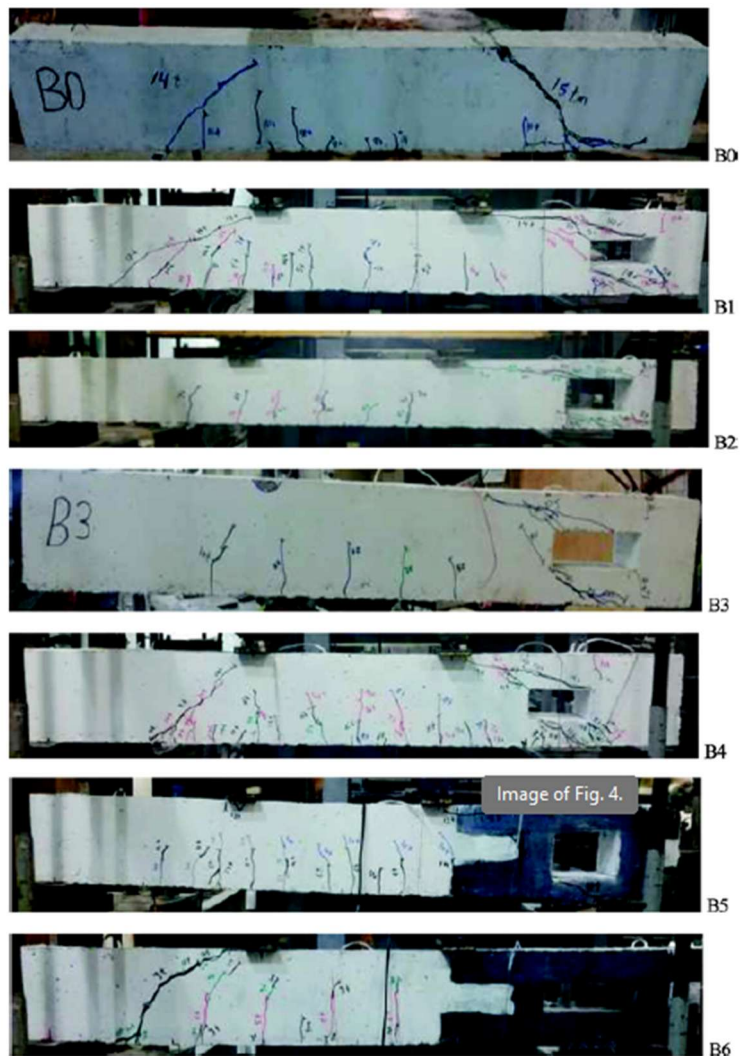


図 1.5.11 破壊性状

### 1.5.5 Design of Reinforced Concrete Beams with Web Openings<sup>15)</sup>

貫通孔を有する RC 梁を対象に、有限要素法解析（FEM 解析）を用いた解析モデルの構築および妥当性の検証が行われた。既往の実験研究として 5 種類の RC 梁モデルを作成した。解析結果は、無開孔梁および大開孔を有する梁において実験結果を概ね再現可能であることが示された。一方、小開孔の場合には解析結果が実験値より高い耐力を示す傾向が示された。本研究では、RC 有孔梁の挙動を FEM 解析により評価可能であることを示し、設計および解析手法の有効性を示した。

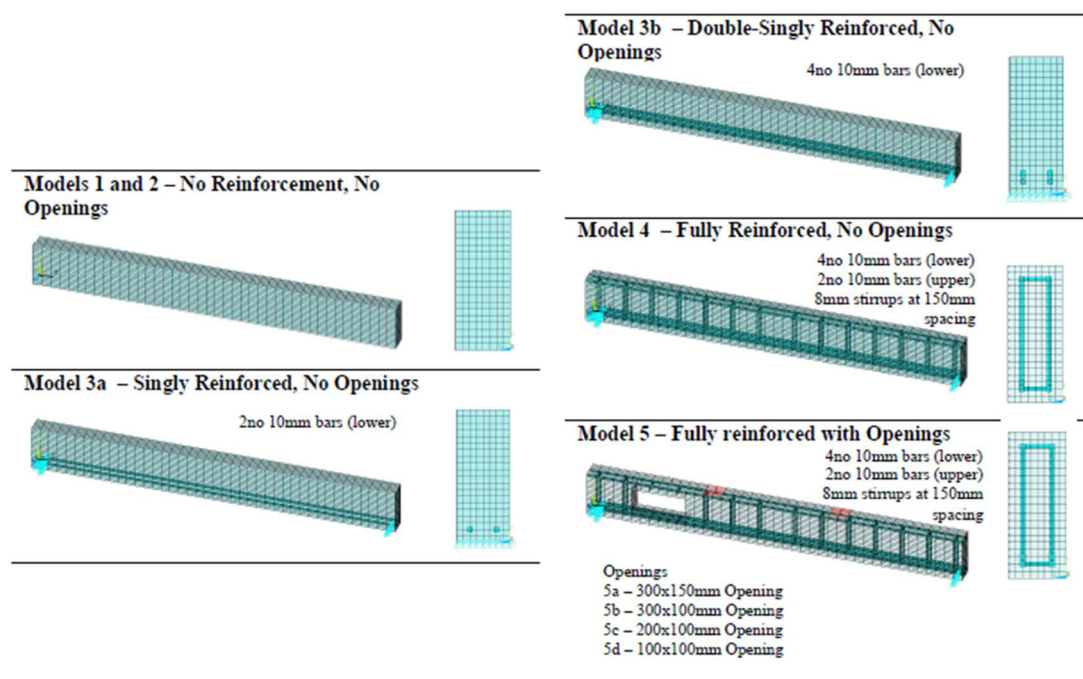


図 1.5.12 解析モデル

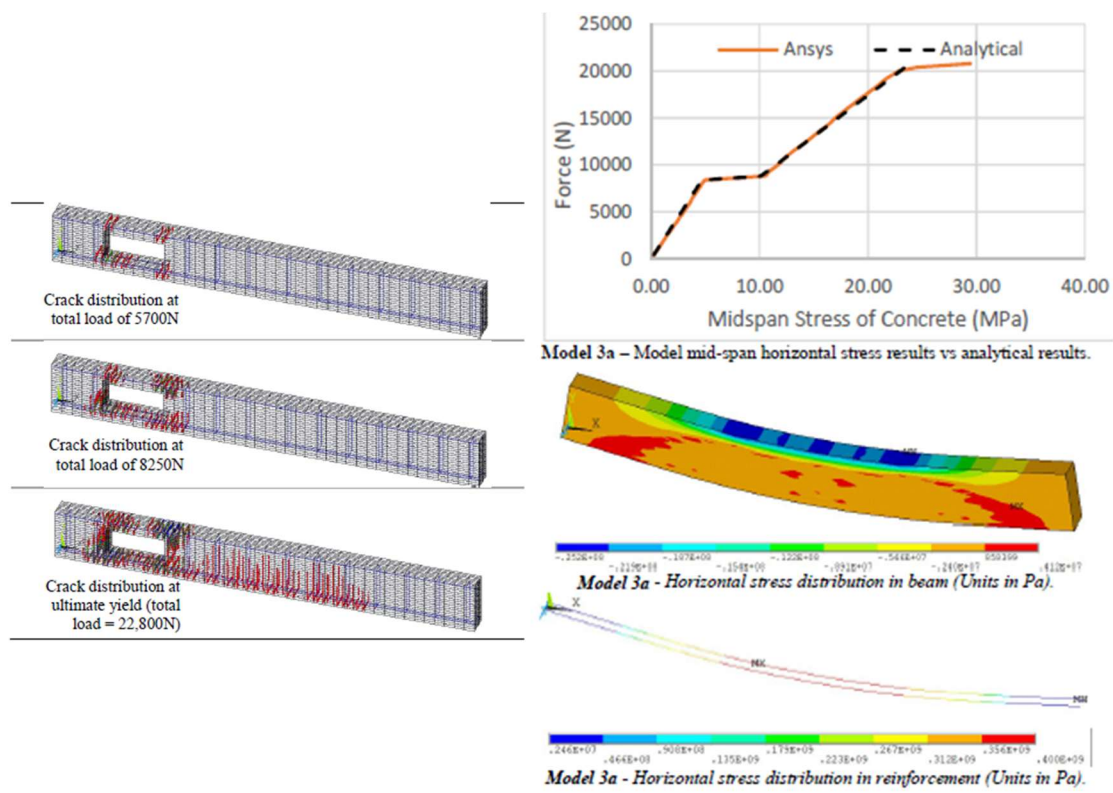


図 1.5.13 解析結果

1.5.6 中央開孔位置が上下に偏心した RC 有孔梁の性能 16)

開孔位置は梁スパンの中央付近においては開孔際から梁下端までのへりあき距離は  $D/3$  以上が推奨事項とされている。しかし、実施工の問題として、水勾配等を考慮するとへりあき距離の  $D/3$  以上を確保することが困難な場合がある。井上らは、へりあき距離が有孔梁のせん断性能に与える影響を実験的に検証することを目的としてせん断実験を実施した。開孔を補強金物があばら筋の内側に収まるように最も上下に偏心させた試験体は中央開孔のものと同様となった。梁せいに対する開孔径比が大きくなるにつれて、最大耐力は小さくなった。また、開口周囲を補強することによって耐力向上は見込めるものの、最大耐力後の変形性能は大きく変わらないことが確認された。

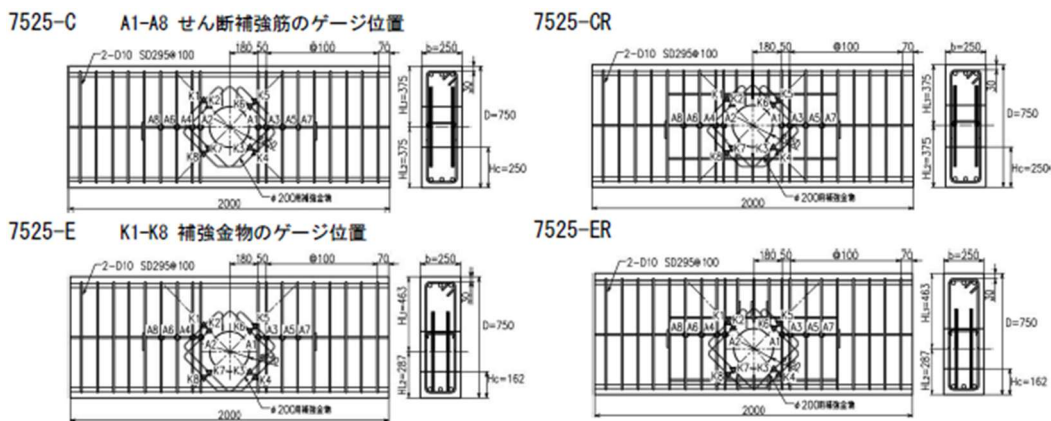


図 1.5.14 試験体配筋

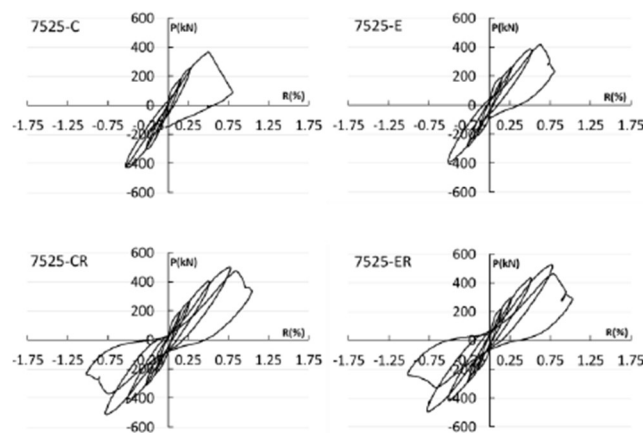


図 1.5.15 荷重 - 変形関係

## 1.6 せん断伝達機構に着目した既往研究

### 1.6.1 RC 造有孔梁のせん断伝達機構に関する研究<sup>17)</sup>

平瀬らは、RC 造有孔梁のせん断伝達機構を明らかにすることを目的として、力の流れが単純な孔際補強筋のない場合において、孔径比と補強筋角度を変数とした実験を行った。せん断強度が孔径比に反比例し、補強筋角度の正弦に比例することを明らかにした。実験結果から、開孔斜め上下の部分小さな梁とみなし、この梁にトラス・アーチ理論を適用することにより、せん断終局強度式を提案した。この提案式は、金物で補強した場合においても精度よく評価でき、特に孔回り無補強の場合において既往の評価式より精度が向上した。

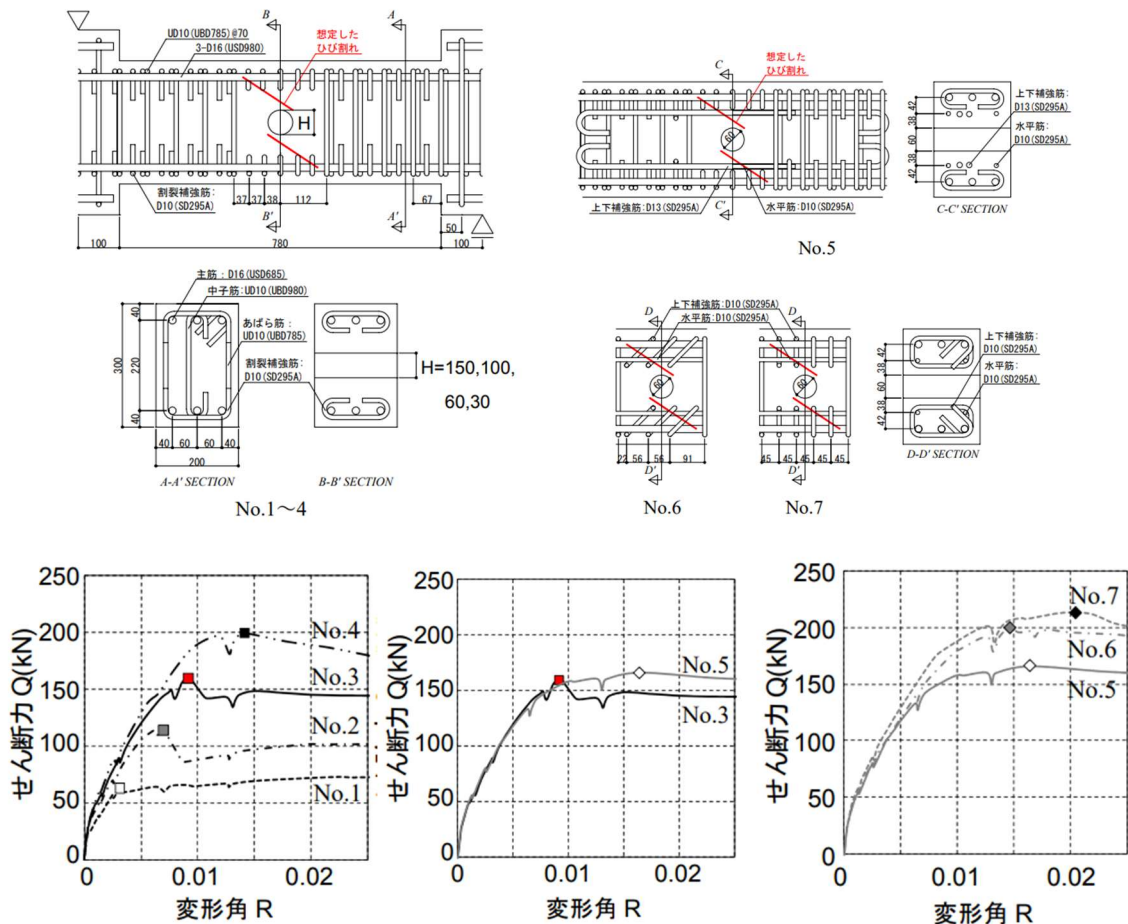


図 1.6.1 試験体形状および履歴特性

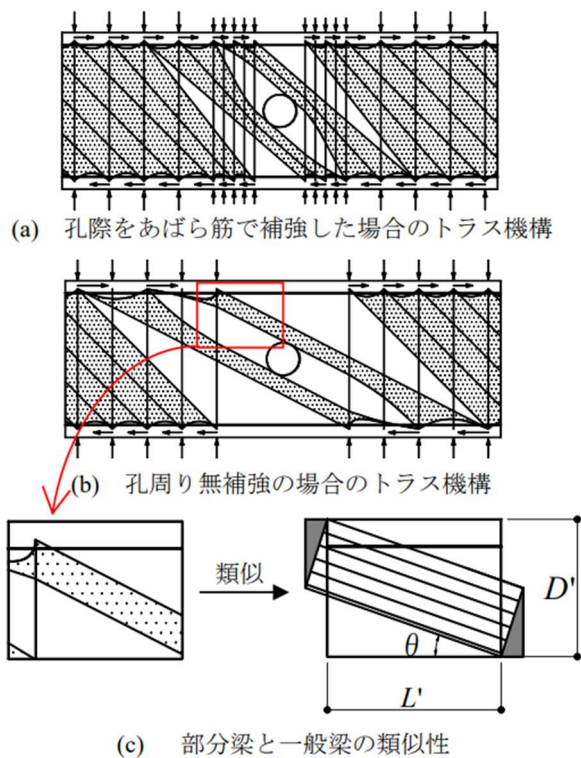


図 1.6.2 部分梁のアーチ機構

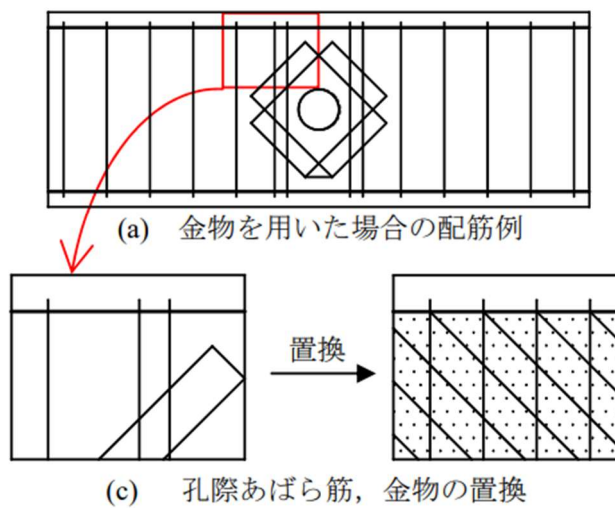


図 1.6.3 部分梁のトラス機構

### 1.6.2 斜め補強筋を用いて補強した大開孔貫通孔を有する RC 造基礎梁に関する研究<sup>18)</sup>

高津らは、人通孔の直径拡大を目的にこれまで実施してきた実験よりも梁せいを大きくし、曲げとせん断を同時に受ける際のせん断耐力への影響を把握するため開孔位置を梁中央から端部に移動した試験体、および直径を梁せいの 1/2 まで拡大した試験体の曲げせん断実験を行った。さらに、大開孔貫通孔を有する梁のせん断伝達機構についての検討が行われた。斜め補強筋で補強した有開孔梁のせん断耐力は RC 基礎梁を RC 規準のせん断終局耐力値を上回った。開孔が端部にある場合と中央部にある場合で、せん断耐力に差はみられなかった。せん断破壊型の試験体では、最大耐力発揮後に開口上下のひび割れが顕著となり、その部分のコンクリートが剥落する様子が確認された。有開孔梁のせん断耐力の算定において、従来梁圧縮縁を結ぶアーチ機構は無視されてきたが、FEM 解析の結果や、開孔上下に分かれるアーチ機構を仮定し、そのストラット幅を算定した。いずれの試験体も計算したストラット幅は、梁せいから開孔径を引いた値より小さく、アーチ機構が成立している可能性が高いことが確認された。

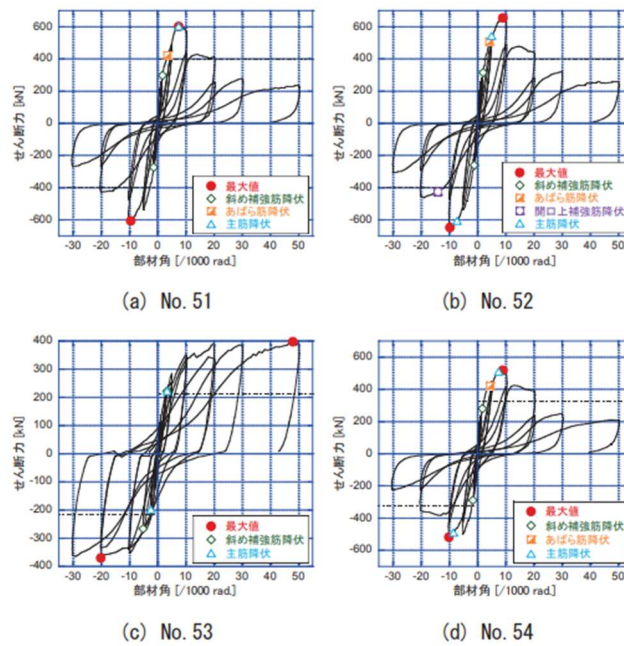


図 1.6.4 せん断力—部材角関係

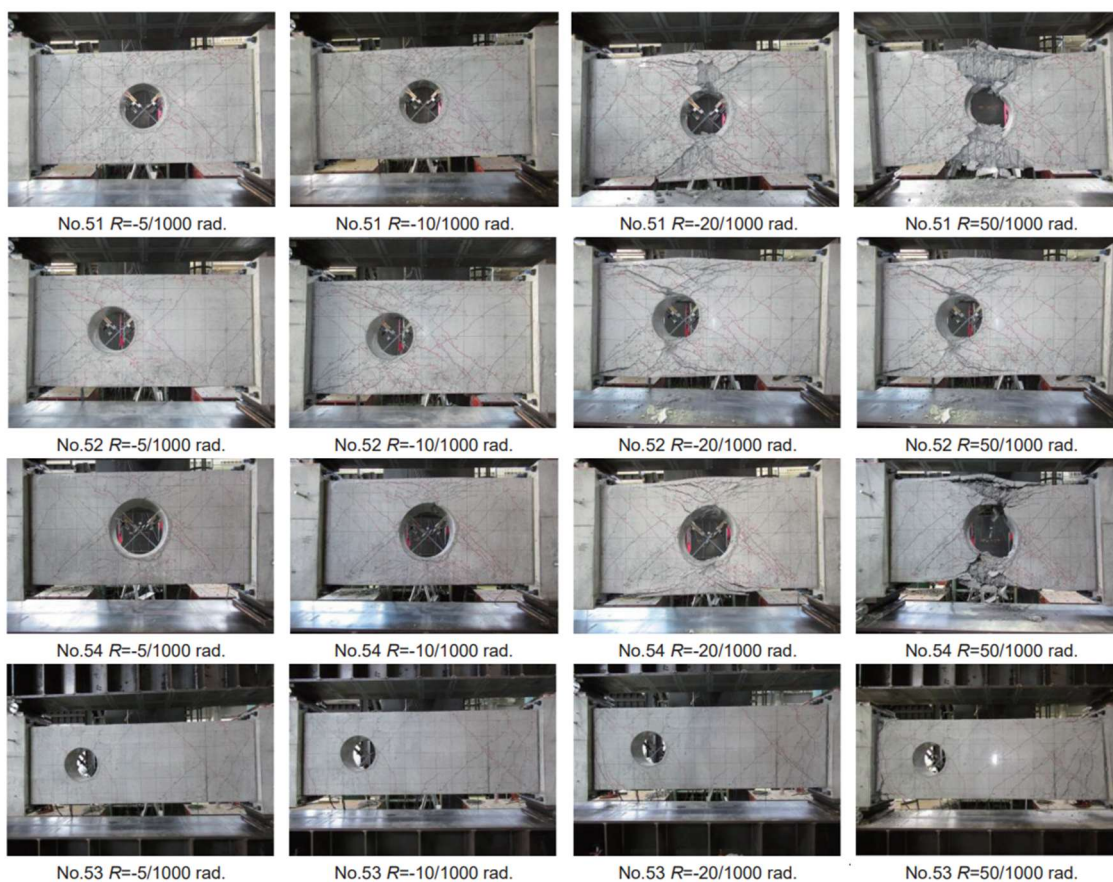


図 1.6.5 ひび割れ発生と破壊の進行状況

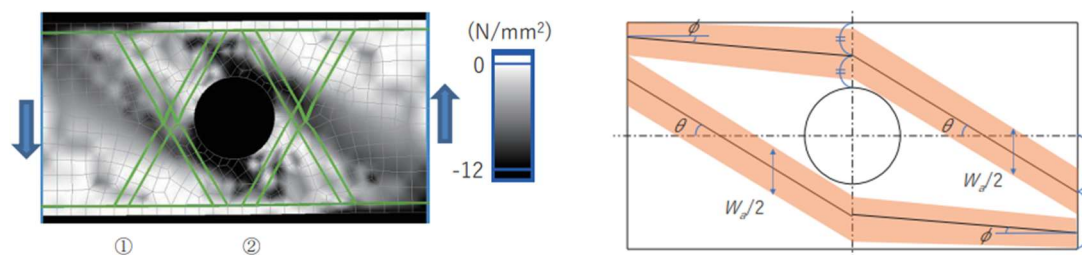


図 1.6.6 解析結果の最小主応力コンターおよび仮定したアーチ機構

### 1.6.3 荷重方法が大貫通孔を有する RC 基礎梁のせん断耐力に及ぼす影響 19)

長岡らは、本論の第 2 章に示す実験をもとに、シアスパン中央に大貫通孔を有する基礎梁を対象に片持ち型と逆対称型の曲げモーメント分布を受ける解析モデルの 2 次元有限要素法解析を実施した。その結果、逆対称型モデルの反曲点から圧縮を受ける弦材にかけての圧縮応力は片持ち型曲げモーメントのものとは比べて水平軸からの角度が小さく、逆対称型モデルの最大耐力が片持ち型のものとは比べて低くなる主要因であることを示した。また、貫通孔径および荷重方法にかかわらず、最大耐力発揮時に貫通孔上下の弦材の負担せん断力は引張側弦材のものが圧縮側弦材のものとは比べて高くなることを示した。

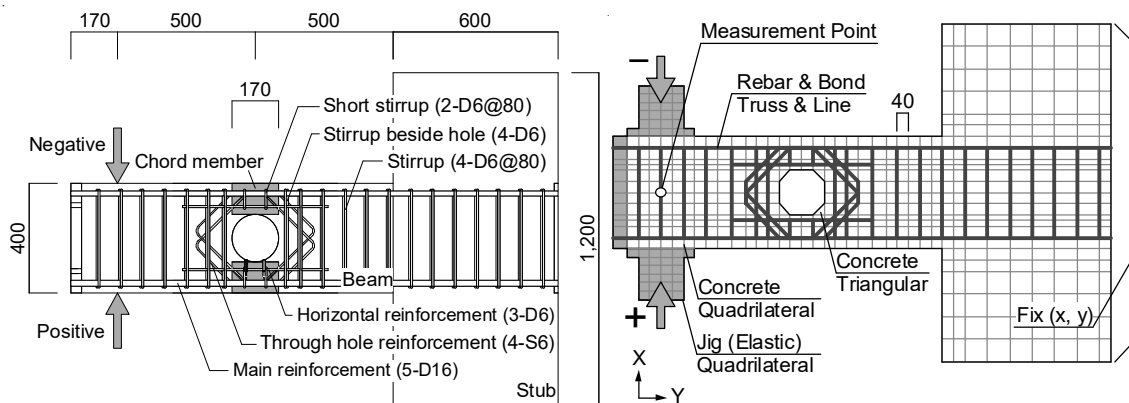


図 1.6.7 試験体および解析モデル

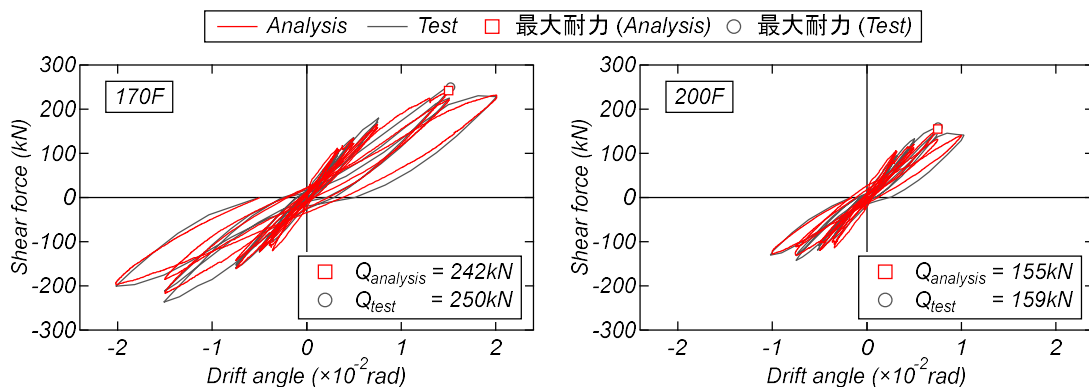


図 1.6.8 せん断力－変形角関係

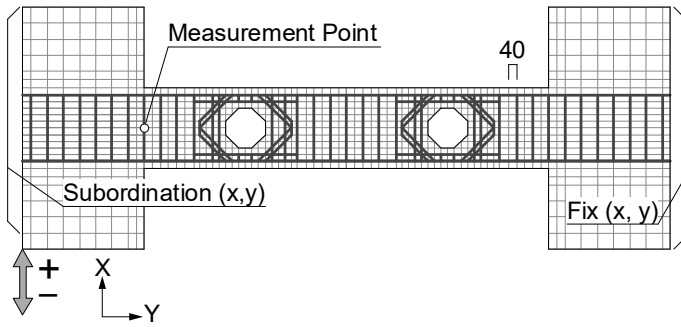


表 1.6.1 解析変数

貫通孔径	170 mm	200 mm
片持ち型 CB	CB170F	CB200F
逆対称型 AS	AS170F	AS200F

図 1.6.9 解析モデル（逆対称型）

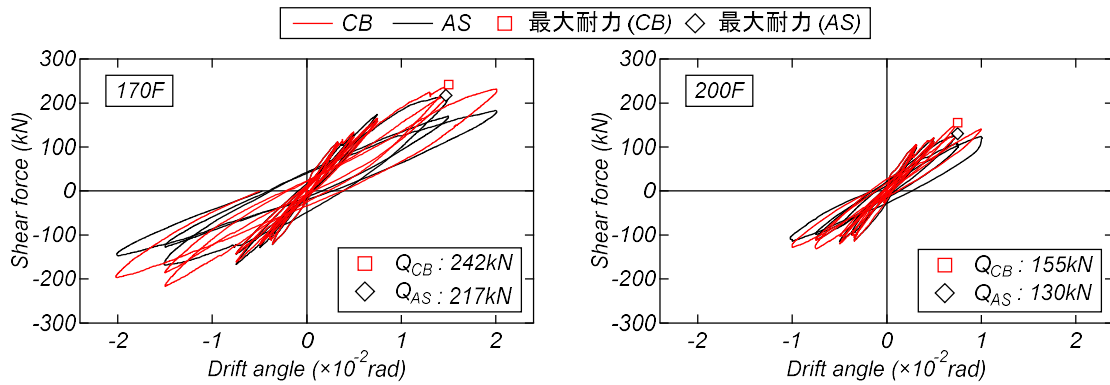


図 1.6.10 せん断力－変形角関係

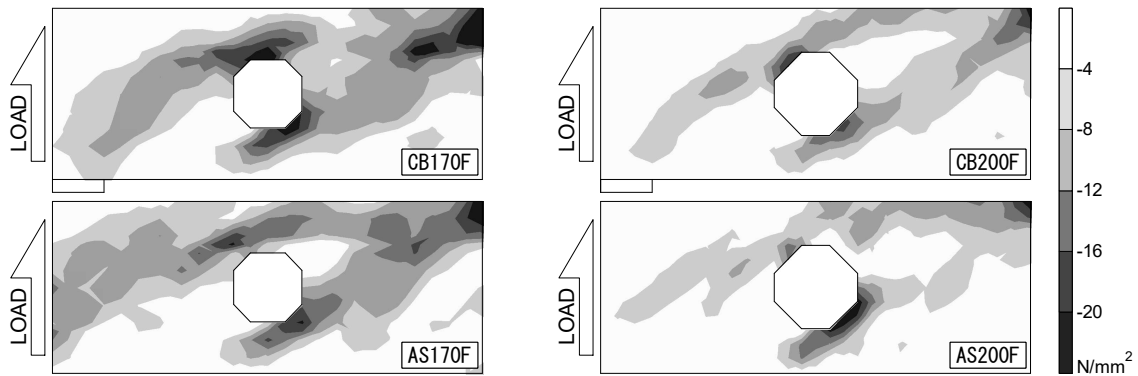


図 1.6.11 最小主応力コンター

## 1.7 その他の有孔梁に関する既往研究

### 1.7.1 プレストレスを導入して開孔補強した RC 造有孔梁のせん断性状<sup>20)</sup>

RC 造有孔梁は開孔によって断面が欠損しているため、孔周囲に性能上無視できないほどにひび割れ幅が進展する恐れがある。この問題に対して、赤木らは、有孔梁のひび割れ幅抑制策として新規 RC 造建物の有孔梁を想定し孔際にアンボンド PC 鋼棒を斜め配筋しプレストレスを導入する開口補強工法を提案した。そして、開口補強工法、プレストレス導入量、開口補強筋比、コンクリート強度を変数として実験が行われた。その結果、プレストレス導入に用いた PC 鋼棒を開孔補強筋としてせん断終局きよ度を算定することができた。また、プレストレスを導入してない場合、長期許容せん断力時の孔部最大せん断ひび割れ幅は制御目標値 0.2mm に対して 6 倍危険側に上回り、RC 造有効梁の長期に対する検討の必要性が示された。

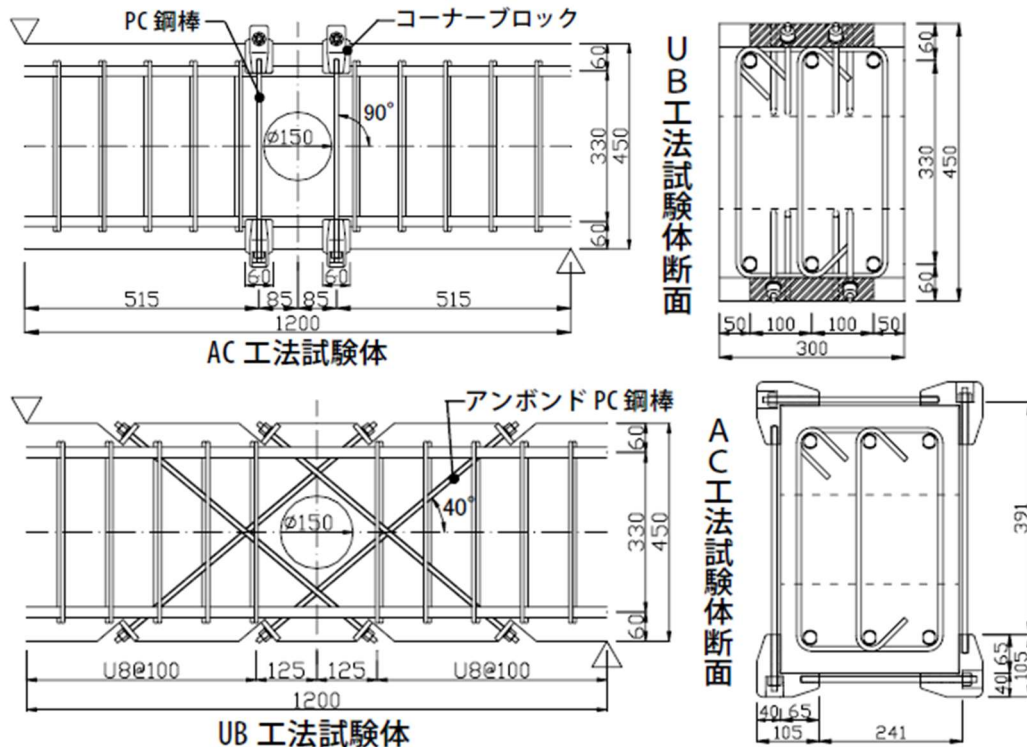


図 1.7.1 試験体形状および配筋

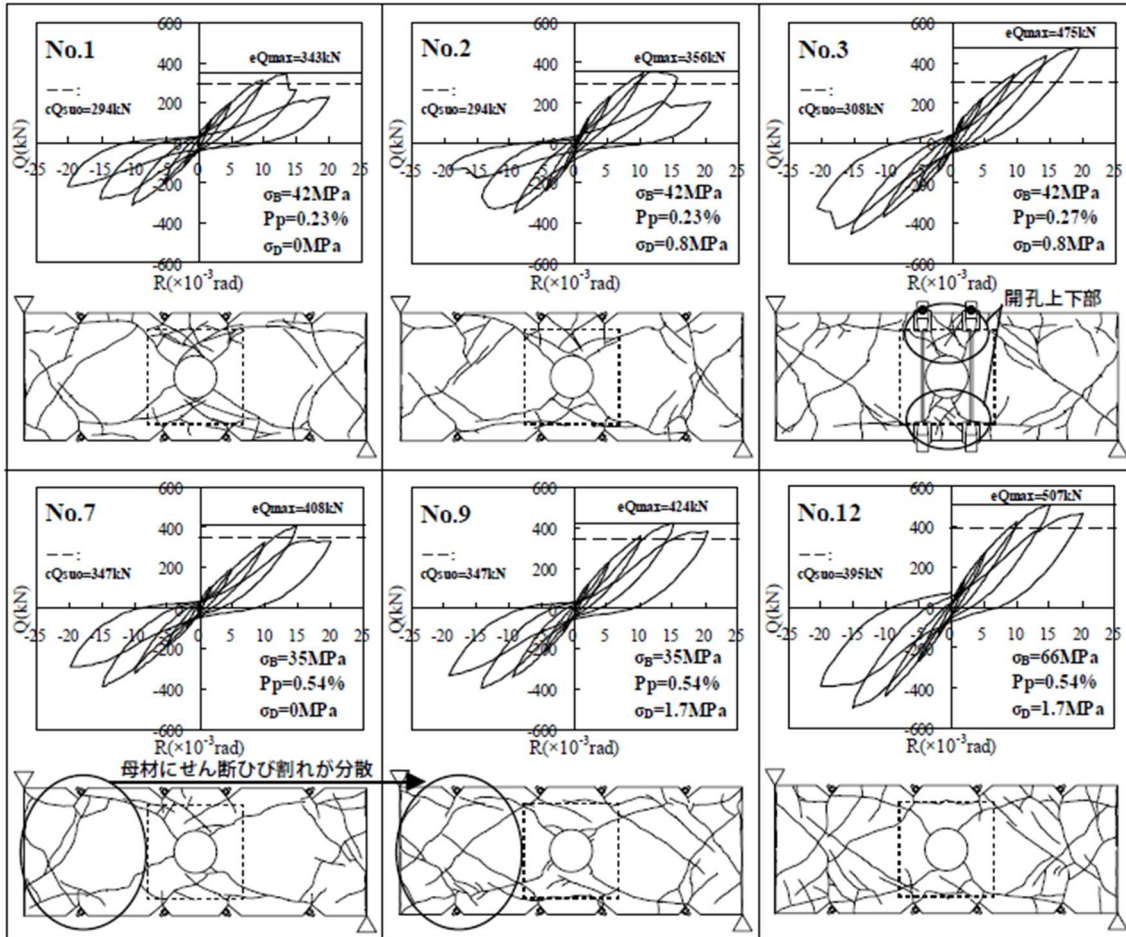


図 1.7.2 Q-R 曲線およびひび割れ状況

1.7.2 プレストレスコンクリート有孔梁のせん断強度に関する研究<sup>21)</sup>

多久和らは、既成の開孔補強を用いた PC 造有孔梁について載荷実験を行った。検討項目は開孔部のせん断強度、梁端部に開孔を設けた際の曲げ靱性の確認、PCaPC の適用とした。実験結果より、開孔補強筋量の増加に伴いせん断強度が高くなること、梁端部に開孔を設けた場合においても開孔部せん断余裕度を 1.3 程度確保することで十分な曲げ靱性を確保することが確認された。また、RC 造有孔梁で用いているせん断ひび割れ強度式 やせん断終局強度式にプレストレスの効果を考慮した評価式を用いることで、実験結果を精度良く評価することができた。

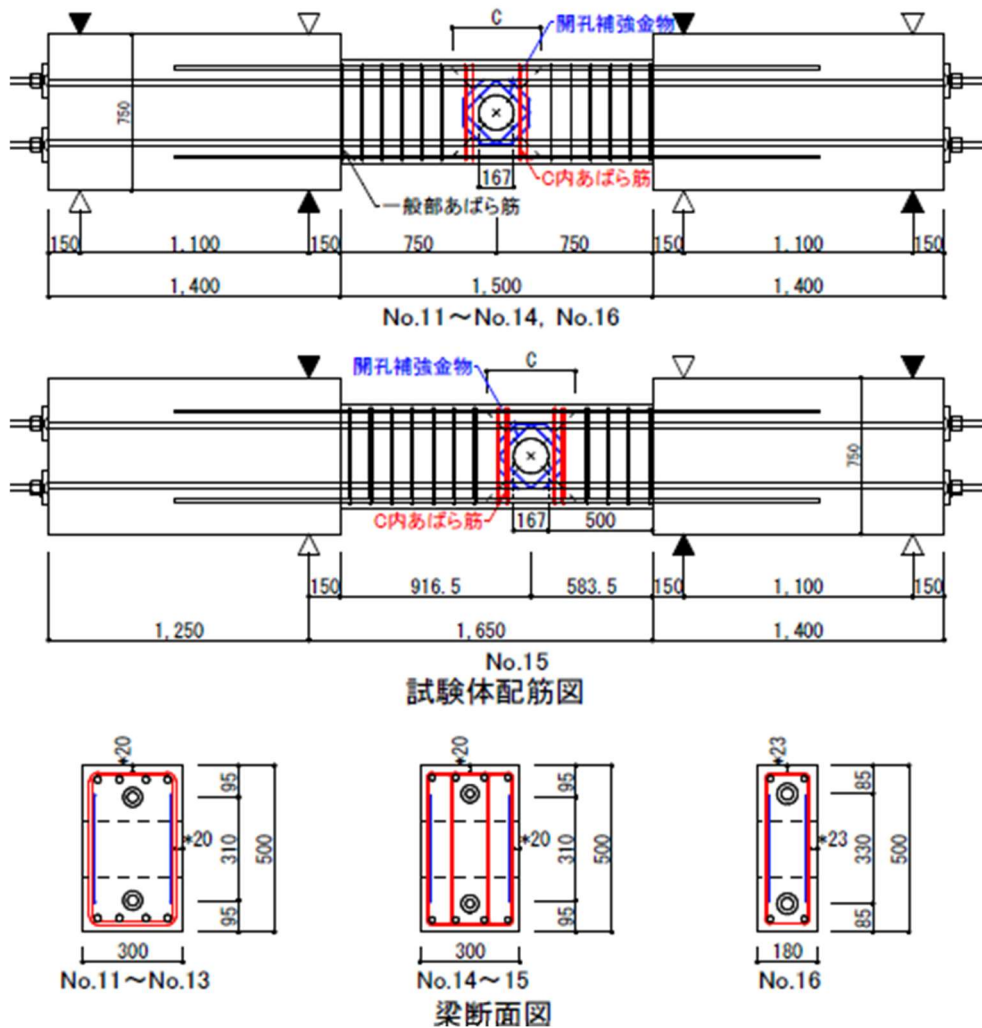


図 1.7.3 試験体配筋図

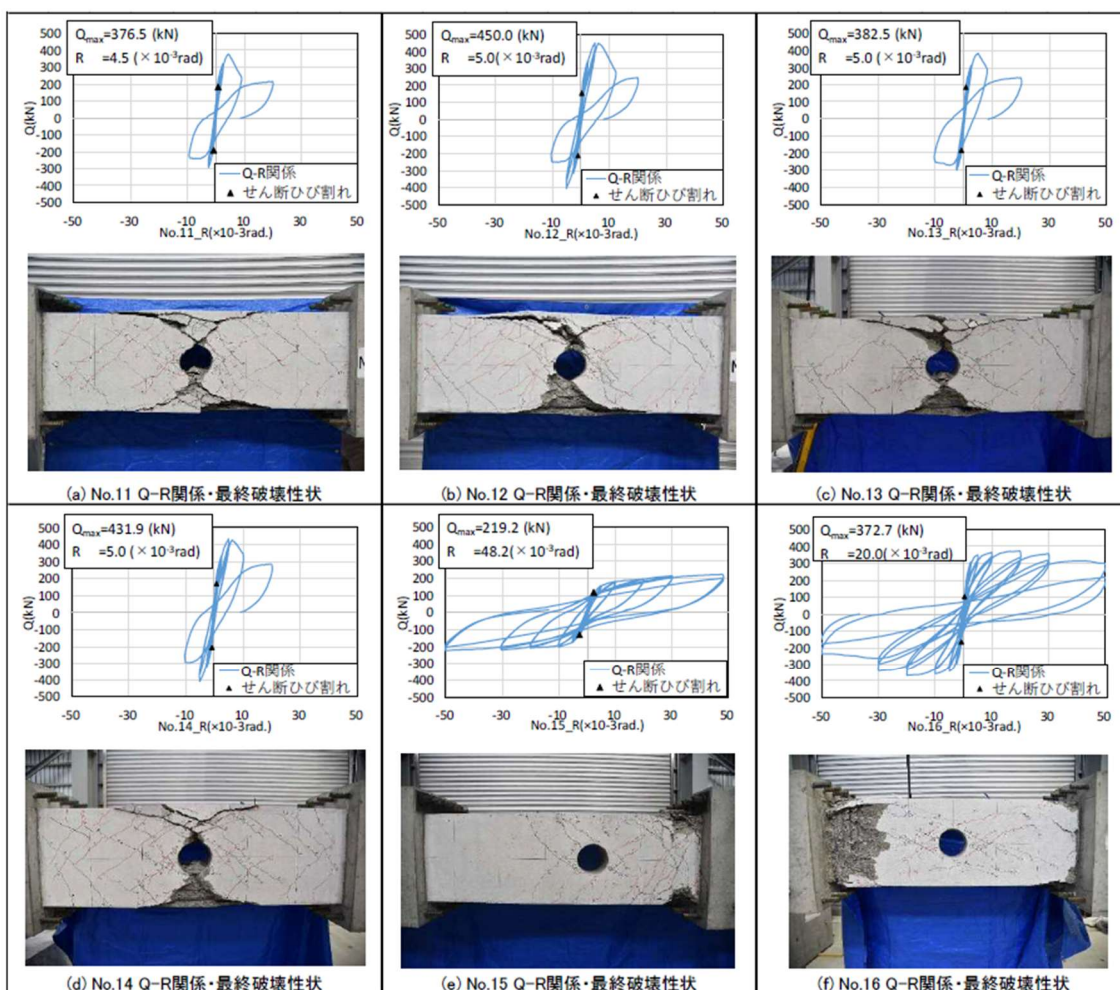


図 1.7.4 Q-R 関係・破壊性状

### 1.7.3 既存 RC 梁のあと施工貫通孔の補強に関する FEM 解析<sup>22)</sup>

米沢ら<sup>20)</sup>は、既存 RC 梁のあと施工貫通孔に対して鋼管を用いて補強した場合の補強効果を把握することを目的とした既往の載荷実験を対象に非線形 FEM 解析を実施した。コア抜きにより貫通孔を設ける際にせん断補強筋を切断した場合を対象とした実験と解析の比較より、仮定した解析手法およびモデルにより実験の非線形挙動を良好に再現できることが確認された。また、解析による応力分布の考察により貫通孔に対する鋼管の補強効果を確認した。さらに、コア抜きによりせん断補強筋を切断しない場合に対する解析を行い、せん断補強筋の切断の有無によるせん断耐力への影響を検討した。その結果、せん断補強筋を切断しなかった場合においては、貫通孔による断面欠損を鍔付き鋼管を用いて補強することにより、無孔梁と概ね同等の最大耐力に回復できる可能性があることが分かった。

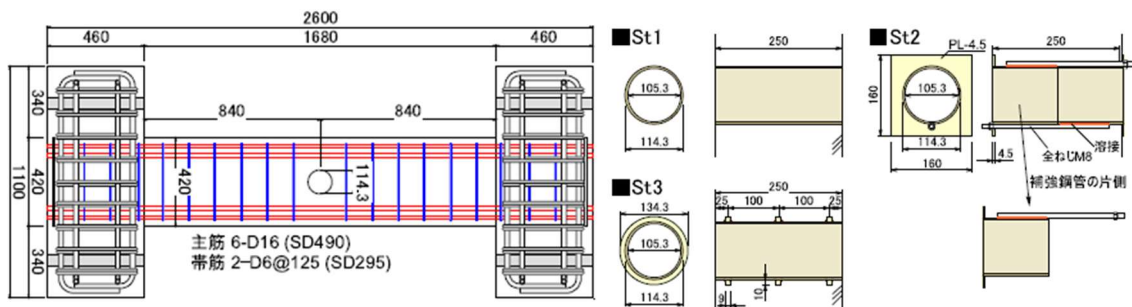


図 1.7.5 試験体形状および補強鋼管詳細

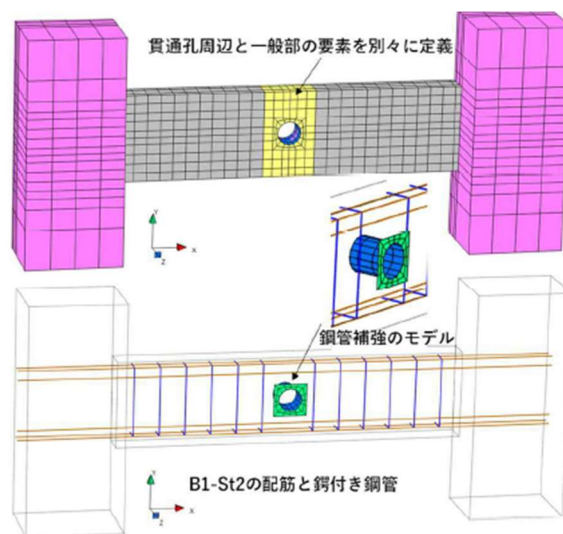


図 1.7.6 解析モデル

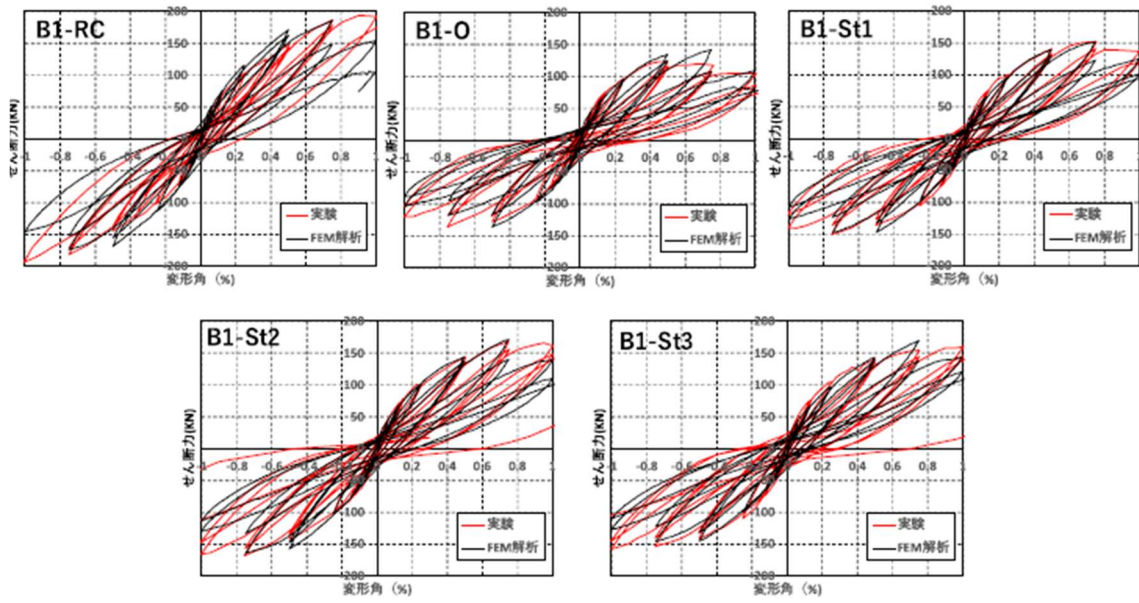


図 1.7.7 解析と実験の履歴特性

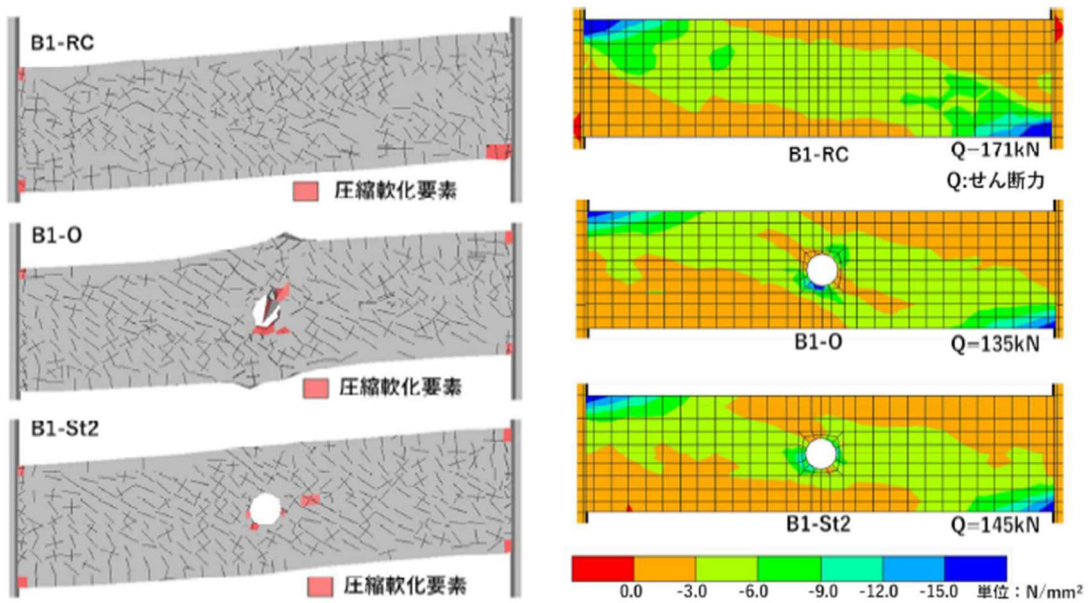


図 1.7.8 損傷状況および最小主応力コンター

## 1.8 既往研究の課題と本研究の位置づけ

既往研究では、RC 有孔梁に関して、開孔補強方法やせん断耐力評価法に関する研究が多数行われている。また、貫通孔径が梁せいの 1/3 以上の大開孔を対象とした研究も進められており、適切な補強を施すことで構造性能を確保できることが示されている。一方で、既往研究より以下の課題が残されている。

### 既往研究の課題

- (1) 貫通孔径が梁せいの 1/3 以上の既往研究の多くは、梁スパン中央に貫通孔を配置した試験体を対象としたものがほとんどである。しかし、設計上の都合から貫通孔を梁スパン中央から移動させる場合もあるが検討例は少ない。
- (2) 貫通孔径 1/3D 以上の試験体においても既往の評価式で安全側に評価できることが示されているものの、安全側すぎる評価をしている結果もみられている。
- (3) 貫通孔位置を変数として FEM 解析を行った研究では貫通孔位置の違いが最大耐力に影響を及ぼす結果が示されているものの、既往のせん断耐力評価法には貫通孔位置の影響は考慮されていない。
- (4) 貫通孔周囲の補強は複雑であり、貫通孔周囲のせん断伝達機構やせん断力負担状況の詳細を検討した研究は少ない。

以上の既往研究の課題より、本研究では、せん断スパン中央に貫通孔のある試験体を対象に実験変数を貫通孔径および貫通孔位置として構造性能の把握を目的とした静的載荷実験を実施した。また、有限要素法解析を用いてせん断スパン中央に貫通孔のある基礎梁のせん断伝達機構についての検討を目的とする。



## 第 2 章

### 貫通孔径の異なる

### RC 造基礎梁の静的載荷実験

## 2.1 実験概要

表 2.1.1 に本論の 2 章および 3 章で扱う試験体名を示す。試験体の数字は孔径を示している。また、各文字の意味は以下のとおりである。1 文字目は貫通孔補強筋の枚数、2 文字目はせん断スパン中央を基準としたときの貫通孔位置、数字の後に付く 3 文字目は追加の変数を示している。

1 文字目

S : Single      D : Double      N : Non

2 文字目

C : Center      L : Left      R : Right

3 文字目

A : StIRRUP Around Hole

表 2.1.1 試験体名

	試験体名	貫通孔補強筋	孔位置	孔径(mm)	追加の変数
2 章	DC13	2×2-S6	中央	130	
	DC17	2×2-S7	中央	170	
	DC20	2×2-S8	中央	200	
	DC17A	2×2-S9	中央	170	弦材あばら筋
3 章	NC17	-	中央	170	
	SC17	2-S6	中央	170	
	SL17	2-S7	左	170	
	SR17	2-S8	右	170	

## 2.1.1 試験体

試験体は片持ち梁の形状であり、実大の約 1/3 スケールのもので 4 体である。表 2.1.2 に試験体概要を、図 2.1.1 に試験体形状および寸法を、図 2.1.2 に試験体の配筋状況を、図 2.1.3 に試験体の配筋寸法を、図 2.1.4 に試験体の断面寸法を、図 2.1.5 にスタブの配筋状況を示す。表 2.1.2 に示す鉄筋比は文献 1) をもとに以下の式(2.1.1)~(2.1.6)を用いて算出した。試験体の断面は 400×250mm であり、試験体の形状は全試験体共通である。また、貫通孔周囲には市販の補強金物（以下、貫通孔補強筋）を配している。

実験変数は貫通孔  $H$  および弦材あばら筋比である。貫通孔径は 130mm ( $H/D=1/3$ )、170mm ( $H/D=1/2.3$ ) および 200mm ( $H/D=1/2$ ) の 3 タイプである。試験体 DC17A の弦材あばら筋比  $p_{w2}$  (0.95%) は他の 3 体の試験体の弦材あばら筋比  $p_{w2}$  (0.32%) に比べて 3 倍である。

表 2.1.2 試験体一覧

試験体名		DC13	DC17	DC20	DC17A
躯体	幅×せい (mm)	250×400			
	シアスパン比	2.75 ( $h = 1,000$ mm)			
	貫通孔径 (mm)	130	170	200	170
	貫通孔比 (H/D)	0.33	0.43	0.50	0.43
	有効範囲 (mm)	164	164	164	164
主筋		5-D16, $p_{t1} = 1.09$ (%)			
あばら筋		4-D6@80, $p_{w1} = 0.63$ (%)			
孔際補強筋		4-D6, $p_s = 0.31$ (%)			
弦材あばら筋		2-D6@80, $p_{w2} = 0.32$ (%)			3-D6@40, $p_{w2} = 0.95$ (%)
貫通孔補強筋		4-S6, $p_r = 0.44$ (%)			
水平筋		3-D6, $p_{t2} = 0.46$ (%)			

鉄筋比算出方法

$$p_{t1} = a_{t1} / bd_1 \quad (2.1.1)$$

$$p_{w1} = a_{w1} / bx \quad (2.1.2)$$

$$p_s = \sum \{ a_{s1} (\sin \theta + \cos \theta) \} / (bc) \quad (2.1.3)$$

$$p_{w2} = a_{w2} / bx \quad (2.1.4)$$

$$p_r = \sum \{ a_{s2} (\sin \theta + \cos \theta) \} / (bc) \quad (2.1.5)$$

$$p_{t2} = a_{t2} / bd_2 \quad (2.1.6)$$

記号

$a_{t1}$  : 主筋の引張鉄筋断面積 (N/mm<sup>2</sup>)

$a_{w1}$  : 1組のあばら筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$a_{s1}$  : 孔際補強筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$a_{w2}$  : 1組の弦材あばら筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$a_{s2}$  : 1組の貫通孔補強筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$b$  : 梁幅 (mm)

$d_1$  : 梁の有効性 (mm)

$c$  : 孔周囲の補強筋の有効な範囲で、孔中心と孔中心より 45°方向に引いた範囲 (mm)

$x$  : あばら筋の間隔 (mm)

$d_2$  : 弦材の有効せい (mm)

$\theta$  : 孔周囲補強筋が材軸となす角度 (°)

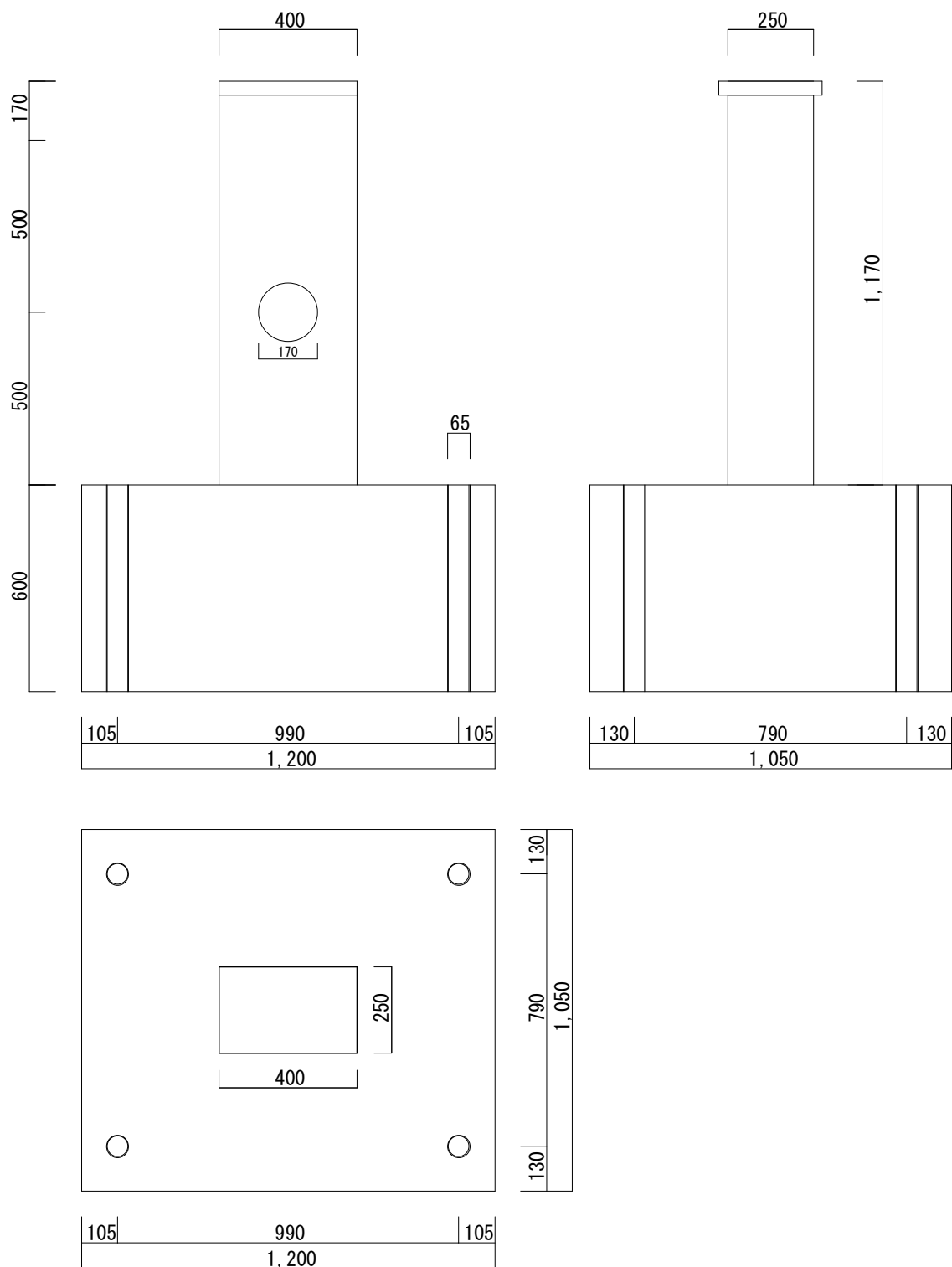


図 2.1.1 試験体形状 (試験体 DC17)

せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構  
 第 2 章 貫通孔径の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験

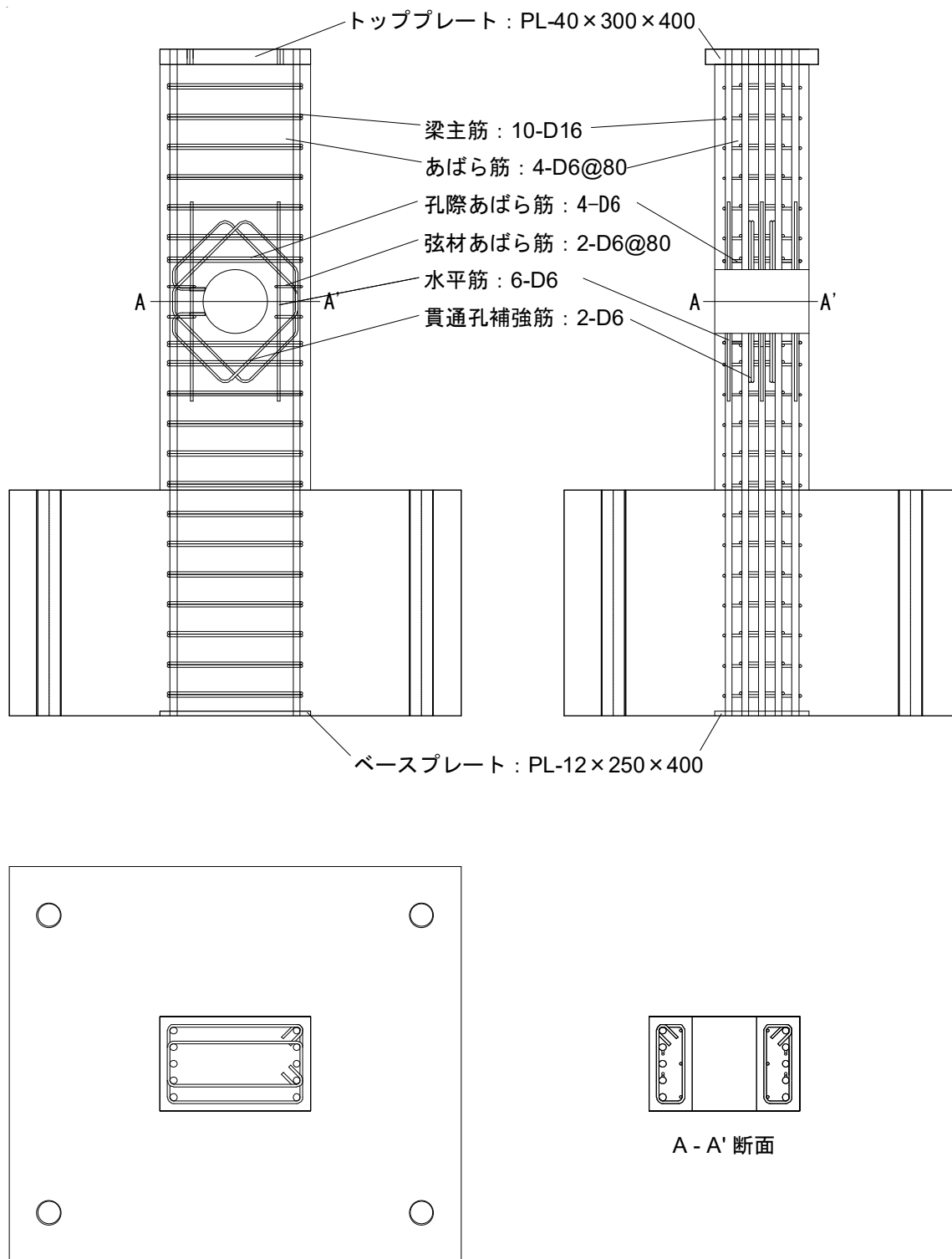
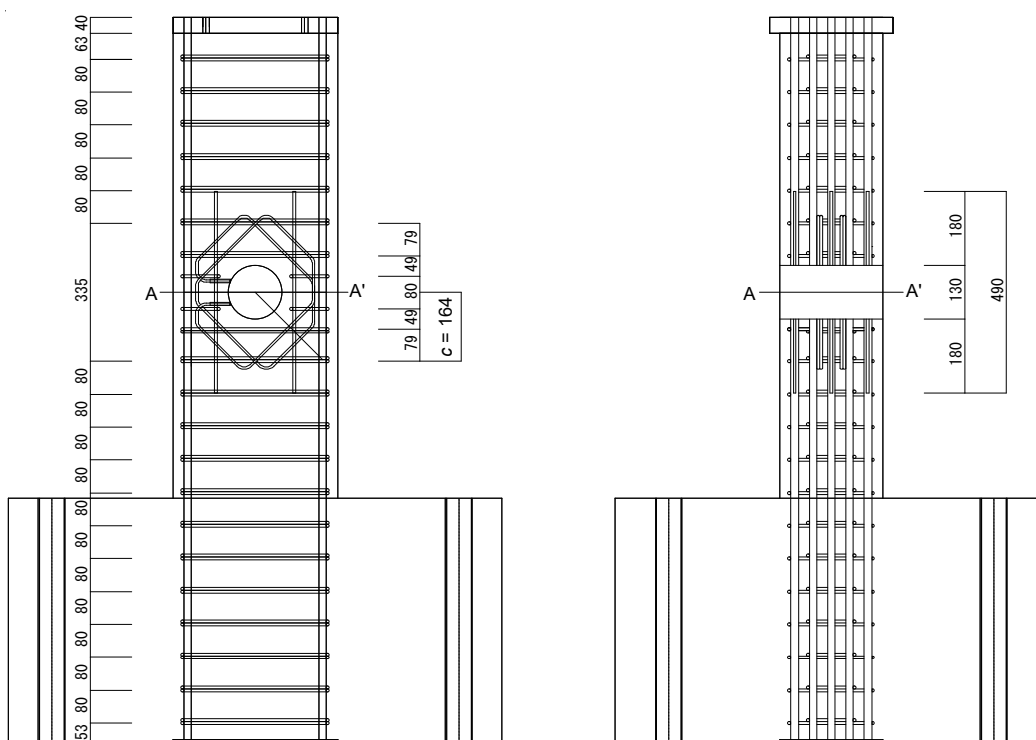
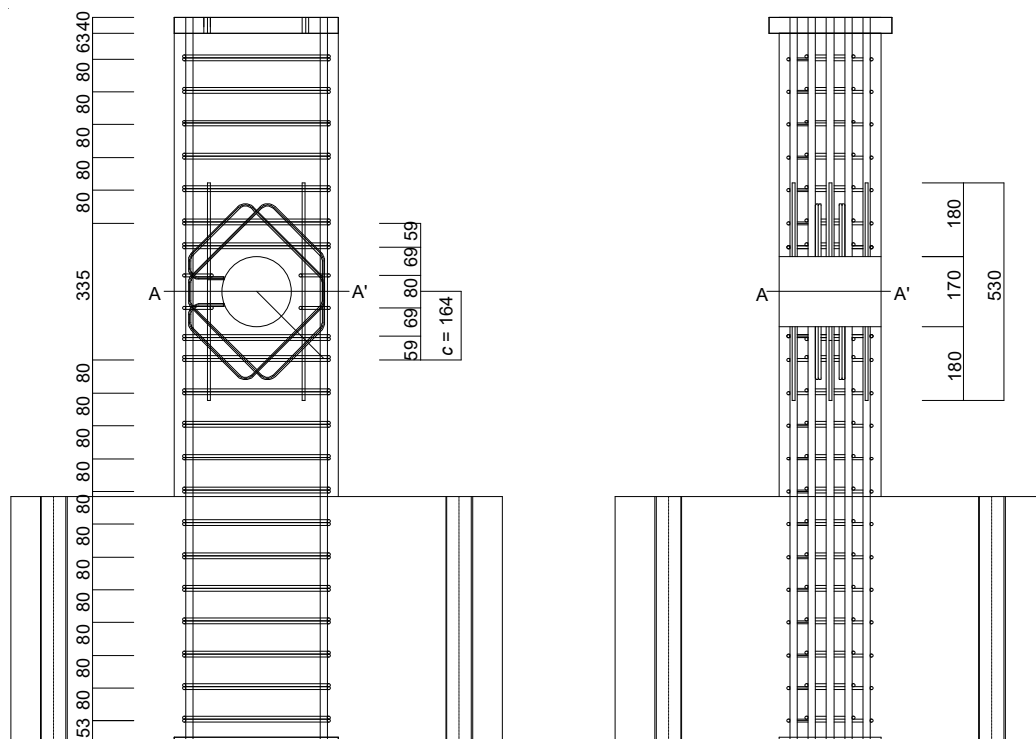


図 2.1.2 配筋状況 (試験体 DC17)

せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構  
 第 2 章 貫通孔径の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験

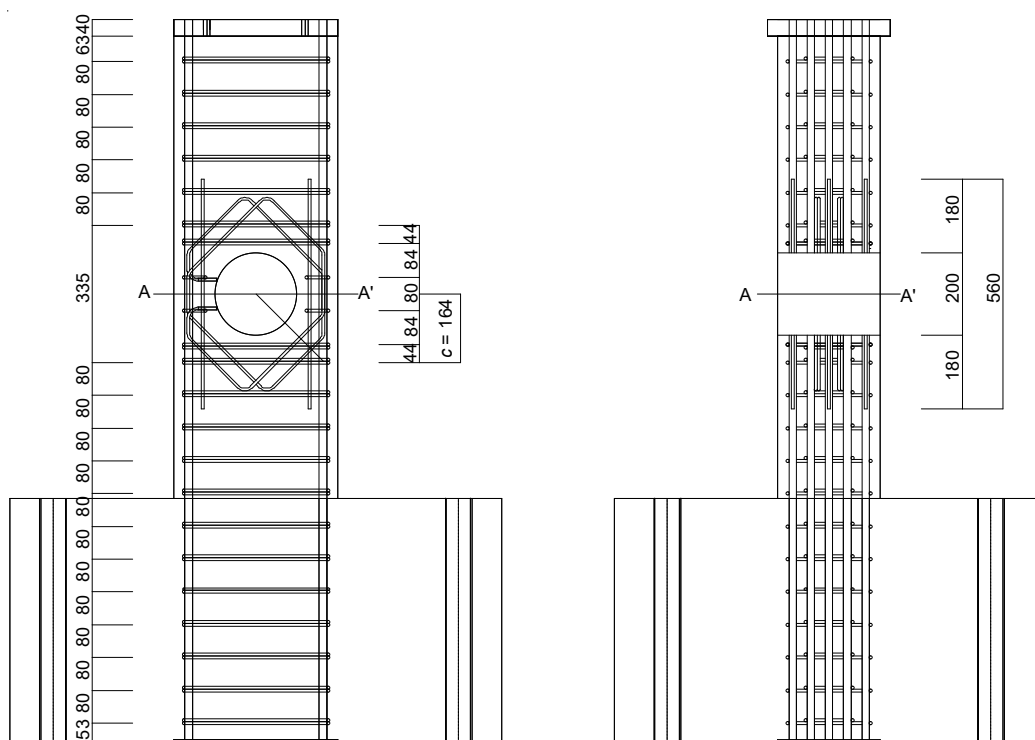


(a) 試験体 DC13

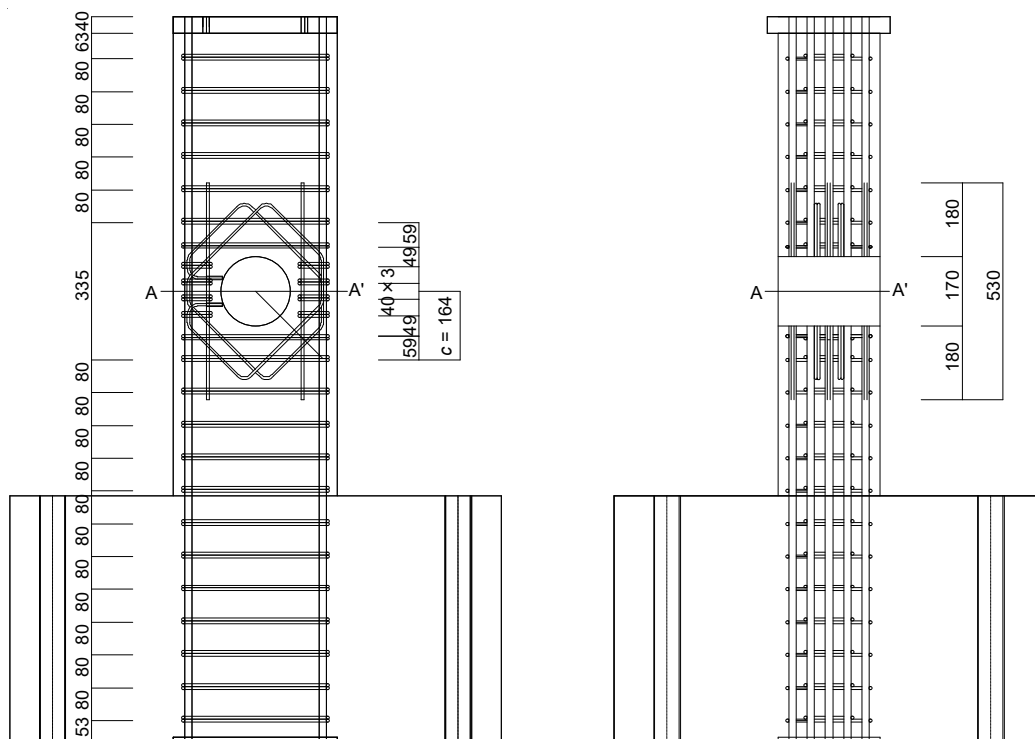


(b) 試験体 DC17

図 2.1.3 試験体の配筋寸法



(c) 試験体 DC20



(d) 試験体 DC17A

図 2.1.3 試験体の配筋寸法

せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構  
 第 2 章 貫通孔径の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験

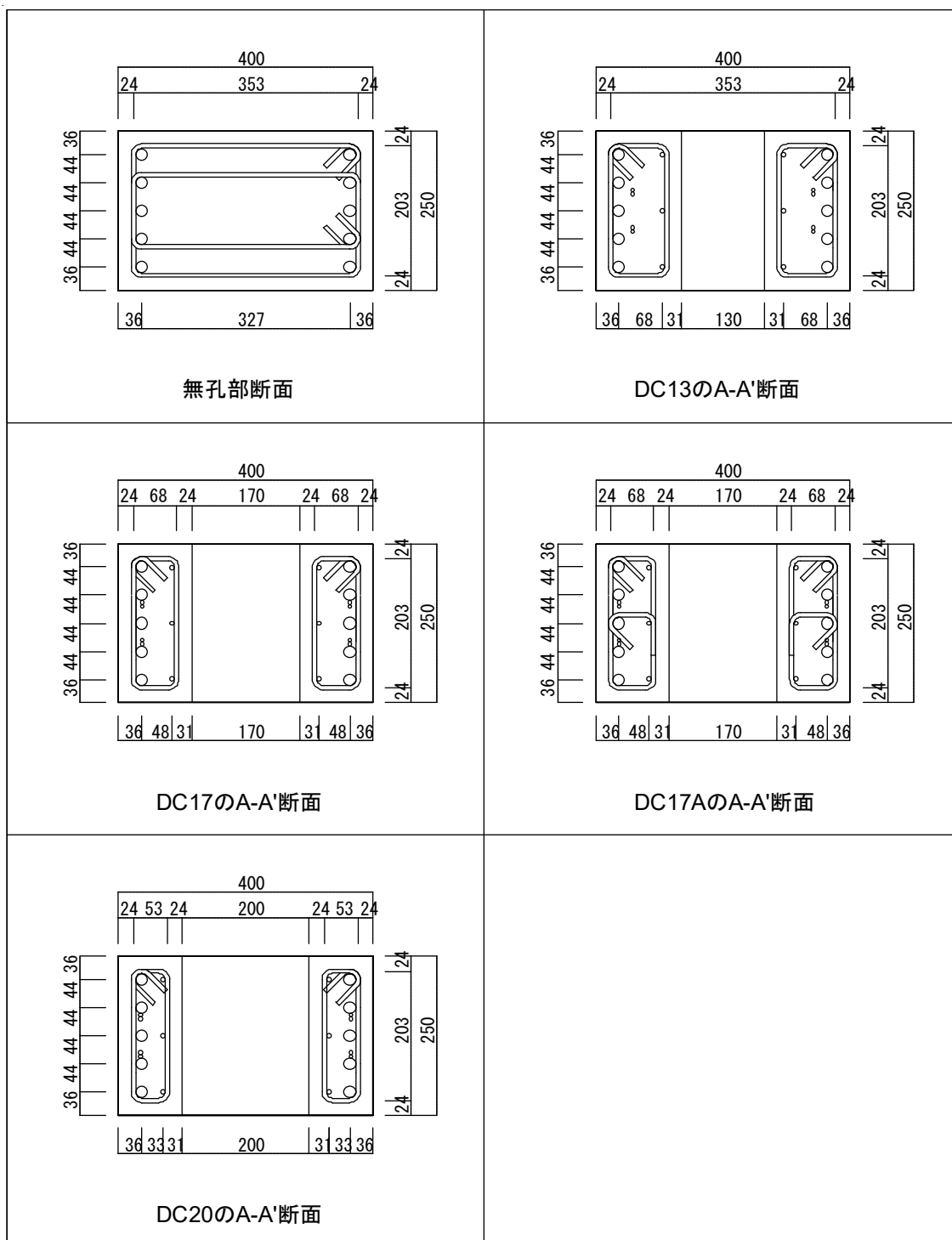


図 2.1.4 試験体の断面寸法

せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構  
 第 2 章 貫通孔径の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験

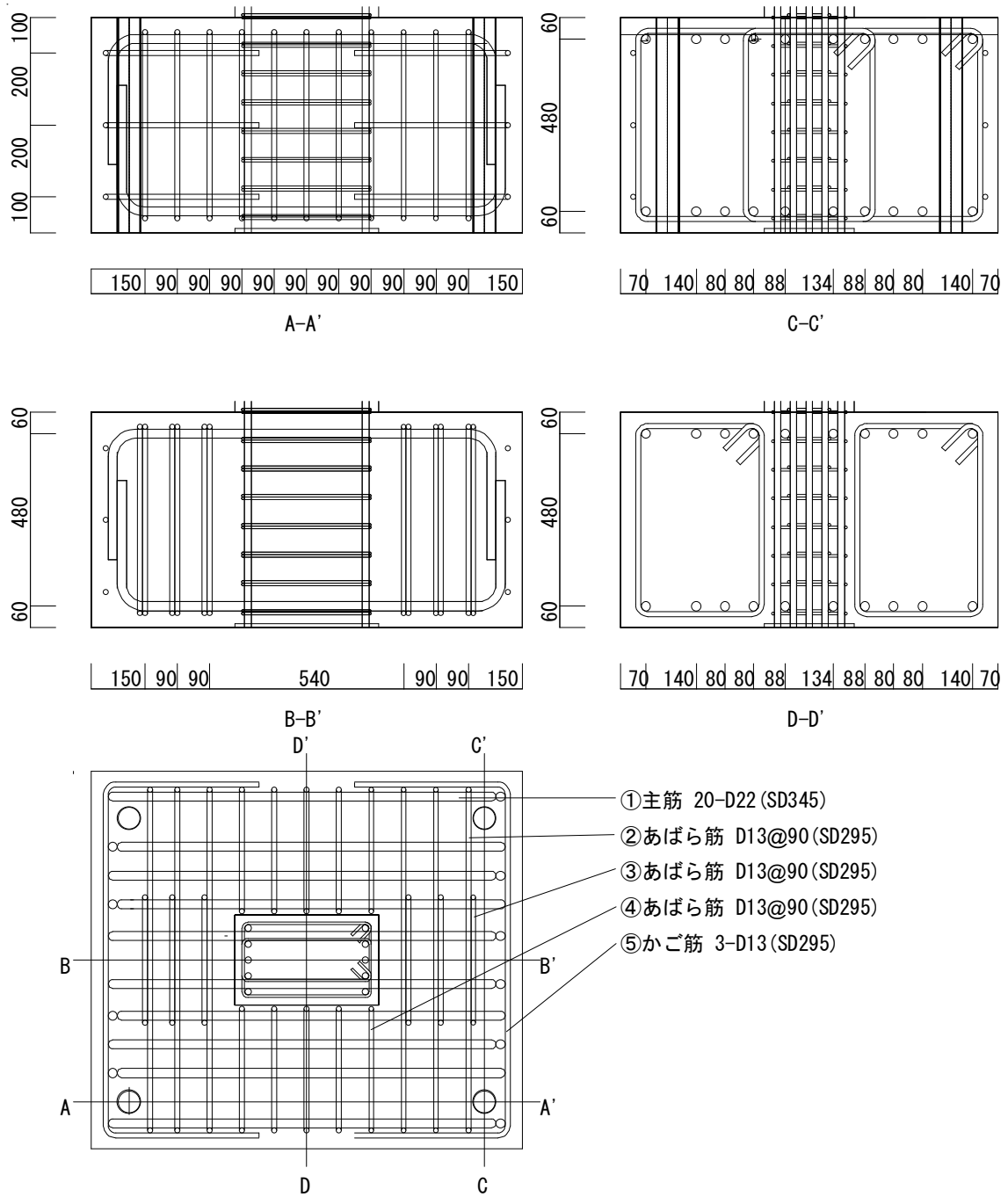


図 2.1.5 スタブの配筋状況

## 2.1.2 使用材料の力学特性

表 2.1.3 にコンクリートの配合を，表 2.1.4 に梁コンクリートのスランプ試験の結果を，表 2.1.5 にコンクリートの材料特性を，図 2.1.6 に梁コンクリートの応力-ひずみ関係，図 2.1.7 にスランプ試験時の写真を示す。

表 2.1.3 コンクリートの配合

設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )						
			水 W	セメント C	細骨材 S		粗骨材 G	混和剤	
					砕砂	砂		AE 減水剤	AE 剤
30	56.7	48.8	172	303	612	258	931	2.88	5.38

表 2.1.4 梁コンクリートのスランプ試験結果

配合	外気温 (°C)	コンクリート温度 (°C)
27-18-20N	26	28
スランプ (cm)	空気量 (%)	TP (本)
17.5	4.3	26

表 2.1.5 コンクリートの材料特性

		圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時 ひずみ (μ)
DC13	梁	29.6	27.8	1,850
	スタブ	33.1	30.4	1,950
DC17	梁	30.0	26.8	1,990
	スタブ	35.0	31.9	2,010
DC20	梁	30.3	27.9	2,020
	スタブ	35.3	30.5	2,160
DC17A	梁	30.1	27.8	1,970
	スタブ	37.6	32.2	2,130

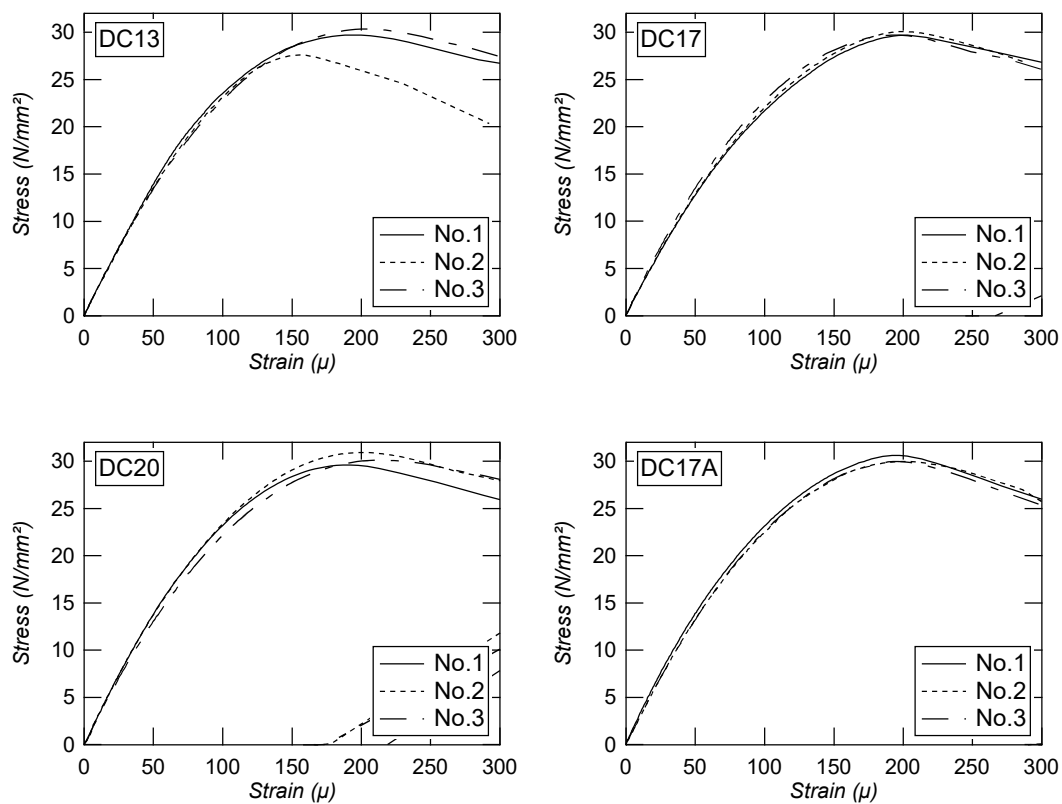


図 2.1.6 梁コンクリートの応力-ひずみ関係



図 2.1.7 スランプ試験時の写真

鉄筋材種は主筋が D16 (785 相当), 補強筋が D6 (SD295), 貫通孔補強筋が S6 (KSS785) を使用している。図 2.1.8 に鉄筋の応力-ひずみ関係を、表 2.1.5 に鉄筋の材料特性を示す。

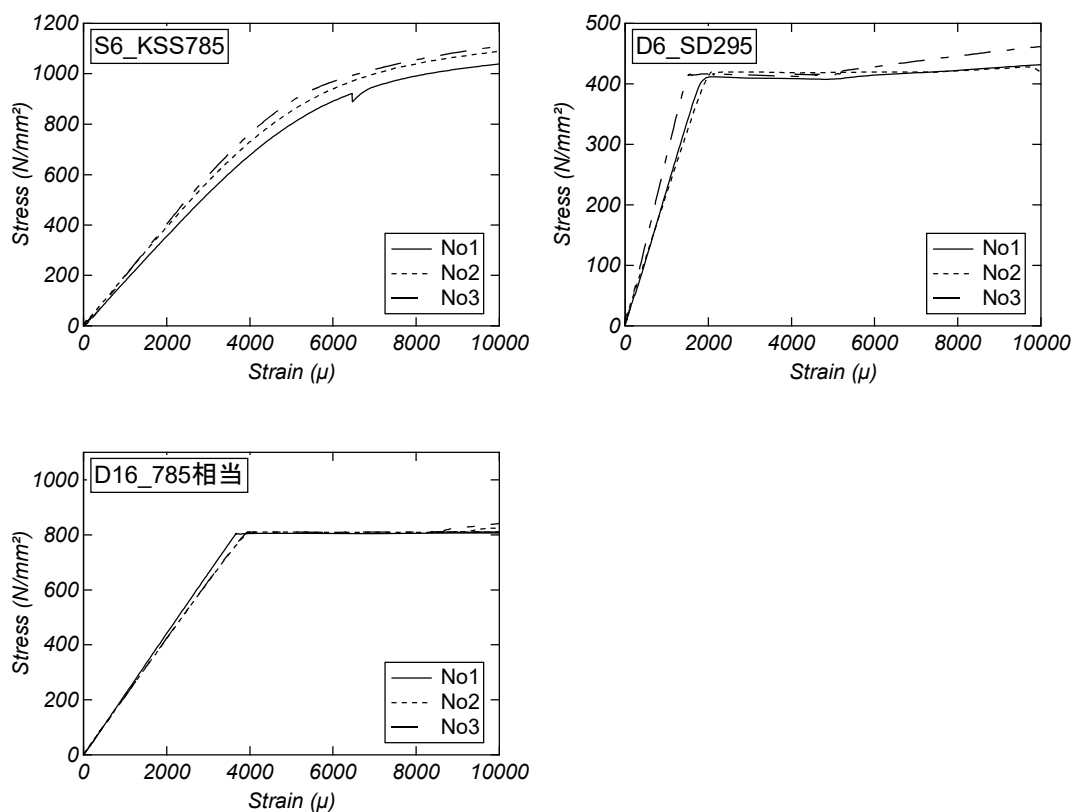


図 2.1.8 鉄筋の応力-ひずみ関係

表 2.1.6 鉄筋の材料特性

径	材種	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
D6	SD295	412	532	218
S6	KSS785	1,006	1,204	187
D16	785 相当	806	1,017	214

### 2.1.3 載荷計画

加力プログラムにおいて長期および短期許容せん断力を用いて荷重制御を行った。許容せん断力を算出する際に使用した式を以下に示す。

長期の許容せん断力を文献 1) に従い算出した。今回は地中梁を対象としているため、土に接していることおよび施工後に確認できないことから、文献 1) の式より鉄筋項を削除して計算を行った。

$${}_L Q_{AO} = bj\alpha f_s \left( 1 - 1.61 \frac{H}{D} \right) \quad (2.1.1)$$

記号

$b$  : 梁幅 (mm)

$j$  : 梁の応力中心間距離 (mm)

$f_s$  : コンクリートの長期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\alpha$  : せん断スパン比による割増係数

$H$  : 貫通孔径 (mm)

$D$  : 梁せい (mm)

短期の許容せん断力を文献 1) に従い算出した。

$${}_S Q_{AO} = bj \left\{ \frac{2}{3} \alpha f_s \left( 1 - 1.61 \frac{H}{D} \right) + 0.5 {}_w f_t (p_s - 0.002) \right\} \quad (2.1.2)$$

記号

$b$  : 梁幅 (mm)

$j$  : 梁の応力中心間距離 (mm)

$f_s$  : コンクリートの長期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\alpha$  : せん断スパン比による割増係数

$H$  : 貫通孔径 (mm)

$D$  : 梁せい (mm)

${}_w f_t$  : せん断補強筋の短期許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$p_s$  : 梁のあばら筋比

図 2.1.9 に加力プログラムを、図 2.1.10 に載荷装置を、表 2.1.7 に許容せん断力の計算結果を、表 2.1.8 に各サイクルにおけるひび割れの色を示す。試験体は PC 鋼棒によりスタブを載荷フレームに固定した。実験では載荷フレームに取り付けた 2 台の水平ジャッキ（押し：500kN）によって水平力を作用させた。水平力は文献)を参考に長期および短期の許容せん断力(式(2.1.1), (2.1.2))による荷重制御と載荷点の水平変位  $\delta$  をスタブ上端から載荷点までの高さ ( $h=1,000\text{mm}$ ) で除した変形角  $R$  による変位制御とした。

加力プログラムは長期許容せん断力を 1 サイクル、短期許容せん断力、 $R=1/200, 1/133, 1/100, 1/67, 1/50, 1/40$ , を 2 サイクルずつである。

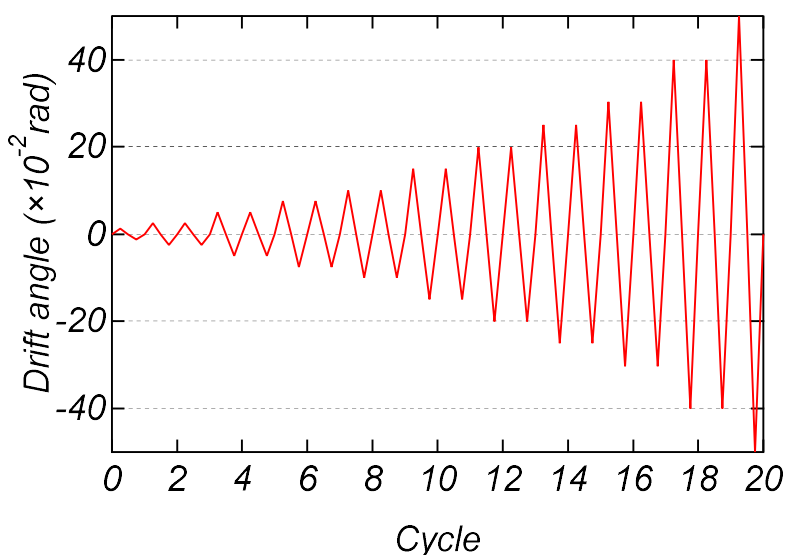


図 2.1.9 加力プログラム

表 2.1.7 許容せん断力の計算結果

	DC13	DC17	DC20	DC17A
長期許容せん断力 (kN)	32	21	13	21
短期許容せん断力 (kN)	113	102	94	102

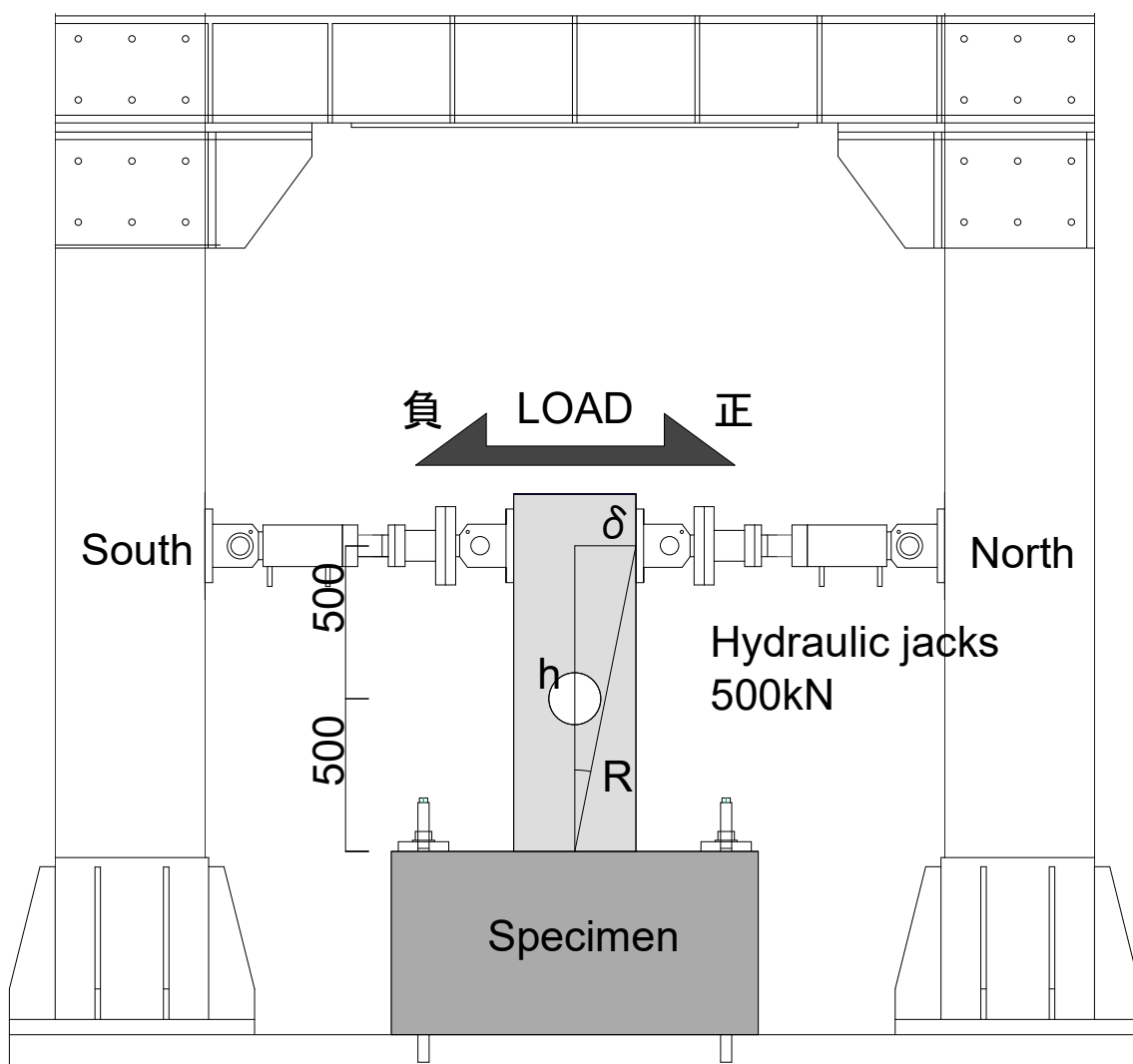
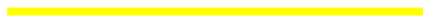
















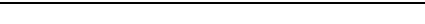

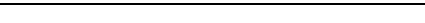



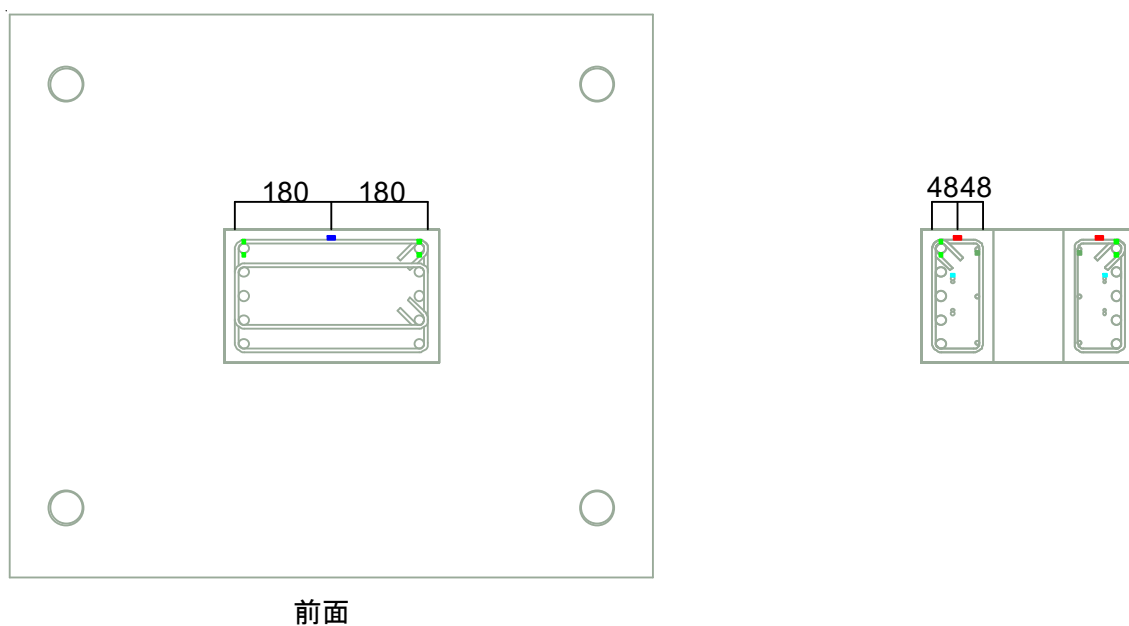
図 2.1.10 載荷装置

表 2.1.8 各サイクルにおけるひび割れの色

変形角	色
初期ひび割れ	
長期荷重 1 サイクル	正載荷  負載荷 
短期荷重 2 サイクル ひび割れ幅 (ピーク→長期→除荷)	正載荷  負載荷 
$R=0.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/200 rad) 2 サイクル	正載荷  負載荷 
$R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/133 rad) 2 サイクル	正載荷  負載荷 
$R=1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/100 rad) 2 サイクル	正載荷  負載荷 
$R=1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/67 rad) 2 サイクル	正載荷  負載荷 
$R=2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/50 rad) 2 サイクル	正載荷  負載荷 
$R=2.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/40 rad) 2 サイクル	正載荷  負載荷 
$R=3.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/33 rad) 2 サイクル	正載荷  負載荷 
$R=4.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/25 rad) 2 サイクル	正載荷  負載荷 
$R=5.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/20 rad) 片側押切り	

#### 2.1.4 計測計画

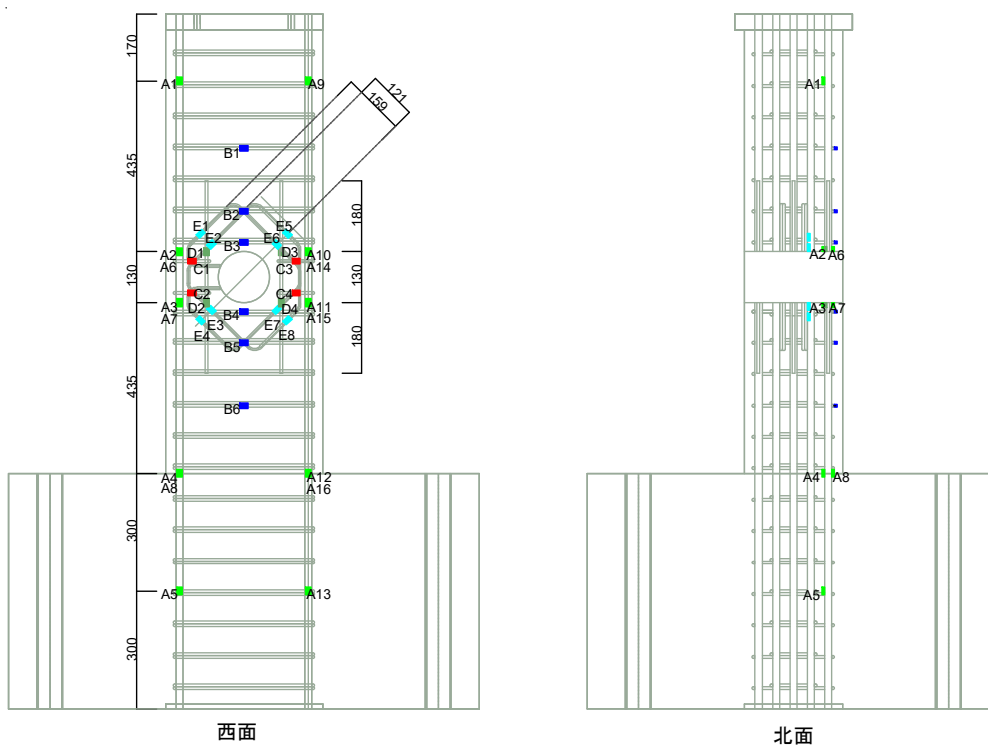
図 2.1.11 にひずみゲージ計測位置を，図 2.1.12 に変位計計測位置を，表 2.1.9 に計測リストを示す。ひび割れの観測は載荷によって生じた亀裂を目視により確認し，ひび割れの発生状況および加力ステップを記録した。また，ピーク時および除荷時の主要なひび割れはクラックスケールを用いて測定した。ただし，短期許容せん断力のサイクルのみ，1 サイクル目の除荷時に長期許容せん断力の値でもひび割れの測定を行った。



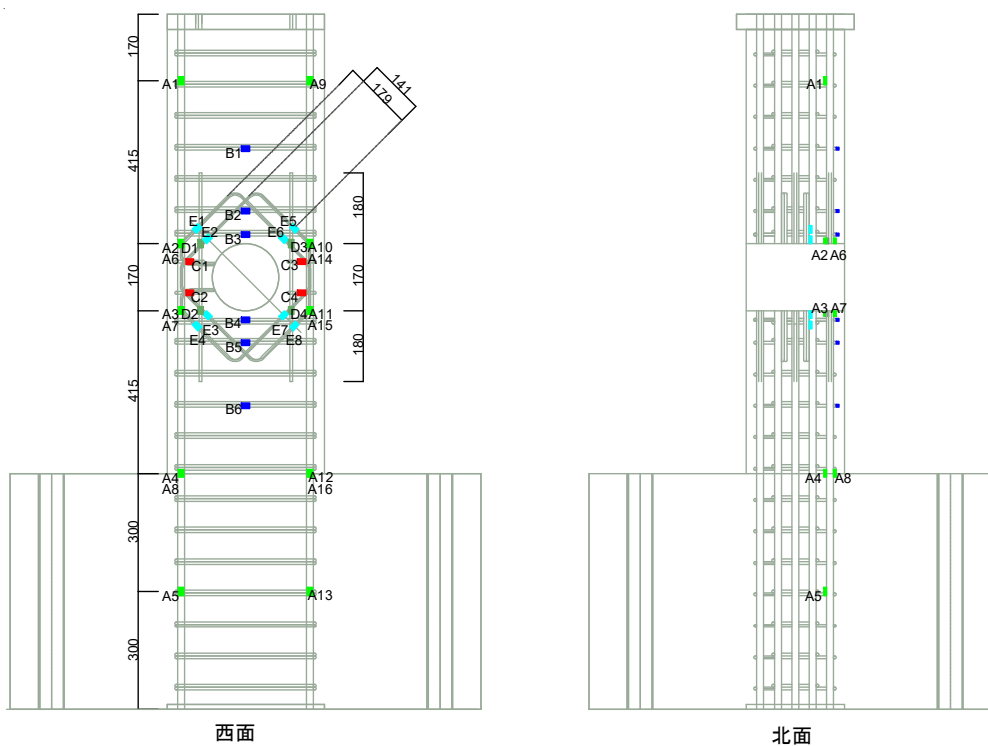
(a) 試験体断面

図 2.1.11 ひずみゲージ計測位置

せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構  
 第 2 章 貫通孔径の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験



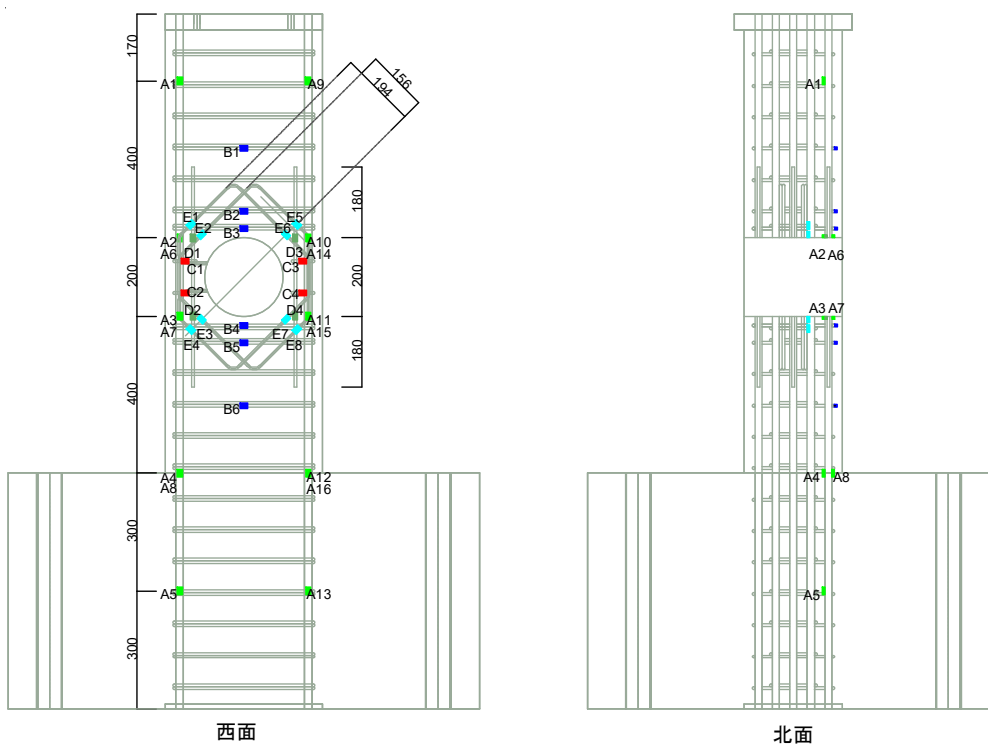
(b) 試験体 DC13



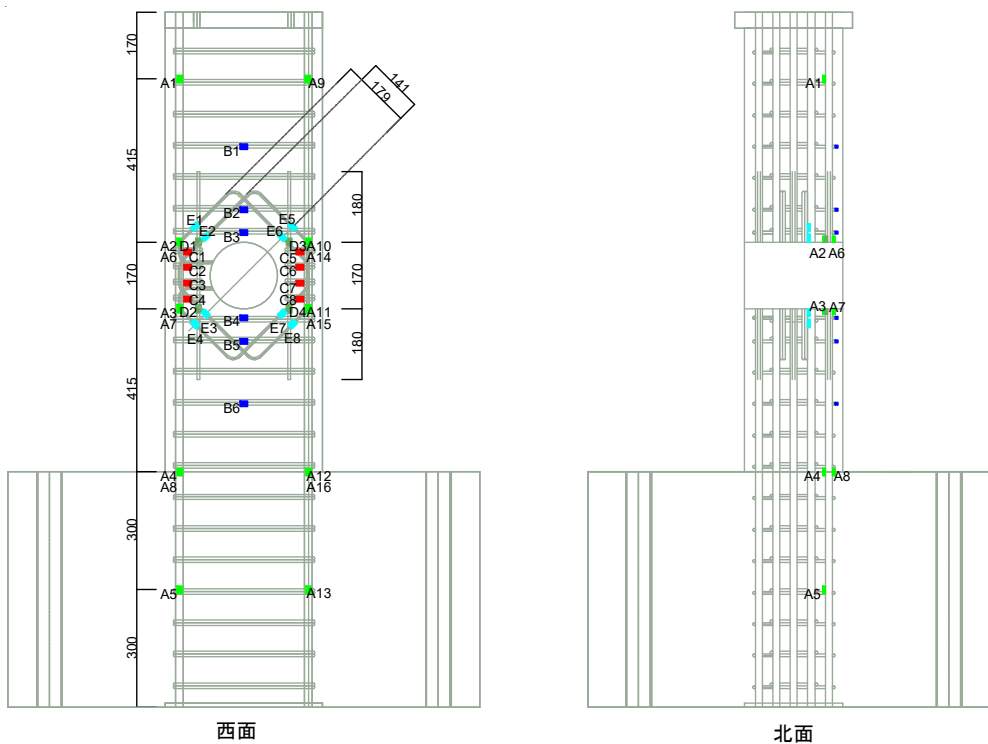
(c) 試験体 DC17

図 2.1.11 ひずみゲージ計測位置

せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構  
 第 2 章 貫通孔径の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験



(c) 試験体 DC20



(b) 試験体 DC17A

図 2.1.11 ひずみゲージ計測位置

せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構  
 第 2 章 貫通孔径の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験

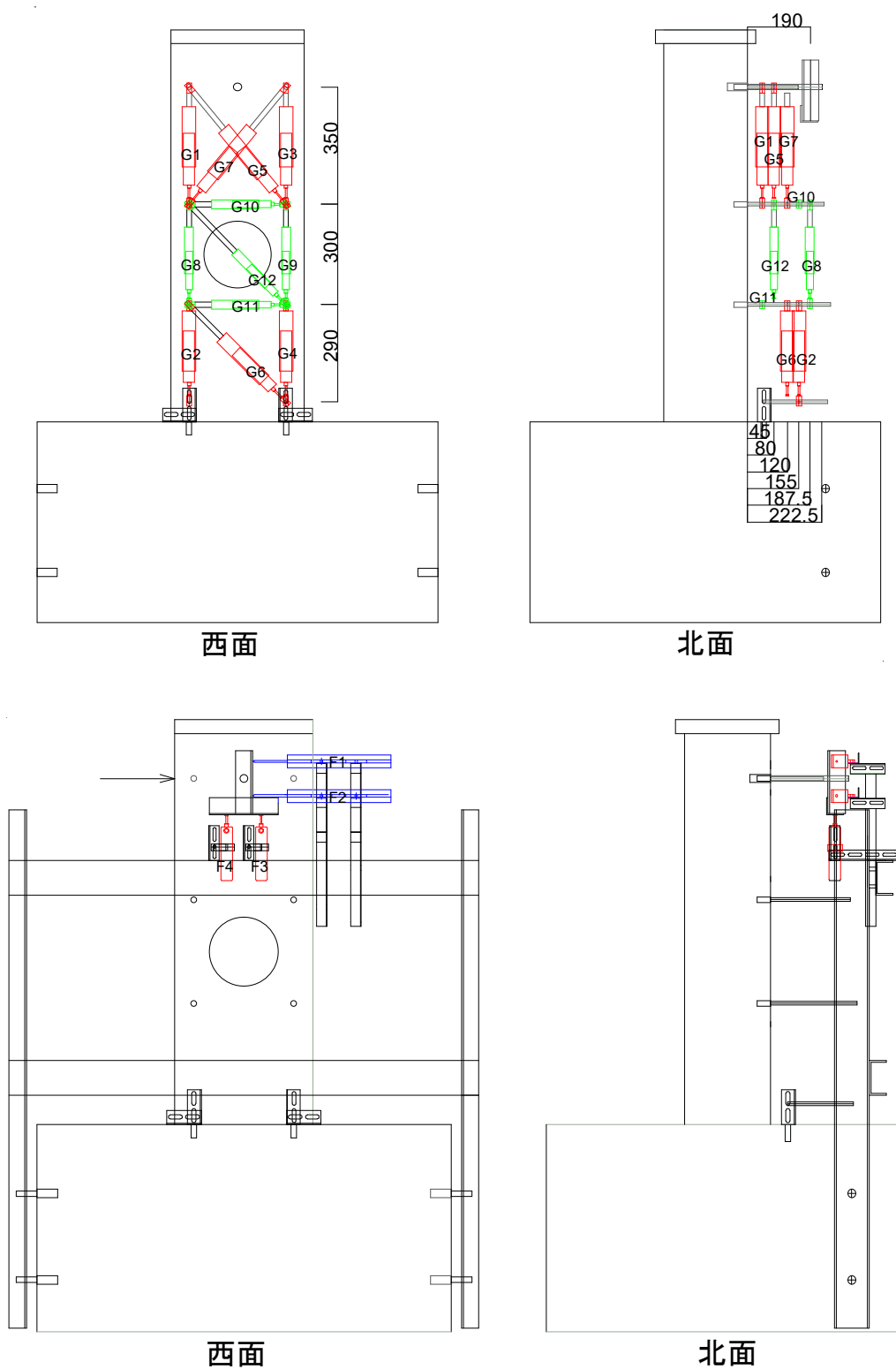


図 2.1.12 変位計取付位置 (全試験体共通)

せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構  
 第 2 章 貫通孔径の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験

表 2.1.9 計測リスト

No	番号	CH	係数	単位	位置	計測器
2	N	0	1	kN	鉛直ジャッキ	
3	Q1	2	0.167	kN	水平ジャッキ (北)	CLC-500kNA
4	Q2	3	0.167	kN	水平ジャッキ (南)	CLC-500kNA
5	f1	4	0.02	mm	水平変位 加力点 (上)	SDP200
6	f2	5	0.02	mm	水平変位 加力点 (下)	SDP200
7	f3	6	0.005	mm	鉛直変位 加力点 (北)	CDP50
8	f4	7	0.005	mm	鉛直変位 加力点 (南)	CDP50
9	g1	8	0.005	mm	鉛直変位 (上,北)	CDP50
10	g2	9	0.005	mm	鉛直変位 (下,北)	CDP50
11	g3	10	0.005	mm	鉛直変位 (上,南)	CDP50
12	g4	11	0.005	mm	鉛直変位 (下,南)	CDP50
13	g5	12	0.005	mm	斜め変位 (上,南下がり)	CDP50
14	g6	13	0.005	mm	斜め変位 (下,南下がり)	CDP50
15	g7	14	0.005	mm	斜め変位 (上,南上がり)	CDP50
16	g8	15	0.002	mm	鉛直変位 (中,北)	CDP25
17	g9	16	0.002	mm	鉛直変位 (中,南)	CDP25
18	g10	17	0.002	mm	水平変位 (上)	CDP25
19	g11	18	0.002	mm	水平変位 (下)	CDP25
20	g12	19	0.002	mm	斜め変位 (中,南下がり)	CDP25
21	A1	20	2/2.09	μ	主筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (3mm)
22	A2	21	2/2.09	μ	主筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (3mm)
23	A3	22	2/2.09	μ	主筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (3mm)
24	A4	23	2/2.09	μ	主筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (3mm)
25	A5	24	2/2.09	μ	主筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (3mm)
26	A6	25	2/2.09	μ	主筋 (北東)	1 軸歪ゲージ (3mm)
27	A7	26	2/2.09	μ	主筋 (北東)	1 軸歪ゲージ (3mm)
28	A8	27	2/2.09	μ	主筋 (北東)	1 軸歪ゲージ (3mm)
29	A9	28	2/2.09	μ	主筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (3mm)
30	A10	29	2/2.09	μ	主筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (3mm)
31	A11	30	2/2.09	μ	主筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (3mm)
32	A12	31	2/2.09	μ	主筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (3mm)
33	A13	32	2/2.09	μ	主筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (3mm)

せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構  
 第 2 章 貫通孔径の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験

34	A14	33	2/2.09	μ	主筋 (南東)	1 軸歪ゲージ (3mm)
35	A15	34	2/2.09	μ	主筋 (南東)	1 軸歪ゲージ (3mm)
36	A16	35	2/2.09	μ	主筋 (南東)	1 軸歪ゲージ (3mm)
37	B1	40	2/2.08	μ	あばら筋 (西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
38	B2	41	2/2.08	μ	あばら筋 (西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
39	B3	42	2/2.08	μ	孔際あばら筋 (西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
40	B4	43	2/2.08	μ	孔際あばら筋 (西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
41	B5	44	2/2.08	μ	あばら筋 (西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
42	B6	45	2/2.08	μ	あばら筋 (西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
43	C1	50	2/2.08	μ	弦材あばら筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
44	C2	51	2/2.08	μ	弦材あばら筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
45	C3	52	2/2.08	μ	弦材あばら筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
46	C4	53	2/2.08	μ	弦材あばら筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
47	C5	54	2/2.08	μ	弦材あばら筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
48	C6	55	2/2.08	μ	弦材あばら筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
49	C7	56	2/2.08	μ	弦材あばら筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
50	C8	57	2/2.08	μ	弦材あばら筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
51	D1	60	2/2.08	μ	水平筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
52	D2	61	2/2.08	μ	水平筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
53	D3	62	2/2.08	μ	水平筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
54	D4	63	2/2.08	μ	水平筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
55	E1	70	2/2.08	μ	貫通孔補強筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
56	E2	71	2/2.08	μ	貫通孔補強筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
57	E3	72	2/2.08	μ	貫通孔補強筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
58	E4	73	2/2.08	μ	貫通孔補強筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
59	E5	74	2/2.08	μ	貫通孔補強筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
60	E6	75	2/2.08	μ	貫通孔補強筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
61	E7	76	2/2.08	μ	貫通孔補強筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
62	E8	77	2/2.08	μ	貫通孔補強筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (1mm)

## 2.2 実験結果

### 2.2.1 破壊性状および履歴特性

図 2.2.1 にせん断力－変形角関係を示す。最大耐力を○で、主筋の降伏を□で、あばら筋の降伏点を△で、孔際補強筋の降伏点を△で、弦材あばら筋の降伏点を◇で、貫通孔補強筋の降伏点を◇で示している。図 2.2.2 に破壊性状を示す。同図では  $R=1/133\text{rad}$ 、 $1/67\text{rad}$  の正載荷 1 サイクル目ピーク時および最終破壊状況を示している

各試験体ともに、短期許容せん断力のサイクルで貫通孔から 45 度方向に斜めひび割れの発生が確認された。試験体 DC13 では、 $1/67\text{rad}$  のサイクルで梁主筋の降伏に伴う耐力の頭打ちが確認された。 $1/25\text{rad}$  の負載荷サイクルにおいて貫通孔から接線方向のひび割れ幅の拡幅に伴う曲げ降伏後のせん断破壊が確認された。試験体 DC17 および DC17A では、 $1/50\text{rad}$  のサイクルにおいて、試験体 DC20 では  $1/100\text{rad}$  のサイクルにおいて貫通孔から接線方向のひび割れ幅の拡幅に伴う耐力低下が確認された。そして、試験体 DC17 および DC17A では最大耐力までに孔際補強筋の降伏が確認された。以上のことから、試験体 DC17、DC20 および DC17A はせん断破壊と判断した。

貫通孔比  $1/2.3$  で弦材あばら筋比  $0.32\%$  の試験体の最大耐力は、貫通孔比  $1/2$  の試験体 DC20 のものと比べて  $57\%$  高く、弦材あばら筋比  $0.95\%$  の試験体 DC17A のものと比べて  $5\%$  低い。

(1) 試験体 DC13

貫通孔比 1/3 の試験体 DC13 では、 $R=1/67\text{rad}$  のサイクルで梁端部における引張側主筋で降伏が確認され、耐力の頭打ちが確認された。1/50rad のサイクルであばら筋が降伏、1/25rad のサイクルで孔際補強筋の降伏がみられた。孔際補強筋が降伏した後の 1/20rad のサイクルで耐力低下が確認された。

損傷状況を見ると、耐力頭打ちの確認された 1/67rad のサイクルでは貫通孔からスタブ側に発生した曲げひび割れの拡幅が顕著にみられた。最終的には貫通孔の上下弦材部に発生した接線方向のひび割れ拡幅に伴い耐力が低下したことから、曲げ降伏先行型のせん断破壊と判断された。

○ 最大耐力 □ 主筋 △ あばら筋 ◻ 孔際補強筋 ◇ 弦材あばら筋 ◊ 貫通孔補強筋

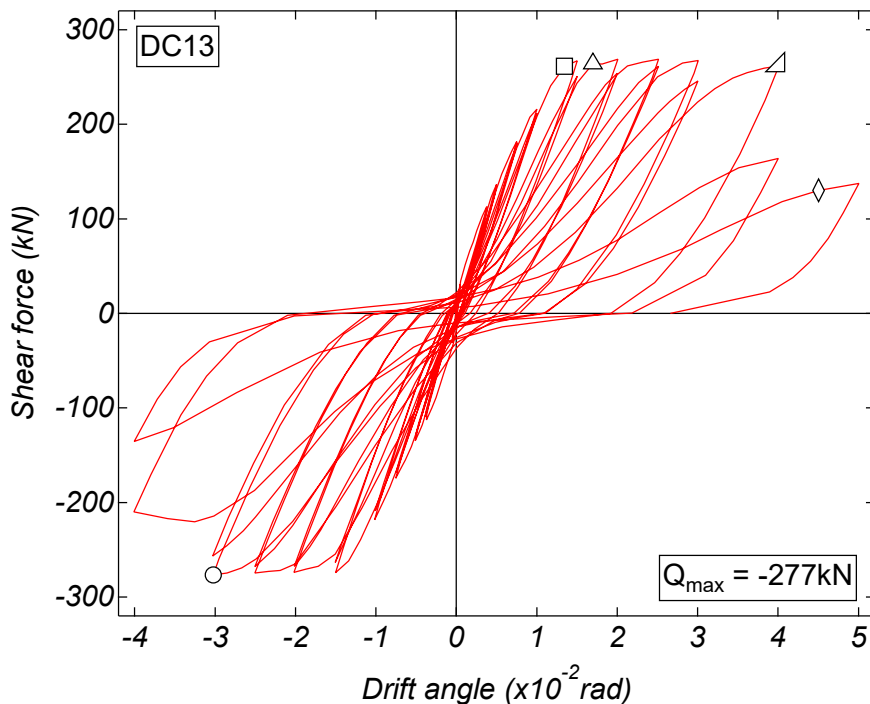


図 2.2.1(a) せん断力－変形角関係 (DC13)

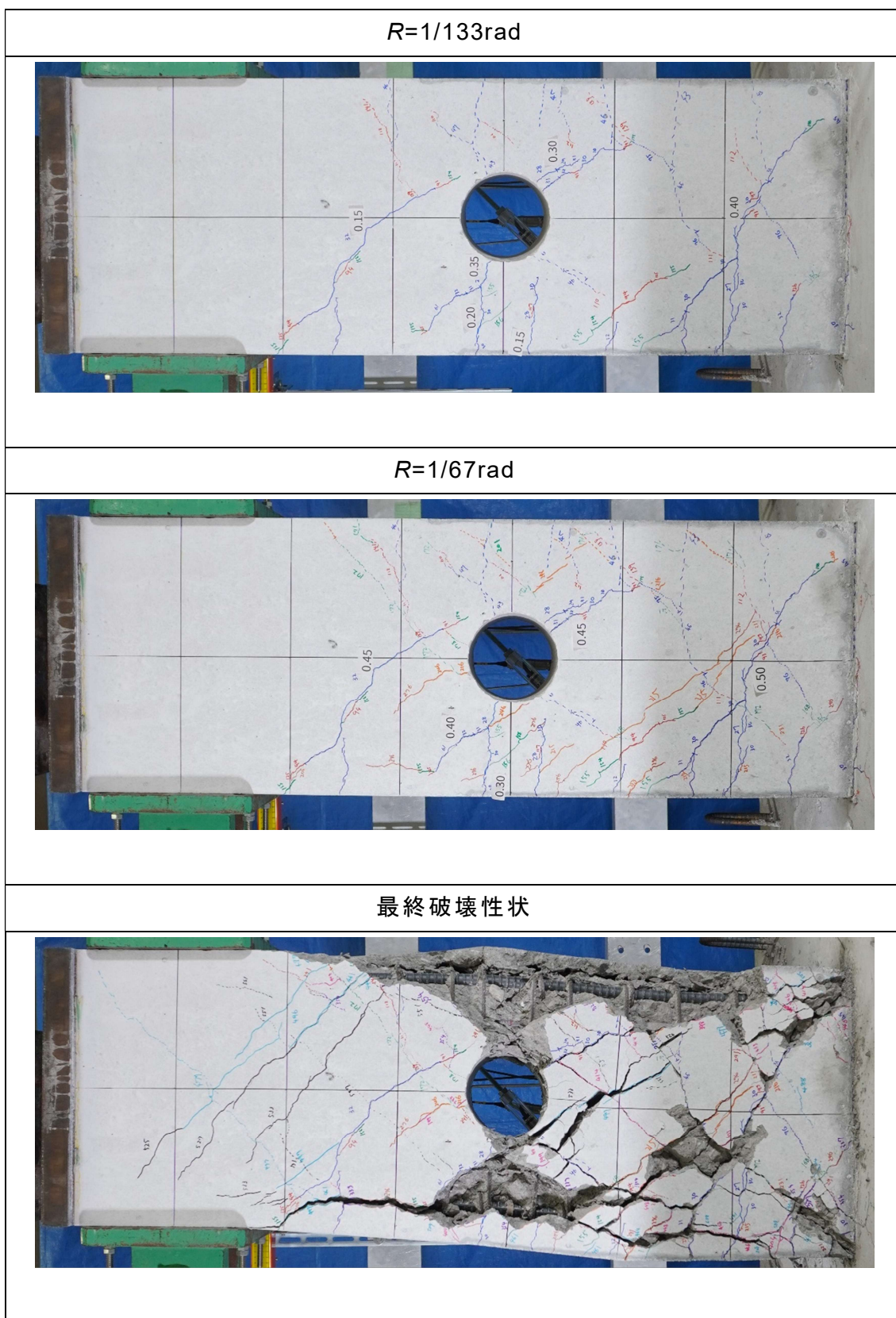


図 2.2.2(a) 破壊性状 (DC13)

## (2) 試験体 DC17

貫通孔比 1/2.3 の試験体 DC17 では、人為ミスにより  $R=1/100\text{rad}$  の計測が行われていない。

履歴特性をみると、 $R=1/67\text{rad}$  のサイクルで梁端部における引張側主筋が確認され、最大耐力が記録された。その後の  $R=1/50\text{rad}$  で耐力低下が確認された。

損傷状況をみると、最大耐力が記録された  $1/67\text{rad}$  のサイクルにおいて貫通孔上下弦材に接線方向のひび割れの発生が確認された。当該ひび割れ拡幅にともない  $1/50\text{rad}$  のサイクルで耐力低下がみられたことからせん断破壊と判断された。

○ 最大耐力 □ 主筋 △ あばら筋 ◻ 孔際補強筋 ◇ 弦材あばら筋 ◊ 貫通孔補強筋

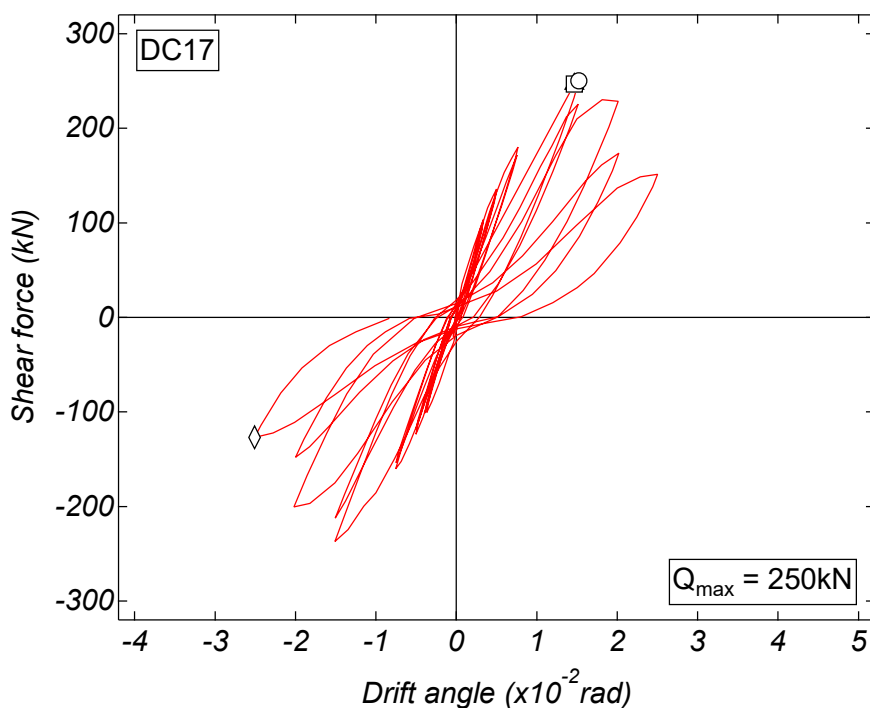


図 2.2.1(b) せん断力－変形角関係 (DC17)

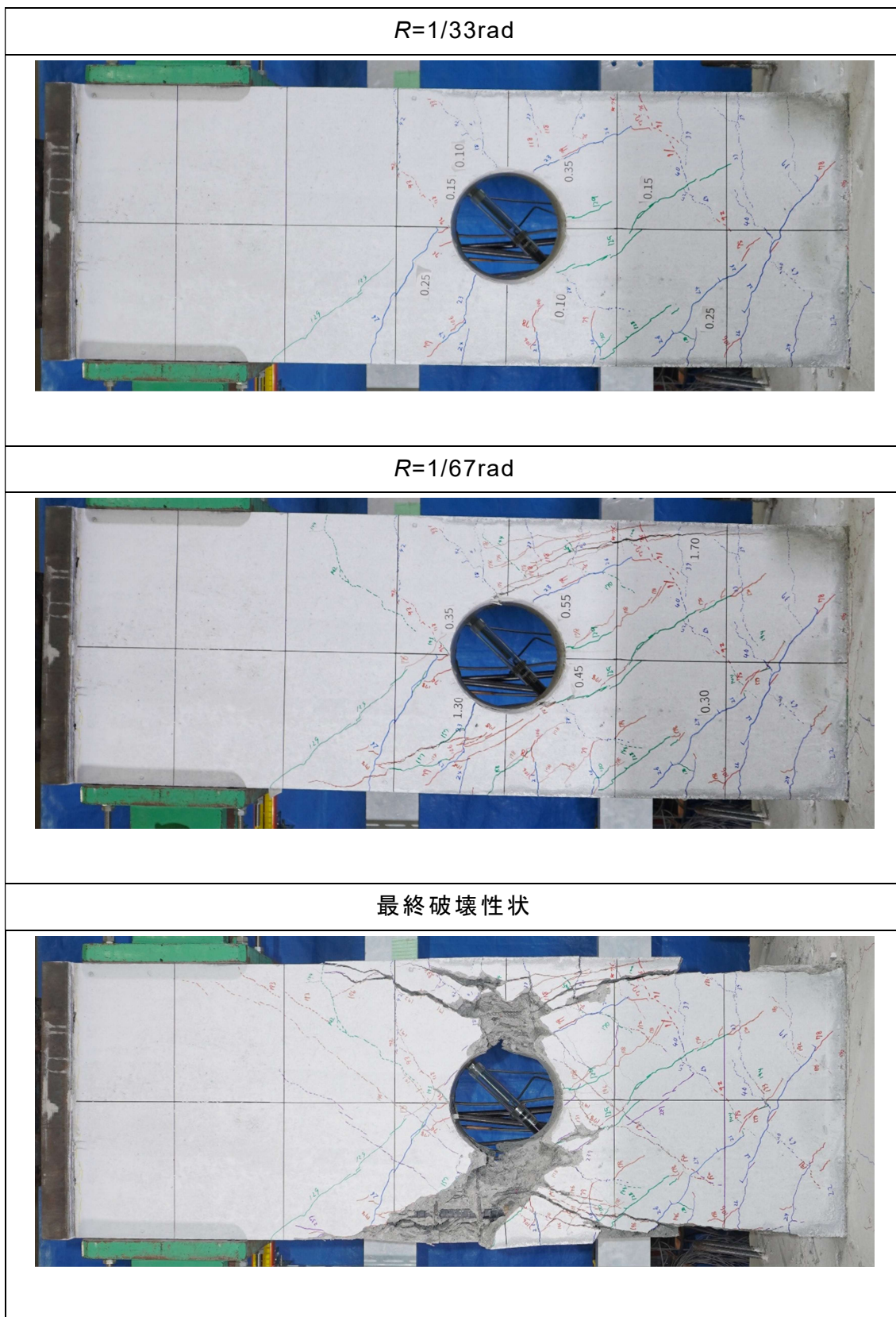


図 2.2.2(b) 破壊性状 (DC17)

### (3) 試験体 DC20

貫通孔比 1/2 の試験体では、 $R=1/133\text{rad}$  のサイクルで弦材あばら筋が降伏し、最大耐力が確認された。

損傷状況をみると、 $1/133\text{rad}$  のサイクルで貫通孔から伸びる接線方向のひび割れの発生が確認され、 $1/100\text{rad}$  において拡幅が確認された。当該ひび割れの拡幅に伴い耐力が低下しその後破壊に至ったことから試験体 DC20 の破壊性状はせん断破壊と判断された。

○ 最大耐力 □ 主筋 △ あばら筋 ◻ 孔際補強筋 ◊ 弦材あばら筋 ◊ 貫通孔補強筋

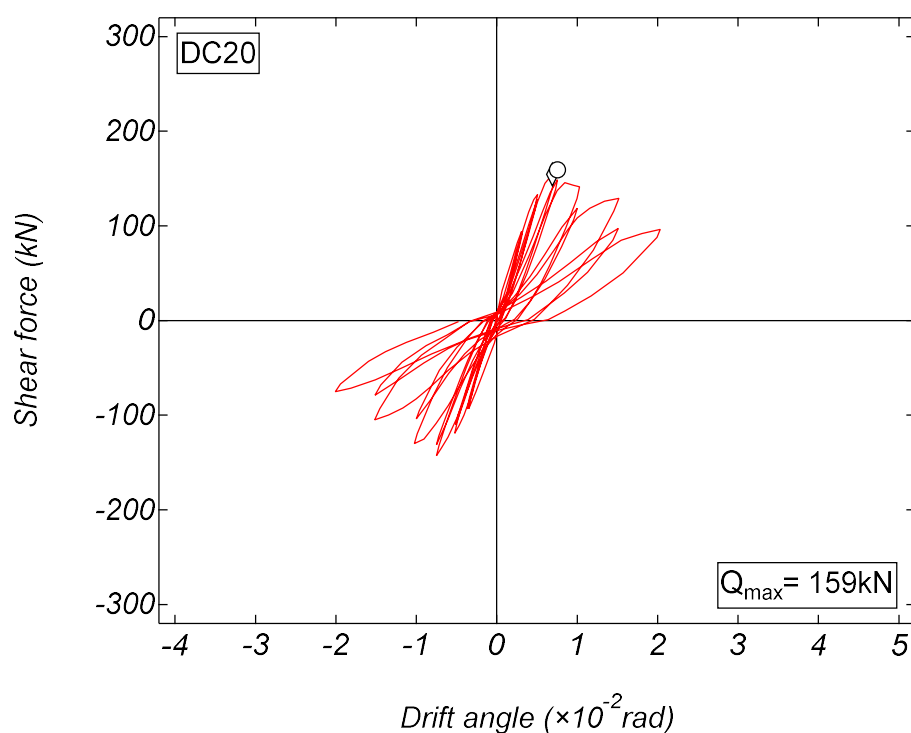


図 2.2.1(c) せん断力－変形角関係 (DC20)

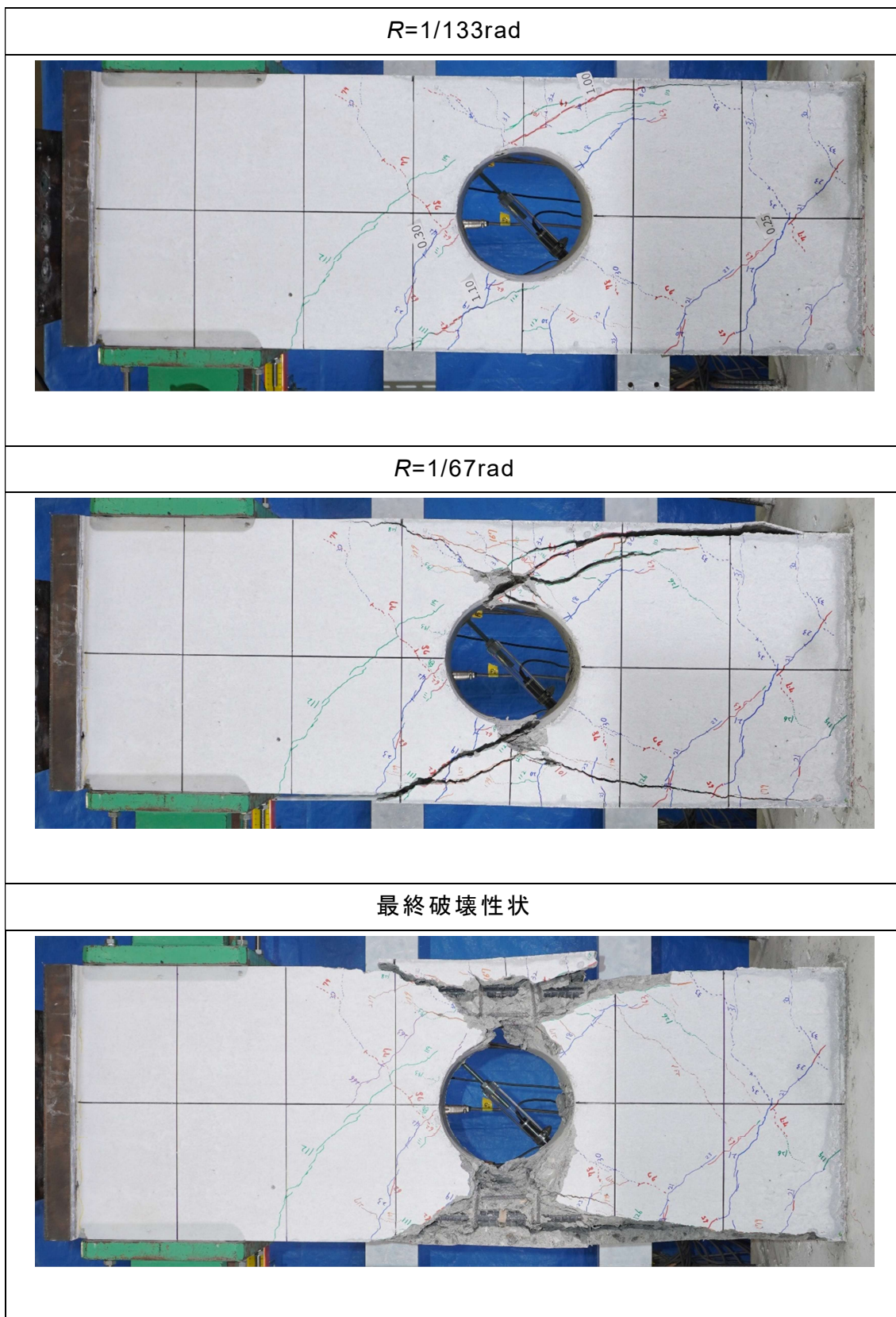


図 2.2.2(c) 破壊性状 (DC20)

(4) 試験体 DC17A

貫通孔比 1/2.3 で弦材あばら筋比 0/95%の試験体 DC17A では最大耐力を記録した 1/50rad までにあばら筋，弦材あばら筋，孔際補強筋および貫通孔補強筋の降伏が確認された。その後の 1/40rad のサイクルで耐力低下が認められた。

損傷状況をみると，1/67rad のサイクルで貫通孔から伸びる接線方向のひび割れが発生し，最大耐力を記録した 1/50rad のサイクルで拡幅が確認された。貫通孔から伸びる接線方向のひび割れ拡幅に伴い耐力低下が認められたことに加えて，貫通孔周囲の鉄筋にも降伏が確認されたことからせん断破壊と判断された。

○ 最大耐力 □ 主筋 △ あばら筋 ◻ 孔際補強筋 ◇ 弦材あばら筋 ◊ 貫通孔補強筋

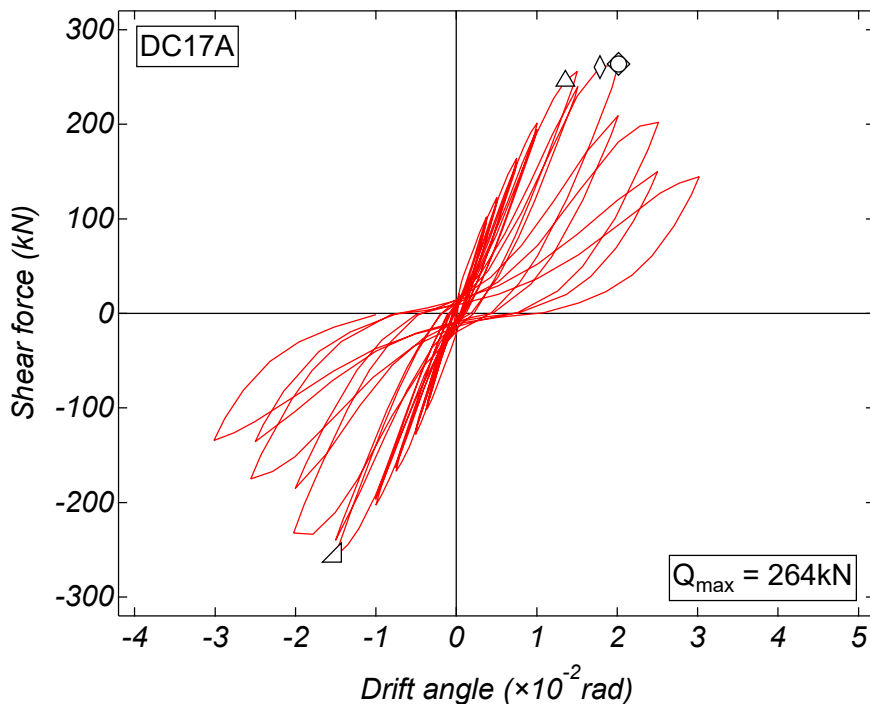


図 2.2.1(d) せん断力－変形角関係 (DC17A)

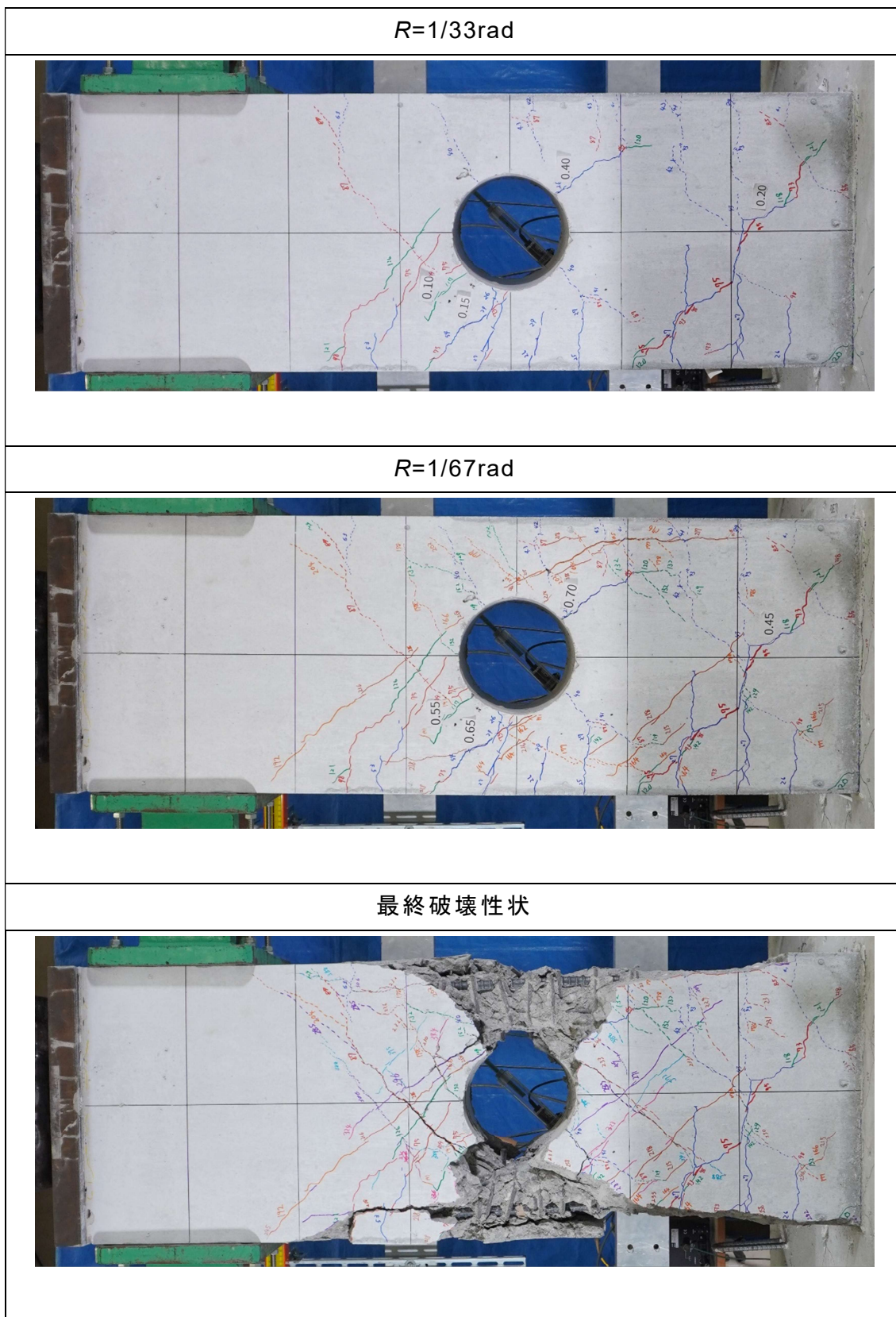


図 2.2.2(d) 破壊性状 (DC17A)

## 2.2.2 残留ひび割れ幅

図 2.2.3 に貫通孔周囲のひび割れ位置を，図 2.2.4 に残留ひび割れ推移を示す。縦軸は正載荷 1 サイクル目ピーク時のせん断力を，横軸は同サイクルの除荷時の最大ひび割れ幅である。同図中の○は試験体 DC13 を，□は試験体 DC17 を，△は試験体 DC20 を，■は試験体 DC17A を示している。また，同図にはひび割れ幅の制限値を合わせて示しており，本実験では 1/3 縮尺の試験体を用いたため，文献 23) に基づきひび割れ幅の制限値（実大で 0.3mm）を式(2.2.1)により 1/3 縮尺に換算した。これにより，ひび割れ幅の制限値は 0.155mm をしている。

$$w_r = n^{0.6} \cdot w_s \quad (2.2.1)$$

記号

$w_r$  : 実大の試験体の残留ひび割れ幅

$w_s$  : 縮尺  $1/n$  の試験体の残留ひび割れ幅

$1/n$  : 縮尺

貫通孔周囲のせん断ひび割れ（図 2.2.3 の No.1 および No.2）は，貫通孔比の増大に伴いひび割れ幅推移の増加傾向が認められる。一方で弦材あばら筋比 0.32% の試験体 DC17 のひび割れ幅推移は 0.95% の試験体 DC17A のものと比べて大きい。

全試験体ともに短期許容せん断力のサイクルである。初期点における幅は 0.1mm 未満であり，制限値（0.115mm）未満の値であった。

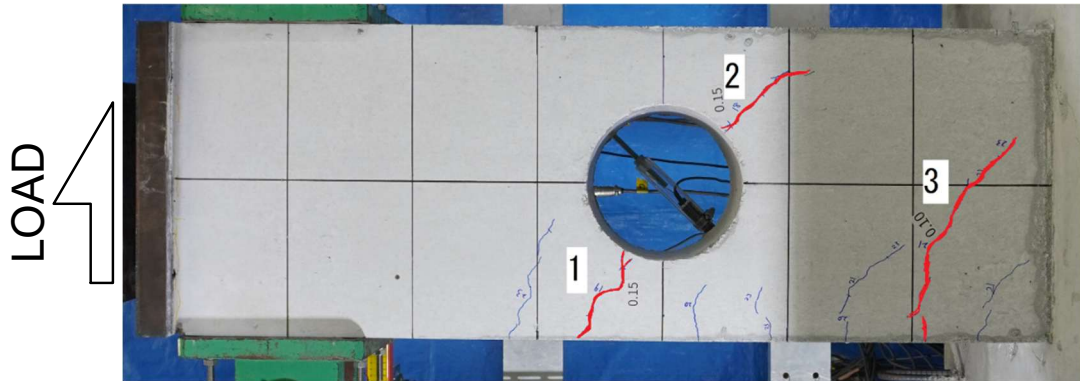


図 2.2.3 貫通孔周囲のひび割れ位置

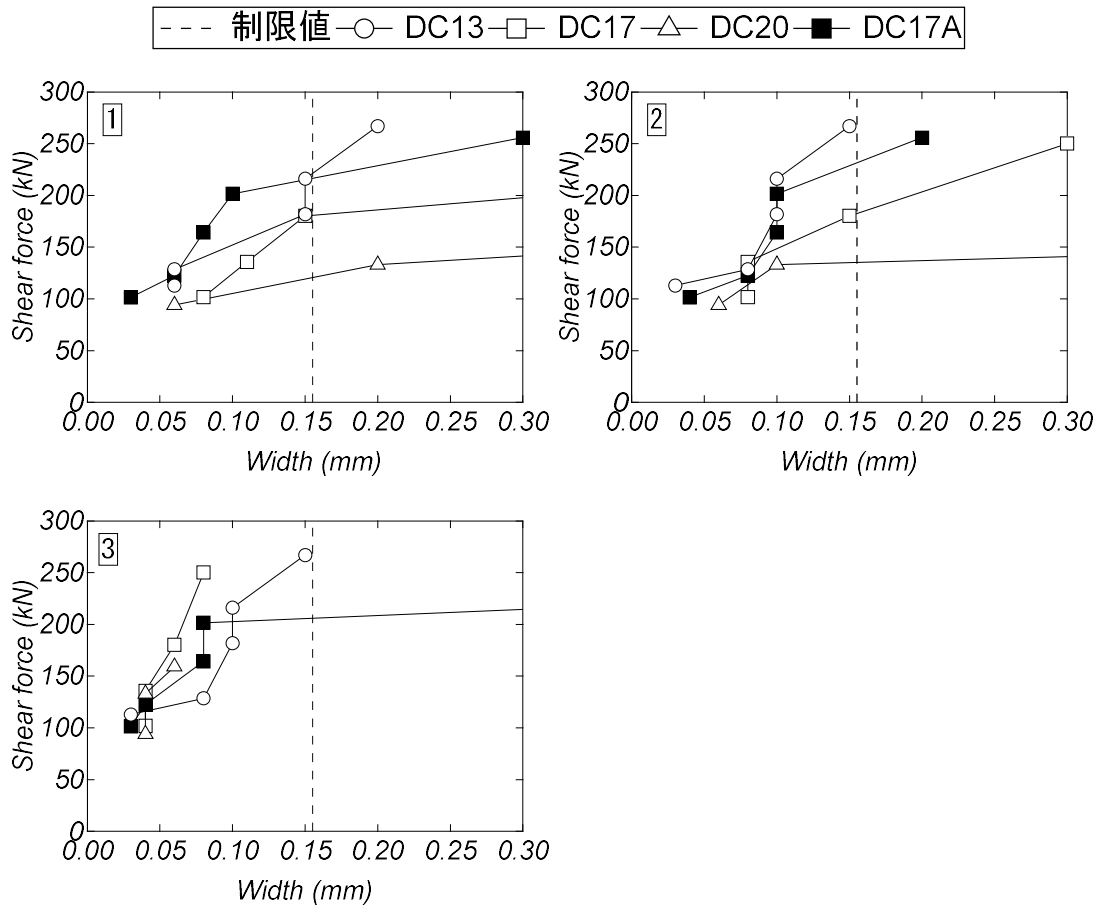


図 2.2.4 残留ひび割れ推移

### 2.2.3 せん断補強筋の応力分布

図 2.2.5 にせん断補強筋のひずみの計測位置を、図 2.2.6 に各試験体の  $R=1/200$ ,  $1/133$  および  $1/67$  rad の正載荷 1 サイクル目ピーク時におけるせん断補強筋の応力分布を示す。同図では、横軸の 0 を載荷点とし、貫通孔位置を縦の実線で、補強筋の有効範囲を赤線で示している。

孔際補強筋およびそれに隣接するあばら筋に着目すると、試験体 DC20 の右側を除きサイクル増大に伴う応力上昇が認められた。せん断破壊型の試験体 DC17, DC20 および DC17A をみると、試験体 DC17 では左右の孔際補強筋および右側あばら筋の降伏が認められた。試験体 DC17A では、左側の孔際補強筋とあばら筋の降伏が認められた。一方で試験体 DC20 では、最大耐力を記録した  $R=1/133$  rad において孔際補強筋に  $200\text{N/mm}^2$  未満の応力が認められた。

弦材あばら筋に着目すると、全試験体ともに載荷サイクル増大に伴う応力上昇がみられた。その中でも、試験体 DC17 のみ顕著な引張応力の上昇がみられ、引張降伏が確認された。また、試験体 DC17 および DC20 では、圧縮降伏が確認された。

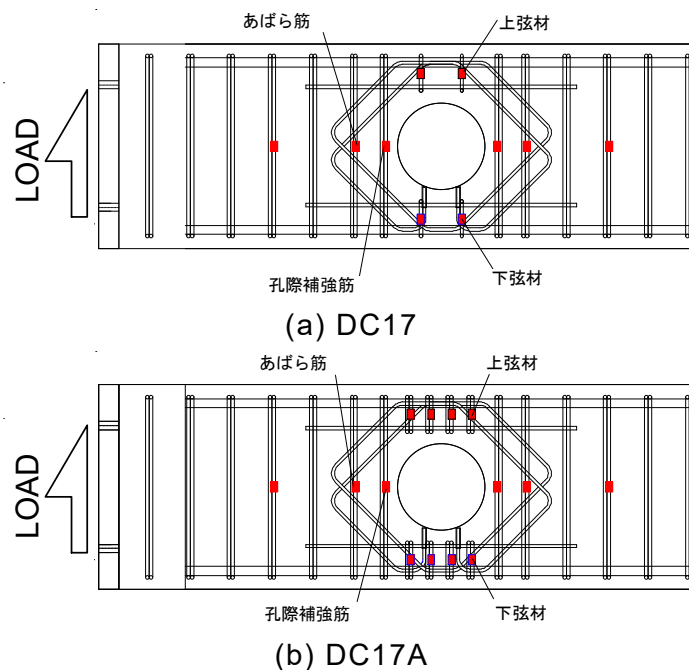


図 2.2.5 せん断補強筋のひずみの計測位置

— 貫通孔 — 有効範囲 --- 降伏強度 -△- 1/200rad -□- 1/133rad -○- 1/67rad

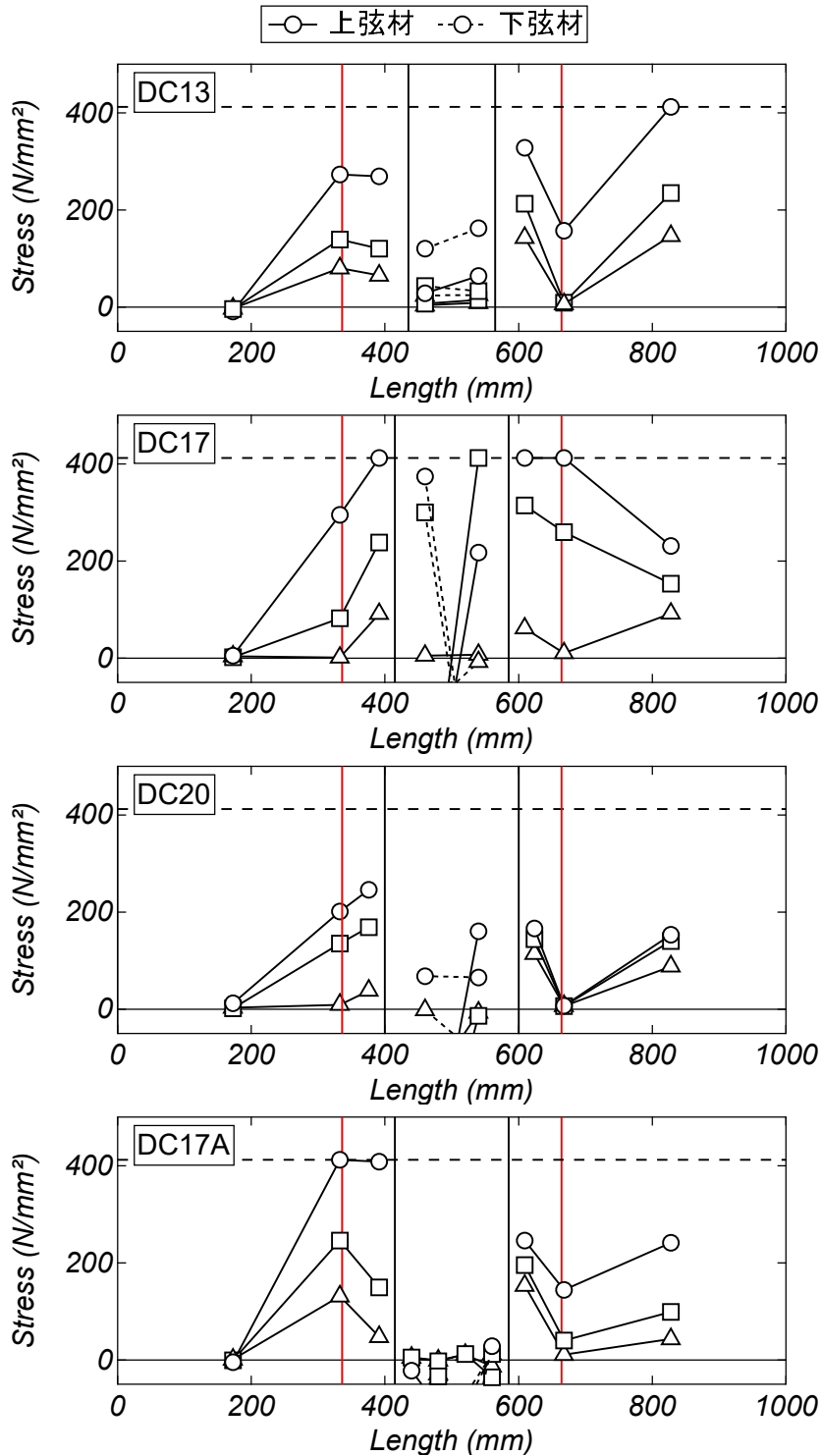


図 2.2.6 せん断補強筋の応力分布

## 2.2.4 貫通孔補強筋の応力推移

図 2.2.7 に貫通孔補強筋のひずみゲージ計測位置を、図 2.2.8 に  $R=1/67\text{rad}$  までの 1 サイクル目ピーク時における貫通孔補強筋の応力推移を示す。図中の○は試験体 DC13 を、□は試験体 DC17 を、△は試験体 DC20 を、■は試験体 DC17A を、点線は貫通孔補強筋の降伏強度を示している。

正載荷時には E3, E4, E5, E6 が引張側となり、E1, E2, E7, E8 は圧縮側となることが確認された。試験体 DC13, DC17 および DC20 では、貫通孔比の増大に伴い貫通孔補強筋の応力上昇が確認された。

圧縮側となる E1 および E2 では、 $1/200\text{rad}$  のサイクル以前では圧縮応力が作用していることが確認され、 $1/133\text{rad}$  以降では引張応力が発生していることが確認された。

引張側となる E3, E4, E5, E6 をみると、貫通孔に近い E3, E6 の応力は、貫通孔から遠い E4, E5 の応力と比べて高い。引張側となる E3, E6 を比較すると、試験体 DC17A は  $R=1/200\text{rad}$  以降の変形角において孔上部の応力は下部の応力と比べて高い。

全試験体において、耐力のほぼ上限に達した変形角（試験体 DC20:  $1/133\text{rad}$ , その他:  $1/67\text{rad}$ ）までに降伏は確認されなかった。

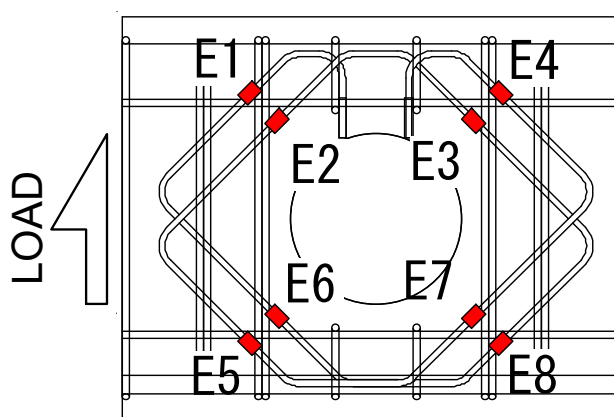


図 2.2.7 貫通孔補強筋のひずみゲージ計測位置

せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構  
 第 2 章 貫通孔径の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験

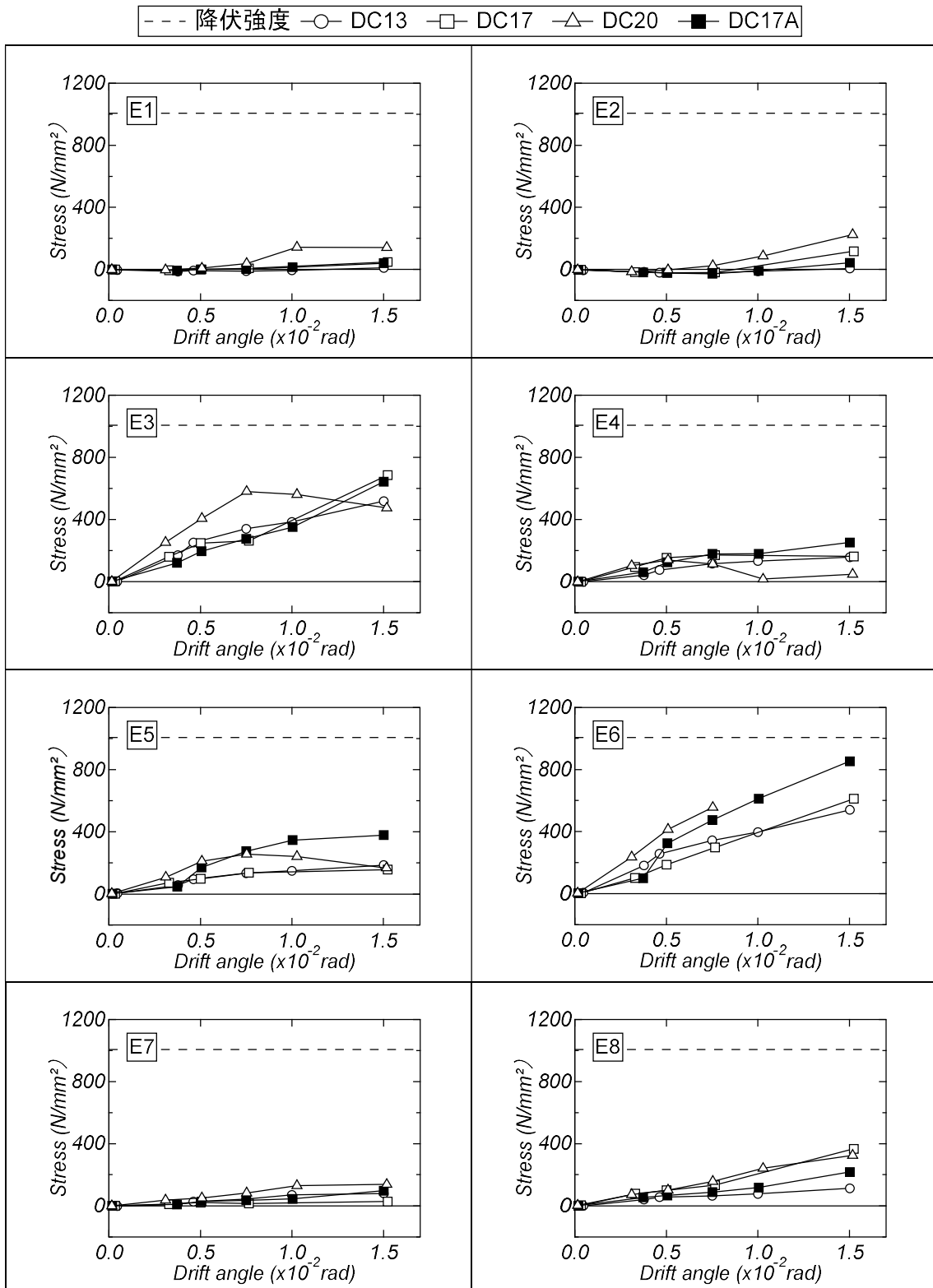


図 2.2.8 貫通孔補強筋の応力推移

### 2.3 貫通孔径の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験のまとめ

本章では、せん断スパン中央部に大貫通孔を有する RC 基礎梁の構造性能の把握を目的として貫通孔径の異なる試験体の静的載荷実験を実施した。本章より得られた知見を以下に示す。

- (1) せん断破壊した試験体では、貫通孔比が  $1/2.3$  から  $1/2$  に増加することで最大耐力および変形性能が大きく低下することが確認された。
- (2) せん断破壊した試験体では最大耐力を記録したサイクルで貫通孔から伸びる接線方向のひび割れの発生が確認され、当該ひび割れの拡幅に伴い耐力低下が認められた。
- (3) 全試験体ともに短期許容せん断力時の貫通孔周囲の残留ひび割れ幅は制限値未満の値を示した。
- (4) せん断破壊型の試験体では貫通孔周囲のせん断補給金に高い応力の発生が確認された。
- (5) 貫通孔比の増大に伴い貫通孔補強筋の応力は上昇するものの、全試験体ともに最大耐力が記録された  $1/67\text{rad}$  までに貫通孔補強筋の降伏は確認されなかった。

せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構  
第 2 章 貫通孔径の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験

---

# 第3章

## 貫通孔位置の異なる

### RC 造基礎梁の静的載荷実験

### 3.1 実験概要

表 3.1.1 に本論の 2 章および 3 章で扱う試験体名を再度示す。試験体の数字は孔径を示している。また、各文字の意味は以下のとおりである。1 文字目は貫通孔補強筋の枚数、2 文字目はせん断スパン中央を基準としたときの貫通孔位置、数字の後に付く 3 文字目は追加の変数を示している。

1 文字目

S : Single      D : Double      N : Non

2 文字目

C : Center      L : Left      R : Right

3 文字目

A : StIRRUP Around Hole

表 3.1.1 試験体名

	試験体名	貫通孔補強筋	孔位置	孔径(mm)	追加の変数
2 章	DC13	2×2-S6	中央	130	
	DC17	2×2-S7	中央	170	
	DC20	2×2-S8	中央	200	
	DC17A	2×2-S9	中央	170	弦材あばら筋
3 章	NC17	-	中央	170	
	SC17	2-S6	中央	170	
	SL17	2-S7	左	170	
	SR17	2-S8	右	170	

### 3.1.1 試験体

試験体は前章の試験体と同様に片持ち梁の形状で、実大の約 1/3 スケールのももの 4 体である。表 3.1.2 に試験体概要を、図 3.1.1 に試験体形状を、図 3.1.2 に貫通孔位置を、図 3.1.3 に試験体配筋状況を、図 3.1.4 に配筋寸法を、図 3.1.5 にスタブの配筋状況を示す。梁断面  $b \times D$  は  $250 \times 400\text{mm}$ 、貫通孔径は  $170\text{mm}$  ( $H/D = 1/2.3$ ) で全試験体共通であり、貫通孔上下投影位置を弦材と呼称する。

実験変数は貫通孔位置および貫通孔補強筋の有無である。貫通孔位置はせん断スパン中央を基準として、載荷点側とスタブ側にそれぞれ  $160\text{mm}$  移動させた。試験体 SC17, SL17 および SR17 では、貫通孔周囲に 2-S6 (KSS785) を配しているのに対して、試験体 NC17 では貫通孔補強筋を配していない。

本実験ではせん断スパン中央に貫通孔があり、貫通孔補強筋を有している試験体 SC17 を基準試験体とする。

表 3.1.2 試験体概要

試験体名	NC17	SC17	SL17	SR17
幅×せい (mm)	250×400			
シアスパン比	2.75 ( $h = 1,000(\text{mm})$ )			
貫通孔径 (mm)	170 ( $H/D = 1/2.3$ )			
載荷点からの 貫通孔位置 (mm)	500		340	660
主筋	5-D16, $p_{t1} = 1.09(\%)$			
あばら筋	4-D6@80, $p_{w1} = 0.63(\%)$			
孔際補強筋	2-D6, $p_s = 0.15(\%)$			
弦材あばら筋	2-D6@60, $p_{w2} = 0.45(\%)$			
貫通孔補強筋	-	2-S6, $p_r = 0.22(\%)$		
水平筋	3-D6, $p_{t2} = 0.45(\%)$			

せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構  
 第3章 貫通孔位置の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験

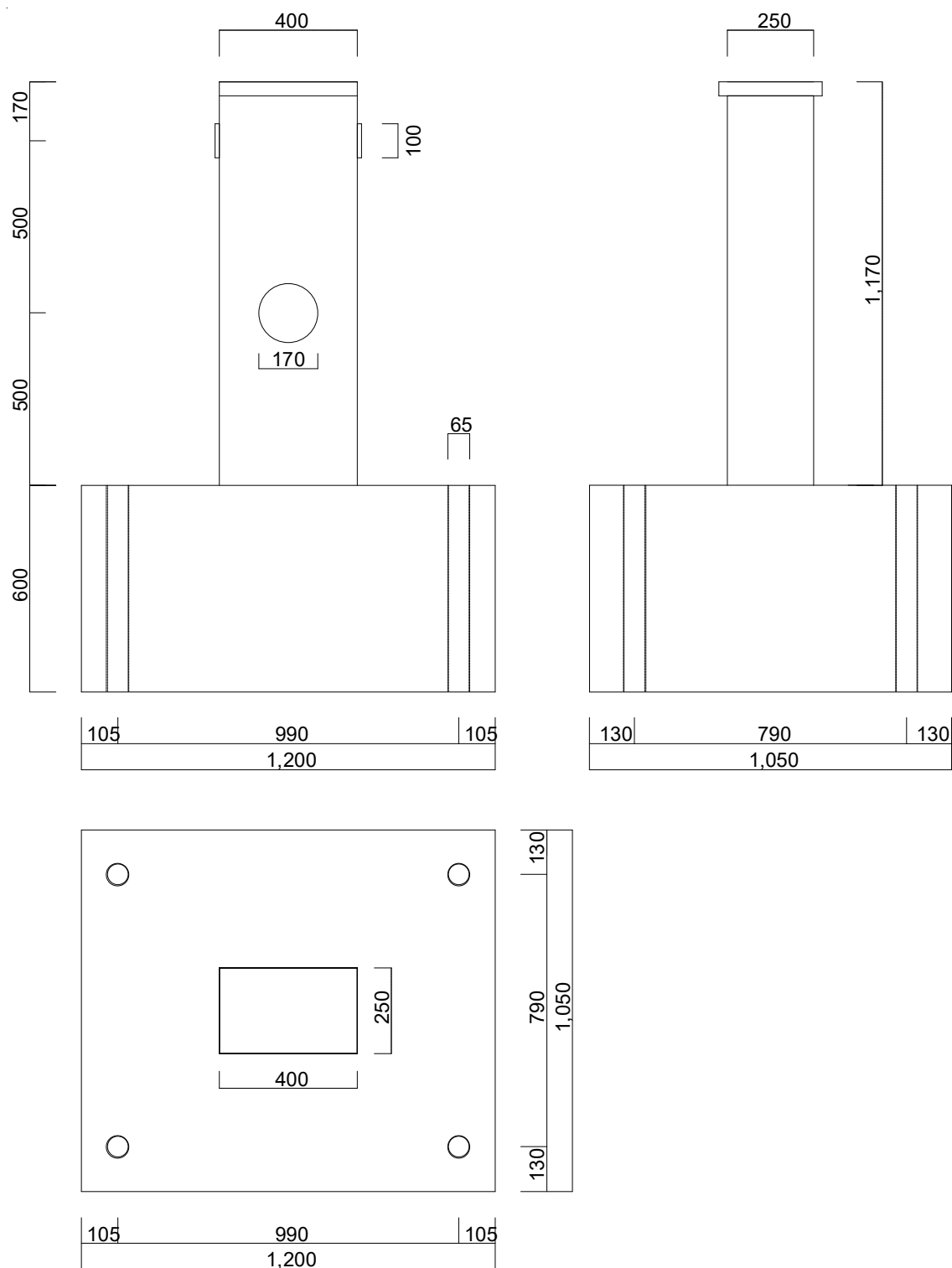


図 3.1.1 試験体形状 (NC17 および SC17)

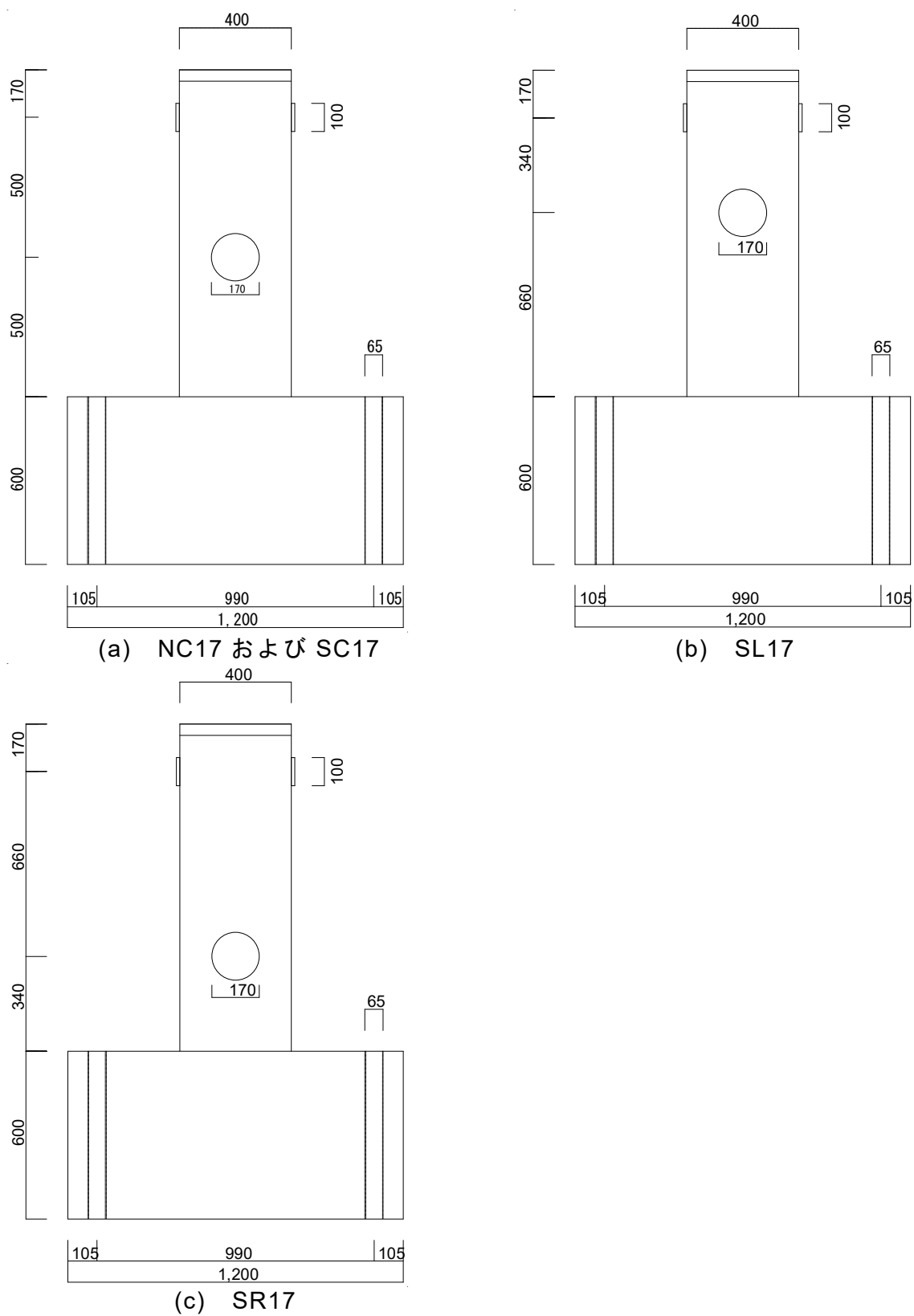


図 3.1.2 貫通孔位置

せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構  
 第3章 貫通孔位置の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験

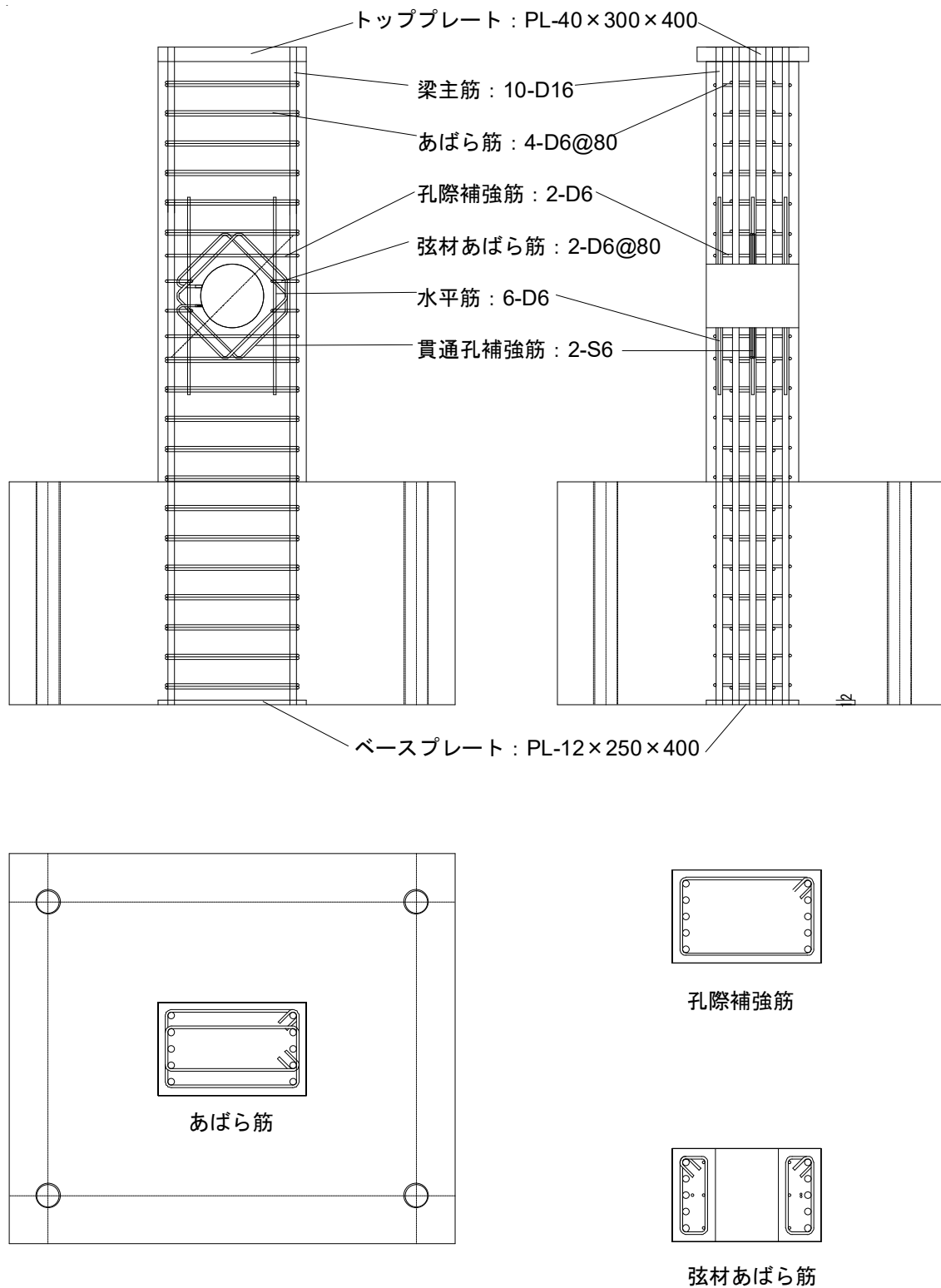


図 3.1.3 試験体配筋状況

せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構  
 第3章 貫通孔位置の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験

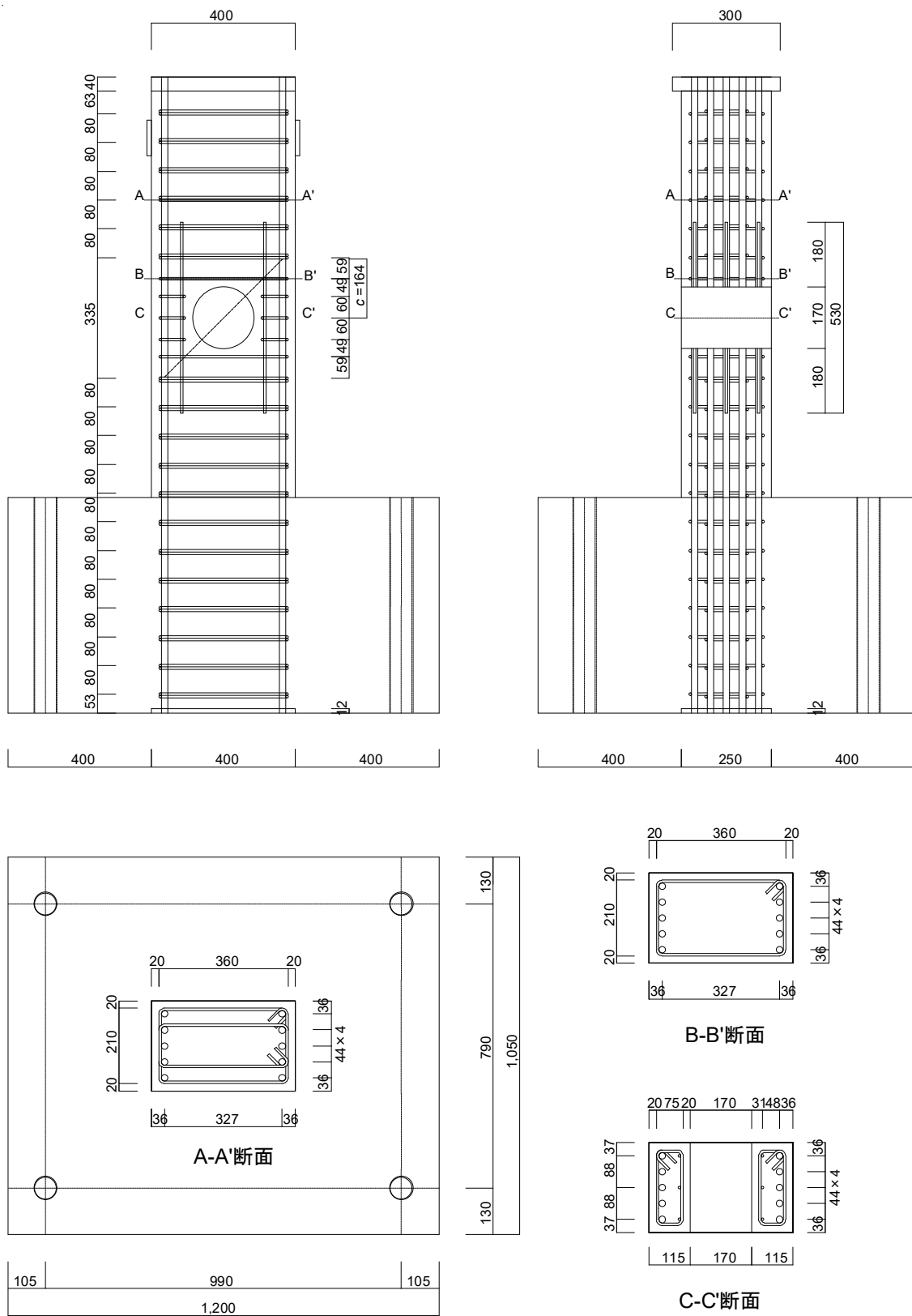


図 3.1.4(a) 試験体寸法 (NC17)







せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構  
 第3章 貫通孔位置の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験

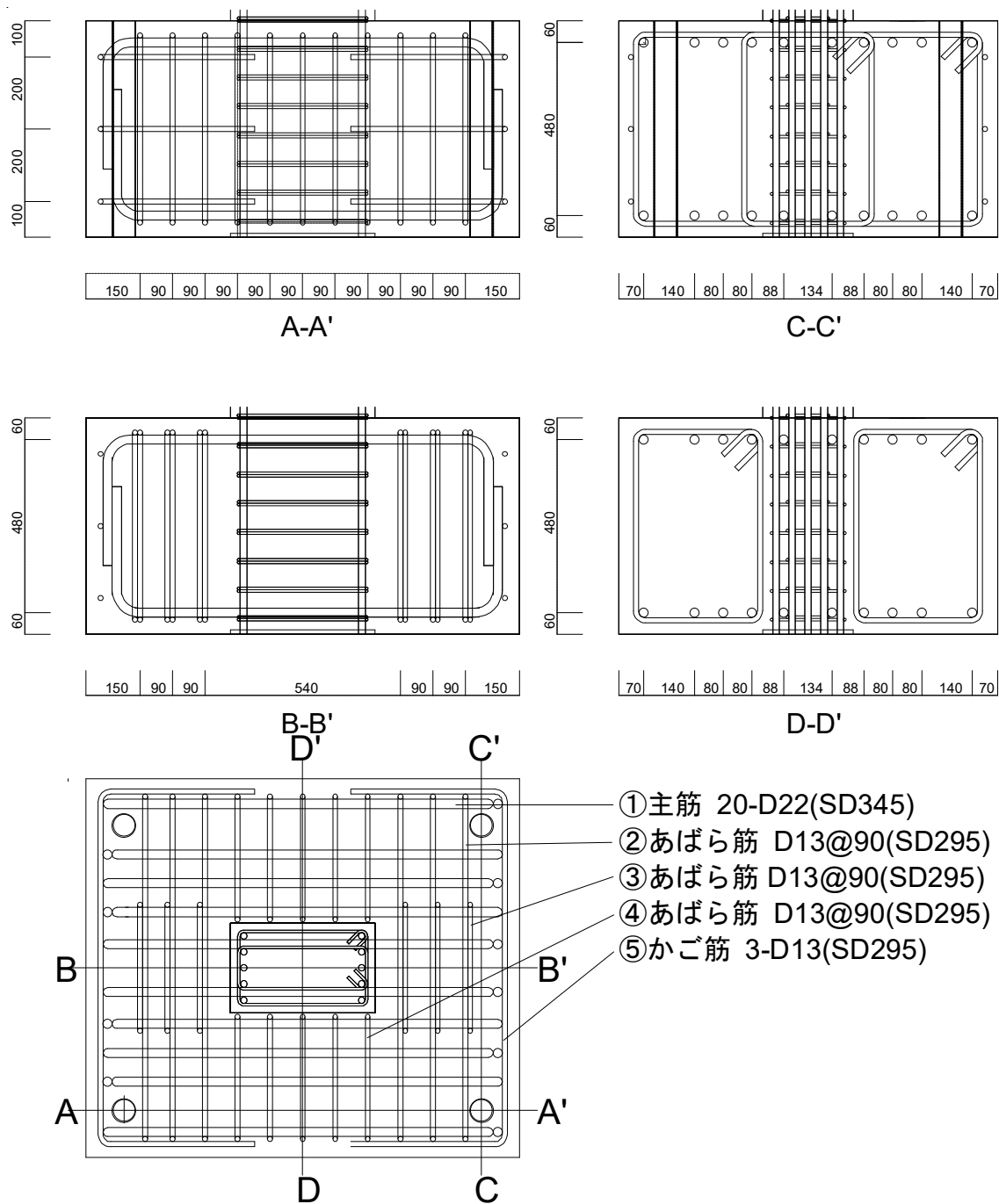


図 3.1.5 スタブ配筋状況

### 3.1.2 使用材料の力学特性

表 3.1.3 にコンクリートの配合を、表 3.1.4 に梁コンクリートのスランプ試験の結果を、表 3.1.5 にコンクリートの材料特性を、図 3.1.6 に梁コンクリートの応力-ひずみ関係を示す。試験体 SR17 では打設時に貫通孔周りに充填不良が確認された（図 3.1.7 参照）。そのため、充填できていなかった部分に同等の強度のコンクリートを用いて補修を行っている。

表 3.1.3 コンクリートの配合

設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	水セメント比 W/C(%)	細骨材率 S/a(%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )						
			水 W	セメント C	細骨材 S		粗骨材 G	混和剤	
					砕砂	砂		AE 減水剤	AE 剤
27	56.7	48.8	172	303	612	258	931	2.88	5.38

表 3.1.4 梁コンクリートのスランプ試験結果

配合	外気温 (°C)	コンクリート温度 (°C)
27-15-20N	33	33
スランプ (cm)	空気量 (%)	TP (本)
13.5	4.5	26

表 3.1.5 コンクリートの材料特性

		圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時ひ ずみ (μ)
NC17	梁	34.5	32.1	2,050
	スタブ	28.8	30.1	1,650
SC17	梁	34.3	31.4	2,100
	スタブ	29.0	29.7	1,970
SL17	梁	35.4	32.3	2,030
	スタブ	33.9	30.8	1,970
SR17	梁	36.1	31.3	1,990
	梁補修	32.8	30.2	2,110
	スタブ	33.1	30.9	2,060

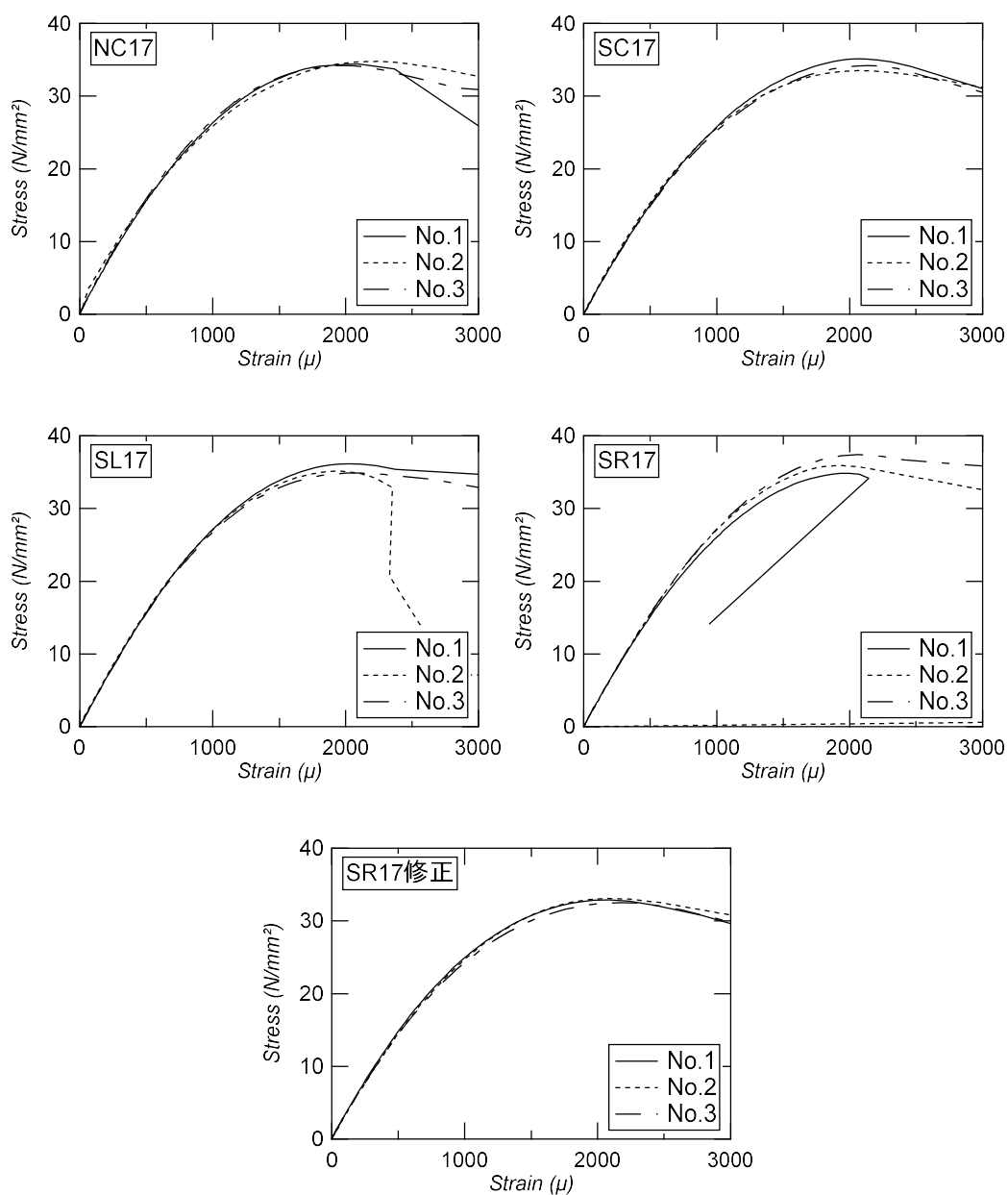


図 3.1.6 梁コンクリートの応力-ひずみ関係



(a) 左面



(b) 正面



(c) 右面



(d) 裏面

図 3.1.7 試験体 SR17 の充填不良箇所

鉄筋材種は主筋が D16 (785 相当), 補強筋が D6 (SD295) 貫通孔補強筋が S6 (KSS785) を使用している。図 3.1.8 に鉄筋の応力-ひずみ関係を、表 3.1.6 に鉄筋の材料特性を示す。

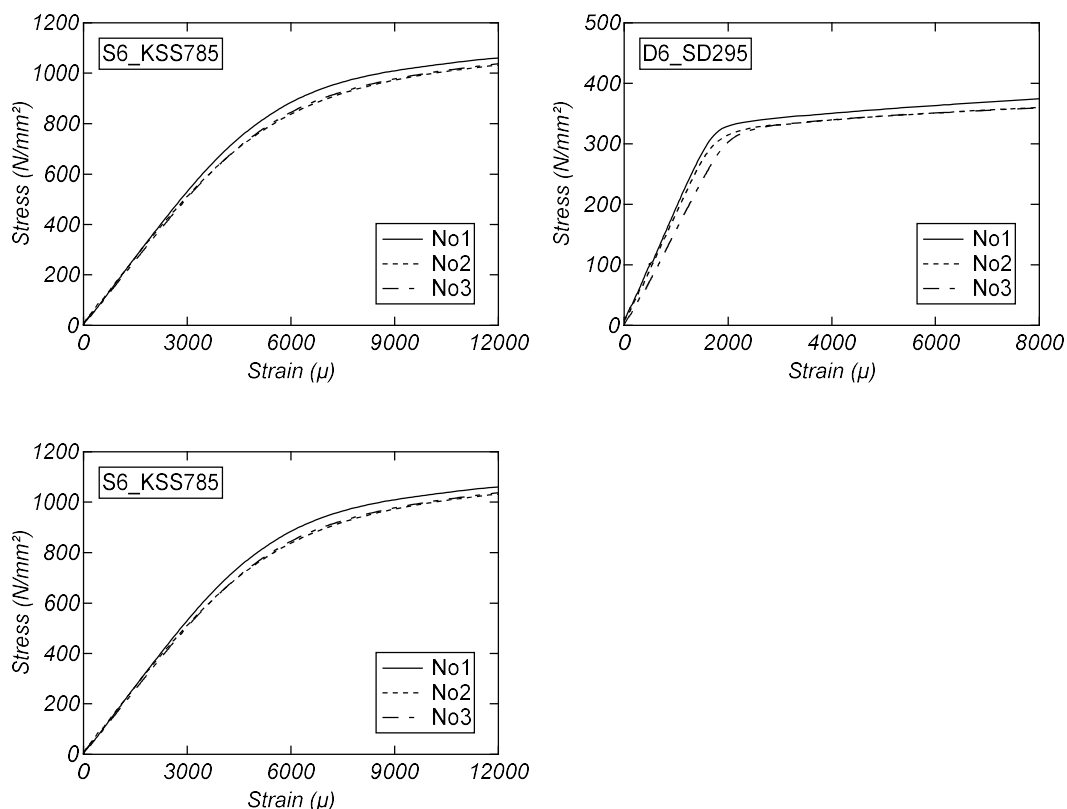


図 3.1.8 鉄筋の応力-ひずみ関係

表 3.1.6 鉄筋の材料特性

径	材種	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
D6	SD295	343	522	178
S6	KSS785	931	1,161	174
D16	785 相当	799	1,019	208

### 3.1.3 載荷計画

図 3.1.9 に加力プログラムを、図 3.1.10 に載荷装置を、表 3.1.7 に許容せん断力の計算結果を、表 3.1.8 に各サイクルにおけるひび割れの色を示す。試験体は PC 鋼棒によりスタブを載荷フレームに固定した。実験では載荷フレームに取り付けた 2 台の水平ジャッキ（押し：500kN）によって水平力を作用させた。2 章の実験と同様の手法で算出した許容せん断力による荷重制御と載荷点の水平変位  $\delta$  をスタブ上端から載荷点までの高さ ( $h=1,000\text{mm}$ ) で除した変形角  $R$  による変位制御とした。

加力プログラムは長期許容せん断力を 1 サイクル、短期許容せん断力、1/200, 1/133, 1/100, 1/67, 1/50, 1/40, を 2 サイクルずつである。

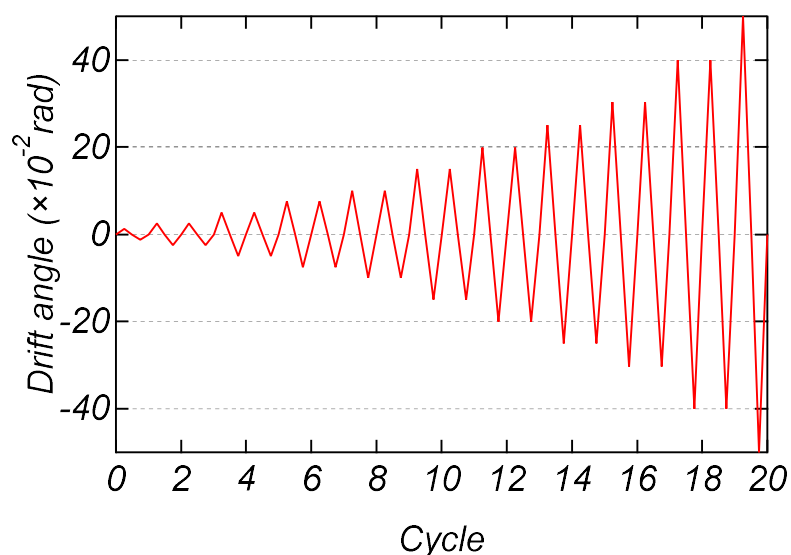


図 3.1.9 加力プログラム

表 3.1.7 許容せん断力の計算結果

	NC17	SC17	SL17	SR17
長期許容せん断力 (kN)	22	21	21	21
短期許容せん断力 (kN)	22	40	40	40

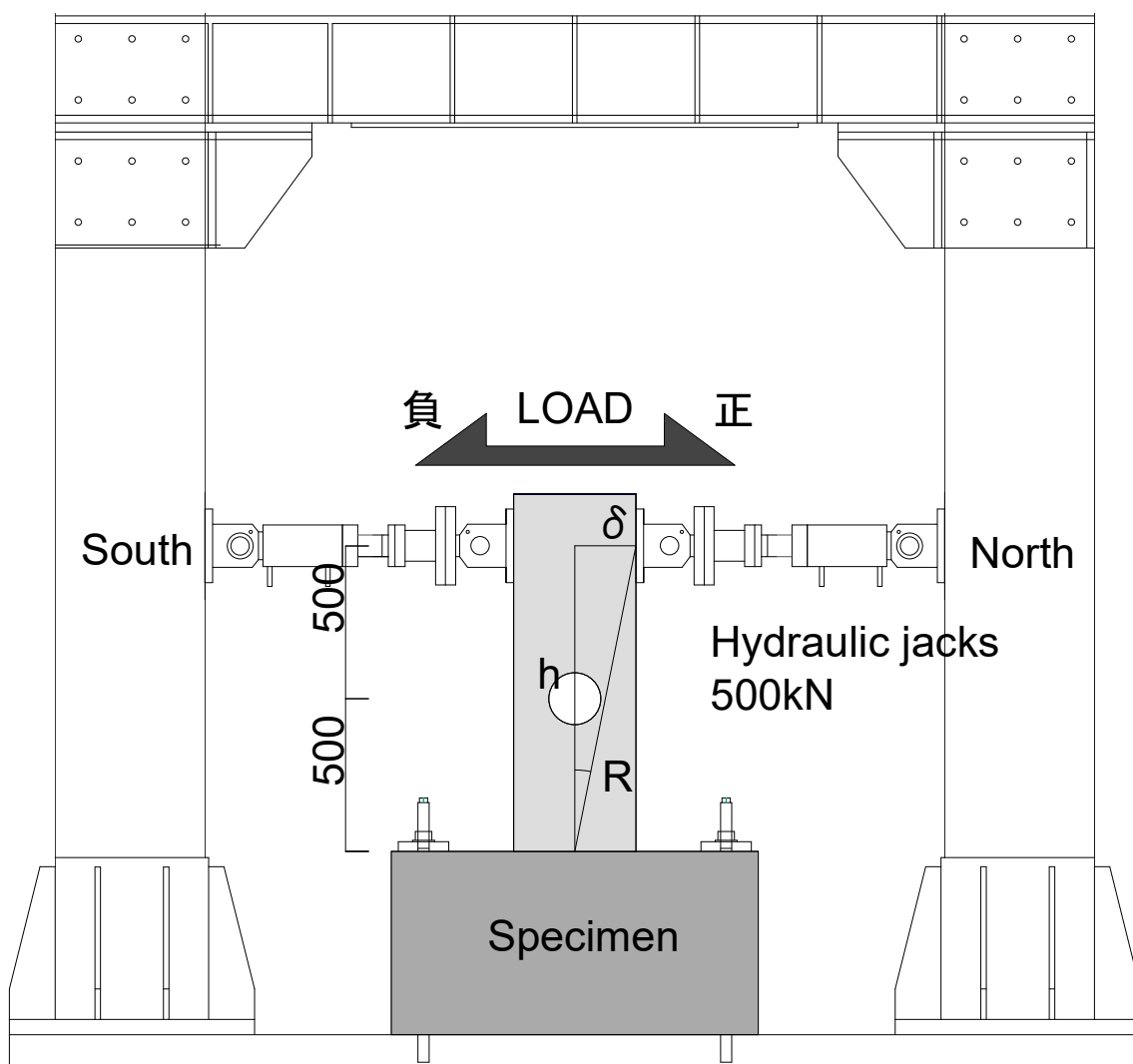























図 3.1.10 載荷装置

表 3.1.8 各サイクルにおけるひび割れの色

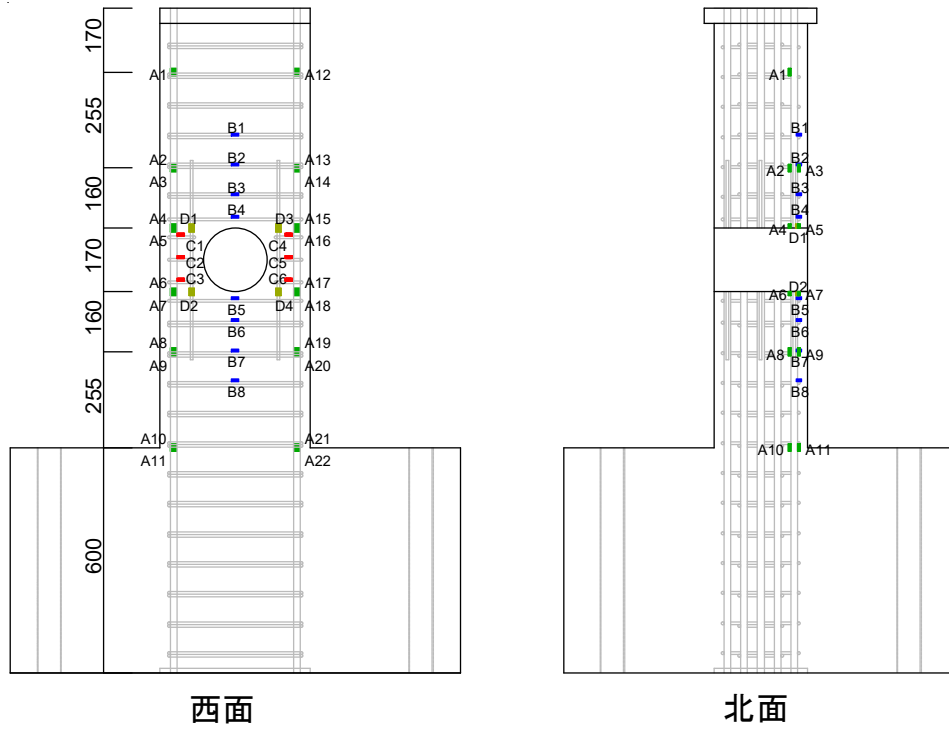
変形角	色
初期ひび割れ	
長期荷重 1 サイクル	正 載 荷  負 載 荷 
短期荷重 2 サイクル ひび割れ幅（ピーク→長期→除荷）	正 載 荷  負 載 荷 
$R=0.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/200 rad) 2 サイクル	正 載 荷  負 載 荷 
$R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/133 rad) 2 サイクル	正 載 荷  負 載 荷 
$R=1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/100 rad) 2 サイクル	正 載 荷  負 載 荷 
$R=1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/67 rad) 2 サイクル	正 載 荷  負 載 荷 
$R=2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/50 rad) 2 サイクル	正 載 荷  負 載 荷 
$R=2.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/40 rad) 2 サイクル	正 載 荷  負 載 荷 
$R=3.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/33 rad) 2 サイクル	正 載 荷  負 載 荷 
$R=4.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/25 rad) 2 サイクル	正 載 荷  負 載 荷 
$R=5.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/20 rad) 片側押切り	

#### 3.1.4 計測計画

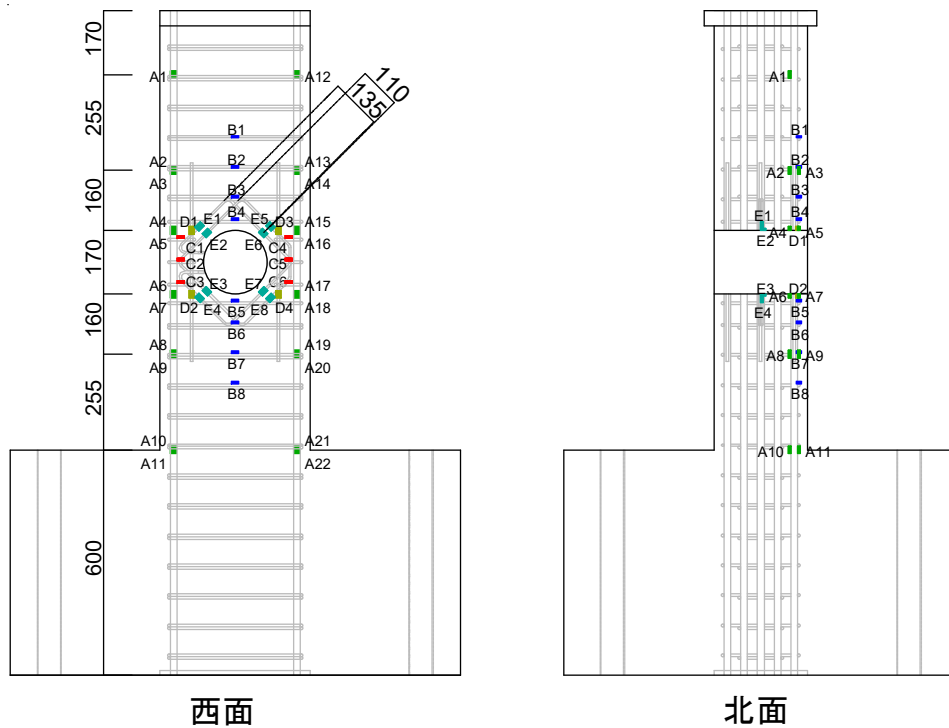
図 3.1.11 にひずみゲージ計測位置を, 図 3.1.12 に変位計計測位置を, 表 3.1.9 に計測リストを示す。梁側面・裏面のひび割れの観測は載荷によって生じた亀裂を目視により確認し, ひび割れの発生状況および加力ステップを記録した。また, ピーク時および除荷時の主要なひび割れはクラックスケールを用いて測定した。ただし, 短期許容せん断力のサイクルのみ, 1 サイクル目の除荷時に長期許容せん断力の値でもひび割れの測定を行った。

3D デジタル画像相関法システム ARAMIS を用いて梁正面のひずみの計測を行った。図 3.1.13 に ARAMIS 3D Camera を, 図 3.1.14 に測定条件を, 図 3.1.15 に ARAMIS 設置状況を示す。ARAMIS 3D Camera はカメラフレーム 600mm, 解像度 2,752×2,200pixel, センササイズ 720×230×130, 撮影速度 25fps のものを使用した。試験体正面には ARAMIS によるひずみ計測のために黒色のスプレーでまだら模様を塗布した。

せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構  
 第 3 章 貫通孔位置の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験



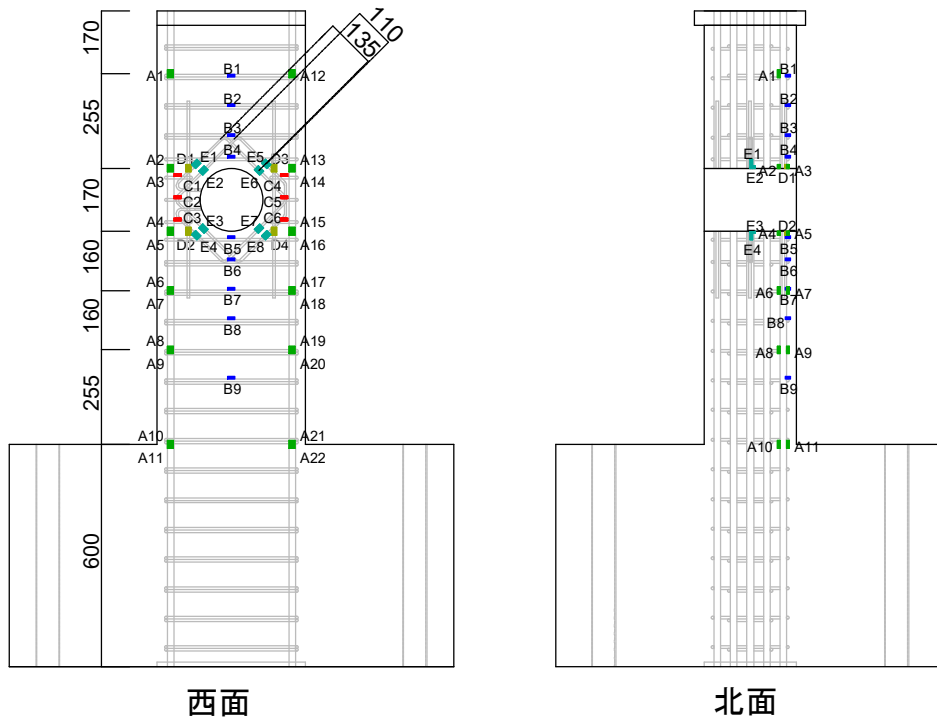
(a) NC17



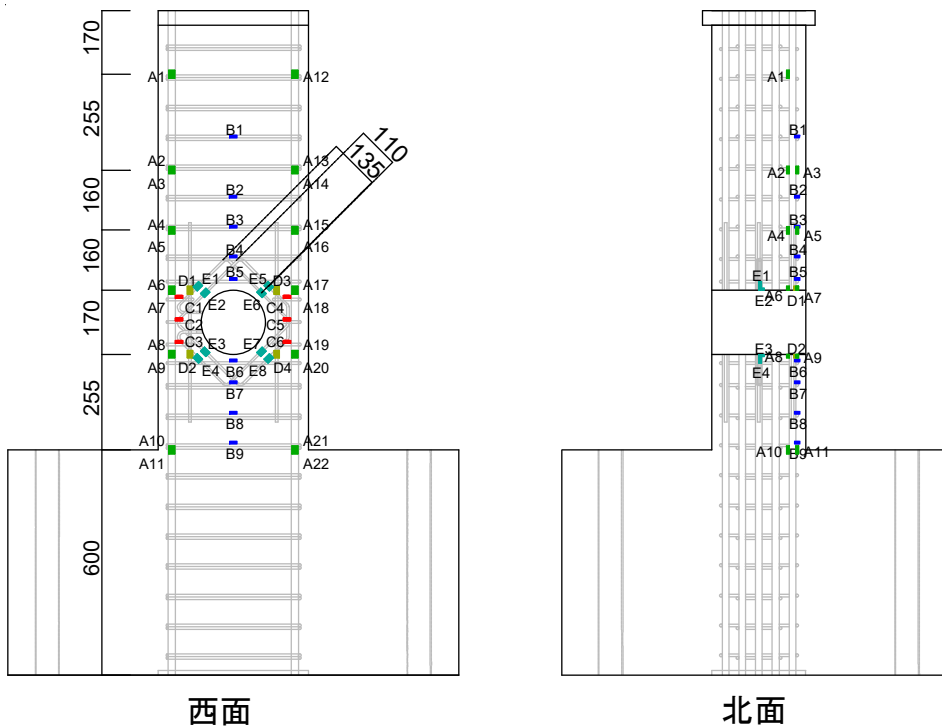
(b) SC17

図 3.1.11 ひずみゲージ計測位置

せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構  
 第 3 章 貫通孔位置の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験

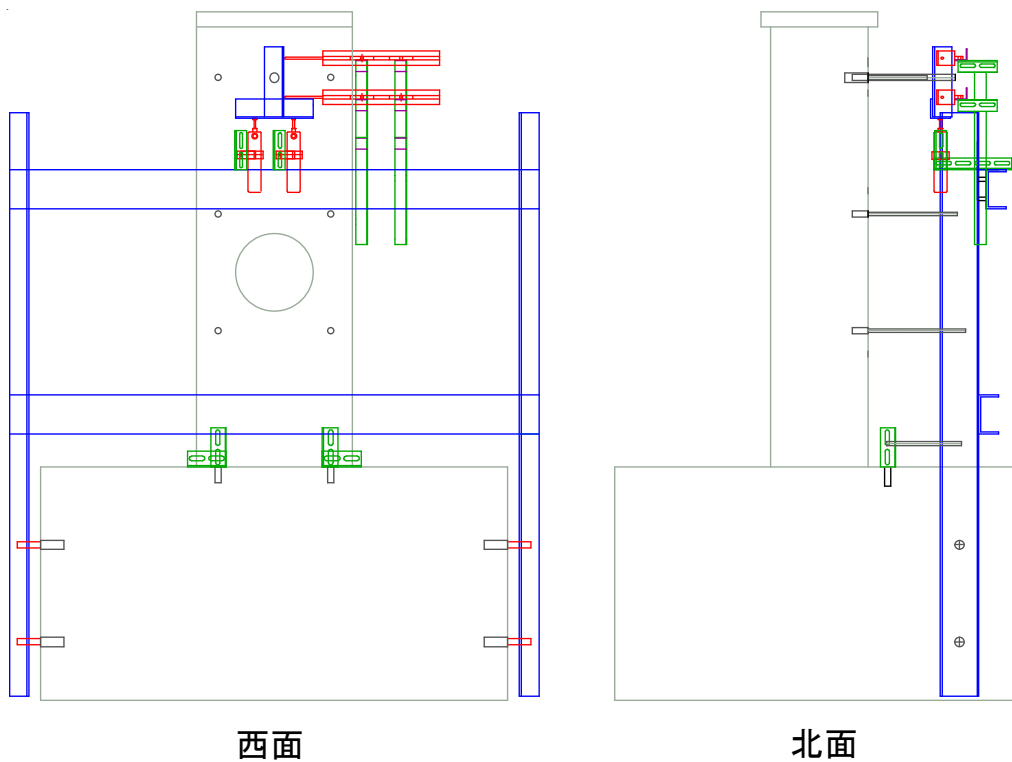


(c) SL17

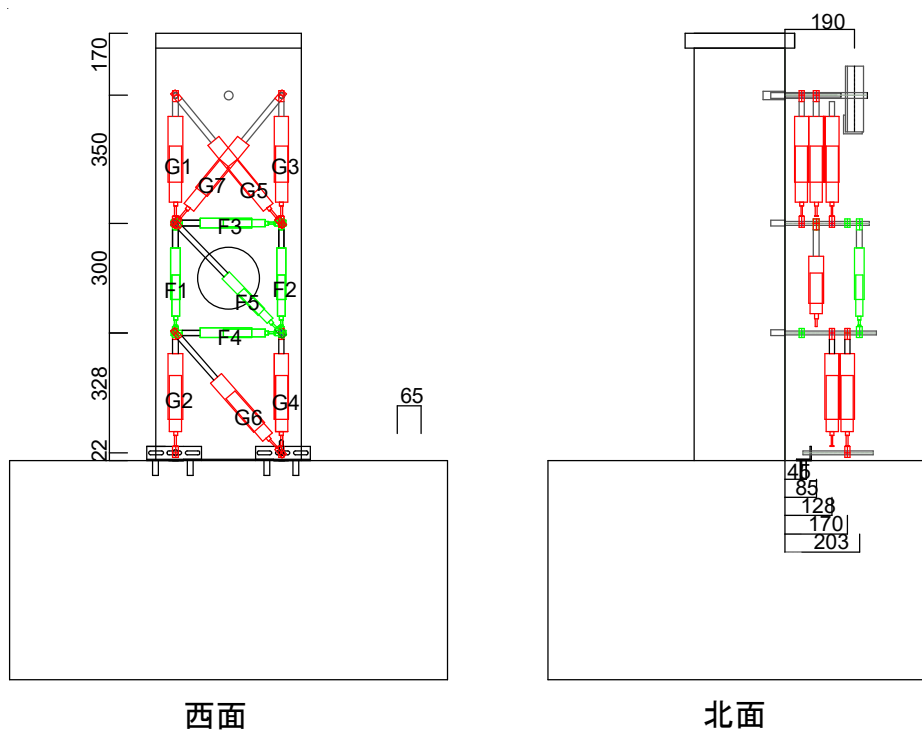


(d) SR17

図 3.1.11 ひずみゲージ計測位置

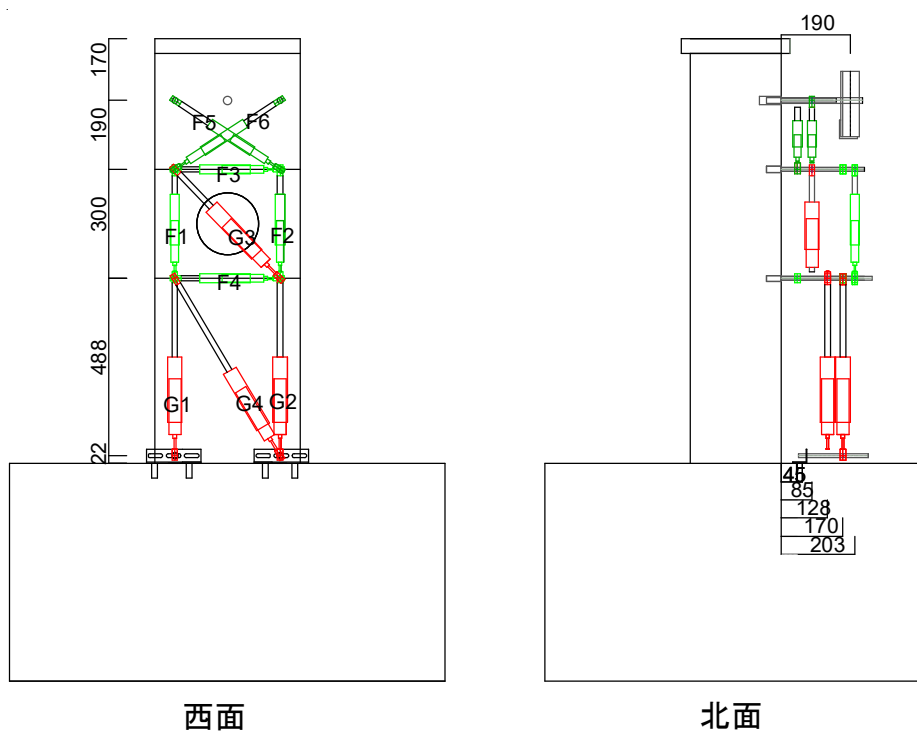


(a) 載荷フレーム

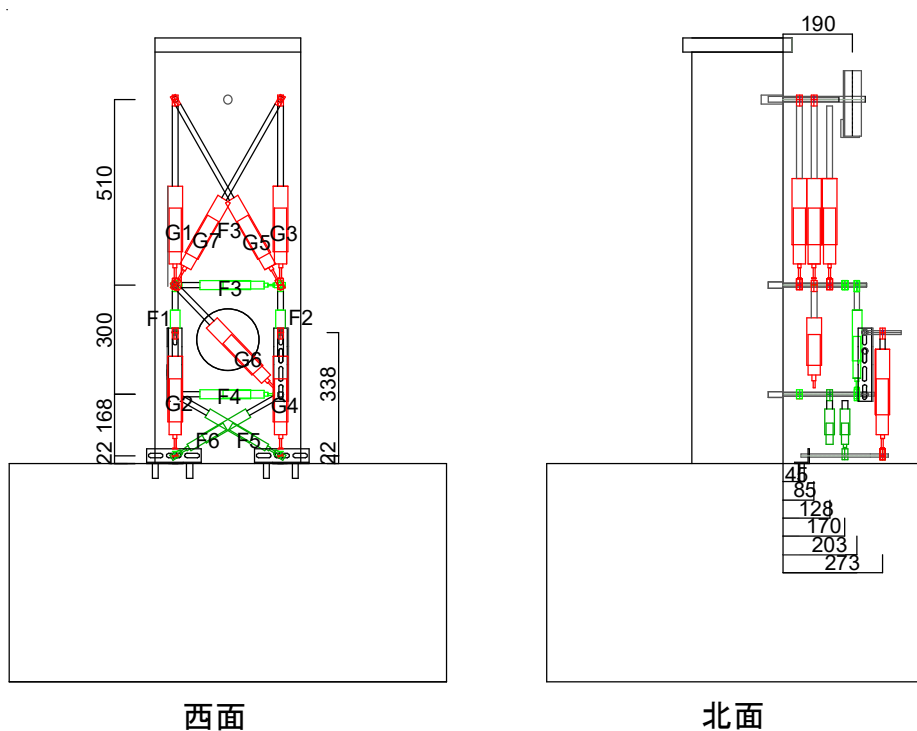


(b) NC17 および SC17

図 3.1.12 変位計計測位置



(c) SL17



(d) SR17

図 3.1.12 変位計計測位置

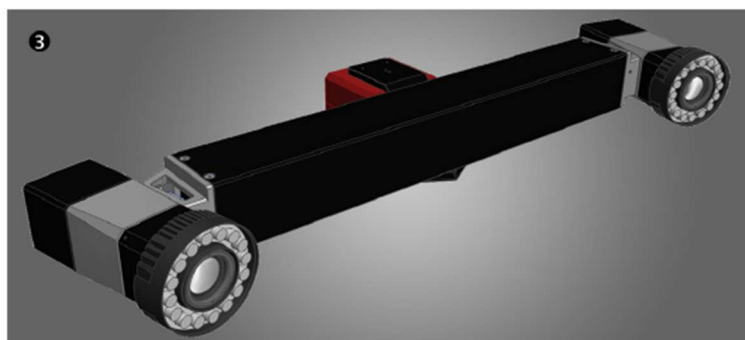


図 3.1.13 ARAMIS 3D Camera (カメラフレーム 600mm)

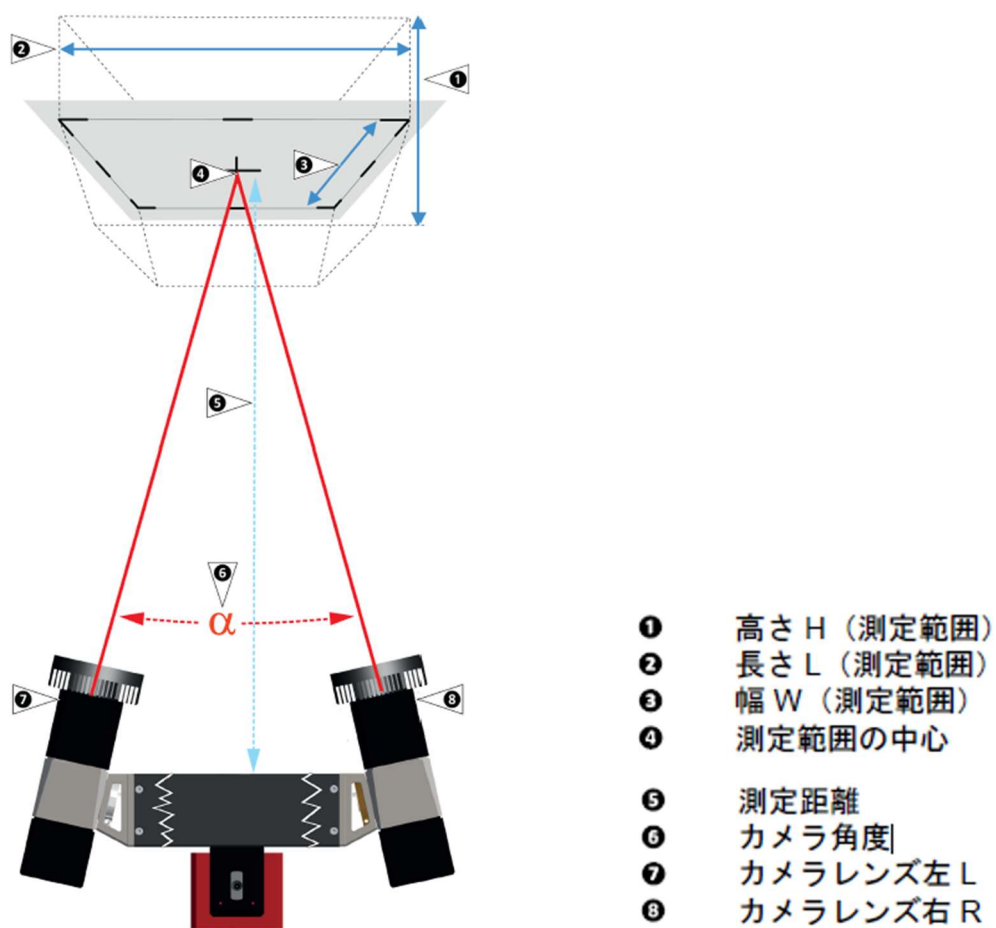


図 3.1.14 測定条件



図 3.1.15 ARAMIS 設置状況

せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構  
 第3章 貫通孔位置の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験

表 3.1.9 計測リスト一覧 (SC17)

No.	番号	CH	係数	単位	位置	計測器
1	N		1	kN	鉛直ジャッキ	
2	Q1		0.167	kN	水平ジャッキ (北)	CLC-500kNA
3	Q2		0.167	kN	水平ジャッキ (南)	CLC-500kNA
4						
5			0.02	mm	水平変位 加力点 (上)	SDP200
6			0.02	mm	水平変位 加力点 (下)	SDP200
7				mm	鉛直変位 加力点 (北)	
8				mm	鉛直変位 加力点 (南)	
9	F1	10	0.002	mm	水平変位 (北)	CDP25
10	F2	11	0.002	mm	水平変位 (南)	CDP25
11	F3	12	0.002	mm	水平変位 (上)	CDP25
12	F4	13	0.002	mm	水平変位 (下)	CDP25
13	G1	14	0.005	mm	鉛直変位 (上,北)	CDP50
14	G2	15	0.005	mm	鉛直変位 (下,北)	CDP50
15	G3	16	0.005	mm	鉛直変位 (上,南)	CDP50
16	G4	17	0.005	mm	鉛直変位 (下,南)	CDP50
17	G5	18	0.005	mm	斜め変位 (上,南下がり)	CDP50
18	G6	19	0.005	mm	斜め変位 (中,南下がり)	CDP50
19	G7	20	0.005	mm	斜め変位 (下,南下がり)	CDP50
20	G8	21	0.005		斜め変位 (上,南上がり)	CDP50
21						
22	A1	30	2/2.08	μ	主筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (3mm)
23	A2	31	2/2.08	μ	主筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (3mm)
24	A3	32	2/2.08	μ	主筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (3mm)
25	A4	33	2/2.08	μ	主筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (3mm)
26	A5	34	2/2.08	μ	主筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (3mm)
27	A6	35	2/2.08	μ	主筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (3mm)
28	A7	36	2/2.08	μ	主筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (3mm)
29	A8	37	2/2.08	μ	主筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (3mm)
30	A9	38	2/2.08	μ	主筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (3mm)
31	A10	39	2/2.08	μ	主筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (3mm)
32	A11	40	2/2.08	μ	主筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (3mm)
33	A12	41	2/2.08	μ	主筋 (北東)	1 軸歪ゲージ (3mm)
34	A13	42	2/2.08	μ	主筋 (北東)	1 軸歪ゲージ (3mm)
35	A14	43	2/2.08	μ	主筋 (北東)	1 軸歪ゲージ (3mm)
36	A15	44	2/2.08	μ	主筋 (北東)	1 軸歪ゲージ (3mm)
37	A16	45	2/2.08	μ	主筋 (北東)	1 軸歪ゲージ (3mm)
38	A17	46	2/2.08	μ	主筋 (北東)	1 軸歪ゲージ (3mm)
39	A18	47	2/2.08	μ	主筋 (北東)	1 軸歪ゲージ (3mm)

せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構  
 第3章 貫通孔位置の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験

40	A19	48	2/2.08	μ	主筋 (北東)	1 軸歪ゲージ (3mm)
41	A20	49	2/2.08	μ	主筋 (北東)	1 軸歪ゲージ (3mm)
42	A21	50	2/2.08	μ	主筋 (北東)	1 軸歪ゲージ (3mm)
43	A22	51	2/2.08	μ	主筋 (北東)	1 軸歪ゲージ (3mm)
44						
45	B1	52	2/2.09	μ	あばら筋・孔際あばら筋 (西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
46	B2	53	2/2.09	μ	あばら筋・孔際あばら筋 (西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
47	B3	54	2/2.09	μ	あばら筋・孔際あばら筋 (西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
48	B4	55	2/2.09	μ	あばら筋・孔際あばら筋 (西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
49	B5	56	2/2.09	μ	あばら筋・孔際あばら筋 (西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
50	B6	57	2/2.09	μ	あばら筋・孔際あばら筋 (西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
51	B7	58	2/2.09	μ	あばら筋・孔際あばら筋 (西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
52	B8	59	2/2.09	μ	あばら筋・孔際あばら筋 (西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
53	B9	60	2/2.09	μ	あばら筋・孔際あばら筋 (西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
54						
55	C1	61	2/2.09	μ	弦材あばら筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
56	C2	62	2/2.09	μ	弦材あばら筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
57	C3	63	2/2.09	μ	弦材あばら筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
58	C4	64	2/2.09	μ	弦材あばら筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
59	C5	65	2/2.09	μ	弦材あばら筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
60	C6	66	2/2.09	μ	弦材あばら筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
61						
62	D1	67	2/2.09	μ	水平筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
63	D2	68	2/2.09	μ	水平筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
64	D3	69	2/2.09	μ	水平筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
65	D4	70	2/2.09	μ	水平筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
66						
67	E1	71	2/2.09	μ	貫通孔補強筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
68	E2	72	2/2.09	μ	貫通孔補強筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
69	E3	73	2/2.09	μ	貫通孔補強筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
70	E4	74	2/2.09	μ	貫通孔補強筋 (北西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
71	E5	75	2/2.09	μ	貫通孔補強筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
72	E6	76	2/2.09	μ	貫通孔補強筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
73	E7	77	2/2.09	μ	貫通孔補強筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (1mm)
74	E8	78	2/2.09	μ	貫通孔補強筋 (南西)	1 軸歪ゲージ (1mm)

## 3.2 実験結果

### 3.2.1 破壊性状および履歴特性

図 3.2.1 にせん断力－変形角関係を，図 3.2.2 に ARAMIS により算定した試験体表面の最大主ひずみ分布を示す。ここで，ファセットサイズおよびポイント距離は 21pixel と 10pixel とした。

全試験体ともに，せん断力 40kN 付近で貫通孔から斜め 45 度方向のひび割れの発生が確認され，1/100rad の載荷サイクルにおいて貫通孔接線方向のひび割れ幅の拡幅に伴い最大耐力が記録された。全試験体ともに，最大耐力までに貫通孔周囲に配された鉄筋の降伏も確認されたことから，全試験体の破壊モードはせん断破壊と判断された。

せん断スパン中央に貫通孔のある試験体 NC17 および SC17 では，1/100rad のサイクルにおいて貫通孔左側のせん断ひび割れおよび貫通孔上側の接線方向のひび割れの拡幅が確認された。スタブ側に貫通孔のある試験体 SR17 では，打設不良により貫通孔周りをコンクリートで補修を行っているが，試験体 SC17 と比べて貫通孔周囲のひび割れ性状に大きな差異はみられなかった。載荷点側に貫通孔のある試験体 SL17 では，載荷板から貫通孔下部に伸びる接線方向のひび割れの拡幅がみられるが，貫通孔左側ではそれ以外のひび割れがほとんどみられなかった。このことから当該試験体では，片持ち型としたことによる載荷板と貫通孔の距離が近いことが損傷状況の違いに起因したものと判断され，今後の課題とする。

コンクリート強度の違いをなくすために，最大耐力を梁幅  $b$ ，応力中心間距離  $j$  およびコンクリート強度で除して無次元化したせん断力で比較すると，試験体 SC17 の最大耐力は貫通孔補強筋のない試験体 NC17 のものと比べて 24% 高い。貫通孔位置の異なる試験体をみると，試験体 SC17 の最大耐力は貫通孔を載荷点側にずらした試験体のものと比べて 14% 高い。これは前述したように貫通孔と載荷板が近いことでほかの試験体と破壊性状が異なるためと考えられる。試験体 SC17 の最大耐力は SR17 のものと比べて 18% 高く，貫通孔位置の異なる試験体ではスタブ側に貫通孔のある試験体 SR17 の最大耐力が最も低い結果となった。

(1) 試験体 NC17

貫通孔補強筋のない試験体 NC17 では、せん断力 40kN 付近で貫通孔から斜め 45 度方向のひび割れの発生が確認された。 $R=1/200\text{rad}$  のサイクルで貫通孔周囲にせん断ひび割れの発生が顕著にみられ、同サイクルで孔際補強筋の降伏が認められた。 $R=1/133\text{rad}$  のサイクルで圧縮側弦材に貫通孔から伸びる接線方向のひび割れが発生し、あばら筋の降伏が確認された。 $R=1/100\text{rad}$  で貫通孔から伸びる接線方向のひび割れ幅の拡幅に伴い最大耐力が記録された。その後のサイクルで貫通孔上下弦材の破壊が顕著みられた。最大耐力までに貫通孔周囲に配される孔際補強筋およびあばら筋の降伏もみられたことから破壊モードはせん断破壊と判断された。

○ 最大耐力 △ あばら筋 □ 孔際補強筋 ◇ 弦材あばら筋 ◊ 貫通孔補強筋

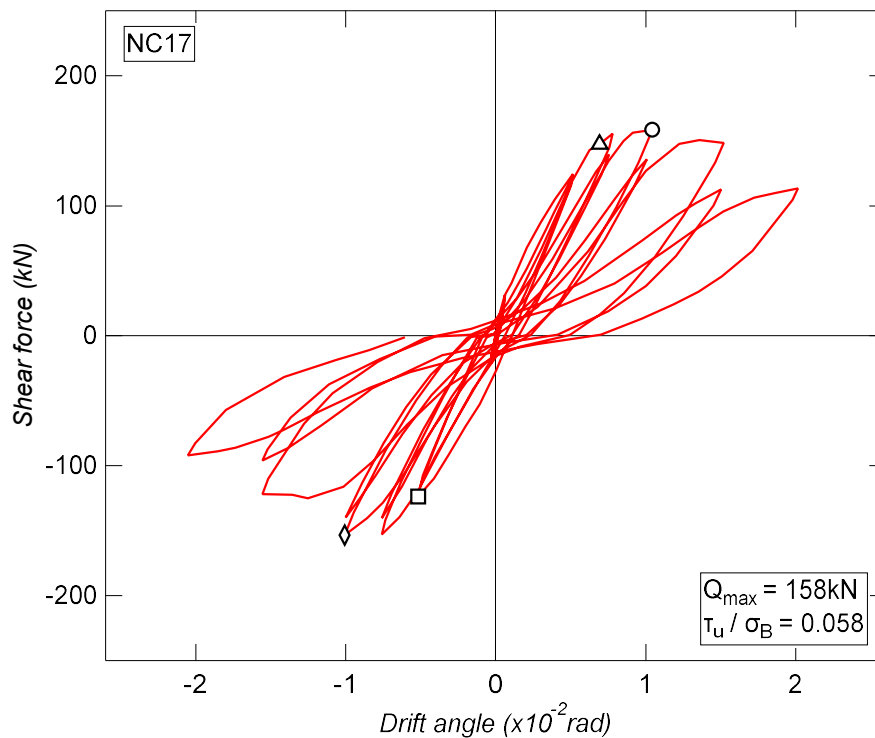


図 3.2.1(a) せん断力－変形角関係 (NC17)

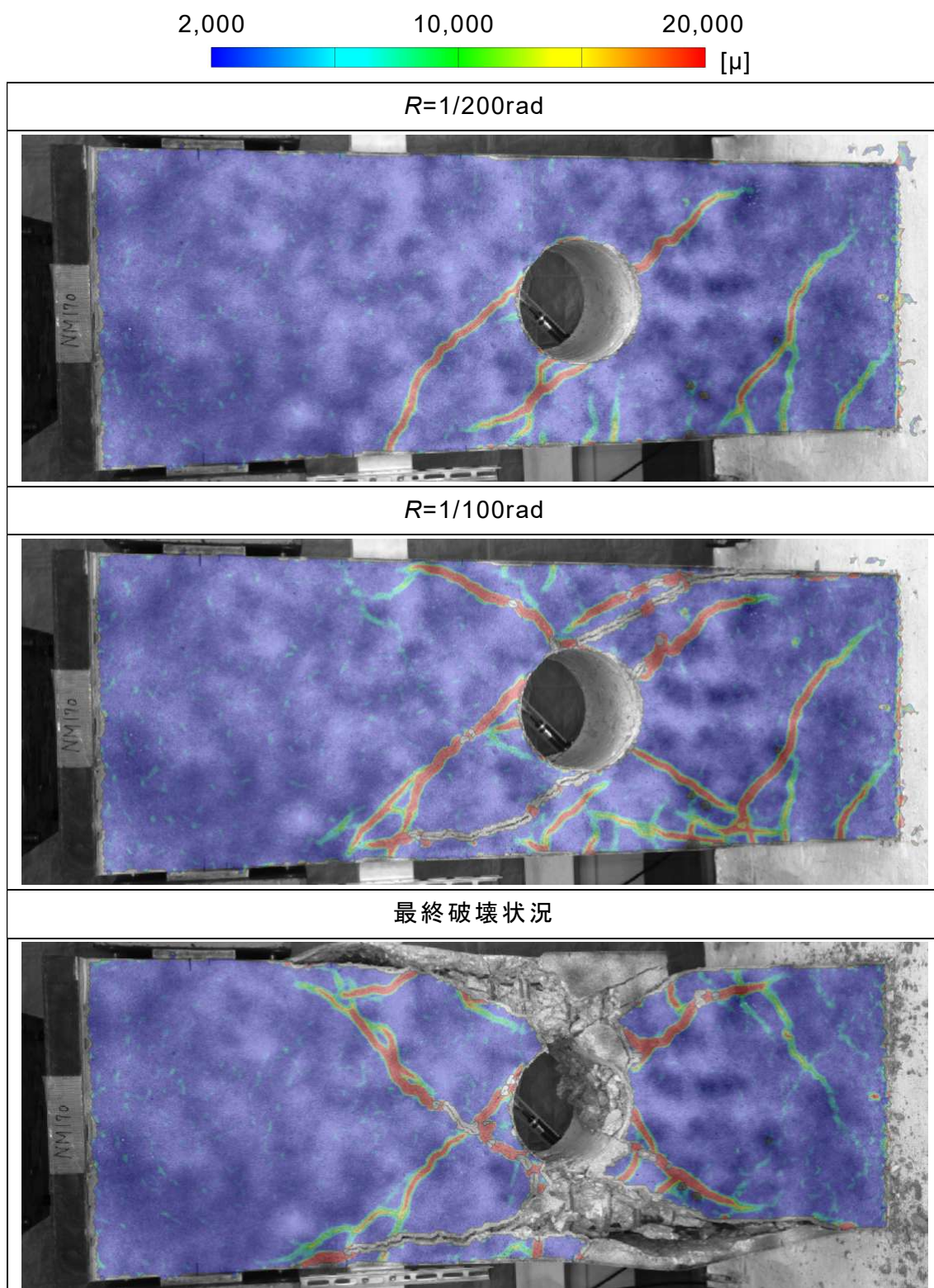


図 3.2.2(a) 最大主ひずみ分布 (NC17)

(2) 試験体 SC17

基準試験体 SC17 では、せん断力 40kN 付近で貫通孔から斜め 45 度方向のひび割れの発生が確認された。 $R=1/200\text{rad}$  のサイクルで貫通孔周囲にせん断ひび割れの発生が顕著にみられ、同サイクルで孔際補強筋の降伏が認められた。 $R=1/133\text{rad}$  のサイクルで圧縮側弦材に貫通孔から伸びる接線方向のひび割れが発生し、あばら筋の降伏が確認された。 $R=1/100\text{rad}$  で貫通孔から伸びる接線方向のひび割れ幅の拡幅に伴い最大耐力が記録された。最終破壊状況は貫通孔上下弦材の破壊が顕著であり、最大耐力までに貫通孔周囲に配される孔際補強筋およびあばら筋の降伏もみられたことから破壊モードはせん断破壊と判断された。

○ 最大耐力 △ あばら筋 □ 孔際補強筋 ◇ 弦材あばら筋 ◇ 貫通孔補強筋

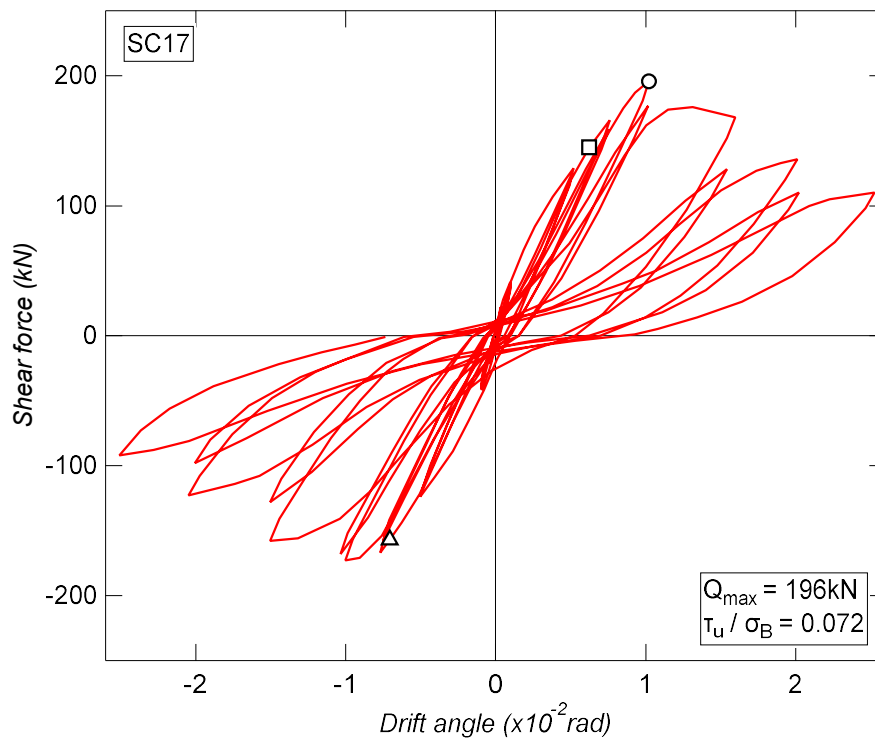


図 3.2.1(b) せん断力－変形角関係 (SC17)

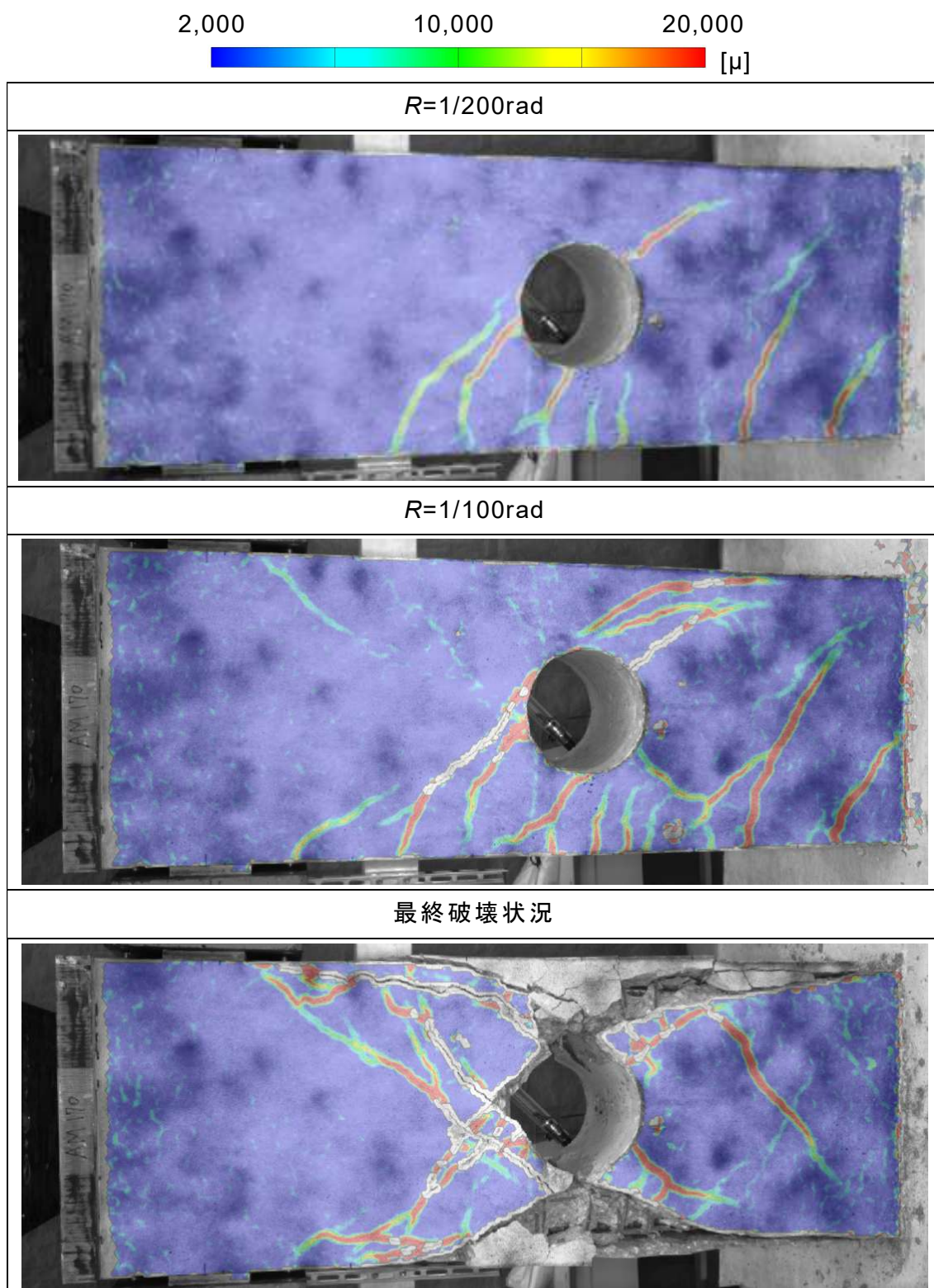


図 3.2.2(b) 最大主ひずみ分布 (SC17)

(3) 試験体 SL17

貫通孔が載荷点側にある試験体 SL17 では、せん断力 40kN 付近で貫通孔から斜め 45 度方向のひび割れの発生が確認された。試験体 SL17 では最大耐力までに孔周囲の鉄筋の降伏は確認されなかった。

損傷状況をみると、 $R=1/200\text{rad}$  のサイクルで貫通孔周囲にせん断ひび割れの発生が顕著にみられ、 $R=1/100\text{rad}$  のサイクルで貫通孔上下弦材に発生した接線方向のひび割れの拡幅に伴い最大耐力が記録された。載荷点から貫通孔に伸びる接線方向のひび割れはみられるものの、それ以外のひび割れは貫通孔左側にほとんどみられなかった。

○ 最大耐力 △ あばら筋 □ 孔際補強筋 ◇ 弦材あばら筋 ◇ 貫通孔補強筋

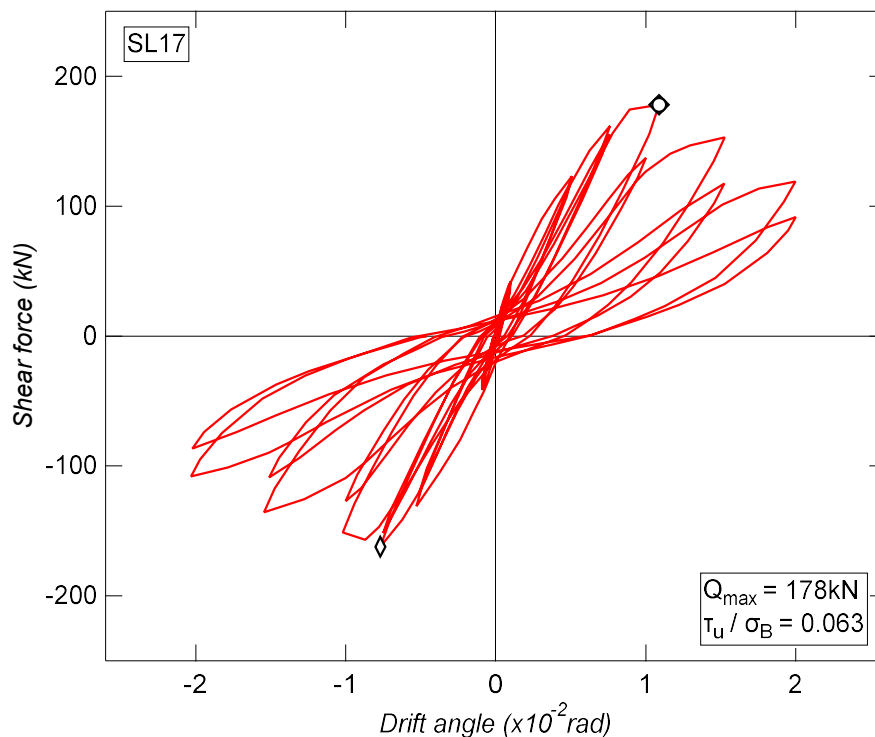


図 3.2.1(c) せん断力－変形角関係 (SL17)

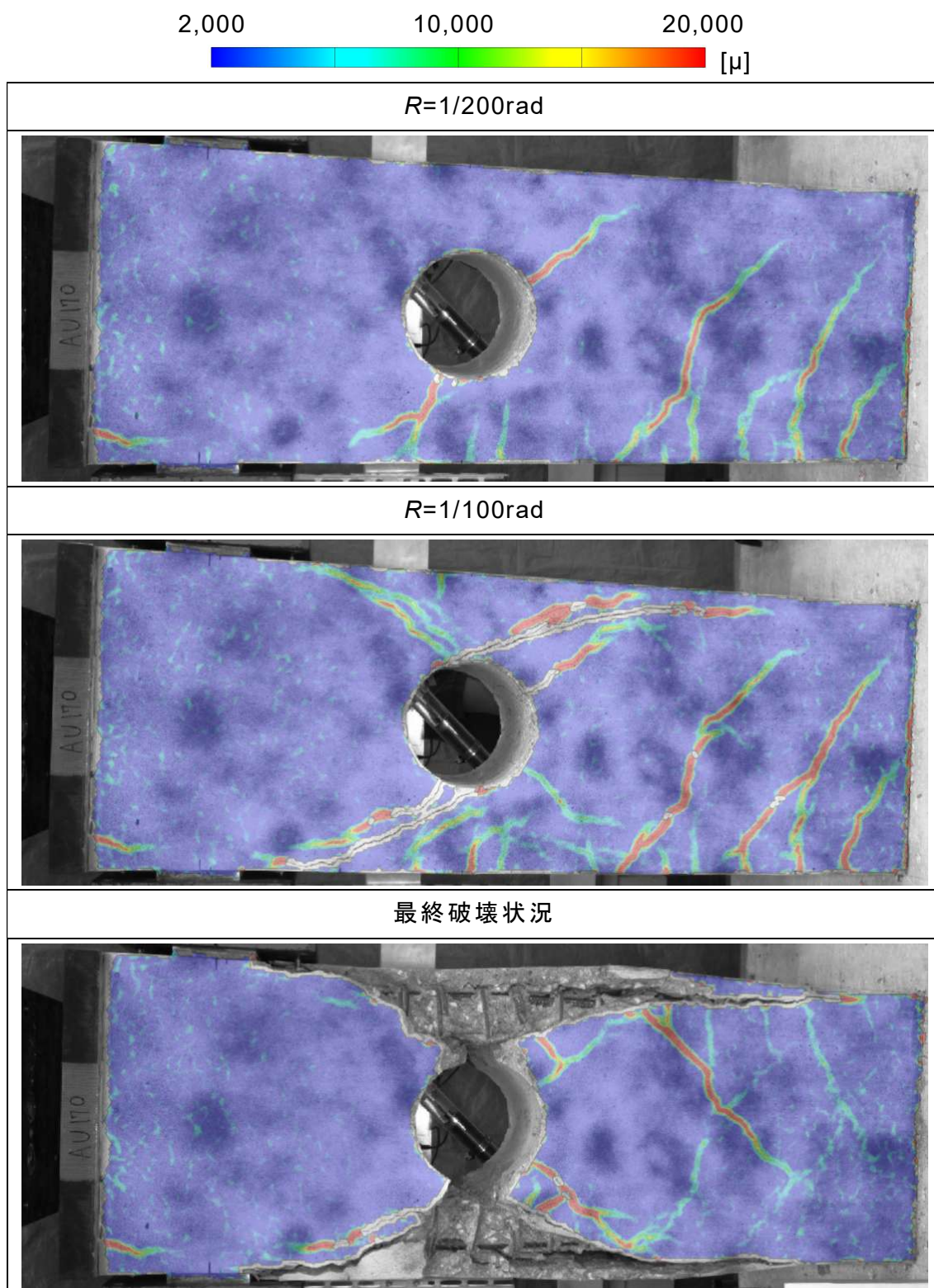


図 3.2.2(c) 最大主ひずみ分布 (SL17)

#### (4) 試験体 SR17

貫通孔がスタブ側にある試験体 SR17 では、せん断力 40kN 付近で貫通孔から斜め 45 度方向のひび割れの発生が確認された。試験体 SR17 では、最大耐力が記録された  $R=1/100\text{rad}$  までにあばら筋および弦材あばら筋の降伏が確認された。

損傷状況を見ると、 $R=1/200\text{rad}$  のサイクルで貫通孔周囲にせん断ひび割れの発生が顕著にみられ、 $R=1/100\text{rad}$  のサイクルで貫通孔から伸びる接線方向のひび割れ拡幅が確認された。

○ 最大耐力 △ あばら筋 □ 孔際補強筋 ◇ 弦材あばら筋 ◇ 貫通孔補強筋

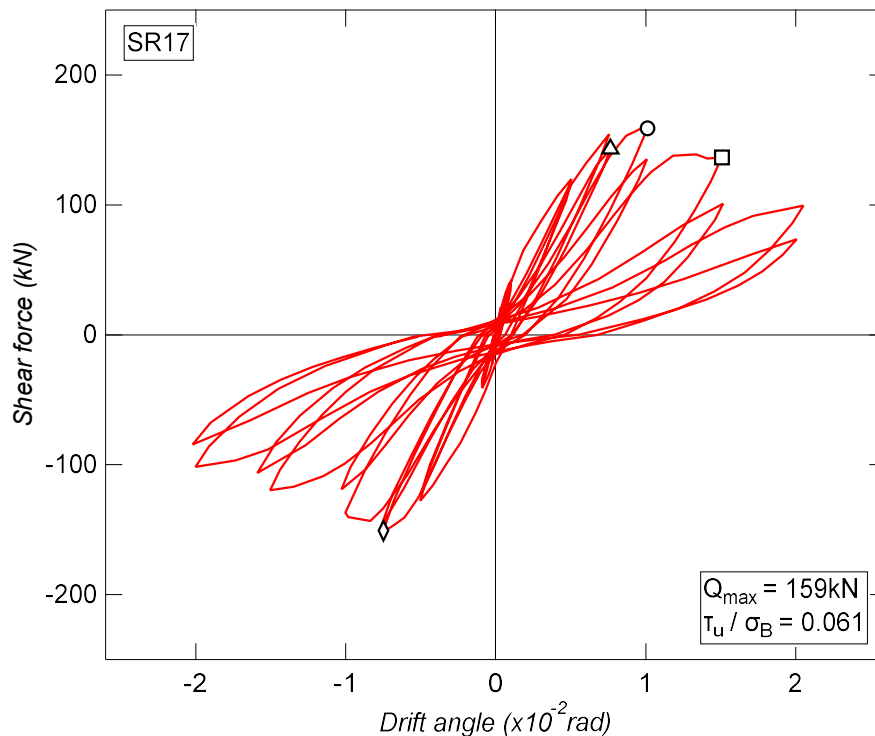


図 3.2.1(d) せん断力－変形角関係 (SR17)

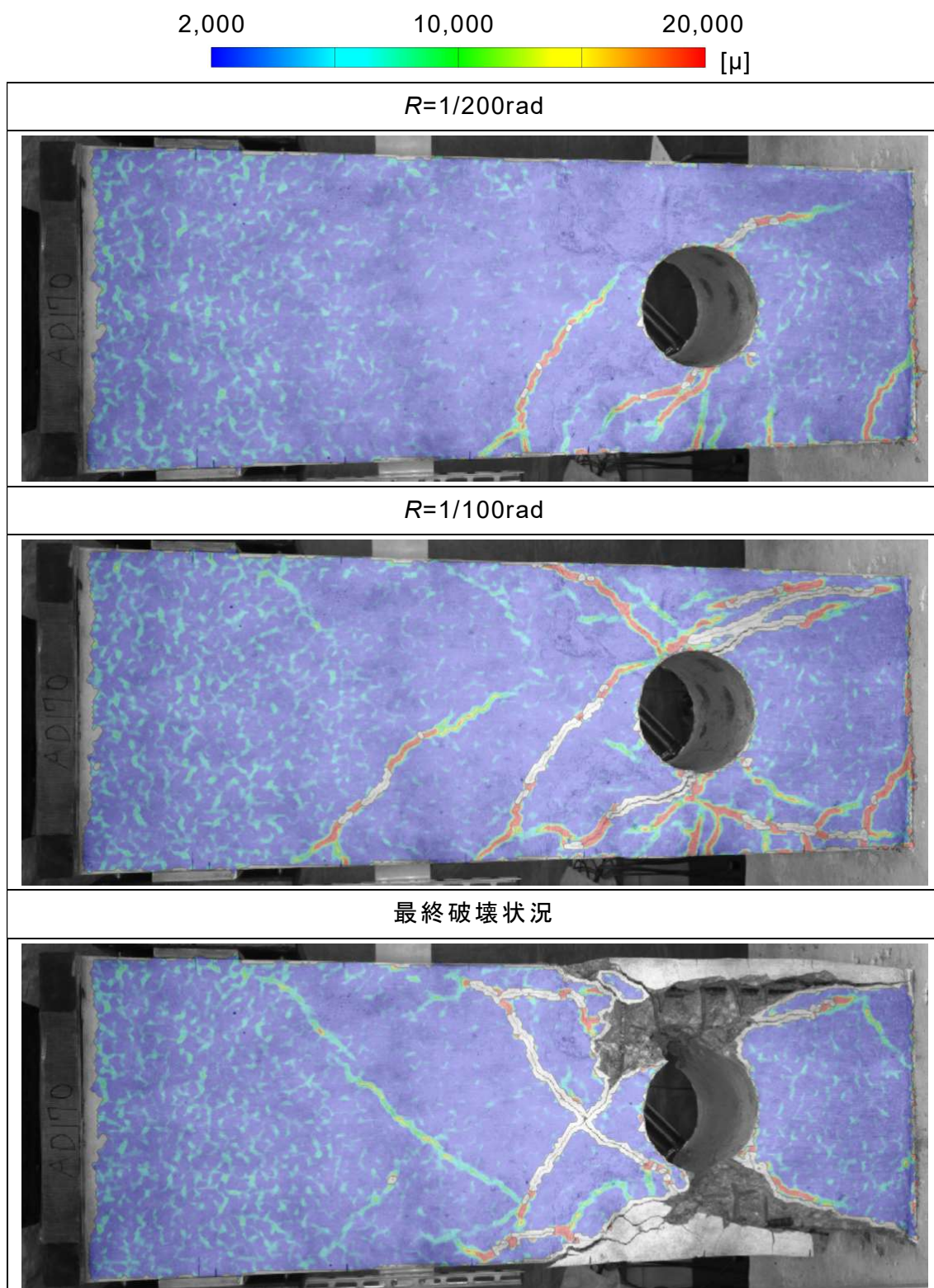


図 3.2.2(d) 最大主ひずみ分布 (SR17)

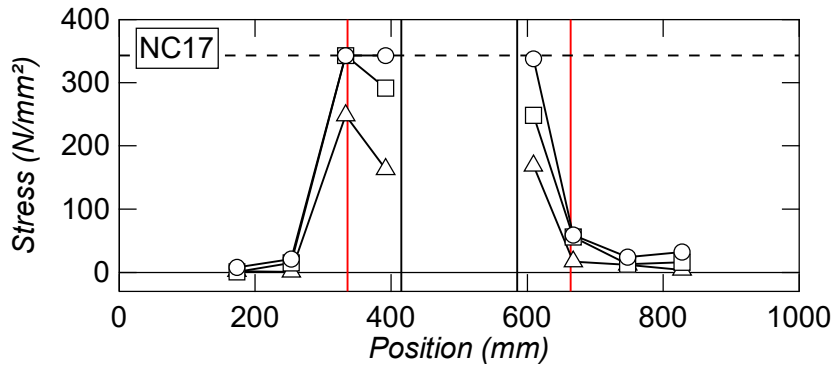
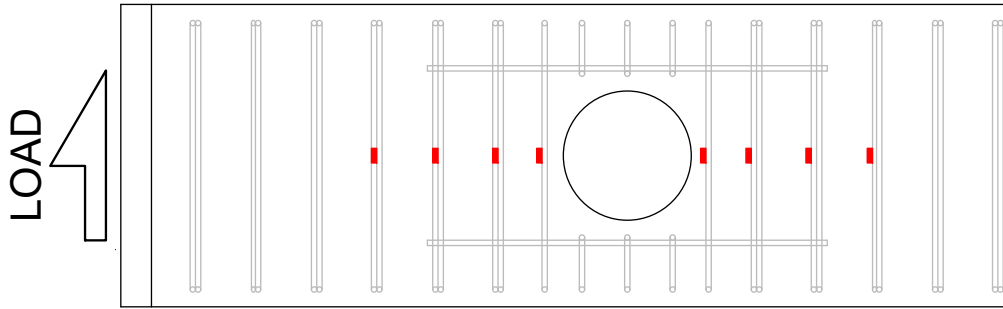
### 3.2.2 あばら筋および孔際補強筋の応力分布

図 3.2.3 に各試験体の  $R=1/200$ ,  $1/133$  および  $1/100\text{rad}$  の正載荷 1 サイクル目ピーク時におけるあばら筋および孔際補強筋の応力分布を示す。応力は履歴特性をバイリニア型と仮定してひずみゲージの計測値から算出した。同図では横軸の 0 を載荷点とし、貫通孔位置を縦の実線で、補強筋の有効範囲  $c$  を赤の実線で示している。

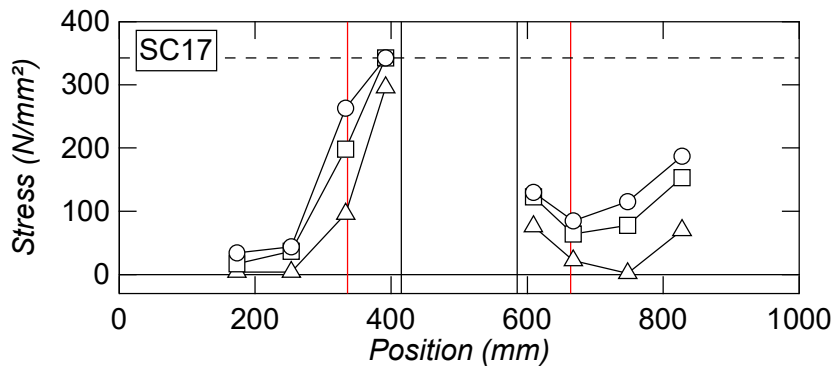
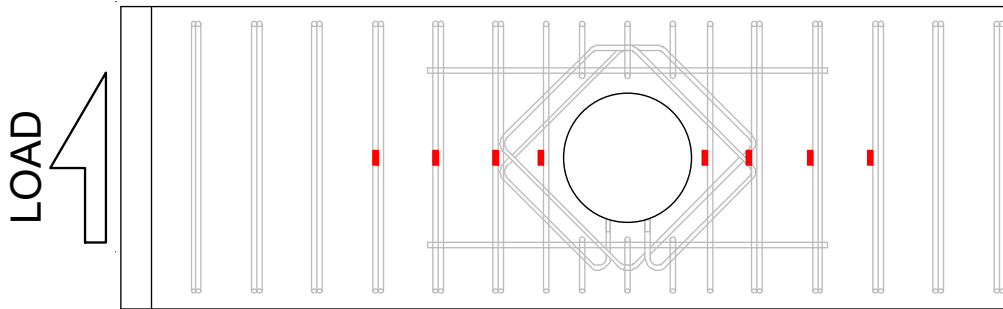
全試験体ともに、せん断ひび割れの発生位置付近において高い応力の発生が確認された。貫通孔左側をみると、試験体 SL17 を除く試験体では載荷点から貫通孔にかけて応力増加が確認されたのに対して、貫通孔を載荷点にずらした試験体 SL17 では応力増加はほとんどみられなかった。すなわち、当該試験体では、載荷点から貫通孔上部にかけての圧縮応力伝達が他の試験体に比べて小さかったものと考えられる。

貫通孔右側を見ると、貫通孔補強筋のない試験体 NC17 の孔際補強筋の降伏が確認された。その他の試験体 SC17, SL17 および SR17 では  $300\text{N/mm}^2$  を超える応力は確認されなかった。

— 貫通孔 — 有効範囲 - - - 降伏強度 -△- 1/200rad -□- 1/133rad -○- 1/100rad



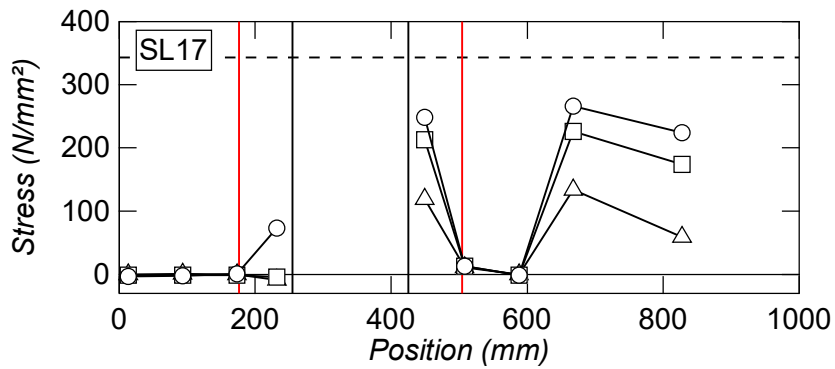
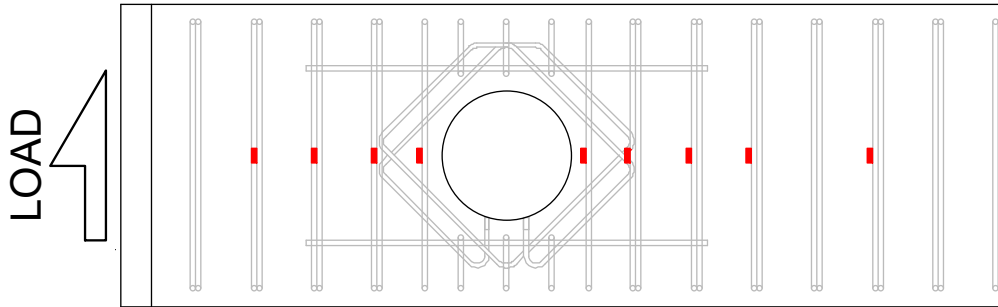
(a) NC17



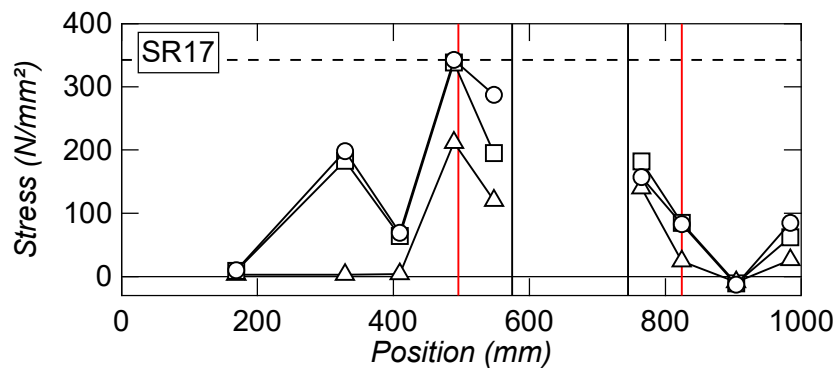
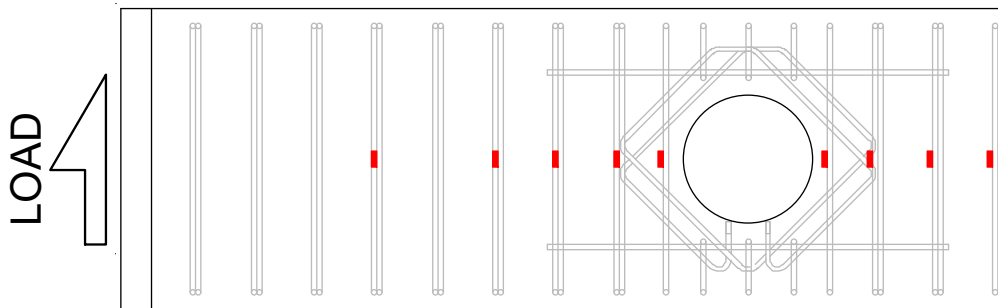
(b) SC17

図 3.2.3 あばら筋および孔際補強筋の応力分布

— 貫通孔 — 有効範囲 - - - 降伏強度 -△- 1/200rad -□- 1/133rad -○- 1/100rad



(c) SL17



(d) SR17

図 3.2.3 あばら筋および孔際補強筋の応力分布

### 3.2.3 弦材あばら筋の応力分布

図 3.2.4 に弦材あばら筋のひずみゲージ貼付位置を，図 3.2.5 に  $R=1/100\text{rad}$  の正載荷 1 サイクル目ピーク時の弦材あばら筋の応力分布を示す。応力は鉄筋の履歴をバイリニア型と仮定してひずみゲージの計測値から算出した。同図の横軸は貫通孔の直径であり，鉄筋の降伏強度を点線で示している。

上弦材では，貫通孔補強筋のない試験体 NC17 を除いて最大耐力を記録した  $1/100\text{rad}$  まではほとんど応力の発生はみられなかった。 $1/100\text{rad}$  時をみると，NC17 を除く試験体 SC17，SL17 および SR17 では載荷点からスタブ側にかけて応力の増加傾向が確認された。このサイクルでは貫通孔を載荷点側にずらした試験体 SL17 のみスタブ側の弦材あばら筋の降伏が確認された。これは貫通孔から伸びる接線方向のひび割れの拡幅位置と対応している。また，試験体 NC17 では，中央の弦材あばら筋に最も大きな応力がみられた。

下弦材では，貫通孔がスタブ側にある試験体 SR17 を除いて載荷点側からスタブ側にかけての減少傾向がみられた。貫通孔がスタブ側にある試験体 SR17 では，載荷点側の弦材あばら筋は  $1/133\text{rad}$  から  $1/100\text{rad}$  にかけて応力の減少がみられ，中央の弦材あばら筋に最も大きな応力が確認された。

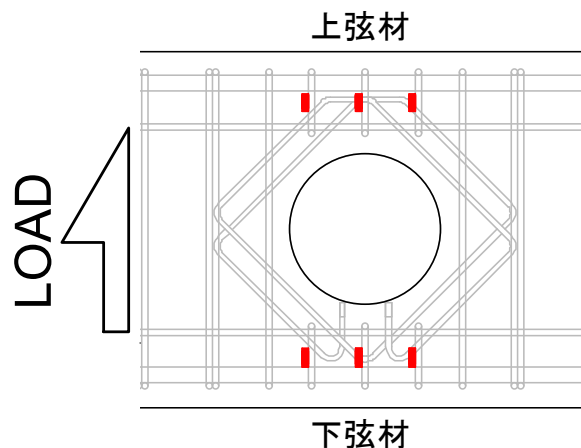


図 3.2.4 弦材あばら筋のひずみゲージ貼付位置

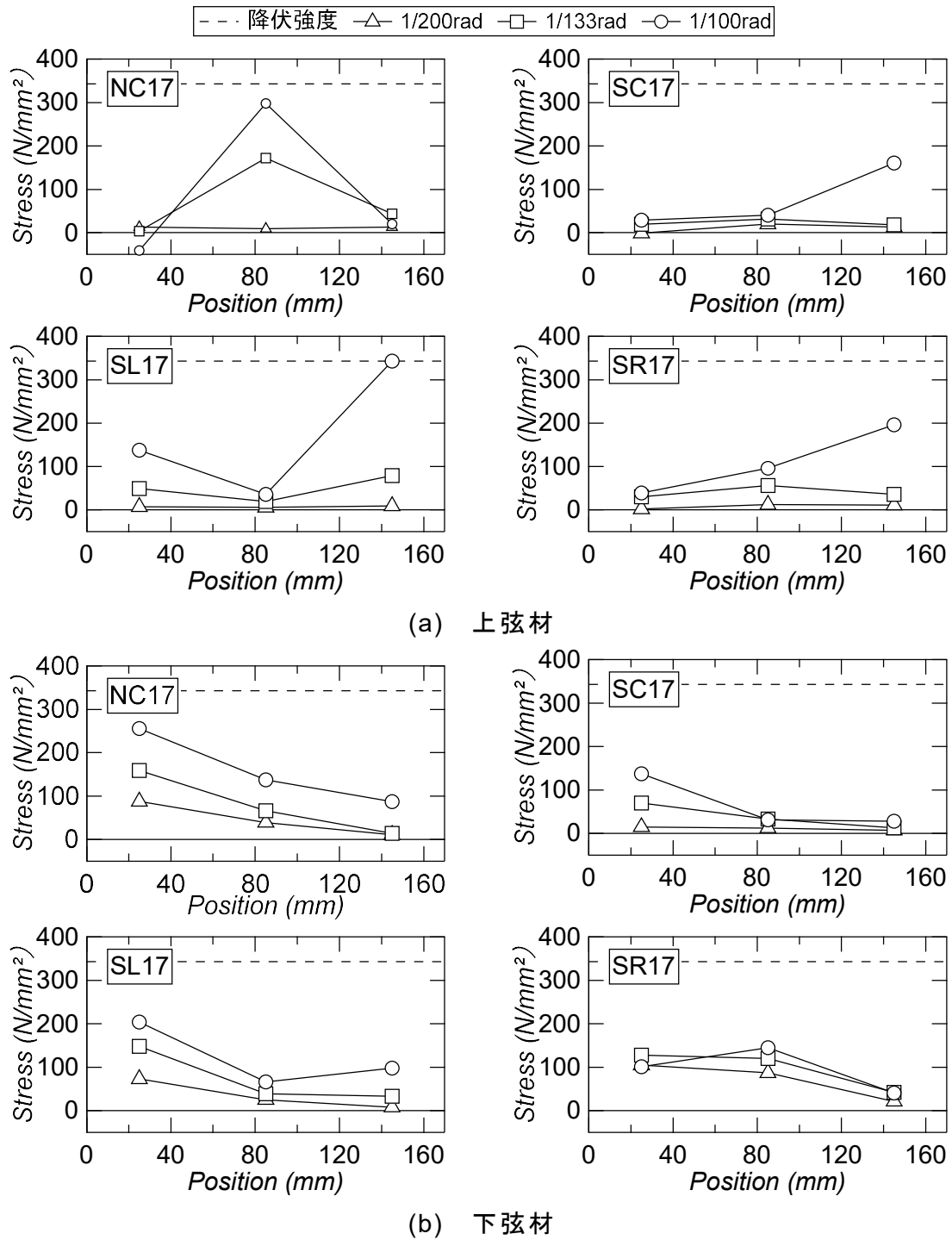


図 3.2.5 弦材あばら筋の応力分布

### 3.2.4 貫通孔補強筋の応力推移

図 3.2.6 に貫通孔補強筋のひずみゲージ貼付位置を、図 3.2.7 に  $R=1/100\text{rad}$  までの正載荷 1 サイクル目ピーク時における引張側の貫通孔補強筋の応力推移を示す。応力は鉄筋の履歴特性をバイリニア型と仮定してひずみゲージの計測値から算出した。

貫通孔位置に関わらず変形角増大に伴い応力上昇が確認された。第 2 章の貫通孔補強筋の結果と同様に、全試験体ともに引張側で貫通孔に近い E3 および E6 で高い応力が確認された。応力が高くみられた E3 および E6 をみると、試験体 SC17 の応力推移は試験体 SL17 および SR17 のものと比べて若干低く、上弦材では若干高くなるものの、全体的な応力推移に貫通孔位置の影響はみられなかった。

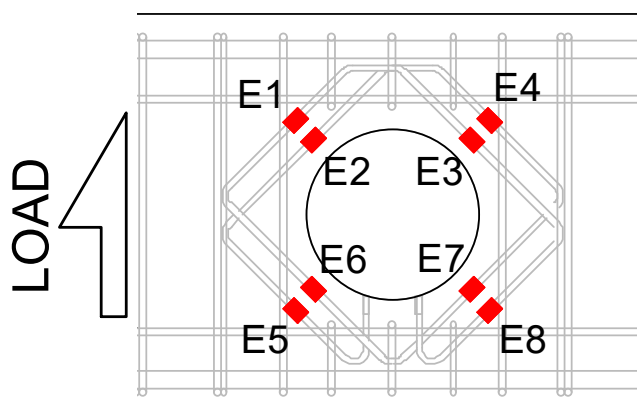


図 3.2.6 貫通孔補強筋のひずみゲージ貼付位置

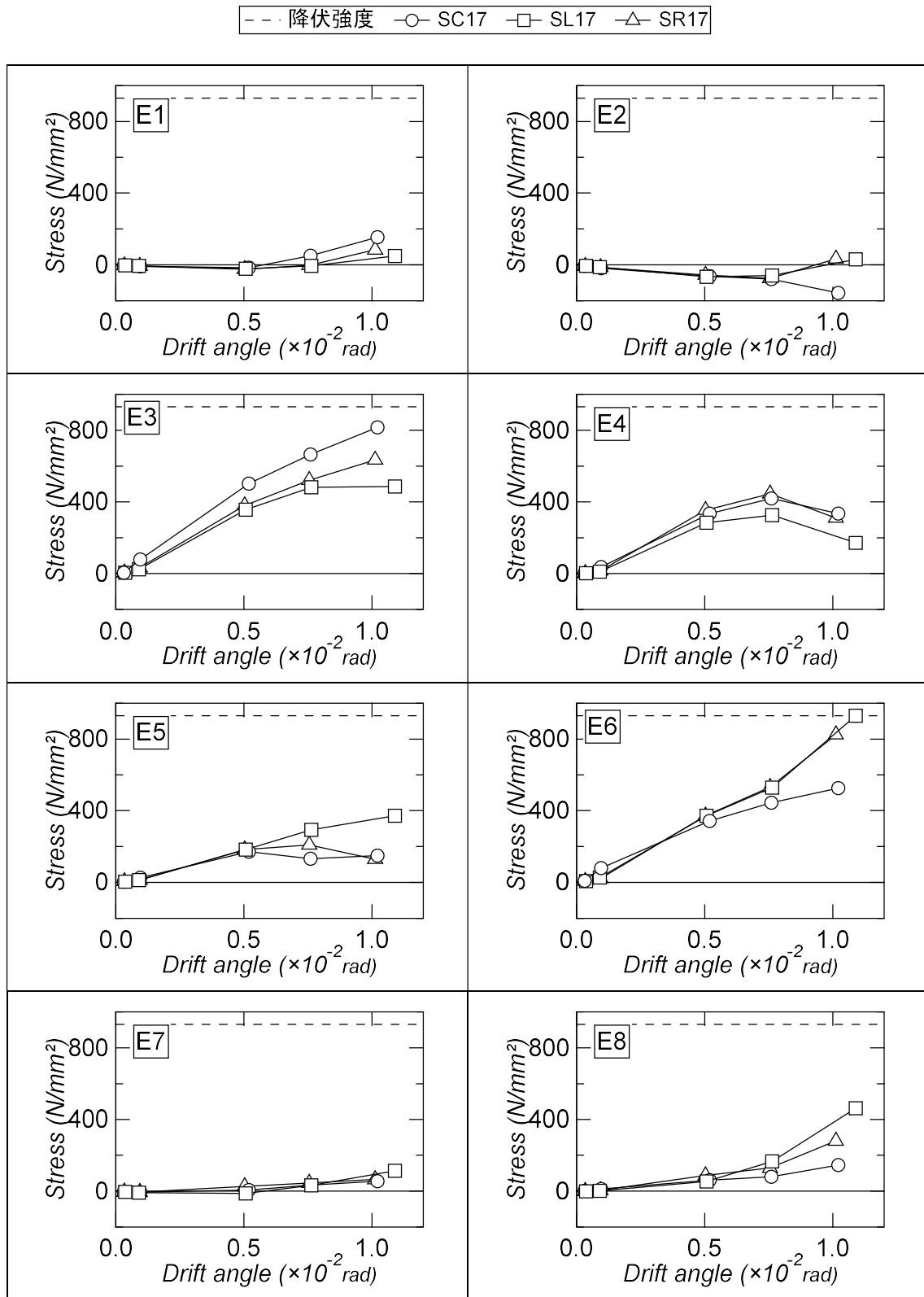


図 3.2.7 貫通孔補強筋の応力推移

### 3.2.5 最小主ひずみ分布

図 3.2.8 に最大耐力を記録した  $R=1/100\text{rad}$  の正載荷 1 サイクル目ピーク時における試験体表面の最小主ひずみ分布を示す。最小主ひずみはデジタル画像相関法システム ARAMIS により算定した。ファセットサイズおよびポイント距離はともに 50pixel とした。

基準試験体 SC17 を除いて貫通孔上部では、載荷側の貫通孔端と反対側の孔際補強筋位置に高いひずみの発生が確認された。貫通孔補強筋のない試験体 NC17 では、孔際補強筋の隣のあばら筋位置まで高いひずみの発生が確認された。貫通孔下部では、試験体 SC17 を除く試験体で貫通孔の左下に高いひずみの発生が確認された。試験体 SC17 では、最大耐力を記録した  $R=1/100\text{rad}$  の正載荷 1 サイクル目までに貫通孔からのびる接線方向のひび割れの拡幅および耐力低下がみられなかったことから、ほかの試験体に比べて高いひずみがみられなかったと判断された。

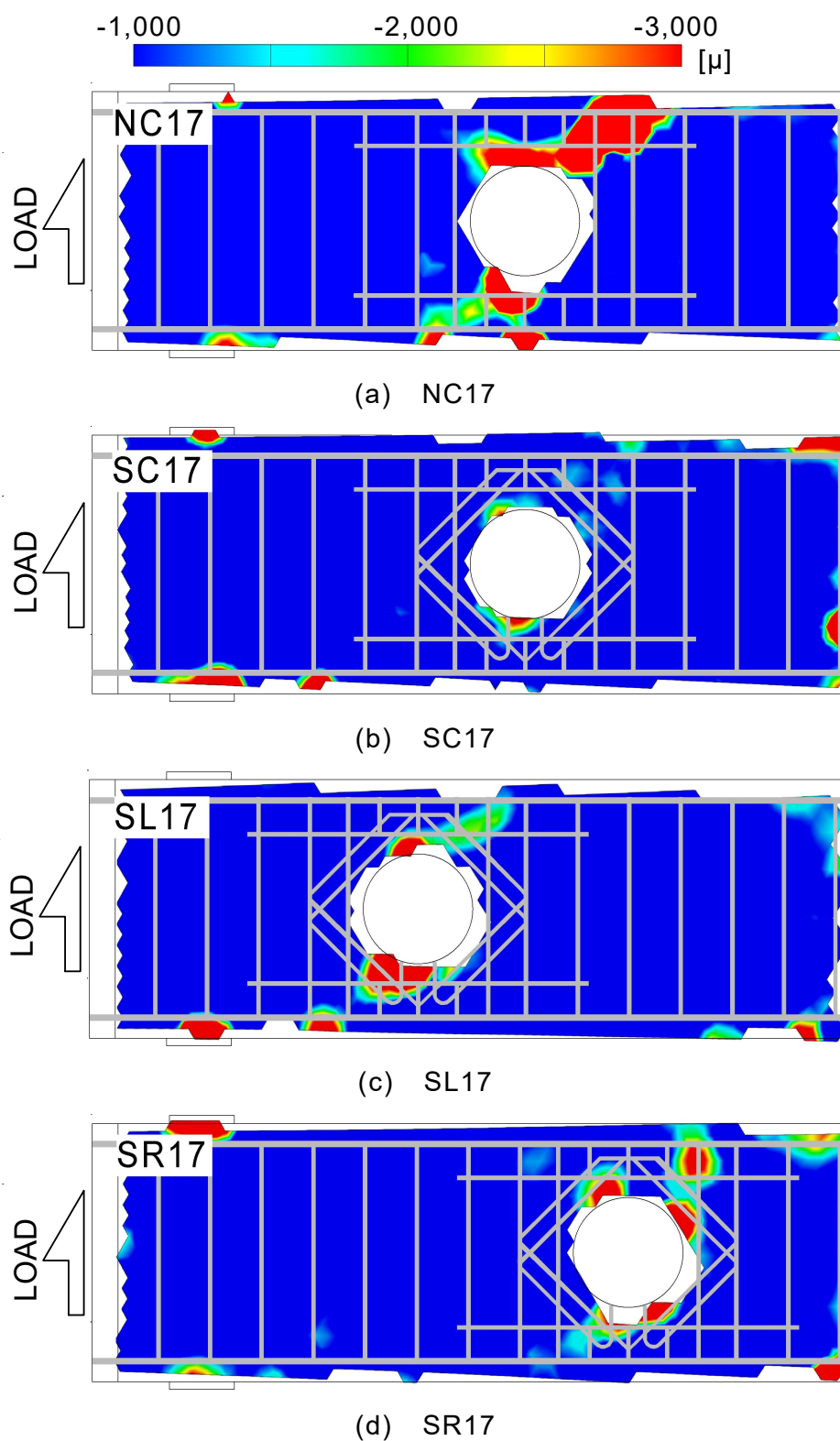


図 3.2.8 最小主ひずみ分布

### 3.3 貫通孔位置の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験まとめ

本章では、大貫通孔を有する RC 基礎梁において貫通孔位置が構造性能に及ぼす影響の把握を目的として静的載荷実験を実施した。

本章より得られた知見を以下に示す。

- (1) 全試験体において、 $1/100\text{rad}$  のサイクルで最大耐力を記録した。最大耐力を記録したサイクルにおいて、せん断スパン中央に貫通孔のある試験体およびスタブ側に貫通孔のある試験体では貫通孔左側のせん断ひび割れおよび孔上側の接線方向のひび割れ拡幅が確認された。載荷点側に貫通孔のある試験体では孔下側の接線方向のひび割れの拡幅が確認された。
- (2) 貫通孔補強筋のある試験体では、スタブ側に貫通孔のある試験体の最大耐力はほかの試験体と比べて低かった。また、載荷点側に貫通孔のある試験体の最大耐力はせん断スパン中央に貫通孔のある試験体のものと比べて低くなり、損傷状況の差の影響が認められた。
- (3) せん断スパン中央およびスタブ側に貫通孔がある試験体では、孔左側のせん断補強筋に高い引張応力が認められた。載荷点側に貫通孔のある試験体では、孔右側のせん断補強筋に高い応力が確認された。
- (4) 貫通孔位置にかかわらず、載荷サイクル増大に伴う貫通孔補強筋の引張応力の増加傾向に大きな差は確認されなかった。
- (5) 貫通孔上部では載荷点側の孔端と反対側の孔際補強筋位置に、貫通孔下部では孔の左下に高い最小主ひずみの発生が認められた。

## 第 4 章

### 終局強度評価

#### 4.1 曲げ終局強度

文献 1)より，梁の降伏曲げモーメントを略算式により算出した。

$$M_u = 0.9a_t\sigma_y d \quad (4.1.1)$$

記号

$a_t$  : 引張鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : 引張鉄筋の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)

$d$  : 梁の有効せい (mm)

$D$  : 梁せい (mm)

略算式により算出した，降伏曲げモーメントを梁長さで除して梁の曲げ終局強度を算出した。

$$Q_{Mu} = M_u / h \quad (4.1.2)$$

記号

$h$  : 梁長さ (mm)

## 4.2 せん断強度

### 4.2.1 無孔梁のせん断強度

無孔梁のせん断強度は文献 1) をもとに式(4.2.1)により算出した。

$$Q_{su1} = \left\{ \frac{0.092k'_u k_p (\sigma_B + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \sigma_{wy}} \right\} bj \quad (4.2.1)$$

$$k'_u = \left( \frac{160}{d} \right)^{0.37} \quad (4.2.2)$$

$$k_p = 0.82p_t^{0.23} \quad (4.2.3)$$

記号

$k'_u$  : 断面寸法による補正係数

$k_p$  : 引張鉄筋による補正係数

$p_t$  : 引張鉄筋比 (%)

$b$  : 梁幅 (mm)

$j$  : 応力中心間距離 ( $j = 7/8d$ )

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$p_w$  : あばら筋の補強筋比

$\sigma_{wy}$  : あばら筋の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)

#### 4.2.2 開口せん断強度

開口せん断強度は文献 1) をもとに式(4.2.4)により算出した。貫通孔補強筋の影響は式中の波括弧内 2 項において考慮した。

$$Q_{su2} = \left\{ \frac{0.092k'_u k_p (\sigma_B + 18)}{M/(Qd) + 0.12} \left( 1 - 1.61 \frac{H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{p_r \sigma_{ry} + p_s \sigma_{wy}} \right\} bj \quad (4.2.4)$$

$$k'_u = \left( \frac{160}{d} \right)^{0.37} \quad (4.2.5)$$

$$k_p = 0.82 p_t^{0.23} \quad (4.2.6)$$

記号

$k'_u$  : 断面寸法による補正係数

$k_p$  : 引張鉄筋による補正係数

$p_t$  : 引張鉄筋比 (%)

$b$  : 梁幅 (mm)

$j$  : 応力中心間距離 ( $j = 7/8d$ )

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$H$  : 貫通孔径 (mm)

$p_r$  : 貫通孔補強筋の補強筋比

$\sigma_{ry}$  : 貫通孔補強筋の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)

$p_s$  : 孔際補強筋の補強筋比

$\sigma_{wy}$  : 孔際補強筋の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)

### 4.2.3 貫通孔上下弦材のせん断強度

貫通孔上下弦材のせん断強度は文献 24) に従い式(4.2.7)により算出した。下弦材と上弦材それぞれを梁とした場合のせん断力を算出し、上下弦材のせん断力の和をせん断強度とした。

$$Q_{su3} = \sum \left\{ \frac{0.092k_u k_p (\sigma_B + 18)}{3.12} + 0.85\sqrt{p_{ww}\sigma_y} \right\} bj \quad (4.2.7)$$

記号

$k_u$  : 弦材の有効せい  $d$  による係数

$k_p$  : 弦材の引張鉄筋比による係数

$p_t$  : 弦材の引張鉄筋比で、次式による。梁主筋による場合と軸方向補強筋による場合を算出し、小さくなるほうの数値を採用する。

$a_t$  : 弦材における引張鉄筋断面積 ( $\text{mm}^2$ ) で、梁主筋と軸方向補強筋にそれぞれ対応するものを採用する。

$b$  : 弦材の幅 (mm)

$d$  : 弦材の有効せい (mm) で、梁主筋と軸方向補強筋にそれぞれ対応するものを採用。

$j$  : 弦材の軸方向鉄筋間距離 (mm)

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$p_w$  : 弦材あばら筋のあばら筋比で、次式による。ただし、 $p_w$  が 0.012 を超える場合は 0.012 とする。 ( $p_w = a_w / (b \cdot x)$ )

$a_w$  : 1 組の弦材あばら筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$x$  : 弦材あばら筋の感覚 (mm)

#### 4.2.4 靱性指針式によるせん断強度

水平筋と弦材あばら筋により補強した有効梁のせん断強度を文献 5) に従い靱性指針式によりせん断強度を算出した。3 式の最小値がせん断強度を与える。

$$\left. \begin{aligned} V_u &= 4b_e j_e p_{ws} \sigma_{sy} \\ V_u &= \frac{2p_{ws} \sigma_{sy} + 2\lambda v \sigma_B}{3} \cdot b_e j_{es} \\ V_u &= \lambda b_e j_{es} v \sigma_B \end{aligned} \right\} \min \quad (4.2.8)$$

記号

$b_e$  : トラス機構に関与する断面の有効幅 (mm)

$j_e$  : トラス機構に関与する有効せい (mm)

$\lambda$  : トラス機構の有効係数

$v$  : コンクリート圧縮強度の有効係数

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$j_{es}$  : 上下の横補強筋間の距離 (mm)

$p_{ws}$  : 弦材あばら筋比

$\sigma_{sy}$  : 弦材あばら筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

#### 4.2.5 評価式によるせん断強度

平瀬らによる文献 17) の評価式に従い、せん断強度を算出した。貫通孔の斜め上下を切り取って、一般梁のアーチ機構に類似していることに着目し、孔際補強筋や貫通孔補強筋を部分梁に一定間隔に配筋されたあばら筋に置換し、その効果をトラス機構として評価している。

$$Q_{su4} = 2b \left[ d' p_o \sigma_{oy} \cot \phi + \left\{ v_0 \sigma_B - (1 + \cot^2 \phi) p_o \sigma_{oy} \right\} \frac{D'}{2} \tan \theta \right] \quad (4.2.9)$$

$$p_o \sigma_{oy} = k \sum_i \left( \frac{a_i}{bL'} \sigma_{iy} \sin \alpha_i \right) \quad (4.2.10)$$

記号

$d'$  : 部分梁の有効せい (mm)

$d_c$  : かぶり厚 (mm)

$p_o \sigma_{oy}$  : 開孔部ひび割れを横切る補強筋量

$k$  : 置換係数 (=0.55)

$a_i$  : 補強筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{iy}$  : 補強筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\alpha_i$  : 補強筋が材軸となす角度

$\phi$  : 部分梁のトラス角度

$v_0$  : コンクリート強度の有効係数

$D'$  : 部分梁せい (= (D - H) / 2)

$\theta$  : 部分梁のアーチ角度

部分梁のスパン (= D / 2)

### 4.3 耐力計算結果および実験値との比較

表 4.3.1 に計算結果および実験結果の一覧を、図 4.3.1 にせん断破壊した試験体の各せん断終局強度と実験値の強度比のグラフを示す。実験の最大耐力および終局強度評価の比を強度比と呼称する。

曲げ降伏先行型と確認された試験体 DC13 では、曲げ強度による強度比は 1.06 となり精度よく評価できている。

開口せん断強度  $Q_{su1}$  をみると、強度比は 0.90～2.11 の範囲にあり、強度比平均は 1.39 となった。貫通孔補強筋のない試験体 NC17 の強度比は 2.11 となし、貫通孔補強筋のある試験体 SC17 の強度比は 1.46 であった。このことから  $Q_{su1}$  では貫通孔補強筋の効果を大きく見積もっていると考えられる。

弦材のせん断強度をみると、強度比は 2.82～4.81 の範囲にあり評価精度は低い。

靱性指針式によるせん断強度をみると、強度比は 1.08～1.85 の範囲にあり、強度比平均は 1.42 となった。

平瀬らが提案した評価式によるせん断強度をみると、強度比は 0.92～1.26 の範囲にあり、強度比平均は 1.08 となった。試験体 NC17, SL17 および SR17 では強度比 1.0 を下回る結果となっているものの、今回挙げたせん断強度式の中では最も評価精度は高い結果となった。貫通孔位置は最大耐力に影響を及ぼすものの、既往の終局強度評価式ではその影響を考慮したものはないことから、貫通孔位置が変わることによるせん断伝達機構を明らかにし、新たな終局強度評価法の構築が課題とされる。

表 4.3.1 計算結果および実験結果の一覧（単位：kN）

		DC13	DC17	DC20	DC17A	NC17	SC17	SL17	SR17	平均
実験値	$Q_{max}$	277	250	159	264	158	196	178	159	-
曲げ終局強度	$Q_{mu}$	262	262	262	262	262	262	262	262	-
無孔部の せん断強度	$Q_{su1}$	184	185	185	185	185	182	184	180	-
開口 せん断強度	$Q_{su2}$	197	185	176	185	75	134	135	134	-
弦材の せん断強度	$Q_{su3}$	70	52	39	69	56	56	57	55	-
靱性指針式	$V_U$	174	135	106	144	146	146	148	141	-
評価式による せん断強度	$Q_{su4}$	257	202	152	209	159	177	180	173	-
強度比 (実験/計算)	$Q_{mu}$	1.06	-	-	-	-	-	-	-	1.06
	$Q_{su1}$	-	1.35	0.86	1.42	0.87	1.08	0.97	0.88	1.06
	$Q_{su2}$	-	1.35	0.90	1.43	2.11	1.46	1.32	1.19	1.39
	$Q_{su2}$	-	4.81	4.08	3.83	2.82	3.50	3.12	2.89	3.58
	$Q_{su3}$	-	1.85	1.50	1.83	1.08	1.34	1.20	1.13	1.42
	$Q_{su4}$	-	1.24	1.05	1.26	0.99	1.11	0.99	0.92	1.08

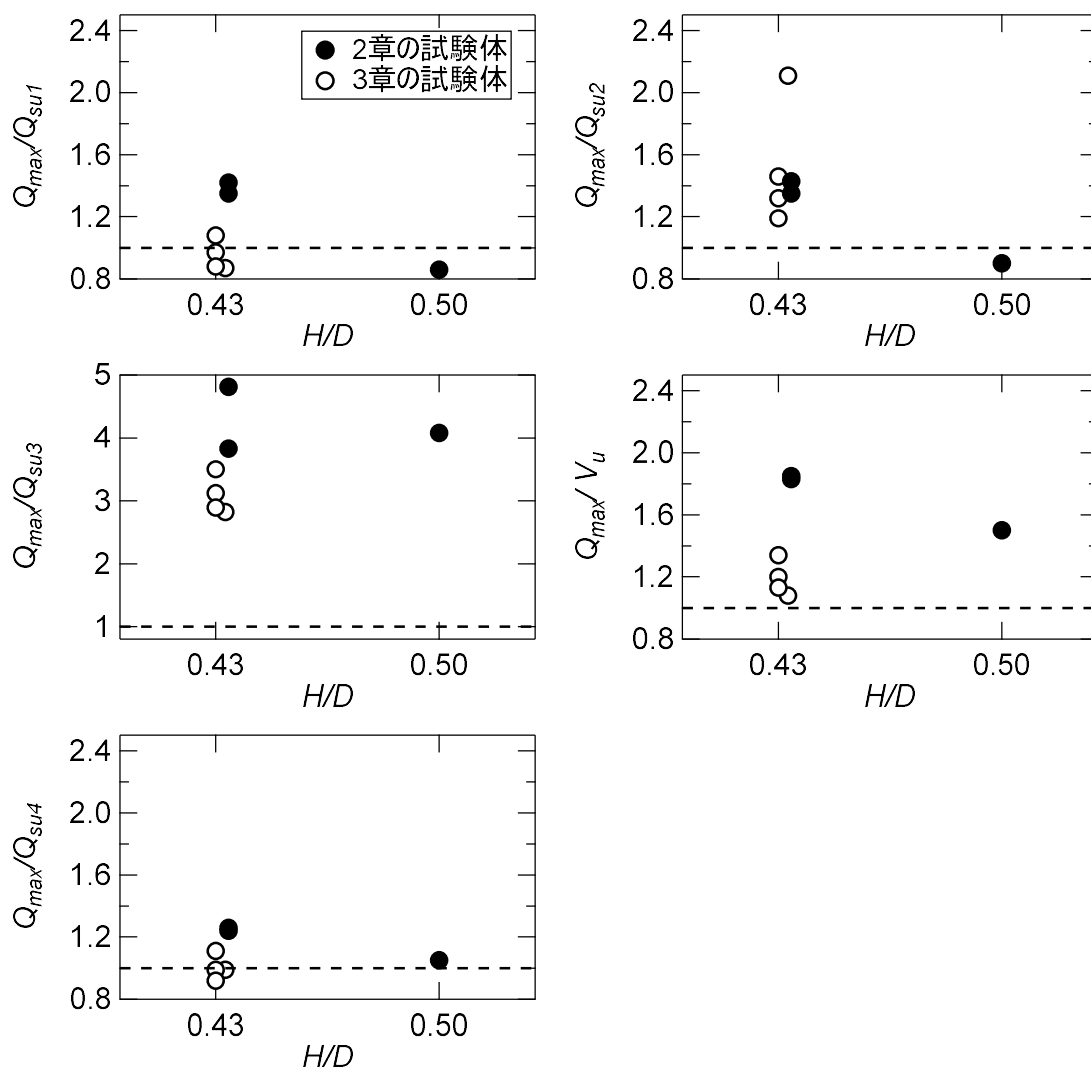


図 4.3.1 強度比グラフ

#### 4.4 終局強度評価のまとめ

本章では、第2章および第3章に示した試験体の終局強度評価を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) 曲げ降伏先行型の試験体の最大耐力は曲げ終局強度により精度よく評価可能であった。
- 2) RC 規準に示される開口せん断強度の計算値は、貫通孔比 0.5 の試験体の最大耐力を上回る結果となり、貫通孔補強筋のない試験体の強度比は 2.0 を超える結果であった。
- 3) RC 規準に示される弦材のせん断強度の強度比は強度比平均 3.58 であり、過小評価しすぎている結果となった。
- 4) 靱性指針に示されるせん断強度は強度比平均 1.42 であり、開口せん断強度の強度比平均 1.39 とほとんど変わらなかった。
- 5) 平瀬らによって提案された評価式は本論に示した既往の評価式の中では最も評価精度が高いものの、貫通孔を変数とした3章の試験体および貫通孔補強筋のない試験体の強度比が 1.0 を下回る結果となった。
- 6) 既往の評価法では試験体の最大耐力を精度良く評価できないことが明らかとなり、3章の結果から貫通孔位置は最大耐力に影響を及ぼすものの、既往の評価式では貫通孔位置は考慮されず新たな終局強度評価法が必要である。



## 第 5 章

# FEM 解析

## 5.1 モデル化

### 5.1.1 解析モデル

貫通孔位置の異なる場合のせん断伝達機構の把握を目的として、第 3 章に示した貫通孔位置の異なる静的載荷実験で用いられた試験体 4 体を解析対象とした。解析に使用したプログラムは市販の解析ソフトウェア「FINAL<sup>25)</sup>」である。解析は 3 次元モデルとし、試験体は面外方向の対称性を考慮して片側半分のみをモデル化した。

図 5.1.1 に基準試験体 SC17 の解析モデルを示す。コンクリート、定着板および載荷治具は六面体要素に置換した。貫通孔周囲のコンクリートは三角柱要素に置換し、円形を面積等価な 8 角形で再現した。鉄筋は 2 節点トラス要素に置換し、コンクリート要素と鉄筋要素をライン要素で結ぶことで付着挙動を考慮した。試験体端部における鉄板への主筋の定着は鉄板要素と鉄筋要素を剛接合とすることで再現した。タブ下端における節点すべての自由度は固定端とした。また、試験体切断面におけるすべての節点の面外方向変位を固定した。解析では梁上部の載荷治具の中央に変位を与えることで実験の載荷状況を再現した。解析は変位制御により実験と同様の加力プログラムとし、実験において最大耐力を記録した変形角  $1/100\text{rad}$  のサイクルまで実施した。

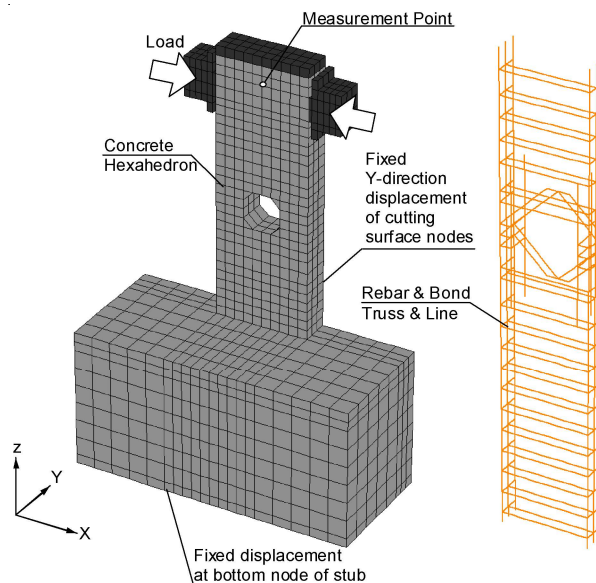


図 5.1.1 解析モデル

### 5.1.2 コンクリートの材料構成則

本節から 5.1.4 節までは本解析で用いた材料構成則を示す。

#### (1) 破壊規準

コンクリートの破壊規準には、三軸応力下の圧縮破壊条件は Ottosen の 4 パラメータモデルに畑中らの係数<sup>26)</sup>を用いて定義した。

Ottosen の破壊条件

$$A \cdot \frac{J_2}{\sigma_B} + \lambda \cdot \frac{\sqrt{J_2}}{\sigma_B} + B \cdot \frac{I_1}{\sigma_B} - 1 = 0 \quad (5.1.1)$$

$$\lambda = K_1 \cdot \cos \left[ \frac{1}{3} \cos^{-1} (K_2 \cdot \cos 3\theta) \right] \quad \cos 3\theta \geq \quad (5.1.2)$$

$$\lambda = K_1 \cdot \cos \left[ \frac{\pi - \cos^{-1} (-K_2 \cdot \cos 3\theta)}{3} \right] \quad \cos 3\theta < 0 \quad (5.1.3)$$

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (5.1.4)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} \left[ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right] \quad (5.1.5)$$

$$\cos \theta = \frac{2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3}{2\sqrt{3}J_2} \quad (0 \leq \theta \leq 60) \quad (5.1.6)$$

記号

$\sigma_B$  : 一軸圧縮強度

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  : 主応力 (圧縮を正)

静止圧軸 : 主応力空間で  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$  となる軸

偏差平面 : 主応力空間で静止圧軸に直交する平面

$J_2$  : 偏差応力の二次不変量

$I_1$  : 応力の一次不変量

$\theta$  : 偏差平面上の位置を表す量 (相似角)

$A, B, K_1, K_2$  : 材料試験結果から決まる係数

畑中らの係数 :  $A = 1.256, B = 4.030, K_1 = 14.63, K_2 = 0.9870$

(2) 応力-ひずみ関係

図 5.1.2 にコンクリートの応力-ひずみ関係を示す。コンクリートの応力-ひずみの上昇域および軟化域ともに修正 Ahmad モデルを選択した。また、ひび割れ後の圧縮強度低下は長沼の提案式<sup>26)</sup>で考慮した。

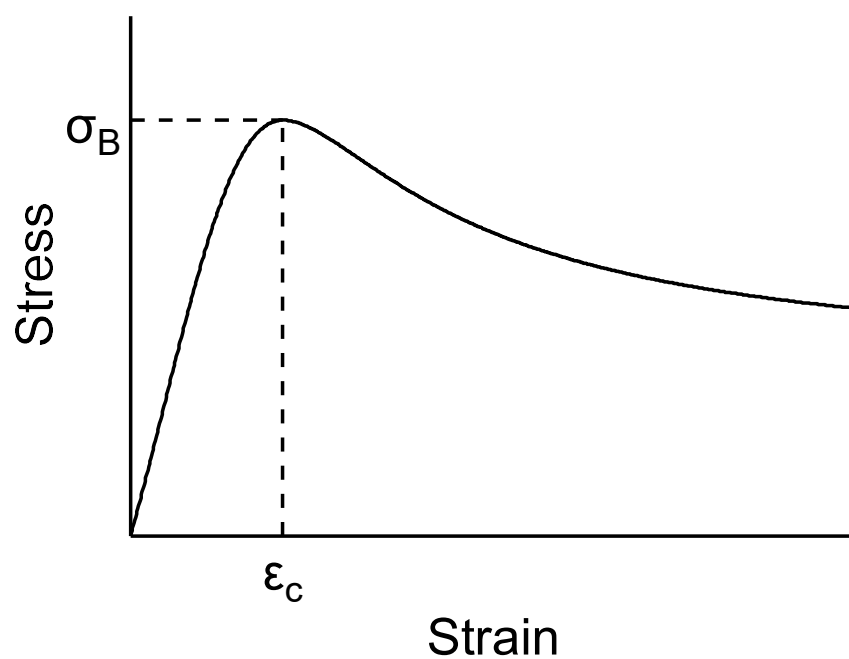


図 5.1.2 応力-ひずみ関係

(3) テンションスティフニング特性

図 5.1.3 にひび割れ後のテンションスティフニング特性を示す。ひび割れ発生までを線形で仮定し、ひび割れ後の軟化域は出雲モデル<sup>27)</sup>を用いた。また、文献 22)に基づき付着性状を考慮したパラメータを 1.2 とした (式(5.1.7))。

$$\sigma_t = \frac{(\varepsilon_{cr}/\varepsilon_t)^c}{\sigma_{cr}} \quad (5.1.7)$$

記号

$\sigma_t$  : コンクリートの引張応力

$\sigma_{cr}$  : ひび割れ発生応力

$\varepsilon_{cr}$  : ひび割れ発生時の平均引張ひずみ

$\varepsilon_t$  : ひび割れ直交ひずみ (ひび割れを含む平均ひずみ)

$c$  : 付着性状を表すパラメータ

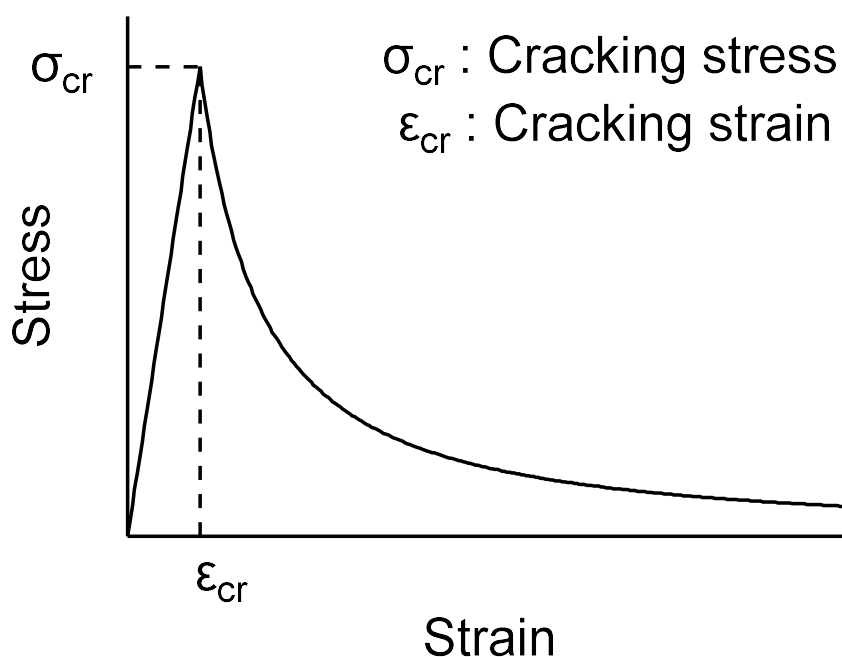
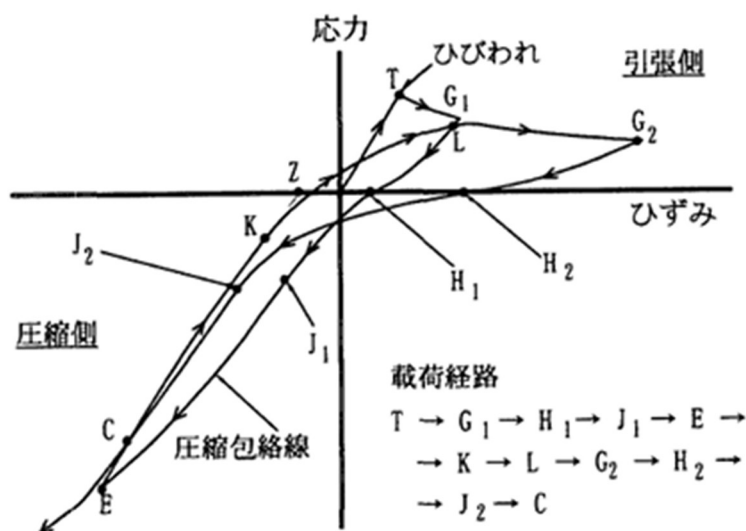


図 5.1.3 テンションスティフニング特性

(4) 履歴則

図 5.1.4 に履歴則を示す。履歴則は繰り返しによる軟化挙動を考慮した長沼・大久保らの曲線モデル<sup>28)</sup>を選択した。



- J: 引張除荷曲線から圧縮包絡線/再載荷曲線への移行点
- K: 圧縮除荷曲線から引張再載荷曲線への移行点
- H → J: 対数曲線 (点Jで剛性連続)
- J → C: 2次曲線 (点Jで剛性連続)
- C → K: 2次曲線 (点Kは点C→点Zへの除荷曲線上)
- K → L: 対数曲線 (点Kで剛性連続)

図 5.1.4 履歴則

### 5.1.3 鉄筋の材料構成則

鉄筋の応力-ひずみ関係はバイリニア型モデルとし、履歴則は等方硬化則を仮定した。

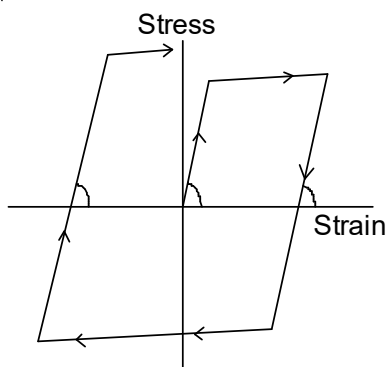


図 5.1.5 鉄筋の応力-ひずみ関係

### 5.1.4 付着の材料構成則

図 5.1.6 に鉄筋とコンクリートの付着応力-すべり関係を示す。付着応力-すべり関係は Naganuma らのモデル<sup>29)</sup>を選択した。最大付着応力  $\tau_u$  および最大応力時すべり量  $S_u$  は文献 30) の算定方法に従い算定した。

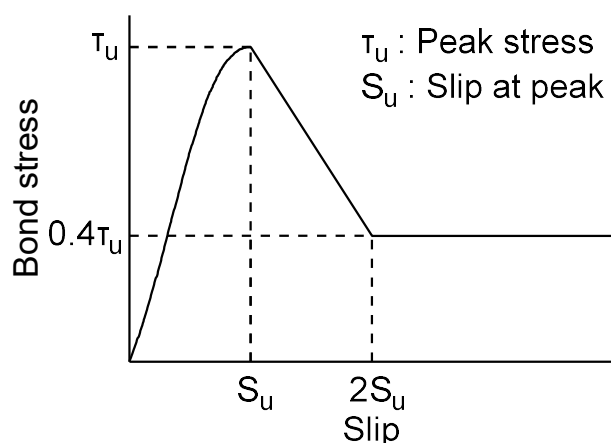


図 5.1.6 付着応力-すべり関係

## 5.2 実験結果と解析結果の比較

### 5.2.1 せん断力－変形角関係

図 5.2.1 に最大耐力を記録した変形角  $1/100\text{rad}$  までの実験および解析のせん断力－変形角関係を示す。せん断スパン中央部に貫通孔のある試験体では最大耐力までの履歴性状は実験と解析で良好な対応を示した。貫通孔が載荷点側にある試験体 SL17 および貫通孔がスタブ側にある試験体 SR17 では  $R=1/200\text{rad}$  までの履歴性状は実験と解析で良好に対応した。最大耐力時をみると解析は実験を上回る結果となったものの、実験と解析差異は 10%程度に収まっている。

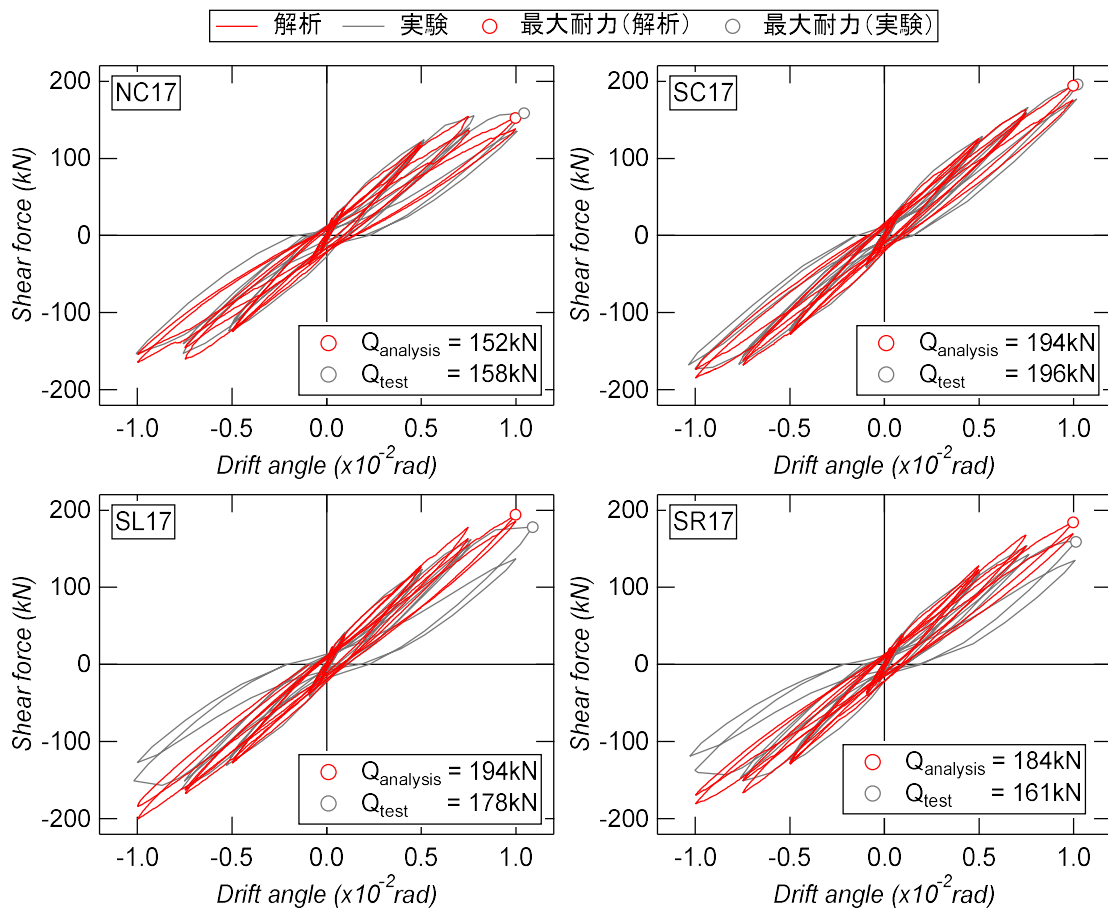


図 5.2.1 実験および解析のせん断力－変形角関係

### 5.3.2 ひずみの推移

図 5.2.2 に実験と解析の貫通孔斜め成分のひずみの推移を示す。実験のひずみは変位計の計測値をもとの長さで除してひずみに直したものであり、解析のひずみは変位計の計測位置に最も近い節点からひずみを算出した。

全試験体ともに解析は実験のひずみの推移を概ね再現している。

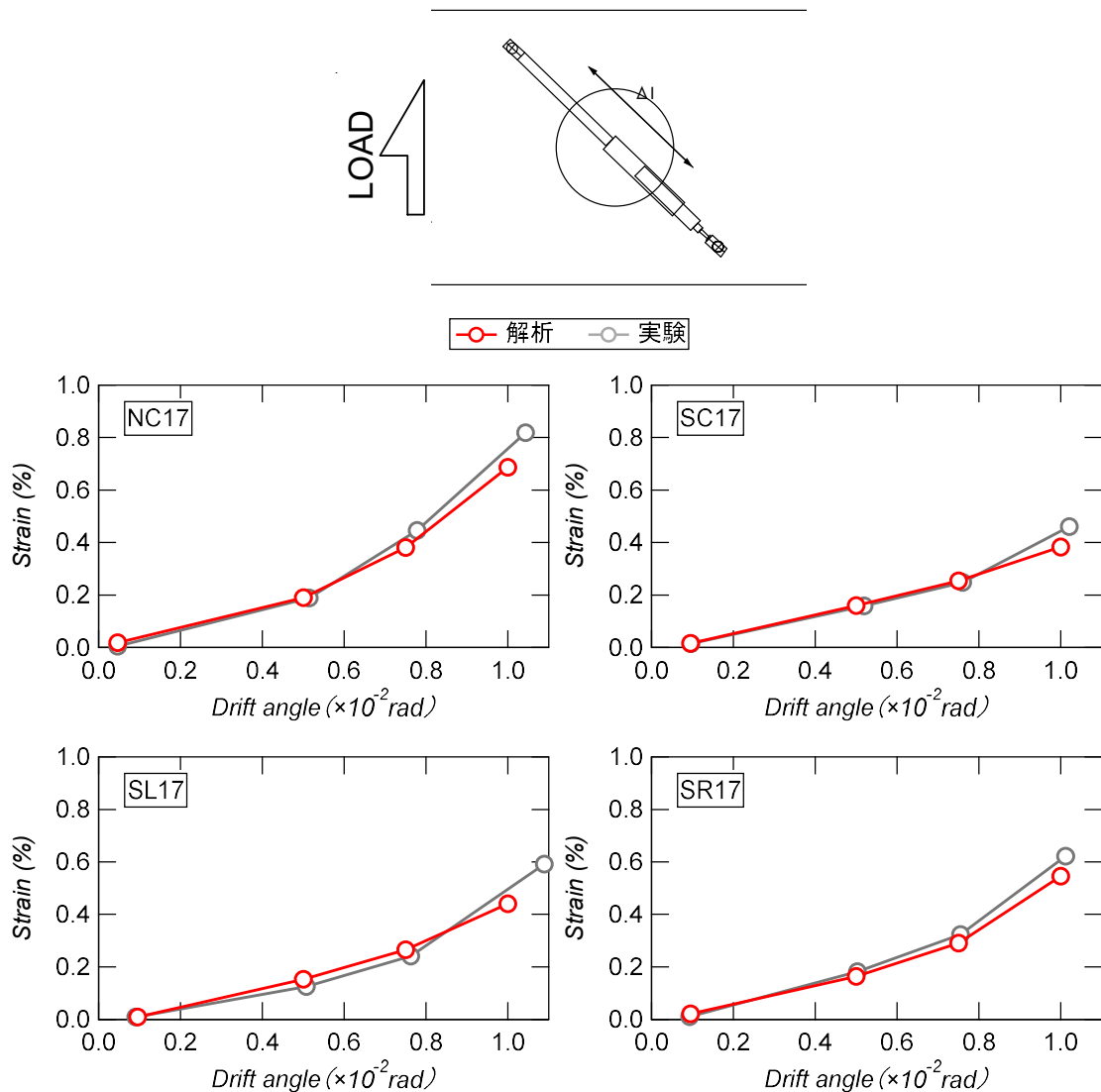


図 5.2.2 ひずみ推移

### 5.3.3 貫通孔補強筋の応力推移

図 5.2.3 に貫通孔補強筋の応力推移を示す。実験の応力はひずみゲージの計測値から算出し、解析の応力はひずみゲージの計測位置に最も近い要素の平均値から算出した。貫通孔補強筋下部の応力をみると全試験体ともに高い引張応力が発生しており実験と対応している。貫通孔補強筋上部の応力では  $1/100\text{rad}$  で解析の応力が実験よりも高く発生しているものの、低い応力が発生している傾向は実験のものに対応している。

以上の、実験および解析における履歴特性、ひずみの推移および貫通孔補強筋の応力推移の結果より、本論に示した解析モデルは各試験体の実験結果を再現することが可能であると判断した。次節からは解析結果を用いてはりのせん断伝達機構についての検討を進める。

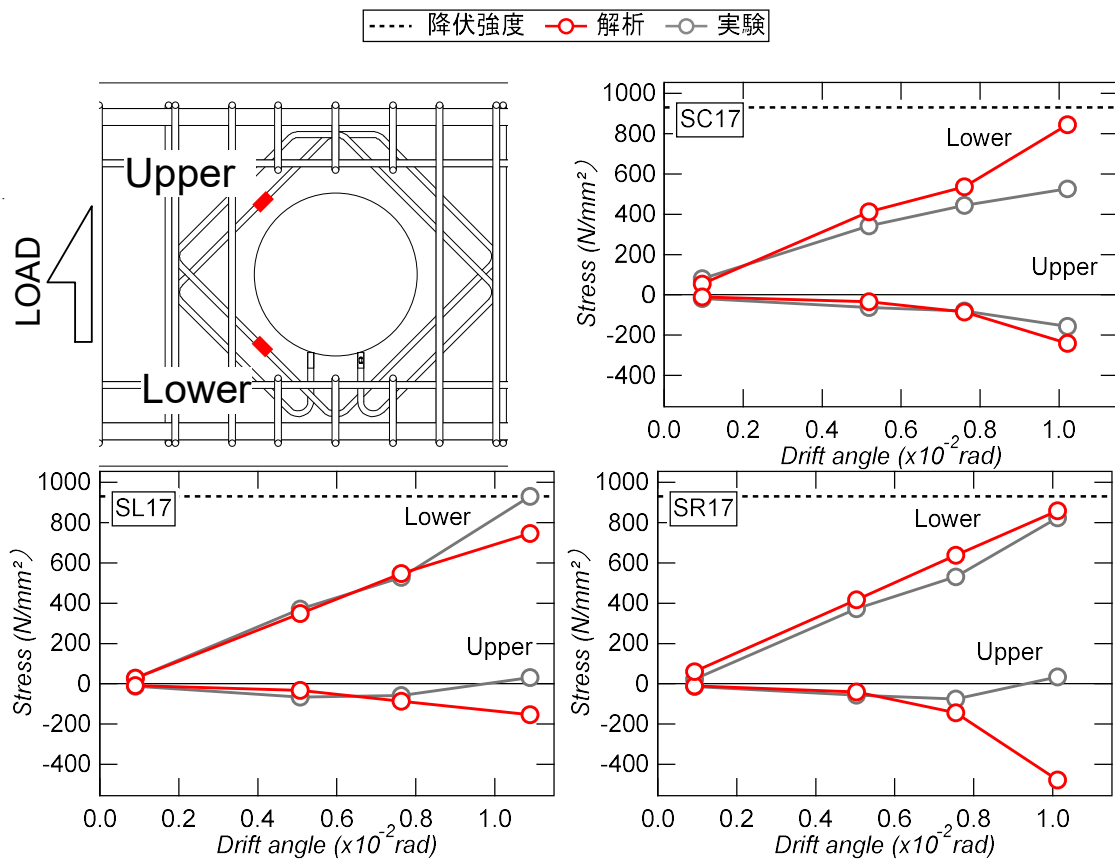


図 5.2.3 貫通孔補強筋の応力推移

## 5.3 せん断伝達機構の検討

### 5.3.1 せん断応力コンター

図 5.3.1 に  $R=1/100\text{rad}$  の正載荷 1 サイクル目ピーク時における梁切断面のせん断力コンターを示す。全試験体で梁左下の載荷点から上弦材を経て梁右上のスタブに向かうものと、下弦材から梁右上のスタブに向かう 2 つのせん断伝達を確認された。これは、載荷点から上弦材に伝達されるせん断力が貫通孔の孔際付近に配された鉄筋の引張力によって下弦材にせん断力が伝達されるためである。

貫通孔補強筋の有無で比較すると、載荷点から上弦材に向かうせん断応力にほとんど違いはみられないものの、下弦材からスタブに向かうせん断応力は試験体 SC17 では貫通孔補強筋に沿って伝達しているのに対して、貫通孔補強筋のない試験体 NC17 では SC17 と比べるとスタブに向かうせん断応力の角度は小さい傾向が確認された。貫通孔位置で比較すると、載荷点から上弦材に向かうせん断応力は貫通孔が載荷点に近いほどせん断応力の角度は急である。また、スタブ側に貫通孔のある試験体 SR17 では載荷点から 5 番目に配されているあばら筋付近で新たに梁下側から上弦材に向かうせん断伝達機構が確認された。下弦材からスタブ右上に向かうせん断応力では貫通孔がスタブに近いほど角度が急である。載荷点側に貫通孔のある試験体 SL17 では、スタブから 5 番目に配されているあばら筋位置付近で梁下側からスタブ右上に向かうせん断応力も確認される。以上のことから載荷点側に貫通孔のある試験体 SL17 およびスタブ側に貫通孔のある試験体 SR17 ではせん断伝達の区間が長い箇所においてトラス機構の様相を示し貫通孔位置に関わらず貫通孔周囲においてせん断力が集中する傾向がみられる。

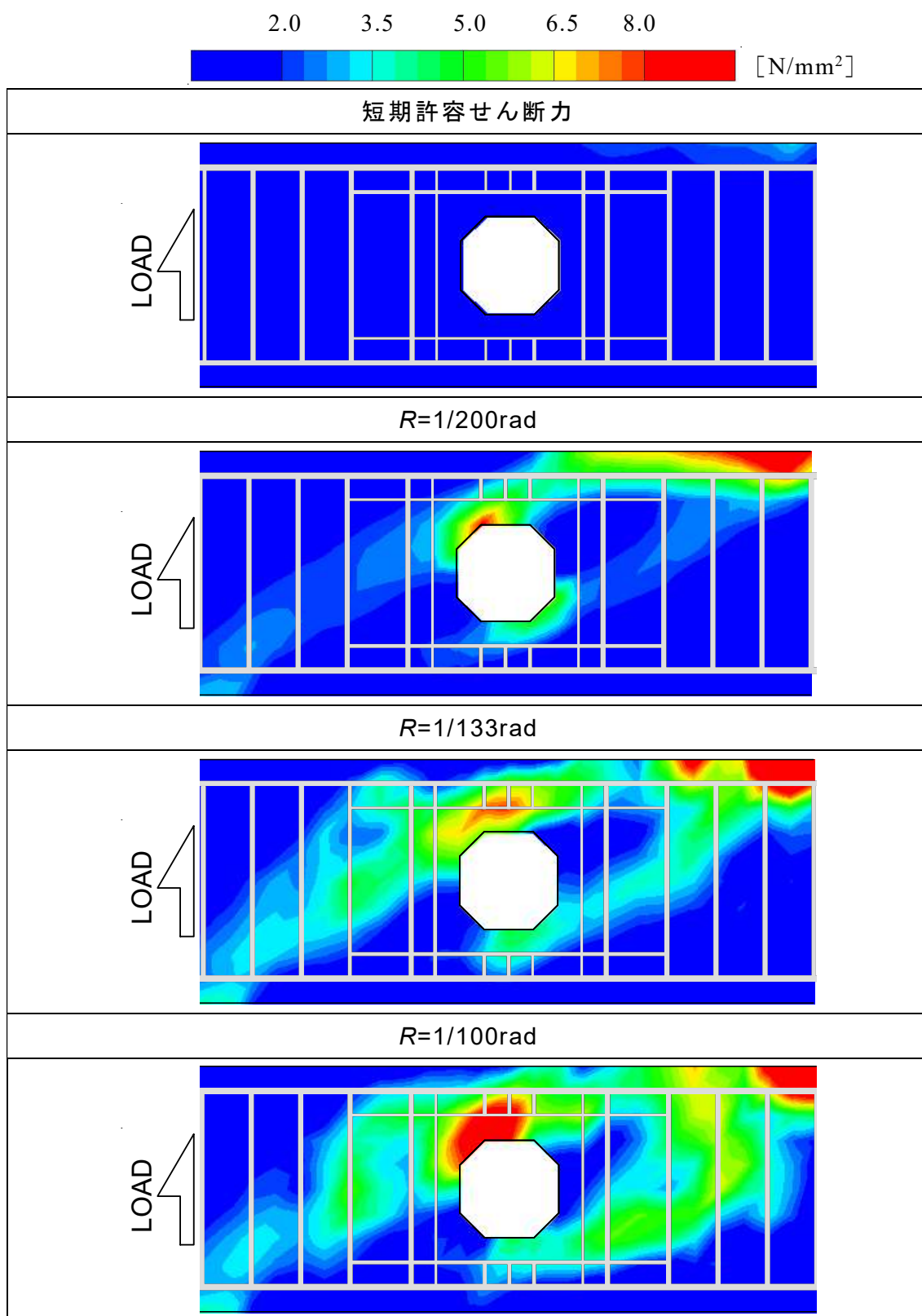


図 5.3.1(a) せん断応力コンター (NC17)

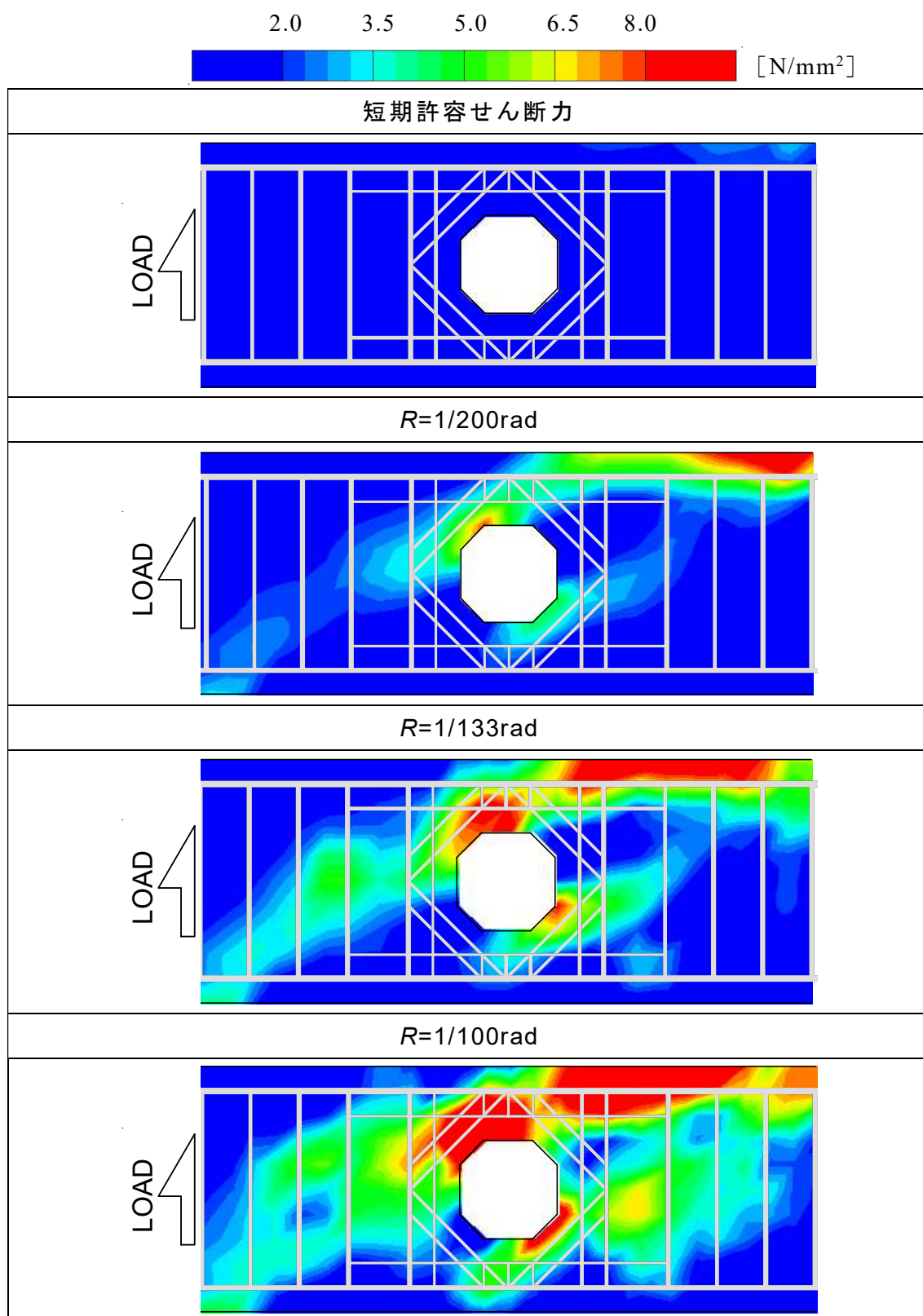


図 5.3.1(b) せん断応力コンター (SC17)

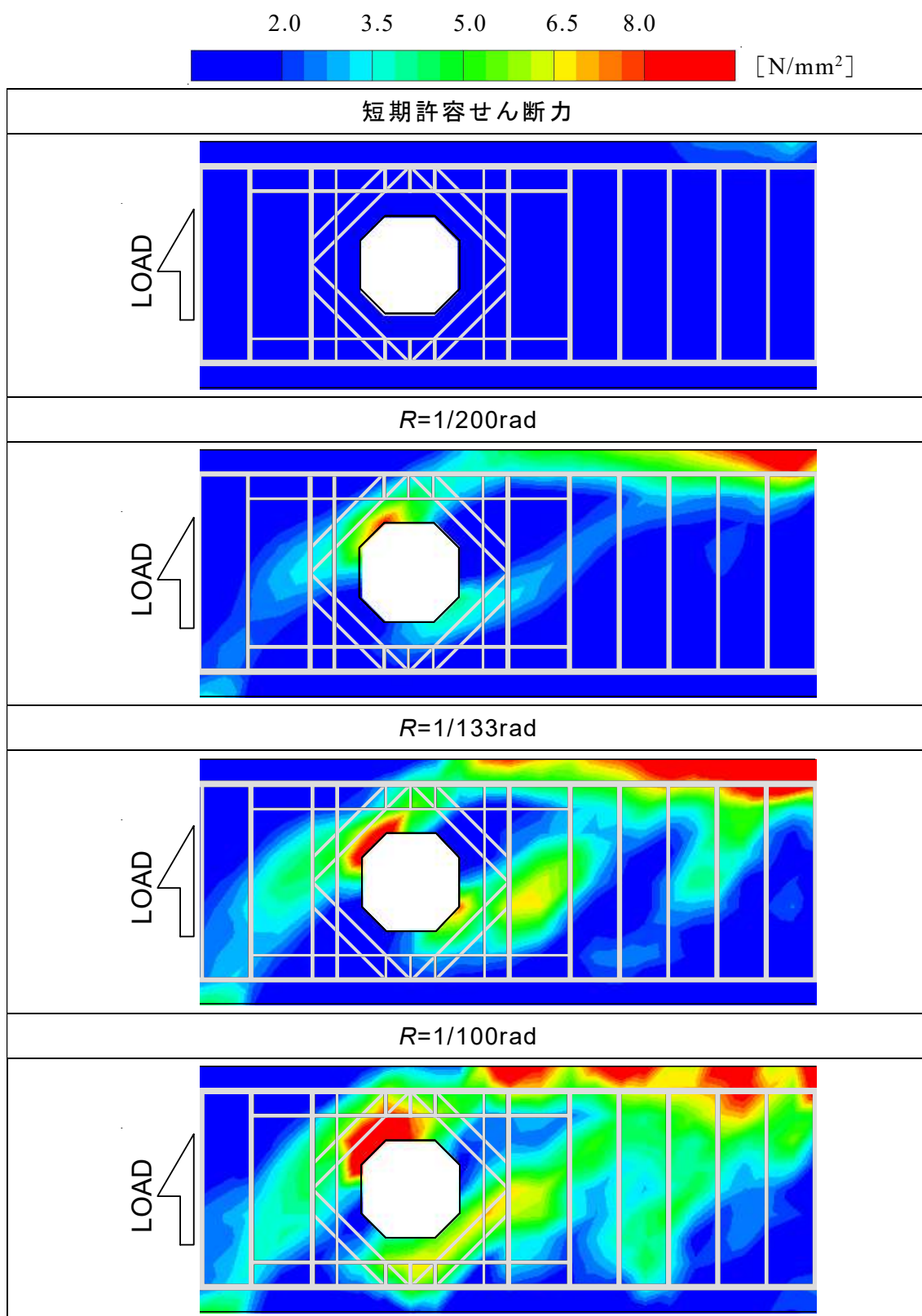


図 5.3.1(c) せん断応力コンター (SL17)

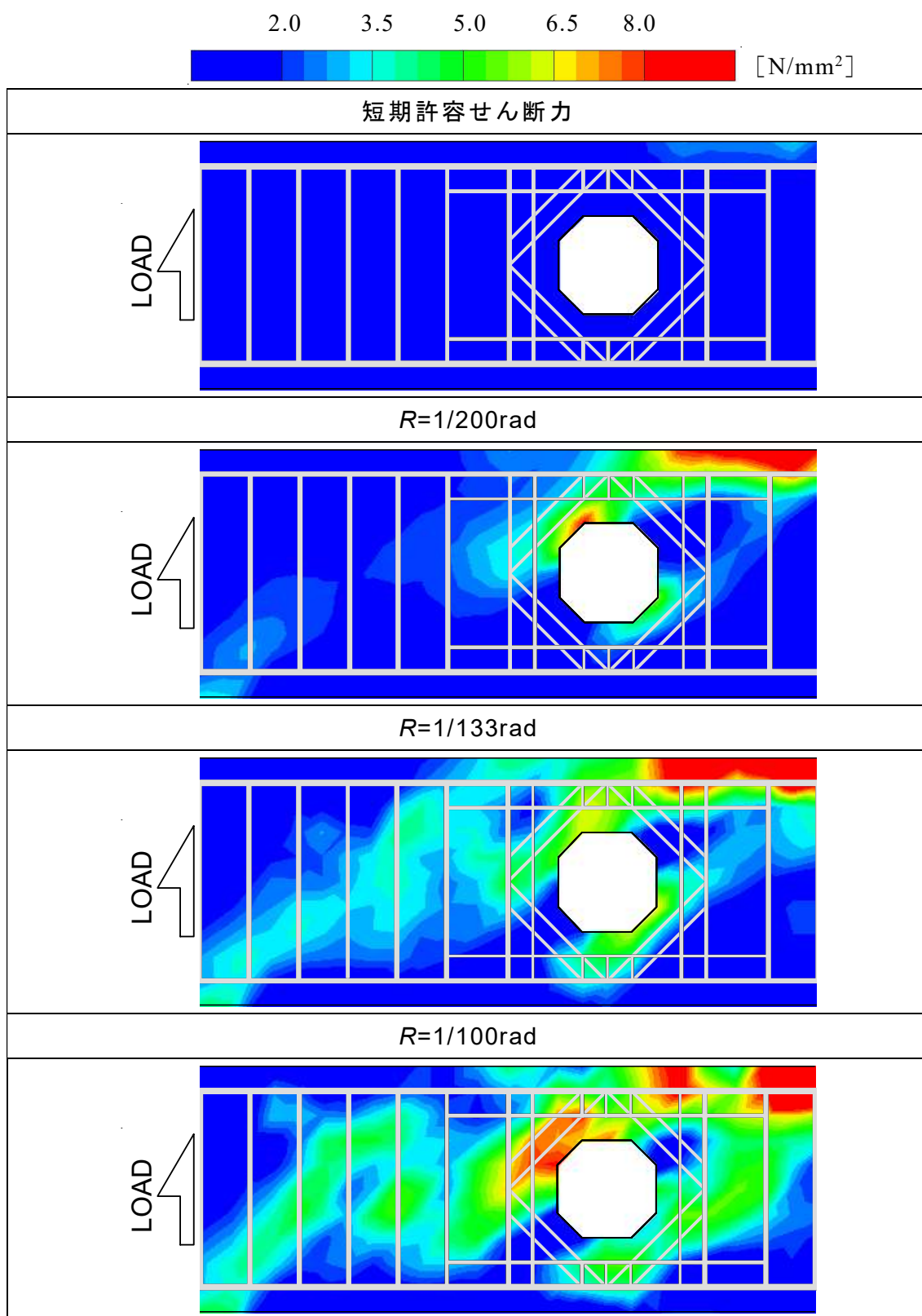


図 5.3.1(d) せん断応力コンター (SR17)

### 5.3.2 弦材の負担せん断力推移

図 5.3.2 各正載荷ピーク時における上弦材および下弦材の負担せん断力の推移を示す。また、後述する図 5.3.3 にせん断力算定位置を示している。

貫通孔補強筋のない試験体 NC17 を除いて、最大耐力を記録した 1/100rad まで上弦材の負担せん断力は下弦材の負担せん断力に比べて高い結果となった。貫通孔補強筋のない試験体 NC17 では 1/133rad までは上弦材の負担せん断力が高くなるものの、1/100rad で下弦材の負担せん断力が上弦材の負担せん断力を上回る結果となった。

貫通孔補強筋の有無で比較すると、貫通孔補強筋のない試験体 NC17 では 1/133rad から 1/100rad にかけて上弦材の負担せん断力は減少しており、下弦材の負担せん断力が上昇している。貫通孔補強筋のある試験体 SC17 では貫通孔接線方向ひび割れが横切る貫通孔補強筋の引張力によりせん断力を負担することから試験体 NC17 よりも上弦材で負担できるせん断力が上昇したと推察される。

貫通孔位置で比較すると、上弦材の負担するせん断力に大きな差異はみられないものの、下弦材の負担するせん断力は貫通孔がスタブ側に行くほど減少する傾向にある。これは貫通孔がスタブ側に行くほど、載荷点から上弦材に伝達されるせん断応力の角度が小さくなることが要因と推察される。

図 5.3.3 に 1/100rad の正載荷ピーク時における上弦材および下弦材の負担する軸力を示す。全試験体ともに上弦材と下弦材で作用する軸力はほとんど一致する結果となった。弦材に作用する軸力はスタブ側に近いほど高い傾向にあり、スタブ側に貫通孔のある試験体 SR17 に作用する軸力は載荷点側に貫通孔のある試験体 SL17 に作用する軸力の 1.5 倍以上である。上弦材の負担せん断力は試験体 SL17 および SR17 にほとんど差異はみられず、軸力ほどの差異はみられないことから軸力の影響は小さいといえる。

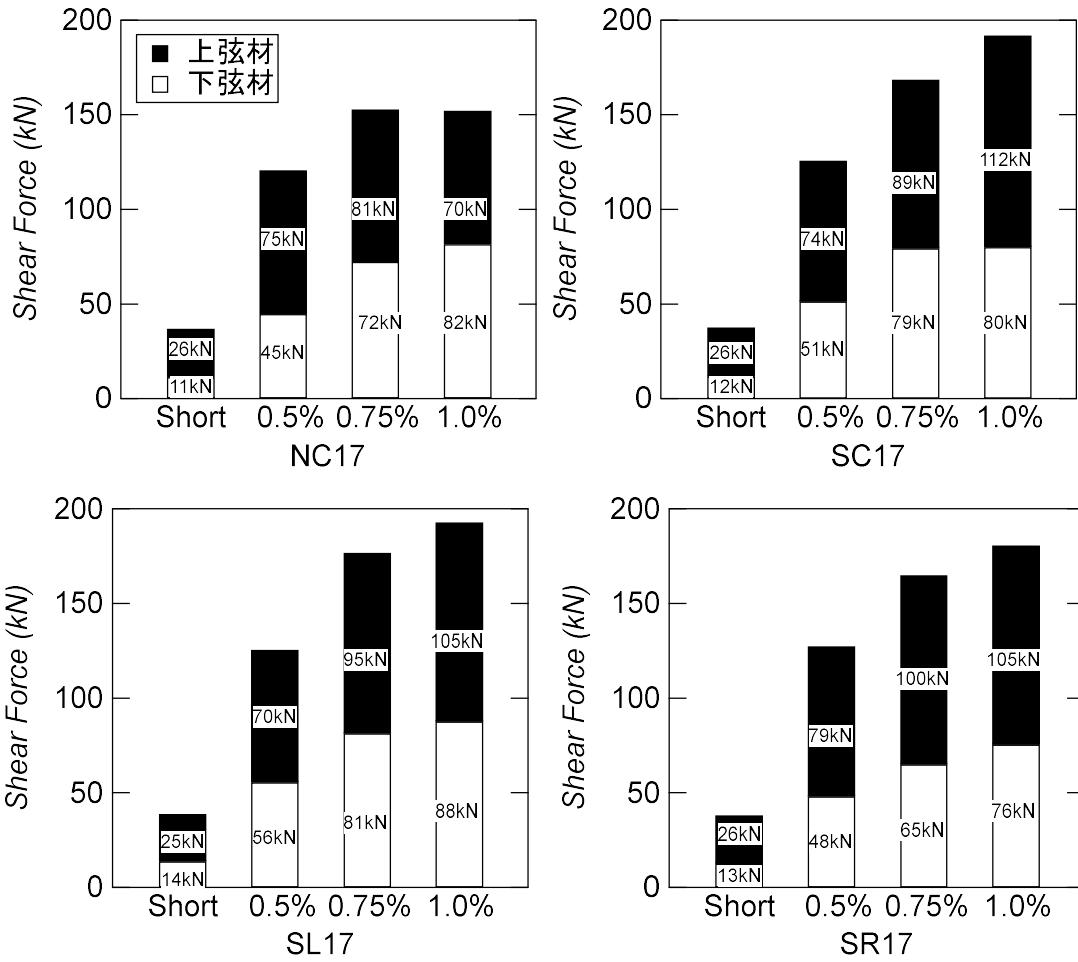


図 5.3.2 負担せん断力推移

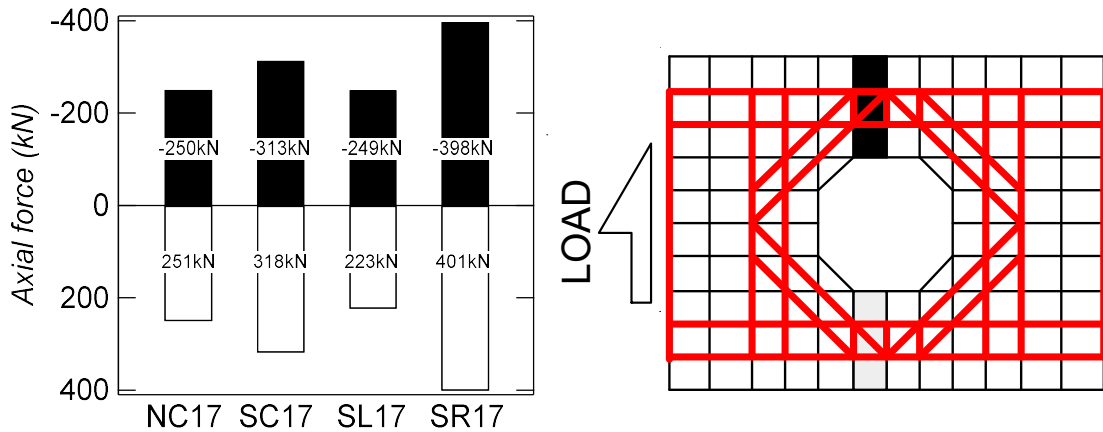


図 5.3.3 弦材の負担軸力および応力算定位置

### 5.3.3 弦材のせん断力負担分布

図 5.3.4 に負担せん断力の算定要素を、図 5.3.5 に上下弦材の負担せん断力分布を示す。同図の横軸 0 は載荷点とし、貫通孔位置を縦の実線で、補強筋を縦の点線で示している。

上弦材の負担せん断力をみると、貫通孔左端の要素から貫通孔の 1 要素右側までのせん断力はほとんど一定である。貫通孔右側ではせん断補強筋の引張力によりせん断力が梁下側に伝達されることにより上弦材の負担せん断力が低下している。

下弦材の負担せん断力をみると、貫通孔の 1 要素左側の要素から貫通孔右端までのせん断力がほとんど一定である。5.3.1 項で示したように貫通孔左側のせん断補強筋の引張力によりせん断力が伝達され下弦材の負担せん断力が上昇していることが確認できる。

以上より、上弦材では、貫通孔左端から貫通孔右側の孔際補強筋までの範囲において、下弦材では貫通孔右側の孔際補強筋から貫通孔右端までの範囲において負担せん断力はほとんど一定であることが確認された。

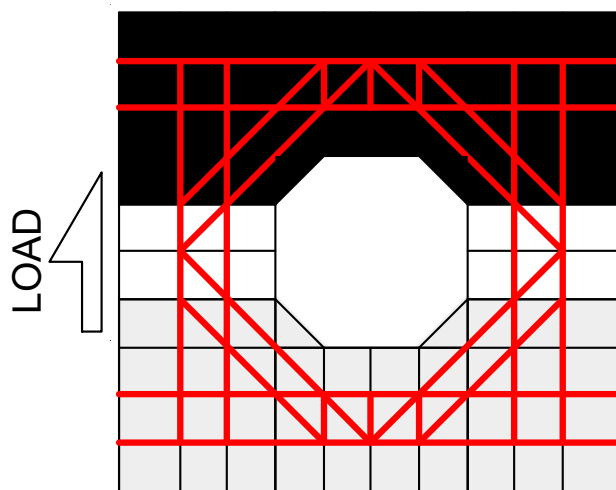


図 5.3.4 負担せん断力の算定要素

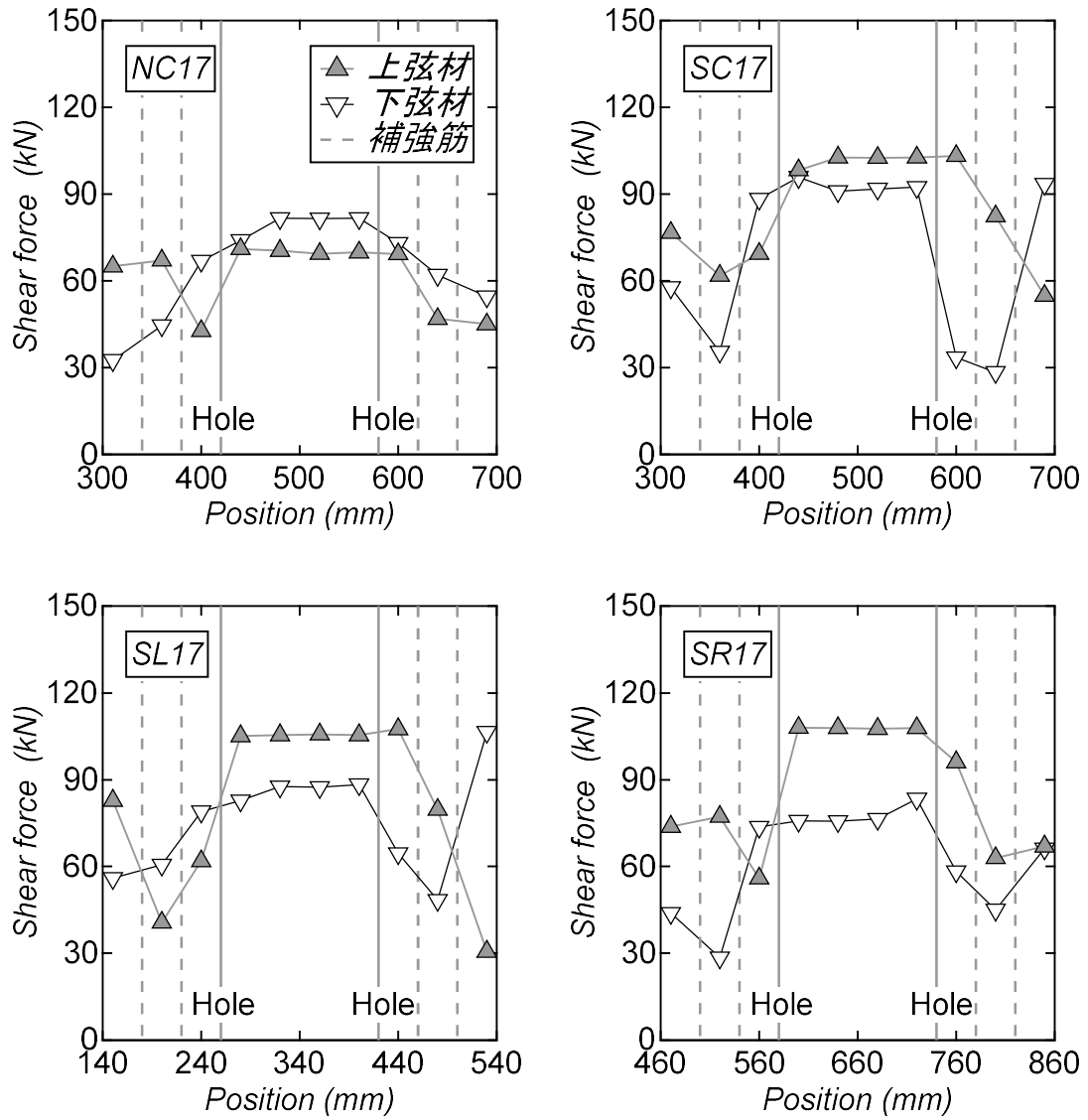


図 5.3.5 負担せん断力分布

## 5.4 FEM 解析まとめ

本章では、第 3 章の試験体を対象とした FEM 解析を実施し、解析結果を通じて、大貫通孔を有する RC 造基礎梁におけるせん断力伝達機構について考察を行った。本章より得られた知見をいかに示す。

- 1) 本章に示した解析モデルは、実験の履歴特性、ひずみの推移および貫通孔補強筋の応力推移を概ね再現可能である。
- 2) せん断応力コンターの結果から、全試験体で載荷点から上弦材を経て梁右上のスタブに向かうものと、下弦材から梁右上のスタブに向かう 2 つのせん断伝達が確認された。これは、載荷点から上弦材に伝達されるせん断力が貫通孔の孔際付近に配された鉄筋の引張力によって下弦材にせん断力が伝達されたことが要因と推察される。
- 3) 載荷点側に貫通孔のある試験体およびスタブ側に貫通孔のある試験体ではせん断伝達の区間が長い箇所においてトラス機構の様相を示した。これにより貫通孔位置に関わらず貫通孔周囲にはせん断力が集中する結果となった。
- 4) 貫通孔周辺の上下弦材における負担せん断力分布を確認した結果、上弦材では貫通孔左端から貫通孔右側の孔際補強筋までの範囲において、下弦材では貫通孔右側の孔際補強筋から貫通孔右端までの区間において負担せん断力が一定となることが確認された。

## 第 6 章

### 本研究のまとめ

## 6.1 本研究のまとめ

本研究は、せん断スパン中央部に大貫通孔が配置された RC 基礎梁のせん断伝達機構の把握を目的として静的載荷実験および有限要素法解析を実施した。本論より得られた知見を以下に示す。

- 1) 既往研究では、貫通孔径  $1/3D$  以上の梁の研究が行われているが、そのほとんどが梁スパン中央に貫通孔を設けたものである。しかし、設計上の都合により梁スパン中央に貫通孔を設けられない場合もあり、そのような場合の検討は不十分である。
- 2) 貫通孔径の異なる基礎梁における静的載荷実験ではせん断破壊した試験体は貫通孔比  $1/2.3 \sim 1/2$  に拡大すると最大耐力および変形性能が大きく低下することが確認された。
- 3) せん断破壊した試験体では貫通孔から伸びる接線方向のひび割れ拡幅に伴い耐力低下が確認された。
- 4) 貫通孔位置の異なる RC 造基礎梁の静的載荷実験において、貫通孔補強筋のある試験体では、スタブ側に貫通孔のある試験体の最大耐力は他の試験体と比べて低かった。また、載荷点側に貫通孔のある試験体の最大耐力はせん断スパン中央に貫通孔のある試験体のものと比べて低くなり、損傷状況の影響が認められた。
- 5) デジタル画像相関法から取得した試験体表面の最小主ひずみは、貫通孔上部では載荷点側の孔端と反対側の孔際補強筋位置に、貫通孔下部では孔の左下に高い最小主ひずみの発生が確認された。
- 6) 終局強度評価の結果より、せん断破壊型の試験体の最大耐力は既往の評価式では過小評価する傾向にあり精度良く評価できないことが確認された。

- 7) 本論に示した解析モデルは貫通孔位置の異なる試験体の履歴特性，ひずみの推移および貫通孔補強筋の応力推移の実験結果を再現可能である。
- 8) せん断応力コンターの結果から，全試験体ともに載荷点から上弦材に向かうものと，下弦材からスタブ右上に向かう 2 つのせん断伝達機構が確認された。また，載荷点側に貫通孔のある試験体およびスタブ側に貫通孔のある試験体においてせん断伝達の区間が内外箇所においてトラス機構の様相が確認された。これにより貫通孔位置に関わらず貫通孔周囲にせん断力が集中することが明らかとなった。
- 9) 貫通孔上下弦材の負担せん断力の推移より，貫通孔補強筋のある試験体では上弦材の負担せん断力が大きく，貫通孔補強筋のない試験体では最大耐力を記録したサイクルで下弦材の負担せん断力が上弦材のものを上回る結果となった。これは貫通孔から伸びる接線方向のひび割れが横切る貫通孔補強筋が引張力によりせん断力を負担することで上弦材の負担できるせん断力が上昇したと推察される。
- 10) 貫通孔位置で弦材の負担せん断力を比較すると，上弦材の負担状況に大きな差はみられないものの，下弦材では，貫通孔がスタブ側に行くほど減少する傾向にあった。これは，貫通孔がスタブ側に行くほど，載荷点から上弦材に伝達されるせん断応力の角度が小さくなることが要因と推察される。
- 11) 貫通孔周辺の上下弦材における負担せん断力分布を確認した結果，上弦材では貫通孔左端から貫通孔右側の孔際補強筋までの範囲において，下弦材では貫通孔右側の孔際補強筋から貫通孔右端までの区間において負担せん断力が一定となることが確認された。

## 6.2 今後の展望

本研究で未検討および未解決の事項を以下に示し、今後の課題とする。

本論では、第 3 章で示した貫通孔位置の異なる RC 基礎梁の静的載荷実験をもとに第 5 章において FEM 解析を実施し、せん断伝達機構の検討を行った。しかし、第 2 章の結果から貫通孔比を  $1/2.3$  から  $1/2$  に拡大すると最大耐力および変形性能が大きく低下することが明らかとなった。したがって、せん断スパン中央部付近に貫通孔を有する基礎梁において、貫通孔径の拡大とせん断力の低下量の関係について検討する必要があると考えられる。

第 5 章ではせん断伝達機構の考察を行った。本論では片持ち梁形式の試験体を用いているため、実際の基礎梁とは応力状況が異なる可能性がある。文献 19) より、片持ち型と逆対称型の曲げモーメント分布を受ける解析モデルの FEM 解析が行われ、最大耐力に大きな差異はみられないことが認められているものの、解析のみの研究であるため実際に実験で確認する必要がある。

本論に示した実験以外に貫通孔を材軸から梁下側にずらした試験体およびスラブがとりついた試験体を作成し実験を実施している。第 4 章より、せん断破壊した試験体の最大耐力は既往の評価式では精度良く評価できないことが明らかとなった。今後、新たな評価法の構築が必要であり、貫通孔位置および貫通孔径を適切に考慮した評価法の構築が今後の課題である。

<参考文献>

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2024
- 2) 石岡拓，清水隆，和泉信之：大口径貫通孔を有する梁部材の開口補強工法の開発，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.205-210，2012.7
- 3) 田口孝，深津尚人，井上啓，福迫浩一：RC 造基礎梁における大貫通孔補強工法の実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.40，No.2，pp.157-162，2018.7
- 4) 渋市克彦，杉本訓祥，増田安彦：FEM 解析を用いた有開口 RC 梁の構造的な性能に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.199-294，2012.6
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説，1997
- 6) 藤本一郎：鉄筋コンクリート有孔梁の研究，日本建築学会論文報告集，第 63 号，pp.593-596，昭和 34 年 10 月
- 7) 林静雄，松崎育弘，下妻泰：鉄筋コンクリート有孔梁のせん断補強に関する実験研究，コンクリート工学年次論文集，11-2，pp.87-90，1989
- 8) 市之瀬敏勝，横尾慎一：鉄筋コンクリート有孔梁のせん断設計法，コンクリート工学年次論文報告集，13-2，pp.303-308，1991
- 9) 三澤智史，香取慶一，三橋博巳，高木仁之：鉄筋コンクリート造有孔梁の開口補強方法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.277-282，2006
- 10) 斜め筋を用いて大開口を補強した RC 有孔梁の力学性状に関する研究（その 1），（その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），pp.207-210，2007.8
- 11) 松浦恒久，平野慶一，村田鉄雄，古谷祐希：大口径貫通孔を有する RC 基礎梁の開孔補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，No.2，pp.163-168，2019.7
- 12) 濱田真，太田俊也，石橋久義，成川将人：RC 梁ヒンジ域における開孔が部材性状に与える影響について，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp.331-332，2001.9
- 13) 高橋尚人，鄭家齐，西村康志郎：RC 梁のせん断耐力に及ぼす貫通孔の配置の影響に関する実験研究（その 1），（その 2），日本建築学会大会学術講演

- 梗概集（北海道）， pp.253-256， 2022.9
- 14) Ahmed A. Elansary, Aya A. Abdel Aty, Hany A. Abdalla, Mohamed H. Zawam : Shear behavior of reinforced concrete beams with web opening near supports, Structures, Vol.37, pp.1033-1041, 2022.3
- 15) Gerry Sweeney, Suhaib Salawdeh : Design of Reinforced Concrete Beams with Web Openings, Civil Engineering Research in Ireland 2020, pp.223-228
- 16) 井上啓， 富岡大岳， 田中博昭， 荒木秀夫， 佐藤立美： 中央開孔位置が上下に偏心した RC 有孔梁の性能（その 1），（その 2），（その 3）， 日本建築学会大会学術講演梗概集（関東） pp.481-486， 2015.9
- 17) 平瀬智樹， 日比野陽， 篠原保二， 林静雄： RC 造有孔梁のせん断伝達機構に関する実験研究， コンクリート工学年次論文集， Vol.33, No.2, pp.259-264, 2011.7
- 18) 高津比呂人， 南谷知輝， 三谷貴志： 斜め補強筋を用いて補強した大開孔貫通孔を有する RC 造基礎梁に関する研究， 日本建築学会構造系論文集， Vol.88, No.809, pp.1186-1196, 2023.6
- 19) 長岡紗那， 鈴木卓， 深津尚人， 田口孝： 載荷方法が大貫通孔を有する RC 基礎梁のせん断耐力に及ぼす影響， Vol.47, No.2, pp.697-702, 2025.9
- 20) 赤木大介， 柳瀬高仁， 香取慶一， 林静雄： プレストレスを導入して開孔補強した RC 造有孔梁のせん断性状， コンクリート工学年次論文集， Vol.25, No.2, pp.409-414, 2003.7
- 21) 多久和大海， 岩見遼平， 重松謙佑， 丸田誠： プレストレスコンクリート有孔梁のせん断強度に関する実験研究， コンクリート工学年次論文集， Vol.42, No.2, pp.379-385, 2020.7
- 22) 米澤健次， 松井智哉， 三原竜生， 迫田丈志： 既存 RC 梁のあと施工貫通孔の保養に関する FEM 解析， コンクリート工学年次論文集， Vol.47, No.2, pp.307-312, 2025.9
- 23) 真田靖士， 市之瀬敏勝， 高橋之， 飯塚桃子： RC 耐震壁の開口高さによる耐力低減率の検証， 日本建築学会構造系論文集， Vol.80, No.709, pp.481-490, 2015.3
- 24) 日本建築学会： 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説， 2018
- 25) 伊藤忠テクノソリューションズ（株）： FINAL
- 26) 長沼一洋： 三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係， 日本建築学会

- 構造系論文集，第 474 号，pp.163-170，1995.8
- 27) 出雲淳一，他：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，No.87，pp.107-120，1987.9
- 28) 長沼一洋，大久保雅章：繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル，日本建築学会構造系論文集，第 536 号，pp.135-142，2000.10
- 29) K. Naganuma, K. Yonezawa, O. Kurimoto and H. Eto: Simulation of Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Scaled Model Using Three-Dimensional Finite Element Method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 586, 2004.8
- 30) CEB: CEB/FIP Model Code 2010, First Complete Draft, Vol. 1, fib Bulletin No.55, 2010

### <謝辞>

本論文は、私の高知工科大学システム工学群建築・都市デザイン専攻および高知工科大学大学院工学研究科基盤工学専攻社会システム工学コース修士前期課程の3年半にわたり取り組んできた研究の成果をまとめたものです。本論文作成にあたり多くの方々にご指導・ご鞭撻を賜りました。ここに深く感謝の意を表します。

指導教員の鈴木卓准教授には、研究を通して終始丁寧かつ熱心なご指導をいただきました。研究面のみならず、人としても成長させていただき、この3年半は私にとって非常に貴重な時間となりました。心より感謝申し上げます。

副指導教員の佐藤慎司教授には、発表前に異なる視点からの確かつ細やかなご指摘をいただきました。そのおかげで、自身の研究についてより深く理解することができ、本論文がより良いものになりました。心から感謝しております。

副審査員の大内雅弘教授には、指導教員、副指導教員とともに本論文の審査をしていただきました。心より感謝申し上げます。

矢作建設工業株式会社の田口様、深津様、伊藤様につきましては共同研究という立場から、豊富な知識とご経験に基づく多くのご助言を賜りました。私自身の知識を深めるとともに、他者に分かりやすく伝えるための資料作成など、数多くの学びの機械を与えていただきました。深く感謝しております。

今井工務店の皆様には、実験に際し、鉄筋の準備から試験体の作成、移動、撤去に至るまで、多大なるご協力とご支援をいただきました。円滑に実験を進めることができたのは、皆様のご尽力のおかげであり、心から御礼申し上げます。

同研究室の後輩である長岡紗那さん、別所和真君、天野皓太君、池田和樹君、木村榛希君、古角大輝君、東村匠馬君、和田康平君、佐藤真綺くん、仙波圭野君、高橋昂大君、田所侑河君とはゼミなどでお世話になりました。皆さんのこれからの研究活動が有意義なものになるよう願っております。ありがとうございました。

最後に、私事ではありますが、6年間の大学生活を何不自由なく送ることができたのは母をはじめとする支援・応援をしてくれた家族のおかげです。心より感謝いたします

