

修士学位論文

CES 埋込み柱脚の
耐力評価法に関する研究

Strength Evaluation Method
for CES Embedded Column-Bases

今井 真奈美

2025 年 1 月

高知工科大学大学院工学研究科

<論文要旨>

本研究は鉄骨および繊維補強コンクリートから構成される CES (Concrete Encased Steel) 合成構造システムの主要構造部材の一つである CES 埋込み柱脚の耐力評価法の構築を目的としたものである。

内蔵鉄骨を有する CES 構造の柱脚には、埋込み型および非埋込み型の 2 種類の形式がある。その中でも CES 造建築物には、高い耐震性能を有する埋込み柱脚の適用が想定されている。しかし、現在までに CES 埋込み柱脚に関する研究は行われていなかった。そのため、内部応力状態を考慮した新たな構造設計法の構築は現行の設計指針から耐震性能の評価精度の向上のみならず、経済性の改善に繋がる可能性を有する。

本研究では柱鉄骨の埋込み深さ比およびベースプレートの有無を変数とした CES 埋込み柱脚の静的載荷実験を実施した。その結果、埋込み深さ比 1.5 以上の試験体では、柱下部の損傷に伴う柱曲げ降伏先行型の破壊モードを示した。一方で埋込み深さ比 1.0 の試験体では、柱脚にあたるスタブの損傷に伴う柱脚曲げ降伏先行型の破壊モードを示した。また、現行の設計指針を基にして算出された柱脚曲げ耐力の計算値は実験の最大耐力値と比べて大幅に低くなることを示した。この要因として、現行の設計指針において仮定されている柱脚内部鉄骨フランジの支圧とベースプレート下面の曲げモーメントによる抵抗機構が実験から得られた柱脚試験体の抵抗機構と対応していない可能性が考えられる。

そこで、柱脚内部応力状態の把握を目的として前述の試験体を対象に FEM 解析を実施した。せん断力-変形角関係および鉄骨ウェブのせん断力の解析と実験の比較から解析モデルの妥当性を示した。柱脚破壊した試験体の解析結果では、ベースプレート上下面の圧縮力の発生に伴い、高い曲げモーメントの負担が認められ、これを耐力評価法に考慮する必要性を示した。さらに、柱脚内部の引張および圧縮フランジの内側と外側には、それぞれ中央から上部および下部にかけて圧縮応力の発生が確認され、鉄骨の内側に発生する支圧抵抗を考慮する必要性を明らかにした。

内部応力状態の検討結果より、フランジ左右の支圧抵抗およびベースプレートの曲げ抵抗と支圧抵抗を考慮した柱脚曲げ耐力評価法を提案した。提案した耐力評価法は、解析におけるフランジの支圧抵抗およびベースプレートの支圧抵抗と良好な対応関係を示すとともに、現行の耐力評価法と比べて実験の最大耐力を精度良く評価可能なことを示した。

<Abstract>

The purpose of this study is to develop a strength evaluation method for CES (Concrete Encased Steel) embedded column-bases, which are one of the structural members of a CES composite structural system consisting of steel frame and fiber reinforced concrete.

There are two types of column bases for CES structures with built-in steel: embedded and non-embedded. Among them, the application of embedded column bases, which have high seismic performance, is expected for CES buildings. However, CES embedded column bases had not been studied. Therefore, The development of a strength evaluation method for CES embedded column bases is expected to improve the accuracy of seismic performance evaluations based and economic efficiency.

In this study, static loading experiments were conducted on the CES embedded Column bases. The variables investigated were the embedment depth (ratio) of the H-shaped steel in column and the presence or absence of a base plate. As a result, the failure mode of the specimens with an embedded depth ratio of 1.5 or more was column bending failure due to damage at the bottom of column. On the other hand, the specimens with an embedment depth ratio of 1.0 exhibited a column base bending failure mode associated with damage to the stubs on the column bases. It was also shown that the calculated column bases bending strength based on the current design guidelines was evaluated to be much lower than the experimental maximum strength value.

Furthermore, FEM (Finite Element Method) analyses were conducted on the CES column base specimens to clarify the internal stress state. The validity of the analytical model is showed by comparison of the analytical and experimental results of the shear force versus FEM (Finite Element Method) analyses were conducted on the CES column base specimens to clarify the internal stress state. angle relationship and the transitions of the shear stress at the web steel. Although the stress transfer model in the current design guidelines assumes that bearing forces act only on the outside of the steel flange and the underside of the base plate, the bending resistance of the underside of the base plate, which bears the tensile axial force, is neglected. On the other hand, the analytical results of the specimen

with failed column bases showed that high bending moments were borne by the compressive forces on the upper and lower surfaces of the base plate, indicating the need to take this into account in the load-bearing strength evaluation method. Furthermore, compressive stresses were observed on the inside and outside of the tension and compression flanges inside the column legs from the center to the top and bottom, respectively, revealing the need to consider the bearing resistance occurring on the inside of the steel frame.

Based on the results of the study of the internal stress state, an evaluation method for the bending capacity of column legs was proposed, taking into account the bearing resistance on the left and right sides of the flange and the bending and bearing resistance of the base plate.

A method for evaluating the bending strength of column base considering the bearing resistance of the left and right flanges and the bending resistance and bearing resistance of the base plate was proposed based on the results of FEM analysis. The proposed method of evaluating bearing strength shows good correspondence with the bearing resistance of the flange and the base plate in the analysis, and it is capable of evaluating the maximum bearing strength in the experiment more accurately than the current method of evaluating bearing strength.

CES 埋込み柱脚の耐力評価法に関する研究

<目次>

第 1 章	はじめに	- 1 -
1.1	研究背景と目的	- 2 -
第 2 章	既往研究	- 4 -
2.1	埋込み型柱脚に関する研究	- 5 -
2.1.1	鉄骨鉄筋コンクリート柱脚部の力学的性状に関する実験的研究(その 1)	- 5 -
2.1.2	鉄骨鉄筋コンクリート柱脚部の力学性状に関する実験的研究 (その 2)	- 7 -
2.1.3	S 造と SRC 造の建物の柱脚の実験的研究 (その 2)	- 9 -
2.1.4	鋼構造埋込形式柱脚の強度と変形	- 11 -
2.1.5	埋込み形式柱脚の最大耐力に関する実験的研究	- 13 -
2.1.6	埋込みの浅い鋼構造柱脚の力学的特性に関する実験的研究	- 15 -
2.1.7	埋込み形鉄骨柱脚の応力伝達に関する基礎的研究	- 17 -
2.1.8	埋込み柱脚基礎梁接合部の応力伝達機構に関する研究 (その 1) .	- 19 -
2.1.9	埋込み柱脚基礎梁接合部の応力伝達機構に関する研究 (その 5) .	- 21 -
2.1.10	Embedded steel column bases: II. Design model proposal	- 23 -
2.1.11	Embedded column base connections subjected to seismic loads Strength model	- 23 -
2.1.12	Tensile Behaviour of Tapered Embedded Column Bases	- 25 -
2.2	CES 構造部材に関する研究	- 26 -
2.2.1	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的 性能に関する実験的研究	- 25 -
2.2.2	H 型鉄骨を内蔵した CES 柱の構造特性	- 28 -
2.2.3	シアスパン比が異なる CES 柱の静的載荷実験	- 29 -
2.2.4	H 型鉄骨内蔵 CES 柱の構造実験と FEM 解積	- 31 -
2.2.5	H 型鉄骨内蔵 CES 柱の構造実験と変形能力評価	- 33 -

2.2.6	CES 埋込み柱脚の構造性能に及ぼす埋込み深さ比の影響	- 35 -
2.2.7	CES 埋込み型柱脚の応力伝達機構に関する解析的研究	- 37 -
2.3	現行の耐力評価法	- 40 -
2.3.1	接合部設計指針	- 40 -
2.3.2	CES 設計指針	- 41 -
第 3 章	静的載荷実験の計画	- 43 -
3.1	試験体形状	- 44 -
3.2	材料特性	- 48 -
3.2.1	コンクリート	- 49 -
3.2.2	鋼材	- 54 -
3.3	載荷計画	- 56 -
3.4	計測計画	- 59 -
第 4 章	実験結果	- 64 -
4.1	破壊性状およびせん断力－変形角関係	- 65 -
4.2	軸ひずみ－変形角関係	- 79 -
4.3	等価粘性減衰定数	- 80 -
4.4	鉄骨の応力状況	- 82 -
4.4.1	鉄骨フランジの高さ方向応力分布	- 82 -
4.4.2	鉄骨ウェブの高さ方向せん断応力分布	- 87 -
4.5	耐力評価	- 90 -
4.5.1	柱曲げ耐力	- 90 -
4.5.2	柱脚曲げ耐力	- 91 -
4.6	実験結果のまとめ	- 93 -
第 5 章	FEM 解析モデル	- 94 -
5.1	モデル化	- 95 -
5.2	材料構成則	- 97 -
5.2.1	コンクリート	- 97 -
5.2.2	鉄骨	- 102 -
5.2.3	コンクリートと鉄骨の境界面	- 102 -

5.3	実験結果と解析結果の比較	- 103 -
5.3.1	せん断力－変形角関係	- 103 -
5.3.2	鉄骨ウェブのせん断応力分布	- 104 -
第 6 章	内部応力状態.....	- 105 -
6.1	コンクリートの最小主応力	- 106 -
6.1.1	最小主応力コンター	- 106 -
6.1.2	最小主応力ベクトル	- 108 -
6.2	コンクリートと鉄骨の境界面.....	- 110 -
6.2.1	フランジ境界との支圧応力分布	- 110 -
6.2.2	ベースプレート境界との支圧応力分布	- 112 -
6.3	柱脚部における負担曲げモーメント	- 114 -
第 7 章	柱脚曲げ耐力評価法の提案.....	- 115 -
7.1	柱脚部応力伝達機構	- 116 -
7.1.1	柱脚部応力伝達機構の仮定	- 116 -
7.1.2	フランジ境界面の応力状態	- 116 -
7.1.3	ベースプレート境界面の応力状態	- 119 -
7.1.4	柱脚曲げ耐力評価法の提案	- 122 -
7.2	計算結果と解析の曲げモーメントの比較	- 122 -
第 8 章	まとめ.....	- 124 -
8.1	本研究のまとめ	- 125 -
8.2	今後の課題	- 126 -
<参考文献>		- 127 -
<謝辞>		- 130 -

<図表目次>

第 1 章	はじめに	
図 1.1.1	SRC 構造と CES 構造	- 3 -
第 2 章	既往研究	
図 2.1.1	配筋状況	- 5 -
図 2.1.2	柱脚接合部の形状	- 6 -
図 2.1.3	累積強度における荷重とたわみの関係	- 6 -
図 2.1.4	試験体形状	- 8 -
表 2.1.1	試験体概要	- 8 -
図 2.1.5	試験体形状	- 9 -
表 2.1.2	試験体概要	- 9 -
図 2.1.6	荷重変形曲線	- 10 -
図 2.1.7	基礎梁内のひずみと応力分布	- 10 -
図 2.1.8	柱脚部摩擦力と支圧力	- 10 -
図 2.1.9	支圧力分布の過程	- 10 -
図 2.1.10	試験体の基本形	- 11 -
表 2.1.3	試験体概要	- 11 -
図 2.1.11	破壊モード	- 12 -
図 2.1.12	埋込み部支圧力	- 12 -
図 2.1.13	引張軸力によるコンクリートの引張力	- 12 -
図 2.1.14	試験体概要	- 13 -
図 2.1.15	荷重－ 変形関係	- 14 -
表 2.1.4	解析結果	- 14 -
図 2.1.16	試験体形状	- 15 -
図 2.1.17	荷重－変形関係	- 16 -
図 2.1.18	損傷状況	- 16 -
図 2.1.19	破壊機構	- 17 -
表 2.1.5	試験体概要	- 17 -
図 2.1.20	試験体形状および加力方法	- 18 -

図 2.1.21	F_B/F_C と $2a/2b$ の関係	- 18 -
図 2.1.22	試験体形状	- 19 -
表 2.1.6	試験体一覧	- 19 -
図 2.1.22	荷重－変形関係	- 20 -
図 2.1.23	最大荷重との比較	- 20 -
図 2.1.24	柱脚形状	- 21 -
図 2.1.25	ひび割れ状況	- 21 -
図 2.1.26	せん断力－層間変形関係	- 21 -
図 2.1.27	接合部の耐荷機構(無補強試験体)	- 22 -
図 2.1.28	接合部の耐荷機構(帯筋で補強した試験体)	- 22 -
図 2.1.29	モーメント伝達の理想化(a)全体的な均衡(b)分解された抵抗機構	- 24 -
図 2.2.1	試験体形状	- 26 -
表 2.2.1	試験体概要	- 26 -
図 2.2.2	繊維形状	- 26 -
図 2.2.3	せん断力－変形角関係	- 27 -
図 2.2.4	最大残留ひび割れ幅の推移	- 27 -
図 2.2.5	損傷状況	- 27 -
図 2.2.6	試験体形状	- 28 -
図 2.2.7	せん断力－変形角関係	- 28 -
図 2.2.8	損傷状況	- 28 -
図 2.2.9	試験体形状	- 29 -
図 2.2.10	損傷状況	- 29 -
図 2.2.11	せん断力－変形角関係	- 30 -
図 2.2.12	ウェブのせん断力	- 30 -
図 2.2.13	試験体形状	- 31 -
図 2.2.14	載荷装置	- 31 -
表 2.2.2	試験体概要	- 31 -
図 2.2.15	履歴特性	- 32 -
図 2.2.16	実験と解析の履歴特性	- 32 -
図 2.2.17	最小主応力分布	- 32 -
図 2.2.18	試験体形状	- 33 -
図 2.2.19	損傷状況	- 33 -

図 2.2.20	せん断力－変形角関係	- 34 -
図 2.2.22	試験体の形状および寸法	- 35 -
図 2.2.23	載荷装置	- 36 -
図 2.2.24	せん断力－変形角関係	- 36 -
図 2.2.25	最終破壊状況	- 36 -
図 2.2.26	鉄骨ウェブのせん断応力の高さ方向分布	- 36 -
図 2.2.27	要素分割	- 37 -
図 2.2.28	材料構成則	- 37 -
図 2.2.29	各試験体の履歴特性	- 38 -
図 2.2.30	コンクリートの最小主応力分布	- 38 -
図 2.2.31	各試験体の柱脚部鉄骨曲げモーメントの寄与の推移	- 39 -
図 2.2.32	曲げモーメント寄与の概念	- 39 -
図 2.3.1	埋込み部鉄骨周りの支圧応力状態（最大曲げ耐力時）	- 40 -

第 3 章 静的載荷実験の計画

表 3.1.1	試験体概要	- 44 -
図 3.1.1	試験体形状	- 45 -
図 3.1.2	試験体形状および配筋状況	- 46 -
図 3.1.3	スタブ配筋状況	- 47 -
表 3.2.1	コンクリートの材料特性	- 48 -
表 3.2.2	鋼材の材料特性	- 48 -
表 3.2.3	スタブコンクリートの配合書	- 49 -
表 3.2.4	繊維補強コンクリートの配合書	- 49 -
表 3.2.5	スタブコンクリートの圧縮試験結果	- 50 -
表 3.2.6	繊維補強コンクリートの圧縮試験結果	- 51 -
図 3.2.1	スタブコンクリートの応力－ひずみ関係	- 52 -
図 3.2.2	繊維補強コンクリートの応力－ひずみ関係	- 53 -
図 3.2.3	鋼材の応力－ひずみ関係	- 54 -
表 3.2.7	鋼材の引張試験	- 55 -
図 3.3.1	加力サイクル	- 56 -
図 3.3.2	載荷装置	- 57 -
表 3.3.1	各載荷サイクルにおけるひび割れの色	- 58 -

図 3.4.1	変位計測位置	- 59 -
図 3.4.2	EB4, EB3 ひずみゲージ位置	- 60 -
図 3.4.3	EB2, EN2 ひずみゲージ位置	- 61 -
表 3.4.1	計測リスト一覧表	- 62 -

第 4 章	実験結果	
図 4.1.1	载荷装置の特性による P- δ 効果	- 66 -
図 4.1.2(a)	EB4 セン断力-変形角関係	- 67 -
図 4.1.3(a)	試験体 EB4 R=1/67 rad 損傷状況	- 68 -
図 4.1.4(a)	試験体 EB4 最終損傷状況	- 69 -
図 4.1.2(b)	EB3 セン断力-変形角関係	- 70 -
図 4.1.3(b)	試験体 EB3 R=1/67 rad 損傷状況	- 71 -
図 4.1.4(b)	試験体 EB3 最終損傷状況	- 72 -
図 4.1.2(c)	EB2 セン断力-変形角関係	- 73 -
図 4.1.3(c)	試験体 EB2 R=1/67 rad 損傷状況	- 74 -
図 4.1.4(c)	試験体 EB2 最終損傷状況	- 75 -
図 4.1.2(d)	EN2 セン断力-変形角関係	- 76 -
図 4.1.3(d)	試験体 EN2 R=1/67 rad 損傷状況)	- 77 -
図 4.1.4(d)	試験体 EN2 最終損傷状況	- 78 -
図 4.2.1	軸ひずみ - 変形角関係	- 79 -
図 4.3.1	等価粘性減衰定数の推移	- 81 -
図 4.4.1	EB4 正载荷時フランジの高さ方向応力分布	- 83 -
図 4.4.2	EB4 負载荷時フランジの高さ方向応力分布	- 83 -
図 4.4.3	EB3 正载荷時フランジの高さ方向応力分布	- 84 -
図 4.4.4	EB3 正载荷時フランジの高さ方向応力分布	- 84 -
図 4.4.5	EB2 正载荷時フランジの高さ方向応力分布	- 85 -
図 4.4.6	EB2 負载荷時フランジの高さ方向応力分布	- 85 -
図 4.4.7	EN2 正载荷時フランジの高さ方向応力分布	- 86 -
図 4.4.8	EN2 負载荷時フランジの高さ方向応力分布	- 86 -
図 4.4.9	EB4 ウェブの高さ方向せん断応力分布	- 88 -
図 4.4.10	EB3 ウェブの高さ方向せん断応力分布	- 88 -
図 4.4.11	EB2 ウェブの高さ方向せん断応力分布	- 89 -

図 4.4.12	EN2 ウェブの高さ方向せん断応力分布	- 89 -
図 4.5.1	一般化累加強度理論で算定した柱の M-N 関係	- 90 -
表 4.6.1	実験結果および計算結果	- 93 -
第 5 章 FEM 解析モデル		
図 5.1.1	解析モデル	- 96 -
図 5.2.1	応力-ひずみ関係	- 98 -
図 5.2.2	テンションスティフィニング特性	- 99 -
図 5.2.3	履歴則	- 100 -
図 5.2.4	せん断伝達特性	- 101 -
図 5.2.5	鉄骨の応力-ひずみ関係	- 102 -
図 5.2.6	付着応力-滑り関係	- 102 -
図 5.3.1	実験および解析の履歴特性の比較	- 103 -
図 5.3.2	鉄骨ウェブせん断応力の推移	- 104 -
第 6 章 内部応力状態		
図 6.1.1	試験体中央の最小応力ベクトル (XZ 平面)	- 107 -
図 6.1.2	X 方向応力分布 (上段: A 断面, 下段: B 断面)	- 107 -
図 6.1.3	試験体中央の最小応力ベクトル (XZ 平面)	- 109 -
図 6.1.4	最小主応力ベクトル (XY 平面)	- 109 -
図 6.2.1	フランジコンクリートの支圧応力伝達状況 (既往モデル)	- 110 -
図 6.2.2	フランジの応力分布	- 111 -
図 6.2.3	BP の支圧応力分布	- 113 -
図 6.3.1	柱脚部曲げモーメントの推移	- 114 -
第 7 章 柱脚曲げ耐力評価法の提案		
図 7.1.1	鉄骨支圧応力伝達状況	- 118 -
図 7.1.2	BP の曲げ抵抗および接合部の支圧抵抗	- 121 -
図 7.1.3	BP の有効幅	- 121 -
図 7.2.1	柱脚曲げ耐力比較	- 123 -

第 1 章

はじめに

1.1 研究の背景と目的

CES (Concrete Encased Steel) 構造とは、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、高い耐震性と優れた施工性を有する建物の実現を目指すものである¹⁾。

我が国において高い耐震性を有する構造システムとして利用されてきた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る。SRC 構造は大正時代に日本で開発されてから独自の発展を遂げている。1923 年に発生した関東大震災においてほとんど被害がみられなかったことから SRC 構造の耐震性の高さが認められ、高層建築物や大規模建築物に多く採用されてきた。しかしながら、鉄骨と鉄筋コンクリートを組み合わせることになるため SRC 構造の設計・施工は複雑かつ困難であり、工期の長期化やコスト高などの問題が発生し、1990 年代以降の着工数は減少傾向にある。一方で 1995 年の兵庫県南部地震における建築物被害調査によると SRC 構造建築物の総合的な耐震性能は他の構造システムと比べて卓抜していることが明らかになった²⁾。

そこで SRC 構造の高い耐震性を有しつつ、より施工性に優れた建築構造システムとして CES 構造の研究開発が実施され、現在までに柱・梁・耐震壁などの構造部材の研究が進められてきた。CES 構造は鉄骨に FRC を打ち込んだ簡単な構造であり SRC 造と比べて鉄筋が部材内部に無いため施工の簡略化に伴う工期の短縮および建設コストの削減などが期待される。

CES 構造はその高い耐震性から SRC 構造と同様に大規模建築物や高層建築物への採用が考えられている¹⁾。そこで CES 構造の耐震性を生かすには、上層部の力を基礎に伝達する柱脚に高い耐震性能が求められることになる。CES 構造には埋め込み形柱脚と非埋め込み型柱脚の 2 種類があり、特に内臓鉄骨を基礎コンクリートに埋め込み、基礎内部にアンカーボルト (以下 AB) で緊結されることによって高い耐震性を有する埋込み型柱脚の適用が想定されている。しかし、現在までに CES 埋込み柱脚に関する研究例は行われておらず、その構造性能は不明瞭であった。

このような状況において金子らは、CES 埋込み柱脚の構造性能および耐力評価法の検討を目的とした静的載荷実験を行った³⁾。その結果、現行の柱脚曲げ耐力は実際の最大耐力と比べ大幅に低く、耐力評価による破壊モードの判定に課題があることを示した。

現行の CES 埋込み柱脚の耐力評価法では SRC 規準⁴⁾を準用しており、主に埋込み部鉄骨から基礎コンクリートへの支圧力による抵抗を期待した設計法としている。鉄骨下部のベースプレート（以下 BP）には下面にのみコンクリートの支圧力が考慮されている。しかしながら前述の研究では、ベースプレート上面のコンクリートの支圧力が影響する可能性を示しており、これらを含めた鉄骨－コンクリート間の応力伝達状況に基づく耐力評価法の構築が必要と考えられる。

また、舟橋らは前述した実験を対象に埋込み部コンクリートおよび鉄骨間の応力伝達抵抗の把握を目的とした三次元 FEM 解析を実施した⁵⁾。その結果、鉄骨およびベースプレートとコンクリートの間の付着による影響を考慮する必要があることを示した。しかしながら、これまでに柱脚破壊した試験体はなく柱脚破壊に基づく検討例がないことが課題となっている。

以上を背景として本研究では、CES 埋込み柱脚の柱脚耐力評価法の構築を目的として柱鉄骨の埋込み深さ比およびベースプレートの有無を変数とした CES 埋込み柱脚の静的載荷実験を実施した。第3章では、実験の概要を述べるとともに、第4章では、破壊性状、復元力特性および埋込部鋼材の応力状態の検討結果を示す。また、鉄骨－コンクリート間の応力伝達機構の解明を目的として第3章に示す実験で使用了試験体を対象に三次元 FEM 解析を実施した。解析結果から埋込み部のコンクリートおよび鉄骨間における応力伝達機構を構築し、CES 埋込み柱脚の耐力評価法を提案する。併せて提案した耐力評価法の検討結果を示す。

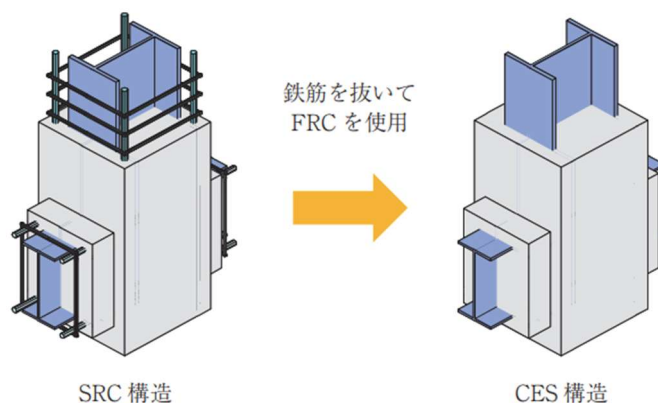


図 1.1.1 SRC 構造と CES 構造

第 2 章

既往研究

2.1 埋込み柱脚に関する研究

2.1.1 鉄骨鉄筋コンクリート柱脚部の力学的性状に関する実験的研究（その1）⁶⁾

増田らは、それまで SRC 造構造の柱脚に関する研究はほとんどされていなかったため、軸力・曲げモーメント・せん断力を受ける柱脚の力学性状の把握を目的とし、外力の作用条件、鋼柱脚の断面形状等を変数とした構造実験を実施した。その結果、破壊状況は全般的に曲げ引張ひびわれが大きくなり、引張側鋼材が降伏し、圧縮側コンクリートの圧壊が見られた。また鉄筋比の影響、アンカーボルトの強度、ハンチ勾配および補強筋の定着長さが終局時の変形性能および耐力に与える影響は極めて大きいことが確認された。

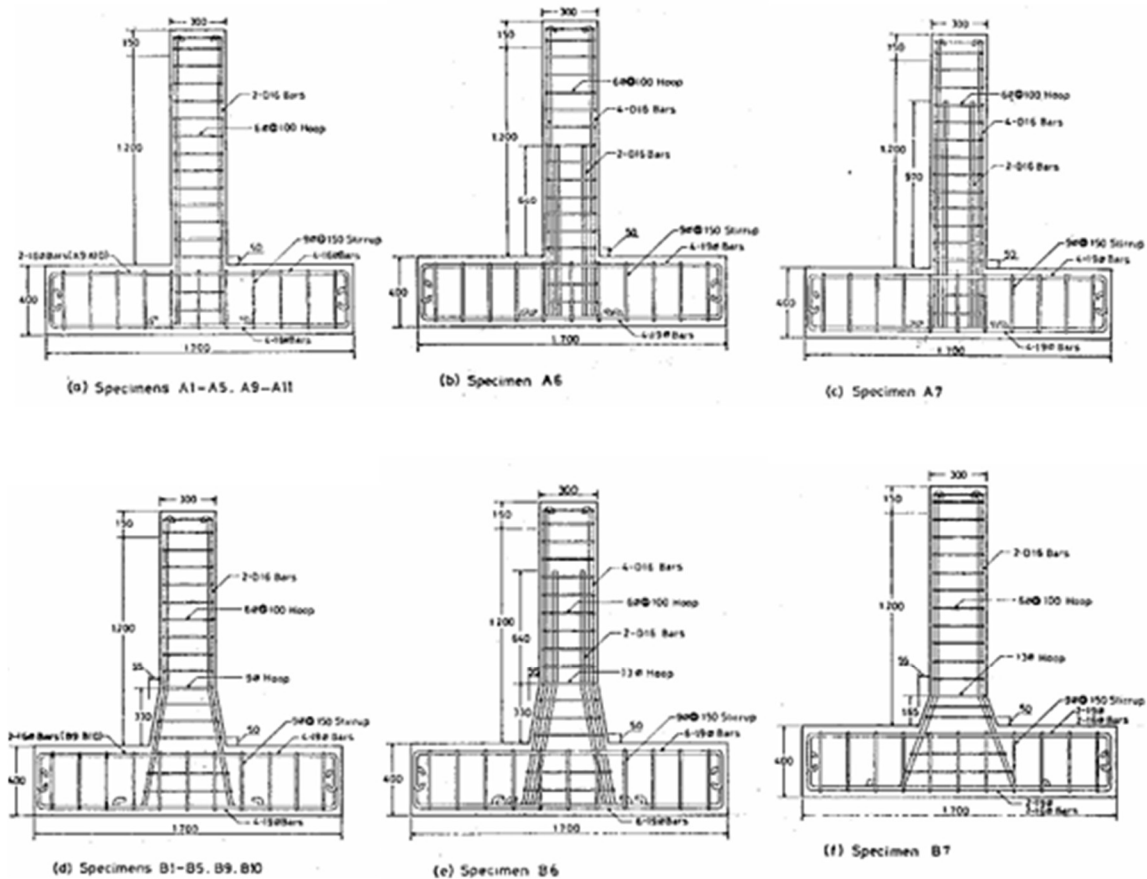


図 2.1.1 配筋状況

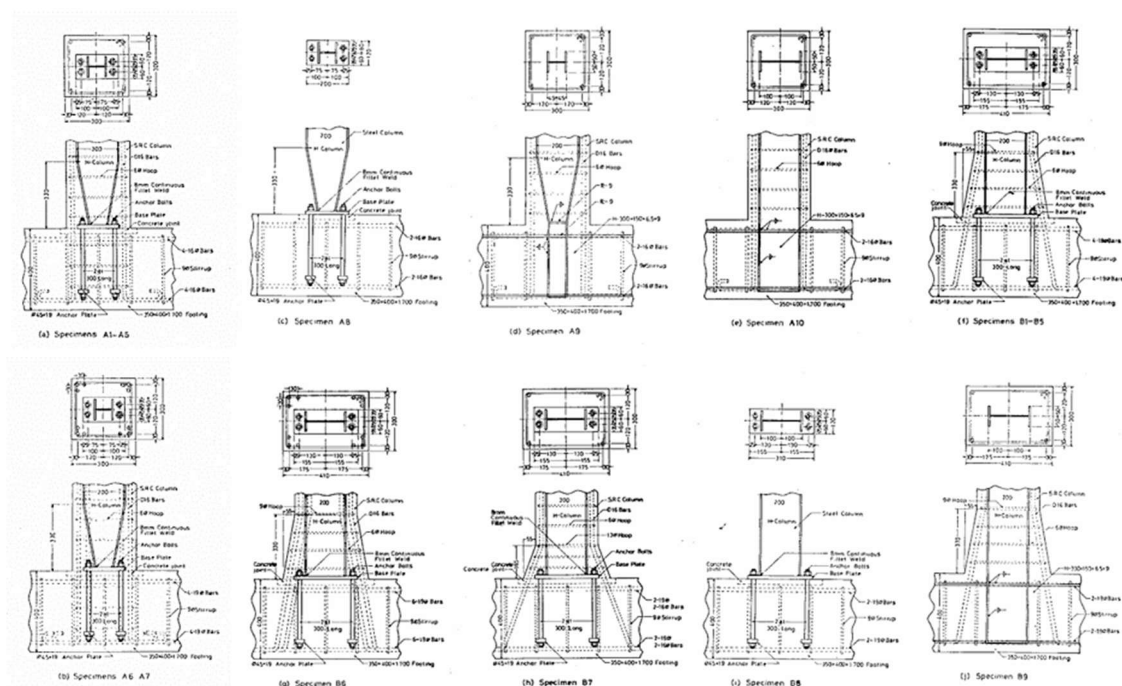


図 2.1.2 柱脚接合部の形状

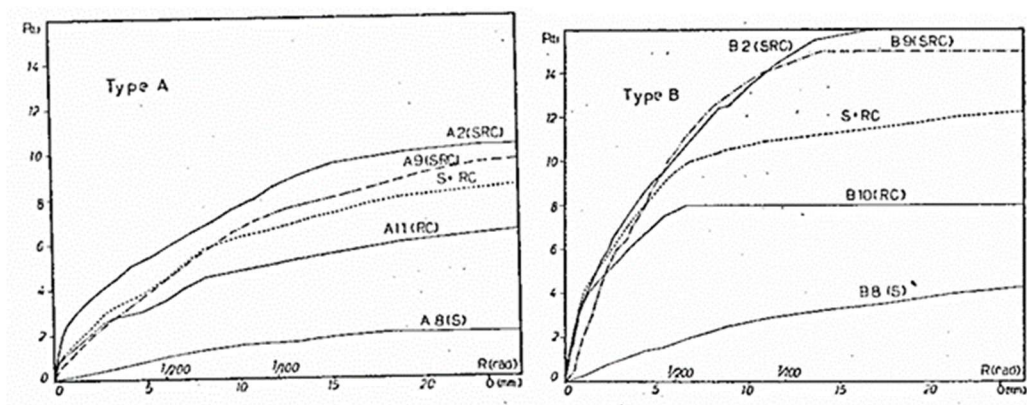


図 2.1.3 累積強度における荷重とたわみの関係

2.1.2 鉄骨鉄筋コンクリート柱脚部の力学性状に関する実験的研究（その2）⁷⁾

増田，平坂らは，前節において軸力・曲げモーメント・せん断力を受ける SRC 造柱脚の構造性能を明らかにした。しかしながら，SRC 構造は複雑な構造体であるため柱から柱脚部にかけての応力伝達経路検討には課題が残った。そこで鉄骨柱脚部分お鉄筋コンクリート部分の応力分担割合を把握することを目的として最も単純な外力の作用条件である曲げモーメントが作用する SRC 柱脚を対象に構造実験を実施した。実験変数には BP の厚さ，アンカーボルト（以下，AB）の形状寸法と配置，鉄筋量を選択した。結果として，初ひび割れは各試験体とも両載荷点の引張側コンクリートに発生しており，破壊状況については，両載荷点の曲げひび割れが拡張した後，両載荷点近傍の引張側鋼材が降伏し，圧縮側コンクリートに局所的な圧壊を生じて破壊する。また，終局耐力については，BP の厚さが適切に確保され，AB の曲げ抵抗力が鉄骨柱の曲げ抵抗性に近くなるほど実験値が計算値を上回る傾向が確認された。

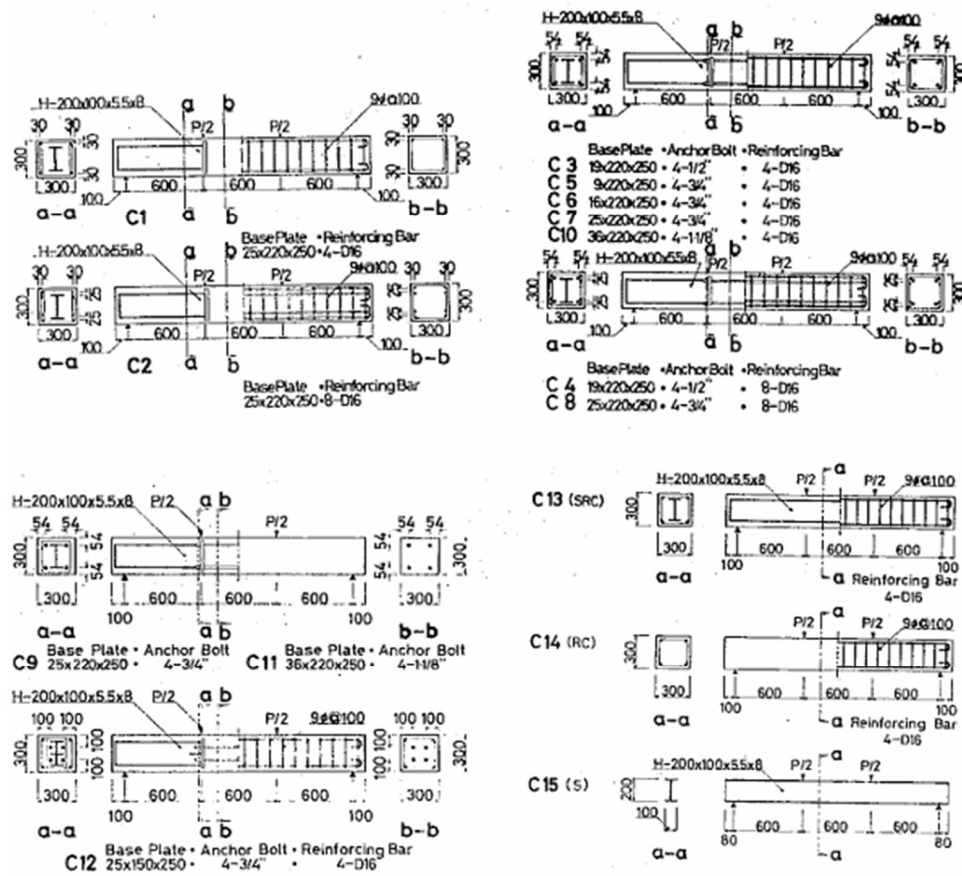


図 2.1.4 試験体形状

表 2.1.1 試験体概要

Specimen		Column		Base plate	Anchor bolts		Reinforcement				Section modulus ratio	
Number	Structure	Size of concrete section (mm)	Size of WF section (mm)	Thickness × width × length (mm)	Gross no. and diameter (inch)	Ratio of area of one side anchor bolts to concrete (%)	Longitudinal deformed bars		Hoop		Ratio of anchor bolts to WF-section (Z_s/Z_c)	Ratio of steel bars to WF-section (Z_s/Z_c)
							Gross no. and nominal size (mm)	Ratio of area of one side bars to area of concrete (%)	Diameter and pitch (mm)	Ratio of area of hoop to area of concrete (%)		
C1	SRC	300×300	H-200×100×5.5×8	25×220×250	—	—	4-D16	0.442	9φ@100	0.424	0	0.51
C2	SRC	300×300	H-200×100×5.5×8	25×220×250	—	—	8-D16	0.884	9φ@100	0.424	0	0.96
C3	SRC	300×300	H-200×100×5.5×8	19×220×250	4-1/2	0.282	4-D16	0.442	9φ@100	0.424	0.18	0.51
C4	SRC	300×300	H-200×100×5.5×8	19×220×250	4-1/2	0.282	8-D16	0.884	9φ@100	0.424	0.18	0.96
C5	SRC	300×300	H-200×100×5.5×8	9×220×250	4-3/4	0.638	4-D16	0.442	9φ@100	0.424	0.45	0.51
C6	SRC	300×300	H-200×100×5.5×8	16×220×250	4-3/4	0.638	4-D16	0.442	9φ@100	0.424	0.45	0.51
C7	SRC	300×300	H-200×100×5.5×8	25×220×250	4-3/4	0.638	4-D16	0.442	9φ@100	0.424	0.45	0.51
C8	SRC	300×300	H-200×100×5.5×8	25×220×250	4-3/4	0.638	8-D16	0.884	9φ@100	0.424	0.45	0.96
C9	SC	300×300	H-200×100×5.5×8	25×220×250	4-3/4	0.638	—	—	—	—	0.45	—
C10	SRC	300×300	H-200×100×5.5×8	36×220×250	4-1-1/8	1.427	4-D16	0.442	9φ@100	0.424	1.02	0.51
C11	SC	300×300	H-200×100×5.5×8	36×220×250	4-1-1/8	1.427	—	—	—	—	1.02	—
C12	SRC	300×300	H-200×100×5.5×8	25×150×250	4-3/4	0.638	4-D16	0.442	9φ@100	0.424	0.23	0.51
C13	SRC	300×300	H-200×100×5.5×8	—	—	—	4-D16	0.442	9φ@100	0.424	—	0.51
C14	RC	300×300	—	—	—	—	4-D16	0.442	9φ@100	0.424	—	0.51
C15	S	—	H-200×100×5.5×8	—	—	—	—	—	—	—	—	—

2.1.3 S 造と SRC 造の建物の柱脚の実験的研究（その2）⁸⁾

武田・高橋らは、柱の応力を支圧力として基礎梁に伝達する埋込み型の中柱柱脚を対象に柱の埋込み長さおよび直交方向梁の有無を変数とした模型実験を行った。その結果、埋込み型柱脚でも固定度は計算値より多少低く基礎梁にひび割れが発生するとさらに低下すること、埋込み長さを柱せいのおよそ2倍にすれば挙動が安定した柱脚になることが認められた。また、直交梁は柱脚の性状を向上させることが確認された。実験から応力伝達機構、破壊形式および支圧強度の検討も実施された。

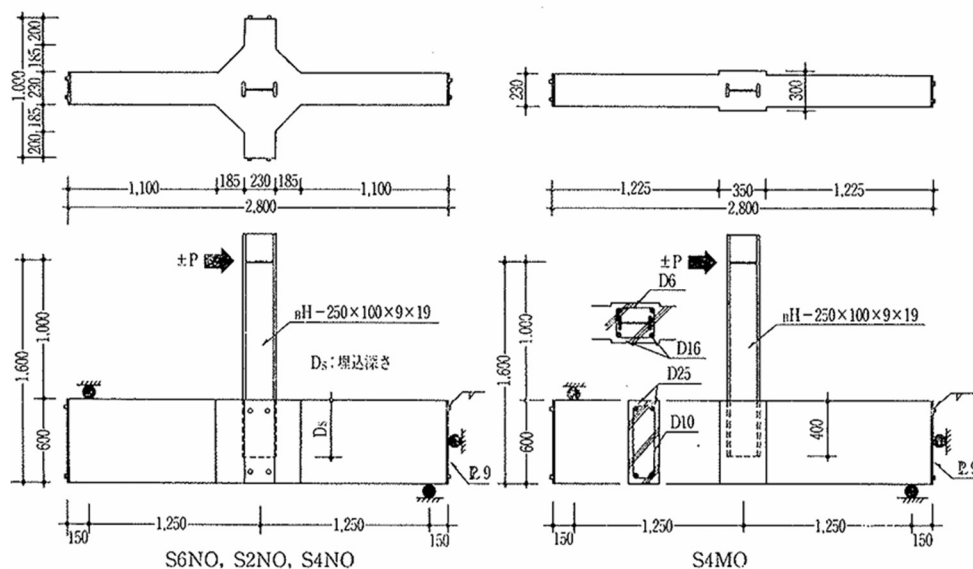


図 2.1.5 試験体形状

表 2.1.2 試験体概要

項目 試験体名	柱		柱 脚 (埋込み部)			基礎ばり (直交ばりとも)			備 考
	軸力	鉄骨断面	埋込み深さ	主筋	フープ	RC断面	主 筋	スタラップ ²⁾	
S6NO	なし	H-250× 100×9×19	60cm	4-D16	2-D6@70 P _w = 0.30%	23×60cm	上端 2-D25 下端 2-D25	2-D10@100 P _w = 0.62%	直交方向基礎ばりあり 交叉部に水平ハンチあり
S4MO	同上	同上	40	同上	同上 但し、TOP筋 2-D13	同上	同上	同上	直交方向基礎ばりなし 水平ハンチなし
S2NO	同上	同上	25	同上	2-D6@70 P _w = 0.30%	同上	同上	同上	直交方向基礎ばりあり 交叉部に水平ハンチあり
S4NO	同上	同上	40	同上	同上	同上	同上	同上	同上

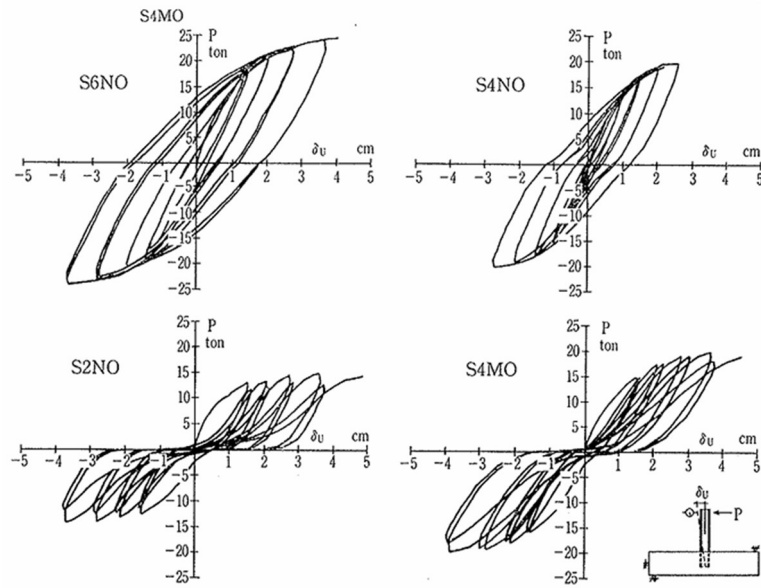


図 2.1.6 荷重変形曲線

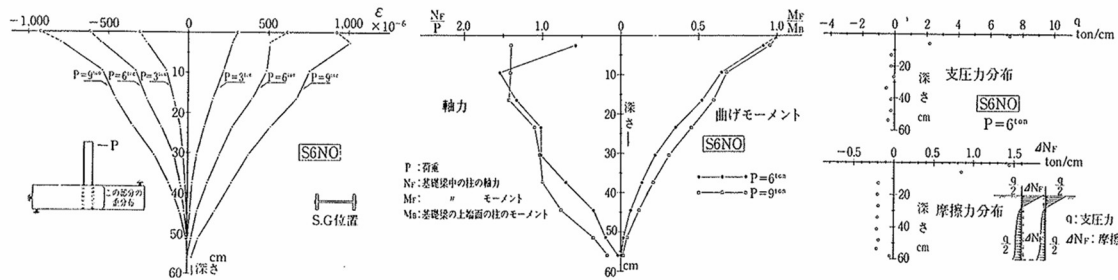


図 2.1.7 基礎梁内のひずみと応力分布

図 2.1.8 柱脚部摩擦力和支圧力

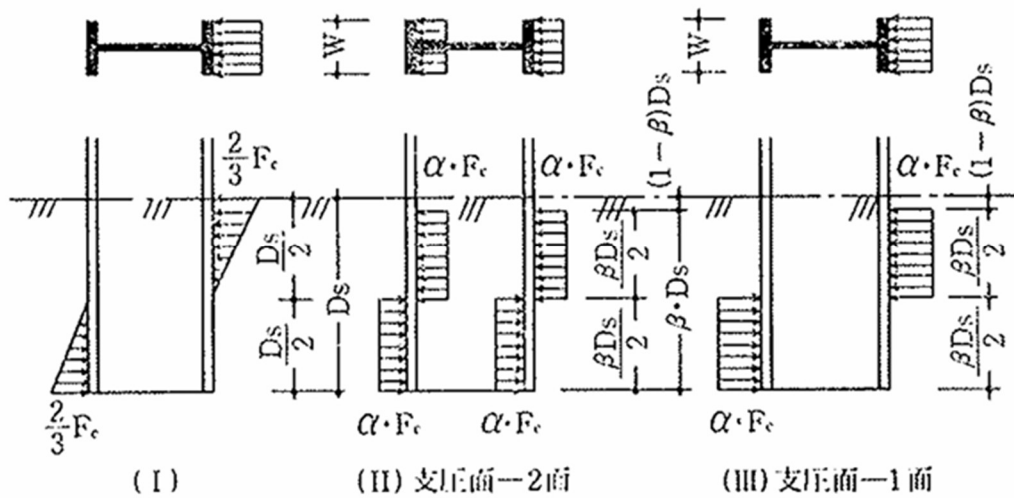


図 2.1.9 支圧力分布の仮定

2.1.4 鋼構造埋込形式柱脚の強度と変形⁹⁾

前節までの研究例の蓄積により埋込み形式柱脚の曲げ応力伝達は主にコンクリートおよび鋼柱の間の支圧力によることが明らかとなった。秋山・黒沢・和国・西村らはそれまで検討されてこなかった外柱を含めた埋込み形式柱脚の基本型を設定し、一連の実験結果に基づき耐力の評価式を導くと共に、耐力と変形特性との対応関係について検討した。結果として柱脚の曲げモーメントに関する降伏耐力は鋼柱の全塑性モーメント、鋼柱埋込部のせん断降伏により決まる耐力、コンクリートの圧壊により決まる耐力、基礎梁端部のせん断破壊により決まる耐上端主筋降伏により決まる耐力のいずれかによって決定する。また、引張軸力の基礎への伝達はベースプレートを突出させることおよび埋込深さを確保することによって可能となることを示した。

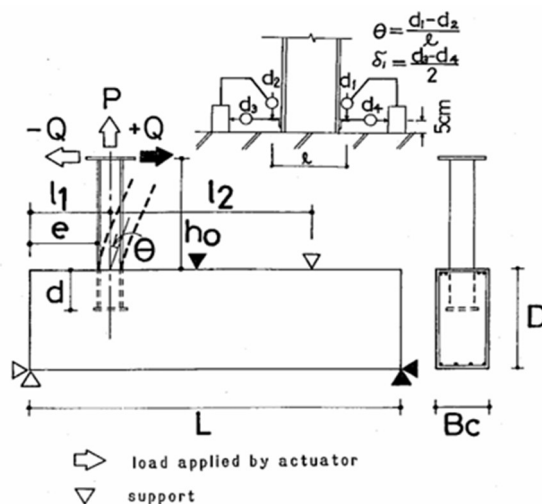


図 2.1.10 試験体の基本形

表 2.1.3 試験体概要

code of specimen	B _c cm	D cm	L cm	l ₁ cm	l ₂ cm	reinforcing bars	steel columns	d cm	h _o cm	e cm
ES-A	41.0	80.0	275	240 (35)	-55 (145)	upperchord 4-D19	H-200 x200x8x12	24	93	25
ES-B				215 (60)	-55 (145)					50
ES-C				125 (150)	125 (55)					115
ED-A				240 (35)	-55 (145)	44		25		
ED-B				215 (60)	-55 (145)			50		
ED-C				125 (150)	125 (55)			115		
UD	50.0	80.0	300	150 (150)	125 (125)	upperchord 6-D22	H-250 x250x9x14	55		137.5
US						stirrup D13 @ 200		30		137.5

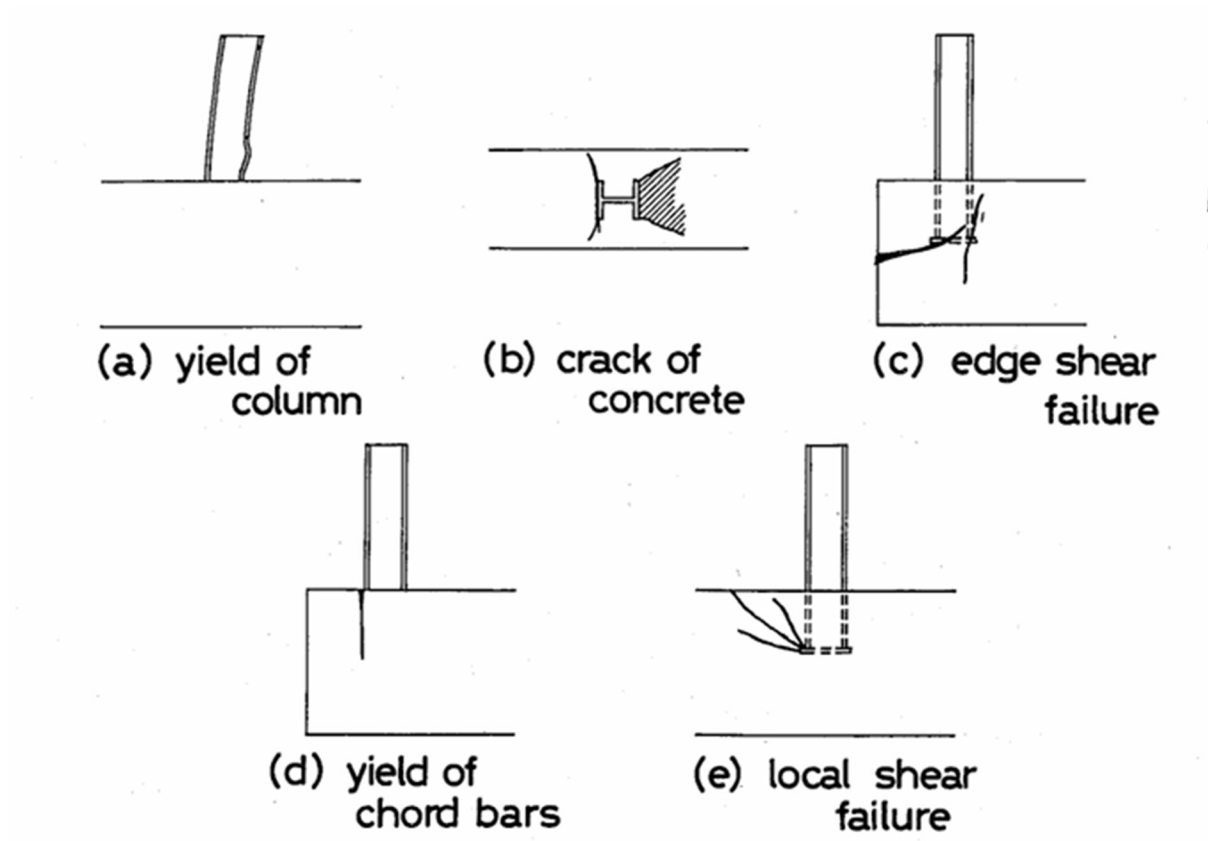


図 2.1.11 破壊モード

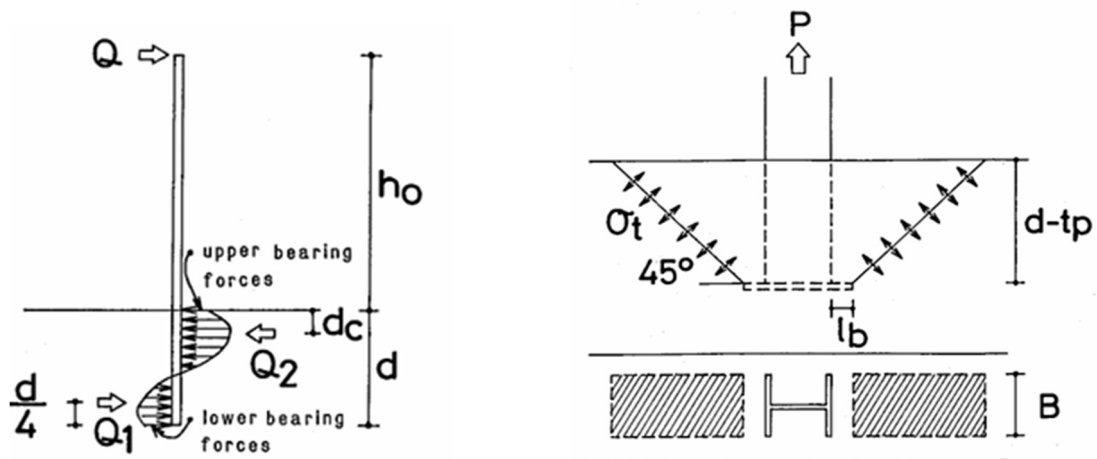


図 2.1.12 埋込み部支圧力 図 2.1.13 引張軸力によるコンクリートの引張力

2.1.5 埋込み形式柱脚の最大耐力に関する実験的研究¹⁰⁾

森田・加藤・田中・藤田らは柱脚部に取り合う軸組筋交いの有無，柱の埋込み深さ，鉄骨フランジから全面コンクリートまでのかぶり厚さを変数とした実験を実施し，埋込み部鉄骨から基礎コンクリートへの応力伝達および全面コンクリートへの応力伝達機構および前面コンクリートのパンチングシア破壊の破壊条件について考察した。結果として，埋込み深さの深い試験体の実験結果に基づき埋込み部鉄骨フランジと基礎コンクリートとの支圧抵抗，支圧応力状態にある鉄骨フランジと基礎コンクリートとの摩擦抵抗，および，埋込み部鉄骨フランジに溶接されたスタッドコネクタのせん断抵抗を考慮することにより，埋込み部における鉄骨部分から基礎コンクリートへの応力伝達が説明できることを示した。

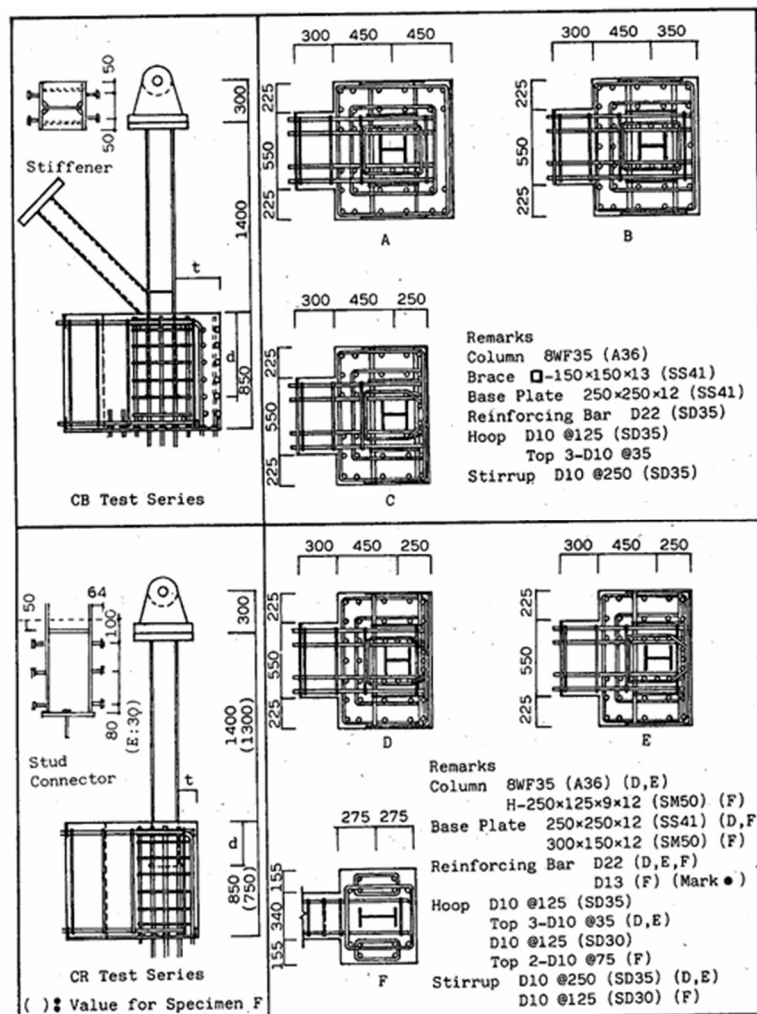


図 2.1.14 試験体概要

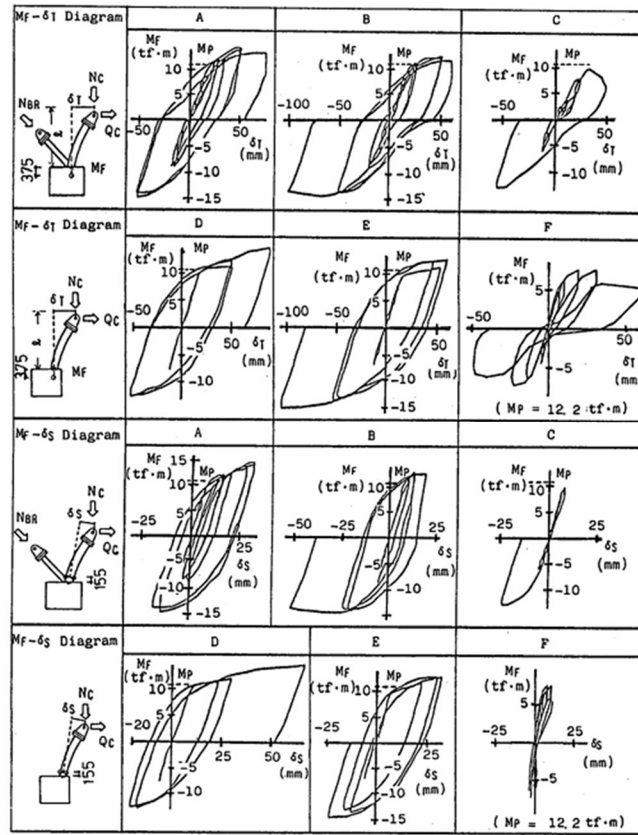


図 2.1.15

表 2.1.4 解析結果

	A	B	C	D	E	F
Maximum M_f (tm)	14.49	13.10	9.89	12.24	13.04	7.71
Strength Q_c (t)	7.00	6.71	5.43	5.84	6.01	4.50
(p.l.) Q_8 (t)	52.60	50.10	52.70	—	—	—
Bearing Stress State						
γ_u	0.61	0.88	1.10	0.29	0.45	0.85
Maximum M_f (tm)	-14.86	-14.57	-13.08	-12.64	-15.21	-7.63
Strength Q_c (t)	-12.00	-13.60	-10.86	-10.35	-14.00	-5.20
(n.l.) Q_8 (t)	-53.03	-53.10	-53.17	—	—	—
Bearing Stress State						
γ_L	0.20	0.34	0.36	0.20	0.47	0.73

2.1.6 埋込みの浅い鋼構造柱脚の力学的特性に関する実験的研究¹¹⁾

甲津・金多・藤井・木田らは、火力発電所などの大規模鉄骨構造物柱脚を対象として、埋込み深さを柱の断面せいの 0.6 倍程度としたシングル BP 露出形式の柱脚に BP 上部の被覆鉄筋コンクリート部分で補強した柱脚部を対象とし、繰り返し曲げおよびせん断力を作用させる構造実験を実施した。その結果、埋込み深さを柱せいの約 0.6 倍程度としても、柱型配筋や床補強配筋などについて、試験体の鉄筋量以上であれば被覆鉄筋コンクリート部分の耐力寄与が期待できると示した。

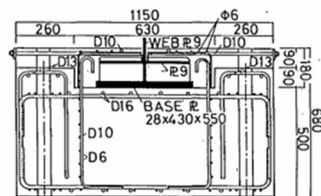


Fig. 4(a) Transverse section of A-Type specimen (A-A section of Fig. 2(a)) (unit mm)

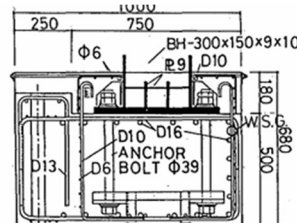


Fig. 4(b) Longitudinal section of A-Type specimen (B-B section of Fig. 2(a)) (unit mm)

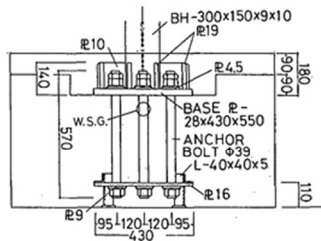


Fig. 4(c) Detail of anchorage of A and B-Type specimens (unit mm)

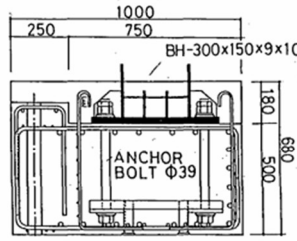


Fig. 4(d) Longitudinal section of B-Type specimen (unit mm)

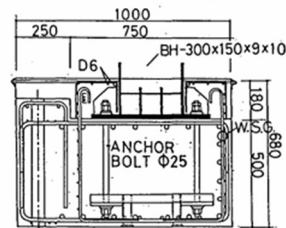


Fig. 5(a) Longitudinal section of C-Type specimen (unit mm)

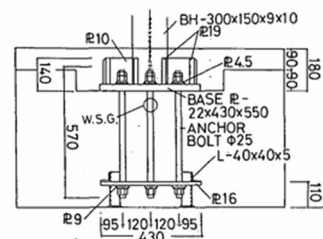


Fig. 5(b) Detail of anchorage of C-Type specimen (unit mm)

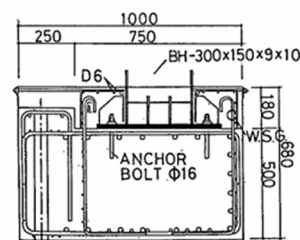


Fig. 6(a) Longitudinal section of D-Type specimen (unit mm)

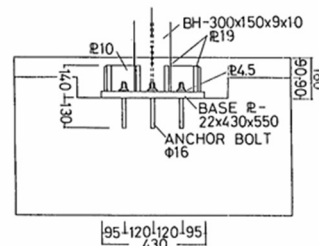


Fig. 6(b) Detail of anchorage of D-Type specimen (unit mm)

図 2.1.16 試験体形状

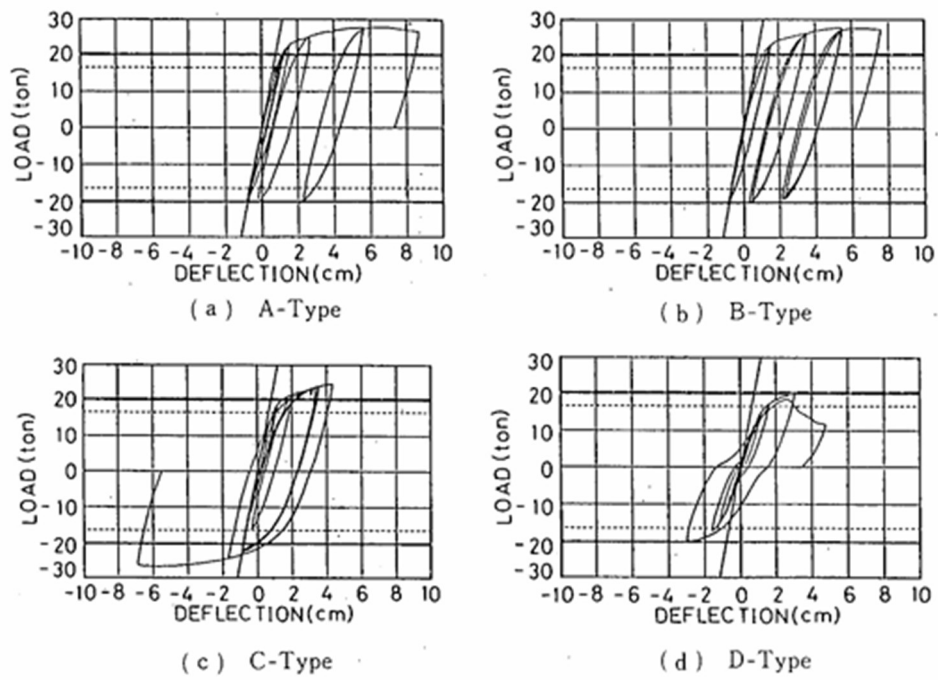


図 2.1.17 荷重－変形関係

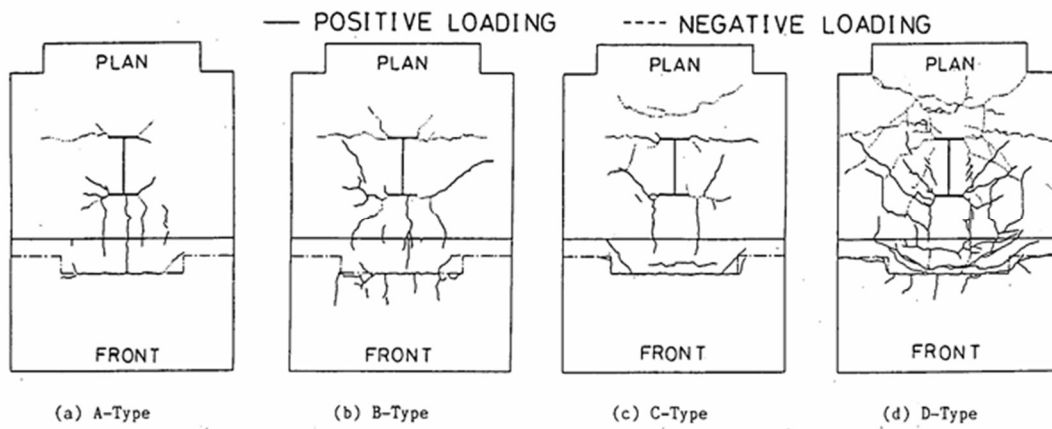


図 2.1.18 損傷状況

2.1.7 埋込み形鉄骨柱脚の応力伝達に関する基礎的研究¹²⁾

辻岡・井上・今井・平山らは、鉄骨柱か基礎梁コンクリートへの応力伝達機構を評価するために局所応力としてコンクリートの支圧強度および摩擦耐力の把握を目的とした実験および解析を実施した。その結果、加圧版が合板の場合、支圧強度は解析値の1.16～0.83倍であり、角形鋼管の場合、見かけの支圧強度は減少するが、有効支圧幅を考えれば十分評価できることを示した。

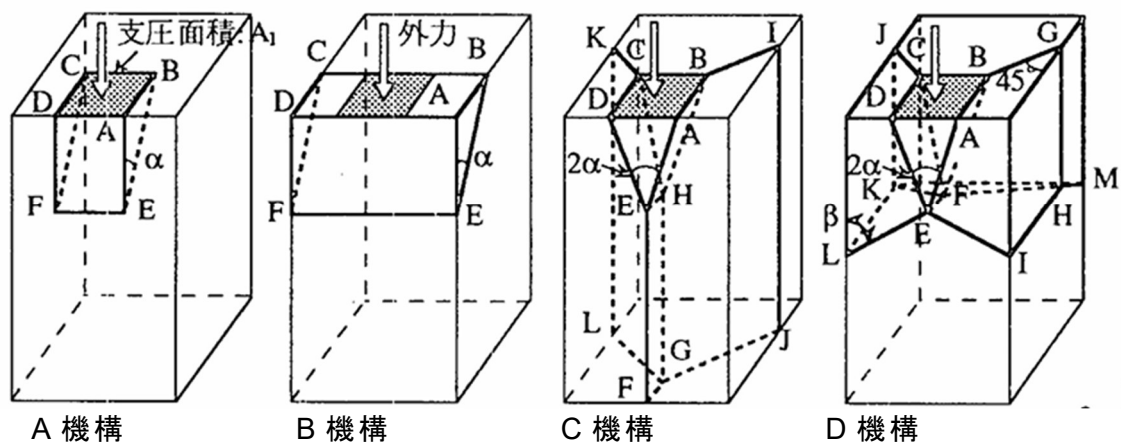


図 2.1.19 破壊機構

表 2.1.5 試験体概要

試験体	2a×2c (cm)	P _{max} (ton)	F _B (kg/cm ²)	F _B /F _c				
				実験値	機構 A	機構 B	機構C1	機構C2
R10	10×10	39.6	395	1.91	1.83	3.00	6.03	5.07
R15	15×10	44.7	298	1.44	1.58	2.00	4.21	3.85
R20	20×10	50.0	250	1.21	1.45	1.50	3.25	3.17
R27	27×10	71.9	267	1.29	1.34	1.11	2.47	2.42
B15	15×10	28.9	192 (526)	0.93 (2.54)	1.58 (3.54)	2.00 (4.45)	4.21 (9.01)	3.85 (2.75)
B20	20×10	33.1	166 (473)	0.80 (2.29)	1.45 (3.07)	1.50 (3.86)	3.25 (8.47)	3.17 (2.74)

※ 2b×2b'×h = 30×37.5×75、Bシリーズの加圧板は□-150×6, □-200×8

Stress Transfer of Embedded RHS Column-Footing Connections

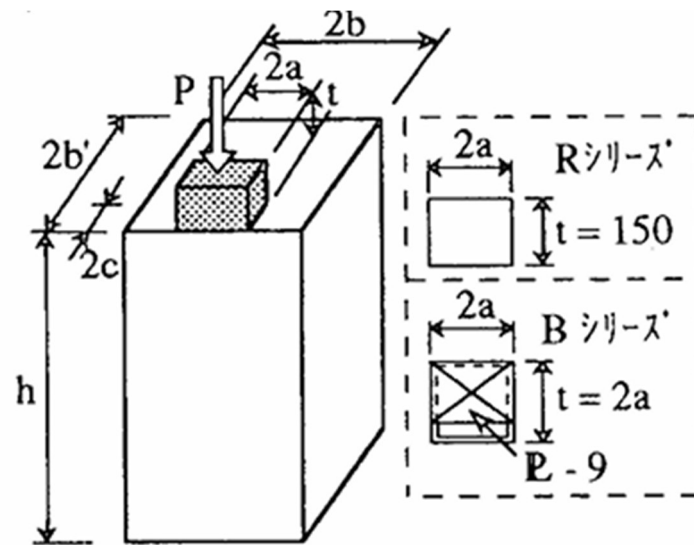


図 2.1.20 試験体形状および加力方法

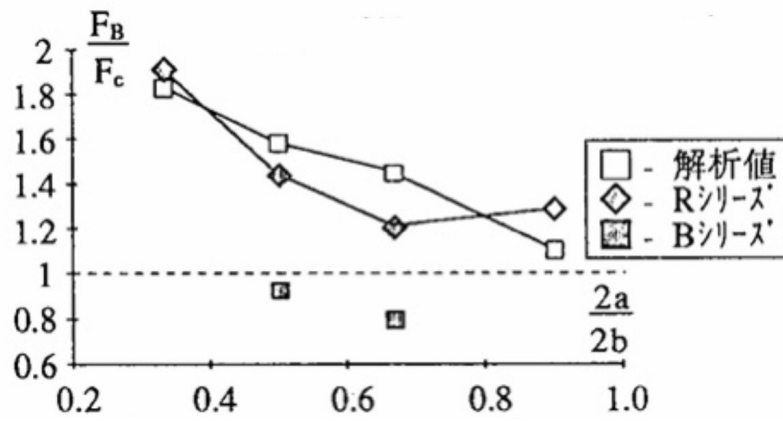


図 2.1.21 F_B/F_c と $2a/2b$ の関係

2.1.8 埋込み柱脚基礎梁接合部の応力伝達機構に関する研究（その1）¹³⁾

富谷・田中・浅田・山本らは、中柱柱脚を対象に埋込み柱脚基礎梁接合部の弾塑性挙動および破壊性状の把握を目的とした構造実験を実施した。その結果、埋込み深さが深くなるに従い、最大荷重は大きくなることが認められた。埋込み深さが柱せいの2.3倍以上になると支圧耐力が柱の全塑性曲げ耐力を上回る傾向が確認された。

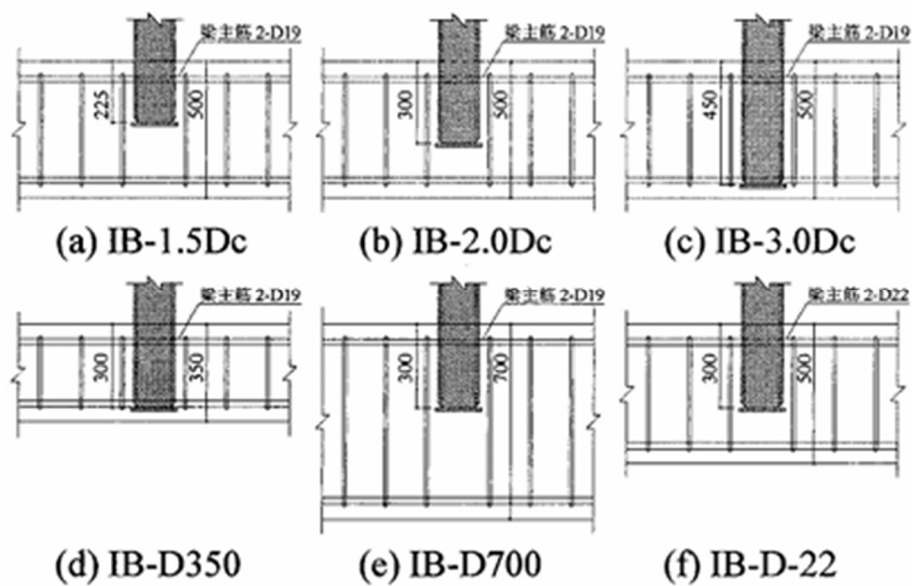


図 2.1.22 試験体形状
表 2.1.6 試験体一覧

試験体名	埋め込み長さ $d(\text{mm})$	梁せい $D(\text{mm})$	梁主筋径
IB-1.5Dc	225	500	2-D19
IB-2.0Dc	300		
IB-3.0Dc	450		
IB-D350	300	350	2-D22
IB-D700		700	
IB-D-22		500	

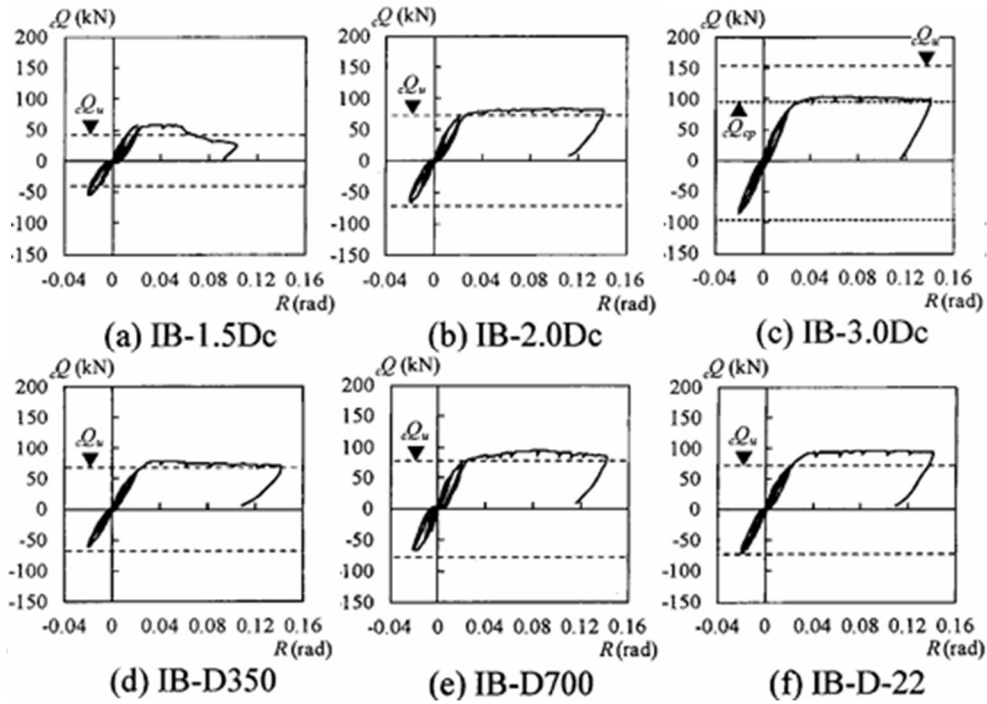


図 2.1.22 荷重－変形関係

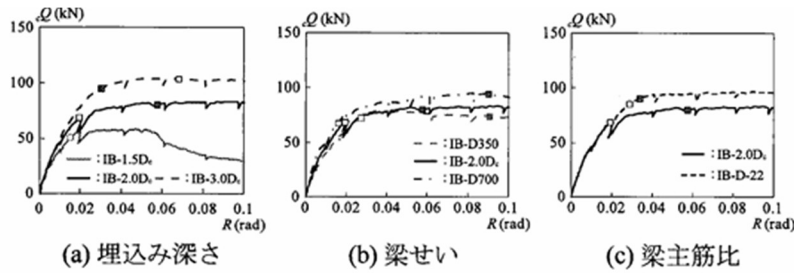


図 6 包絡線の比較

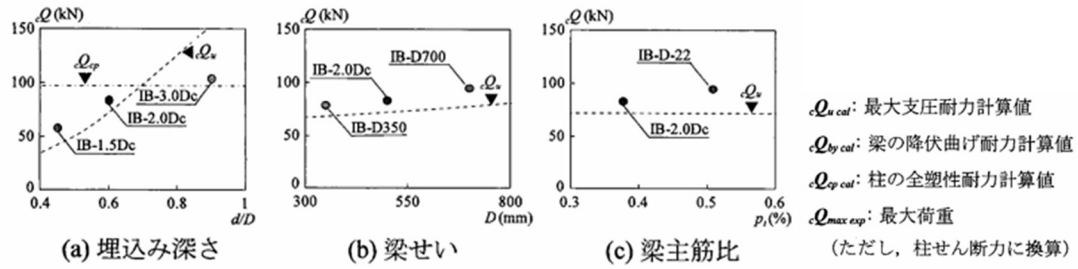


図 2.1.23 最大荷重との比較

2.1.9 埋込み柱脚基礎梁接合部の応力伝達機構に関する研究（その5）¹⁴⁾

前田・田中・浅田・平野らは、外柱埋込み形柱脚を対象に埋込み深さ、帯筋による補強の有無および帯筋比を実験変数とした静的載荷実験を実施した。その結果、柱からの支圧力に対して、無補強の試験体ではほとんどコンクリートだけが抵抗しているのに対し、帯筋補強を施した試験体では、縦ひび割れ発生後に帯筋が抵抗しており、帯筋の補強効果が認められた。また、柱にかかるせん断力はそのほとんどが柱脚接合部の梁主筋および帯筋によって基礎に伝達されていることが確認された。

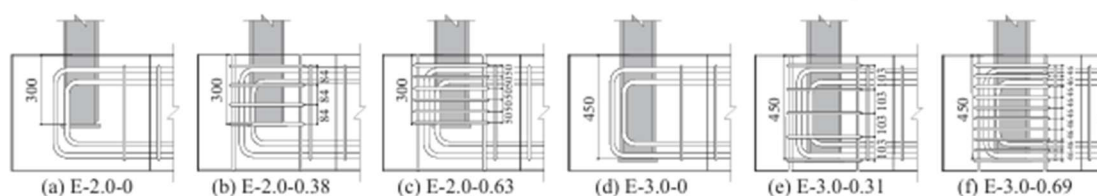


図 2.1.24 柱脚形状

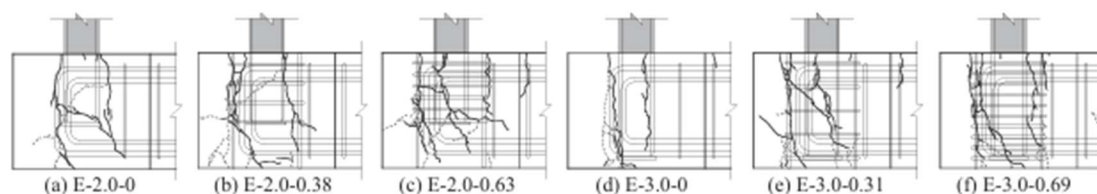


図 2.1.25 ひび割れ状況

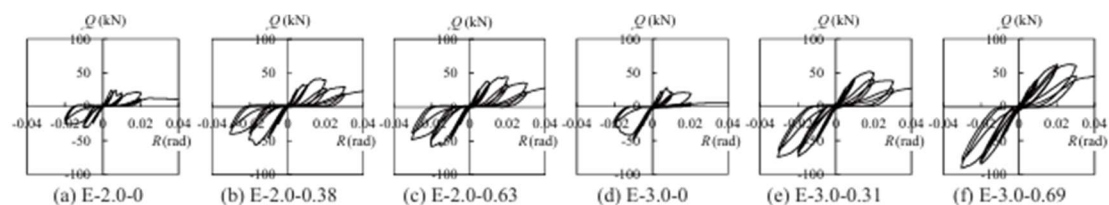


図 2.1.26 せん断力一層間変形関係

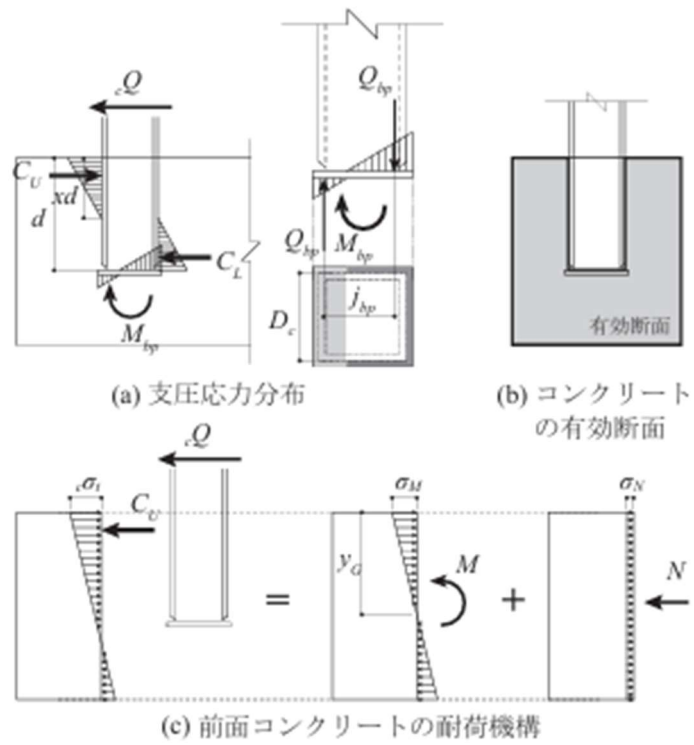


図 2.1.27 接合部の耐荷機構（無補強試験体）

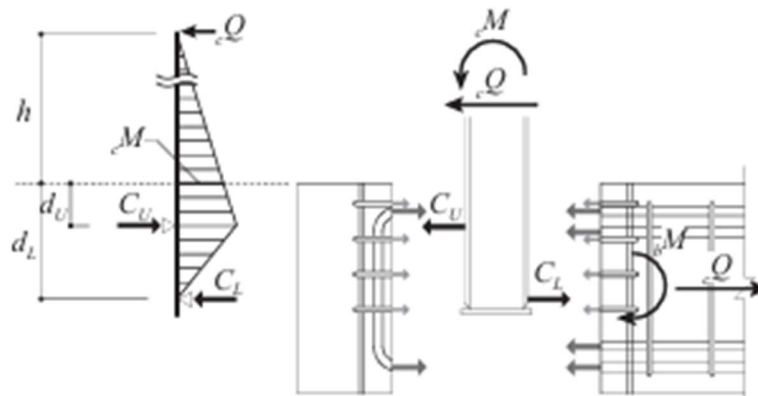


図 2.1.28 接合部の耐荷機構（帯筋で補強した試験体）

2.1.10 Embedded steel column bases: II. Design model proposal¹⁵⁾

J. Pertold, R.Y. Xiao, F. Wald ら、先行研究の埋め込み鋼柱脚の設計モデルの提案を目的として塑性応力分布解析を実施した。曲げモーメント、せん断、垂直抵抗のを考慮。提案モデルは、荷重力を伝達するために必要な埋め込み柱の長さを短縮します。また、せん断抵抗と垂直抵抗の計算方法も改善された。既存の実験結果と比較すると、設計モデルは安全で正確であることを示した。

2.1.11 Embedded column base connections subjected to seismic loads Strength model¹⁶⁾

D.A. Grilli a, A.M. Kanvindeb らは埋込み柱脚接合部の新たな強度特性評価方法を提案することを目的として先行研究の結果から柱脚部の応力伝達について検討した。その結果、接合部内の内部力伝達のメカニズムにはコンクリートに対する柱フランジの水平方向の支圧抵抗、パネルのせん断力、埋め込み部 BP 上下面の支圧抵抗作用することを示した。提案手法の計算値は実験で観測された試験体の耐力と良好な対応を示した。

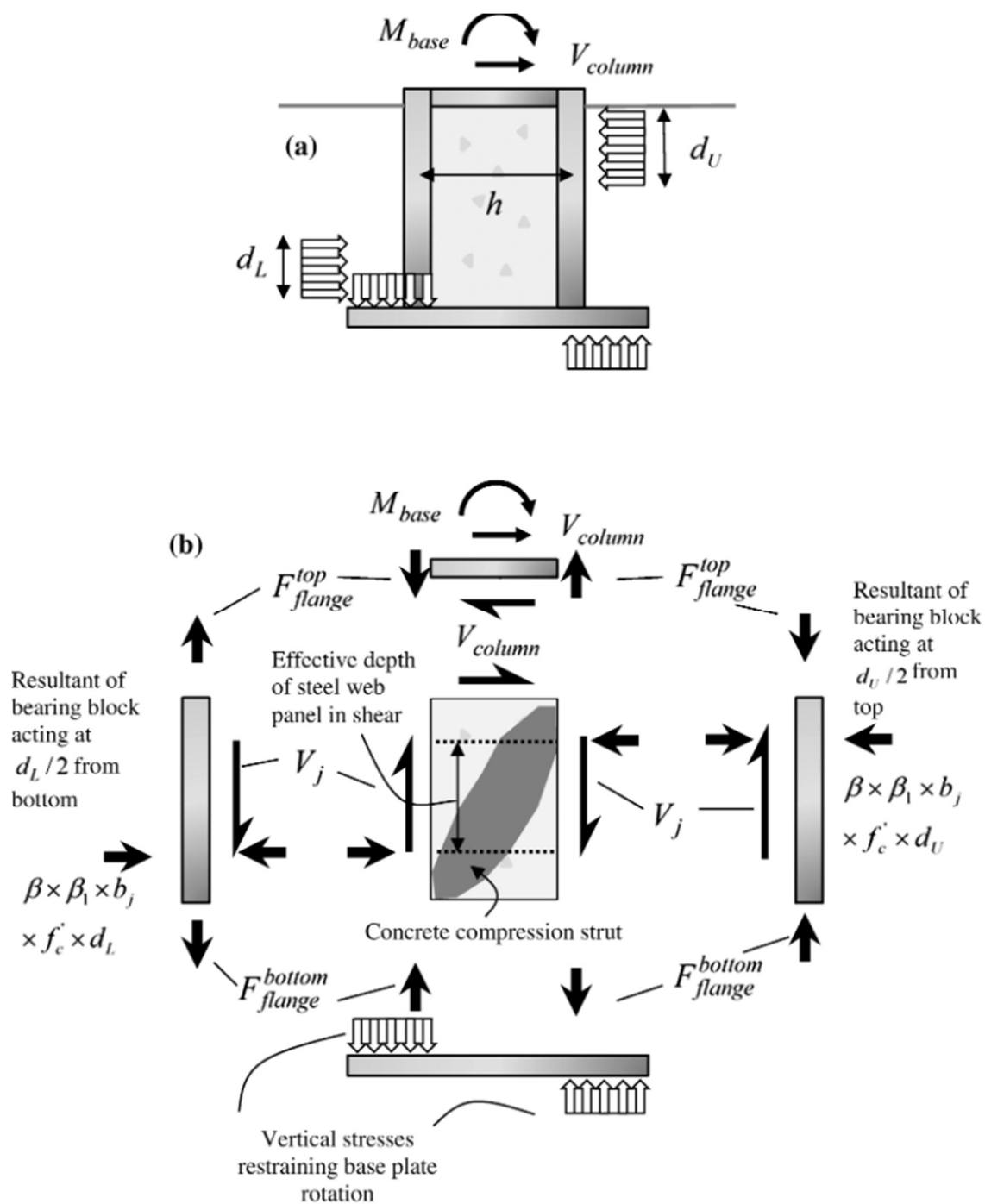


図 2.1.29 モーメント伝達の理想化(a)全体的な均衡(b)分解された抵抗機構

2.1.12 Tensile Behaviour of Tapered Embedded Column Bases¹⁷⁾

鋼構造の通常の露出柱脚には一般的にアンカーボルトが使用されている。アンカーボルトは、様々な力の影響を受ける可能性があり、その一つが引張力である。埋込み鉄骨は、引張力に抵抗するアンカーボルトの代わりに使用することができる。埋め込み鋼材は形状に応じて、付着抵抗、部材とのかみ合わせによる抵抗、摩擦抵抗の3つのメカニズムによって引張力に抵抗する。特に、埋め込まれたテーパード型の鉄骨は、摩擦抵抗によって引張力に抵抗する。M. Heristchian, M. Motamedi, P. Pourakbar, A. Fadavi らは、無筋コンクリートに埋め込まれたテーパード型の鉄骨の引張挙動を把握するため構造実験を実施した。実験変数は境界条件、コンクリートブロックのサイズ、テーパードの角度および摩擦係数を選択した。拘束境界条件は、テーパード型の試験体で最も一般的な破損タイプであるコンクリートブロックの割れを防ぎ、引張強度を2倍にすることが確認された。また、適切な拘束下では、埋め込まれたテーパード型の試験体は破損後の引張強度が上昇する可能性があることを示した。

2.2 CES 構造部材に関する研究

2.2.1 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¹⁸⁾

足立・倉本・川崎らは、鉄骨鉄筋国リーチ構造の施工の合理化を目的として、鉄筋を省略した鉄骨とコンクリートのみからなる合成構造の開発を念頭に置いて、繊維補強コンクリートを用いた CES 合成構造柱の曲げせん断加力実験を実施した。その結果、SRC 構造と同程度の優れた耐力・履歴性状が得られた。ひび割れや圧壊などの損傷は大変形時まで小さなレベルに押さえられ、修復性にも優れていることが確認できた。また、高靱性型セメント系材料を用いた CES 構造で見られた初期剛性の低下や、乾燥収縮といった弱点も骨材の投入により大幅に改善され、普通コンクリートー鋼合成柱構造と同程度以上の初期剛性が得られた。

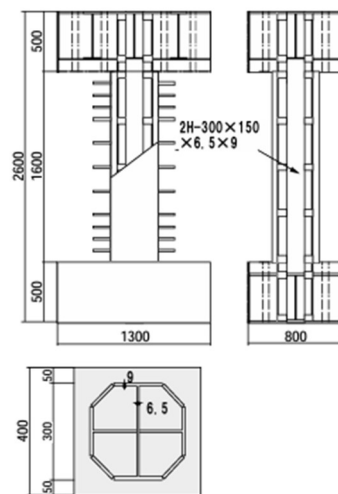


図 2.2.1 試験体形状

表 2.2.1 試験体概要

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

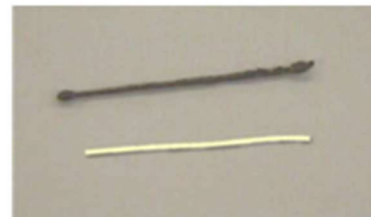


図 2.2.2 繊維形状

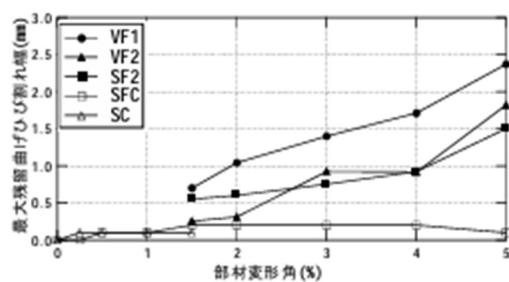
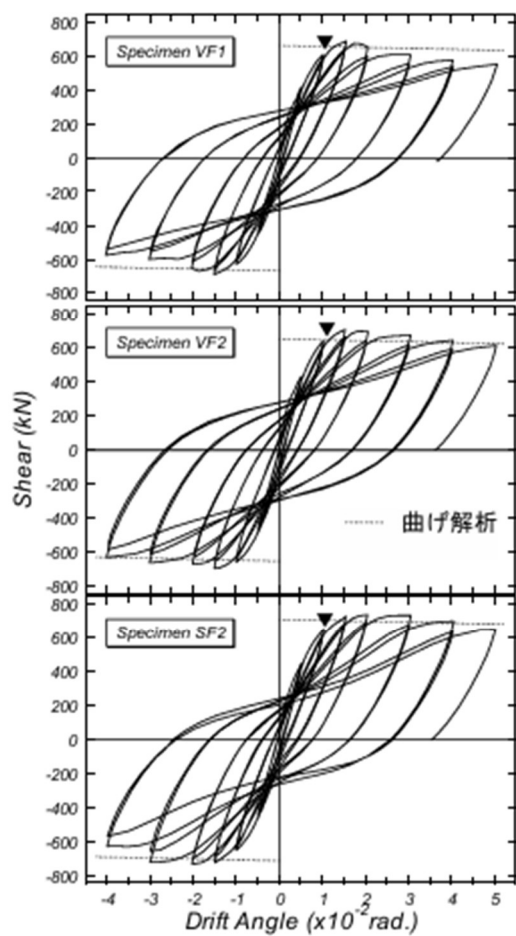


図-7 最大残留曲げせん断ひび割れ幅の推移

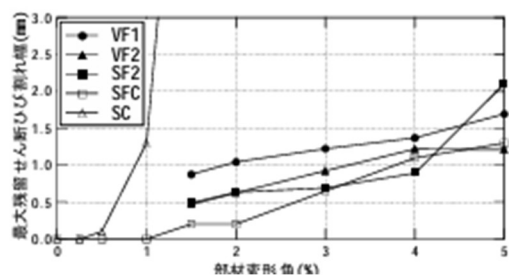


図 2.2.3 せん断力-変形角関係

図 2.2.4 最大残留ひび割れ幅の推移

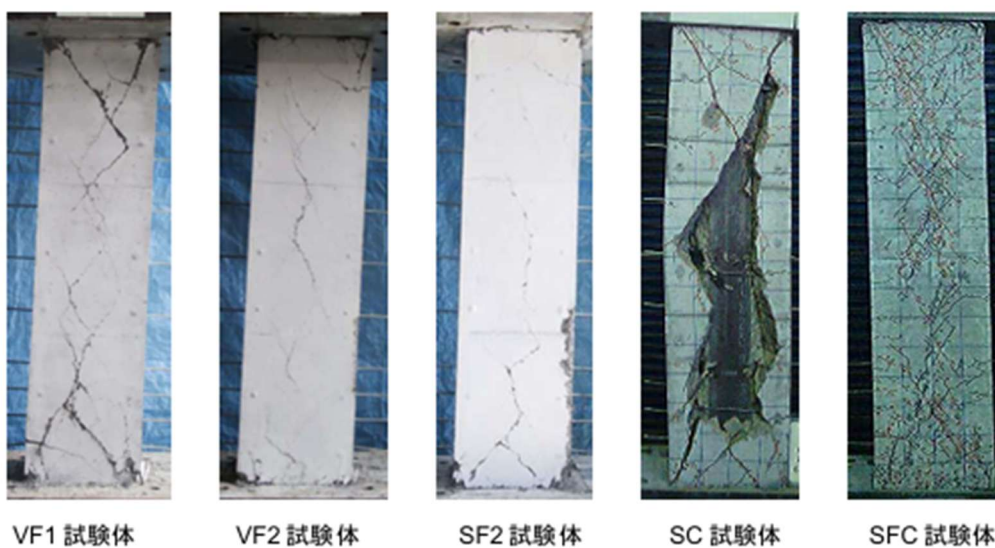


図 2.2.5 損傷状況

2.2.2 H 型鉄骨を内蔵した CES 柱の構造特性¹⁹⁾

田口・永田・松井・倉本らは、H 型鉄骨を内蔵した CES 柱のコンクリートの一体性が構造特性に及ぼす影響を明らかにすることを目的として、繊維補強コンクリートによる一体打ち CES 柱および外殻に PCa 繊維補強コンクリートパネルを用いた CES 柱の曲げせん断実験を実施した。その結果、両試験体とも安定した履歴特性を示すことが確認された。一方で、一体内 CES 柱は PCa-CES 柱に比べて初期剛性が増加する等、両試験体に差異があることも確認された。

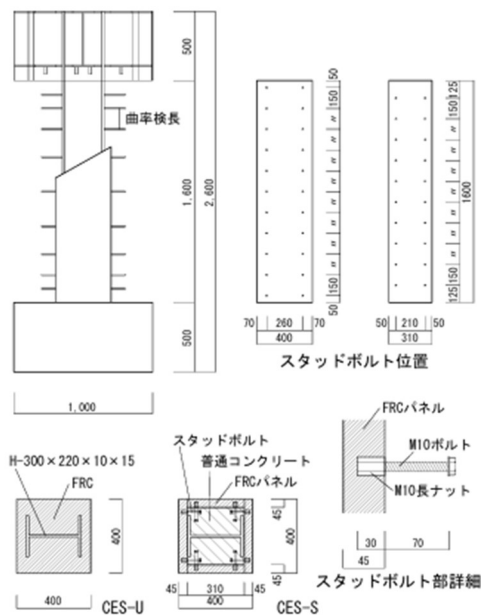


図 2.2.6 試験体形状

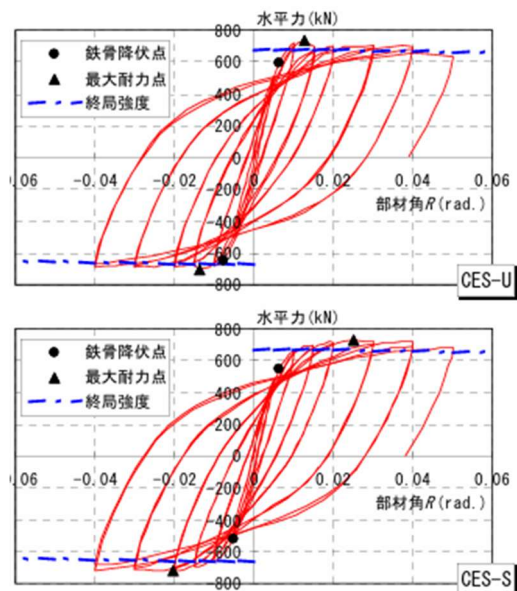


図 2.2.7 せん断力－変形角関係

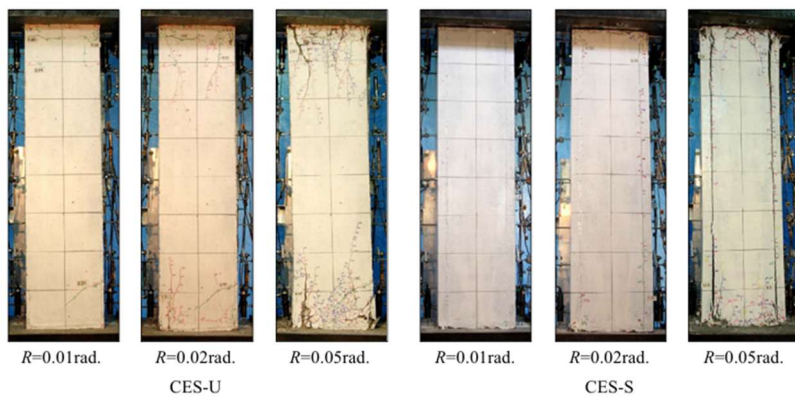


図 2.2.8 損傷状況

2.2.3 シアスパン比が異なる CES 柱の静的載荷実験 ²⁰⁾

松井・溝渕・藤本・倉本らは、鉄骨と繊維補強コンクリートのみで構成される CES 合成構造システムにおける柱部材の構造性能を把握することを目的として、シアスパン比が異なる 4 体の試験体を用いて静的載荷実験を実施した。その結果、終局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、終局せん断耐力は SRC 規準式、分割アーチ耐力式および簡略化耐力式のうち、簡略化耐力式を用いることによって評価可能であることを示した。

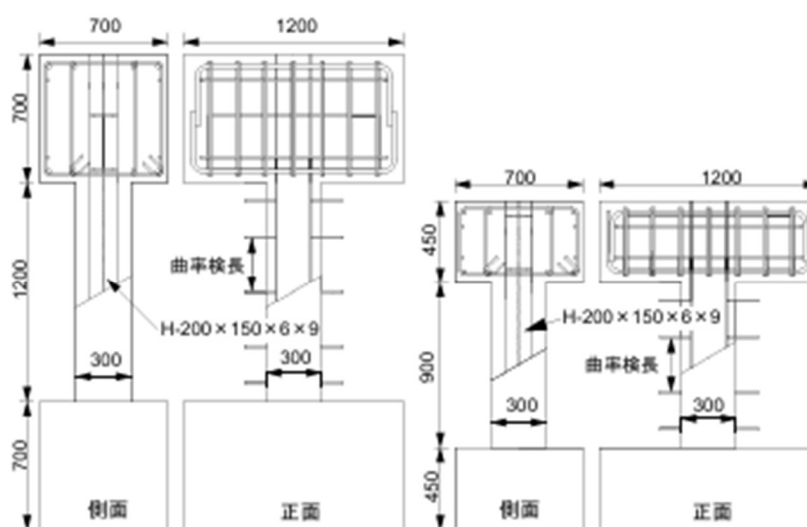


図 2.2.9 試験体形状

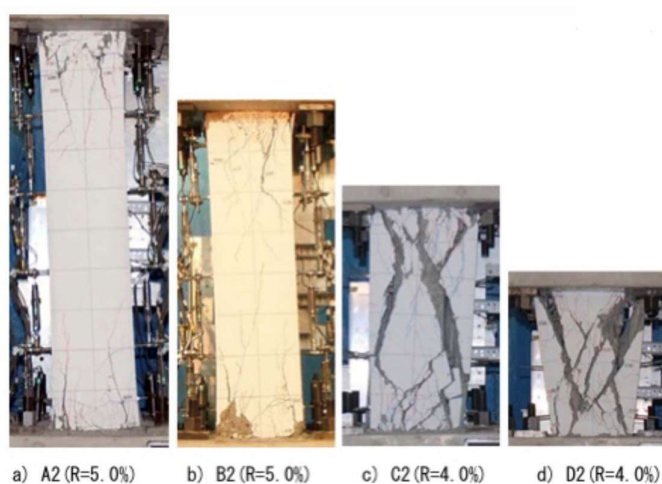


図 2.2.10 損傷状況

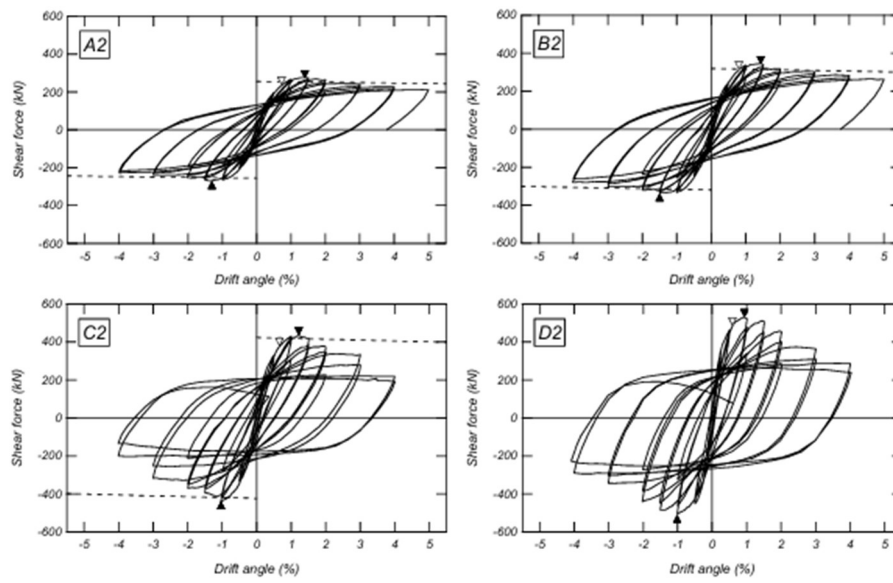


図 2.2.11 セン断力—変形角関係

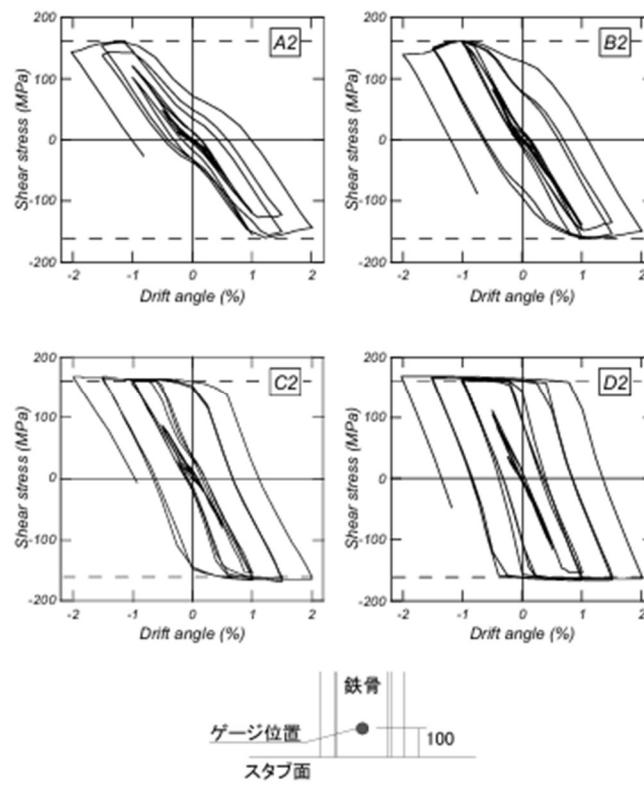


図 2.2.12 ウェブのせん断力

2.2.4 H 型鉄骨内蔵 CES 柱の構造実験と FEM 解析 ²⁰⁾

松井・溝渕・倉本らは、CES 合成構造システムにおける H 形鋼を用いた柱部材の構造性能を把握することを目的として、軸力比、シアスパン比および鉄骨比の異なる試験体に対し、静的載荷実験を実施した。また、実験で用いた CES 柱を対象にして三次元非線形 FEM 解析を行った。その結果、シアスパン比が 2.5 および 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。またシアスパン比が 1.5 および 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概ね評価可能である。FEM 解析の結果に基づいて、各試験体ともに柱頭・柱脚のモーメントによる圧縮力に対して、斜めに圧縮ストラットが形成されていることが確認できた。また、鉄骨に囲まれた狭い領域においては鉄骨フランジの拘束効果などにより高いせん断応力が生じていることが確認できた。

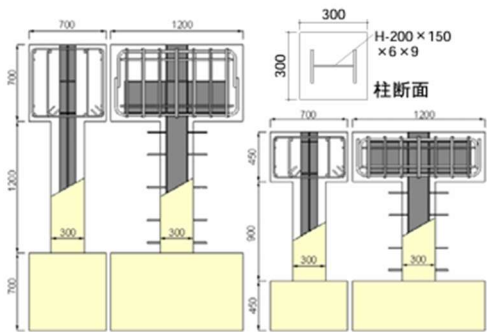


図 2.2.13 試験体形状

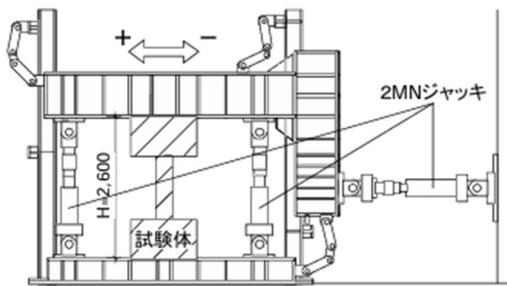


図 2.2.14 載荷装置

表 2.2.2 試験体概要

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	1.0 Vol%									
柱断面	幅	300									
	せい	300									
内法長さ		1500	1200						900	600	600
せん断スパン比		2.5	2.0						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	As/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_0	0.200	0.100	0.200	0.300			-0.019~0.284	0.200		0.300

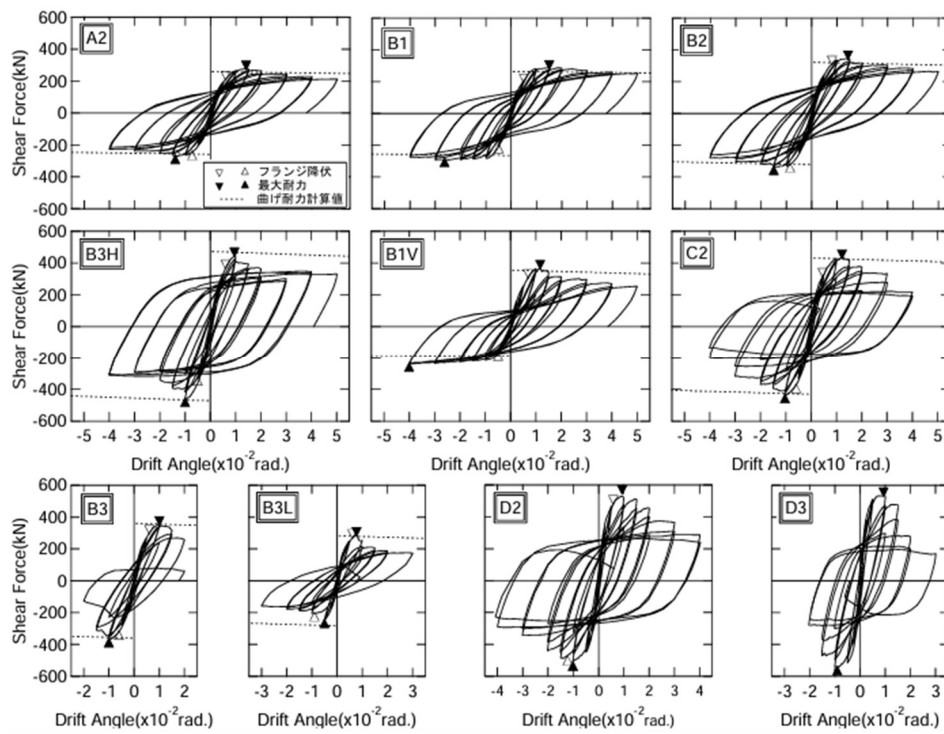


図 2.2.15 履歴特性

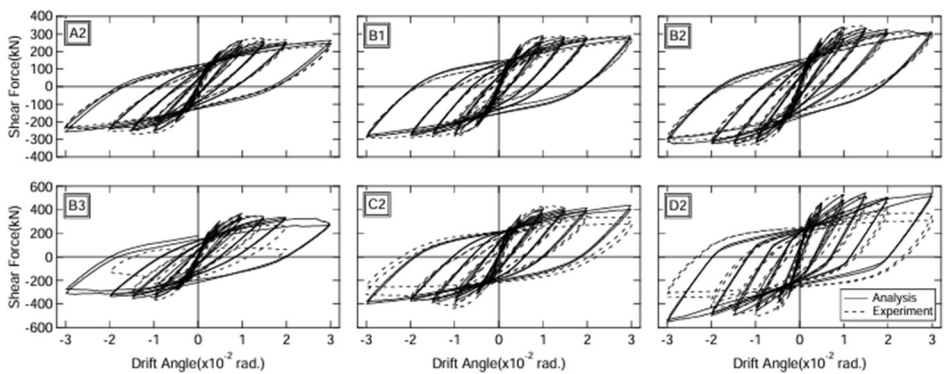


図 2.2.16 実験と解析の履歴特性

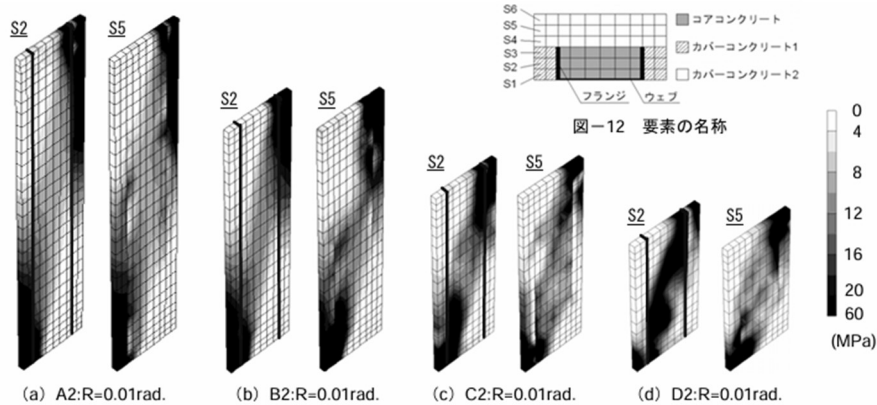


図 2.2.17 最小主応力分布

2.2.5 H 型鉄骨内蔵 CES 柱の構造実験と変形能力評価²²⁾

石・CAZTRO・松井・倉本らは H 型鉄骨を内蔵した CES 柱における軸力比の影響およびバンドプレートによる内蔵鉄骨の局部座屈の抑制を把握することを目的とし、軸力比およびバンドプレート幅の異なる試験体を用いた静的載荷実験を実施した。その結果、CES 柱において、バンドプレートによる局部座屈の抑制および変形能力の向上などの効果は確認できなかった。一方で、軸力比が変形能力に与える影響は極めて大きいことが確認された。

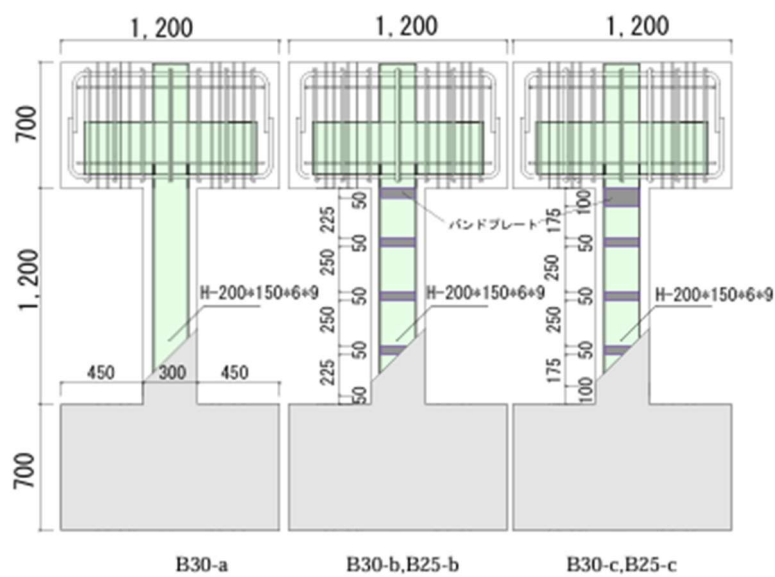


図 2.2.18 試験体形状

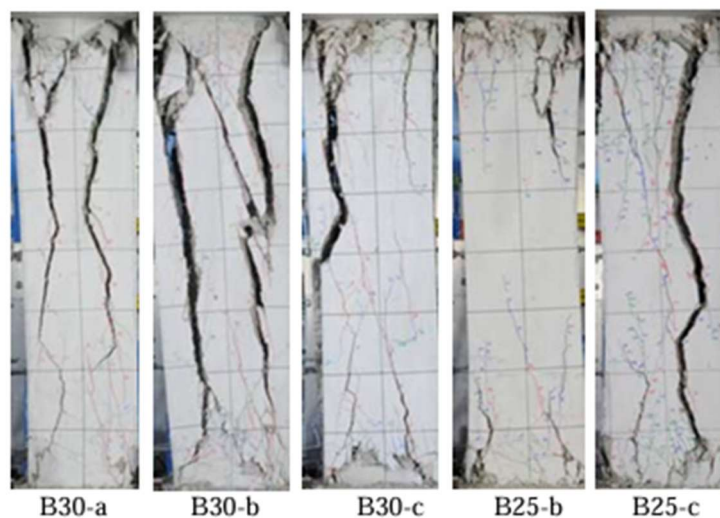


図 2.2.19 損傷状況

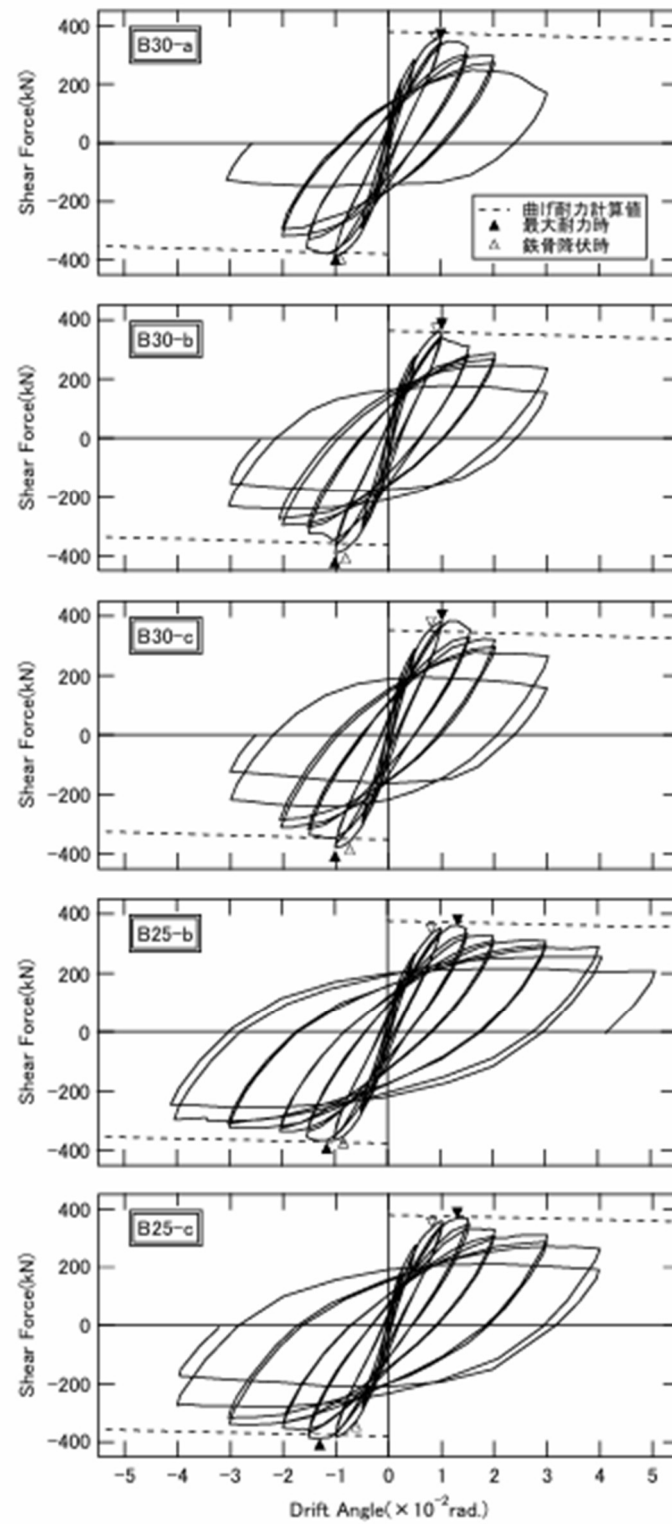


図 2.2.20 セン断力－変形角関係

2.2.6 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、これまで研究例のなかった CES 埋込み柱脚を対象に柱鉄骨埋込み深さを変数とした静的載荷実験を実施した。その結果、本研究に示す CES 埋込み柱脚では、鉄骨埋込み深さ比に拘わらず、埋込み部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。SRC 規準に示される埋込み柱脚の終局強度計算値は実験の最大耐力と比べて大幅に低く、終局度評価による CES 埋込み柱脚の破壊モードの判定法には課題が残った。本研究の試験体では、柱脚破壊を確認できていないため、本論で作成した試験体の強度は柱を柱脚より高く設計して構造実験を実施した。

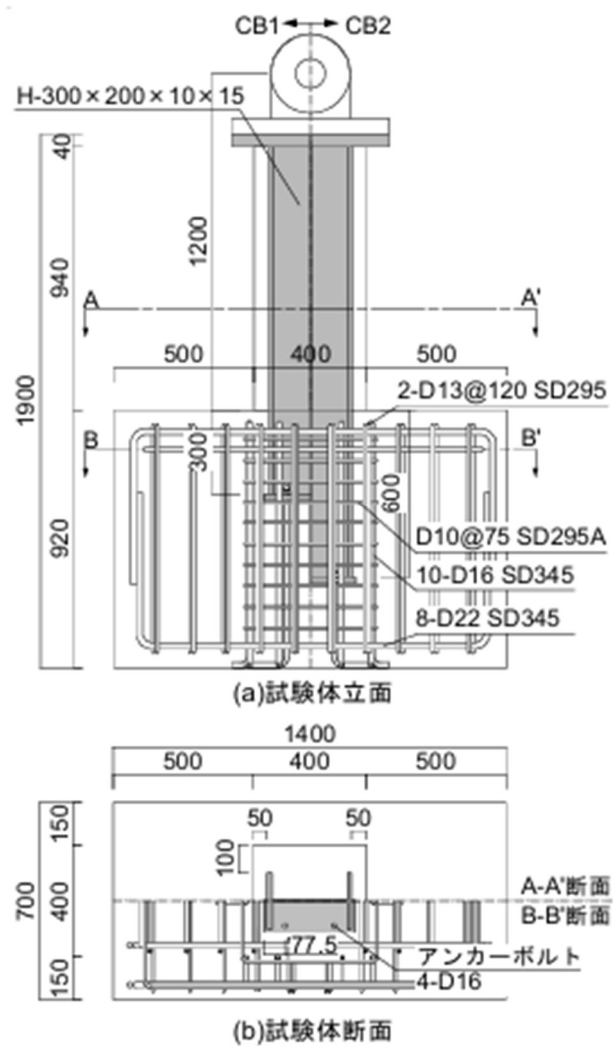


図 2.2.22 試験体の形状および寸法

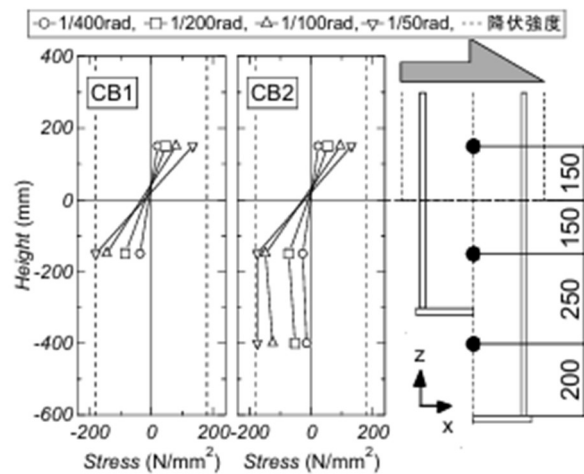


図 2.2.26 鉄骨ウェブのせん断応力の高さ方向分布

2.2.7 CES 埋込み型柱脚の応力伝達機構に関する解析的研究⁵⁾

舟橋・鈴木らは前節で示した研究例の試験体を対象に鉄骨埋込み深さおよび BP の有無を変数として三次元 FEM 解析を実施した。その結果、解析モデルは実験の履歴特性および鉄骨応力推移を概ね再現可能であった。また、埋込み深さ比および BP の有無に拘わらず、鉄骨-コンクリート間の付着力による影響が確認され、新たな応力伝達機構の可能性が示された。

本研究では埋込み柱脚内部の応力伝達状況を確認し、鉄骨フランジの支圧力と摩擦力および BP 上下面の支圧力と摩擦力の影響を仮定した。しかしながらこれらの結果は柱脚破壊に基づく検討ではないため、仮定した抵抗機構の柱脚破壊への影響は不明瞭なままであると考えられる。

第5章に示す FEM 解析では本研究の解析モデルを参考にモデル化を行った。

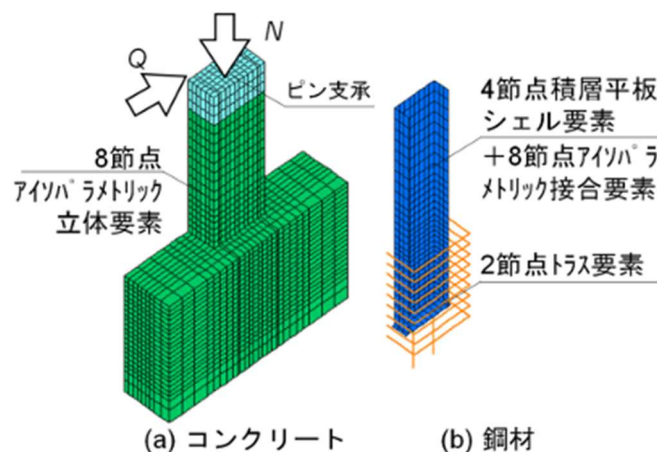


図 2.2.27 要素分割

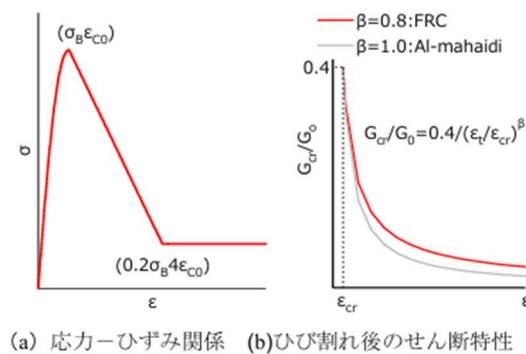


図 2.2.28 材料構成則

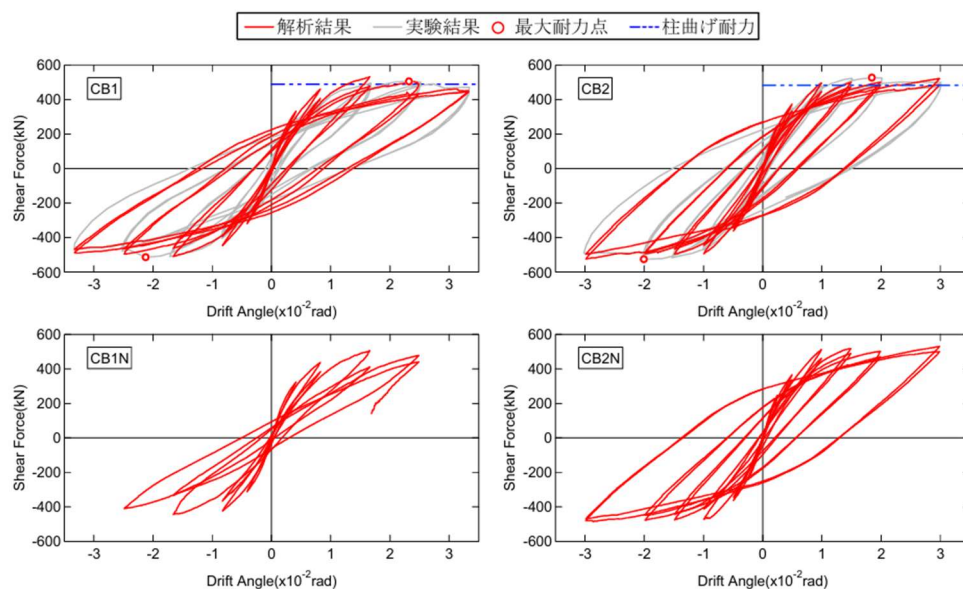


図 2.2.29 各試験体の履歴特性

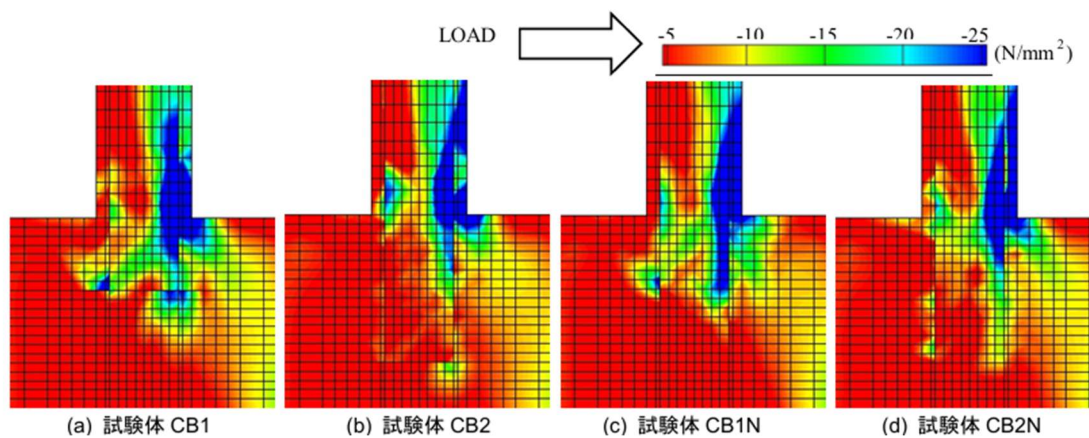


図 2.2.30 コンクリートの最小主応力分布

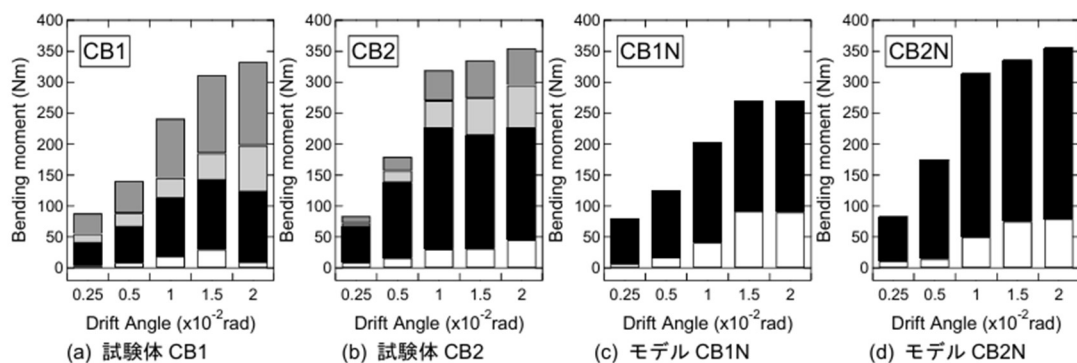


図 2.2.31 各試験体の柱脚部鉄骨曲げモーメントの寄与の推移

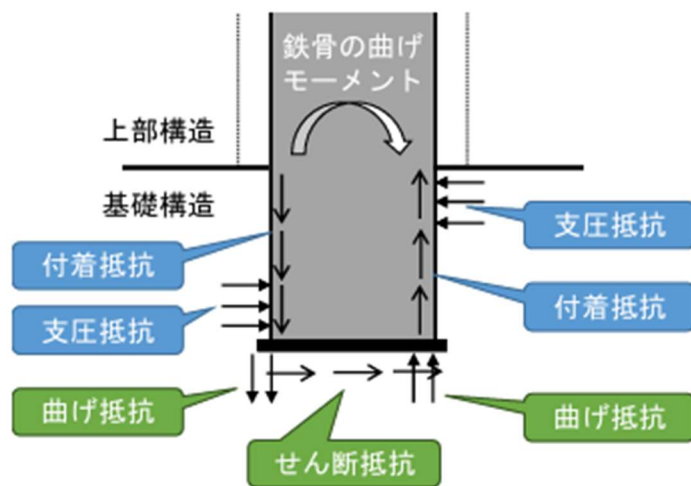


図 2.2.32 曲げモーメント寄与の概念

2.3 現行の耐力評価法

2.3.1 接合部設計指針

接合部設計指針における埋込み柱脚の設計法では、軸力は鋼柱脚部のベースプレートを通じて基礎コンクリートに伝達されるように設計し、曲げモーメントとせん断力は基礎コンクリートと埋込み部鉄骨との間の支圧により伝達されるように設計する。

埋込み柱脚の最大曲げ耐力 M_u は基礎コンクリートの最大支圧耐力とし、図に示す支圧応力状態から導かれた(2.3.1)式による。また、そのときの柱のせん断力 Q_u は(2.3.2)式による。

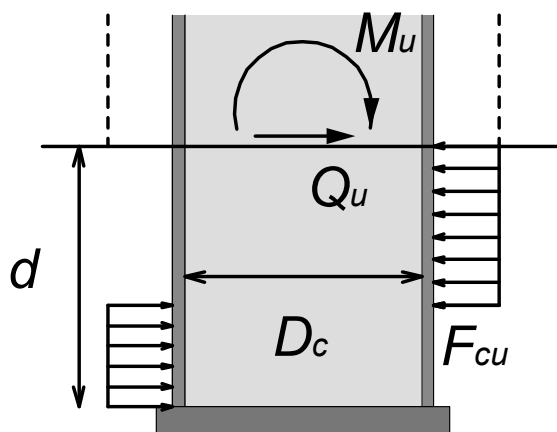


図 2.3.1 埋込み部鉄骨周りの支圧応力状態（最大曲げ耐力時）

$$M_u = F_{cu} \cdot B_c \cdot l \left\{ \sqrt{(2l + d)^2 + d^2} - (2l + d) \right\} \quad (2.3.1)$$

$$Q_u = \frac{M_u}{l} \quad (2.3.2)$$

記号

M_u ：埋込み柱脚の基礎コンクリート上端における最大曲げ耐力

Q_u ：埋込み柱脚の最大曲げ耐力時の柱せん断力

F_{cu} ：基礎コンクリートの最大支圧強度（ $=1.0F_c$ ）

2.3.2 CES 造建築物の設計指針

CES 設計指針における埋込み型柱脚の終局曲げモーメントは CES 柱の終局曲げモーメントとして算定する。鉄骨部分の終局曲げモーメント ${}_sM_u$ は、式(2.3.3)による。

$${}_sM_u = \min({}_sM_{u1}, {}_sM_{u2}) \quad (2.3.3)$$

記号

${}_sM_u$: CES 柱埋込み型柱脚の基礎梁上端における終局曲げモーメント

${}_sM_{u1}$: CES 柱の内蔵鉄骨部分の終局曲げモーメント

${}_sM_{u2}$: CES 柱埋込み部の終局曲げモーメントで式(2.3.4)による。

$${}_sM_{u2} = {}_sM_{u3} - \frac{{}_sQ_u \cdot {}_bh}{2} + \frac{{}_be \cdot F_b}{4} \left\{ {}_bh^2 - \left(\frac{{}_sQ_u}{{}_be \cdot F_b} \right)^2 \right\} \quad (2.3.4)$$

記号

${}_sM_{u3}$: ベースプレート下面の終局曲げモーメント

${}_sQ_u$: CES 柱の内蔵鉄骨部分の終局せん断耐力で式(2.3.5)による

$${}_sQ_u = t_w \cdot d_w \cdot \frac{{}_s\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (2.3.5)$$

記号

${}_s\sigma_y$: 鉄骨の材料強度

${}_bh$: 埋込み深さ

${}_be$: CES 柱埋込み型柱脚の有効幅で式(2.3.6)による。

$${}_be = t_w + 2(r + t_f) \quad (2.3.6)$$

t_w : ウェブ厚さ

r : ウェブフィレットの半径

t_f : フランジ厚さ

F_b : 埋込み部周囲のコンクリートの支圧強度で式(2.3.7)による。

$$F_b = \min \left(\sqrt{\frac{b}{b_e}} \cdot \sigma_B, 12\sigma_B, \frac{{}_w a \cdot {}_w \sigma_y}{b_e \cdot x} \right) \quad (2.3.7)$$

記号

b : CES 柱幅

σ_B : 埋込み部周囲のコンクリートの圧縮強度

${}_w a$: 埋込み部周囲に配置された一組の帯筋の断面積

${}_w \sigma_y$: 同上鉄筋の規格降伏点

x : 埋込み部周囲に配置された一組の帯筋の間隔

第 3 章

静的載荷実験の計画

3.1 試験体概要

試験体は実大の約 1/3 のスケールのも の 4 体である。表 3.1.1 に試験体概要を、図 3.1.1 に試験体形状を、図 3.1.2 に試験体鉄骨および配筋状況を、図 3.1.3 にスタブの配筋状況をそれぞれ示す。柱のコンクリート断面 $b \times D$ は 300mm 角、内蔵鉄骨は BH-200×150×9×16 である。この柱断面では、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 0.58 である。柱脚から加力位置までの高さ h は 900mm（せん断スパン比 $M/Q_cD=3.0$ ）である。

実験変数には、柱鉄骨の埋込み深さを鉄骨せいで除した値（以下、埋込み深さ比）およびベースプレート（以下、BP と略記する）の有無を選択した。試験体 EB2 と試験体 EN2 の埋込み深さ比は 1.0、試験体 EB3 の埋込み深さ比は 1.5、および試験体 EB4 の埋込み深さ比は 2.0 である。また、試験体 EB2、EB3 および EB4 における鉄骨最下部の BP は PL-22×175×225 である。一方の試験体 EN2 には BP をつけないものとした。いずれの試験体も一般化累加強度理論による柱曲げ耐力計算値が柱脚曲げ耐力計算値より低くなるように設計された¹⁾。

表 3.1.1 試験体概要

Specimen		EN2	EB2	EB3	EB4
柱	b x D (mm)	300x300			
	鉄骨	BH-200x150x9x16 (SN490)			
	高さ (mm)	900			
柱脚	埋込み深さ比 (mm)	1.0		1.5	2.0
	ベースプレート	-	PL-22x175x225 (SS400)		
軸力 (kN)		1,130 ($N/N_0=0.2$)			
耐力計算 ($P-\Delta$ 未考慮)	柱曲げ (kN)	342			
	柱せん断 (kN)	586			
	柱脚曲げ (kN)	181	181	222	315
	柱 / 柱脚	1.89	1.89	1.54	1.09

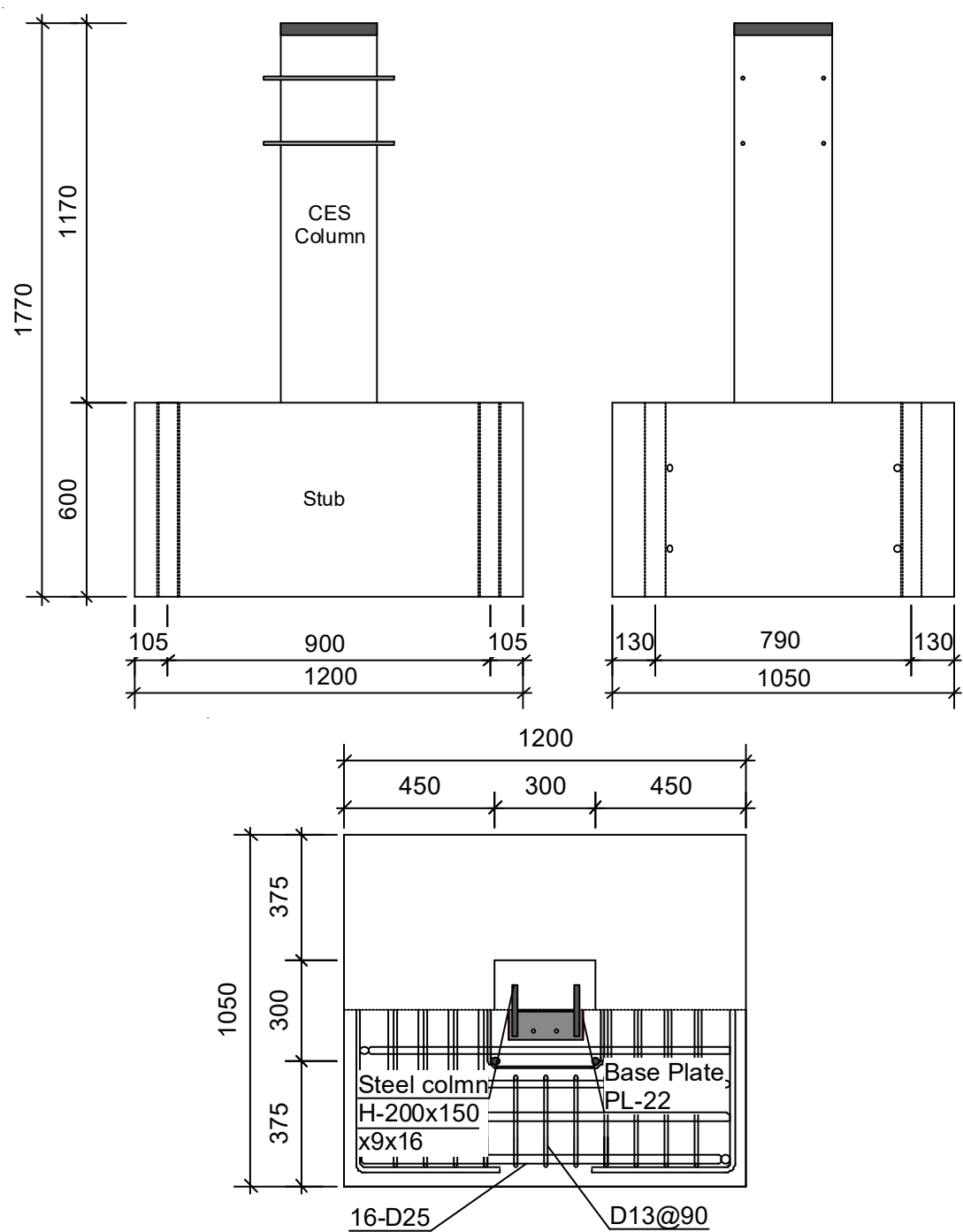


図 3.1.1 試験体形状

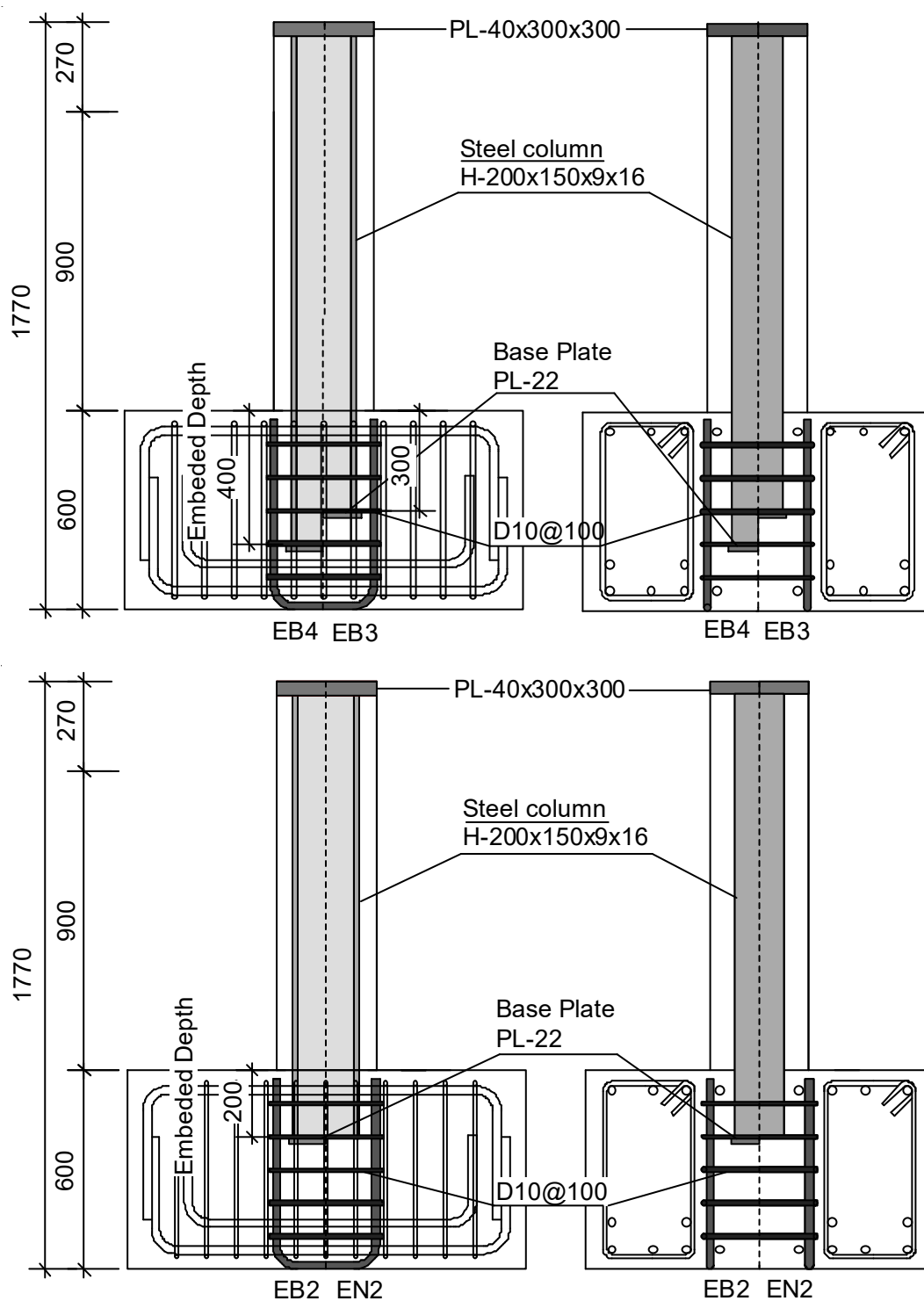


図 3.1.2 試験体形状および配筋状況

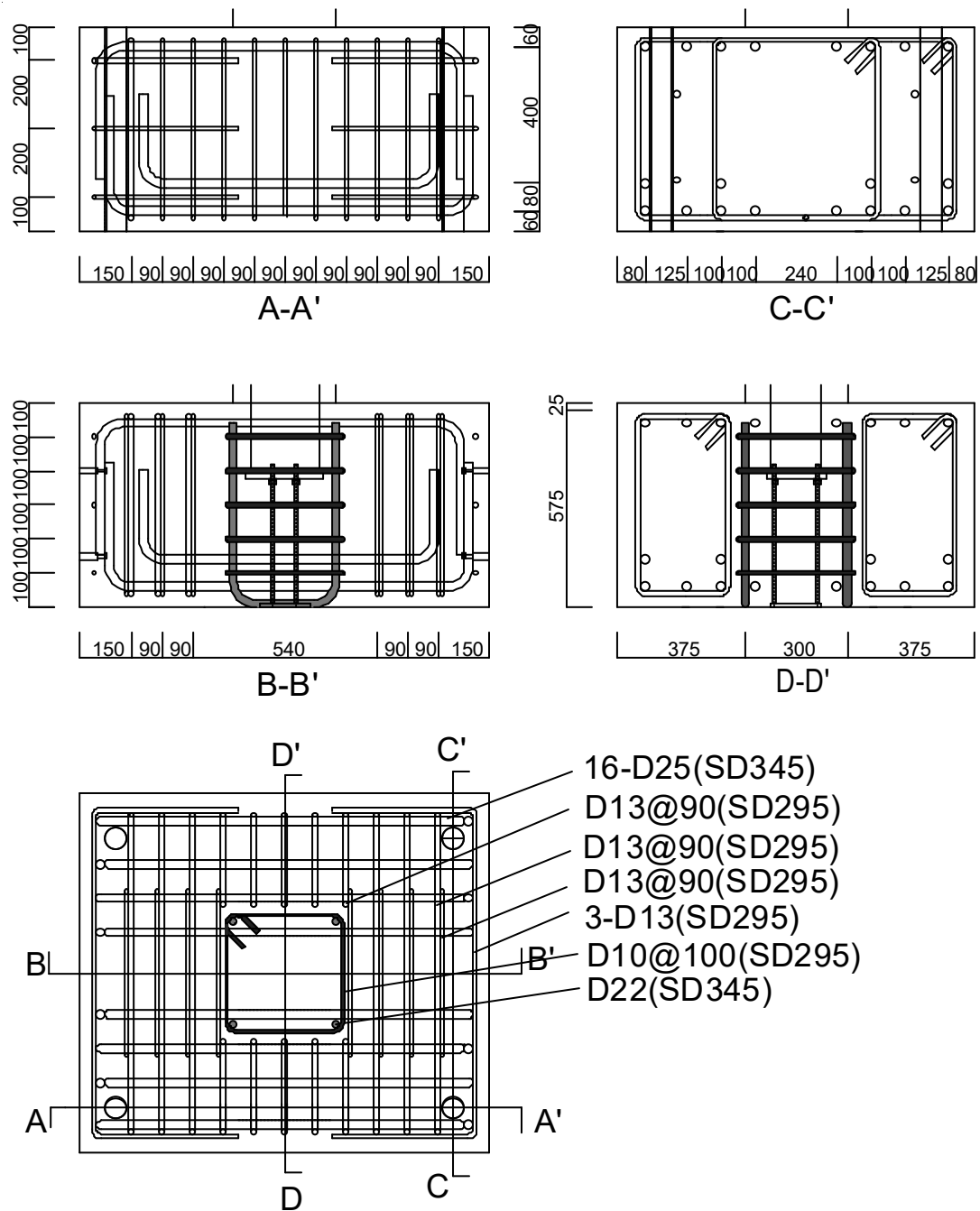


図 3.1.3 スタブ配筋状況

3.2 材料特性

表 3.2.1 に各試験体のコンクリートの材料特性を、表 3.2.2 に鋼材の材料特性をそれぞれ示す。

表 3.2.1 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)
Column	EB4	324	50.6	33,400	2,093
	EB3	345	50.8	34,400	2,138
Stub	EB4	333	33.0	29,400	2,233
	EB3	354	27.7	23,700	2,000
	EB2	345	27.6	26,300	1,871
	EN2	354	27.4	27,000	1,833

表 3.2.2 鋼材の材料特性

		降 伏 強 度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	降 伏 ひ ず み (μ)
H-200x150x9x16 (SN490)	Flange	362	196,000	1,872
	Web	367	194,000	1,869
PL-22 (SS400)		292	204,000	1,432
D10(SD295)		332	214,000	1,550
D22 (SD295)		373	203,000	1,836

3.2.1 コンクリート

表 3.2.3 にスタブコンクリートの配合書, 表 3.2.2 に繊維補強コンクリートの配合書をそれぞれ示す。

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) を柱には繊維補強コンクリートを使用した。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 (以下 RF4000) であり, 体積混入率は 1.0% である。

表 3.2.3 にスタブコンクリートの圧縮試験結果を, 表 3.2.4 に繊維補強コンクリートの圧縮試験結果を, 図 3.2.1 にスタブコンクリートの応力-ひずみ関係を, 図 3.2.2 に繊維補強コンクリートの応力-ひずみ関係を表す。

表 3.2.3 スタブコンクリートの配合書

F _c (N/mm ²)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単位量 (kg/m ³)			
			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G
30.0	63.3	49.4	171	270	889	934

表 3.2.4 繊維補強コンクリートの配合書

水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	繊維の 体積混入 率 (%)	単位量 (kg/m ³)						
			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	石灰 石粉	繊維 V _f	AE 減水剤
48	63.8	1.0	181	378	980	557	200	13	4.5

表 3.2.5 スタブコンクリートの圧縮試験結果

		Diameter (mm)			Height (mm)			Weight (kg)	Unit weight (t/m ³)	Peak load (kN)	Compressive strength (N/mm ²)	
		1	2	Ave.	1	2	Ave.					
154 day	No.1	99.4	99.5	99.45	195	195.2	195.1	3.59	2.37	367.5	47.3	
EB4	No.1	99.6	99.6	99.6	194	194	194	3.47	2.3	253	33.1	33
	No.2	99.4	99.45	99.43	196.2	196.4	196.3	3.53	2.32	253	33.2	
	No.3	99.75	99.65	99.7	196.8	196.6	196.7	3.5	2.28	250.7	32.8	
EB3	No.1	99.25	99.4	99.33	195.7	195.5	195.6	3.47	3.47	214.2	27.6	27.7
	No.2	99.7	99.65	99.68	195.9	195.9	195.9	3.47	3.47	215.3	27.6	
	No.3	99.5	99.7	99.6	198	198.1	198.1	3.52	3.52	217.7	27.9	
EB2	No.1	99.15	99.1	99.13	196.4	196.6	196.5	3.48	2.29	215.7	28.5	27.6
	No.2	99.6	99.55	99.58	197.3	197.4	197.4	3.47	2.26	208.2	27.3	
	No.3	99.2	99.5	99.35	194.1	194.2	194.15	3.41	2.27	206	27	
EN2	No.1	99.65	99.75	99.7	197.4	197.4	197.35	3.5	2.27	188.2	24.6	27.4
	No.2	99.65	99.45	99.55	195.3	195.2	195.25	3.48	2.29	219.2	28.7	
	No.3	99.6	99.7	99.65	196.4	196.5	196.43	3.48	2.27	221.5	29	

表 3.2.6 繊維補強コンクリートの圧縮試験結果

		Diameter (mm)			Height (mm)			Weight (kg)	Unit weight (t/m ³)	Peak load (kN)	Compressive strength (N/mm ²)	
		1	2	Ave.	1	2	Ave.					
163 day	EN2	99.8	99.7	99.7	188.0	187.8	187.9	3.35	2.28	213.2	27.3	
	EB2	99.6	99.8	99.7	195.5	195.5	195.5	3.46	2.27	210	26.9	
	EB3	99.8	99.9	99.8	190.0	190.1	190.1	3.36	2.26	203	26	
	EB4	99.7	99.7	99.7	187.8	187.6	187.7	3.36	2.29	160	20.5	
EB4	No.1	99.4	99.5	99.4	195.4	195.4	195.4	3.53	2.32	395	51.9	51
	No.2	99.3	99.4	99.4	194.0	194.0	194.0	3.54	2.35	395.7	52.0	
	No.3	99.4	99.4	99.4	194.2	194.4	194.3	3.51	2.33	364	47.8	
EB3	No.1	99.5	99.6	99.6	194.7	195.1	194.9	3.52	2.31	357.2	45.9	50.8
	No.2	99.2	99.5	99.3	195.3	195.5	195.4	3.54	2.34	403.4	52.1	
	No.3	99.4	99.5	99.4	195.4	195.5	195.5	3.54	2.33	424.4	54.7	

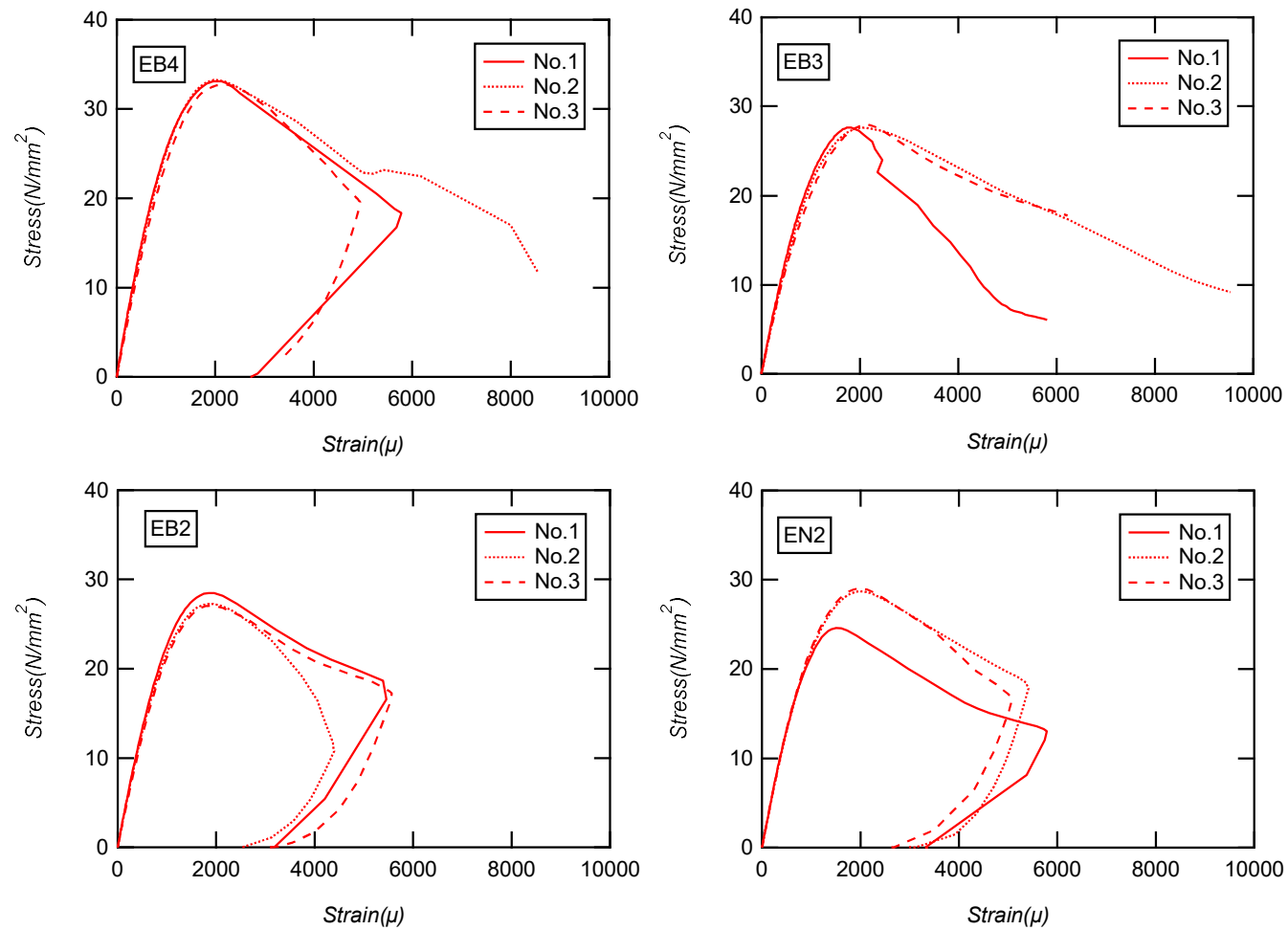


図 3.2.1 スタブコンクリートの応力-ひずみ関係

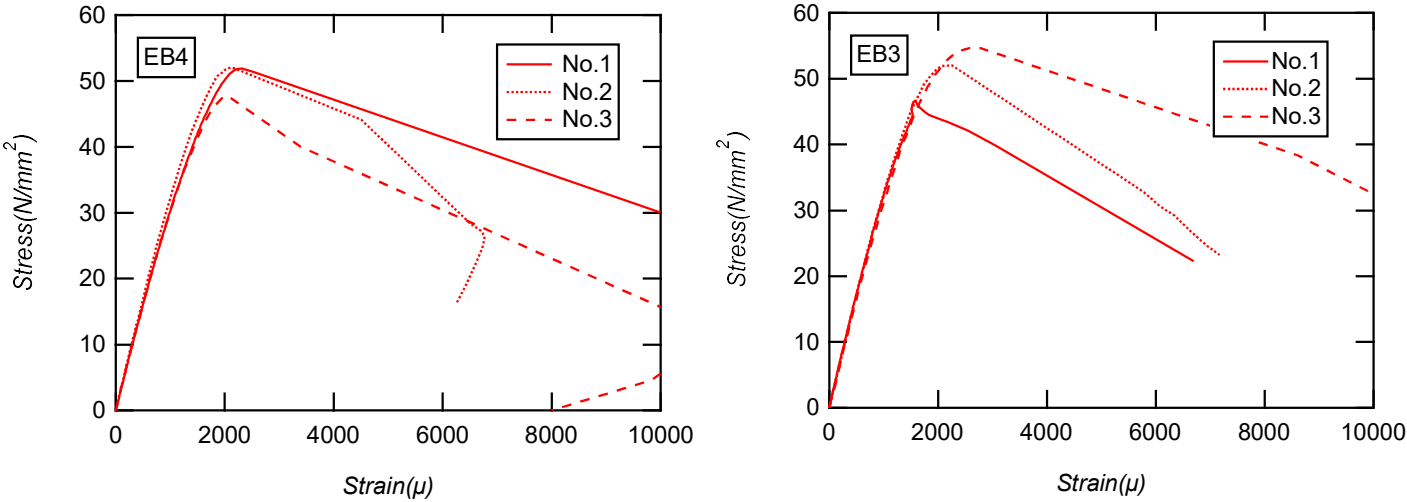


図 3.2.2 繊維補強コンクリートの応力-ひずみ関係

3.2.2 鋼材

図 3.2.3 に鋼材の応力－ひずみ関係を表 3.2.7 に引張試験結果を表す。

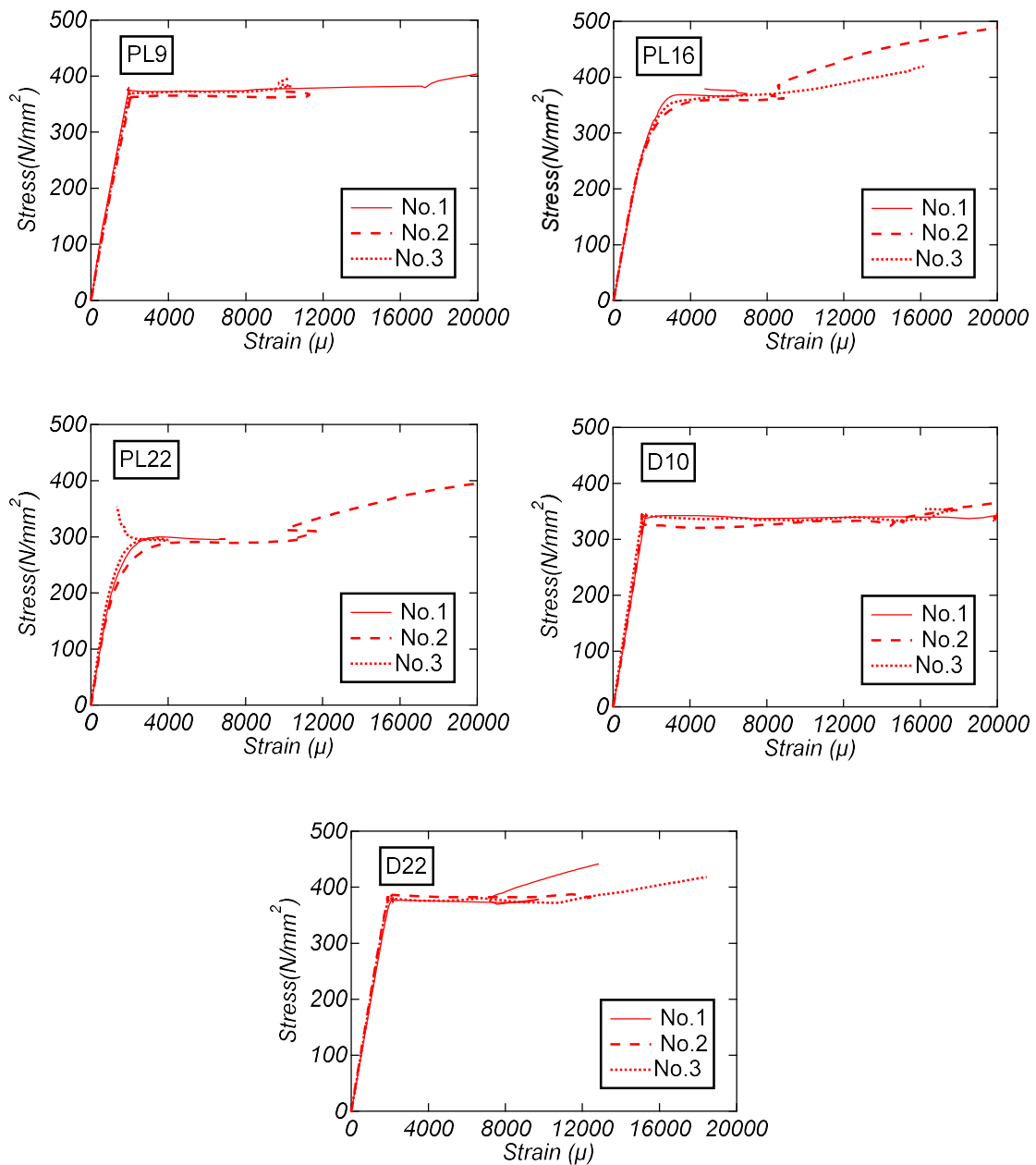


図 3.2.3 鋼材の応力－ひずみ関係

表 3.2.7 鋼材の引張試験

		Thickness (mm)			Width (mm)			Gauge length (mm)		Elongation (%)	Peak load (kN)	Yield strength (N/mm ²)		
		1	2	Ave.	1	2	Ave.	Before	After					
PL-16 SS400	No.1	16.05	16.15	16.1	25.1	25.35	25.23	61	80	31.1	236	368	367	
	No.2	16.05	16.1	16.08	26.1	26.8	25.23	63	82	30.2	242	359		
	No.3	16.1	16.15	16.13	25.75	25.8	25.78	61	79	29.5	240	359		
PL-9 SS400	No.1	9.15	9.05	9.1	25.1	25.0	25.05	63	78	23.8	124	372	362	
	No.2	9.1	9.15	9.13	25	26.7	26.45	62	79	27.4	125	362		
	No.3	9.15	9.15	9.15	25.1	25.8	25.08	62	79	27.4	125	368		
PL-22 SS400	No.1	22.4	22.5	22.45	26	25.8	25.9	60	80	33.3	277	297	292	
	No.2	22.4	22.4	22.4	26.4	26.35	26.38	60	82	36.7	277	284		
	No.3	22.5	22.5	22.5	25.3	25.45	25.38	60	81	35	277	294		
D10 SD295A	No.1	9.5	9.6	9.55								34	338	332
	No.2	9.55	9.55	9.55								33	325	
	No.3	9.5	9.45	9.48								34	335	
D22 ABR400	No.1	20.3	20.4	20.35								220	369	373
	No.2	20.5	20.5	20.5								215	375	
	No.3	20.4	20.45	20.43								220	374	

3.3 载荷計画

図 3.3.1 に加力サイクルを，図 3.3.2 に载荷装置を，表 3.3.1 に各载荷サイクルにおけるひび割れの色を示す。試験体の下スタブはアンカーボルトを用いて载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 $N=1,130\text{kN}$ ($N/N_0=0.2$ ，式((3.3.1)),((3.3.2))¹⁾) を作用させつつ，载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：500 kN)によって水平力を载荷した。

$$N_0 = {}_c A {}_c r_u \sigma_B + {}_s A \sigma_y \quad (3.3.1)$$

$${}_c r_u = 0.85 - 2.5 {}_s p_c \quad (3.3.2)$$

記号

${}_c A$ ：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

水平力载荷は，加力点の水平変位 δ を柱脚から加力点までの高さ h で除した相対部材角 R ($=\delta/h$) による変位制御とした。加力プログラムは $R=1/800\text{rad}$ ， $1/400\text{rad}$ および $1/200\text{rad}$ を 1 サイクル行った後， $1/100$ ， $1/67$ ， $1/50$ ， $1/33$ ， $1/25\text{rad}$ を 2 サイクルおよび $R=1/20\text{rad}$ の正载荷側のみとした

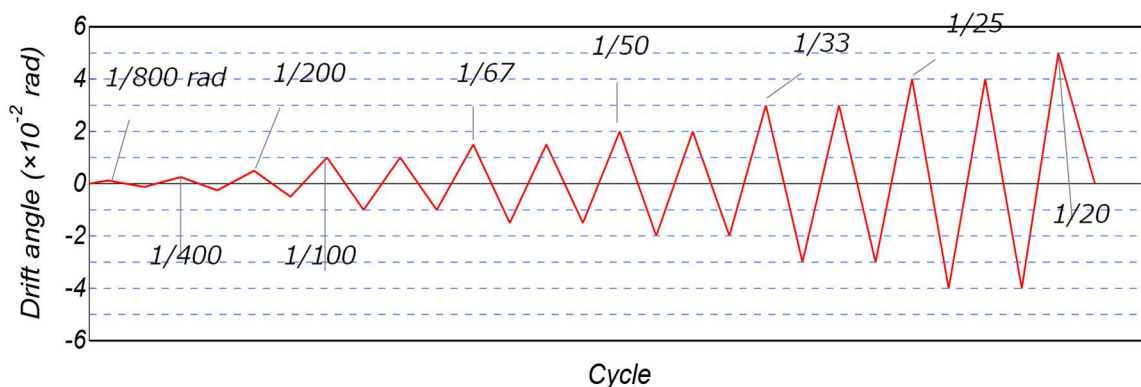


図 3.3.1 加力サイクル

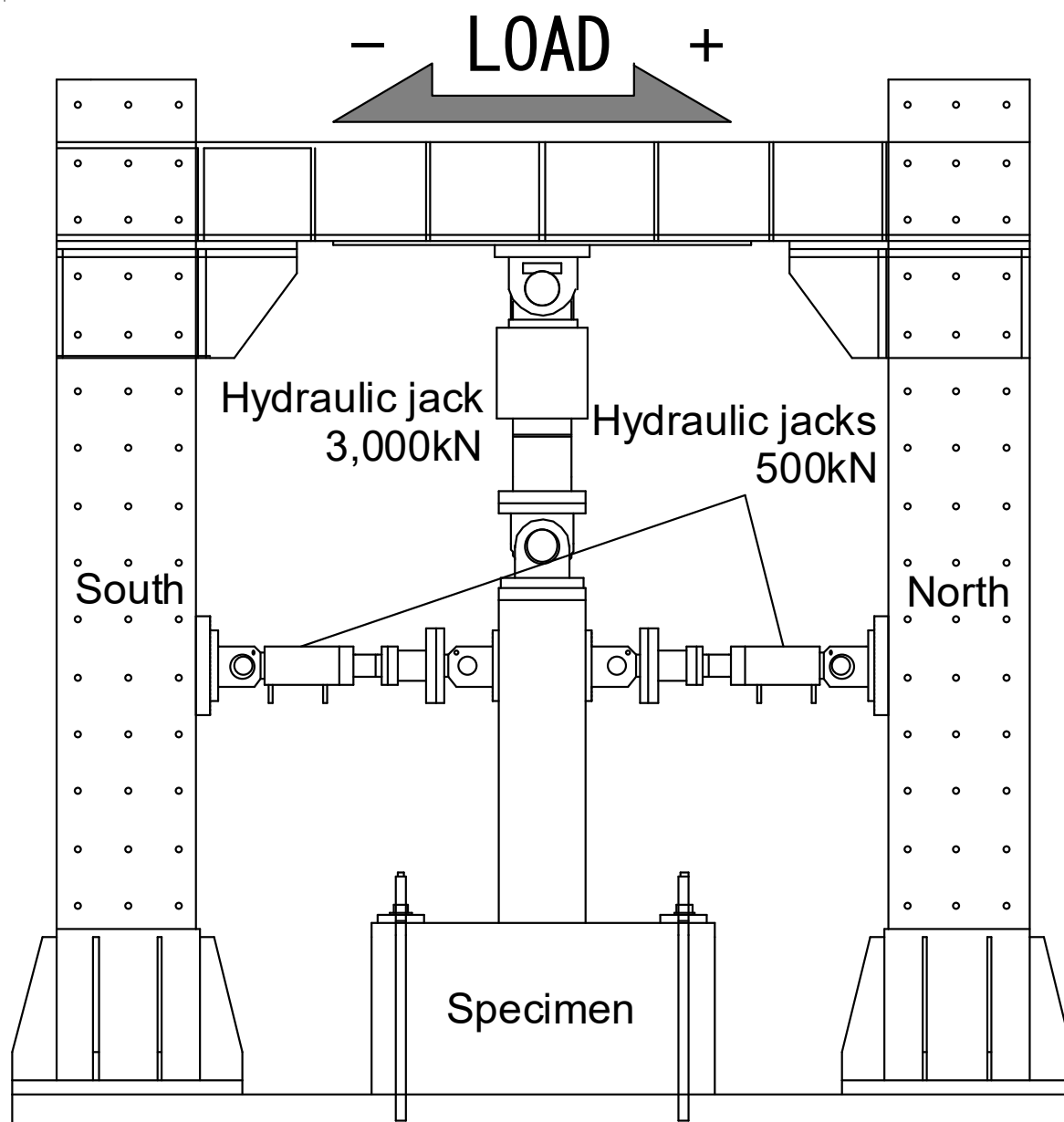
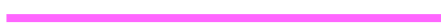


図 3.3.2 載荷装置

表 3.3.1 各載荷サイクルにおけるひび割れの色

変形角	色
初期ひび割れ	 (鉛筆)
$R=0.125 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/800 rad) 1 サイクル	正 載 荷  負 載 荷 
$R=0.25 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/400 rad) 1 サイクル	正 載 荷  負 載 荷 
$R=0.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/200 rad) 1 サイクル	正 載 荷  負 載 荷 
$R=1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/100 rad) 2 サイクル	正 載 荷  負 載 荷 
$R=1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/67 rad) 2 サイクル	正 載 荷  負 載 荷 
$R=2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/50 rad) 2 サイクル	正 載 荷  負 載 荷 
$R=3.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/33 rad) 2 サイクル	正 載 荷  負 載 荷 
$R=4.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/25 rad) 2 サイクル	正 載 荷  負 載 荷 
$R=5.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ (1/20 rad) 1 サイクル 片側押切り	正 載 荷  負 載 荷 

3.4 計測計画

図 3.4.1 に試験体の変位計測位置を示す。また試験体のひずみゲージ位置を図 3.4.2 から図 3.4.3 に示す。

ひずみゲージおよび変位計の計測リスト一覧を表 3.4.1 に示す。

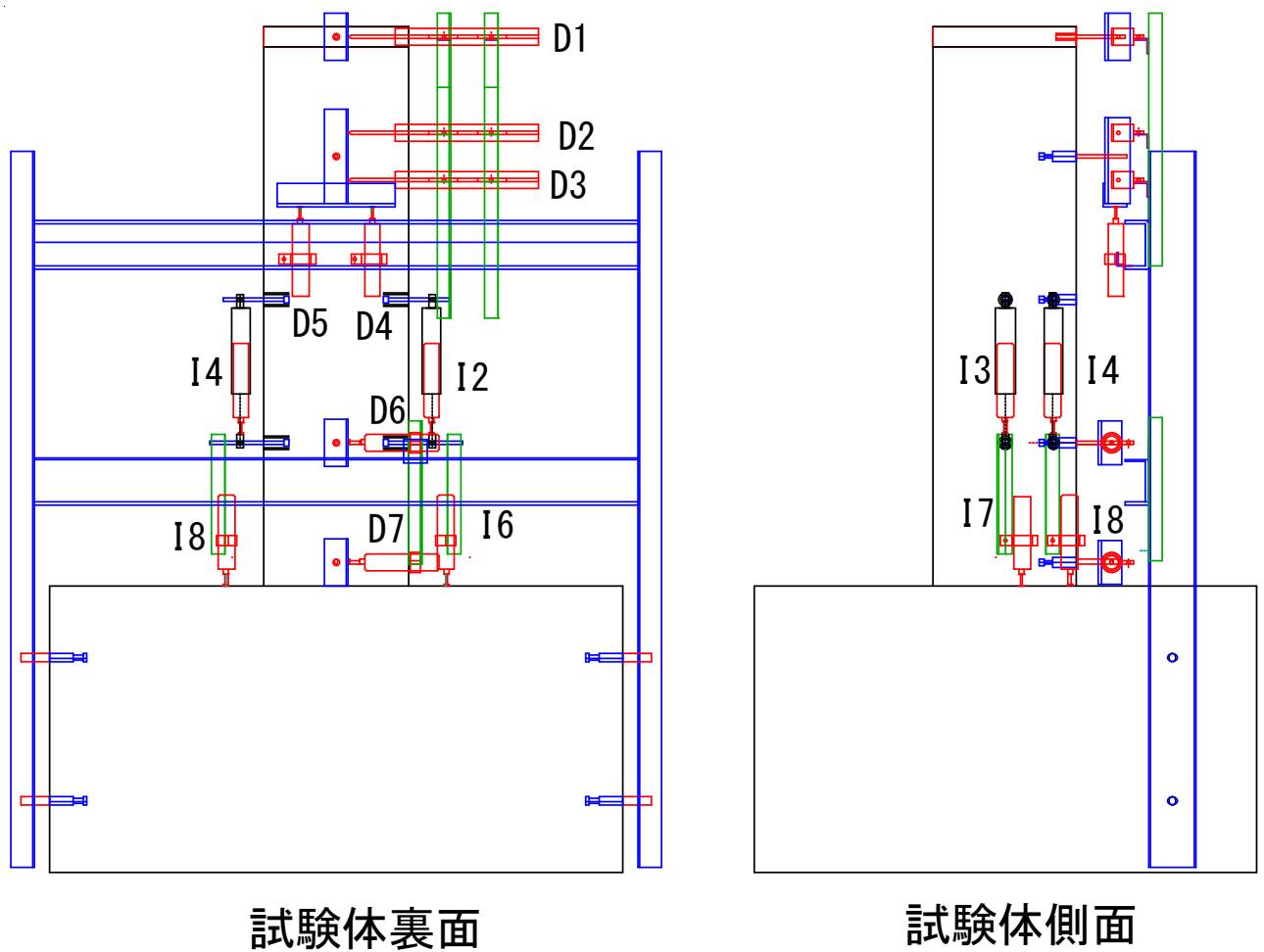
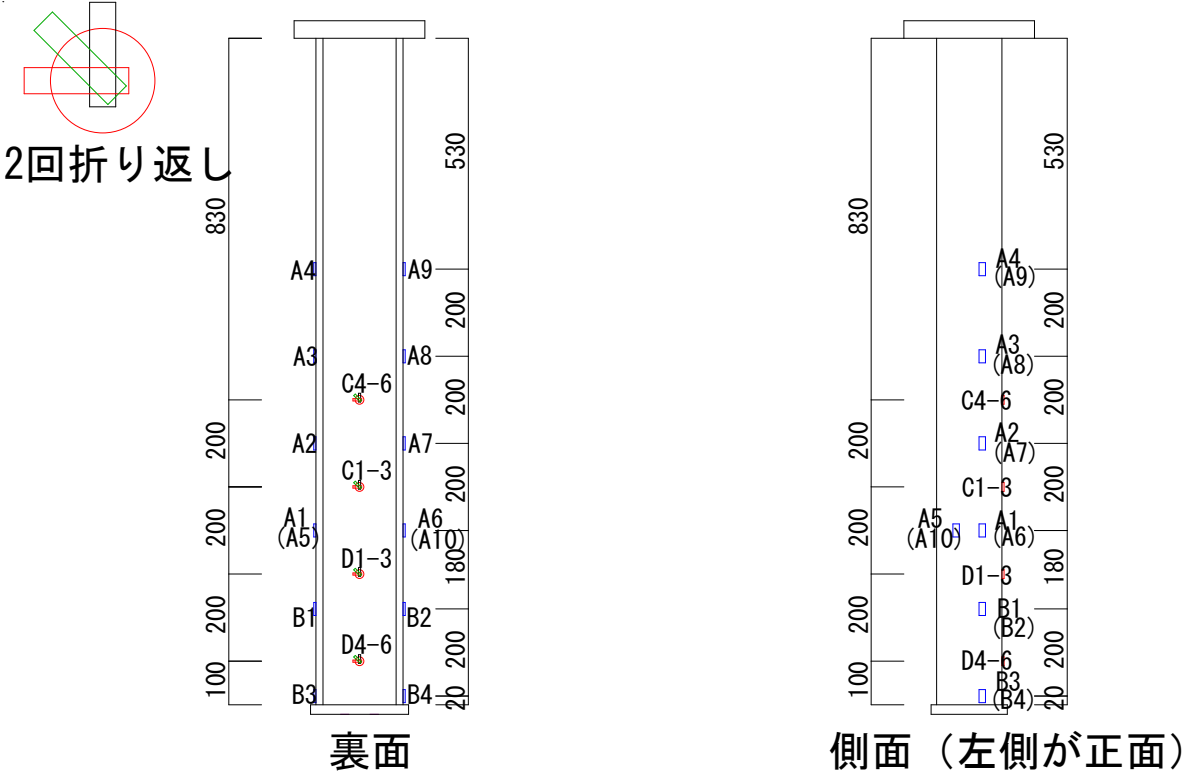
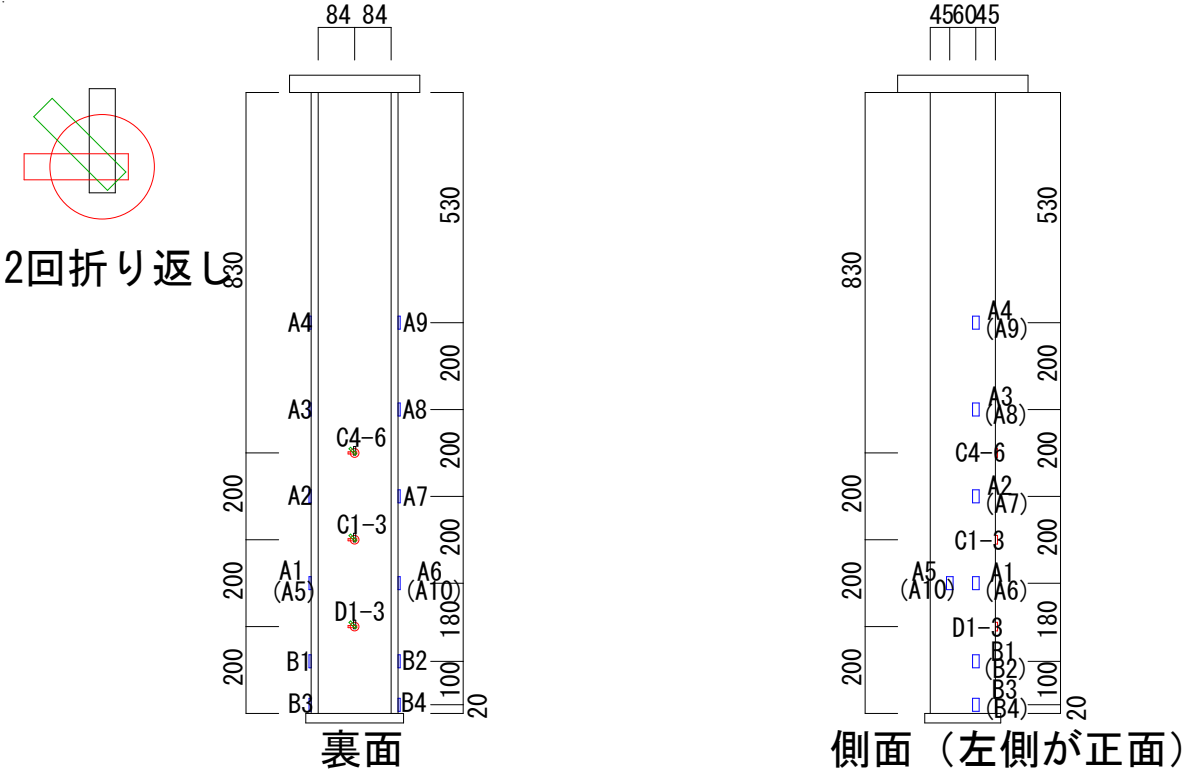


図 3.4.1 変位計測位置



EB4 H型鉄骨ひずみゲージ位置



EB3 H型鉄骨ひずみゲージ位置

図 3.4.2 EB4, EB3 ひずみゲージ位置



図 3.4.3 EB2, EN2 ひずみゲージ位置

表 3.4.1 計測リスト一覧表

CH	No.	計測番号		位置	計測器	校正係数
0	2	N	kN	鉛直ジャッキ	KCM-3MNA	1
1	3	Qs	kN	水平ジャッキ (南)	CLC -500kNA	0.167
2	4	Qn	kN	水平ジャッキ (北)	CLC -500kNA	0.167
3	6	d1	mm	水平変位 柱頭	SDP200	0.02
4	7	d2	mm	水平変位 加力点 (上)	SDP200	0.02
5	8	d3	mm	水平変位 加力点 (下)	SDP200	0.02
6	9	d4	mm	鉛直変位 加力点 (南)	CDP100	0.01
7	10	d5	mm	鉛直変位 加力点 (北)	CDP100	0.01
8	11	d6	mm	水平変位 柱 (下)	CDP50	0.005
9	12	d7	mm	水平変位 基部	CDP25	0.002
10	14	l1	mm	鉛直変位 上 (南東)	CDP50	0.005
11	15	l2	mm	鉛直変位 上 (南西)	CDP50	0.005
12	16	l3	mm	鉛直変位 上 (北東)	CDP50	0.005
14	17	l4	mm	鉛直変位 上 (北西)	CDP50	0.005
15	18	l5	mm	鉛直変位 下 (南東)	CDP50	0.005
16	19	l6	mm	鉛直変位 下 (南西)	CDP50	0.005
17	20	l7	mm	鉛直変位 下 (北東)	CDP50	0.005
18	21	l8	mm	鉛直変位 下 (北西)	CDP50	0.005
30	23	A1	μ	鉄骨フランジ 柱(北)	1軸歪ゲージ (3mm)	2/2.07
31	24	A2	μ	鉄骨フランジ 柱(北)	1軸歪ゲージ (3mm)	2/2.07
32	25	A3	μ	鉄骨フランジ 柱(北)	1軸歪ゲージ (3mm)	2/2.07
33	26	A4	μ	鉄骨フランジ 柱(北)	1軸歪ゲージ (3mm)	2/2.07
34	27	A5	μ	鉄骨フランジ 柱(北)	1軸歪ゲージ (3mm)	2/2.07
35	28	A6	μ	鉄骨フランジ 柱 (南)	1軸歪ゲージ (3mm)	2/2.07
36	29	A7	μ	鉄骨フランジ 柱 (南)	1軸歪ゲージ (3mm)	2/2.07
37	30	A8	μ	鉄骨フランジ 柱 (南)	1軸歪ゲージ (3mm)	2/2.07
38	31	A9	μ	鉄骨フランジ 柱 (南)	1軸歪ゲージ (3mm)	2/2.07
39	32	A10	μ	鉄骨フランジ 柱 (南)	1軸歪ゲージ (3mm)	2/2.07
40	34	B1	μ	鉄骨フランジ 基礎 (北)	1軸歪ゲージ (3mm)	2/2.07
41	35	B2	μ	鉄骨フランジ 基礎 (南)	1軸歪ゲージ (3mm)	2/2.07
42	36	B3	μ	鉄骨フランジ 基礎 (北)	1軸歪ゲージ (3mm)	2/2.07
43	37	B4	μ	鉄骨フランジ 基礎 (南)	1軸歪ゲージ (3mm)	2/2.07

45	39	C1	μ	鉄骨ウェブ 柱（下）	3軸歪ゲージ（3mm）	2/2.08
46	40	C2	μ	鉄骨ウェブ 柱（下）	3軸歪ゲージ（3mm）	2/2.08
47	41	C3	μ	鉄骨ウェブ 柱（下）	3軸歪ゲージ（3mm）	2/2.08
48	42	C4	μ	鉄骨ウェブ 柱（上）	3軸歪ゲージ（3mm）	2/2.08
49	43	C5	μ	鉄骨ウェブ 柱（上）	3軸歪ゲージ（3mm）	2/2.08
50	44	C6	μ	鉄骨ウェブ 柱（上）	3軸歪ゲージ（3mm）	2/2.08
52	46	D1	μ	鉄骨ウェブ 基礎（上） 水平	3軸歪ゲージ（3mm）	2/2.08
53	47	D2	μ	鉄骨ウェブ 基礎（上） 斜め	3軸歪ゲージ（3mm）	2/2.08
54	48	D3	μ	鉄骨ウェブ 基礎（上） 鉛直	3軸歪ゲージ（3mm）	2/2.08
55	49	D4	μ	鉄骨ウェブ 基礎（下） 水平	3軸歪ゲージ（3mm）	2/2.08
56	50	D5	μ	鉄骨ウェブ 基礎（下） 斜め	3軸歪ゲージ（3mm）	2/2.08
57	51	D6	μ	鉄骨ウェブ 基礎（下） 鉛直	3軸歪ゲージ（3mm）	2/2.08
60	53	E1	μ	基礎帯筋	1軸歪ゲージ（1mm）	2/2.14
61	54	E2	μ	基礎帯筋	1軸歪ゲージ（1mm）	2/2.14
62	55	E3	μ	基礎帯筋	1軸歪ゲージ（1mm）	2/2.14
63	56	E4	μ	基礎帯筋	1軸歪ゲージ（1mm）	2/2.14

第4章 実験結果

4.1 破壊性状およびせん断力－変形角関係

図 4.1.2 に各試験体のせん断力－変形角関係を、図 4.1.3 に $R=1/67$ rad 正載荷ピーク時の損傷状況および図 4.1.4 に最終損傷状況をそれぞれ示す。図 4.1.2 にはフランジ降伏点を□印で、最大耐力点を○印で示す。図 4.1.2 では、3.3 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 4.1.1、式 4.1.1 に示す）。

$$Q_{p\delta} = \frac{M}{h} - \frac{N}{h} \left\{ d_1 + \frac{b}{a} (d_1 - d_{ave}) \right\} \left(1 + \frac{h+a+b}{h'} \right) \quad (4.1.1)$$

記号

M ：曲げ耐力の計算値，

h ：スタブから載荷点までの高さ（900mm）

h' ：鉛直ジャッキのピン支承間の高さ（900mm）

a ：載荷点から $d1$ 変位計までの高さ（250mm）

b ： $d1$ 変位計からピン支承までの高さ（170mm）

$d1$ ：試験体頂部の水平変位

d_{ave} ：載荷点の水平変位

δ ：ピン支承高さにおける水平変位である。

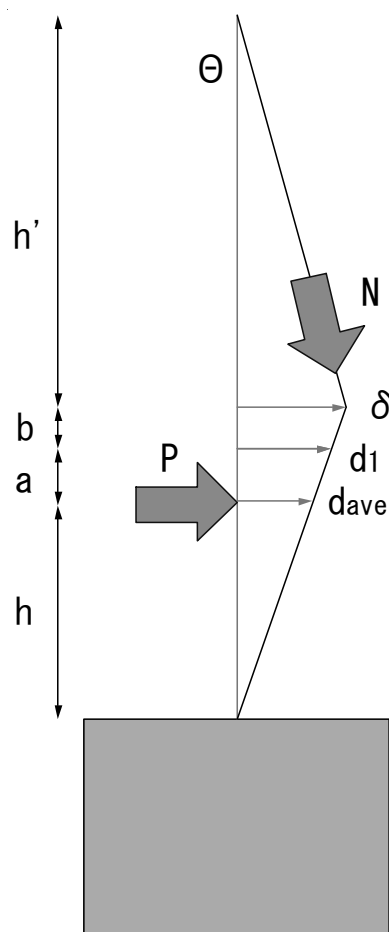


図 4.1.1 載荷装置の特性による P- δ 効果

(1)試験体 EB4

埋込み深さ比 2.0 の試験体 EB4 では、 $R=1/100\text{rad}$ のサイクルにおいて柱下部フランジの引張降伏および柱下部に曲げひび割れの発生が認められた。同変形角 1 サイクル目で負荷荷時引張側鉄骨フランジの降伏が確認された。 $R=1/67\text{rad}$ の 1 サイクル目で正荷荷時引張側鉄骨フランジの降伏が確認された。同変形角 1 サイクル目のピーク時に負荷荷側最大耐力 $Q=-297.6\text{kN}$ が記録された。 $R=1/50\text{rad}$ のサイクルにおいて埋込み部鉄骨ウェブの降伏および正荷荷側最大耐力 $Q=299.3\text{kN}$ が記録された。また、その後のサイクルにおいて柱下部および柱と柱脚の境界部のコンクリートに発生した圧縮ひび割れが拡幅し、徐々に耐力低下する傾向が認められた。以上の結果から試験体 EB4 の破壊モードは柱曲げ降伏先行型であったと判定される。

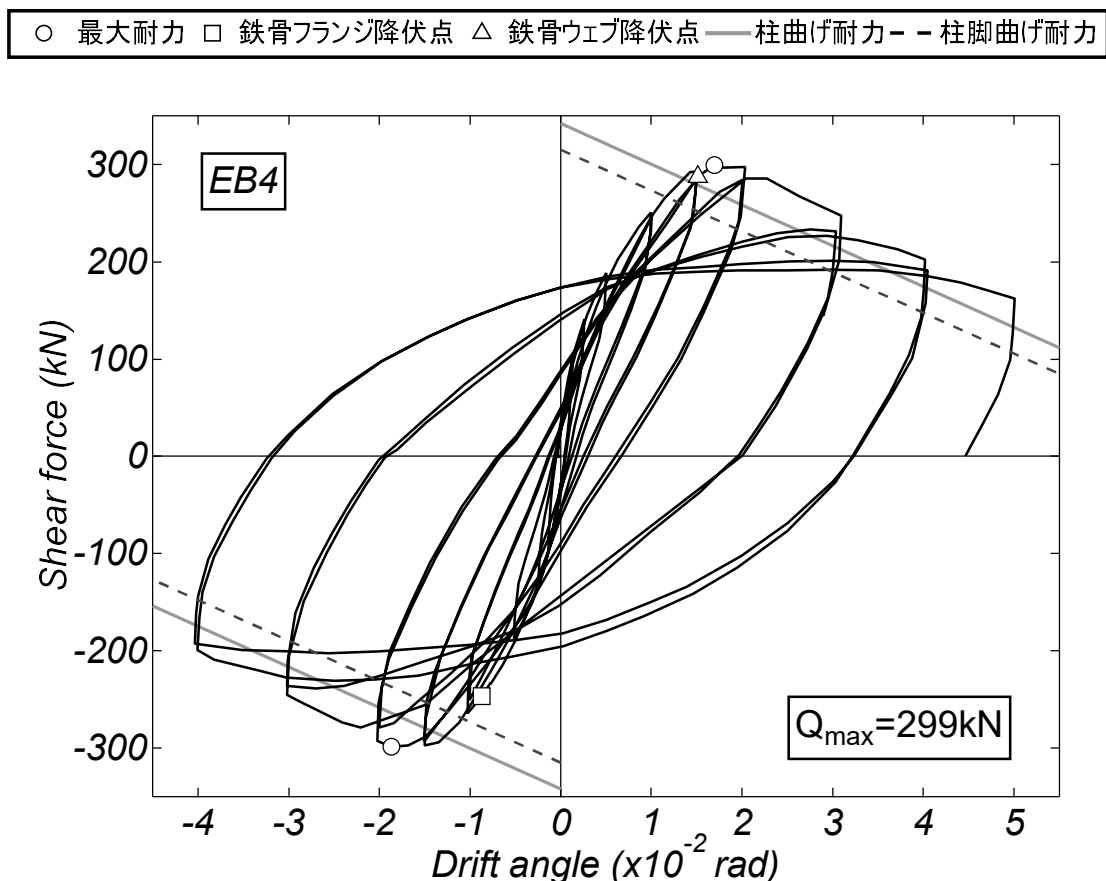


図 4.1.2(a) EB4 せん断力－変形角関係

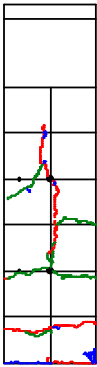
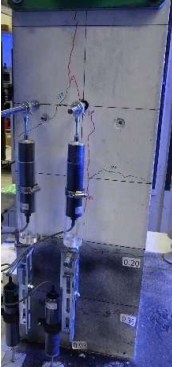
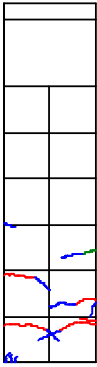
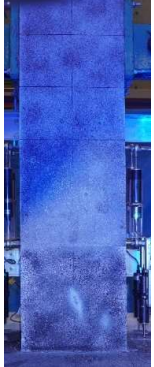
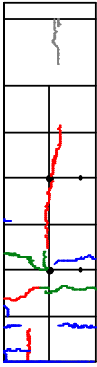
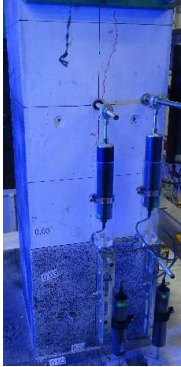
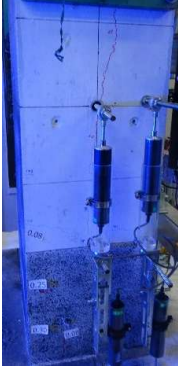
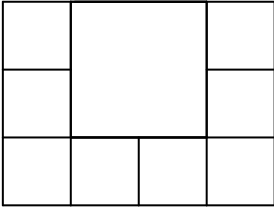
R=1/67rad			
	ひび割れ図	正 載 荷 ピ ー ク	負 載 荷 ピ ー ク
南 面			
正 面			
北 面			
ス タ ブ			

図 4.1.3(a) 試験体 EB4 R=1/67 rad 損傷状況

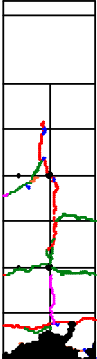
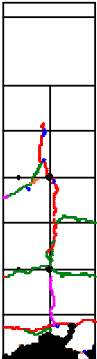
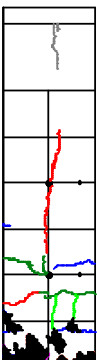
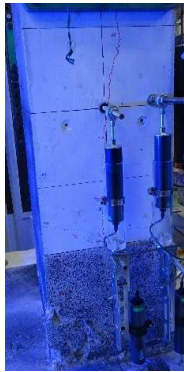
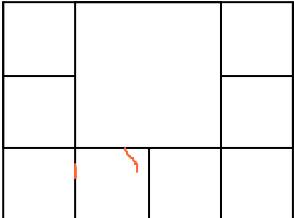
最終損傷状況		
	ひび割れ図	正載荷ピーク
南面		
正面		
北面		
スタブ		

図 4.1.4(a) 試験体 EB4 最終損傷状況

(2)試験体 EB3

埋込み深さ比 1.5 の試験体 EB3 では、 $R=1/100\text{rad}$ の 1 サイクル目のピーク時に正載荷時引張側鉄骨フランジの降伏が確認された。同変形角における負載荷 1 サイクル目で柱下部に曲げひび割れの発生が確認された。 $R=1/67\text{rad}$ の 1 サイクル目での正載荷のサイクルでは、北面の柱下部に圧縮ひび割れの発生が確認された。同変形角 1 サイクル目の負載荷時に引張側鉄骨フランジの降伏が確認された。

$R=1/50\text{rad}$ の 1 サイクル目において埋込み部鉄骨ウェブの降伏および正載荷側最大耐力 $Q=321.9\text{kN}$ が記録された。同変形角 1 サイクル目で負載荷側最大耐力 $Q=-321.9\text{kN}$ が記録された。

試験体 EB4 と同様にその後のサイクルにおいて柱下部のコンクリートに発生したひび割れの拡幅が拡幅し、徐々に耐力低下する傾向が認められた。以上の結果から試験体 EB3 の破壊モードは柱曲げ降伏先行型であったと判定される。

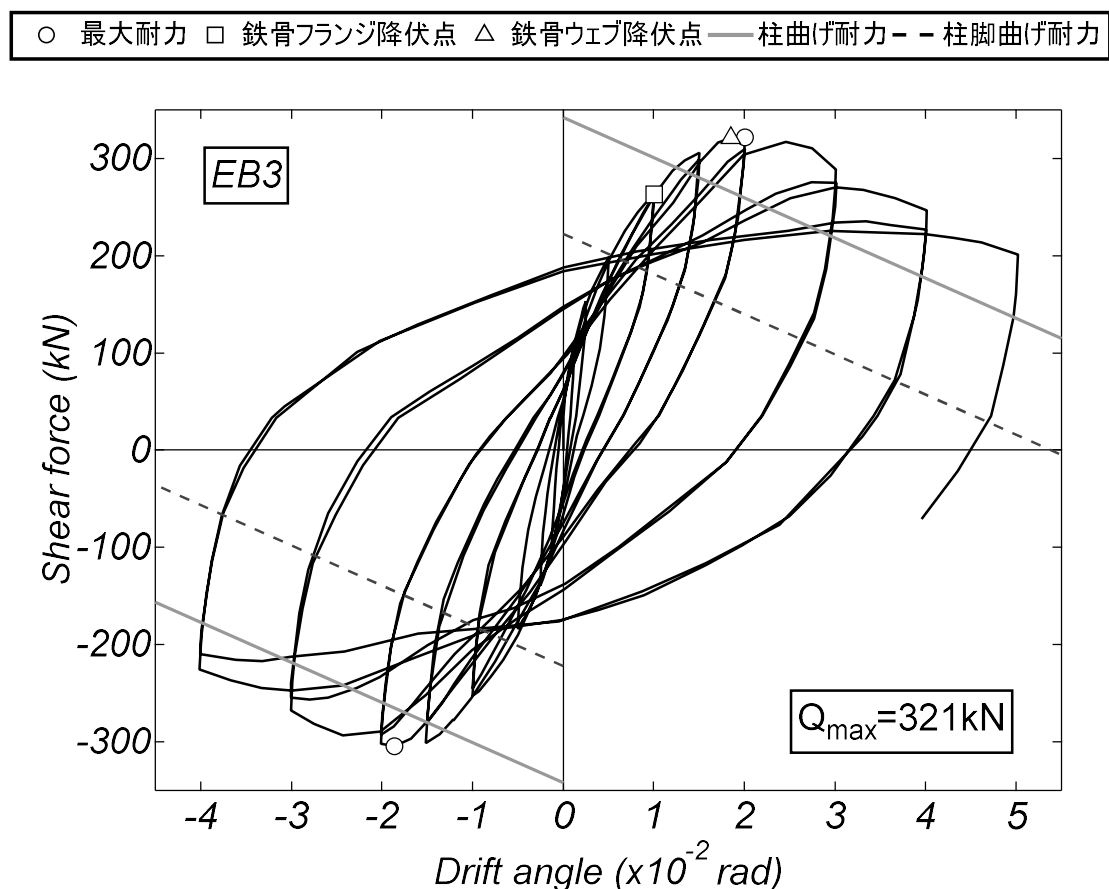


図 4.1.2(b) EB3 せん断力－変形角関係

R=1/67rad			
	ひび割れ図	正載荷ピーク	負載荷ピーク
南面			
正面			
北面			
スタブ			

図 4.1.3(b) 試験体 EB3 R=1/67 rad 損傷状況

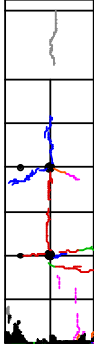
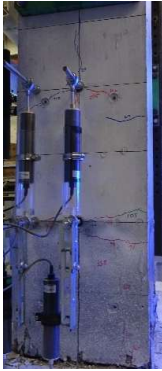
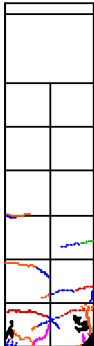
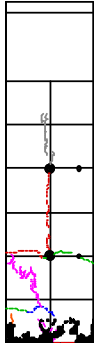
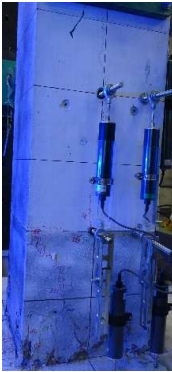
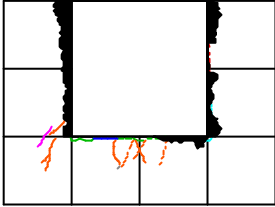
最終損傷状況		
	ひび割れ図	
南面		
正面		
北面		
スタブ		

図 4.1.4(b) 試験体 EB3 最終損傷状況

(3)試験体 EB2

埋込み深さ比 1.0 の試験体 EB2 では、 $R=1/67\text{rad}$ のサイクルにおいて埋込み部ウェブおよびフランジの降伏およびスタブ上面のコンクリートに柱と柱脚の境界からの放射状ひび割れの発生が確認された。また、 $R=1/50\text{rad}$ の 1 サイクル目において正載荷側最大耐力 $Q=276.3\text{kN}$ を記録した。同変形角 1 サイクル目において負載荷側最大耐力 $Q=-264.5\text{kN}$ が記録された。その後、スタブ上面のコンクリートに発生した放射状ひび割れの拡幅が顕著であった。

以上の結果から試験体 EB2 の破壊モードは柱脚曲げ降伏先行型であったと判断される。

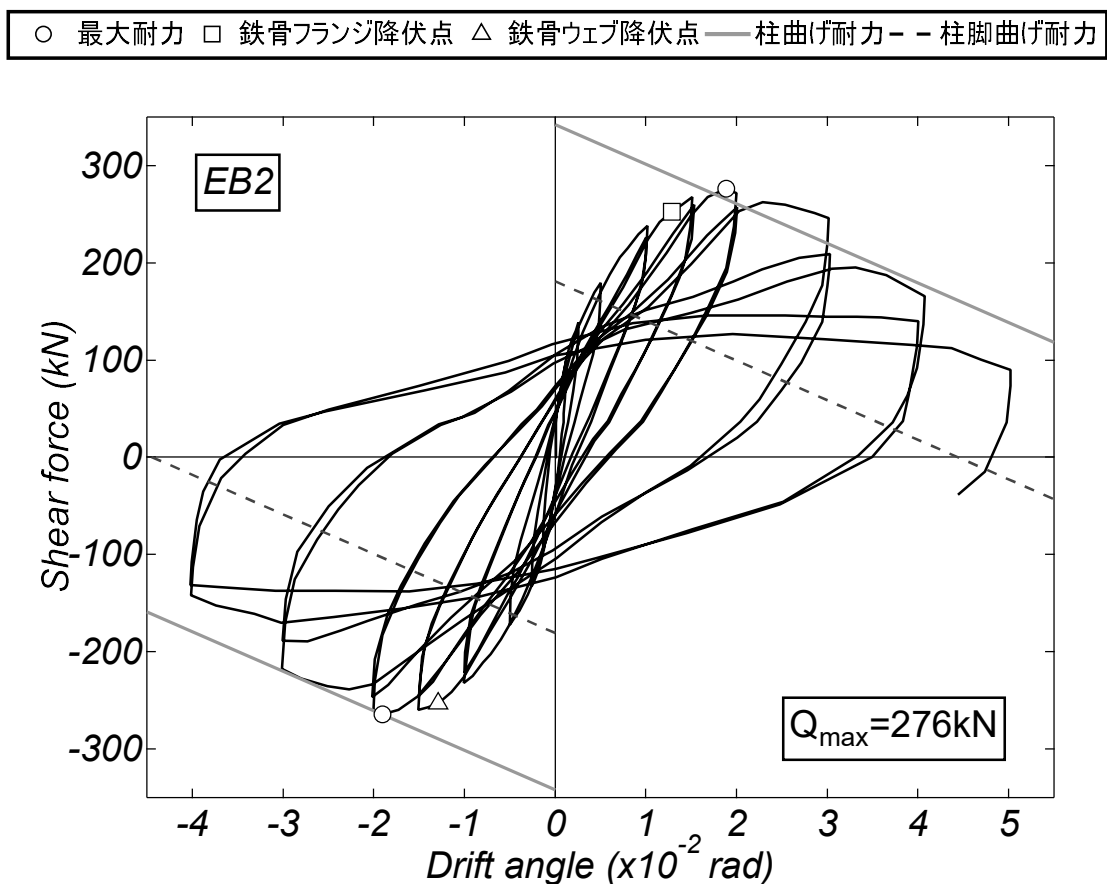


図 4.1.2(c) EB2 せん断力－変形角関係

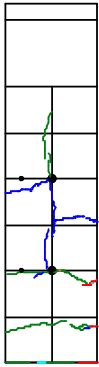
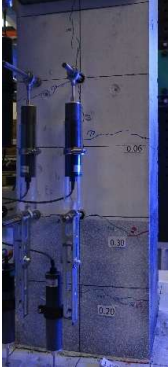
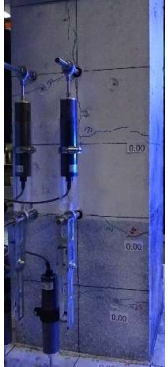
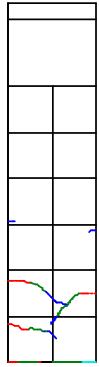
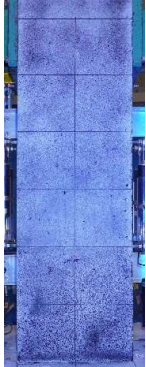
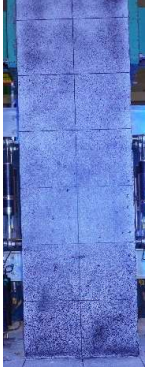
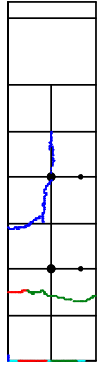
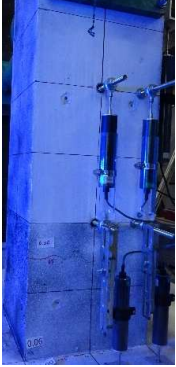
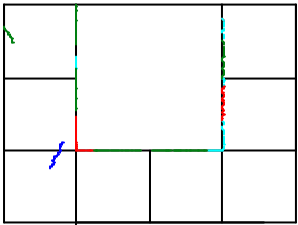
R=1/67rad			
	ひび割れ図	正 載 荷 ピ ー ク	負 載 荷 ピ ー ク
南 面			
正 面			
北 面			
ス タ ブ			

図 4.1.3(c) 試験体 EB2 R=1/67 rad 損傷状況

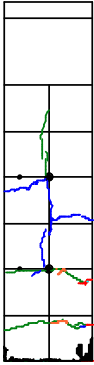
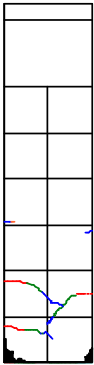
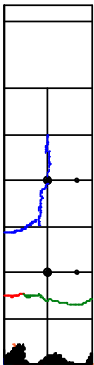
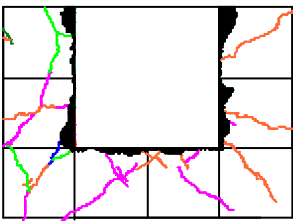
最終損傷状況		
	ひび割れ図	
南面		
正面		
北面		
スタブ		

図 4.1.4(c) 試験体 EB2 最終損傷状況

(4)試験体 EN2

埋込み深さ比 1.0 の BP のない試験体 EN2 では、 $R=1/67\text{rad}$ のサイクルにおいて埋込み部ウェブの降伏および正載荷側最大耐力 $Q=202.3\text{kN}$ が記録された。また、南面の柱と柱脚の境界付近隅角部においてひび割れの発生が確認された。同変形角 1 サイクル目において負載荷側最大耐力 $Q=-213.3\text{kN}$ および正面側のスタブ上面において境界付近からのびるひび割れの発生が確認された。耐力が低下した後、 $R=1/33\text{rad}$ の 1 サイクル目の正載荷時において鉄骨フランジの降伏が確認された。また、スタブ上面の剥離および鉄骨の浮き上がりが顕著であった。

以上の結果から試験体 EN2 の破壊モードは柱脚曲げ降伏先行型であったと判断される。

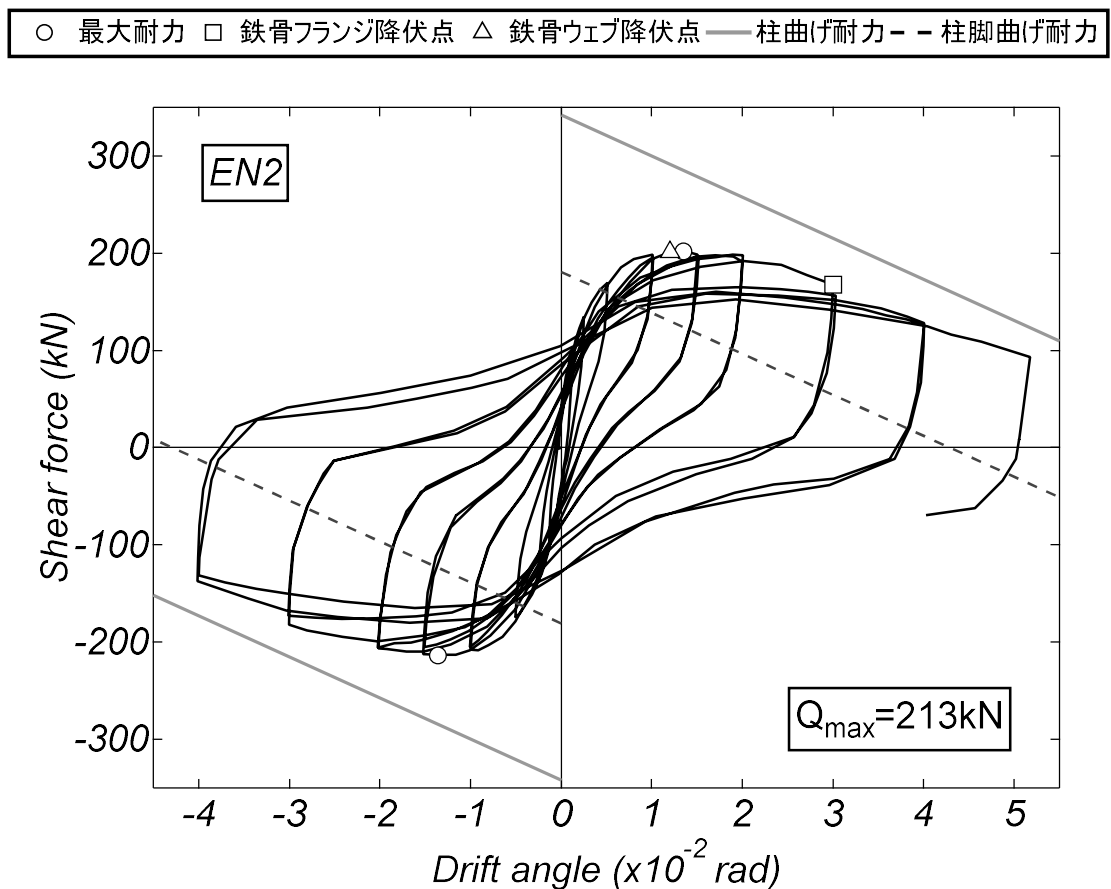


図 4.1.2(d) EN2 セン断力－変形角関係

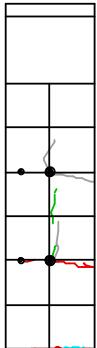
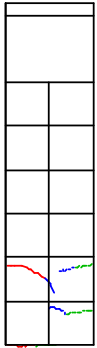
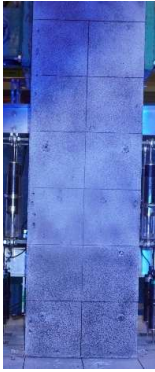
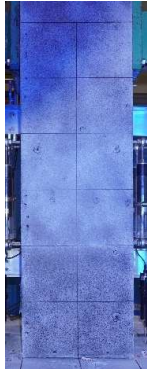
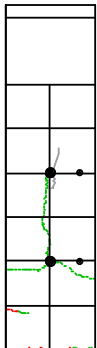
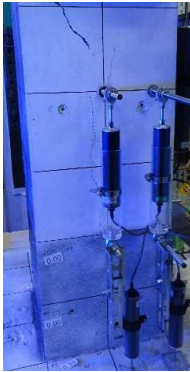
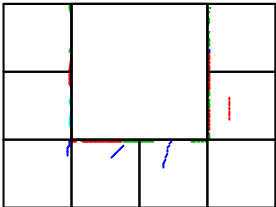
R=1/67rad			
	ひび割れ図	正載荷ピーク	負載荷ピーク
南面			
正面			
北面			
スタブ			

図 4.1.3(d) 試験体 EN2 R=1/67 rad 損傷状況

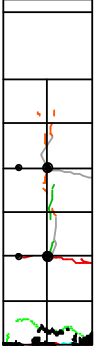
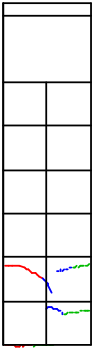
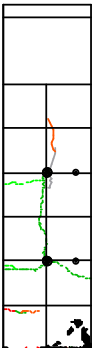
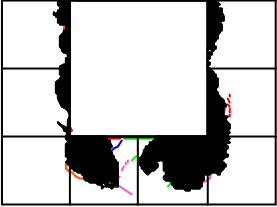
最終損傷状況			
	ひび割れ図	正載荷ピーク	負載荷ピーク
南面			
正面			
北面			
スタブ			

図 4.1.4(d) 試験体 EN2 最終損傷状況

4.2 軸ひずみ - 変形角関係

各試験体の軸方向ひずみ－変形角関係を図 4.2.1 に示す。

各試験体において変形角 0 付近のひずみは負側で推移しており，圧縮軸力の影響がうかがえる。

試験体 EB4 および EB3 ではほぼ同様に軸ひずみが推移し， $R=1/33\text{rad}$ 以降のサイクルで軸ひずみの増加の傾きは小さくなる傾向がみられた。一方で試験体 EB2 および EN2 では変形角の増大に伴い，軸ひずみの増加の傾きは大きくなる傾向が確認された。これはスタブの損傷が顕著になり，鉄骨の浮き上がりによる影響が推察される。

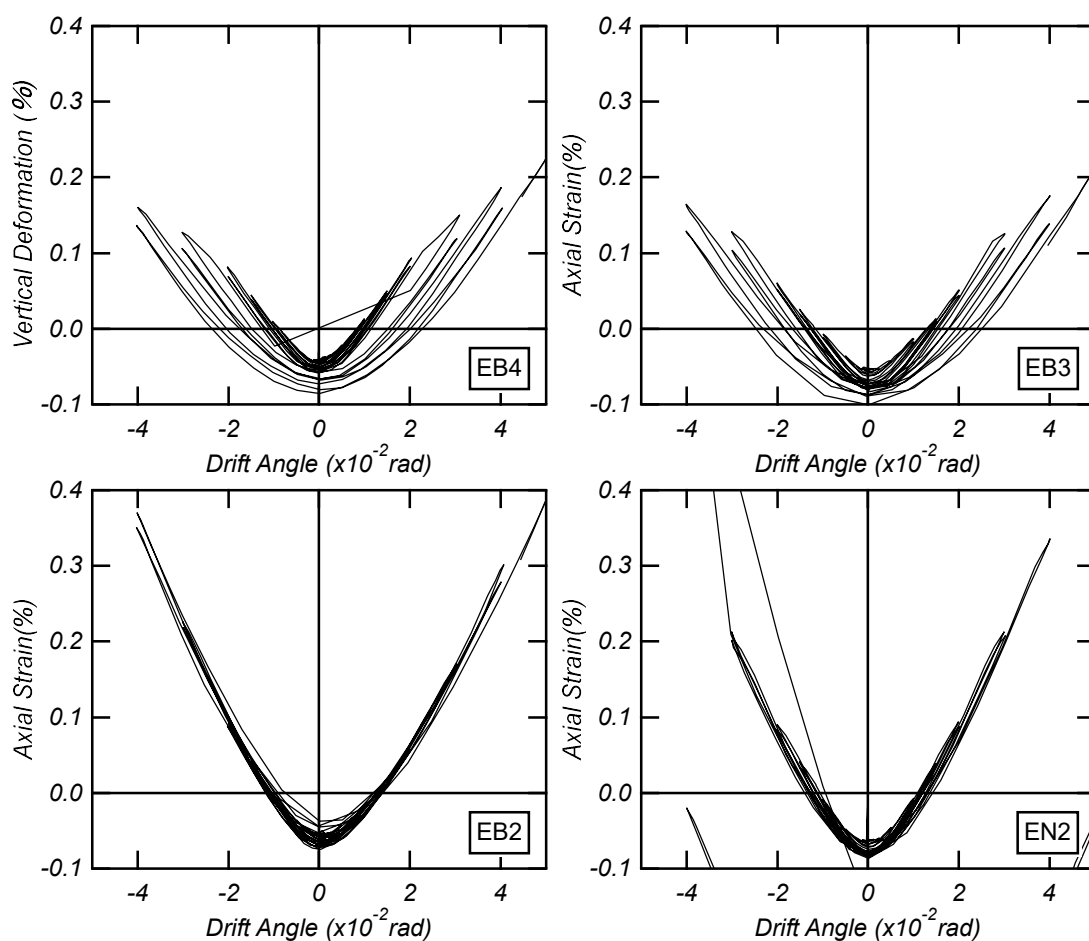


図 4.2.1 軸ひずみ - 変形角関係

4.3 等価粘性減衰定数

図 4.3.1 に各試験体における等価粘性減衰定数と変形角の関係を示す。同図における $R=1/100\text{rad}$, $1/50\text{rad}$, $1/33\text{rad}$, $1/25\text{rad}$ の変形角では 2 サイクル目の値を示す。実験時の等価粘性減衰定数 h_{eq} は式(4.3.1)に従って算出した。除荷剛性に Clough モデルを適用した場合の等価粘性減衰定数の評価式（式(4.3.2)）および限界耐力計算法の減衰定数評価式（式(4.3.3)）も同時に示す。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{\Delta W}{W_e} \right) \quad (4.3.1)$$

$$h_{eq} = 1/\pi \left(1 - 1/\sqrt{\mu} \right) \quad (4.3.2)$$

$$h_{eq} = 0.25 \left(1 - 1/\sqrt{\mu} \right) \quad (4.3.3)$$

記号

ΔW : 履歴ループの 1 サイクルの面積

W_e : 等価ポテンシャルエネルギー

全ての試験体で等価粘性減衰定数の実験値は式(4.3.2)および式(4.3.3)の値と比べて高くなっている。

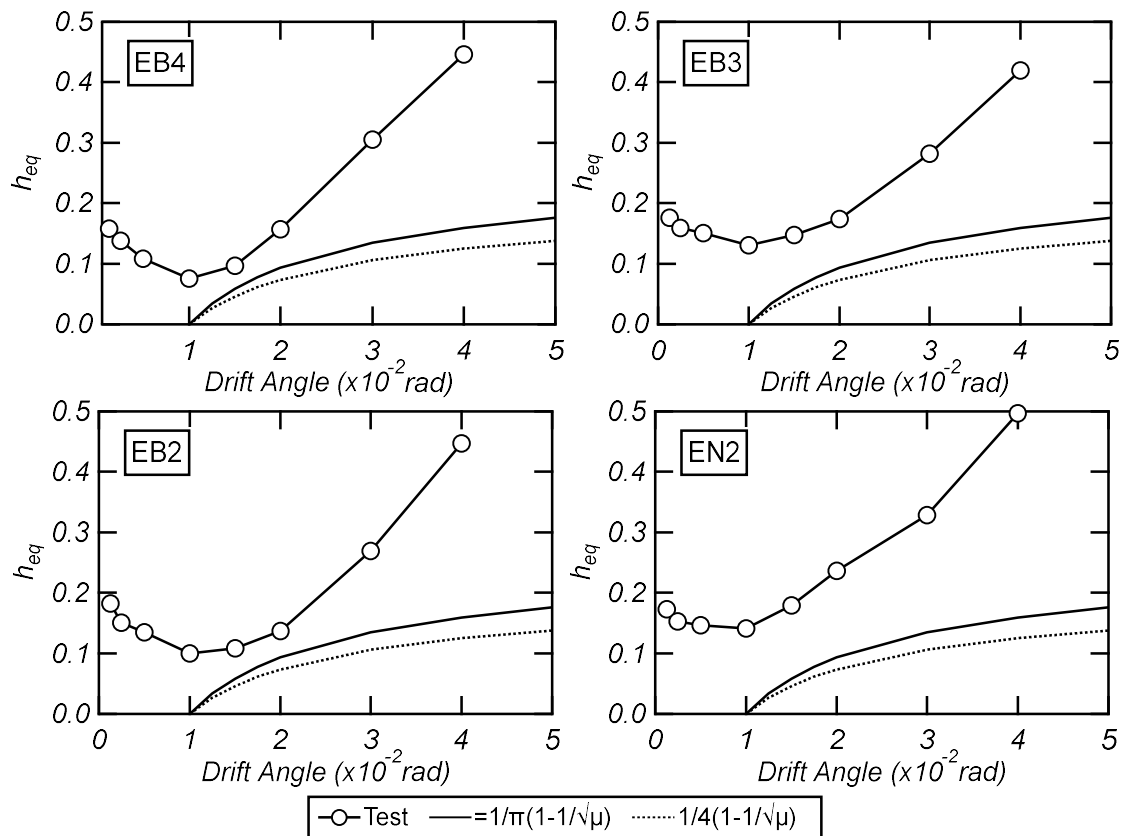


図 4.3.1 等価粘性減衰定数の推移

4.4 鉄骨の応力状況

4.4.1 鉄骨フランジ高さ方向応力分布

図 4.4.1 から図 4.4.8 に正載荷および負載荷のときの鉄骨フランジの高さ方向応力分布を示す。同図は $R=1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50\text{rad}$ における 1 サイクル目のピーク時の値である。鋼材の応力は履歴特性をバイリニア型と仮定し、同図に示す高さ位置のひずみゲージ計測値から算出した。また、柱下部の応力は鉄骨フランジに貼り付けた 2 枚のひずみゲージの平均値から算出した。

試験体 EB2 の北側を除く各試験体の北側および南側ともに柱上部から境界付近にかけて応力が増加し、境界付近から埋込み部にかけて応力が減少している。

南側の BP 付近（図の最も下部）に着目すると、試験体 EB4, EB3 および EB2 では埋込深さが浅いほど引張応力が大きい。一方、試験体 EN2 では応力がほぼ 0 の値をとる。これは BP がないことによりコンクリートとフランジ下端において応力伝達が生じないためである。

北側の BP 付近に着目すると、試験体 EB4, EB3 および EB2 の $R=1/200\text{rad}$ と $1/100\text{rad}$ では正の値が確認された。しかしながら、試験体 EB2 の $R=1/67\text{rad}$ では負の値が確認された。これらは前節で述べたようにスタブ上面のひび割れの発生と対応するものと推察される。試験体 EN2 では変形角の増加に伴う圧縮応力の増加が認められ、BP の有無によるフランジ応力状態の差異が確認された。

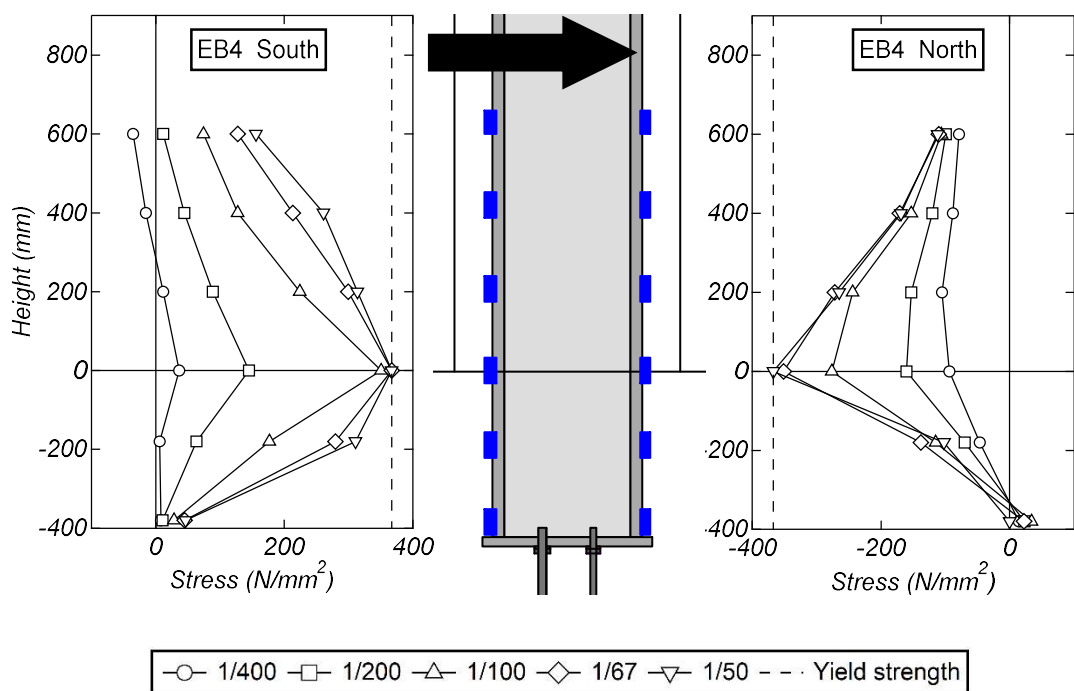


図 4.4.1 EB4 正載荷時フランジの高さ方向応力分布

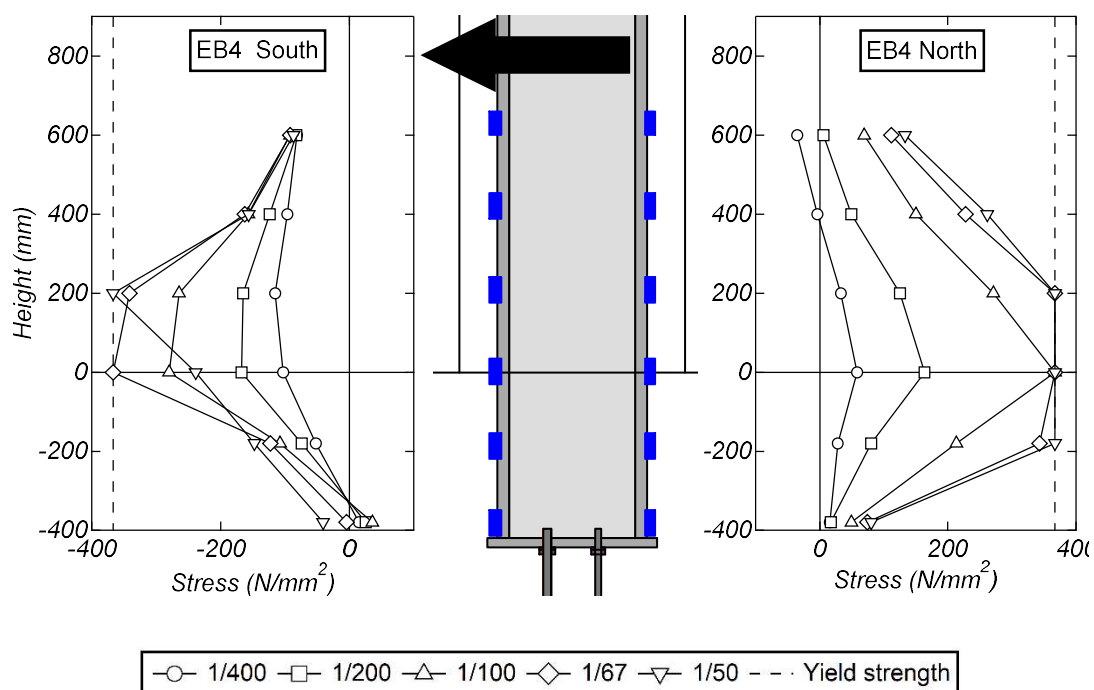


図 4.4.2 EB4 負載荷時フランジの高さ方向応力分布

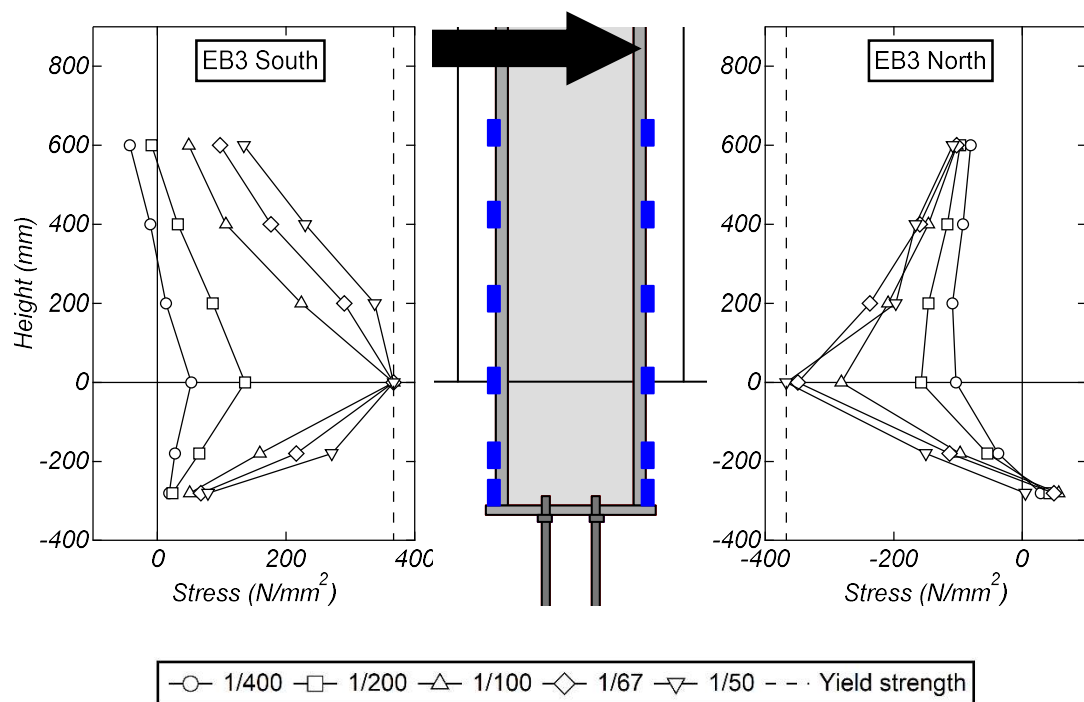


図 4.4.3 EB3 正載荷時フランジの高さ方向応力分布

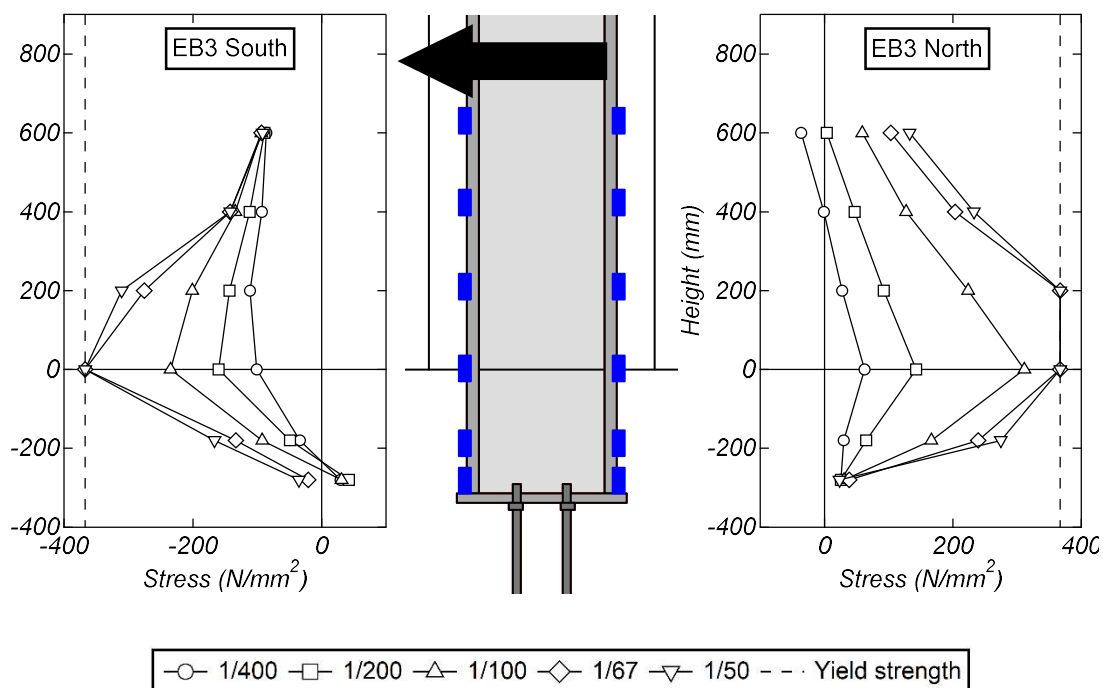


図 4.4.4 EB3 正載荷時フランジの高さ方向応力分布

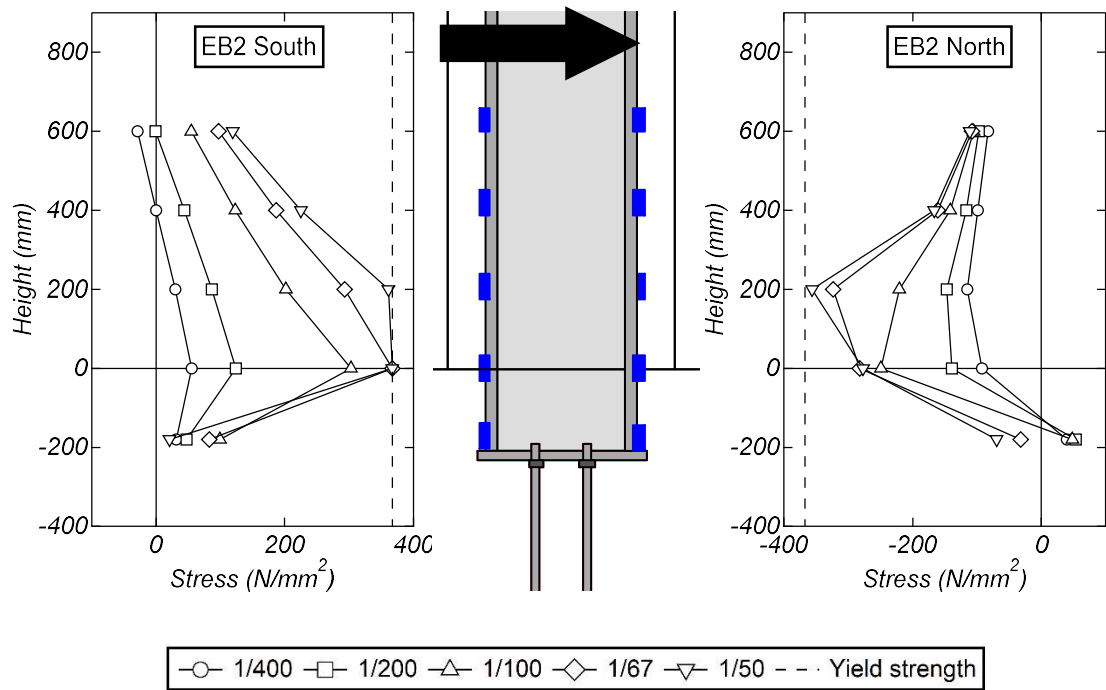


図 4.4.5 EB2 正載荷時フランジの高さ方向応力分布

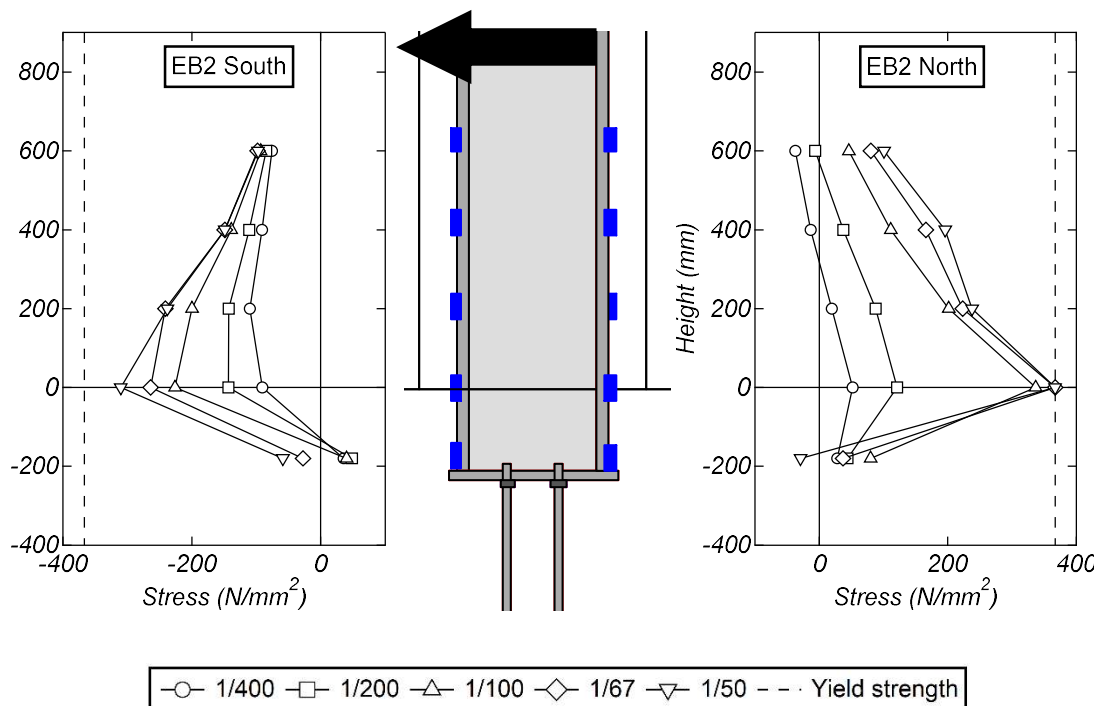


図 4.4.6 EB2 負載荷時フランジの高さ方向応力分布

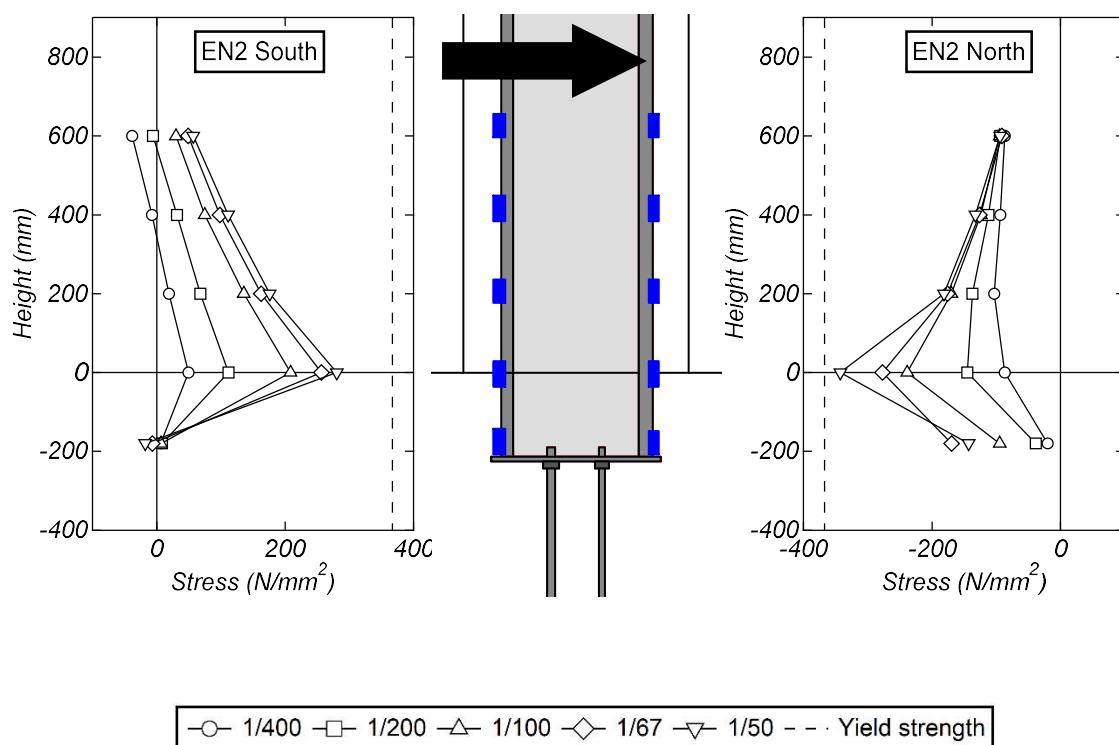


図 4.4.7 EN2 正載荷時フランジの高さ方向応力分布

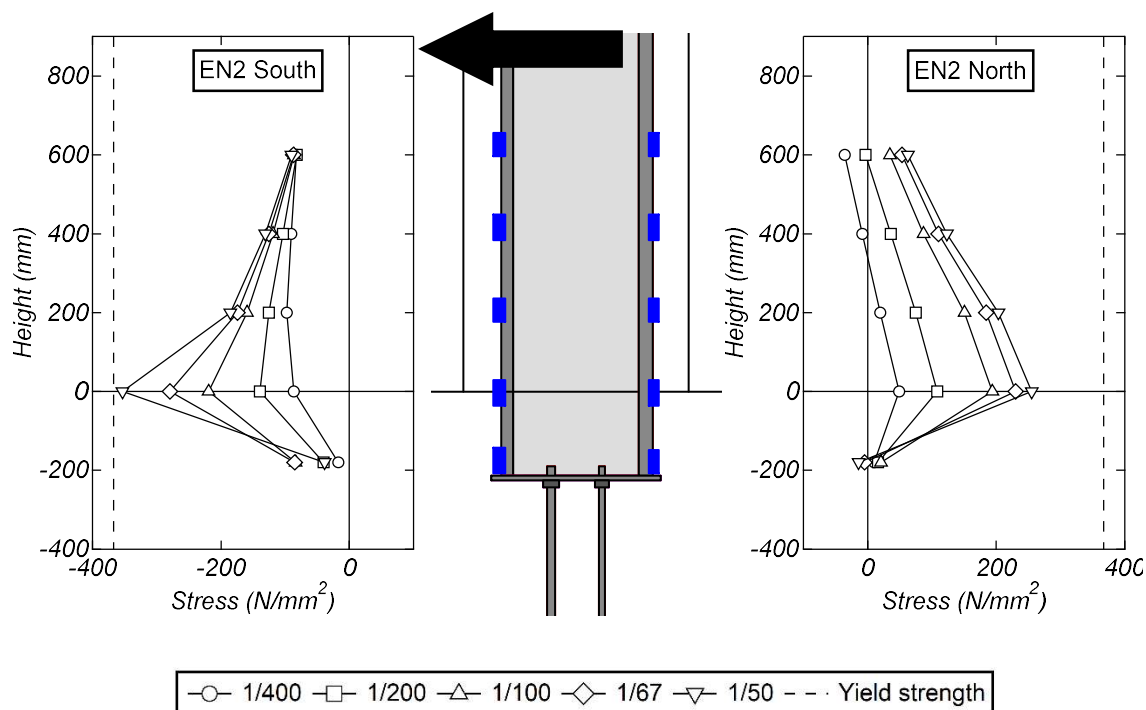


図 4.4.8 EN2 負載荷時フランジの高さ方向応力分布

4.4.2 鉄骨ウェブの高さ方向せん断応力分布

図 4.4.9 から図 4.4.12 に $R=1/400, 1/200, 1/100, 1/67\text{rad}$ の正載荷 1 サイクル目ピーク時における鉄骨ウェブの XZ 方向せん断応力の高さ方向分布を示す。せん断応力は同図に示す位置における 3 軸ひずみゲージの計算値から Mises の降伏条件を適用したロゼット解析により算出した。

各試験体ともに柱から埋込み部にかけて応力の減少が認められた。また、柱と埋込み部の境界付近で応力の減少が大きい。すなわち、当該区間において鉄骨およびコンクリートの間に水平支圧力の作用が推察される。

柱下部に着目すると、試験体 EB4, EB3 および EB2 では変形角の増加に伴う応力の増加が確認されたのに対して試験体 EN2 では応力の増加は小さかった。これは、図 4.1.2(d)に示すように試験体 EN2 のせん断力が他の試験体と比べて低いことに起因するものと推察される。埋込み上部に着目すると、各試験体ともに変形角の増加に伴う応力の増加が確認された。また、各試験体の応力の値に明確な差はみられない。

試験体 EB4 の埋込み部に着目すると、埋込み上部のせん断応力は埋込み下部のものと比べてわずかに高い。これは BP 付近に右向きの支圧応力が作用していると推察される。

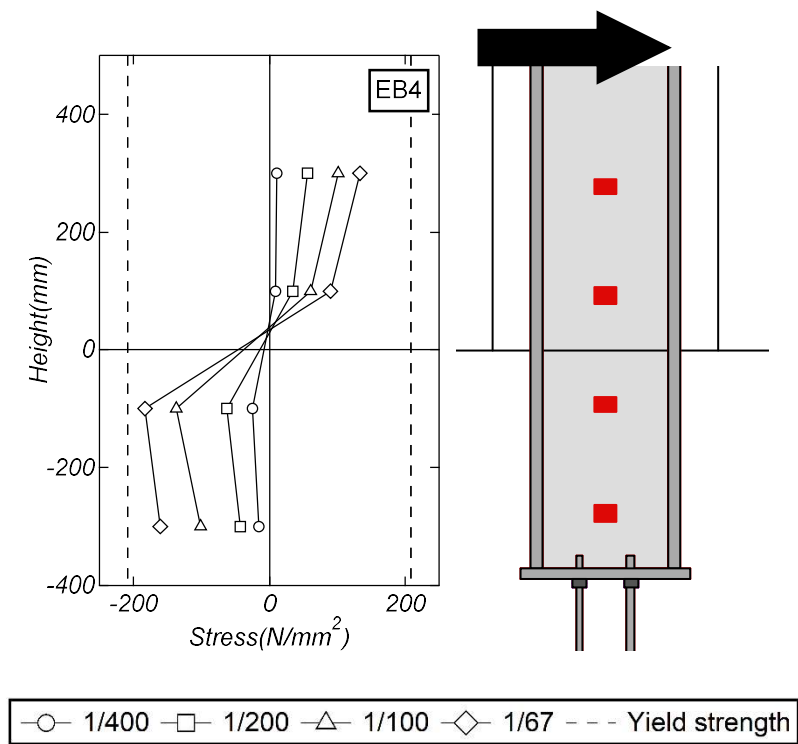


図 4.4.9 EB4 ウェブの高さ方向せん断応力分布

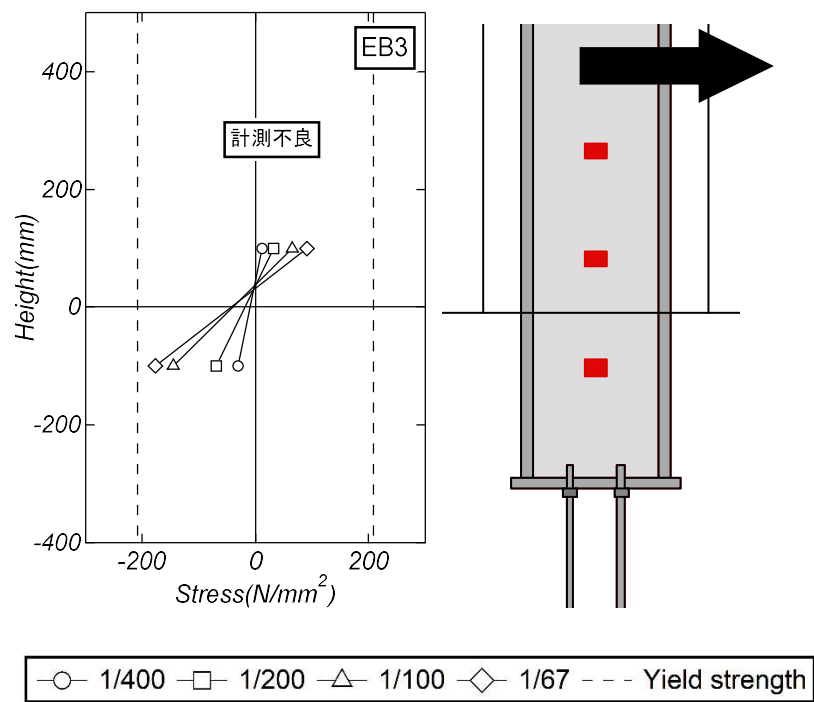


図 4.4.10 EB3 ウェブの高さ方向せん断応力分布

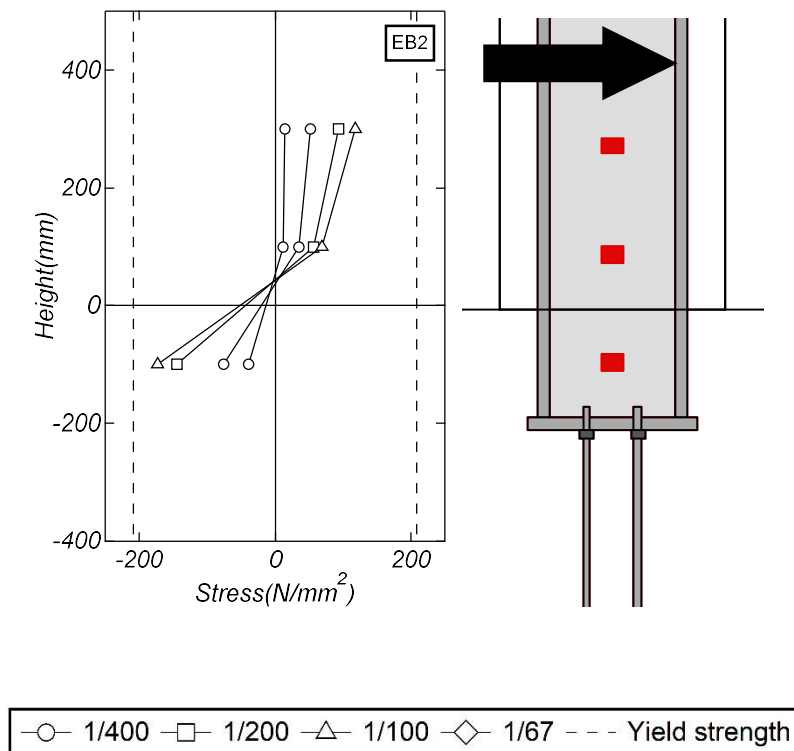


図 4.4.11 EB2 ウェブの高さ方向せん断応力分布

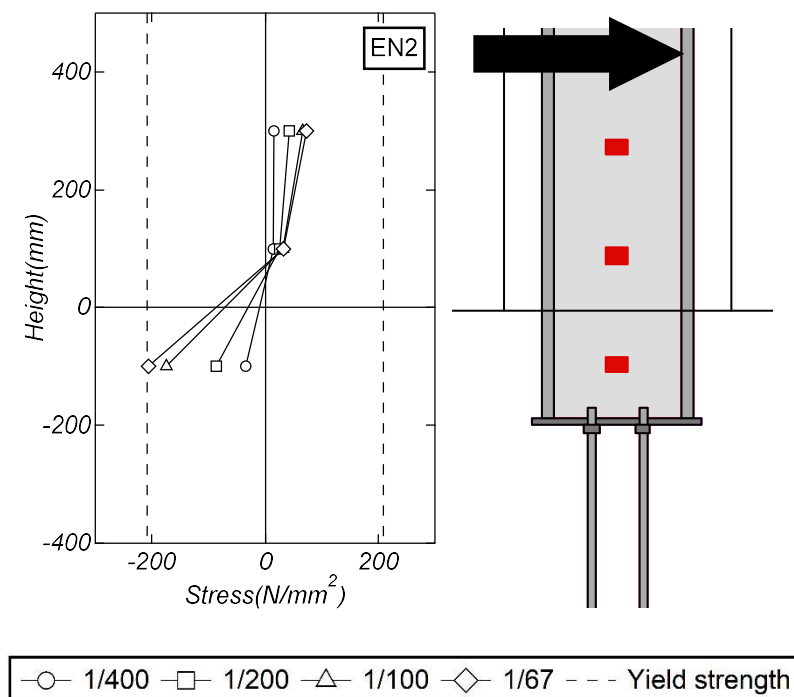


図 4.4.12 EN2 ウェブの高さ方向せん断応力分布

4.5 耐力評価

4.5.1 柱曲げ耐力

CES 柱の曲げ終局強度の算出には一般化累加強度理論より(4.5.1), (4.5.2)式より算出した。図 4.5.1 に一般化累加強度理論で算定した柱の M-N 関係を示す。ここでコンクリートの強度には低減係数 $_c r_u = 0.85 - 2.5_s p_c$ を乗じている。

$$M_u = {}_c M_u + {}_s M_u \quad (4.5.1)$$

$$N_u = N_c + N_s \quad (4.5.2)$$

記号

M_u : 柱の曲げモーメント

$_c M_u$: 軸力 N_c が作用するときのコンクリート部の曲げモーメント

$_s M_u$: 軸力 N_s が作用するときの鉄骨部の曲げモーメント

N_u : 柱に作用する軸力

N_c : コンクリート部分が負担する軸力

N_s : 鉄骨部分が負担する軸力

$_s p_c$: 圧縮側鉄骨比

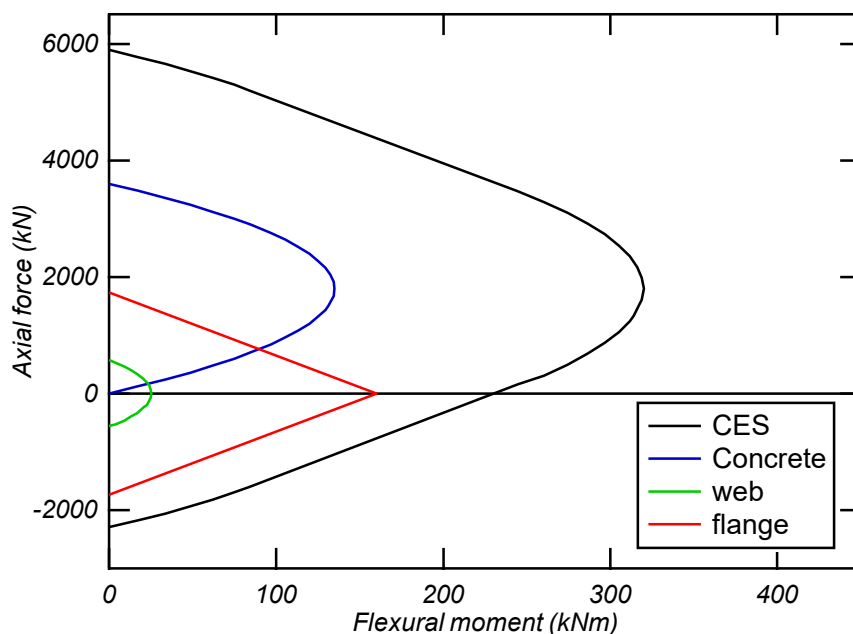


図 4.5.1 一般化累加強度理論で算定した柱の M-N 関係

4.5.2 柱脚曲げ耐力

(1)SRC 規準式

埋め込み柱脚部の曲げ耐力について SRC 規準を基に、EB2、EB3、EB4 の 3 体の試験体では柱コンクリートの耐力、BP の耐力、埋め込み部支圧破壊時の鉄骨の終局強度を累加させる方法で算定した。ここで BP のコンクリートの耐力には低減係数 0.85 を乗じている。EN2 の試験体に関しては BP の耐力を除いて算定した。

$$M_{bu} = {}_cM_{bu} + {}_sM_{bu1} + {}_sM_{bu2} \quad (4.5.3)$$

${}_cM_{bu}$ ；柱コンクリートの曲げ耐力， ${}_sM_{bu1}$ ；ベースプレート下面のコンクリートの終局曲げモーメントである。

$${}_sM_{bu2} = -\frac{{}_sQ_u b h}{2} + \frac{b_e F_b}{4} \left\{ b h^2 - \left(\frac{{}_sQ_u}{b_e F_b} \right)^2 \right\} \quad (4.5.4)$$

$$b_e = {}_s t_u + 2 {}_s d_f \quad (4.5.5)$$

$$F_b = \min \left(\sqrt{\frac{b}{b_e}} F_c, 12 F_c \right) \quad (4.5.6)$$

記号

${}_sM_{bu2}$ ：埋め込み部支圧破壊時の鉄骨の終局強度

${}_sQ_u$ ：柱鉄骨の曲げ耐力時せん断力で一般累加強度論による計算値

b_e ：支圧に対する有効幅

F_b ：支圧に対するコンクリート強度

${}_s d_f$ ：鉄骨フランジ表面からウェブフィレット先端までの距離

(2) 鋼構造接合部設計指針

埋込柱脚部最大曲げ耐力について鋼構造接合部設計指針を基に算定した。最大曲げ耐力 M_u は式(4.5.7)によって算出した。

$$M_u = F_{cu} \cdot B_c \left\{ \sqrt{(2l+d)^2 + d^2} - (2l-d) \right\} \quad (4.5.7)$$

$$Q_u = \frac{M_u}{l} \quad (4.5.8)$$

記号

M_u : 埋込柱脚の基礎コンクリート上端における最大曲げ耐力

Q_u : 埋込柱脚の最大曲げ耐力時の柱せん断耐力

F_{cu} : 基礎コンクリートの最大支圧強度 ($=1.0F_c$)

4.6 実験結果のまとめ

表 4.6.1 に実験結果および計算結果の一覧を示す。前節で示した式の計算値は実験の最大耐力時の変形による $P-\delta$ 効果を考慮して曲げモーメントをせん断力に換算したものである。

既往の柱脚曲げ耐力と柱曲げ耐力の計算値の比率はすべての試験体において 1.0 未満であり、柱脚曲げ降伏先行型の破壊モードを示している。しかしながら、4.1 節で述べたように試験体 EB4 および EB3 は柱曲げ降伏先行型の破壊モードを示し、耐力計算結果の破壊モードと対応していない。また、4.1 節で柱脚曲げ破壊を示した試験体 EB2 および EN2 においても実験値と柱脚曲げ耐力の計算値との比率は 2.71 と 1.68 であり柱脚曲げ耐力値が大幅に低いことが認められた。

試験体 EB4 および EB3 において実験の最大耐力と柱曲げ耐力の計算値との比率は 1.1 と 1.2 である。したがって、本論に示す CES 埋込み柱脚の最大耐力および破壊モードは一般化累加強度理論による柱曲げ耐力によって評価可能である。しかしながら、SRC 規準を基に算出された柱脚曲げ耐力値は実験値を大幅に過小評価し、破壊モードの判定には不適當であると考えられる。

表 4.6.1 実験結果および計算結果

		EB4	EB3	EB2	EN2
実験値 Q_{exp} (kN)		299	321	276	213
計算値 (kN)	柱 Q_{mcu}	271	259	263	288
	柱脚 Q_{mbu}	244	139	102	127
実験値 /計算値	柱	1.10	1.24	1.05	0.74
	柱脚	1.23	2.33	2.71	1.68
柱脚 Q_{mbu} / 柱 Q_{mcu}		0.90	0.54	0.39	0.44

第 5 章

FEM 解析モデル

5.1 モデル化

解析対象は第 3 章に示した BP のある試験体 EB4, EB3 および EB2 の 3 体である。解析に使用したプログラムは市販の解析ソフトウェア「FINAL」である。試験体は面外方向の対称性を考慮して片側の半分のみをモデル化した。

図 5.1.1 に解析モデルを示す。コンクリートおよび柱上部のピン支承は 8 節点アイソパラメトリック立体要素で定義し、スタブ内の鉄筋はコンクリート要素内に埋込み鉄筋として定義された。鉄骨は 4 節点積層平板シェル要素で、鉄骨およびコンクリートの間の付着特性を 8 節点アイソパラメトリック接合要素でそれぞれ定義した。また、 $P-\Delta$ 効果を考慮するために試験体上部に設置した鉛直オイルジャッキは軸剛性を剛とするトラス要素に置換した。

境界条件はスタブ下端における節点の変位を固定した。また、試験体切断面におけるすべての節点の面外方向変位を固定した。

コンクリートおよび鉄骨の材料特性は 3 章に示した材料特性の値を用いた。コンクリートの引張強度および弾性係数は CES 指針に従ってそれぞれ算定した（式(5.1.1), (5.1.2)）¹⁾。圧縮強度時のひずみは式(5.1.3)によって算定した²³⁾。

$$\sigma_{cr} = 0.313\sqrt{\sigma_B} \quad (5.1.1)$$

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{\sigma_B}{60}\right)^{1/3} \quad (5.1.2)$$

$$\varepsilon_p = 1.37\sigma_B + 1690 \quad (5.1.3)$$

記号

σ_{cr} : ひび割れ強度

σ_B : 圧縮強度

E_c : ヤング係数

γ : 気乾単位容積重量

ε_p : 一軸圧縮強度時のひずみ

本解析では、実験と同様の加力状況とするために、ピン支承に鉛直力を与えた後に水平力を作用させた。解析は実験で最大耐力を発揮した $R=1/50\text{rad}$ の载荷サイクルまで実施した。

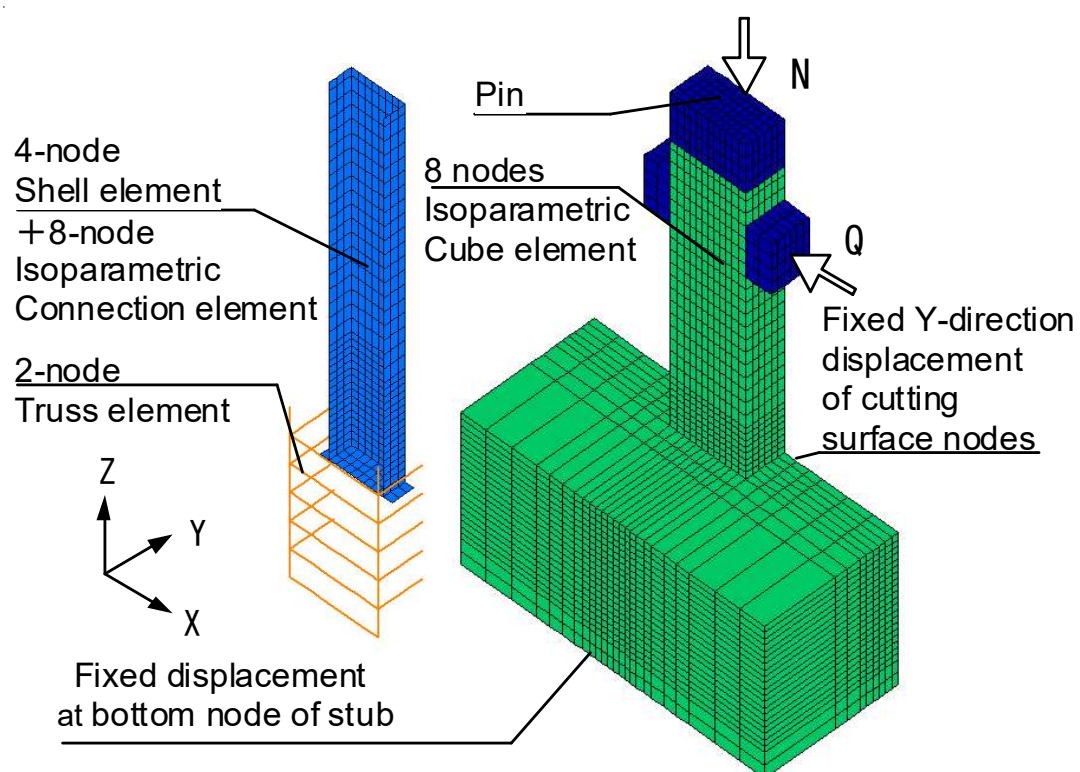


図 5.1.1 解析モデル

5.2 材料構成則

5.2.1 コンクリート

(1) 破壊基準

コンクリートの破壊基準には三軸応力下の圧縮破壊条件は Willam-Warnke の 5 パラメータモデル²⁴⁾に大沼らの係数²⁵⁾を用いて定義した。

Willam-Warnke の破壊条件

$$\tau_{oct} = \frac{2B(B^2 - A^2)C^2 + B(2A - B)\sqrt{4(B^2 - A^2)C^2 + 5A^2 - 4AB}}{4(B^2 - A^2)C^2 + (B - 2A)^2} \quad (5.2.1)$$

$$A = \left[a_0 + a_1(\sigma_{oct} / \sigma_B) - a_2(\sigma_{oct} / \sigma_B)^2 \right] \cdot \sigma_B$$

$$B = \left[b_0 + b_1(\sigma_{oct} / \sigma_B) - b_2(\sigma_{oct} / \sigma_B)^2 \right] \cdot \sigma_B$$

$$C = \cos \theta$$

記号

σ_B : 一軸圧縮強度

τ_{oct} : 八面体せん断応力

σ_{oct} : 八面体垂直断応力

θ : 偏差平面上の位置を表す量 (相似量)

$A, B, a_0, a_1, a_2, b_0, b_1, b_2$: 材料試験結果から決まる係数。

大沼らの係数

$$a_0 = 0.0689 \quad (5.2.2)$$

$$a_1 = 0.6868$$

$$a_2 = -0.0964$$

$$b_0 = 0.2040$$

$$b_1 = 0.8424$$

$$b_2 = -0.1204$$

(2) 応力－ひずみ関係

図 5.2.1 にコンクリートの応力－ひずみ関係を示す。コンクリートの応力－ひずみ構成モデルは等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデルにより表現した。また、ひび割れは非直交ひび割れモデルにより表現した²⁶⁾。応力－ひずみ関係の上昇域は修正 Ahmad モデル²⁷⁾を選択した。応力－ひずみ関係の軟化域は、繊維補強コンクリートでは二折線モデルを、普通コンクリートでは Nakamura モデル²⁸⁾をそれぞれ選択した。また、ひび割れ後の圧縮強度低下は Collins らの提案式で考慮した²⁹⁾。

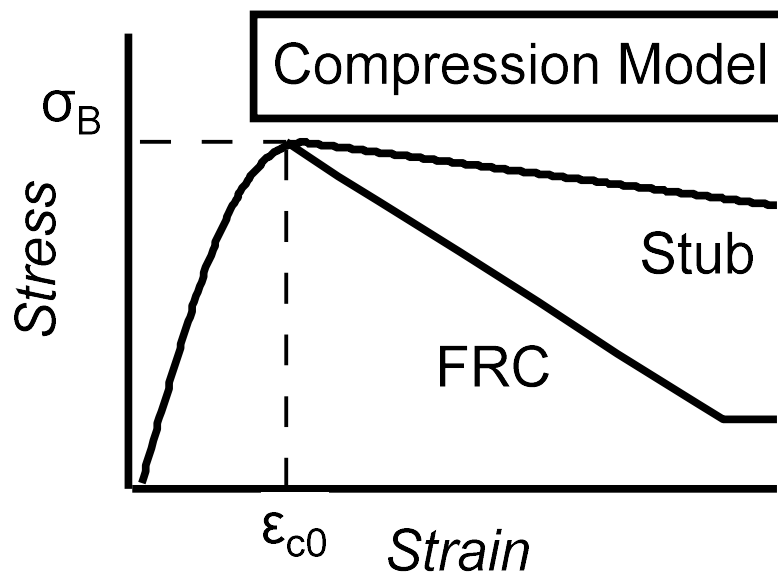


図 5.2.1 応力－ひずみ関係

(3) テンションスティフィニング特性

図 5.2.2 にひび割れ後のテンションスティフィニング特性を示す。ひび割れ発生までを線形で仮定し、ひび割れ発生後の軟化域は、埋込み部では長沼モデル³⁰⁾を使用し、無筋となる柱部では出雲モデル³¹⁾を用いてモデル係数を 1.0 とした(式(5.24))。

$$\sigma_t = \frac{(\varepsilon_{cr}/\varepsilon_t)}{\sigma_{cr}} \quad (5.2.4)$$

記号

σ_t : コンクリートの引張応力

σ_{cr} : ひび割れ発生応力

ε_{cr} : ひび割れ発生時の平均引張ひずみ

ε_t : ひび割れ直交ひずみ (ひび割れを含む平均ひずみ)

c : 付着性状を表すパラメータ

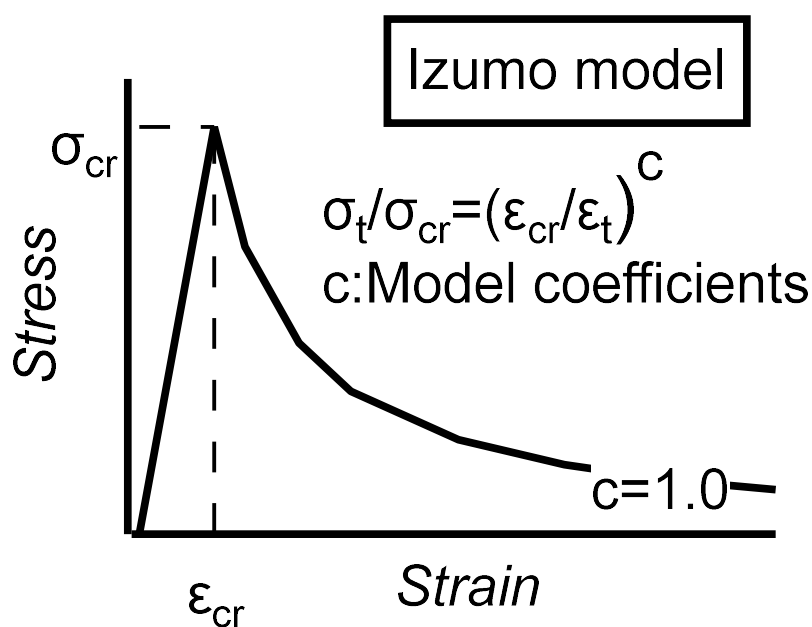


図 5.2.2 テンションスティフィニング特性

(4)履歴則

図 5.2.3 に履歴則を示す。履歴則は繰返しによる軟化挙動を考慮した長沼・大久保らの曲線モデル³²⁾を選択した。

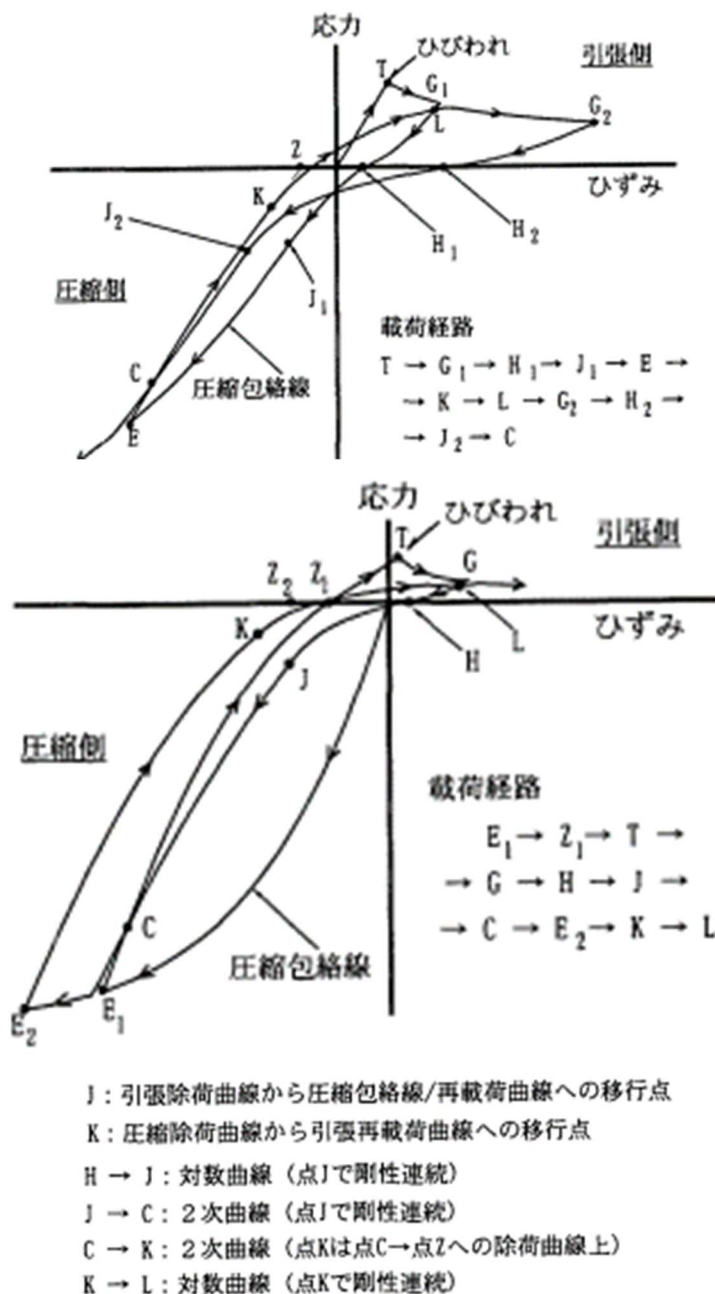


図 5.2.3 履歴則

(5)せん断伝達

ひび割れ後のせん断伝達特性を図 5.2.4 に示す。ひび割れ後のせん断伝達特性には Al-Mahaidi モデル³³⁾を選択した。ひび割れ後のせん断剛性 G_{cr} をひび割れ面に直交する方向の引張ひずみの関数として、式(5.2.5)で表した。

$$G_{cr}/G_0 = 0.4(\varepsilon_t/\varepsilon_{cr}) \quad (5.2.5)$$

記号

ε_{cr} : ひび割れ発生時の引張ひずみ

ε_t : ひび割れ直交方向の引張ひずみ

G_0 : 弾性せん断剛性

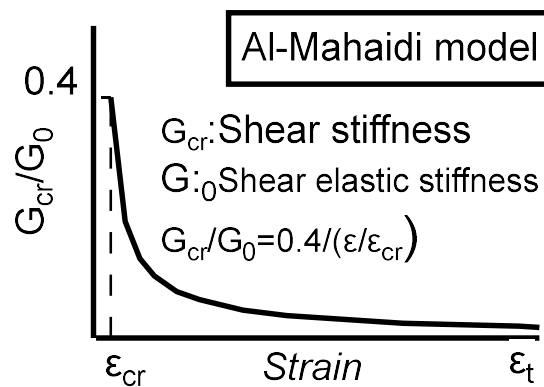


図 5.2.4 せん断伝達特性

5.2.2 鉄骨

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

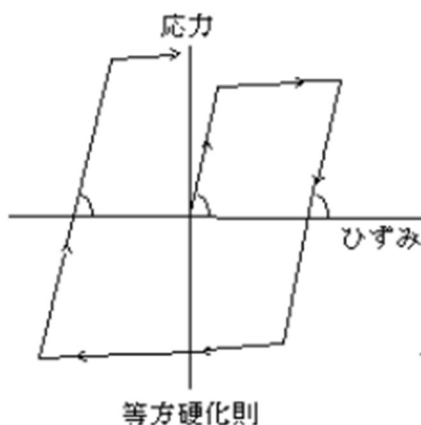


図 5.2.5 鉄骨の応力-ひずみ関係

5.2.3 コンクリートと鉄骨の境界面

図 5.2.6 に鉄骨およびコンクリート間の付着応力-滑り関係を示す。付着応力-滑り関係は完全弾塑性モデルとした。ここで最大付着応力は 0.05N/mm^2 、この時の滑り量は 0.05mm に仮定した。摩擦係数を 0.5 とし⁵⁾、作用圧縮力の増大に伴う付着応力の上昇を考慮した。鉄骨およびコンクリート間の圧縮側の接触挙動は剛とした。引張側の離間挙動は応力を負担しないように定義した。

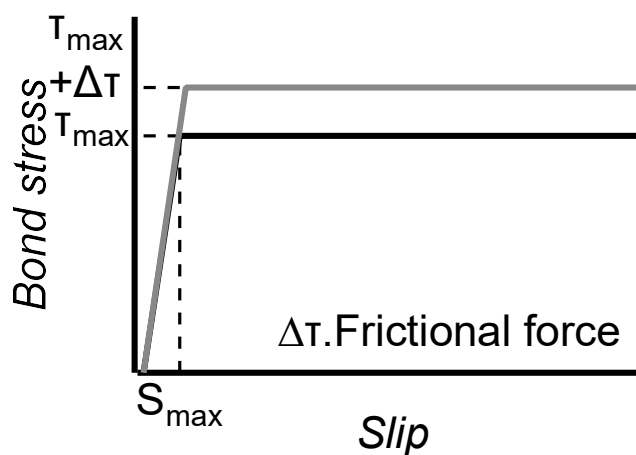


図 5.2.6 付着応力-滑り関係

5.3 実験結果と解析結果の比較

5.3.1 せん断力－変形角関係

図 5.3.1 に実験および解析のせん断力－変形角関係の比較を示す。

試験体 EB4 および EB3 では、 $R=1/67\text{rad}$ からの解析の履歴ループは実験のものとは比べて小さくなるものの、各試験体ともに各変形角ピークにおける解析のせん断力は概ね対応した。

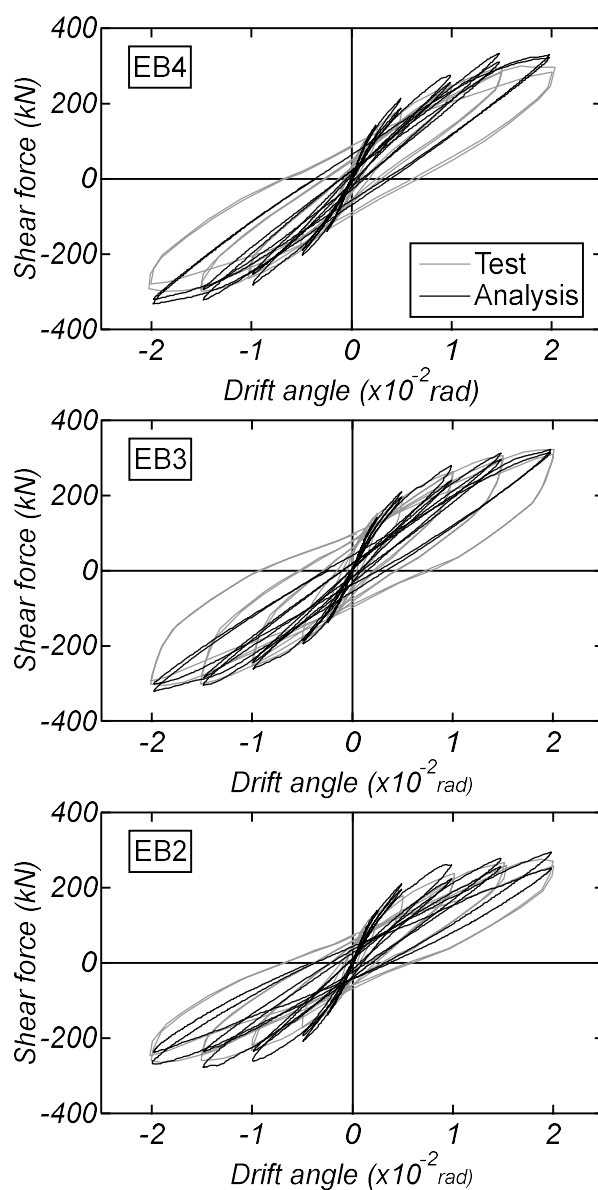


図 5.3.1 実験および解析の履歴特性の比較

5.3.2 鉄骨ウェブのせん断応力分布

図 5.3.2 に $R=1/50\text{rad}$ までの正載荷 1 サイクル目ピーク時における鉄骨ウェブの XZ 方向せん断応力推移の比較を示す。実験のせん断応力は同図に示す高さ位置における 3 軸ひずみゲージの計測値からロゼット解析により算出した。また、実験のせん断応力は降伏以前のものを示す。解析のせん断応力は実験の計測位置周囲のウェブ要素の平均値である。

柱下部のものに着目すると、各試験体ともに解析と実験のせん断応力の値は概ね対応している。一方の埋込み部のものに着目すると、全試験体において $1/100\text{rad}$ 以降の解析のせん断応力の値は実験のものと比べて低い。しかしながら、実験と解析における応力の増加傾向は対応している。

以上の実験および解析における履歴特性および鉄骨ウェブのせん断応力推移の結果より、本論に示した解析モデルは各試験体の実験結果を再現することが可能である。

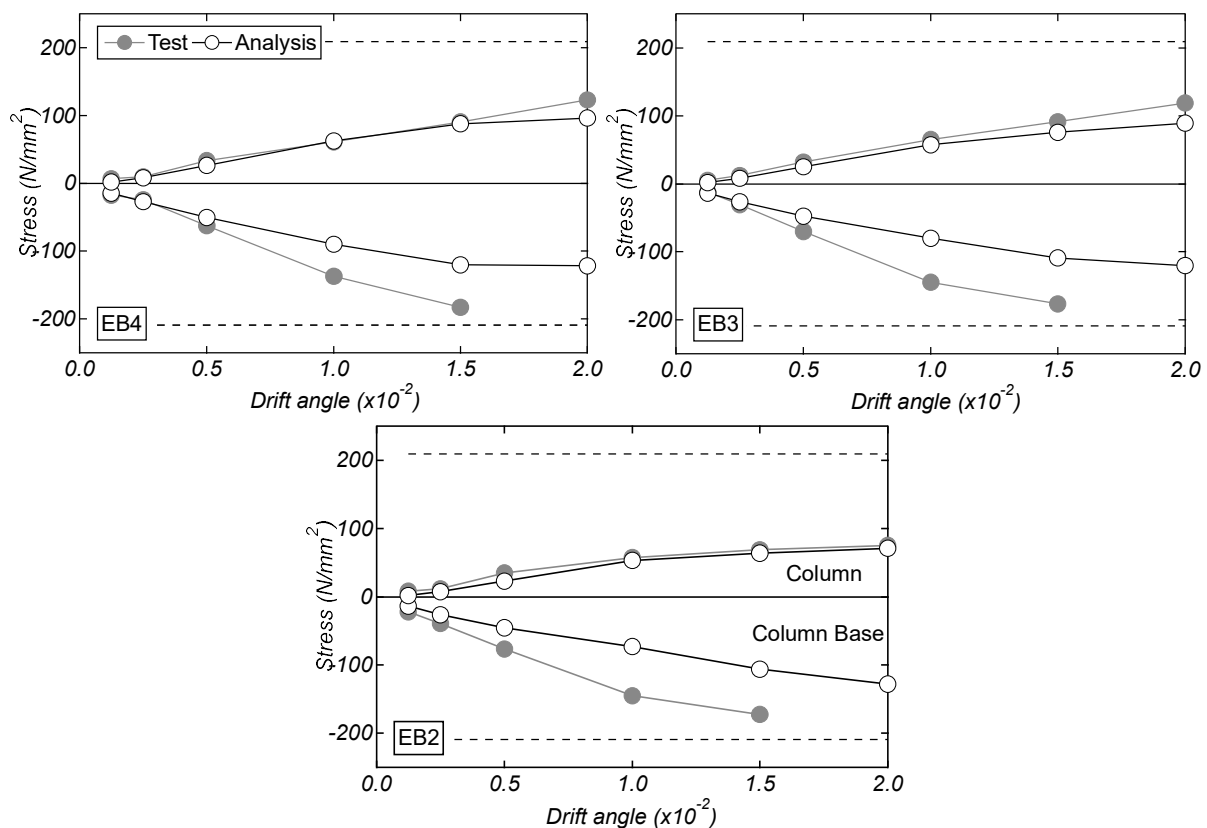


図 5.3.2 鉄骨ウェブせん断応力の推移

第 6 章

内部応力状態

6.1 コンクリートの最小主応力

6.1.1 最小主応力コンター

図 6.1.1 に各試験体の切断面における $1/67\text{rad}$ の正載荷 1 サイクル目ピーク時の値のコンクリートの最小主応力分布を示す。図 6.1.2 に埋込み部における $1/67\text{rad}$ の正載荷 1 サイクル目ピーク時のコンクリートの X 方向応力分布を示す。同図の上段は柱と柱脚の境界部（A 断面）の値を，下段は埋込み下部（B 断面）の値を示している。

図 6.1.1 の柱の下部に着目すると，各試験体ともに圧縮フランジ付近の広範囲および引張フランジの内側に圧縮応力の発生が確認された。これらは，図 6.1.2 の A 断面に示すように，鉄骨フランジからコンクリートにかけての支圧応力の伝達によるものと判断される。また，各試験体においてフランジの内側で斜めに応力が発生しており，引張フランジ内側の圧縮応力が XY 平面方向へ斜めに伝達されていることが確認された。

図 6.1.1 の埋込部に着目すると，各試験体において B 断面付近における引張フランジの外側および圧縮フランジの下部に圧縮応力の発生が確認された。図 6.1.2 の B 断面に着目すると，各試験体ともに，引張フランジの外側および圧縮フランジの内側で圧縮応力の発生が認められた。また，試験体 EB3 および EB2 において，引張フランジの外側で発生した圧縮応力は，フランジとウェブの接合部付近で高くなる傾向がみられた。

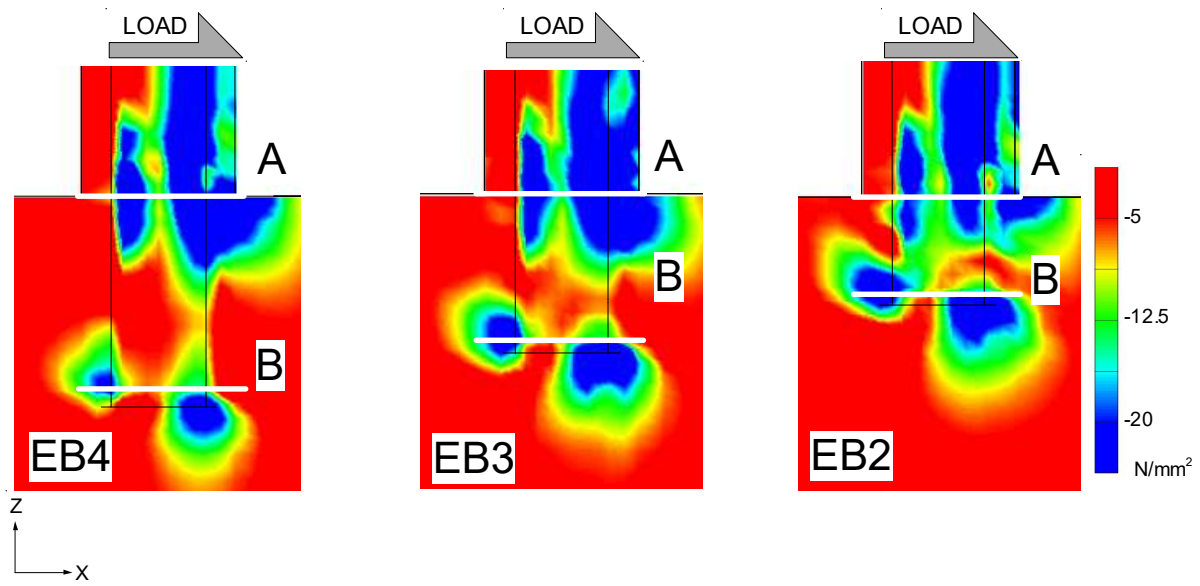


図 6.1.1 試験体中央の最小応力ベクトル (XZ 平面)

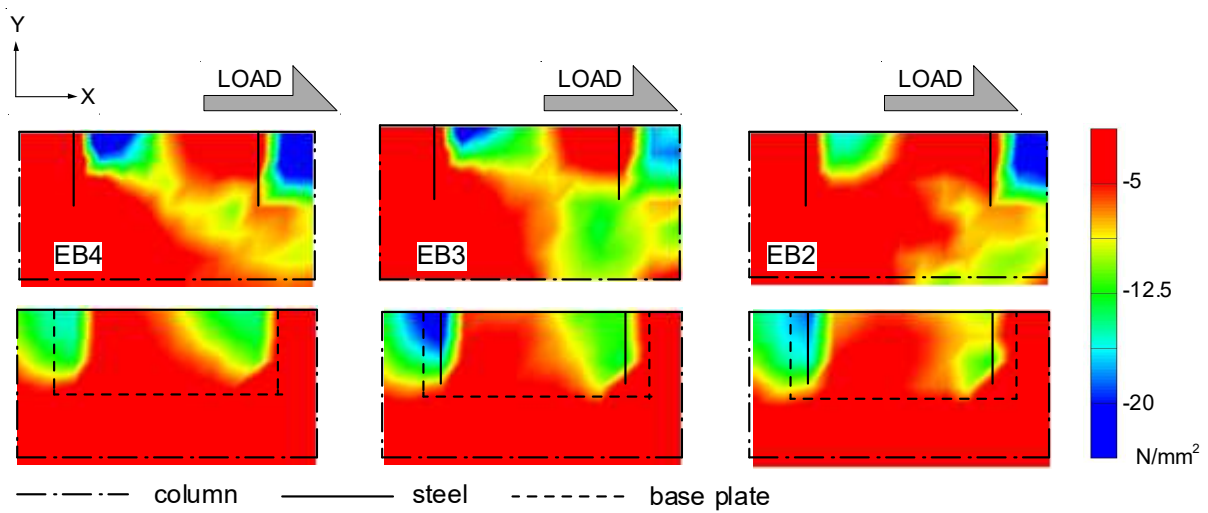


図 6.1.2 X 方向応力分布 (上段 : A 断面, 下段 : B 断面)

6.1.2 最小主応力ベクトル

図 6.1.3 に $R=1/67\text{rad}$ サイクル時正載荷における試験体切断面におけるコンクリートの最小主応力ベクトル (XZ 立面) を, 図 6.1.4 に柱下部 (A 断面) および埋込み下部 (B 断面) における最小主応力ベクトル (XY 平面) を示す。

柱とスタブの境界部に着目すると, 各試験体ともに圧縮フランジ付近において柱からの斜め方向の圧縮応力の角度はスタブ下部にかけてほぼ鉛直方向に変化した。これは当該位置に発生しているスタブ右側からの水平圧縮応力およびウェブのせん断応力の作用によるものと判断される。一方の引張フランジ付近において水平圧縮応力の発生が確認された。この応力はウェブのせん断応力と釣合っており, 図 6.1.4(a)に示すように XY 平面上で斜めに伝達されている。

BP に着目すると, 各試験体の引張フランジとの接合部付近では上側放射状方向に, 圧縮フランジとの接合部付近では下側放射方向に圧縮応力の発生が確認された。また, 圧縮フランジと BP の近傍に水平圧縮応力の発生が認められた。この圧縮応力は柱下部の水平圧縮応力と同様に XY 平面上で斜めに伝達していることがわかる (図 6.1.4(b))。

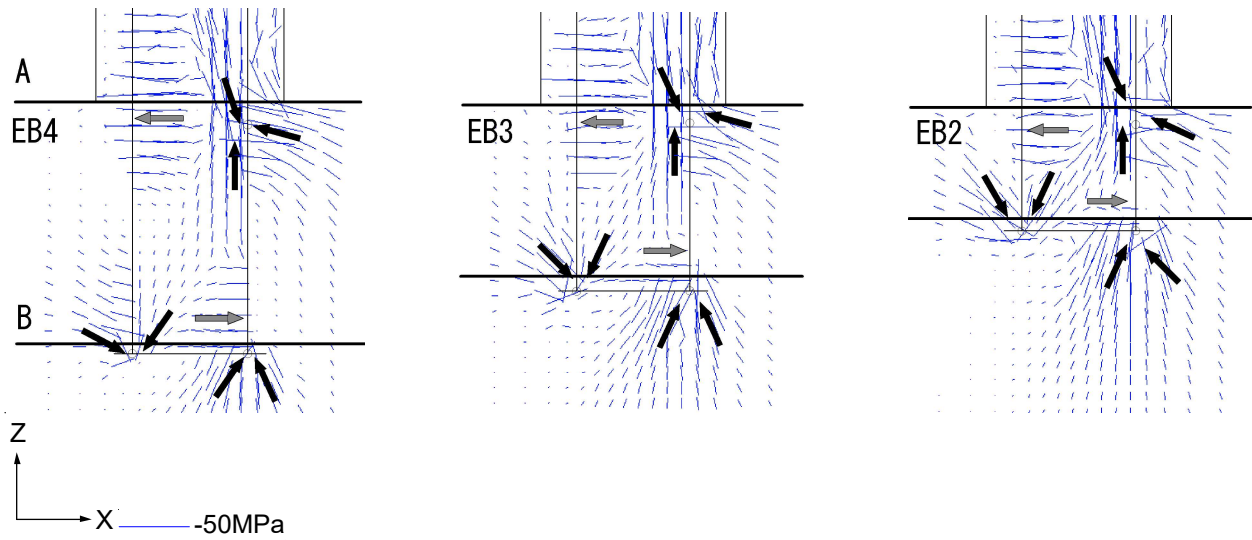
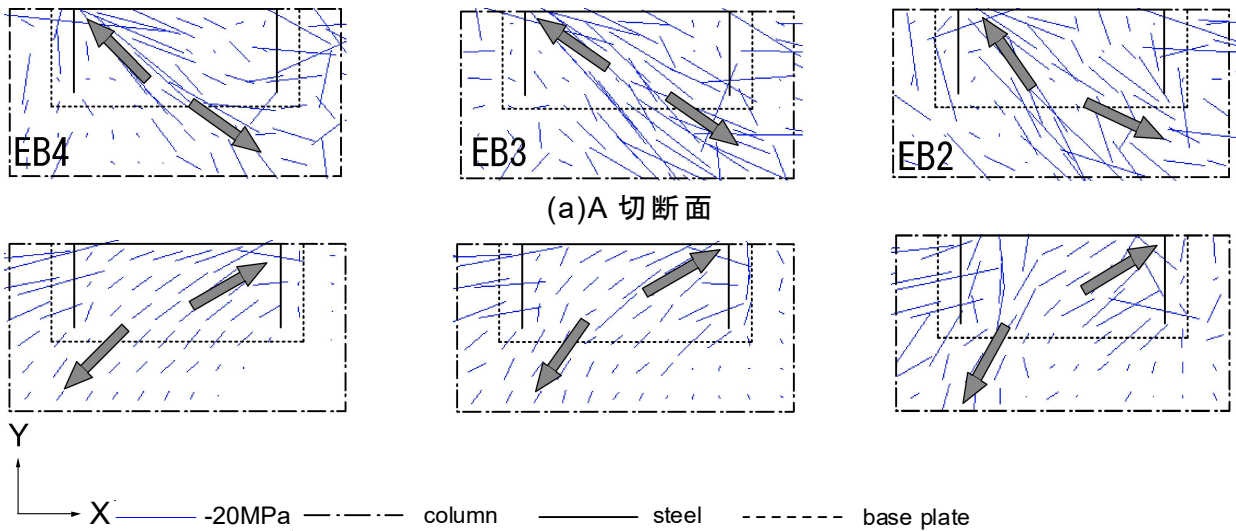


図 6.1.3 試験体中央の最小応力ベクトル (XZ 平面)



(b)B 切断面

図 6.1.4 最小主応力ベクトル (XY 平面)

6.2 コンクリートと鉄骨の境界面

6.2.1 フランジ境界との支圧応力分布

図 6.2.2 に各試験体の $R=1/67\text{rad}$ の正載荷 1 サイクル目ピーク時における埋込み部フランジの高さ方向支圧応力分布を示す。同図はフランジとコンクリートを結ぶ接合要素の法線応力を示しており、フランジのウェブとの接合部付近（中心部）の値を○，フランジ端部の値を□で示す。

前節で述べたように各試験体ともに中心側要素における両側フランジの内側および外側の埋込み上部と下部のそれぞれにおいて圧縮応力の発生が認められる。また，文献 1) に示される柱脚耐力評価モデルでは，図 6.2.1 に示すように圧縮フランジの埋込み上部および引張フランジの埋込み下部に一樣な支圧応力の作用が想定されている。しかし，柱脚曲げ降伏先行型の試験体 EB2 では，前述のように両フランジの内側および外側の埋込み上部と下部のそれぞれに支圧応力の作用が認められた。

埋込み下部の BP 接合部付近に着目すると，各試験体の端部側要素の各試験体の引張および圧縮フランジの端部側および試験体 EB2 の引張フランジ中心側要素において応力が急激に高くなる傾向が確認された。本解析モデルでは BP を四辺形要素で定義しているため，解析上では BP に対して水平方向の圧縮応力は発生しない。しかしながら，実際の試験体では BP に厚みがあるため BP 側面に働く圧縮力が解析上でフランジ下部の局所的な応力状況に影響したと推察される。

以上のことから，柱脚曲げ耐力を算定する際には，埋込み部における引張および圧縮フランジの上部と下部において発生する反対向きの水平圧縮抵抗および BP 接合部付近の局所的な支圧抵抗を考慮する必要があると考えられる。

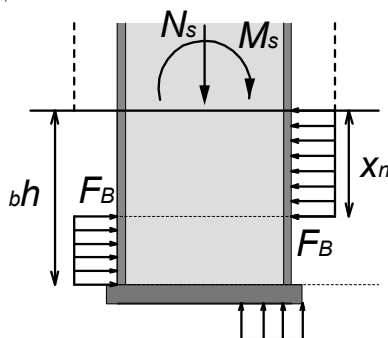


図 6.2.1 フランジーコンクリートの支圧応力伝達状況（既往モデル）

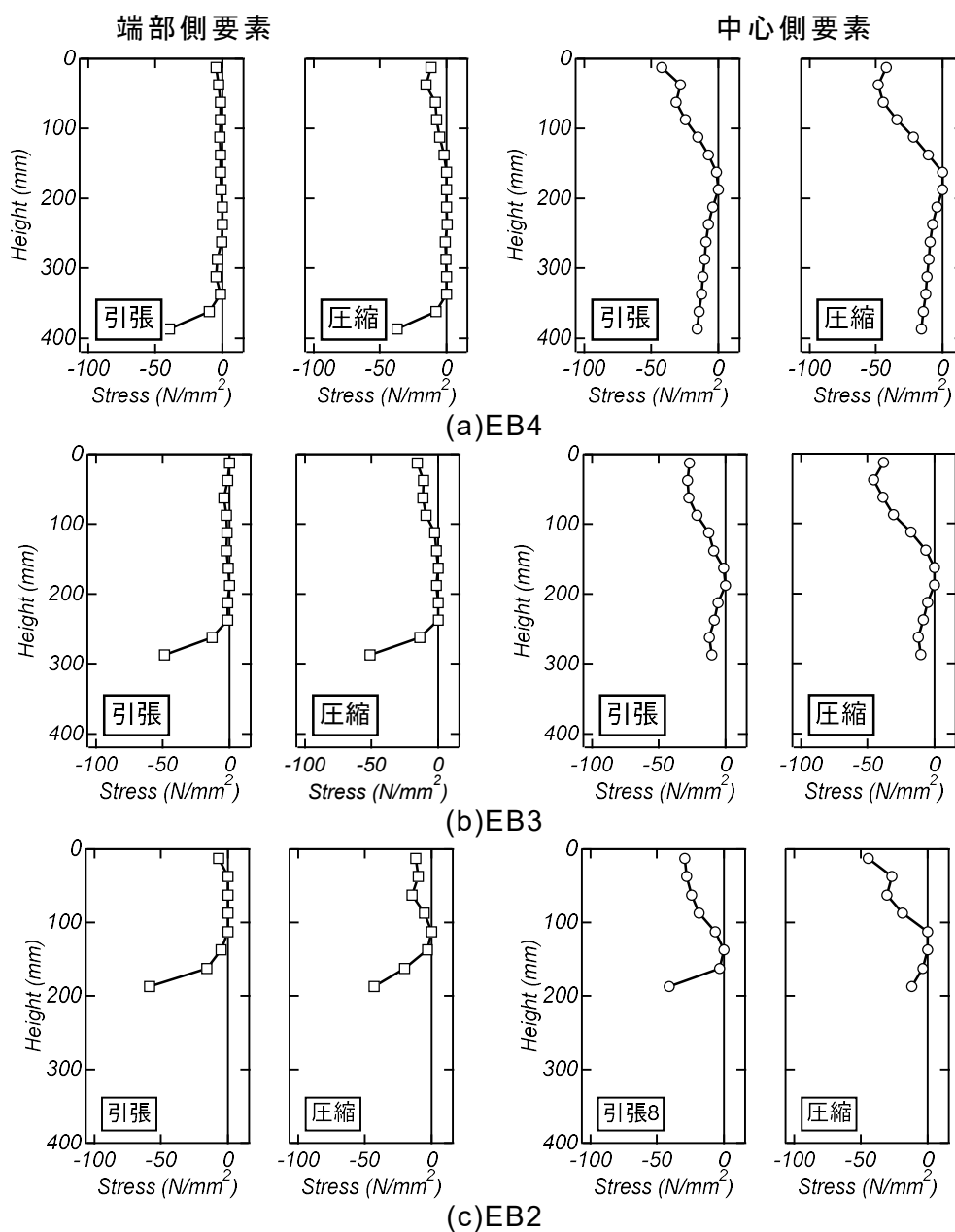


図 6.2.2 フランジの応力分布

6.2.2 ベースプレート境界との支圧応力分布

図 6.2.3 に各試験体における $R=1/67\text{rad}$ の正載荷 1 サイクル目ピーク時における BP の上下面の支圧応力分布を示す。同図は BP に隣接した接合要素の法線方向応力の値を示している。

文献 1) の柱脚曲げ耐力評価では、BP 下面の応力のみが考慮されている。しかし各試験体において BP 上下面に圧縮力の発生が確認された。また、BP 上下面に発生する圧縮力は中心側のものと比べて BP 端部側の値が高くなる傾向が確認された。

試験体 EB4 では、BP 中心位置から鉄骨との接合部付近にかけて応力が増加していくような応力分布が確認された。

試験体 EB3 および EB2 では、端部側の要素において BP 中心から鉄骨との接合部付近にかけて応力が増加する傾向がみられた。中心側の要素において下側に着目すると、発生する圧縮力は圧縮強度が平均的に作用する範囲と接合部付近では圧縮強度を超える圧縮力が認められた。これを BP の支圧抵抗として耐力計算に加算する必要があると考えられる。

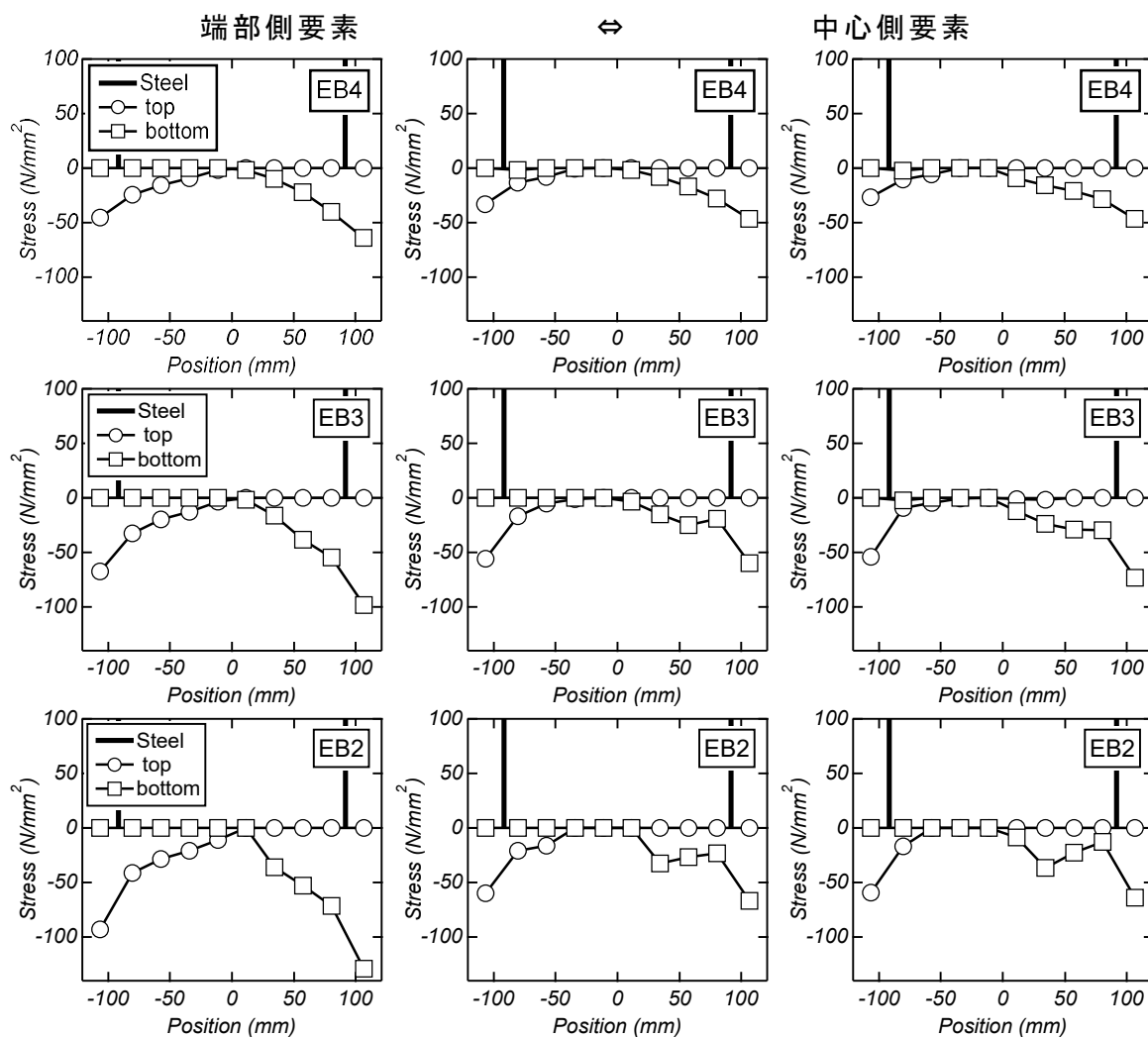


図 6.2.3 BP の支圧応力分布

6.3 柱脚部における負担曲げモーメント

図 6.3.1 に各試験体の境界部における鉄骨曲げモーメントの推移を示す。鉄骨曲げモーメントは埋込み部における柱鉄骨－コンクリート間の支圧抵抗と摩擦抵抗および BP とコンクリート間の支圧抵抗と摩擦抵抗から構成されている。曲げモーメントは鉄骨とコンクリートの間に定義した接合要素の法線力およびせん断力に柱下部中心から要素までの水平もしくは鉛直距離を乗じることで算出した。

各試験体ともに変形角の増加に伴い曲げモーメントの大部分を鉄骨および BP の支圧が占めており、鉄骨および BP とともに摩擦の寄与はほとんど認められなかった。

各試験体において埋込み深さ比の減少に伴い BP 支圧の増加および鉄骨支圧の減少が確認された。以上の結果から、CES 埋込み柱脚における柱脚曲げ耐力の算定には、鉄骨－コンクリート間の支圧抵抗および BP－コンクリート間の支圧抵抗の考慮が肝要である。

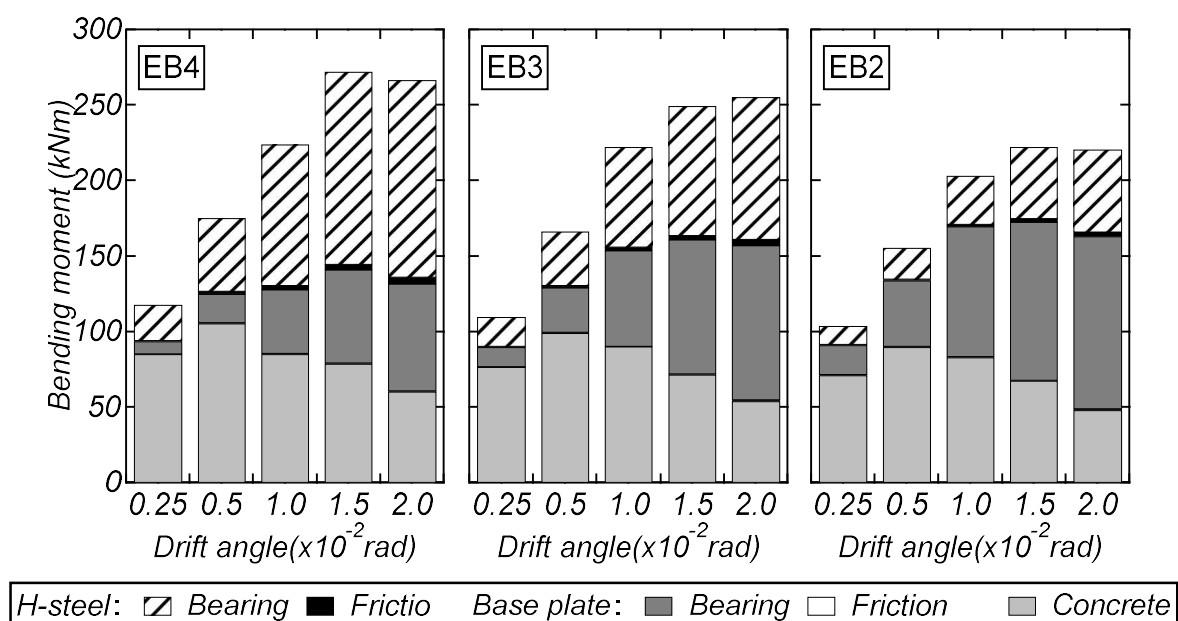


図 6.3.1 柱脚部曲げモーメントの推移

第 7 章

柱脚曲げ耐力評価法の提案

7.1 柱脚部応力伝達機構

7.1.1 柱脚部応力伝達機構の仮定

柱脚部の応力伝達は前章に示したように鉄骨曲げモーメントに対して支圧作用の影響が大半を占めていた。そこで、提案する応力伝達機構では簡略化のために摩擦抵抗の影響は無視することとした。伝達機構の構成要素として鉄骨フランジーコンクリート間の支圧抵抗と BP-コンクリート間の支圧抵抗を考慮して算出する。

7.1.2 フランジ境界面の応力状態

図 7.1.1 に FEM 解析結果から仮定した CES 埋込み柱脚の鉄骨ーコンクリート間の応力伝達状況を示す。

境界部において鉄骨の軸力 N_s および曲げモーメント M_s を仮定した。この軸力には累加強度理論により算定した柱曲げ耐力時のものを採用する。また、詳細は後述するが、境界部から $D_s/2$ の高さの鉄骨せん断力 Q_{wy} には累加強度理論により算定した柱脚曲げ耐力時の値を用いた。図 7.1.1 の境界部からその上部 $D_s/2$ の範囲における水平方向のつり合いから柱脚境界におけるせん断力 Q_s は式(7.1.1)となる。

前章の最小主応力ベクトルに示したように引張および圧縮フランジの内側および外側にコンクリートからの支圧応力の作用を仮定した。この時、引張と圧縮フランジの埋込み方向中立軸深さの値は同一とし、支圧応力の分布は終局強度を想定して矩形型とした。引張フランジの最下部では、6.2 節の検討結果より BP 側面に局所的な支圧力 f_{b1} の作用を仮定した。ここでフランジに作用する支圧強度は文献 3) の検討結果を基にスタブコンクリートの圧縮強度 f_c とし、有効幅 b_e は文献 1) に従い、算出した。BP 側面の支圧強度 f_{b1} (式(7.1.2)) が作用する面積は有効幅 b_{e1} に BP の厚み t_b を乗じた値とした。ここで、有効幅 b_{e1} はフランジ幅とした。

$$Q_s = f_c b_e D_s / 2 - Q_{wy} \quad (7.1.1)$$

$$f_{b1} = \min\left(\sqrt{b/b_{e1}} f_c, \quad 12 f_c\right) \quad (7.1.2)$$

埋込み中立軸深さを y_n とし、境界部におけるせん断力、左右フランジに作用する

支圧力および後述の BP 側面に生じた支圧力による水平力のつり合いを式(7.1.3)に示す。

$$\begin{aligned} -2C_f - Q_s + 2T_f + b_{e1}t_b f_{b1} &= 0 \\ C_f &= b_e f_c y_n \\ T_f &= b_e f_c ({}_b h - y_n) \end{aligned} \quad (7.1.3)$$

式(7.1.3)から埋込み中立軸深さ y_n を算出する (式(7.1.4))。

$$\begin{aligned} -2b_e f_c y_n - Q_s + 2b_e f_c ({}_b h - y_n) + b_{e1}t_b f_{b1} &= 0 \\ y_n &= \frac{b_{e1}t_b f_{b1} - Q_s + 2b_e f_c {}_b h}{4b_e f_c} \\ \therefore y_n &= \frac{{}_b h}{2} \left(1 + \frac{b_{e1}t_b f_{b1} - Q_s}{2b_e {}_b h f_c} \right) \end{aligned} \quad (7.1.4)$$

以上よりフランジ支圧による曲げモーメント M_f のつり合いは式(7.1.5)となり, y_n を代入すると M_f は式(7.1.6)となる。

$$M_f + 2C_f \frac{y_n}{2} - 2T_f \left({}_b h - \frac{{}_b h - y_n}{2} \right) - b_{e1}t_b f_{b1} {}_b h = 0 \quad (7.1.5)$$

$$\begin{aligned} M_f + b_e f_c y_n^2 - b_e f_c ({}_b h - y_n)({}_b h + y_n) - b_{e1}t_b f_{b1} {}_b h &= 0 \\ M_f &= -b_e {}_b h^2 f_c \left\{ \frac{1}{2} \left(1 + \frac{b_{e1}t_b f_{b1} - Q_s}{2b_e {}_b h f_c} \right)^2 - 1 \right\} + b_{e1}t_b f_{b1} {}_b h \end{aligned} \quad (7.1.6)$$

記号

Q_s : 柱と柱脚の境界部における鉄骨せん断力

Q_w : 境界部から $D_s/2$ の高さの鉄骨せん断力

f_c' : 柱コンクリートの圧縮強度

f_c : スタブコンクリートの圧縮強度

b_e : フランジの支圧に対する有効幅

D_s : 鉄骨せい

f_{b1} : BP 側面に作用する支圧に対するコンクリート強度

b_{e1} : フランジ幅

C_f : フランジ圧縮側の合力

T_f : フランジ引張側の合力

y_n : フランジの中立軸深さ

bh : 鉄骨の埋込み深さ

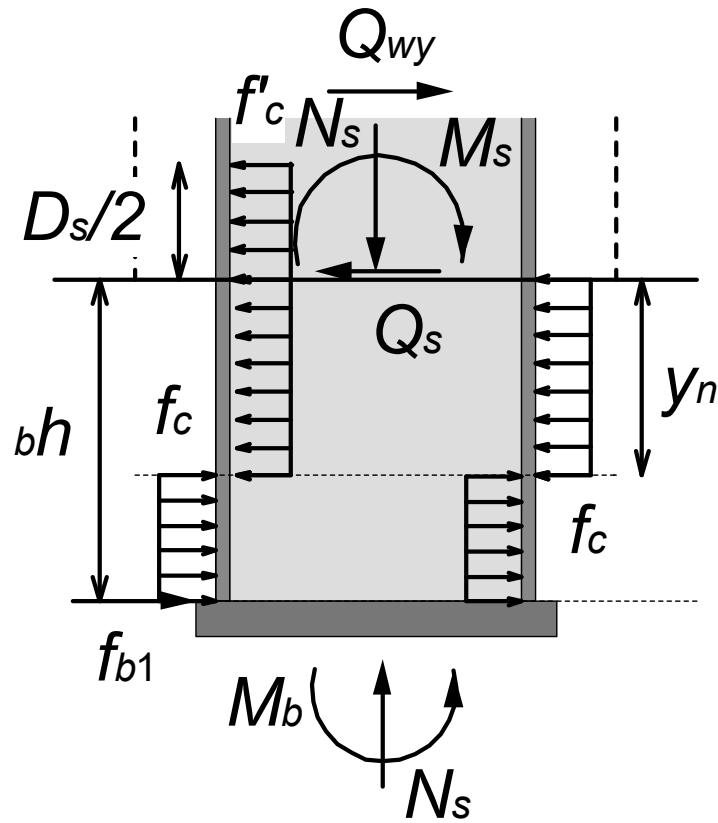


図 7.1.1 鉄骨支圧応力伝達状況

7.1.3 ベースプレート境界面の応力状態

図 7.1.2 に BP の支圧応力伝達状況を，図 7.1.3 に BP 支圧有効幅を示す。

鉄骨とコンクリート間の摩擦作用を無視した本モデルでは，BP 位置の軸力は境界部と同じ N_s ，その曲げモーメントは M_b である。なお，BP 位置のせん断力は摩擦作用を無視することから 0 となる。

前章に示す BP 支圧応力分布の各試験体において BP 上下面に圧縮応力の作用が確認され，BP とフランジの接合付近の要素ではコンクリート強度を上回る圧縮応力の発生がみられた。このことから BP の支圧抵抗を曲げ抵抗とは別に考慮する必要があると考えられる。そこで，BP の曲げモーメント M_b は BP 上下面それぞれの曲げ抵抗 M_{b1} およびフランジとの接合部の支圧による曲げ抵抗 M_{b2} の単純累加とした（式 (7.1.7)）。

$$M_b = M_{b1} + M_{b2} \quad (7.1.7)$$

図 7.1.2 の BP 上下面の曲げ抵抗は応力分布を矩形型とする。中立軸深さを x_n として式，BP 上下面にそれぞれ作用する圧縮力と軸力による鉛直方向の力のつり合いは式(7.1.8)となる。

$$\begin{aligned} -C_b + T_b + N_s &= 0 \\ C_b &= B_b x_n f_c \\ T_b &= B_b f_c (D_b - x_n) \end{aligned} \quad (7.1.8)$$

式(7.1.8)から中立軸深さ x_n を算出する（式(7.1.9)）

$$\begin{aligned} -B_b x_n f_c + B_b f_c (D_b - x_n) + N_s &= 0 \\ x_n &= \frac{N_s + B_b D_b f_c}{2 B_b f_c} \\ \therefore x_n &= \frac{D_b}{2} \left(1 + \frac{N_s}{B_b D_b f_c} \right) \end{aligned} \quad (7.1.9)$$

以上より BP 上下面の曲げモーメントのつり合いは式(7.1.10)となり，曲げモーメ

ント M_{b1} は式(7.1.11)となる。

$$M_{b1} + C_b \left(\frac{D_b}{2} - \frac{x_n}{2} \right) + T_b \left(\frac{D_b}{2} - \frac{D_b - x_n}{2} \right) = 0 \quad (7.1.10)$$

$$M_{b1} + B_b x_n f_c \left(\frac{D_b - x_n}{2} \right) + B_b f_c (D_b - x_n) \frac{x_n}{2} = 0$$

$$M_{b1} = \frac{B_b D_b^2 f_c}{4} \left\{ 1 - \left(\frac{N_s}{B_b D_b f_c} \right)^2 \right\} \quad (7.1.11)$$

フランジによる BP の支圧抵抗の曲げモーメントの増分を式(7.1.12)～(7.1.14)によって算出する。支圧強度 f_{b2} は式(7.1.11)で定義した曲げ抵抗との重複を除くために図 7.1.3 の有効幅から算出される支圧強度から f_c を減じた値とした(式(7.1.12))。作用する有効幅 b_{e2} は式(7.1.13)により算出される。この時、文献 1) の算定方法では有効幅が BP の端を超えて算出されることから、フランジ厚さに BP 厚さを加算した範囲で支圧力が作用すると暫定的に仮定した。

$$f_{b2} = \min \left(\sqrt{b / b_{e2}} f_c, \quad 12 f_c \right) - f_c \quad (7.1.12)$$

$$b_{e2} = t_f + t_b \quad (7.1.13)$$

$$M_{b2} = b_{e2} B_f f_{b2} (D_f - b_{e2}) \quad (7.1.14)$$

記号

M_b : BP の曲げモーメント合計

M_{b1} : BP 上下面の圧縮抵抗

M_{b2} : BP と鉄骨の接合部の支圧による曲げ抵抗

C_b : BP 圧縮側の合力

T_b : BP 引張側の合力

N_s : 軸力

x_n : BP の中立軸深さ

B_b : BP 幅

D_b : BP せい

B_f : フランジ幅

D_f : フランジせい

f_{b2} : BP と鉄骨の接合部に作用する支圧に対するコンクリート強度

b_{e2} : BP と鉄骨の接合部の支圧強度に対する有効幅

t_f : フランジ厚さ

t_b : BP 厚さ

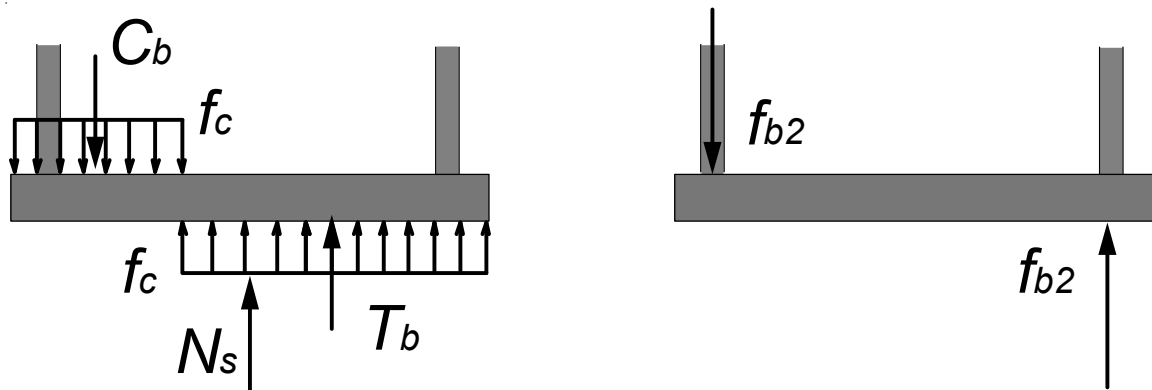


図 7.1.2 BP の曲げ抵抗および接合部の支圧抵抗

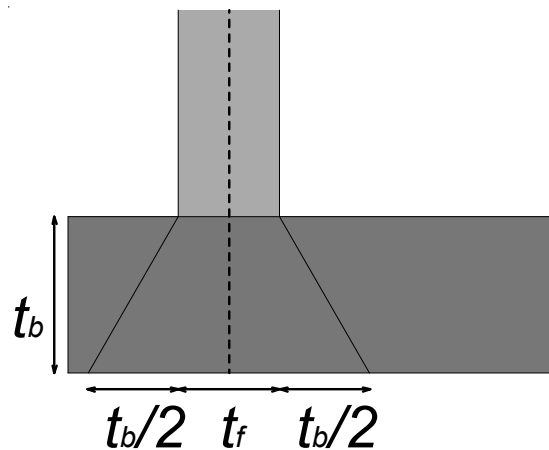


図 7.1.3 BP の有効幅

7.1.4 柱脚曲げ耐力評価法の提案

前節までに示す計算方法で得られたフランジコンクリート間の支圧抵抗と BP コンクリート間の支圧抵抗を累加し、鉄骨の曲げモーメント M_s とする。(式 (7.1.15))

$$M_s = M_f + M_b$$

$$M_s = M_b - b_{eb} h^2 f_c \left\{ \frac{1}{2} \left(1 + \frac{b_{el} t_b f_{b1} - Q_s}{b_{eb} h f_c} \right)^2 - 1 \right\} + b_{el} t_b f_{b1} h \quad (7.1.15)$$

柱脚曲げ耐力は鉄骨の曲げモーメント M_s と一般化累加強度理論を基に算出された柱コンクリートの曲げ耐力を単純累加して算出された。

7.2 計算結果と解析の曲げモーメントの比較

図 7.2.1 に文献 1)に従って算定した現行の柱脚曲げ耐力の計算結果，提案する柱脚曲げ耐力の計算結果および 6.3 節において示した FEM から得られた鉄骨およびコンクリートの曲げモーメントの値をそれぞれ示す。解析結果の鉄骨曲げモーメントは $R=1/50\text{rad}$ の正載荷 1 サイクル目ピーク時のものである。現行および提案手法の柱脚曲げ耐力には累加強度理論により算定した柱コンクリートの曲げ耐力が加算されている。

埋込み深さ比 2.0 の試験体 EB4 では，提案手法の曲げ耐力が既往式および解析のものとは比べて高くなっており，柱曲げ破壊先行型となった実験および耐力計算の結果は対応している。

埋込み深さ比 1.5 の試験体 EB3 および埋込み深さ比 1.0 の試験体 EB2 では，提案モデルは FEM と比べてコンクリート抵抗の過大評価に起因して全体的に高くなる傾向が認められた。しかし，解析および提案手法のフランジ支圧抵抗および BP の支圧抵抗はともに極めて良好な対応を示した。

以上より本論に示す柱脚曲げ耐力評価法は，既往の評価法以上の評価精度で CES 埋込み柱脚試験体の最大耐力を評価可能である。

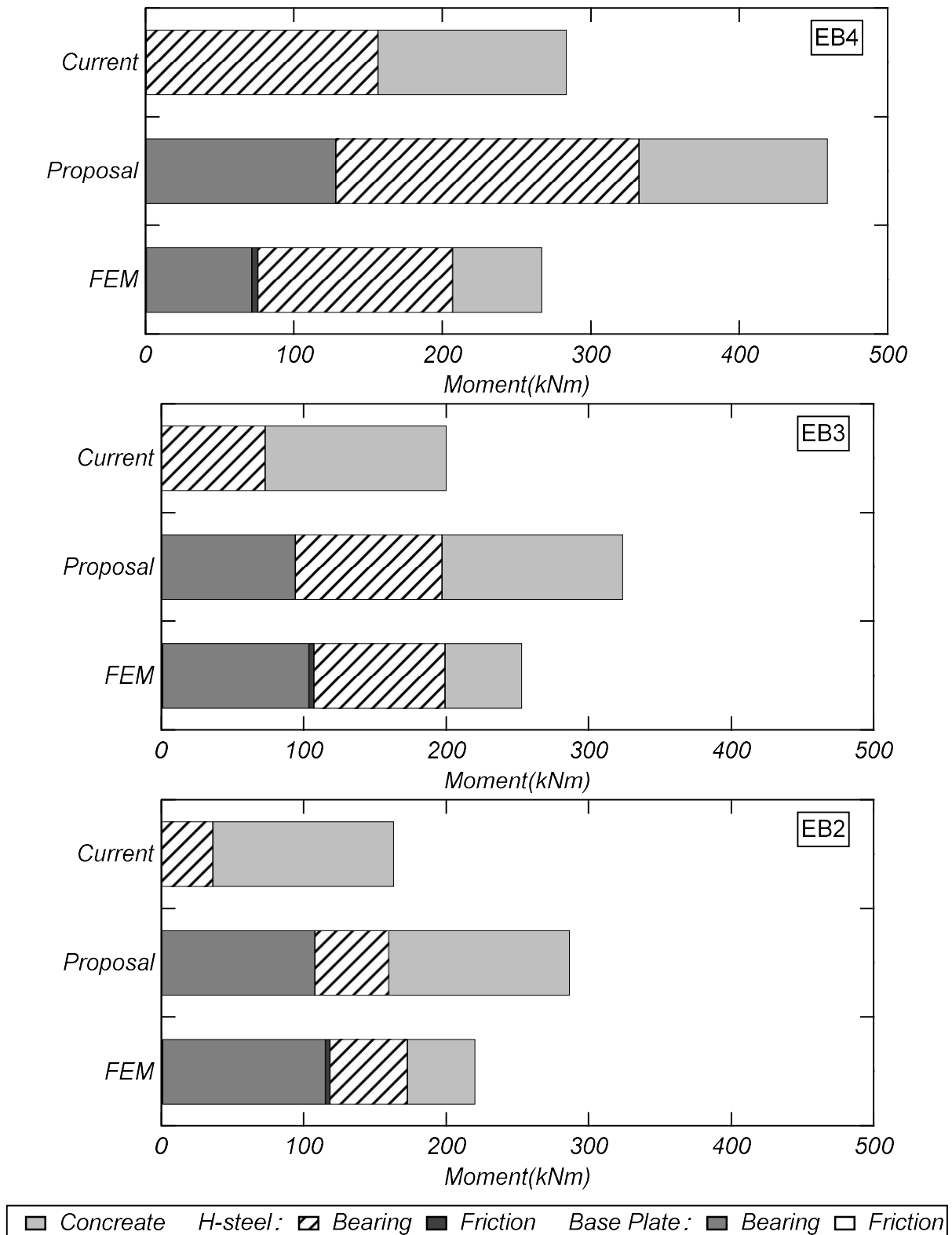


図 7.2.1 柱脚曲げ耐力比較

第 8 章

本研究のまとめ

8.1 本研究のまとめ

本研究では、CES 埋込み柱脚の耐力評価法の提案を目的として静的載荷実験および有限要素法解析を実施した。本論により得られた知見を以下に示す。

- 1) 埋込み深さ比 1.5 以上の試験体では、柱下部の損傷が顕著であり、柱曲げ降伏先行型の破壊モードを示す傾向が認められた。埋込み深さ比 1.0 の試験体ではスタブの損傷が顕著であり、柱脚曲げ降伏先行型の破壊モードを示す傾向が確認された。
- 2) ベースプレートのある試験体では、埋込み深さが浅いほど引張側ベースプレート付近のフランジの応力の増加がみられた。
- 3) 各試験体ともに柱下部から埋込み部にかけてウェブせん断応力の符号の反転が認められた。
- 4) 既往の柱脚耐力評価法で計算した柱脚曲げ耐力値は実験の最大耐力を大幅に過小評価する傾向が認められた。
- 5) 本論に示した解析モデルは CES 埋込み柱脚のせん断力－変形角関係および鉄骨せん断応力分布の実験結果を再現可能である。
- 6) 埋込み部における引張および圧縮フランジでは、ともに上部と下部において反対向きの水平圧縮抵抗の発生が認められた。
- 7) ベースプレートには曲げ圧縮側と曲げ引張側にともに鉛直圧縮応力の発生が確認され、鉄骨フランジとの接合部付近にコンクリート強度を上回る高い圧縮力の発生が認められた。
- 8) 埋込み部鉄骨曲げモーメントはフランジの左右の支圧抵抗およびベースプレート上下面における支圧抵抗の寄与は大きく、摩擦抵抗の寄与は小さい。
- 9) 埋込み部の応力伝達状況を基に、鉄骨－コンクリート間とベースプレート－コンクリート間の支圧抵抗に基づく柱脚曲げ耐力評価法を提案した。提案した柱脚曲げ耐力評価法は本論に示す柱脚破壊型の CES 埋込み柱脚の耐力を評価可能である。

8.2 今後の課題

本研究において未検討および未解決事項を以下に列記し、今後の課題とする。

7.1 節で提案した柱脚曲げ耐力のフランジ支圧モーメントにおいて文献 1) を参考に算定した支圧強度は 6.2 節で確認されたフランジ支圧応力分布の圧縮応力の値と対応しないため、本論中ではスタブコンクリートの圧縮強度を使用している。また、BP の支圧モーメントにおいて BP とフランジ接合部の支圧強度の有効幅を文献 1) の算定方法を参考に暫定的に仮定したがその妥当性は不明瞭である。このことから支圧の作用する有効範囲および支圧に対する強度評価式の妥当性を検討する必要があると考えられる。

本論文では、埋込み下部の支圧抵抗は BP の側面に作用する支圧応力として定義した。しかしながら、実験結果では、BP の側面に働く応力状態を計測できていないため、今後の研究において BP 側面の応力状態を把握する必要があると考えられる。さらに、柱脚破壊する試験体では BP の曲げモーメントの影響が大きいことが確認されたことから BP の厚みや幅を変数とした検討を行い、BP の形状が柱脚部応力状態に与える影響を把握する必要があると考えられる。

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) 北村春幸，寺本隆幸，鵜飼邦夫：兵庫県南部地震における建築物の被害研究，日本建築学会構造系論文集，No. 504，pp. 127-132，1998.2
- 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) 増田貫志：鉄骨鉄筋コンクリート柱脚部の力学的性状に関する実験的研究（その 1），日本建築学会論文報告集，No. 260，pp. 59-68，1977.10
- 7) 増田貫志，平坂継臣：鉄骨鉄筋コンクリート柱脚部の力学的性状に関する実験的研究（その 2），日本建築学会論文報告集，No. 287，pp. 39-49，1980.1
- 8) 武田寿一，高橋泰彦：S 造および SRC 造の建物の柱脚の実験的研究（その 2）埋込型の中柱柱脚の検討，日本建築学会関東支部研究報告集，pp. 229-213，1982.6
- 9) 秋山宏，黒沢稔，我国信之，西村攻：鋼構造埋込形式柱脚の強度と変形，日本建築学会論文報告集，No. 335，pp. 45-53，1984.6
- 10) 森田耕次，加藤勉，田中淳夫，藤田典正：埋込み形式柱脚の最大耐力に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文報告集，No. 347，pp. 65-74，1985.1
- 11) 甲津功夫，金多潔，藤井彰人，藤井堅次，木田隆：埋込みの浅い鋼構造柱脚の力学的特性に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文報告集，No. 421，pp. 59-68，1991.3
- 12) 辻岡静雄，井上一朗，今井克彦，平山操：埋込み形鉄骨柱脚の応力伝達に関する基礎的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 1435-1436，1989.10
- 13) 富谷保彰，田中剛，浅田勇人，山本将真：埋込み柱脚基礎梁接合部の応力伝達機構に関する研究（その 1），日本建築学会近畿支部研究発表会，pp. 413-416，2014.5
- 14) 前田純花，田中剛，浅田勇人，平野公大：埋込み柱脚基礎梁接合部の応力伝達機構に関する研究（その 5），日本建築学会近畿支部研究発表会，pp. 313-316，

- Vol. 58, 2018.6
- 15) 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, 2002.6
 - 16) 田口孝, 永田諭, 松井智哉, 倉本洋: H 型鉄骨を内蔵した CES 柱の構造特性, コンクリート工学年次論文集, Vol. 28, No. 2, pp. 1273-1278, 2006.7
 - 17) 松井智哉, 溝淵博己, 藤本利昭, 倉本洋: シアスパン比が異なる CES 柱の静的載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 2, pp. 1165-1170, 2009.7
 - 18) 松井智哉, 溝淵博己, 倉本洋: H 型鉄骨内蔵 CES 柱の構造実験と FEM 解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 2, pp. 1171-1176, 2010.7
 - 19) 石鈞吉, Juan Jose CASTRO, 松井智哉, 倉本洋: H 型鉄骨内蔵 CES 柱の構造実験と変形能力評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, No. 2, pp. 1183-1188, 2011.7
 - 20) J. Pertold, R.Y. Xiao, F. Wald: Embedded steel column bases: II. Design model proposal, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 56, pp. 271-286, 2000.12
 - 21) D.A. Grilli, A.M. Kanvinde: Embedded column base connections subjected to seismic loads: Strength model, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 129, pp. 240-249, 2017.2
 - 22) M. Heristchian, M. Motamedi, P. Pourakbar, A. Fadavi: Tensile Behaviour of Tapered Embedded Column Bases, Asian Journal of Civil Engineering (BHRC), Vol. 15, No. 4, pp. 486-499, 2014
 - 23) 雨宮篤, 野口博: 超高強度鉄筋コンクリート部材の有限要素解析プログラムの開発 (その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C (構造 II), pp. 639-640, 1990.10
 - 24) Willam, K. J. and Warnke, E. P.: Constitutive for the Triaxial Behavior of Concrete, International Association for Bridge and Structural Engineering Proceedings, Vol. 19, pp. 1-30, 1975.
 - 25) 大沼博志, 青柳征夫: 三軸圧縮応力下におけるコンクリートの強度特性, 電力中央研究所報告, No. 381021, 1981.12
 - 26) 米澤健次, 長沼一洋, 江戸宏彰: 正負繰返し荷重を受ける RC 柱の三次元 FEM 解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 25, No. 2, pp. 43-48, 2003.7

- 27) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第 474 号，pp.163-170,1995.8
- 28) H. Nakamura, T. Higai: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10
- 29) Vecchio, F.J. and Collins, M.P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, Vol.83, No.2, pp.219-231,1986
- 30) 長沼一洋，山口恒雄：面内せん断応力下におけるテンションスティフニング特性のモデル化，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.649-650,1990.10
- 31) 出雲淳一，島弘，岡村甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文集，No. 87.9-1, pp. 107-120, 1987.9
- 32) 長沼一洋，大久保雅章：繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル，日本建築学会構造系論文集，第 536 号，pp. 135-142, 2000.10
- 33) Al-Mahaidi, R.S.H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep. of Structural Engineering, Cornell Univ., 1979.1

謝辞

本論文は、私が高知工科大学大学院工学研究科社会システム工学コース鋼・コンクリート構造学研究室に在籍して行った研究成果をまとめたものです。本論文の作成にあたり、ご指導ご鞭撻を頂戴いたしました。ここに記して感謝の意を表します。

鈴木卓准教授には本論文を作成するにあたって沢山の熱いご指導・ご鞭撻を頂きました。研究室内の活動だけでなく、学会論文の執筆、学会発表など多くの貴重な経験の機会を与えていただきました。様々な経験を積ませていただいたことで6年間の大学生活の中で非常に有意義な時間となりました。また、研究内容について何度も丁寧なご指導と適切な助言を頂き、本論文を完成させることができました。感謝申し上げます。

副指導教員の大内雅弘教授には、研究発表前の資料確認の際に多角的な視点からご意見・ご指摘を頂き本研究の内容がより良いものになりました。心より感謝申し上げます。

副査の佐藤理人准教授には、指導教員、福指導教員とともに本論文の審査をしていただきました。心より感謝申し上げます。

同研究室の後輩、佐藤弘都君、長岡紗那さん、別所和馬君、天野皓太君、池田和樹君、伊藤あすみさん、木村榛希君、古角大輝君、東村匠馬君、和田康平君とはゼミなどでお世話になりました。皆さんとの議論で多くの刺激と示唆を得ることができました。また、研究活動で困ったときに頼ってくれたり、実験準備を協力したりするなどして楽しい研究室生活を送ることができました。皆さんの今後の研究活動がより良いものになることを祈っています。感謝申し上げます。

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、載荷装置の調整などで多大なご支援を頂きました。心より感謝いたします。

最後に私事ではありますが、6年間の大学生かつ講義や研究に何不自由なく専念することができたのは父母をはじめ家族、友人のおかげです。心より感謝いたします。

-----< FINAL version 11 Input data >-----

TITL :EB4

EXEC :STEP (1)-->(4200) ELASTIC=() CHECK=(0) POST=(1) RESTART=(0)

DISP :DISPLACEMENT MONITOR NODE NO.(31345) DIR=(1) FACTOR=0.11

LOAD :APPLIED LOAD MONITOR NODE NO.() DIR=(1) FACTOR=0.002

UNIT :STRESS=(3) (1:kgf/cm/cm 2:tf/m/m 3:N/mm/mm=MPa 4:kN/m/m)

NULL :MINIMUM STIFFNESS CONC=0.04 STEEL=0.01 SOIL=0.01

JOINT=0.04

NODE :(101) X= Y= Z= RC=(000111)

NODE :(401) X=300 Y= Z= RC=(000111)

NODE :(701) X=450 Y= Z= RC=(000111)

NODE :(901) X=508 Y= Z= RC=(000111)

NODE :(1701) X=692 Y= Z= RC=(000111)

NODE :(1901) X=750 Y= Z= RC=(000111)

NODE :(2201) X=900 Y= Z= RC=(000111)

NODE :(2501) X=1200 Y= Z= RC=(000111)

AUTO :NODE S(101)-E(401)-I(100) BS= INC(2100)-SET(1)

AUTO :NODE S(401)-E(701)-I(100) BS= INC(1500)-SET(1)

AUTO :NODE S(701)-E(901)-I(100) BS= INC(1000)-SET(1)

AUTO :NODE S(901)-E(1701)-I(100) BS= INC()-SET()

COPY :NODE S(101)-E(2501)-I(100) DY=275 INC(10000)-SET(1)

COPY :NODE S(10101)-E(12501)-I(100) DY=50 INC(10000)-SET(2)

COPY :NODE S(30101)-E(32501)-I(100) DY=25 INC(10000)-SET(6)

----stub----

COPY :NODE S(101)-E(2501)-I(100) DZ=50 INC(1)-SET(2)

COPY :NODE S(103)-E(2503)-I(100) DZ=25 INC(1)-SET(20)

COPY :NODE S(10101)-E(12501)-I(100) DZ=50 INC(1)-SET(2)

COPY :NODE S(10103)-E(12503)-I(100) DZ=25 INC(1)-SET(20)

COPY :NODE S(20101)-E(22501)-I(100) DZ=50 INC(1)-SET(2)

COPY :NODE S(20103)-E(22503)-I(100) DZ=25 INC(1)-SET(20)

COPY :NODE S(30101)-E(32501)-I(100) DZ=50 INC(1)-SET(2)

COPY :NODE S(30103)-E(32503)-I(100) DZ=25 INC(1)-SET(20)

COPY :NODE S(40101)-E(42501)-I(100) DZ=50 INC(1)-SET(2)

COPY :NODE S(40103)-E(42503)-I(100) DZ=25 INC(1)-SET(20)

COPY :NODE S(50101)-E(52501)-I(100) DZ=50 INC(1)-SET(2)

COPY :NODE S(50103)-E(52503)-I(100) DZ=25 INC(1)-SET(20)

COPY :NODE S(60101)-E(62501)-I(100) DZ=50 INC(1)-SET(2)

COPY :NODE S(60103)-E(62503)-I(100) DZ=25 INC(1)-SET(20)

COPY :NODE S(70101)-E(72501)-I(100) DZ=50 INC(1)-SET(2)

COPY :NODE S(70103)-E(72503)-I(100) DZ=25 INC(1)-SET(20)

COPY :NODE S(80101)-E(82501)-I(100) DZ=50 INC(1)-SET(2)

COPY :NODE S(80103)-E(82503)-I(100) DZ=25 INC(1)-SET(20)

COPY :NODE S(90101)-E(92501)-I(100) DZ=50 INC(1)-SET(2)

COPY :NODE	S(90103)-E(92503)-I(	100)	DZ=25	INC(	1)-SET(	20)
----colmun----						
COPY :NODE	S(30723)-E(31923)-I(	100)	DZ=25	INC(	1)-SET(	8)
COPY :NODE	S(30731)-E(31931)-I(	100)	DZ=50	INC(	1)-SET(	18)
COPY :NODE	S(30749)-E(31949)-I(	100)	DZ=30	INC(	1)-SET(	1)
COPY :NODE	S(30750)-E(31950)-I(	100)	DZ=40	INC(	1)-SET(	1)
COPY :NODE	S(30751)-E(31951)-I(	100)	DZ=50	INC(	1)-SET(	3)
COPY :NODE	S(40723)-E(41923)-I(	100)	DZ=25	INC(	1)-SET(	8)
COPY :NODE	S(40731)-E(41931)-I(	100)	DZ=50	INC(	1)-SET(	18)
COPY :NODE	S(40749)-E(41949)-I(	100)	DZ=30	INC(	1)-SET(	1)
COPY :NODE	S(40750)-E(41950)-I(	100)	DZ=40	INC(	1)-SET(	1)
COPY :NODE	S(40751)-E(41951)-I(	100)	DZ=50	INC(	1)-SET(	3)
COPY :NODE	S(50723)-E(51923)-I(	100)	DZ=25	INC(	1)-SET(	8)
COPY :NODE	S(50731)-E(51931)-I(	100)	DZ=50	INC(	1)-SET(	18)
COPY :NODE	S(50749)-E(51949)-I(	100)	DZ=30	INC(	1)-SET(	1)
COPY :NODE	S(50750)-E(51950)-I(	100)	DZ=40	INC(	1)-SET(	1)
COPY :NODE	S(50751)-E(51951)-I(	100)	DZ=50	INC(	1)-SET(	3)
COPY :NODE	S(60723)-E(61923)-I(	100)	DZ=25	INC(	1)-SET(	8)
COPY :NODE	S(60731)-E(61931)-I(	100)	DZ=50	INC(	1)-SET(	18)
COPY :NODE	S(60749)-E(61949)-I(	100)	DZ=30	INC(	1)-SET(	1)
COPY :NODE	S(60750)-E(61950)-I(	100)	DZ=40	INC(	1)-SET(	1)
COPY :NODE	S(60751)-E(61951)-I(	100)	DZ=50	INC(	1)-SET(	3)
COPY :NODE	S(70723)-E(71923)-I(	100)	DZ=25	INC(	1)-SET(	8)
COPY :NODE	S(70731)-E(71931)-I(	100)	DZ=50	INC(	1)-SET(	18)
COPY :NODE	S(70749)-E(71949)-I(	100)	DZ=30	INC(	1)-SET(	1)
COPY :NODE	S(70750)-E(71950)-I(	100)	DZ=40	INC(	1)-SET(	1)
COPY :NODE	S(70751)-E(71951)-I(	100)	DZ=50	INC(	1)-SET(	3)
COPY :NODE	S(80723)-E(81923)-I(	100)	DZ=25	INC(	1)-SET(	8)
COPY :NODE	S(80731)-E(81931)-I(	100)	DZ=50	INC(	1)-SET(	18)
COPY :NODE	S(80749)-E(81949)-I(	100)	DZ=30	INC(	1)-SET(	1)
COPY :NODE	S(80750)-E(81950)-I(	100)	DZ=40	INC(	1)-SET(	1)
COPY :NODE	S(80751)-E(81951)-I(	100)	DZ=50	INC(	1)-SET(	3)
COPY :NODE	S(90723)-E(91923)-I(	100)	DZ=25	INC(	1)-SET(	8)
COPY :NODE	S(90731)-E(91931)-I(	100)	DZ=50	INC(	1)-SET(	18)
COPY :NODE	S(90749)-E(91949)-I(	100)	DZ=30	INC(	1)-SET(	1)
COPY :NODE	S(90750)-E(91950)-I(	100)	DZ=40	INC(	1)-SET(	1)
COPY :NODE	S(90751)-E(91951)-I(	100)	DZ=50	INC(	1)-SET(	3)
----steel----						
----web----						
COPY :NODE	S(90908)-E(90950)-I(	1)	DX=0	INC(	3000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(91008)-E(91050)-I(	1)	DX=0	INC(	3000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(91108)-E(91150)-I(	1)	DX=0	INC(	3000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(91208)-E(91250)-I(	1)	DX=0	INC(	3000)-SET(	1)

COPY :NODE	S(91308)-E(91350)-I(	1)	DX=0	INC(3000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(91408)-E(91450)-I(	1)	DX=0	INC(3000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(91508)-E(91550)-I(	1)	DX=0	INC(3000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(91608)-E(91650)-I(	1)	DX=0	INC(3000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(91708)-E(91750)-I(	1)	DX=0	INC(3000)-SET(	1)
----flange----					
COPY :NODE	S(60908)-E(60950)-I(	1)	DX=0	INC(3000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(70908)-E(70950)-I(	1)	DX=0	INC(3000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(80908)-E(80950)-I(	1)	DX=0	INC(3000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(61708)-E(61750)-I(	1)	DX=0	INC(3000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(71708)-E(71750)-I(	1)	DX=0	INC(3000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(81708)-E(81750)-I(	1)	DX=0	INC(3000)-SET(	1)
----baseplate----					
COPY :NODE	S(60807)-E(61807)-I(	100)	DX=0	INC(3000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(70807)-E(71807)-I(	100)	DX=0	INC(3000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(80807)-E(81807)-I(	100)	DX=0	INC(3000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(90807)-E(91807)-I(	100)	DX=0	INC(3000)-SET(	1)
----concreat----					
----flange----					
COPY :NODE	S(60908)-E(60950)-I(	1)	DX=0	INC(5000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(70908)-E(70950)-I(	1)	DX=0	INC(5000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(80908)-E(80950)-I(	1)	DX=0	INC(5000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(90908)-E(90950)-I(	1)	DX=0	INC(5000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(61708)-E(61750)-I(	1)	DX=0	INC(5000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(71708)-E(71750)-I(	1)	DX=0	INC(5000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(81708)-E(81750)-I(	1)	DX=0	INC(5000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(91708)-E(91750)-I(	1)	DX=0	INC(5000)-SET(	1)
----baseplate-----					
COPY :NODE	S(60807)-E(60907)-I(	100)	DX=0	INC(5000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(70807)-E(70907)-I(	100)	DX=0	INC(5000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(80807)-E(80907)-I(	100)	DX=0	INC(5000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(90807)-E(90807)-I(	100)	DX=0	INC(5000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(61007)-E(61607)-I(	100)	DX=0	INC(5000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(71007)-E(71607)-I(	100)	DX=0	INC(5000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(81007)-E(81607)-I(	100)	DX=0	INC(5000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(91007)-E(91607)-I(	100)	DX=0	INC(5000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(61707)-E(61807)-I(	100)	DX=0	INC(5000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(71707)-E(71807)-I(	100)	DX=0	INC(5000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(81707)-E(81807)-I(	100)	DX=0	INC(5000)-SET(	1)
COPY :NODE	S(91707)-E(91807)-I(	100)	DX=0	INC(5000)-SET(	1)
----jackplate----					
----jack plate----					
NODE : (30543)	X=350	Y=375	Z=1400	RC=(000111)	

```

AUTO :NODE   S(30543)-E(30743)-I( 100)  BS=          INC(    )-SET(    )
COPY :NODE   S(30543)-E(30643)-I( 100)  DY=25         INC(10000)-SET( 6)
COPY :NODE   S(30543)-E(90543)-I(10000)  DZ=50         INC( 1)-SET( 4)
COPY :NODE   S(30643)-E(90643)-I(10000)  DZ=50         INC( 1)-SET( 4)

```

```

NODE :(32143)  X=850          Y=375          Z=1400          RC=(000111)
AUTO :NODE   S(31943)-E(32143)-I( 100)  BS=          INC(    )-SET(    )
COPY :NODE   S(32043)-E(32143)-I( 100)  DY=25         INC(10000)-SET( 6)
COPY :NODE   S(32043)-E(92043)-I(10000)  DZ=50         INC( 1)-SET( 4)
COPY :NODE   S(32143)-E(92143)-I(10000)  DZ=50         INC( 1)-SET( 4)

```

----jack----

```

NODE :(91355)  X=600          Y=525          Z=2820          RC=(110111)

```

----stub----

```

REST :NODE   S( 101)-E( 2501)-I( 100)  RC=(111111) INC(    )-SET(    )
REST :NODE   S(10101)-E(12501)-I( 100)  RC=(111111) INC(    )-SET(    )
REST :NODE   S(20101)-E(22501)-I( 100)  RC=(111111) INC(    )-SET(    )
REST :NODE   S(30101)-E(32501)-I( 100)  RC=(111111) INC(    )-SET(    )
REST :NODE   S(40101)-E(42501)-I( 100)  RC=(111111) INC(    )-SET(    )
REST :NODE   S(50101)-E(52501)-I( 100)  RC=(111111) INC(    )-SET(    )
REST :NODE   S(60101)-E(62501)-I( 100)  RC=(111111) INC(    )-SET(    )
REST :NODE   S(70101)-E(72501)-I( 100)  RC=(111111) INC(    )-SET(    )
REST :NODE   S(80101)-E(82501)-I( 100)  RC=(111111) INC(    )-SET(    )
REST :NODE   S(90101)-E(92501)-I( 100)  RC=(111111) INC(    )-SET(    )

```

----concreate y----

```

REST :NODE   S(90101)-E(92501)-I( 100)  RC=(010000) INC( 1)-SET( 22)
REST :NODE   S(90723)-E(91523)-I( 100)  RC=(010000) INC( 1)-SET( 31)
REST :NODE   S(90543)-E(90643)-I( 100)  RC=(010000) INC( 1)-SET( 4)
REST :NODE   S(92043)-E(92143)-I( 100)  RC=(010000) INC( 1)-SET( 4)

```

----steel y----

```

REST :NODE   S(93907)-E(94707)-I( 100)  RC=(010000) INC( 1)-SET( 43)
REST :NODE   S(93807)-E(94807)-I( 600)  RC=(010000) INC(    )-SET(    )

```

----flange----

```

FREE :NODE   S(63907)-E(63950)-I( 1)    RC=(111100) INC( 800)-SET( 1)
FREE :NODE   S(73907)-E(73950)-I( 1)    RC=(111100) INC( 800)-SET( 1)
FREE :NODE   S(83907)-E(83950)-I( 1)    RC=(111100) INC( 800)-SET( 1)
FREE :NODE   S(93907)-E(93950)-I( 1)    RC=(111100) INC( 800)-SET( 1)

```

----base plate----

```

FREE :NODE   S(63807)-E(64807)-I( 100)  RC=(111001) INC(10000)-SET( 3)

```

----flange x topplate----

```

JOIN :NODE   S(60950)-E(61750)-I( 800)  WITH S(63950)-E(64750)-I( 800)
JOIN :NODE   S(70950)-E(71750)-I( 800)  WITH S(73950)-E(74750)-I( 800)
JOIN :NODE   S(80950)-E(81750)-I( 800)  WITH S(83950)-E(84750)-I( 800)

```

----web x topplate----

JOIN :NODE S(90950)-E(91750)-I(100) WITH S(93950)-E(94750)-I(100)

----concreate x topplate----

JOIN :NODE S(60950)-E(90950)-I(10000) WITH S(65950)-E(95950)-I(10000)

JOIN :NODE S(61750)-E(91750)-I(10000) WITH S(66750)-E(96750)-I(10000)

----flange----

JOIN :NODE S(65908)-E(65949)-I(1) WITH S(60908)-E(60949)-I(1)

JOIN :NODE S(66708)-E(66749)-I(1) WITH S(61708)-E(61749)-I(1)

----baseplate----

JOIN :NODE S(65807)-E(66807)-I(100) WITH S(60807)-E(61807)-I(100)

JOIN :NODE S(75807)-E(85807)-I(10000) WITH S(70807)-E(80807)-I(10000)

JOIN :NODE S(76807)-E(86807)-I(10000) WITH S(71807)-E(81807)-I(10000)

----sub----

SUB1 :NODE S(32144)-E()-I()-D(1) M(30544)-D(1) F=1

SUB1 :NODE S(32146)-E()-I()-D(1) M(30546)-D(1) F=1

SUB1 :NODE S(42144)-E()-I()-D(1) M(40544)-D(1) F=1

SUB1 :NODE S(42146)-E()-I()-D(1) M(40546)-D(1) F=1

SUB1 :NODE S(52144)-E()-I()-D(1) M(50544)-D(1) F=1

SUB1 :NODE S(52146)-E()-I()-D(1) M(50546)-D(1) F=1

SUB1 :NODE S(62144)-E()-I()-D(1) M(60544)-D(1) F=1

SUB1 :NODE S(62146)-E()-I()-D(1) M(60546)-D(1) F=1

SUB1 :NODE S(72144)-E()-I()-D(1) M(70544)-D(1) F=1

SUB1 :NODE S(72146)-E()-I()-D(1) M(70546)-D(1) F=1

SUB1 :NODE S(82144)-E()-I()-D(1) M(80544)-D(1) F=1

SUB1 :NODE S(82146)-E()-I()-D(1) M(80546)-D(1) F=1

SUB1 :NODE S(92144)-E()-I()-D(1) M(90544)-D(1) F=1

SUB1 :NODE S(92146)-E()-I()-D(1) M(90546)-D(1) F=1

----stub----

HEXA :(101)(101: 201:10201:10101: 102: 202:10202:10102) TYPH(1)

AUTO :ELM S(101)-E(701)-I(100)-N(100) I(10000)-N(10000)-S(8)

COPY :ELM S(101)-E(701)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)

COPY :ELM S(10101)-E(10701)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)

COPY :ELM S(20101)-E(20701)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)

COPY :ELM S(30101)-E(30701)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)

COPY :ELM S(40101)-E(40701)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)

COPY :ELM S(50101)-E(50701)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)

COPY :ELM S(60101)-E(60701)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)

COPY :ELM S(70101)-E(70701)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)

COPY :ELM S(80101)-E(80701)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)

HEXA :(1801)(1801: 1901:11901:11801: 1802: 1902:11902:11802) TYPH(1)

AUTO :ELM S(1801)-E(2401)-I(100)-N(100) I(10000)-N(10000)-S(8)

COPY :ELM S(1801)-E(2401)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)

COPY :ELM S(11801)-E(12401)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)

COPY :ELM S(21801)-E(22401)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)

COPY :ELM S(31801)-E(32401)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)

COPY :ELM S(41801)-E(42401)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)
 COPY :ELM S(51801)-E(52401)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)
 COPY :ELM S(61801)-E(62401)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)
 COPY :ELM S(71801)-E(72401)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)
 COPY :ELM S(81801)-E(82401)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)

HEXA :(801)(801: 901:10901:10801: 802: 902:10902:10802) TYPH(1)
 AUTO :ELM S(801)-E(1701)-I(100)-N(100) I(10000)-N(10000)-S(5)
 COPY :ELM S(801)-E(1701)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)
 COPY :ELM S(10801)-E(11701)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)
 COPY :ELM S(20801)-E(21701)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)
 COPY :ELM S(30801)-E(31701)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)
 COPY :ELM S(40801)-E(41701)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)
 COPY :ELM S(50801)-E(51701)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(21)

HEXA :(60801)(60801:60901:70901:70801:60802:60902:70902:70802) TYPH(1)
 AUTO :ELM S(60801)-E(61701)-I(100)-N(100) I(10000)-N(10000)-S(2)
 COPY :ELM S(60801)-E(61701)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(5)
 COPY :ELM S(70801)-E(71701)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(5)
 COPY :ELM S(80801)-E(81701)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(5)

HEXA :(60807)(65807:65907:75907:75807:60808:60908:70908:70808) TYPH(1)
 AUTO :ELM S(60807)-E(80807)-I(10000)-N(10000) I()-N()-S()

HEXA :(61707)(66707:66807:76807:76707:61708:61808:71808:71708) TYPH(1)
 AUTO :ELM S(61707)-E(81707)-I(10000)-N(10000) I()-N()-S()

HEXA :(60907)(65907:66007:76007:75907:65908:61008:71008:75908) TYPH(1)
 AUTO :ELM S(60907)-E(80907)-I(10000)-N(10000) I()-N()-S()

HEXA :(61007)(66007:66107:76107:76007:61008:61108:71108:71008) TYPH(1)
 AUTO :ELM S(61007)-E(61507)-I(100)-N(100) I(10000)-N(10000)-S(2)

HEXA :(61607)(66607:66707:76707:76607:61608:66708:76708:71608) TYPH(1)
 AUTO :ELM S(61607)-E(81607)-I(10000)-N(10000) I()-N()-S()

HEXA :(60808)(60808:60908:70908:70808:60809:60909:70909:70809) TYPH(1)
 AUTO :ELM S(60808)-E(80808)-I(10000)-N(10000) I(1)-N(1)-S(14)

HEXA :(61708)(61708:61808:71808:71708:61709:61809:71809:71709) TYPH(1)
 AUTO :ELM S(61708)-E(81708)-I(10000)-N(10000) I(1)-N(1)-S(14)
 ETYP :ELM S(30701)-E(31801)-I(100) TYPE(2) INC(1)-SET(21)
 ETYP :ELM S(40701)-E(41801)-I(100) TYPE(2) INC(1)-SET(21)
 ETYP :ELM S(50701)-E(51801)-I(100) TYPE(2) INC(1)-SET(21)
 ETYP :ELM S(60701)-E(61801)-I(100) TYPE(2) INC(1)-SET(21)
 ETYP :ELM S(70701)-E(71801)-I(100) TYPE(2) INC(1)-SET(21)
 ETYP :ELM S(80701)-E(81801)-I(100) TYPE(2) INC(1)-SET(21)
 ETYP :ELM S(90701)-E(91801)-I(100) TYPE(2) INC(1)-SET(21)

----concreate----

HEXA : (60908)(65908:61008:71008:75908:65909:61009:71009:75909) TYPH(3)
 AUTO :ELM S(60908)-E(80908)-I(10000)-N(10000) I(1)-N(1)-S(41)

HEXA : (61608)(61608:66708:76708:71608:61609:66709:76709:71609) TYPH(3)
 AUTO :ELM S(61608)-E(81608)-I(10000)-N(10000) I(1)-N(1)-S(41)

HEXA : (61008)(61008:61108:71108:71008:61009:61109:71109:71009) TYPH(3)
 AUTO :ELM S(61008)-E(61508)-I(100)-N(100) I(10000)-N(10000)-S(2)
 COPY :ELM S(61008)-E(61508)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(41)
 COPY :ELM S(71008)-E(71508)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(41)
 COPY :ELM S(81008)-E(81508)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(41)

ETYP :ELM S(60908)-E(61608)-I(100) TYPE(2) INC(1)-SET(14)
 ETYP :ELM S(70908)-E(71608)-I(100) TYPE(2) INC(1)-SET(14)
 ETYP :ELM S(80908)-E(81608)-I(100) TYPE(2) INC(1)-SET(14)

----colmun----

HEXA : (30723)(30723:30823:40823:40723:30724:30824:40824:40724) TYPH(3)
 AUTO :ELM S(30723)-E(30823)-I(100)-N(100) I(10000)-N(10000)-S(5)
 COPY :ELM S(30723)-E(80723)-I(10000) INC(1)-NINC(1)-SET(26)
 COPY :ELM S(30823)-E(80823)-I(10000) INC(1)-NINC(1)-SET(26)

HEXA : (31723)(31723:31823:41823:41723:31724:31824:41824:41724) TYPH(3)
 AUTO :ELM S(31723)-E(31823)-I(100)-N(100) I(10000)-N(10000)-S(5)
 COPY :ELM S(31723)-E(81723)-I(10000) INC(1)-NINC(1)-SET(26)
 COPY :ELM S(31823)-E(81823)-I(10000) INC(1)-NINC(1)-SET(26)

HEXA : (30923)(30923:31023:41023:40923:30924:31024:41024:40924) TYPH(3)
 AUTO :ELM S(30923)-E(31623)-I(100)-N(100) I(10000)-N(10000)-S(2)
 COPY :ELM S(30923)-E(31623)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(26)
 COPY :ELM S(40923)-E(41623)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(26)
 COPY :ELM S(50923)-E(51623)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(26)

----topplate----

HEXA : (30750)(30750:30850:40850:40750:30751:30851:40851:40751) TYPH(4)
 AUTO :ELM S(30750)-E(31850)-I(100)-N(100) I(10000)-N(10000)-S(5)
 COPY :ELM S(30750)-E(31850)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(3)
 COPY :ELM S(40750)-E(41850)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(3)
 COPY :ELM S(50750)-E(51850)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(3)
 COPY :ELM S(60750)-E(61850)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(3)
 COPY :ELM S(70750)-E(71850)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(3)
 COPY :ELM S(80750)-E(81850)-I(100) INC(1)-NINC(1)-SET(3)

----jackplate----

HEXA : (30543)(30543:30643:40643:40543:30544:30644:40644:40544) TYPH(4)
 AUTO :ELM S(30543)-E(30546)-I(1)-N(1) I(10000)-N(10000)-S(5)
 COPY :ELM S(30543)-E(30546)-I(1) INC(100)-NINC(100)-SET(1)

COPY :ELM S(30643)-E(30646)-I(1) INC(10000)-NINC(10000)-SET(5)

HEXA :(31943)(31943:32043:42043:41943:31944:32044:42044:41944) TYPH(4)
 AUTO :ELM S(31943)-E(31946)-I(1)-N(1) I(10000)-N(10000)-S(5)
 COPY :ELM S(31943)-E(31946)-I(1) INC(100)-NINC(100)-SET(1)
 COPY :ELM S(32043)-E(32046)-I(1) INC(10000)-NINC(10000)-SET(5)

----reinforce----

BEAM :(33703)(30703:30803) TYPB(1) Y-NODE()
 AUTO :ELM S(33703)-E(34803)-I(100)-N(100) I(4)-N(4)-S(4)
 BEAM :(43703)(30703:40703) TYPB(1) Y-NODE()
 AUTO :ELM S(43703)-E(93703)-I(10000)-N(10000) I(4)-N(4)-S(4)
 BEAM :(44903)(31903:41903) TYPB(1) Y-NODE()
 AUTO :ELM S(44903)-E(94903)-I(10000)-N(10000) I(4)-N(4)-S(4)
 BEAM :(35701)(30701:30702) TYPB(2) Y-NODE()
 AUTO :ELM S(35701)-E(35722)-I(1)-N(1) I(1200)-N(1200)-S(1)
 BEAM :(33701)(30701:30801) TYPB(2) Y-NODE()
 AUTO :ELM S(33701)-E(34801)-I(100)-N(100) I()-N()-S()

----jack----

BEAM :(91354)(91354:91355) TYPB(3) Y-NODE()

----web----

QUAD :(93907)(93907:94007:94008:93908) TYPQ(1)
 AUTO :ELM S(93907)-E(94607)-I(100)-N(100) I(1)-N(1)-S(42)
 FILM :(95907)(95907:96007:91008:95908:93907:94007:94008:93908) TYPF(1)
 FILM :(96007)(96007:96107:91108:91008:94007:94107:94108:94008) TYPF(1)
 AUTO :ELM S(96007)-E(96507)-I(100)-N(100) I()-N()-S()
 FILM :(96607)(96607:96707:96708:91608:94607:94707:94708:94608) TYPF(1)

FILM :(95908)(95908:91008:91009:95909:93908:94008:94009:93909) TYPF(1)
 AUTO :ELM S(95908)-E(95949)-I(1)-N(1) I()-N()-S()
 FILM :(96008)(91008:91108:91109:91009:94008:94108:94109:94009) TYPF(1)
 AUTO :ELM S(96008)-E(96508)-I(100)-N(100) I(1)-N(1)-S(41)
 FILM :(96608)(91608:96708:96709:91609:94608:94708:94709:94609) TYPF(1)
 AUTO :ELM S(96608)-E(96649)-I(1)-N(1) I()-N()-S()

ETYP :ELM S(95923)-E(95949)-I(1) TYPE(2) INC(100)-SET(7)

----flange----

QUAD :(63907)(63907:73907:73908:63908) TYPQ(2)
 AUTO :ELM S(63907)-E(63949)-I(1)-N(1) I(800)-N(800)-S(1)
 COPY :ELM S(63907)-E(63949)-I(1) INC(10000)-NINC(10000)-SET(2)
 COPY :ELM S(64707)-E(64749)-I(1) INC(10000)-NINC(10000)-SET(2)

FILM :(66907)(60907:70907:70908:60908:63907:73907:73908:63908) TYPF(1)
 AUTO :ELM S(66907)-E(66949)-I(1)-N(1) I(10000)-N(10000)-S(2)

FILM :(65907)(63907:73907:73908:63908:65907:75907:75908:65908) TYPF(1)
 AUTO :ELM S(65907)-E(65949)-I(1)-N(1) I(10000)-N(10000)-S(2)
 FILM :(66707)(66707:76707:76708:66708:64707:74707:74708:64708) TYPF(1)
 AUTO :ELM S(66707)-E(66749)-I(1)-N(1) I(10000)-N(10000)-S(2)

FILM : (67707)(64707:74707:74708:64708:61707:71707:71708:61708) TYPF(1)
 AUTO :ELM S(67707)-E(67749)-I(1)-N(1) I(10000)-N(10000)-S(2)

ETYP :ELM S(66923)-E(66949)-I(1) TYPE(2) INC(10000)-SET(2)
 ETYP :ELM S(65923)-E(65949)-I(1) TYPE(2) INC(10000)-SET(2)
 ETYP :ELM S(66723)-E(66749)-I(1) TYPE(2) INC(10000)-SET(2)
 ETYP :ELM S(67723)-E(67749)-I(1) TYPE(2) INC(10000)-SET(2)

----baseplate----

QUAD : (63806)(63807:63907:73907:73807) TYPQ(3)
 AUTO :ELM S(63806)-E(64706)-I(100)-N(100) I(10000)-N(10000)-S(2)
 FILM : (66806)(60807:60907:70907:70807:63807:63907:73907:73807) TYPF(1)
 AUTO :ELM S(66806)-E(67706)-I(100)-N(100) I(10000)-N(10000)-S(2)
 FILM : (67807)(63807:63907:73907:73807:65807:65907:75907:75807) TYPF(1)
 AUTO :ELM S(67807)-E(87807)-I(10000)-N(10000) I()-N()-S()
 FILM : (67907)(63907:64007:74007:73907:65907:66007:76007:75907) TYPF(1)
 AUTO :ELM S(67907)-E(68607)-I(100)-N(100) I(10000)-N(10000)-S(2)
 FILM : (68707)(64707:64807:74807:74707:66707:66807:76807:76707) TYPF(1)
 AUTO :ELM S(68707)-E(88707)-I(10000)-N(10000) I()-N()-S()

----element type----

----stub----

TYPH : (1) MATC(1) AXIS(0)
 RH : X-BAR(1) MATS(1) RT=1.608 (%) DI= DUMMY=()
 RH : Y-BAR(1) MATS(1) RT=0.469 (%) DI= DUMMY=()
 RH : Z-BAR(1) MATS(1) RT=0.938 (%) DI= DUMMY=()
 TYPH : (2) MATC(1) AXIS(0)
 RH : X-BAR(1) MATS(1) RT=0.475 (%) DI= DUMMY=(1)
 RH : Y-BAR(1) MATS(1) RT=0.475 (%) DI= DUMMY=(1)
 RH : Z-BAR(1) MATS(1) RT=1.72 (%) DI= DUMMY=(1)

----colmun----

TYPH : (3) MATC(2) AXIS(0)
 TYPH : (4) MATS(7) AXIS(0)

----web----

TYPQ : (1) MATS(1) AXIS(0) THICKNESS=9 P-STRAIN=(0)
 (0:NO)

----flange----

TYPQ : (2) MATS(2) AXIS(0) THICKNESS=16 P-STRAIN=(0)
 (0:NO)

LQ : Z-LAYER=(10) OFFSET= TR-SHEAR=(2) (0:NO) Z-
 ROTATION=(0)

----baseplate----

TYPQ : (3) MATS(3) AXIS(0) THICKNESS=22 P-STRAIN=(0)
 (0:NO)

LQ : Z-LAYER=(10) OFFSET= TR-SHEAR=(2) (0:NO) Z-
 ROTATION=(0)

----rainforce----

TYPB : (1) MATS (4) AXIS (0) AREA=71.33 LY= LZ= :
 TYPB : (2) MATS (5) AXIS (0) AREA=387.1 LY= LZ= :
 ----jack----
 TYPB : (3) MATS (6) AXIS (0) AREA=160000 LY=
 LZ= :

TYPF : (1) MATJ (1) AXIS (0)
 TYPF : (2) MATJ (2) AXIS (0)

----material date----

MATC : (1) EC=23.89 (E+3) PR=0.2 FC=33.0 FT=1.79 ALP= (E-5)
 TM : MODEL=(2) (0:FLAT) REBAR YIELD JUDGE=(0) (1:CRACK) C=
 CM : MODEL=(3) (0:LINEAR) CRITERION=(5) CR-REDUCTION SG=(2)
 EP=(1)
 SM : MODEL=(5) (0:FLAT) PEAK STRAIN=2151 (E-6) FIX=(0)
 GM : MODEL=(4) (0:NONE) MINIMUM CR-ANG=20.0 CRACK AXIS=(3)

MATC : (2) EC=27.62 (E+3) PR=0.2 FC=51.0 FT=2.24 ALP= (E-5)
 TM : MODEL=(4) (0:FLAT) REBAR YIELD JUDGE=(0) (1:CRACK) C=1.0
 CM : MODEL=(3) (0:LINEAR) CRITERION=(5) CR-REDUCTION SG=(2)
 EP=(1)
 SM : MODEL=(3) (0:FLAT) PEAK STRAIN=2402 (E-6) FIX=(0)
 CS : (E=0.0 R=1.0)(E=7208 R=0.2)(E=100000 R=0.2)
 GM : MODEL=(3) (0:NONE) MINIMUM CR-ANG=20.0 CRACK AXIS=(3)
 GS : (E=0 R=0.4)(E=100 R=0.210)(E=300 R=0.116)
 GS : (E=600 R=0.073)(E=1200 R=0.044)(E=3600 R=0.019)
 GS : (E=6000 R=0.013)(E=20000 R=0.005)(E=50000 R=0.002)

MATS : (1) ES=196 (E+3) PR=0.3 SY=367 HR=0.001 ALP= (E-5)
 HM : MODEL=(0) (0:LINEAR) HARDENING=(1) (1:ISOTROPIC
 2:KINEMATIC)

MATS : (2) ES=194 (E+3) PR=0.3 SY=362 HR=0.001 ALP= (E-5)
 HM : MODEL=(0) (0:LINEAR) HARDENING=(1) (1:ISOTROPIC
 2:KINEMATIC)

MATS : (3) ES=204 (E+3) PR=0.3 SY=292 HR=0.001 ALP= (E-5)
 HM : MODEL=(0) (0:LINEAR) HARDENING=(1) (1:ISOTROPIC
 2:KINEMATIC)

MATS : (4) ES=214 (E+3) PR=0.3 SY=479 HR=0.001 ALP= (E-5)
 HM : MODEL=(0) (0:LINEAR) HARDENING=(1) (1:ISOTROPIC
 2:KINEMATIC)

MATS : (5) ES=203 (E+3) PR=0.3 SY=564 HR=0.001 ALP= (E-5)
 HM : MODEL=(0) (0:LINEAR) HARDENING=(1) (1:ISOTROPIC
 2:KINEMATIC)

MATS : (6) ES=205 (E+3) PR=0.3 SY= HR= ALP= (E-5)

MATS : (7) ES=20500 (E+3) PR=0.3 SY= HR= ALP= (E-5)

MATJ : (1) TYPE=(3) (1:CRACK 2:BOND 3:GENERIC 4:RIGID
5:DASHPOT)

FR : FRICTION COEFFICIENT=0.5 :
TM : (D=0.00132 S=1.32) (D=0.00264 S=0.1) (D=10 S=0.1)
CM : (D=1 S=1000) (D= S=) (D= S=)
SM : (D=0.05 S=0.05) (D= S=) (D= S=)

MATJ : (2) TYPE=(3) (1:CRACK 2:BOND 3:GENERIC 4:RIGID
5:DASHPOT)

FR : FRICTION COEFFICIENT=0.5 :
TM : (D=0.00204 S=2.04) (D=0.00408 S=0.1) (D=10 S=0.1)
CM : (D=1 S=1000) (D= S=) (D= S=)
SM : (D=0.05 S=0.05) (D= S=) (D= S=)

STEP :UP TO NO.(5) MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
FN :NODE S(91355)-E()-I() FORCE=-565000 DIR(3)
OUT :STEP S(1)-E(5)-I(1) LEVEL=(3) (1:RESULT 2:POST 3:1+2)

----0.125----

STEP :UP TO NO.(30) MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
FN :NODE S(30545)-E(90545)-I(10000) DISP=1.125 DIR(1) FIX=(0)
OUT :STEP S(5)-E(30)-I(5) LEVEL=(3) (1:RESULT 2:POST 3:1+2)
STEP :UP TO NO.(50) MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)

FN :NODE S(30545)-E(90545)-I(10000) FORCE=0 DIR(1)
STEP :UP TO NO.(75) MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
FN :NODE S(32145)-E(92145)-I(10000) DISP=-1.125 DIR(1) FIX=(0)
STEP :UP TO NO.(100) MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
FN :NODE S(32145)-E(92145)-I(10000) FORCE=0 DIR(1)

----0.25----

STEP :UP TO NO.(125) MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
FN :NODE S(30545)-E(90545)-I(10000) DISP=2.25 DIR(1) FIX=(0)
OUT :STEP S(100)-E(125)-I(5) LEVEL=(3) (1:RESULT 2:POST 3:1+2)
STEP :UP TO NO.(150) MAXIMUM LOAD INCREMENT=

```

CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(30545)-E(90545)-I(10000)    FORCE=0          DIR(1)
STEP :UP TO NO.( 175)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(32145)-E(92145)-I(10000)    DISP=-2.25      DIR(1)  FIX=(0)
STEP :UP TO NO.( 200)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(32145)-E(92145)-I(10000)    FORCE=0          DIR(1)

----0.5 ----
STEP :UP TO NO.( 250)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(30545)-E(90545)-I(10000)    DISP=4.5          DIR(1)  FIX=(0)
  OUT :STEP   S( 200)-E( 250)-I( 5) LEVEL=(3) (1:RESULT 2:POST 3:1+2)
STEP :UP TO NO.( 300)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(30545)-E(90545)-I(10000)    FORCE=0          DIR(1)
STEP :UP TO NO.( 350)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(32145)-E(92145)-I(10000)    DISP=-4.5        DIR(1)  FIX=(0)
STEP :UP TO NO.( 400)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(32145)-E(92145)-I(10000)    FORCE=0          DIR(1)

STEP :UP TO NO.( 450)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(30545)-E(90545)-I(10000)    DISP=4.5          DIR(1)  FIX=(0)
  OUT :STEP   S( 400)-E( 450)-I( 5) LEVEL=(3) (1:RESULT 2:POST 3:1+2)
STEP :UP TO NO.( 500)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(30545)-E(90545)-I(10000)    FORCE=0          DIR(1)
STEP :UP TO NO.( 550)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(32145)-E(92145)-I(10000)    DISP=-4.5        DIR(1)  FIX=(0)
STEP :UP TO NO.( 600)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(32145)-E(92145)-I(10000)    FORCE=0          DIR(1)

----1.0 ----
STEP :UP TO NO.( 700)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(30545)-E(90545)-I(10000)    DISP=9.0          DIR(1)  FIX=(0)
  OUT :STEP   S( 600)-E( 700)-I( 10) LEVEL=(3) (1:RESULT 2:POST 3:1+2)
STEP :UP TO NO.( 800)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(30545)-E(90545)-I(10000)    FORCE=0          DIR(1)
STEP :UP TO NO.( 900)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(32145)-E(92145)-I(10000)    DISP=-9.0        DIR(1)  FIX=(0)
  OUT :STEP   S( 800)-E( 900)-I( 10) LEVEL=(3) (1:RESULT 2:POST 3:1+2)
STEP :UP TO NO.( 1000) MAXIMUM LOAD INCREMENT=

```

```

CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(32145)-E(92145)-I(10000)    FORCE=0          DIR(1)

STEP :UP TO NO.( 1100)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(30545)-E(90545)-I(10000)    DISP=9.0          DIR(1)  FIX=(0)
  OUT :STEP   S( 1000)-E( 1100)-I(   10) LEVEL=(3) (1:RESULT 2:POST 3:1+2)
STEP :UP TO NO.( 1200)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(30545)-E(90545)-I(10000)    FORCE=0          DIR(1)
STEP :UP TO NO.( 1300)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(32145)-E(92145)-I(10000)    DISP=-9.0         DIR(1)  FIX=(0)
STEP :UP TO NO.( 1400)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(32145)-E(92145)-I(10000)    FORCE=0          DIR(1)

----1.5 ----
STEP :UP TO NO.( 1550)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(30545)-E(90545)-I(10000)    DISP=13.5         DIR(1)  FIX=(0)
  OUT :STEP   S( 1400)-E( 1550)-I(   10) LEVEL=(3) (1:RESULT 2:POST 3:1+2)
STEP :UP TO NO.( 1700)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(30545)-E(90545)-I(10000)    FORCE=0          DIR(1)
STEP :UP TO NO.( 1850)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(32145)-E(92145)-I(10000)    DISP=-13.5        DIR(1)  FIX=(0)
STEP :UP TO NO.( 2000)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(32145)-E(92145)-I(10000)    FORCE=0          DIR(1)

STEP :UP TO NO.( 2150)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(30545)-E(90545)-I(10000)    DISP=13.5         DIR(1)  FIX=(0)
  OUT :STEP   S( 2000)-E( 2150)-I(   10) LEVEL=(3) (1:RESULT 2:POST 3:1+2)
STEP :UP TO NO.( 2300)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(30545)-E(90545)-I(10000)    FORCE=0          DIR(1)
STEP :UP TO NO.( 2450)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(32145)-E(92145)-I(10000)    DISP=-13.5        DIR(1)  FIX=(0)
STEP :UP TO NO.( 2600)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(32145)-E(92145)-I(10000)    FORCE=0          DIR(1)

----2.0 ----
STEP :UP TO NO.( 2800)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE   S(30545)-E(90545)-I(10000)    DISP=18.0         DIR(1)  FIX=(0)
  OUT :STEP   S( 2600)-E( 2800)-I(   20) LEVEL=(3) (1:RESULT 2:POST 3:1+2)

```

```
STEP :UP TO NO.( 3000)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE  S(30545)-E(90545)-I(10000)  FORCE=0  DIR(1)
STEP :UP TO NO.( 3200)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE  S(32145)-E(92145)-I(10000)  DISP=-18.0  DIR(1)  FIX=(0)
STEP :UP TO NO.( 3400)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE  S(32145)-E(92145)-I(10000)  FORCE=0  DIR(1)

STEP :UP TO NO.( 3600)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE  S(30545)-E(90545)-I(10000)  DISP=18.0  DIR(1)  FIX=(0)
  OUT :STEP  S( 3400)-E( 3600)-I( 20) LEVEL=(3) (1:RESULT 2:POST 3:1+2)
STEP :UP TO NO.( 3800)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE  S(30545)-E(90545)-I(10000)  FORCE=0  DIR(1)
STEP :UP TO NO.( 4000)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE  S(32145)-E(92145)-I(10000)  DISP=-18.0  DIR(1)  FIX=(0)
STEP :UP TO NO.( 4200)  MAXIMUM LOAD INCREMENT=
CREEP=(0)(0:NO)
  FN :NODE  S(32145)-E(92145)-I(10000)  FORCE=0  DIR(1)

END
```

