

修士学位論文

非埋込み型 CES 柱脚の
構造性能評価法に関する研究

Structural Performance Evaluation Method
for CES Unembedded Type Column Bases

西野 天駿

2024 年 1 月

高知工科大学大学院工学研究科

<論文要旨>

本研究は、「非埋込み型 CES 柱脚の構造性能評価法に関する研究」と題し、鉄骨および繊維補強コンクリートから構成される CES 合成構造システムの主要構造部材の一つである非埋込み型 CES 柱脚の構造性能の把握を主たる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の研究を示した。既往研究に関しては「CES 構造に関する既往の研究」および「非埋込み型柱脚の構造性能に関する既往の研究」の 2 項目に分けて示した。これまでに CES 構造における非埋込み型柱脚に関する研究が行われていないことを背景に構造性能の把握を目的に実験的および解析的研究を行う必要性を示した。

第 2 章「軸力比の異なる非埋込み型 CES 柱脚の静的載荷実験」では、これまでに CES 構造における非埋込み型柱脚に関する研究が行われていないことを背景に基本的な構造性能の把握を目的に軸力比の異なる非埋込み型 CES 柱脚を対象に静的載荷実験を行い、当該部材の基本的な構造性能について検討結果を示した。実験結果より、軸力比の増大に伴い柱脚における損傷の減少、柱における損傷の増加、最大耐力の上昇および履歴性状がスリップ型から紡錘型に移行する傾向があることを示した。また、本章に示す試験体の最大耐力は一般化累加強度理論および鋼構造接合部設計指針に示される式により評価可能であることを示した。

第 3 章「軸力比の異なる非埋込み型 CES 柱脚の静的増分解析」では、第 2 章において示した軸力比の異なる非埋込み型 CES 柱脚を対象に静的増分解析を行い、提案する解析モデルの妥当性について検討結果を示した。柱をマルチスプリングモデル、柱脚を 2 つの回転ばねおよびせん断ばねに置換した解析モデルは、実験の柱脚の曲げモーメント-回転角関係、スケルトンカーブおよび履歴性状を再現できることを示した。

第 2 章に示す試験体の柱脚形式の場合、建物規模によってはベースプレートの増大による調達および施工の困難さが考えられる。そこで、第 4 章「ベースプレート下面にリブ補強を施した非埋込み型 CES 柱脚の静的載荷実験」では、ベースプレー

トの縮小のため、ベースプレート下面にリブ補強を施し、アンカーボルトを柱断面内に配置した非埋込み型 CES 柱脚を提案し静的載荷実験を行った。当該部材の基本的な構造性能、リブ補強およびアンカーボルトを柱断面内に配置することが非埋込み型 CES 柱脚の構造性能に及ぼす影響について検討結果を示した。実験結果より、リブ補強による正載荷側のみ耐力上昇、試験体側面の基礎コンクリートの掻き出しおよびベースプレートの降伏抑制が確認されたことを示した。柱断面内に配置した圧縮側アンカーボルトは柱コンクリートの曲げによる圧縮応力の負担が確認されたことを示した。また、柱脚における敷モルタルの剥離に伴い柱脚曲げ終局耐力の実験値は計算値と比べて低くなることから、柱脚の曲げ設計は余裕を見込む必要があることを示した。

第 5 章「アンカーボルトを柱断面内に配置した非埋込み型 CES 柱脚の静的増分解析」では、第 4 章において示したアンカーボルトを柱断面内に配置した非埋込み型 CES 柱脚を対象に静的増分解析を行い、提案する解析モデルの妥当性についての検討結果を示した。柱脚曲げ復元力特性は軸力が作用する場合の初期剛性およびベースプレートと敷モルタルの離間耐力を本章に示す式によりそれぞれ考慮する必要性を示した。また、柱脚曲げ復元力特性における原点から降伏点までの割線剛性は既往の研究で提案された式を基に回転剛性補正係数を 1.5 程度とすることで評価可能であった。柱にマルチスプリングモデルを適用し、上記の結論を考慮した柱脚の曲げばねから構成される非埋込み型 CES 柱脚の構造解析モデルは実験の柱脚の曲げモーメントー回転角関係、スケルトンカーブおよび履歴特性を再現できることを示した。

第 6 章「アンカーボルト配置位置の異なる非埋込み型 CES 柱脚の静的載荷実験」では、これまでの明確にされていない非埋込み型 CES 柱脚における柱脚の回転剛性の評価およびベースプレート降伏先行型の柱脚曲げ耐力評価を行うため、アンカーボルトの配置位置およびベースプレートの剛性の異なる非埋込み型 CES 柱脚の静的載荷実験を行った。当該部材の基本的な構造性能およびアンカーボルトの配置位置およびベースプレートの剛性の違いが非埋込み型 CES 柱脚の構造性能に及ぼす影響についての検討結果を示した。ベースプレートの降伏が確認された試験体では、引張側フランジ付近のベースプレートの浮上がりが顕著であった。ベースプレート下面のリブ補強によるベースプレート剛性の増大およびアンカーボルト間距離の増大に伴う柱脚回転剛性の増加が確認されたことを示した。柱脚の回転剛性は鋼構造接合部設計指針に示され

る式中の d_c を柱図心から柱コンクリート縁間距離とすることで実験結果を評価可能であることを示した。しかしながら、ベースプレートの降伏耐力がアンカーボルトの降伏耐力よりも低い場合は注意が必要であることを示した。また、本章に示す耐力評価法は非埋込み型 CES 柱脚の最大耐力を評価可能であることを示した。

<Abstract>

This research, titled "Structural Performance Evaluation Method for CES Unembedded Type Column Bases," is an experimental and analytical study aimed primarily at understanding the structural performance of CES unembedded type column bases, one of the main structural components of CES composite structure systems composed of steel and fiber-reinforced concrete.

In Chapter 1, "Introduction," the background and objectives of this study were presented, along with a review of relevant previous research. Previous studies were categorized into two sections: "Previous Studies on CES Structures" and "Previous Studies on the Structural Performance of CES Unembedded Type Column Bases." It was highlighted that no prior research had been conducted on CES unembedded type column bases. This underscored the necessity to conduct experimental and analytical research with the aim of understanding the structural performance.

In Chapter 2, "Static Loading Experiment of CES Unembedded Type Column Bases with Different Axial Force Ratios," static loading experiments were conducted on CES unembedded type column bases with different axial force ratios. Given the absence of prior research on CES unembedded type column bases, the aim was to grasp the fundamental structural performance. The experimental results were presented to examine the basic structural performance of these members. The experimental results indicated that with an increase in axial force ratio, there was a decrease in damage to the column base, an increase in damage to the column, an increase in maximum capacity, and a transition in the hysteretic behavior from slip-type to spindle-type. Furthermore, it was demonstrated in this chapter that the maximum capacity of the specimens presented can be evaluated using the equations provided in the generalized cumulative strength theory and the design guidelines for steel structure joints.

In Chapter 3, "Static Incremental Analysis of CES Unembedded Type Column Bases with Different Axial Force Ratios," static incremental analysis was conducted on CES unembedded type column bases with varying axial force ratios presented in Chapter 2. The

results of the analysis were presented to examine the validity of the proposed analytical model. The analytical model, which replaces the column with a multi-spring model and the column base with two rotational springs and shear springs, demonstrated the ability to reproduce the bending moment-rotation relationship of the experimental column bases, as well as the skeleton curve and hysteretic behavior.

In the case of the column base configuration presented in Chapter 2, it is conceivable that the difficulty of procurement and construction may increase due to the enlargement of the base plate, depending on the size of the building. In Chapter 4, "Static Loading Experiment of CES Unembedded Type Column Bases with Rib Reinforcement on the Bottom Surface of the Base Plate," a static loading experiment was conducted on CES unembedded type column bases. To reduce the size of the base plate, rib reinforcement was applied to the bottom surface of the base plate, and anchor bolts were positioned within the column cross-section. The results presented an examination of the basic structural performance of the member, as well as the impact of rib reinforcement and positioning anchor bolts within the column cross-section on the structural performance of CES unembedded type column bases. The experimental results indicated an increase in capacity only on the positive loading side due to rib reinforcement. Additionally, it was shown that the rib reinforcement helped prevent the excavation of foundation concrete on the specimen's side and suppressed the yielding of the base plate. It was demonstrated that the anchor bolts placed on the compression side within the column cross-section bore the compressive stress induced by the bending of the column concrete. Furthermore, it was indicated that the experimental values of the ultimate bending capacity of the column base decreased compared to the calculated values due to the detachment of the bedding mortar in the column base. This suggests that a margin should be anticipated in the design of column base bending.

In Chapter 5, "Static Incremental Analysis of CES Unembedded Type Column Bases with Anchor Bolts Positioned within the Column Cross-Section," static incremental analysis was conducted on CES unembedded type column bases with anchor bolts positioned within the column cross-section, as presented in Chapter 4. The results of the analysis were presented to examine the validity of the proposed analytical model. The need to consider the initial stiffness in the case of axial force application and the separation resistance

between the base plate and bedding mortar for the column base bending restoring force characteristics was demonstrated in this chapter using the equations presented. Furthermore, it was possible to evaluate the secant stiffness from the origin to the yield point in the column base bending restoring force characteristics by applying a rotation stiffness correction factor of approximately 1.5 to the equation proposed in previous studies. The structural analysis model of CES unembedded type column bases, constructed using bending springs for the column base considering the conclusions mentioned above and applying a multi-spring model to the column, demonstrated the ability to reproduce the bending moment-rotation relationship, skeleton curve, and hysteretic characteristics observed in the experimental column bases.

In Chapter 6, "Static Loading Experiment of CES Unembedded Type Column Bases with Different Anchor Bolt Placement," static loading experiments were conducted on CES unembedded type column bases with different anchor bolt placement positions and varying base plate stiffness. This was done to evaluate the rotational stiffness of CES unembedded type column bases, which had not been clearly defined previously, and to assess the yield-preceding behavior of column base bending strength. The results presented an examination of the basic structural performance of the member, as well as the impact of differences in anchor bolt placement positions and base plate stiffness on the structural performance of CES unembedded type column bases. In the specimens where base plate yielding was observed, significant uplift of the base plate near the tension flange was notable. It was demonstrated that the increase in base plate stiffness due to rib reinforcement on the bottom surface of the base plate and the increase in column base rotational stiffness due to the greater spacing between anchor bolts were confirmed. It was demonstrated that the rotational stiffness of the column base can be evaluated using the experimental results by setting d_c in the equation provided in the design guidelines for steel structure joints as the distance between the column centroid and the edge of the column concrete. However, it was highlighted that caution is necessary when the yield strength of the base plate is lower than that of the anchor bolts. Furthermore, the capacity evaluation method presented in this chapter demonstrated the ability to evaluate the maximum capacity of CES unembedded type column bases.

<本研究に関する既発表論文>

1. 西野天駿, 鈴木卓: CES 露出柱脚の静的載荷実験および構造解析モデル, コンクリート工学年次論文集, Vol.44, No.2, pp.751-756, 2022.7
2. 西野天駿, 鈴木卓: 軸力比の異なる CES 露出柱脚の構造性能に関する研究
(その 1) 実験概要および実験結果, 日本建築学会四国支部研究報告集, Vol.22, pp.5-6, 2022.5
3. 西野天駿, 鈴木卓: 軸力比の異なる CES 露出柱脚の構造性能に関する研究
(その 2) 実験概要および実験結果, 日本建築学会四国支部研究報告集, Vol.22, pp.7-8, 2022.5
4. 鈴木卓, 西野天駿: 非埋込み型 CES 柱脚の構造性能に関する研究
(その 1) 軸力比の異なる試験体の実験概要と実験結果, 日本建築学会大会学術講演便覧集 (北海道), 構造III, pp.1237-1238, 2022.9
5. 西野天駿, 鈴木卓: 非埋込み型 CES 柱脚の構造性能に関する研究
(その 2) 応力分布および終局耐力計算, 日本建築学会大会学術講演便覧集 (北海道), 構造III, pp.1239-1240, 2022.9
6. 西野天駿, 鈴木卓: 非埋込み型 CES 柱脚の構造性能に及ぼすベースプレート下面リブの影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.45, No.2, pp.691-696, 2023.7
7. 西野天駿, 岡崎風太, 鈴木卓: ベースプレート下面にリブ補強を施した非埋込み型 CES 柱脚の構造性能に関する研究 (その 1) 実験概要, リブおよびベースプレートの設計, 日本建築学会四国支部研究報告集, Vol.23, pp.29-30, 2023.5
8. 岡崎風太, 西野天駿, 鈴木卓: ベースプレート下面にリブ補強を施した非埋込み型 CES 柱脚の構造性能に関する研究 (その 2) 実験結果および終局耐力計算, 日本建築学会四国支部研究報告集, Vol.23, pp.31-32, 2023.5
9. 西野天駿, 鈴木卓: 非埋込み型 CES 柱脚の構造性能に関する研究
(その 3) ベースプレート下面にリブ補強を施した試験体の静的載荷実験, 日本建築学会大会学術講演便覧集 (近畿), 構造III, 2023.9
10. 西野天駿, 鈴木卓: 非埋込み型 CES 柱脚の終局耐力評価および構造解析モデル, 第 15 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム, pp.258-265, 2023.11

<本研究に関する査読中論文>

2024年1月17日現在

1. 西野天駿，鈴木卓：アンカーボルトを柱内側に配置した非埋込み型 CES 柱脚の構造解析モデル，日本建築学会構造系論文集
2. 西野天駿，鈴木卓：アンカーボルト配置位置が非埋込み型 CES 柱脚の構造性能に及ぼす影響，コンクリート工学会年次論文集
3. 渡会駿，西野天駿，鈴木卓：破壊モードの異なる非埋込み型 CES 柱脚の耐力評価に関する研究（その 1）実験概要および破壊性状，日本建築学会四国支部研究報告集
4. 渡会駿，西野天駿，鈴木卓：破壊モードの異なる非埋込み型 CES 柱脚の耐力評価に関する研究（その 2）実験結果および終局耐力計算，日本建築学会四国支部研究報告集

非埋込み型 CES 柱脚の構造性能評価法に関する研究

Structural Performance Evaluation Method for CES Unembedded Type Column Bases

<目次>

<論文要旨>	I
<Abstract>	IV
<本研究に関する既発表論文>	VII
<本研究に関する査読中論文>	VIII
<目次>	IX
<図表目次>	XIV

第 1 章 序論

1.1 研究の背景と目的	- 1 -
1.2 CES 構造部材に関する既往の研究	
1.2.1 高靱性型セメント材料を用いた鉄筋コンクリート構造柱の復元力特性に関する実験的研究	- 4 -
1.2.2 繊維補強コンクリートを用いた鉄骨コンクリート合成構造柱の構造性能に関する実験的研究	- 6 -
1.2.3 高軸力を受ける繊維補強コンクリート-鋼合成構造柱の構造性能に関する研究	- 7 -
1.2.4 シアスパン比が異なる CES 柱の静的載荷実験	- 9 -
1.2.5 H 型鉄骨を内蔵した CES 柱の MS モデルを用いた構造解析モデル	- 11 -
1.2.6 CES 梁の構造性能に関する実験的研究	- 13 -
1.2.7 鉄骨コンクリート造柱梁接合部の構造性能に関する基礎研究	- 14 -
1.2.8 スラブ付き CES 造柱梁接合部の静的加力実験	- 16 -
1.2.9 CES 造耐震壁の構造性能に及ぼす壁筋の定着状態の影響	- 18 -
1.2.10 CES 埋込み柱脚の構造性能に及ぼす埋込み深さ比の影響	- 20 -
1.3 非埋込み型柱脚の構造性能に関する既往の研究	
1.3.1 露出型柱脚の復元力特性に関する実験的研究	- 22 -
1.3.2 鋼構造露出型柱脚の強度と変形	- 24 -
1.3.3 露出柱脚の弾性回転剛性について	- 25 -

1.3.4	複合型露出柱脚の性能確認のための実大実験に関する研究	- 26 -
1.3.5	ベースプレート下面側にリブ補強を施した鉄骨造露出型柱脚の構造性能	- 28 -
	-	
1.3.6	SRC 構造非埋め込み形柱脚の終局耐力と変形性能	- 29 -
1.3.7	すべり破壊を生ずる SRC 構造非埋込み形柱脚のせん断挙動と終局耐力	- 31 -
1.3.8	鉄骨コンクリート構造非埋込み形柱脚の力学特性に関する実験的研究	- 33 -
1.3.9	鉄骨コンクリート構造露出型柱脚の復元力特性に関する研究	- 35 -
1.3.10	Exposed column base plate connections in moment frames —Simulations and behavioral insights	- 37 -

第2章 軸力比の異なる非埋込み型 CES 柱脚の静的載荷実験

2.1	はじめに	- 39 -
2.2	実験概要	
2.2.1	試験体概要	- 40 -
2.2.2	材料特性	- 44 -
2.2.3	載荷計画	- 46 -
2.2.4	計測計画	- 48 -
2.3	実験結果	
2.3.1	破壊性状およびせん断力—変形角関係	- 50 -
2.3.2	変形成分	- 59 -
2.3.3	フランジおよびアンカーボルトの応力分布	- 65 -
2.4	耐力評価	
2.4.1	終局耐力評価	- 69 -
2.4.2	耐力計算と実験結果の比較	- 72 -
2.5	まとめ	- 74 -

第3章 軸力比の異なる非埋込み型 CES 柱脚の静的増分解析

3.1	はじめに	- 75 -
3.2	構造解析モデル	
3.2.1	モデル化	- 75 -
3.2.2	柱部の復元力特性モデル	- 76 -
3.2.3	柱脚せん断ばね復元力特性モデル	- 78 -

3.2.4	柱脚回転ばね復元力特性	- 79 -
3.3	実験結果と解析結果の比較	
3.3.1	柱脚の曲げモーメント一回転角関係	- 81 -
3.3.2	スケルトンカーブ	- 83 -
3.3.3	履歴特性	- 85 -
3.4	まとめ	- 87 -

第4章 ベースプレート下面にリブ補強を施した非埋込み型 CES 柱脚の静的載荷実験

4.1	はじめに	- 89 -
4.2	実験概要	
4.2.1	試験体概要	- 90 -
4.2.2	リブおよびベースプレートの設計	- 95 -
4.2.3	材料特性	- 96 -
4.2.4	載荷計画	- 97 -
4.2.5	計測方法	- 99 -
4.3	実験結果	
4.3.1	破壊性状およびせん断力一部材角関係	- 101 -
4.3.2	変形成分	- 107 -
4.3.3	フランジおよびアンカーボルトの応力分布	- 112 -
4.3.4	圧縮側アンカーボルトの応力推移	- 114 -
4.3.5	ベースプレート上面の応力分布	- 116 -
4.3.6	リブの応力分布	- 119 -
4.4	耐力評価	
4.4.1	曲げひび割れ強度	- 122 -
4.4.2	曲げ降伏耐力	- 122 -
4.4.3	終局耐力	- 123 -
4.4.4	耐力計算と実験結果の比較	- 126 -
4.5	まとめ	- 129 -

第5章 柱断面内にアンカーボルトを配置した非埋込み型 CES 柱脚の静的増分解析

5.1	はじめに	- 131 -
5.2	構造解析モデル	
5.2.1	モデル化.....	- 132 -
5.2.2	柱部の復元力特性モデル.....	- 133 -
5.2.3	柱脚の復元力特性モデル.....	- 135 -
5.3	実験結果と解析結果の比較	
5.3.1	柱脚の曲げモーメントー回転角関係	- 137 -
5.3.2	スケルトンカーブ.....	- 139 -
5.3.3	履歴特性.....	- 141 -
5.4	まとめ.....	- 143 -
第 6 章 アンカーボルト配置位置の異なる非埋込み型 CES 柱脚の静的載荷実験		
6.1	はじめに	- 145 -
6.2	実験概要	
6.2.1	試験体概要.....	- 146 -
6.2.2	リブおよびベースプレートの設計.....	- 155 -
6.2.3	材料特性.....	- 157 -
6.2.4	載荷計画.....	- 159 -
6.2.5	計測計画.....	- 161 -
6.3	実験結果	
6.3.1	破壊性状およびせん断力ー変形角関係.....	- 165 -
6.3.2	変形性状.....	- 173 -
6.3.3	フランジおよびアンカーボルトの応力分布	- 179 -
6.3.4	ベースプレートの応力分布	- 182 -
6.3.5	柱脚の曲げモーメントー回転角関係	- 184 -
6.4	耐力評価	
6.4.1	終局耐力評価.....	- 186 -
6.4.4	耐力計算と実験結果の比較.....	- 191 -
6.5	まとめ.....	- 192 -
第 7 章 本研究のまとめ		
7.1	研究結果のまとめ.....	- 193 -

7.2 今後の課題.....	- 195 -
<参考文献>.....	- 196 -
<謝辞>.....	- 199 -
<記号>.....	- 200 -

<図表目次>

図 1.1.1	SRC 構造の着工数推移 ²⁾	- 1 -
図 1.1.2	CES 構造の概要	- 2 -
表 1.2.1	試験体一覧	- 4 -
図 1.2.1	試験体形状例	- 5 -
図 1.2.2	荷重変形関係	- 5 -
図 1.2.3	最終破壊性状	- 5 -
表 1.2.2	試験体一覧	- 6 -
図 1.2.4	最終破壊性状	- 6 -
図 1.2.5	試験体形状	- 7 -
図 1.2.6	最終破壊性状	- 7 -
図 1.2.7	せん断力－水平変形関係	- 8 -
図 1.2.8	試験体形状	- 9 -
表 1.2.3	試験体一覧	- 9 -
図 1.2.9	最終破壊性状	- 10 -
図 1.2.10	水平荷重－水平変形関係	- 10 -
図 1.2.11	解析モデル	- 11 -
図 1.2.12	材料構成則およびせん断ばね復元力特性	- 11 -
図 1.2.13	実験結果および解析結果のスケルトンカーブの比較	- 12 -
図 1.2.14	実験結果および解析結果の履歴特性の比較	- 12 -
表 1.2.4	試験体一覧	- 13 -
図 1.2.15	試験体詳細図	- 13 -
表 1.2.5	試験体一覧	- 14 -
図 1.2.16	試験体形状	- 14 -
図 1.2.17	最終破壊性状	- 14 -
図 1.2.18	荷重－変形角関係	- 15 -
図 1.2.19	累加強度理論による計算値	- 15 -
表 1.2.6	試験体概要	- 16 -
図 1.2.20	試験体形状	- 16 -
図 1.2.21	最終破壊性状	- 17 -
図 1.2.22	荷重－変形関係	- 17 -

表 1.2.7	計算耐力および実験結果	- 17 -
図 1.2.23	一般化累加強度理論による Q-N 曲線	- 17 -
表 1.2.8	試験体一覧	- 18 -
表 1.2.9	部材断面詳細	- 18 -
図 1.2.24	試験体形状	- 18 -
図 1.2.25	最終破壊性状	- 19 -
図 1.2.26	せん断力一部材角関係	- 19 -
表 1.2.10	計算耐力および実験結果	- 19 -
表 1.2.11	試験体一覧	- 20 -
図 1.2.27	試験体形状	- 21 -
図 1.2.28	最終破壊性状	- 21 -
図 1.2.29	せん断力一部材角関係	- 21 -
表 1.2.12	計算耐力および実験結果	- 21 -
図 1.3.1	試験体形状	- 22 -
表 1.3.1	試験体リスト	- 22 -
図 1.3.2	柱脚部の形状	- 22 -
図 1.3.3	P- δ 関係	- 23 -
表 1.3.2	試験体諸元	- 26 -
図 1.3.4	ベースプレートの構成概念図	- 27 -
図 1.3.5	試験体形状・寸法	- 27 -
図 1.3.6	M- θ 関係	- 27 -
表 1.3.3	試験体一覧	- 28 -
図 1.3.7	ベースプレートの形状	- 28 -
表 1.3.4	実験変数	- 29 -
図 1.3.8	試験体断面一覧	- 29 -
図 1.3.9	最終ひび割れ状況	- 30 -
図 1.3.10	荷重-変形関係	- 30 -
表 1.3.5	試験体一覧	- 31 -
図 1.3.11	試験体断面	- 31 -
図 1.3.12	Q- δ 関係	- 32 -
図 1.3.13	せん断耐力式の精度評価	- 32 -
表 1.3.6	試験体一覧	- 33 -

図 1.3.14	試験体形状	- 33 -
図 1.3.15	最終破壊性状	- 34 -
図 1.3.16	履歴曲線	- 34 -
図 1.3.17	復元力特性モデル	- 35 -
図 1.3.18	M- θ 関係	- 36 -
表 2.2.1	試験体概要	- 41 -
図 2.2.1	試験体形状	- 41 -
図 2.2.2	試験体鉄骨および AB 配置状況	- 42 -
図 2.2.3	スタブ配筋状況	- 43 -
表 2.2.2	コンクリートの材料特性	- 44 -
表 2.2.3	鋼材の材料特性	- 45 -
表 2.2.4	ビニロンファイバーの力学的性質	- 45 -
図 2.2.4	荷重装置	- 46 -
写真 2.2.1	試験体設置状況	- 47 -
図 2.2.5	加力サイクル	- 47 -
図 2.2.6	ひずみゲージ取り付け位置（全試験体共通）	- 48 -
図 2.2.7	変位計計測位置	- 49 -
図 2.3.1	荷重装置の特性による P- δ 効果	- 50 -
図 2.3.2(a)	せん断力-変形角関係	- 51 -
図 2.3.3(a)	試験体 E0 R=1/20 rad 損傷状況	- 52 -
図 2.3.2(b)	せん断力-変形角関係	- 53 -
図 2.3.3(b)	試験体 E1 R=1/20 rad 損傷状況	- 54 -
図 2.3.2(c)	せん断力-変形角関係	- 55 -
図 2.3.3(c)	試験体 E2 R=1/20 rad 損傷状況	- 56 -
図 2.3.2(d)	せん断力-変形角関係	- 57 -
図 2.3.2(d)	試験体 EV R=1/20 rad 損傷状況	- 58 -
図 2.3.3	変位計取り付け状況	- 59 -
図 2.3.4(a)	試験体 E0 変形成分の履歴性状	- 61 -
図 2.3.4(b)	試験体 E1 変形成分の履歴性状	- 62 -
図 2.3.4(c)	試験体 E2 変形成分の履歴性状	- 63 -
図 2.3.4(d)	試験体 EV 変形成分の履歴性状	- 64 -
図 2.3.5(a)	AB およびフランジの応力分布図（試験体 E0）	- 66 -

図 2.3.5(b)	AB およびフランジの応力分布図 (試験体 E1)	- 66 -
図 2.3.5(c)	AB およびフランジの応力分布図 (試験体 E2)	- 67 -
図 2.3.5(d)	AB およびフランジの応力分布図 (試験体 EV)	- 67 -
図 2.3.6	アンカーボルトおよびフランジの応力分布図 (試験体 EV)	- 68 -
図 2.4.1	一般化累加強度理論による CES 柱の N-M 相関関係	- 69 -
図 2.4.2	一般化累加強度理論による非埋込み型柱脚の N-M 相関関係	- 70 -
表 2.4.1	終局耐力計算結果一覧	- 73 -
図 2.4.3	N-Q 相関関係	- 73 -
図 3.2.1	解析モデル	- 76 -
図 3.2.2	MS 要素のメッシュ分割	- 76 -
図 3.2.3	材料構成則	- 77 -
図 3.2.4	柱脚せん断ばね復元力特性	- 78 -
図 3.2.5	柱脚回転ばねの復元力特性	- 80 -
図 3.3.1	柱脚曲げモーメント一回転角関係の比較	- 81 -
図 3.3.2	実験結果および解析結果のスケルトンカーブの比較	- 83 -
図 3.3.3	実験結果および解析結果の履歴特性の比較	- 85 -
表 4.2.1	試験体概要	- 91 -
図 4.2.1	試験体形状	- 91 -
図 4.2.2	試験体鉄骨および AB 配置状況 (試験体 N0)	- 92 -
図 4.2.3	スタブ配筋状況	- 94 -
図 4.2.4	BP の応力分布および曲げモーメント分布	- 95 -
図 4.2.5	試験体 A0,A1 の柱脚部形状および寸法	- 95 -
表 4.2.2	コンクリートの材料特性	- 96 -
表 4.2.3	鋼材の材料特性	- 96 -
表 4.2.4	ビニロンファイバーの力学的性質	- 96 -
図 4.2.6	載荷装置	- 97 -
写真 4.2.1	試験体設置状況	- 98 -
図 4.2.7	加力サイクル	- 98 -
図 4.2.8	ひずみゲージ取り付け位置 (全試験体共通)	- 99 -
図 4.2.9	変位計計測位置	- 100 -
図 4.3.1(a)	試験体 N0 せん断力-変形角関係	- 101 -
図 4.3.2(a)	試験体 N0 R=1/20 rad 損傷状況	- 102 -

図 4.3.1(b)	試験体 A0 せん断力－変形角関係	- 103 -
図 4.3.2(b)	試験体 A0 R=1/20 rad 損傷状況	- 104 -
図 4.3.1(c)	試験体 A1 せん断力－変形角関係	- 105 -
図 4.3.2(c)	試験体 A1 R=1/20 rad 損傷状況	- 106 -
図 4.3.3	変位計取り付け状況	- 107 -
図 4.3.4(a)	試験体 N0 変形成分の履歴性状	- 109 -
図 4.3.4(b)	試験体 A0 変形成分の履歴性状	- 110 -
図 4.3.4(c)	試験体 A1 変形成分の履歴性状	- 111 -
図 4.3.5(a)	AB およびフランジの応力分布図 (試験体 N0)	- 112 -
図 4.3.5(b)	AB およびフランジの応力分布図 (試験体 A0)	- 113 -
図 4.3.5(c)	AB およびフランジの応力分布図 (試験体 A1)	- 113 -
図 4.3.6	圧縮側 AB の応力推移	- 115 -
図 4.3.7	圧縮側 AB の応力状態	- 115 -
図 4.3.8	X 軸方向における BP の応力分布図	- 117 -
図 4.3.9	Y 軸方向における BP の応力分布図	- 118 -
図 4.3.10(a)	リブの応力分布 (正載荷)	- 120 -
図 4.3.10(b)	リブの応力分布 (負載荷)	- 121 -
表 4.4.1	実験結果一覧	- 122 -
図 4.4.1	一般化累加強度理論による CES 柱の N-M 相関関係	- 123 -
図 4.4.2	一般化累加強度理論による非埋込み型柱脚の N-M 相関関係	- 124 -
表 4.4.2	曲げひび割れ強度計算結果一覧	- 127 -
表 4.4.3	曲げ降伏耐力計算結果一覧	- 127 -
表 4.4.4	終局耐力計算結果一覧	- 127 -
図 4.4.3	N-Q 相関関係(修正前)	- 127 -
写真 4.4.1	実験後柱脚破壊性状	- 128 -
図 4.4.4	柱脚に作用する外力と反力	- 128 -
図 4.4.5	N-Q 相関関係 (修正後)	- 128 -
図 5.2.1	解析モデル	- 132 -
図 5.2.2	MS 要素のメッシュ分割	- 132 -
図 5.2.3	材料構成則	- 134 -
図 5.2.4	柱脚曲げばねの曲げモーメント－回転角関係	- 136 -
図 5.3.1	柱脚曲げモーメント－回転角関係の比較	- 137 -

図 5.3.2	実験結果および解析結果のスケルトンカーブの比較	- 139 -
図 5.3.3	実験結果および解析結果の履歴特性の比較	- 141 -
表 6.2.1	試験体概要	- 146 -
図 6.2.1(a)	試験体形状 (N350,A350)	- 147 -
図 6.2.1(b)	試験体形状 (N500,A500)	- 148 -
図 6.2.2(a)	試験体鉄骨および AB 配置状況 (試験体 N350)	- 149 -
図 6.2.2(b)	試験体鉄骨および AB 配置状況 (試験体 A350)	- 150 -
図 6.2.2(c)	試験体鉄骨および AB 配置状況 (試験体 N500)	- 151 -
図 6.2.2(d)	試験体鉄骨および AB 配置状況 (試験体 A500)	- 152 -
図 6.2.3(a)	スタブ配筋状況 (N350,A350)	- 153 -
図 6.2.3(b)	スタブ配筋状況 (N500,A500)	- 154 -
図 6.2.4	BP の想定荷重および曲げモーメント分布	- 155 -
図 6.2.5	試験体 A350, A500 の柱脚部形状および寸法	- 156 -
表 6.2.2	コンクリートの材料特性	- 157 -
表 6.2.3	鋼材の材料特性	- 158 -
表 6.2.4	ビニロンファイバーの力学的性質	- 158 -
図 6.2.6	載荷装置	- 159 -
写真 6.2.1	試験体設置状況	- 160 -
図 6.2.7	加力サイクル	- 160 -
図 6.2.8(a)	ひずみゲージ取り付け位置 (試験体 N350, A350)	- 162 -
図 6.2.8(b)	ひずみゲージ取り付け位置 (試験体 N500, A500)	- 163 -
図 6.2.9(a)	変位計計測位置 (N350,A350)	- 164 -
図 6.2.9(b)	変位計計測位置 (N350,A350)	- 164 -
図 6.3.1(a)	試験体 N350 せん断力-変形角関係	- 165 -
図 6.3.2(a)	試験体 N350 $R=1/20$ rad 損傷状況	- 166 -
図 6.3.1(b)	試験体 A350 せん断力-変形角関係	- 167 -
図 6.3.2(b)	試験体 A350 $R=1/20$ rad 損傷状況	- 168 -
図 6.3.1(c)	試験体 N500 せん断力-変形角関係	- 169 -
図 6.3.2(c)	試験体 N500 $R=1/25$ rad 損傷状況	- 170 -
図 6.3.1(d)	試験体 N500 せん断力-変形角関係	- 171 -
図 6.3.2(d)	試験体 A500 $R=1/25$ rad 損傷状況	- 172 -
図 6.3.3	変位計取り付け状況	- 173 -

図 6.3.4(a)	試験体 N350 変形成分の履歴性状	- 175 -
図 6.3.4(b)	試験体 A350 変形成分の履歴性状	- 176 -
図 6.3.4(c)	試験体 N500 変形成分の履歴性状	- 177 -
図 6.3.4(d)	試験体 A500 変形成分の履歴性状	- 178 -
図 6.3.5(a)	AB およびフランジの応力分布図 (試験体 N350)	- 180 -
図 6.3.5(b)	AB およびフランジの応力分布図 (試験体 A350)	- 180 -
図 6.3.5(c)	AB およびフランジの応力分布図 (試験体 N500)	- 181 -
図 6.3.5(d)	AB およびフランジの応力分布図 (試験体 A500)	- 181 -
図 6.3.6	ベースプレート上面の応力分布図.....	- 183 -
図 6.3.7	柱脚の曲げモーメント-回転角関係.....	- 185 -
図 6.3.8	変位計取り付け状況.....	- 185 -
図 6.4.1	一般化累加強度理論による CES 柱の N-M 相関関係	- 186 -
図 6.4.2	一般化累加強度理論による非埋込み型柱脚の N-M 相関関係.....	- 188 -
図 6.4.3	BP の変形状態	- 189 -
表 6.4.1	終局耐力計算結果一覧	- 191 -

第 1 章 序論

1.1 研究の背景と目的

本研究の対象としている CES 構造とは、Concrete Encased Steel 構造の略であり、繊維補強コンクリート（以下、FRC）および鉄骨から構成される新しい構造形式であり、高い耐震性と経済性を有する建物の実現を目指すものである¹⁾。

地震の多い我が国における現在の耐震基準では、震度 6 強～7 程度の大規模地震で倒壊・崩壊しないことの検証を行うことが定められおり、海外に比べて高い耐震性能が求められている。

鉄骨鉄筋コンクリート構造（以下、SRC 構造）は鉄骨、鉄筋およびコンクリートから構成される合成構造であり我国において開発されたものである。鉄筋コンクリート構造（以下、RC 構造）と比べると、鉄骨が配されていることにより耐力・変形性能の確保がしやすいという利点がある。そのため、SRC 構造は大規模建物や中高・超高層建物に採用されてきた。しかしながら、1990 年代初期より超高層 RC 造やコンクリート充填鋼管（CFT）構造等の開発されてきた。高強度コンクリートの製造・施工技術が飛躍的に向上したことおよび SRC 構造建築物自体の設計・施工の複雑さに伴うコスト高、工期の長期化の問題により着工数は年々減少傾向にある（図 1.1.1）。一方で、1995 年の兵庫県南部地震において明らかにされたように、SRC 造建物の耐震性能は他の建築構造に比して卓抜していた。

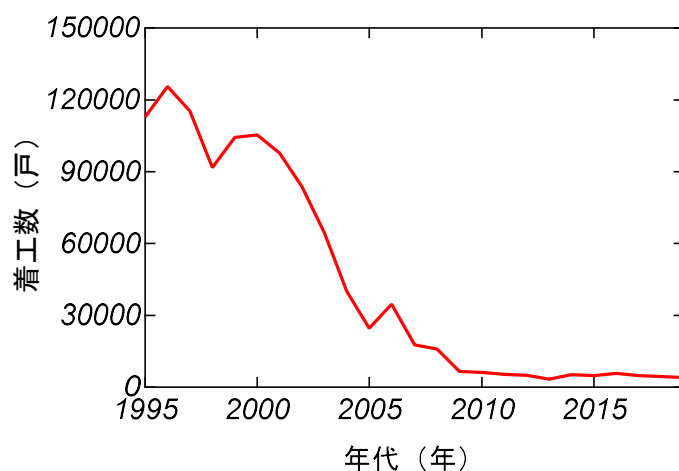


図 1.1.1 SRC 構造の着工数推移²⁾

そこで SRC 構造における高耐震性の特徴を生かし、より施工性に優れた建築構造システムを開発することを目的として、2001 年に CES 構造柱に関する研究が実施され、以後、梁、柱梁接合部、耐震壁および平面フレームなど、CES 部材および架構に関する研究が継続的に行われるようになった。

CES 構造は、鉄骨に FRC のみを打設しただけの簡単な構造であり、SRC 構造と比べて鉄筋工事が不要なため、施工性の簡略化に伴う工期の短縮およびコスト削減が期待できる（図 1.1.2）。また、CES 部材は耐久性上のかぶりを確保できる範囲で鉄骨断面を大きくとることができるため、同一荷重に対して SRC 部材に比べて断面を小さく設計することが可能である。

中高層建物への適用を視野に入れた CES 構造では、上部構造の性能を発揮するために上部構造および基礎構造を接続する柱脚に高い耐震性能が求められる。

内蔵鉄骨を有する CES 構造の柱脚では、柱鉄骨を基礎構造へ埋込んだ埋込み型柱脚および柱鉄骨を基礎構造へ埋め込まずにベースプレート（以下、BP）とアンカーボルト（以下、AB）で固定した非埋込み型柱脚の 2 種類の柱脚形式が考えられる。

これまでに CES 埋込み型柱脚の構造性能の把握を目的として、柱鉄骨の埋込み深さと鉄骨せいの比（以下、埋込み深さ比と呼称する）を変数とした CES 埋込み型柱脚の静的載荷実験を実施された³⁾。その結果、CES 埋込み型柱脚では、埋込み深さ比に拘わらず柱脚部コンクリートに顕著な損傷は認められず、柱曲げ降伏先行型の破壊性状および安定した復元力特性を示す傾向が確認された。また、当該試験体の最大耐力は一般化累加強度理論によって評価可能であることを示し

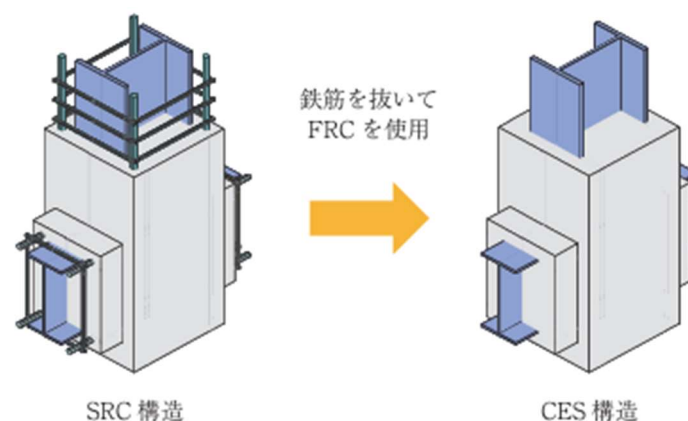


図 1.1.2 CES 構造の概要

た。一方で鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準⁴⁾（以下、SRC 規準と呼称する）に示される埋込み型柱脚の終局強度計算値は埋込み深さ比 1.0 の試験体の最大耐力と比べて低くなる傾向を示した。さらに、CES 埋込み柱脚の応力伝達機構の把握を目的として、前述の埋込み柱脚試験体を対象とした三次元有限要素法解析の結果、埋込み深さ比 1.0 の試験体は埋込み深さ比 2.0 の試験体と比べて柱鉄骨とコンクリートの間の付着力の影響が大きいことを示し、CES 埋込み型柱脚の終局耐力評価に付着の影響を考慮する必要性を示した⁵⁾。

埋込み型柱脚は、前述の様に高い耐震性能を有する反面、基礎構造の制作と同時に上部構造における柱鉄骨の据え付けを行う必要があり、施工中の制約が大きい。一方の非埋込み型柱脚は、基礎構造の制作後に柱鉄骨の据え付けが可能であるものの、その構造性能は AB の配置とそのディテールに左右される。1995 年に発生した兵庫県南部地震では、CES 構造と同種の合成構造である SRC 造柱脚における AB の抜け出しと破断および BP 直下コンクリートの圧壊などによる建物の大破、倒壊に至った建物被害が確認されている。上部構造において内蔵鉄筋を排除した CES 構造は、SRC 構造と比べて BP 形状および AB の配置に高い自由度があり、近年の非埋込み型柱脚よりも高い構造性能の発揮が期待される。

以上に示すように非埋込み型 CES 柱脚では、CES 構造の特徴である高い耐震性能と優れた施工性を両立した耐震要素となる可能性がある。しかしながら、これまでに非埋込み型 CES 柱脚の研究が行われていない。

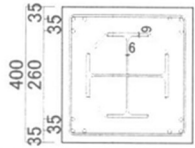
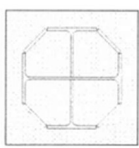
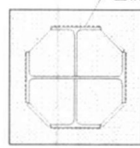
以上を背景として本研究では、非埋込み型 CES 柱脚の構造性能評価法に関する基礎資料の整備を目的として、研究を進める。

1.2 CES 構造部材に関する既往の研究

1.2.1 高靱性型セメント材料を用いた鉄筋コンクリート構造柱の復元力特性に関する実験的研究⁶⁾

高橋・前田・倉本らは、鉄筋とコンクリートからなる合成構造（以下、SC 構造）を開発するため、SC 構造および一般的な SRC 構造の柱の曲げせん断加力実験を行った。その結果、SC 構造柱は通常の SRC 構造と同程度の復元力特性であることを示した。また、高靱性型セメント材料を用いることによって、コンクリートのひび割れや圧壊などの損傷も少なく靱性に富む性能が得られることを示した。

表 1.2.1 試験体一覧

試験体名		SRC	SC	SFC	SFC-b
断面形状 (mm)					
構造形式		SRC	SC		
コンクリート	種類	普通コンクリート		PVA-ECC ¹⁾	
	σ_B (MPa)	35.5	37.3	31.2	34.8
	E_c (GPa)	24.1	26.1	10.2	11.4
鉄骨		2H-250×125×6×9 (SS400)		2H-300×150×6.5×9 (SS400)	
主筋		12-D13 (SD295)	—	—	—
帯筋		2-D6@50 (SD295)	—	—	—
鉄骨とコンクリートとの付着		—	—	—	フランジ-金網
曲げ降伏強度	Q_y (kN) ²⁾	414.4	475.6	387.2	408.9
終局曲げ強度	Q_{mu1} (kN) ²⁾	510.0	531.6	522.1	554.2
	Q_{mu2} (kN) ³⁾	489.2	524.0	483.4	508.7
せん断強度	Q_{su} (kN) ³⁾	489.2	477.1	463.1	471.8

1) σ_B , E_c 共に 4 バッチの平均値による。 2) 平面保持を仮定した曲げ解析 3) SRC 規準計算値

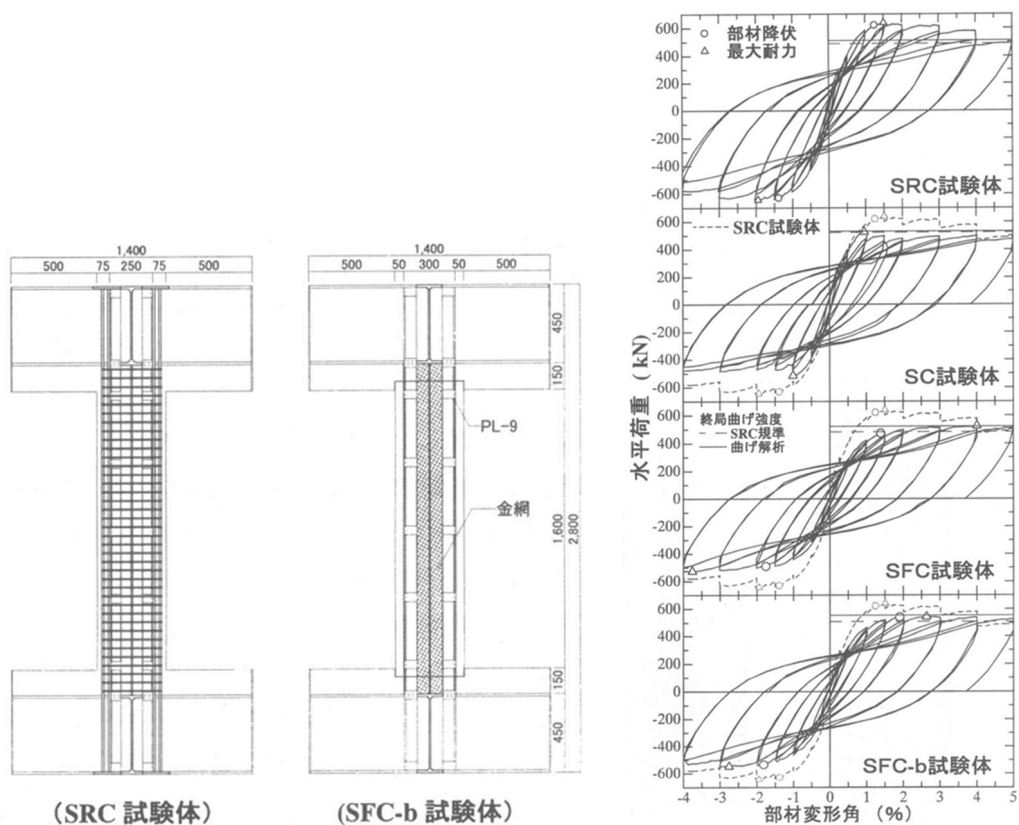


図 1.2.1 試験体形状例

図 1.2.2 荷重変形関係

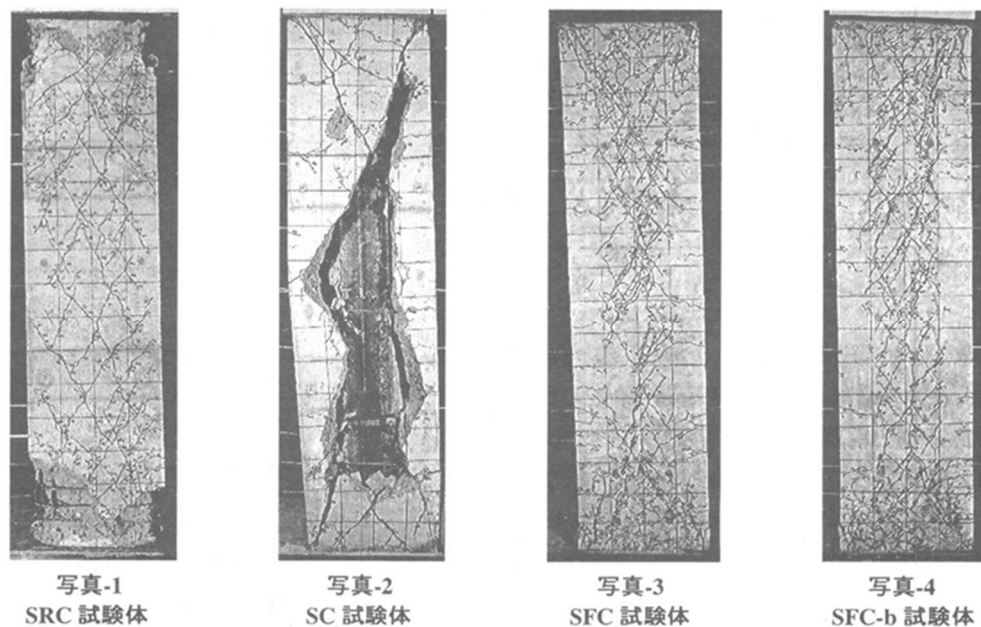


図 1.2.3 最終破壊性状

1.2.2 繊維補強コンクリートを用いた鉄骨コンクリート合成構造柱の構造性能に関する実験的研究⁷⁾

足立・倉本・川崎らは、前節の SC 構造柱の問題解決のために、高靱性型セメント材料に代わり繊維補強コンクリートを用いることを提案し、CES 合成構造柱の曲げせん断加力実験を行った。実験における繊維には、ビニロンファイバーおよびステンレスファイバーが使用された。その結果、いずれにおいても、SRC 構造と同程度の優れた耐力・履歴性状が得られたことを示した。また、高靱性型セメント材料を用いた CES 構造に見られた初期剛性の低下や乾燥収縮といった弱点も大幅に改善されたことを示した。これにより、CES 構造のコンクリートには繊維補強コンクリートが用いられることとなったと考えられる。

表 1.2.2 試験体一覧

試験体名		VF1	VF2	SF2
補強繊維	種類	RF4000	RF4000	F430D
	混入量	1.0%	2.0%	2.0%
コンクリート	σ_B (MPa)	52.3	55.5	65.3
	E_c (GPa)	26.2	26.3	26.5
終局曲げ強度	Q_{mu} (kN) ¹⁾	664.4	649.1	710.5
せん断強度	Q_{su} (kN) ²⁾	536.1	540.0	553.7

1) 平面保持を仮定した曲げ解析 2) SRC 規準計算値

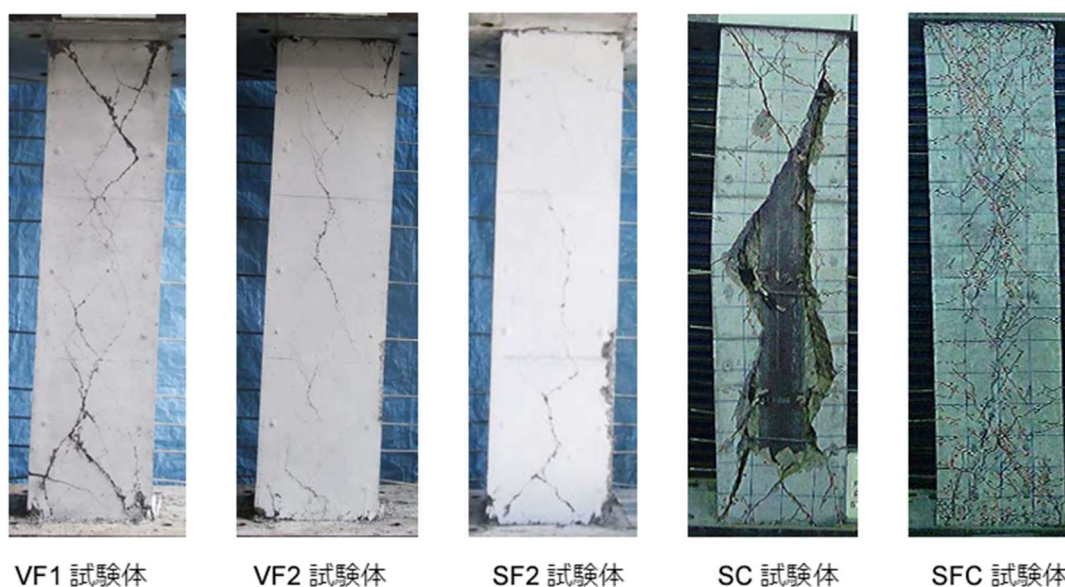


図 1.2.4 最終破壊性状

1.2.3 高軸力を受ける繊維補強コンクリートー鋼合成構造柱の構造性能に関する研究⁸⁾

足立・倉本・川崎・柴山らは CES 構造柱の構造性能に軸力比が及ぼす影響を把握するため、軸力比を実験変数とした曲げせん断加力実験が行った。軸力比 0.32 および 0.57 の一定軸力下での載荷した試験体が 2 体、および軸力比-0.32~0.57 の範囲内で変動させた変動軸力下で載荷した試験体 1 体の実験が行われた。CES 柱は高軸力下においても相対部材角 $R=1/200$ rad の大変形に至るまで安定した復元力特性であったことを示した。柱の剛性およびエネルギー吸収能力は作用軸力が高くなるほど増加傾向であることを示した。

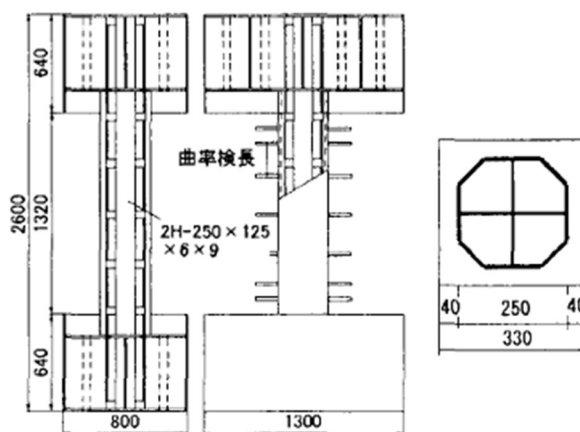


図 1.2.5 試験体形状

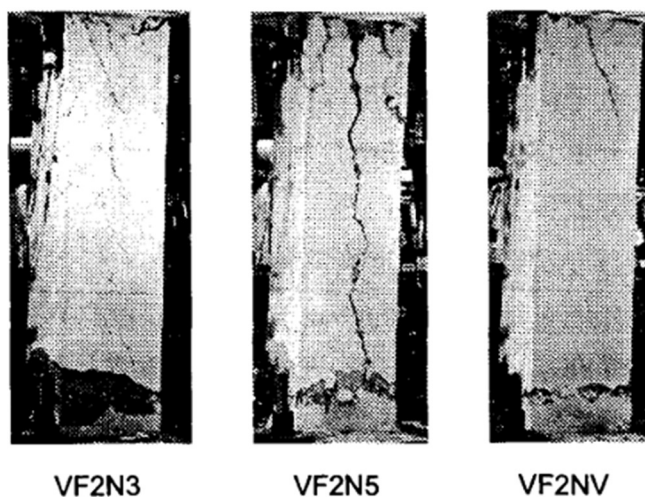


図 1.2.6 最終破壊性状

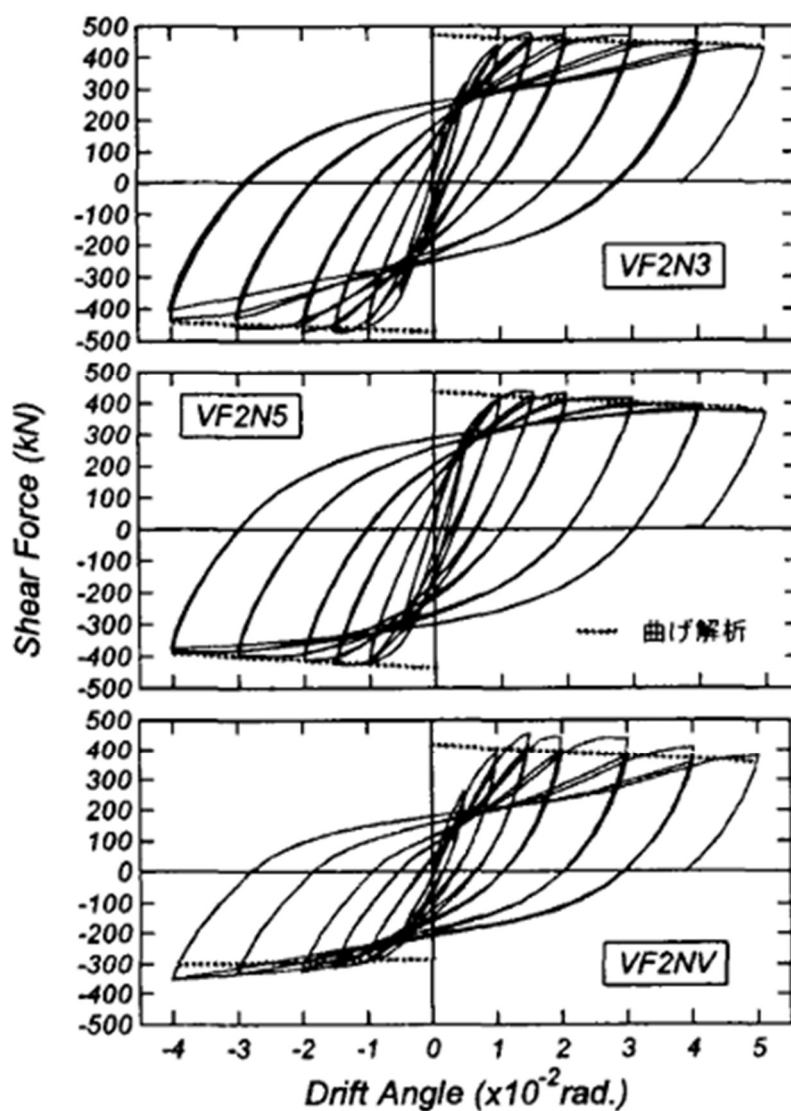


図 1.2.7 せん断力—水平変形関係

1.2.4 シアスパン比が異なる CES 柱の静的載荷実験⁹⁾

前節までの研究では十字型鉄骨を用いており、H 型鋼材を用いた研究は極僅かであった。そこで、溝淵・松井・藤本・倉本らは、軸力比、鉄骨量およびシアスパン比の異なる試験体を用いた静的載荷実験を行った。その結果、シアスパン比が 2.5、2.0 の試験体は曲げ耐力計算値とほぼ同等の最大耐力を示し、CES 柱の曲げ耐力は一般化累加強度理論により精度良く評価できることを示した。また、シアスパン比が 1.5、1.0 の試験体の CES 柱のせん断耐力は、簡略化せん断耐力式におけるコンクリートアーチの有効幅係数を低減させることで評価可能であることを示した。これらにより、本研究における試験体の CES 柱のせん断耐力を評価することとした。

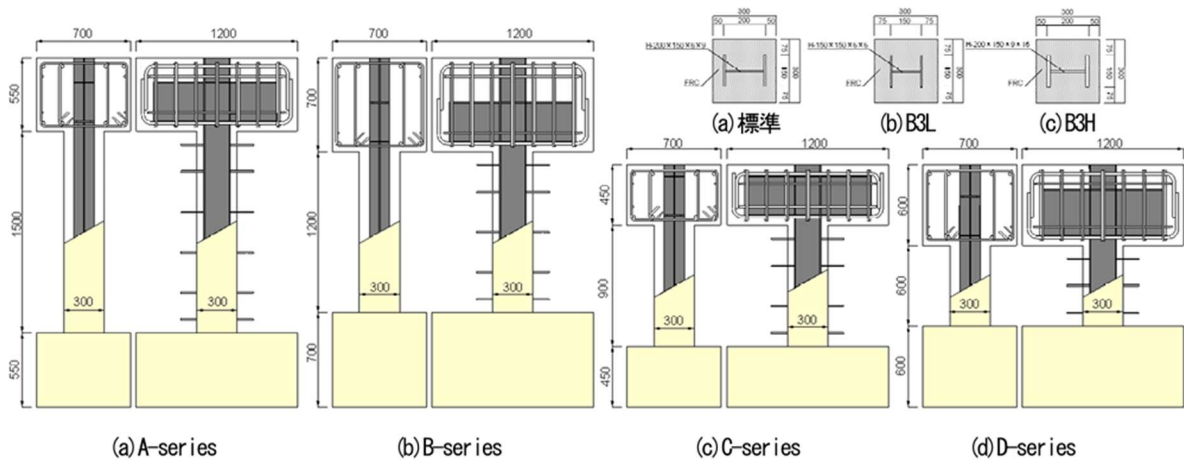


図 1.2.8 試験体形状

表 1.2.3 試験体一覧

Specimen		A2	B1	B2	B3	B3H	B3L	B1V	C2	D2	D3
補強繊維	種類	ビニロンファイバー RF400									
	混入量	1.00%									
柱断面	幅 b (mm)	300									
	せい D (mm)	300									
内法長さ	h (mm)	1500	1200						900	600	600
せん断スパン比	a/D	2.5	2						1.5	1.0	
鉄骨	形状	H形鉄骨									
	断面	200×150×6×9				200×150×9×16	150×150×6×6	200×150×6×9			
載荷方法		一定						変動	一定		
鉄骨比	A_s/bD	0.042				0.070	0.029	0.042			
載荷軸力	N (kN)	800	400	800	1200	1365	1130	-77~1135	800	1200	
軸力比	N/N_o	0.200	0.100	0.200	0.300		-0.019~0.284		0.200	0.300	

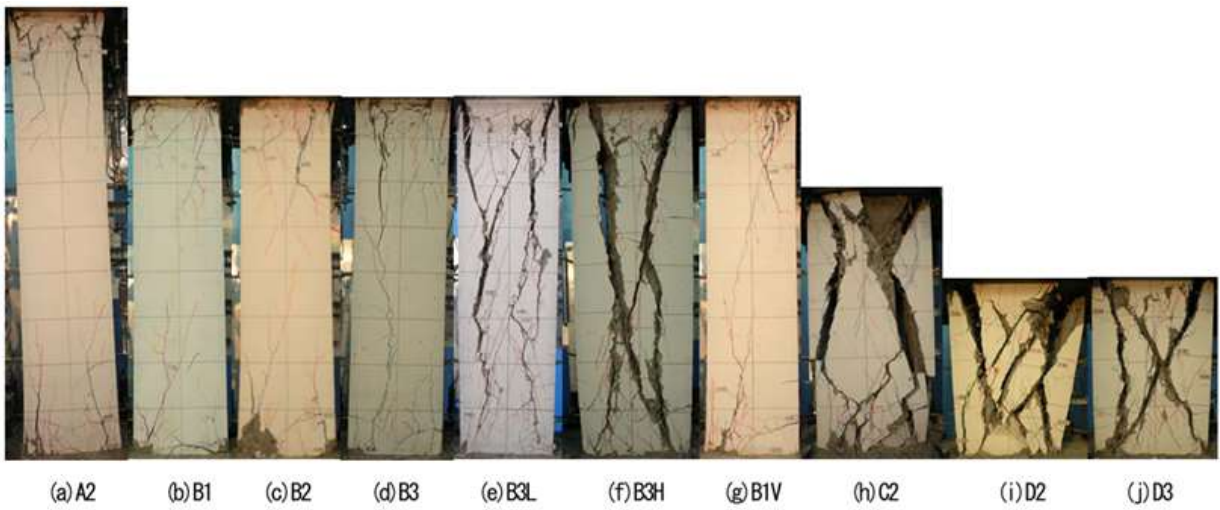


図 1.2.9 最終破壊性状

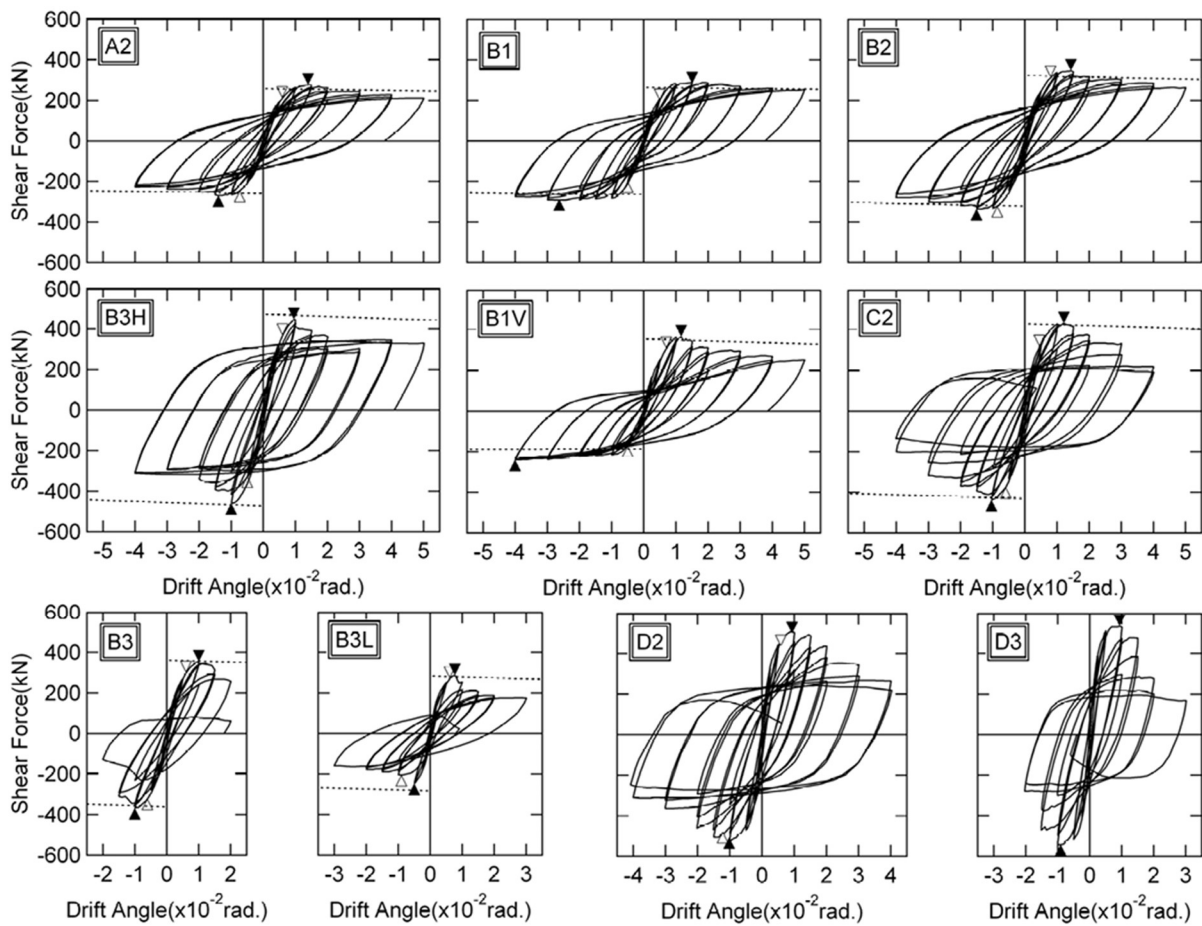


図 1.2.10 水平荷重－水平変形関係

1.2.5 H 型鉄骨を内蔵した CES 柱の MS モデルを用いた構造解析モデル ¹⁰⁾

近年の柱部材の構造性能評価には Multi-Spring (以下, MS モデル) が一般的に用いられつつある。そこで, 鈴木・松井らは MS モデルを用いた CES 柱の構造性能評価手法の確立を目的として前節 1.2.4 の柱試験体を対象とした静的増分解析を行った。前節 1.2.4 の CES 柱試験体では, 柱内法高さの 0.1 倍の長さに仮定した MS 要素に適用したコンクリートの圧縮強度時ひずみおよび鉄骨の降伏ひずみを材料試験値 2.5 倍に増加させる必要があることを示した。MS 要素およびせん断復元力特性モデルを仮定した解析モデルは, 実験における最大耐力までのスケルトンカーブおよび履歴性状を再現することができることを示した。これらより, 本研究で用いる柱における解析モデルは文献 19)を用いることとした。

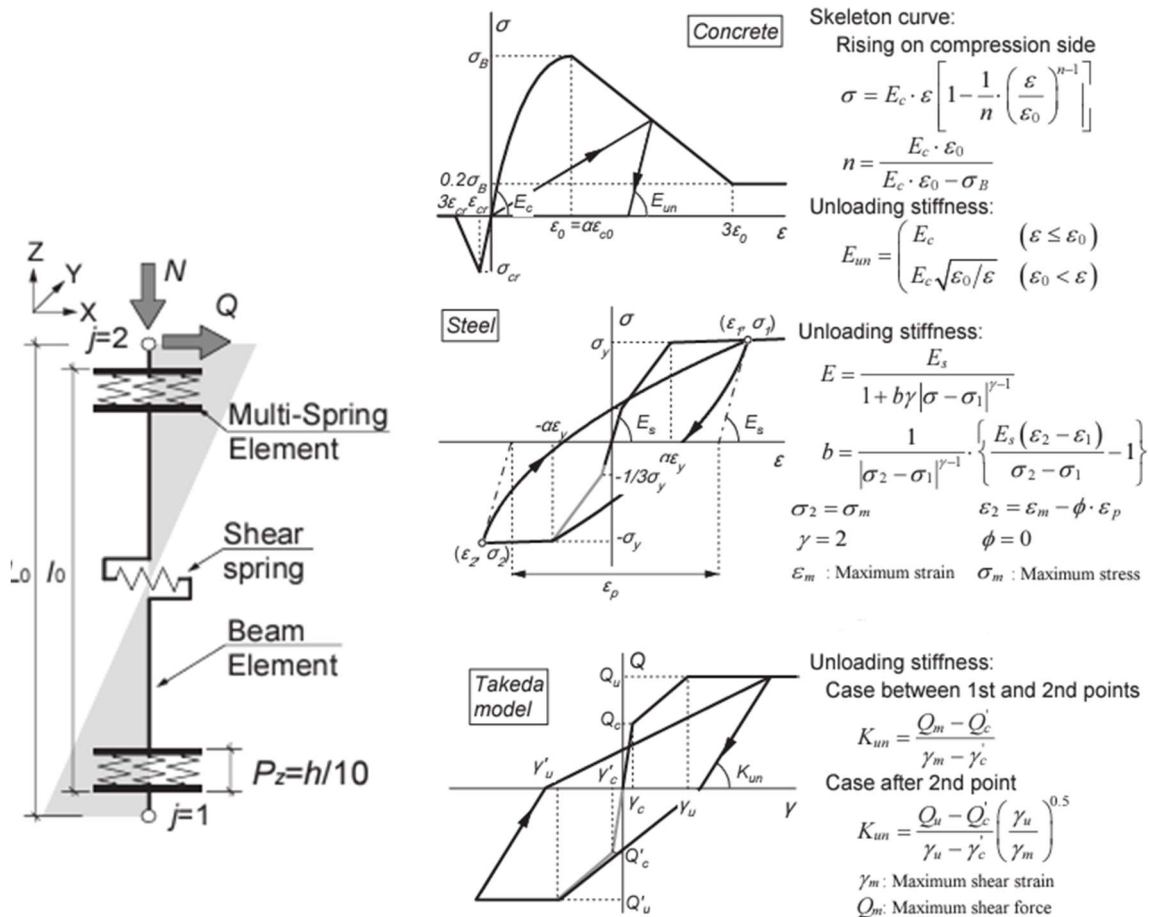


図 1.2.11 解析モデル

図 1.2.12 材料構成則およびせん断ばね復元力特性

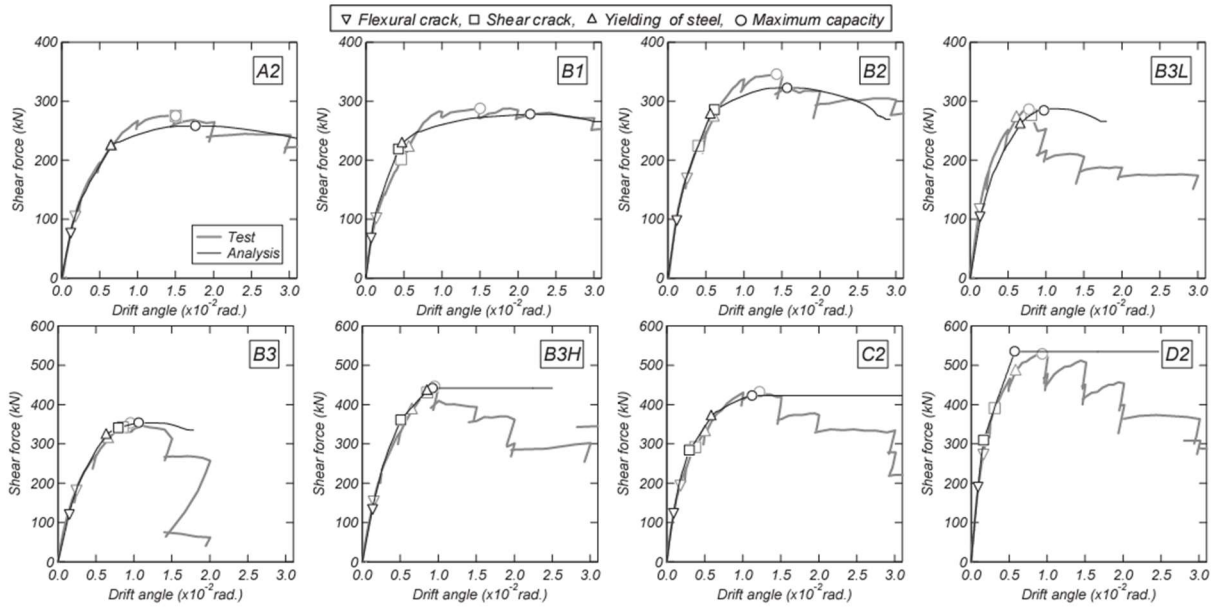


図 1.2.13 実験結果および解析結果のスケルトンカーブの比較

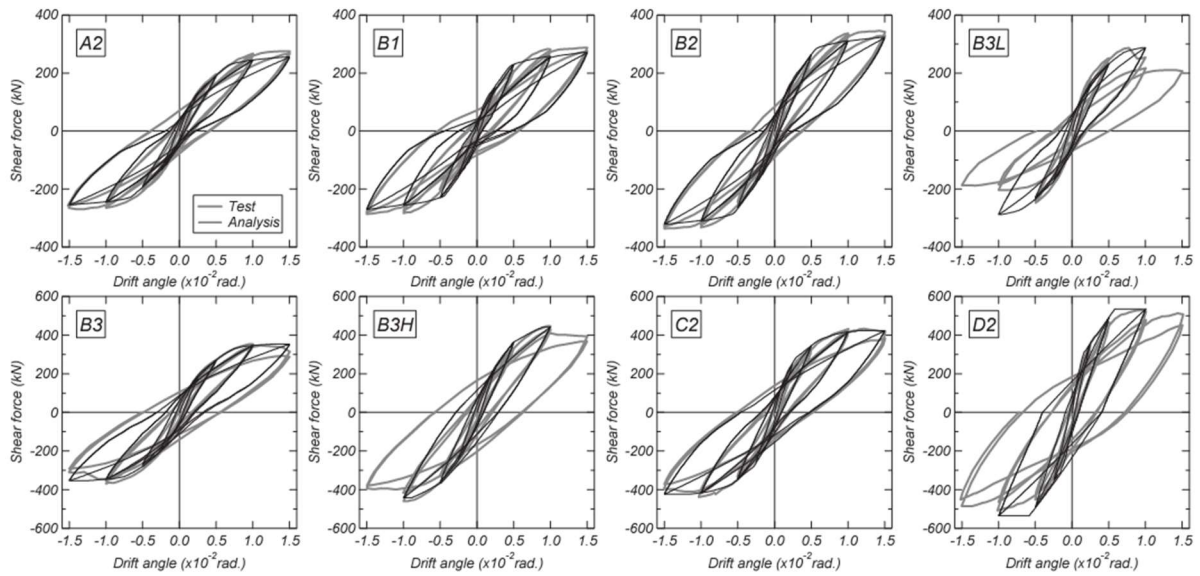


図 1.2.14 実験結果および解析結果の履歴特性の比較

1.2.6 CES 梁の構造性能に関する実験的研究¹¹⁾

石川・松井・倉本・田口らは、CES 梁の実験的研究が少ないことから CES 梁の構造性能を明らかにすることを目的に静的載荷実験を行った。試験体はスラブの有無および梁の内蔵鉄骨断面積比を実験変数とした3試験体である。その結果、CES 梁における水平荷重一層間変形角関係は耐力低下も小さく、紡錘型の安定した挙動であることを示した。また、CES 梁およびスラブ付き CES 梁の終局曲げ強度は一般化累加強度理論により評価可能であることを示した。

表 1.2.4 試験体一覧

試験体	B1s	B1	B2
断面 b×D (mm)	300×400		
内蔵鉄骨 (SS400)	H-300×150 ×6.5×9	H-300×150 ×10×15	
鉄骨断面積比	0.038	0.060	
内法長さ (mm)	2000 (シアスパン比2.5)		
スラブ全幅 (mm)	900	-	-
スラブ厚 (mm)	70	-	-
スラブ筋 (SD295)	D6@75 シングル	-	-

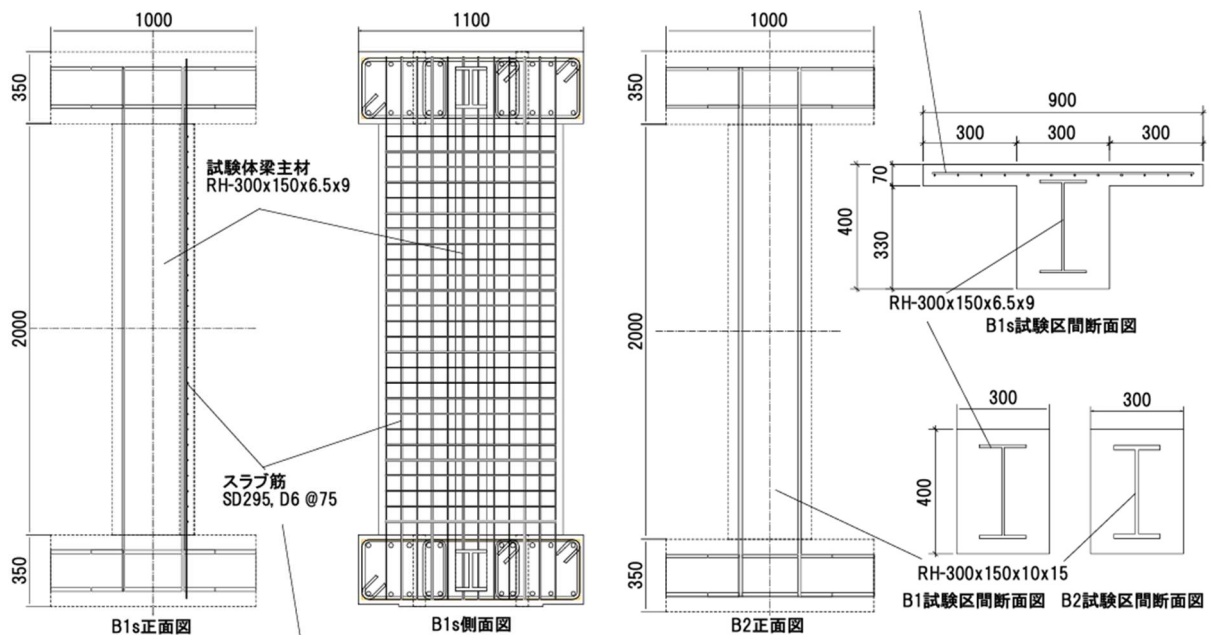


図 1.2.15 試験体詳細図

1.2.7 鉄骨コンクリート造柱梁接合部の構造性能に関する基礎研究¹²⁾

永田・松井・倉本らは、これまで検討されていなかった CES 構造による十字型柱梁接合部の静的加力実験を実施し、破壊性状および復元力特性等の基本的な構造性能に関する検討を行った。試験体は梁の曲げ降伏先行型を想定したものと接合部せん断破壊型を想定したもの 2 体であった。実験の結果、パネルゾーンの負担するせん断力および各部材の負担する変形割合から、想定どおりの梁の曲げ破壊型と接合部のせん断破壊型の破壊形式であったことを示した。また、パネルのせん断耐力は無補強コンクリートと場合と同様に評価可能であることを示した。

試験体		CESJ-A	CESJ-B
破壊形式		梁曲げ破壊	パネルせん断破壊
コンクリート種類		FRC ($F_c = 30 \text{ N/mm}^2$)	
コンクリート強度(MPa)		33.3	31.6
パネルゾーン鉄骨(mm)		H-300×220×10×15	H-300×220×4.5×15
柱	内蔵鉄骨 (mm)	H-300×220×10×15	
	柱高さ: h (mm)	1300	
	断面: B×D (mm)	400×400	
梁	内蔵鉄骨 (mm)	H-300×150×6.5×9	H-300×200×9×19
	梁長: l (mm)	2250	
	断面: B×D (mm)	300×400	

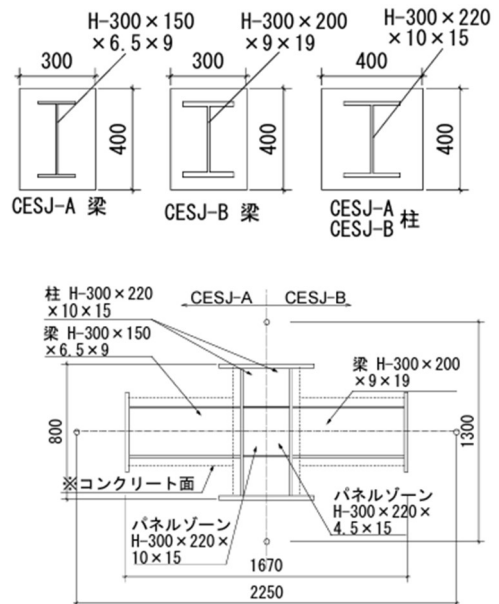


表 1.2.5 試験体一覧

図 1.2.16 試験体形状

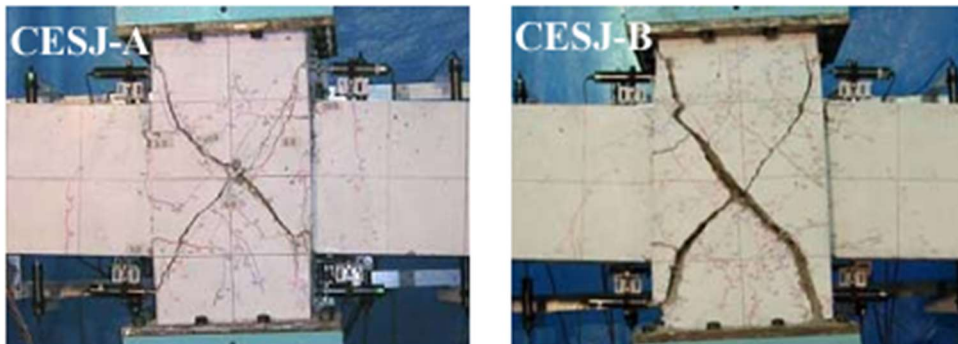


図 1.2.17 最終破壊性状

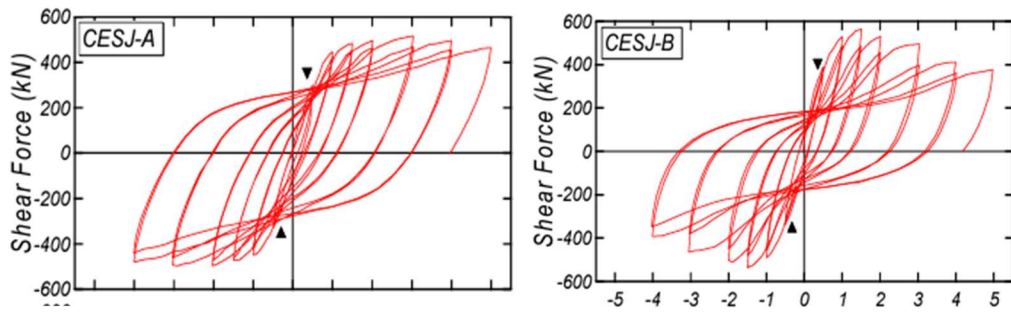


図 1.2.18 荷重－変形角関係

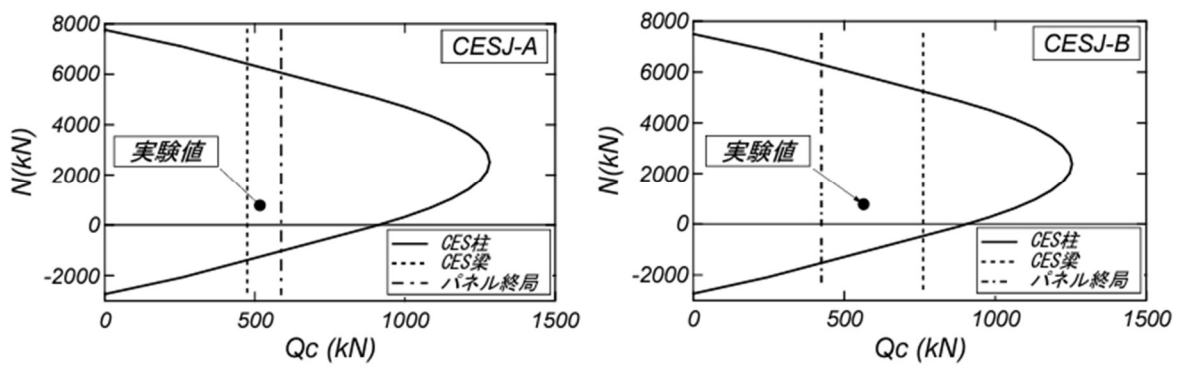


図 1.2.19 累加強度理論による計算値

1.2.8 スラブ付き CES 造柱梁接合部の静的加力実験¹³⁾

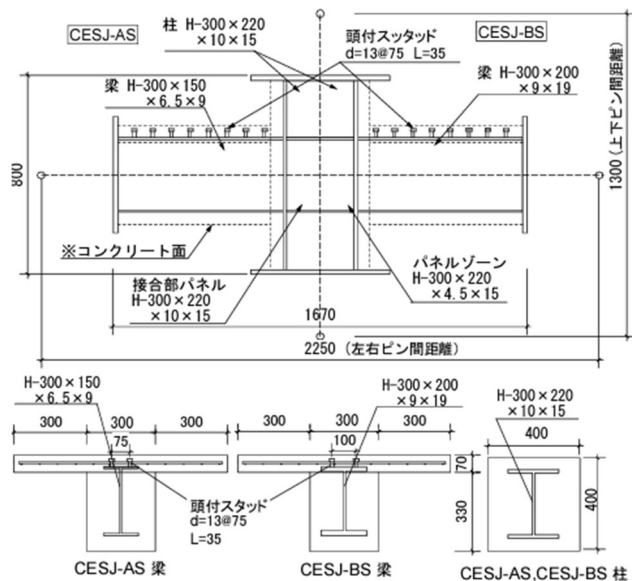
吉野・松井・倉本らは、これまで検討されていなかった CES 構造によるスラブ付き柱梁接合部の静的加力実験を実施し、破壊性状および復元力特性等の基本的な構造性能に関する検討を行った。試験体は梁の曲げ降伏先行型を想定したものと接合部せん断破壊型を想定したものの 2 体である。実験の結果、接合部のせん断耐力はスラブが付くことにより増加することが確認され、既往の評価法はスラブ付き接合部のせん断耐力を若干過小評価する傾向にあることを示した。また、スラブが付くことにより、接合部のパネルゾーンの水平方向の変形が抑えられるとともに接合部のウェブの降伏の遅延が確認されたことを示した。スラブ付き梁の終局曲げ耐力は一般化累加強度理論により評価可能であることを示した。

表 1.2.6 試験体概要

図 1.2.20 試験体形状

試験体	CESJ-AS (CESJ-A)	CESJ-BS (CESJ-B)
破壊形式	梁曲げ	接合部せん断
コンクリート種類	FRC($F_c=30\text{N/mm}^2$)	
パネルゾーン鉄骨 (mm)	H-300×220 ×10×15	H-300×220 ×4.5×15
柱	内蔵鉄骨 (mm)	
	H-300×220×10×15	
	柱高さ: h (mm)	
1300		
梁	断面: B×D (mm)	
	400×400	
	内蔵鉄骨 (mm)	
H-300×150 ×6.5×9		H-300×200 ×9×19
※ ス ラ ブ	梁長: l (mm)	
	2250	
	断面: B×D (mm)	
	300×400	
スラブ筋		D6@75
スタッド		頭付スタッド d13 @75, L=35mm
スラブ厚 (mm)		70
スラブ幅 (mm)		900

※スラブは CESJ-AS および CESJ-BS のみ



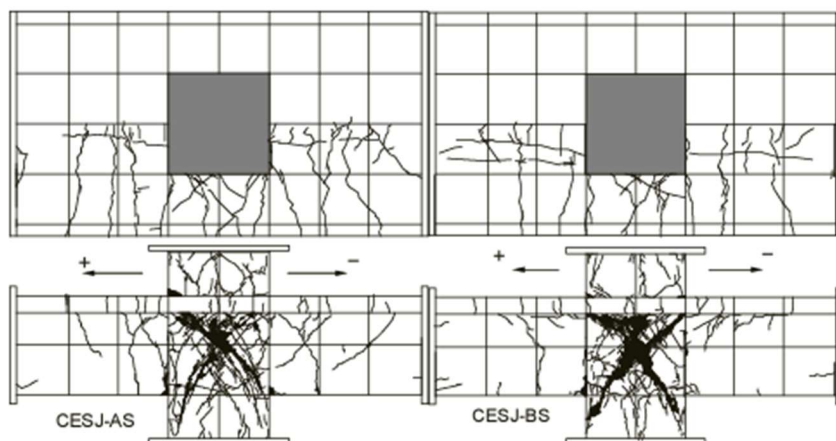


図 1.2.21 最終破壊性状

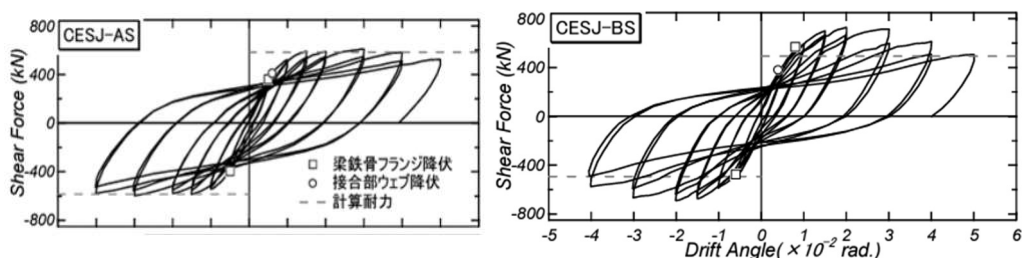


図 1.2.22 荷重—変形関係

表 1.2.7 計算耐力および実験結果

試験体	CESJ-A	CESJ-AS	CESJ-B	CESJ-BS
破壊形式	梁曲げ破壊		接合部せん断破壊	
梁曲げ耐力 (kN)	466	585	716	924
接合部せん断耐力 (kN)	576	625	430	492
※接合部せん断余裕度	1.24	1.07	0.60	0.53
実験値 (kN)	517	611	564	731
実験値/計算値	1.11	1.04	1.31	1.49

※接合部せん断余裕度=接合部せん断耐力/梁曲げ耐力

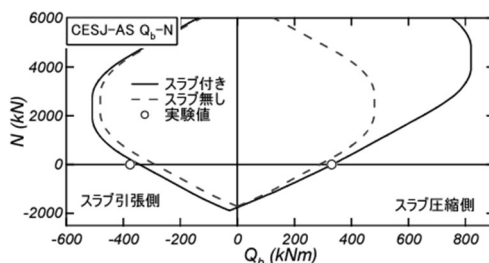


図 1.2.23 一般化累加強度理論による Q-N 曲線

1.2.9 CES 造耐震壁の構造性能に及ぼす壁筋の定着状態の影響¹⁴⁾

鈴木・松井・倉本らは、CES 構造における連層耐震壁の構造性能の把握と施工性の改善を目的とし静的加力実験を実施した。試験体は、破壊形式および壁縦筋の定着方法の異なる4試験体である。実験の結果、せん断破壊先行型と曲げ降伏先行型の双方において壁縦筋の定着の違いに拘わらず最大耐力は同程度となったことを示した。また、壁縦筋が定着されている CES 耐震壁の耐力は急激に低下しているのに対し、定着されていない耐震壁の耐力低下は緩やかであり、変形性能の向上がみられたことを示した。CES 造耐震壁の曲げ終局耐力は SRC 規準で、せん断終局耐力は広沢式およびトラス・アーチ式により評価可能であることを示した。

表 1.2.8 試験体一覧

表 1.2.9 部材断面詳細

実験変数	CWAS	CWBS	CWAF	CWBF
せん断 スパン比	1.1	1.1	1.65	1.65
壁縦筋接 合方法	定着 なし	定着 あり	定着 なし	定着 あり

柱	B×D	250×250 (mm)
	鉄骨	H-170×120×6×9 ($s_p=4.9\%$)
梁	B×D	200×250 (mm)
	鉄骨	H-148×100×6×9 ($p=5.2\%$)
壁	壁厚	100 (mm)
	縦筋	D6@75 千鳥 ($w_p=0.42\%$)
	横筋	D6@75 千鳥 ($w_p=0.42\%$)

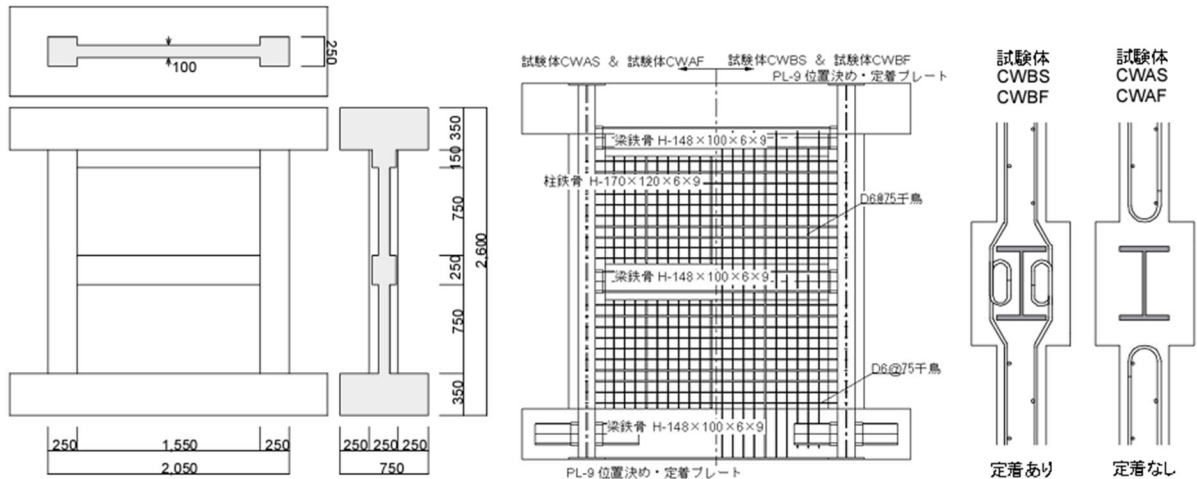


図 1.2.24 試験体形状

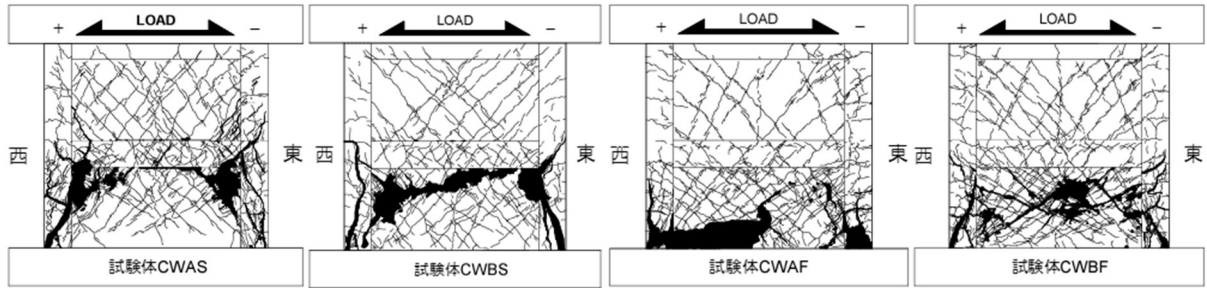


図 1.2.25 最終破壊性状

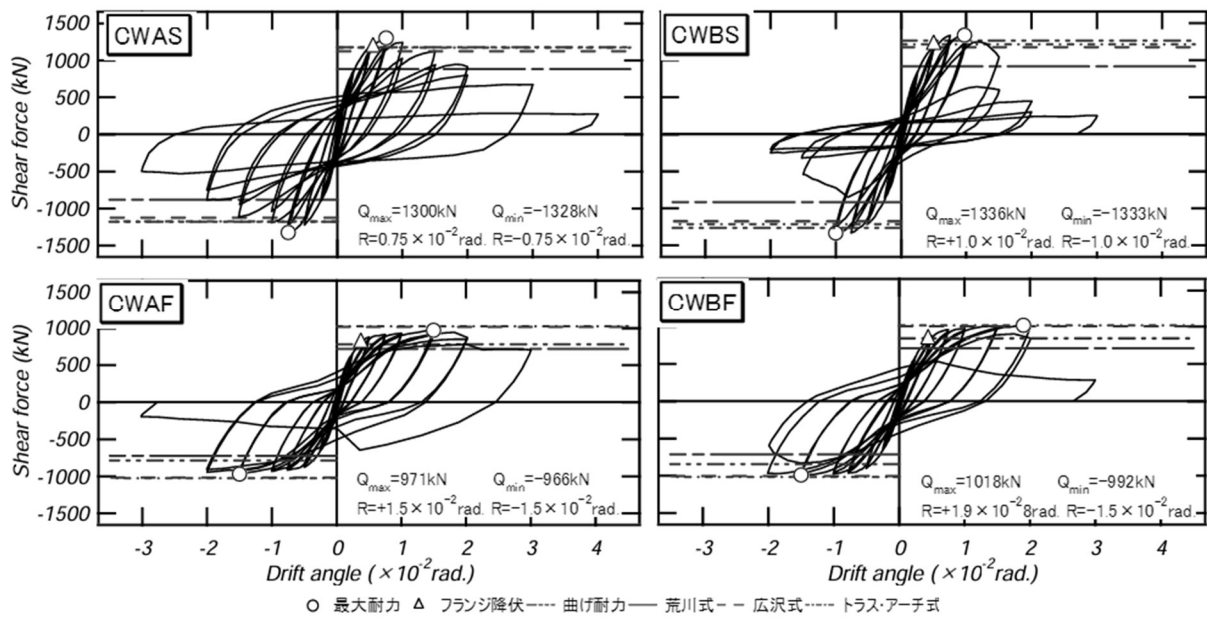


図 1.2.26 せん断力—部材角関係

表 1.2.10 計算耐力および実験結果

(単位 : kN)			CWAS	CWBS	CWF	CWBF
実験値	Q_{exp}		1299.8	1335.8	970.5	1017.8
せん断終局	曲げ終局	Q_{mu}	1177	1264	784	842
	荒川	Q_{su1}	883	918	722	714
	広沢	Q_{su2}	1124	1174	1017	1003
せん断余裕度	トラス・アーチ	Q_{su3}	1302	1358	1192	1182
	荒川	Q_{su1}/Q_{mu}	0.75	0.73	0.92	0.85
	広沢	Q_{su2}/Q_{mu}	0.95	0.93	1.30	1.19
耐力比	トラス・アーチ	Q_{su3}/Q_{mu}	1.11	1.07	1.52	1.40
	曲げ終局	Q_{exp}/Q_{mu}	-	-	1.24	1.21
	荒川	Q_{exp}/Q_{su1}	1.47	1.46	-	-
	広沢	Q_{exp}/Q_{su2}	1.16	1.14	-	-
	トラス・アーチ	Q_{exp}/Q_{su3}	1.00	0.98	-	-

1.2.10 CES 埋込み柱脚の構造性能に及ぼす埋込み深さ比の影響⁴⁾

金子・鈴木らは、これまで検討されていなかった CES 構造による埋込み型柱脚の基本的な構造性能の検討のために静的載荷実験を実施した。試験体は柱鉄骨の埋込み深さの異なる 2 試験体である。実験の結果、鉄骨埋込み深さ比 1.0 および 2.0 の試験体ともに埋込み部に顕著な損傷は認められなかったことを示した。鉄骨の埋込み深さ比 1.0 の試験体は 2.0 の試験体と比べて初期剛性および最大耐力の減少が認められたことを示した。しかしながら、両試験体ともに大変形時まで安定した復元力特性を有する傾向が確認されたことを示した。また、両試験体の最大耐力は一般化累加強度理論により精度良く評価可能であるものの、SRC 規準に示される埋込み柱脚の終局強度評価による CES 埋込み柱脚の破壊モードの判定法は今後の課題であることを示した。

表 1.2.11 試験体一覧

試験体		CB1	CB2
実験変数	柱鉄骨の埋込み深さ比	1.0	2.0
	埋込み深さ _b h (mm)	300	600
埋込み部	ベースプレート	PL-19×225×325	
	アンカーボルト	4-D16	
柱	断面 _c b× _c D(mm)	400×400	
	せん断スパン比	3.0 (h = 1200 mm)	
	鉄骨断面	H-300×200×10×15	
スタブ	断面 _b b× _b D (mm)	700×1400	
	軸力 N (kN)	1,800	

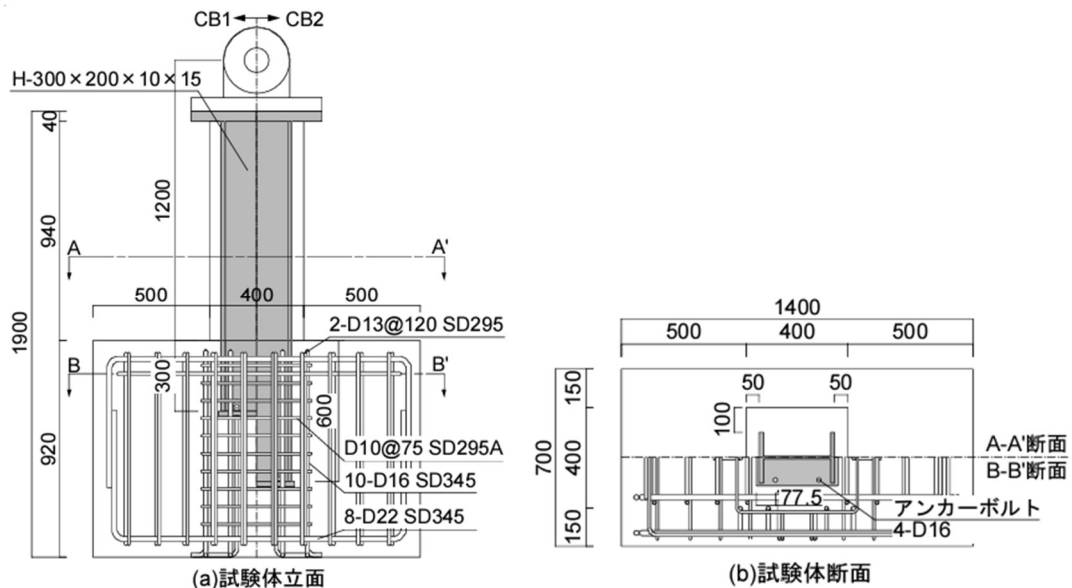


図 1.2.27 試験体形状

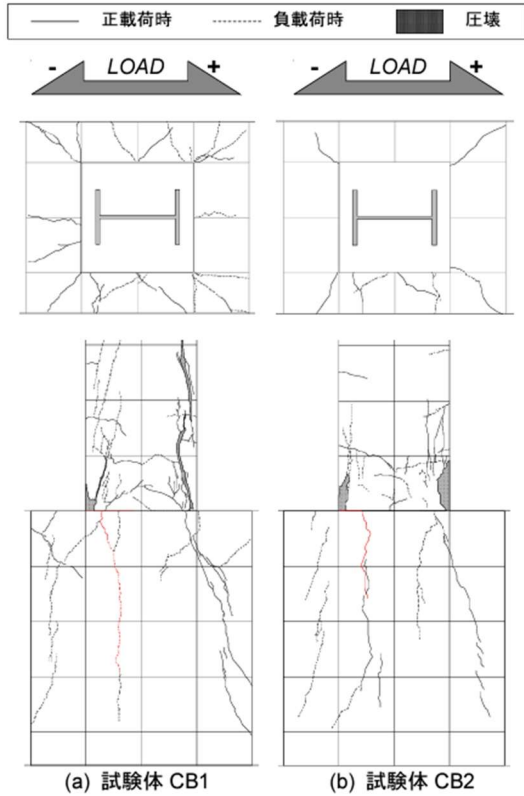


図 1.2.28 最終破壊性状

図 1.2.29 せん断力一部材角関係

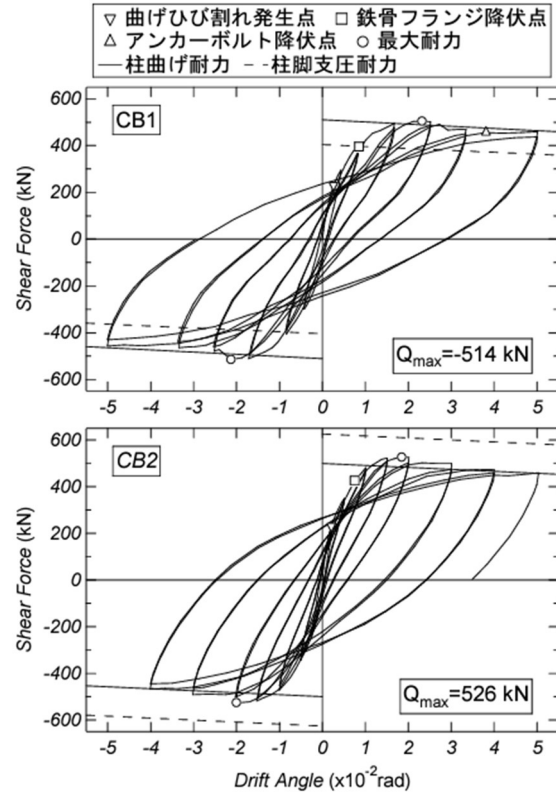


表 1.2.12 計算耐力および実験結果

試験体		CB1	CB2
実験値 (kN)		514	526
柱曲げ耐力 (kN)		494	482
柱せん断耐力 (kN)		771	758
柱脚支圧耐力 (kN)		322	546
実験値 / 計算値	柱曲げ耐力	1.04	1.09
	柱せん断耐力	0.67	0.69
	柱脚支圧耐力	1.60	0.96

1.3 非埋込み型柱脚の構造性能に関する既往の研究

1.3.1 露出型柱脚の復元力特性に関する実験的研究¹⁵⁾

非埋込み型柱脚における塑性変形は AB でさせるという考えが一般的になっているものの、AB の伸びによるスリップが生じる。そこで、高松・銅木らは、AB の伸びによるスリップをなくすために、実験途中で AB の締め付け遊びを減少させながら繰り返し実験を行った。また、塑性変形を AB の伸び能力ではなく、BP の面外変形に支配させることも可能であることから、BP を降伏させる繰り返し載荷実験も行った。試験体は、AB 降伏先行型の試験体 2 体、途中締め AB 降伏先行型の試験体 2 体、BP 降伏先行型の試験体 4 体の計 8 体である。その結果、途中締め AB 降伏先行型は、復元力特性においてスリップ型を改善することができ、AB 降伏先行型に比べて柱脚部の変位を抑えることが確認されたことを示した。BP 降伏先行型は、復元力特性において、スリップ型を改善することができ、除荷点志向型となることを示した。

試験体名	柱 サイズ	ベース プレート サイズ	アンカーボルト			
			軸径 (mm)	軸部断面積 (cm ²)	軸部長さ (cm)	
AB50M22-N = 0	□ - 200 × 200 × 12	400 × 400 × 50	22	3.80	36	
AB50M22-N = 50						
HT50M22-N = 0						
HT50M22-N = 50						
BP19M32-N = 0		400 × 400 × 19	32	8.03	50	
BP19M32-N = 50						
BP09M32-N = 0						400 × 400 × 9
BP09M32-N = 50						

図 1.3.1 試験体形状

表 1.3.1 試験体リスト

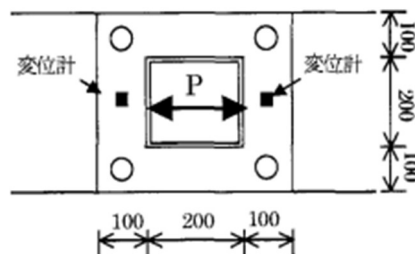


図 1.3.2 柱脚部の形状

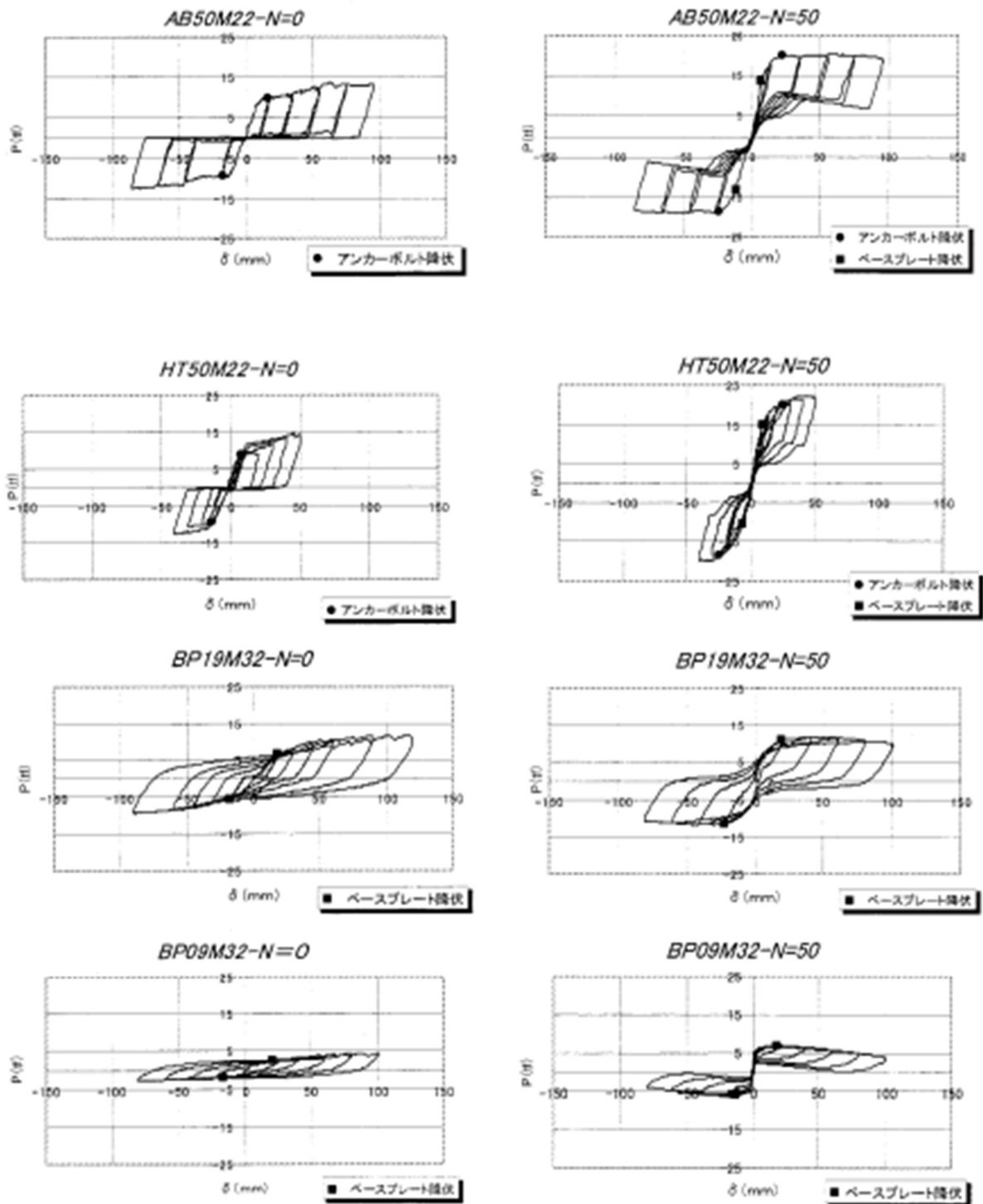


図 1.3.3 P- δ 関係

1.3.2 鋼構造露出型柱脚の強度と変形¹⁶⁾

秋山・黒沢・和国・西村らは、曲げと軸力を受ける露出型柱脚に関する実験に基づき耐震設計に関わる柱脚部の弾性剛性、降伏耐力を実験式として定量化することを試みた。論文で取り扱う露出型柱脚は AB の降伏が先行し、BP の降伏が生じないものとしている。その結果、柱脚の弾性剛性 K_b は式(1.3.1)、降伏耐力 M_y は式(1.3.2)および(1.3.3)により予測できることを示した。

$$K_b = \frac{E_a n_t a_{ab} (d_t + d_c)}{2l_{ab}} \quad (1.3.1)$$

$$\begin{aligned} & abA_e ab\sigma_y \geq a_{ab} ab\sigma_y \text{ のとき} \\ M_y &= n_t a_{ab} F_{ab} (d_t + d_c) + Nd_c \quad (1.3.2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & abA_e ab\sigma_y < a_{ab} F_{ab} \text{ のとき} \\ M_y &= n_t a_{ab} ab\sigma_y (d_t + d_c) + Nd_c \quad (1.3.3) \end{aligned}$$

ここで、 E_a : AB のヤング係数、 n_t : 引張側 AB の本数、 a_{ab} : AB の軸断面積、 d_t : 柱図心から引張側 AB 群の図心までの距離、 d_c : 柱図心から柱断面最外縁までの距離、 l_{ab} : AB の定着長さ、 abA_e : ネジ部の有効断面積、 $ab\sigma_y$: AB の降伏強度、 F_{ab} : AB の引張強度、 N : 作用軸力（圧縮が正の値）である。

この結果より、本研究における柱脚曲げ降伏耐力を評価することとした。

1.3.3 露出柱脚の弾性回転剛性について¹⁷⁾

鋼構造接合部設計指針¹⁸⁾では、柱脚の降伏曲げ耐力、最大曲げ耐力については圧縮軸力の影響が考慮されているものの、弾性回転剛性については、柱脚の軸力や AB の初期導入軸力の影響が考慮されていない。そこで、山西・玉井・高松・松尾らは弾性載荷実験を行い、AB 降伏先行型の露出柱脚における AB 初期張力導入と柱脚の軸力の影響を考慮した弾性割線剛性の評価式を提案した。その結果、AB の初期導入張力の増大に伴って回転剛性の増大が確認された。文献 17)に限られた試験体の知見であるものの、提案された割線回転剛性評価式（式(1.3.4)）は実験結果と良好な対応を示した。

$$K_{BS} = \frac{E_a n_i a_{ab}}{R_b l_{ab}} (d_c + d_t) \frac{d_c + d_t - \frac{N}{T_y} d_c}{1 - \frac{T_0}{T_y}} \quad (1.3.4)$$

ただし、 $N < 0$ 、 $T_0 < T_y$ とする。

ここで、 E_a : AB のヤング係数、 n_i : 引張側 AB の本数、 a_{ab} : AB の軸断面積、 l_{ab} : AB の定着長、 d_t : 柱図心から引張側 AB 群の図心までの距離、 d_c : 柱図心から柱断面最外縁までの距離、 N : 作用軸力、 T_y : 引張側 AB の降伏張力、 T_0 : 引張側 AB の初期導入張力、 R_b : 回転剛性補正係数である。

この結果より、第3章に示す解析モデルの柱脚曲げばねの回転剛性には式(1.3.4)を用いることとしたが、回転剛性補正係数 R_b に関しては検討することとした。

1.3.4 複合型露出柱脚の性能確認のための実大実験に関する研究¹⁹⁾

複合型露出柱脚は、鉄骨柱脚の露出柱脚のエネルギー吸収能力が向上するように改良したものである。露出柱脚では一般的に AB の降伏が先行するように設計されるが、前節までに示したようにエネルギー吸収能力が乏しい。一般的な降伏形式ではないが BP 降伏先行型の場合、AB 降伏先行型よりも多くのエネルギーを吸収することができる。BP 降伏先行型が採用されない要因として、回転剛性の確保が難しいこと、変形性状が複雑であることから、降伏耐力評価等が難しいことが挙げられる。そこで、梶田・寺内・新井・石鍋らは前述の課題を解決するものとして、AB 降伏型に BP 降伏型を取り入れた複合型露出柱脚の提案し、その性能を実験的に検証した。その結果、複合型露出柱脚の降伏耐力は式(1.3.5)の理論値と実験値の対応性は良好であることが確認されたことを示した。また、AB 降伏先行型に現れるスリップ型の履歴性状は改善され、繰返しの載荷時でもエネルギー吸収能力を発揮することから、懸念されている繰返しの地震に対しても有効であることが確認されたことを示した。

$${}_{com}M_y = \frac{{}_b\sigma_{yout} bB {}_bt_{out}^2}{dc_{am}} + {}_{ab}M_{yin} + M_n = {}_bM_{yout} + {}_{ab}M_{yin} + M_n \quad (1.3.5)$$

ここで、 ${}_{com}M_y$: 複合型露出柱脚の降伏耐力、 ${}_b\sigma_{yout}$: 外 BP の降伏点、 b : 外 BP 塑性化板要素 (長辺)、 B : 外 BP 幅、 ${}_bt_{out}$: 外 BP 板厚、 d : 外 BP 塑性化板要素 (短辺)、 c_{am} : 実験定数 (=2.3)、 ${}_{ab}M_{yin}$: 内 AB 降伏による耐力、 M_n : 軸力による付加曲げモーメント、 ${}_bM_{yout}$: 外 BP 降伏による耐力である。

SRC 造から施工性を向上させる CES 構造への複合型露出柱脚の適用は柱脚部分の施工が困難となるため難しいと考える。

表 1.3.2 試験体諸元

試験体名	柱断面(mm)	柱型断面(mm)	コンクリート強度	BPL-内側(mm)	BPL-外側(mm)	A.bolt-内側	A.bolt-外側
No.1	□-550×550	1250×1250	Fc=24N/mm ²	PL60-850×850	PL32-1150×1150	M42-ABR490	D38-SD490
No.2	t=22 h=1096	l=1000		TMCP325B	SN400B	l=931mm	l=903mm

※BPL=ベースプレート A.bolt=アンカーボルト

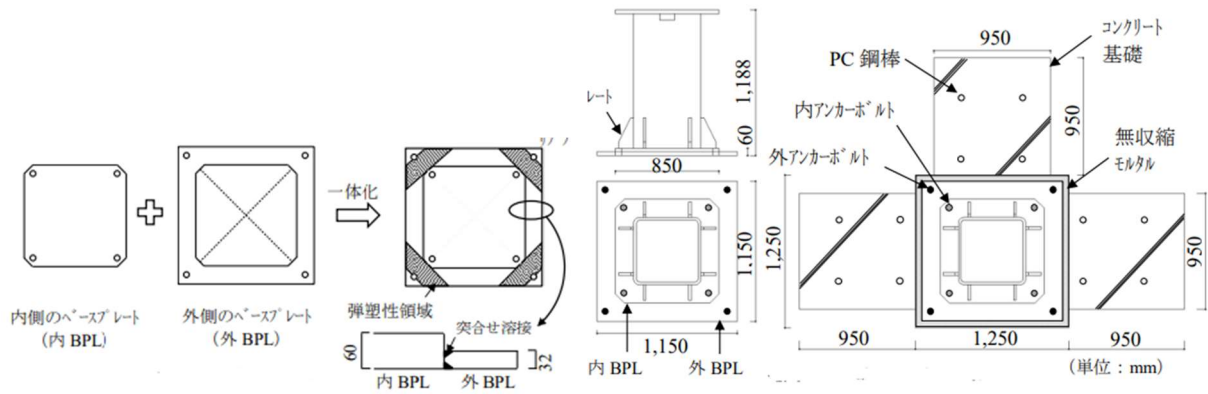


図 1.3.4 ベースプレートの構成概念図

図 1.3.5 試験体形状・寸法

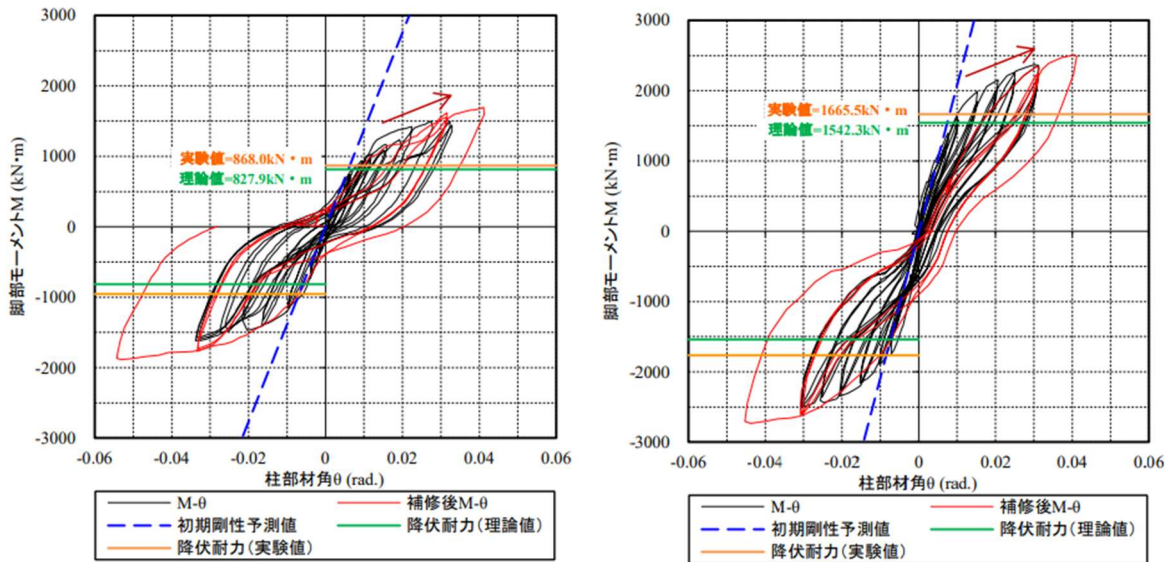


図 1.3.6 M-θ 関係

1.3.5 ベースプレート下面側にリブ補強を施した鉄骨造露出型柱脚の構造性能²⁰⁾

BP の面外方向への曲げに対する剛性・耐力を確保するためには、板厚を大きくするかリブプレートによる補剛、補強を施す方法が考えられ、BP 上面に配置されたリブプレートに関する設計法もある。しかし、平板の板厚を大きくする方法は、柱外形が大きくなるに従い必要板厚が大きくなるため、鋼材の入手が困難となる場合がある。また、BP 上面でリブプレートによって補強する場合、リブプレートの大きさや枚数が増えることで製作・加工が複雑になると共に、AB の配置も締付け工具の施工性確保のための制約を受けてしまう。そこで、萩野・原田・渡辺・森田らは、角型鋼管柱の露出柱脚を対象に、BP 下面にリブプレートによる補強方法について提案し、その有効性について実大柱脚実験で検証した。その結果、内部に無収縮モルタルを充填したシアコラムと BP にそれぞれ垂直に取り付けられているリブプレートが、BP の面外変形を抑える役割を果たすとともに、圧縮およびせん断で抵抗することにより BP の曲げ耐力向上に有効であることが確認されたことを示した。

BP 下面にリブ補強を施した研究であり、BP の曲げ耐力の向上に有効であることから CES 構造における非埋込み型柱脚においても有効である可能性が高い。

表 1.3.3 試験体一覧

試験体名	柱サイズ (材質)	アンカーボルト 本数・径	基礎柱型寸法 (mm)	柱型補強鉄筋 立上り / リブ
25-4M36	□250×250×12 (BCR295)	4-M36	650×650	20-D22 / D13@100
40-8M48U	□400×400×22 (BCP325)	8-M48	950×950	24-D25 / D13@100
40-8M48D	□400×400×25 (BCP325)	8-M48	1000×1000	32-D25 / D16@100
40-12M36	□400×400×25 (BCP325)	12-M36	830×830	24-D25 / D16@100

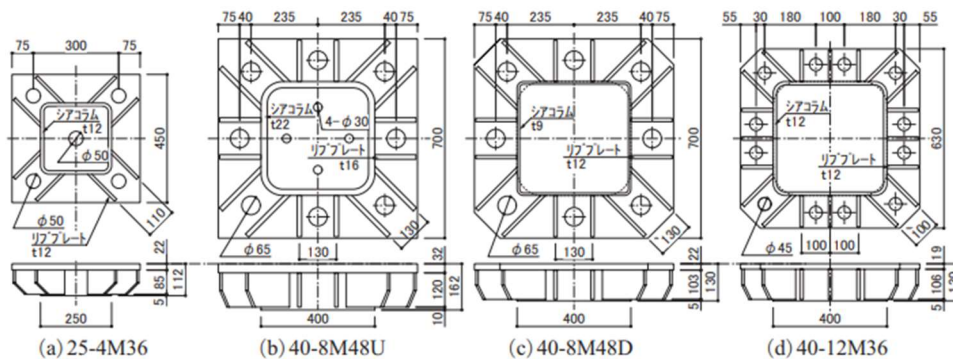


図 1.3.7 ベースプレートの形状

1.3.6 SRC 構造非埋め込み形柱脚の終局耐力と変形性能²¹⁾

貞末・中野・伊藤・南らは、SRC 構造における引張力・曲げ・せん断力の複合応力下での非埋め込み形柱脚の実験的な検証が少ないことから、SRC 造非埋め込み形柱脚の耐力・剛性・変形性能について実験的に検討を行った。試験体は SRC 造非埋め込み形柱脚 9 体、S 造露出形柱脚 1 体の計 10 体である。実験変数は、主筋・AB の数量、AB の強度、AB の定着方法、軸力の有無である。実験の結果、AB が柱脚の引張耐力を負担する比率が小さい試験体は大きい試験体より損傷が大きく、引張軸力を作用させた試験体は柱脚に破壊が集中したことを示した。軸力の有無により履歴ループの形状に違いが見られ、引張軸力を作用させた試験体の方が紡錘型に近い形となり、AB が柱脚の引張耐力を負担する比率の大きい試験体は大変形時における繰り返し載荷においてもその耐力を維持したことを示した。柱脚の曲げ耐力は BP 直下のコンクリートと AB 部分と、これを取り込む鉄筋コンクリート部分の曲げ耐力を累加することによりその終局曲げ耐力を評価可能であることを示した。

表 1.3.4 実験変数

試験体	軸力(N/Ty)	主筋	A.Bolt	A.Bolt の間隔(mm)	A.Bolt の定着方法	λ
NO.1	0 ^{kN} (0)	16-D13 (SD345)	4-M24 (SS490)	220	アボルト ^o	0.349
NO.2		20-D13 (SD345)	4-M18 (SS490)			0.194
NO.3		24-D13 (SD345)	4-M12 (SS400)			0.071
NO.4		16-D13 (SD345)	4-M18 (SA)			0.350
NO.5		16-D13 (SD345)	4-D19 (SD490)			200
NO.6	480 ^{kN} (0.4)	16-D13 (SD345)	4-M24 (SS490)	220	アボルト ^o	0.349
NO.7	480 ^{kN} (0.4)	20-D13 (SD345)	4-M18 (SS490)			0.194
NO.8	520 ^{kN} (0.4)	24-D13 (SD345)	4-M12 (SS400)			0.071
NO.9	480 ^{kN} (0.4)	16-D13 (SD345)	4-D19 (SD490)	200	ボルト ^o	0.377
NO.10	0 ^{kN} (0)	-	4-M24 (SS490)	220	アボルト ^o	1.000

註) N : 作用軸力 Ty : 柱脚部の中心引張耐力 aTy : アボルトの引張降伏荷重 $\lambda = aTy/Ty$

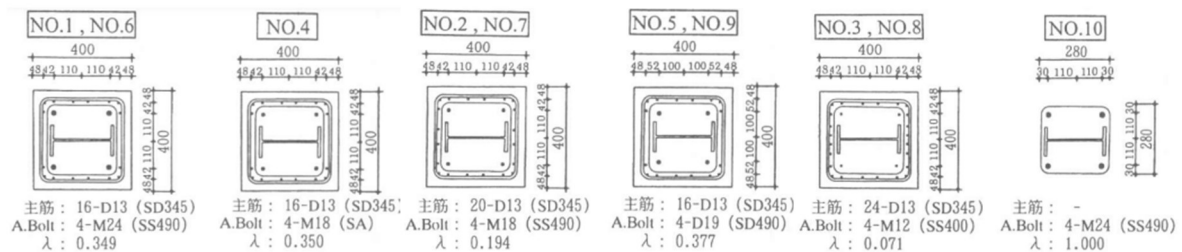


図 1.3.8 試験体断面一覧

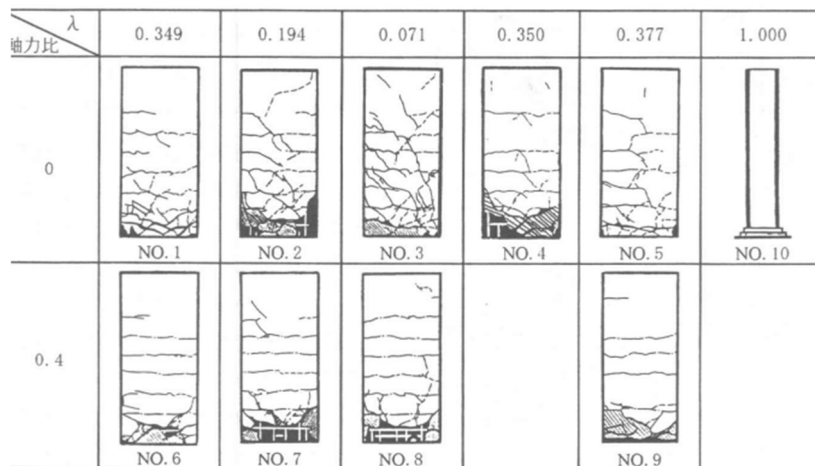


図 1.3.9 最終ひび割れ状況

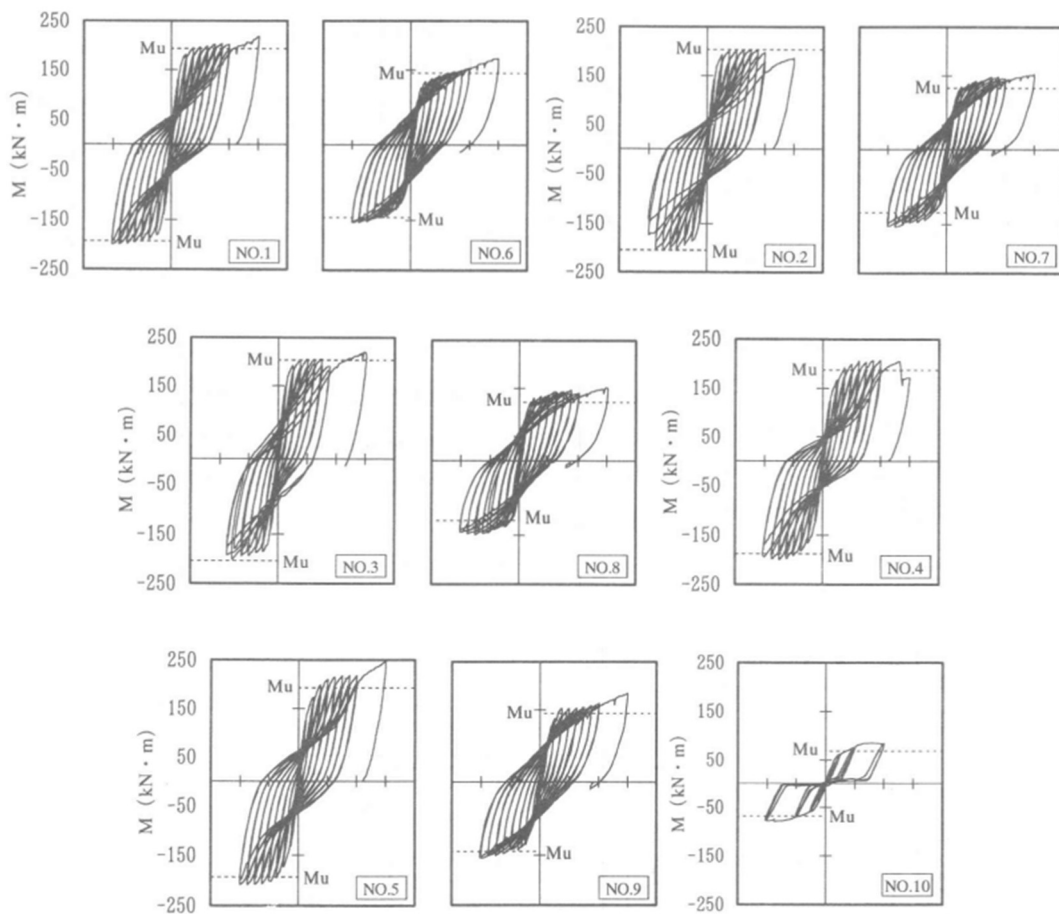


図 1.3.10 荷重－変形関係

1.3.7 すべり破壊を生ずる SRC 構造非埋込み形柱脚のせん断挙動と終局耐力²²⁾

貞末・藤原・伊藤・田中・南らは、柱脚の横すべりを生じることが柱の構造性能にどのような影響を与えるかについて明らかにされていないことを背景に、載荷実験を行い、軸力とせん断力を受ける柱脚の基本的な力学特性を検討した。また、横すべりを生じるような破壊モードの終局耐力の評価検討も行った。試験体は、柱脚の断面構成と軸力の大きさの異なる計 9 試験体である。実験の結果、柱脚に作用する軸力の大きくなることに伴い、最大耐力および履歴面積が大きくなり、履歴ループが膨らみ大きなエネルギー吸収能力を期待できることが確認されたことを示した。実験の最大耐力と SRC 規準による終局せん断耐力の計算値を比較すると、1.44~5.03 となり全ての試験体に対して大きく安全側の評価となったことを示した。一方、SRC 耐震診断基準の計算値および AB はせん断力に抵抗すると仮定した累加強度の計算値と比較すると、0.68~1.86、0.89~1.22 となりバラつきがあり危険側の評価となる場合があることが確認されたことを示した。AB はせん断力に抵抗しないと仮定した累加強度の計算値と比較すると、0.98~1.54 となり、実験値のほぼ下限値として評価できることが確認されたことを示した。

表 1.3.5 試験体一覧

試験体番号	断面構成	主筋	アンカーボルト	アンカーボルト定着長さ aL (mm)	軸力 N (kN)	軸耐力		軸力比		
						圧縮 N_{cu} (kN)	引張 N_{tu} (kN)			
No.1	Type A	16-D13 (SD345)	4-M24(SS490)	480 (20 a_d)	1000	5536	-1403	$n_c = 0.18$		
No.2					0			$n_c = 0$		
No.3					-500			$n_t = 0.36$		
No.4	Type B	20-D13 (SD345)	4-M18(SS490)	360 (20 a_d)	0			-1316	$n_c = 0$	
No.5					-500				$n_t = 0.38$	
No.6	Type C	16-D13 (SD345)	-	-	1000				-778	$n_c = 0.18$
No.7					0					$n_c = 0$
No.8					-500					$n_t = 0.64$
No.9	Type D	24-D13 (SD345)	-	-	-500					-1168

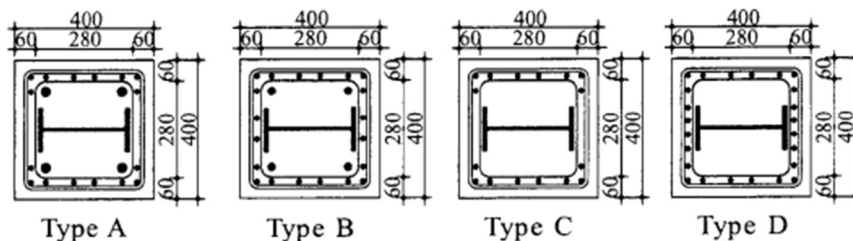


図 1.3.11 試験体断面

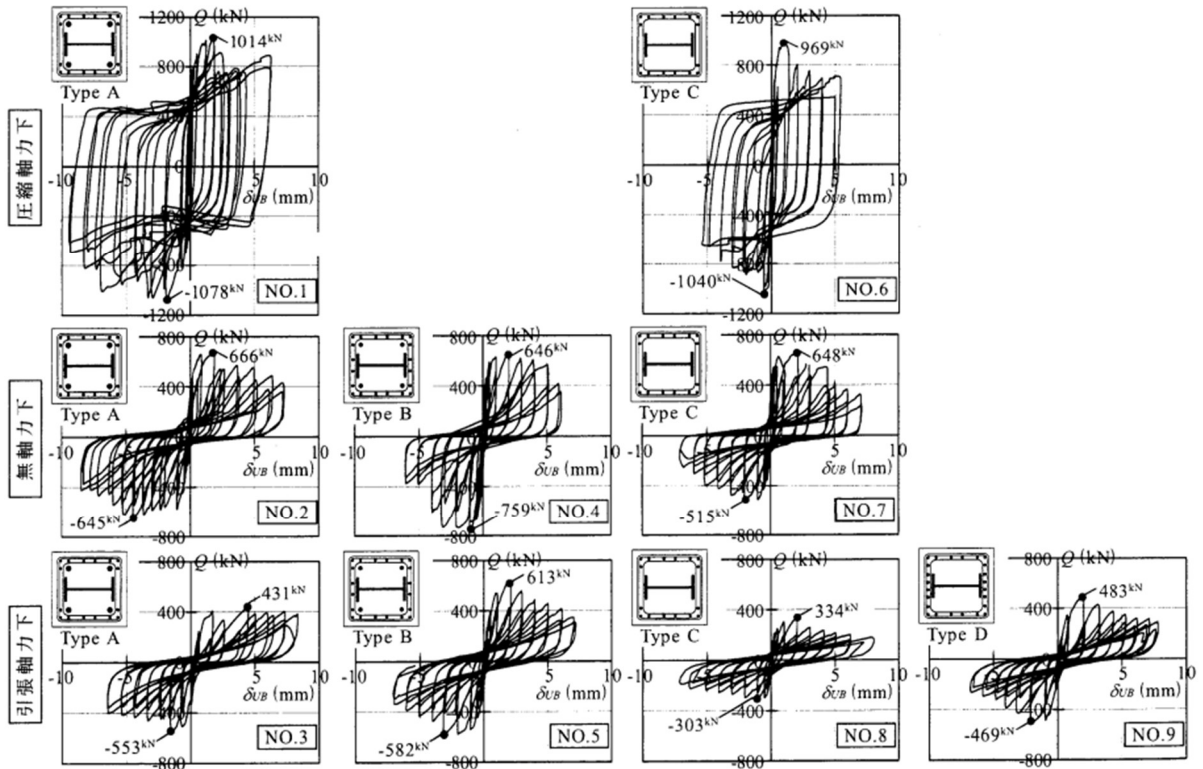


図 1.3.12 Q - δ 関係

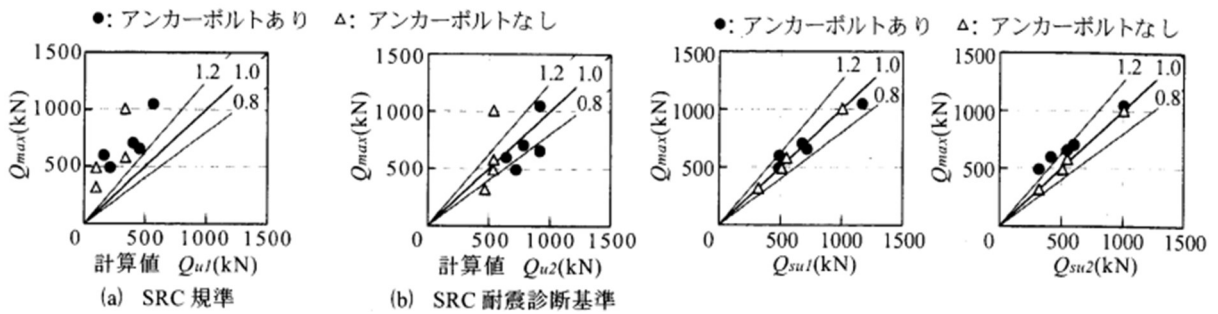


図 1.3.13 せん断耐力式の精度評価

1.3.8 鉄骨コンクリート構造非埋込み形柱脚の力学特性に関する実験的研究²³⁾

赤松・貞末・南らは、従来型の SRC 構造に代わる新たな合成構造として、十字型鉄骨の内部のみにコンクリートを充填した鉄骨コンクリート構造（以下、SC 構造）の開発を進めるため、基礎梁を RC 構造、柱を SC 構造とした非埋込み形柱脚の力学特性を調べるための実験を行った。試験体は一般の柱を想定した試験体 1 体、柱脚を有する最下層階の柱を想定した試験体 6 体の計 7 体である。柱と基礎梁を接続する方法として、AB および異形鉄筋を用いた構法を考案しており、それぞれの柱脚に関して軸力比を変数として柱脚に繰返し曲げモーメントを作用させる実験が行われた。その結果、終局曲げモーメントは AB あるいは異形鉄筋と BP 下部のコンクリートの累加強度によって評価できることを示した。

表 1.3.6 試験体一覧

試験体名	圧縮軸力 N (kN)	軸力比	柱断面		柱脚断面		柱脚接合筋			柱鉄骨 サイズ
			clN_{cu} (kN)	clN_{tu} (kN)	cbN_{cu} (kN)	cbN_{tu} (kN)	アンカーボルト	接続鉄筋	付着	
UA08	724	$cbn=0.08$	7350	-3798	8518	-525	4-M24 (ABR490)	-	アンボンド	2H- 300×150×6.5×9 (SN400B)
UA22	1887	$cbn=0.22$								
UR08	724	$cbn=0.08$			8582	-588	-	4-D22 (SD345)	ボンド	
UR22	1887	$cbn=0.22$								
BR08	724	$cbn=0.08$			-	-	-	-	-	
BR22	1887	$cbn=0.22$								
CL10	724	$cln=0.10$			-	-	-	-	-	

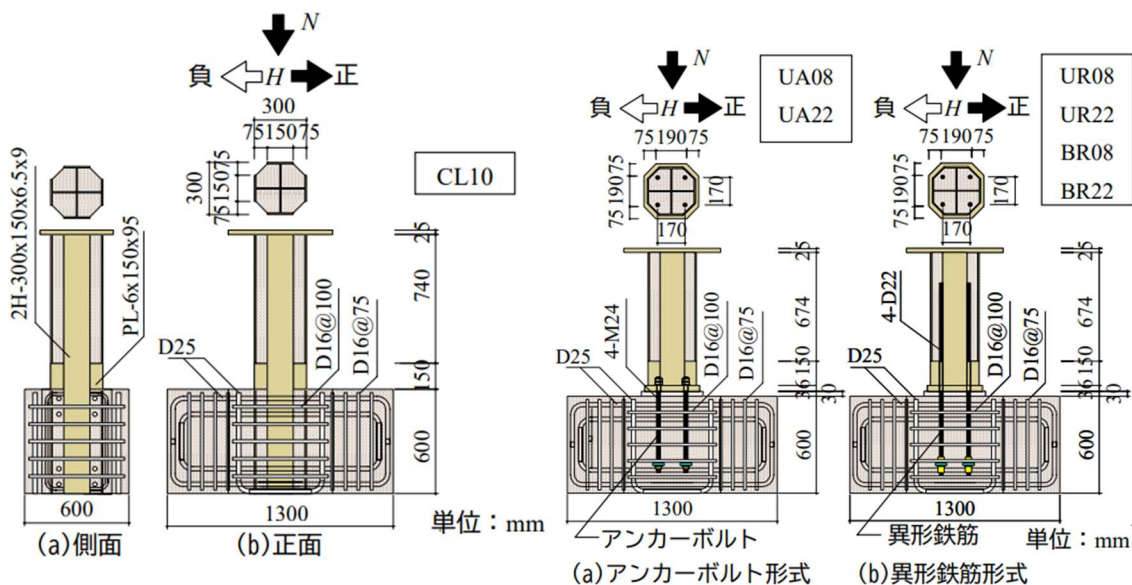


図 1.3.14 試験体形状

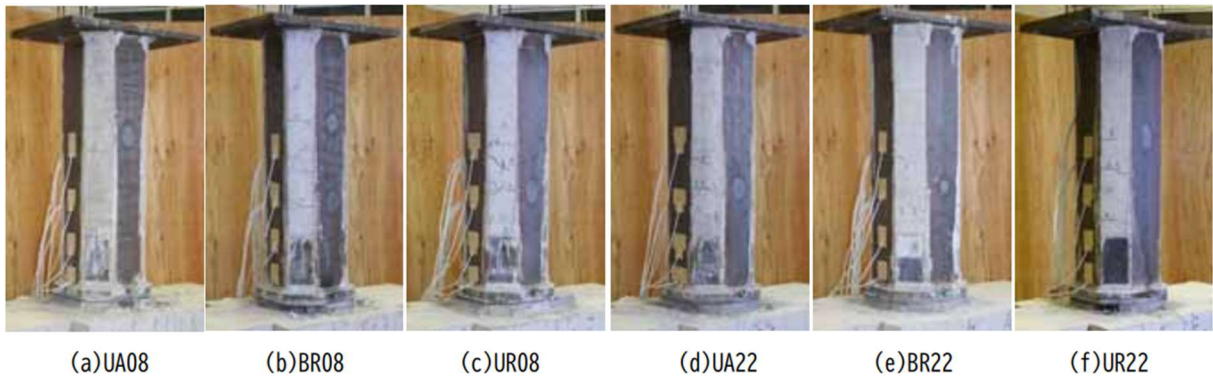


図 1.3.15 最終破壊性状

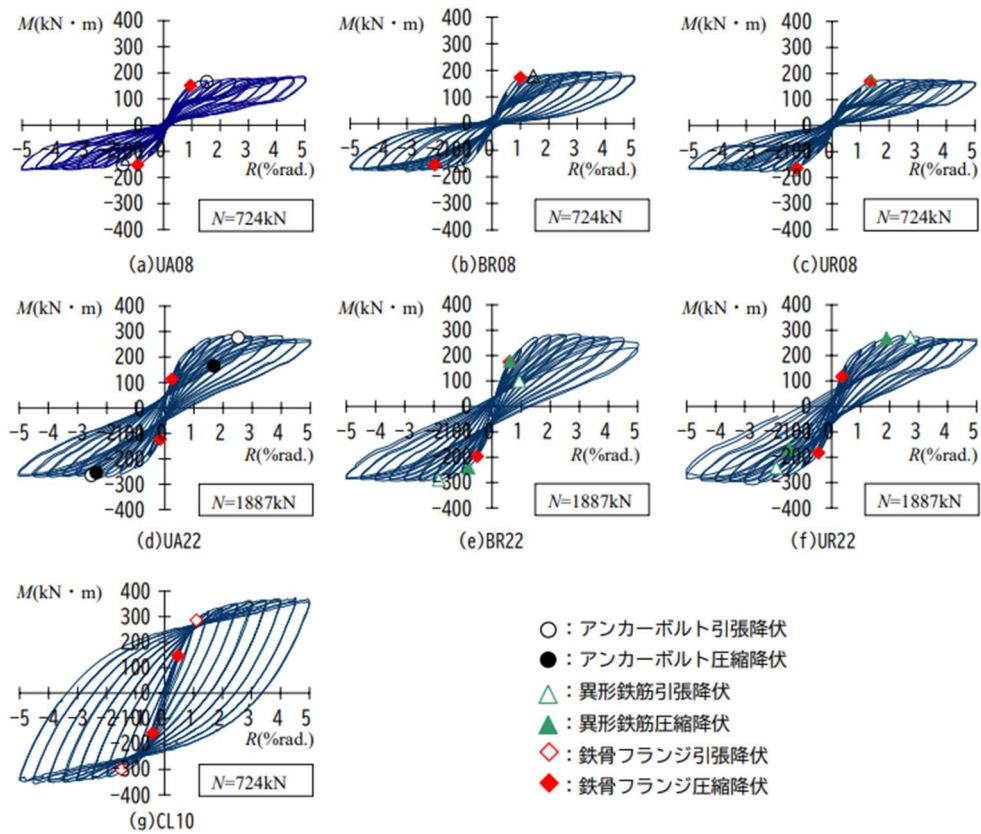


図 1.3.16 履歴曲線

1.3.9 鉄骨コンクリート構造露出型柱脚の復元力特性に関する研究²⁴⁾

貞末・赤松・南らは、SC 構造における柱脚の設計法に着目し、SC 柱と RC 基礎梁を接続する AB あるいは鉄筋を十字型鉄骨の内部に配した露出型柱脚について、復元力特性の評価方法を提案し、実験と提案式による計算値を比較して検証した。提案したモデルは、十字鉄骨の内部のコンクリートが充填されていることで、AB あるいは鉄筋が圧縮力に抵抗することを考慮したものであり、文献 23) に示される実験との比較を行い、提案モデルは概ね妥当であることを示した。

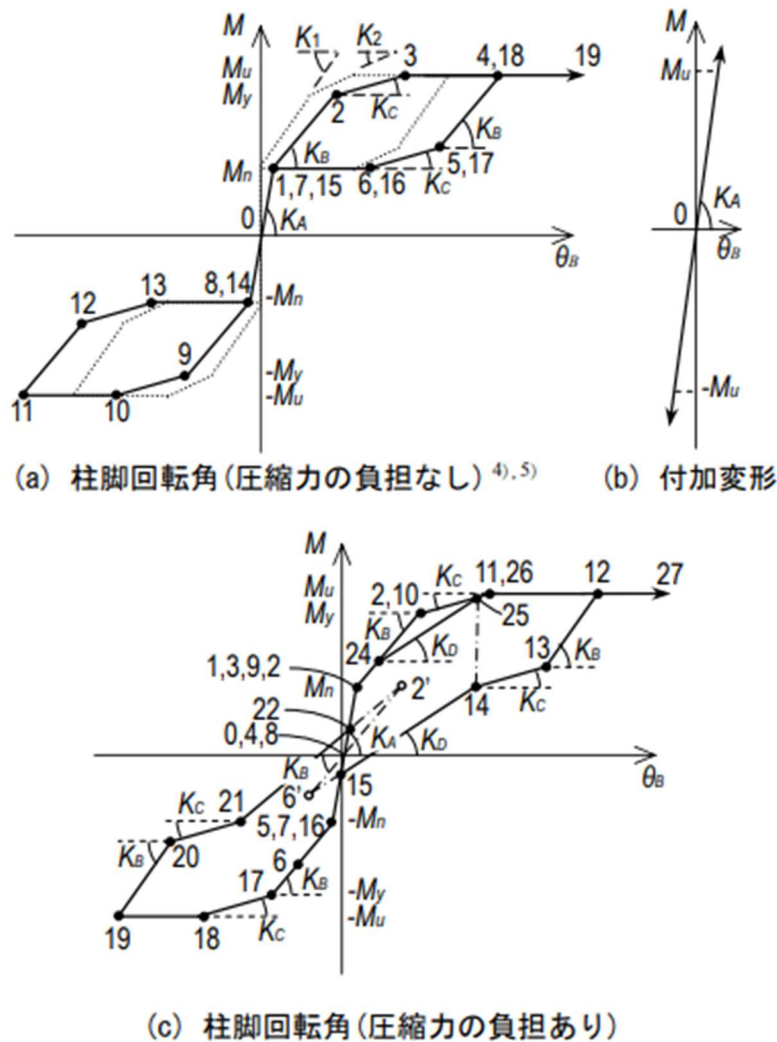
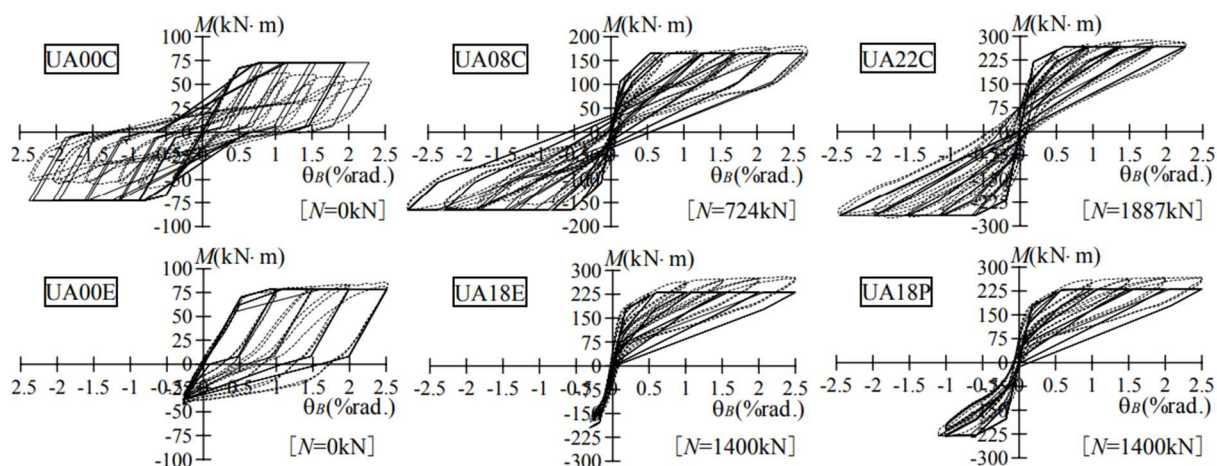
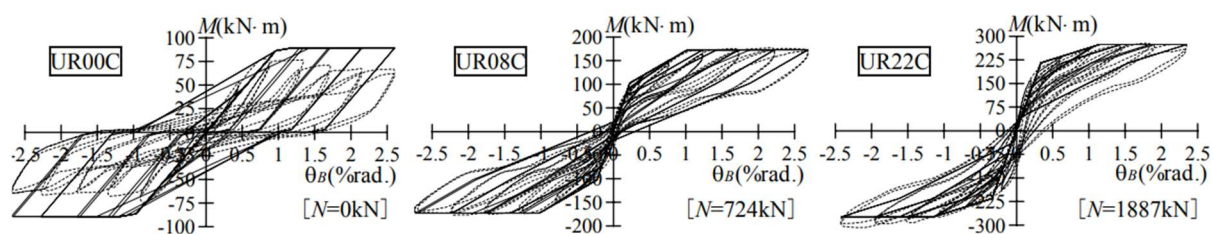


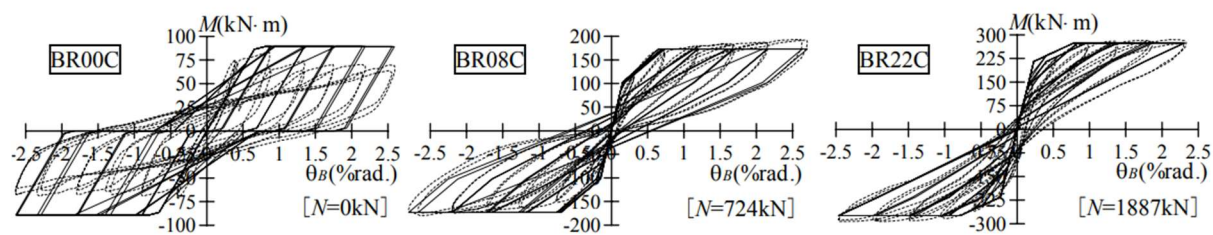
図 1.3.17 復元力特性モデル



(a) アンカーボルト工法(アンボンド)



(b) 鉄筋工法(アンボンド)



(c) 鉄筋工法(ボンド)

図 1.3.18 M- θ 関係

1.3.10 Exposed column base plate connections in moment frames —Simulations and behavioral insights²⁵⁾

A.M.Kanvinde, S.J.Jordan, R.J.Cooke らは、露出柱脚における基礎部との接続における内部応力分布の把握を行うため、既往の実験を対象に有限要素法解析を実施した。その結果、厚い BP は、圧縮端部で応力が集中傾向を示した。そのため、圧縮型の BP の曲げモーメントが著しく増大し、これを考慮していない現在の設計法は BP 下の応力分布を誤って表現している可能性を示した。

CES 構造における非埋込み型柱脚を対象とした本研究における第 4 章の実験結果からも同じように BP 下の圧縮端部に応力が集中し、敷モルタルが損傷したと考えられる。それにより、実験の最大耐力が現在の柱脚曲げ耐力評価法よりも低い値を示したと考えられる。S 造における非埋込み型柱脚の研究である文献 25)においても現在の設計法は誤っていると考えられていることから、構造種別に拘わらず非埋込み型柱脚の柱脚曲げ耐力評価法は BP 下の圧縮端部の応力集中を考慮し、余裕ももった設計が必要であると考えられる。

第 2 章 軸力比の異なる非埋込み型 CES 柱脚の静的載荷実験

2.1 はじめに

本研究は筆者が学士時代に行ったものの、修士研究に関連する重要な研究であると判断し、本論に再掲することとした。

SRC 構造は、鉄骨構造と鉄筋コンクリート構造を合成した構造システムであり、優れた構造性能を有する構造形式である。しかしながら、鉄骨および鉄筋工事の両方が必要となり、施工の困難さによる高コスト、工期の長期化といった問題点であり、SRC 構造を用いた構造物は年々減少傾向にある。そのようなことから、SRC 構造の構造特性を生かしつつ施工の合理化するため、鉄筋を省略し、FRC と内蔵鉄骨のみで構成される CES 構造の開発研究が実施されてきた。これまでの研究により、CES 構造は SRC 構造と同等以上の優れた復元力特性および安定した履歴特性を示し、高い耐震性能を有することが確認されてきた。

高層建物への適用を視野に入れた CES 構造では、上部構造の性能を発揮させるために柱脚に高い耐震性能が求められる。CES 構造の柱脚では、鉄骨を基礎に埋め込んだ埋込み柱脚および鉄骨を BP と AB で固定した非埋込み型柱脚の 2 種類の柱脚形式が考えられる。本研究で取り扱う非埋込み型柱脚は基礎製作の後に柱鉄骨の建方が可能である。部材内の鉄筋を省略した CES 構造の非埋込み型柱脚では、BP の形状と AB の配置に高い自由度があり、その特徴を活かして高い性能が期待される。しかし、これまでに非埋込み型 CES 柱脚に関する研究は行われていない。

以上を背景として、非埋込み型 CES 柱脚の復元力特性と破壊性状等の把握を目的とし、軸力比を変数とした試験体の静的載荷実験を実施した。本章では、実験の概要を述べるとともに、実験結果および終局耐力評価法の検討結果を示す。

2.2 実験概要

2.2.1 試験体概要

試験体は実大の約 1/3 スケールのもので 4 体である。表 2.2.1 に試験体概要を、図 2.2.1 に試験体の形状および寸法を、図 2.2.2 に試験体の鉄骨および AB の配置状況を、図 2.2.3 に試験体のスタブの配筋状況それぞれ示す。柱のコンクリート断面 $b \times_c D$ は 300mm 角、内蔵鉄骨は BH-200×150×6×9 である。BP 上面から加力位置までの高さ h は 600mm（せん断スパン比 $M/Q_c D=2.0$ ）である。BP は PL-50×550×550 とし BP の面外降伏を防止した。AB は 4-M24（ABR400，定着長 $l_b=480\text{mm}$ ）とし、柱断面の外側の四隅に配置した。スタブには、RC 基礎構造を模擬した主筋およびせん断補強筋を、AB 周辺には縦筋および帯筋をそれぞれ配した。

実験変数には軸力の載荷方法である。試験体 E0, E1 および E2 は、一定軸力を作用させた試験体であり、軸力比 N/N_0 (N : 作用軸力, N_0 : 軸圧縮耐力, 式(2.2.1)および式(2.2.2)より算出) を 0.0, 0.1 および 0.2 としたものである。試験体 EV は、軸力比 0.1 に相当する初期軸力 425kN を作用させた後にせん断力応じた変動軸力 N_V (式(2.2.3)より算出) を作用させた試験体である。

$$N_0 = {}_c A_c r_u \sigma_B + {}_s A_s \sigma_y \quad (2.2.1)$$

$${}_c r_u = 0.85 - 2.5 {}_s p_c \quad (2.2.2)$$

$$N_V = 425 + 2Q \quad (2.2.3)$$

ここで、 ${}_c A$: コンクリートの断面積, σ_B : コンクリート強度, ${}_s A$: 鉄骨断面積
 ${}_s \sigma_y$: 鉄骨の降伏強度, ${}_s p_c$: 圧縮側鉄骨比, Q : せん断力である。

表 2.2.1 試験体概要

試験体		E0	E1	E2	EV
実験変数	軸力比 N/N_0	0	0.1	0.2	0~0.27
	軸力 N (kN)	0	425	850	0~1,168
柱	断面 $c_b \times c_d$ (mm)	300 x 300			
	せん断スパン比 $M/(Q_c D)$ (mm)	2.0 ($M/Q=600$)			
	鉄骨断面	BH-200 x 150 x 6 x 9 (SS400)			
柱脚	モルタル厚 (mm)	50			
	ベースプレート	PL-50 x 550 x 550			
	アンカーボルト	4-M24 (ABR400)			
	定着長さ l_b (mm)	480			

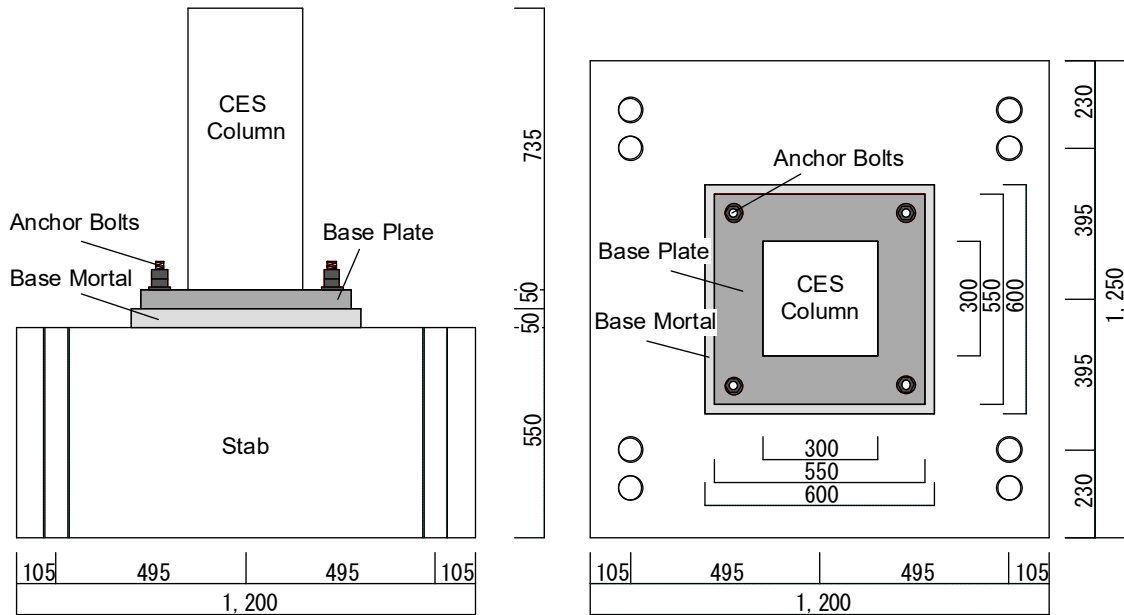


図 2.2.1 試験体形状

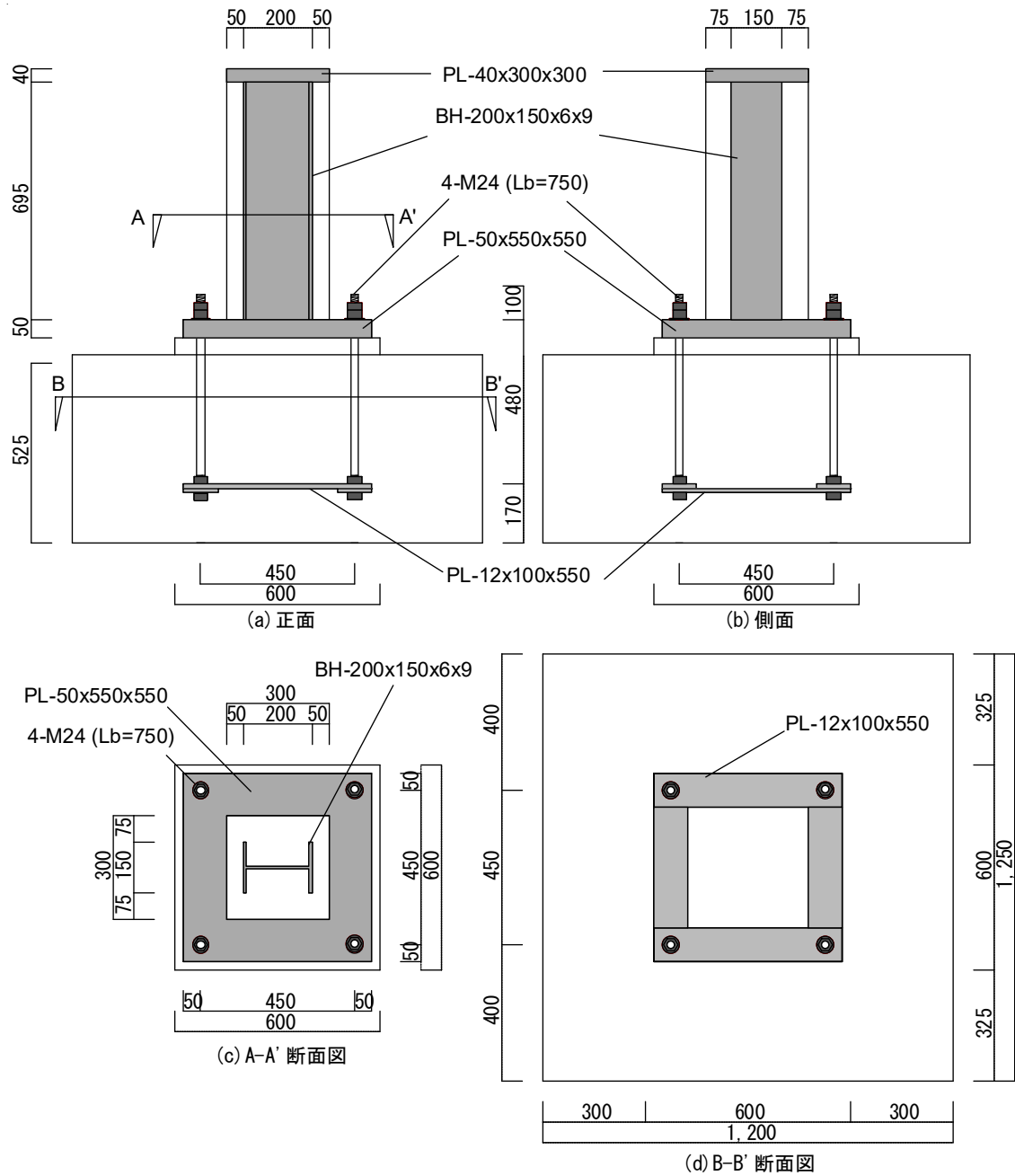


図 2.2.2 試験体鉄骨および AB 配置状況

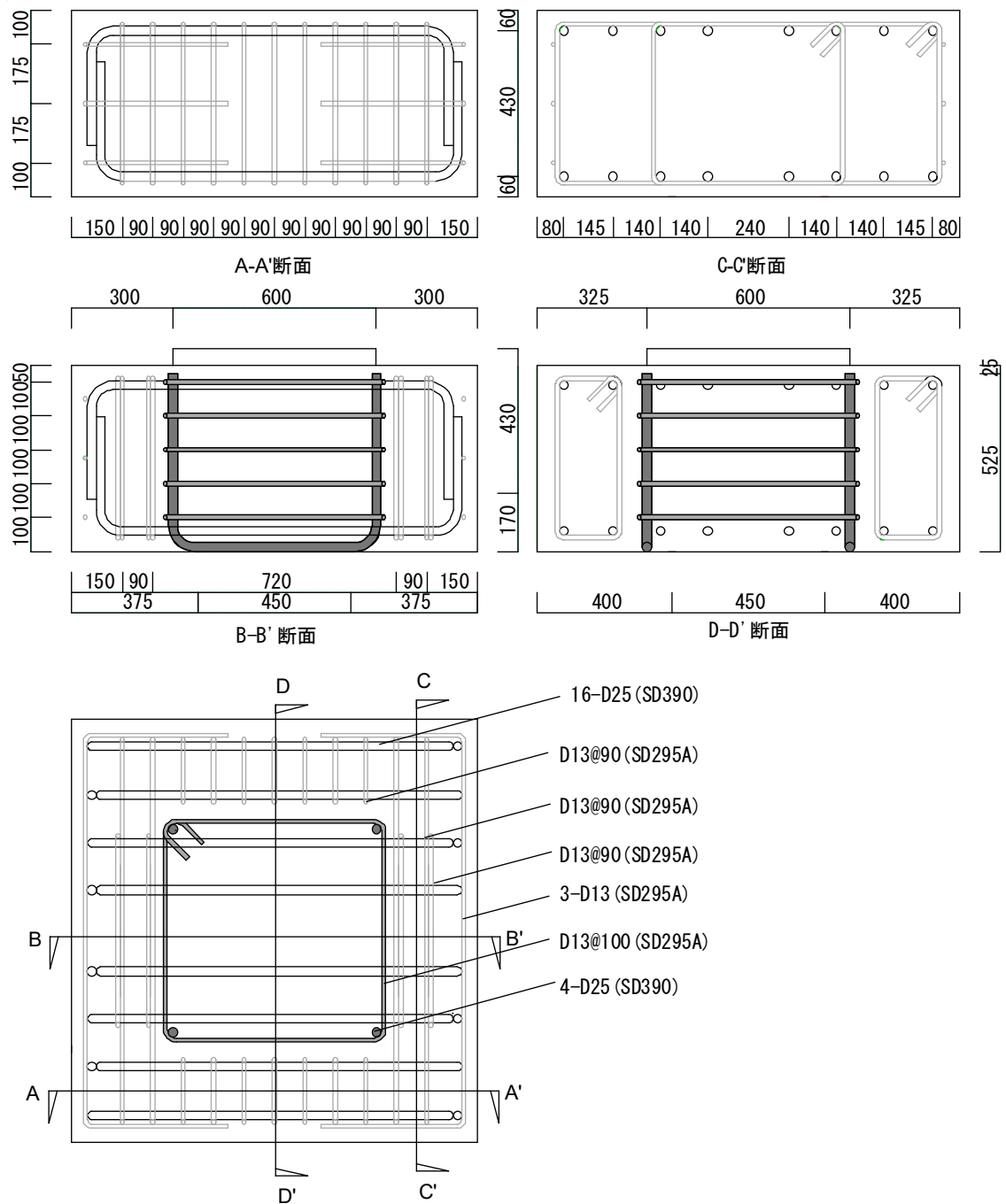


図 2.2.3 スタブ配筋状況

2.2.2 材料特性

表 2.2.2 に各試験体のコンクリートの材料特性を、表 2.2.3 に鋼材の材料特性を、表 2.2.4 にビニロンファイバーの力学的特性をそれぞれ示す。本試験体では、基礎構造に相当するスタブには普通コンクリート (Fc30) を、柱には FRC を使用した。柱に使用した繊維は、標準長 30mm, 直径 0.66mm のビニロンファイバー (RF4000) であり、体積混入率は 1.0% である。使用した鉄骨は SS400 であり、AB は ABR400 である。

表 2.2.2 コンクリートの材料特性

		材齢 (Day)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	ひずみ (μ)
E0	柱	68	46.6	31,161	2,853
	モルタル	71	67.2	—	—
	スタブ	76	34.4	28,489	2,143
E1	柱	64	46.5	29,565	2,937
	モルタル	67	71.0	—	—
	スタブ	72	34.8	29,426	2,187
E2	柱	59	45.9	31,454	2,898
	モルタル	62	70.7	—	—
	スタブ	67	39.7	30,840	2,034
EV	柱	72	46.3	29,917	2,732
	モルタル	75	67.3	—	—
	スタブ	80	33.2	29,249	2,138

表 2.2.3 鋼材の材料特性

		降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	伸び (%)
H-200x150x6x9 (SS400)	フランジ	288.9	464.1	187,976	35.6
	ウェブ	250.8	372.1	179,807	39.5
PL-50 (SS400)		253.8	433.3	203,592	78.5
M24 (ABR400)		319.8	460.1	218,887	—

表 2.2.4 ビニロンファイバーの力学的性質

材料	引張強度 (N/mm ²)	伸長 (%)	ヤング係数 (kN/mm ²)	密度 (g/cm ³)
ビニロン	900～1600	6～13	23～41	1.3

2.2.3 載荷計画

図 2.2.4 に載荷装置概要を、写真 2.2.1 に試験体設置状況をそれぞれ示す。試験体の下スタブは PC 鋼棒を用いて載荷フレームに固定し、上部プレートは高力ボルトを用いて鉛直オイルジャッキ（最大容量 3,000kN）に固定した。実験は鉛直オイルジャッキによって所定の軸力 N (E0 : 0kN, E1 : 425kN, E2 : 850kN, EV : 450+2*Q*) を作用させつつ、載荷フレームに取り付けた 2 台の水平オイルジャッキ（最大容量 : 500kN）によって水平力を載荷した。

図 2.2.5 に加力サイクルを示す。水平力載荷は、試験体頂部の水平変位 δ_l をスタブ上面から試験体頂部までの高さ h (815mm) で除した変形角 R ($=\delta_l/h$) による変位制御とした。加力プログラムは $R=1/800\text{rad}$ および $1/400\text{rad}$, $1/200\text{rad}$ を 1 サイクル行った後、 $R=1/100$, $1/67$, $1/50$, $1/33$, $1/25\text{rad}$ を 2 サイクルおよび $R=1/20\text{rad}$ の正載荷側のみとした。また、試験体 EV のみ $R=1/20\text{rad}$ を 1 サイクル行った。

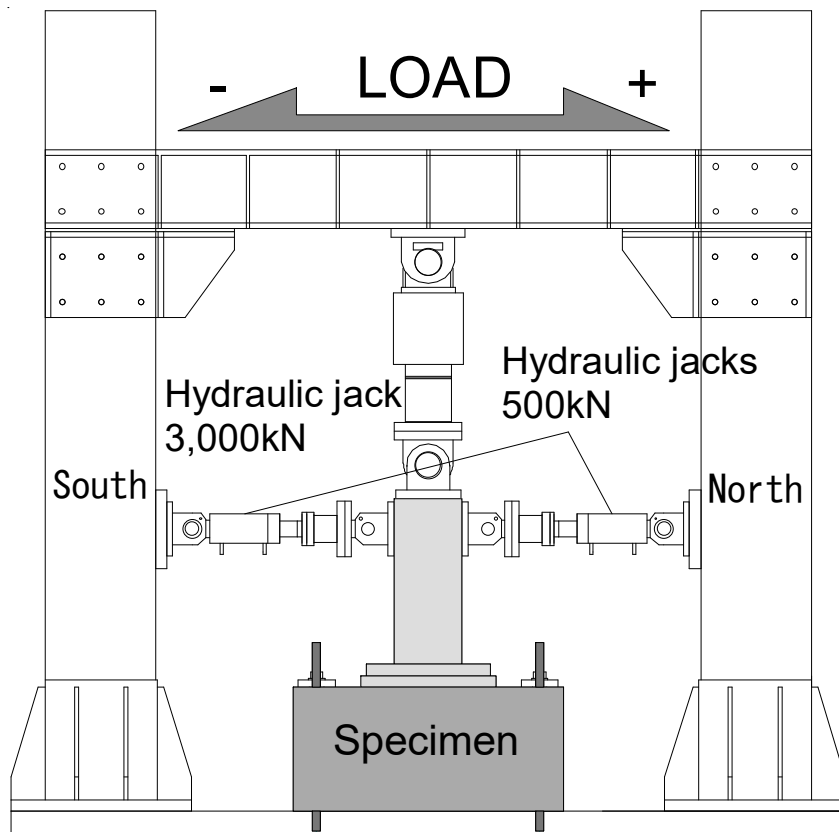


図 2.2.4 載荷装置



写真 2.2.1 試験体設置状況

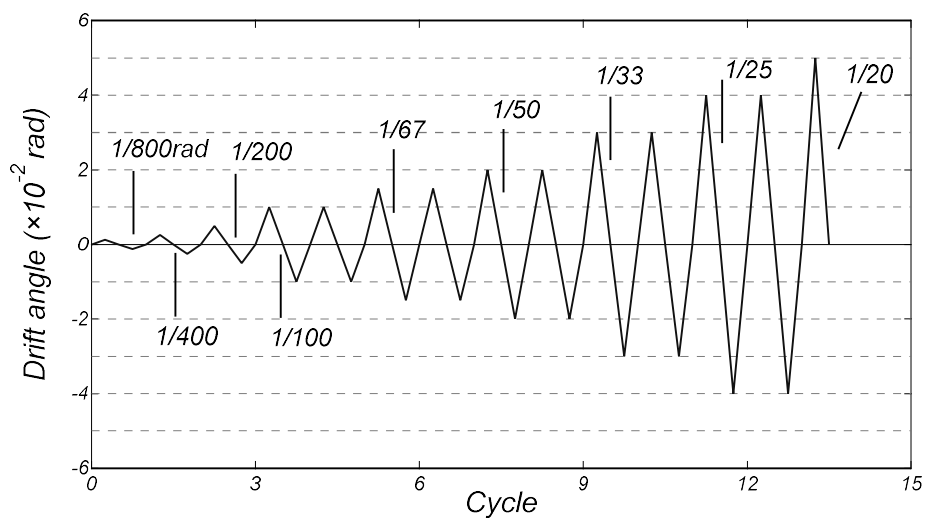


図 2.2.5 加力サイクル

2.2.4 計測計画

図 2.2.6 に試験体のひずみゲージの貼り付け位置を、図 2.2.7 に変位計測位置をそれぞれ示す。ひずみゲージによりフランジ、BP および AB のひずみを測定した。計測変位は試験体頂部、載荷点の水平変位、柱コンクリートおよびフランジの軸方向変位、BP の浮上がり、柱脚部のずれである。

ひび割れの観察は東南北面において、加力によって生じる亀裂を目視による確認し、サイクルごとに対応する色のマーカーによってひび割れを記録し、併せて、ひび割れの発生状況および加力ステップを用紙に記録した。また、各試験体第 1 サイクル目の正負両載荷サイクルにおけるピーク時およびピーク除荷時のひび割れをクラックスケールにより測定した。

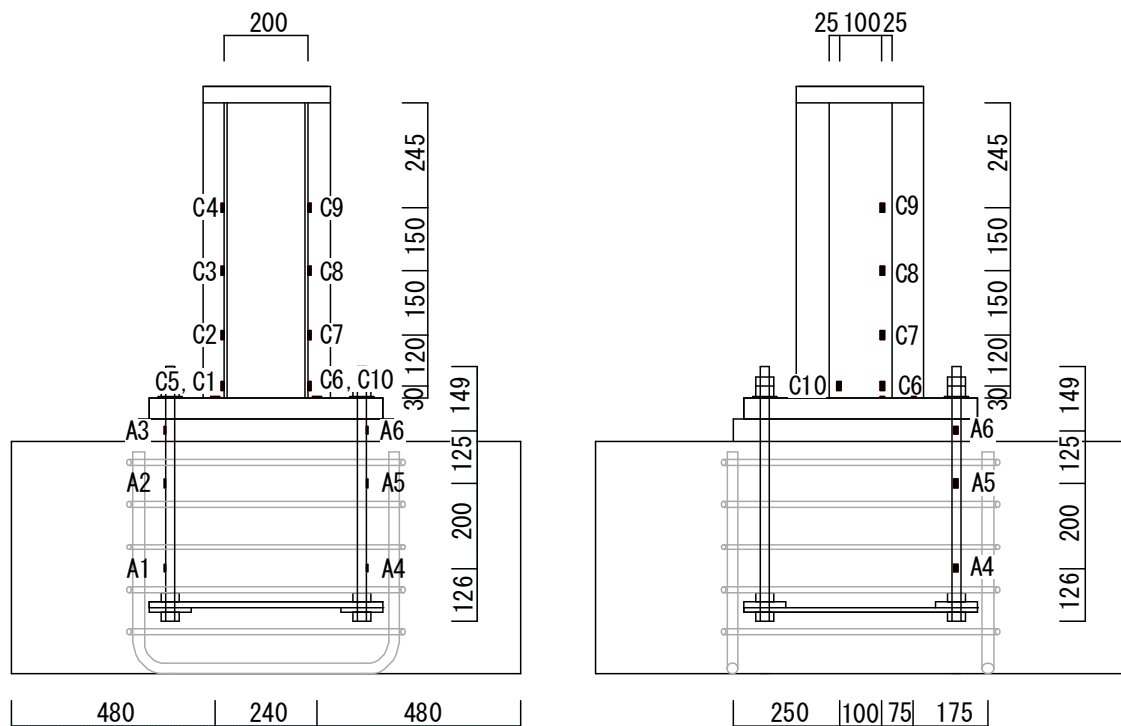


図 2.2.6 ひずみゲージ取り付け位置（全試験体共通）

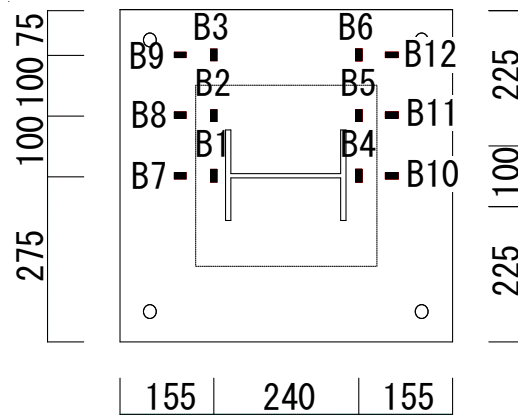


図 2.2.6 ひずみゲージ取り付け位置 (全試験体共通)

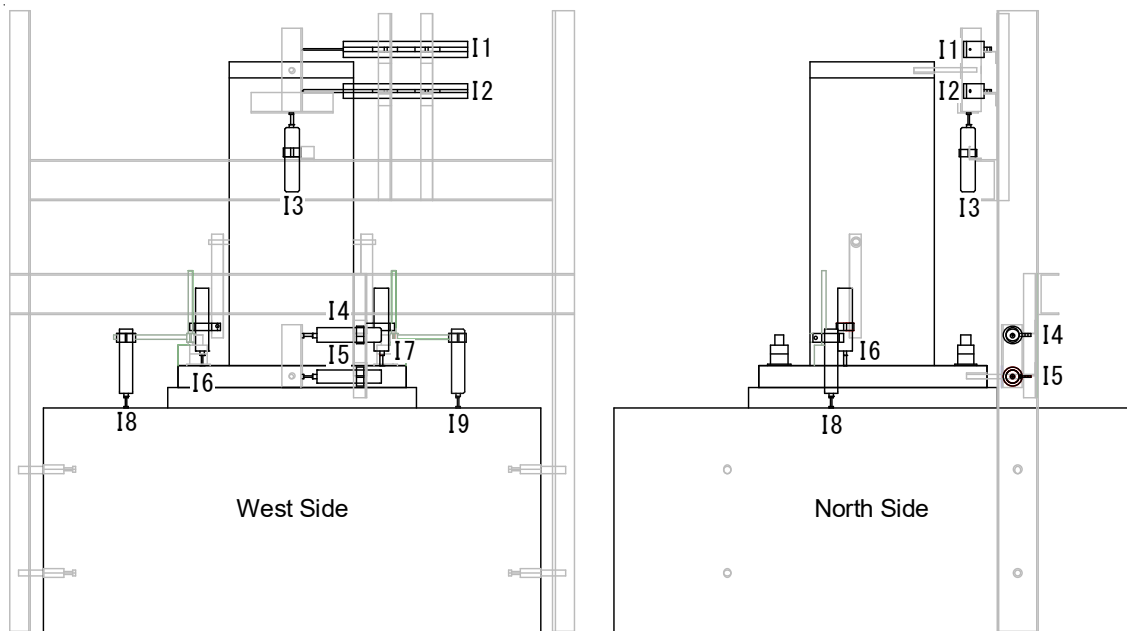


図 2.2.7 変位計計測位置

2.3 実験結果

2.3.1 破壊性状およびせん断力－変形角関係

図 2.3.2 に各試験体のせん断力－部材角関係を、図 2.3.3 に $R=1/20$ rad 正載荷ピーク時の損傷状況をそれぞれ示す。図 2.3.2 にはフランジ降伏点を○印で、アンカーボルトの降伏点を△印で、最大耐力点を□印で示す。図 2.3.2 では、2.4 節において示す載荷装置による P - δ 効果を考慮した柱曲げ耐力および柱脚曲げ耐力を併せて示す（載荷装置の特性による P - δ 効果を図 2.3.1、式 2.3.1 に示す）。

$$Q_{p\delta} = \frac{M_{cal}}{h} - \frac{N}{h} \left\{ \delta_1 + \frac{h_2}{h_1} (\delta_1 - \delta) \right\} \left(1 + \frac{h + h_1 + h_2}{h'} \right) \quad (2.3.1)$$

ここで、 M_{cal} : 曲げ耐力の計算値、 h : スタブから載荷点までの高さ (700mm)、 h' : 鉛直ジャッキのピン支承間の高さ (900mm)、 h_1 : 載荷点から $d1$ 変位計までの高さ (115mm)、 h_2 : $d1$ 変位計からピン支承間までの高さ (170mm)、 δ_1 : 試験体頂部の水平変位、 δ : 載荷点の水平変位、 δ_2 : ピン支承高さにおける水平変位である。

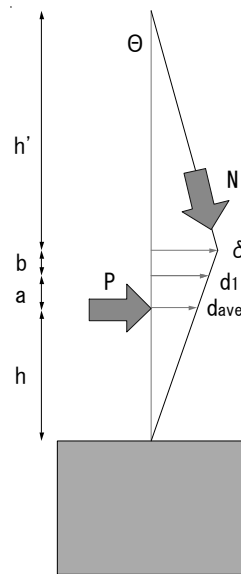


図 2.3.1 載荷装置の特性による P - δ 効果

(1) 試験体 E0

軸力比 0.0 の試験体 E0 では、 $R=1/200$ rad の 1 サイクル目正載荷ピーク時で AB の引張降伏が確認された後、スリップ型の履歴性状の発現が認められた。 $R=1/33$ rad の 1 サイクル目でフランジの引張降伏が確認され、 $R=1/25$ rad の 1 サイクル目正載荷ピーク時で最大耐力 $Q=191$ kN が記録された。同変形角 1 サイクル負載荷時ピーク時で負載荷側の最大耐力 $Q=-171$ kN が記録された。 $R=1/20$ rad の正載荷ピーク時で柱脚部における引張側 BP の浮上がりおよび敷モルタルの剥離が顕著であった。

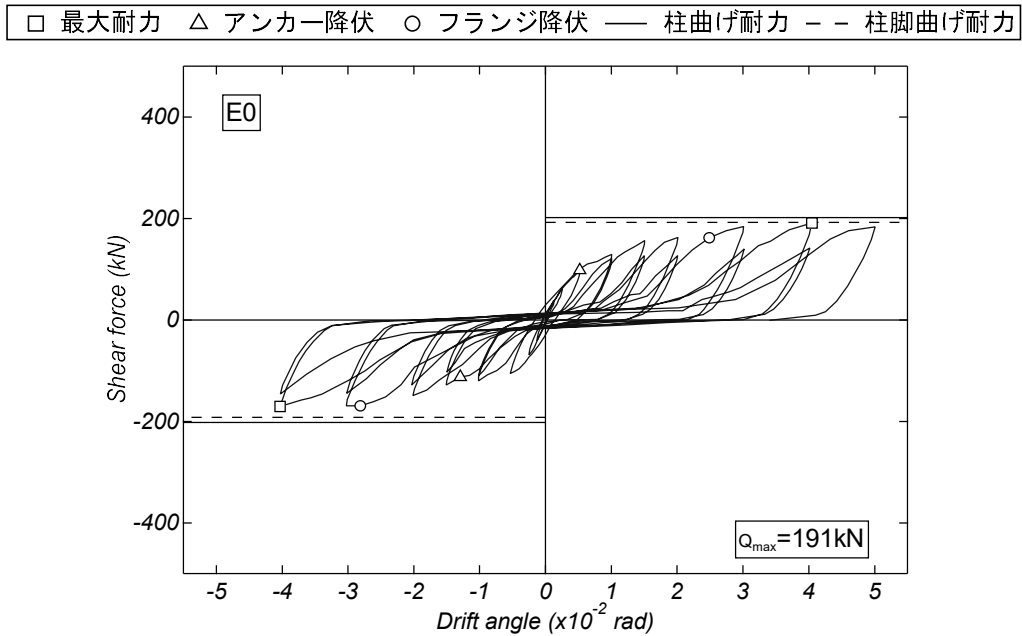


図 2.3.2(a) せん断力－変形角関係

E0 R=1/20 rad		
	ひび割れ図	正ピーク写真
正面		
北面		
南面		

図 2.3.3(a) 試験体 E0 R=1/20 rad 損傷状況

(2) 試験体 E1

軸力比 0.1 の試験体 E1 では、 $R=1/100$ rad の 1 サイクル目でフランジの引張降伏が確認された。 $R=1/67$ rad の 1 サイクル目で AB の引張降伏が確認された後、除荷および再載荷時に急激な剛性変化が認められた。 $R=1/33$ rad の 1 サイクル目正載荷ピーク時で最大耐力 $Q=314\text{kN}$ が記録された。同変形角 1 サイクル負載荷時ピーク時で負載荷側の最大耐力 $Q=-299\text{kN}$ が記録された。 $R=1/20$ rad の正載荷ピーク時で柱脚部における引張側 BP の浮上がりおよび敷モルタルの剥離に加え、柱下部の曲げひび割れの拡幅および圧縮ひび割れが顕著であった。

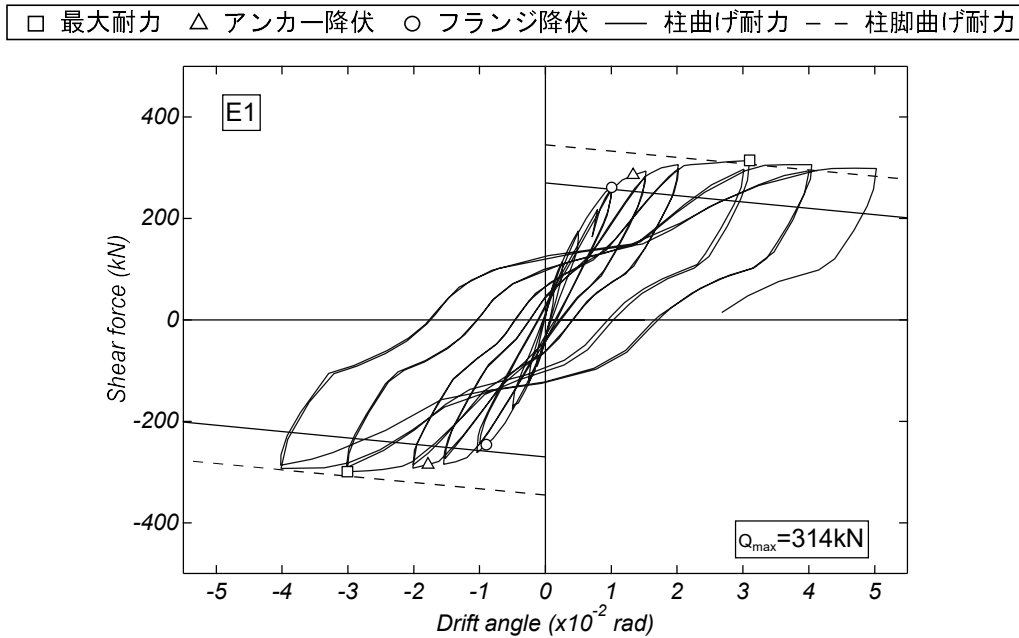


図 2.3.2(b) せん断力－変形角関係

E1 R=1/20 rad		
	ひび割れ図	正ピーク写真
正面		
北面		
南面		

図 2.3.3(b) 試験体 E1 R=1/20 rad 損傷状況

(3) 試験体 E2

軸力比 0.2 の試験体 E2 では、 $R=1/100$ rad の 1 サイクル目でフランジの引張降伏が確認された後、紡錘型の復元力特性の発現が認められた。 $R=1/67$ rad の 1 サイクル目で正載荷側の最大耐力 $Q=358\text{kN}$ が記録された。同変形角 1 サイクル目で負載荷側の最大耐力 $Q=-317\text{kN}$ が記録された。最大耐力記録以降、耐力のゆるやかな低下が認められた。 $R=1/20$ rad の正載荷ピーク時で柱部の曲げひび割れの拡幅および圧縮ひび割れが顕著であった。

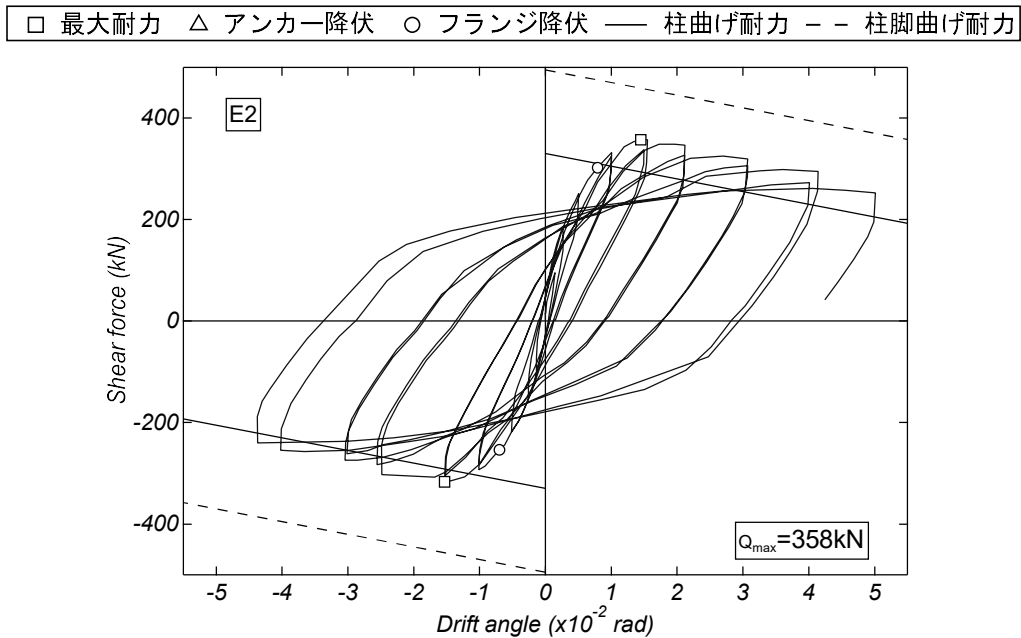


図 2.3.2(c) せん断力-変形角関係

E2 R=1/20 rad		
	ひび割れ図	正ピーク写真
正面		
北面		
南面		

図 2.3.3(c) 試験体 E2 R=1/20 rad 損傷状況

(4) 試験体 EV

変動軸力を作用させた試験体 EV では、正載荷側では $R=1/100$ rad の 1 サイクル目でフランジの引張降伏が、 $R=1/67$ rad の 1 サイクル目で AB の引張降伏が確認された。負載荷側では $R=1/100$ rad の 1 サイクル目で AB の引張降伏が確認され、2 サイクル目でフランジの引張降伏が確認された。正載荷側の最大耐力は $R=1/67$ rad の 1 サイクル目で最大耐力 $Q=382.2\text{kN}$ が記録され、最大耐力記録以降、耐力のゆるやかな低下が認められた。負載荷側では $R=1/20$ rad の載荷サイクルまで行ったものの、最大耐力に達しないことが記録された。正載荷側ではフランジ降伏以降、紡錘型の履歴性状が認められ、負載荷側では AB 降伏以降、フラッグ型の履歴性状が認められた。 $R=1/20$ rad の正載荷ピーク時で柱部の曲げひび割れの拡幅および圧縮ひび割れが顕著であり、同サイクルの負載荷ピーク時で柱脚部における引張側 BP の浮上がりおよび敷モルタルの剥離が顕著であった。

以上の結果より、軸力比の増大に伴い、柱脚部の損傷の減少および柱部の損傷の増加が認められた。また、軸力比の増大に伴い、各試験体の最大耐力は高くなり、履歴性状はスリップ型から紡錘型に移行する傾向が伺えた。

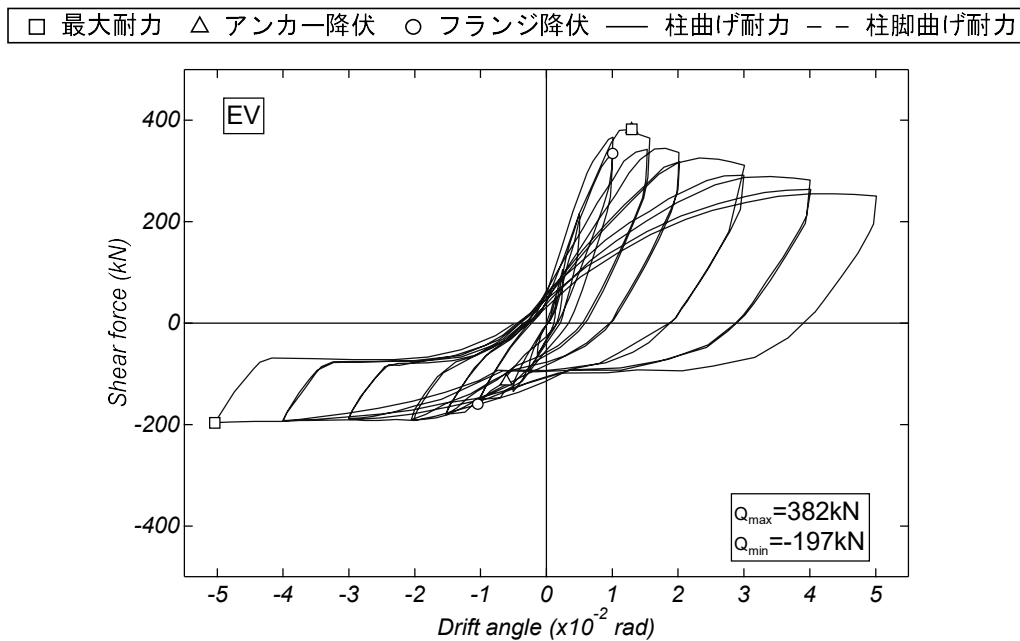


図 2.3.2(d) せん断力－変形角関係

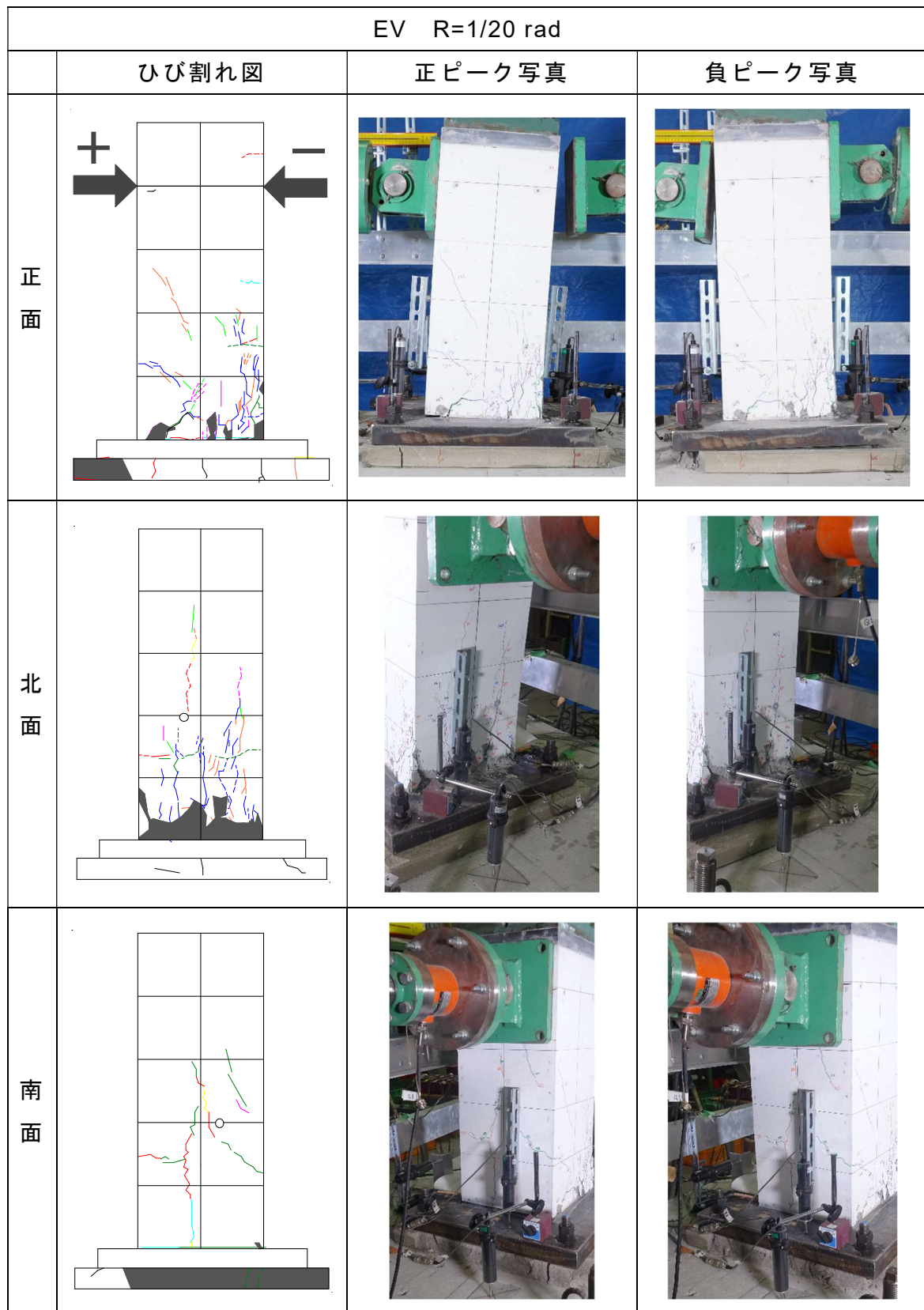


図 2.3.2(d) 試験体 EV R=1/20 rad 損傷状況

2.3.2 変形成分

各試験体における変形成分の履歴性状を図 2.3.4 に示す。ここで、変形成分は、柱脚の回転変形、すべり変形および柱変形に区別している。各変形成分は図 2.3.3 に示す変位計取り付け状況から算出し、各変形は式(2.3.2)~(2.3.4)より算出した。

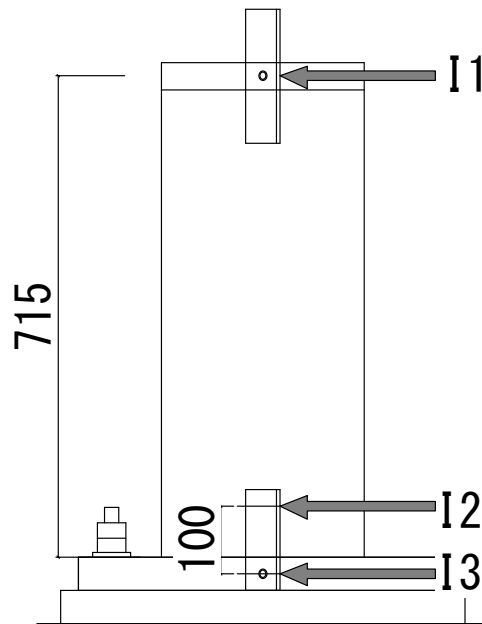


図 2.3.3 変位計取り付け状況

$$Rotation = (I2 - I3) / 100 \times 715 \quad (2.3.2)$$

$$Slip = I3 \quad (2.3.3)$$

$$Column = I1 - (Rotation + Slip) \quad (2.3.4)$$

(1) 試験体 E0

AB 降伏以後，柱脚の回轉變形およびすべり変形にスリップ型の履歴性状の発現が認められた。柱変形の顕著な増加は認められない。

(2) 試験体 E1

AB 降伏以降，柱脚の回轉變形にフラッグ型の履歴性状の発現が認められた。柱脚のすべり変形の顕著な増加は認められない。フランジ降伏以後，柱変形に紡錘型の履歴性状の発現が認められた。これらが図 2.2.1(b)に示した急激な剛性変化の一因と判断される。

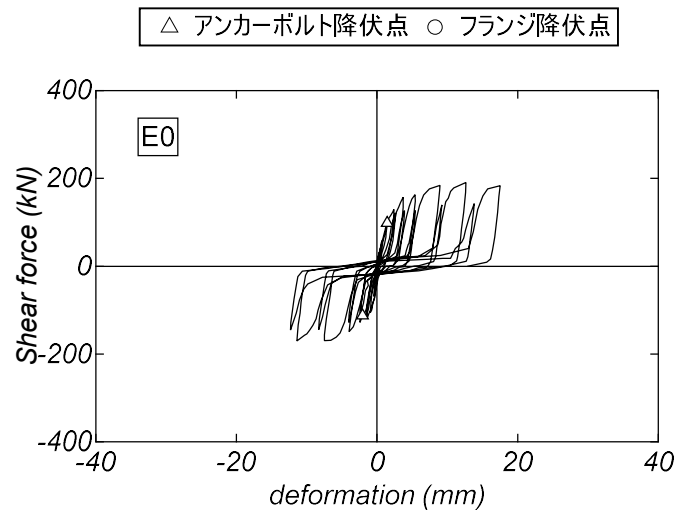
(3) 試験体 E2

柱脚の回轉變形およびすべり変形の進展は認められない。フランジ降伏以後，柱変形に紡錘型の履歴性状の発現が認められた。

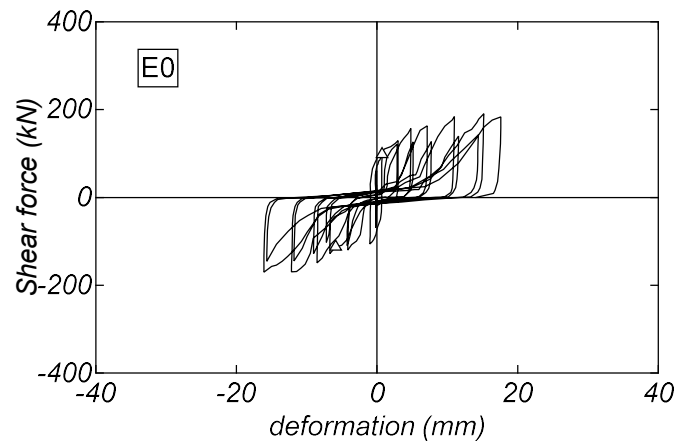
(4) 試験体 EV

正載荷時には柱脚の回轉變形の増加は認められず，負載荷時には AB 降伏以後，柱脚の回轉變形にフラッグ型の履歴性状の発現が認められた。正載荷時には柱脚のすべり変形の増加は認められず，負載荷時には AB 降伏以後，柱脚のすべり変形の増加が認められた。正載荷時には負載荷時のすべり変形に残留変位の発現が認められた。正載荷時にはフランジ降伏以降，柱変形に紡錘型の履歴性状の発現が認められたものの，負載荷時には柱変形の増加は認められない。

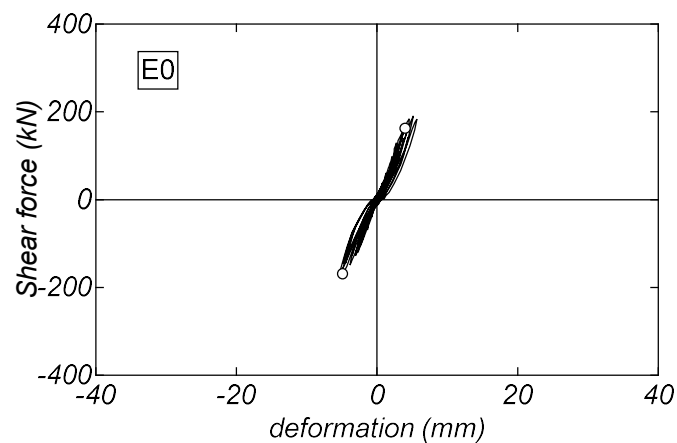
前節で述べた破壊性状，せん断力－変形角関係および本節の変形成分の結果より，試験体 E0 の破壊モードは柱脚曲げ破壊および柱脚せん断破壊の混合型と判断される。試験体 E1 の破壊モードは柱脚および柱曲げ破壊の混合型と判断される。試験体 E2 の破壊モードは柱曲げ破壊型と判断される。試験体 EV の破壊モードは正側で柱曲げ破壊型，負側で柱脚曲げ破壊および柱脚せん断破壊の混合型と判断される。



(a) 回転変形

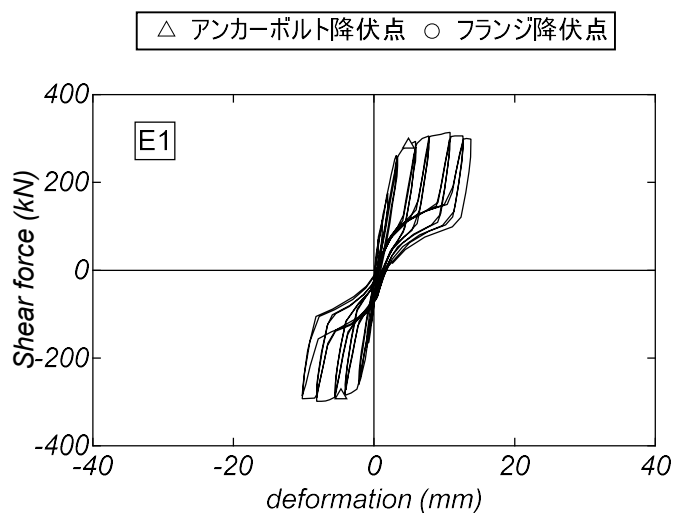


(b) すべり変形

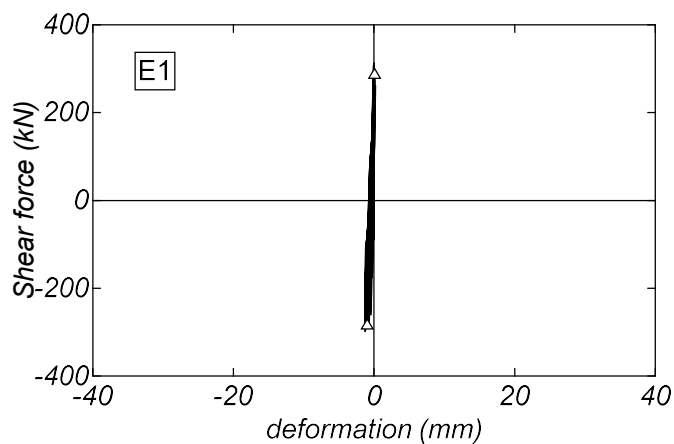


(c) 柱変形

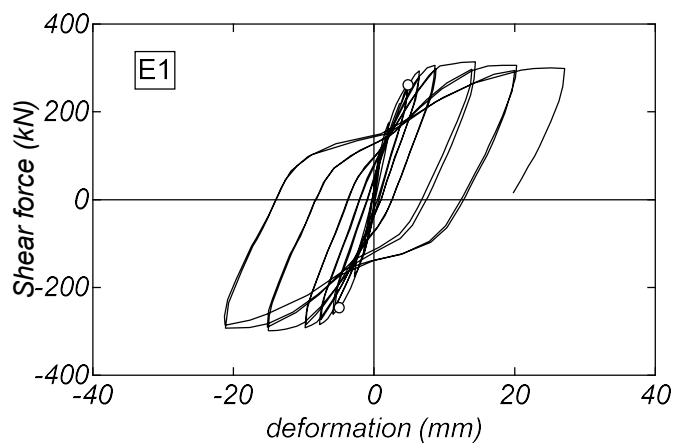
図 2.3.4(a) 試験体 E0 変形成分の履歴性状



(a) 柱脚回転変形

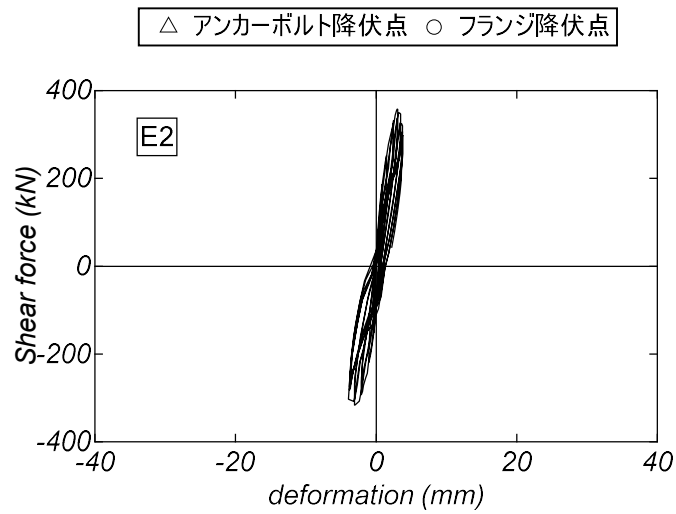


(b) 柱脚すべり変形

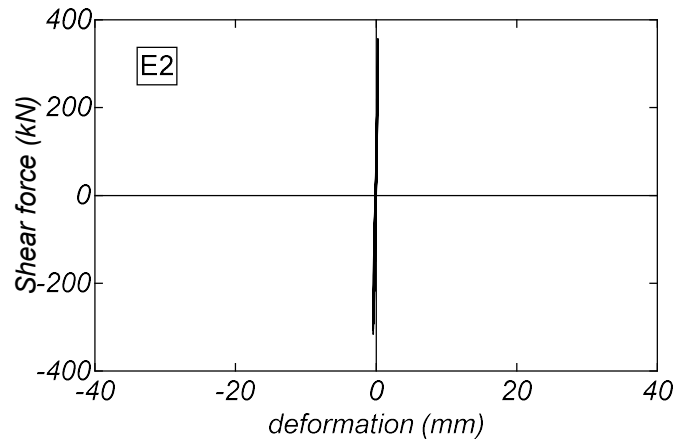


(c) 柱脚柱変形

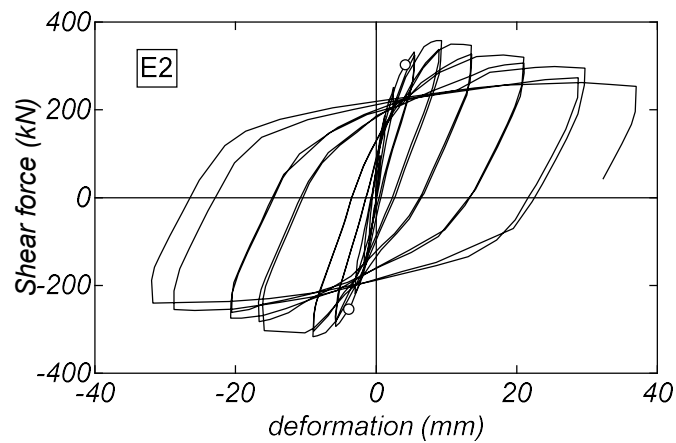
図 2.3.4(b) 試験体 E1 変形成分の履歴性状



(a) 柱脚回転変形

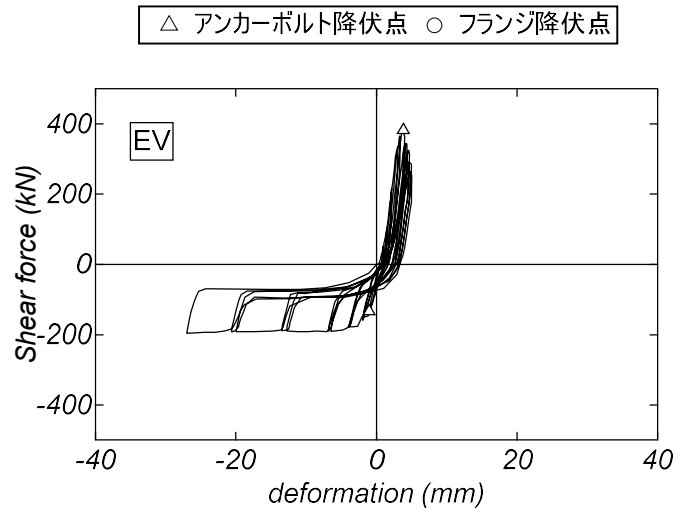


(b) すべり変形

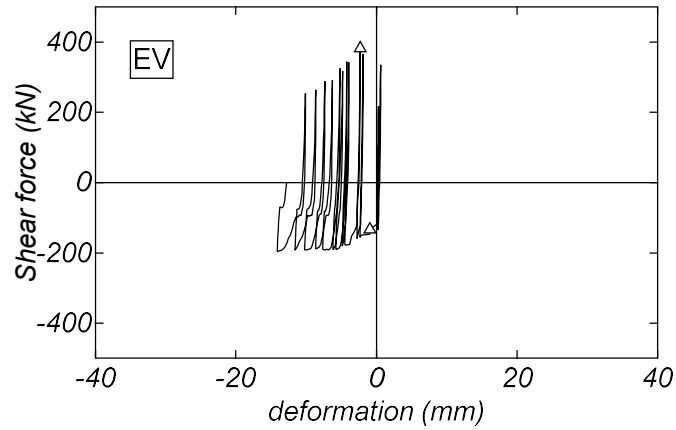


(c) 柱変形

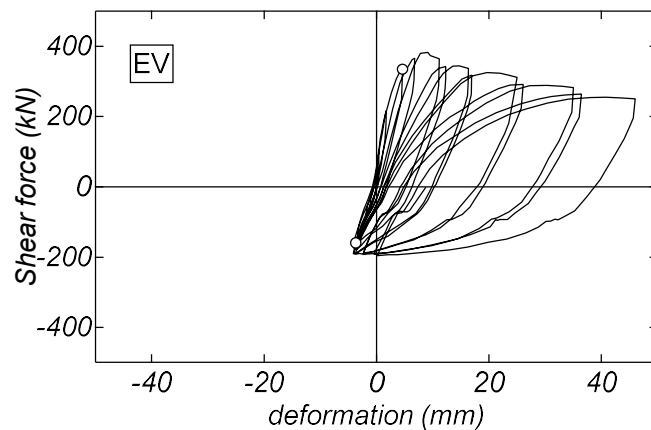
図 2.3.4(c) 試験体 E2 変形成分の履歴性状



(a) 柱脚回転変形



(b) 柱脚すべり変形



(c) 柱変形

図 2.3.4(d) 試験体 EV 変形成分の履歴性状

2.3.3 フランジおよびアンカーボルトの応力分布

図 2.3.5 に各試験体の正載荷ピーク時のフランジおよび AB の材軸方向における応力分布を、図 2.3.6 に試験体 EV の負載荷ピーク時のフランジおよび AB の材軸方向における応力分布を示す。鋼材の応力は履歴特性を完全弾塑性と仮定し、応力の計算は同図に示すひずみゲージ貼付け位置のひずみの値を用いて計算した。

フランジの応力分布に注目すると、南側および北側ともに試験体 E0 を除く各試験体において柱下部の応力が最初に降伏強度に達する傾向が認められた。また、試験体 E0 では、当該載荷サイクルでは降伏は認められなかったものの、柱下部の応力が最も高い。

南側の AB の応力分布に注目すると、試験体 E0, E1, EV の正側および負側では、敷モルタルの高さの応力が最初に降伏強度に達する傾向が認められた。試験体 E2 では、高さ方向における応力に大きな差は認められなかった。これらは、前節で述べたように、試験体 E0 および試験体 EV 負側では柱脚のすべりと BP の浮上がり、試験体 E1 では BP の浮上がりによるものと考えられる。また、試験体 EV の正側では、負側に生じた柱脚すべりの残留変位の影響によるものと推察される。また、北側の AB に注目すると全試験体高さ方向における応力に大きな差は認められなかった。

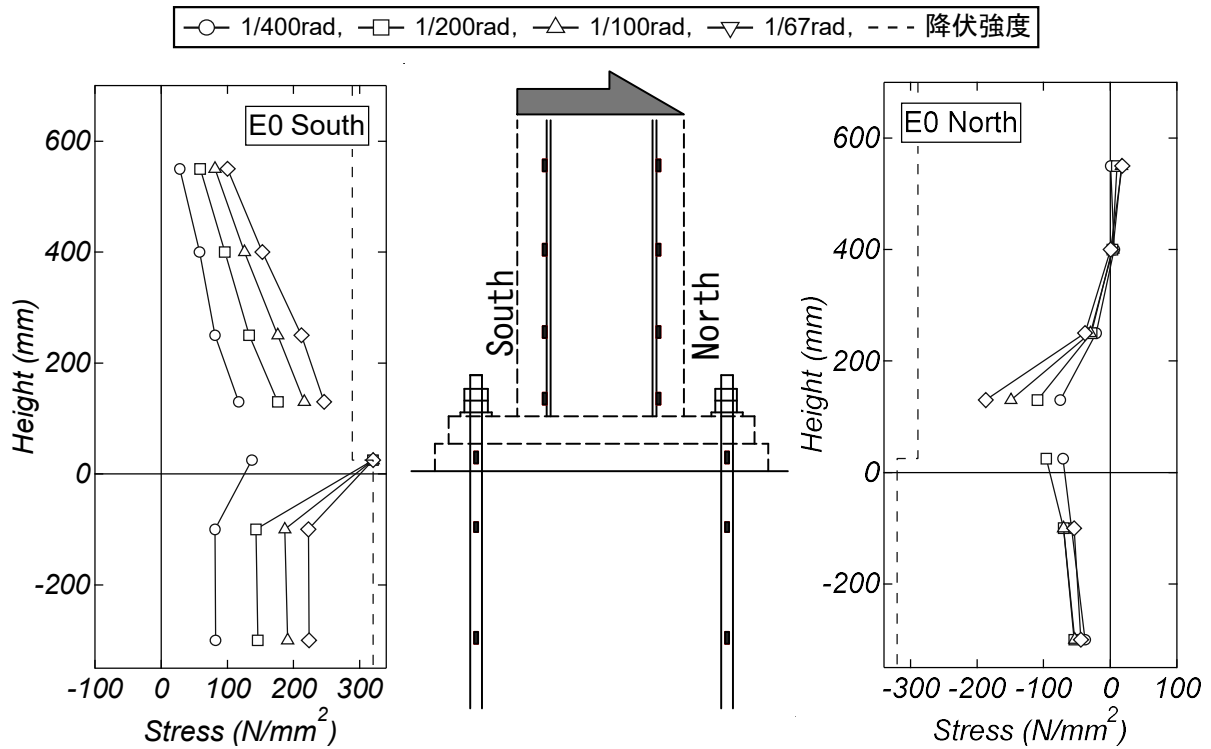


図 2.3.5(a) AB およびフランジの応力分布図 (試験体 E0)

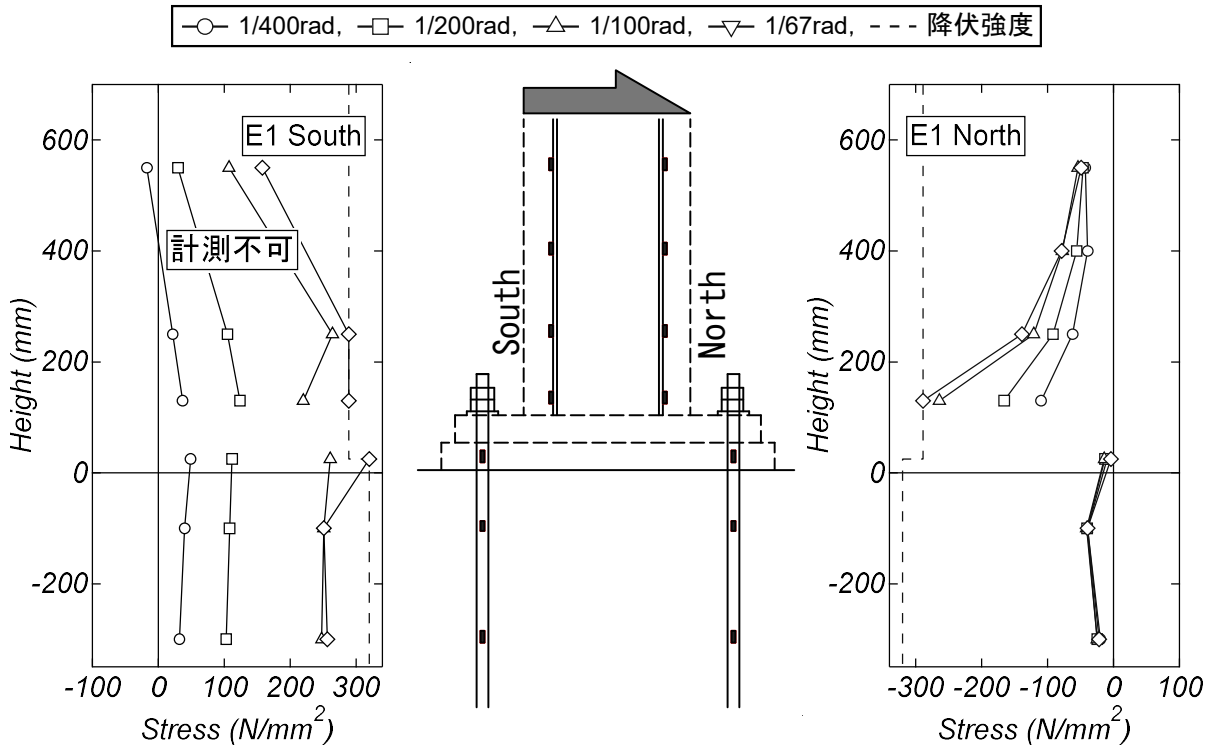


図 2.3.5(b) AB およびフランジの応力分布図 (試験体 E1)

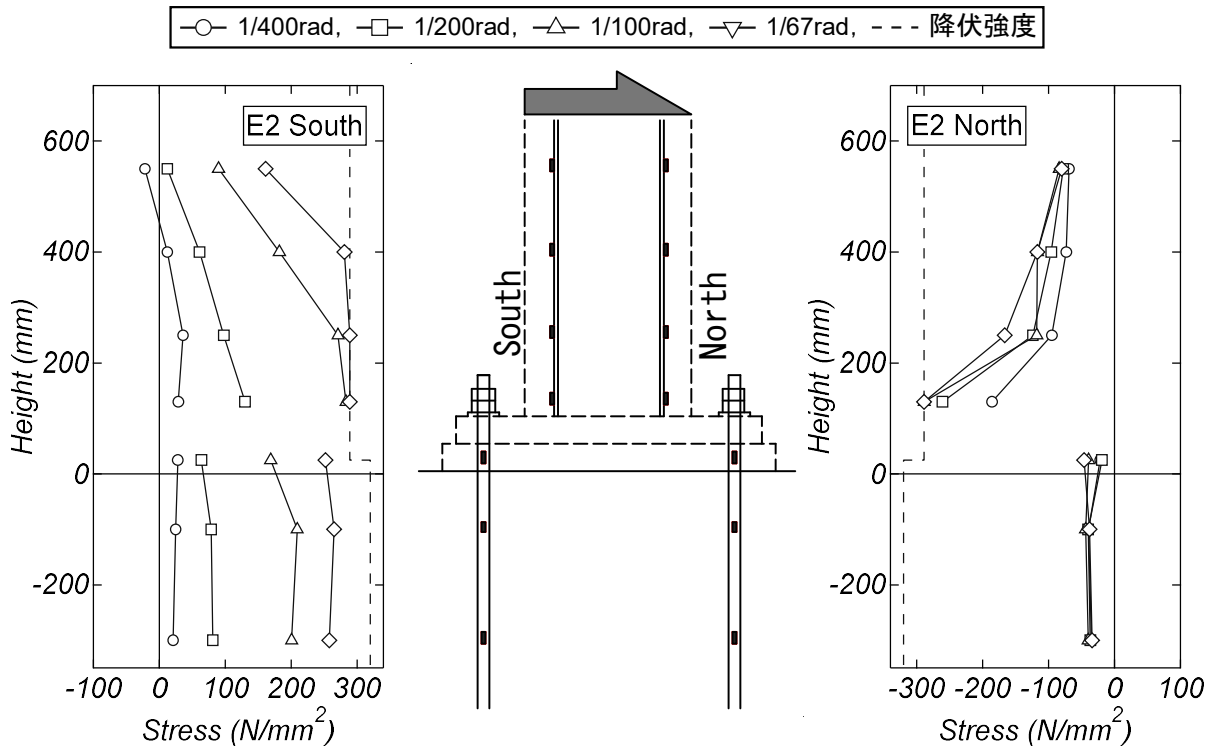


図 2.3.5(c) AB およびフランジの応力分布図 (試験体 E2)

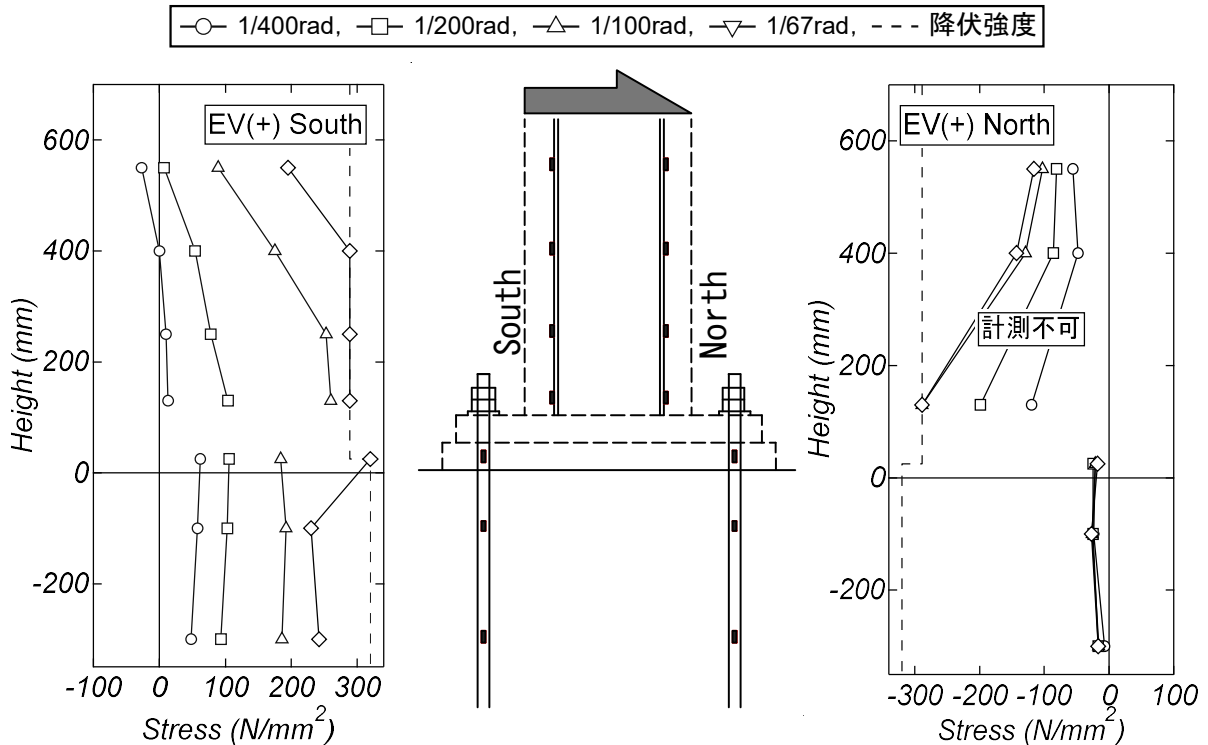


図 2.3.5(d) AB およびフランジの応力分布図 (試験体 EV)

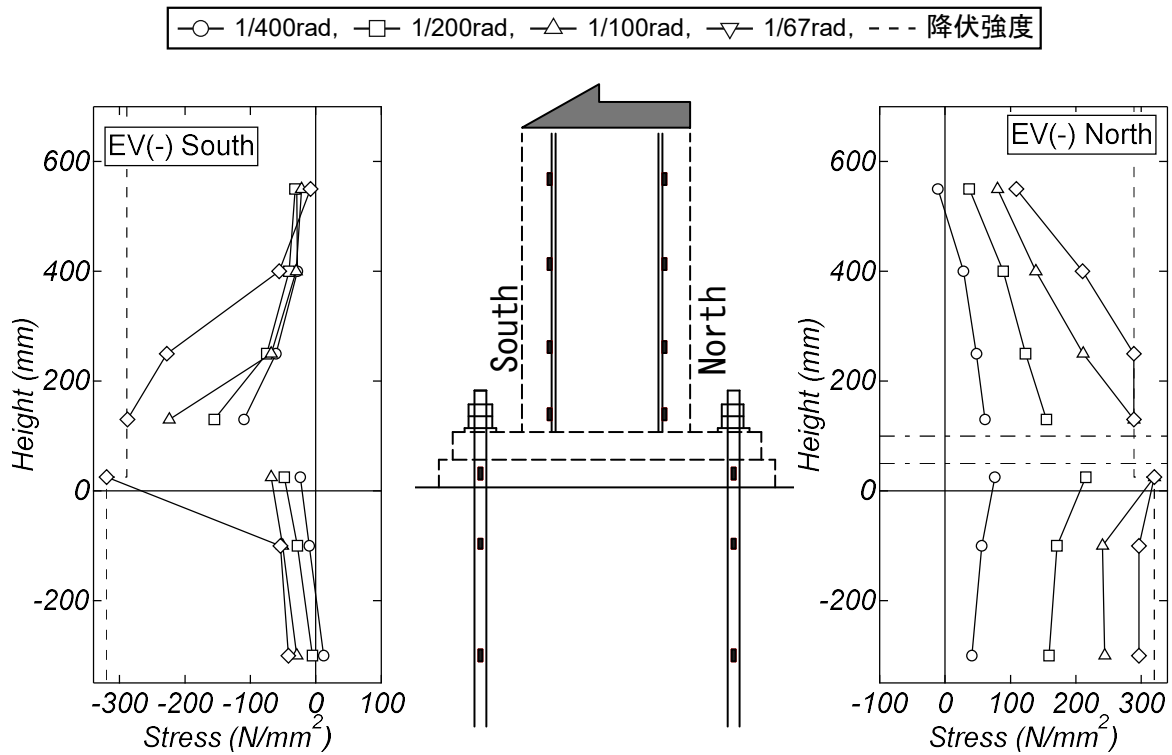


図 2.3.6 アンカーボルトおよびフランジの応力分布図 (試験体 EV)

2.4 耐力評価

本節では、非埋込み型 CES 柱脚の終局耐力を文献 1), 18) を参考に整理・検討を行う。ここで、柱のコンクリート強度、基礎スタブのコンクリート強度、鉄骨の降伏強度および AB の降伏強度は、2.2.2 節に示した値を用いる。各試験体の軸力は、試験体 E0 は 0kN、試験体 E1 は 425kN、試験体 E2 は 850kN、試験体 EV の圧縮側は 1,168kN、引張側は 0kN である。

2.4.1 終局耐力評価

(1) 柱曲げ終局耐力

柱曲げ終局耐力は一般化累加強度理論により評価する。一般化累加強度理論は CES 柱断面を柱コンクリート、フランジ、ウェブの 3 つの要素に分割して計算を行った。柱コンクリート強度は式(2.2.2)の計算値を乗じて計算を行った。図 2.4.1 に一般化累加強度理論による軸力と柱曲げ終局耐力の相関関係を示す。

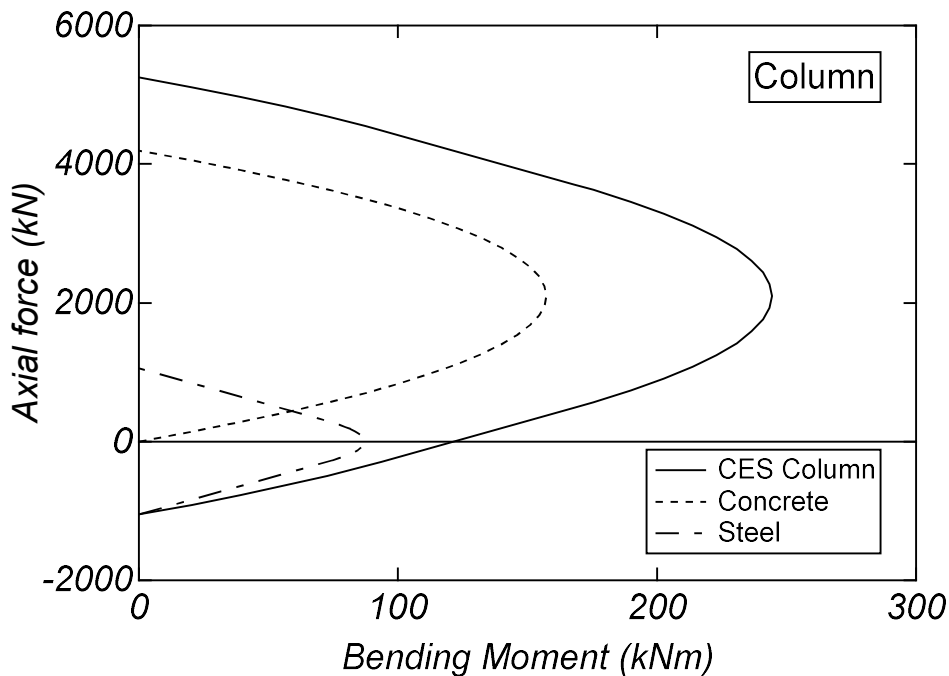


図 2.4.1 一般化累加強度理論による CES 柱の N-M 相関関係

(2) 柱脚曲げ終局耐力

柱脚曲げ終局耐力は一般化累加強度理論により評価する。ここで、基礎コンクリートの圧縮強度には低減係数 0.85 を乗じて計算を行った。また、AB は引張力のみを負担するものとして計算した。図 2.4.2 に一般化累加強度理論による軸力と柱脚曲げ終局耐力の相関関係を示す。

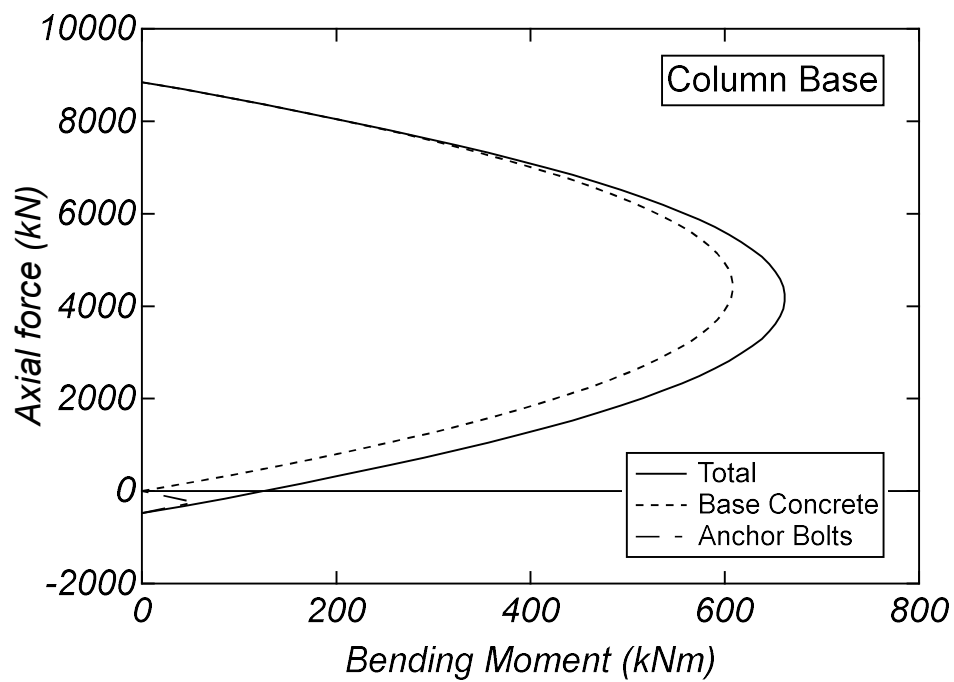


図 2.4.2 一般化累加強度理論による非埋込み型柱脚の N-M 相関関係

(3) 柱せん断終局耐力

柱せん断終局耐力は、式(2.4.1)により評価する。柱せん断終局耐力はコンクリートに形成されるアーチ機構せん断強度（式(2.4.1)の右辺第 1 項）およびウェブのせん断降伏強度（式(2.4.1)の右辺第 2 項）を単純累加したものである。

$$Q_{su} = \tan \theta_c b \mu_c D \frac{\sigma_B}{2} + \frac{{}_s t_w {}_s d_w {}_s \sigma_{wy}}{\sqrt{3}} \quad (2.4.1)$$

$$\mu = 0.5 + \frac{b'}{b} \leq 0.8 \quad (2.4.2)$$

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{l'}{cD}\right)^2 + 1} - \frac{l'}{cD} \quad (2.4.3)$$

ここで、 $c b$ ：柱幅， $c D$ ：柱せい， σ_B ：コンクリート強度， ${}_s t_w$ ：ウェブ厚さ， ${}_s d_w$ ：ウェブせい， ${}_s \sigma_{wy}$ ：ウェブの降伏強度， b' ：コンクリートの有効幅（ $=c b - {}_s b_f$ ）， ${}_s b_f$ ：フランジ幅， l' ：柱の内法長さである。

(4) 柱脚せん断終局耐力

柱脚せん断終局強度は式(2.4.4)により評価する。柱脚せん断終局耐力は BP 下面と敷モルタルの摩擦抵抗および圧縮側 AB のせん断抵抗の最大値である。

$$Q_u = \max\left(0.5C, n_c a_{ab} \frac{F_{ab}}{\sqrt{3}}\right) \quad (2.4.4)$$

$$C = T_y + N \quad (2.4.5)$$

ここで、 n_c ：圧縮側 AB 本数， a_{ab} ：AB の断面積， F_{ab} ：AB の引張強度， T_y ：引張側 AB の降伏耐力， N ：作用軸力である。

2.4.2 耐力計算と実験結果の比較

前節までに示した終局耐力計算結果を表 2.4.1 および図 2.4.3 に示す。同図には柱曲げ耐力、柱せん断耐力、柱脚曲げ耐力、柱脚せん断耐力、導入軸力、および実験値で示している。

試験体 E0 では、柱脚曲げ耐力値が最も低い。実験の最大耐力および柱脚曲げ耐力値の比率は 0.99 であり、実験値が計算値を下回った。これは、実験における敷モルタルの剥離により柱脚コンクリートからの圧縮反力が減少したためと推察される。また、柱脚曲げ耐力、柱脚せん断耐力および柱曲げ耐力の計算値はすべて同程度である。実験においても柱脚と柱の曲げ降伏が確認されている。このことから、耐力計算に基づく破壊モードは実験のものと対応していると判断された。

試験体 E1、試験体 E2 および試験体 EV の正側では、柱曲げ耐力値が最も低い。破壊モードは実験結果と同様に柱曲げ降伏先行型と判断された。実験の最大耐力の値と柱曲げ耐力の計算値の比率は、試験体 E1 が 1.16、試験体 E2 が 1.08、試験体 EV が 1.12 であり、一般化累加強度理論によって精度良く評価可能である。

試験体 EV の負側では、柱脚曲げ耐力値が最も低い。実験の最大耐力および柱脚曲げ耐力値の比率は 1.03 であり、一般化累加強度理論によって精度よく評価可能である。また、柱脚曲げ耐力、柱脚せん断耐力および柱曲げ耐力の計算値はすべて同程度である。実験においても柱脚と柱の曲げ降伏が確認されている。このことから、耐力計算に基づく破壊モードは実験のものと対応していると判断された。

以上の結果より、非埋込み型 CES 柱脚の終局耐力は文献 1), 18) に示される終局耐力計算値によって評価可能である。

表 2.4.1 終局耐力計算結果一覧

Unit: kN		E0	E1	E2	EV(+)	EV(-)
実験値 Q_{max}		192	314	358	382	197
柱	曲げ耐力 (a)	202	270	330	340	202
	せん断耐力 (b)	503	502	502	502	502
柱脚	曲げ耐力 (c)	192	345	495	629	192
	せん断耐力 (d)	199	332	545	704	199
実験値/min (a),(b),(c),(d)		1.00	1.16	1.08	1.12	1.03

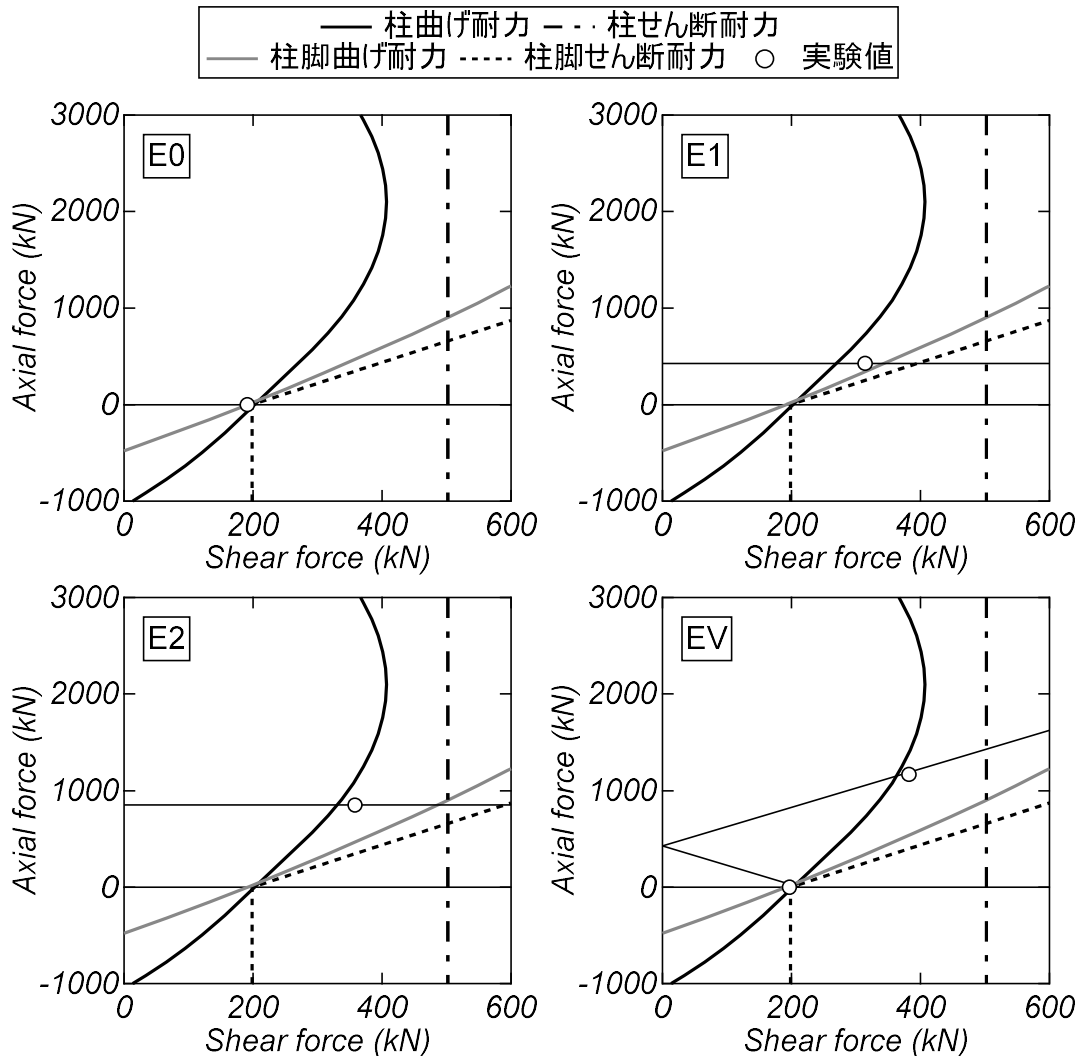


図 2.4.3 N-Q 相関関係

2.5 まとめ

本章では、非埋込み型 CES 柱脚の基本的な構造性能の把握を目的とし、軸力比を変数とした試験体の静的載荷実験を行った。本研究より得られた知見を以下に示す。

- 1) 軸力比の増大に伴い柱脚における損傷の減少および柱における損傷の増加が認められた。
- 2) 軸力比の増大に伴い各試験体の最大耐力は上昇し、履歴性状はスリップ型から紡錘型に移行する傾向が伺えた。
- 3) 変形成分より軸力比 0.1 の試験体では、柱脚にフラッグ型および柱に紡錘型の履歴性状の発現が認められた。
- 4) 軸力比に拘わらず、フランジは柱下部の応力が最初に降伏強度に達した。また軸力が小さい場合、敷モルタル位置の引張側アンカーボルトの応力が最初に降伏強度に達する傾向が確認された。
- 5) 非埋込み型 CES 柱脚の終局耐力評価は文献 1), 18)に示される終局耐力計算値によって評価可能である。

第3章 軸力比の異なる非埋込み型 CES 柱脚の静的増分解析

3.1 はじめに

本章では、第2章に示した試験体を対象に構造解析のための構造解析モデルのモデル化手法の確立を目的とした静的増分解析を実施する。本章では、モデル化手法の詳細を示すとともに、実験結果と解析結果の比較より提案する解析モデルの妥当性の検討を行う。

3.2 構造解析モデル

3.2.1 モデル化

解析対象は第2章に示した一定軸力を受ける試験体 E0, E1 および E2 の3体である。解析には市販の構造解析ソフトウェア「SNAP」を用いた。

図 3.2.1 に解析モデルを示す。解析では、基礎スタブ上端から試験体頂部のピン支点までをモデル化した。BP から試験体頂部までの柱部分は、弾性線材要素、せん断ばね要素および柱下端に仮定した複数の軸方向ばね要素（以後、MS 要素と呼称）に置換した。図 3.2.2 に MS 要素のメッシュ分割を示す。MS 要素では、各試験体ともにコンクリートを6個の要素（1要素当たりの幅 50mm）に、フランジを2つの要素に、ウェブを4個の要素にそれぞれ分割した。スタブ上端から BP 上端までの柱脚部分は弾性線材要素、並列結合された2つの回転ばね要素、せん断ばね要素に置換した。なお、解析は計算が不安定となった時点で終了した。

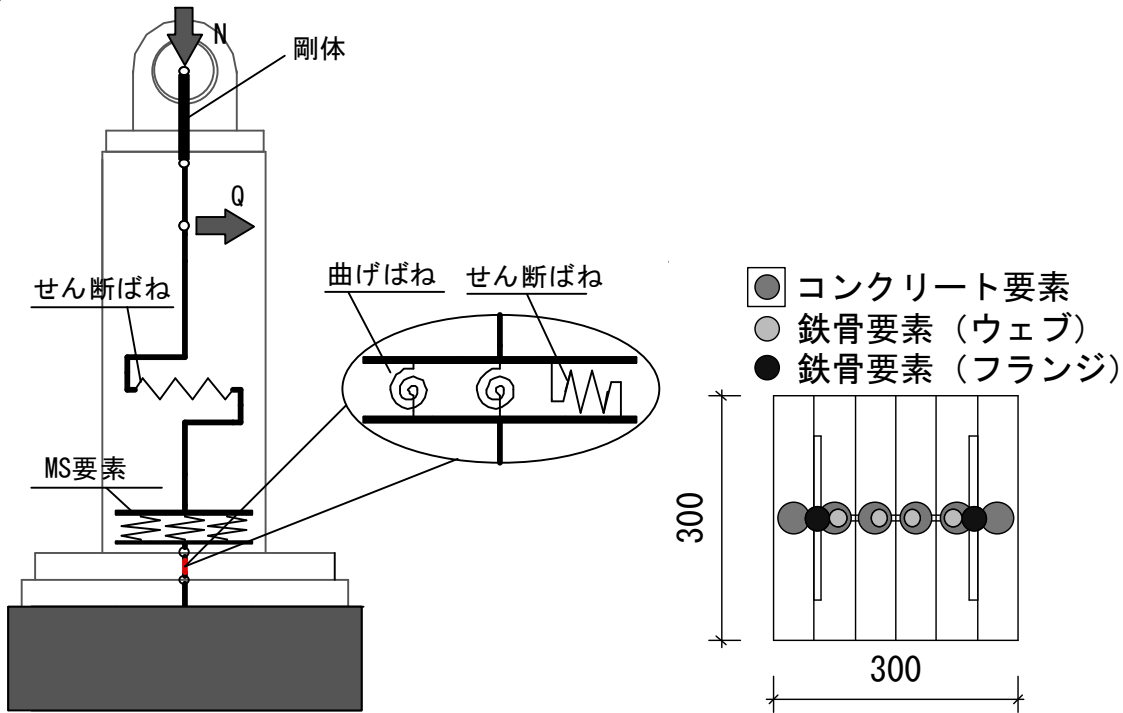


図 3.2.1 解析モデル

図 3.2.2 MS 要素のメッシュ分割

3.2.2 柱部の復元力特性モデル

図 3.2.3 に MS 要素に適用した材料の応力-ひずみ関係を示す。コンクリートの応力-ひずみ関係の上昇域は星限らのモデル²⁶⁾とし、軟化域は材料試験結果を基に二折線モデルとした。なお、本研究では、文献 10)を参考に MS 要素以外の塑性変形の影響を MS 要素に用いた材料構成則で考慮することとし、コンクリートの圧縮強度時ひずみおよび後述の鉄骨の降伏ひずみは文献 10)を基に材料試験値の 2.5 倍した値を入力した。引張側の応力-ひずみ関係は式(3.2.1)に示す曲げひび割れ強度 σ_{cr} までを線形とし、軟化域は二折線モデルで表現した。履歴則は図 3.2.3 に示す剛性低減型とした。

$$\sigma_{cr} = 0.56\sqrt{\sigma_B} \quad (3.2.1)$$

鉄骨の応力-ひずみはトリリニアモデルとした。第 1 折れ点は弾性限界点とし、その応力は降伏強度の 1/3 倍の値とし。第 2 折れ点は降伏強度点とした。降伏後の

剛性低下率は初期剛性の 0.01 倍とした。履歴則は図 3.2.3 に示す修正 Ramberg-Osgood モデル²⁷⁾とした。

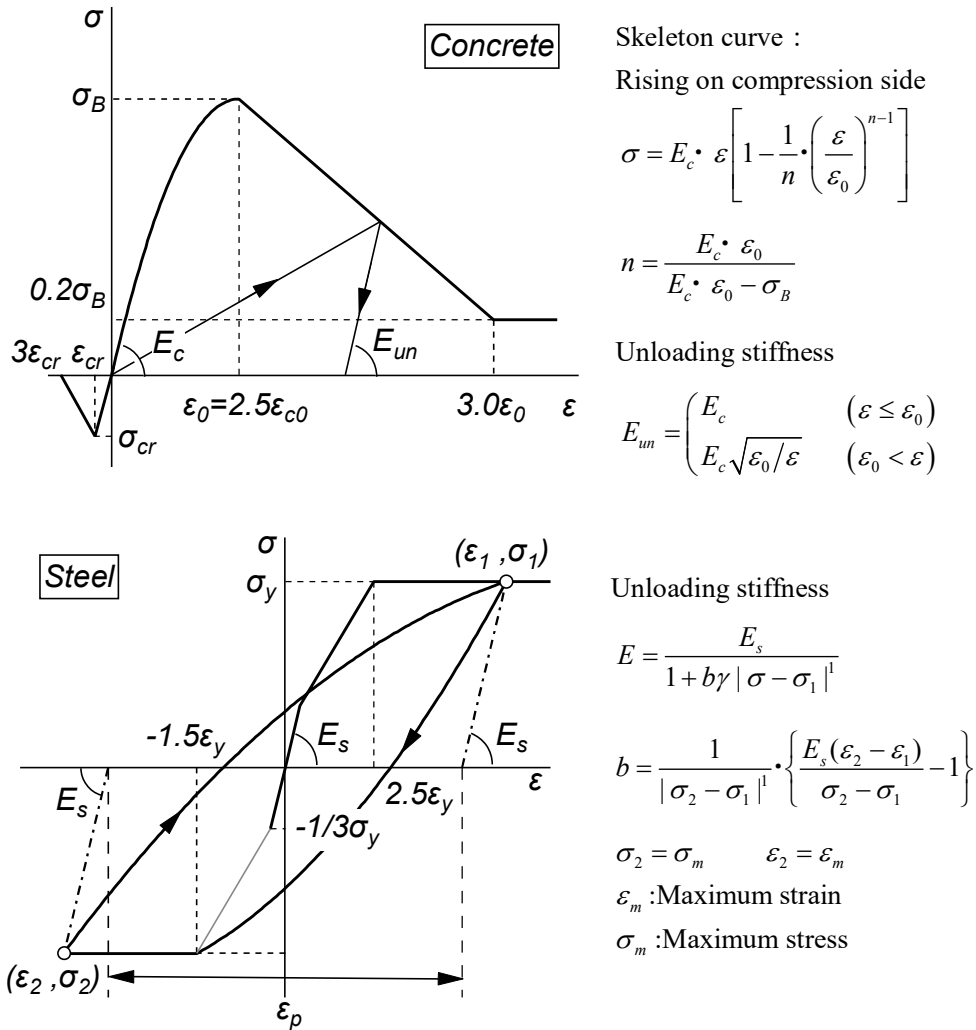


図 3.2.3 材料構成則

3.2.3 柱脚せん断ばね復元力特性モデル

図 3.2.4 に柱脚せん断ばねの復元力特性を示す。せん断復元力特性はバイリニアモデルとした。せん断ばねの降伏耐力 Q_y の算定は式(3.2.2)に従い¹⁸⁾、せん断剛性 K_0 の算定は式(3.2.5)に従った。履歴則はバイリニアスリップモデルとした。

$$Q_y = \max \{0.4(T_y + N), Q_{sy}\} \quad (3.2.2)$$

$$T_y = n_t a_{ab} \sigma_y \quad (3.2.3)$$

$$Q_{sy} = n_c a_{ab} \sigma_y / \sqrt{3} \quad (3.2.4)$$

$$K_0 = G_m A / h_m \quad (3.2.5)$$

$$A = x_n b D \quad (3.2.6)$$

$$G_m = E_m / \{2(1 + \gamma)\} \quad (3.2.7)$$

ここで、 T_y ：引張側 AB の降伏張力、 n_t ：引張側 AB の本数、 $a_{ab} \sigma_y$ ：AB 降伏強度、 a_{ab} ：AB の軸断面積、 G_m ：敷モルタルのせん断弾性係数⁶⁾、 h_m ：敷モルタル高さ (50mm)、 E_m ：敷モルタルのヤング係数、 x_n ：弾性曲げ解析における中立軸深さ、 bD ：BP 幅、 γ ：ポアソン比である。

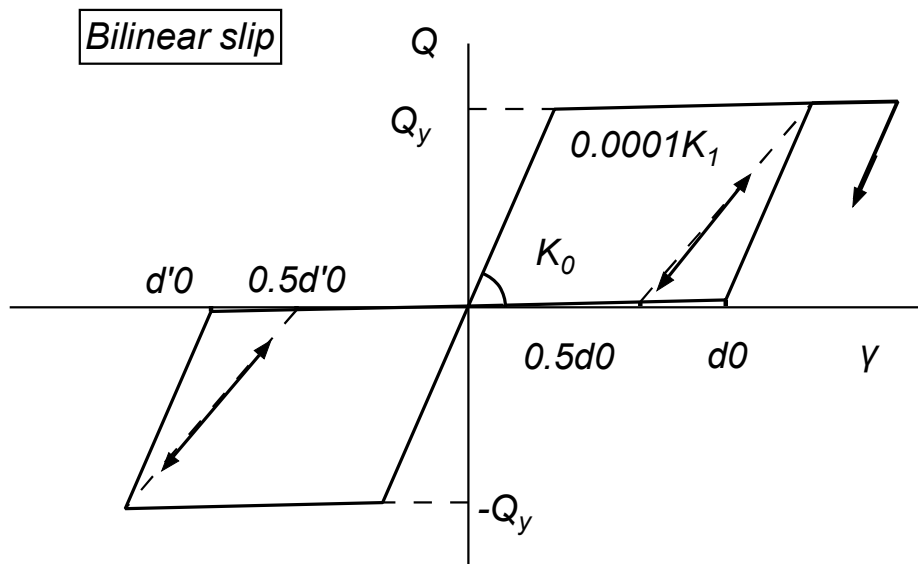


図 3.2.4 柱脚せん断ばね復元力特性

3.2.4 柱脚回転ばね復元力特性

図 3.2.5 に柱脚回転ばねの復元力特性を示す。本研究では 2 つの回転ばねを並列結合することで柱脚曲げ復元力特性をモデル化した。1 つ目の回転ばねは、バイリニアモデルとし、式(3.2.8)の右辺第 1 項の降伏耐力 M_{y1} および式(3.2.9)を展開して得られる式(3.2.10)から求まる剛性 K_1 を有するものと仮定した。2 つ目の回転ばねは、トリニアモデルとし、第 1 折れ点は BP と敷モルタルの離間点である。離間耐力は作用軸力の影響を考慮した式(3.2.11)の M_{y3} および式(3.2.12)の剛性 K_2 を有するものと仮定した。第 2 折れ点は降伏点であり、その降伏点は式(3.2.8)の右辺第 2 項の降伏耐力 M_{y2} を有するものと仮定した。履歴則は 1 つ目の回転ばねをスリップ型、2 つ目の回転ばねを三線逆行型に仮定した。

$$M_y = n_t a_{ab} \sigma_y (d_t + d_c) + N d_c \quad (3.2.8)$$

$$K_{BS} = \frac{E_a n_t a_{ab}}{R_b l_{ab}} (d_t + d_c) \left(d_t + d_c + \frac{N}{T_y} d_c \right) \quad (3.2.9)$$

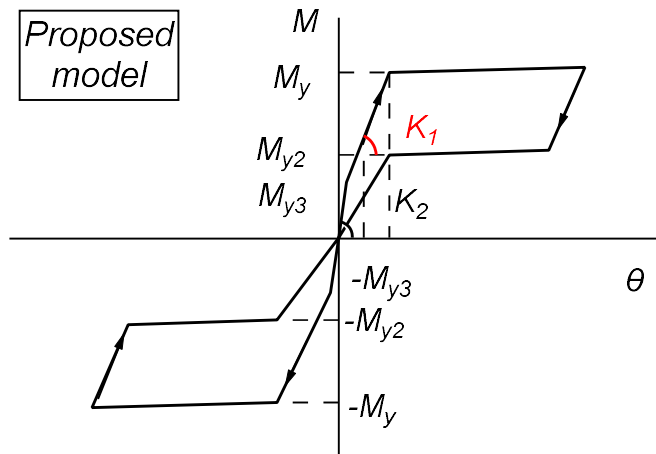
$$K_1 = \frac{E_a n_t a_{ab}}{R_b l_{ab}} (d_t + d_c)^2 \quad (3.2.10)$$

$$M_{y3} = Z_b \sigma_0 \quad (3.2.11)$$

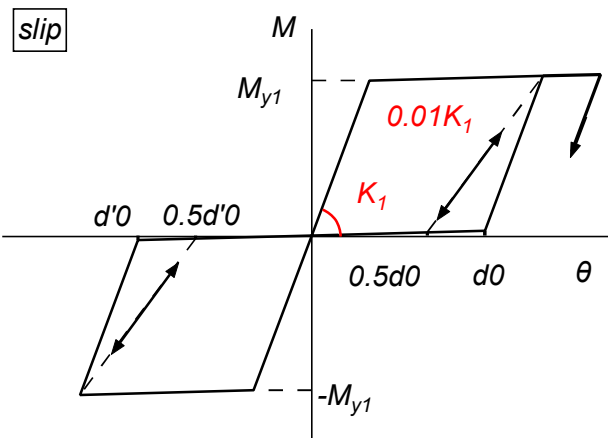
$$K_2 = E_m I_b / h_{cb} \quad (3.2.12)$$

$$K_3 = \frac{E_a n_t a_{ab}}{R_b l_{ab}} (d_t + d_c) \frac{N}{T_y} d_c \quad (3.2.13)$$

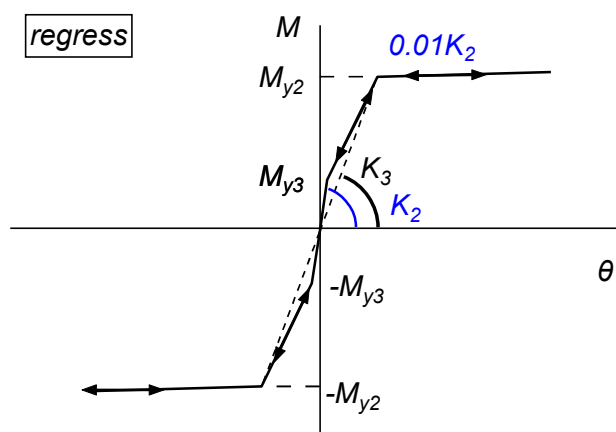
ここで、 E_a : AB の弾性係数、 n_t : 引張側 AB 本数、 a_{ab} : AB の軸断面積、 R_b : 回転剛性補正係数、 l_{ab} : AB の定着長さ、 d_t : 断面図心から引張側 AB 軸心までの距離、 d_c : 断面図心から柱コンクリート縁までの距離、 Z_b : BP の断面係数、 σ_0 : 軸力を BP 断面で除した軸応力度、 E_m : 敷モルタルの弾性係数、 I_b : BP の断面 2 次モーメント、 h_{cb} : 柱脚高さ (600mm)、 N : 導入軸力 (圧縮が正の値) である。上記の回転剛性補正係数 R_b は BP および基礎の弾性変形を考慮した係数とされている¹⁸⁾。本論では、 R_b を 1.0、1.5 および 2.0 とした解析を実施した。



(a) 提案モデルの履歴則



(b) 1 つ目の回転ばねの履歴則



(c) 2 つ目の回転ばねの履歴則

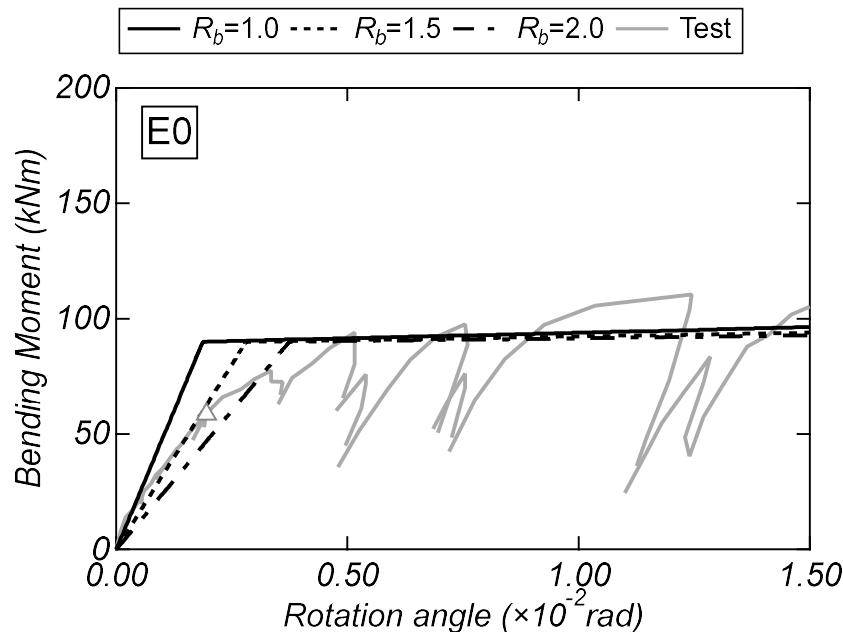
図 3.2.5 柱脚回転ばねの復元力特性

3.3 実験結果と解析結果の比較

3.3.1 柱脚の曲げモーメントー回転角関係

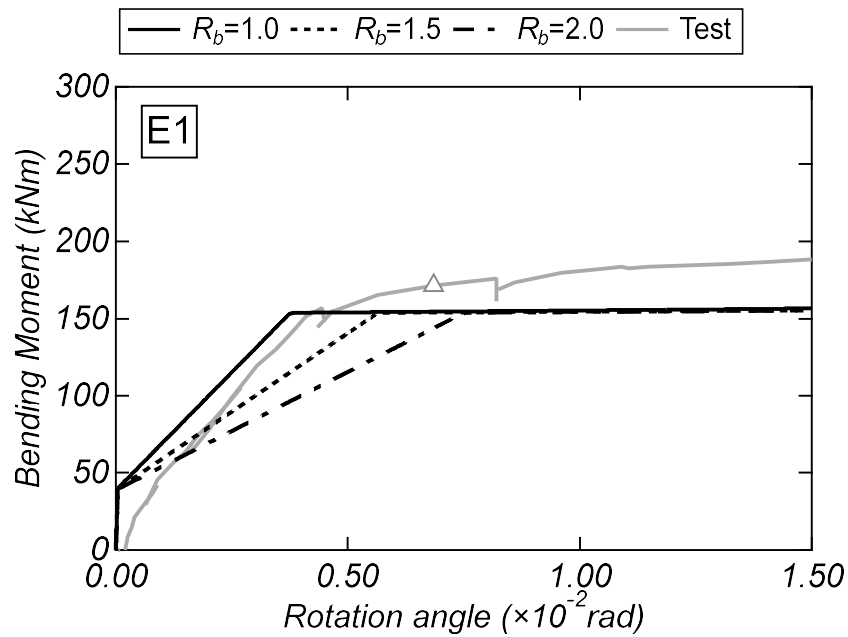
図 3.3.1 に各試験体の実験結果と解析結果における柱脚曲げモーメントー回転角関係の正載荷側の包絡線を示す。同図では、3.2.4 節で述べた式(3.2.9)における回転剛性補正係数 R_b を 1.0, 1.5 および 2.0 とした解析結果を示している。

全ての試験体において R_b の増加に伴う割線剛性の低下が伺える。解析の降伏までの剛性に着目すると、試験体 E0 では $R_b=1.5$ の解析が、試験体 E1 および E2 では、 $R_b=1.0$ の解析がそれぞれ実験結果と概ね対応している。実験における AB の降伏までの剛性の差異はあるものの、実験における AB 降伏時の変形角と解析における柱脚曲げ降伏点は一致している。試験体 E1 では、実験における AB の降伏までの剛性、AB 降伏時の変形角、フランジ降伏時の変形角は概ね実験結果と一致している。試験体 E2 は、実験におけるフランジ降伏までの剛性、フランジ降伏時の変形角は概ね実験結果と一致している。一方、降伏時の回転角に着目すると、AB の降伏が確認された試験体 E0 および E1 では $R_b=1.0$ の解析が実験結果と対応している。以上より、式(3.2.9)の回転剛性補正係数 $R_b=1.0$ とするのが適切だと判断される。

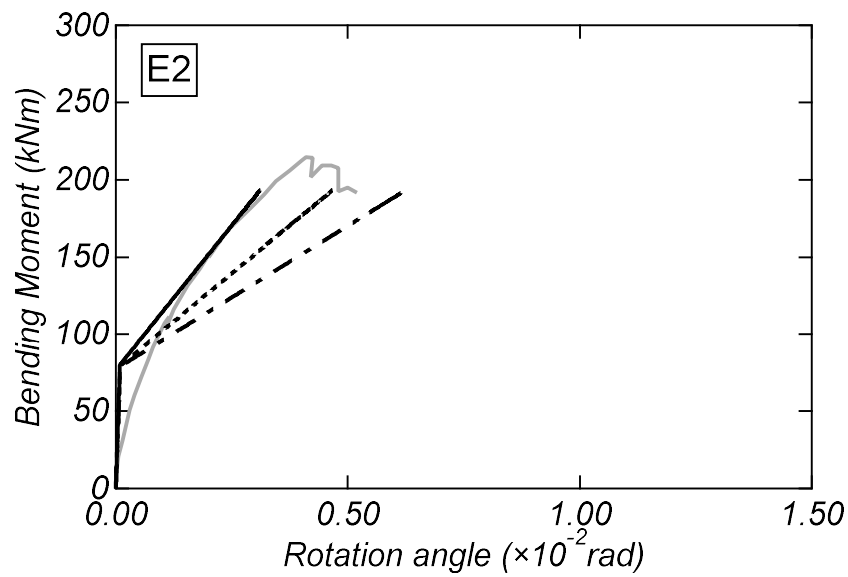


(a) 試験体 E0

図 3.3.1 柱脚曲げモーメントー回転角関係の比較



(b) 試験体 E1



(c) 試験体 E2

図 3.3.1 柱脚曲げモーメントー回転角関係の比較

3.3.2 スケルトンカーブ

図 3.3.2 に実験結果および解析結果における復元力特性の正載荷側スケルトンカーブの比較を示す。同図には、実験におけるフランジと AB の降伏点および解析におけるフランジの降伏点と柱脚の曲げ降伏点をそれぞれ示している。前節で述べた通り、解析における式(3.2.9)中の回転剛性補正係数 R_b は 1.0 を採用した。

各試験体ともに解析および実験の初期剛性は精度良く対応している。軸力比 0.0 の試験体 E0 をみると、解析における柱脚曲げ降伏までの剛性は実験のものとは比べて高い。これは、前節に示した柱脚曲げ剛性を高く評価しているためであるとともに、2.3.2 節に示した実験における柱脚すべり変形が解析の柱脚せん断降伏よりも先に発生しているためと考えられる。軸力比 0.1 の試験体 E1 および軸力比 0.2 の試験体 E2 では、解析における剛性は実験のものとは比べてわずかに高い。両試験ともに、前節の柱脚曲げ剛性は対応していることから、解析における柱の剛性が実験のものよりも高く評価していると予想される。全ての試験体において降伏点までの剛性を高く評価するものの初期剛性、各降伏点は概ね一致している。

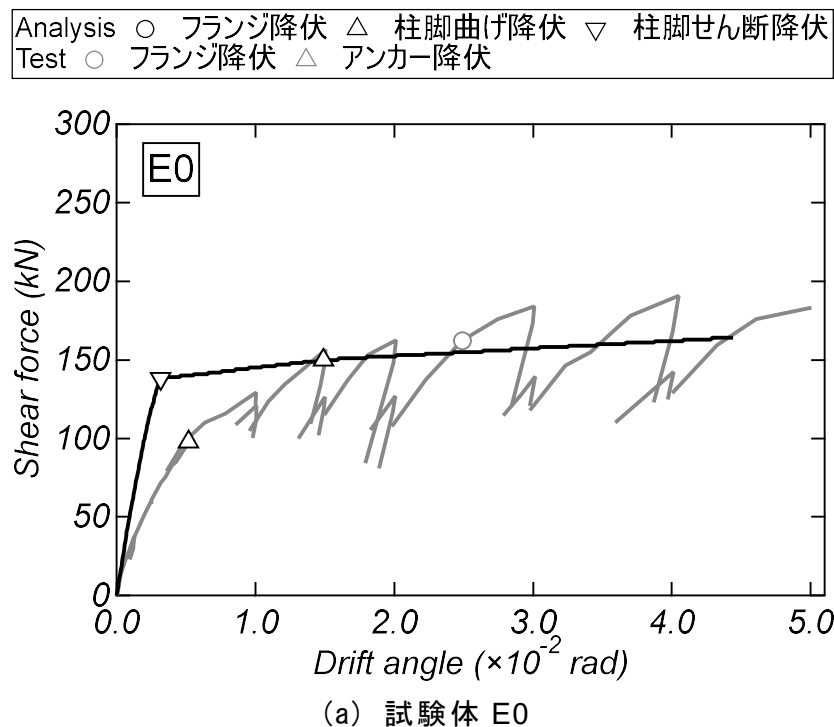
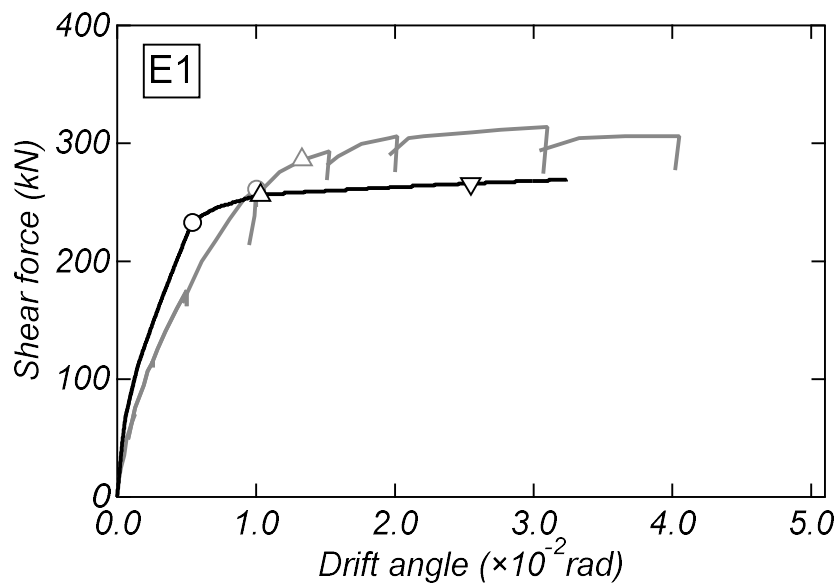
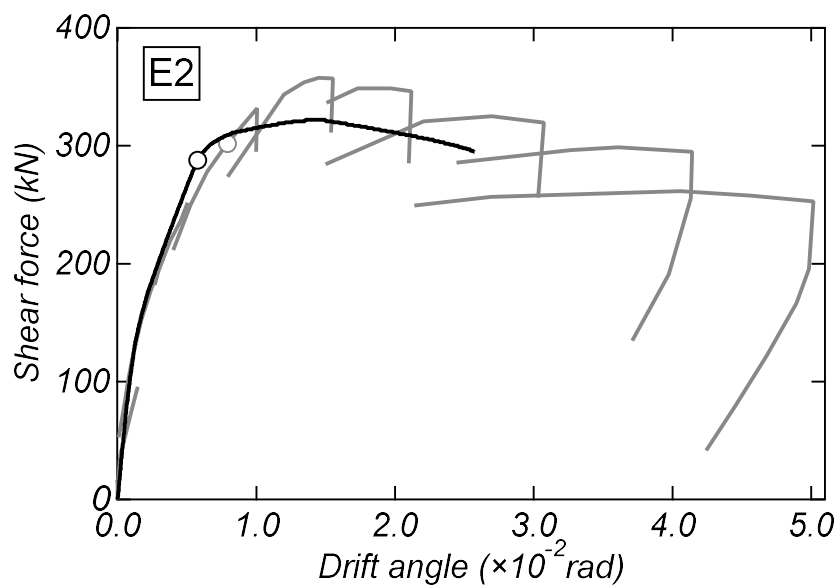


図 3.3.2 実験結果および解析結果のスケルトンカーブの比較

Analysis ○ フランジ降伏 △ 柱脚曲げ降伏 ▽ 柱脚せん断降伏
 Test ○ フランジ降伏 △ アンカー降伏



(b) 試験体 E1



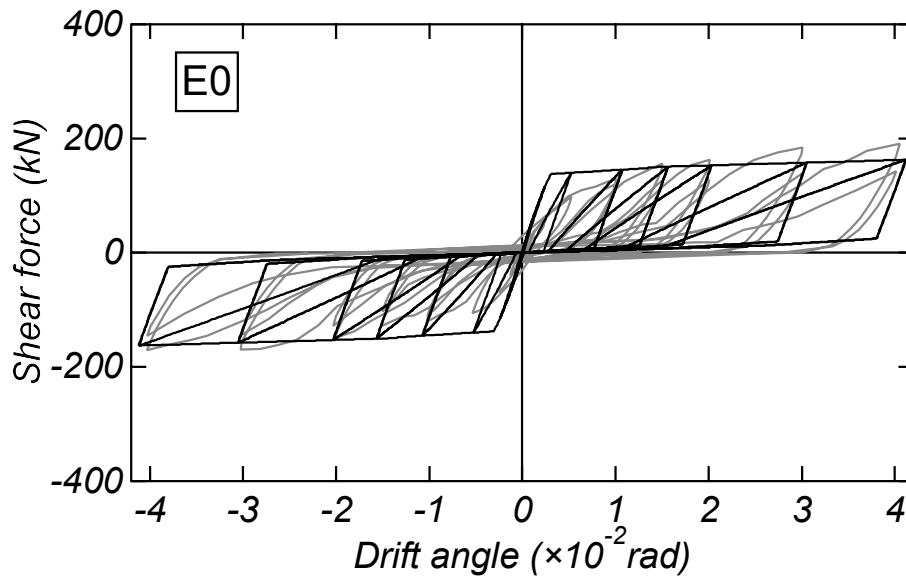
(c) 試験体 E2

図 3.3.2 実験結果および解析結果のスケルトンカーブの比較

3.3.3 履歴特性

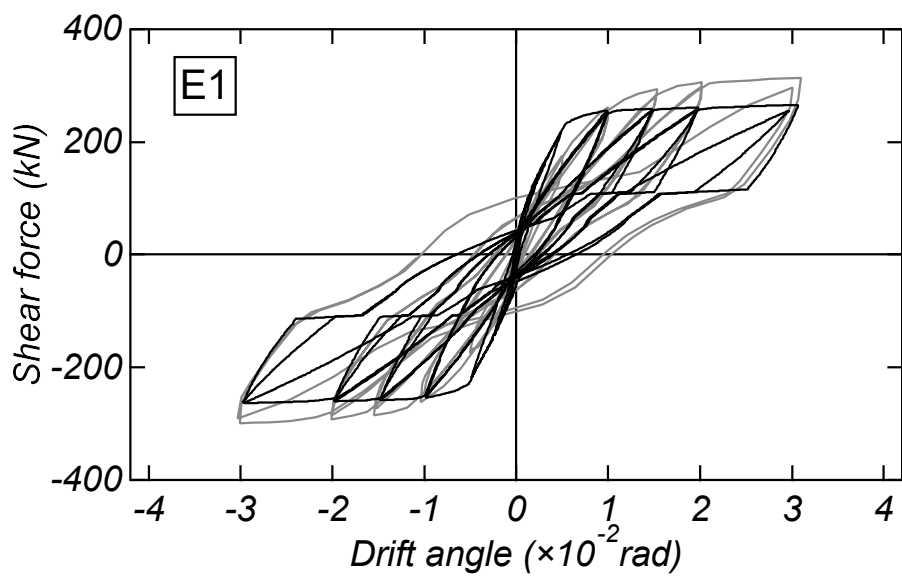
図 3.3.3 に実験結果および解析結果における履歴特性の比較を示す。試験体 E1 および E2 では、解析の残留変位は実験のものとは比べて小さくなる傾向が認められた。これは文献 10) で指摘されたように CES 柱の残留変位を MS モデルが過少評価したためと考えられる。また、試験体 E1 での解析は、提案した回転ばねにより実験における除荷の際の急激な剛性変化を概ね再現できている。

以上の結果より、試験体 E0 では $R=1/25$ rad の载荷サイクルまで、試験体 E1 では $R=1/33$ rad の载荷サイクルまで、試験体 E2 では、 $R=1/50$ rad の载荷サイクルまでの解析の履歴特性は実験を精度よく再現可能である。

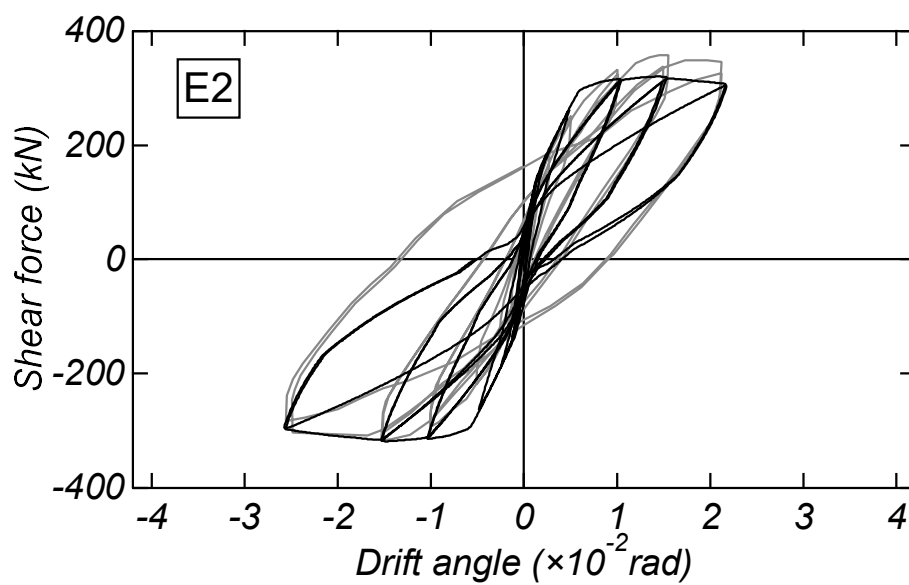


(a) 試験体 E0

図 3.3.3 実験結果および解析結果の履歴特性の比較



(b) 試験体 E1



(c) 試験体 E2

図 3.3.3 実験結果および解析結果の履歴特性の比較

3.4 まとめ

本章では、第2章に示した試験体を対象に軸力比の異なる非埋込み型 CES 柱脚の構造解析モデルを提案し、解析モデルの妥当性について検討を行った。本研究より得られた知見を以下に示す。

- 1) 柱脚曲げ復元力特性では、BP と敷モルタルの離間耐力を式(3.2.11)で、軸力の作用する場合の初期剛性を式(3.2.12)でそれぞれ考慮する必要がある。
- 2) 柱脚曲げ復元力特性における原点から降伏点までの割線剛性は文献 17)で提案された式(3.2.9)を基に回転剛性補正係数 R_b を 1.0 程度とすることで評価可能である。
- 3) 柱を MS モデル、柱脚を 2 つの回転ばねとせん断ばねに置換した非埋込み型 CES 柱脚の解析モデルは実験における柱脚の $M-\theta$ 関係および履歴性状を概ね再現可能である。

第 4 章 ベースプレート下面にリブ補強を施した非埋込み型 CES 柱脚の静的載荷実験

4.1 はじめに

第 2 章および第 3 章では、未検討であった非埋込み型 CES 柱脚の構造性能の把握を目的として柱断面外の BP に AB を配置した柱脚試験体の静的載荷実験および静的増分解析を実施した。その結果、軸力比 0.0 の試験体ではスリップ型の履歴性状を、軸力比 0.1 の試験体ではスリップ型と紡錘型の混在した履歴性状を、軸力比 0.2 の試験体では紡錘型の履歴性状を示す傾向を示した。また、柱を MS 要素に、柱脚を 2 つの回転ばねと 1 つのせん断ばねに置換した解析モデルは実験の履歴特性を再現できることを示した。

一方で前章までの柱脚試験体では、柱脚に配置された AB による曲げ抵抗を BP に確保させるために柱断面 (300mm 角) より大きくかつ厚みのある BP (PL-50×550×550) が用いられていた。このような柱脚を実大スケールに換算した場合、材料の調達、輸送および設置の困難さが予想される。

以上を背景に AB を CES 柱断面内側に配置しつつ BP 厚さの更なる減少のために BP の下面にリブ補強を施した非埋込み型 CES 柱脚の静的載荷実験を実施する。本章では、実験の概要を示すとともにリブの有無および作用軸力が試験体の構造性能に及ぼす影響および終局耐力評価の検討結果を示す。

4.2 実験概要

4.2.1 試験体概要

試験体は実大の約 1/3 スケールのもので 3 体である。表 4.2.1 に試験体概要を、図 4.2.1 に試験体の形状および寸法を、図 4.2.2 に試験体の鉄骨および AB の配置状況を、図 4.2.3 にスタブの配筋状況それぞれ示す。柱のコンクリート断面 $c_b \times c_d$ は 300mm 角、内蔵鉄骨は BH-200×150×6×9 である。この柱断面は、後述の柱軸力比 $N/N_0=0.2$ の際の鉄骨および CES 柱全体の曲げ耐力の比率が 0.4 程度となるように設定したものであり、文献 4) に示される SRC 柱の部材種別 FA に相当するものである。BP 上面から加力位置までの高さ h は 600mm (せん断スパン比 $M/Q_c D=2.0$) である。BP は PL-32×350×350 とし、AB は 8-M24 (ABR490, 定着長 $l_b=480$ mm) とし、柱断面内側のフランジせい方向先端から 30mm の位置にそれぞれ配置した。リブの形状の詳細は 4.2.2 節で述べる。スタブには、RC 基礎構造を模擬した主筋およびせん断補強筋を、AB 周辺には縦筋および帯筋をそれぞれ配した。

実験変数には軸力比および BP 下に設けるリブの有無である。試験体 N0 および A0 は軸力比 N/N_0 (N : 作用軸力, N_0 : CES 柱の軸圧縮耐力¹⁾で式(4.2.1)および式(4.2.2)より算出)を 0.0 とし、試験体 A1 は軸力比を 0.1 としたものである。また、試験体 N0 では BP 下にリブを設けておらず、試験体 A0 および A1 では BP 下にリブを設けた。

$$N_0 = {}_c A_c r_u \sigma_B + {}_s A_s \sigma_y \quad (4.2.1)$$

$${}_c r_u = 0.85 - 2.5 {}_s p_c \quad (4.2.2)$$

ここで、 ${}_c A$: コンクリートの断面積, σ_B : コンクリート強度, ${}_s A$: 鉄骨断面積, σ_y : 鉄骨の降伏強度, ${}_s p_c$: 圧縮側鉄骨比である。

表 4.2.1 試験体概要

試験体		N0	A0	A1
実験変数	軸力比 N/N_0	0.0	0.0	0.1
	軸力 N (kN)	0	0	550
	リブの有無	無	有	有
柱	断面 $c_b \times c_d$ (mm)	300 x 300		
	せん断スパン比 $M/(Q_c D)$ (mm)	2.0 ($M/Q=600$)		
	鉄骨断面	BH-200 x 150 x 6 x 9 (SS400)		
柱脚	モルタル厚 (mm)	28		
	アンカーボルト	8-M24 (ABR490)		
	ベースプレート	PL-32 x 350 x 350 (SS400)		
	リブ	PL-32 x 150 x 60 (SS400)		

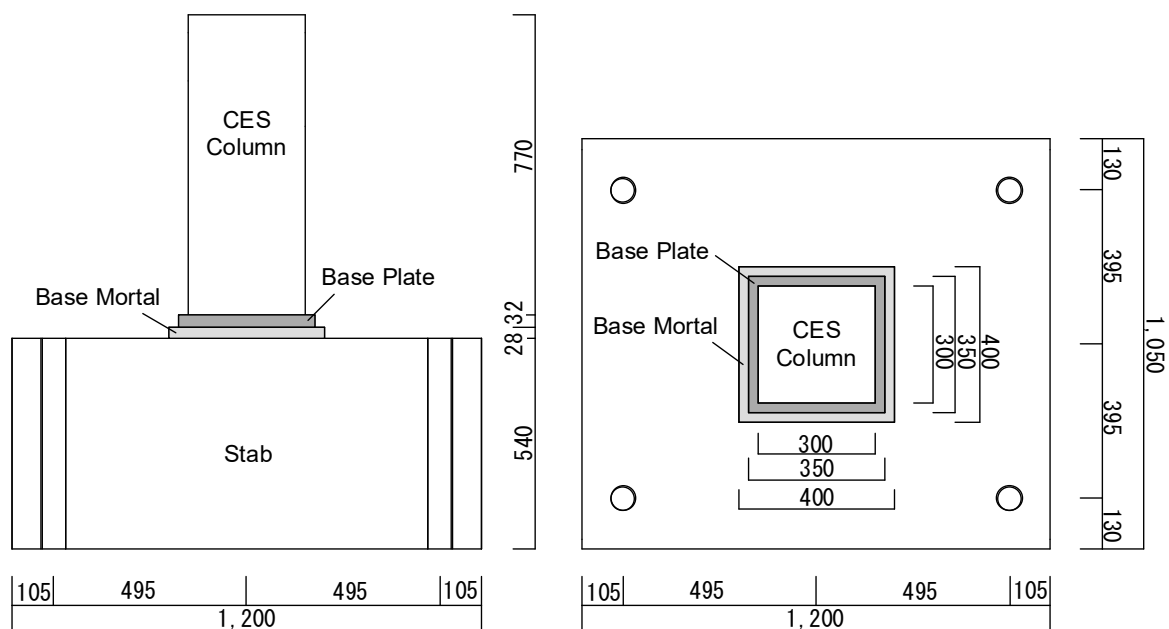


図 4.2.1 試験体形状

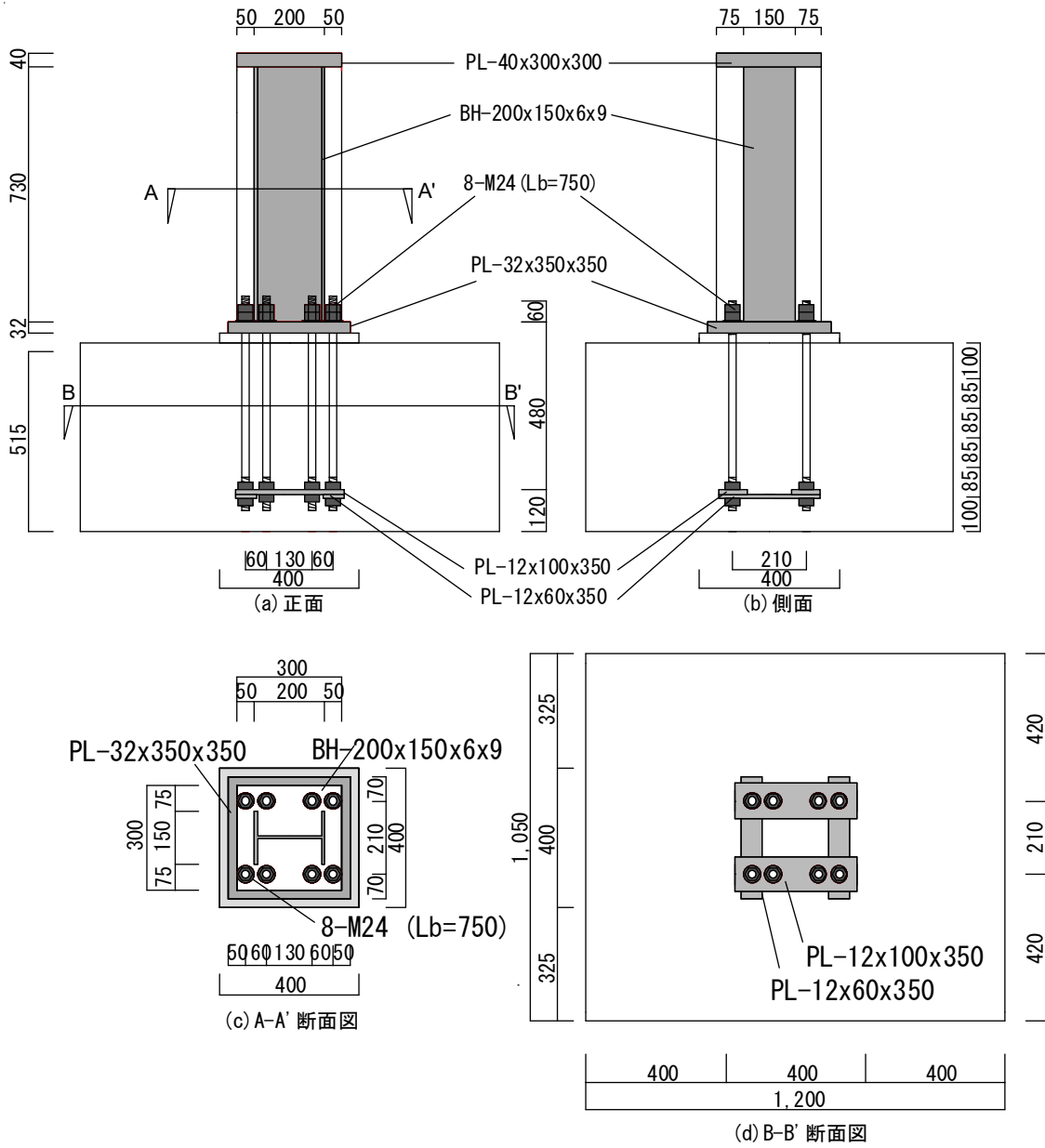


図 4.2.2 試験体鉄骨および AB 配置状況 (試験体 NO)

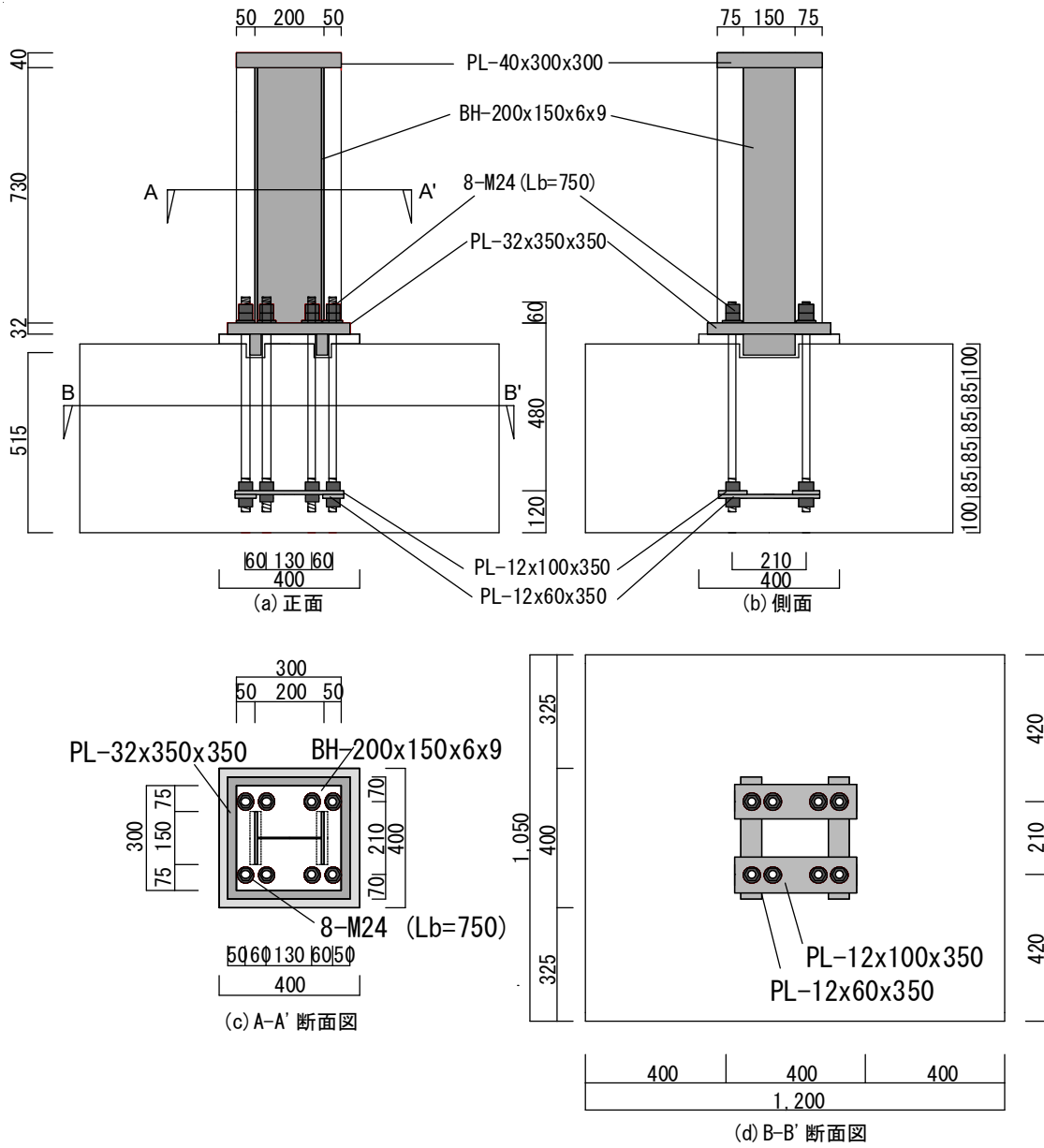


図 4.2.2 試験体鉄骨および AB 配置状況 (試験体 A0, A1)

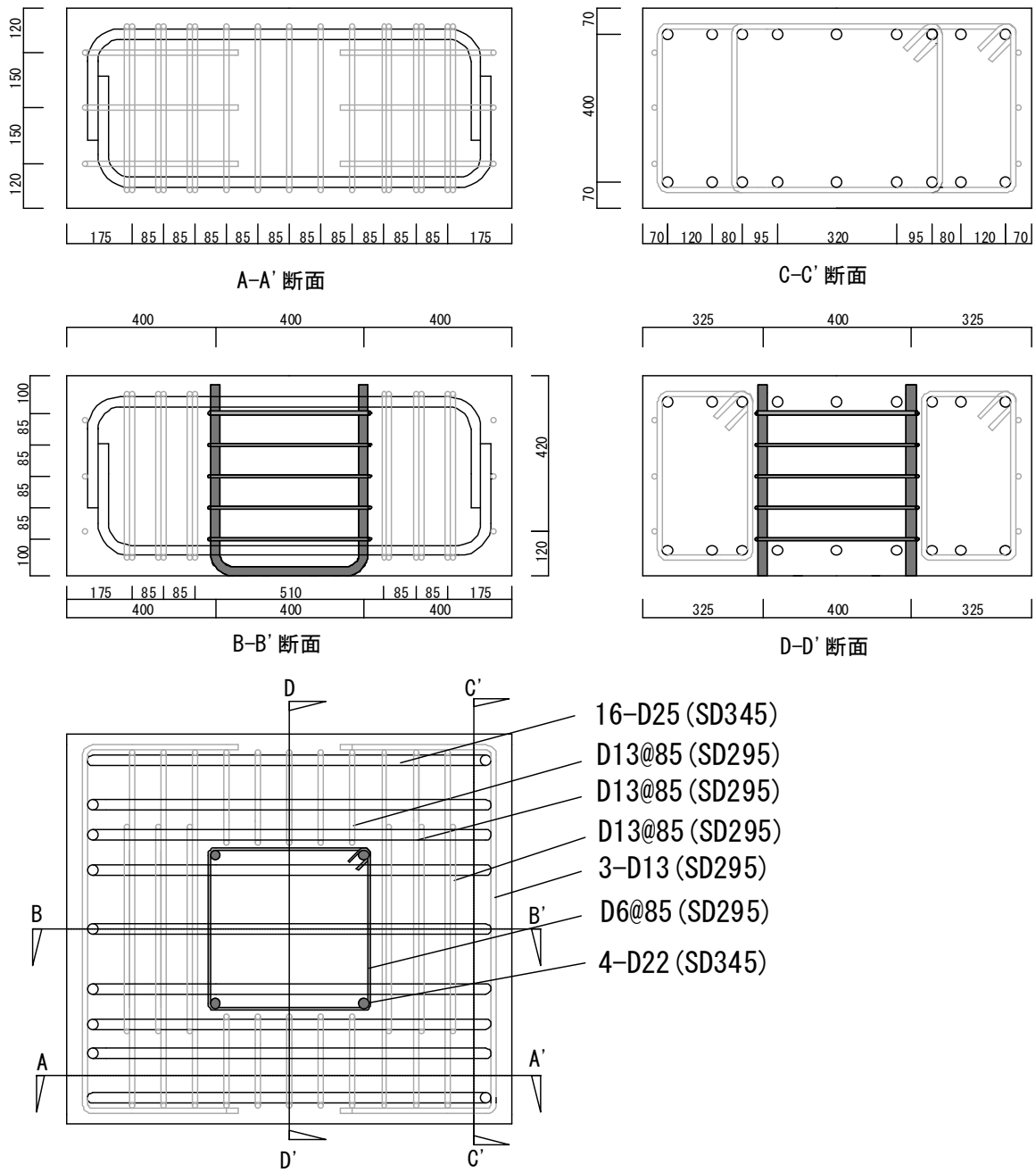


図 4.2.3 スタブ配筋状況

4.2.2 リブおよびベースプレートの設計

図 4.2.4 に BP の想定される荷重および曲げモーメント分布を、図 4.2.5 に試験体 A0 および A1 の柱脚部形状および寸法を示す。図 4.2.4 に示す単純梁モデルによりリブおよび BP は設計された。同図は試験体側面のフランジ位置を表しており、BP は両端 AB 位置を支点とした単純梁でモデル化されている。荷重はフランジの引張降伏応力 $\sigma_y \times$ フランジ厚さ t_f の分布荷重である。このモデルでは、両支点間の中心の曲げモーメントが最大値 ${}_bM_{max}$ となる。一方、BP の降伏曲げモーメント ${}_bM_y$ は式 (4.2.3) により算定される¹⁸⁾。BP の下面にリブ補強を施していない試験体 N0 では、 ${}_bM_y/{}_bM_{max}$ が 0.7 となり BP の降伏が想定される。一方で、リブ補強を施した試験体 A0 および A1 では、 ${}_bM_y/{}_bM_{max}$ が 1.4 となるように BP の下面に施したリブの厚さは BP と同じく 32mm、リブのせいはフランジと同じく 150mm、リブの埋込み深さを 60mm とした (図 4.2.5)。

$${}_bM_y = 1.5 / 1.3 Z_b {}_bF_y \quad (4.2.3)$$

ここで、 Z_b :BP の断面係数、 ${}_bF_y$:BP の降伏強度である。

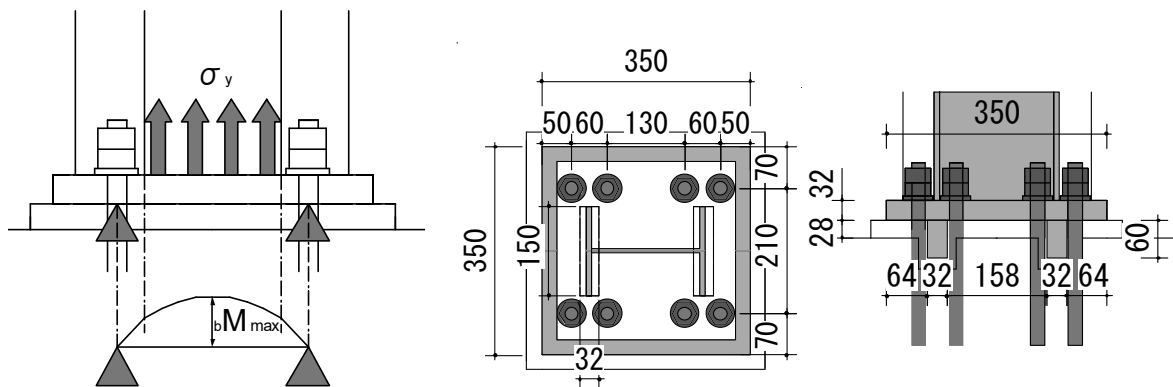


図 4.2.4 BP の応力分布および曲げモーメント分布

図 4.2.5 試験体 A0,A1 の柱脚部形状および寸法

4.2.3 材料特性

表 4.2.2 に各試験体のコンクリートの材料特性を、表 4.2.3 に鋼材の材料特性を、表 4.2.4 にビニロンファイバーの力学的特性をそれぞれ示す。本試験体では、基礎構造に相当するスタブには普通コンクリート (Fc40) を、柱には FRC を使用した。柱に使用した繊維は、標準長 30mm, 直径 0.66mm のビニロンファイバー (RF4000) であり、体積混入率は 1.0% である。使用した鉄骨は SS400 であり、AB は ABR490 である。

表 4.2.2 コンクリートの材料特性

		圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	ひずみ (μ)
N0	柱	62.2	33,443	2922
	モルタル	54.6	22,499	3751
	スタブ	39.0	27,937	2456
A0	柱	61.5	35,309	2636
	モルタル	54.5	23,665	3698
	スタブ	45.0	33,861	2208
A1	柱	60.5	36,282	2566
	モルタル	51.8	22,505	3559
	スタブ	44.1	32,693	2383

表 4.2.3 鋼材の材料特性

		降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	伸び (%)
H-200x150x6x9 (SS400)	フランジ	314	457	210	33.7
	ウェブ	298	445	206	32.3
PL-32 (SS400)		317	465	214	30.0
M24 (ABR400)		377	536	234	26.0

表 4.2.4 ビニロンファイバーの力学的性質

材料	引張強度 (N/mm ²)	伸長 (%)	ヤング係数 (kN/mm ²)	密度 (g/cm ³)
ビニロン	900~1600	6~13	23~41	1.3

4.2.4 載荷計画

図 4.2.6 に載荷装置概要を、写真 4.2.1 に試験体設置状況をそれぞれ示す。試験体の下スタブは PC 鋼棒を用いて載荷フレームに固定し、上部プレートは高力ボルトを用いて鉛直オイルジャッキ（最大容量 3,000kN）に固定した。実験は鉛直オイルジャッキによって所定の軸力 N (N_0 , A_0 : 0kN, A_1 : 550kN) を作用させつつ、載荷フレームに取り付けた 2 台の水平オイルジャッキ（最大容量: 500kN）によって水平力を載荷した。

図 4.2.7 に加力サイクルを示す。水平力載荷は、試験体の水平力載荷点の水平変位 δ をスタブ上面から水平力載荷点までの高さ h (660mm) で除した変形角 $R(=\delta/h)$ による変位制御とした。加力プログラムは $R=1/800$ rad および $1/400$ rad, $1/200$ rad を 1 サイクル行った後、 $R=1/100$, $1/67$, $1/50$, $1/33$, $1/25$ rad を 2 サイクルおよび $R=1/20$ rad の正載荷側のみとした。

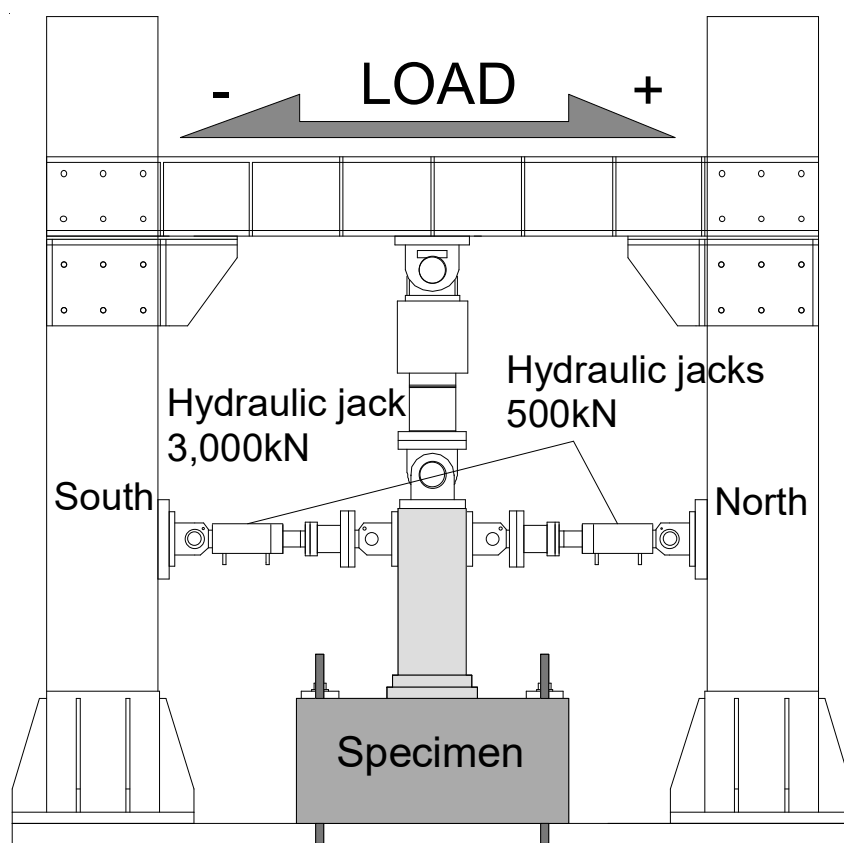


図 4.2.6 載荷装置

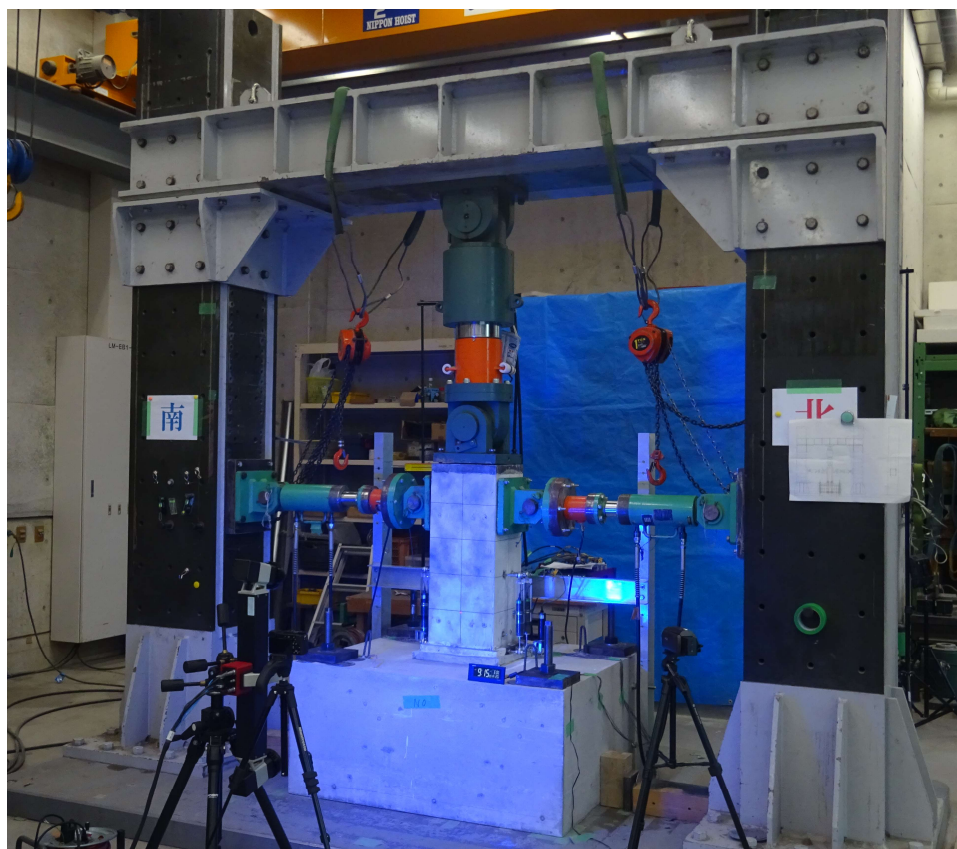


写真 4.2.1 試験体設置状況

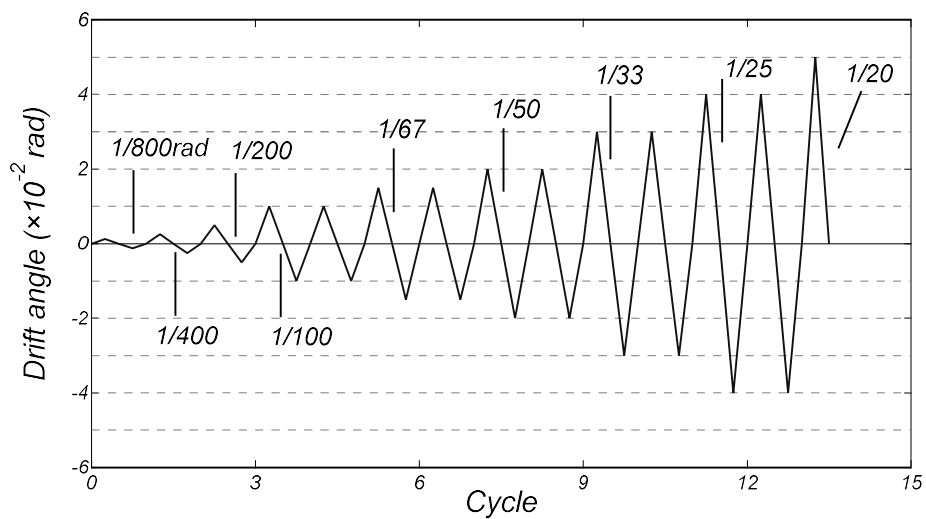


図 4.2.7 加力サイクル

4.2.5 計測方法

図 4.2.8 に試験体のひずみゲージの貼り付け位置を、図 4.2.9 に変位計測位置をそれぞれ示す。ひずみゲージによりフランジ、BP および AB のひずみを測定した。計測変位は試験体頂部、載荷点の水平変位、柱コンクリートおよびフランジの軸方向変位、BP の浮上がり、柱脚部のずれである。

ひび割れの観察は東南北面において、加力によって生じる亀裂を目視による確認し、サイクルごとに対応する色のマーカーによってひび割れを記録し、併せて、ひび割れの発生状況および加力ステップを用紙に記録した。また、各試験体第 1 サイクル目の正負両載荷サイクルにおけるピーク時およびピーク除荷時のひび割れをクラックスケールにより測定した。

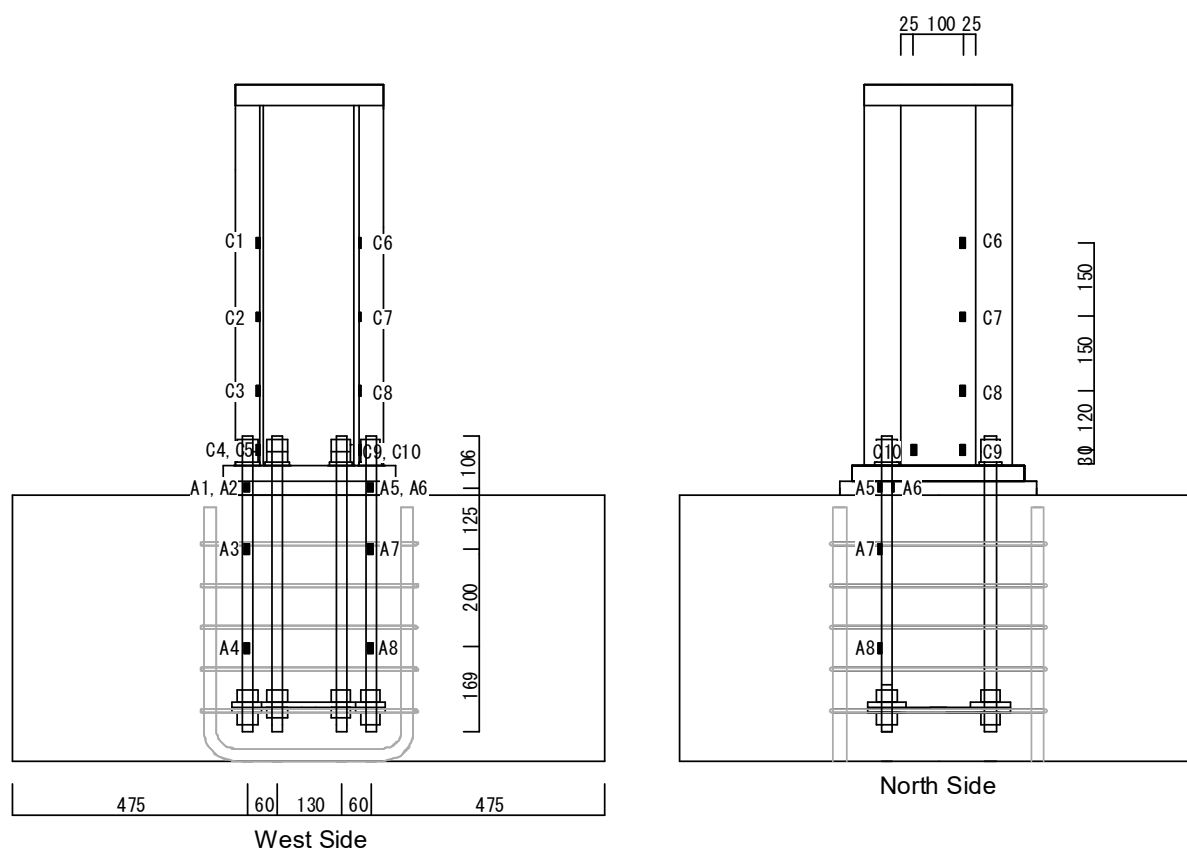


図 4.2.8 ひずみゲージ取り付け位置（全試験体共通）

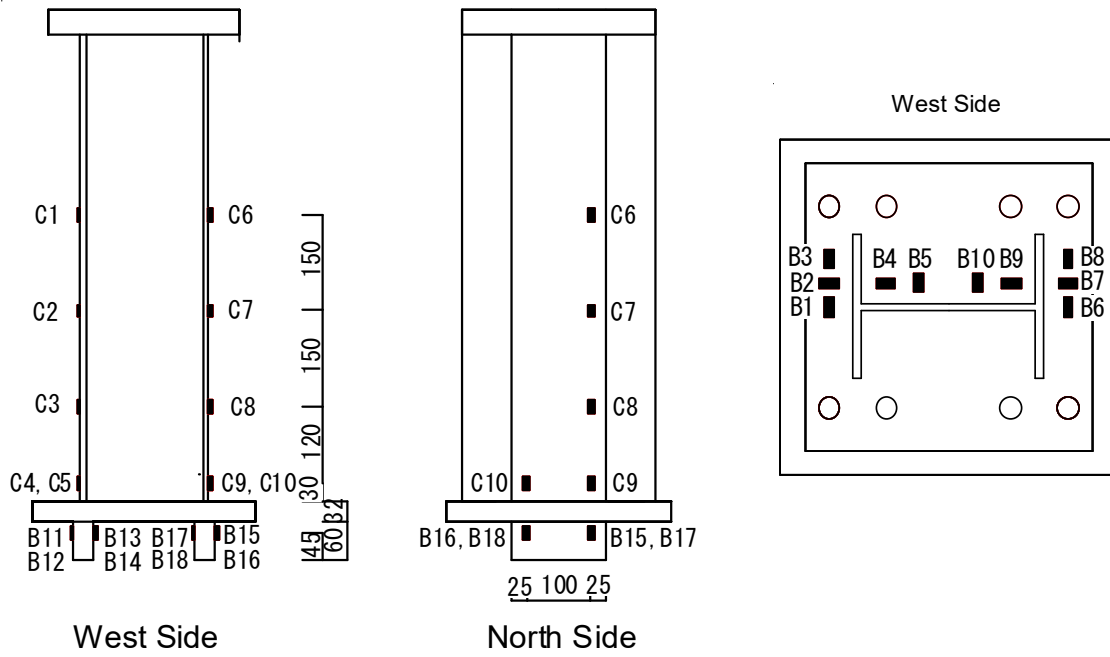


図 4.2.8 ひずみゲージ取り付け位置（全試験体共通）

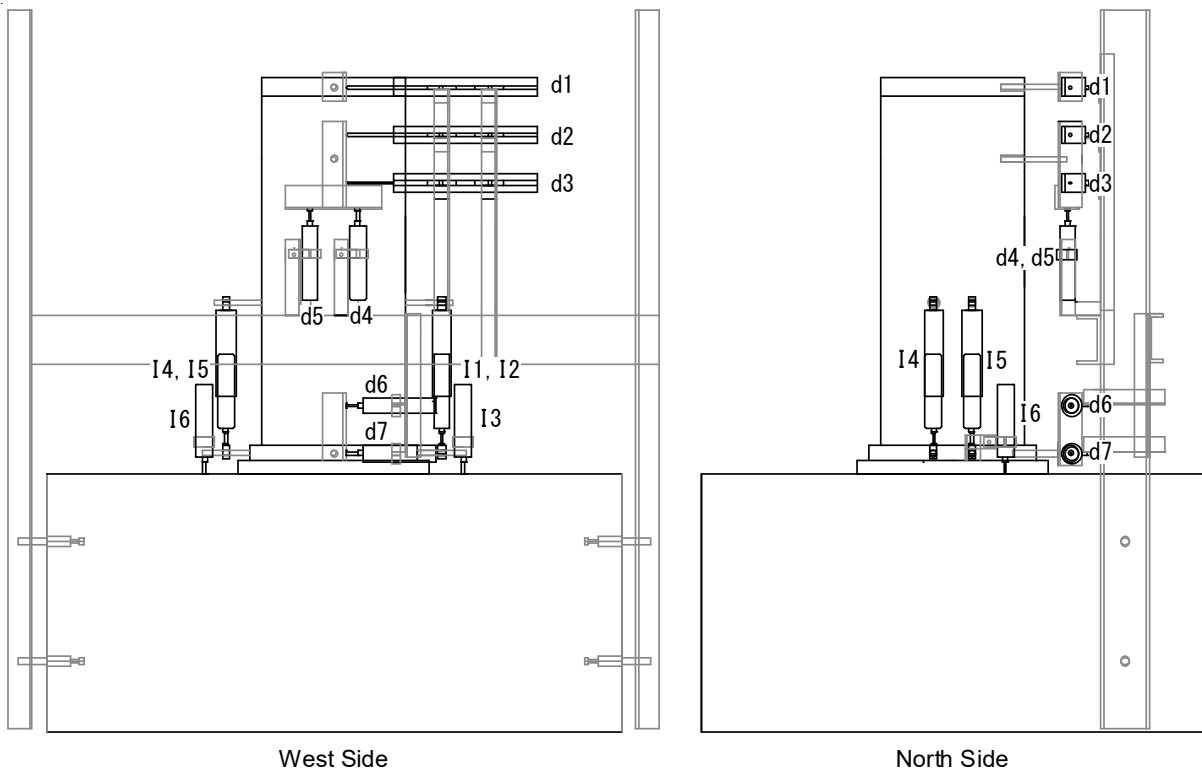


図 4.2.9 変位計計測位置

4.3 実験結果

4.3.1 破壊性状およびせん断力-変形角関係

図 4.3.1 に各試験体のせん断力-変形角関係を、図 4.3.2 に $R=1/20$ rad の正載荷ピーク時の損傷状況をそれぞれ示す。

(1) 試験体 N0

軸力比 0.0 でありリブ補強を施していない試験体 N0 では、 $R=1/100$ rad のサイクルにおいてフランジおよび AB の引張降伏がそれぞれ確認され、直後の $R=1/67$ rad のサイクルにおいて剛性低下が確認された。また、 $R=1/67$ rad の 1 サイクル目において BP 上面の引張降伏、敷モルタルのひび割れおよび柱側面側のスタブ上面にひび割れの発生が確認された。同サイクル負載荷ピーク時に最大耐力 $Q=-210$ kN が記録された。その後、 $R=1/33$ rad の 1 サイクル目正載荷ピーク時に最大耐力 $Q=207$ kN が記録された。 $R=1/20$ rad の正載荷ピーク時で柱脚部における引張側 BP の浮上がりおよび敷モルタルの剥離が顕著であった。

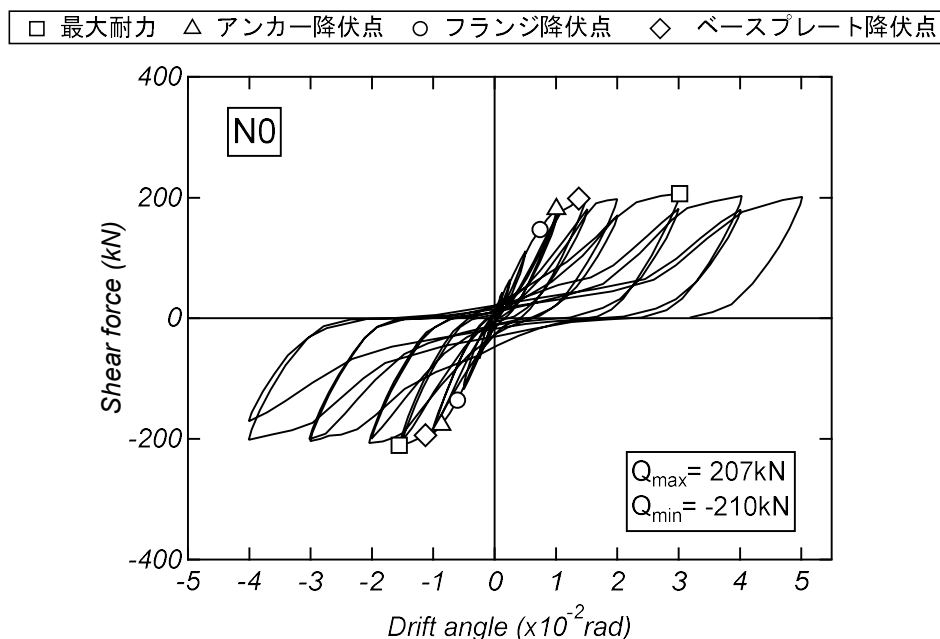


図 4.3.1(a) 試験体 N0 せん断力-変形角関係

		N0 R=1/20 rad	
		ひび割れ図	正載荷ピーク写真
正面			
北面			
南面			

図 4.3.2(a) 試験体 N0 R=1/20 rad 損傷状況

(2) 試験体 A0

軸力比 0.0 でありリブ補強を施している試験体 A0 では、試験体 N0 と同様に $R=1/100$ rad のサイクルにおいて柱下部のフランジおよび敷モルタル高さの AB の引張降伏がそれぞれ確認され、直後の $R=1/67$ rad のサイクルにおいて剛性低下が確認された。 $R=1/100$ rad のサイクルにおいて敷モルタルにひび割れの発生が、 $R=1/50$ rad のサイクルにおいて柱側面側のスタブ上面コンクリートの掻き出しが確認された。 $R=1/67$ rad の 1 サイクルピーク時に最大耐力 $Q=229\text{kN}$, -212kN が記録された。 $R=1/20$ rad の正載荷ピーク時には柱脚部における引張側 BP の浮上がりおよび敷モルタルの剥離が顕著であった。

正側と負側それぞれの最大耐力の比は、試験体 N0 では 1% であるのに対して、試験体 A0 では 8% であった。さらに、両試験体の最大耐力の比は正側では 10% であるのに対して負側では 1% であった。これらのことから、BP 下面に設けたリブ補強は正側の耐力のみの上昇に寄与しているものと判断された。

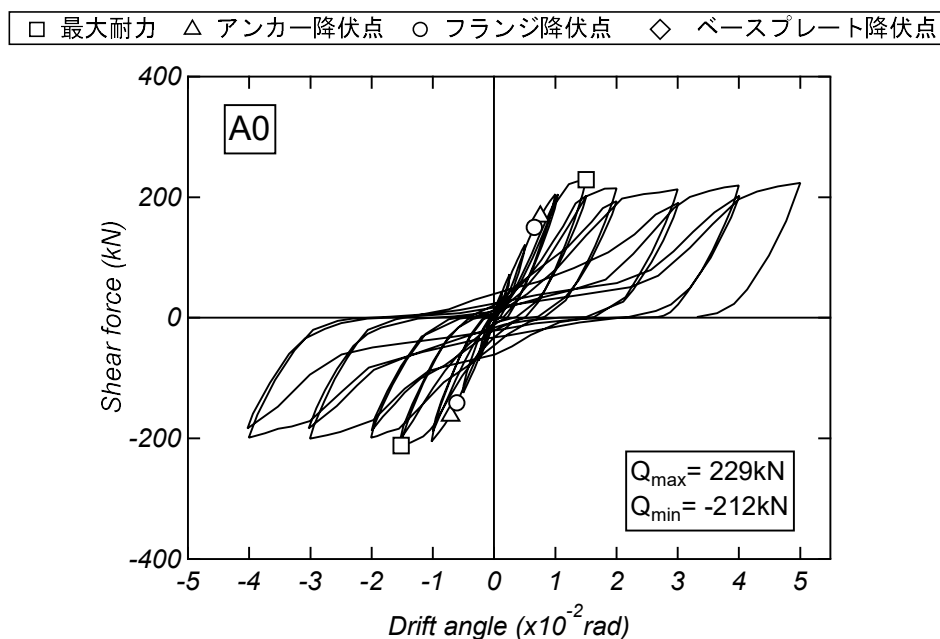


図 4.3.1(b) 試験体 A0 せん断力－変形角関係

A0 R=1/20 rad		
	ひび割れ図	正載荷ピーク写真
正面		
北面		
南面		

図 4.3.2(b) 試験体 A0 R=1/20 rad 損傷状況

(3) 試験体 A1

軸力比 0.1 でありリブ補強を施している試験体 A1 では、 $R=1/100$ rad のサイクルにおいて柱下部のフランジの引張降伏および敷モルタルにひび割れの発生が、 $R=1/67$ rad のサイクルにおいて AB の引張降伏が確認され、急激な剛性低下が認められた。 $R=1/50$ rad のサイクルでは、柱両側面のスタブ上面コンクリートの掻き出しが確認された。また、 $R=1/25$ rad のサイクルにおいて BP の引張降伏が確認された。 $R=1/67$ rad の 1 サイクルピーク時に最大耐力 $Q=335\text{kN}$ 、 -328kN が記録され、正側の最大耐力および負側の最大耐力の比は 2% であった。 $R=1/20$ rad の正載荷ピーク時には柱下部コンクリートにおける曲げひび割れの拡幅および圧縮ひび割れが顕著であり、BP 外側の敷モルタルの剥離および BP 引張側の浮上がりも顕著であった。

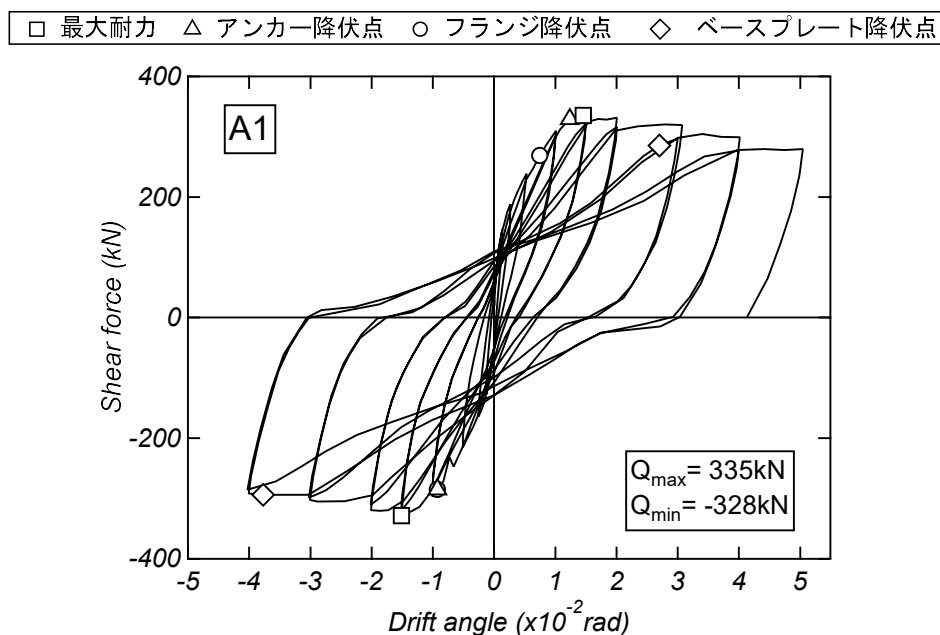


図 4.3.1(c) 試験体 A1 せん断力－変形角関係

A1 R=1/20 rad		
	ひび割れ図	正載荷ピーク写真
正面		
北面		
南面		

図 4.3.2(c) 試験体 A1 R=1/20 rad 損傷状況

4.3.2 変形成分

各試験体における変形成分の履歴性状を図 4.3.4 に示す。ここで、変形成分は、柱脚の回転変形、すべり変形および柱変形に区別している。各変形成分は図 4.3.3 に示す変位計取り付け状況から算出し、各変形は式(4.3.1)~(4.3.3)より算出した。

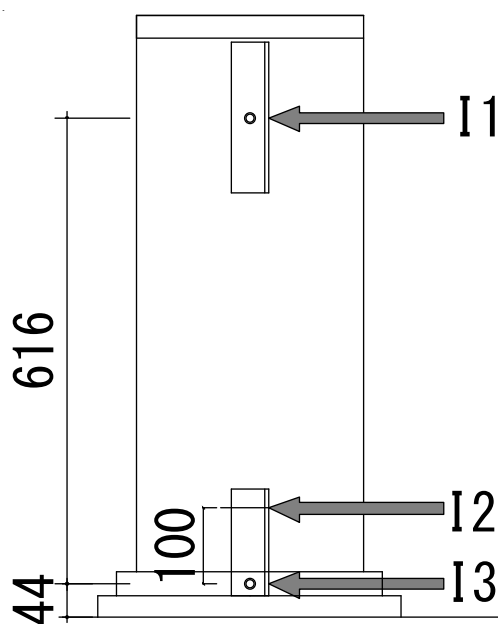


図 4.3.3 変位計取り付け状況

$$Rotation = (I2 - I3) / 100 \cdot (616 + 44 / 2) \quad (4.3.1)$$

$$Slip = I3 \quad (4.3.2)$$

$$Column = I1 - (Rotation + Slip) \quad (4.3.3)$$

(1)試験体 N0

AB 降伏以降，柱脚の回転変形およびすべり変形にスリップ型の履歴性状の発現が認められた。柱変形の顕著な増加は認められない。

(2)試験体 A0

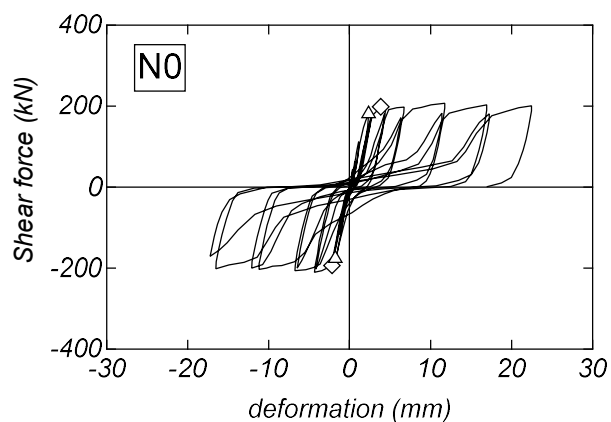
試験体 N0 と同様に AB 降伏以降，柱脚の回転変形およびすべり変形にスリップ型の履歴性状の発現が認められた。柱変形の顕著な増加は認められない。

(3)試験体 A1

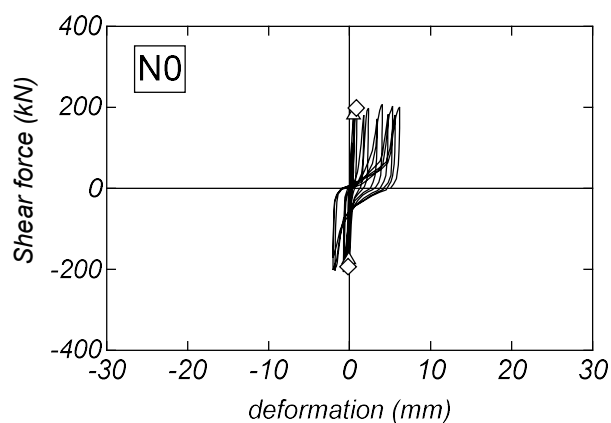
AB 降伏以降，柱脚の回転変形の進展が認められたものの，すべり変形の増加は認められない。これは，軸力の作用によるすべり変形が抑制したためと推察される。また，フランジ降伏以降，柱変形に紡錘型の履歴性状の発現が認められた。

前節で述べた破壊性状，せん断力－変形角関係および本節の変形成分の結果より，試験体 N0 および A0 の破壊モードは柱脚曲げ破壊型と判断される。一方，試験体 A1 の破壊モードは柱脚曲げ破壊および柱曲げ破壊の混合型と判断される。

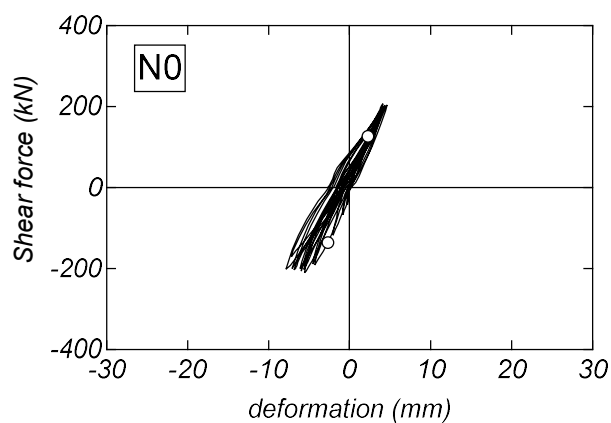
△ アンカーボルト降伏点 ○ フランジ降伏点 ◇ ベースプレート降伏点



(a) 柱脚回転変形

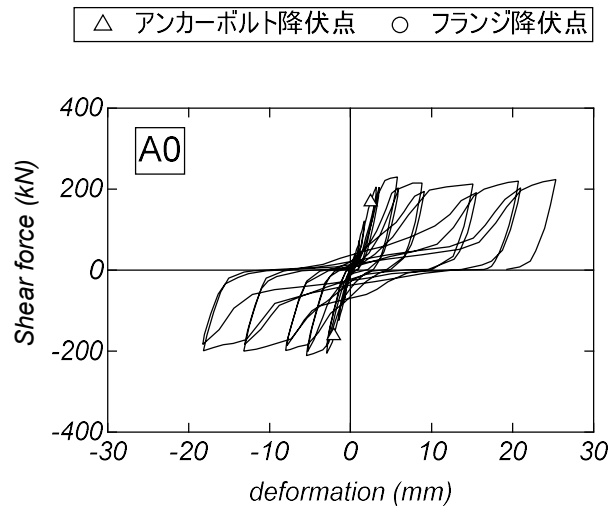


(b) 柱脚すべり変形

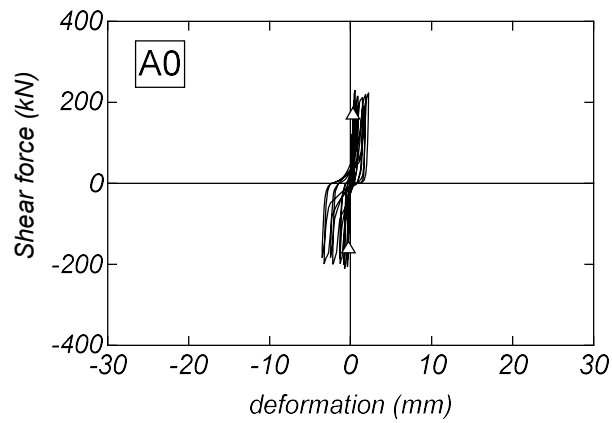


(c) 柱変形

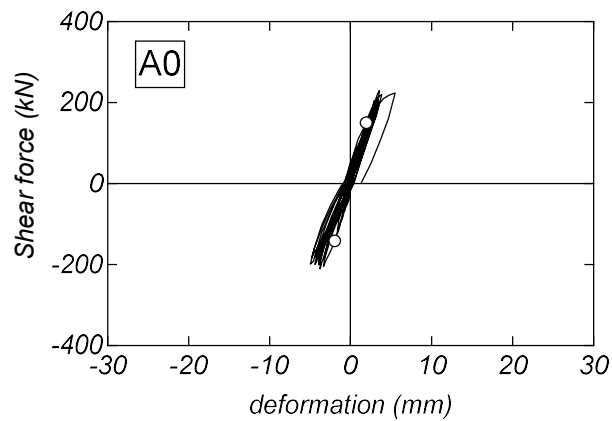
図 4.3.4(a) 試験体 N0 変形成分の履歴性状



(a) 柱脚回転変形



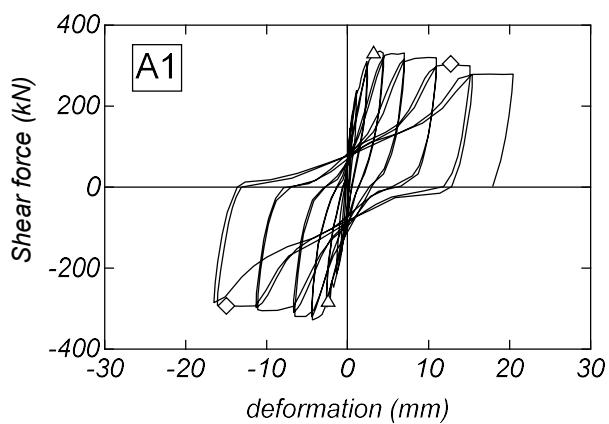
(b) 柱脚すべり変形



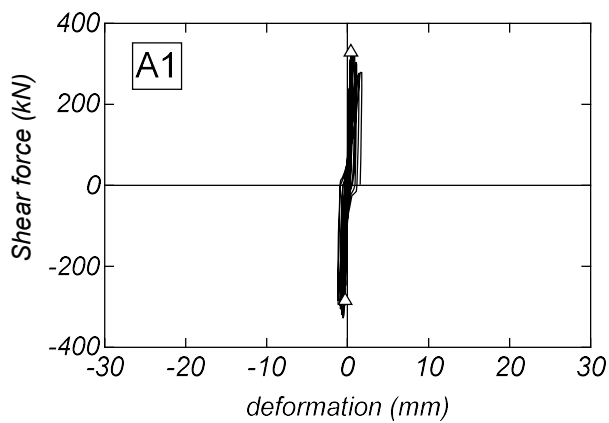
(c) 柱変形図 4.3.3

図 4.3.4(b) 試験体 A0 変形成分の履歴性状

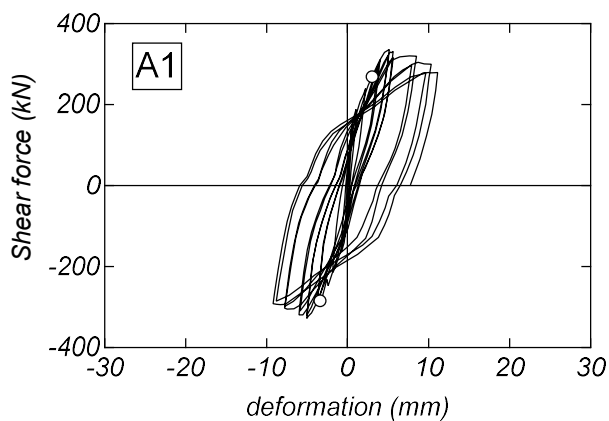
△ アンカーボルト降伏点 ○ フランジ降伏点 ◇ ベースプレート降伏点



(a) 柱脚回転変形



(b) 柱脚すべり変形



(c) 柱変形

図 4.3.4(c) 試験体 A1 変形成分の履歴性状

4.3.3 フランジおよびアンカーボルトの応力分布

図 4.3.5 に各試験体の $R=1/400$, $1/200$, $1/100$ および $1/67$ rad における正載荷 1 サイクル目のピーク時のフランジおよび AB の材軸方向における応力分布を示す。鋼材の応力は履歴特性を完全弾塑性と仮定し、応力の計算は同図に示すひずみゲージ貼付け位置のひずみの値を用いて計算した。

フランジに着目すると、全ての試験体において引張側、圧縮側ともに柱下部の応力が最初に降伏強度に達する傾向が認められた。

引張側 AB に着目すると、全ての試験体において降伏強度に達する傾向が認められた。一方、圧縮側 AB に着目すると各試験体ともに変形角の増加に伴い AB の応力の増加が認められた。これらは、柱下部コンクリートに生じる圧縮応力が柱断面内に配置された AB に伝達したためと推察される。また、引張側、圧縮側 AB ともに軸方向応力の大きな差は認められず、AB とコンクリート間の付着作用は小さいものと判断された。

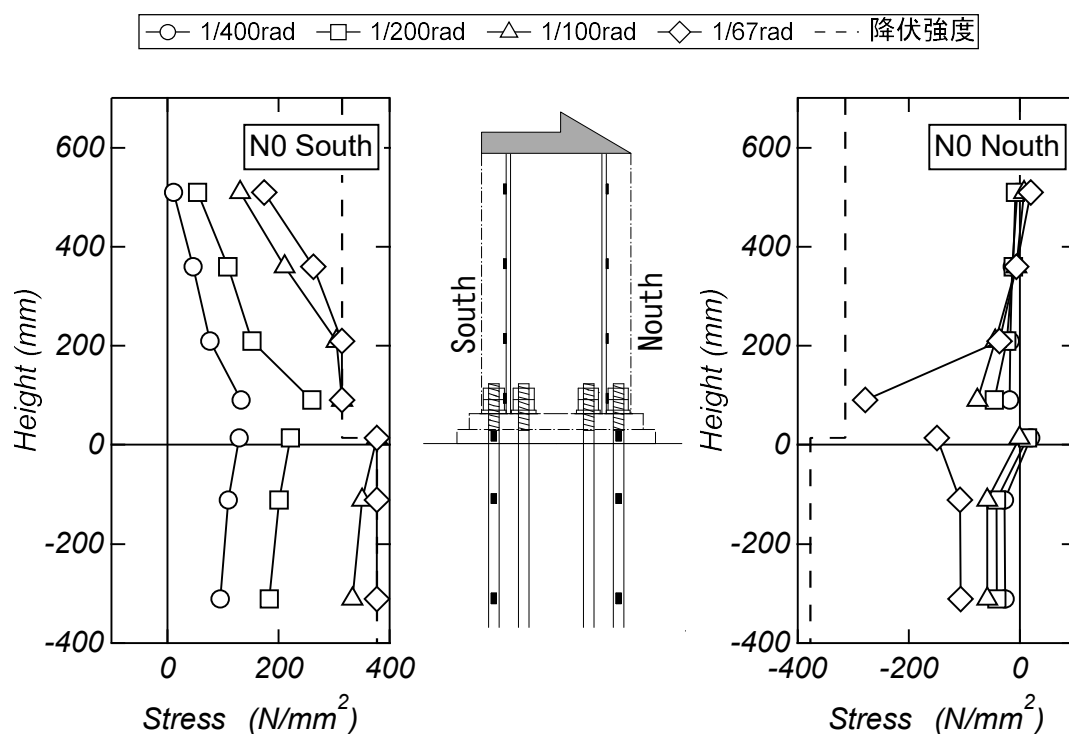


図 4.3.5(a) AB およびフランジの応力分布図 (試験体 N0)

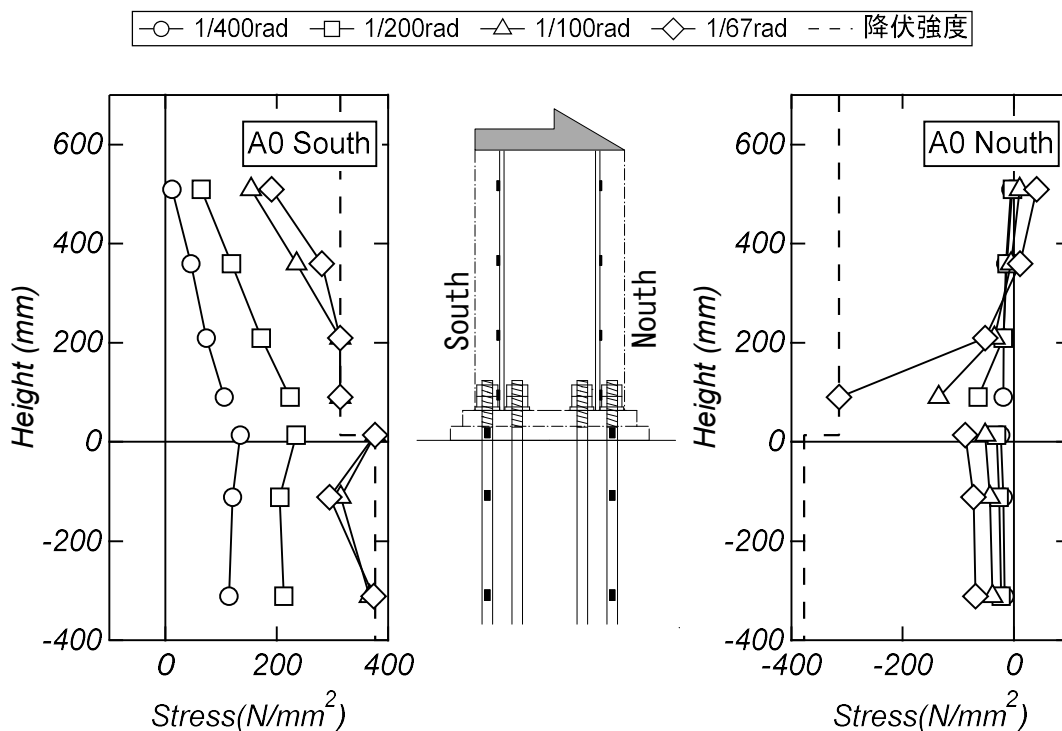


図 4.3.5(b) AB およびフランジの応力分布図 (試験体 A0)

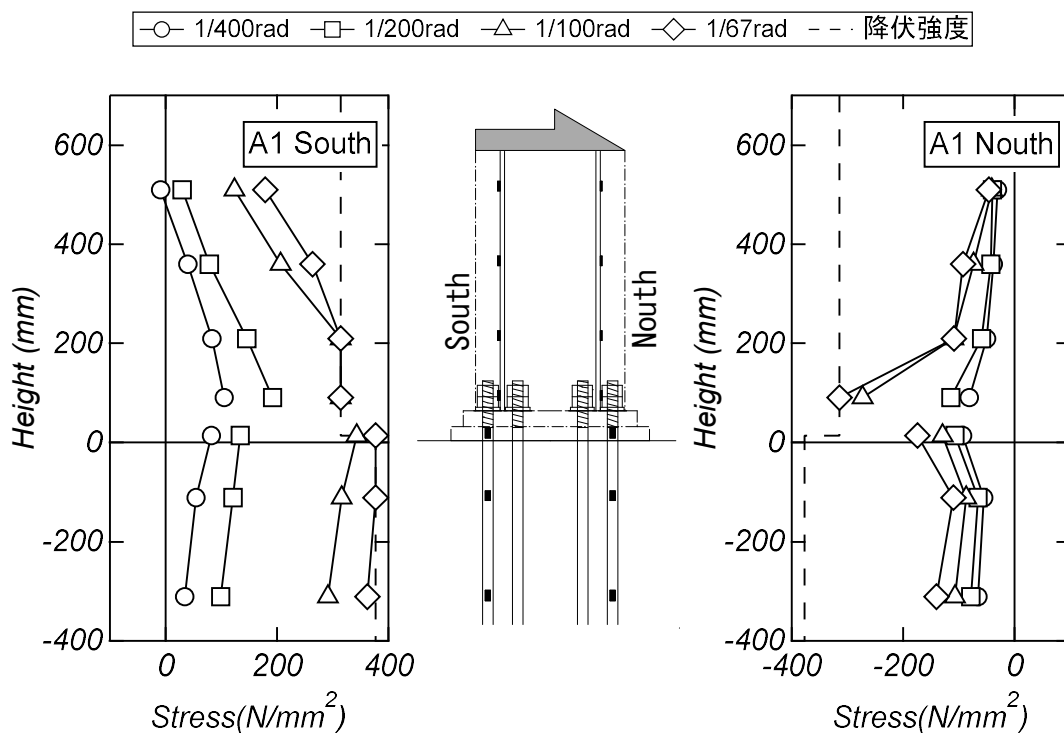


図 4.3.5(c) AB およびフランジの応力分布図 (試験体 A1)

4.3.4 圧縮側アンカーボルトの応力推移

図 4.3.6 に各正載荷サイクルピーク時における柱脚圧縮側 AB の応力推移を示す。応力は AB の履歴特性を完全バイリニア型に仮定して図 4.3.7 に示すひずみゲージの計測値から算出した。曲げモーメントはせん断力に加力点高さから BP 上端までの距離を乗じて算出した。各試験体ともに載荷初期から圧縮応力の上昇が認められた。そこで、2 種類の曲げ解析による圧縮側 AB の応力推定を行う。パターン 1 は柱脚を対象とした断面解析において AB を引張・圧縮をともに負担するものと仮定した場合である。パターン 2 は柱を対象とした解析において AB 位置のコンクリートの応力に AB の断面積と AB 先端のナット上端の表面積の比を乗じた場合である(式(4.3.4))。

$$\sigma_{AB} = 0.85\sigma_B a_n / a_{ab} \quad (4.3.4)$$

ここで、 σ_B : 柱コンクリートの圧縮応力、 a_n : AB 先端のナット表面積、 a_{ab} : AB の軸断面積である。

両曲げ解析では、バイリニアモデルに置換した鋼材と星隈らのモデル²⁵⁾に置換したコンクリートから構成されている。

図 4.3.7 に 2 種類の曲げ解析の結果を示す。パターン 1 の解析をみると、各試験体ともに解析の圧縮応力は実験のものとは比べて低い。一方のパターン 2 の解析をみると、各試験体ともに解析の圧縮応力は実験のものとは比べて試験体 A0 では概ね一致しており、試験体 N0 および A1 ではやや低くなる傾向が認められる。しかし、両試験体の応力推移の傾向は実験のものとは対応している。以上の結果より、柱断面内に配置した圧縮側 AB は柱の曲げに伴う圧縮応力を負担しているものと推察される。

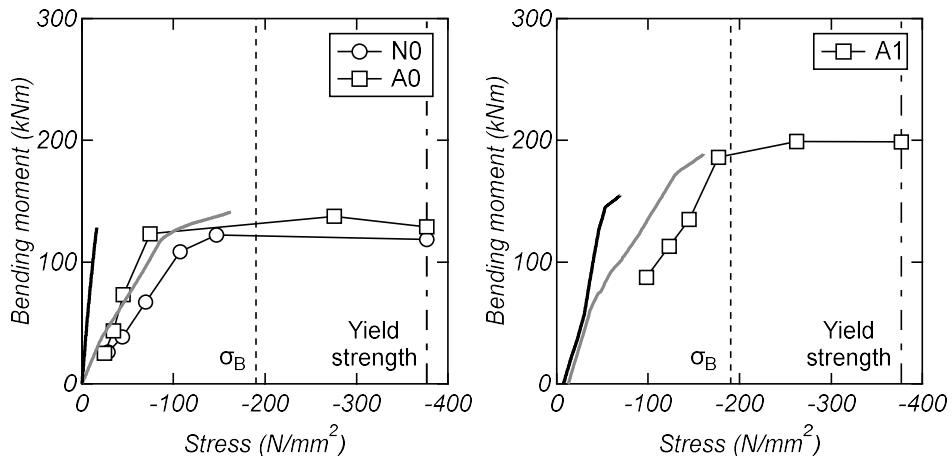


図 4.3.6 圧縮側 AB の応力推移

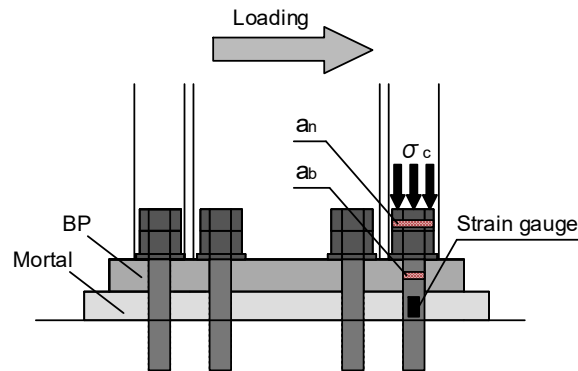


図 4.3.7 圧縮側 AB の応力状態

4.3.5 ベースプレート上面の応力分布

(1) X 軸方向におけるベースプレートの応力分布

図 4.3.8 に各試験体 BP 上面の $R=1/400$, $1/200$, $1/100$ および $1/67$ rad における正載荷 1 サイクル目のピーク時の X 軸方向における応力分布を示す。鋼材の応力は履歴特性を完全弾塑性と仮定し、応力の計算は同図に示すひずみゲージ貼付け位置のひずみの値を用いて計算した。

各試験体ともに載荷サイクルの増加に伴い圧縮側フランジ付近の応力の増加が認められた。各試験体ともに当該サイクルにおいては降伏強度に達していない。

(2) Y 軸方向におけるベースプレートの応力分布

図 4.3.9 に各試験体 BP 上面の $R=1/400$, $1/200$, $1/100$ および $1/67$ rad における正載荷 1 サイクル目のピーク時の Y 軸方向における応力分布を示す。

各試験体ともに載荷サイクルの増加に伴い引張側フランジ付近の応力の増加が顕著である。 $R=1/67$ rad における当該位置の応力は試験体 N0 では降伏強度に達しているものの、試験体 A0 および A1 では 200N/mm^2 以下の値であった。これらのことから、4.2.2 節において示した BP の設計で示したリブ補強のための設計モデルは妥当なものと判断される。

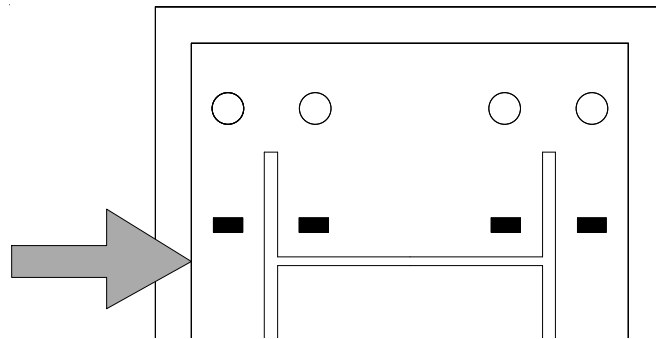
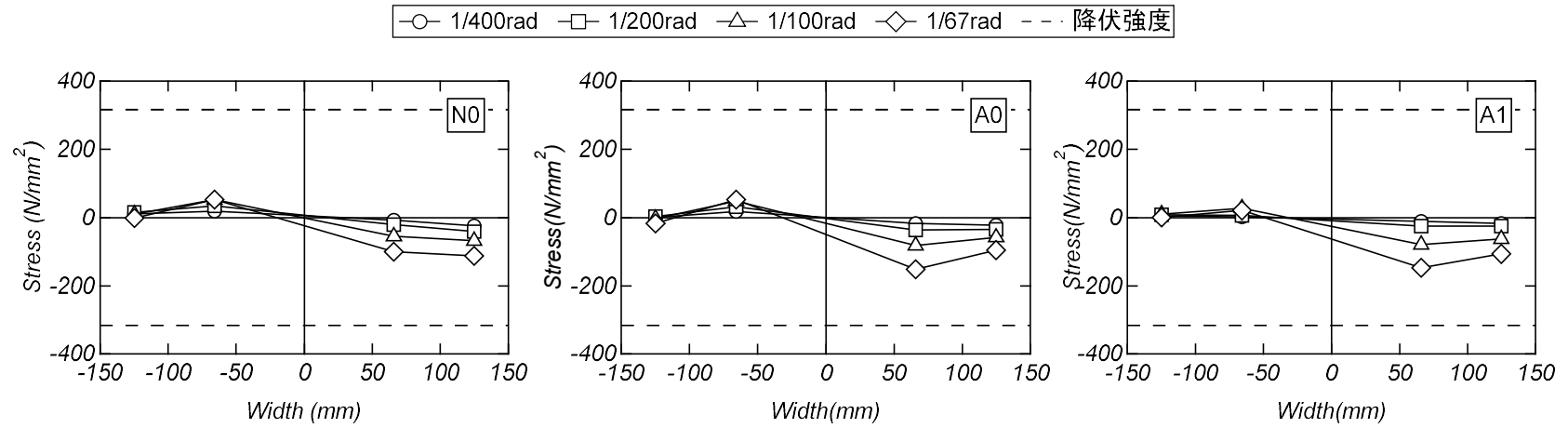


図 4.3.8 X 軸方向における BP の応力分布図

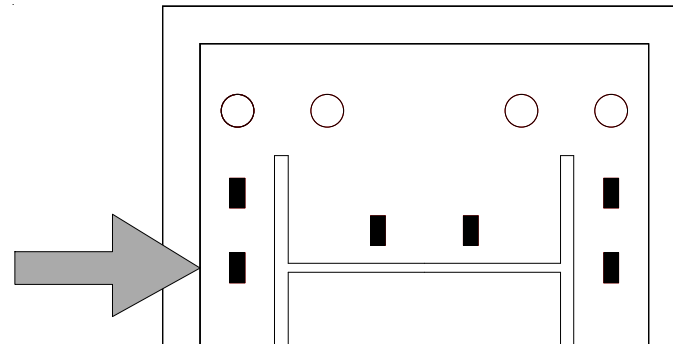
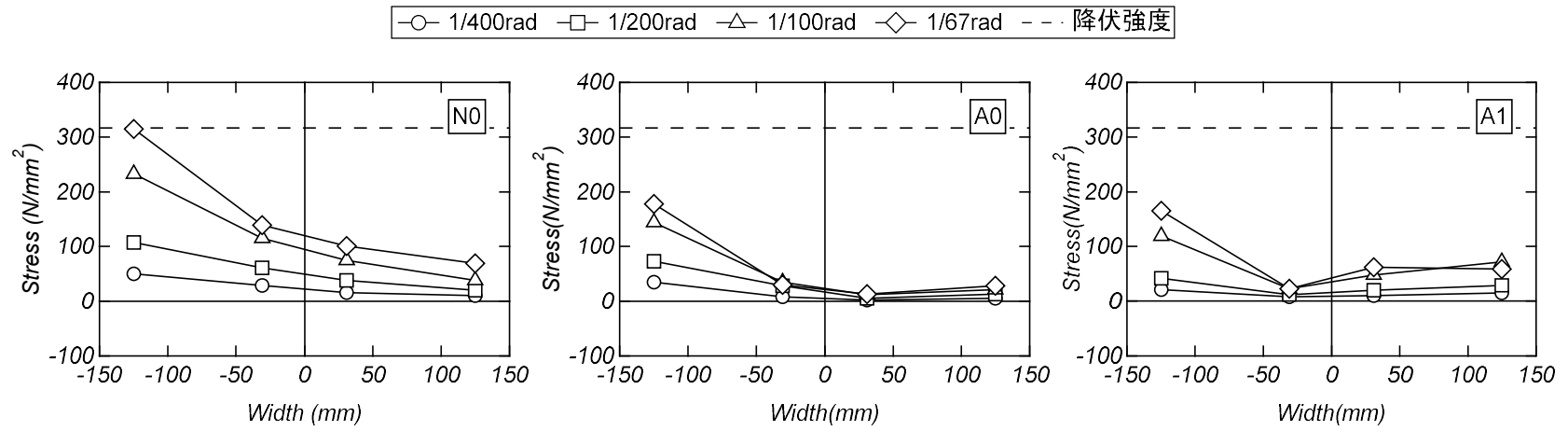


図 4.3.9 Y 軸方向における BP の応力分布図

4.3.6 リブの応力分布

図 4.3.10 に試験体 A0 および A1 の $R=1/200$, $1/100$ および $1/67$ rad の 1 サイクル目ピーク時におけるリブの応力分布を示す。鋼材の応力は履歴特性を完全弾塑性と仮定し、応力の計算は同図に示すひずみゲージ貼付け位置のひずみの値を用いて計算した。

各試験体の正載荷および負載荷ともに、圧縮側フランジ直下のリブにおける応力分布の傾きは引張側フランジ直下のものと比べて大きい。これらは、リブに敷モルタルの支圧反力の作用に伴う曲げモーメントが発生したためと考えられる。また、両試験体ともに負載荷時の圧縮側フランジ直下の応力分布の傾きは正載荷時のものと比べて小さい。これは、4.3.1 節に述べたスタブ上面の柱側面側に生じたコンクリートの掻き出しに起因するものと推察される。一方、試験体 A1 における圧縮側フランジ直下の応力分布の傾きは試験体 A0 のものと比べて大きく、作用軸力の差の影響が伺える。

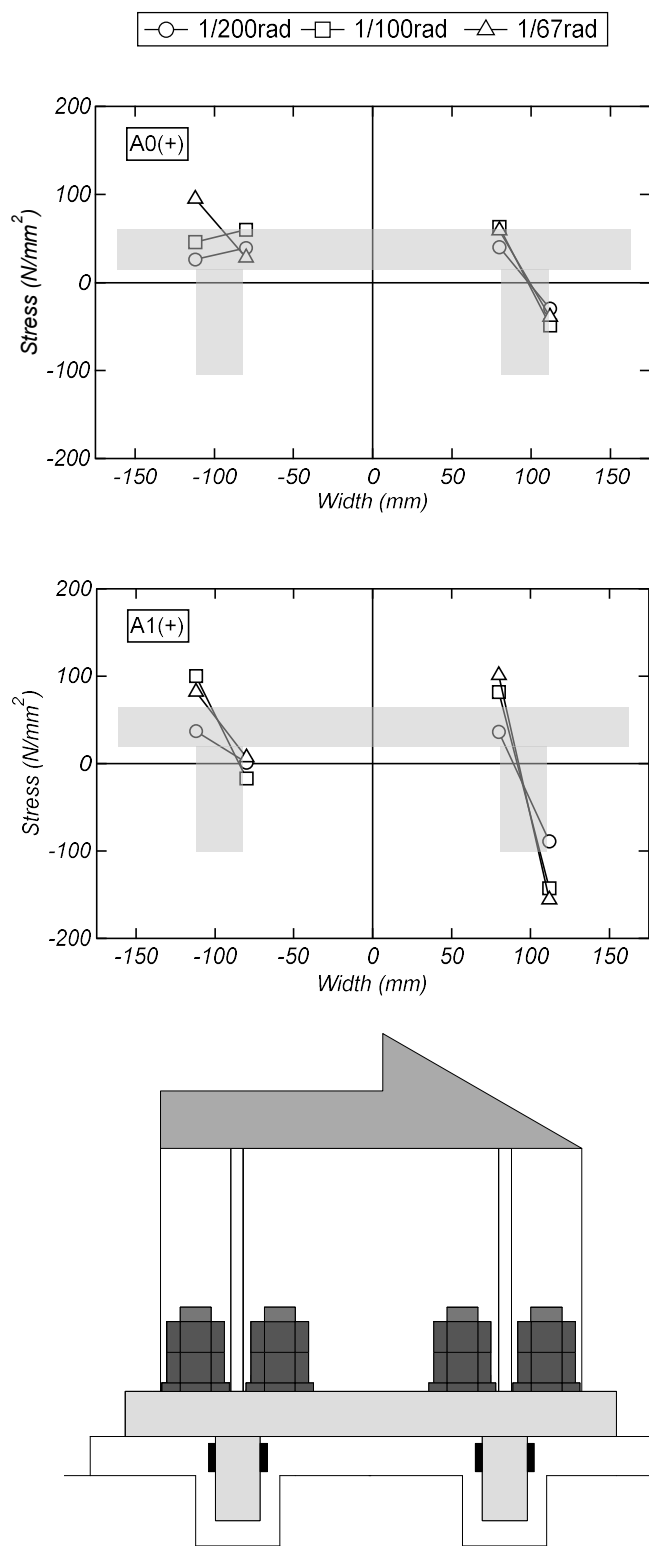


図 4.3.10(a) リブの応力分布 (正載荷)

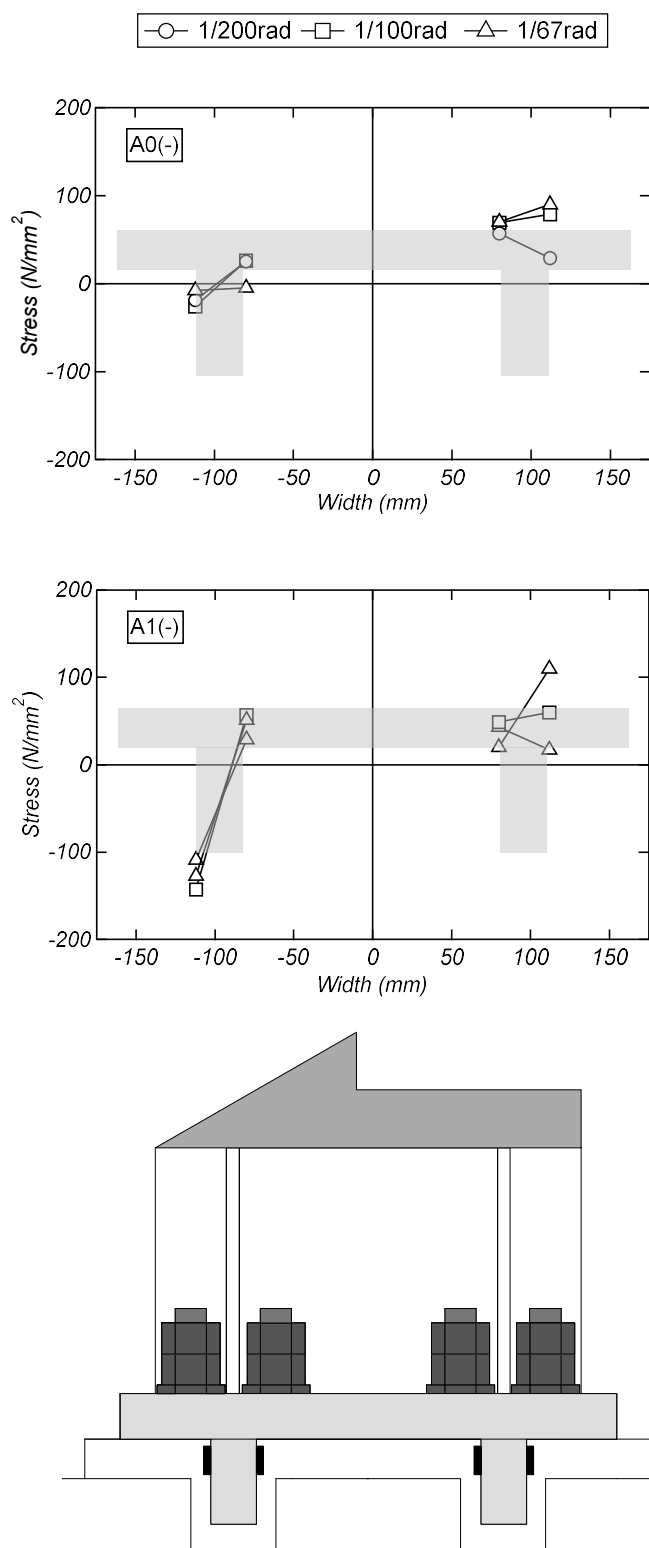


図 4.3.10(b) リブの応力分布 (負載荷)

4.4 耐力評価

本節では、非埋込み型 CES 柱脚の主要な剛性変化点と考えられる曲げひび割れ強度、曲げ降伏耐力、終局耐力を文献 1), 18) を参考に整理・検討を行う。ここで、柱のコンクリート強度、基礎スタブのコンクリート強度、鉄骨の降伏強度および AB の降伏強度は、4.2.3 節に示した値を用いる。表 4.4.1 に本章に示した試験体の実験結果一覧を示す。曲げひび割れは柱に曲げひび割れが最初に確認した時点に、柱曲げ降伏はフランジが最初に降伏した時点に、柱脚曲げ降伏は AB が最初に降伏した時点である。

表 4.4.1 実験結果一覧

試験体		N0	A0	A1
曲げひび割れ強度	Q_{mcr}	39	33	129
柱曲げ降伏強度	Q_{mcy}	147	150	269
柱脚曲げ降伏強度	Q_{mcb}	176	168	292
最大耐力	Q_{max}	210	229	335

4.4.1 曲げひび割れ強度

曲げひび割れ強度 Q_{mcr} は文献 1) に示される式(4.4.1)によって評価する。

$$Q_{mcr} = 0.56\sqrt{\sigma_B}Z_e + \frac{ND}{6} \quad (4.4.1)$$

ここで、 σ_B ：柱コンクリートの圧縮強度、 Z_e ：内蔵鉄骨を考慮した有効断面係数
 N ：作用軸力、 D ：柱せいである。

4.4.2 曲げ降伏耐力

柱および柱脚の曲げ降伏耐力は弾性材料と平面保持の仮定に基づく断面解析により算出した。柱脚の断面解析は BP 寸法としたスタブコンクリートと引張側 AB から構成されている。また、4.3.4 節で述べた圧縮側 AB の負担応力は、柱曲げ圧縮に伴うものであることから、ここでは無視して算定した。

4.4.3 終局耐力

(1) 柱曲げ終局耐力

柱曲げ終局耐力は一般化累加強度理論により評価する。一般化累加強度理論は CES 柱断面を柱コンクリート、フランジ、ウェブの 3 つの要素に分割して計算を行った。柱コンクリート強度は式(4.2.2)の計算値を乗じて計算を行った。図 4.4.1 に一般化累加強度理論による軸力と柱曲げ終局耐力の相関関係を示す。

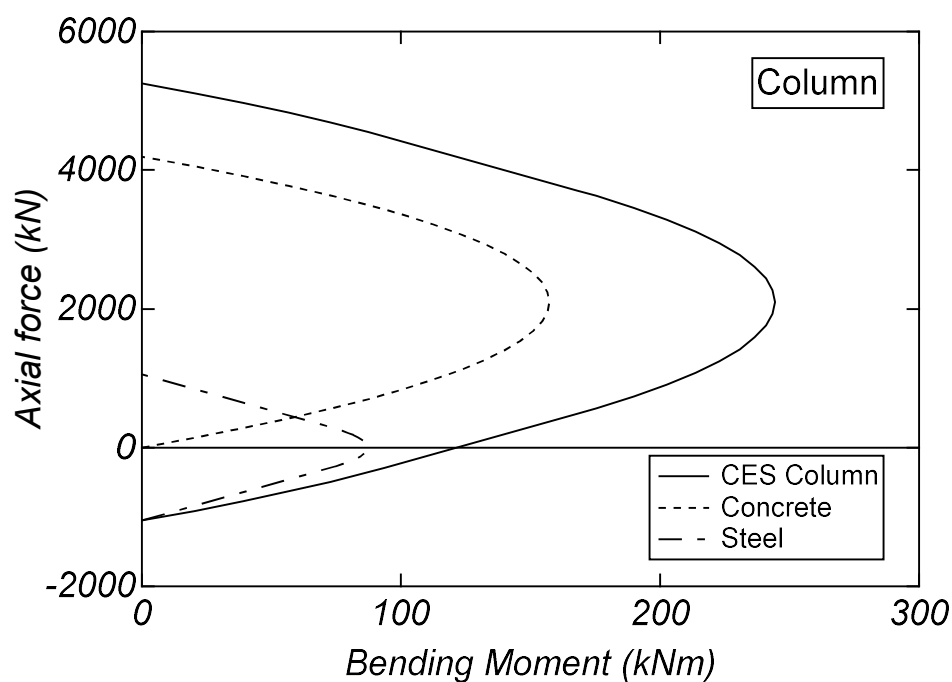


図 4.4.1 一般化累加強度理論による CES 柱の N-M 相関関係

(2) 柱脚曲げ終局耐力

柱脚曲げ終局耐力は一般化累加強度理論により評価する。ここで、基礎コンクリートの圧縮強度には低減係数 0.85 を乗じて計算を行った。文献 1), 18) では、柱脚 AB は引張応力のみを負担するものと仮定されている。一方で 4.3.4 節に示したように柱断面内に配置した本試験体の AB は、引張だけでなく柱の曲げに伴う圧縮力を負担していると推察された。そこで、圧縮側 AB は式(4.3.1)のコンクリート応力に柱コンクリート強度の 0.85 倍の値を代入した圧縮応力の負担するものとして考慮した。図 4.4.2 に一般化累加強度理論による軸力と柱脚曲げ終局耐力の相関関係を示す。

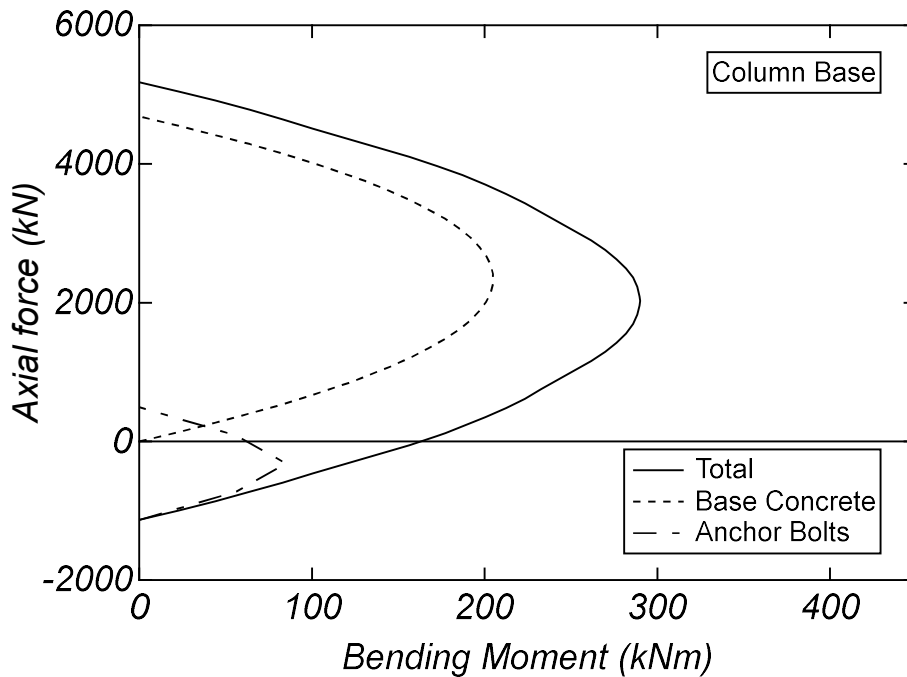


図 4.4.2 一般化累加強度理論による非埋込み型柱脚の N-M 相関関係

(3) 柱せん断終局耐力

柱せん断終局耐力は、式(4.4.2)により評価する。柱せん断終局耐力はコンクリートに形成されるアーチ機構せん断強度（式(4.4.2)の右辺第 1 項）およびウェブのせん断降伏強度（式(4.4.2)の右辺第 2 項）を単純累加したものである。

$$Q_{su} = \tan \theta_c b \mu_c D \frac{\sigma_B}{2} + \frac{{}_s t_w {}_s d_w {}_s \sigma_{wy}}{\sqrt{3}} \quad (4.4.2)$$

$$\mu = 0.5 + \frac{b'}{b} \leq 0.8 \quad (4.4.3)$$

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{l'}{cD}\right)^2 + 1} - \frac{l'}{cD} \quad (4.4.4)$$

ここで、 $c b$ ：柱幅， $c D$ ：柱せい， σ_B ：コンクリート強度， ${}_s t_w$ ：ウェブ厚さ， ${}_s d_w$ ：ウェブせい， ${}_s \sigma_{wy}$ ：ウェブの降伏強度， b' ：コンクリートの有効幅（ $=c b - {}_s b_f$ ）， ${}_s b_f$ ：フランジ幅， l' ：柱の内法長さである。

(4) 柱脚せん断終局耐力

柱脚せん断終局強度は式(4.4.5)により評価する。柱脚せん断終局耐力は BP 下面と敷モルタルの摩擦抵抗および圧縮側 AB のせん断抵抗の最大値である。

$$Q_u = \max\left(0.5C, n_e a_{ab} \frac{F_{ab}}{\sqrt{3}}\right) \quad (4.4.5)$$

$$C = T_y + N \quad (4.4.6)$$

ここで、 n_e ：圧縮側 AB 本数， a_{ab} ：AB の断面積， F_{ab} ：AB の引張強度， T_y ：引張側 AB の降伏耐力， N ：作用軸力である。

4.4.4 耐力計算と実験結果の比較

表 4.4.2 に各試験体の曲げひび割れ強度計算結果の一覧を示す。実験値と計算値の比率は約 1.0~1.2 の範囲にあり、CES 柱の曲げひび割れ強度は式(4.4.1)により評価可能である。

表 4.4.3 に各試験体の柱および柱脚曲げ降伏耐力計算結果の一覧を示す。実験値と計算値の比は柱では約 0.9~1.1 の範囲に、柱脚では約 1.0~1.1 の範囲にあり、弾性を仮定した断面積により評価可能である。

表 4.4.4 に終局耐力計算値の一覧を、図 4.4.3 に終局耐力の軸力-せん断力相関関係を示す。なお、図 4.4.3 に示す計算値の材料強度は全ての試験体の平均値を用いた。全ての試験体において柱曲げ耐力の計算値が柱脚曲げ耐力および柱脚せん断耐力の計算値と比べて低い。実験において柱曲げ破壊型となった試験体 A1 の実験値と柱曲げ耐力計算値の比率は 1.1 となった。一方で実験において柱脚曲げ破壊型となった試験体 N0 および A0 の実験値と柱脚曲げ耐力計算値の比率は 0.9 となり、過大評価する傾向が認められた。両試験体ともに実験終了までに敷モルタルの剥離が顕著であったことから（写真 4.4.1）、柱脚曲げ耐力に寄与するコンクリートは図 4.4.4 に示すように AB 縁に囲まれた領域に仮定した。

表 4.4.4 の(b1)に修正した柱脚曲げ耐力の計算結果を、図 4.4.5 に修正した終局耐力の軸力-せん断力相関関係を示す。実験値と修正した柱脚曲げ耐力計算値の比率は試験体 N0 では 1.1、試験体 A0 では 1.2 となり、概ね評価可能である。一方で試験体 A1 では、修正した柱脚曲げ耐力計算値は他の計算値と比べて低い。写真 4.4.1 に示すように試験体 A1 における柱脚の破壊状況は試験体 N0 および A0 のものと比べて軽微であった。現時点では、試験体 A1 では基礎コンクリートの領域の修正は不適切である可能性がある。

以上より非埋込み型 CES 柱脚では、設計において柱脚曲げ破壊とした場合に基礎コンクリート領域を低減させなければならない可能性があり、その曲げに対する設計には余裕を見込む必要がある。

表 4.4.2 曲げひび割れ強度計算結果一覧

試験体		N0	A0	A1
実験値(kN)	$exp Q_{mcr}$	38	33	129
計算値(kN)	Q_{mcr}	33	33	124
	$exp Q_{mcr} / Q_{mcr}$	1.15	1.00	1.04

表 4.4.3 曲げ降伏耐力計算結果一覧

試験体		N0	A0	A1	
柱曲げ 降伏耐力	実験値	$exp Q_{mcy}$	147	150	269
	計算値	Q_{mcy}	173	173	258
		$exp Q_{mcy} / Q_{mcy}$	0.85	0.87	1.04
柱脚 降伏耐力	実験値	$exp Q_{mcb}$	176	168	292
	計算値	Q_{mcb}	158	158	296
		$exp Q_{mcb} / Q_{mcb}$	1.11	1.06	0.99

表 4.4.4 終局耐力計算結果一覧

Unit: kN		N0	A0	A1
実験値 Q_{max}		210	229	335
柱	曲げ耐力(a)	226	224	301
	せん断耐力(b)	627	623	608
柱脚	曲げ耐力(c)	245	250	335
	修正した曲げ耐力(c1)	184	189	238
柱	せん断耐力(d)	283	283	283
	$Q_{max} /$ 曲げ耐力(a)	0.93	1.02	1.11
柱脚	$Q_{max} /$ せん断耐力(b)	0.33	0.37	0.55
	$Q_{max} /$ 曲げ耐力(c)	0.86	0.92	1.00
	$Q_{max} /$ 修正した曲げ耐力(c1)	1.14	1.21	1.41
$Q_{max} /$ せん断耐力(d)		0.74	0.81	0.60

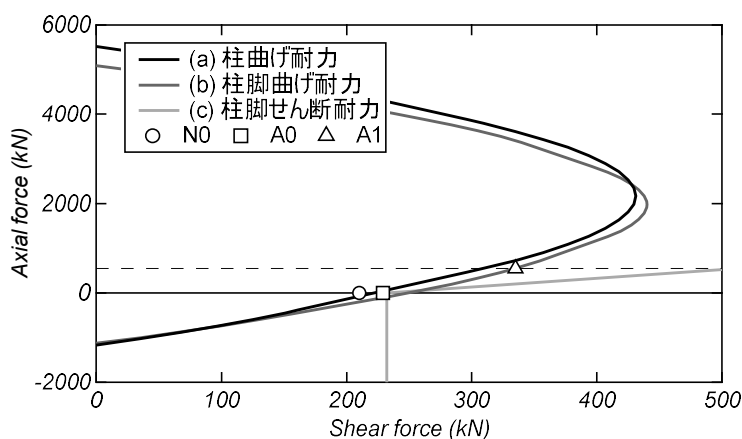


図 4.4.3 N-Q 相関関係(修正前)



(a) 試験体 N0

(b) 試験体 A0

(c) 試験体 A1

写真 4.4.1 実験後柱脚破壊性状

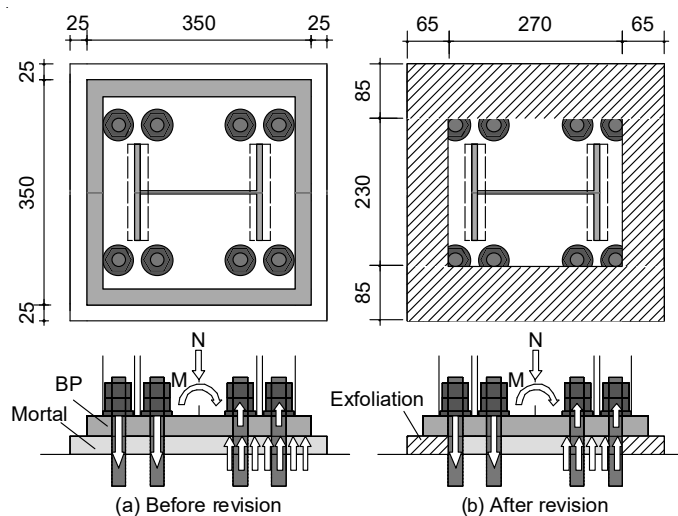


図 4.4.4 柱脚に作用する外力と反力

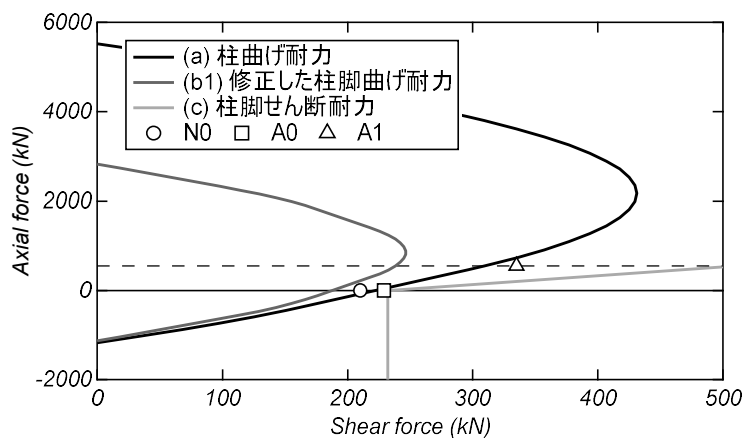


図 4.4.5 N-Q 相関関係 (修正後)

4.5 まとめ

本章では，AB を柱断面内に配置しつつ BP の下面にリブ補強を施した非埋込み型 CES 柱脚の静的載荷実験を行った。本研究より得られた知見を以下に示す。

- 1) リブ補強を設けた試験体では，リブによる正載荷側のみの耐力上昇および試験体側面側の基礎コンクリートの掻き出しが確認された。
- 2) 柱断面内側に配置した圧縮側 AB において柱コンクリートの曲げによる圧縮応力の負担が確認された。
- 3) 引張側フランジ付近の BP では，リブ補強を施した試験体の応力はリブ補強を施していない試験体の応力と比べて低くなる傾向が認められた。
- 4) リブ補強を施した試験体では，負載荷時の圧縮側フランジ直下のリブの応力分布の傾きは正載荷時のものと比べて小さくなる傾向が確認された。
- 5) 柱および柱脚の曲げ降伏耐力は弾性状態を仮定した曲げ解析により概ね評価可能である。
- 6) 柱脚における敷モルタルの剥離に伴い柱脚曲げ終局耐力の実験値は計算値と比べて低くなることから，柱脚の曲げ設計は余裕を見込む必要がある。

第 5 章 柱断面内にアンカーボルトを配置した非埋込み型 CES 柱脚の静的増分解析

5.1 はじめに

本章では、第 4 章に示した試験体を対象に柱断面内に AB を配置した非埋込み型 CES 柱脚の構造解析のための構造解析モデルのモデル化手法の確立を目的とした静的増分解析を実施する。解析モデルのモデル化手法の詳細を示すとともに、実験結果と解析結果の比較より提案する解析モデルの妥当性の検討を行う。

5.2 構造解析モデル

5.2.1 モデル化

解析対象は第 4 章に示した試験体 N0, A0 および A1 の 3 体である。解析には市販の構造解析ソフトウェア「SNAP」を用いた。

図 5.2.1 に解析モデルを示す。解析では、基礎スタブ上端から試験体頂部のピン支点までをモデル化した。BP から試験体頂部までの柱部分は、弾性線材要素、せん断ばね要素および柱下端に MS 要素に置換した。図 5.2.2 に MS 要素のメッシュ分割を示す。MS 要素では、各試験体ともにコンクリートを 6 個の要素（1 要素当たりの幅 50mm）に、フランジを 2 つの要素に、ウェブを 4 個の要素にそれぞれ分割した。MS 要素の軸方向長さは文献 10)を参考に BP 上端から加力点までの高さ h の 1/5 倍と仮定した。スタブ上端から BP 上端までの柱脚部分は弾性のせん断ばねと軸ばねおよび弾塑性の曲げばねに置換した。解析は原則として $R=1/33$ rad の載荷サイクルまで行い、それ以前に計算が不安定になった場合はその時点で終了した。

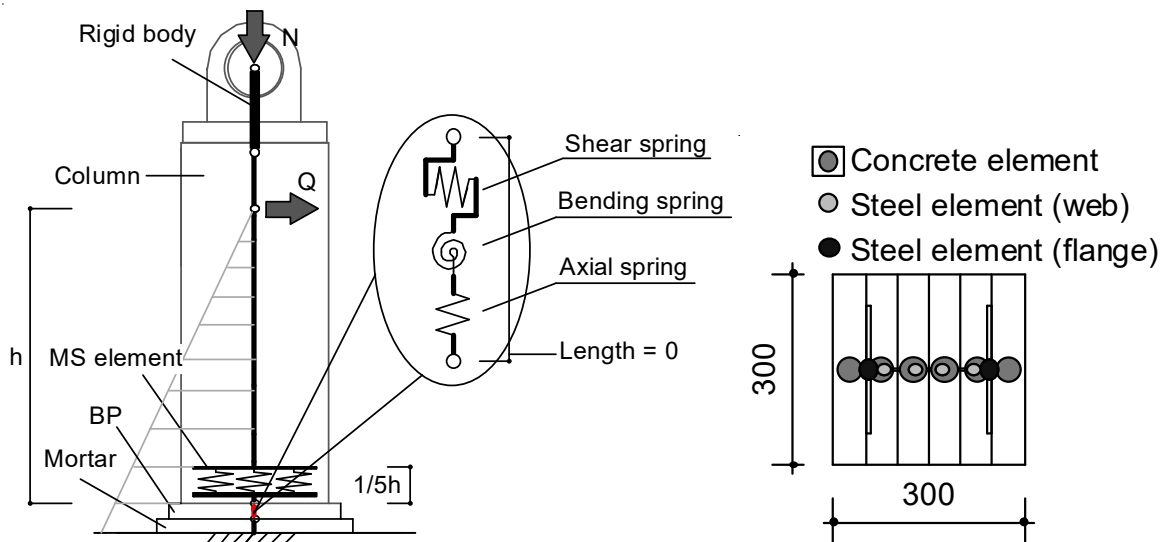


図 5.2.1 解析モデル

図 5.2.2 MS 要素のメッシュ分割

5.2.2 柱部の復元力特性モデル

図 5.2.3 に MS 要素に適用した材料の応力-ひずみ関係を示す。コンクリートの応力-ひずみ関係の上昇域は星隈らのモデル²⁶⁾とし、軟化域は材料試験結果を基に二折線モデルとした。なお、本研究では、文献 10)を参考に MS 要素以外の塑性変形の影響を MS 要素に用いた材料構成則で考慮することとし、コンクリートの圧縮強度時ひずみおよび後述の鉄骨の降伏ひずみは文献 10)を基に材料試験値の 2.5 倍した値を入力した。引張側の応力-ひずみ関係は式(5.2.1)に示す曲げひび割れ強 σ_{cr} ¹⁾までを線形とし、軟化域は二折線モデルで表現した。履歴則は図 5.2.3 に示す剛性低減型とした。

$$\sigma_{cr} = 0.56\sqrt{\sigma_B} \quad (5.2.1)$$

鉄骨の応力-ひずみはトリリニアモデルとした。第 1 折れ点は弾性限界点とし、その応力は降伏強度の 1/3 倍の値とし。第 2 折れ点は降伏強度点とした。降伏後の剛性低下率は初期剛性の 0.01 倍とした。履歴則は修正 Ramberg-Osgood モデル²⁷⁾とした。

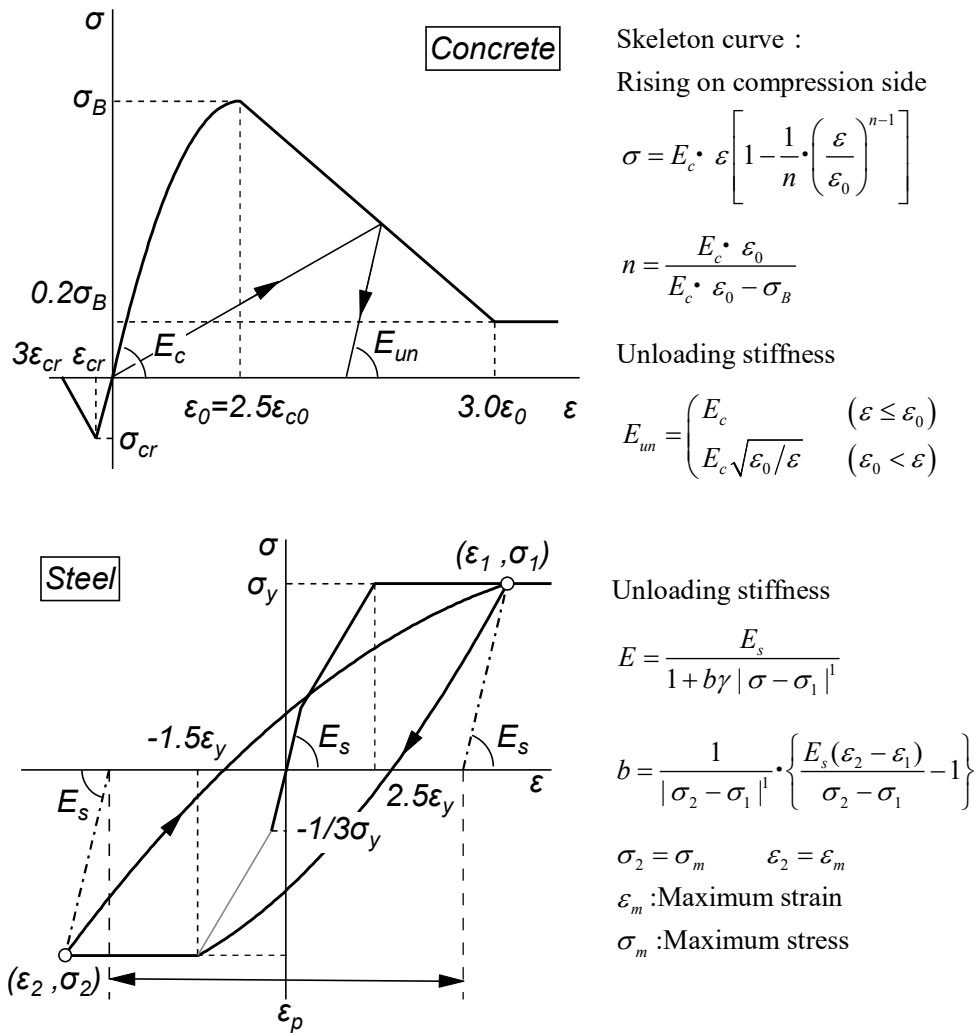


図 5.2.3 材料構成則

5.2.3 柱脚の復元力特性モデル

図 5.2.4 に柱脚曲げばねの曲げモーメント一回転角関係を示す。復元力特性の骨格曲線は原則としてトリリニアモデルである。トリリニアモデルの第 1 折れ点は BP と敷モルタルの離間点である。離間耐力は作用軸力の影響を考慮した式(5.2.2)により算定した。ただし、軸力の作用しない試験体 N0 および A0 では、第 1 折れ点を無視することとなる。原点から離間耐力までの初期剛性は式(5.2.3)によりそれぞれ算定した。同式では、スタブ上端から BP 上端までの曲げモーメント分布を一定と仮定している。

$$M_1 = Z_b \sigma_0 \quad (5.2.2)$$

$$K_1 = E_m I_b / h_{cb} \quad (5.2.3)$$

ここで、 Z_b : BP の断面係数、 σ_0 : 軸力を BP 断面で除した軸応力度、 E_m : 敷モルタルの弾性係数、 I_b : BP の断面 2 次モーメント、 h_{cb} : 柱脚高さ (60mm) である。

第 2 折れ点は降伏点である。その耐力 M_y は 4.4.2 節で述べた柱脚曲げ降伏耐力を採用した。原点から降伏点までの割線剛性 K_{BS} の算定は文献 17) で提案される式 (5.2.4) に従った。

$$K_{BS} = \frac{E_a n_t b a}{R_b l} (d_t + d_c) (d_t + d_c + \frac{N}{T_y} d_c) \quad (5.2.4)$$

ここで、 E_{ab} : AB の弾性係数、 n_t : 引張側 AB 本数、 a_{ab} : AB の軸断面積、 R_b : 回転剛性補正係数、 l_{ab} : AB の定着長さ、 d_t : 断面図心から引張側 AB 軸心までの距離、 d_c : 断面図心から柱コンクリート縁までの距離である。

上記の回転剛性補正係数 R_b は BP および基礎の弾性変形を考慮した係数とされている¹⁸⁾。本論では、 R_b を 1.0, 1.5 および 2.0 とした解析を実施した。

第 2 折れ点以降の剛性は割線剛性 K_{BS} の 0.01 倍とした。履歴則は Takeda-Slip モデル²⁸⁾であり、その剛性低下率 γ を 0.4, スリップ係数 λ を 0.7 とした。

柱脚の弾性軸ばねには BP 断面と敷モルタルの弾性係数に従った弾性剛性を与えた。また、弾性せん断ばねは 4.4.2 節に示した曲げ解析を基に圧縮縁から中立軸位置までの BP 面積と敷モルタルの弾性係数に従った弾性剛性を与えた。

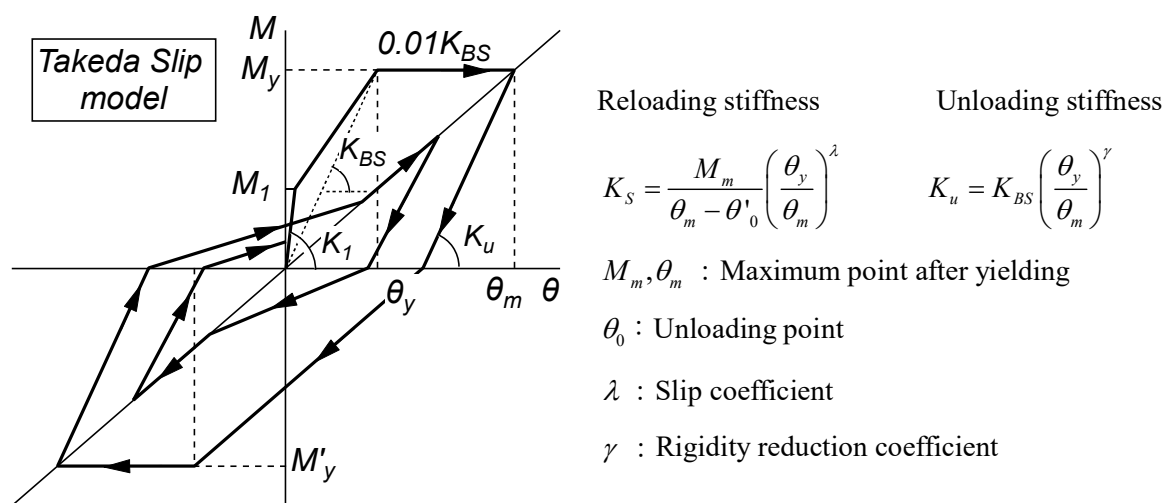


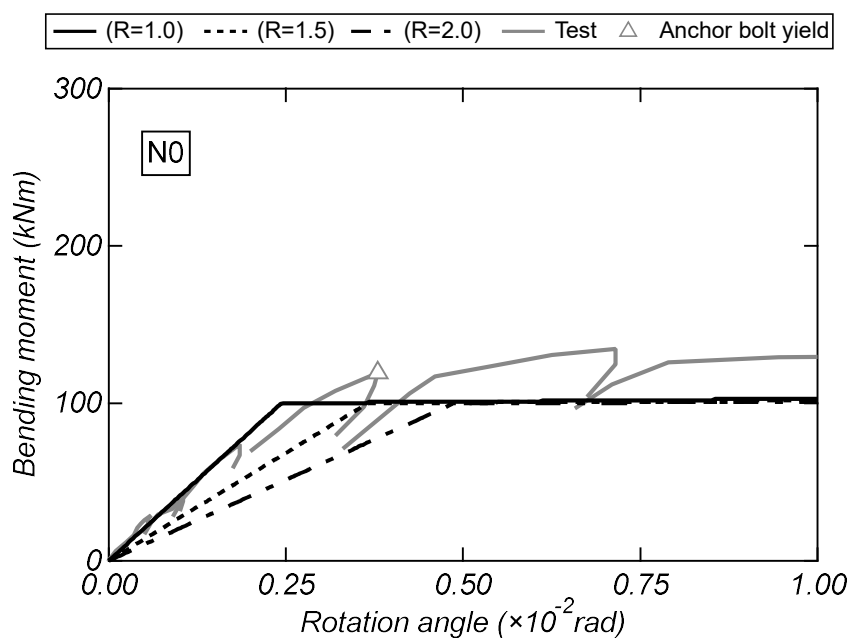
図 5.2.4 柱脚曲げばねの曲げモーメントー回転角関係

5.3 実験結果と解析結果の比較

5.3.1 柱脚の曲げモーメントー回転角関係

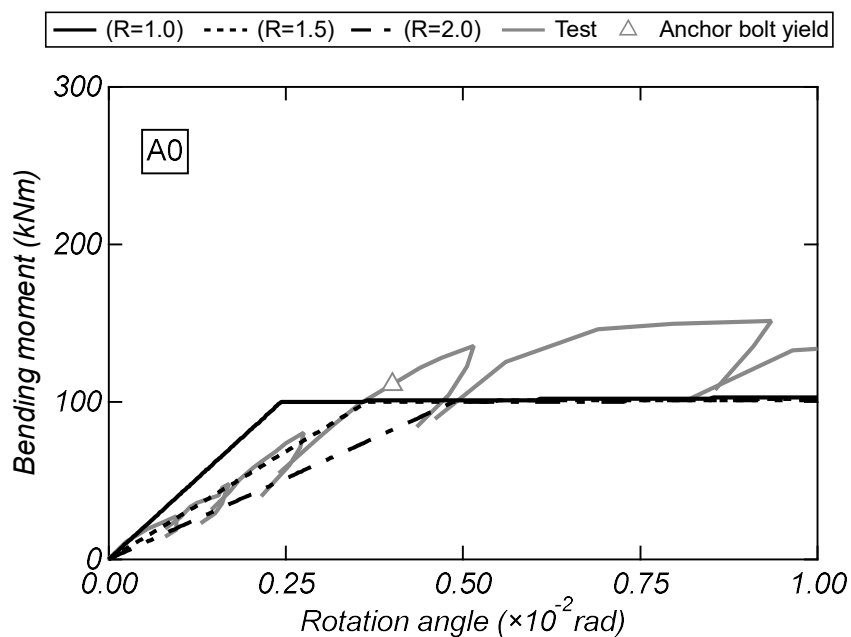
図 5.3.1 に各試験体の実験結果と解析結果における柱脚曲げモーメントー回転角関係の正載荷側の包絡線を示す。同図では、5.2.3 節で述べたように回転剛性の補正係数 R_b を 1.0, 1.5 および 2.0 とした解析結果および実験における AB の降伏点を示している。

全ての試験体において R_b の増加に伴う割線剛性の低下が伺える。解析の降伏までの剛性に着目すると、試験体 N0 および A1 では $R_b=1.0$ の解析が、試験体 A0 では 1.5 の解析がそれぞれ実験結果と対応している。一方で降伏時の回転角に着目すると、試験体 N0 および A0 では $R_b=1.5$ の解析が、試験体 A1 では 2.0 の解析がそれぞれ実験結果と対応している。式(5.2.4)は降伏点割線剛性であることから、同式中の補正係数は 1.5 程度とするのが適切だと判断される。また、軸力比 0.1 の試験体 A1 では、式(5.2.3)による初期剛性の解析結果は実験結果と良好な対応関係を示している。

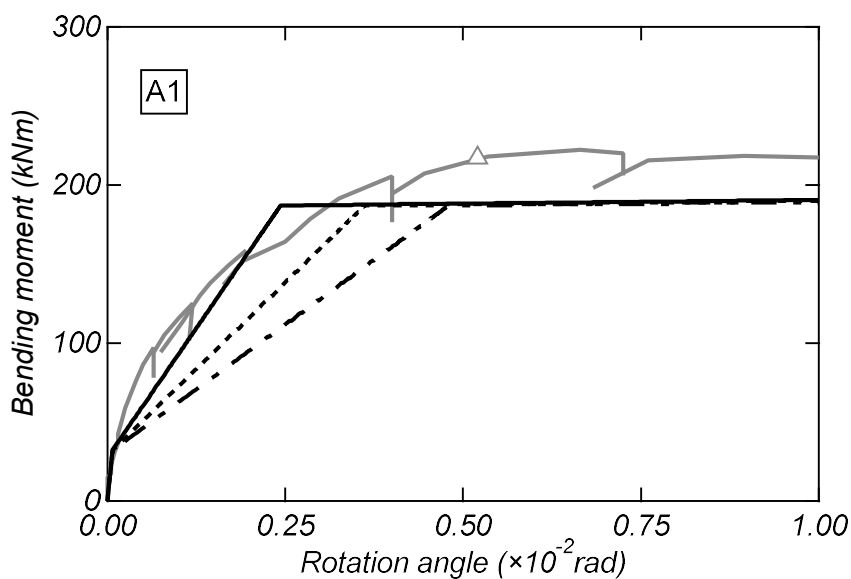


(a) 試験体 N0

図 5.3.1 柱脚曲げモーメントー回転角関係の比較



(b) 試験体 A0



(c) 試験体 A1

図 5.3.1 柱脚曲げモーメントー回転角関係

5.3.2 スケルトンカーブ

図 5.3.2 に実験結果および解析結果における復元力特性の正載荷側スケルトンカーブの比較を示す。同図には、実験におけるフランジと AB の降伏点および解析におけるフランジの降伏点と柱脚の曲げ降伏点をそれぞれ示している。前節で述べた通り、解析における式(5.2.4)中の回転剛性補正係数 R_b は 1.5 を採用した。

各試験体ともに解析および実験の初期剛性は精度良く対応している。軸力比 0.0 の試験体 N0 および A0 をみると、実験で確認されたフランジの降伏は解析の MS 要素で確認されず、解析における柱脚降伏時の変形角は実験のものとは比べてわずかに高い。しかしながら、解析結果は実験と同様に柱脚降伏に伴う変形角の進展が認められる。軸力比 0.1 の試験体 A1 をみると、解析における柱の曲げひび割れ後の剛性は実験のものとは比べて低いものの、解析と実験はともにフランジの降伏および柱脚の曲げ降伏が確認されており、両者の骨格曲線は対応している。

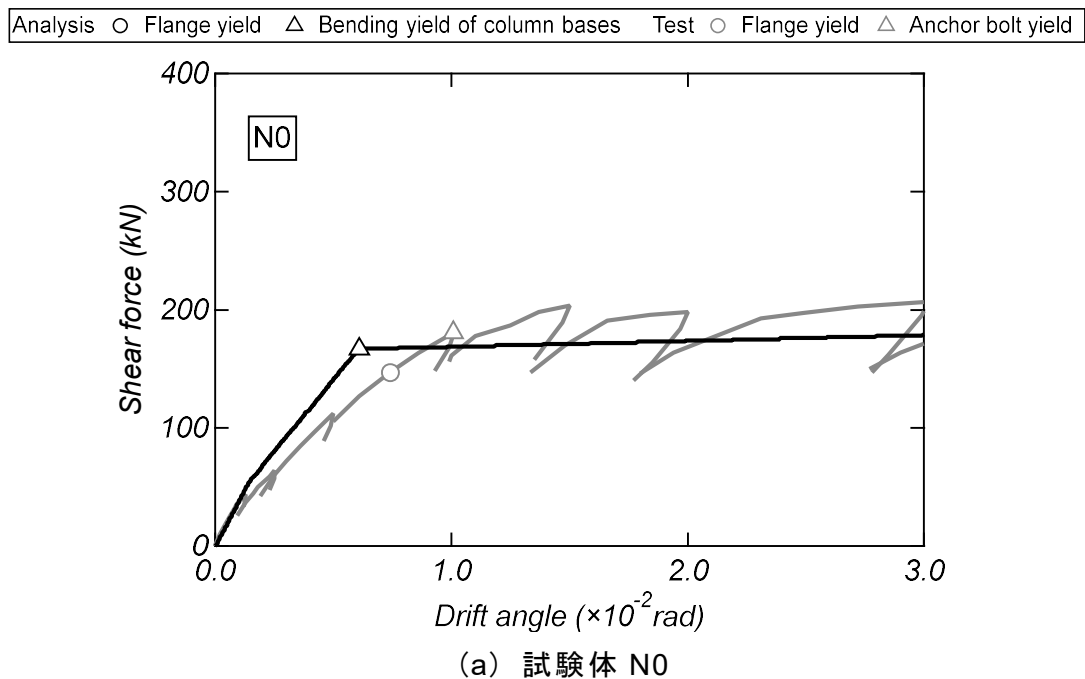
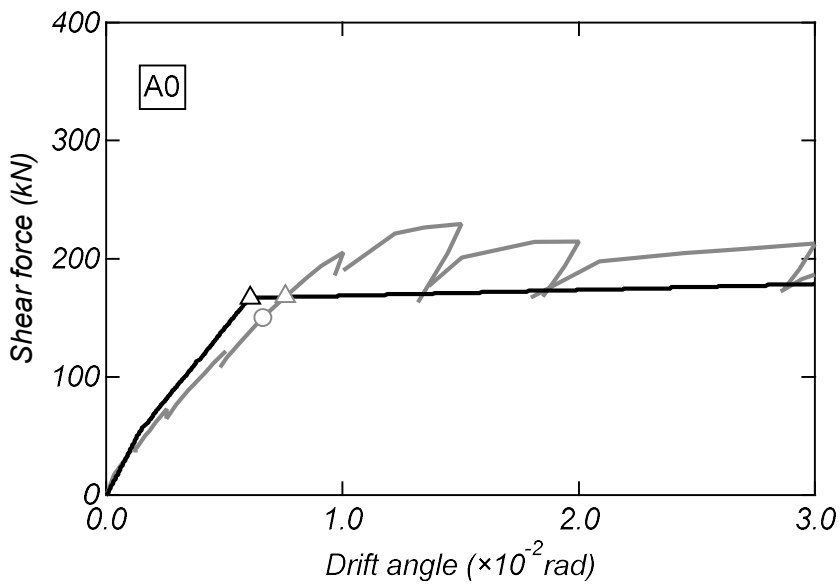
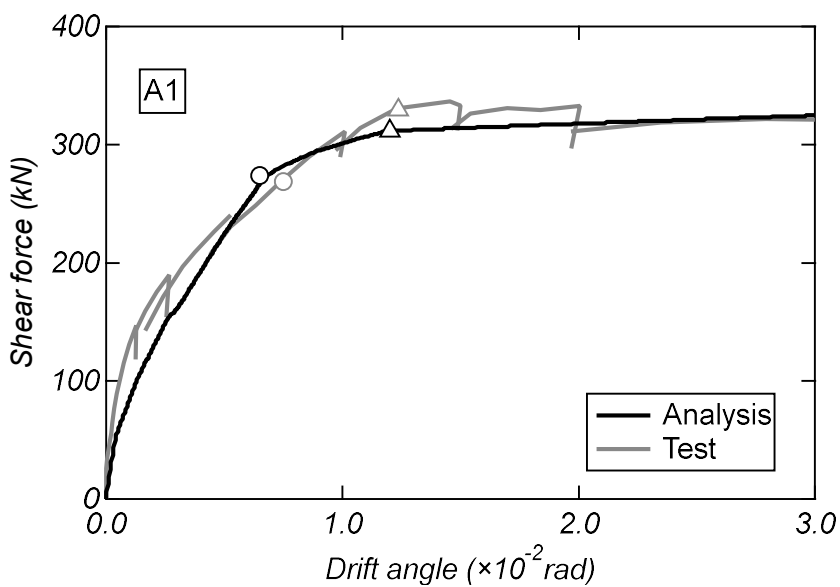


図 5.3.2 実験結果および解析結果のスケルトンカーブの比較

Analysis ○ Flange yield △ Bending yield of column bases Test ○ Flange yield △ Anchor bolt yield



(b) 試験体 A0

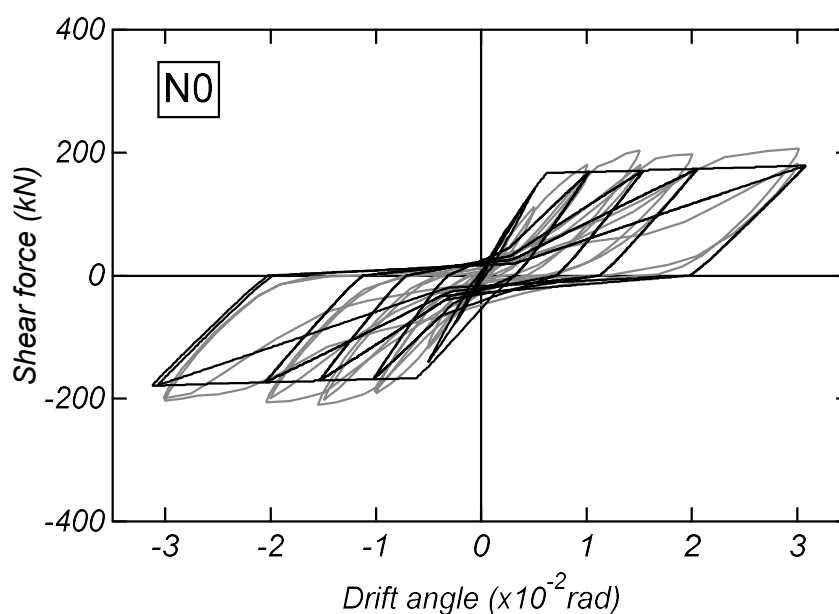


(c) 試験体 A1

図 5.3.2 実験結果および解析結果のスケルトンカーブの比較

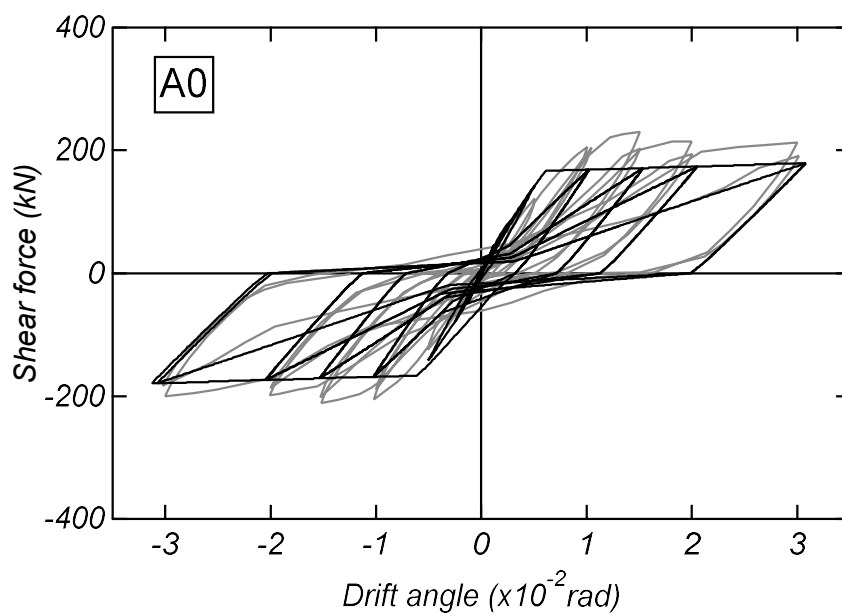
5.3.3 履歴特性

図 5.3.3 に実験結果および解析結果における履歴特性の比較を示す。軸力比 0.1 の試験体 A1 では、実験で耐力低下が認められた $R=1/33$ rad の载荷サイクルにおいて解析の除荷剛性は実験のものとは比べて低い。しかしながら、軸力比 0.0 の試験体 N0 と A0 では $R=1/33$ rad の载荷サイクルまで、軸力比 0.1 の試験体 A1 では $R=1/50$ rad の载荷サイクルまでの解析の履歴特性は実験を精度よく再現可能である。

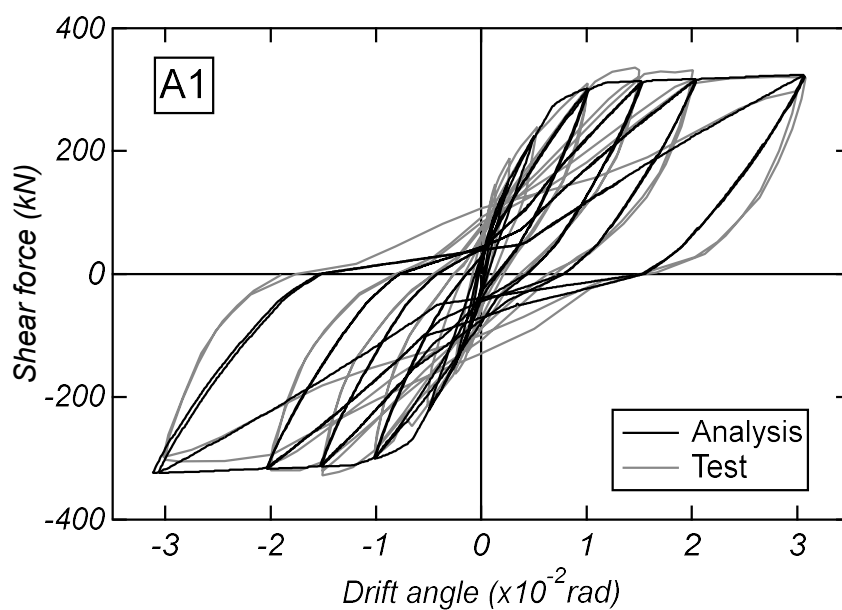


(a) 試験体 N0

図 5.3.3 実験結果および解析結果の履歴特性の比較



(b) 試験体 A0



(c) 試験体 A1

図 5.3.3 実験結果および解析結果の履歴特性の比較

5.4 まとめ

本章では、柱断面内に AB を配置した非埋込み型 CES 柱脚の構造解析モデルを提案し、解析モデルの妥当性について検討を行った。本研究より得られた知見を以下に示す。

- 1) 柱脚曲げ復元力特性では、BP と敷モルタルの離間耐力を式(5.2.2)で、軸力の作用する場合の初期剛性を式(5.2.3)でそれぞれ考慮する必要がある。
- 2) 柱脚曲げ復元力特性における原点から降伏点までの割線剛性は文献 17)で提案された式(5.2.4)を基に回転剛性補正係数 R_b を 1.5 程度とすることで評価可能である。
- 3) 柱に MS モデルを適用し、上記した結論を考慮した柱脚の曲げばねから構成される非埋込み型 CES 柱脚の構造解析モデルは実験のスケルトンカーブおよび履歴特性を再現可能である。

第 6 章 アンカーボルト配置位置の異なる非埋込み型 CES 柱脚の静的載荷実験

6.1 はじめに

第 4 章および第 5 章では、BP 厚さの減少のために AB を柱断面の内側に配置しつつ BP の下面にリブ補強を施した柱脚試験体の静的載荷実験および静的増分解析を実施した。その結果、リブ補強による BP 降伏の抑制が確認された。また、AB 降伏の柱脚曲げ耐力評価では、基礎コンクリートの損傷に伴いその領域を低減させる必要性を示した。一方でこれまでに非埋込み型 CES 柱脚における柱脚回転剛性評価および BP 降伏による耐力評価法は不明瞭である。

以上を背景に非埋込み型 CES 柱脚の回転剛性および終局耐力評価の検討を目的とし、BP の剛性および AB の配置位置の異なる試験体の静的載荷実験を実施した。本章では、実験の概要を述べるとともに、BP の剛性および AB の配置位置の違いが試験体の構造性能に及ぼす影響および終局耐力評価法の検討結果を示す。

6.2 実験概要

6.2.1 試験体概要

試験体は実大の約 1/3 スケールのもので 4 体である。表 6.2.1 に試験体概要を、図 6.2.1 に試験体の形状および寸法を、図 6.2.2 に試験体の鉄骨および AB の配置状況を、図 6.2.3 に試験体のスタブの配筋状況をそれぞれ示す。各試験体の柱コンクリート断面 $c_b \times c_d$ は 300mm 角、内蔵鉄骨は H-175×150×7.5×11 である。BP 上面から加力位置までの高さ h は 600mm（せん断スパン比 $M/QD=2.0$ ）である。AB は 8-M24（定着長 $l_b=480$ mm）である。スタブには、主筋およびせん断補強筋を配し、AB 周辺には縦筋および帯筋をそれぞれ配した。作用軸力は全試験体ともに 0 kN である。

実験変数は引張－圧縮間の AB 距離、および BP 下面に設けるリブの有無である。試験体 N350 および A350 では柱断面内の柱図心位置から 120mm の位置に AB を配置した。一方の試験体 N500 および A500 では柱断面外の柱図心位置から 200mm の位置に AB を配置した。それに伴う BP サイズと敷モルタルの厚さは、試験体 N350 と A350 では PL-22×350×350 と 38mm、試験体 N500 と A500 では PL-36×500×350 と 24mm である。また、試験体 N350 および N500 は BP 下にリブを設けておらず、試験体 A350 および A500 は BP 下にリブを設けた。リブの形状の詳細は次節に示す。

表 6.2.1 試験体概要

試験体		N350	A350	N500	A500
ベースプレート		PL-22x350x350		PL-36x500x350	
リブの有無		無	有	無	有
軸力比 N/N_0		0.0			
柱	断面 $c_b \times c_d$ (mm)	300 x 300			
	せん断スパン比 $M/(Q_cD)$	2.0 ($M/Q=600$)			
	鉄骨断面	BH-200x150x6x9			
柱脚	モルタル厚 (mm)	38		24	
	アンカーボルト	8-M24 (ABR400, 定着長 480mm)			

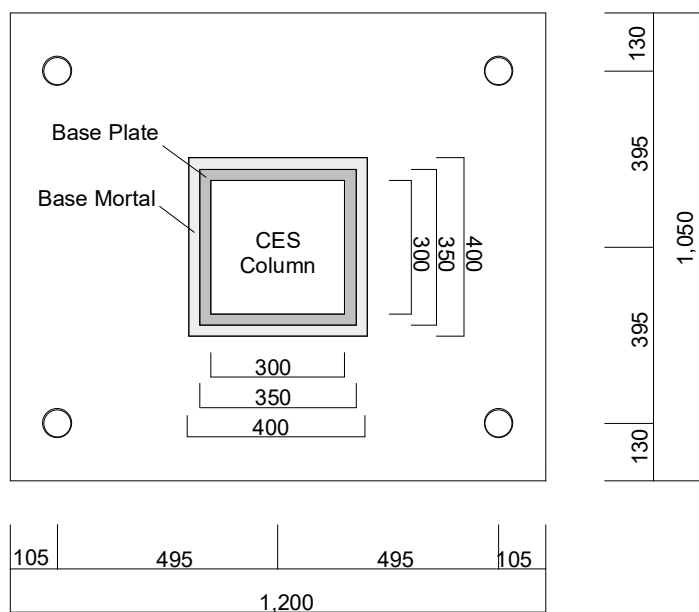
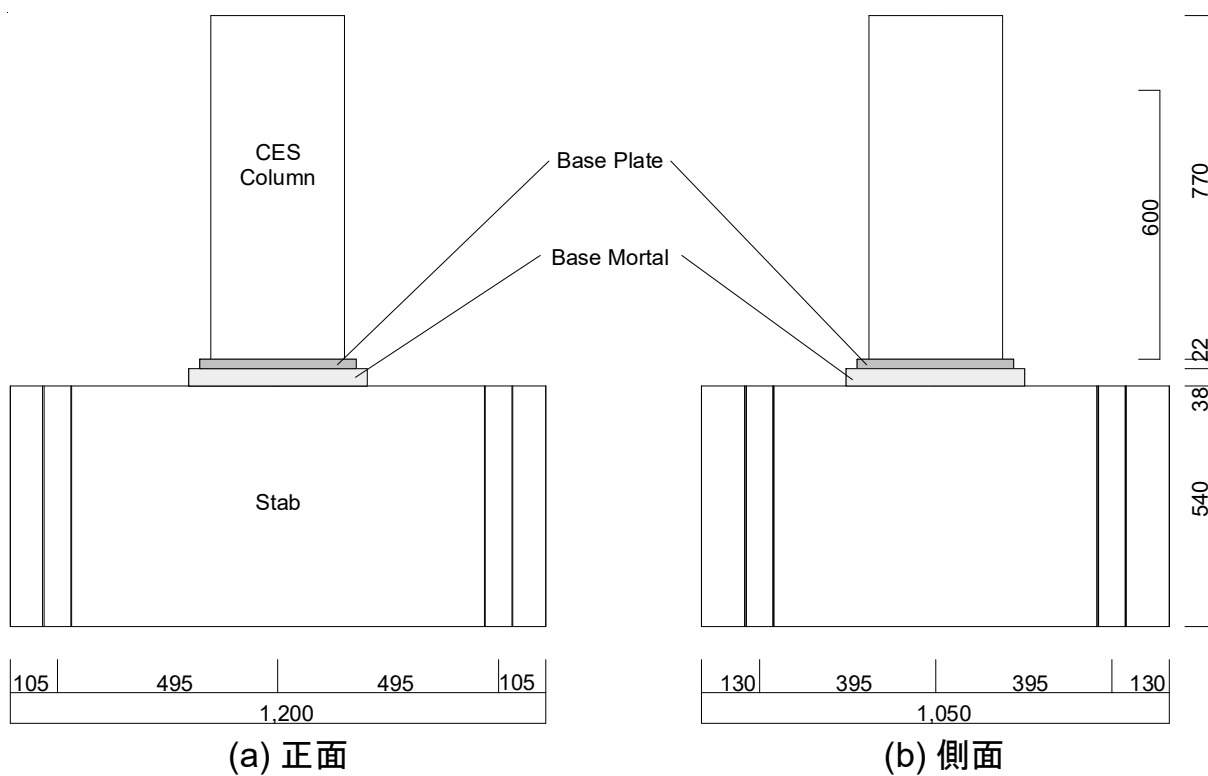


図 6.2.1(a) 試験体形状 (N350,A350)

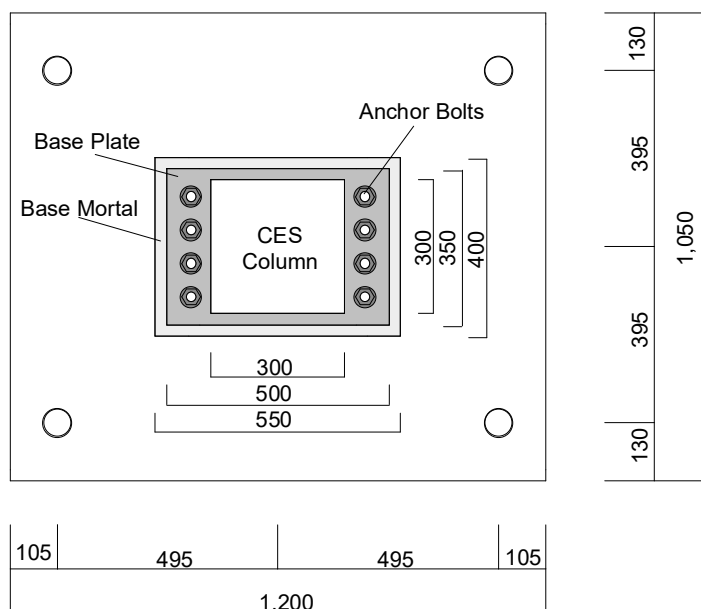
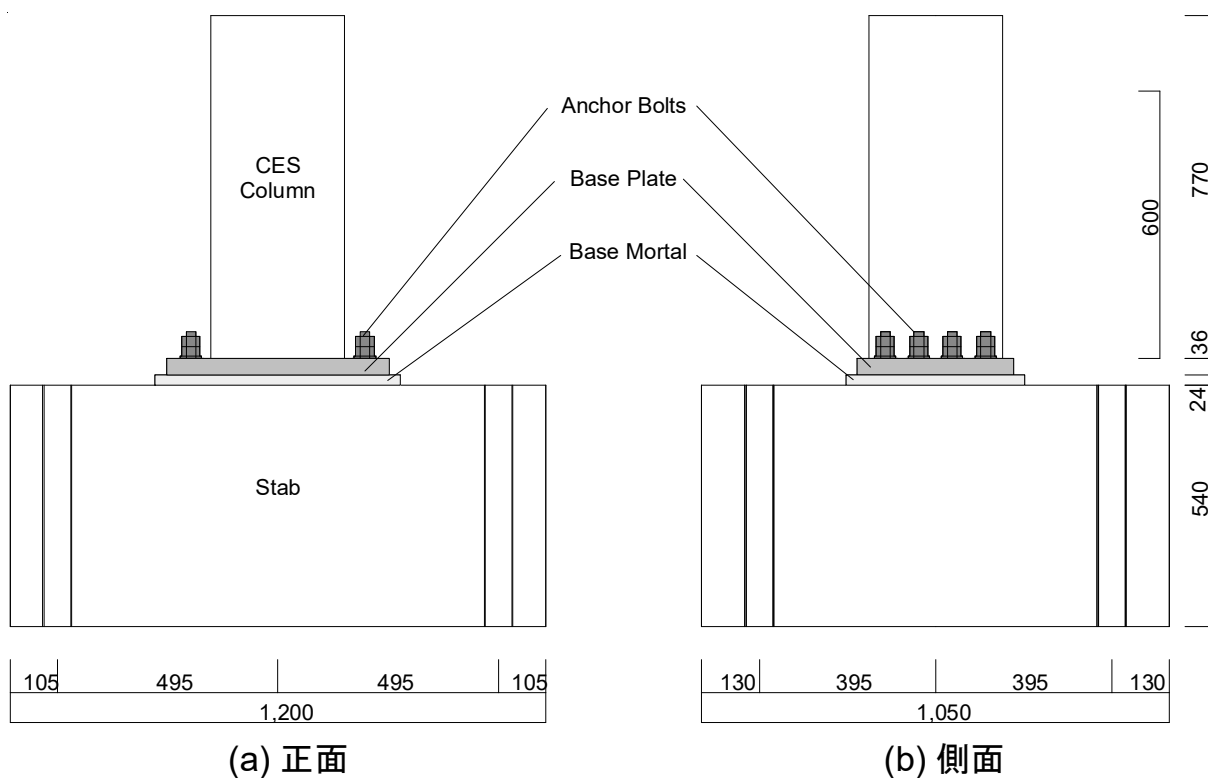


図 6.2.1(b) 試験体形状 (N500,A500)

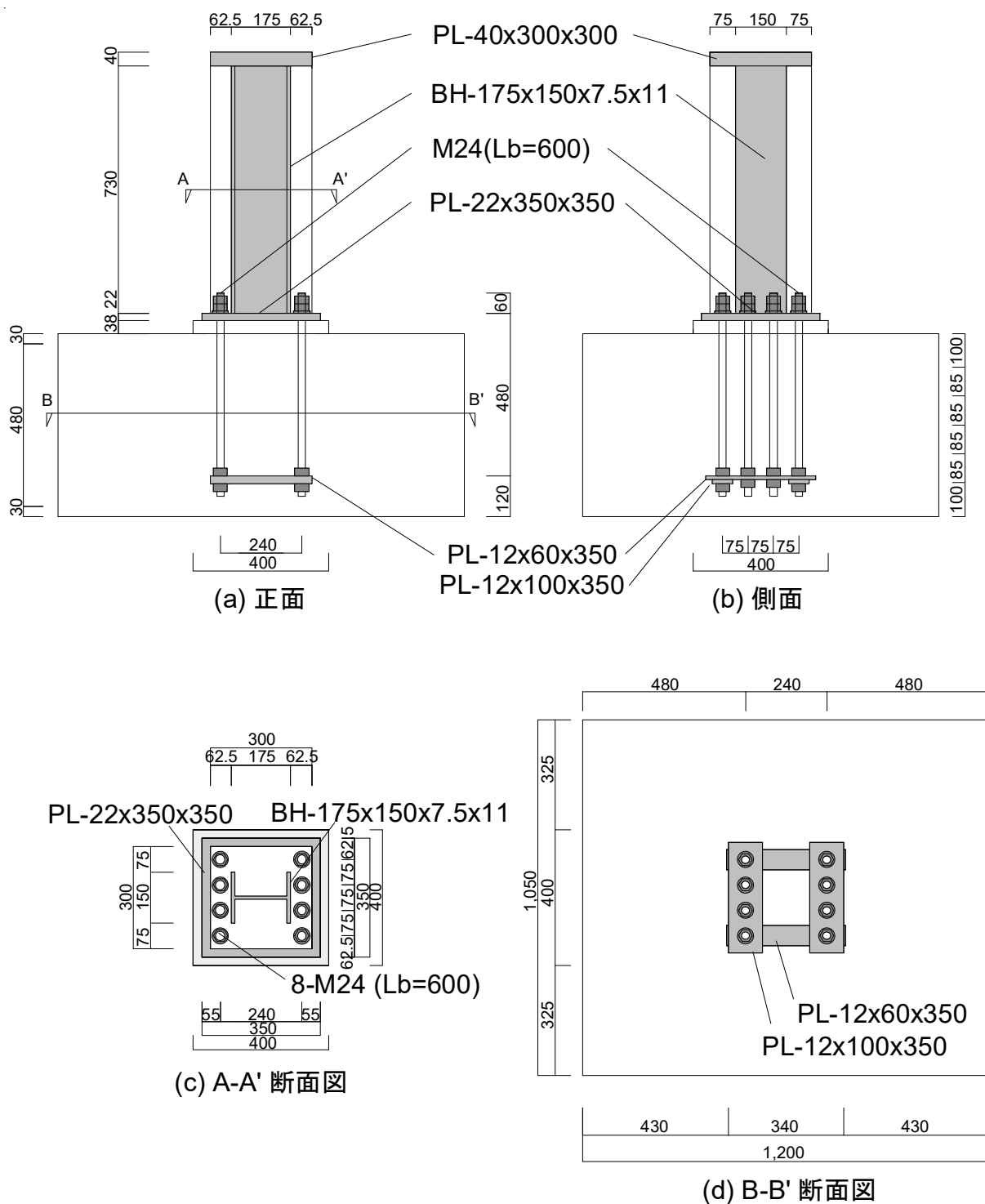


図 6.2.2(a) 試験体鉄骨および AB 配置状況 (試験体 N350)

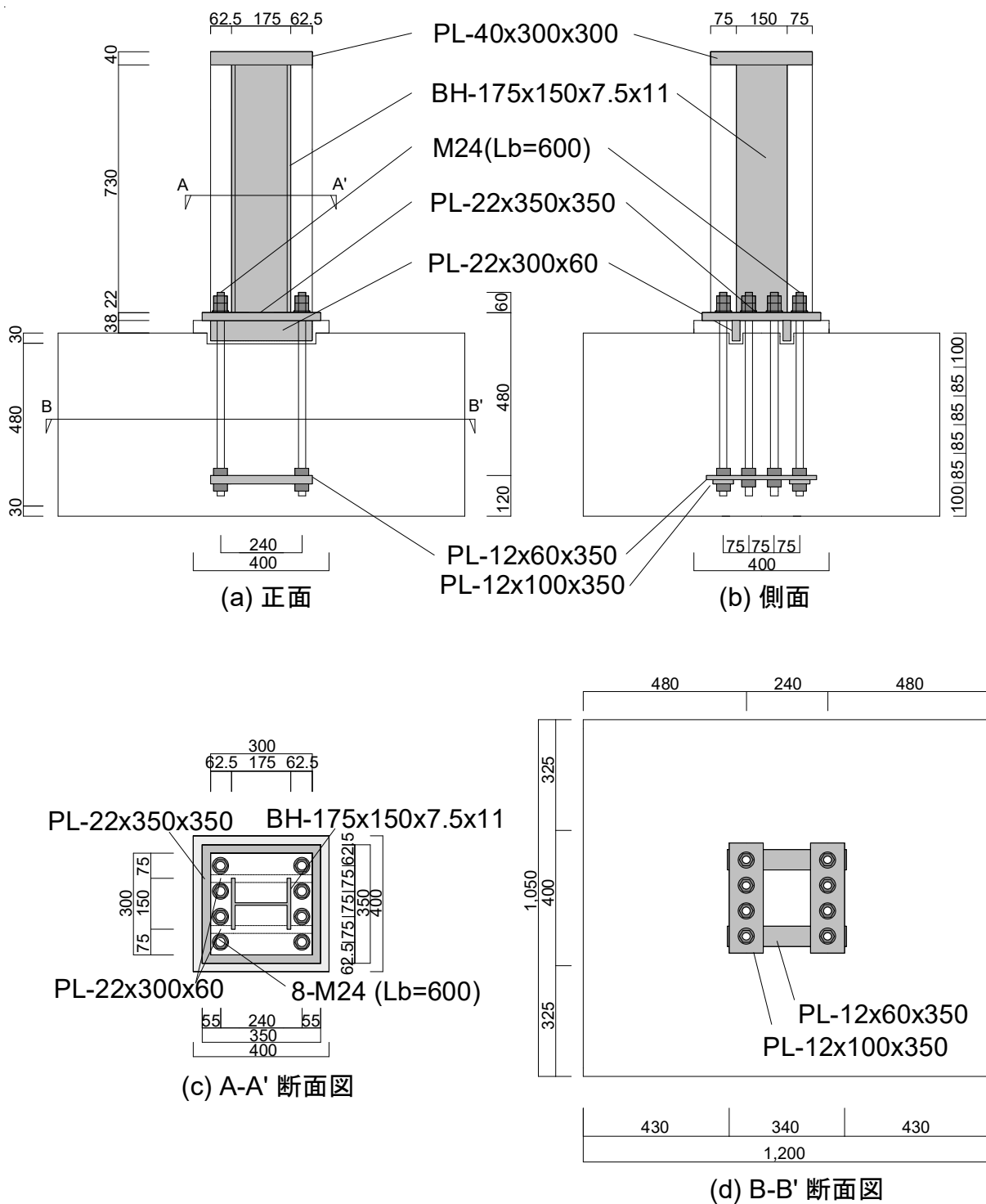


図 6.2.2(b) 試験体鉄骨および AB 配置状況 (試験体 A350)

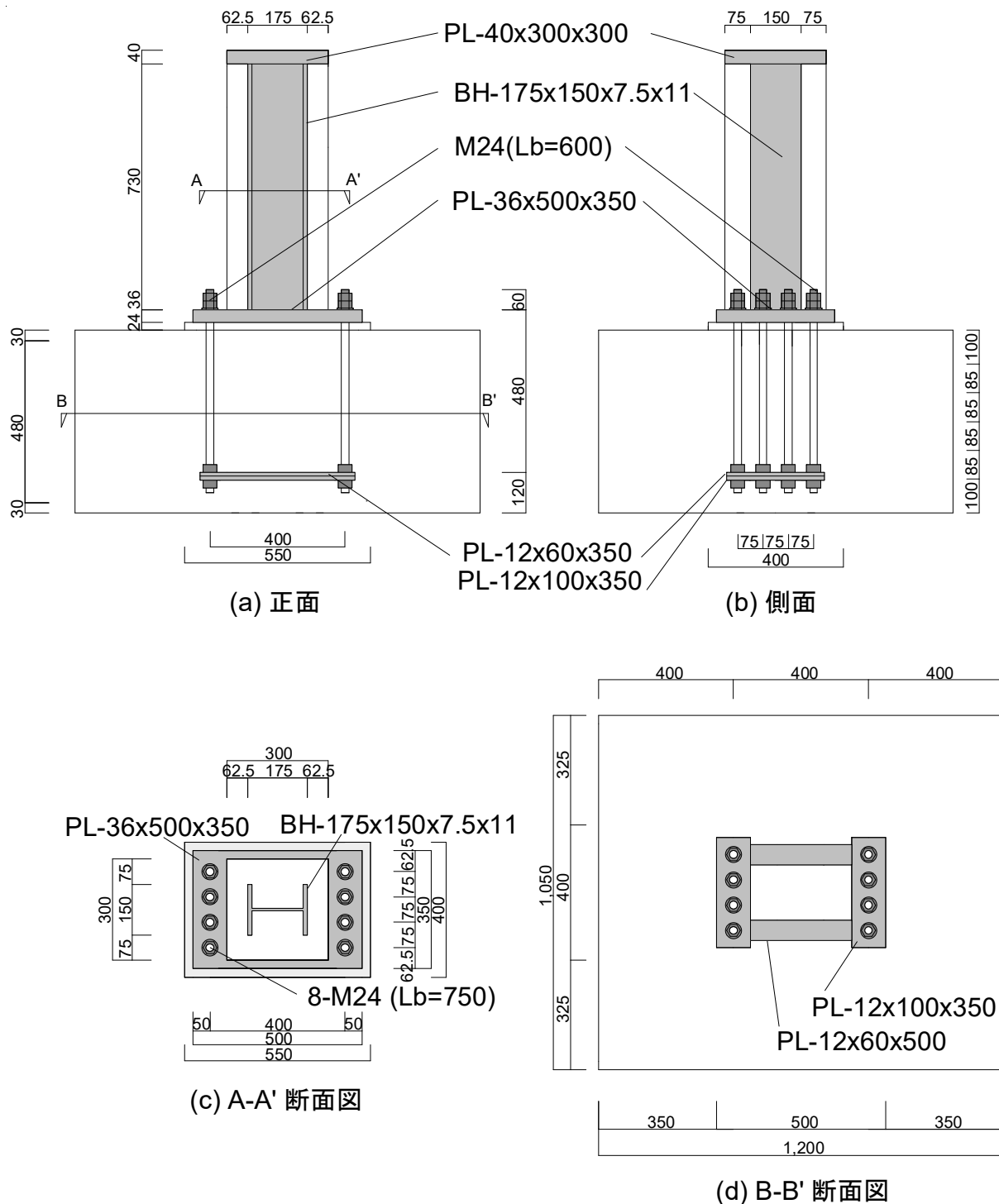


図 6.2.2(c) 試験体鉄骨および AB 配置状況 (試験体 N500)

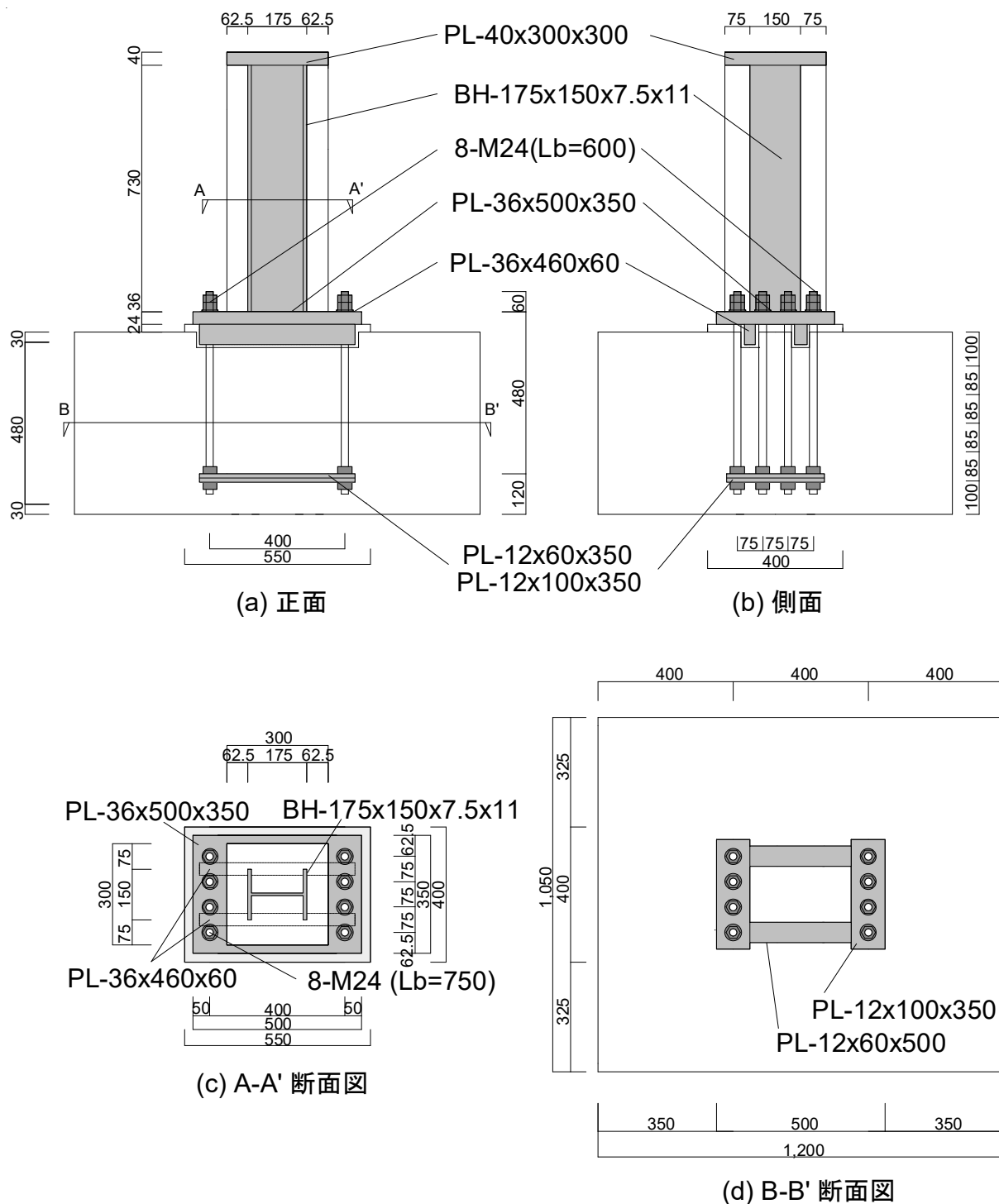


図 6.2.2(d) 試験体鉄骨および AB 配置状況 (試験体 A500)

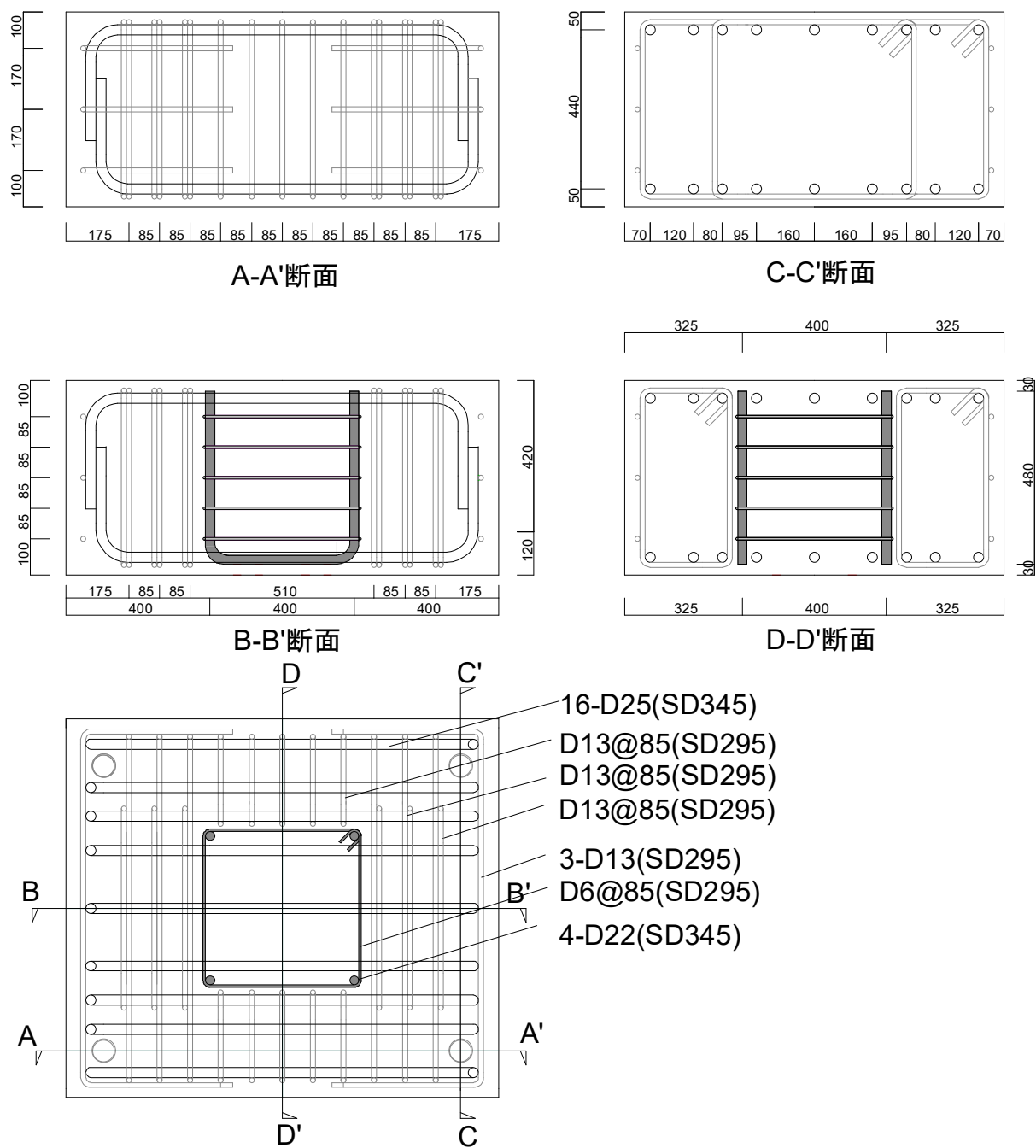


図 6.2.3(a) スタブ配筋状況 (N350,A350)

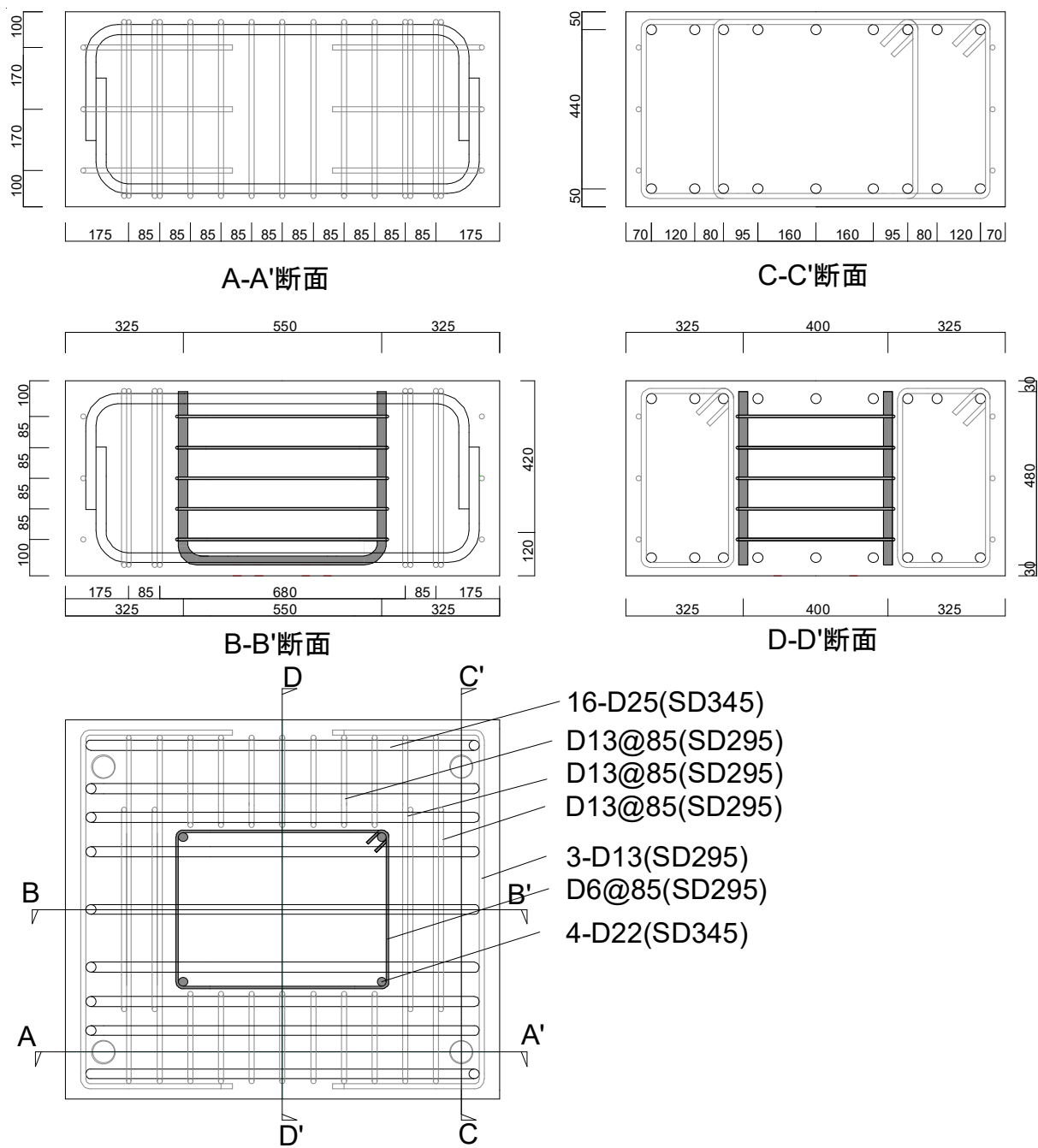


図 6.2.3(b) スタブ配筋状況 (N500,A500)

6.2.2 リブおよびベースプレートの設計

図 6.2.4 に BP に想定される荷重および曲げモーメント分布¹⁸⁾を、図 6.2.5 に試験体 A350 および A500 の柱脚部の形状および断面を示す。引張側では AB の降伏強度を、圧縮側では BP 下面のスタブコンクリートの圧縮強度を外力に仮定し、両側ともにフランジ位置を固定端とみなすることで曲げモーメント ${}_bM_{max}$ が求まる。一方、BP の降伏曲げモーメント ${}_bM_y$ は式(6.2.1)により算定される¹⁸⁾。

BP の下面にリブ補強を施していない試験体 N350 および N500 では ${}_bM_y/{}_bM_{max}$ が 0.6 以下となり BP の降伏が想定された。一方でリブの厚さは BP 厚さと同じとし (22, 36mm)、リブの幅は引張-圧縮側 AB 間距離を上回るように設定した (300, 460mm)。リブの埋込み深さは両試験体ともに ${}_bM_y/{}_bM_{max}$ が 1.3 以上となるように 60mm とした。

$${}_bM_y = 1.5/1.3 Z_b {}_bF_y \quad (6.2.1)$$

ここで、 Z_b : BP の断面係数、 ${}_bF_y$: BP の降伏強度である。

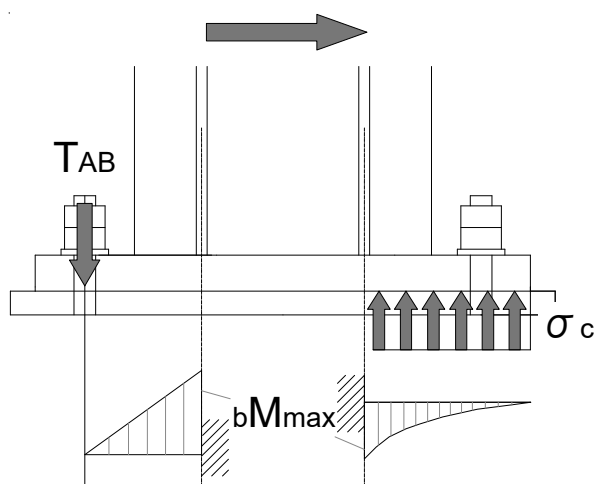
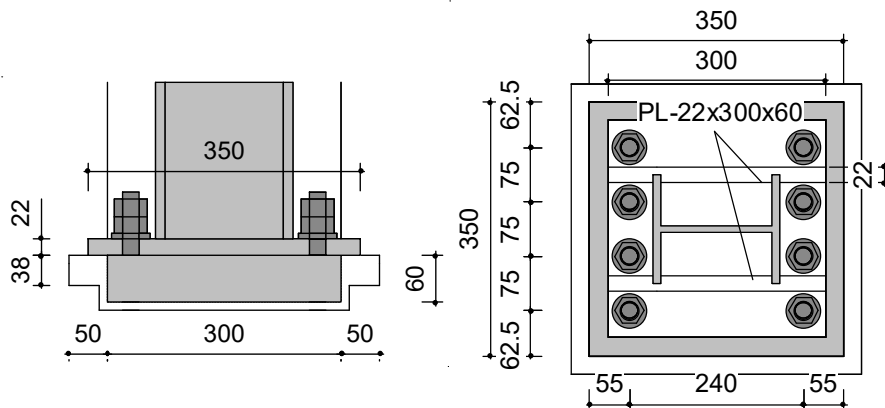
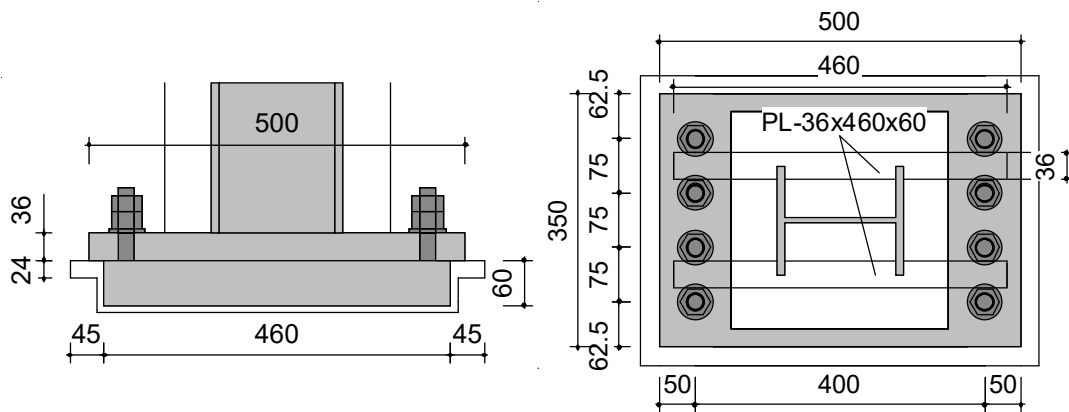


図 6.2.4 BP の想定荷重および曲げモーメント分布



(a) 試験体 A350



(b) 試験体 A500

図 6.2.5 試験体 A350, A500 の柱脚部形状および寸法

6.2.3 材料特性

表 6.2.2 に各試験体のコンクリートの材料特性を，表 6.2.3 に鋼材の材料特性を，表 6.2.4 にビニロンファイバーの力学的特性をそれぞれ示す。本試験体では，基礎構造に相当するスタブには普通コンクリートを，柱には FRC を使用した。柱に使用した繊維は，標準長 30mm，直径 0.66mm のビニロンファイバー（RF4000）であり，体積混入率は 1.0%である。使用した鉄骨は SS400 であり，AB は ABR400 である。

表 6.2.2 コンクリートの材料特性

		圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	ひずみ (μ)
N350	柱	52.7	34.2	2,520
	モルタル	56.1	24.6	3,820
	スタブ	42.3	33.4	2,070
A350	柱	54.2	36.7	2,470
	モルタル	52.4	22.1	3,970
	スタブ	43.9	33.3	2,220
N500	柱	51.1	35.4	2,260
	モルタル	53.5	23.6	3,610
	スタブ	46.0	33.8	2,180
A500	柱	52.6	35.0	2,550
	モルタル	51.6	25.1	3,180
	スタブ	44.2	33.1	2,080

表 6.2.3 鋼材の材料特性

		降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
H200x150x7.5x11 (SS400)	フランジ	293	448	203
	ウェブ	336	456	200
PL-22 (SS400)		251	417	192
PL-36 (SS400)		283	458	208
M24 (ABR400)		313	447	213

表 6.2.4 ビニロンファイバーの力学的性質

材料	引張強度 (N/mm ²)	伸長 (%)	ヤング係数 (kN/mm ²)	密度 (g/cm ³)
ビニロン	900~1600	6~13	23~41	1.3

6.2.4 載荷計画

図 6.2.6 に載荷装置概要を、写真 6.2.1 に試験体設置状況をそれぞれ示す。試験体の下スタブは PC 鋼棒を用いて載荷フレームに固定し、上部プレートは高力ボルトを用いて鉛直オイルジャッキ（最大容量 3,000kN）に固定した。実験は軸力を作用させずに載荷フレームに取り付けた 2 台の水平オイルジャッキ（最大容量：500kN）によって水平力を載荷した。

図 6.2.7 に加力サイクルを示す。水平力載荷は、試験体頂部の水平変位 δ をスタブ上面から試験体頂部までの高さ h (660mm) で除した変形角 R ($=\delta/h$) による変位制御とした。加力プログラムは $R=1/800$ rad および $1/400$ rad, $1/200$ rad を 1 サイクル行った後、 $R=1/100$, $1/67$, $1/50$, $1/33$, $1/25$ rad を 2 サイクルおよび $R=1/20$ rad の正載荷側のみを行い、破壊が起きた場合はその時点で終了した。

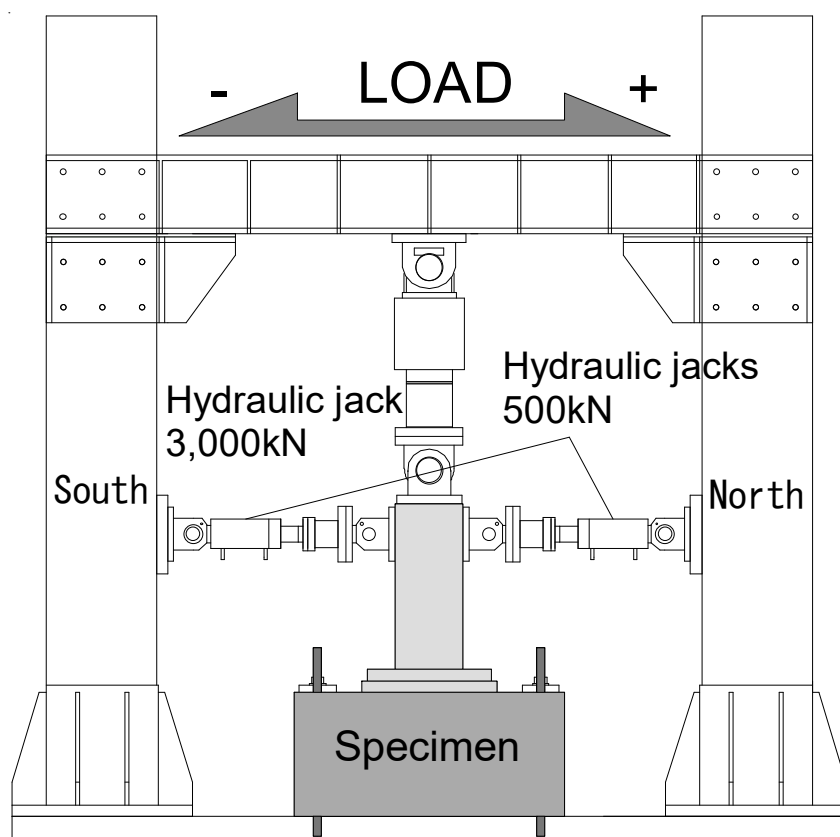


図 6.2.6 載荷装置



写真 6.2.1 試験体設置状況

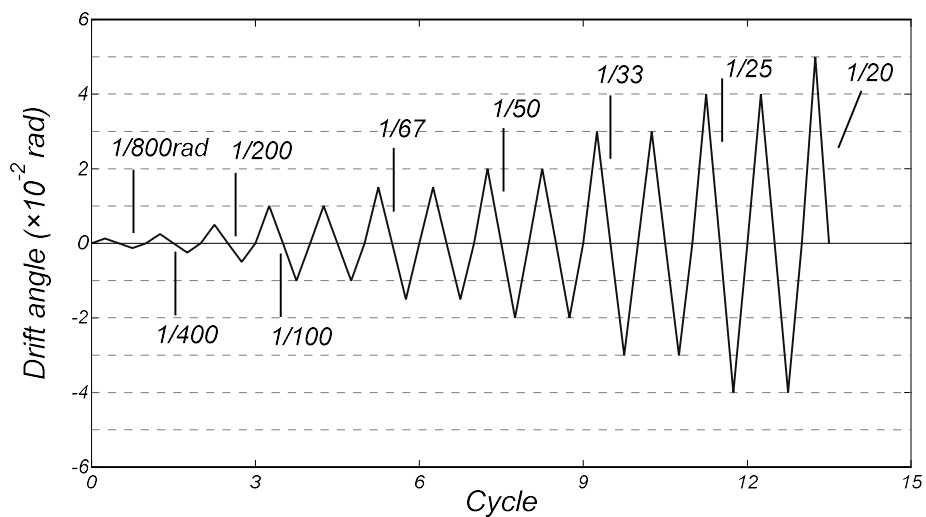


図 6.2.7 加力サイクル

6.2.5 計測計画

図 6.2.8 に試験体のひずみゲージの貼り付け位置を、図 6.2.9 に変位計測位置をそれぞれ示す。ひずみゲージによりフランジ、BP、リブおよび AB のひずみを測定した。計測変位は試験体頂部、載荷点の水平変位、柱コンクリートおよびフランジの軸方向変位、BP の浮上がり、柱脚部のずれである。

ひび割れの観察は東南北面において、加力によって生じる亀裂を目視による確認し、サイクルごとに対応する色のマーカーによってひび割れを記録し、併せて、ひび割れの発生状況および加力ステップを用紙に記録した。また、各試験体第 1 サイクル目の正負両載荷サイクルにおけるピーク時およびピーク除荷時のひび割れをクラックスケールにより測定した。

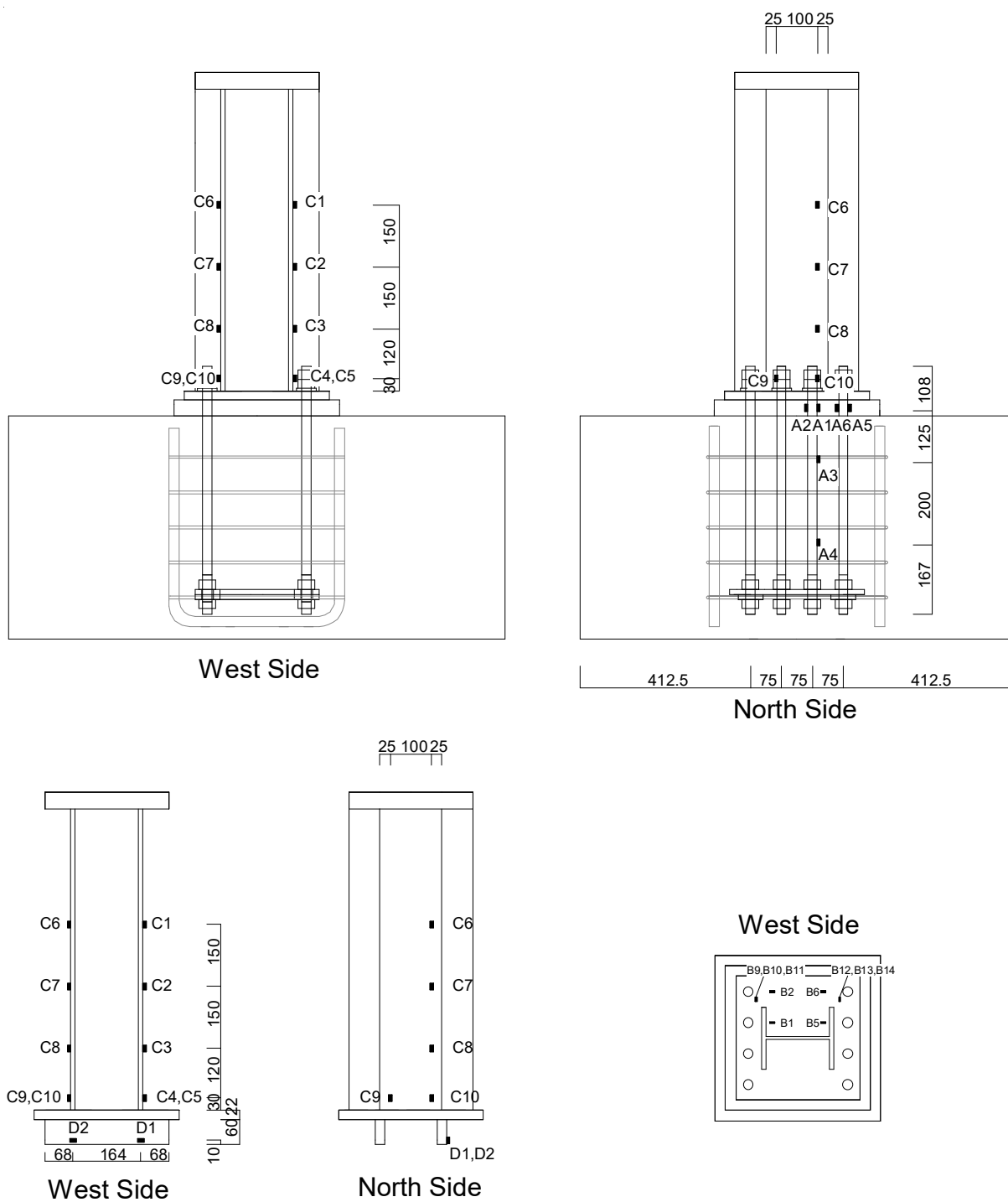


図 6.2.8(a) ひずみゲージ取り付け位置 (試験体 N350, A350)

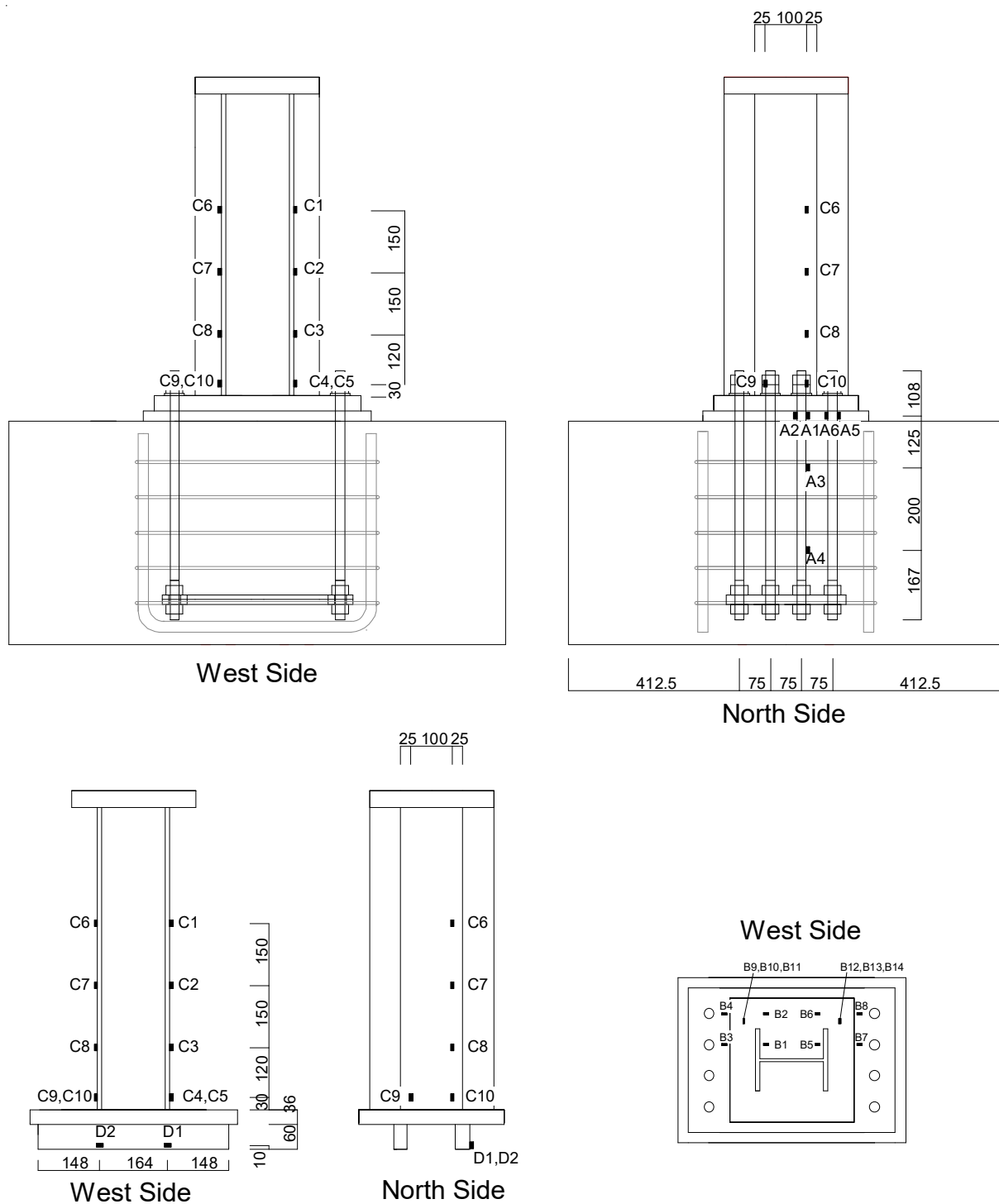


図 6.2.8(b) ひずみゲージ取り付け位置 (試験体 N500, A500)

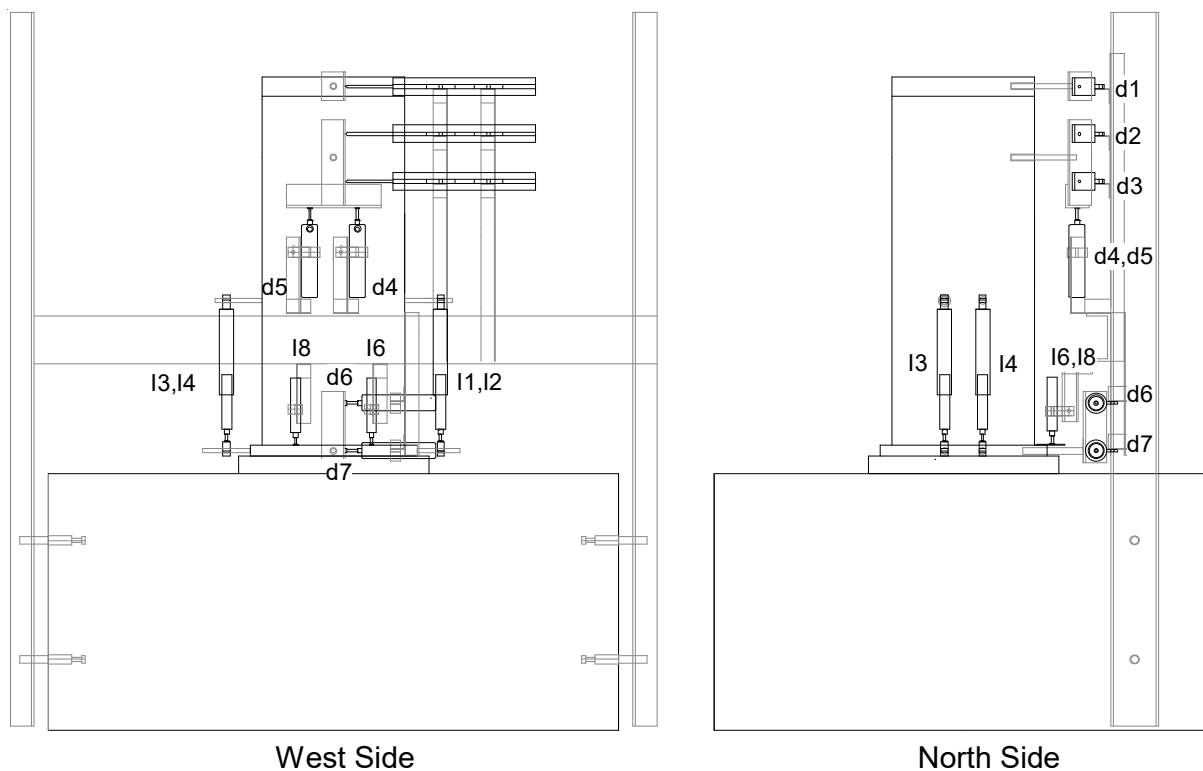


図 6.2.9(a) 変位計計測位置 (N350,A350)

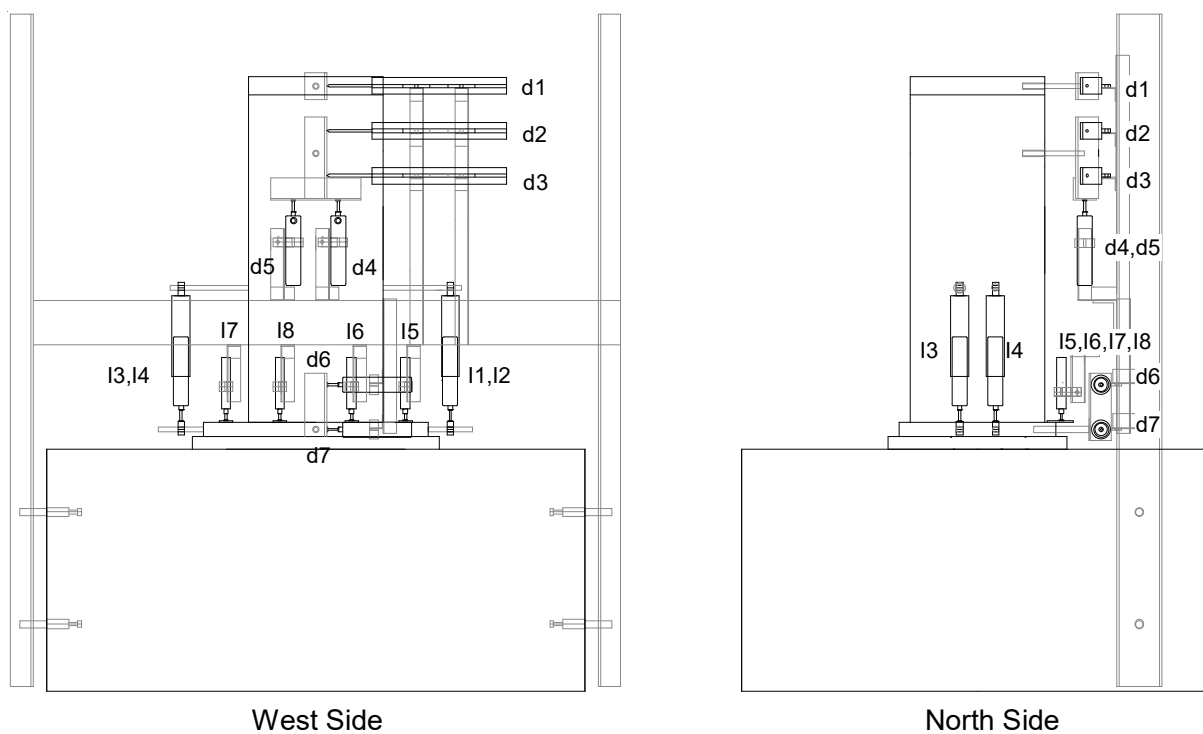


図 6.2.9(b) 変位計計測位置 (N350,A350)

6.3 実験結果

6.3.1 破壊性状およびせん断力－変形角関係

図 6.3.1 に各試験体のせん断力－変形角関係を、図 6.3.2 に各試験体最終正載荷ピーク時の損傷状況をそれぞれ示す。

(1) 試験体 N350

試験体 N350 では、 $R=1/67$ rad のサイクルピークまでにフランジ、AB および BP の引張降伏がそれぞれ確認された。その後、スリップ型の履歴性状の発現が認められ、 $R=1/33$ rad の 1 サイクル目正載荷ピーク時で最大耐力 $Q=193\text{kN}$ が記録された。同変形角 2 サイクル負載荷時ピーク時で負載荷側の最大耐力 $Q=-193\text{kN}$ が記録された。 $R=1/20$ rad の正載荷ピーク時で敷モルタルの剥離および引張フランジ付近の BP の浮上がりが顕著であった。

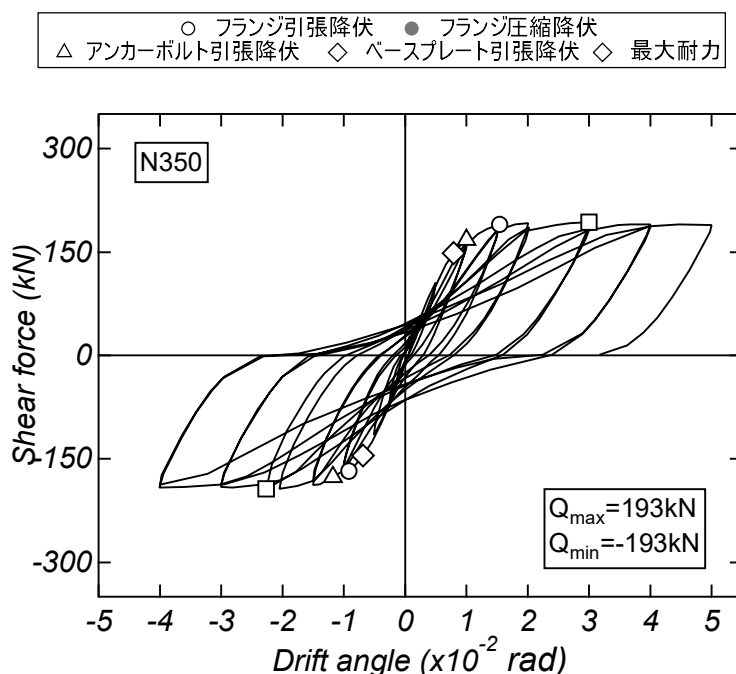


図 6.3.1(a) 試験体 N350 せん断力－変形角関係

N350 R=1/20 rad		
	ひび割れ図	正ピーク写真
正面		
北面		
南面		

図 6.3.2(a) 試験体 N350 R=1/20 rad 損傷状況

(2) 試験体 A350

リブのある試験体 A350 では、 $R=1/100$ rad のサイクルにおいてフランジおよび AB の引張降伏が確認された。その後、スリップ型の履歴性状の発現が認められ、 $R=1/67$ rad の 1 サイクル目正載荷ピーク時で最大耐力 $Q=212\text{kN}$ が記録された。同変形角 1 サイクル負載荷時ピーク時で負載荷側の最大耐力 $Q=-199\text{kN}$ が記録された。 $R=1/20$ rad の正載荷ピーク時で敷モルタルの剥離および引張フランジ付近の BP の浮上がりが顕著であった。

リブのある試験体 A350 の最大耐力はリブのない試験体 N350 のものと比べて 10% 高い。しかし、試験体 A350 は試験体 N350 と比べて、除荷からの再載荷にかけての剛性が低く、履歴面積が小さい。

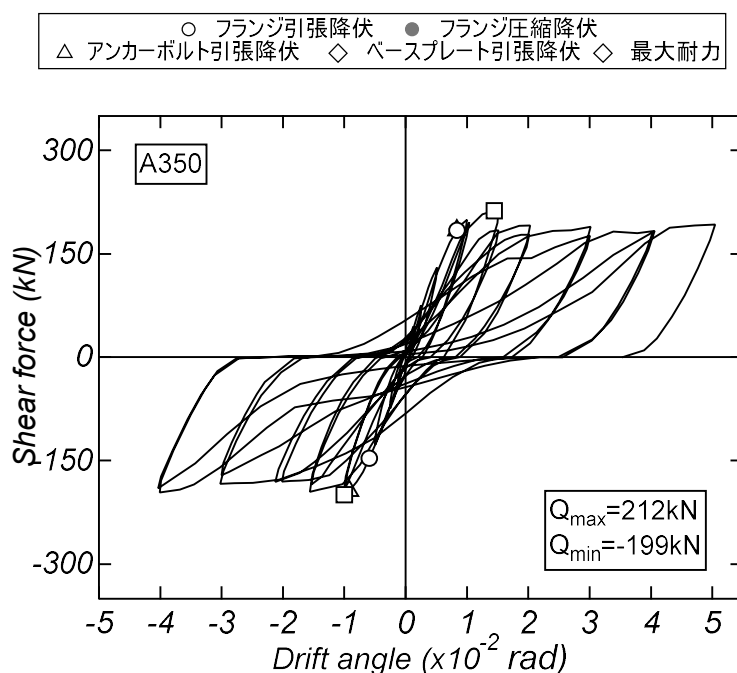


図 6.3.1(b) 試験体 A350 せん断力－変形角関係

A350 R=1/20 rad		
	ひび割れ図	正ピーク写真
正面		
北面		
南面		

図 6.3.2(b) 試験体 A350 R=1/20 rad 損傷状況

(3) 試験体 N500

試験体 N500 では、 $R=1/100$ rad のサイクルまでに BP の引張降伏および引張側フランジ付近の BP の浮上がりを確認された。その後、紡錘型の履歴性状の発現が認められ、 $R=1/25$ rad の 1 サイクル目正載荷ピーク時で最大耐力 $Q=233\text{kN}$ が記録された。同変形角 1 サイクル負載荷ピーク時で負載荷側の最大耐力 $Q=-245\text{kN}$ が記録された。 $R=1/33$ rad の正載荷ピーク時で引張フランジ付近の BP の浮上がりが顕著であった。 $R=1/25$ rad の 1 サイクル目正載荷時に圧縮側フランジの局部座屈に伴う耐力低下が認められた。

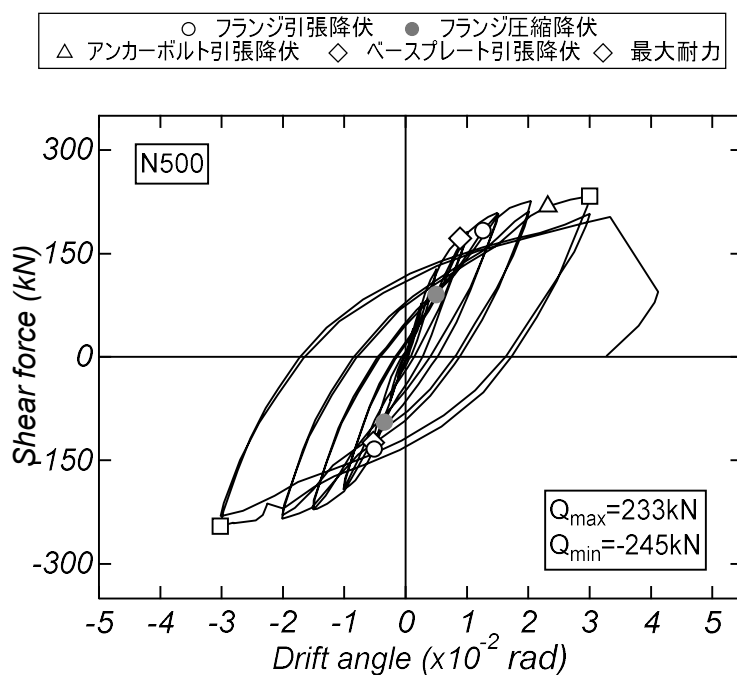


図 6.3.1(c) 試験体 N500 せん断力－変形角関係

N500 R=1/25 rad		
	ひび割れ図	正ピーク写真
正面		
北面		
南面		

図 6.3.2(c) 試験体 N500 R=1/25 rad 損傷状況

(4) 試験体 A500

リブのある試験体 A500 では、 $R=1/100$ rad においてフランジの引張降伏が確認された。その後、紡錘型の履歴性状の発現が認められ、 $R=1/33$ rad の 1 サイクル負荷ピーク時で最大耐力 $Q=-276$ kN が記録された。 $R=1/25$ rad の 1 サイクル正載荷ピーク時で最大耐力 $Q=281$ kN が記録された。 $R=1/25$ rad の正載荷ピーク時に柱下部コンクリートの曲げひび割れの拡幅および圧縮ひび割れが顕著であった。 $R=1/25$ rad の 1 サイクル目負荷荷時に圧縮側フランジの局部座屈に伴う耐力低下が認められた。

リブのある試験体 A500 はリブのない試験体 N500 と比べて、 $R=1/100$ rad 時のせん断力が 35% 高く、最大耐力が 15% 高い。また、耐力低下時の変形角はリブのある試験体 A500 では $R=1/25$ rad の 1 サイクル目正載荷時、リブのない試験体 N500 では $R=1/25$ rad の 1 サイクル目負載荷時であり、変形性能の若干の差異が認められた。

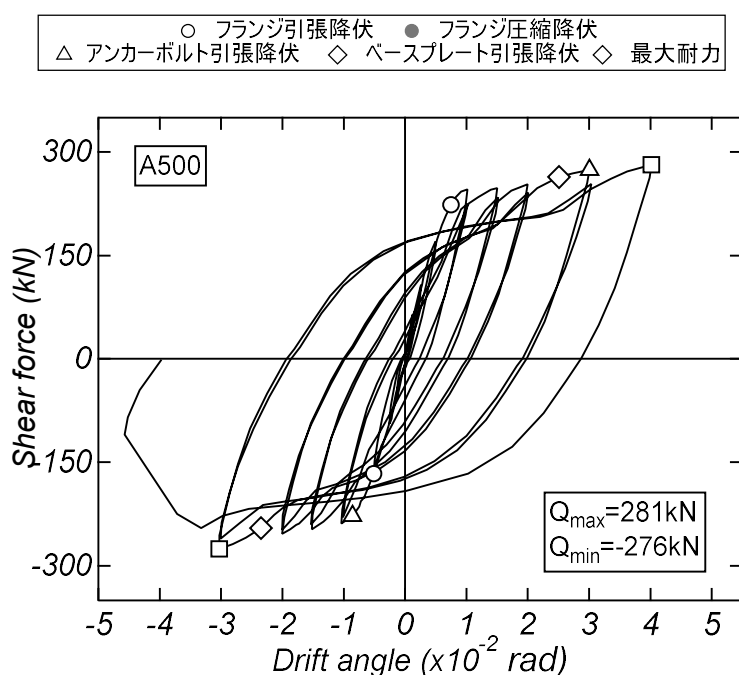


図 6.3.1(d) 試験体 N500 せん断力－変形角関係

A500 R=1/25 rad			
	ひび割れ図	正ピーク写真	負ピーク写真
正面			
北面			
南面			

図 6.3.2(d) 試験体 A500 R=1/25 rad 損傷状況

6.3.2 変形状状

各試験体における変形成分の履歴性状を図 6.3.4 に示す。ここで、変形成分は、柱脚の回転変形、すべり変形および柱変形に区別している。各変形成分は図 6.3.3 に示す変位計取り付け状況から算出し、各変形は式(6.3.1)~(6.3.4)より算出した。

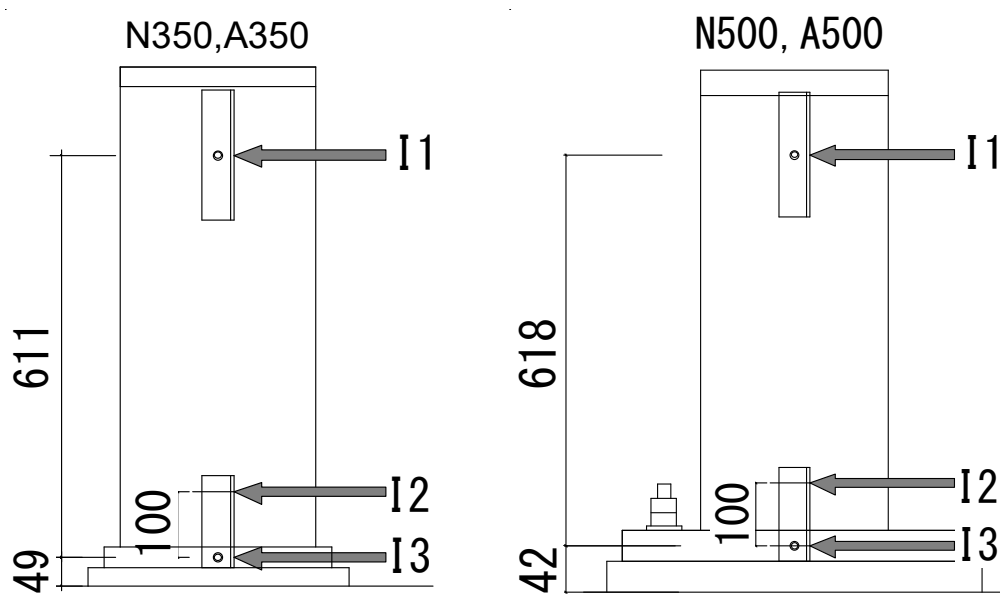


図 6.3.3 変位計取り付け状況

試験体 N350, A350 の場合,

$$Rotation = (I2 - I3) / 100 \cdot (611 + 49 / 2) \quad (6.3.1)$$

試験体 N500, A500 の場合,

$$Rotation = (I2 - I3) / 100 \cdot (618 + 42 / 2) \quad (6.3.2)$$

$$Slip = I3 \quad (6.3.3)$$

$$Column = I1 - (Rotation + Slip) \quad (6.3.4)$$

(1)試験体 N350

BP 降伏以降，柱脚の回転変形にスリップ型の履歴性状の発現が認められた。また，柱変形に紡錘型の履歴性状の発現が認められたものの，フランジ降伏以前から発現している。そのため，柱変形には BP 降伏による柱脚の回転変形が含まれている可能性が高いと考えられる。。

(2)試験体 A350

AB 降伏以降，柱脚の回転変形にスリップ型の履歴性状の発現が認められた。また，試験体 N350 と同様にフランジの降伏が確認されたものの柱変形に顕著な増加は認められない。

(3)試験体 N500

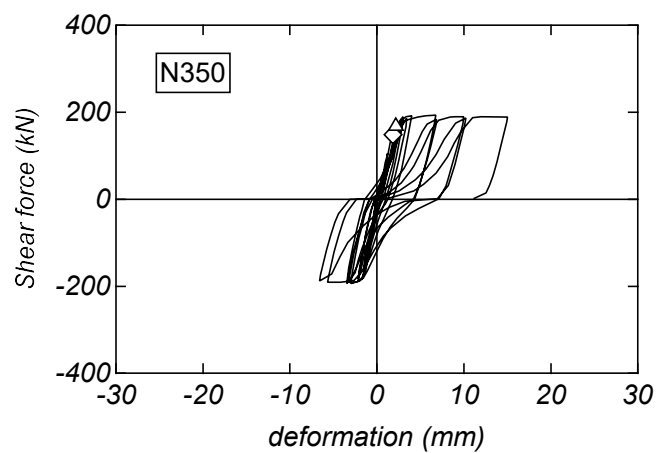
BP 降伏以降，柱脚の回転変形に紡錘型の履歴性状の発現が認められた。また，フランジ降伏以降，柱変形に紡錘型の履歴性状の発現が認められた。

(4)試験体 A500

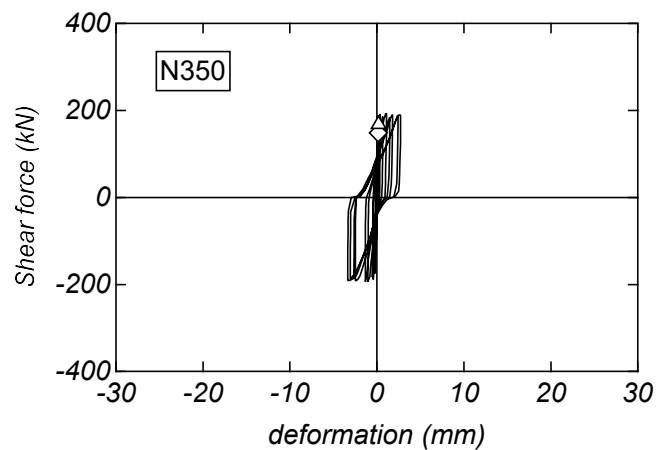
フランジ降伏以降，柱変形に紡錘型の履歴性状の発現が認められた。また，柱脚の回転変形およびすべり変形の顕著な増加は認められない。

前節で述べた破壊性状，せん断力－変形角関係および本節の変形成分の結果より，試験体 N350 の破壊モードは BP 降伏を伴う柱脚曲げ破壊型と判断された。試験体 A350 の破壊モードは柱脚曲げ破壊型と判断された。試験体 N500 の破壊モードは BP 降伏を伴う柱曲げ破壊型と判断された。試験体 A500 の破壊モードは柱曲げ破壊型と判断された。

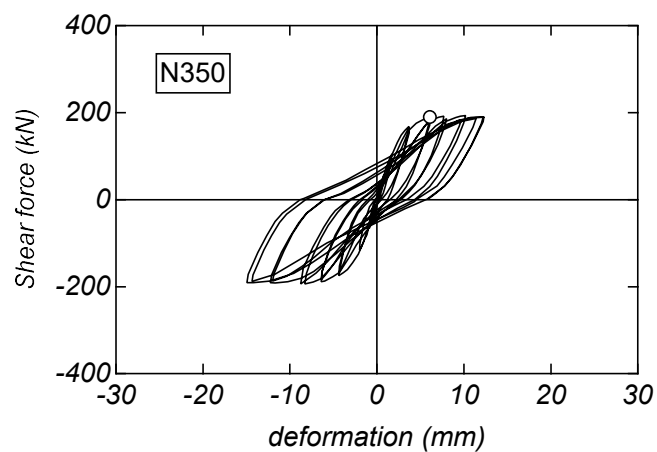
△ アンカーボルト降伏点 ○ フランジ降伏点 ◇ ベースプレート降伏点



(a) 柱脚回転変形



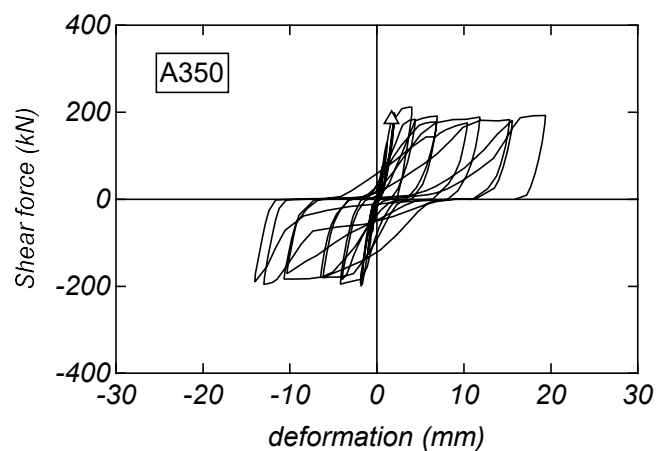
(b) 柱脚すべり変形



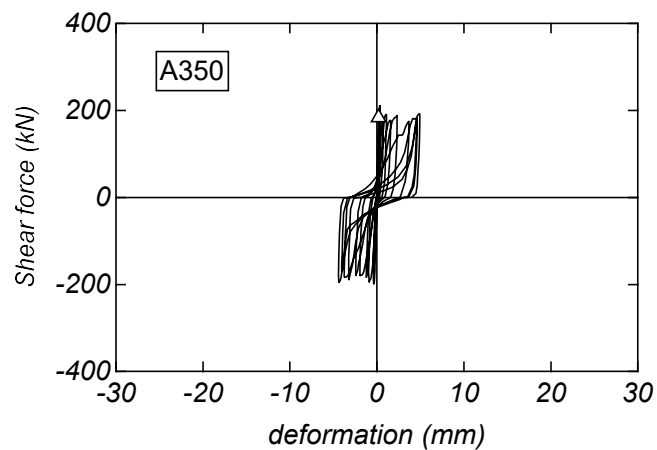
(c) 柱変形

図 6.3.4(a) 試験体 N350 変形成分の履歴性状

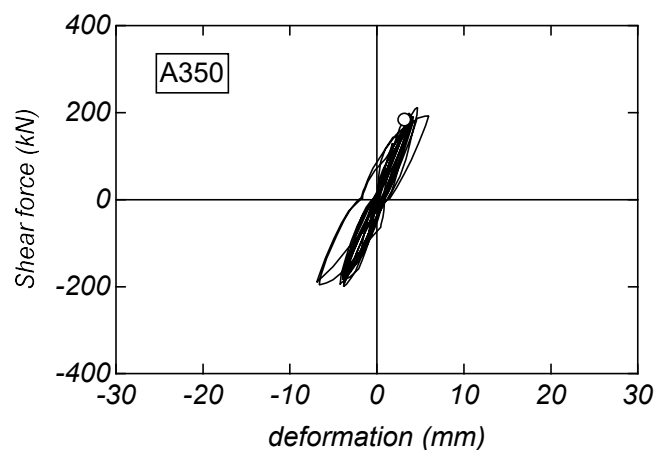
△ アンカーボルト降伏点 ○ フランジ降伏点 ◇ ベースプレート降伏点



(a) 柱脚回転変形



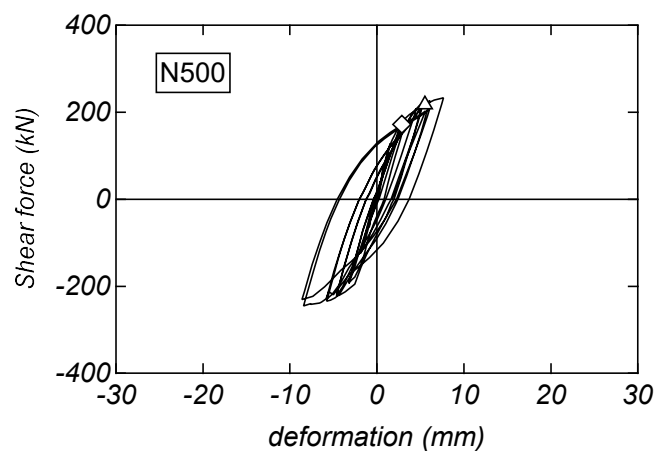
(b) 柱脚すべり変形



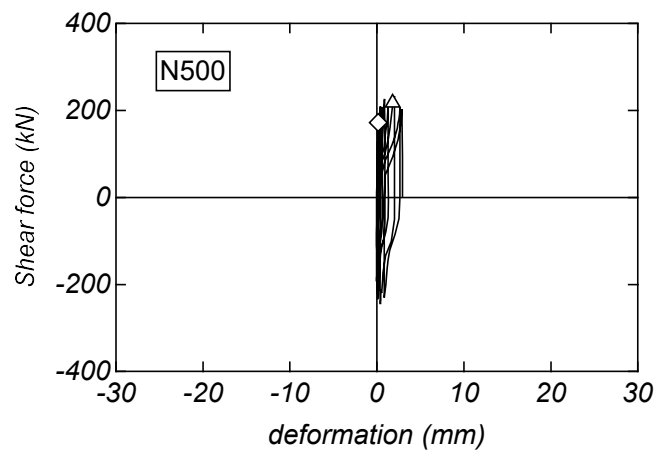
(c) 柱変形

図 6.3.4(b) 試験体 A350 変形成分の履歴性状

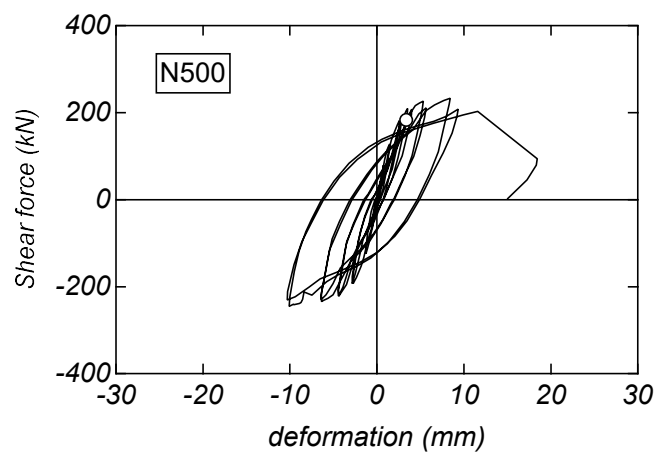
△ アンカーボルト降伏点 ○ フランジ降伏点 ◇ ベースプレート降伏点



(a) 柱脚回転変形



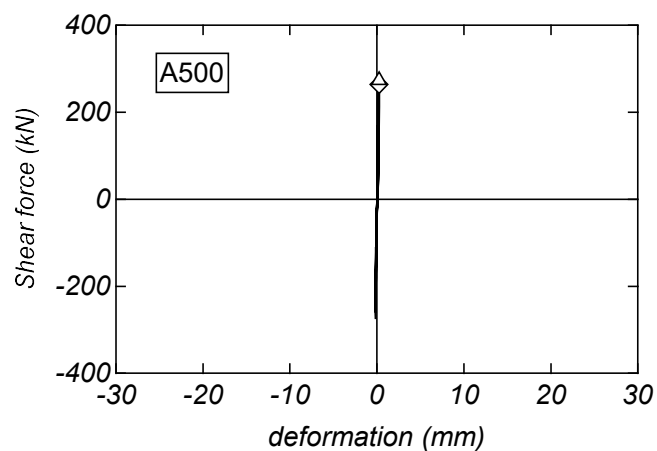
(b) 柱脚すべり変形



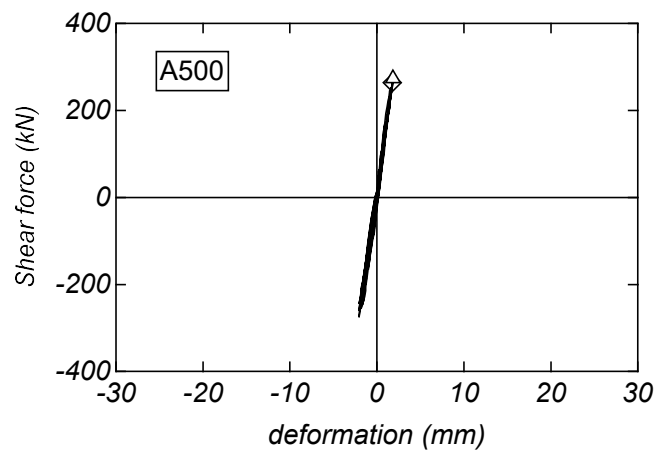
(c) 柱変形

図 6.3.4(c) 試験体 N500 変形成分の履歴性状

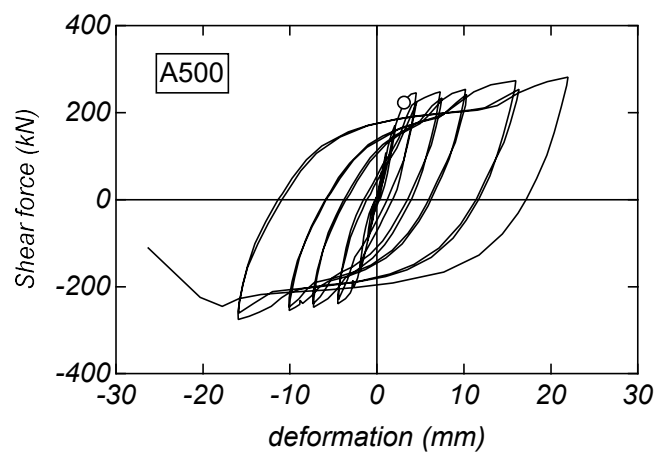
△ アンカーボルト降伏点 ○ フランジ降伏点 ◇ ベースプレート降伏点



(a) 柱脚回転変形



(b) 柱脚すべり変形



(c) 柱変形

図 6.3.4(d) 試験体 A500 変形成分の履歴性状

6.3.3 フランジおよびアンカーボルトの応力分布

図 6.3.4 に各試験体の正載荷ピーク時のフランジおよび AB の材軸方向における応力分布を示す。鋼材の応力は履歴特性を完全弾塑性と仮定し、応力の計算は同図に示すひずみゲージ貼付け位置のひずみの値を用いて計算した。

フランジに着目すると、全ての試験体において引張側、圧縮側ともに柱下部の応力が最初に降伏強度に達する傾向が認められた。

引張側 AB に着目すると、試験体 N350 および A350 では降伏強度に達する傾向が認められたものの、試験体 N500 および A500 では降伏強度に達していない。一方、圧縮側 AB に着目すると、試験体 N350 および A350 では圧縮応力の増加が認められるものの、試験体 N500 および A500 では圧縮応力の増加は認められない。これは、試験体 N350 および A350 では第 4 章における試験体と同様に柱下部コンクリートに生じる圧縮応力が柱断面内に配置された AB に伝達したためと推察される。

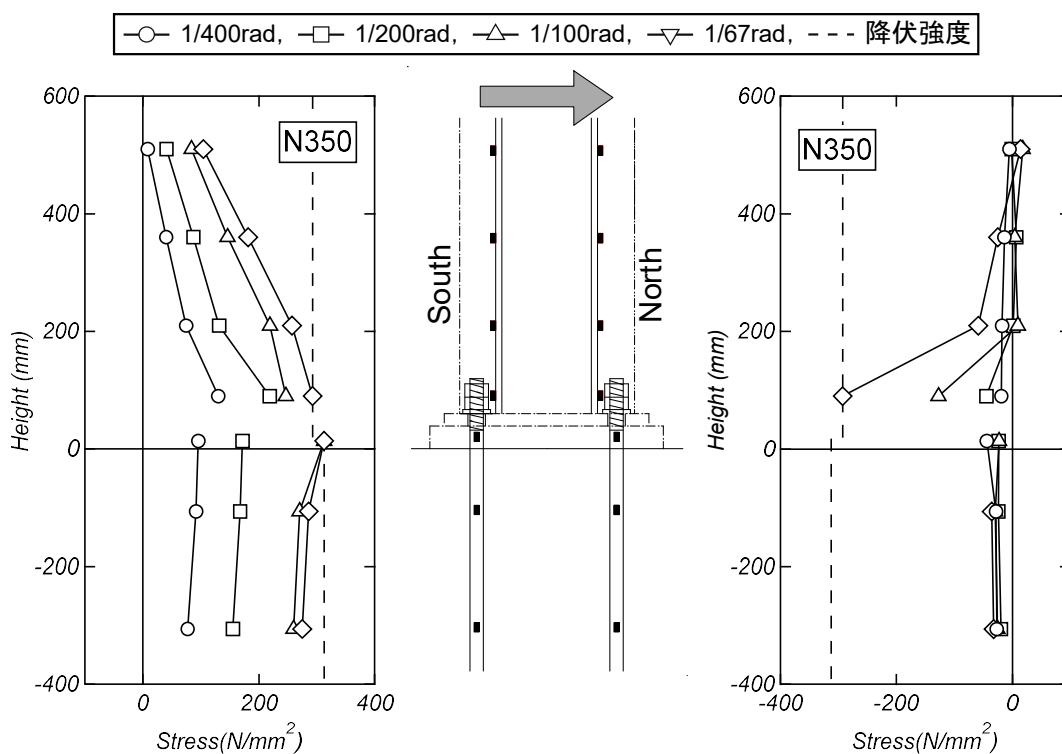


図 6.3.5(a) AB およびフランジの応力分布図 (試験体 N350)

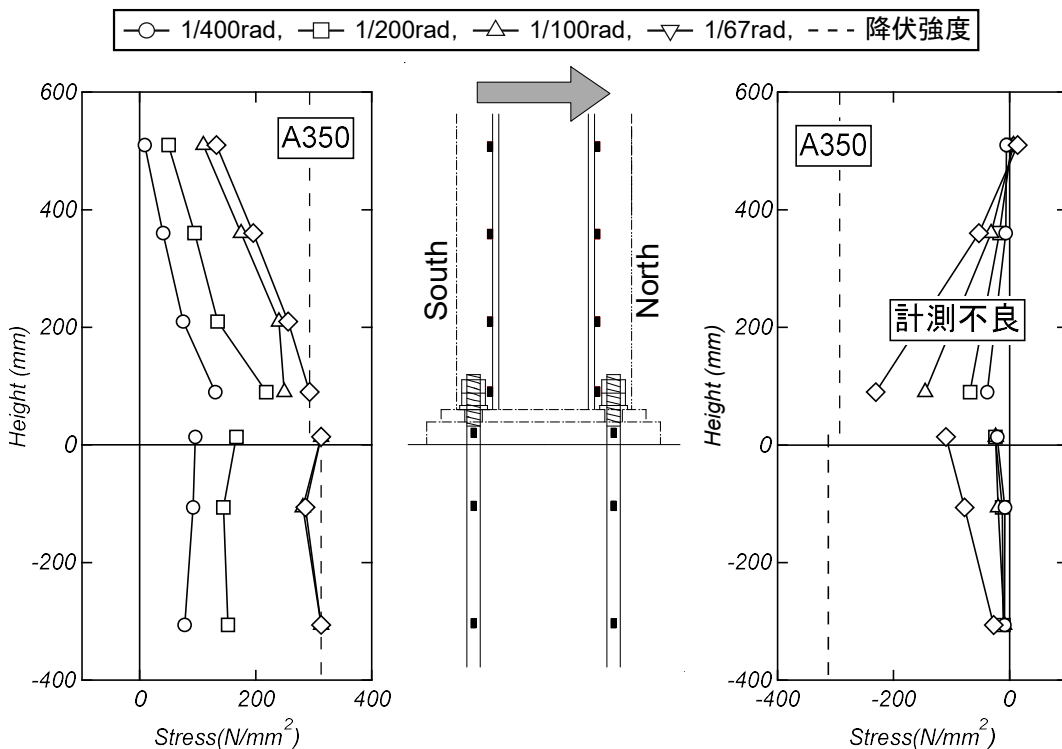


図 6.3.5(b) AB およびフランジの応力分布図 (試験体 A350)

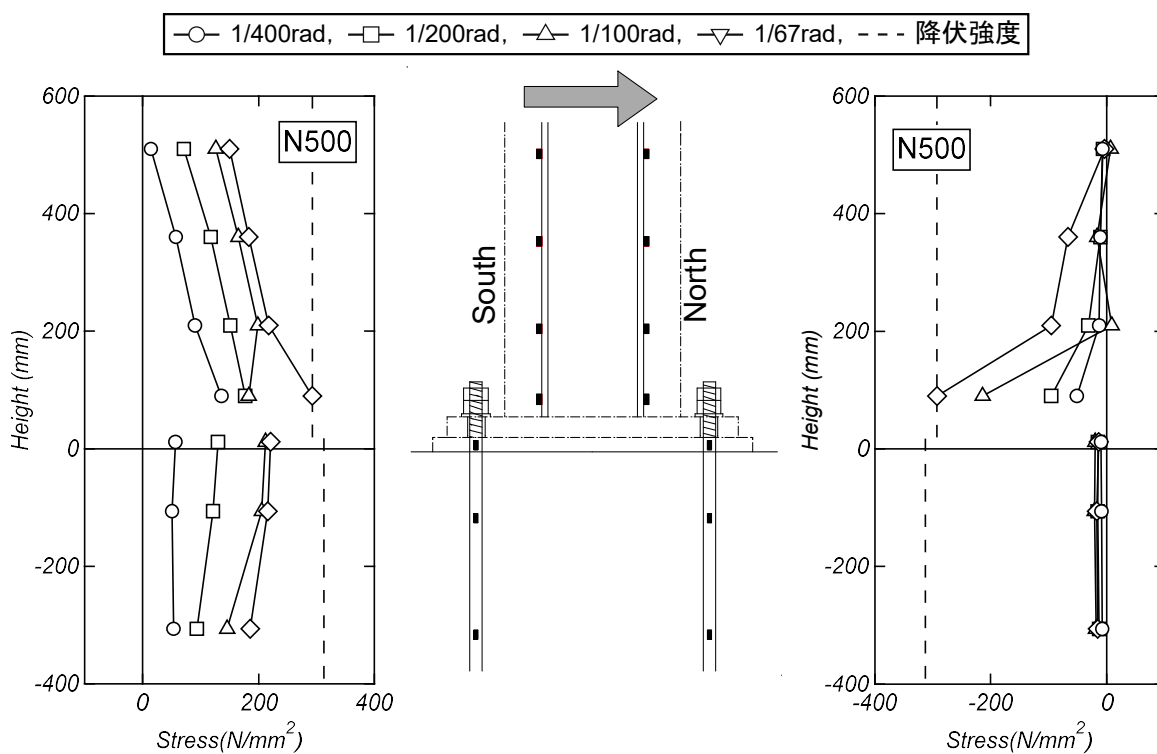


図 6.3.5(c) AB およびフランジの応力分布図 (試験体 N500)

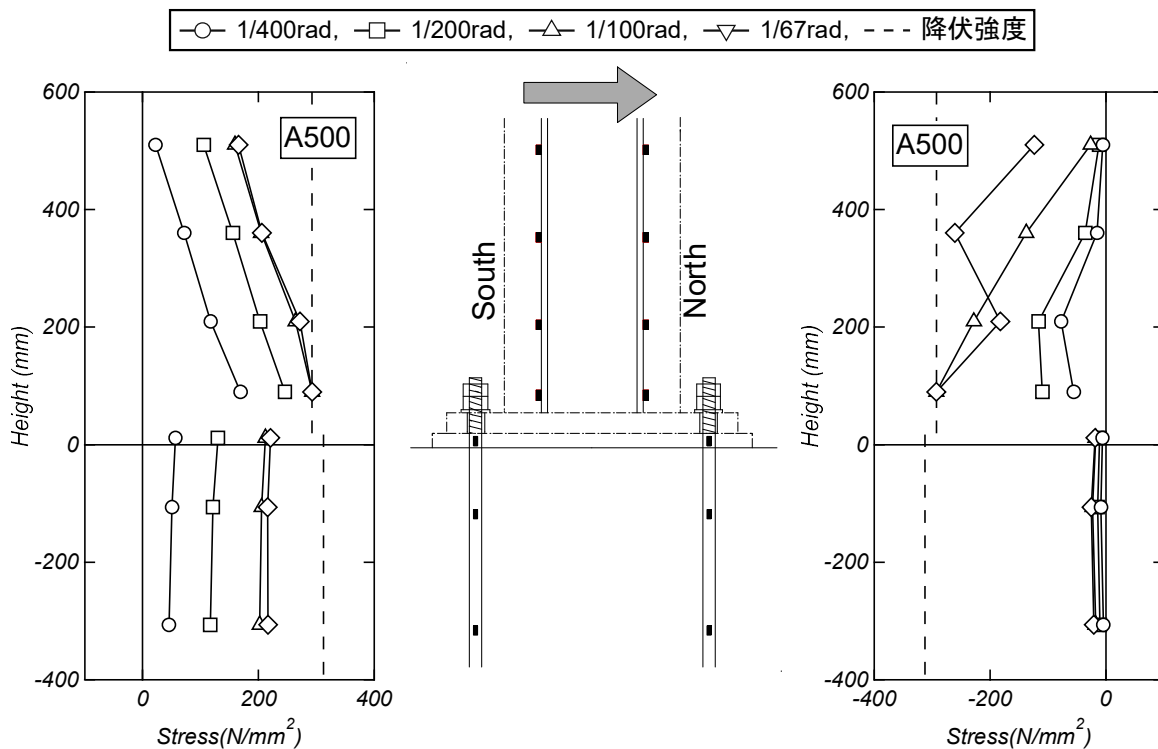


図 6.3.5(d) AB およびフランジの応力分布図 (試験体 A500)

6.3.4 ベースプレートの応力分布

図 4.3.9 に各試験体の正載荷ピーク時の BP の X 軸方向における応力分布を示す。鋼材の応力は履歴特性を完全弾塑性と仮定し、応力の計算は同図に示すひずみゲージ貼付け位置のひずみの値を用いて計算した。

各試験体ともに載荷サイクル増加に伴い引張側フランジ付近の応力増加が顕著である。試験体 N500 および A500 ではフランジ付近の応力はフランジ外側の応力と比べて高い。リブのない試験体 N350 および N500 では、 $R=1/100$ rad において引張側フランジ付近の応力は降伏強度に達している。しかし、リブのある試験体 A350 および A500 では、当該位置の応力は降伏強度に達していない。また、リブのない試験体 N350 および N500 では、圧縮側フランジ付近の圧縮応力の増加が認められるものの、リブのある試験体 A350 および A500 ではその傾向が認められなかった。

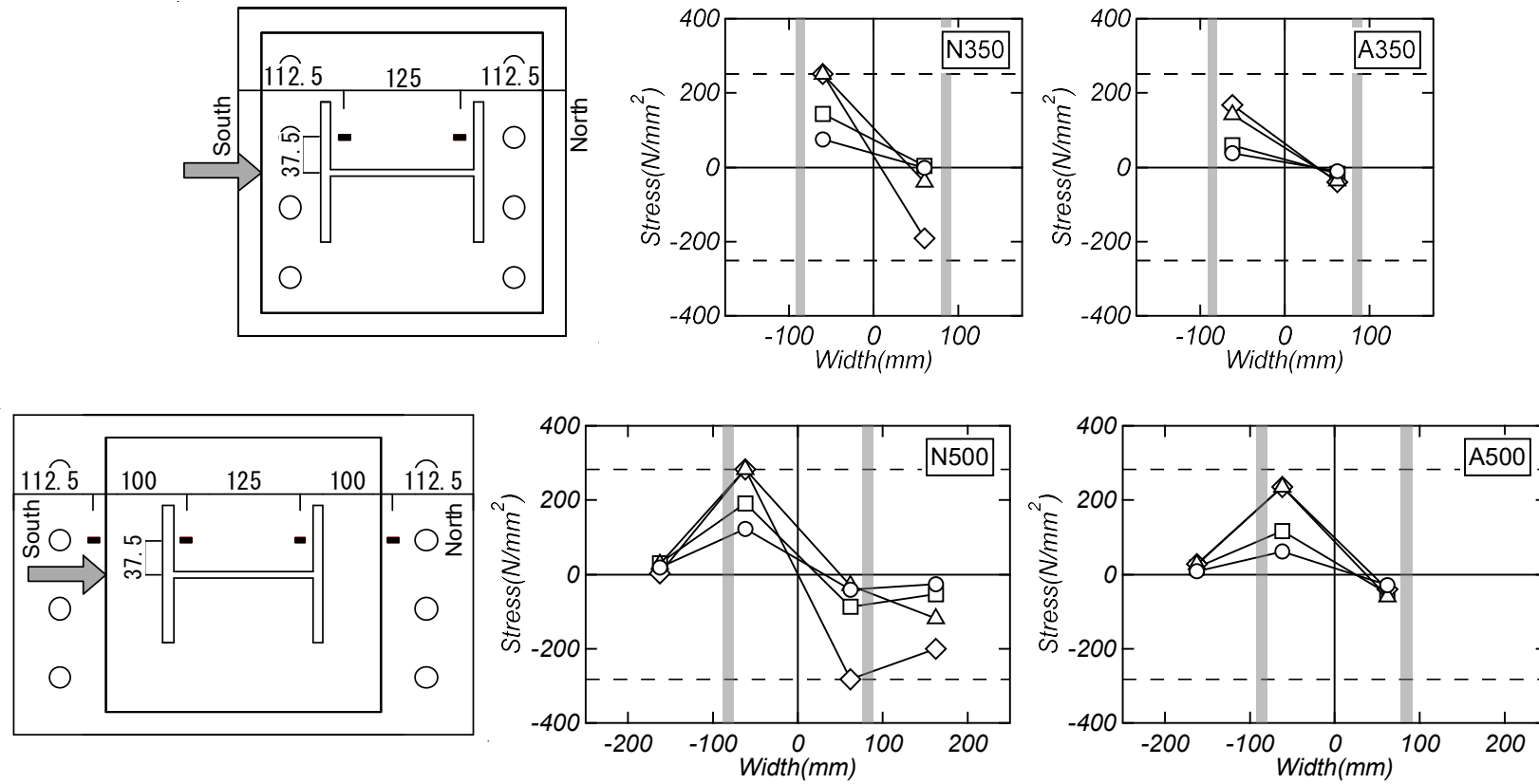


図 6.3.6 ベースプレート上面の応力分布図

6.3.5 柱脚の曲げモーメントー回転角関係

図 6.3.7 に柱脚曲げモーメントー回転角関係の正載荷側の包絡線を示す。回転角は図 6.3.8 に示す変位計取り付け状況により算出した。図 6.3.6 には、式(6.3.1)による回転剛性 K_{BS} の算定結果も併せて示している¹⁸⁾。ここで、同式に用いる柱図心から柱脚回転中心までの距離 d_c には柱断面図心から柱コンクリート縁間距離とした場合（ケース 1）と柱断面図心から圧縮側フランジ位置とした場合（ケース 2）を考慮した。なお、両ケースの算定結果は実験における AB もしくは BP の降伏点まで示している。

$$K_{BS} = \frac{E_{ab} n_t a_{ab}}{l_{ab}} (d_t + d_c)^2 \quad (6.3.1)$$

ここで、 E_{ab} : AB の弾性係数、 n_t : 引張側 AB 本数、 a_{ab} : AB の軸断面積、 l_{ab} : AB の定着長さ、 d_t : 柱断面図心から引張側 AB 図心までの距離である。

AB 間距離の同じ試験体では、リブのある試験体の回転剛性はリブのない試験体のものと比べて高い。試験体 A500 の回転剛性は試験体 A350 のものと比べて高い。また、両試験体ともに d_c をケース 1 とした計算値は実験結果と概ね一致している。一方で BP 降伏の確認された試験体 N350 および N500 の回転剛性に大きな差は認められない。試験体 N350 の実験の回転剛性はケース 1 と 2 の計算値の間にある。また、試験体 N500 の実験の回転剛性は両ケースの計算値と比べて低い。両試験体ともに AB の降伏は確認されているものの、試験体 N500 の AB 降伏時の変形角は試験体 N350 のものと比べて大きい ($R=1/33$ rad のサイクル)。そのため、式(6.3.1)による柱脚回転剛性評価は BP 降伏の卓越する場合に適さない可能性がある。

以上より、柱脚回転剛性は式(6.3.1)中の d_c を柱図心から柱コンクリート縁間距離とした場合、実験結果を概ね評価可能である。ただし、BP の降伏耐力が AB の降伏耐力と比べて低い場合、式(6.3.1)の適用には注意が必要である。

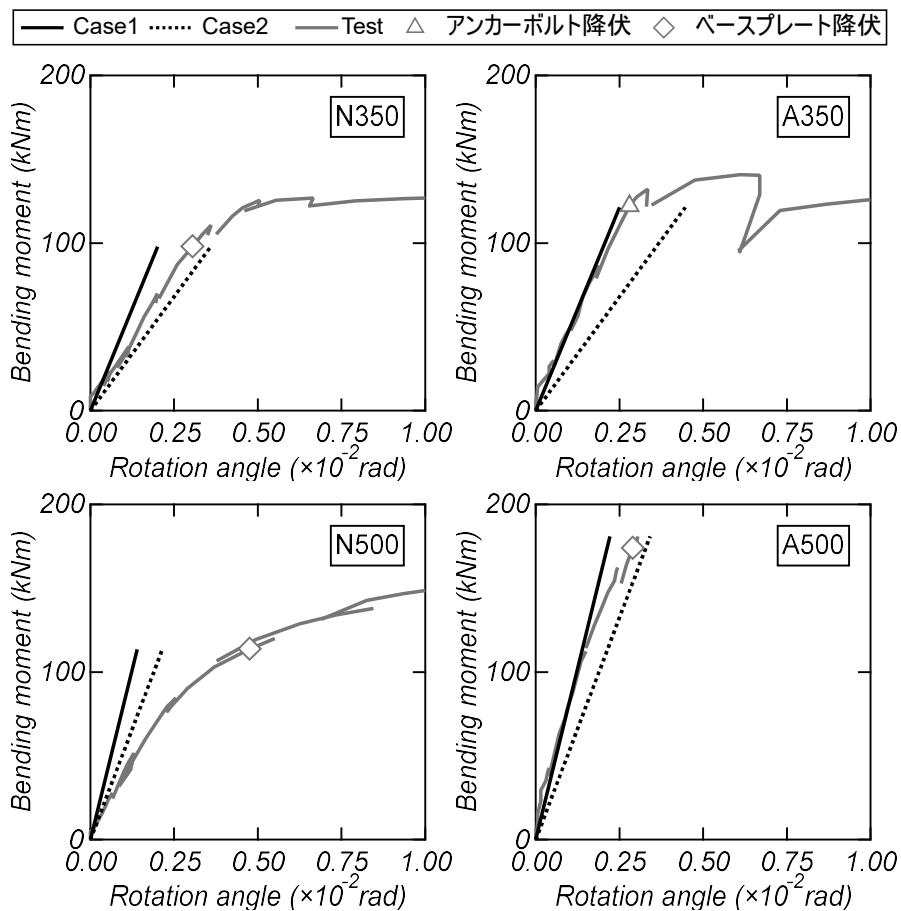


図 6.3.7 柱脚の曲げモーメントー回転角関係

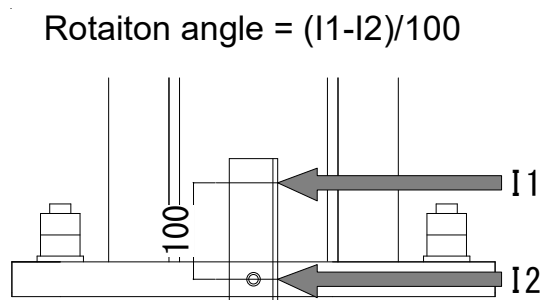


図 6.3.8 変位計取り付け状況

6.4 耐力評価

本節では、非埋込み型 CES 柱脚の終局耐力を文献 1), 18) を参考に整理・検討を行う。ここで、柱のコンクリート強度、基礎スタブのコンクリート強度、鉄骨の降伏強度および AB の降伏強度は、6.2.3 節に示した値を用いる。

6.4.1 終局耐力評価

(1) 柱曲げ終局耐力

柱曲げ終局耐力は一般化累加強度理論により評価する。一般化累加強度理論は CES 柱断面を柱コンクリート、フランジ、ウェブの 3 つの要素に分割して計算を行った。柱コンクリート強度は式(6.2.2)の計算値を乗じて計算を行った。図 6.4.1 に一般化累加強度理論による軸力と柱曲げ終局耐力の相関関係を示す。

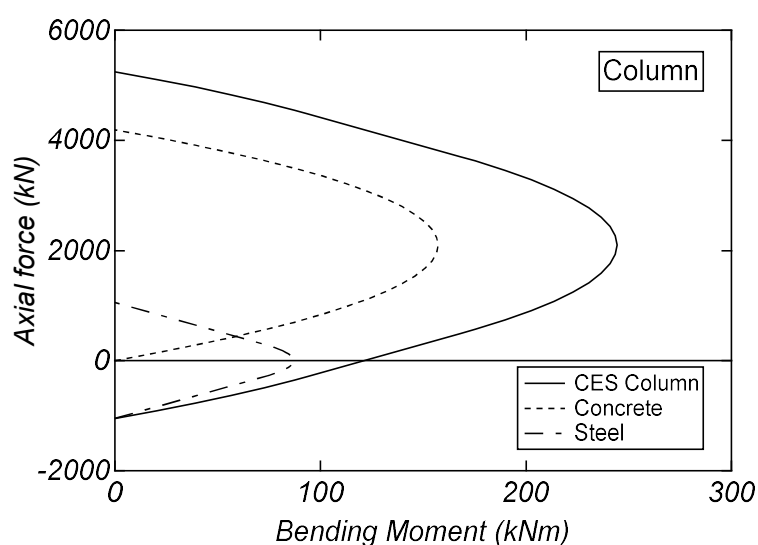


図 6.4.1 一般化累加強度理論による CES 柱の N-M 相関関係

(2) 柱脚曲げ終局耐力 (AB 降伏型)

柱脚曲げ終局耐力は一般化累加強度理論により評価する。ここで、基礎コンクリートの圧縮強度には低減係数 0.85 を乗じて計算を行った。6.3.3 節の結果より本章の柱断面内に AB を配置した試験体 N350 および A350 の AB は、引張だけでなく柱の曲げに伴う圧縮力を負担しているものと推察されるため、圧縮側 AB は圧縮応力の負担するものとして考慮した。ただし、圧縮の負担応力は式(6.4.1)のコンクリート応力に柱コンクリート強度の 0.85 倍の値を代入したものとして考慮した。また、試験体 N350 および A350 では、敷モルタルの損傷が顕著であったことから、第 4 章の試験体における耐力評価と同様に基礎コンクリートからの圧縮反力を AB 縁から作用するものとした修正した柱脚曲げ耐力も併せて計算する。また、柱断面外に AB を配置した試験体 N500 および A500 の AB は引張力のみ負担するものとして考慮した。図 6.4.2 に一般化累加強度理論による軸力と柱脚曲げ終局耐力の相関関係を示す。

$${}_{ab}\sigma_c = 0.85\sigma_B a_n / a_{ab} \quad (6.4.1)$$

ここで、 σ_B : 柱コンクリート強度、 a_n : AB 先端のナット表面積、 a_{ab} : AB の軸断面積である。

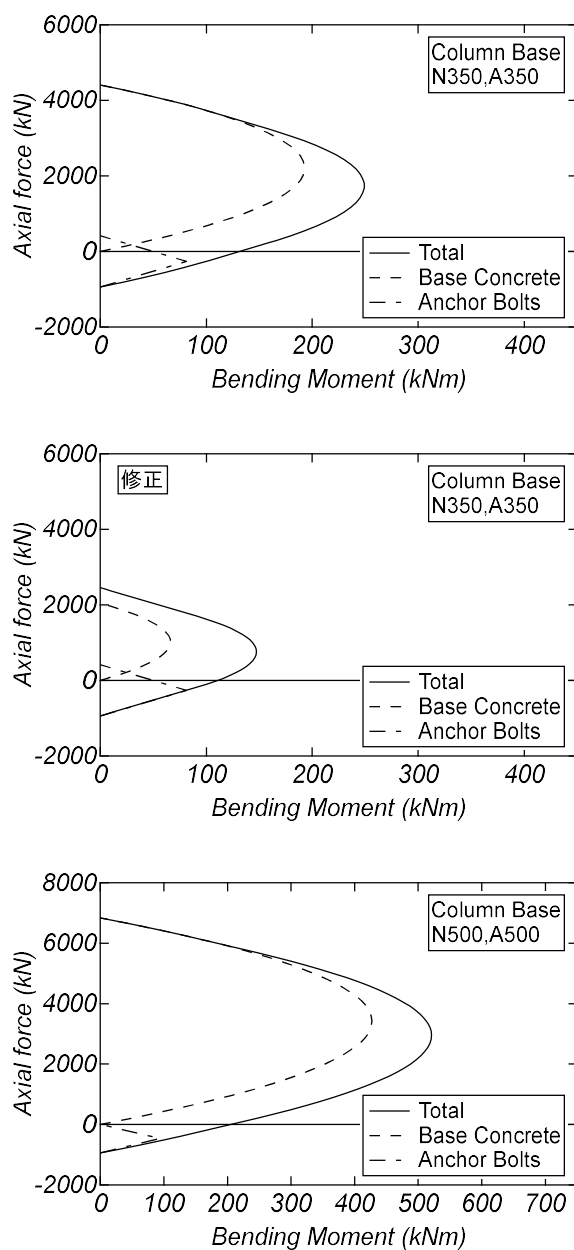


図 6.4.2 一般化累加強度理論による非埋込み型柱脚の N-M 相関関係

(3) 柱脚曲げ終局耐力 (BP 降伏型)

BP 降伏の柱脚曲げ耐力は内力仕事に図 6.4.3 のモデルを適用した仮想仕事法により評価する。外力を P , 柱の回転角を θ , BP 中心から加力点までの高さを h (N350, A350: 611 mm, N500, A500: 618mm) と定義すると, 外力による仕事量は式(6.4.2)で得られる。同図(a)は BP のみ降伏する場合の変形状態を, 同図(b)は BP と AB が降伏する場合の変形状態である。同図(a)では, 塑性変形を引張側 AB と両側フランジ位置の BP に仮定した。BP の全塑性曲げモーメントを M_y とし, 同図の幾何学形状を考慮すると, 内力仕事量は式(6.4.3)となる。一方で同図(b)では, 塑性変形を圧縮側フランジ位置の BP と AB に仮定した。AB の引張降伏力を T_y とし, 同図の幾何学形状を考慮すると, 内力仕事量は式(6.4.4)となる。以上の外力の仕事と内力の仕事の釣合いから式(6.4.5), (6.4.6)が得られる。

$$W_o = Ph\theta \quad (6.4.2)$$

$$W_{ai} = M_y\theta + M_y\theta l_2/l_1 + M_y\theta(1+l_2/l_1) \quad (6.4.3)$$

$$W_{bi} = M_y\theta + T_y\theta l_3 \quad (6.4.4)$$

$$P_a = 2M_y/h(1+l_2/l_1) \quad (6.4.5)$$

$$P_b = M_y/h + T_y/h(l_1+l_2) \quad (6.4.6)$$

ここで, l_1 : 引張側 AB 位置から引張側フランジ位置の距離 (試験体 N350, A350 : 38mm, 試験体 N500, A500 : 118mm), l_2 : 引張側フランジ位置から圧縮側フランジ位置の距離 (164mm) である。

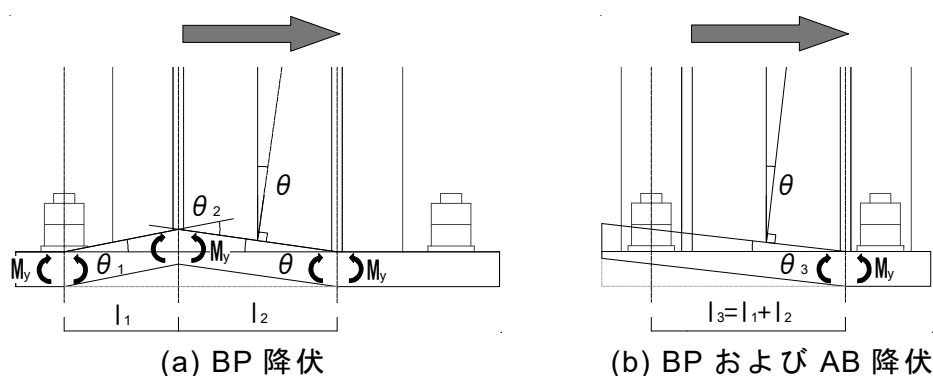


図 6.4.3 BP の変形状態

(4) 柱せん断終局耐力

柱せん断終局耐力は、式(6.4.7)により評価する。柱せん断終局耐力はコンクリートに形成されるアーチ機構せん断強度（式(6.4.7)の右辺第 1 項）およびウェブのせん断降伏強度（式(6.4.7)の右辺第 2 項）を単純累加したものである。

$$Q_{su} = \tan \theta_c b \mu_c D \frac{\sigma_B}{2} + \frac{{}_s t_w {}_s d_w {}_s \sigma_{wy}}{\sqrt{3}} \quad (6.4.7)$$

$$\mu = 0.5 + \frac{b'}{b} \leq 0.8 \quad (6.4.8)$$

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{l'}{cD}\right)^2 + 1} - \frac{l'}{cD} \quad (6.4.9)$$

ここで、 $c b$ ：柱幅， $c D$ ：柱せい， σ_B ：コンクリート強度， ${}_s t_w$ ：ウェブ厚さ， ${}_s d_w$ ：ウェブせい， ${}_s \sigma_{wy}$ ：ウェブの降伏強度， b' ：コンクリートの有効幅（ $=c b - {}_s b_f$ ）， ${}_s b_f$ ：フランジ幅， l' ：柱の内法長さである。

(5) 柱脚せん断終局耐力

柱脚せん断終局強度は式(6.4.10)により評価する。柱脚せん断終局耐力は BP 下面と敷モルタルの摩擦抵抗および圧縮側 AB のせん断抵抗の最大値である。

$$Q_u = \max\left(0.5C, n_c a_{ab} \frac{F_{ab}}{\sqrt{3}}\right) \quad (6.4.10)$$

$$C = T_y + N \quad (6.4.11)$$

ここで、 n_c ：圧縮側 AB 本数， a_{ab} ：AB の断面積， F_{ab} ：AB の引張強度， T_y ：引張側 AB の降伏耐力， N ：作用軸力である。

6.4.4 耐力計算と実験結果の比較

表 6.4.1 に各試験体の終局耐力計算結果の一覧を示す。AB 間距離の短い試験体をみると、BP 降伏を伴う柱脚曲げ破壊型の試験体 N350 では、式(6.4.6)の計算値が最も低く、最大耐力と計算値の比は 1.12 となった。試験体 N350 の実験結果では BP および AB の降伏が同サイクルで確認されていることから、実験および耐力計算による破壊モードは一致している。柱脚曲げ破壊型の試験体 A350 では、修正した柱脚曲げ耐力計算値が最も低く、最大耐力と計算値の比は 1.19 となった。

AB 間距離の長い試験体 N500 および試験体 A500 では、柱曲げ耐力値が最も低く、実験の最大耐力と柱曲げ耐力の比率は 1.06, 1.21 となった。6.3.2 節の結果より BP の降伏していない試験体 A500 は BP の降伏した試験体 N500 と比べて柱変形の卓越が認められた。そのため試験体 A500 では、鉄骨がひずみ硬化域に達しているものと推察される。

以上より、本論に示す耐力評価法は非埋込み型 CES 柱脚の最大耐力を評価可能である。

表 6.4.1 終局耐力計算結果一覧

Unit: kN		N350	A350	N500	A500
実験値 Q_{max}		193	212	245	281
柱	(a)曲げ耐力	235	232	232	232
	(b)せん断耐力	688	688	688	688
柱脚	(c)曲げ耐力(AB 降伏)	213	213	323	323
	(c1)修正した曲げ耐力	178	178		
	(d)曲げ耐力(BP 降伏)	180	679	244	663
	(d1)曲げ耐力(AB・BP 降伏)	173	221	266	355
	(e)せん断耐力	271	271	271	271
実験値/ 計算値	(a)曲げ耐力	0.82	0.91	1.06	1.21
	(b)せん断耐力	0.28	0.31	0.36	0.41
	(c)曲げ耐力(AB 降伏)	0.91	1.00	0.76	0.87
	(c1)修正した曲げ耐力	1.08	1.19		
	(d)曲げ耐力(BP 降伏)	1.07	0.31	1.00	0.42
	(d1)曲げ耐力(AB・BP 降伏)	1.12	0.96	0.92	0.83
	(e)せん断耐力	0.71	0.78	0.90	1.04

6.5 まとめ

本章では、非埋込み型 CES 柱脚の回転剛性および終局耐力評価の検討を目的とし、BP の剛性および AB の配置位置の異なる非埋込み型 CES 柱脚の静的載荷実験を行った。本研究より得られた知見を以下に示す。

- 1) BP 下面にリブを設けていない試験体では、引張側フランジ付近における BP の浮上がりが顕著であった。
- 2) 柱脚曲げ破壊型試験体では、BP の降伏を伴う試験体は未降伏の試験体と比べて最大耐力の低下および履歴面積の増加が認められた。
- 3) 柱曲げ破壊型試験体では、BP の降伏する場合の最大耐力および変形性能は未降伏の場合のものに比べて低下した。
- 4) 下面リブ補強による BP 剛性の増大および AB 間距離の増大に伴う柱脚回転剛性の増加が確認された。
- 5) 式(6.3.1)中の d_c を柱図心から柱コンクリート縁間距離とした柱脚回転剛性は実験結果を概ね評価可能である。ただし、BP の降伏耐力が AB の降伏耐力よりも低い場合は注意が必要である。
- 6) 非埋込み型 CES 柱脚は本章に示す耐力評価法により評価可能である。

第 7 章 本研究のまとめ

本研究は、鉄骨および繊維補強コンクリートから構成される CES 構造の主要構造部材の一つである非埋込み型 CES 柱脚の構造性能の把握を主たる目的とした研究である。本章では、本論文の各章において示した検討項目および研究成果について述べる。さらに、本研究で未解決事項および今後の課題について述べる。

7.1 研究結果のまとめ

第 1 章では、本研究の背景と目的を示すと共に本研究に関連する既往の研究を整理した。

第 2 章では、軸力比の異なる非埋込み型 CES 柱脚を対象に静的載荷実験を行い、当該部材の基本的な構造性能について検討した。実験結果より、軸力比の増大に伴い柱脚における損傷の減少、柱における損傷の増加、最大耐力の上昇および履歴性状がスリップ型から紡錘型に移行する傾向が伺えた。また、本章に示す試験体の最大耐力は一般化累加強度理論および鋼構造接合部設計指針に示される式により評価可能であることを示した。

第 3 章では、第 2 章において示した軸力比の異なる非埋込み型 CES 柱脚を対象に静的増分解析を行い、提案する解析モデルの妥当性について検討した。柱をマルチスプリングモデル、柱脚を 2 つの回転ばねおよびせん断ばねに置換した解析モデルは、実験の柱脚における曲げモーメントー回転角関係、スケルトンカーブおよび履歴性状を再現できることを示した。

第 4 章では、ベースプレート下面にリブ補強を施し、アンカーボルトを柱断面内に配置した非埋込み型 CES 柱脚の静的載荷実験を行った。当該部材の基本的な構造性能およびリブ補強、アンカーボルトを柱断面内に配置することが非埋込み型 CES 柱脚の構造性能に及ぼす影響について検討した。実験結果より、リブ補強による正載荷側のみ耐力上昇、試験体側面の基礎コンクリートの掻き出しおよびベースプレートの降伏抑制が確認された。柱断面内に配置した圧縮側アンカーボルトは柱コンクリートの曲げによる圧縮応力の負担が確認された。また、柱脚

における敷モルタルの剥離に伴い柱脚曲げ終局耐力の実験値は計算値と比べて低くなることから、柱脚の曲げ設計は余裕を見込む必要があることを示した。

第 5 章では、第 4 章に示したアンカーボルトを柱断面内に配置した非埋込み型 CES 柱脚を対象に静的増分解析を行い、提案する解析モデルの妥当性について検討を行った。柱脚曲げ復元力特性は軸力が作用する場合の初期剛性およびベースプレートと敷モルタルの離間耐力を本章に示す式によりそれぞれ考慮する必要性を示した。また、柱脚曲げ復元力特性における原点から降伏点までの割線剛性は既往の研究で提案された式を基に回転剛性補正係数を 1.5 程度とすることで評価可能であった。柱にマルチスプリングモデルを適用し、上記の結論を考慮した柱脚の曲げばねから構成される非埋込み型 CES 柱脚の構造解析モデルは実験のスケルトンカーブおよび履歴特性を再現できることを示した。

第 6 章では、アンカーボルトの配置位置およびベースプレートの剛性の異なる非埋込み型 CES 柱脚の静的載荷実験を行った。当該部材の基本的な構造性能およびアンカーボルトの配置位置およびベースプレートの剛性の違いが非埋込み型 CES 柱脚の構造性能に及ぼす影響について検討した。ベースプレートの降伏が確認された試験体では、引張側フランジ付近のベースプレートの浮上がりが顕著であった。ベースプレート下面のリブ補強によるベースプレート剛性の増大およびアンカーボルト間距離の増大に伴う柱脚回転剛性の増加が確認された。柱脚の回転剛性は鋼構造接合部設計指針に示される式中の d_c を柱図心から柱コンクリート縁間距離とすることで実験結果を概ね評価可能である。しかしながら、ベースプレートの降伏耐力がアンカーボルトの降伏耐力よりも低い場合は注意が必要である。また、本章に示す耐力評価法は非埋込み型 CES 柱脚の最大耐力を評価可能であることを示した。

7.2 今後の課題

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。

4.4 節および 6.4 節の柱脚曲げ耐力評価では、敷モルタルの損傷を考慮することで概ね評価可能であることを示した。しかし、第 4 章の軸力比 0.1 の試験体 A1 の敷モルタルの損傷は他の試験体に比べて低く、損傷の考慮は試験体により異なることとなる。敷モルタルの損傷には、柱脚の回転変形が寄与している可能性が高いものの、剥離範囲は明確ではない。また、本研究では柱脚曲げ設計には余裕を見込む必要があると結論づけたが、どの程度の余裕を見込む必要があるのか不明瞭であり、明確な柱脚曲げ評価法の提案を行う必要がある。

〈参考文献〉

- 1). 日本建築学会：鉄骨コンクリート（CES）造建物の性能評価型構造設計指針（案）・同解説，2022
- 2). 国土交通省：建築着工統計調査
- 3). 金子佳樹，鈴木卓：CES 埋込み柱脚の構造性能に及ぼす埋込み深さ比の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，No.2，pp.1087-1092，2019
- 4). 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2014
- 5). 舟橋のどか，鈴木卓：CES 埋込み型柱脚の応力抵抗機構に関する解析的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.42，No.2，pp.991-996，2020
- 6). 高橋宏行，前田匡樹，倉本洋：高靱性型セメント材料を用いた鉄筋コンクリート構造柱の復元力特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，pp.1075-1080，2000
- 7). 足立智弘，倉本洋，川崎清彦：繊維補強コンクリートを用いた鉄骨コンクリート合成構造柱の構造性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.271-276，2002
- 8). 足立智弘，倉本洋，川崎清彦，柴山豊，高軸力を受ける繊維補強コンクリート-鋼合成構造柱の構造性能に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.289-294，2003
- 9). 松井智哉，溝淵博己，藤本利昭：シアスパン比が異なる CES 柱の静的載荷実験，コンクリート工学会，Vol.31，No.2，pp.1165-1170，2009
- 10). 鈴木卓，松井智哉：H 型鉄骨を内蔵した CES 柱の MS モデルを用いた構造解析モデル，日本建築学会構造系論文集，Vol.84，No.761，pp.993-1000，2019
- 11). 石川智康，松井智哉，倉本洋，田口孝：CES 梁の構造性能に関する実験的研究：CES 梁の構造性能に関する実験的研究，第 11 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム，pp.377-384，2015
- 12). 永田諭，松井智哉，倉本洋：鉄骨コンクリート造柱梁接合部の構造性能に関する基礎研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.1267-1272，2006
- 13). 吉野貴紀，松井智哉，倉本洋：スラブ付き CES 造柱梁接合部の静的加力実験，Vol.33，No.2，pp.1123-1128，2011

- 14). 鈴木卓, 松井智哉, 倉本洋 : CES 造耐震壁の構造性能に及ぼす壁筋の定着状態の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.1189-1194, 2010
- 15). 高松隆夫, 銅木弘和 : 露出型柱脚の復元力特性に関する実験的研究, 広島工業大学研究紀要, Vol.35, pp.133-140, 2001
- 16). 秋山宏, 黒沢稔, 和国信之, 西村功 : 鋼構造露出型柱脚の強度と変形, 日本建築学会論文報告集, Vol.342, pp.46-54, 1979
- 17). 山西央朗, 玉井宏章, 高松隆夫, 松井彰 : 露出柱脚の弾性回転剛性について—アンカーボルト降伏先行型の場合—, 日本建築学会構造系論文集, Vol.73, No.624, pp.317-324, 2008
- 18). 日本建築学会 : 鋼構造接合部設計指針, 2012
- 19). 複合型露出柱脚の性能確認のための実大実験に関する研究 : 日本建築学会大会学術講演便覧集 (中国), pp.941-944, 2017
- 20). 萩野毅, 原田幸博, 渡辺亨, 森田耕次 : ベースプレート下面側にリブ補強を施した鉄骨造露出型柱脚の構造性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol.77, No.682, pp.1941-1950, 2012
- 21). 貞松和史, 中野建蔵, 伊藤倫夫, 南宏一 : SRC 構造非埋め込み形柱脚の終局耐力と変形性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.1045-1050, 1999
- 22). 貞松和史, 藤原大英, 伊藤倫夫, 田中秀宣, 南宏一 : すべり破壊を生ずる SRC 構造非埋込み形柱脚のせん断挙動と終局耐力, 日本建築学会構造系論文集, Vol.618, pp.237-244, 2007
- 23). 赤松克哉, 貞松和史, 南宏一 : 鉄骨コンクリート構造非埋込み形柱脚の力学特性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.1189-1194, 2011
- 24). 貞松和史, 赤松克哉, 南宏一 : 鉄骨コンクリート構造露出型柱脚の復元力特性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.1195-1200, 2013
- 25). A.M.Kanvinde, S.J.Jordan, R.J.Cooke : Exposed Column Base Plate Connections in Moment Frames — Simulations and Behavioral Insights, Journal of Constructional Steel Research, Vol.84, pp.82-93, 2013

- 26). 星隈順一，川島一彦，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリート応力－ひずみ関係，土木学会論文集，Vol.28，No.520，pp.1-11，1995
- 27). 孟令樺，大井謙一，高梨晃一：鉄骨骨組地震応答解析のための耐力劣化を伴う簡易部材モデル，日本建築学会構造系論文報告集，No.437，pp.115-124，1992
- 28). 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004

<謝辞>

本論文は、私が高知工科大学システム工学群建築・都市デザイン専攻学士課程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課程の研究成果をまとめたものとなっている。本論文の作成にあたり、大変多くの方々にご指導・ご鞭撻を頂戴いたしました。

高知工科大学システム工学群、鈴木卓教授には、本論文の作成にあたって沢山の熱いご指導・ご鞭撻を頂きました。研究室に所属してから今日に至るまで、後輩の指導、学会論文の執筆、学会発表等の今後の人生において必ず役に立つ経験をさせていただき、人として成長することができたと考えております。心よりお礼申し上げます。

高知工科大学システム工学群、佐藤慎司教授には、副指導教員として本論文の作成にあたって熱いご指導・ご鞭撻を頂きました。心よりお礼申し上げます。

高知工科大学システム工学群、佐藤理人教授には、副査教員として本論文の作成にあたって熱いご指導・ご鞭撻を頂きました。心よりお礼申し上げます。

今井工務店の皆様におかれましては試験体の作成、移動、撤去まで多大なご支援を頂きました。心より感謝いたします。

同研究室の陸井健太郎君は、同期として最も長い時間を共に過ごし、お互い切磋琢磨しながら研究を進めてきました。学会論文執筆や学会発表等で大変な時期も陸井君と共に頑張ることで最後までやり遂げることが出来ました。心より感謝いたします。

同研究室の後輩の渡会駿君とは第 6 章に示した研究において大変お世話になりました。無事に研究を終えることができたのは、渡会駿君の支えあってのことに間違いありません。ありがとうございました。

同研究室の後輩、今井真奈美さん、片岡慎太郎君、佐藤弘都君、竹原未来さん、廣野真成君、牧野滉平君、宮原稔弥君、長岡沙那さん、別所和真君とはゼミなどでお世話になりました。皆さんには、先輩として尊敬してくれたり、研究に行き詰った時には頼ってくれたりと居心地のよい研究室で毎日楽しく過ごすことが出来ました。皆さんがこれから有意義な研究を行えることを願っております。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出来たのは母・洋子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。

<記号>

a_{ab}	: AB の軸断面積
a_L	: 引張側 AB の総断面積
a_n	: AB 先端のナット表面積
$_{ab}A_e$: AB のネジ部の有効断面積
${}_cA$: コンクリートの断面積
${}_sA$: 鉄骨断面積
b	: 外 BP 塑性化板要素 (長辺)
B	: 外 BP 幅
b'	: コンクリートの有効幅 ($={}_c b - {}_s b_f$)
${}_c b$: 柱幅
${}_s b_f$: フランジ幅
c_{am}	: 実験定数 (=2.3)
d	: 外 BP 塑性化板要素 (短辺)
d_t	: 柱図心より, 引張側にある AB 断面群の図心との距離
d_c	: 圧縮側の柱断面最外縁の断面図心との距離
d_c	: 柱図心から回転中心線までの距離
d_t	: 柱図心から引張側 AB 軸心までの距離
${}_c D$: 柱せい
${}_s d_w$: ウェブせい
${}_b D$: BP 幅
E_{ab}	: AB のヤング係数
E_m	: 敷モルタルのヤング係数
F_{ab}	: AB の引張強度
${}_b F_y$: BP の降伏強度
G_m	: 敷モルタルのせん断弾性係数
h	: スタブから載荷点までの高さ
h'	: 鉛直ジャッキのピン支承間の高さ (=900mm)
h_1	: 載荷点から $d1$ 変位計までの高さ (=115mm)
h_2	: $d1$ 変位計からピン支承までの高さ (=170mm)
h_m	: 敷モルタル高さ (=50mm)

- h_{cb} : 柱脚高さ (=60mm)
 I_b : BP の断面 2 次モーメント
 K_b : 柱脚の弾性剛性
 K_{BS} : 軸力を考慮した柱脚の弾性剛性
 K_0 : 柱脚のせん断剛性
 K_l : BP と敷モルタルの離間耐力までの初期剛性
 l_{ab} : AB の定着長さ
 l_1 : 引張側 AB 位置から引張側フランジ位置の距離
(試験体 N350, A350 : 38mm, 試験体 N500, A500 : 118mm),
 l_2 : 引張側フランジ位置から圧縮側フランジ位置の距離 (=164mm)
 l' : 柱の内法長さ
 M_{cal} : 曲げ耐力の計算値
 M_n : 軸力による付加曲げモーメント
 M_y : 柱脚曲げ降伏耐力
 ${}_bM_{max}$: BP に想定される最大曲げモーメント
 ${}_bM_y$: BP の降伏曲げ耐力
 ${}_{ab}M_{yin}$: 内 AB 降伏による耐力
 ${}_bM_{yout}$: 外 BP 降伏による耐力
 ${}_{com}M_y$: 複合型露出柱脚の降伏耐力
 M_l : BP と敷モルタルの離間耐力
 N : 作用軸力 (圧縮が正の値)
 n_c : 圧縮側 AB 本数
 n_t : 引張側 AB の本数
 ${}_s p_c$: 圧縮側鉄骨比
 Q_{max} : 実験における最大耐力
 $Q_{p\delta}$: P- δ 効果を考慮したせん断力
 Q_{su} : 柱せん断終局耐力
 Q_{sy} : 圧縮側アンカーボルトのせん断降伏耐力
 Q_u : 柱脚せん断終局耐力
 Q_y : 柱脚せん断降伏耐力
 ${}_c Q_{mchy}$: 脚曲げ降伏耐力
 ${}_c Q_{mcr}$: 柱曲げひび割れ強度

- cQ_{mcy} : 柱曲げ降伏耐力
 eQ_{mcb} : 実験における柱脚曲げ降伏耐力
 eQ_{mcr} : 実験における柱曲げひび割れ強度
 eQ_{mcy} : 実験における柱曲げ降伏耐力
 R_b : 回転剛性補正係数
 T_y : 引張側 AB の降伏耐力
 T_0 : 引張側 AB の初期導入張力
 bt_{out} : 外 BP の板厚
 st_w : ウェブ厚さ
 W_{ai} : 内力による仕事量
 W_{bi} : 内力による仕事量
 W_o : 外力による仕事量
 x_n : 弾性曲げ解析における中立軸深さ
 Z_b : BP の断面係数
 Z_e : 内蔵鉄骨を考慮した有効断面係数
 γ : ポアソン比
 δ : 載荷点の水平変位
 δ_1 : 試験体頂部の水平変位
 δ_2 : ピン支承高さにおける水平変位である
 σ_B : 柱コンクリート強度
 σ_{cr} : 曲げひび割れ強度
 $ab\sigma_y$: AB の降伏強度
 $ab\sigma_c$: AB にかかる圧縮応力
 $b\sigma_{yout}$: 外 BP の降伏強度
 $s\sigma_{wy}$: ウェブの降伏強度
 $s\sigma_y$: 鉄骨の降伏強度
 σ_0 : 軸力を BP 断面で除した軸応力度

