

低降伏点鋼を用いた非埋込み型  
RC・S 複合部材の耐震性能に関する研究

2019 年 7 月

千葉大学大学院工学研究科  
建築・都市科学専攻 建築学コース

竹 中 啓 之



(千葉大学審査学位論文)

低降伏点鋼を用いた非埋込み型  
RC・S 複合部材の耐震性能に関する研究

2019年7月

千葉大学大学院工学研究科  
建築・都市科学専攻 建築学コース  
竹 中 啓 之



# 低降伏点鋼を用いた非埋込み型 RC・S 複合部材の 耐震性能に関する研究

## 【論文要旨】

近年、大地震の減災対策として制振ダンパーによる高層建物の耐震性向上が求められている。高層 RC 造建物では低降伏点鋼パネルを間柱または耐震壁の境界梁の中間に接合した RC・S 複合部材の利用が考えられるが、その実用化には低降伏点鋼パネル及び RC 部と接合した複合部材の履歴特性の評価が必要であり、その接合部の仕様は重要な課題である。本論文は、RC 造建物における RC・S 複合部材の耐震性能の評価を目的として、多数回繰り返し荷重を受ける低降伏点鋼パネル及び RC・S 複合部材の履歴特性を評価するとともに、それらの解析モデルの妥当性を検証したものである。本研究では、まず、低降伏点鋼パネル単体の構造実験を実施して、軸方向力に抵抗するようにフランジ枠を設けた低降伏点鋼パネルの履歴特性を明らかにした。次に、RC・S 複合部材の構造実験を実施して、低降伏点鋼パネルを RC 部に埋込まずに非埋込み型として接合した接合部の挙動を評価し、軸方向力の作用下において剛接合となる接合部の仕様を示した。この仕様により低降伏点鋼パネルが接合された RC・S 複合梁及び RC・S 複合間柱の履歴特性を明らかにした。さらに、これらの履歴特性を表現できる RC・S 複合部材の解析モデルを提示するとともに、地震応答解析により高層 RC 造建物への適用性を検証して、RC・S 複合部材の設計法を提示した。この設計法を複数の実建物へ適用して、本研究で開発した RC・S 複合部材の有用性を実証した。

本論文は、全 7 章で構成されており、以下に各章の要旨を記載する。

第 1 章では、本研究の背景、目的、既往の研究、本研究の概要および本論文の構成について示した。既往の研究では、鋼製の間柱ダンパーに関する研究、鋼製ダンパーを RC 造建

物に適用した研究, 鋼製ダンパーを RC 部に埋め込んだ境界梁に関する研究および鋼製せん断パネルに関する研究について整理し, 本研究の位置付けを示した。

第 2 章では, RC・S 複合部材の S 部となる低降伏点鋼パネルの漸増振幅載荷実験, 定振幅繰り返し載荷実験について述べた。漸増載荷実験結果より, 低降伏点鋼パネルは大変形に至るまで安定した履歴エネルギー吸収能力を有することを示した。また, 低降伏点鋼パネルはウェブ板やフランジ板が降伏するような軸方向圧縮力を受けた後も, 安定した履歴特性を有することを示した。さらに, 定振幅繰り返し載荷実験より, 低降伏点鋼パネルの疲労寿命は Miner の線形累積損傷則により概ね予測できることを示した。

第 3 章では, RC・S 複合梁に関する実験について述べた。RC・S 複合梁の荷重変形関係は履歴エネルギー吸収性能に富み, 大変形時にも安定した履歴を有することを示した。本研究で提示した非埋込み型の RC・S 接合部は, 接合部付近の RC 部の損傷は比較的小さく, 接合部におけるずれ変形が僅かであり, 鋼製シアキーにより接合部のずれ変形がさらに低減されることを示した。さらに, RC 部のコンクリートに鋼繊維を混ぜることによりコンクリートのせん断耐力が向上してせん断補強筋の応力低減に効果があることを示した。また, 軸方向変形の拘束により RC・S 複合梁に作用する軸方向力が履歴ループや履歴エネルギー吸収性能に及ぼす影響は小さいことを示した。

第 4 章では, RC・S 複合間柱に関する実験について述べた。軸方向力を作用させた漸増載荷実験より, 軸方向圧縮力が作用した場合または軸方向引張力が作用した場合の RC・S 複合部材の履歴ループや履歴エネルギー吸収性能に与える影響を示した。次に, RC・S 複合間柱はレベル 2 相当の地震動を想定した繰り返し載荷を 3 回受けても, RC 部のひび割れ幅は小さく, 補修の必要のない程度の損傷であることを示した。また, RC・S 接合部のずれ変形について, 軸方向引張力が作用しても U 字筋を設置することによりずれ変形が抑えられることを示した。さらに, RC・S 複合間柱は面外方向の変形が面内方向の履歴性状に及ぼす影響が小さいことを示した。

第5章では、RC・S複合部材の解析モデルについて述べ、提示した解析モデルを用いた地震応答解析例を示した。低降伏点鋼パネルについては2種類の解析モデルと2種類の復元力特性を用いた解析モデルを提示し、実験結果との比較によりそれらの適合性を示した。次に、RC・S複合部材の解析モデルとして3つの解析モデルを提示した。RC・S複合部材に作用する軸方向力の影響が小さい場合はマクロデルで概ね実験値を再現できることを示した。また軸方向力の影響が大きい場合の解析モデルとして、RC部に軸方向力を考慮したマクロモデルやマルチスプリングモデルを提示した。さらに、RC・S接合部のずれ変形の影響を考慮した解析モデルでは、本研究で提示したRC・S接合部の仕様はずれ変形が小さいため、ずれ変形がRC・S複合部材の履歴特性に及ぼす影響は僅かであることを示した。最後に、提示した解析モデルを建物モデルに適用して実施した地震応答解析例を示し、RC・S複合部材の地震応答低減効果を示した。

第6章では、RC・S複合部材の実験および解析より得られた知見をもとに、本研究で考案したRC・S複合部材の設計方針を示し、実物件への適用のためRC・S複合部材を構成する各部位の設計法を提示した。

第7章では、本研究で得られた成果のまとめを示し、今後の課題について述べた。

本研究で対象とするRC・S複合部材は、1997年より開発をはじめ、2000年に竣工した36階建RC造住宅にRC・S複合間柱として初めて適用した。当時は、確立された設計法はなく、RC・S複合部材の設計法を検討・考案し、実験および解析により性能を実証して、適用した。最初に適用した事例以降、新たな課題を解決するために改良を繰り返し、2019年には17棟の建物に用いられる技術となった。その間には2011年の東日本大震災と2016年の熊本地震の被災を経験した建物もあったが、大きな被害もなく継続使用されている。本論文はこれまでの約20年間の実験的・解析的な研究成果をまとめたものである。

# 低降伏点鋼を用いた非埋込み型 RC・S 複合部材の 耐震性能に関する研究

## — 目次 —

第1章 序論	.....	1
1.1 研究の背景と目的	.....	2
1.1.1 研究の背景	.....	2
1.1.2 研究の目的と経緯	.....	3
1.2 既往の研究	.....	6
1.2.1 間柱型の制振部材に関する研究	.....	6
1.2.2 境界梁型の制振部材に関する研究	.....	10
1.2.3 鋼材を用いたパネル型の制振部材に関する研究	.....	12
1.2.4 鋼構造制振設計指針	.....	14
1.3 本研究で対象とする RC・S 複合部材の概要	.....	15
1.4 本論文の構成	.....	18
1.5 用語の定義	.....	21
【第1章参考文献】	.....	23
第2章 低降伏点鋼パネルに関する実験	.....	25
2.1 はじめに	.....	27
2.2 実験計画	.....	28
2.2.1 試験体	.....	28
2.2.2 載荷方法	.....	32
(a) 加力装置	.....	32
(b) 漸増載荷実験	.....	32
(c) 軸方向圧縮力を受けた後の漸増載荷実験	.....	32
(d) 定振幅載荷実験	.....	33
2.3 漸増載荷実験	.....	35
2.3.1 実験結果	.....	35
(a) 実験経過	.....	35

(b) 荷重変形関係	．．．	35
2.3.2 考察	．．．	38
(a) 降伏耐力の評価	．．．	38
(b) 等価粘性減衰定数	．．．	39
2.4 軸方向圧縮力を受けた後の漸増載荷実験	．．．	41
2.4.1 実験結果	．．．	41
(a) 軸方向載荷実験結果	．．．	41
(b) 水平方向漸増載荷実験結果	．．．	42
(c) 水平方向定振幅載荷実験結果	．．．	43
2.4.2 考察	．．．	43
(a) 履歴エネルギー吸収能力の比較	．．．	43
2.5 定振幅載荷実験	．．．	44
2.5.1 実験結果	．．．	44
2.5.2 低降伏点鋼パネルの疲労寿命	．．．	49
(a) 低降伏点鋼パネルの疲労曲線	．．．	49
(b) 低降伏点鋼パネルの疲労寿命予測	．．．	51
2.6 フランジ板の漸増載荷実験	．．．	50
2.6.1 実験計画	．．．	52
2.6.2 実験結果	．．．	53
2.7 まとめ	．．．	57
【第2章参考文献】	．．．	59
<b>第3章 RC・S複合梁に関する実験</b>	．．．．．	60
3.1 はじめに	．．．	61
3.2 実験計画	．．．	62
3.2.1 試験体	．．．	62
3.2.2 載荷方法	．．．	66
3.3 実験結果	．．．	67
3.3.1 実験結果	．．．	67
3.3.2 考察	．．．	71
(a) RC・S接合部のずれ変形	．．．	71
(b) RC部の損傷	．．．	72
(c) 部材に生じる軸方向力が履歴曲線に及ぼす影響	．．．	73
(d) 埋込み型と非埋込み型の比較	．．．	74

(c) RC 部と S 部の変形割合	・・・	76
3.4 まとめ	・・・	76
【第 3 章参考文献】	・・・	78
第 4 章 RC・S 複合間柱に関する実験	・・・・・・・・	79
4.1 はじめに	・・・	80
4.2 シリーズ I (接合方式別) の実験	・・・	83
4.2.1 実験計画	・・・	83
(a) 試験体	・・・	91
(b) 載荷方法	・・・	93
4.2.2 実験結果	・・・	100
4.2.3 考察	・・・	100
(a) RC・S 接合部のずれ変形	・・・	101
(b) 履歴エネルギー吸収性能	・・・	104
(c) U 字筋の効果	・・・	106
4.3 シリーズ II (面外方向変形) の実験	・・・	106
4.3.1 実験計画	・・・	106
(a) 試験体	・・・	110
(b) 載荷方法	・・・	111
4.3.2 実験結果	・・・	113
4.3.3 考察	・・・	113
(a) RC・S 接合部のずれ変形	・・・	114
(b) 履歴エネルギー吸収性能	・・・	115
4.4 シリーズ III (低降伏点鋼パネルの交換) の実験	・・・	115
4.4.1 実験計画	・・・	115
(a) 試験体	・・・	118
(b) 載荷方法	・・・	120
4.4.2 実験結果と考察	・・・	125
4.5 まとめ	・・・	127
【第 4 章参考文献】	・・・	127

第5章 RC・S複合部材の解析モデル	128
5.1 はじめに	130
5.2 解析モデル	130
5.2.1 低降伏点鋼パネルの解析モデル	131
(a) せん断ばねモデル	131
(b) 並列せん断ばねモデル	134
5.2.2 RC・S複合部材の解析モデル	135
(a) マクロモデル	135
(b) マルチスプリングモデル	139
(c) RC・S接合部のずれ変形考慮モデル	139
5.3 解析モデルの検証	141
5.3.1 低降伏点鋼パネルの解析モデル	142
5.3.2 軸方向力が作用しないRC・S複合部材の解析モデル	141
5.3.3 軸方向力が作用するRC・S複合部材の解析モデル	145
(a) マクロモデル	145
(b) マルチスプリングモデル	148
(c) 接合部ずれ考慮モデル	150
5.4 解析モデルの適用例	154
5.4.1 RC・S複合梁を用いた36階建コア壁フレーム構造	154
(a) 解析目的と対象建物	154
(b) 解析モデル	156
(c) 解析結果の考察	158
5.4.2 RC・S複合間柱を用いた54階建フレーム構造	161
(a) 解析目的と対象建物	161
(b) 解析モデル	161
(c) 解析結果の考察	162
5.4.3 RC・S複合間柱を用いた36階建フレーム構造	163
(a) 解析目的と対象建物	163
(b) 解析モデル	164
(c) 解析結果の考察	164
5.4.4 累積塑性ひずみエネルギーの安全率と疲労寿命(D値)	165
5.5 まとめ	167
【第5章参考文献】	170

第6章 RC・S複合部材の設計	171
6.1 はじめに	173
6.2 設計方針	173
6.2.1 低降伏点鋼パネルの設計方針	173
(a) 地震力に対する設計方針	173
(b) 風圧力に対する設計方針	173
6.2.2 RC部の設計方針	174
6.2.3 RC・S接合部の設計方針	174
6.3 低降伏点鋼パネルの設計	174
6.3.1 地震力に対する設計	174
(a) ウェブ板のせん断降伏耐力	174
(b) 低降伏点鋼パネルのせん断耐力	175
(b) フランジ板の設計	175
(d) ベース板の設計	175
6.3.2 風圧力に対する設計	176
6.3.3 疲労に対する検討	176
6.4 RC部の設計	177
6.4.1 曲げと軸方向力に対する設計	177
6.4.2 せん断に対する設計	178
6.4.3 取り付け部材への応力伝達の検討	178
6.4.4 RC部主筋の低降伏点鋼パネルへの定着	179
6.5 RC・S接合部の設計	179
6.5.1 曲げと軸方向力に対する設計	179
6.5.2 せん断に対する設計	179
6.6 構造規定	180
6.6.1 低降伏点鋼パネルのウェブ板	180
6.6.2 低降伏点鋼パネルのフランジ板	180
6.6.3 低降伏点鋼パネルのベース板	180
6.6.4 低降伏点鋼パネルのリブ板	180
6.7 まとめ	181
【第6章参考文献】	182

---

第7章 結論	.....	183
7.1 本研究の成果	.....	184
7.2 今後の課題	.....	187
謝辞	.....	189
発表論文リスト	.....	191
付録	.....	198
付録1 論文要旨 (英文)	.....	199
付録2 論文要旨 (独文)	.....	204

## 第 1 章 序論

### 1.1 研究の背景と目的

#### 1.1.1 研究の背景

#### 1.1.2 研究の目的と経緯

### 1.2 既往の研究

#### 1.2.1 間柱型の制振部材に関する研究

#### 1.2.2 境界梁型の制振部材に関する研究

#### 1.2.3 鋼材を用いたパネル型の制振部材に関する研究

#### 1.2.4 鋼構造制振設計指針

### 1.3 本研究で対象とする RC・S 複合部材の概要

### 1.4 本論文の構成

### 1.5 用語の定義

#### 【第 1 章参考文献】

## 第1章 序論

### 1.1 研究の背景と目的

#### 1.1.1 研究の背景

本論文は、高層および超高層の鉄筋コンクリート造建物を対象とした鉄筋コンクリート部（RC部）と鉄骨部（S部）を組み合わせたRC・S複合間柱およびRC・S複合梁に関する研究である。

本論文で取り扱うRC・S複合部材は、地震時の建物の揺れを低減するために、地震入力エネルギーを吸収する低降伏点鋼パネル(S部)をRC部に接合した部材である。

1990年以降、鉄筋コンクリート造の高層および超高層住宅が数多く建設された。それまでは鉄骨造が主体であった超高層建物においても、主に共同住宅を対象として鉄筋コンクリート造が多く採用されるようになった。

1995年には神戸や淡路島に大きな被害を及ぼした兵庫県南部地震が発生した。この地震では超高層建物への大きな被害は報告されなかったものの、中層の鉄筋コンクリート造共同住宅などで、建物の倒壊は免れたものの躯体に大きな損傷が生じ、継続使用ができなくなるという被害が生じた。この地震以降、極めて稀に発生する地震では建物の倒壊を防ぎ人命を守るという従来の考え方から、地震後の建物の継続使用も考慮した建物づくりが求められるようになり、免震構造とともに、地震による建物の揺れを抑える制振構造が注目を浴びるようになった。

当初はその構造体への適用のし易さから、多くの高層および超高層の鉄骨造建物に制振技術が用いられていた。その後、地震に対するさらなる安全性のニーズや様々な研究開発により鉄骨造のみならず、共同住宅などの超高層鉄筋コンクリート造建物にも積極的に制振技術の適用が図られるようになった。超高層鉄筋コンクリート造の共同住宅などでは、

制振技術が導入された建物も見受けられるようになったが、制振ダンパーの設置スペースの問題などで耐震構造の建物が主流であり、制振技術が取り入れられた建物は少なかった。

2011年には東北地方太平洋沖地震が発生し、未曾有の災害をもたらした。建物に対する特徴的な被害としては、震源より離れた東京や大阪の超高層建物が長時間にわたり揺れ続けるという、いわゆる長周期地震動の問題がクローズアップされた。長周期地震動に対して建物を設計するにあたり鉄筋コンクリート造建物に制振技術を導入する必要性が再認識された。

### 1.1.2 研究の目的と経緯

前項の背景のもと、本研究では、鉄筋コンクリート造建物に鋼材を用いた制振ダンパーを有効にかつ効率よく適用する技術を研究開発し、高層および超高層鉄筋コンクリート造建物の地震被害を低減し、安全・安心な建物の普及を目標とする。

著者は1991年からいわゆる制振鋼構造の研究に取り組み、降伏応力度が低く延性に富んだ低降伏応力度鋼板（低降伏点鋼）を用いた制振ダンパーの研究を行ってきた。1998年から超高層鉄筋コンクリート造住宅への制振ダンパー適用の検討を始め、延性に富んだ低降伏点鋼の塑性せん断変形により地震入力エネルギーを吸収する低降伏点鋼パネルを用いたRC・S複合間柱を36階建鉄筋コンクリート造住宅へ適用した(図1.1.1)。当時としては、低降伏点鋼を用いた制振ダンパーを鉄筋コンクリート造建物に適用した事例はまだ少なく<sup>1.1)</sup>、鉄骨部材と鉄筋コンクリート部材という異種構造間での応力をいかに効率よく伝達し、制振効率を保つかなど技術的課題が多くあり、設計手法も確立されたものはなかった。また、本RC・S複合部材は、超高層鉄筋コンクリート造建物での使用を念頭に置いているため、実施には地震応答解析が必要不可欠であり、設計に利用でき、RC・S複合部材の特性を的確に表現できる解析モデルの構築が求められた。低降伏点鋼パネルを用いたRC・S複合間柱は、これらの問題を解決し、かつ超高層建物の施工サイクルに合わせた効率的な施工方法

を考案することにより、鉄骨造と同じように鉄筋コンクリート造建物にも制振技術を積極的に取り込める構工法を実現したものである。現在までに17棟の超高層鉄筋コンクリート造住宅に採用されている(図1.1.2)。

また、本研究で考案している低降伏点鋼パネルを用いたRC・S複合部材は、その構造が間柱のみでなく、梁にも活用できるものである。本論ではL型断面の立体耐震壁を有する超高層鉄筋コンクリートコア壁構造の境界梁に低降伏点鋼パネルを用いたRC・S複合梁を適用する事例について検討し、その制振効果を示した。

本論文は、超高層鉄筋コンクリート造建物に低降伏点鋼パネルを用いたRC・S複合部材を設けて、地震に対する安全性を高めることを目的として行ってきた一連の研究開発をまとめたものであり、RC・S複合梁およびRC・S複合間柱の構造実験・解析、またそれらを適用した建物の地震応答解析を通して、本論文で考案するRC・S複合部材の有用性を示すものである。

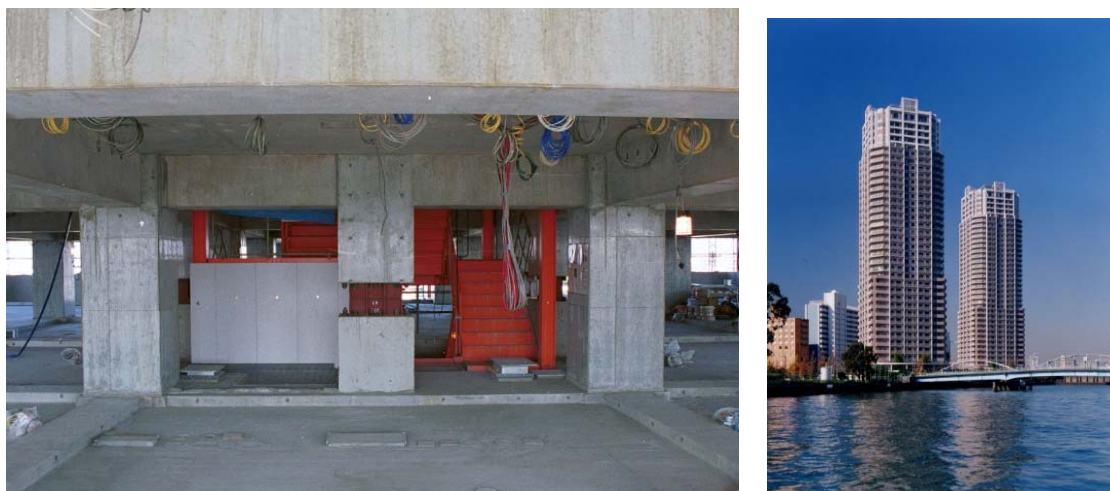




図1.1.1 36階建鉄筋コンクリート造住宅に低降伏点鋼パネルを用いたRC・S複合間柱を適用した初期の実施例

年	研究開発	発表論文・梗概	適用実績
1991 1992	低降伏応力度鋼(低降伏点鋼) パネル実験・鉄骨K型ブレース実験	【AIJ梗概】低降伏応力度鋼板を用いたK型ブレース制振装置に関する研究 その1,2(1991年)  【AIJ梗概】低降伏応力度鋼を用いたK型ブレース制振装置付架構実験について(1992年)	
1995	【兵庫県南部地震】		
1997	低降伏点鋼パネル実験-1 複合部材実験(間柱)-1	【AIJ梗概】低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究(1998年その1～2006年その11)	
1998	低降伏点鋼パネル実験-2 複合部材実験(間柱)-2	【JCI年次論文】低降伏点鋼パネルを組み込んだRC柱の耐震性能に関する実験的研究(2000年)	
2000	低降伏点鋼パネル実験-3		
2001	RCフレーム+複合部材(間柱)実験	【AIJ梗概】制振デバイス付きRC造骨組の耐震性能に関する研究(2002年)	 2000年36階
2002	複合部材実験(間柱)-3	【AIJ梗概】高性能RC造超高層住宅の耐震設計法その6制振デバイスの検討(2002年)	 2004年54階45階
2003	複合部材実験(間柱)-4 複合部材実験(間柱)-5	【AIJ梗概】制振デバイス付きRC造骨組の解析モデルに関する研究(2003年)	
2005	超高強度RCフレーム+複合部材(間柱)実験 複合部材実験(間柱)-6	【AIJ梗概】制振デバイス付き超高強度RC造骨組の耐震性能に関する実験的研究(2005年)  【AIJ梗概】低降伏点鋼デバイスを組み込んだ高層RC造建物の地震応答解析(2005年)	 2005年28階3棟
2011	【東北地方太平洋沖地震】 複合部材(梁)実験	【AIJ梗概】低降伏点鋼を用いた境界制振梁に関する実験的研究(2012年)	 2009年34階
2013	複合部材(梁)解析モデルの検討	【構造工学論文】低降伏点鋼を用いた非埋め込み型RC・S複合梁の耐震性能に関する実験的研究(2014年)	 2012年36階
2016	複合部材(柱)解析モデルの検討  【熊本地震】	【構造工学論文】軸力の影響を考慮した非埋め込み型RC・S複合制振柱に関する研究(2016年)  【GACEEACEE】SEISMIC PERFORMANCE OF SUPER HIGH-RISE WALL-FRAME REINFORCED CONCRETE STRUCTURE WITH HYBRID BEAMS USING LOW YIELD POINT STEEL DAMPER BY THE DIFFERENT SETTING METHOD	 2013年30階   2016年55階

～2019年：17棟の実績

図 1.1.2 研究の流れと適用実績

## 1.2 既往の研究

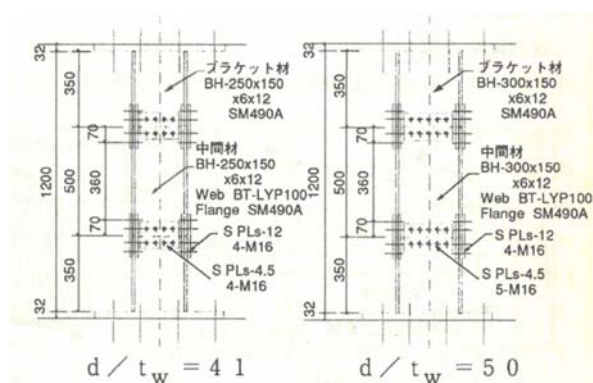
RC造とS造の複合部材は、建物の制振要素として間柱形式あるいは梁形式として骨組に組み込まれる。ここでは、タイプ別に既往の研究事例を紹介する。

### 1.2.1 間柱型の制振部材に関する研究

低降伏点鋼を間柱型のせん断降伏要素として骨組に組み込み、制振部材に用いている研究は1990年代から見られる。

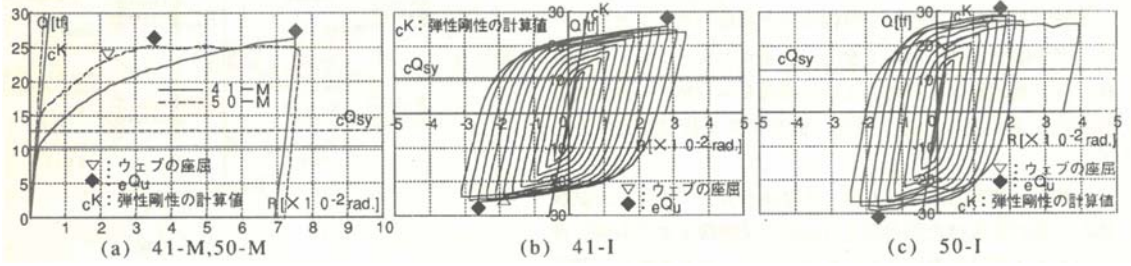
成原ら<sup>1.2)</sup>は、鉄骨造建物に低降伏点鋼を部材中央のウェブに使用したH形鋼間柱を適用し実用化している(図1.2.1)。この間柱は鉄骨梁に取り付けられるため、梁中央にブラケットを設け容易に取り付けが可能な工法である。

また成原ら<sup>1.3)</sup>は、同様の形式で鉄筋コンクリート造建物への適用を図った部材も提案している。間柱中央部の低降伏点鋼以外の部分を鉄筋コンクリートで巻き、上下の梁に鉄骨端をアンカーさせ鉄筋コンクリート造建物に適用している<sup>1.3)</sup>(表1.2.1, 図1.2.2)。この形式では、鉄筋コンクリート内に埋め込まれた鉄骨端部を上下の梁にアンカーさせているため、埋め込み鉄骨のてこ作用による鉄筋コンクリート部の損傷はやや低減される。



(a) 試験体概要

図 1.2.1-1 鉄骨建物制振間柱<sup>1.2)</sup>



(b) 荷重-部材角関係

図 1.2.1-2 鉄骨建物制振間柱<sup>1.2)</sup>

表 1.2.1 試験体一覧<sup>1.2)</sup>

試験体	部材断面 (mm)	帯筋比 pw(%)	軸力比※	$\sigma_B^{**}$ (N/mm <sup>2</sup> )	備考
No.1	鉄骨断面	0.8	0.3	45.6	実施設計相当
No.2	BH-275x125x9x12	0.4		45.7	せん断破壊型
No.3	ブラケット断面	0.8	0.5~-0.1	46.9	変動軸力
No.4	BxD=300x450		0.3	47.3	多数回の繰返し

※軸力比：鉄骨断面の降伏軸力に対する比  $N/N_y = N/A \cdot \sigma_y$   
 $N_y$ ：鉄骨降伏軸力。  $A$ ：鉄骨断面積。  $\sigma_y$ ：SM490降伏点。  
 ※※ $\sigma_B$ ：コンクリート圧縮強度。

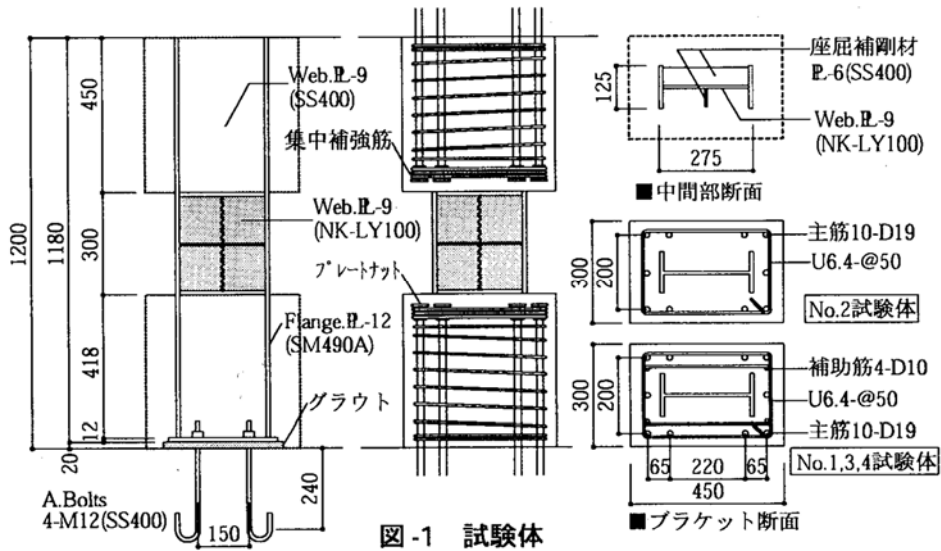
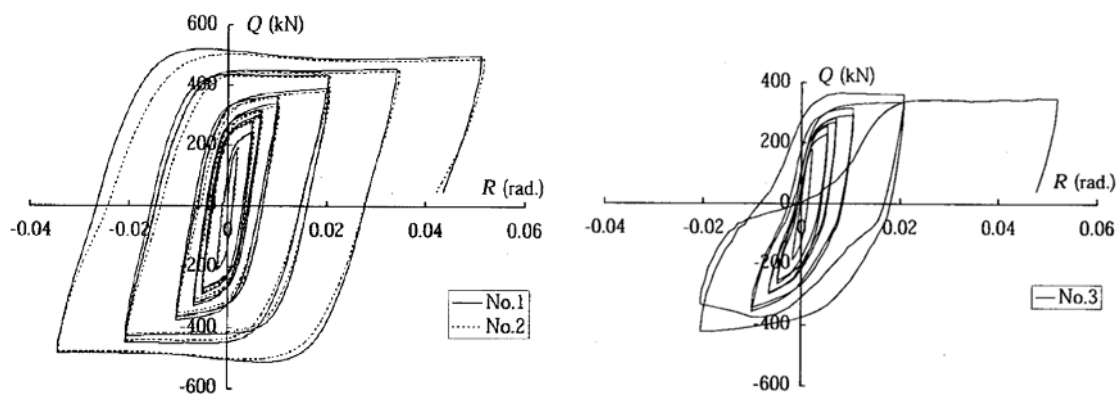
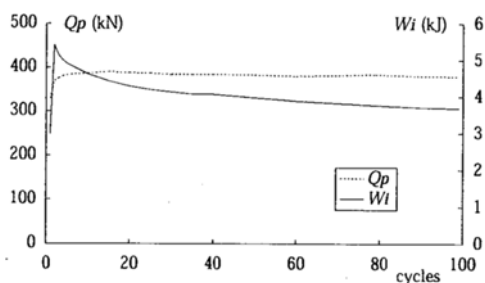


図-1 試験体  
(a) 試験体概要

図 1.2.2-1 RC 構造用制振間柱<sup>1.3)</sup>



(b) 荷重—せん断変形角関係



(c) ピーク荷重とサイクルごとの履歴エネルギー吸収量の推移

図 1.2.2-2 RC 構造用制振間柱 1.3)

稲井ら<sup>1.4)</sup>も同様に、低降伏点鋼を用いた制震間柱の研究を行っている。H形鋼鉄骨間柱の中央ウェブを低降伏点鋼に置き換えた部材(図 1.2.3)は比較的せいが大きく、1カ所当たりの減衰力が大きい間柱としている(図 1.2.4)。また、RC造への適用では、比較的幅の大きい壁状のRC部材にタンパー取付用の鉄骨を設置し、低降伏点鋼パネルの取り外しが高力ボルトにより可能なディテールとしている(図 1.2.5, 図 1.2.6)。地震時に建物の変形を積極的に集中させるこのタイプの制振部材では、大地震を受けた後に低降伏点鋼パネルの損傷が大きい場合はパネルの交換が必要となる。そのためには稲井らの研究のように高力ボルト接合でパネルを設置することが考えられ、地震後の建物復旧に対して取り組んだ研究といえる。しかしながら地震被災後に損傷部分を交換する場合は、部材の運搬・取り付け機器や作業ができるスペースが部材の周囲に必要である。

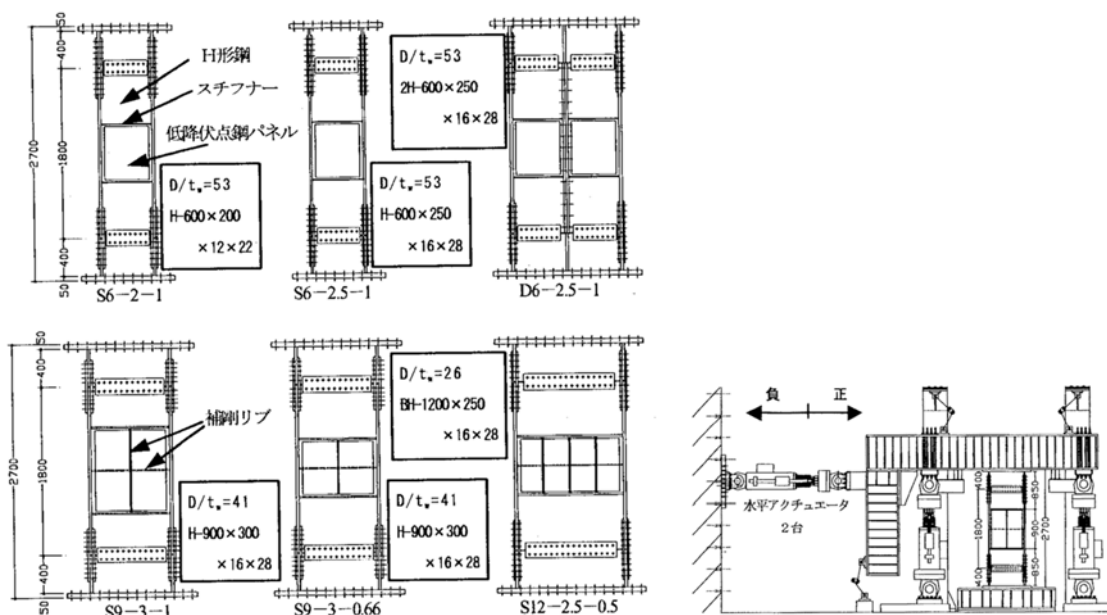


図 1.2.3 試験体一覧 1.4)

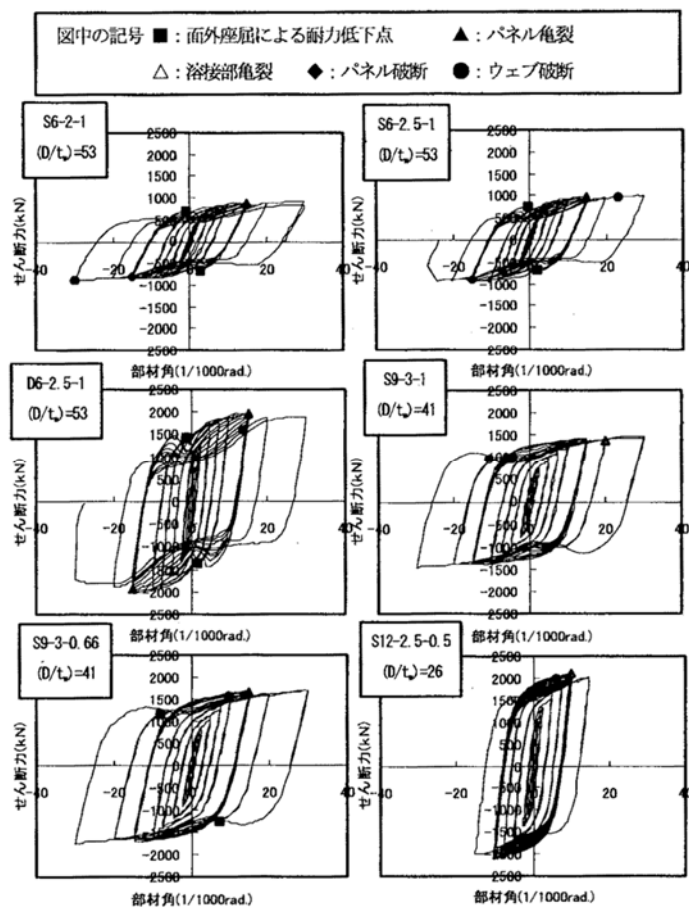


図 1.2.4 せん断力部材角関係 1.4)

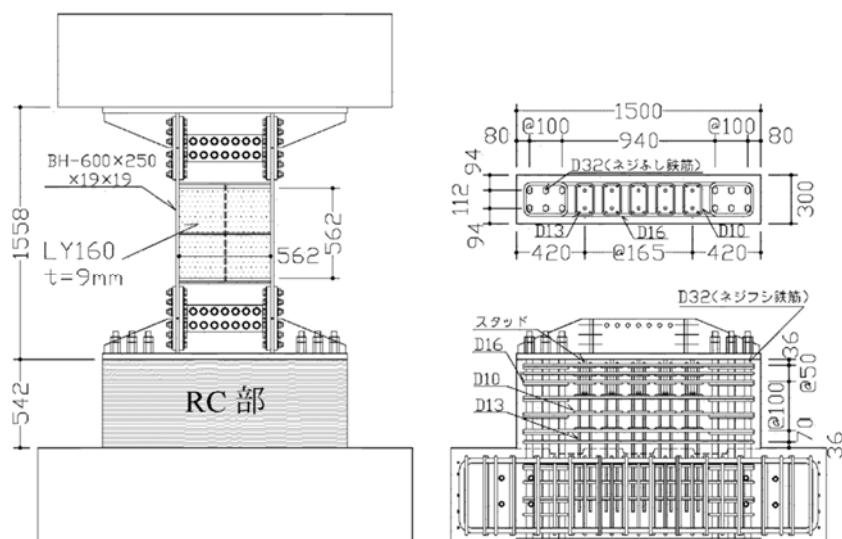


図 1.2.5 RC 造対応制震部材 1.4)1.5)

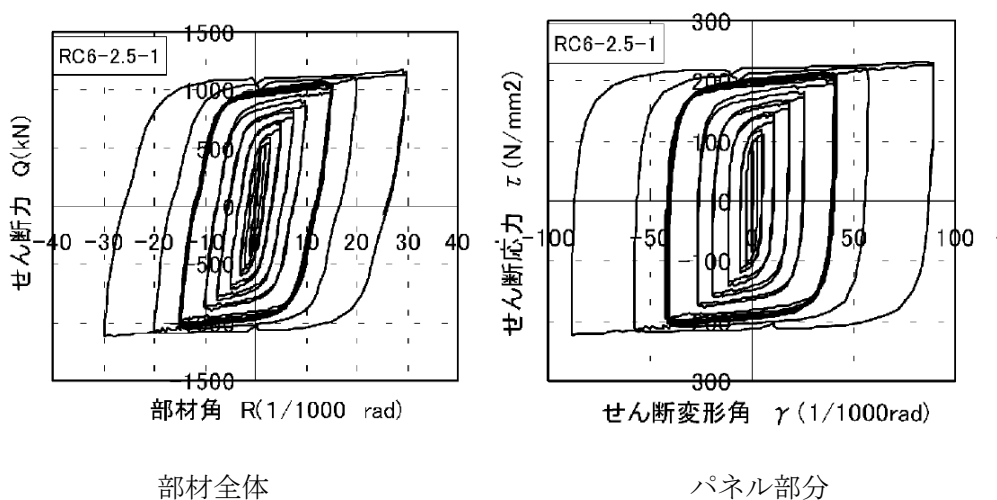


図 1.2.6 RC 造対応制震部材せん断力部材角関係 1.4)1.5)

### 1.2.2 境界梁型の制振部材に関する研究

熊谷ら<sup>1.5), 1.6)</sup>は、高層建物のコア部と供用部を区画する鉄筋コンクリート造立体耐震壁（コアウォール）を連結する境界梁として中央部に制振ダンパーを有する鉄筋コンクリート境界梁を研究している(図 1.2.7～図 1.2.9)。これは境界梁の全長に亘る H 形鋼鉄骨梁の中央部ウェブ部を低降伏点鋼に置き換え、左右の鉄骨部を鉄筋コンクリート造梁の中に埋込

むことにより応力伝達を図る形式のものである。この形式では、鉄筋コンクリート造内に埋込まれた鉄骨部にてこ作用により鉄筋コンクリート部の損傷が大きくなるように、鉄筋コンクリート部の補強を十分に行うことが必要である。

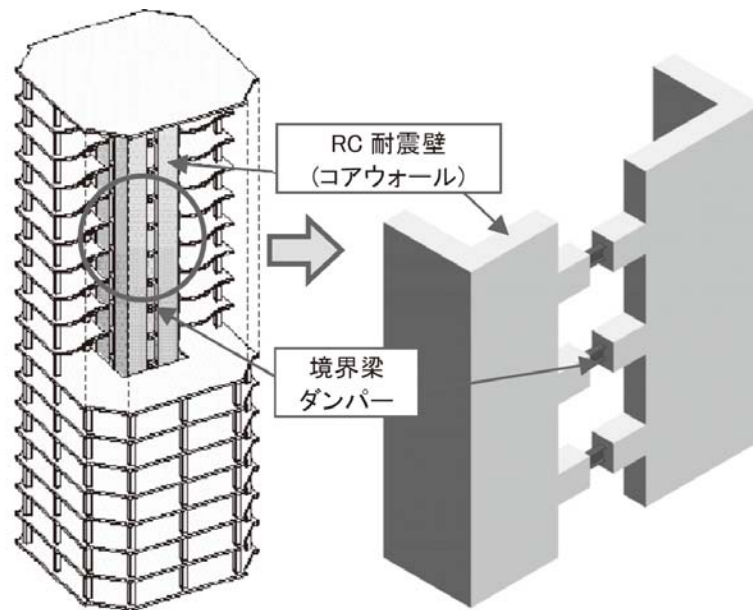


図 1.2.7 境界梁ダンパーのイメージ 1.6)1.7)

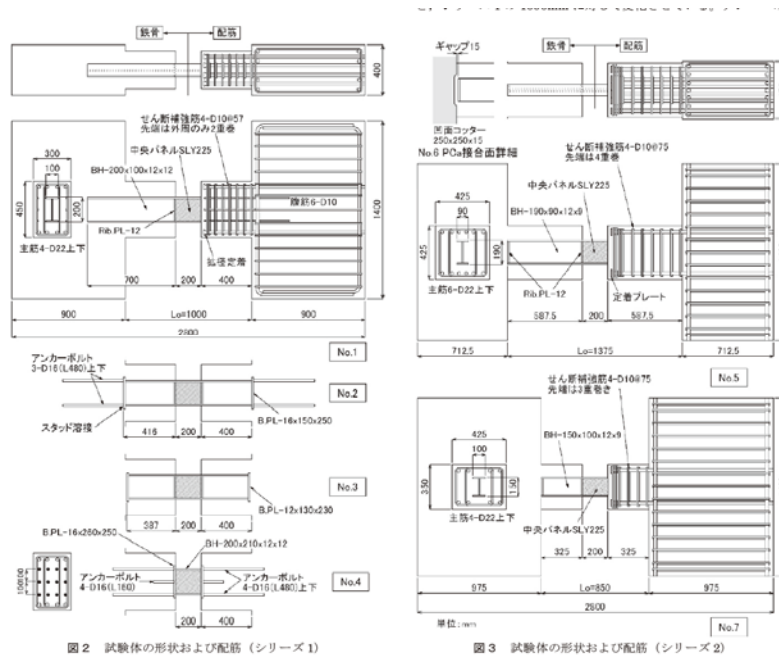


図 1.2.8 境界梁ダンパーの試験体形状 1.6)1.7)

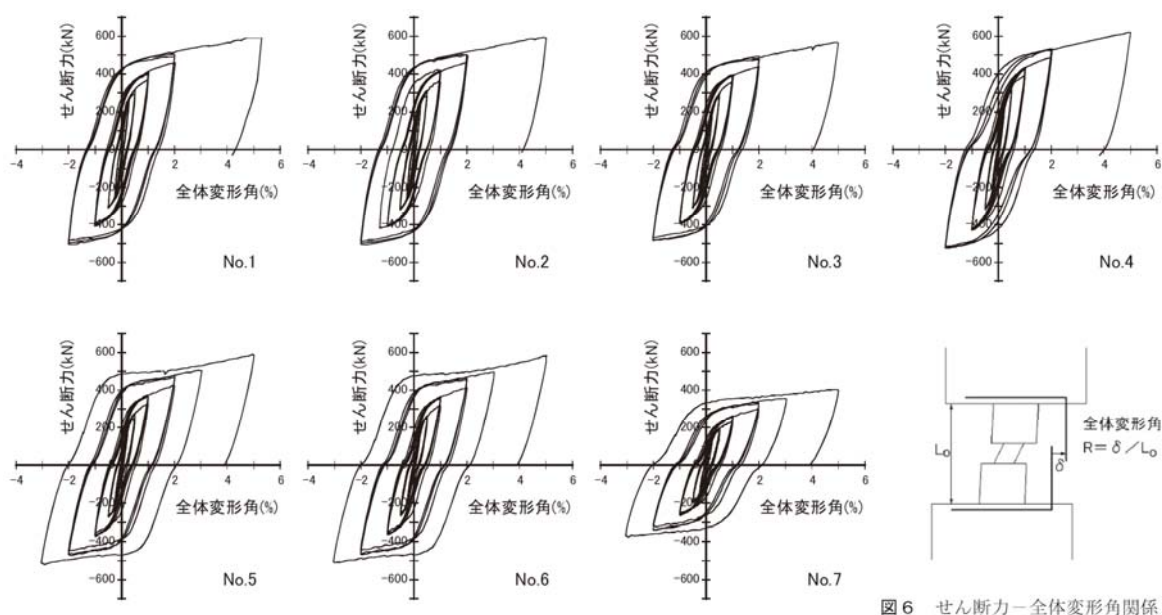


図6 せん断力-全体変形角関係

図 1.2.9 境界梁ダンパーの荷重-変形角関係 1.6)1.7)

### 1.2.3 鋼材を用いたパネル型の制振部材に関する研究

田中ら (1.8), (1.9)は低降伏点鋼を用いたせん断パネルについて研究している(図 1.2.10, 図 1.2.11)。せん断パネル型の制振ダンパーは、骨組に組み込まれると、長期鉛直荷重、架構の水平変形やパネル自身の水平変形に伴う周辺架構の拘束により軸方向力が作用するとされ、軸方向圧縮応力度が  $0 \sim 1.0 \text{tf/cm}^2$  の範囲ではせん断パネルの履歴性状に対して明瞭な影響がないことを示している。また、フランジの軸方向耐力の 80~100%の軸方向圧縮力を作用させると繰り返し载荷によって、軸方向の不安定現象が生じ、フランジの軸方向耐力の 70~90%の軸方向引張力を作用させると繰り返し载荷によってフランジの破断に至ることが示されている。

表 1.2.2 実験条件一覧 1.8)

試験体	軸力		変位振幅 変形角 (rad.)	载荷速度	
	軸力 (tf)	軸応力 (tf/cm <sup>2</sup> )		軸力 (tf/sec.)	水平力 (rad./sec.)
N-2	-66.4 (= $\rho P_{\sigma}^*$ )	-1.30	0.1	0.833	0.005 (rad./sec.)
N-1	-53.1 (= $0.8\rho P_{\sigma}$ )	-1.04		(tf/sec.)	
N-0	0.0	0.00		-	
N+1	37.2 (= $0.5\rho P_y^*$ )	0.73		0.833	
N+2	46.4 (= $0.75\rho P_y$ )	0.91		(tf/sec.)	

\* $\rho P_{\sigma}$ : 枠フランジ弾性座屈荷重,  $\rho P_y$ : 枠フランジ降伏荷重

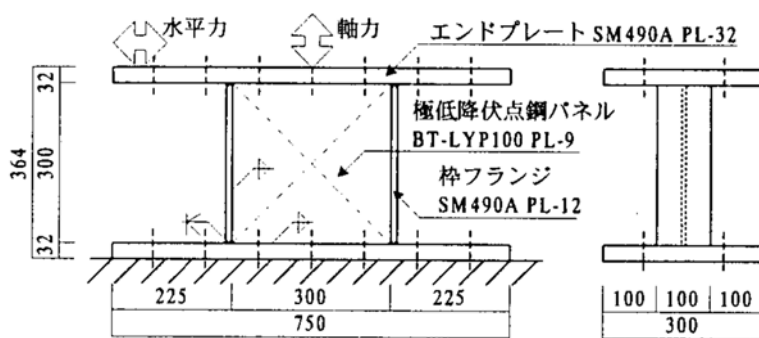
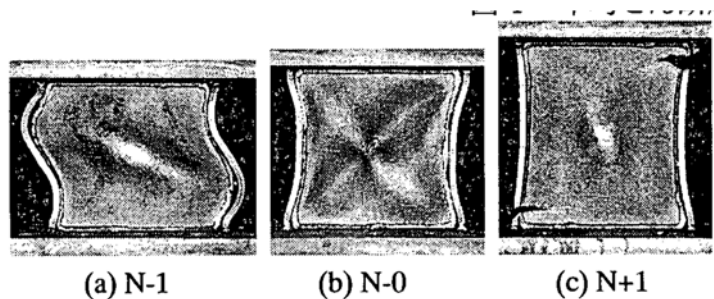
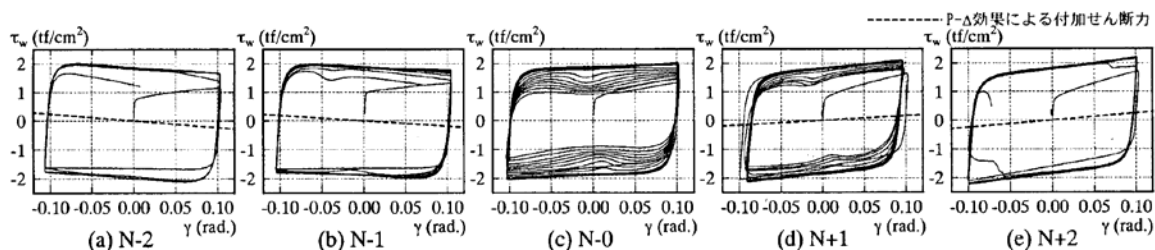


図 1.2.10 低降伏点鋼せん断パネルダンパー試験体 1.8)1.9)



(a) 試験体変形状況



(b) 荷重-せん断変形角関係

図 1.2.11 せん断パネル型制振ダンパーの変形状況 1.8)1.9)

#### 1.2.4 鋼構造制振設計指針

2014年に刊行された日本建築学会「鋼構造制振設計指針」<sup>1.10)</sup>(S造制振指針)には、主として鉄骨構造に適用する座屈拘束ブレースやせん断パネルなどの代表的な鋼製の制振ダンパーについて保有性能の評価方法や解析モデル化手法について記述されている。さらに鋼製の制振ダンパーを組み込んだ鉄骨造建物を制振鋼構造と呼び、その設計法について記述されている。

本研究では低降伏点鋼パネル(S造制振指針では「鋼製ダンパー」)を鉄骨構造ではなく、RC構造に適用する点がS造制振指針と大きく異なっているが、低降伏点鋼パネルに関しては共通する部分がある。本研究はS造制振指針が刊行される20年以上前から計画・実施されており、本研究の文献は参考文献としてS造制振指針に引用されている。本論文では実験・解析から得られた知見により部材の設計法を提示しているが、その設計手法に関してはS造制振指針とやや異なる点もある。S造制振指針では、間柱形式のせん断パネルについてはせん断パネルの軸方向圧縮降伏耐力程度以下の荷重で履歴に及ぼす影響を考慮する必要はないと記載されているが、本研究では低降伏点鋼パネルの軸方向圧縮降伏耐力以下の荷重が作用した状態においても繰り返し載荷時の履歴ループに影響が生じることを示している。このようなS造制振指針との違いと比較については、第6章の設計法において述べる。

### 1.3 本研究で対象とする RC・S 複合部材の概要

本研究で取り扱う RC・S 複合部材は、鉄筋コンクリート造に適用することを目的としており、端部の鉄筋コンクリート部材に接合される。RC・S 複合部材の S 部には低降伏点鋼材を用いた溶接組立のパネル（低降伏点鋼パネル）を使用し、パネル部で地震入力エネルギーを吸収する構造としている。RC・S 複合間柱を建物に組み込むと、ある程度の変形までは水平剛性を増大する耐震部材として働く。レベル 2 相当の極めて稀に発生するような大きな地震動を受けた場合には、低降伏点鋼パネルのウェブ板がせん断降伏して地震エネルギーを吸収する制振部材として働く。

RC・S 複合部材は、間柱として RC 造間柱の中央部に低降伏点鋼パネルを接合したタイプ（RC・S 複合間柱）と耐震壁の境界梁として RC 造梁の中央部に低降伏点鋼パネルを接合したタイプ（RC・S 複合梁）である。

低降伏点鋼パネルは、ウェブ板、フランジ板、リブ板、ベース板で構成される（図 1.3.1）。ウェブ板には低降伏点鋼を使用し、せん断塑性変形により地震入力エネルギーを熱エネルギーに変換する。フランジ板は、ウェブ板を仕切るように取付られる。ウェブ板は外周を隅肉溶接とし、フランジ板は上下のベース板に完全溶け込み溶接で取付られる。既往の研究では、フランジ板はウェブ板を純せん断状態に近づけるように周囲を拘束することが目

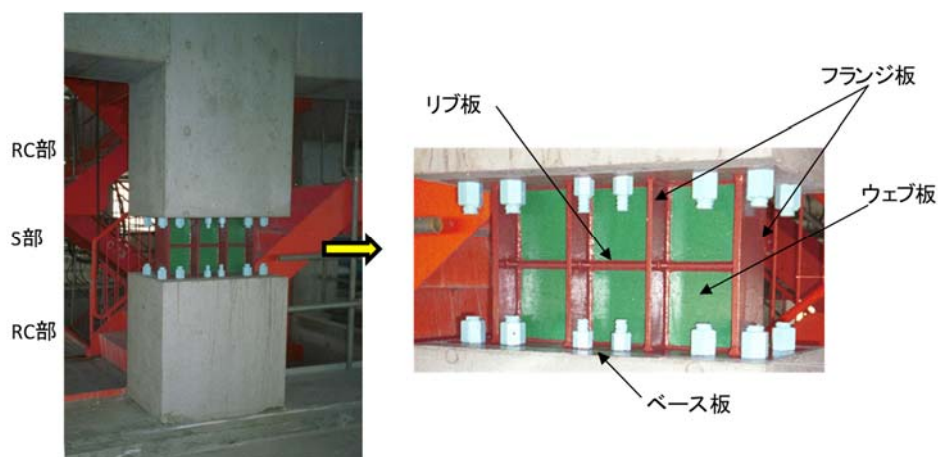


図 1.3.1 低降伏点鋼パネルの概要

的であり、板厚を比較的薄くしているが、本研究では部材の軸方向力をフランジ板に負担させる目的で板厚を厚くしている。

また、既往の研究では、間柱や境界梁を形成する RC 部とエネルギー吸収部分である低降伏点鋼パネル部の間において、鉄骨端部を RC 部に埋込むことにより応力伝達を図っているものが多い。一方、本研究で考案している RC・S 複合部材は、低降伏点鋼パネル部の鉄骨を RC 部に埋込むことなく、低降伏点鋼パネルに取り付けた頭付きスタッドおよび主筋等により接合して応力伝達を図っている（図 1.3.2）。この非埋込み形式の接合方法は、鉄骨端部の埋込みによるてこ作用がないため、埋込み形式に比べて RC 部の損傷を抑える効果とともに、使用鉄骨量の減少が期待できる。

RC・S 複合部材は、平面的な設置位置により、部材の変形に対して周辺架構の拘束により軸方向引張力が作用する場合があります、S 部と RC 部の間に隙間が生じ十分な応力伝達ができなくなることも考えられる。これに対して、本研究では、主筋の他に低降伏点鋼パネルのベース板に U 字筋をフレア溶接して軸方向引張力に抵抗する方式も考案している。

本研究で考案している RC・S 複合間柱は、地震後の点検等のため建物の共用スペースへの設置を想定しており、できるだけコンパクトな形状としている。

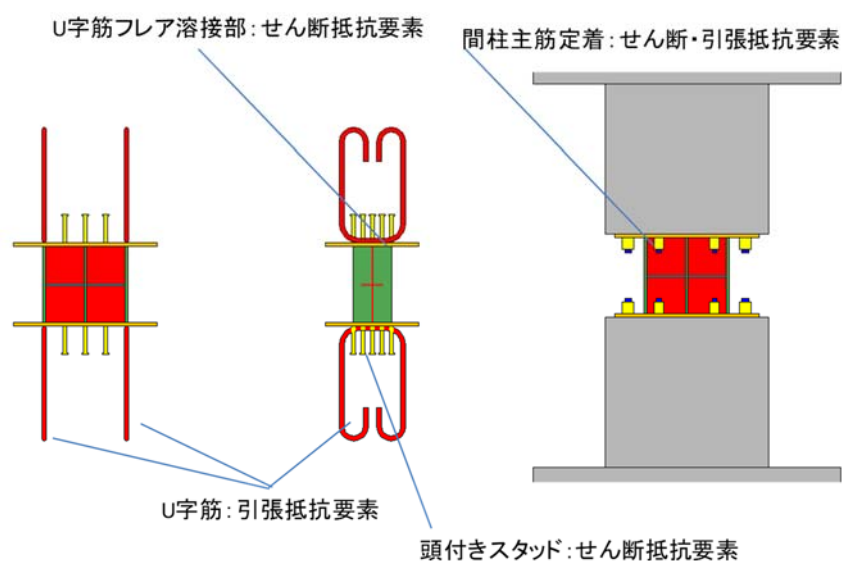


図 1.3.2 低降伏点鋼パネルと RC 部の接続要素の例

本研究で取り扱う RC・S 複合部材の特徴を以下にまとめて示す。

- ① 低降伏点鋼パネルでは高軸方向力を負担できるようにフランジ板を設計している。
- ② RC 部と S 部の接合部については，S 部の端部を RC 部に埋込むのではなく，非埋込み型として S 部から RC 部へ応力伝達を図っている。
- ③ S 部を組み込んで RC 部をプレキャスト部材として製作することにより，施工効率の向上を図っている（図 1.3.3，特許取得第 3004242 号）。

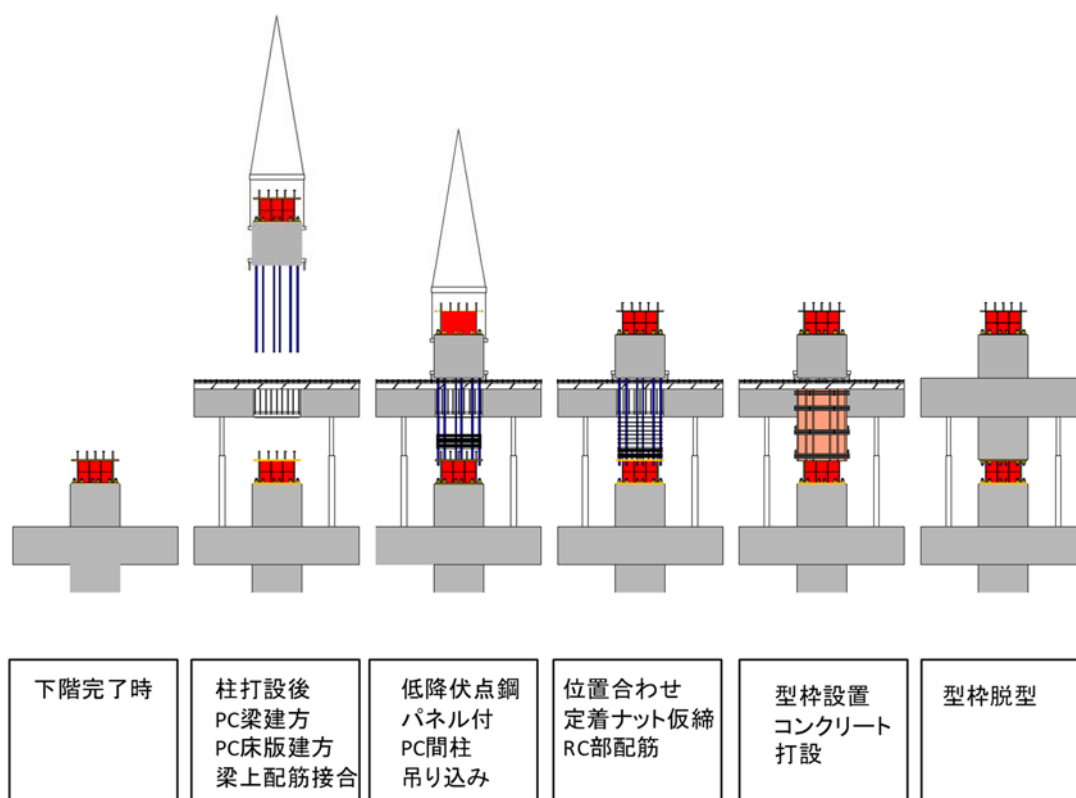


図 1.3.3 RC・S 複合間柱の施工手順の例

#### 1.4 本論文の構成

第1章では、本論文の序論として、本研究の背景、目的、既往の研究、本研究の概要および本論文の構成について述べる。既往の研究では、鋼製の間柱ダンパーに関する研究、鋼製ダンパーをRC造建物に適用した研究、鋼製ダンパーをRC部に埋込んだ境界梁に関する研究および鋼製ダンパーに関する研究について整理し、本研究の位置付けを述べる。また本論文の構成として、各章の研究概要を述べる。

第2章では、RC・S複合梁およびRC・S複合間柱に用いる低降伏点鋼パネルについて、その単体の復元力特性、履歴エネルギー吸収能力、疲労特性を評価するために実施した実験について述べる。また、低降伏点鋼パネル単体に軸方向圧縮力を作用させた後の実験より、履歴エネルギー吸収性能に及ぼす軸方向力の影響を検討する。次に、低降伏点鋼パネルの定振幅載荷試験より低降伏点鋼パネルの疲労寿命予測式を作成し、累積損傷値を用いて低降伏点鋼パネルの疲労寿命を予測する。更に、ウェブ板のないフランジ板枠のみの実験により、低降伏点鋼パネルの特徴であるフランジ板の特性を検討する。

第3章では、低降伏点鋼パネルを用いたRC・S複合梁について、その耐震性能を評価するために実施した実験について述べる。対象とするRC・S複合梁は、コア壁構造の境界梁の変形を低降伏点鋼パネルに伝え、地震入力エネルギーを吸収する部材である。ここではRC部とS部の接合部のせん断伝達に着目した実験を実施する。また、RC部に鋼繊維を入れることでひび割れの抑制効果などを検討する。さらに、埋込み型のRC・S複合梁の実験を実施し、復元力特性、RC部の損傷に着目して非埋込み型との違いを考察する。

第4章では、低降伏点鋼パネルを用いたRC・S複合間柱について、その耐震性能を評価

するために実施した実験について述べる。ここでは、RC・S 複合間柱に軸方向圧縮力や軸方向引張力を作用させた時の復元力特性、履歴エネルギー吸収性能および RC・S 接合部のずれ変形への影響について検討する。最初に、RC・S 複合間柱シリーズ I 試験体として、RC 部と S 部の接合方法に着目した実験について述べる。次に、RC・S 複合間柱シリーズ II 試験体として、RC・S 複合間柱に面外方向の変形を作用させた実験について述べ、面外方向の復元力特性およびその影響を検討する。更に、RC・S 複合間柱シリーズ III 試験体として、低降伏点鋼パネルの交換が可能な仕様の試験体について実施した実験について述べる。

第 5 章では、RC・S 複合部材の解析モデルについて述べ、提示した解析モデルを用いた地震応答解析例を示す。まず 2 つの低降伏点鋼パネルの解析モデルを提示し、実験結果との比較により解析モデルの適合性を示す。次に、RC・S 複合部材について複数の解析モデルを提示し、実験結果との比較によりそれぞれの解析モデルの特徴や使用条件等について検討する。最後に、提示した解析モデルを建物モデルに適用して実施した地震応答解析例を示し、RC・S 複合部材の地震応答低減効果等を示す。

第 6 章では、RC・S 複合部材の実験および解析より得られた知見をもとに、本研究で考案した RC・S 複合部材の設計方針を示し、実物件への適用のため RC・S 複合部材を構成する各部位の設計法を提示する。

第 7 章では、本研究で得られた知見をまとめる。また、本研究について今後の課題を示す。

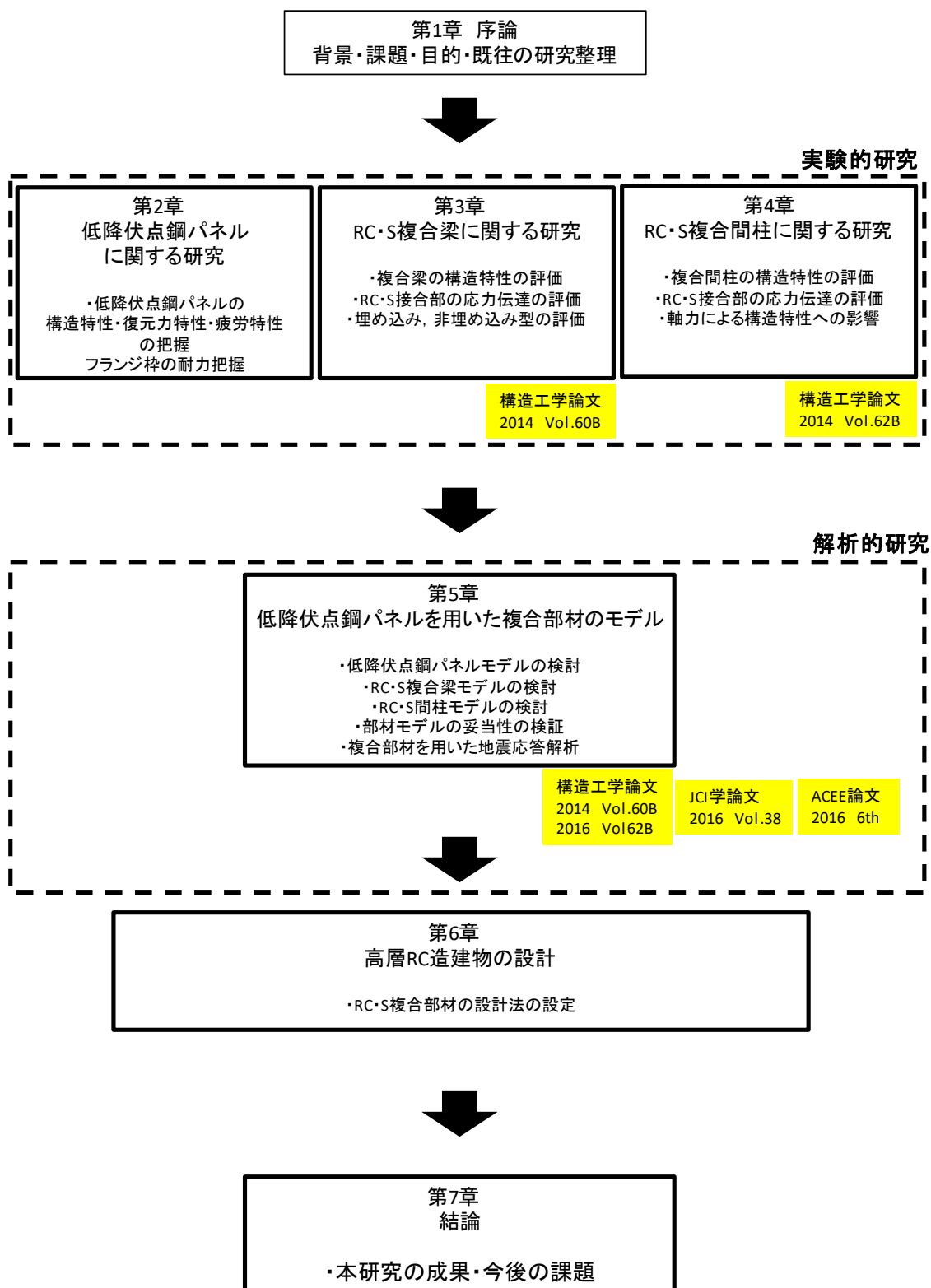


図 1.4.1 本論文の構成

## 1.5 用語の定義

本論文で使用する用語の定義を示す。

低降伏点鋼パネル	低降伏点鋼を用いたウェブ板とその両側面のフランジ板および上下のベース板からなるエネルギー吸収部材
RC・S 複合梁	RC 梁の中央部に低降伏点鋼パネルを設置した梁部材
RC・S 複合間柱	RC 柱の中央部に低降伏点鋼パネルを設置した間柱部材
RC・S 複合部材	RC・S 複合梁および RC・S 複合間柱の総称
間柱	長期の軸方向力を支持しない柱
RC 部	RC・S 複合部材の両端の鉄筋コンクリート部分
S 部	RC・S 複合部材の鉄骨造部分
RC・S 接合部	低降伏点鋼パネルと RC 部の接合部
U 字筋	低降伏点鋼パネルのベース板の RC 側にフレア溶接した U 字型の鉄筋。低降伏点鋼パネルのフランジ板と同位置に取り付き、軸方向力を伝達する。
ベース板	低降伏点鋼パネルを構成する部材の一つ。低降伏点鋼パネルと RC 部を接続するための頭付きスタッドや U 字筋が取り付け、主筋定着用の貫通孔が設けられている。
フランジ板	低降伏点鋼パネルを構成する部材の一つ。低降伏点鋼パネルに生じる軸方向力を負担する。
リブ板	低降伏点鋼パネルを構成する部材の一つ。ウェブ板を仕切ることでウェブ板の幅厚比を調整する。
ウェブ板	低降伏点鋼パネルを構成する部材の一つ。低降伏点鋼を使用し、せ

ん断塑性変形により地震入力エネルギーを吸収する。

履歴エネルギー吸収量 部材の荷重変形曲線により囲まれた面積

## 【第1章参考文献】

- 1.1) 毎田悠承, 蒔田俊介, 仁科智貴, 和泉信之, 「耐震・制震・免震構造に分類した既存超高層 RC 造建築物の構造特性, 日本建築学会技術報告集, 第 24 巻, 第 56 号, pp.171-176, 2018 年 2 月
- 1.2) 泉満, 成原弘之ほか, 「極低降伏点鋼を用いたせん断降伏型制振部材の低サイクル疲労実験(その 1) 実験概要」, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp.1333-1334, 1992 年 8 月
- 1.3) 安田聡ほか, 「極低降伏点鋼を用いた RC 構造用間柱型制振部材の開発」, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.1073-1074, 2001 年 9 月
- 1.4) 松浦恒久, 稲井栄一ほか: 「低降伏点鋼を用いた制震間柱の構造性能に関する研究 その 1 実験概要」, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.609-610, 2001 年 9 月
- 1.5) 大谷昌史, 稲井栄一ほか: 「低降伏点鋼を用いた制震間柱の構造性能に関する研究 その 4 RC 造対応制振部材の実験」, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp.1073-1074, 2002 年 8 月
- 1.6) 熊谷仁志, 島崎和司, 林静雄: 「中央部に鋼材ダンパーを有する RC 境界梁に関する実験的研究 低降伏点鋼を用いた境界梁ダンパーに関する研究 その 1」: 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 638 号, pp.755-763, 2009 年 4 月
- 1.7) 熊谷仁志, 島崎和司, 林静雄: 「中央部に鋼材ダンパーを有する RC 境界梁の復元力特性 低降伏点鋼を用いた境界梁ダンパーに関する研究 その 2」: 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 643 号, pp.1677-1684, 2009 年 9 月
- 1.8) 田中清, 佐々木康人, 「極低降伏点鋼を用いた制震パネルダンパーの静的履歴減衰性能に関する研究」, 日本建築学会構造系論文集, 第 509 号, pp.159-166, 1998 年 7 月

- 1.9) 佐々木康人, 田中清:「極低降伏点鋼を用いたせん断パネル型ダンパーの引張・圧縮定軸力下の静的せん断実験」, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.785-786, 1999年9月
- 1.10) 日本建築学会:「鋼構造制振設計指針」(2014)

## 第 2 章 低降伏点鋼パネルに関する実験

### 2.1 はじめに

### 2.2 実験計画

#### 2.2.1 試験体

#### 2.2.2 載荷方法

##### (a) 加力装置

##### (b) 漸増載荷実験

##### (c) 軸方向圧縮力を受けた後の漸増載荷実験

##### (d) 定振幅載荷実験

### 2.3 漸増載荷実験

#### 2.3.1 実験結果

##### (a) 実験経過

##### (b) 荷重変形関係

#### 2.3.2 考察

##### (a) 降伏耐力の評価

##### (b) 等価粘性減衰定数

### 2.4 軸方向圧縮力を受けた後の漸増載荷実験

#### 2.4.1 実験結果

##### (a) 軸方向載荷実験結果

##### (b) 水平方向漸増載荷実験結果

##### (c) 水平方向定振幅載荷実験結果

#### 2.4.2 考察

##### (a) 履歴エネルギー吸収能力の比較

## 2.5 定振幅載荷実験

### 2.5.1 実験結果

### 2.5.2 低降伏点鋼パネルの疲労寿命

#### (a) 低降伏点鋼パネルの疲労曲線

#### (b) 低降伏点鋼パネルの疲労寿命予測

## 2.6 フランジ板の漸増載荷実験

### 2.6.1 実験計画

### 2.6.2 実験結果

## 2.7 まとめ

### 【第 2 章参考文献】

## 第2章 低降伏点鋼パネルに関する実験

### 2.1 はじめに

本章では、RC・S 複合部材の S 部分にあたる低降伏点鋼パネルを対象として構造実験を実施し、その耐震性能、特に復元力特性、履歴エネルギー吸収性能、疲労寿命などに対する知見について述べる。

本研究では、地震入力エネルギーを吸収する部材として低降伏点鋼板をせん断抵抗要素とした低降伏点鋼パネル（図 2.1.1, 図 2.1.2）を使用している。低降伏点鋼パネルは、ウェブ板に使用する低降伏点鋼板のせん断塑性変形により地震入力エネルギーを熱エネルギーに変換する。低降伏点鋼パネルは、低降伏点鋼を用いたウェブ板とその両側のフランジ板および上下のベース板で構成する。ウェブ板の外周は隅肉溶接によりフランジ板およびベース板と溶接される。フランジ板の上下端は上下のベース板に完全溶け込み溶接により接合する。また、ウェブ板のサイズが大きくなる場合には、ウェブ板が良好にせん断変形するようにフランジ板およびリブ板を設ける。本低降伏点鋼パネルの特徴は、フランジ板に比較的耐力のある厚板を使用し、軸方向力による低降伏点鋼パネルの変形を抑制することである。RC・S 複合部材として用いる低降伏点鋼パネルは、RC 部とベース板を介して接合するが(図 2.1.2)、本章では、低降伏点鋼パネル単体の性能を把握するために実施した単体の載荷実験について述べる。

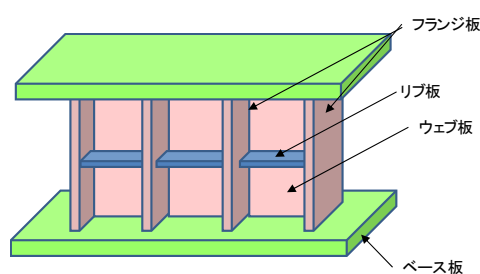


図 2.1.1 低降伏点鋼パネルの概要



図 2.1.2 RC・S 複合間柱の例

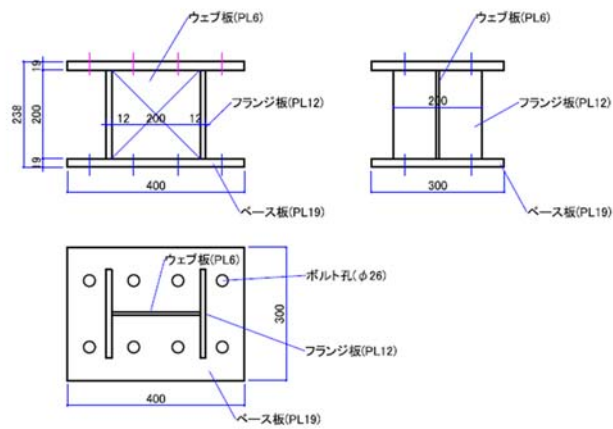
## 2.2 実験計画

### 2.2.1 試験体

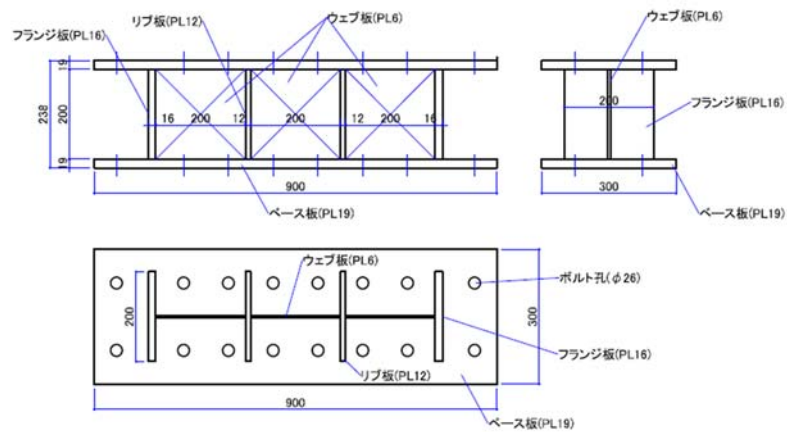
本項では、低降伏点鋼パネル単体の载荷実験に用いた試験体について述べる。実験に使用した試験体の一覧を表 2.2.1 および図 2.2.1 に示す。低降伏点鋼パネルのウェブ板には、降伏強度  $100\text{N/mm}^2$  級および  $225\text{N/mm}^2$  級の厚さ  $6\text{mm}$ （幅厚比 33）の低降伏点鋼板を用いる。低降伏点鋼パネルは低降伏点鋼のウェブ板とその両側のフランジ板およびリブ板、また上下のベース板で構成される。ウェブ板の周囲とフランジ板およびベース板は隅肉溶接とし、フランジ板とベース板はフランジ板側に開先を取って完全溶け込み溶接とする。低降伏点鋼パネルは、ウェブ板  $200\times 200$  を 1 ユニット（1 ユニット当たりの幅厚比は 33 で一定）とし、縦 1 ユニット×横 1 ユニットの試験体(TYPE11)、縦 1 ユニット×横 3 ユニットの試験体(TYPE13)、縦 1 ユニット×横 2 ユニットの試験体(TYPE12)、縦 2 ユニット×横 2 ユニットの試験体(TYPE22)、縦 2 ユニット×横 3 ユニットの試験体(TYPE23)を製作する。フランジ板は、横 1 ユニットの試験体では厚さ  $12\text{mm}$ (SM490)の板材とする。横が 2 ユニット以上の試験体では外側のフランジ板は厚さ  $16\text{mm}$ (SM490)の板材とし、内側のフランジ板は厚さ  $12\text{mm}$ (SM490)の板材とする。本研究で対象とする低降伏点鋼パネルの特徴は、フランジ板を比較的厚い板とし、部材に作用する軸方向力を負担することにより、ウェブ板のせん断変形によるエネルギー吸収性能の低下を防ぐことにある。縦 2 ユニットの試験体ではウェブ板の片面に横方向にリブ板（SS400、厚さ  $6\text{mm}$ 、高さ  $50\text{mm}$ ）を設けて 3 辺を隅肉溶接している。低降伏点鋼パネルの製作に使用した鋼材の材料試験結果を表 2.2.2 に示す。

表 2.2.1 低降伏点鋼パネル試験体一覧

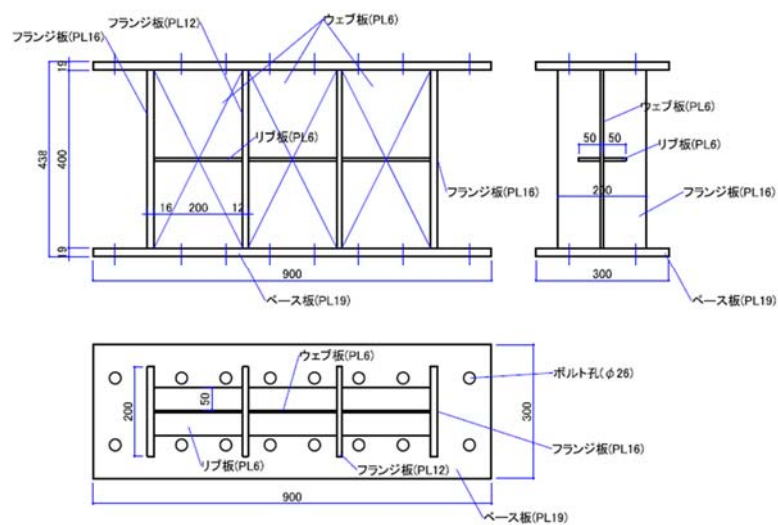
TYPE	ウェブ板		フランジ板		ベース板		リブ板	
	サイズ(mm)	材質	サイズ(mm)	材質	サイズ(mm)	材質	サイズ(mm)	材質
11	PL6 (200×200) 1ユニット	LY100 LY225	PL12 (200×200)	SM490	PL19 (400×300)	SM490		
	PL12 (400×400) 1ユニット	LY225	PL16 (200×400)	SM490	PL19 (800×300)	SM490		
12	PL6 (200×200) 2ユニット	LY100 LY225	内:PL12 (200×200) 外:PL16 (200×200)	SM490	PL19 (688×300)	SM490		
13	PL6 (200×200) 3ユニット	LY100 LY225	内:PL12 (200×200) 外:PL16 (200×200)	SM490	PL19 (900×300)	SM490		
22	PL6 (200×400) 2ユニット	LY100 LY225	内:PL12 (200×400) 外:PL16 (200×400)	SM490	PL19 (688×300)	SM490	PL6 高さ 50	SS400
23	PL6 (200×400) 3ユニット	LY100 LY225	内:PL12 (200×400) 外:PL16 (200×400)	SM490	PL19 (900×300)	SM490	PL6 高さ 50	SS400



(a) TYPE11 試験体

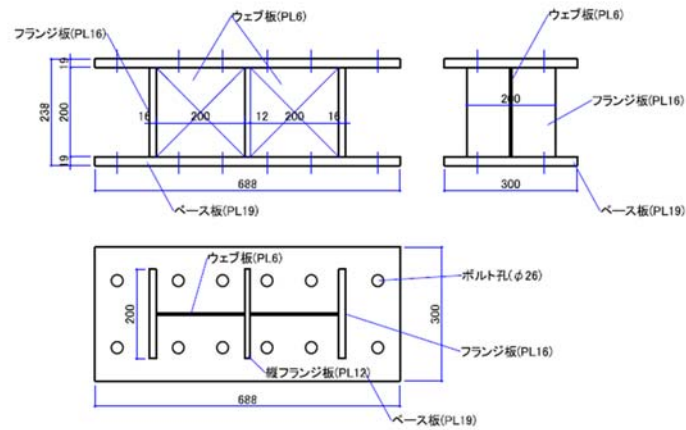


(b) TYPE13 試験体

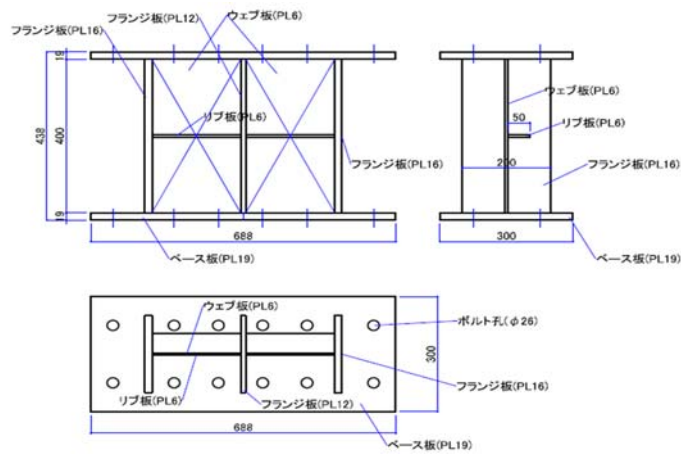


(c) TYPE23 試験体

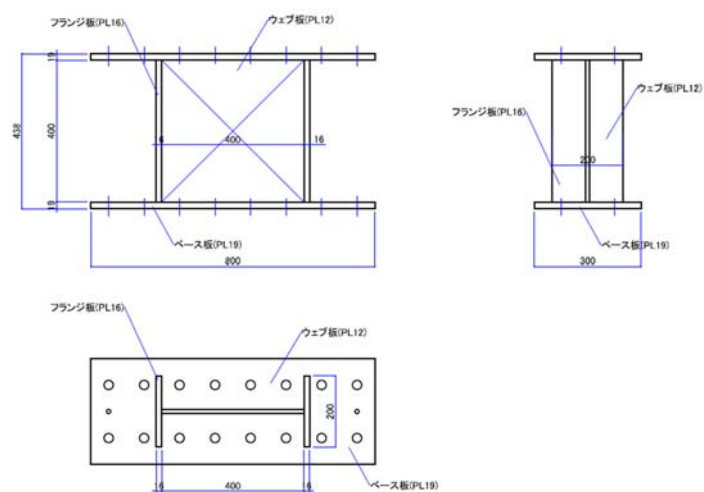
図 2.2.1-1 低降伏点鋼パネル試験体 (単体実験用)



(d) TYPE12 試験体



(e) TYPE22 試験体



(f) TYPE11(PL12)試験体

図 2.2.1-2 低降伏点鋼パネル試験体 (単体実験用)

表 2.2.2 鋼材材料試験結果

材質	板厚 mm	使用部位	ヤング係数 $\times 10^3 \text{N/mm}^2$	降伏強度 $\text{N/mm}^2$	引張強度 $\text{N/mm}^2$	伸び %
SM490	19	ベース	201	334	512	26
SM490	16	フランジ	200	334	530	22
SM490	12	フランジ	201	331	520	28
SM490	6	リブ	203	394	538	24
LY100	6	ウェブ	210	85	267	52
LY225	6	ウェブ	196	228	344	52

### 2.2.2 載荷方法

#### (a) 加力装置

低降伏点鋼パネル試験体の載荷装置を図 2.2.2 に示す。載荷は低降伏点鋼パネルの水平変位を低降伏点鋼パネルの高さで除した低降伏点鋼パネルの部材角( $R_p$ )で制御する。

#### (b) 漸増載荷実験

漸増繰り返し載荷履歴を図 2.2.3 に示す。載荷履歴は  $R_p=1/400\text{rad}$  を正負 1 回繰り返しした後、 $R_p$  を  $1/200\text{rad}$  ずつ増やしていく漸増載荷とする (表 2.2.3)。

#### (c) 軸方向圧縮力を受けた後の漸増載荷実験

RC・S 複合部材は地震時に骨組から軸方向力が作用することが考えられる。ここでは TYPE11 試験体について、漸増載荷前に低降伏点鋼パネルに軸方向圧縮力を加えた後に、軸方向圧縮力を除荷して水平載荷を行った。軸方向圧縮力は 2 ケースとし、ケース 1 はウェブ板が降伏する軸方向圧縮力を、ケース 2 はウェブ板とフランジ板が降伏する軸方向圧縮力を作用させる。

(d) 定振幅载荷実験

定振幅载荷実験の载荷パターンを表 2.2.4 に示す。 $R_p$ を  $1/70ad$  程度あるいは  $1/33rad$  程度として耐力が低下するまで繰り返し载荷を実施する。なお、TYPE23 試験体（ウェブ板：LY225 材）については疲労寿命予測式を検討するため、 $R_p=1/100rad$  の繰り返し载荷を実施する。

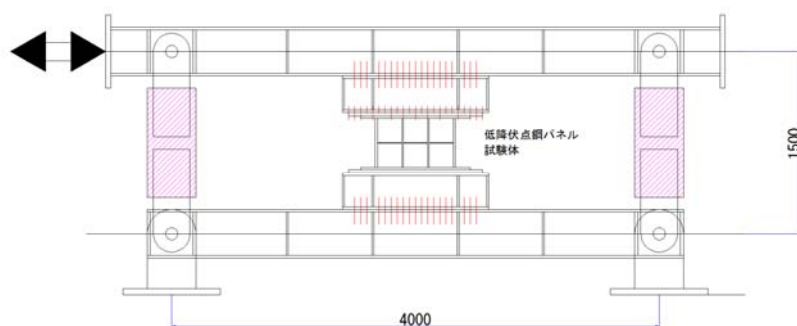


図 2.2.2 低降伏点鋼パネル実験の加力装置

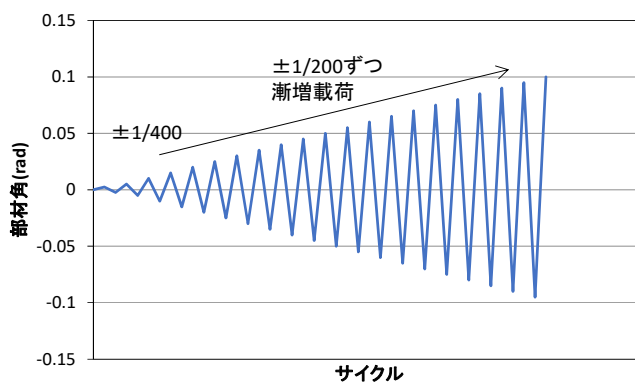
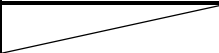
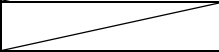
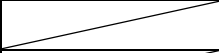
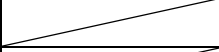
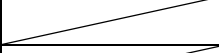
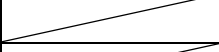
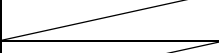
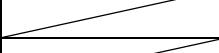



図 2.2.3 漸増载荷の加力スケジュール

表 2.2.3 漸増载荷実験計画

試験体	ウェブ板材質	漸増载荷実験
TYPE11	LY100	●
	LY225	●
TYPE12	LY100	●
	LY225	●
TYPE22	LY100	●
	LY225	●
TYPE13	LY100	●
	LY225	●
TYPE23	LY100	●
	LY225	●
TYPE11(PL12)	LY225	●

表 2.2.4 定振幅载荷実験計画

試験体	ウェブ板材質	部材角 $R_p$ (rad)		
		1/100	1/72	1/33
TYPE11	LY100		●	●
	LY225		●	●
TYPE12	LY100		●	●
	LY225		●	●
TYPE22	LY100		●	●
	LY225		●	●
TYPE13	LY100		●	●
	LY225		●	●
TYPE23	LY100		●	●
	LY225	●	●	●

## 2.3 漸増載荷実験

### 2.3.1 実験結果

#### (a) 実験経過

ウェブ板に LY100 材を使用した試験体では、 $R_p=1/400\text{rad}$  サイクルにてウェブ板がせん断降伏し、LY225 材を使用した試験体では  $R_p=1/100\text{rad}$  サイクルにてウェブ板がせん断降伏した。その後、 $R_p=1/50\sim 1/400\text{rad}$  にて全ての試験体のフランジ板端部が曲げ降伏した。変形が進むにつれて、ウェブ板に面外座屈変形が見られるようになったが、面外座屈発生後も部材の耐力は上昇した。変形の増加とともにウェブ板の面外座屈変形は大きくなり、耐力が上昇しなくなった。ウェブ板に LY100 材を使用した試験体は、座屈波形の頂部に亀裂が生じ、耐力低下に至った。ウェブ板に LY225 材を使用した試験体は、LY100 材と同様に座屈波形の頂部で亀裂が生じ耐力低下に至った試験体と、ウェブ板外周の溶接熱影響部で亀裂が生じ耐力低下していく試験体が見られた。TYPE11 試験体（ウェブ板：LY100 材）については、 $R_p$  が  $1/20\text{rad}$  にて、ウェブ板の面外座屈が目視により確認できた。

#### (b) 荷重変形関係

せん断力変形角関係を試験体ごとに図 2.3.1 に示す。図中には、次項で示すウェブ板のせん断降伏耐力値を示す。各試験体とも  $R_p$  が  $1/10\text{rad}$  付近まで大きな耐力低下は見られなかった。ウェブ板の面外座屈が進展するにつれ、正負荷の入れ替わり時に座屈波形が大きく波打ち、一時的な耐力低下が生じた。ウェブ板に LY100 材を使用した試験体では、最終的に座屈波形の頂部でウェブ板の亀裂が生じ耐力低下に至った。ウェブ板に LY225 材を使用した試験体はウェブ板の外周溶接部の溶接熱影響部付近において破断が生じて、耐力低下に至った。

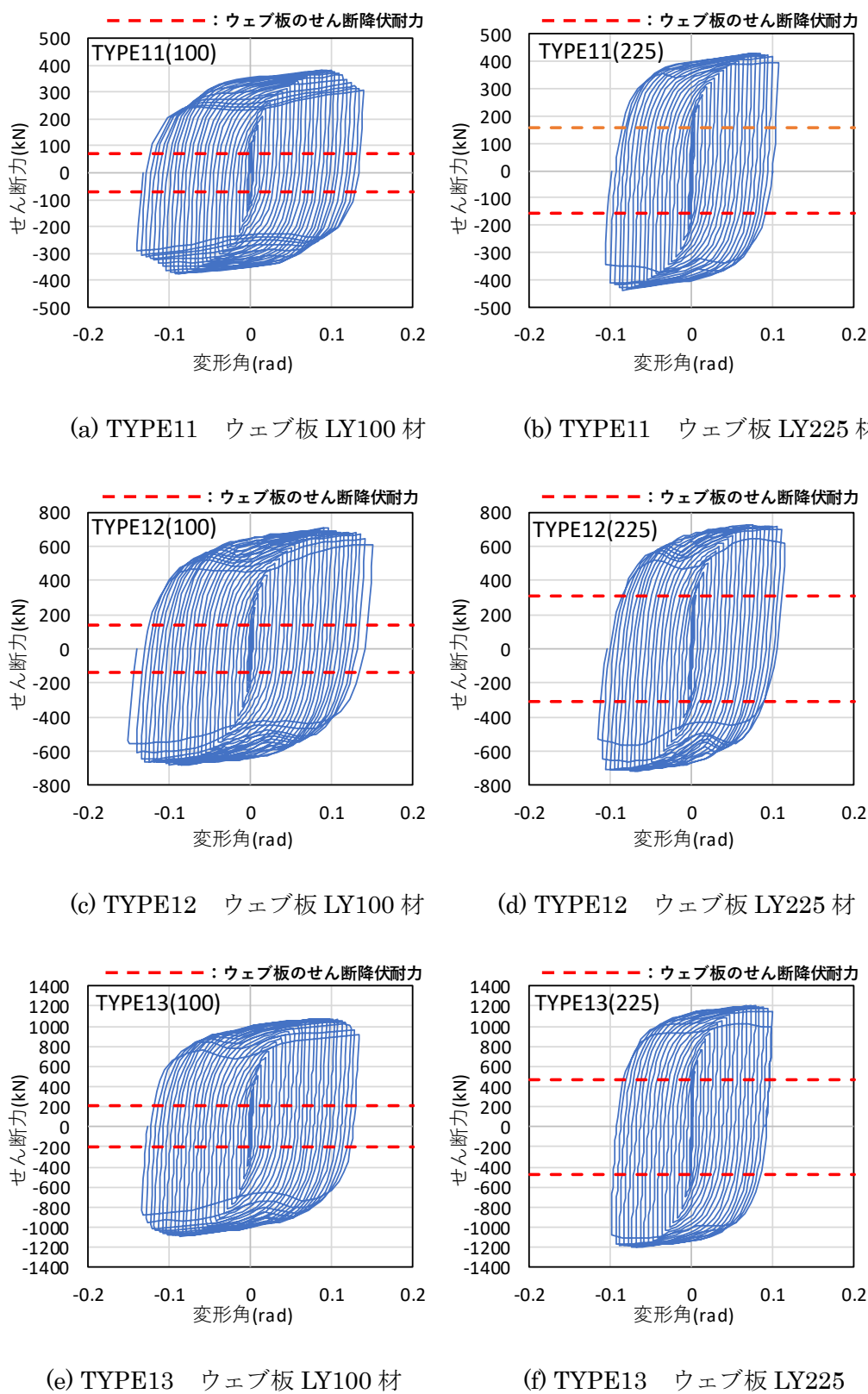
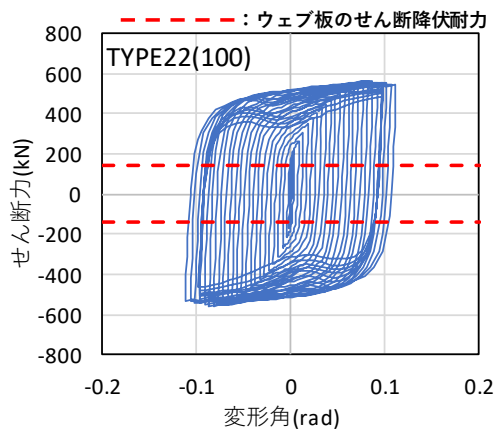
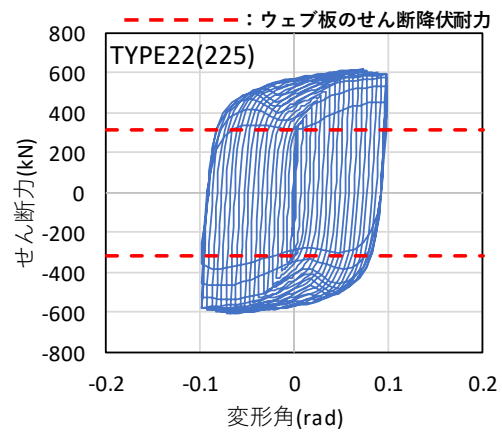


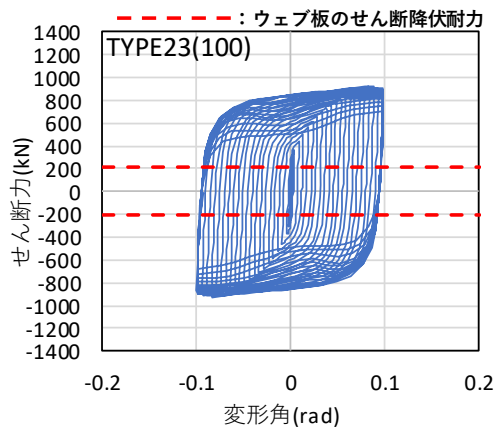
図 2.3.1-1 低降伏点鋼パネル漸増載荷実験の荷重変形角関係



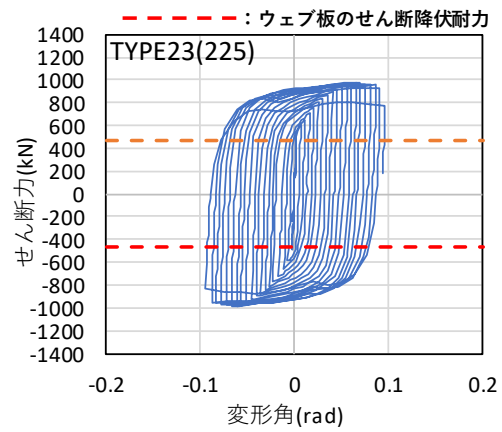
(g) TYPE22 ウェブ板 LY100 材



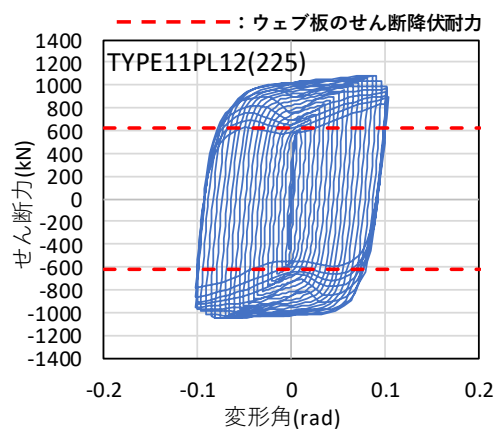
(h) TYPE13 ウェブ板 LY225 材



(i) TYPE23 ウェブ板 LY100 材



(j) TYPE23 ウェブ板 LY225 材



(k) TYPE11(PL12) ウェブ板 LY225 材 ウェブ板厚 12mm

図 2.3.1-2 低降伏点鋼パネル漸増載荷実験の荷重変形角関係

## 2.3.2 考察

## (a) 降伏耐力の評価

実験時のウェブ板の降伏耐力，最大耐力および降伏耐力計算値を表 2.3.1 に示す。実験時の低降伏点鋼パネルの降伏耐力は，ウェブ板のせん断降伏時とし，ウェブ板の中央 45 度方向に貼付したひずみゲージの値より求めた。降伏耐力計算値は，ウェブ板せん断断面積に降伏応力を $\sqrt{3}$ で除した値とした計算値 ( $calQ_{py}$ ) とウェブ板せん断断面積に降伏応力を $\sqrt{3}$ で除した値とした計算値にフランジ板の曲げ降伏モーメントより算出した降伏荷重を加えた計算値 ( $calQ_{py}'$ ) とした。

$$calQ_{py} = t_w \times w_w \cdot w_{Oy} / \sqrt{3} \quad \dots \dots (2.3.1)$$

$$calQ_{py}' = t_w \cdot w_w \cdot w_{Oy} / \sqrt{3} + 2 \cdot \ell M_y / H \quad \dots \dots (2.3.1')$$

記号  $t_w$  : ウェブ板の厚さ(mm)

$w_w$  : ウェブ板の幅(mm)

$w_{Oy}$  : ウェブ板の規格降伏応力(N/mm<sup>2</sup>)

$\ell M_y$  : フランジ板の曲げ降伏モーメント(N・mm)

$H$  : 低降伏点鋼パネルの高さ(mm)

表 2.3.1 の低降伏点鋼パネルの降伏耐力計算値を実験値で除した値より，低降伏点鋼パネルの降伏耐力は，フランジ板の曲げ降伏耐力を含まない(2.3.1)式がより実験値を良好に評価している。これは，フランジの曲げ降伏耐力はウェブ板のせん断降伏値より低いものの，フランジ板の降伏変形がウェブ板の降伏変形に対して大きく，かつ低降伏点鋼パネルの降伏耐力に対して，ウェブ板の影響が大きいためである。

また，表 2.3.1 に示す最大耐力について，TYPE13 と TYPE23 はせん断断面積が同じであるが TYPE13 のほうが 1.2 倍程度大きくなった。これは，低降伏点鋼パネルの高さの違いによるもので，高さの高い TYPE23 は最大耐力は小さくなるが，フランジ端部の応力集中が緩和でき TYPE13 に比べて大きな変形性能を有する。

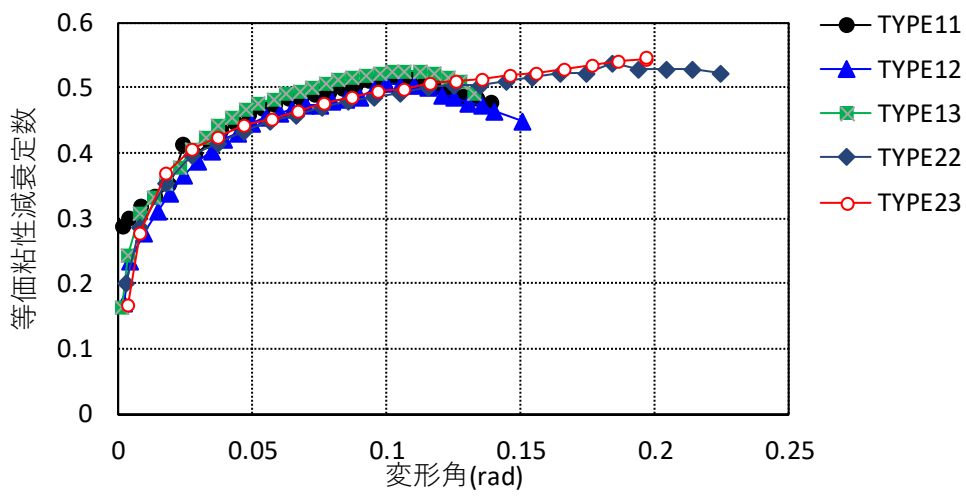
表 2.3.1 漸増試験結果

試験体	ウェブ板 材質	実験時 降伏耐力 (kN)	実験時 最大耐力 (kN)	降伏耐力 計算値(kN)	
				$calQ_{py}$	$calQ_{py}'$
TYPE11	LY100	72	379.3	69 (0.96)	100 (1.40)
	LY225	147	430.1	156 (1.06)	187 (1.27)
TYPE 12	LY100	105	704.2	139 (1.32)	210 (2.00)
	LY225	289	728.6	312 (1.08)	383 (1.32)
TYPE 13	LY100	167	1077.3	208 (1.24)	295 (1.76)
	LY225	420	1209.4	468 (1.11)	554 (1.32)
TYPE 22	LY100	140	562.0	139 (0.99)	174 (1.24)
	LY225	298	621.3	312 (1.05)	347 (1.17)
TYPE 23	LY100	201	923.2	208 (1.03)	251 (1.25)
	LY225	430	975.1	468 (1.09)	511 (1.19)
TYPE11 (PL12)	LY225	582	1089.8	624 (1.07)	651 (1.12)

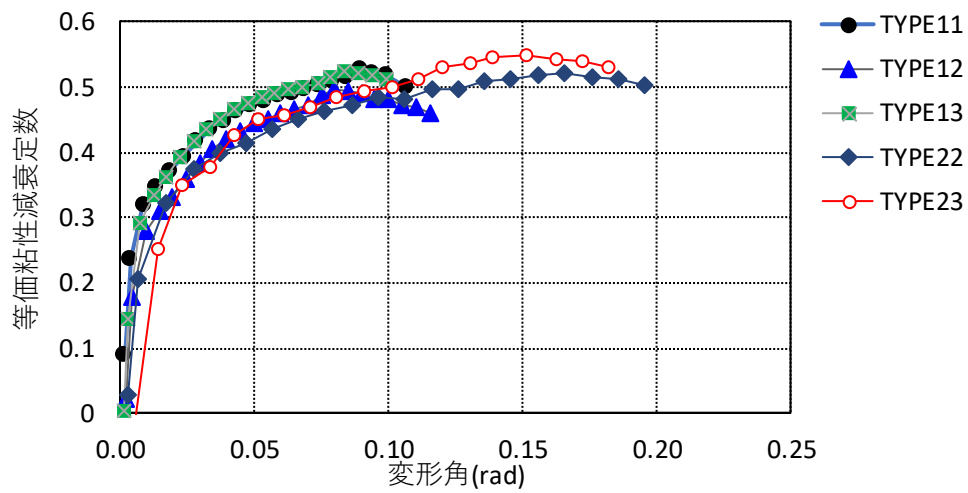
計算値欄の括弧内の数値は、(計算値/実験値)

#### (b) 等価粘性減衰定数

TYPE11 試験体、TYPE13 試験体および TYPE23 試験体について、ウェブ板に LY100 材を用いた試験体と LY225 材を用いた試験体とに分けて、各サイクル時の等価粘性減衰定数と部材角との関係を図 2.3.2 に示す。ウェブ板は早期に全体が塑性化するため、フランジ板よりもエネルギー吸収能力に寄与する部分が多い。よって、TYPE11 試験体や TYPE13 試験体に比べて、ウェブ板が低降伏点鋼パネル全体の耐力に占める割合の大きい TYPE23 試験体の等価粘性減衰定数が大きな値を示したものと考えられる。また、ウェブ板に LY100 材を用いた試験体の方が、LY225 材に比べて早期に降伏するため、小さな変形領域での等価粘性減衰定数は LY100 材を用いた試験体が多い。



(a) ウェブ板に LY100 材を用いた試験体



(b) ウェブ板に LY225 材を用いた試験体

図 2.3.2 等価粘性減衰定数

## 2.4 軸方向圧縮力を受けた後の漸増載荷実験

本研究で取り扱う RC・S 複合部材は、地震時に骨組から軸方向力が作用することが考えられる。ここでは地震時に軸方向圧縮力を受けた後の低降伏点鋼パネルの性状を検討する目的で実施した漸増載荷実験について述べる。実験条件一覧を表 2.4.1 に示す。実験は TYPE11 試験体について、軸方向圧縮力を加えた後に、軸方向圧縮力を除荷して水平載荷を行う。軸方向圧縮力は 2 ケースとし、ケース 1 はウェブ板が降伏する軸方向圧縮力を、ケース 2 はウェブ板とフランジ板が降伏する軸方向圧縮力を作用させる。

表 2.4.1 実験条件一覧

試験体	軸方向加力条件	水平方向加力条件
n1	軸方向加力無し	漸増載荷
n2	ウェブ板のみ降伏	〃
n3	ウェブ板・フランジ板降伏	〃
n4	軸方向加力無し	定振幅載荷
n5	ウェブ板のみ降伏	〃
n6	ウェブ板・フランジ板降伏	〃

### 2.4.1 実験結果

#### (a) 軸方向載荷実験結果

軸方向圧縮力を低降伏点鋼パネルの軸方向降伏軸力( $N_y$ )で除した値(軸力比  $N/N_y$ )と軸方向変形をウェブ高さで除した値(軸変形比:  $\delta N/h_o$ )との関係を図 2.4.1 に示す。ウェブ板のみを降伏させた n2 試験体および n5 試験体は、軸方向の残留変形はほとんど見られなかった。ウェブ板、フランジ板ともに降伏させた n3 試験体および n6 試験体は、軸方向圧縮力載荷後にウェブ板の面外方向への残留変形が見られた。また、実験後の軸変形比(残留変形比)は n3 試験体が 0.7%、n5 試験体が 0.1%であった。

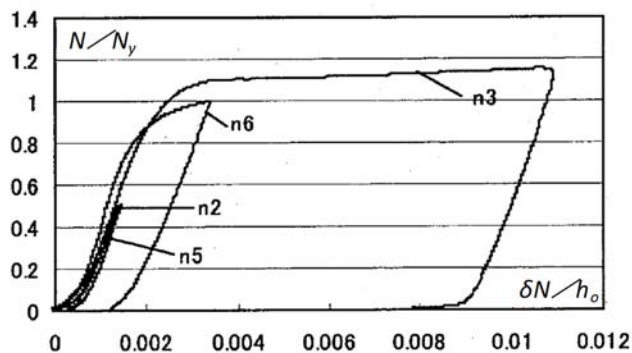


図 2.4.1 無次元化軸力( $N/N_y$ )と軸方向変形( $\delta N/h_o$ )との関係

(b) 水平方向漸増載荷実験結果

各試験体の水平せん断力と  $R_p$  との関係を図 2.4.2 に示す。軸方向加力のない n1 試験体に比べて、n2 試験体および n3 試験体は荷重初期の荷重が若干小さくなっているが、 $R_p=0.07\text{rad}$  付近までは n1 試験体の履歴曲線とほぼ一致しており、軸降伏及び残留軸変形の履歴曲線への影響が少ない。 $R_p=0.07\text{rad}$  以降、n1 試験体と n2 および n3 試験体の間に水平せん断力の差が生じてきた。最大耐力に着目すると n1 試験体に対して n2 試験体は 94%、n3 試験体は 96%であった。

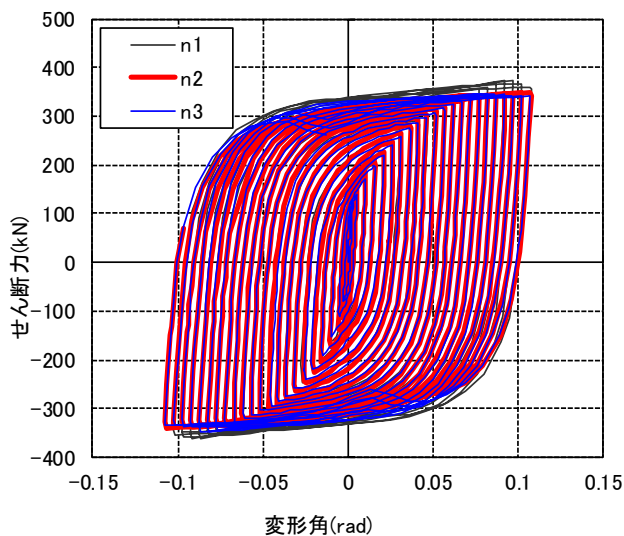


図 2.4.2 漸増載荷実験結果

## (c) 水平方向定振幅载荷実験結果

定振幅载荷の目標水平せん断変形角( $R_p=1/70\text{rad}$ )時のせん断力(定振幅時せん断耐力)の推移を図 2.4.3 に示す。図中の■◆▲は定振幅時せん断力が最大耐力の 80%まで低下した点を示す。n5 試験体および n6 試験体において耐力低下が生じるまでの定振幅時せん断力は、軸方向加力のない n4 試験体に対して 90%程度であった。各試験体ともに、ウェブ板中央で亀裂が生じ、耐力が低下して、破断に至った。定振幅時せん断力が最大値の 90%まで低下した時点(90%耐力時)の耐力は n4 試験体、n6 試験体、n5 試験体の順番であり、90%耐力時のサイクル数には軸降伏および残留軸変形による顕著な違いは見られなかった。

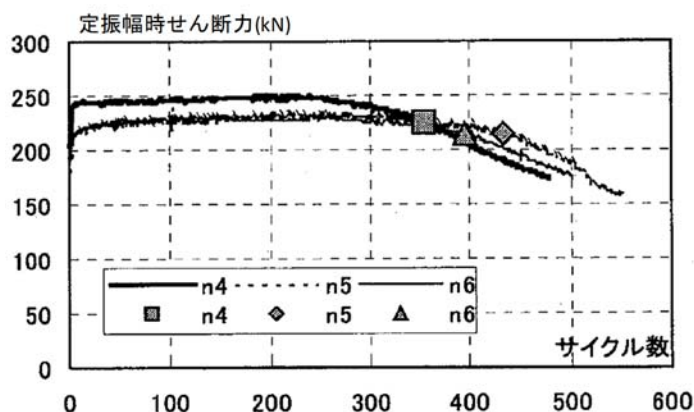


図 2.4.3 定振幅载荷時のピーク時せん断力の推移

## 2.4.2 考察

## (a) 履歴エネルギー吸収能力の比較

各試験体について、漸増载荷実験時のサイクルごとの履歴エネルギー吸収量の推移を図 2.4.4 に示す。 $R_p=0.07$  時まで、軸降伏の有無にかかわらず履歴エネルギー吸収量はほぼ同じであった。ウェブ板に亀裂が発生し履歴エネルギー吸収量が低下し始めた変形角は n1 試験体で  $0.13\text{rad}$ 、n2 および n3 試験体で  $0.12\text{rad}$  であった。 $R_p=0.12\text{rad}$  時における n1 試験体に対する履歴エネルギー吸収量の比率は、n2 および n3 試験体がおよそ 94%であった。

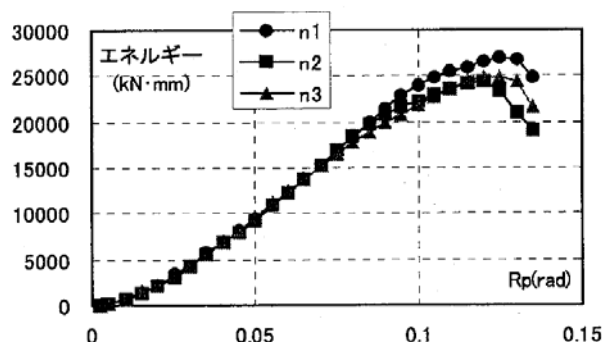


図 2.4.4 漸増载荷実験時の履歴エネルギー吸収量の比較

## 2.5 定振幅载荷実験

低降伏点鋼パネルを一定の部材角で繰り返し载荷する定振幅载荷実験について述べる。定振幅载荷実験結果より、低降伏点鋼パネルの疲労曲線を作成し、地震応答解析等で得られた変動振幅下での低降伏点鋼パネルの疲労寿命予測手法について述べる。

### 2.5.1 実験結果

実験結果の一覧を表 2.5.1 に示す。また、各サイクルのピーク時のせん断力と累積履歴エネルギー吸収量の推移を試験体形状別に図 2.5.1 に示す。ピーク時せん断力の推移については、最大せん断力時を●、ウェブ板の亀裂発生時を▲、ピーク時せん断力が最大耐力の 90% まで低下した時を■とし、図 2.5.1 に併せて示す。各試験体とも繰り返し载荷によってウェブ板に座屈が生じても、すぐには低降伏点鋼パネルの耐力が低下していない。载荷が進むに伴い、ウェブ板の座屈波形が大きくなり、ウェブ板に LY100 材を用いた試験体では座屈波形頂部に亀裂が生じ耐力が低下した。ウェブ板に LY225 材を用いた試験体ではウェブ板外周の溶接熱影響部において破断が生じ耐力が低下した。図 2.5.1(a)に示す TYPE11 試験体の結果について、同じ振幅レベルでウェブ板の材質の違う試験体のピーク時せん断力の低下の度合いを比較すると、ウェブ板に LY225 材を用いた試験体に比べて LY100 材を用い

た試験体の方が緩やかに耐力が低下していく傾向が見られた。累積履歴エネルギー吸収量の推移は、ピーク時せん断力の低下が大きくなってでも安定して増加している。振幅レベルの違いで比較すると、振幅レベルが大きい場合、ウェブ板の材種の違いにより耐力が低下するまでのエネルギー吸収量の差が大きい。振幅レベルが小さくなり繰り返しサイクルが多くなる場合を比較すると、その差は小さくなった。

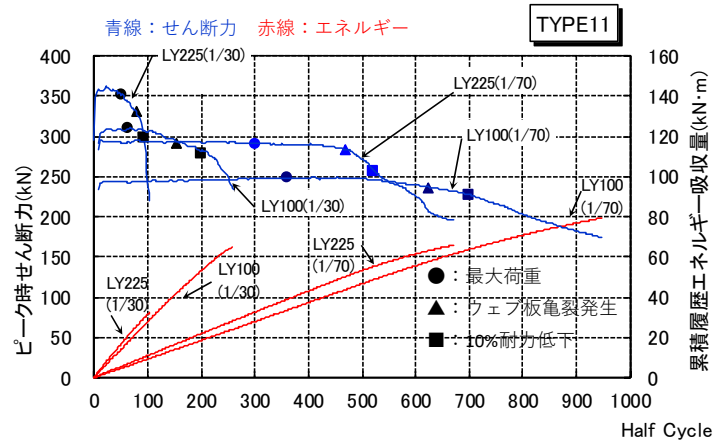
3水準の振幅レベルで実験を行ったウェブ板にLY225材を用いたTYPE23試験体の場合、図2.5.1(e)のように、ピーク時せん断力の比較により振幅レベルが小さいほど繰り返し回数が多くなり、耐力の低下度合いが緩やかとなる。また、累積履歴エネルギー吸収量の比較により、振幅レベルが小さいほど耐力が低下するまでのエネルギー吸収量も大きくなる傾向が見られた。

表 2.5.1 定振幅載荷実験結果

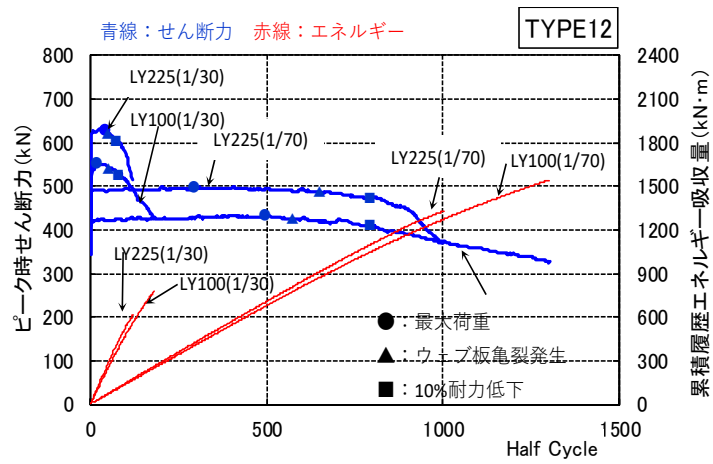
試験体	ウェブ板 材質	変形角 (rad)	最大 荷重 (kN)	座屈 発生 (H.C.)	亀裂 発生 (H.C.)	耐力 10% 低下 (H.C.)	破断 (H.C.)	破断 箇所
TYPE11	LY100	1/65	251	359.5	625.5	699.5	729.5	A
		1/32	309	61.5	155.5	199.5	213.5	A
	LY225	1/65	297	299.5	469.5	519.5	507.5	B
		1/32	370	49.5	79.5	93.5	101.5	A
TYPE12	LY100	1/70	442	380.5	596.5	892.5	786.5	A
		1/30	555	21.5	64.5	118.5	94.5	A
	LY225	1/70	508	262.5	688.5	898.5	834.5	A
		1/30	637	34.5	70.5	104.5	96.5	A
TYPE13	LY100	1/70	650	173.5	558.5	725.5	725.5	A
		1/30	860	37.5	101.5	117.5	133.5	A
	LY225	1/70	748	366.5	676.5	866.5	794.5	A
		1/30	954	16.5	75.5	108.5	106.5	A
TYPE22	LY100	1/70	353	294.5	616.5	824.5	734.5	A
		1/30	461	31.5	79.5	130.5	140.5	A
	LY225	1/70	435	228.5	774.5	858.5	862.5	A
		1/30	534	26.5	56.5	92.5	88.5	A
TYPE23	LY225	1/72	686	339.5	579.5	619.5	639.5	B
		1/32	869	21.5	81.5	85.5	97.5	B
		1/100	609	415.5	1119.5	1431.5	1265.5	A

破断箇所 A:ウェブ板座屈波形頂部 B:ウェブ板外周溶接熱影響部

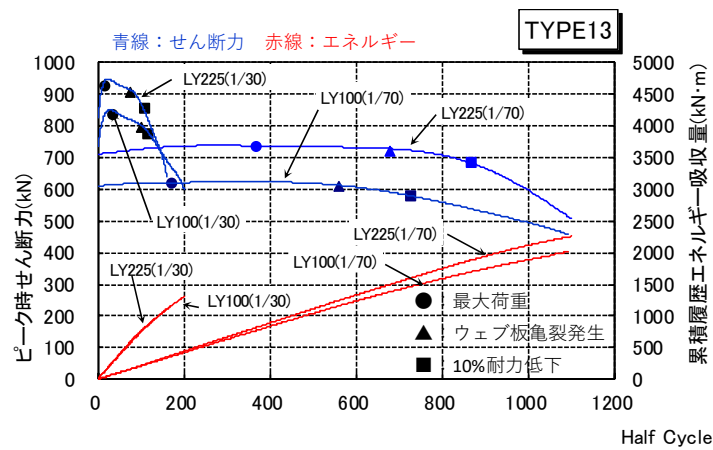
H.C.: 半サイクル数



(a) TYPE11 試験体

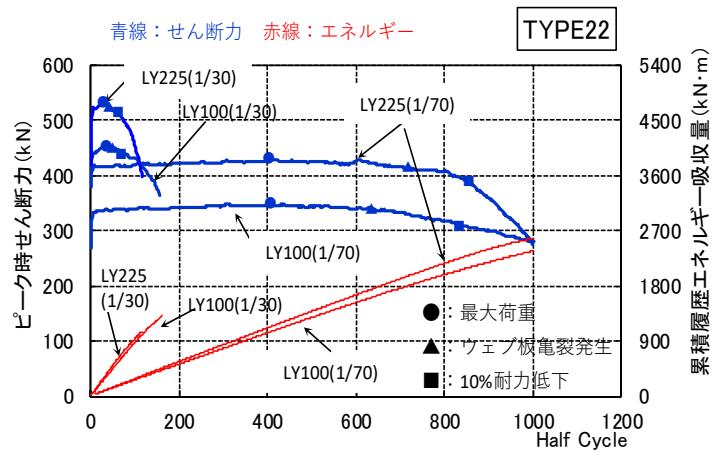


(b) TYPE12 試験体

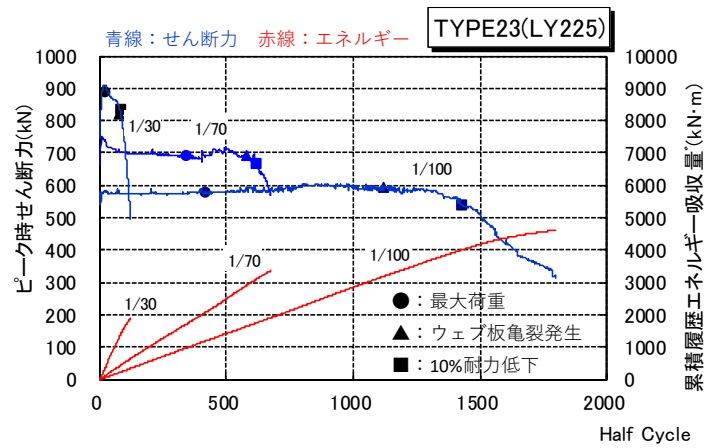


(c) TYPE13 試験体

図 2.5.1-1 定振幅載荷試験結果



(d) TYPE22 試験体



(e) TYPE23 試験体

図 2.5.1-2 定振幅載荷試験結果

## 2.5.2 低降伏点鋼パネルの疲労寿命

ここでは、ウェブ板に LY225 材を使用した TYPE23 試験体について、定振幅載荷試験結果を用いて、低降伏点鋼パネルの疲労寿命を考案する。

### (a) 低降伏点鋼パネルの疲労曲線

前節の定振幅載荷試験において、載荷時のピーク時せん断力が最大値の 90%まで低下した時点を低降伏点鋼パネルの疲労寿命と定義する。これは、①ピーク時荷重が最大値の 90%まで低下した以降に耐力の低下の度合いが大きくなること、②ウェブ板に亀裂が生じた時点がピーク時荷重が最大値の概ね 90%まで低下した時点であることによるものである。

ここで、低降伏点鋼パネルのせん断変形角とピーク時せん断力が最大値の 90%まで低下した定振幅繰り返し半サイクル数との関係を、Manson-Coffin 型の疲労寿命予測式<sup>2.4)</sup>に適用する。

$$\gamma \cdot N_f^k = C \quad \dots \dots (2.5.1)$$

記号  $\gamma$ : せん断変形角(rad)

$N_f$ : 繰り返し半サイクル数

$k, C$ : 実験定数

表 2.5.1 の実験結果を用いて算定した (2.5.1) 式の実験定数は  $k=0.4035$ ,  $C=0.1876$  となり、この時の相関係数は 0.9998 であった。ピーク時せん断力が最大値の 90%に低下した時のせん断変形角と繰り返し半サイクル数の関係を、(2.5.1) 式で与えられた疲労予測実験式と併せて、図 2.5.2 に示す。また、ウェブ板の材質の違いによる疲労曲線の傾向を示すため、ウェブ板の材質ごとの疲労曲線を図 2.5.3 に示す。図 2.5.3 より、疲労曲線にはウェブ板の材質による大きな違いはないが、ウェブ板に LY100 材を使用した試験体と同じせん断

変形角において疲労寿命までの繰り返し半サイクル数が多くなる傾向が見られた。

各試験体について  $k$  および  $C$  を表 2.5.2 に示す。

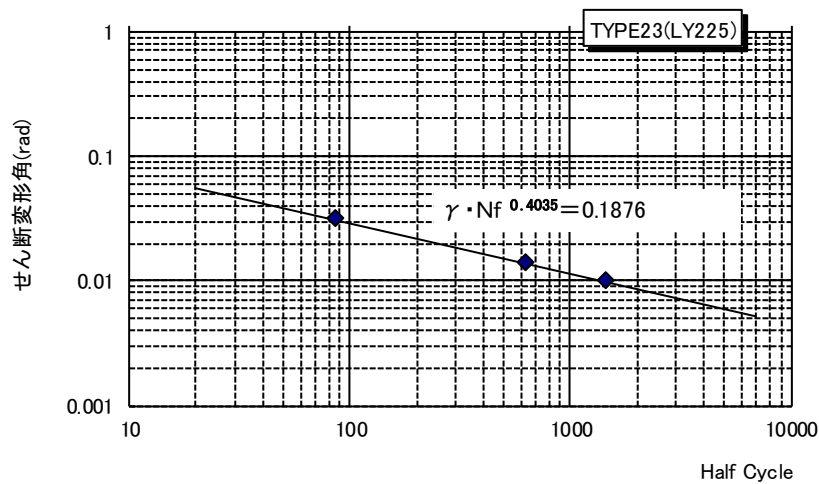


図 2.5.2 疲労曲線(TYPE23 試験体, ウェブ板 LY225)

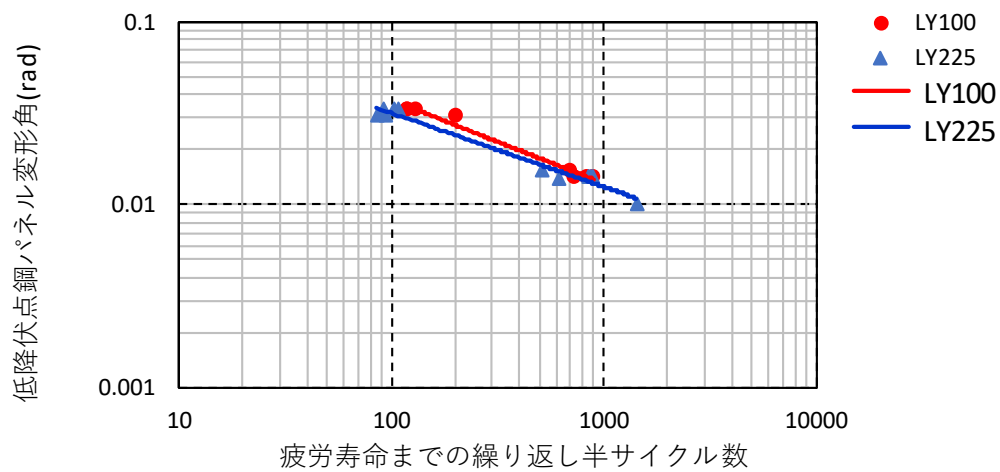


図 2.5.3 ウェブ板の材質の違いによる疲労曲線の比較

表 2.5.2 各試験体の疲労予測式の定数

試験体	$k$	$C$
TYPE11(LY100 材)	0.565	0.6223
TYPE11(LY225 材)	0.413	0.2038
TYPE12(LY100 材)	0.420	0.2472
TYPE12(LY225 材)	0.394	0.208
TYPE13(LY100 材)	0.465	0.3064
TYPE13(LY225 材)	0.408	0.2254
TYPE22(LY100 材)	0.460	0.3128
TYPE22(LY225 材)	0.380	0.1865
TYPE23(LY225 材)	0.4035	0.1876

但し、 $k, C$ は(2.5.1)式による。

#### (b) 低降伏点鋼パネルの疲労寿命予測

2.3 節の漸増載荷実験結果を用いて、低降伏点鋼パネルの疲労寿命予測を検討する。低降伏点鋼パネルの変動振幅下での疲労寿命は、次式で示す Miner の線形累積損傷則<sup>2.4)</sup>で評価する。

$$D = \sum (n_i / N_{fi}) \quad \dots \dots (2.5.2)$$

記号  $D$ : 累積損傷値

$n_i$ :  $i$  レベルの振幅が低降伏点鋼パネルに生じる繰り返し回数

$N_{fi}$ :  $i$  レベルの振幅に対して (2.5.1) 式で得られる疲労寿命  
までの繰り返し回数

漸増载荷実験において、ピーク時荷重が最大耐力の 90%に低下するまでのせん断変形角をレインフロー法<sup>2.4)</sup>にて計数し、(2.5.2)式により累積損傷値 ( $D$ ) を求めると 1.12 となった。Miner 則では累積損傷値 ( $D$ ) が 1 となった時を疲労寿命と仮定している。上記の計算結果から、漸増载荷実験時の低降伏点鋼パネルの疲労寿命はほぼ予測可能であると判断できる。従って、本実験で用いたウェブ板に LY225 材を用いた TYPE23 の低降伏点鋼パネルについては、Manson-Coffin 型の疲労関係式を基にした Miner 則により、変動振幅下での疲労寿命を適切に評価できると考えられる。

参考までに、漸増载荷実験において、ピーク時荷重が最大耐力の 90%に低下するまでの累積履歴エネルギー吸収量は  $1044\text{kN}\cdot\text{m}$  であり、低降伏点鋼パネルの定振幅载荷実験時の変形角  $1/30\text{rad}$  の繰り返し载荷時における疲労寿命までの累積履歴エネルギー吸収量 ( $1387\text{kN}\cdot\text{m}$ ) に対して 75%程度であった。

## 2.6 フランジ板の漸増载荷実験

### 2.6.1 実験計画

低降伏点鋼パネルは、低降伏点鋼のウェブ板とそれを補剛するフランジ板(SM490 材)および RC 部との取り付け面となるベース板(SM490 材)で構成される。低降伏点鋼パネルに地震時の水平せん断力が作用した場合、主としてウェブ板のせん断降伏により耐力を発揮するが、フランジ板も抵抗要素のひとつである。ここでは、フランジ板の水平耐力を検討するため、ウェブ板の無い試験体を用いて漸増载荷実験を行い、フランジ板の繰り返し载荷時の水平耐力を検討する。

試験体を図 2.6.1 に示す。試験体は、低降伏点鋼パネルの TYPE11 試験体、TYPE13 試験体および TYPE23 試験体で、ウェブ板は取り付けしていない (フランジ枠試験体)。载荷は

低降伏点鋼パネルの漸増載荷試験と同様の加力装置を用いて、フランジ枠試験体の水平変形を試験体高さで除した部材角で制御し、部材角を  $1/200\text{rad}$  ずつ増やす漸増載荷とする。

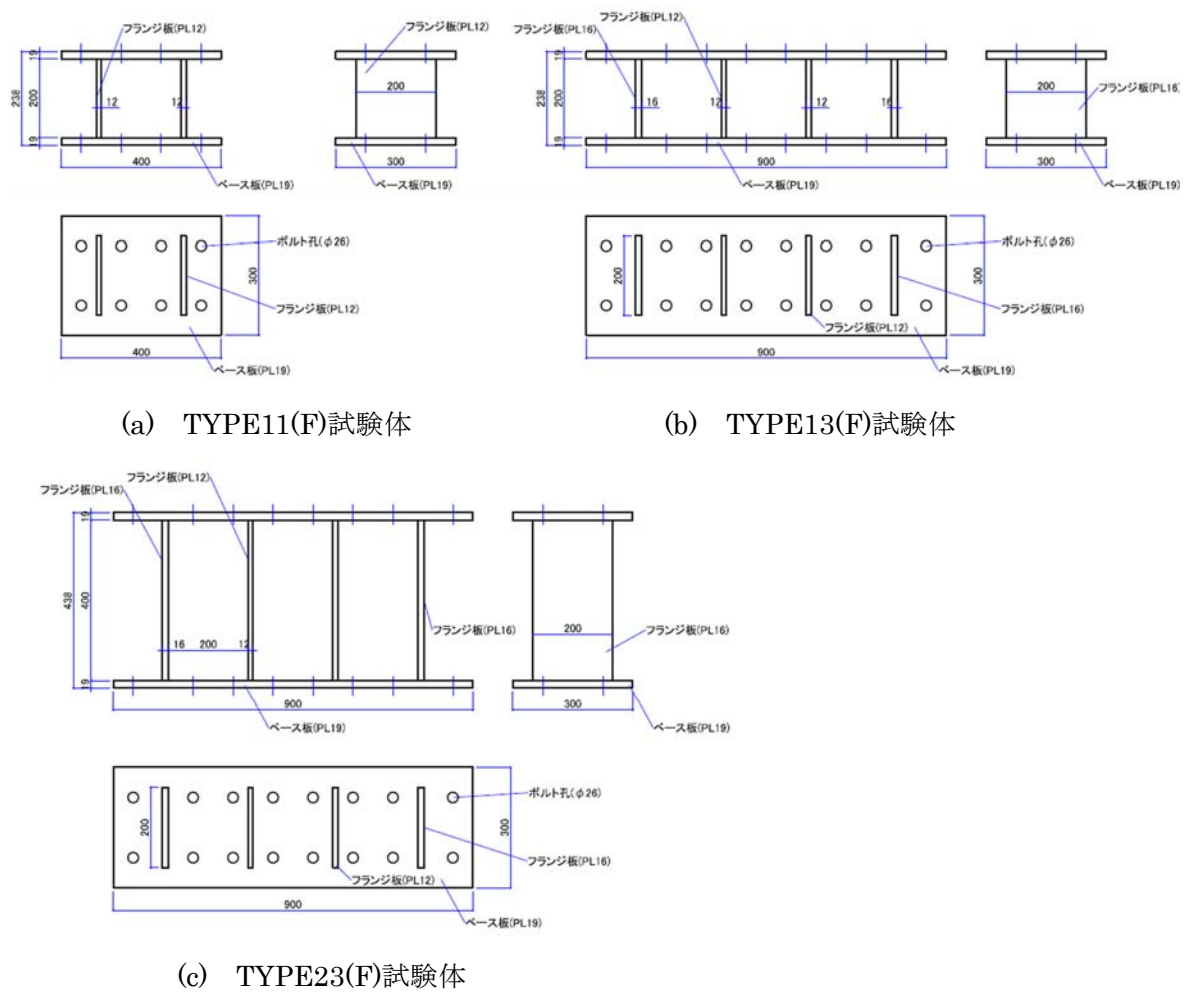


図 2.6.1 フランジ枠試験体の概要

### 2.6.2 実験結果

各試験体の荷重変形関係を図 2.6.2 に示す。TYPE11(F)試験体は部材角  $0.15\text{rad}$  まで耐力低下の無い紡錘形の履歴を示した。TYPE13(F)試験体は部材角  $0.13\text{rad}$  において負荷荷側

の耐力がわずかに低下し、破断には至らなかったが、溶接端部の熱影響部に僅かな亀裂が確認された。TYPE23(F)試験体は部材角  $0.24\text{rad}$  まで耐力低下の無い紡錘形の履歴を示した。TYPE23(F)試験体は内法高さが TYPE11(F)試験体,TYPE13(F)試験体に比べて大きいのでフランジ断面のアスペクト比が大きく、曲げ変形が卓越した変形性状であった。

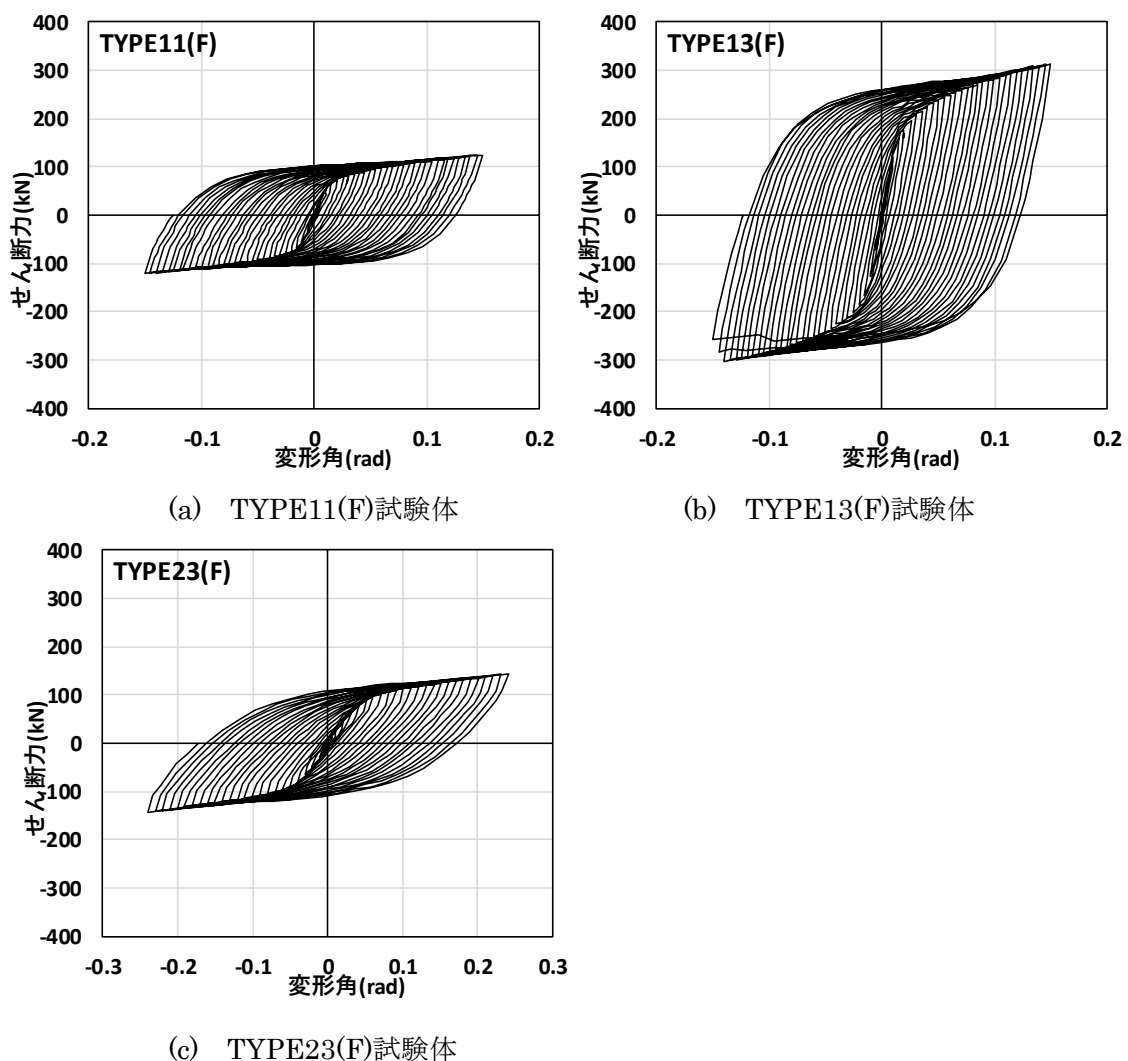


図 2.6.2 フランジ枠試験体の漸増載荷試験結果

それぞれのフランジ枠試験体の荷重変形関係を図 2.6.3 に示し、フランジ板の降伏耐力を表記する。フランジ板 1 枚の降伏耐力は次のようにして算出し、使用した数量を加算した耐力とする。例として、TYPE11 フランジ枠試験体の降伏耐力の計算過程を示す。

TYPE11 フランジ枠試験体

フランジ板に使用した鋼材の降伏応力： $\sigma_y=378\text{N/mm}^2$

フランジ板 1 枚当たりの断面 2 次モーメント： $I=12^3 \cdot 200/12=28800\text{mm}^4$

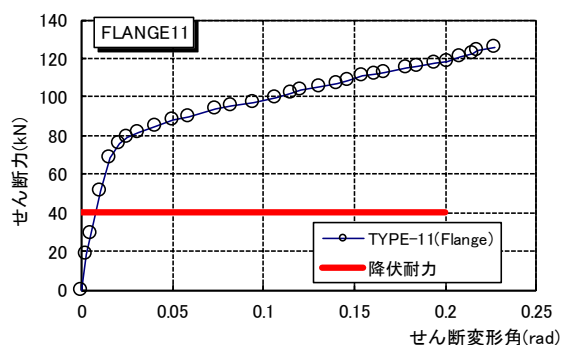
フランジ板 1 枚当たりの断面係数： $Z=I/(12/2)=4800\text{mm}^3$

フランジ板 1 枚当たりの曲げ降伏モーメント： $M_y=Z \cdot \sigma_y=1812\text{kN} \cdot \text{mm}$

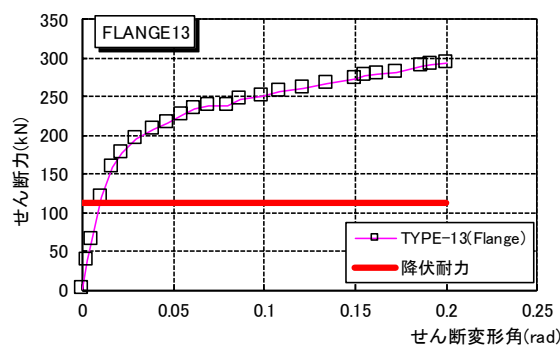
フランジ板 1 枚当たりの降伏耐力： $Q_y=2 \cdot M_y / (200 \cdot 2 \cdot 10)=20.14\text{kN}$

(但しフランジ板端部 10mm は剛域とする。)

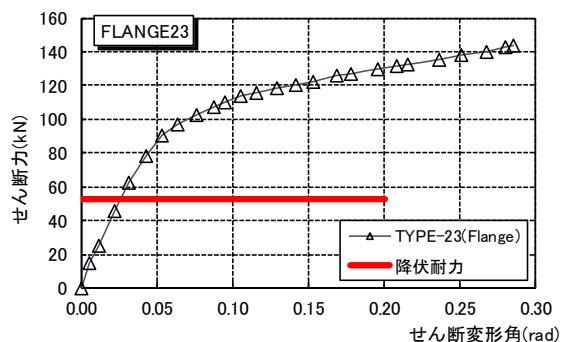
フランジ板は 2 枚あるので  $2 \times Q_y=40.3\text{kN}$



(a) TYPE11(F)試験体



(b) TYPE13(F)試験体



(c) TYPE23(F)試験体

図 2.6.3 フランジ枠試験体のせん断力変形角関係

次に、低降伏点鋼パネル試験体の耐力におけるフランジ枠の耐力の割合を検討する。各試験体のせん断力変形角関係より作成したスケルトンカーブの比較を図 2.6.4 に示す。それぞれの図には、ウェブ板を LY100 材とした低降伏点鋼パネル試験体、ウェブ板を LY225 材とした低降伏点鋼パネル試験体、およびフランジ枠試験体のせん断力変形角係を示している。変形角が同程度の場合のせん断力を比較すると、TYPE11 試験体ではウェブ板 LY100 材の場合でフランジ枠試験体が 30~32%程度、LY225 材の場合 25~26%程度、TYPE13 試験体ではフランジ枠試験体がウェブ板 LY100 材の場合 26~27%程度、LY225 材の場合 20~23%程度、TYPE23 試験体でフランジ枠試験体がウェブ板 LY100 材の場合 14~15%程度、LY225 材の場合 10~12%程度の割合でせん断力を負担している。

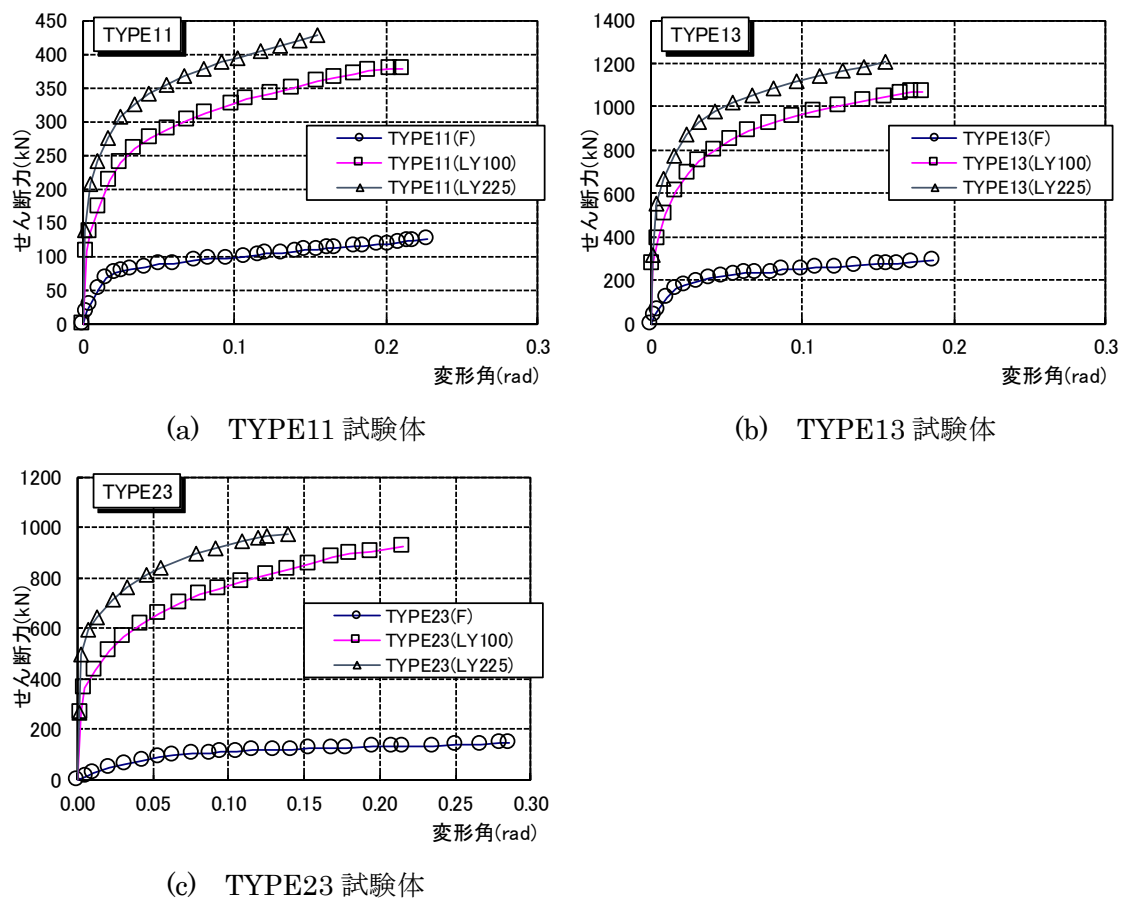


図 2.6.4 フランジ枠試験体と低降伏点鋼パネル試験体のせん断力変形角関係の比較

## 2.7 まとめ

RC・S 複合部材の S 部である低降伏点鋼パネル試験体の実験から、その復元力特性、エネルギー吸収性能、疲労寿命などについて以下の知見が得られた。

(1) 漸増載荷実験結果より、以下の知見が得られた。

1) 低降伏点鋼パネルは部材角  $0.1\text{rad}$  付近まで大きな耐力低下がなく、安定したエネルギー吸収能力を有する。

(2) 軸方向圧縮力を受けた後の低降伏点鋼パネルの載荷実験結果より、以下の知見が得られた。

1) 低降伏点鋼パネルはウェブ板が降伏するような軸方向圧縮力を受けた後も、安定した履歴特性を有する。

2) 低降伏点鋼パネルはフランジ板が降伏するような軸方向圧縮力を受けた後も、軸方向圧縮力が履歴性状に及ぼす影響は小さく、安定した履歴特性を有する。

(3) 定振幅繰り返し載荷実験より、以下の知見が得られた。

1) 低降伏点鋼パネルは繰り返し載荷によりウェブ板に面外座屈を生じるが、面外座屈の発生が耐力の低下に及ぼす影響は少ない。

2) 低降伏点鋼パネルは繰り返し載荷時のピーク耐力が最大耐力の 90%まで低下する時点においても履歴エネルギー吸収性能は安定している。

3) 低降伏点鋼パネルの疲労寿命は Manson-Coffin 型の疲労曲線で予測した値を用いた Miner の線形累積損傷則により概ね評価できる。

- (4) フランジ枠試験体載荷実験より、以下の知見が得られた。
- 1) フランジ枠の水平変形は曲げ変形が卓越し、特に高さの高い試験体はその傾向が顕著である。
  - 2) 低降伏点鋼パネル試験体のせん断耐力に占めるフランジ枠試験体の分担割合は、ウェブ板の材種やフランジ板の枚数により異なるが、各試験体の分担割合は水平変形角によらずほぼ一定である。

【第2章参考文献】

- 2.1) 山内茂一, 千葉脩, 菊田繁美, 岡本守, 和泉信之, 海老澤弘道, 竹中啓之, 「低降伏点鋼を用いた制振部材に関する実験研究」(その1 実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集(構造IV), pp.785-786, 1998.9
- 2.2) 岡本守, 山内茂一, 千葉脩, 菊田繁美, 和泉信之, 渡部幸宏, 竹中啓之, 「低降伏点鋼を用いた制振部材に関する実験研究」(その2 漸増載荷実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集(構造IV), pp.787-788, 1998.9
- 2.3) 竹中啓之, 山内茂一, 千葉脩, 菊田繁美, 岡本守, 和泉信之, 清水隆, 「低降伏点鋼を用いた制振部材に関する実験研究」(その3 定振幅載荷試験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集(構造IV), pp.789-790, 1998.9
- 2.4) (社)日本鋼構造協会編, 「鋼構造物の疲労設計指針・同解説」, 2010

## 第3章 RC・S 複合梁に関する実験

### 3.1 はじめに

### 3.2 実験計画

#### 3.2.1 試験体

#### 3.2.2 載荷方法

### 3.3 実験結果

#### 3.3.1 実験結果

#### 3.3.2 考察

- (a) RC・S 接合部のずれ変形
- (b) RC 部の損傷
- (c) 部材に生じる軸方向力が履歴曲線に及ぼす影響
- (d) 埋込み型と非埋込み型の比較
- (e) RC 部と S 部の変形割合

### 3.4 まとめ

#### 【第3章参考文献】

## 第3章 RC・S 複合梁に関する実験

### 3.1 はじめに

低降伏点鋼材を地震時のエネルギー吸収部材として骨組に設置する部材には間柱または境界梁がある。地震時の揺れに建物のコア部に設けた立体耐震壁<sup>3.1)</sup>で抵抗する、いわゆるコア壁構造では、地震時のエネルギー吸収部材としてコア壁間に設置した境界梁に低降伏点鋼材を用いることが考えられる<sup>3.2)</sup>。

本章では、主としてコア壁構造の境界梁において左端部・右端部の RC 部の間に低降伏点鋼パネルを接合した RC・S 複合梁を対象とし、その復元力特性や変形性能、RC 部と S 部の接合部の特性等を把握するために実施した構造実験について述べる。

本章で示す RC・S 複合梁は、梁中央の S 部を RC 部に埋込まないタイプである（非埋込み型）。一方、S 部を RC 部に埋込ませて応力の伝達を図る RC・S 複合梁（埋込み型）があるが、埋込み型では RC 部内に埋め込まれた S 部のでこ作用により、RC 部に付加せん断力が作用して、RC 部の損傷を助長することが考えられる。その場合、RC 部のせん断補強を十分に行うなどの対策が必要となるが、S 部を埋込まない場合は S 部のでこ作用は生じない。しかしながら、S 部と RC 部の接合部における応力伝達を確実にを行うための接合仕様が必要となる。

本章では、非埋込み型 RC・S 複合梁を対象として、RC 部と S 部の応力伝達を確実に行う接合部の仕様を考案し、検討する。



図 3.1.1 非埋込み型と埋込み型の RC・S 複合梁

## 3.2 実験計画

### 3.2.1 試験体

試験体一覧を表 3.2.1 および図 3.2.1 に示す。試験体は、1/2 縮尺模型とし、S 部には低降伏点鋼パネル (TYPE11) を用いた。本実験では、RC 部と S 部の接合部について 3 つのタイプを用意する。No.1 試験体、No.2 試験体は、低降伏点鋼パネルのベース板に設置した頭付きスタッド、ベース板にフレア溶接した端部折り曲げ U 字鉄筋 (D13, SD390) およびベース板にナット定着した梁主筋により一体化を図るタイプ (ベース板タイプ) である。No.3 試験体はベース板タイプの接合部せん断力を処理する頭付きスタッドの一部を鉄骨シアキーに置き換えたタイプ (鉄骨シアキータイプ) である。No.4 試験体は非埋込み型との比較のために、S 部分を RC 部に埋込んだタイプ (以降、鉄骨埋込みタイプと呼ぶ) である。S 部に用いる低降伏点鋼パネルは、ウェブ板に板厚 12mm、幅厚比 16.7 の低降伏点鋼材 (LY225 材) を用いる。No.1 試験体、No.2 試験体および No.3 試験体については、ウェブ板の両側に幅 150mm、厚さ 12mm のフランジ板 (SN490B 材) を用いる。No.4 試験体は、埋込み鉄骨部のフランジ板と同幅の鋼板 (幅 100mm、厚さ 12mm、SN490B 材) をフランジ板として用いる。

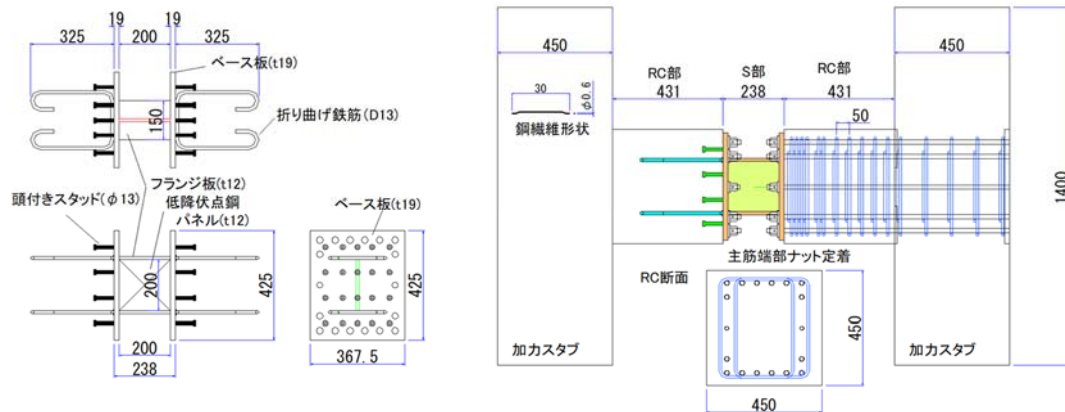
RC 部は、幅  $b \times$  せい  $D=450(\text{mm}) \times 450(\text{mm})$ 、梁主筋は  $2 \times (6+2-D19) + (2-D16)$  とし、SD490 材を使用する。せん断補強筋は D10 (USD685 材) を使用し、RC 部の低降伏点鋼パネル近傍では拘束力を高めるため密な配筋とし (4-D10 を 3+2 セット)、一般部では 50mm ピッチ (No.1~No.3 試験体) と 40mm ピッチ (No.4 試験体) とする。No.1 試験体~No.3 試験体では、材軸方向の引き抜き力に抵抗するため、フック付の折り曲げ鉄筋をベース板にフレア溶接する。No.1 試験体、No.2 試験体はフック付きの折り曲げ鉄筋を U 字型に折り曲げ加工し (U 字筋)、U 字の底辺部をベース板にフレア溶接する。No.3 試験体では、鉄骨シアキーに端部フック付きの直筋をフレア溶接する。RC 部のコンクリートについては、設計基準強

度(Fc)を 45N/mm<sup>2</sup> とする。No.2 試験体および No.3 試験体では、RC 部のひび割れ抑制を目的として長さ 30mm, 径 0.6mm で両端部を波形処理した鋼繊維を体積比で 1%混入する。各試験体ともに、低降伏点鋼パネルの設計用最大耐力に対して、RC 部の耐力が 1.3 倍となるように部材を設計する。また、RC 部については梁両端の曲げ終局耐力時せん断力に対して 1.3 倍程度のせん断終局耐力を有するように設計する。頭付きスタッドは RC の終局せん断耐力と同等のせん断力を負担できるように設計する。ここで、低降伏点鋼パネルの設計用最大せん断耐力は、繰り返し加力による歪硬化の影響で低降伏点鋼パネル耐力が上昇することを考慮して低降伏点鋼パネルの降伏耐力に対して 3 倍の耐力とする。材料試験結果を表 3.2.2 に示す。

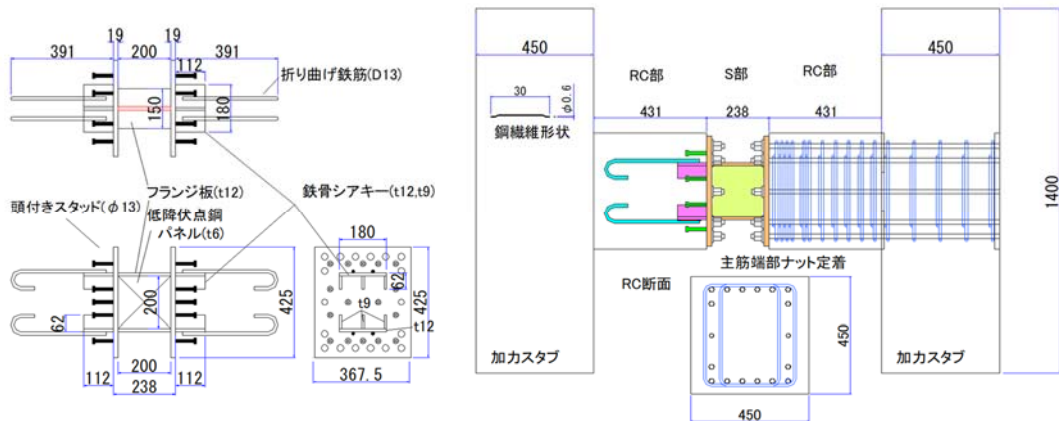
表 3.2.1 試験体一覧

試験体		No.1	No.2	No.3	No.4
RC 部	b×D(mm)	450×450			
	Fc(N/mm <sup>2</sup> )	45	45 (鋼繊維※)		45
	梁主筋	2×(6+2-D19)+(2-D16) SD490			
	せん断補強筋	4-D10@50(USD685)			4-D10@40 (USD685)
S 部	低降伏点鋼	200×200×12(B/t=16.7) LY225			
	形式	非埋込み型			埋込み型
	応力伝達要素	頭付きスタッド 折り曲げ鉄筋 梁主筋	頭付きスタッド 折り曲げ鉄筋 梁主筋 鉄骨シアキー	鉄骨	

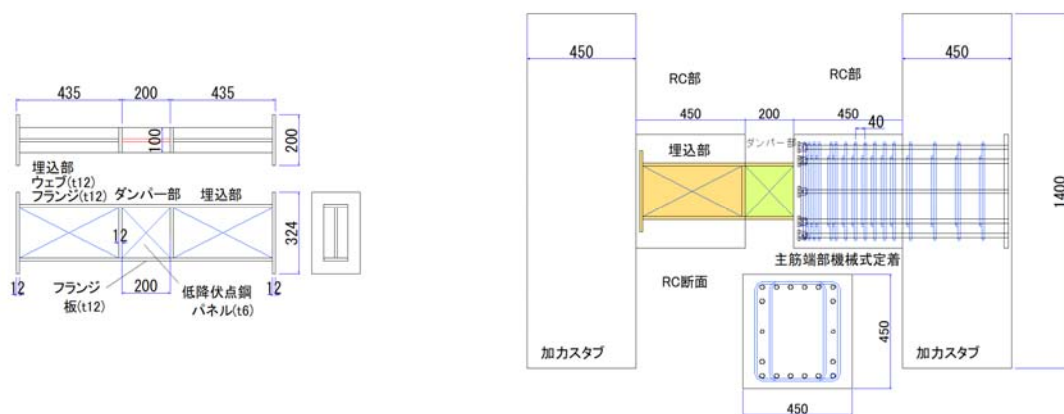
※長さ 30mm 計 0.6mm 両端部波形のの鋼繊維を体積比で 1.0%混入。



(a) No.1 および No.2 試験体



(b) No.3 試験体



(c) No.4 試験体

図 3.2.1 試験体一覧

表 3.2.2 材料試験結果

鋼材	ヤング係数 $\times 10^5 \text{N/mm}^2$	降伏強度 $\text{N/mm}^2$	引張強度 $\text{N/mm}^2$
D19 (梁主筋)	1.86	520	706
D16 (梁主筋)	1.88	525	720
D13 (フック付鉄筋)	1.89	427	609
D10 (補強筋)	1.93	729	893
PL19(ベース板)	2.07	365	532
PL12 (シアキー) (パネルフランジ) (埋込部フランジ) (埋込部ウェブ)	2.03	377	484
PL12(パネル)	2.00	263	328
PL19(シアキー)	2.04	372	520

コンクリート	ヤング係数 $\times 10^3 \text{N/mm}^2$	圧縮強度 $\text{N/mm}^2$	割裂強度 $\text{N/mm}^2$
No.1	35.1	45.5	3.51
No.2※	35.7	55.3	3.44
No.3※	34.4	61.3	3.72
No.4	33.1	51.7	3.26

※長さ 30mm 径 0.6mm 両端波形鋼繊維を体積比で 1.0%混入。

表 3.2.3 試験体耐力一覧

試験体	No.1	No.2	No.3	No.4
低降伏点鋼パネルの降伏耐力(kN) ※1	320.8	320.8	320.8	312.1
RC 部の曲げ終局耐力(kN) ※2	791.2	791.2	791.2	791.2
RC 部のせん断終局耐力(kN) ※3	1193.2	1193.2	1193.2	1211.5
RC 部のせん断余裕度 (※1/※2)	2.47	2.47	2.47	2.54
頭付きスタッドのせん断耐力(kN)※4	1194.0	1194.0	1007.3	—

※1：ウェブ板のせん断降伏耐力＋フランジ板の曲げ降伏時のせん断力

※2：RC 規準<sup>3.3)</sup>による曲げ終局モーメント略算式

※3：靱性指針<sup>3.4)</sup>によるせん断終局耐力式

※4：合成構造指針<sup>3.5)</sup>スタッドせん断耐力

(No.3 はスタッドせん断耐力＋シアキー降伏耐力)

### 3.2.2 載荷方法

実験装置を図 3.2.2 に示す。実験は、梁の左右に加力スタブを設けた試験体を 90 度回転させた状態で、梁の中央が反曲点となるように正負交番繰り返し載荷を実施する。加力スケジュールを図 3.2.3 に示す。

加力の制御は水平変形を試験区間長さ(1100mm)で除した梁変形角( $R_b$ )で行い、 $R_b = 1/1000\text{rad}$  を 1 回、 $1/400\text{rad}$ 、 $1/200\text{rad}$  を各 2 回繰り返した後、 $R_b = 1/100\text{rad}$ 、 $1/67\text{rad}$ 、 $1/50\text{rad}$  を各 4 回繰り返す。4 回の繰り返しのうち、1 回目と 2 回目は梁の軸方向力が生じないように軸方向ジャッキを制御する。また、3 回目と 4 回目は軸変位制御用の軸方向力ジャッキにより梁の軸方向変位を拘束して水平載荷を行う。この場合、水平変形に伴い梁に軸方向力が作用する形式となる。その後、梁に軸方向力が生じないように軸方向ジャッキを制御しながら、 $R_b = 1/33\text{rad}$  を 2 回繰り返す載荷とする。その後、 $R_b = 1/100\text{rad}$  を 10 回、 $1/50\text{rad}$  を 10 回の多数回繰り返し載荷を行う。多数回繰り返し載荷においては、梁に軸方向力が作用しないように制御する。

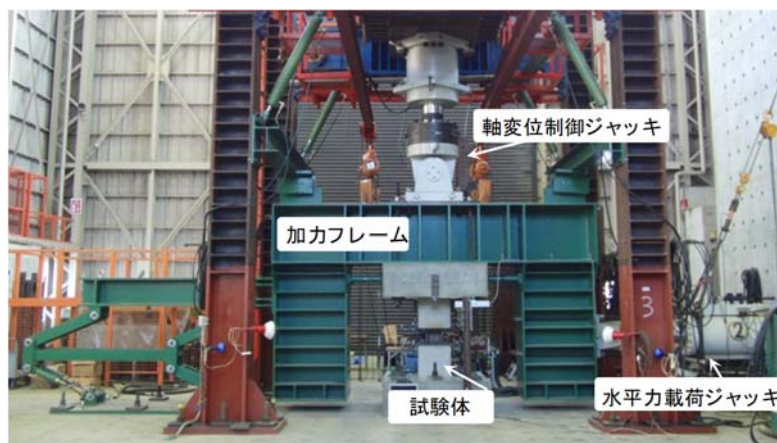


図 3.2.2 実験装置

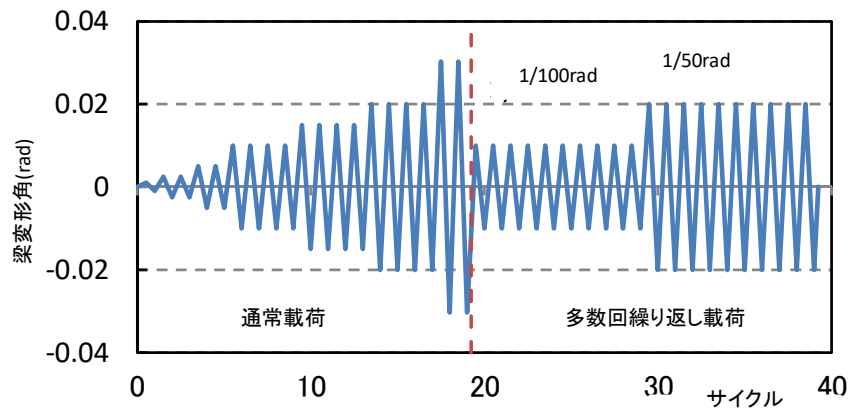


図 3.2.3 载荷履歴

### 3.3 実験結果

#### 3.3.1 実験結果

##### (a) 荷重変形関係および実験経過

各試験体の通常载荷時における梁せん断力梁変形角関係および低降伏点鋼パネルのせん断力-変形角の関係を図 3.3.1 に、通常载荷終了時の試験体の状況を図 3.3.2 に示す。各試験体ともエネルギー吸収性能に富む安定した履歴性状を示した。No.1 試験体~No.3 試験体の荷重変形関係はほぼ同じ履歴となった。埋込み型の No.4 は安定した履歴を示しているが、他の非埋込み型の履歴に比べて剛性がやや低く、低降伏点鋼パネルの履歴面積が小さくなった。これは、後述する RC 部のひび割れなどの損傷に起因するものと考えられる。低降伏点鋼パネルのウェブ板は  $R_b=1/400\text{rad}$  で降伏し、最大耐力以降わずかながら面外への変形が見られたが、すべての試験体で  $R_b=1/33\text{rad}$  までの繰り返し载荷終了時において、低降伏点鋼パネルの溶接部の亀裂やパネルの破断は見られなかった。

通常载荷終了後の多数回繰り返し载荷時において、各変形レベルの正側ピーク時耐力の推移を図 3.3.3 に示す。No.1 試験体~No.3 試験体については、 $R_b=1/100\text{rad}$  の 10 回の繰り返しでは耐力の低下は見られなかったが、 $R_b=1/50\text{rad}$  の 3 回目繰り返しで低降伏点鋼パ

ネルフランジ板溶接部に亀裂が発生し耐力が低下するなど、各試験体ともほぼ同じ荷重変形関係の推移を示した。No.4 試験体については、No.1 試験体～No.3 試験体に比べて最大耐力は約 88%と小さかったが、 $R_b=1/50\text{rad}$  の繰り返しにおいても低降伏点鋼パネルの破断等による耐力の低下は見られなかった。これは、低降伏点鋼パネルのフランジの幅の違いによる耐力の低下は見られなかった。これは、低降伏点鋼パネルのフランジの幅の違いと、RC 部のひび割れ幅による変形の違いによるものであり、No.4 試験体は RC 部のひび割れ幅が No.1 試験体～No.3 試験体に比べて大きいため、低降伏点鋼パネルの変形が小さくなり、損傷が緩和されたものと考えられる。

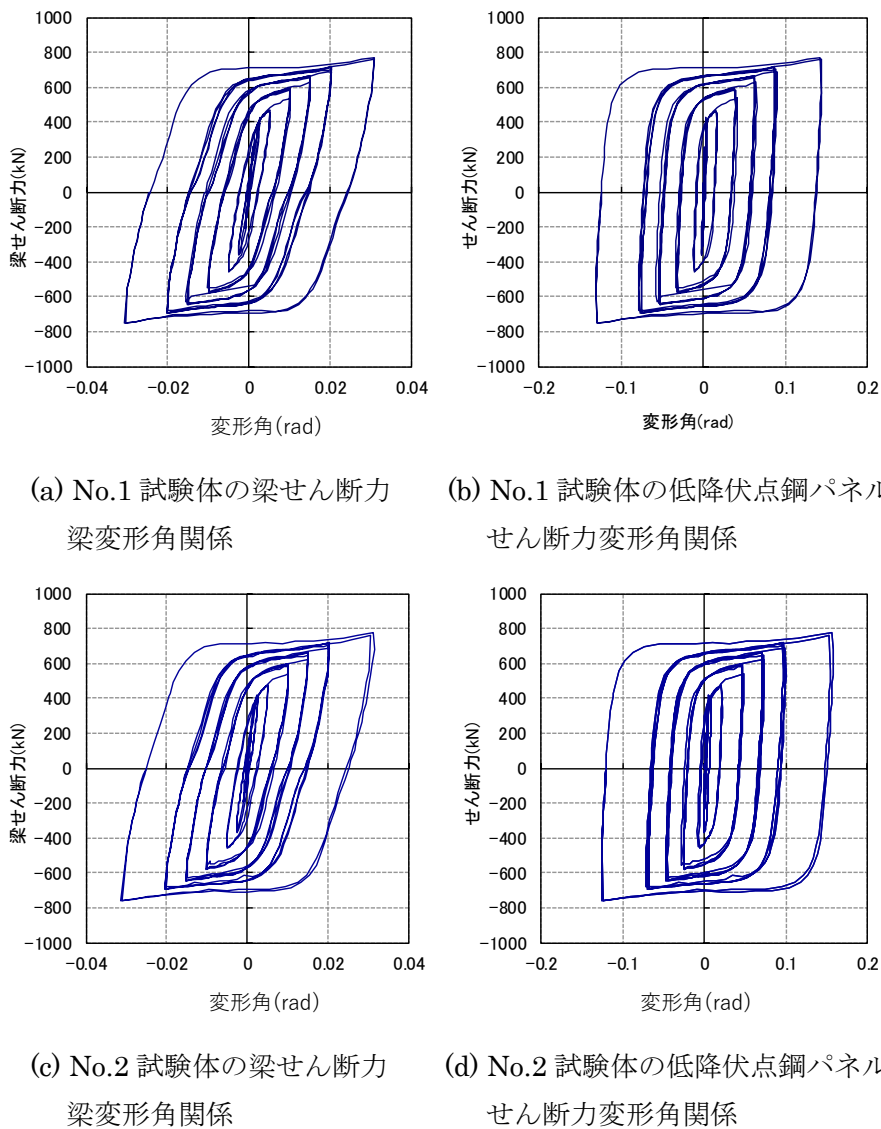
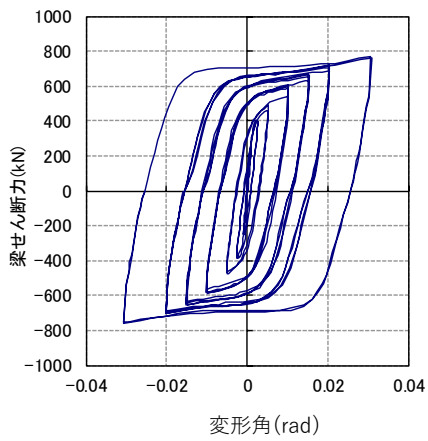
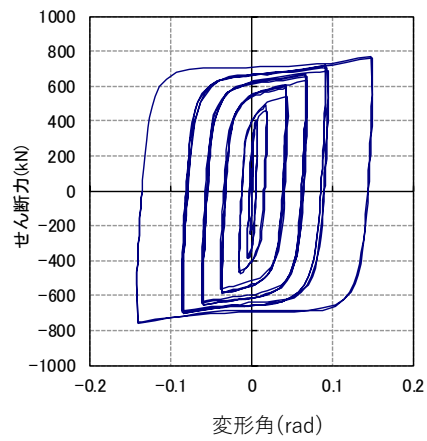


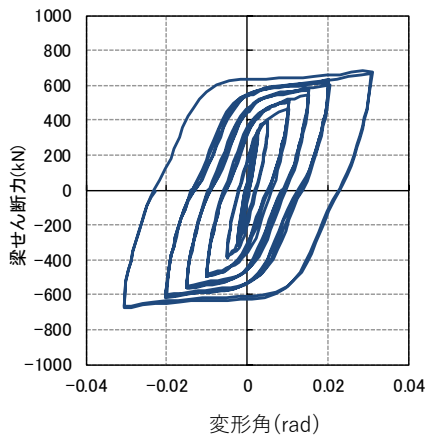
図 3.3.1-1 せん断力変形角関係 (通常載荷時)



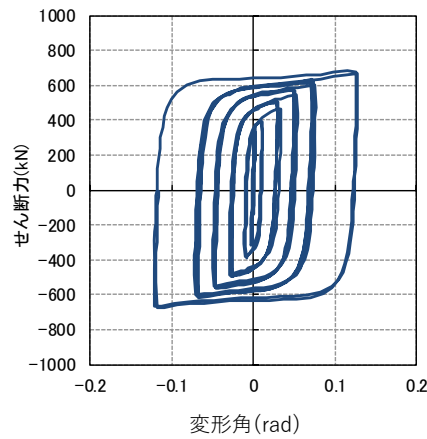
(e) No.3 試験体の梁せん断力  
梁変形角関係



(f) No.3 試験体の低降伏点鋼パネル  
せん断力変形角関係

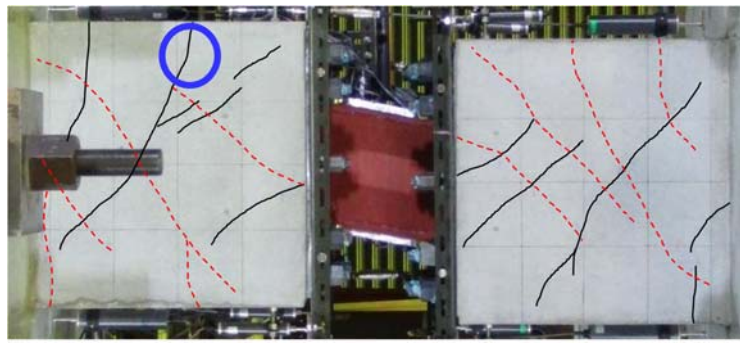


(g) No.4 試験体の梁せん断力  
梁変形角関係

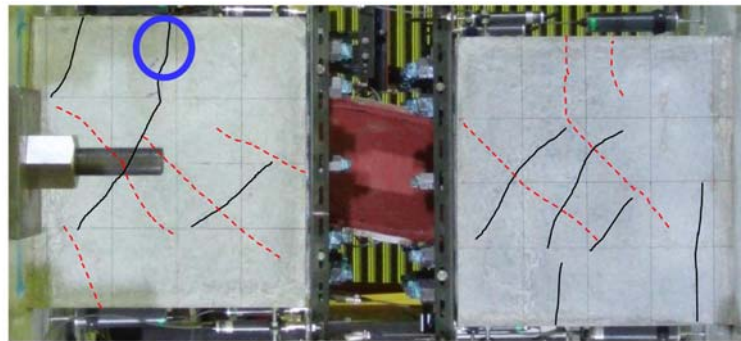


(h) No.4 試験体の低降伏点鋼パネル  
せん断力変形角関係

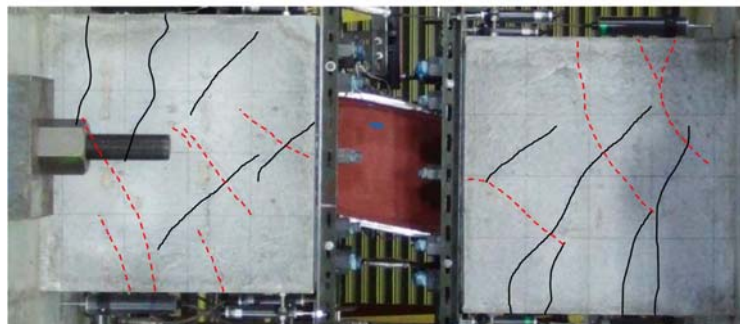
図 3.3.1-2 せん断力変形角関係 (通常載荷時)



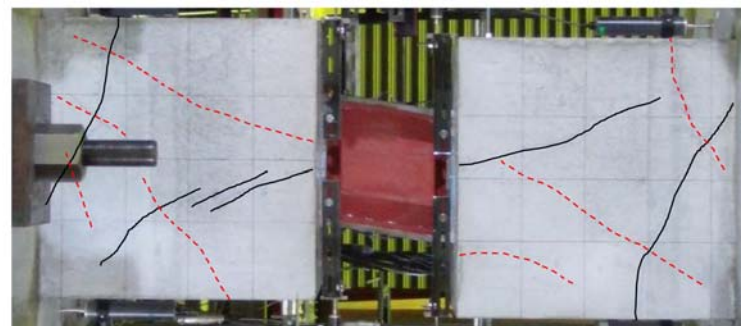
(a) No.1 試験体



(b) No.2 試験体



(c) No.3 試験体



(d) No.4 試験体

図 3.3.2 試験体状況 (変形角 1/33rad)

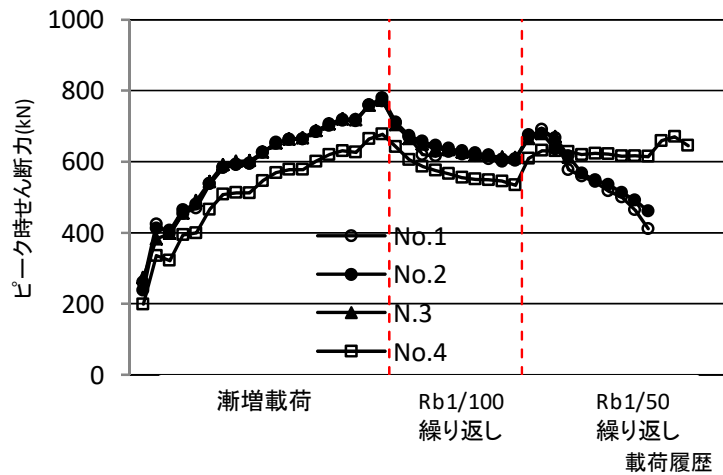


図 3.3.3 ピーク時せん断力の推移（正载荷時）

### 3.3.2 考察

#### (a) RC・S 接合部のずれ変形

No.1 試験体～No.3 試験体について、低降伏点鋼パネルのベース板と RC 部とのずれ変形の推移を図 3.3.4 に示す。通常载荷部分では顕著な違いは見られないが、ベース板と RC 部とのずれ変形の最大値を比較すると、No.1 試験体が最も大きく No.2 試験体、No.3 試験体の順でずれ変形が小さくなっていることがわかる。No.3 試験体が最も小さいずれ変形となるのは鉄骨シアキーの働きによるものと考えられる。No.1 試験体と No.2 試験体のずれ変形の差は RC 部に鋼繊維を混入させたことによる効果と考えられる。このように、コンクリートに鋼繊維を混入させることおよびベース板に鉄骨シアキーを取り付けることは RC・S 接合部におけるずれ変形の抑制に効果があるものと考えられる。

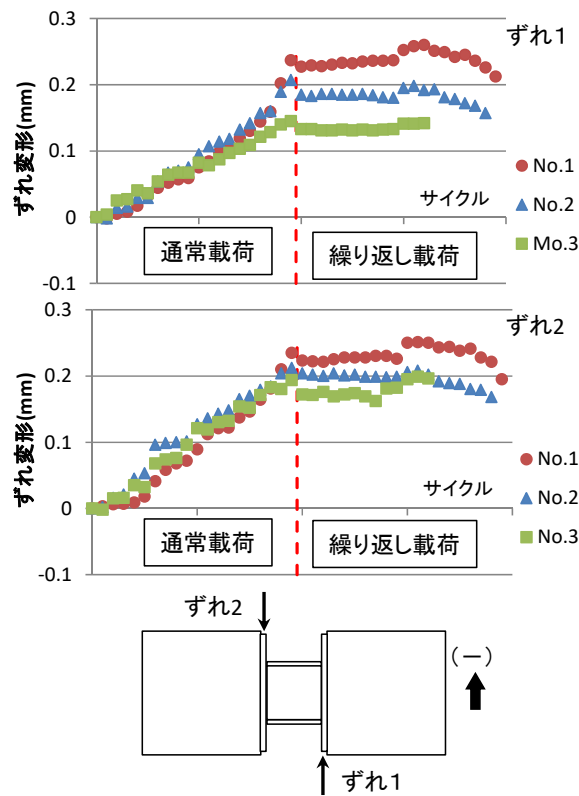
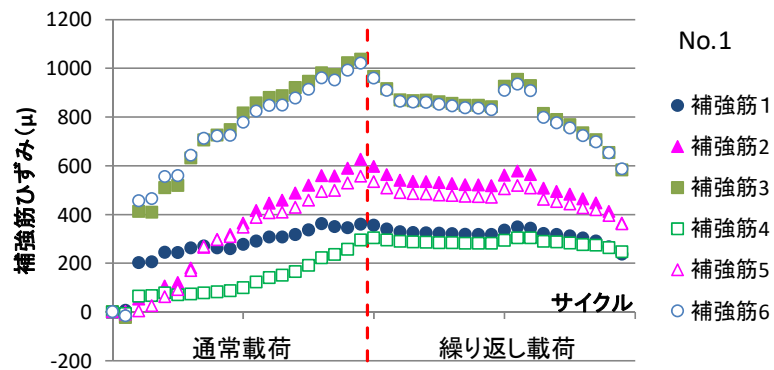


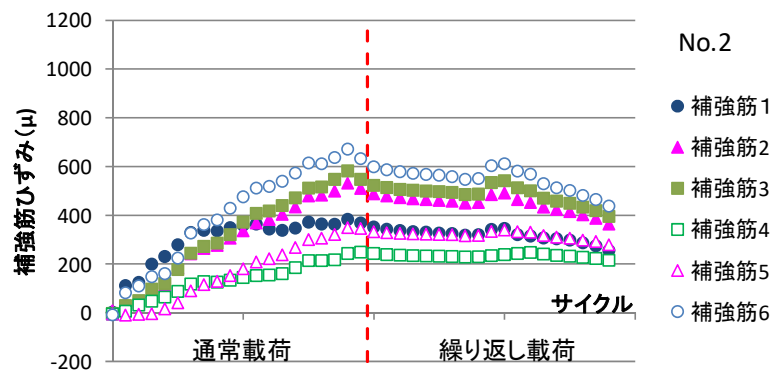
図 3.3.4 RC・S 接合部のずれ変形

(b) RC 部の損傷

No.1 試験体と No.2 試験体について、せん断補強筋のひずみ値の推移を図 3.3.5 に示す。なお、No.1 試験体と No.2 試験体は、コンクリートへの鋼繊維の混入以外は同じ仕様である。RC 部中央の曲げひび割れ幅（ひび割れ位置は図 3.3-2 中に○で示す。）を比較すると No.1 試験体では最大ひび割れ幅は 0.2mm、実験終了時の残留ひび割れ幅は 0.06mm であったのに対して、鋼繊維を混入させた No.2 試験体では最大ひび割れ幅は 0.35mm、残留ひび割れ幅は 0.08mm であり、大きな差は見られなかった。せん断補強筋のひずみを見ると、コンクリートに鋼繊維を混入させている No.2 試験体は No.1 試験体に比べてひずみの最大値が 6 割程度に低減されている。以上のことから、RC 部に鋼繊維を混入させると、ひび割れ幅の抑制にはあまり効果が見られなかったが、せん断補強筋の応力低減に寄与していると考えられる。



(a) No.1 試験体



(b) No.2 試験体

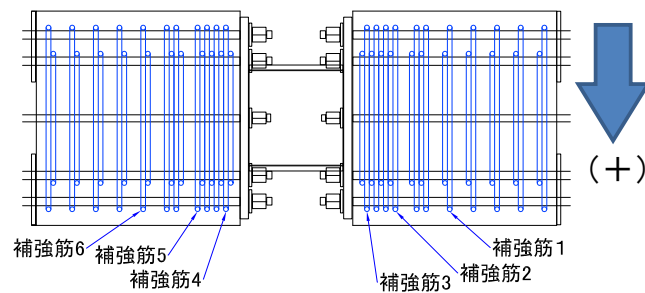


図 3.3.5 RC 部せん断補強筋のひずみの推移

(c) 部材に生じる軸方向力が履歴曲線に及ぼす影響

通常载荷の  $R_b = 1/100\text{rad}$ ,  $1/67\text{rad}$ ,  $1/50\text{rad}$  の 2 回目の载荷が終わり荷重が  $0\text{kN}$  になった時点で軸方向のジャッキの変位を固定して再度 2 サイクルの载荷を実施した。この時水平変形に伴って梁に軸方向力が生じる。これは、コア壁に挟まれ変位が拘束されて梁が

変形する場合を想定した载荷である。軸方向ジャッキの変位を固定させて载荷した時に梁に生じる軸方向力と RC・S 複合梁の変形角との関係を No.1 試験体および No.4 試験体について図 3.3.6 に示す。副方向力と変形角の履歴は、 $R_b=0\text{rad}$  付近で軸方向力は 0kN 程度となり、変形が進むにつれ圧縮力が増えていきピーク付近で引張側に移行しようとする軌跡を描いている。軸方向引張力の最大値は最大変形位置から少し戻った除荷時の荷重ゼロ点で発生しているが、これは低降伏点鋼パネルの最大変形位置からの曲げ戻しに起因するものと考えられる。No.2 試験体および No.3 試験体の軸方向力の状態は No.1 試験体とほぼ同様であった。この時、軸変形拘束が履歴性状に与える影響について、 $R_b=1/100\sim 1/50\text{rad}$  の 2 回目と 4 回目の荷重変形関係から得られる履歴エネルギー吸収量の比較を図 3.3.7 に示す。軸方向変形を拘束した場合、せん断力変形角の履歴ループ形状が若干細くはなったが、同一サイクルにおけるエネルギー吸収量の比較では軸方向変形を拘束しない場合に比べて  $R_b=1/100\text{rad}$  において 94~97%、 $R_b=1/67\text{rad}$  において 96~98%、 $R_b=1/50\text{rad}$  において 97% である。このように、軸方向変形拘束による履歴エネルギー吸収量への影響は小さいと考えられる。

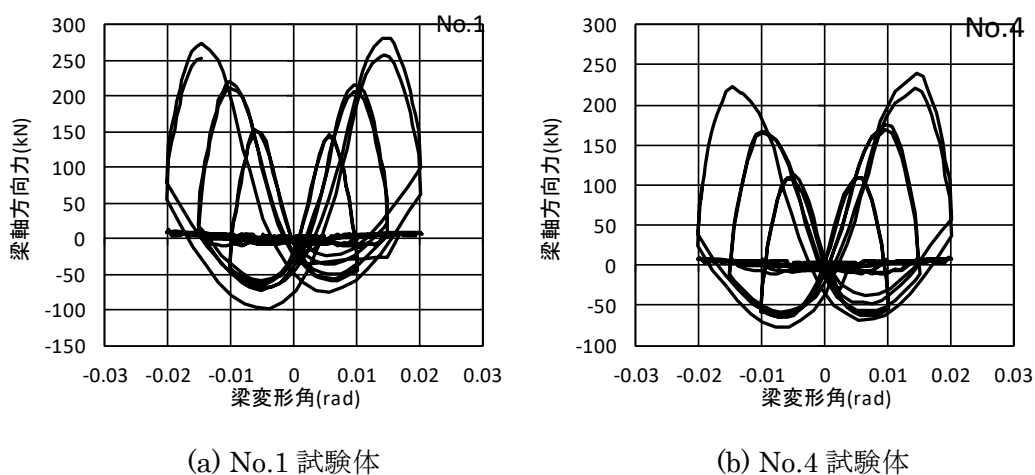


図 3.3.6 梁に生じる軸方向力と変形角との関係

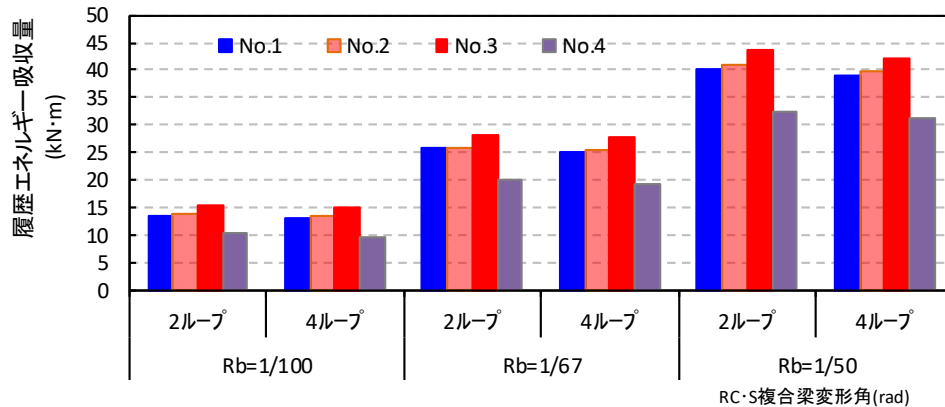


図 3.3.7 各変形角における履歴エネルギー吸収量の比較

(d) 埋込み型と非埋込み型の比較

各試験体について最大耐力，主筋のひずみの最大値，せん断補強筋のひずみの最大値およびひび割れ幅を表 3.3.1 に示す。非埋込み型の No.1 試験体～No.3 試験体に比べて埋込み型の No.4 試験体は最大ひび割れ幅および最大残留ひび割れ幅は 2～3 倍程度である。また，せん断補強筋のひずみも非埋込み型の試験体に比べて大きいことがわかる。これは RC 部に埋込まれた S 部のでこ作用によるものと考えられる。

参考までに，RC 部への鋼繊維の混入の有無にかかわらず No.1 試験体と No.2 試験体のひび割れ幅は同程度であった。今回使用した鋼繊維は長さ 30mm で端部に波形を設けた直径 0.6mm で，実験時に計測したひび割れ幅が最大耐力時 0.35mm，残留時 0.08mm とひび割れ幅自体が小さいため，今回使用した鋼繊維の有無によるひび割れ抑制効果は顕著でなかったと考えられる。しかしながら，鋼繊維を混入させた No.2 試験体では混入させなかった No.1 試験体に対して，せん断補強筋のひずみは最大で 40%程度低減されており，鋼繊維はせん断補強に対して有効であることがわかった。

表 3.3.1 RC 部の損傷度合いの比較

試験体	No.1	No.2	No.3	No.4
最大耐力	770kN	779kN	772kN	680kN
主筋の最大ひずみ	2217 $\mu$	2308 $\mu$	2057 $\mu$	2293 $\mu$
せん断補強筋 最大ひずみ	1150 $\mu$	700 $\mu$	733 $\mu$	1428 $\mu$
最大ひび割れ幅	0.2mm	0.35mm	0.15mm	0.60mm
最大残留ひび割れ幅	0.06mm	0.08mm	0.06mm	0.15mm

(e) RC 部と S 部の変形割合

RC・S 複合梁全体変形に占める低降伏点鋼パネルの変形の割合を図 3.3.8 に示す。RC 部に鋼繊維を混入しベース板に鉄骨シアキーを設けた No.3 試験体が最も低降伏点鋼パネルの変形割合が大きく、低降伏点鋼パネル部へのせん断伝達能力に優れていることがわかる。また、RC 部のひび割れ幅が他の試験体に比べて大きくなった No.4 試験体が低降伏点鋼パネル変形の割合が小さくなった。

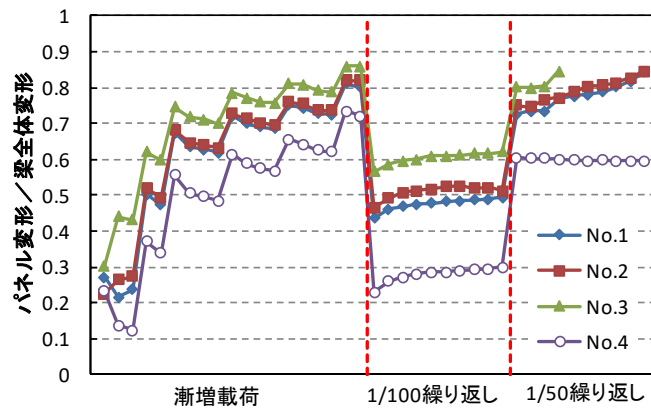


図 3.3.8 RC・S 複合梁の変形に占める低降伏点鋼パネルの変形の割合

### 3.4 まとめ

低降伏点鋼を用いた RC・S 複合梁の構造実験により以下の知見を得た。

- 1) RC・S 複合梁の荷重変形関係は履歴エネルギー吸収性能に富み、大変形時にも安定している。
- 2) 埋込み型の RC・S 複合梁の場合、埋込まれた S 部でのこ作用により RC 部のひび割れ幅が大きくなり、低降伏点鋼パネルの履歴エネルギー吸収量が小さくなる。
- 3) RC・S 複合梁の RC 部への鋼繊維の混入は、ひび割れ幅の低減よりは、せん断補強効果に寄与すると考えられる。
- 4) 本仕様による RC・S 接合部のずれ変形は僅かであり、応力伝達能力に優れている。
- 5) RC・S 複合梁の軸方向変形拘束により作用する軸方向力が低降伏点鋼パネルの履歴ループや履歴エネルギー吸収性能に及ぼす影響は小さい。

【第3章参考文献】

- 3.1) 竹中啓之, 濱田聡, 菊田繁美, 石岡拓: 超高層鉄筋コンクリート造建物に用いる L 型立体耐震壁の実験的研究, コンクリート工学年次論文集第 34 巻第 2 号, pp.391-396, 2012.7
- 3.2) 竹中啓之, 和泉信之, 低降伏点鋼を用いた非埋め込み型 RC・S 複合梁の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.60B, pp.81-88, 2014 年 3 月
- 3.3) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018
- 3.4) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート造構造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 3.5) 日本建築学会, 各種合成構造設計指針・同解説, 2010

## 第4章 RC・S 複合間柱に関する実験

### 4.1 はじめに

### 4.2 シリーズⅠ（接合方式別）の実験

#### 4.2.1 実験計画

- (a) 試験体
- (b) 載荷方法

#### 4.2.2 実験結果

#### 4.2.3 考察

- (a) RC・S 接合部のずれ変形
- (b) 履歴エネルギー吸収性能
- (c) U字筋の効果

### 4.3 シリーズⅡ（面外方向変形）の実験

#### 4.3.1 実験計画

- (a) 試験体
- (b) 載荷方法

#### 4.3.2 実験結果

#### 4.3.3 考察

- (a) RC・S 接合部のずれ変形
- (b) 履歴エネルギー吸収性能

### 4.4 シリーズⅢ（低降伏点鋼パネルの交換）の実験

#### 4.4.1 実験計画

- (a) 試験体
- (b) 載荷方法

4.4.2 実験結果と考察

4.5 まとめ

【第4章参考文献】

## 第4章 RC・S 複合間柱に関する実験

### 4.1 はじめに

第3章では、低降伏点鋼パネルを用いた RC・S 複合梁を対象として RC 造コア壁間に設置する境界梁を想定した構造実験について述べた。本章では、低降伏点鋼パネルを用いた RC・S 複合間柱<sup>4.1)~4.5)</sup>を対象として、RC 造骨組に設置される間柱を想定した構造実験について述べる。

本研究で取り扱う非埋込み型 RC・S 複合間柱は、低降伏点鋼パネルの上下を RC 部材とした間柱であり、骨組に生じる地震時の層間変形により低降伏点鋼パネルが地震入力エネルギーを吸収する。非埋込み型における RC 部と S 部の応力伝達では、曲げモーメントと軸方向力についてはベース板とベース板にナット定着された主筋により、せん断力についてはベース板に取り付けた頭付きスタッドにより伝達される。間柱の建物内での設置位置によっては地震時に作用する建物の全体曲げ等により間柱に軸方向力が作用することが考えられる。そのため、軸方向引張力の伝達を考慮した接合方法を考案し、引張力を作用させた載荷実験により性能の把握を行った。

また、骨組の主軸方向は通常2方向であり、RC・S 複合間柱は1方向（面内方向）の地震力を受けて低降伏点鋼パネルのウェブ板がせん断降伏する。面外方向の変形については、RC・S 複合間柱の面内方向の耐震性能に及ぼす影響を評価する必要がある。そのため、載荷方向を変えた構造実験を実施して、面外方向変形の影響を考察する。

さらに、本研究で対象とする RC・S 複合間柱は実験の過程においてレベル2相当の地震動を3回受けても低降伏点鋼パネルの性能が低下しないことを確認するが、想定外の変形を受けた場合、ウェブ板が大きく座屈して低降伏点鋼パネルの性能が低下することも考えられる。その対応については、低降伏点鋼パネルを高力ボルト接合により交換が可能なタイプとする方法や、損傷した低降伏点鋼パネルのウェブ板を交換する方法が考えられる。

本章では、構造実験の目的として、試験体を3つのシリーズに分けて述べる。

シリーズⅠはRC部とS部の接合方式を検討する試験体である。まず最初に、RC部とS部のせん断伝達を頭付きスタッドで行うNo.1試験体について実験を実施する。次に、軸方向引張力の伝達力向上のために、U字筋を低降伏点鋼パネルのベース板にフレア溶接したU字筋タイプの試験体として、No.2試験体およびNo.3試験体の実験を実施する。No.3試験体は低降伏点鋼パネルの減衰力を高めたU字筋タイプの試験体である。

シリーズⅡは、RC・S複合間柱の面外方向変形の影響を検討する試験体である。試験体は面外方向変形の影響を検討するため、面外方向載荷後に面内方向載荷を実施したNo.4試験体と、面内方向載荷後に面外方向載荷を実施したNo.5試験体である。

シリーズⅢは、低降伏点鋼パネルの交換を目的とした試験体である。No.6試験体は、低降伏点鋼パネルを高力ボルトで接合するタイプである。No.7試験体は、前述のNo.3試験体の実験後に、ウェブ板部分を切断・除去し、新しいウェブ板を再溶接するタイプである。



図 4.1.1 骨組に設置された RC・S 複合間柱の例

## 4.2 シリーズ I (接合方式別) の実験

シリーズ I では、RC 部と S 部の接合方式が異なる非埋込み型 RC・S 複合間柱を対象として、基本的な構造特性を評価するために実施した構造実験について述べる。

## 4.2.1 実験計画

## (a) 試験体

シリーズ I の試験体は 3 種であり、その概要、諸元を図 4.2.1～図 4.2.9 および表 4.2.1 に示す。No.1 試験体と No.2 試験体は実大サイズの試験体とし、No.3 試験体は載荷装置の制限から 1/2 縮尺模型試験体とする。

表 4.2.1 シリーズ I 試験体一覧

試験体	RC	S (低降伏点鋼パネル)	特徴
No.1 試験体	b×D=600×900mm h=781mm Fc:27N/mm <sup>2</sup> 主筋: 4-D35(SD390) +2-D25(SD390) 補強筋: D16(SD295A) S 近傍: 4 巻×2 一般部: 2-@80	B/t=33(横 3 縦 2) ウェブ板 6mm(LY225) フランジ板 12,16mm(SM490) ベース板 19mm(SM490) リブ 6mm(SS400) 頭付スタッド 8-φ19, h=150mm	スタッドタイプ
No.2 試験体	b×D=600×850mm h=781mm Fc:27N/mm <sup>2</sup> 主筋: 4-D35(SD390) +2-D25(SD390) 補強筋: D16(SD295A) S 近傍: 4 巻×2 一般部: 2-@80	B/t=33(横 2 縦 2) ウェブ板 6mm(LY225) フランジ板 12,16mm(SM490) ベース板 19mm(SM490) リブ 6mm(SS400) 頭付スタッド 7-φ19, h=150mm U 字筋(D25,SD390)	U 字筋タイプ
No.3 試験体	b×D=325×590mm h=384mm Fc:27N/mm <sup>2</sup> 主筋: 4-D22(SD490) +2-D22(SD490) 補強筋: D6(SD685) S 近傍: 4 巻×2 一般部: 2-@42.5	B/t=33(横 2 縦 1) ウェブ板 6mm(LY225) フランジ板 9,12mm(SM490) ベース板 16mm(SM490) 頭付スタッド 7-φ13, h=80mm U 字筋(D16,SD390)末端機械式 定着	高減衰 U 字筋タイプ  1/2 縮尺試験体

No.1 試験体 (スタッドタイプ) の概要を図 4.2.1 に示す。RC 部の配筋を図 4.2.2 に示す。RC 部は幅  $b \times$  せい  $D = 600 \times 900$  (mm) であり、高さは 781mm である。主筋は、4-D35(SD390) + 2-D25(SD390) とする。帯筋は閉鎖型の D16(SD295A) を 80mm ピッチに配筋し、低降伏点鋼パネルの近傍については横拘束を高めるため 4-D16(SD295A) を 2 セット配筋する。No.1 試験体に使用する低降伏点鋼パネルを図 4.2.3 に示す。低降伏点鋼パネルは 2 章で示した TYPE23 であり、ウェブ板、フランジ板、リブ板およびベース板で構成される。ベース板には片側に 8 本の頭付きスタッド (径  $\phi = 19$ mm, 長さ  $h = 180$ mm) を溶接する。RC 部の主筋は、ベース板に設けた鉄筋貫通孔を通して定着ナットにより、低降伏点鋼パネルと接合する。材料試験結果を表 4.2.2 に示す。

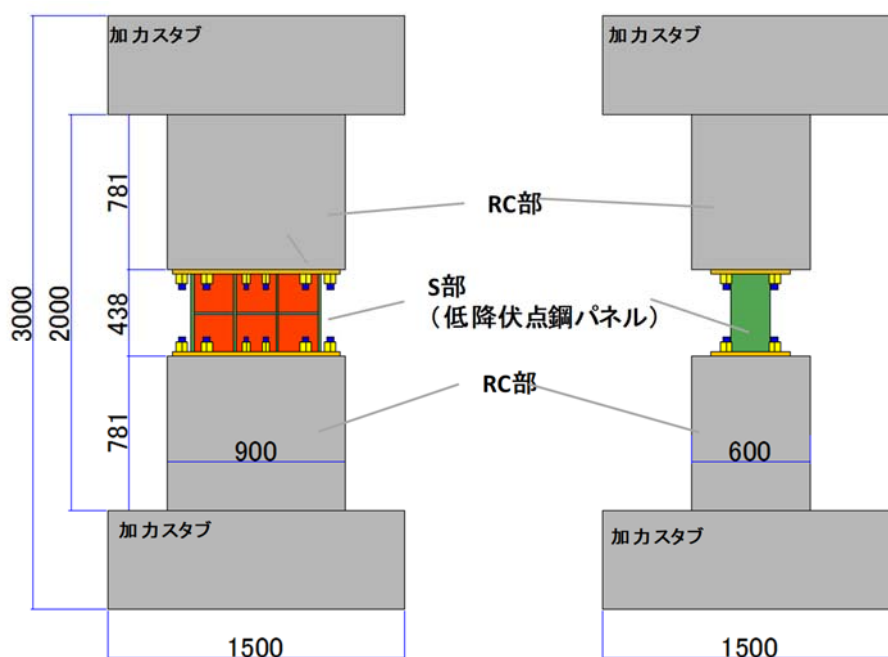


図 4.2.1 No.1 試験体の概要

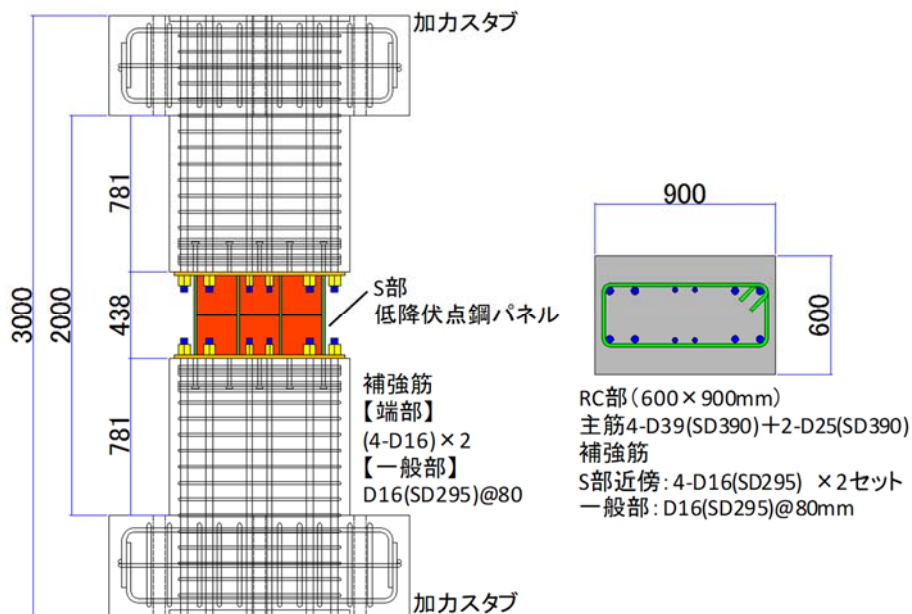


図 4.2.2 No.1 試験体の配筋

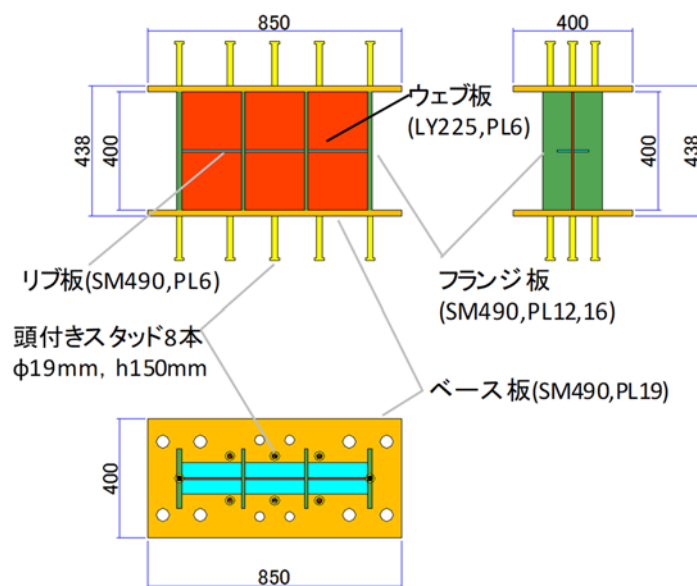


図 4.2.3 No.1 試験体の低降伏点鋼パネル

表 4.2.2 No.1 試験体の材料試験結果

鋼材	ヤング係数 $\times 10^5 \text{N/mm}^2$	降伏強度 $\text{N/mm}^2$	引張強度 $\text{N/mm}^2$	伸び (%)
PL6(LY225)	1.96	228	344	52
PL6(SM490)	2.03	394	538	24
PL12(SM490)	2.01	331	520	28
PL16(SM490)	2.00	334	530	22
PL19(SM490)	2.01	334	512	26
鉄筋	ヤング係数 $\times 10^5 \text{N/mm}^2$	降伏強度 $\text{N/mm}^2$		
D16(SD295)	1.78	356		
D25(SD390)	1.87	436		
D35(SD390)	1.90	430		
コンクリート	ヤング係数 $\times 10^4 \text{N/mm}^2$	圧縮強度 $\text{N/mm}^2$	割裂強度 $\text{N/mm}^2$	
Fc27	2.75	27.0	2.21	

No.2 試験体 (U 字筋タイプ) の概要を図 4.2.4 に示す。RC 部の配筋を図 4.2.5 に示す。RC 柱は幅  $b \times$  せい  $D = 585 \times 850 (\text{mm})$  であり、高さは  $781 \text{mm}$  である。主筋は、 $4 \cdot \text{D}35(\text{SD}390) + 2 \cdot \text{D}25(\text{SD}390)$  とする。帯筋は閉鎖型の  $\text{D}16(\text{SD}295\text{A})$  を  $80 \text{mm}$  ピッチに配筋し、低降伏点鋼パネルの近傍については、横拘束を高めるため  $4 \cdot \text{D}16(\text{SD}295\text{A})$  を 2 セット配筋する。

No.2 試験体に使用した低降伏点鋼パネルを図 4.2.6 に示す。低降伏点鋼パネルは 2 章で示した TYPE22 であり、ウェブ板、フランジ板、リブ板およびベース板で構成される。ベース板には頭付きスタッドの他に末端を  $180$  度フック付きとした U 字筋をフレア溶接する。U 字筋は軸方向引張力の伝達力を向上させるために設け、その溶接位置は低降伏点鋼パネルのフランジ位置とする。材料試験結果を表 4.2.3 に示す。

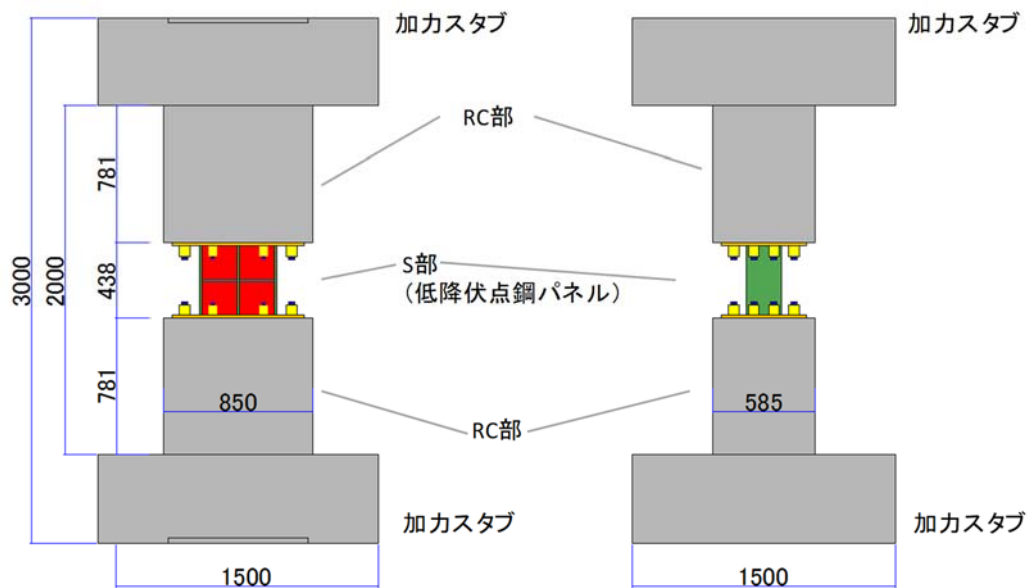


図 4.2.4 No.2 試験体の概要

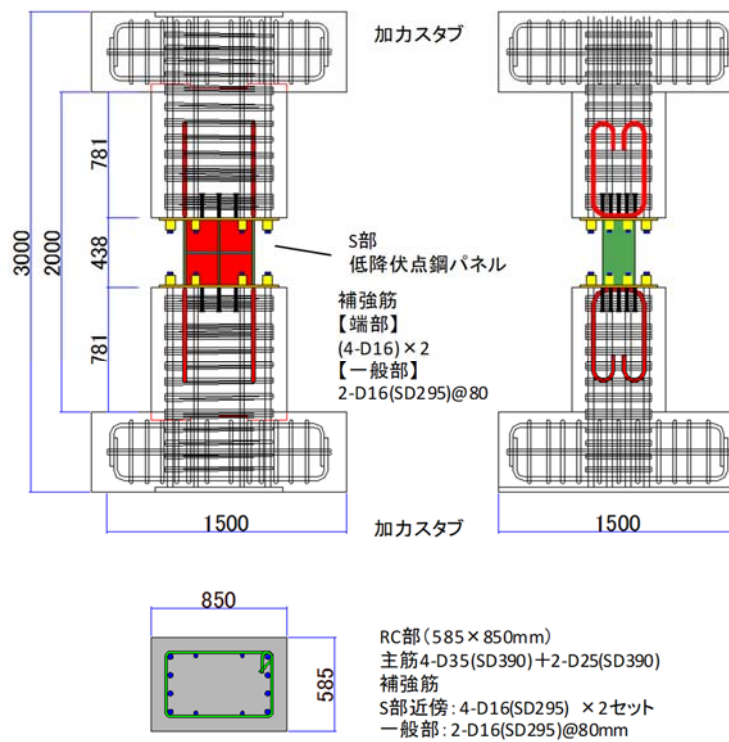


図 4.2.5 No.2 試験体の配筋

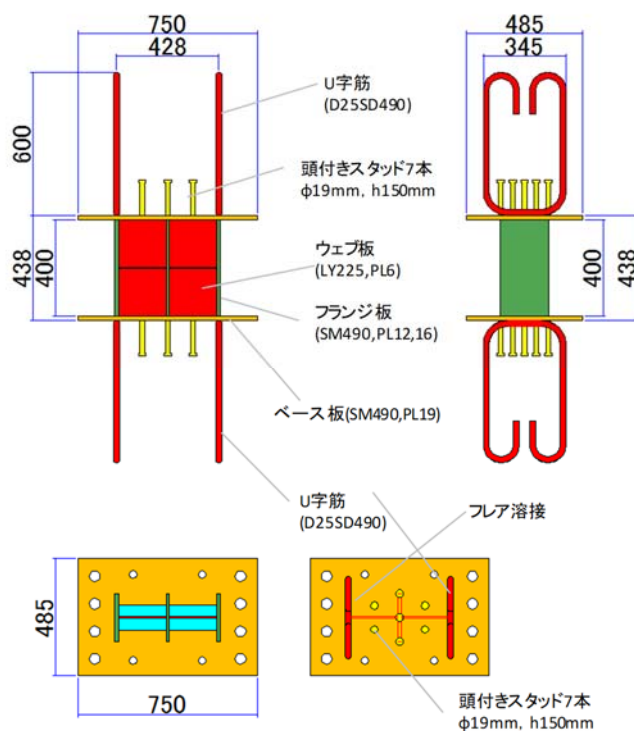


図 4.2.6 No.2 試験体の低降伏点鋼パネル

表 4.2.3 No.2 試験体の材料試験結果

鋼材	使用部位	ヤング係数 $\times 10^5 \text{N/mm}^2$	降伏強度 $\text{N/mm}^2$	引張強度 $\text{N/mm}^2$
PL6(LY225)	ウェブ板	1.99	221	303
PL6(SM490)	リブ板	2.03	410	559
PL12(SM490)	フランジ板	2.08	402	541
PL16(SM490)	フランジ板	2.09	363	528
PL19(SM490)	ベース板	2.08	335	523
鉄筋	使用部位	ヤング係数 $\times 10^5 \text{N/mm}^2$	降伏強度 $\text{N/mm}^2$	引張強度 $\text{N/mm}^2$
D16(SD295)	帯筋	1.81	346	510
D25(SD390)	U字筋	1.80	432	606
D25(SD390)	主筋	1.91	438	622
D35(SD390)	主筋	1.78	458	668
コンクリート	使用部位	ヤング係数 $\times 10^4 \text{N/mm}^2$	圧縮強度 $\text{N/mm}^2$	割裂強度 $\text{N/mm}^2$
Fc27	RC部	2.92	27.0	2.56

No.3 試験体 (高減衰 U 字筋タイプ) の概要を図 4.2.7, RC 部の配筋を図 4.2.8 に示す。また, No.3 試験体に用いた低降伏点鋼パネルを図 4.2.9 に示す。低降伏点鋼パネルは, 2 章で示した, TYPE12 である。なお No.3 試験体は加力装置の載荷能力の制限から 1/2 縮尺模型試験体とする。RC 部は幅  $b \times$  せい  $D = 325 \times 590$  (mm) であり, 高さは 384mm である。主筋は,  $6 \cdot D22$  (SD490) +  $2 \cdot D19$  (SD490) とする。帯筋は溶接閉鎖型の高強度鉄筋  $4 \cdot D6$  (SD685) を 42.5mm ピッチに配筋し, 低降伏点鋼パネルの近傍については, 更に横拘束を高めるため  $4 \cdot D6$  (SD685) を 4 セット配筋する。No.3 試験体の低降伏点鋼パネルのウェブ板は, 実大サイズに換算した場合 1 枚当たりの幅は 400mm, 厚さは 12mm である (幅厚比は 33)。ウェブ板のせん断断面積を比較すると, No.1 試験体の 2.67 倍, No.2 試験体の 4 倍であり, 減衰力が大幅に増大している。ベース板には No.2 試験体と同様に頭付きスタッドの他に末端を定着ナットとした U 字筋をフレア溶接する。また, U 字筋のベース板へのフレア溶接部は RC 部に対するコッターになっている。材料試験結果を表 4.2.4 に示す。

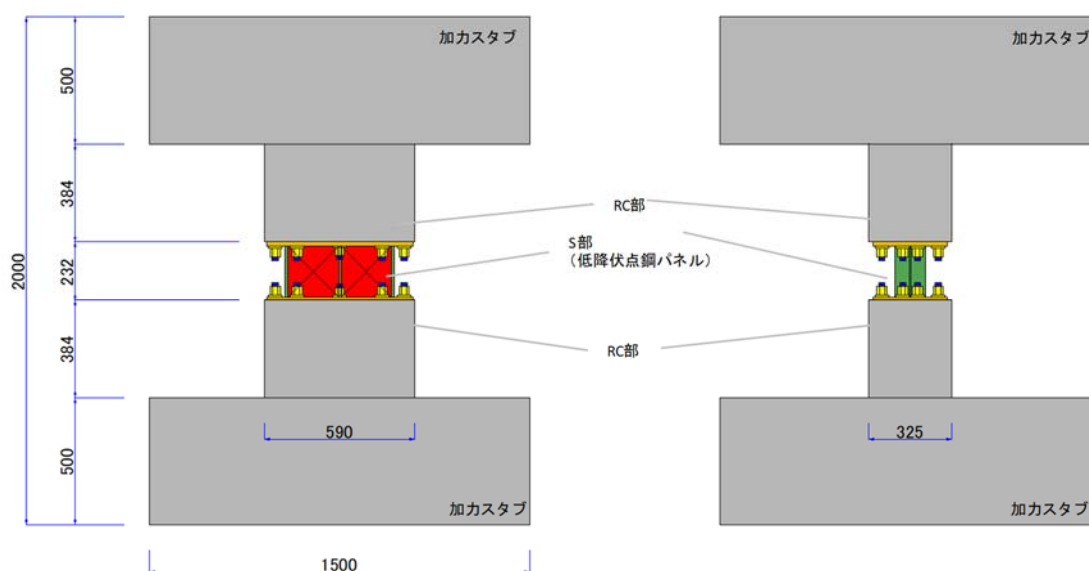


図 4.2.7 No.3 試験体の概要

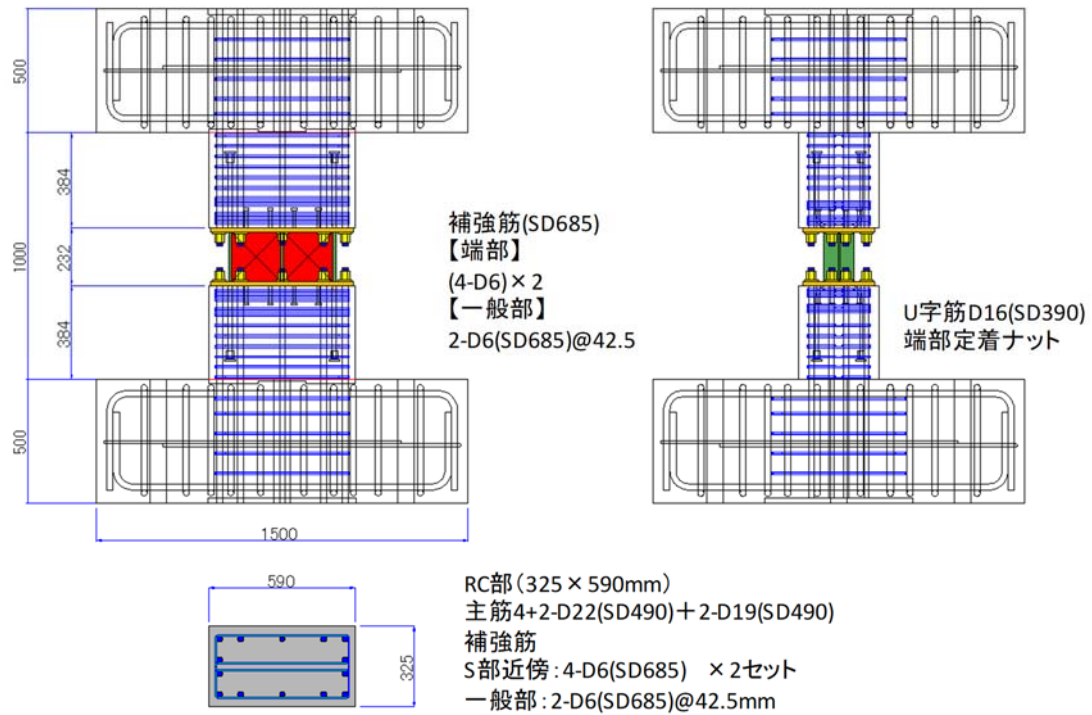


図 4.2.8 No.3 試験体の配筋図

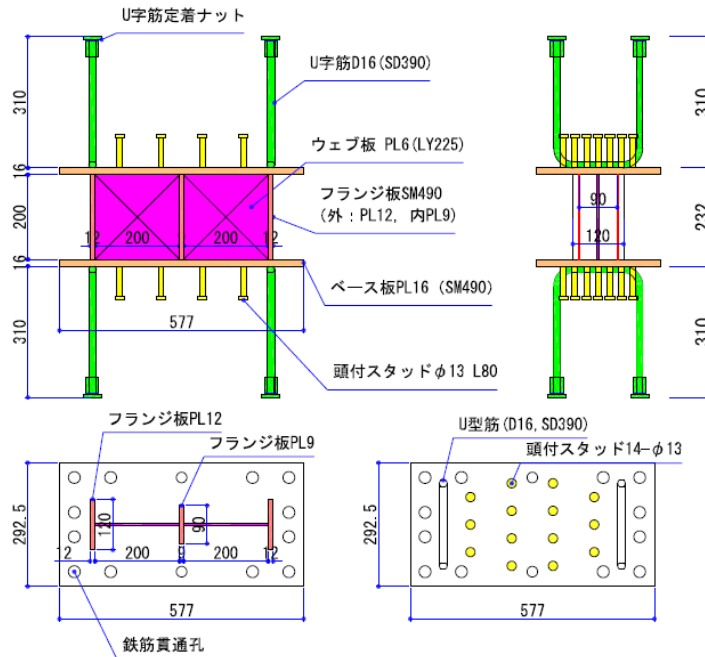


図 4.2.9 No.3 試験体の低降伏点鋼パネル

表 4.2.4 No.3 試験体の材料試験結果

鋼材	使用部位	ヤング係数 $\times 10^5 \text{N/mm}^2$	降伏強度 $\text{N/mm}^2$	引張強度 $\text{N/mm}^2$
PL6(LY225)	ウェブ板	1.96	186	282
PL9(SM490)	フランジ板	2.07	373	549
PL12(SM490)	フランジ板	2.05	361	513
PL16(SM490)	ベース板	2.08	367	532
鉄筋	使用部位	ヤング係数 $\times 10^5 \text{N/mm}^2$	降伏強度 $\text{N/mm}^2$	引張強度 $\text{N/mm}^2$
D6(SD685)	帯筋	1.88	705	901
D16(SD390)	U字筋	1.93	445	646
D19(SD490)	主筋	1.92	541	680
D22(SD490)	主筋	1.94	536	702
コンクリート	使用部位	ヤング係数 $\times 10^4 \text{N/mm}^2$	圧縮強度 $\text{N/mm}^2$	割裂強度 $\text{N/mm}^2$
Fc27	RC部	2.67	33.2	2.7

## (b) 載荷方法

加力装置を図 4.2.10 に、加力スケジュールを図 4.2.11 に示す。加力の制御は水平変形を試験体の試験区間高さで除した間柱変形角 ( $R_c$ ) で行う。加力は、 $R_c = 1/1000\text{rad}$  の予備加力を正負 1 回行った後、レベル 2 相当の載荷として  $R_c = 1/450\text{rad}$ ,  $1/300\text{rad}$ ,  $1/150\text{rad}$ ,  $1/300\text{rad}$  の各 2 回の正負交番載荷を 3 回繰り返す。その後、漸増載荷で大変形の載荷を行う。レベル 2 相当の地震動を受けた場合の建物の最大層間変形角の目標値は  $1/100\text{rad}$  以内としている。本実験における RC・S 複合間柱の変形角は、RC・S 複合間柱が取り付く梁の変形を考慮して、レベル 2 相当の繰り返し載荷の最大値として  $1/150\text{rad}$  とする。

実験時に、No.1 試験体には変動軸方向圧縮力を、No.2 試験体には変動軸方向圧縮力および変動軸方向引張力を、No.3 試験体は一定軸方向圧縮力および一定軸方向引張力を作用させる。作用させた軸方向力の一覧を表 4.2.5 に示す。軸方向圧縮力はフランジ板の軸降伏耐

力の約 12~72%，軸方向引張力はフランジ板の軸降伏耐力の約 27~36%とする。これは、超高層 RC 造住宅の予備解析から RC・S 複合間柱に作用する長期軸方向力と地震時に作用する軸方向力の算定結果を参考にして設定している。

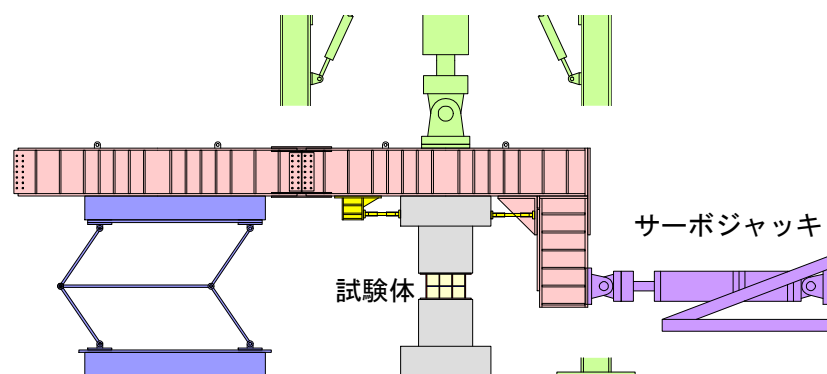


図 4.2.10 加力装置

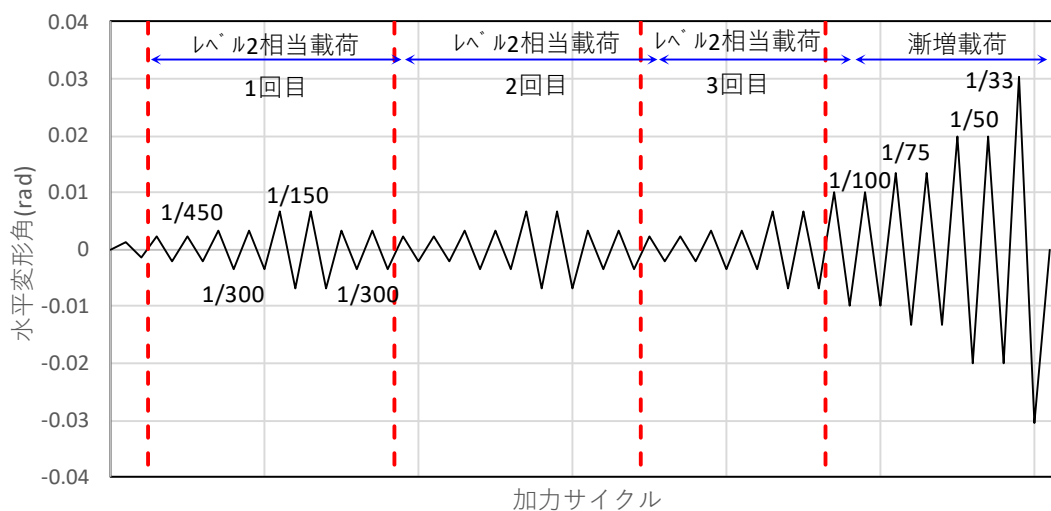


図 4.2.11 加力スケジュール

表 4.2.5 軸方向力一覧

試験体	荷重方向	レベル 2 相当 荷重 1 回目	レベル 2 相当 荷重 2 回目	レベル 2 相当 荷重 3 回目	漸増 荷重
No.1	正荷重	無	無	無	無
	負荷重	変動圧縮①0.03	無	無	無
No.2	正荷重	無	変動圧縮①0.11	変動圧縮①0.11	無
	負荷重	無	変動引張②0.21	変動引張②0.21	無
No.3	正荷重	無	一定圧縮①0.17	一定引張②0.17	無
	負荷重	無	一定圧縮①0.17	一定引張②0.17	無

①  $N_{max}/(F_c b D)$  記号,  $N_{max}$ : 圧縮軸力最大値,  $F_c$ : コンクリート設計基準強度(N/mm<sup>2</sup>),  
 $b$ : RC 部幅(mm),  $D$ : RC 部せい(mm)

②  $N_{min}/(\Sigma A_g \sigma_y)$  記号,  $N_{min}$ : 引張軸力最大値,  $A_g$ : RC 部主筋断面積(mm<sup>2</sup>),  
 $\sigma_y$ : RC 部鉄筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

【No.1 試験体の変動軸方向力の荷重則】

引張軸力頭打  $N_c = 0$ (kN) ( $Q_c < 0$ kN)

圧縮変動時  $N_c = -0.55 Q_c$  ( $0$ kN  $\leq Q_c$ )

但し, 最大荷重時において, フランジ板の軸降伏耐力の計算値に対して,  
軸方向圧縮力は約 12%とする。

記号  $N_c$ : 作用軸方向力(kN),  $Q_c$ : 作用水平せん断力(kN)

【No.2 試験体の変動軸方向力の荷重則】

最大引張力  $N_c = 785$ (kN) ( $Q_c < -280$ kN)

変動時  $N_c = -2.8 Q_c$  ( $-280$ kN  $\leq Q_c \leq 526$ kN)

最大圧縮力  $N_c = -1471$ (kN) ( $Q_c > 5626$ kN)

但し, 最大軸方向力において, フランジ軸降伏耐力の計算値に対して,  
軸方向引張力は約 27%, 軸方向圧縮力は約 51%とする。

【No.3 試験体の軸方向力の荷重則】

1 回目繰り返し荷重時: 軸方向力無し

2 回目繰り返し荷重時: 最大軸方向圧縮力 860kN(フランジ板の軸降伏耐力の約 72%)

3 回目繰り返し荷重時: 最大軸方向引張力 430kN(フランジ板の軸降伏耐力の約 36%)

#### 4.2.2 実験結果

各試験体について, RC・S 複合間柱全体と低降伏点鋼パネルについてのせん断力変形角関係を図 4.2.12~4.2.14 に, 試験体の状況を写真 4.2.1~写真 4.2.3 に示す。

各試験体ともに, 履歴エネルギー吸収性能に富んだ紡錘形の履歴ループを示し, 大変形時においても耐力の低下が見られなかった。

No.1 試験体は変動軸方向圧縮力により、軸方向力が無い時に比べて紡錘形の履歴面積が若干大きくなった。No.1 試験体の低降伏点鋼パネルについて、 $R_c = 1/1000\text{rad}$  ではウェブ板、フランジ板ともに弾性であった。 $R_c = 1/450\text{rad}$  でウェブ板が降伏した。 $R_c = 1/150\text{rad}$  でフランジ板の端部が曲げ降伏した。レベル 2 相当の 3 回の繰り返し载荷で低降伏点鋼パネルのウェブ板には外観上の面外変形は見られなかった。漸増载荷時の  $R_c = 1/75\text{rad}$  (低降伏点鋼パネル変形角  $1/19\text{rad}$ ) でウェブ板に面外変形が見られた。 $R_c = 1/33\text{rad}$  (低降伏点鋼パネル変形角  $1/7.5\text{rad}$ ) において、ウェブ板やフランジ板の破断は生じなかった。No.1 試験体の RC 部について、 $R_c = 1/1000\text{rad}$  で曲げひび割れが生じた。 $R_c = 1/450\text{rad}$  での曲げひび割れ幅は最大で  $0.15\text{mm}$  程度、 $R_c = 1/150\text{rad}$  の曲げひび割れ幅は最大で  $0.30\text{mm}$  程度であった。大変形を受けた後も主筋や帯筋は弾性範囲であり、残留ひび割れ幅も  $0.08\text{mm}$  程度とわずかなものであった。

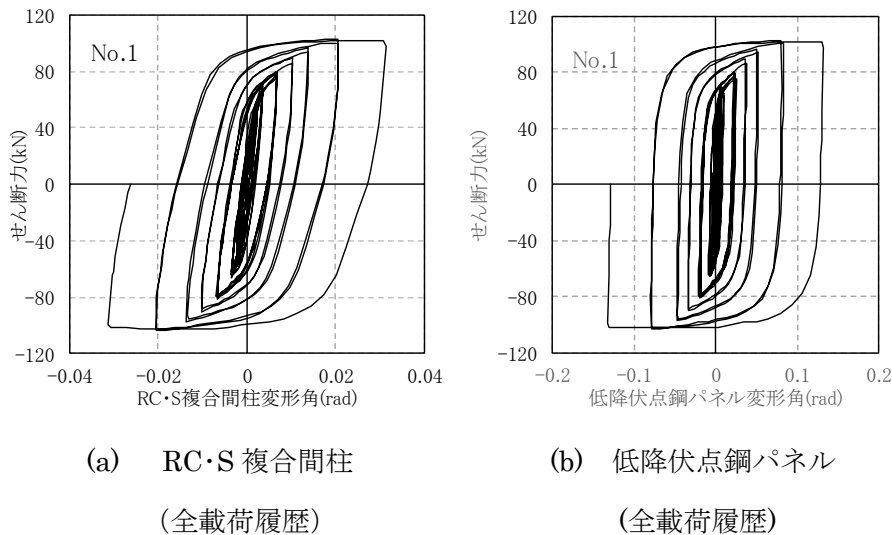
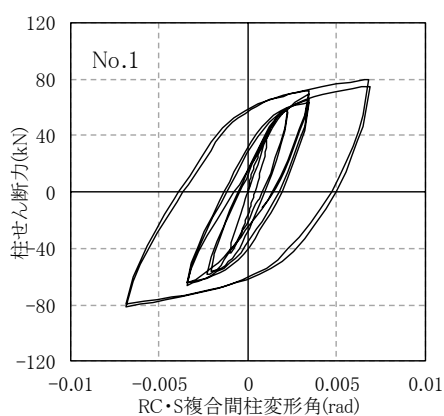
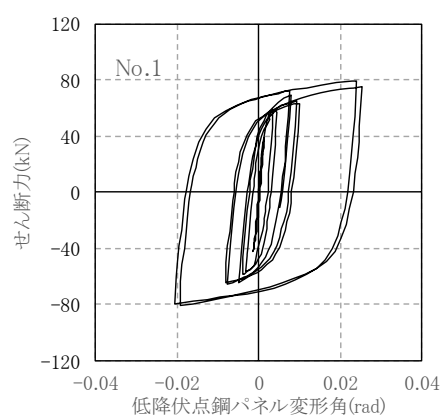


図 4.2.12-1 No.1 試験体のせん断力変形角関係



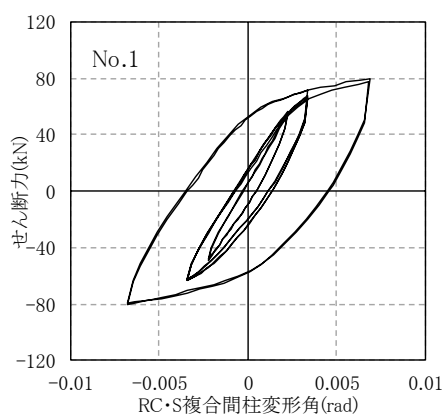
(c) RC・S 複合間柱

(1回目変動軸方向力)



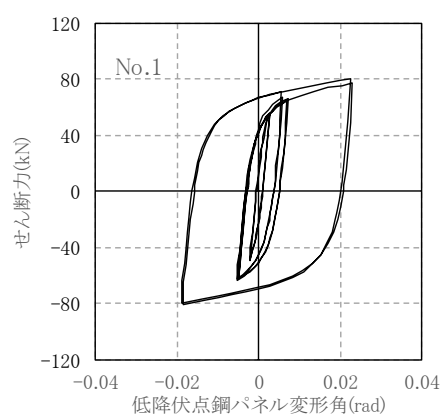
(d) 低降伏点鋼パネル

(1回目変動軸方向力)



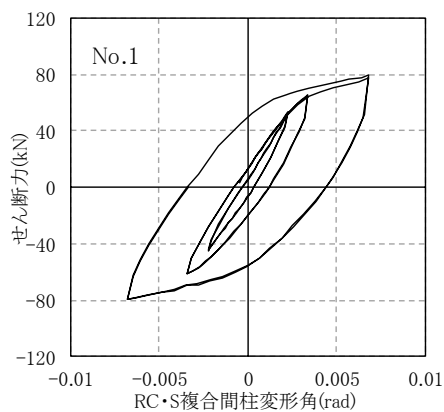
(e) RC・S 複合間柱

(2回目変動軸方向力無)



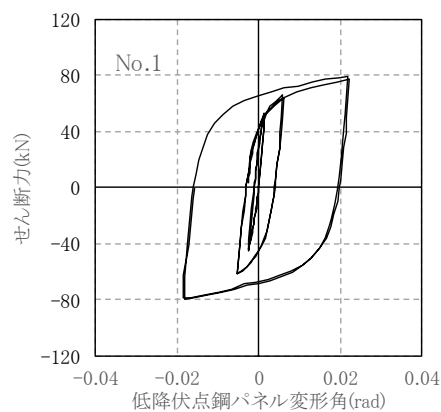
(f) 低降伏点鋼パネル

(2回目変動軸方向力無)



(g) RC・S 複合間柱

(3回目変動軸方向力無)



(h) 低降伏点鋼パネル

(3回目変動軸方向力無)

図 4.2.12-2 No.1 試験体のせん断力変形角関係

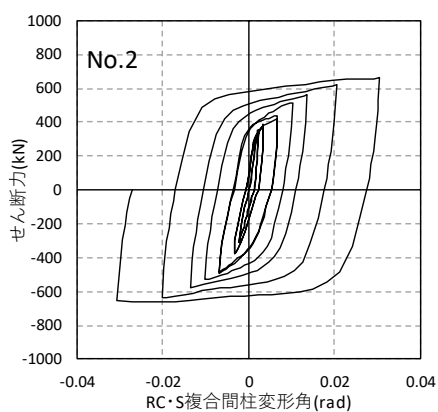


(a) RC・S 複合間柱

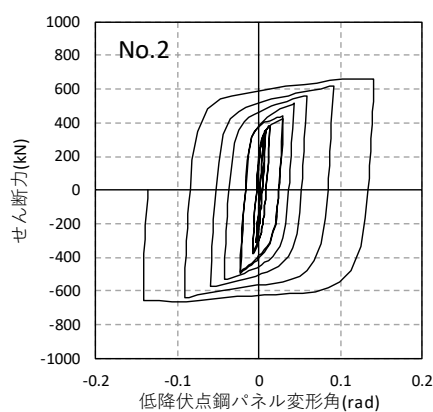
(b) 低降伏点鋼パネル

写真 4.2.1 No.1 試験体の加力状況(3 回目, RC・S 複合間柱変形角 1/50rad)

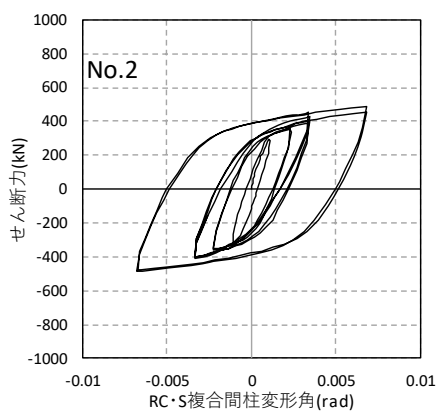
No.2 試験体について、負荷荷時には軸方向引張力の影響で RC 部の剛性が低下し RC・S 複合間柱の履歴ループが細くなった。低降伏点パネルのせん断力変形角関係では、軸方向力の影響で、軸方向引張力を受けた時はパネル変形量が減り、軸方向圧縮力を受けた際はパネル変形量が増えた。No.2 試験体の低降伏点鋼パネルについて、ウェブ板はレベル 2 相当荷重 1 回目の  $R_c=1/450\text{rad}$  で降伏したが、3 回の繰り返しを受けても面外変形は見られなかった。 $R_c=1/75\text{rad}$  でウェブ板に面外変形が発生し、座屈波形は徐々に増大していったが、 $R_c=1/33\text{rad}$  (低降伏点鋼パネルの変形角で  $1/7\text{rad}$ ) でもウェブ板やフランジ板に亀裂や破断は見られず、耐力も低下しなかった。No.2 試験体の RC 部について、レベル 2 相当 1 回目の荷重で RC 部の最大ひび割れ幅は  $0.08\text{mm}$ 、残留ひび割れ幅は  $0.04\text{mm}$  であった。軸方向引張力を作用させたときの RC 部の最大ひび割れ幅は  $0.2\text{mm}$  と軸方向圧縮力の場合および軸方向力の無い場合に比べてひび割れ幅が大きくなったが、荷重後の残留ひび割れ幅は  $0.04\text{mm}$  で軸方向力の影響はほとんどなかった。



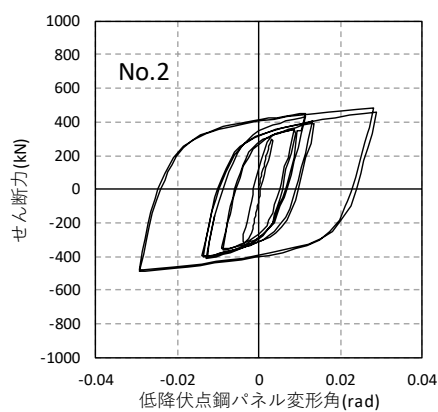
(a) RC・S 複合間柱  
(大変形時,軸方向力無)



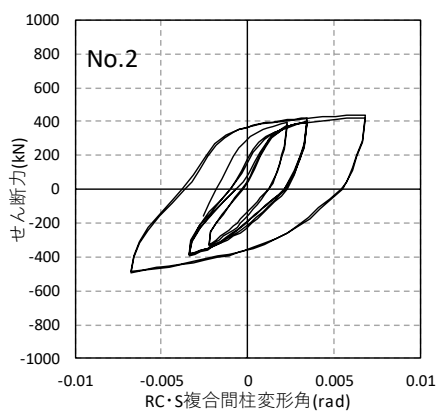
(b) 低降伏点鋼パネル  
(大変形時,軸方向力無)



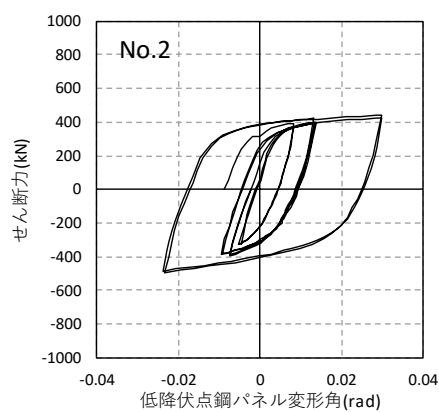
(c) RC・S 複合間柱  
(1回目, 軸方向力無)



(d) 低降伏点鋼パネル  
(1回目, 軸方向力無)

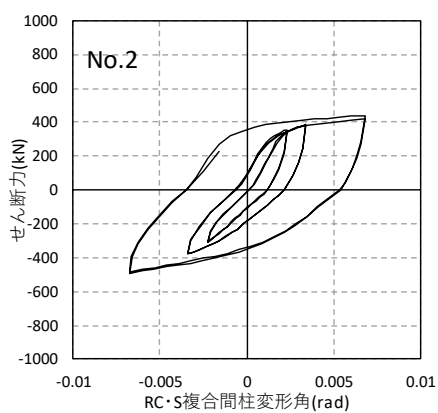


(e) RC・S 複合間柱  
(2回目,変動軸方向力)



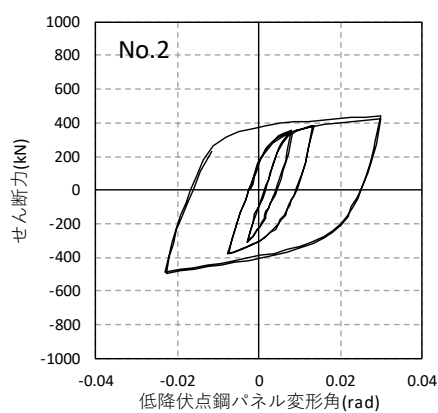
(f) 低降伏点鋼パネル  
(2回目,変動軸方向力)

図 4.2.13-1 No.2 試験体のせん断力変形角関係



(g) RC・S 複合間柱

( 3 回目,変動軸方向力)



(f) 低降伏点鋼パネル

(3 回目,変動軸方向力)

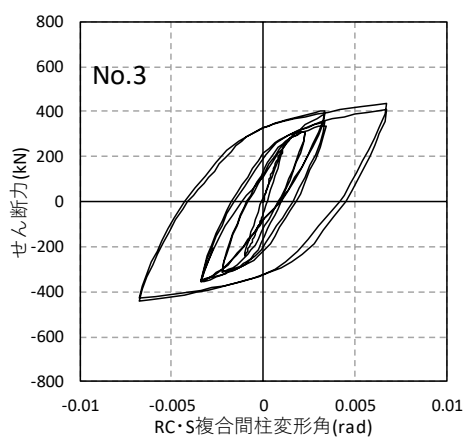
図 4.2.13-2 No.2 試験体のせん断力変形角関係



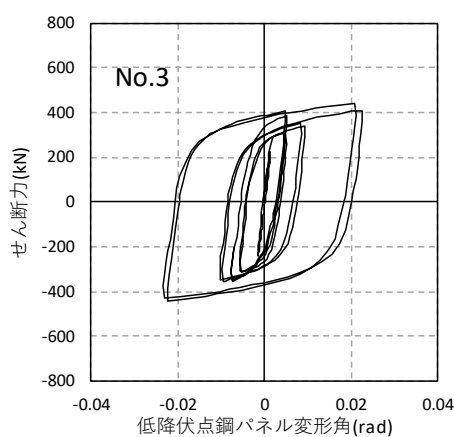
写真 4.2.2 No.2 試験体の加力状況(3 回目, RC・S 複合間柱変形角 1/50rad)

No.3 試験体について, RC・S 複合間柱および低降伏点鋼パネルの履歴ループは軸方向力を作用させない 1 回目の载荷に比べて軸方向圧縮力を作用させた 2 回目は履歴ループ面積の増大が見られ, 低降伏点鋼パネルの変形も大きくなった。軸方向引張力を作用させた 3 回目は履歴ループ面積の減少が見られ, 低降伏点鋼パネルの変形も小さくなった。No.3 試験体の低降伏点鋼パネルは, 低降伏点鋼パネルのウェブ板が  $R_c=1/450\text{rad}$  でせん断降伏し,

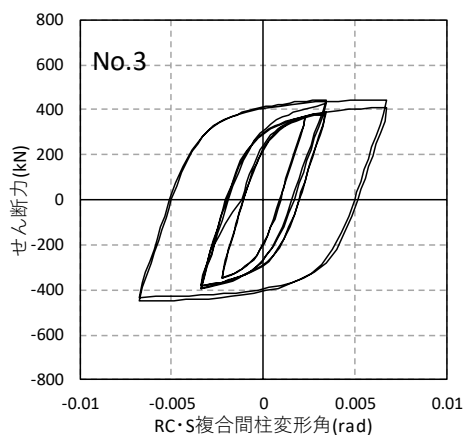
フランジ板は  $R_c=1/150\text{rad}$  で曲げ降伏した。ウェブ板の面外変形は  $R_c=1/50\sim 1/33\text{rad}$  で見られたが、低降伏点鋼パネルの耐力低下は生じなかった。No.3 試験体の RC 部について、 $R_c=1/150\text{rad}$  で最大ひび割れ幅は  $0.04\text{mm}$  であり、また実験終了時の残留ひび割れ幅は  $0.08\text{mm}$  であった。本試験体は  $1/2$  縮尺なので、それぞれのひび割れ幅は  $0.08\text{mm}$  および  $0.16\text{mm}$  と評価できる。レベル2相当の荷重を3回繰り返した後の  $R_c=1/33\text{rad}$  までの漸増荷重終了時において、主筋および帯筋は弾性であった。



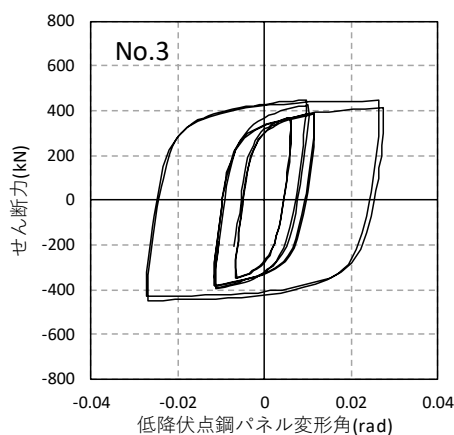
(a) RC・S 複合間柱(軸方向力無し)



(b) 低降伏点鋼パネル(軸力無し)

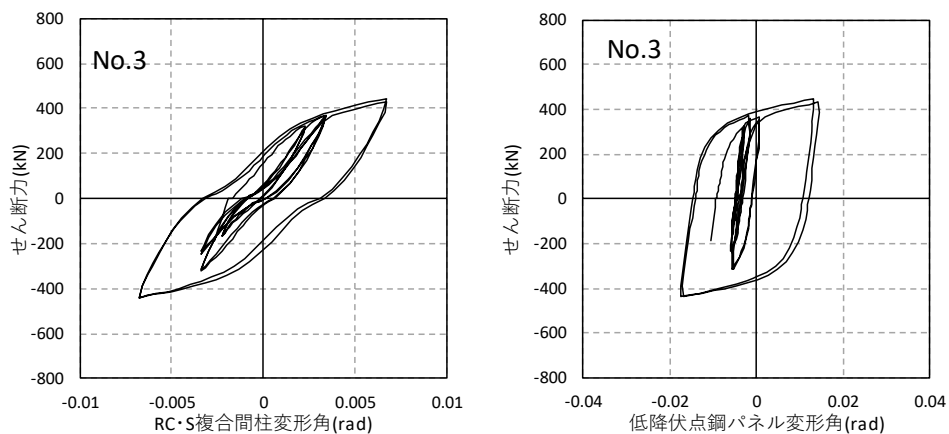


(c) RC・S 複合間柱(軸方向圧縮力)



(d) 低降伏点鋼パネル(軸方向圧縮力)

図 4.2.14-1 No.3 試験体のせん断力変形角関係



(e) RC・S 複合間柱(軸方向引張力)      (f) 低降伏点鋼パネル(軸方向引張力)

図 4.2.14-2 No.3 試験体のせん断力変形角関係



写真 4.2.3 No.3 試験体の加力状況 (3 回目, RC・S 複合間柱変形角 1/50rad)

### 4.2.3 考察

#### (a) RC・S 接合部のずれ変形

No.1 試験体～No.3 試験体の RC・S 接合部のずれ変形の比較を図 4.2.15 に示す。ずれ変形は RC 部を起点としてベース板端部のずれ変形を変位計で計測し、上下の RC・S 接合部ごとに平均した。なお、No.3 試験体は 1/2 縮尺なので計測値を 2 倍してスケールを合わせた。No.1 試験体は 1 回目の正載荷時に変動軸方向圧縮力を作用させて、1 回目の負載荷時

と2回目および3回目は軸方向力を作用させていない。この時のずれ変形は载荷の経過とともに増えていくが最大で0.45mm程度とわずかであった。No.2試験体およびNo.3試験体の2回目の正载荷では軸方向圧縮力が作用しているため、ずれ変形はほとんど生じなかった。No.2試験体の2回目の負载荷時には軸方向引張力が作用しているため、ずれ変形は1回目比べて大きくなったがNo.1試験体よりも小さい値となった。また、3回目の载荷で軸方向引張力を作用させたNo.3試験体では、圧縮時に比べてずれ変形が大きくなったものの、軸方向力を作用させないスタッド接合のNo.1試験体と比べて、ずれ変形が小さくなった。これはU字筋の効果で引張時のベース板の浮き上がりを抑制したためと考えられる。

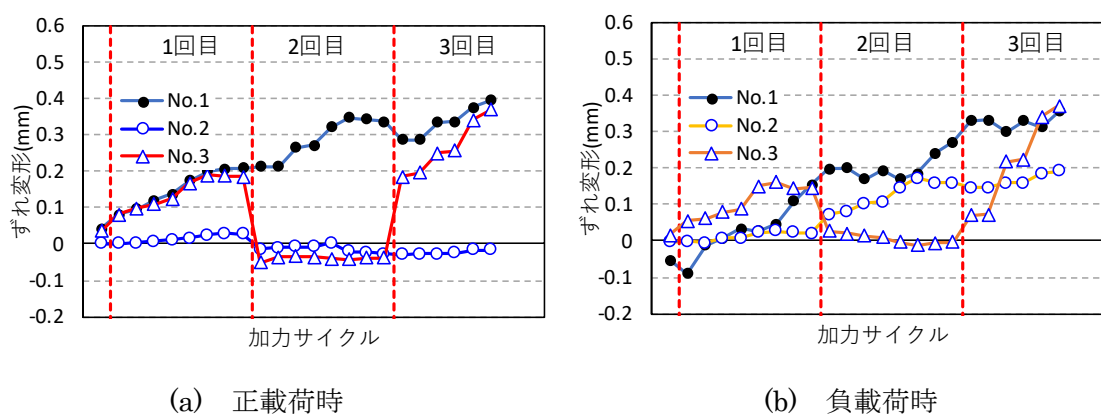
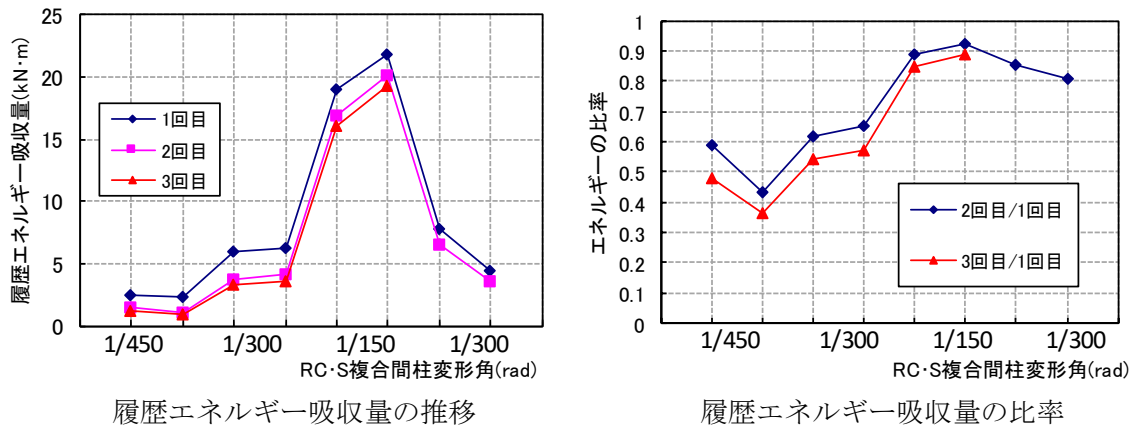


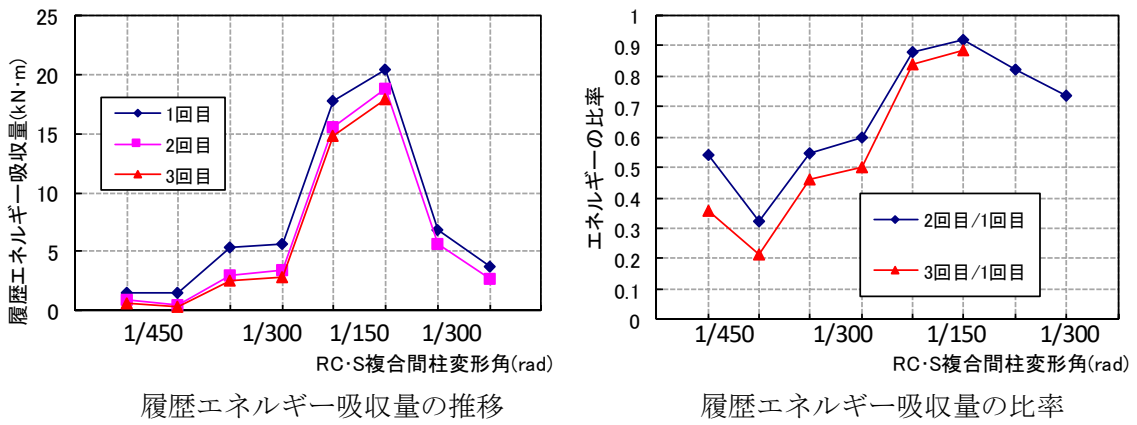
図 4.2.15 RC・S 接合部のずれ変形の比較

#### (b) 履歴エネルギー吸収性能

No.1試験体について、各サイクルごとの履歴エネルギー吸収量の推移およびレベル2相当载荷ごとの履歴エネルギー吸収量の比率を図4.2.16に示す。図中の(a)はRC・S複合間柱を示し、(b)は低降伏点鋼パネル部を示す。レベル2相当载荷の1回目は正载荷時に変動軸方向圧縮力を作用させているため履歴エネルギー吸収量が大きくなった。繰り返しの履歴エネルギー吸収性能への影響は2回目と3回目の加力を比較するとほとんどないことがわかる。



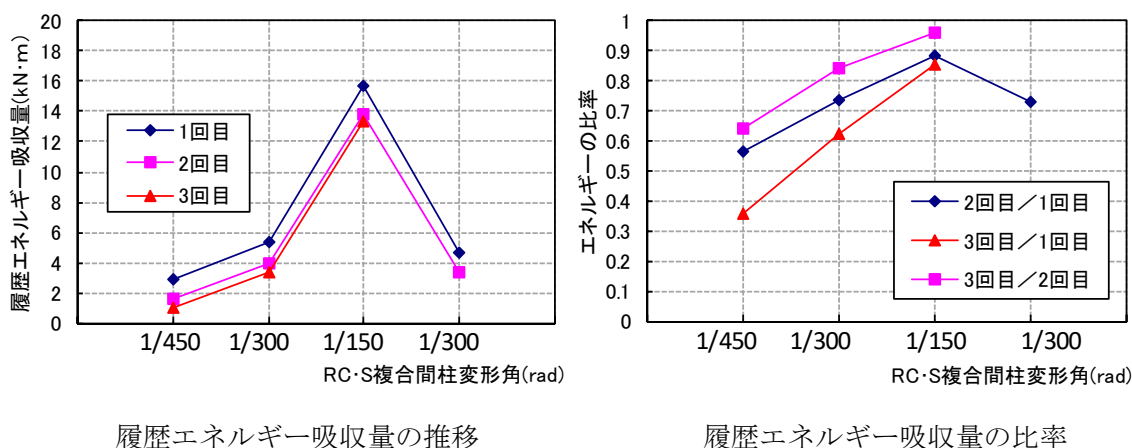
(a) RC・S 複合間柱



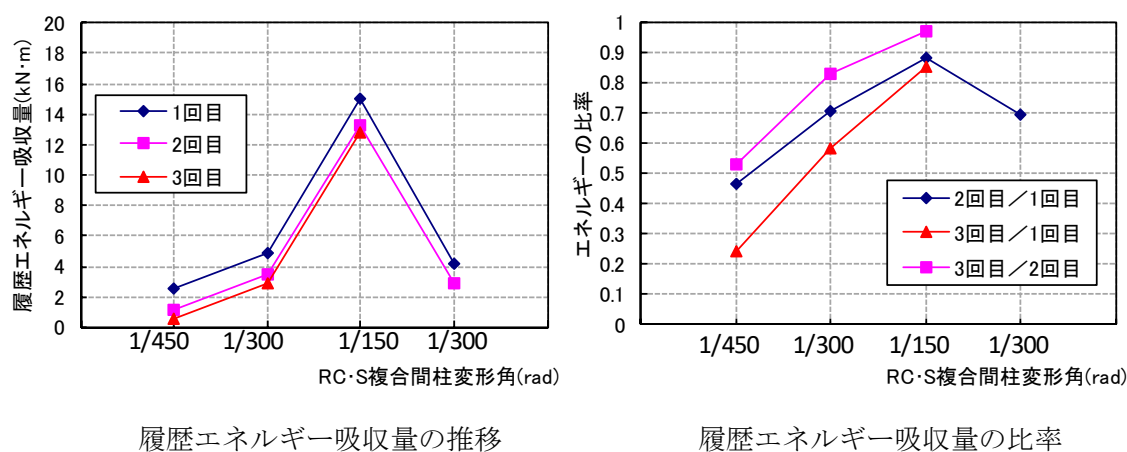
(b) 低降伏点鋼パネル

図 4.2.16 No.1 試験体の履歴エネルギー吸収量の比較

No.2 試験体について、各サイクルごとの履歴エネルギー吸収量の推移およびレベル 2 相当載荷ごとの履歴エネルギー吸収量の比率を図 4.2.17 に示す。図中の(a)は RC・S 複合間柱を示し、(b)は低降伏点鋼パネル部を示す。レベル 2 相当載荷の 2 回目と 3 回目は引張軸力の影響で履歴ループが細くなり、1 回目比べて履歴エネルギー吸収量も低下した。3 回目は 2 回目に比べてわずかに履歴エネルギー吸収量が低下したが、これは繰り返しの RC 部の損傷によりパネルの変形が少なくなったものと考えられる。



(a) RC・S 複合間柱



(b) 低降伏点鋼パネル

図 4.2.17 No.2 試験体の履歴エネルギー吸収量の比較

No.3 試験体について、各サイクルごとの履歴エネルギー吸収量の推移およびレベル 2 相当載荷ごとの履歴エネルギー吸収量の比率を図 4.2.18 に示す。図中の棒グラフは各サイクルごとの履歴エネルギー吸収量を示し、折れ線は 1 回目に対する 2 回目および 3 回目の履歴エネルギー吸収量の比率を示す。No.3 試験体について、RC 部に対する軸方向力(N)の割合は、レベル 2 相当載荷の 2 回目においてコンクリート断面に対して  $N/(F_c \cdot b \cdot D)$  で最大 0.17 程度の軸方向圧縮力を作用させ、3 回目において主筋断面積に対して  $N/(\Sigma A_g \cdot \sigma_y)$  で最大 0.17 程度の軸方向引張力を作用させた。軸方向圧縮力が作用する場合、RC・S 複合間柱の履歴エネルギー吸収量は軸方向力がない場合の 1.3~1.6 倍となるが、軸方向引張軸力が

作用する場合は軸方向力が作用しない場合の 0.7 倍以下となった。

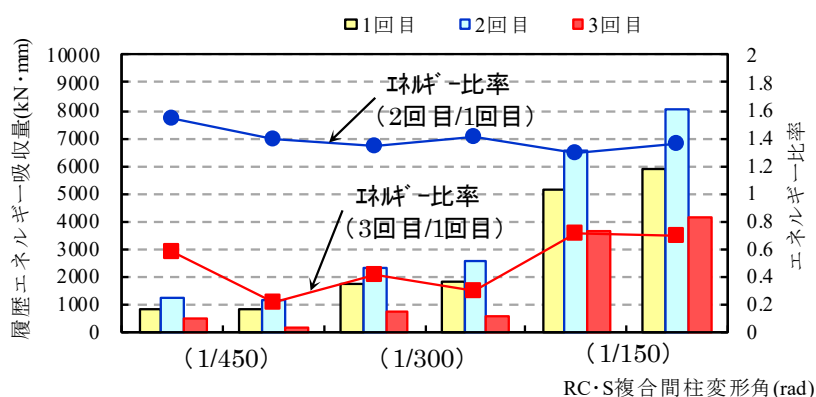


図 4.2.18 No.3 試験体の履歴エネルギー吸収量の比較

(c) U 字筋の効果

No.2 試験体および No.3 試験体では、RC・S 複合間柱に軸方向引張力が作用することを想定して、引張力を伝達するための U 字筋を低降伏点鋼パネルのフランジ板の位置にフレア溶接している。ここで、U 字筋を含めた RC 部の主筋に占める U 字筋の断面積比を U 字筋比( $pu$ )と定義し次式で示す。

$$pu = \frac{\sum uA_g}{(\sum A_g + \sum uA_g)} \quad \dots (4.2.1)$$

記号  $A_g$  : RC 部主筋の断面積(mm<sup>2</sup>)

$uA_g$  : U 字筋の断面積(mm<sup>2</sup>)

No.2 試験体は  $pu=0.17$ 、No.3 試験体は  $pu=0.13$  となり RC 部の主方向鉄筋の 1 割から 2 割程度である。

U 字筋に生じたひずみの履歴を図 4.2.19 および図 4.2.20 に示す。また、U 字筋へのひずみゲージ貼付位置を図 4.2.21 に示す。形状は異なるが、ひずみを測定した位置は No.2 試験体および No.3 試験体ともに同じ位置である。No.2 試験体については、U 字筋は D25(SD390)を使用している。軸方向力を作用させない場合は変形角に応じて RC 部の曲げ変形によるひずみが生じている。正載荷時は変動軸方向圧縮力を作用させる範囲で、鉄筋にわずかな圧

縮ひずみが生じた。負荷荷時は変動軸方向引張力を作用させる範囲で、RC・S 複合間柱変形角  $1/150\text{rad}$  で最大  $800\mu$  程度の引張ひずみが生じた。これは鉄筋降伏応力の 40%程度に相当する。また、U 字筋のひずみより換算した 4 本の U 字筋の引張力の合計は作用している軸方向引張力の 20~30%となり、想定する軸方向力に対して弾性範囲内で有効に作用していることがわかる。

No.3 試験体については、U 字筋に D16(SD390)を使用している。軸方向力を作用させないときは、曲げ変形による鉄筋のひずみが生じ、最大で  $400\mu$  程度のひずみが生じている。軸方向圧縮力を作用させる時には、最大  $400\mu$  程度の圧縮ひずみが生じ、これは降伏応力の 20%程度に相当する。軸方向引張力を作用させる時には、最大  $1000\mu$  程度の引張ひずみが生じ、これは降伏応力の 50%程度に相当する。また、U 字筋のひずみより換算した 4 本の U 字筋の引張力の合計は作用させた軸方向引張力の 39~48%となり、U 字筋は想定する軸方向力に対して弾性範囲内で有効に作用していることがわかる。

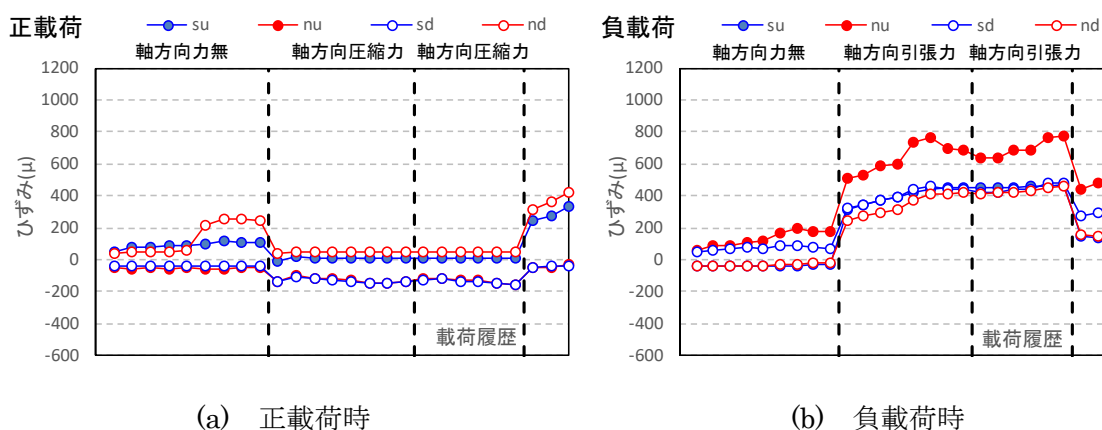


図 4.2.19 No.2 試験体の U 字筋のひずみ

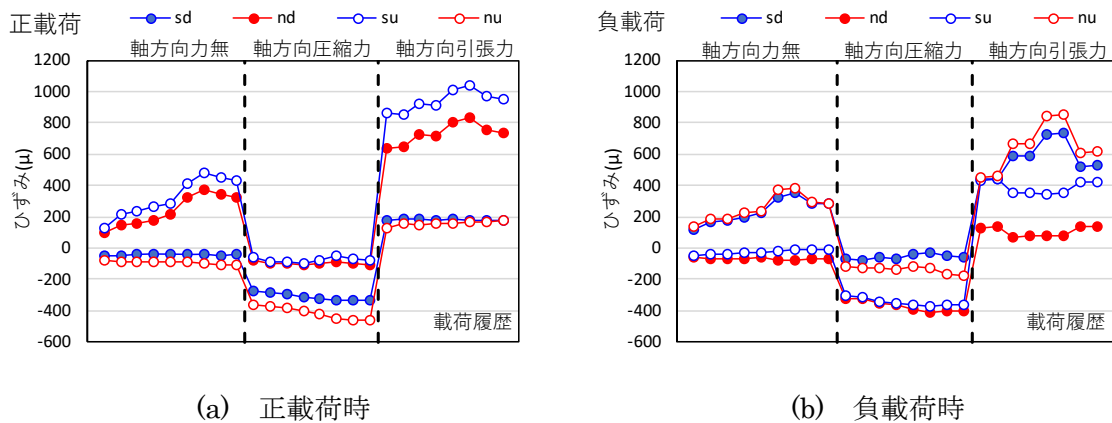


図 4.2.20 No.3 試験体の U 字筋のひずみ

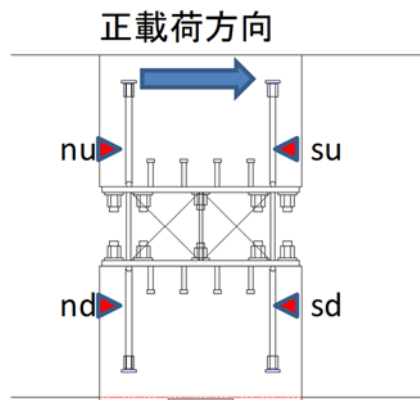


図 4.2.21 No.2 試験体および No.3 試験体の U 字筋のひずみゲージ貼付位置

### 4.3 シリーズⅡ(面外方向変形)の実験

シリーズⅡでは、非埋込み型 RC・S 複合間柱を対象として、面外方向変形の影響を検討テーマとして実施した構造実験について述べる。

#### 4.3.1 実験計画

##### (a) 試験体

試験体を図 4.3.1～図 4.3.3 および表 4.3.1 に示す。なお、No.4 試験体と No.5 試験体は同一の断面・配筋とする。試験体は実大サイズの試験体とする。本試験体の検討テーマは RC・

S 複合間柱の面外方向の特性評価である。特に、面外変形が面内変形の履歴エネルギー吸収性能に及ぼす影響に着目する。そこで、No.4 試験体には最初に  $R_c=1/150\text{rad}$  までの面外方向の荷重を実施した後に、続けて面内方向の荷重を実施する。No.5 試験体には最初に面内方向荷重を実施し後に、続けて面外方向荷重を実施する。両試験体の履歴ループや履歴エネルギー吸収量を比較することで面外方向変形の影響を検討する。

No.4 試験体と No.5 試験体について、RC 柱は幅  $b \times$  せい  $D=620 \times 980(\text{mm})$  であり、高さは  $781\text{mm}$  である。主筋は、 $4+2\text{-D}35(\text{SD}390)$  とする。帯筋は  $2\text{-D}16(\text{SD}295\text{A})$  を  $80\text{mm}$  ピッチに配筋し、低降伏点鋼パネルの近傍については、横拘束を高めるため  $4\text{-D}16(\text{SD}295\text{A})$  を 2 セット配筋する。No.4 試験体および No.5 試験体に使用した低降伏点鋼パネルを図 4.2.3 に示す。低降伏点鋼パネルは 2 章で示した TYPE23 (LY225 材) であり、ウェブ板、フランジ板、リブ板およびベース板で構成される。ベース板には頭付きスタッドの他に末端に 180 度フックを設けた U 字筋をフレア溶接する。U 字筋は軸方向引張力の伝達力を向上させるために設け、その溶接位置はフランジ位置とする。材料試験結果を表 4.3.2 に示す。

表 4.3.1 シリーズ II 試験体一覧

試験体	RC 部	S 部 (低降伏点鋼パネル)	特徴
No.4 試験体	$b \times D=600 \times 850\text{mm}$ $h=781\text{mm}$ $F_c:27\text{N/mm}^2$ 主筋: $4\text{-D}35(\text{SD}390)$ $+2\text{-D}25(\text{SD}390)$ 補強筋: $\text{D}16(\text{SD}295\text{A})$ S 近傍: $4$ 巻 $\times 2$ 一般部: $2\text{-@}80$	$B/t=33$ (横 2 縦 2) ウェブ板 $6\text{mm}(\text{LY}225)$ フランジ板 $12,16\text{mm}(\text{SM}490)$ ベース板 $19\text{mm}(\text{SM}490)$ リブ $6\text{mm}(\text{SS}400)$ 頭付スタッド <sup>*</sup> $7\text{-}\phi 19$ , $h=150\text{mm}$ U 字筋( $\text{D}25, \text{SD}390$ )	面外荷重 $\rightarrow$ 面内荷重
No.5 試験体	No.4 と同じ	No.4 と同じ	面内荷重 $\rightarrow$ 面外荷重

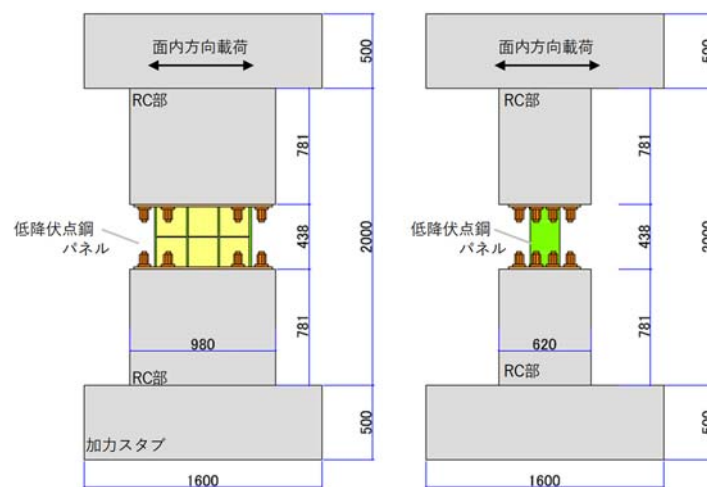


図 4.3.1 No.4・No.5 試験体の概要

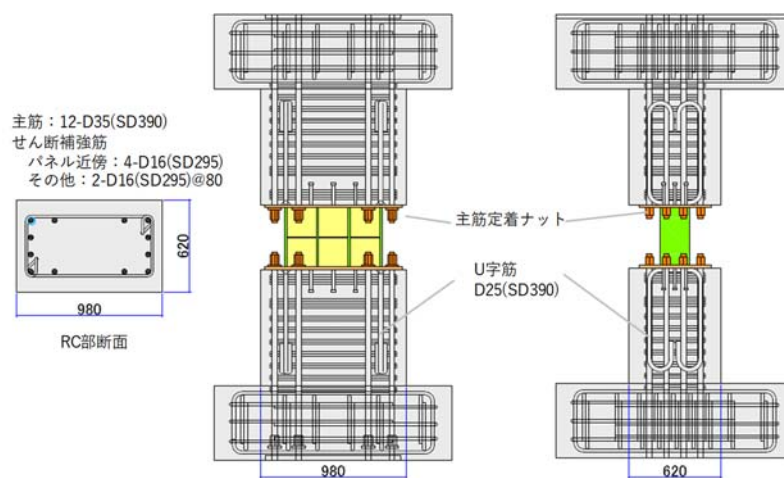


図 4.3.2 No.4 試験体, No.5 試験体の配筋詳細

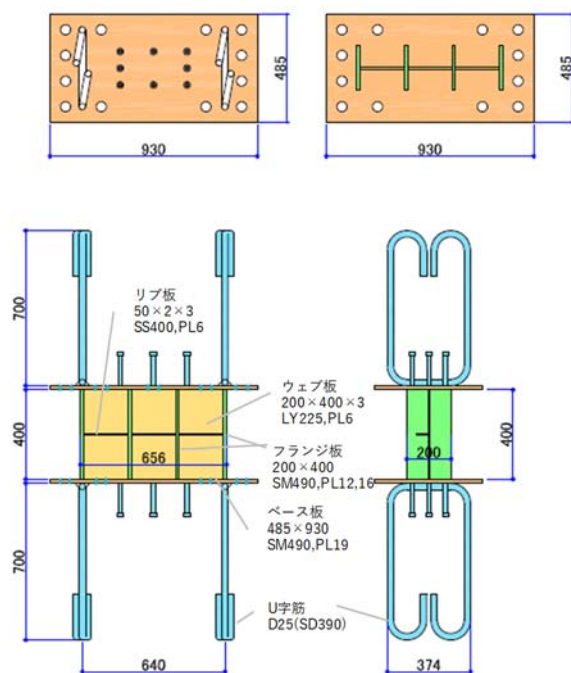


図 4.3.3 No.4 試験体, No.5 試験体の低降伏点鋼パネル

表 4.3.2 No.4 試験体, No.5 試験体の材料試験結果

鉄筋・鋼材 (材料種別)	ヤング係数 ( $\times 10^5 \text{N/mm}^2$ )	降伏強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )
D35(SD390)	1.81	459	687
D29(SD390)	1.79	448	663
D16(SD295)	1.87	366	539
PL6(LY225)	1.97	216	322
PL6(SM490)	2.14	407	576
PL12(SM490)	2.04	374	534
PL16(SM490)	2.05	371	539
PL19(SM490)	2.07	346	538
コンクリート	割線剛性 ( $\times 10^5 \text{N/mm}^2$ )	圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	割裂強度 ( $\text{N/mm}^2$ )
Fc35	0.295	35.1	2.98

## (b) 荷重方法

加力装置を図 4.3.4 に示す。試験体の荷重はシリーズ I と同様に逆対称荷重とする。加力スケジュールを図 4.3.5 に示す。また、各試験体の面内荷重時に作用させた軸方向力の一覧を表 4.3.3 に示す。No.4 試験体は面外方向荷重の後、試験体を 90 度回転させて面内方向荷重を行う。No.5 試験体は、No.4 試験体とは逆の順序で荷重を行う。

実際の地震動による建物の揺れは 1 方向ではなく任意方向となるので、荷重方法としては 2 方向同時荷重が望ましいが、実験装置の制約により、面内荷重と面外荷重を連続した 1 方向荷重の実験とする。

荷重の制御は両試験体とも、水平変形を RC・S 複合間柱の試験区間高さで除した水平変形角 ( $R_c$ ) で行う。面外方向荷重は  $R_c=1/1000\text{rad}$  を正負 1 回繰り返した後、 $R_c=1/450, 1/300, 1/150\text{rad}$  を各 2 回ずつ繰り返す正負交番漸増荷重とする。シリーズ I と同様に、面内方向荷重は、 $R_c=1/1000\text{rad}$  を正負 1 回繰り返した後、レベル 2 相当の荷重として  $R_c=1/450, 1/300, 1/150, 1/300\text{rad}$  を各 2 回ずつ繰り返す。

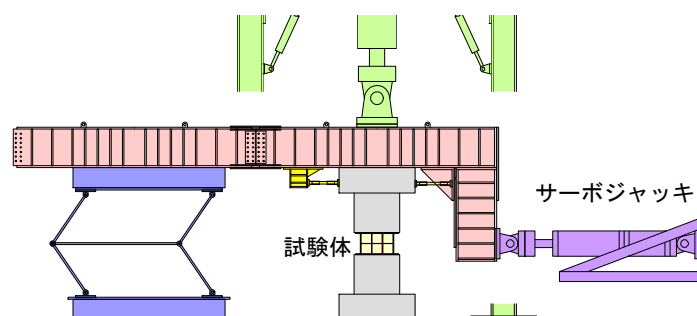
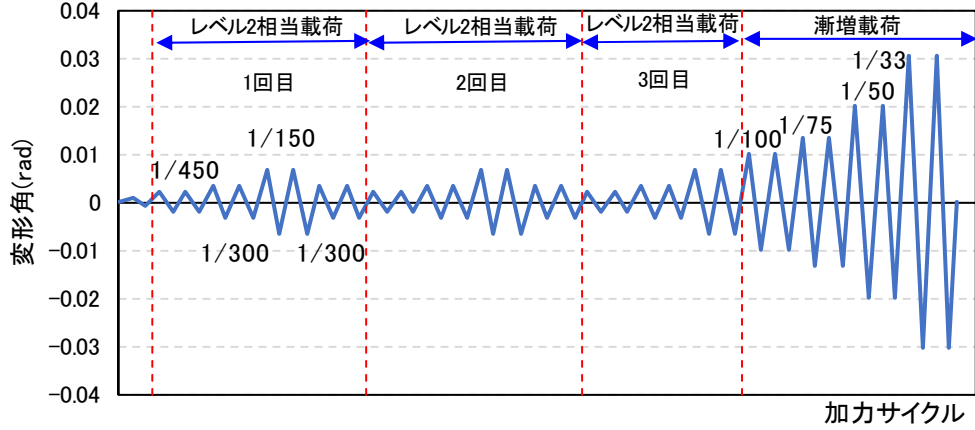


図 4.3.4 加力装置

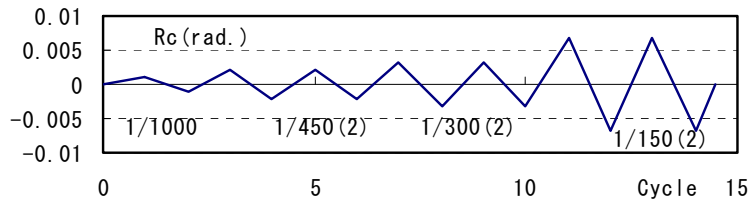
表 4.3.3 軸方向力一覧

試験体	レベル 2 相当 荷重 1 回目	レベル 2 相当 荷重 2 回目	レベル 2 相当 荷重 3 回目	漸増荷重
No.4 試験体	無	圧縮 1000kN	圧縮 2500kN	無
No.5 試験体	無	圧縮 2500kN	引張 1000kN	無

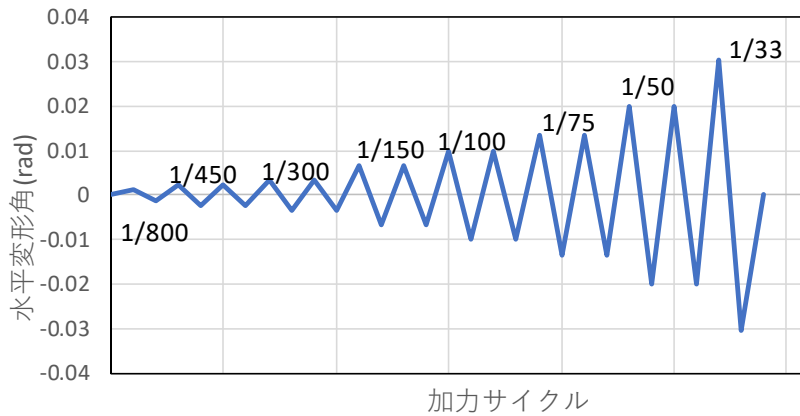
No.4試験体	軸方向力無し	軸方向圧縮力 1000kN	軸方向圧縮力 2500kN	軸方向力無し
No.5試験体	軸方向力無し	軸方向圧縮力 2500kN	軸方向引張力 1000kN	軸方向力無し



(a) 面内載荷



(b) No.4 試験体の面外載荷



(c) No.5 試験体の面外載荷

図 4.3.5 加力スケジュール

### 4.3.2 実験結果

No.4 試験体について、面内方向載荷前の面外方向載荷のせん断力と変形角との関係を図 4.3.6 に示す。面外方向載荷では、 $R_c=1/450\text{rad}$  で柱に曲げひび割れが発生し、 $R_c=1/150\text{rad}$

まで曲げひび割れの進展が見られる程度であった。低降伏点鋼パネルのウェブ板の降伏は見られなかったが、 $R_c = 1/300\text{rad}$  でフランジ板の端部が降伏した。面外方向の復元力はやや逆 S 字形の傾向を示すものの概ね弾性的な挙動であった。

No.4 試験体の面外方向載荷後の面内方向載荷の履歴ループと No.5 試験体の面内方向載荷時の履歴ループの比較を図 4.3.7 に示す。No.4 試験体の履歴ループと No.5 試験体の履歴ループはほとんど同じであり、面外方向載荷の影響は見られなかった。

また、No.5 試験体の面内方向載荷後の面外方向載荷のせん断力変形角関係を図 4.3.8 に示す。事前の面内方向載荷で低降伏点鋼パネルのウェブ板およびフランジ板ともに降伏しているが、面外方向載荷の履歴ループは大変形時にも大きな耐力の低下は見られなかった。

本実験は 1 方向載荷の実験ではあったが、面外方向変形による面内方向変形のエネルギー吸収性能に影響はないため、2 方向同時載荷を受けた場合の部材の履歴エネルギー吸収性能については、面内変形相当分の変形に対する履歴エネルギー吸収性能を有すると考える。

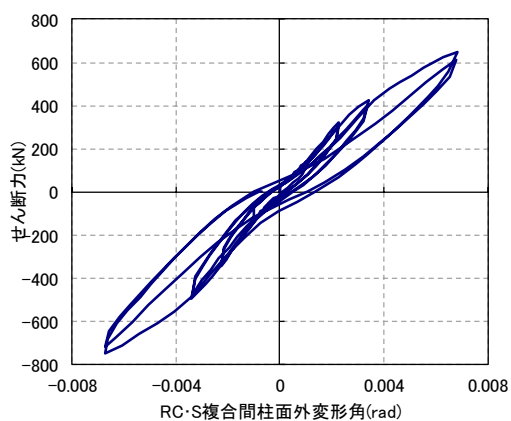


図 4.3.6 No.4 試験体の面外方向のせん断力変形角関係

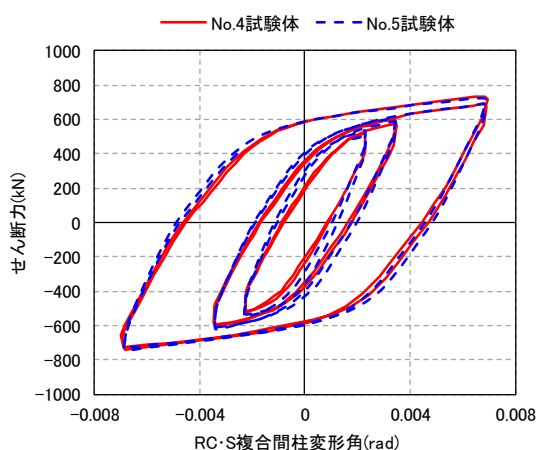


図 4.3.7 面内方向載荷履歴ループの比較

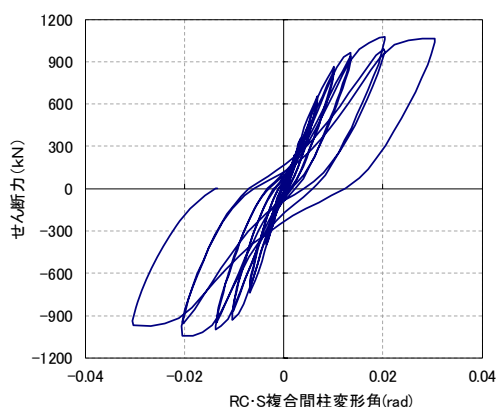


図 4.3.8 No.5 試験体の面外方向せん断力変形角関係

### 4.3.3 考察

#### (a) RC・S 接合部のずれ変形

面外載荷から面内載荷を実施した No.4 試験体と面内載荷から面外載荷を実施した No.5 試験体について、せん断力と RC・S 接合部のずれ変形との関係を図 4.3.9 および図 4.3.10 に示す。図 4.3.9(a)と図 4.3.10(a)を比較すると、最大ずれ変形は 0.1mm 程度で、面外方向載荷を受けた影響はほとんど見られなかった。軸方向力を作用させない場合に対して、軸方向圧縮力が作用すると、ずれ変形は小さくなり、軸方向引張力が作用すると、ずれ変形は大きくなるが、低降伏点鋼パネルのフランジ板の軸降伏耐力の 30%程度の軸方向引張力が作用した場合でも図 4.3.10(c)に示すように、最大のずれ変形は 0.2mm 程度であった。

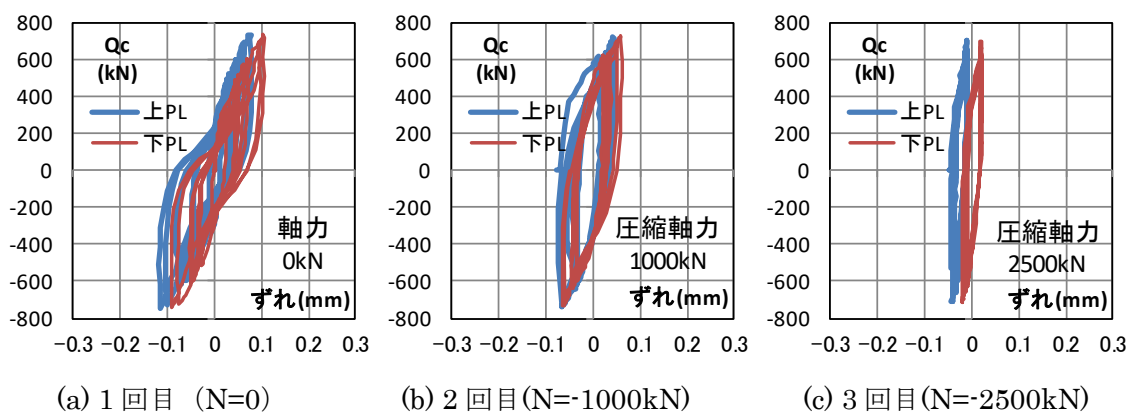


図 4.3.9 No.4 試験体のせん断力と RC S 接合部のずれ変形の関係

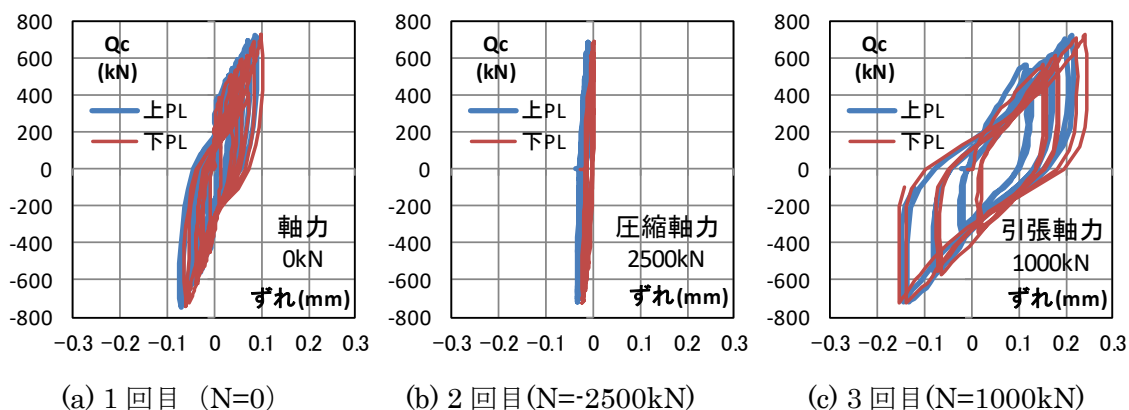


図 4.3.10 No.5 試験体のせん断力と RC・S 接合部のずれ変形の関係

(b) 履歴エネルギー吸収性能

No.4 試験体と No.5 試験体の面内方向荷重時のレベル 2 相当の 1 回目の荷重より、各サイクルの 2 回目の履歴エネルギー吸収量の比較を図 4.3.11 に示す。面外方向荷重を受けた No.4 試験体の履歴エネルギー吸収量がやや小さくなったが、両者に大きな差異はなく、本実験の変形範囲では、履歴エネルギー吸収性能に対する面外方向荷重の影響はほとんどない。

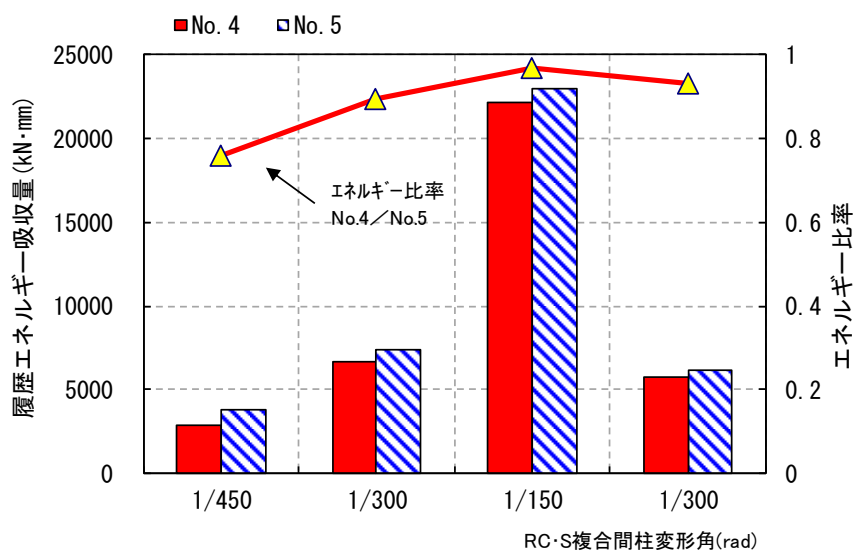


図 4.3.11 No.4 試験体と No.5 試験体の履歴エネルギー吸収量の比較

## 4.4 シリーズⅢ（低降伏点鋼パネルの交換）の実験

シリーズⅢでは、低降伏点鋼パネルの交換を考慮した RC・S 複合間柱の実験について述べる。No.6 試験体は低降伏点鋼パネルを高力ボルトにより交換が可能なボルト接合タイプの試験体である。No.7 試験体は、前述の No.3 試験体を実験終了後に、低降伏点鋼パネルのウェブ板を交換した溶接交換タイプの試験体である。

## 4.4.1 実験計画

## (a) 試験体

試験体を図 4.4.1-1～図 4.4.3 および表 4.4.1 に示す。No.6 試験体は実大サイズの試験体である。No.7 試験体は No.3 試験体の実験後の試験体を使用する。

表 4.4.1 シリーズⅢ試験体一覧

試験体	RC	S (低降伏点鋼パネル)	特徴
No.6 試験体	b×D=600×980mm h=643mm F <sub>c</sub> :36N/mm <sup>2</sup> 主筋：5-D41(SD490) +2-D25(SD490) 補強筋：D16(SD295A) S 近傍：4 巻×2 一般部：2-@80	B/t=33(横 3 縦 1) ウェブ板 6mm(LY225 材) フランジ板 12,16mm(SM490 材) ベース板 19mm(SM490 材) 頭付スット 8-φ19, h=150mm  交換する低降伏点鋼パネル B/t=33(横 3 縦 1) ウェブ板 6mm(LY100 材) フランジ板 12,16mm(SM490 材) ベース板 19mm(SM490 材)	ボルト接合タイプ  低降伏点鋼パネル を高力ボルトで交 換可能
No.7 試験体	No.3 試験体と同じ	No.3 試験体と同じ  再溶接したウェブ板 6mm(LY225 材)	溶接交換タイプ  低降伏点鋼パネル のウェブ板を交換

No.6 試験体（ボルト接合タイプ）の概要を図 4.4.1 に示す。RC・S 複合間柱は、柱中央の S 部（低降伏点鋼パネル）とその上下の RC 部分で構成される。RC 部の配筋を図 4.4.2 に示す。RC 柱は  $b \times D = 600 \times 980(\text{mm})$  で RC 部の高さは 643mm である。柱主筋は、 $5\text{-D}41(\text{SD}490) + 2\text{-D}25(\text{SD}490)$  とし、せん断補強筋については、低降伏点鋼パネルの近傍を、横拘束を高めるため  $4\text{-D}16(\text{SD}295\text{A})$  を 2 セット設置し、一般部は  $\text{D}16(\text{SD}295\text{A})$  を 80mm ピッチに配筋する。No.6 試験体に使用した低降伏点鋼パネル試験体を図 4.4.3 に示す。低降伏点鋼パネルは、ウェブ板、フランジ板、リブ板およびベース板で構成される部分と、RC 部に取り付けるための接続部材から成り、両者を高力ボルト接合することで中央部の取り外しが可能である。最初にウェブ板を LY225 材とした用いた低降伏点鋼パネルを用いて実験を実施し、その後ウェブ板を LY100 材とした低降伏点鋼パネルに交換をして実験を実施する。接続部材のベース板には頭付きスタッドのほか末端を 180 度フックとした U 型筋とフレア溶接している。U 字筋の溶接位置は 4 枚あるフランジ板のうち内側 2 枚のフランジ板に近い位置とする。材料試験結果を表 4.4.2 に示す。

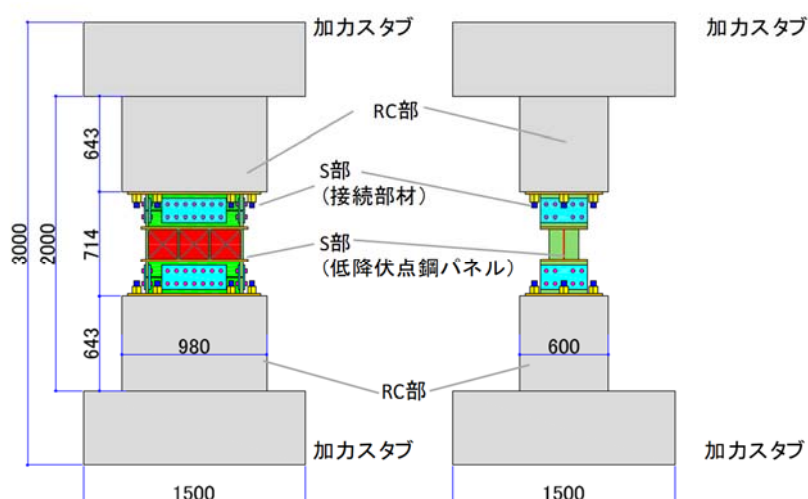


図 4.4.1 No.6 試験体の概要

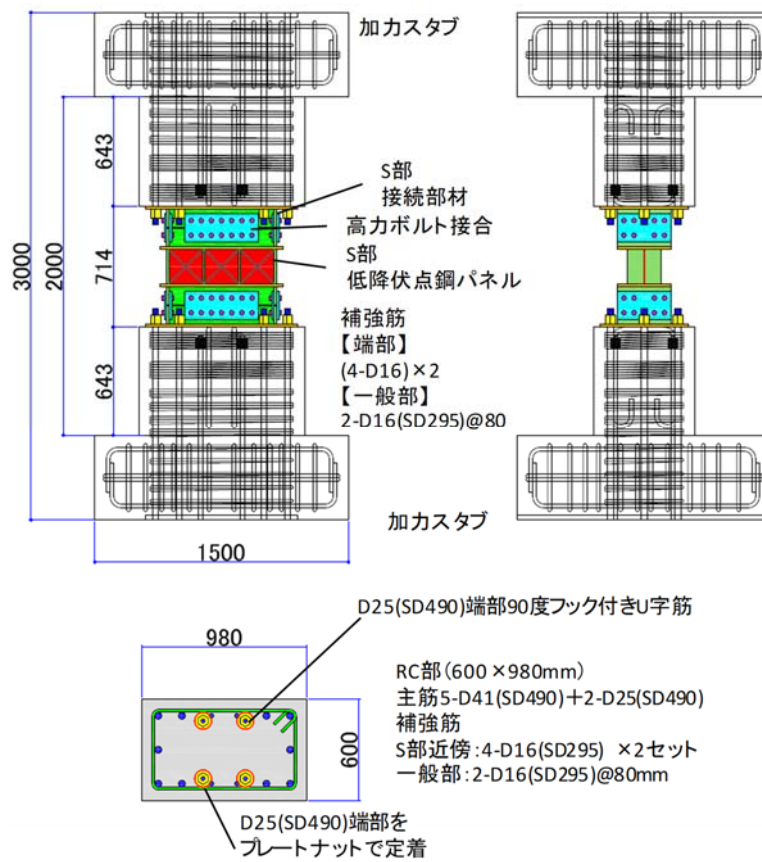


図 4.4.2 No.6 試験体の配筋

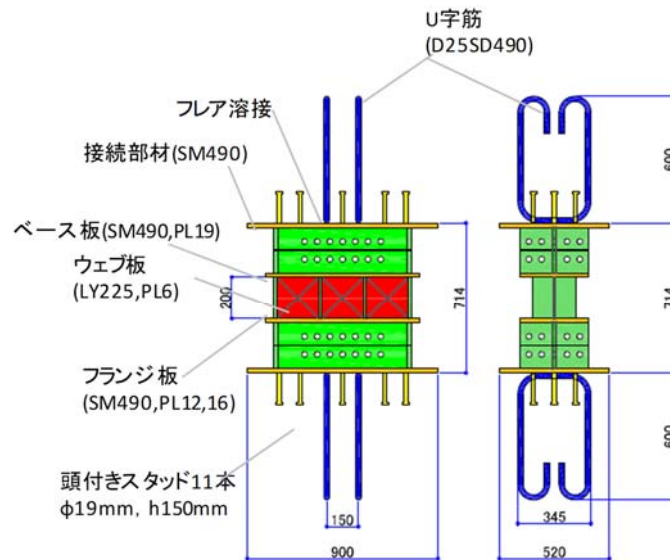


図 4.4.3 No.6 試験体の低降伏点鋼パネルと接続部材

表 4.4.2 No.6 試験体の材料試験結果

コンクリート	ヤング係数 $\times 10^4 \text{N/mm}^2$	圧縮強度 $\text{N/mm}^2$	割裂強度 $\text{N/mm}^2$	
Fc360	3.19	35.6	3.35	
鋼板	ヤング係数 $\times 10^5 \text{N/mm}^2$	降伏強度 $\text{N/mm}^2$	引張強度 $\text{N/mm}^2$	伸び %
PL6 (LYP100)	2.06	98	266	52.5
PL6 (LYP235)	2.14	227	328	43.1
PL6 (SM490)	2.14	428	564	28.4
PL12 (SM490)	2.19	385	568	34.0
PL16 (SM490)	2.15	359	549	40.1
PL19 (SM490)	2.15	405	562	39.9
PL22 (SM490)	2.17	445	598	35.2
鉄筋	ヤング係数 $\times 10^5 \text{N/mm}^2$	降伏強度 $\text{N/mm}^2$	引張強度 $\text{N/mm}^2$	
D41 (SD490)	2.00	530	705	
D25 (SD490)	2.00	566	746	
D16 (SD295)	1.90	367	559	

No.7 試験体（溶接交換タイプ）は、No.3 試験体とすべて同じ仕様である。No.3 試験体として実験終了後、ウェブ板の外周をガス切断しウェブ板を除去した。ウェブ板を除去後、グラインダーで残り部分を除去し、新しいウェブ板を再び隅肉溶接した。新しいウェブ板は LY225 材で No.3 試験体と同じ板より採取した。

#### (b) 載荷方法

加力装置を図 4.4.4 に示す。シリーズ I・II と同様に試験体の水平載荷は、逆対称載荷とする。加力スケジュールを図 4.4.5 に示す。加力スケジュールは、 $R_c=1/1000\text{rad}$  を正負 1 回繰り返した後、レベル 2 相当の地震動を想定した  $1/450$ ,  $1/300$ ,  $1/150$ ,  $1/300\text{rad}$  の水平変形角を各 2 回ずつ繰り返す一連の載荷を行う。水平載荷時の軸方向力は表 4.4.2 に示す。No.6 試験体の変動軸方向力は正載荷時に水平力の 55% に相当する変動軸方向圧縮力を作用させる。No.7 試験体は、No.3 試験体と同様に 1 回目は軸方向力無し、2 回目は軸方向圧縮力 860kN、3 回目は軸方向引張力 430kN を作用させる。

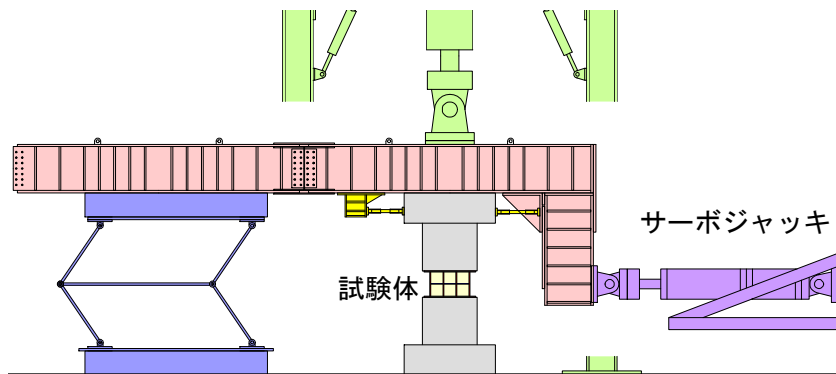


図 4.4.4 加力装置

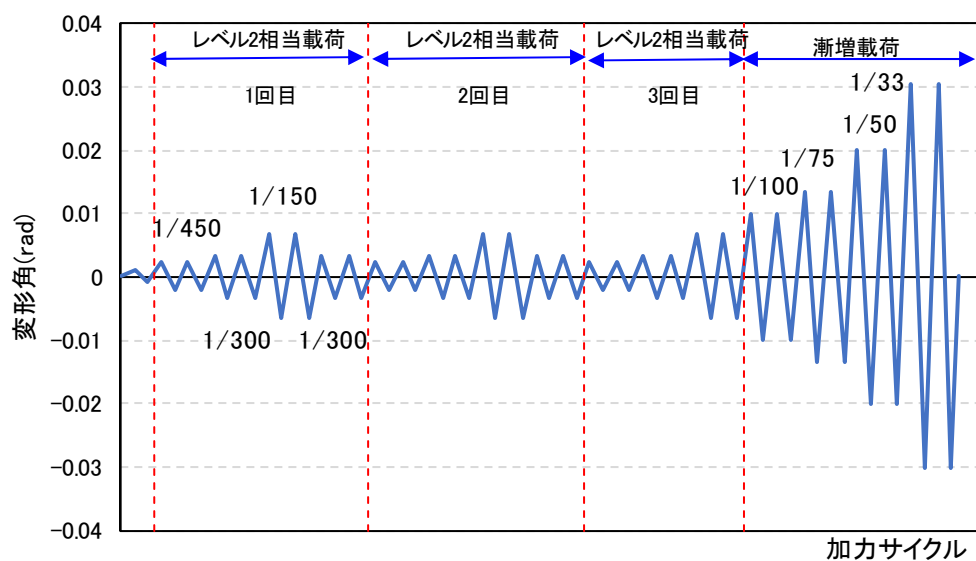


図 4.4.5 加力スケジュール

表 4.4.2 軸方向力一覧

試験体	レベル 2 相当 载荷 1 回目	レベル 2 相当 载荷 2 回目	レベル 2 相当 载荷 3 回目	漸増载荷時
No.6 試験体	変動	無	無	無
No.7 試験体	無	圧縮 860kN	引張 430kN	無

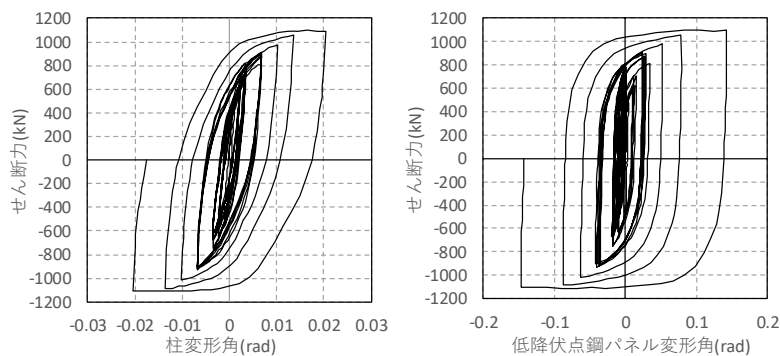
#### 4.4.2 実験結果と考察

No.6 試験体の実験経過とせん断力変形角関係について述べる。低降伏点鋼パネルのウェブ板に LY225 材を使用した最初の RC・S 複合間柱全体および低降伏点鋼パネルのせん断力変形角関係を図 4.4.6 に示す。レベル 2 相当の載荷について 1 回目から 3 回目のせん断力変形角関係を図 4.4.7 および図 4.4.8 に示す。次に、低降伏点鋼パネルのみを新しい部材（ウェブ板は LY100 材）に交換した RC・S 複合間柱全体および低降伏点鋼パネルのせん断力変形角関係を図 4.4.9 に示す。また、レベル 2 相当の載荷の 1 回目から 3 回目のせん断力変形角関係を図 4.4.10 および図 4.4.11 に示す。

低降伏点鋼パネルについては、レベル 2 相当載荷でウェブ板およびフランジ板は降伏したが、3 回の載荷終了時においてウェブ板に面外変形などの目視できる変化は見られなかった。RC・S 複合間柱の変形角が  $1/100\text{rad}$ （パネル変形角で約  $1/20\text{rad}$ ）においてウェブ板に面外変形が見られたが、漸増載荷終了時に低降伏点鋼パネルに亀裂は見られなかった。低降伏点鋼パネルのウェブ板を LY100 材を用いた部材に交換した後も、ほぼ同じような経過となった。

RC 部については、低降伏点鋼パネルに LY225 材を用いた最初の実験では、レベル 2 相当の 1 回目に RC 部に曲げひび割れが生じたが、ピーク時の RC 部のひび割れ幅は  $0.3\text{mm}$  程度であり、残留ひび割れ幅は  $0.02\text{mm}$  とわずかであった。2 回目および 3 回目の繰り返し時には、ひび割れの進展が見られたがひび割れ幅の大きさは変わらなかった。低降伏点鋼パネルの交換前では、最大で  $1/50\text{rad}$  まで変形させたが RC 部の残留ひび割れ幅は  $0.02\text{mm}$  程度であり、RC 部の損傷は軽微なものであった。主筋のひずみは最大で  $1000\mu$  程度、せん断補強筋のひずみは最大で  $800\mu$  程度であった。低降伏点鋼パネルのウェブ板は RC・S 複合間柱の変形角が  $1/100\text{rad}$  以降に面外変形が目立つようになってきたが、耐力の低下は生じなかった。次に、ウェブ板に LY100 材を用いた低降伏点鋼パネルに交換した実

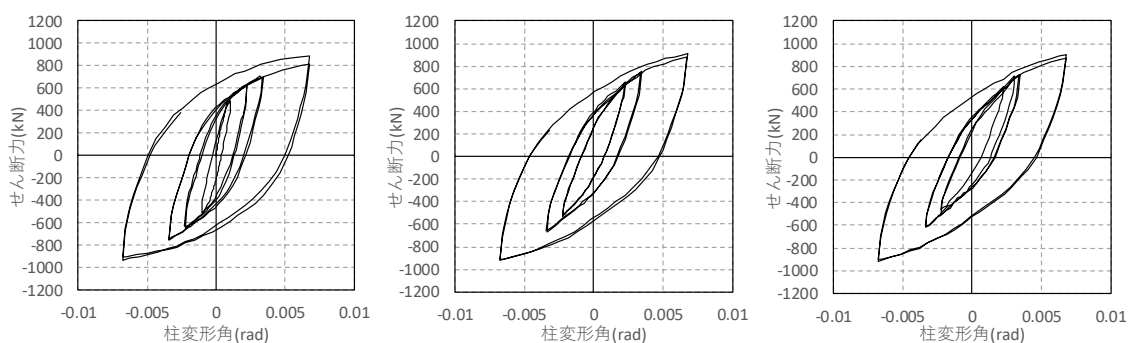
験では、繰り返し载荷後も RC 部の損傷は交換前とほとんど変わらず RC 部の最大残留ひび割れ幅は 0.02mm 程度であった。



(a) RC・S 複合間柱

(b) 低降伏点鋼パネル

図 4.4.6 No.6 試験体のせん断力変形関係 (低降伏点鋼パネル LY225 材, 交換前)

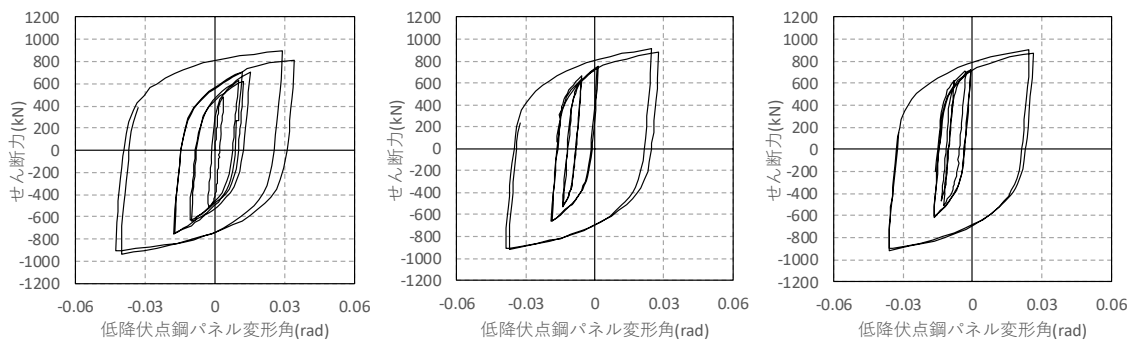


(a) 1回目

(b) 2回目

(c) 3回目

図 4.4.7 No.6 試験体のせん断力変形関係 (LY225 材)

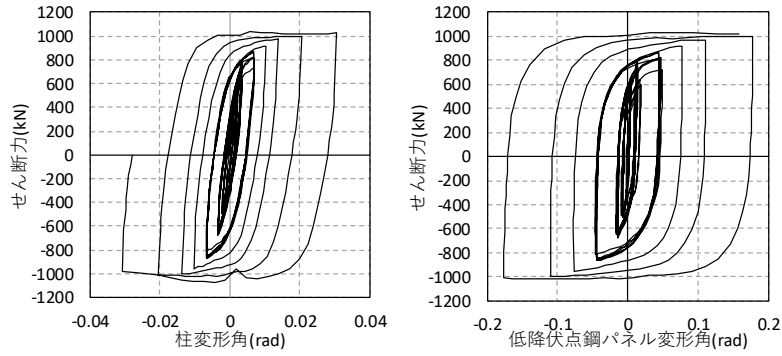


(a) 1回目

(b) 2回目

(c) 3回目

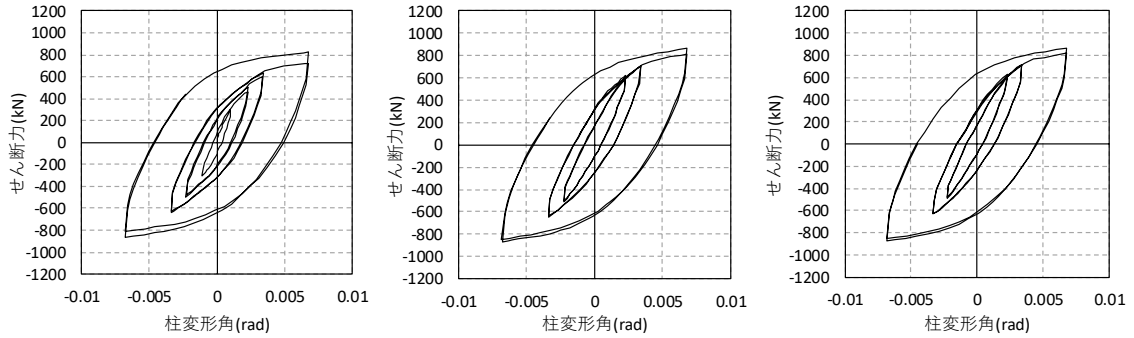
図 4.4.8 No.6 試験体の低降伏点鋼パネルのせん断力変形関係 (LY225 材)



(a) RC・S 複合間柱

(b) 低降伏点鋼パネル

図 4.4.9 No.6 試験体のせん断力変形関係 (低降伏点鋼パネル LY100 材, 交換後)

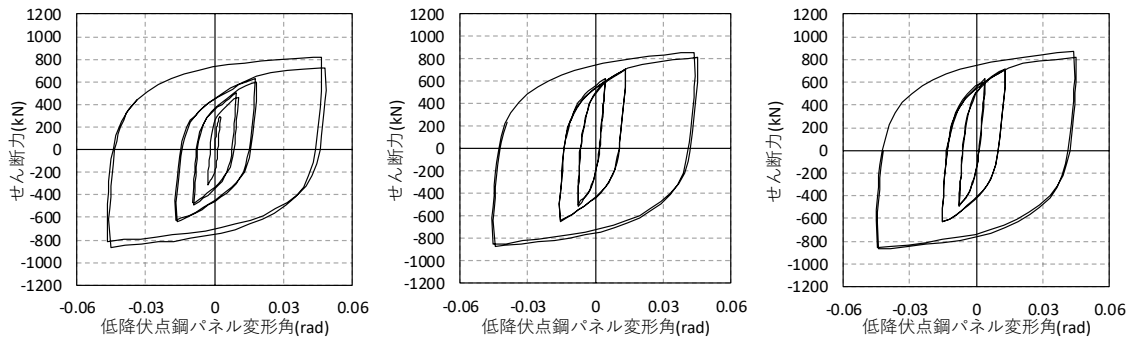


(a) 1回目

(b) 2回目

(c) 3回目

図 4.4.10 No.6 試験体のせん断力変形関係 (LY100 材)

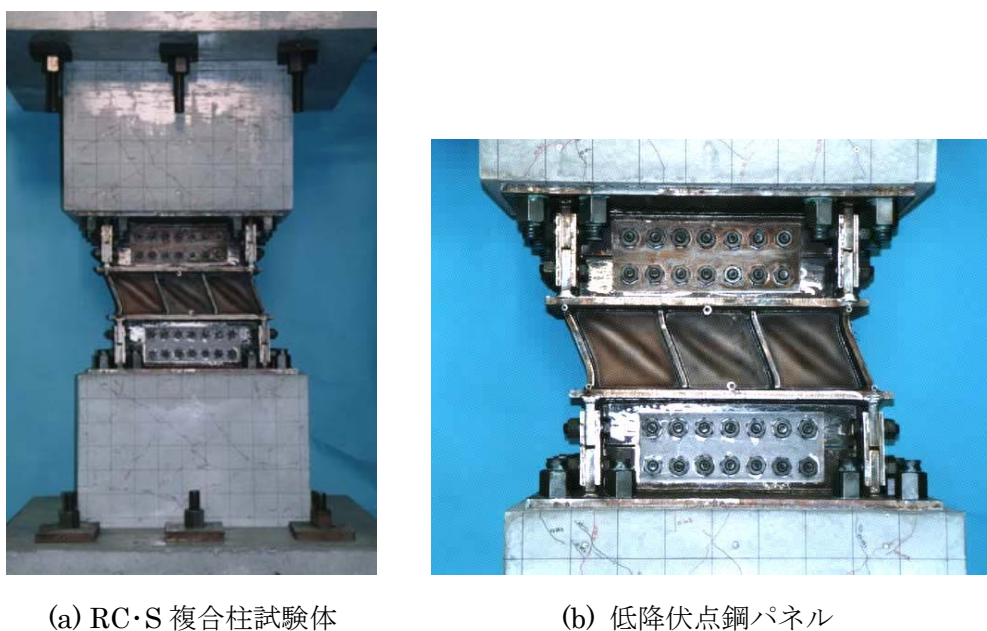


(a) 1回目

(b) 2回目

(c) 3回目

図 4.4.11 No.6 試験体の低降伏点鋼パネルのせん断力変形関係 (LY100 材)



(a) RC・S 複合柱試験体

(b) 低降伏点鋼パネル

写真 4.4.2 No.6 試験体の実験状況

No.7 試験体のせん断力変形角関係を図 4.4.12～図 4.4.14 に示す。図には実線で交換前のせん断力変形角関係を示し、点線で交換後のせん断力変形角関係を示す。低降伏点鋼パネルを高力ボルト接合とした場合も、履歴エネルギー吸収性能に富んだ紡錘形の履歴ループを示し、大変形時においても耐力の低下が見られなかった。また、低降伏点鋼パネルを交換した後も安定した履歴エネルギー吸収性能を示し、大変形時においても耐力の低下は生じなかった。ウェブ板交換後の実験状況を写真 4.4.3 に示す。また、 $R_c=1/150\text{rad}$  における 2 サイクル目の履歴エネルギー吸収量の比較（交換前と交換後）、および低降伏点鋼パネルのウェブ板の交換前に対する交換後の履歴エネルギー吸収量の割合を図 4.4.15 に示す。交換後の試験体は、フランジ板が降伏し、RC 部が繰り返しの損傷を受けているので、交換前に比べてやや小さい履歴エネルギー吸収量であったが、元の性能の 80%以上は確保できている。また、図 4.4.15 の軸方向力が作用しない時の比較では、RC・S 複合間柱が初期に経験した履歴ループと交換前の一連の载荷を経験したものととの比較になるため、他の比較と比べてその差が大きくなった。

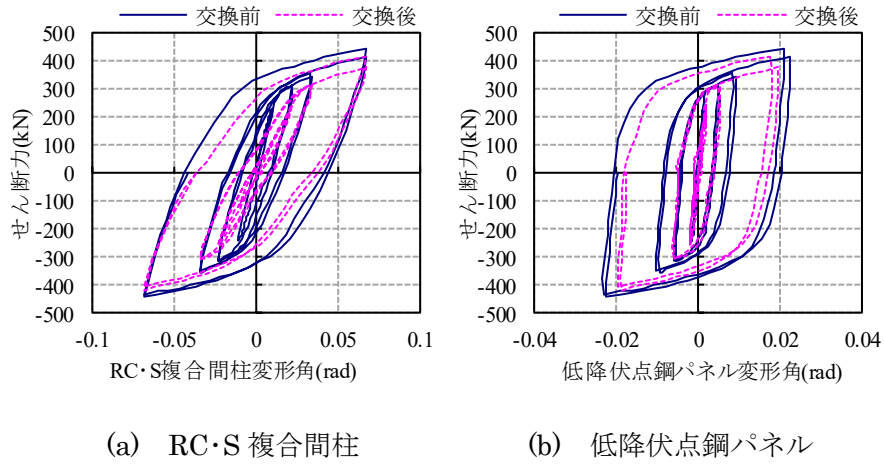


図 4.4.12 No.7 試験体の軸方向力が作用しない場合のせん断力変形角関係の比較

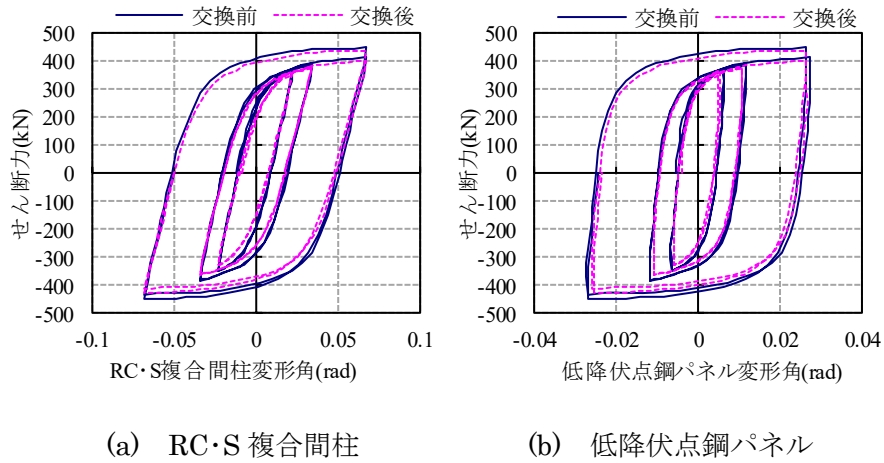


図 4.4.13 No.7 試験体の軸方向圧縮力が作用した場合のせん断力変形角関係の比較

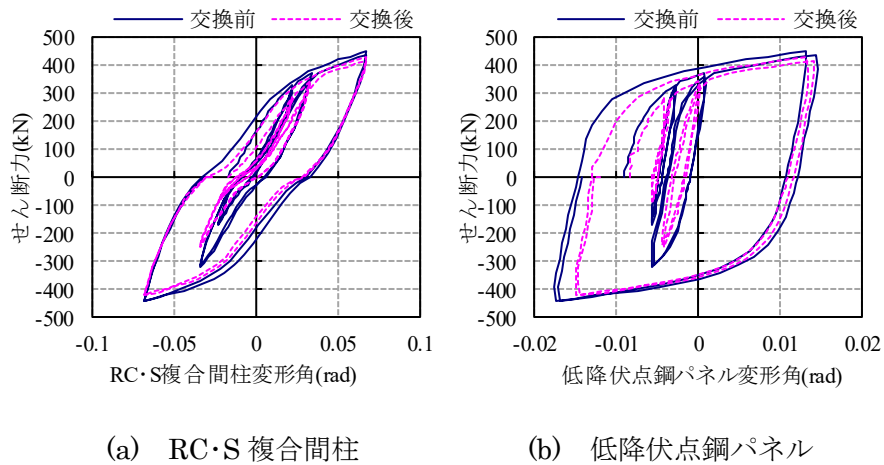


図 4.4.14 No.7 試験体の軸方向引張力が作用した時のせん断力変形角関係の比較



写真 4.4.3 ウェブ板交換後の載荷実験状況

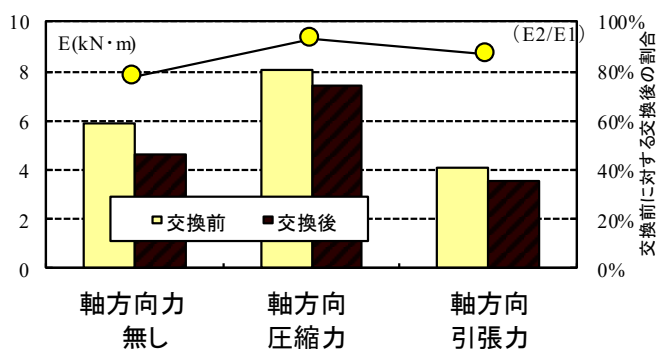


図 4.4.15 ウェブ板交換前後の履歴エネルギー吸収性能の比較

#### 4.4 まとめ

RC・S 複合間柱について、3 シリーズ、7 タイプの試験体について載荷実験を行い、以下の知見を得た。

- 1) RC・S 複合間柱は、大変形時まで履歴エネルギー吸収性能に富んだ紡錘形の履歴ループを示す。
- 2) レベル 2 相当の載荷を 3 回受けても、RC・S 複合間柱の耐力は低下せず、低降伏点鋼パ

ネルおよび RC 部に大きな損傷は生じない。

- 3) RC・S 接合部は大変形時にも大きなずれ変形が生じない仕様である。
- 4) RC・S 複合間柱に作用する軸方向力がある程度の大きさになると、低降伏点鋼パネルの履歴エネルギー吸収性能は影響を受け、軸方向圧縮力が作用すると大きくなり、軸方向引張力が作用すると小さくなる。
- 5) 低降伏点鋼パネルのベース板に溶接した U 字筋は、軸方向引張力に対して RC・S 接合部のずれ変形を抑制する効果がある。
- 6) RC・S 複合間柱は面外方向に変形を受けても、面内方向の復元力特性に及ぼす影響は小さい。
- 7) RC・S 複合間柱は低降伏点鋼パネルを高力ボルト接合とした場合、低降伏点鋼パネルの交換が可能であり、元の性能とほぼ同等の性能を維持することができる。
- 8) RC・S 複合間柱は低降伏点鋼パネルのウェブ板を交換することにより、せん断耐力は交換前の性能程度に、履歴エネルギー吸収量は交換前の 8 割程度の性能とすることができる。

## 【第4章参考文献】

- 4.1) 柿澤哲男, 千葉脩, 和泉信之, 山内茂一, 菊田繁美, 岡本守, 竹中啓之, 低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究(その4) 制震柱試験体載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp.791-792, 1998.9
- 4.2) 岡本守, 千葉脩, 和泉信之, 山内茂一, 菊田繁美, 海老澤弘道, 竹中啓之, 低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究(その5) 制震柱(タイプⅡ) 試験体載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.777-778, 1999.9
- 4.3) 鈴木昌彦, 千葉脩, 和泉信之, 山内茂一, 菊田繁美, 海老澤弘道, 竹中啓之, 低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究(その7) 制震柱の変動軸力載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.333-334, 2001.9
- 4.4) 渡部幸宏, 千葉脩, 和泉信之, 山内茂一, 菊田繁美, 清水隆, 竹中啓之, 低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究(その9) 制震柱の直交方向載荷の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp.81-82, 2004.8
- 4.5) 清水隆, 和泉信之, 濱田聡, 菊田繁美, 渡部幸宏, 石岡拓, 竹中啓之, 低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究(その11) 低降伏点鋼つき RC 間柱の水平載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.413-414, 2006.9

## 第5章 RC・S 複合部材の解析モデル

### 5.1 はじめに

### 5.2 解析モデル

#### 5.2.1 低降伏点鋼パネルの解析モデル

- (a) せん断ばねモデル
- (b) 並列せん断ばねモデル

#### 5.2.2 RC・S 複合部材の解析モデル

- (a) マクロモデル
- (b) マルチスプリングモデル
- (c) RC・S 接合部のずれ変形考慮モデル

### 5.3 解析モデルの検証

#### 5.3.1 低降伏点鋼パネルの解析モデル

#### 5.3.2 軸方向力が作用しない RC・S 複合部材の解析モデル

#### 5.3.3 軸方向力が作用する RC・S 複合部材の解析モデル

- (a) マクロモデル
- (b) マルチスプリングモデル
- (c) 接合部ずれ考慮モデル

### 5.4 解析モデルの適用例

#### 5.4.1 RC・S 複合梁を用いた 36 階建コア壁フレーム構造

- (a) 解析目的と対象建物
- (b) 解析モデル
- (c) 解析結果の考察

5.4.2 RC・S 複合間柱を用いた 54 階建フレーム構造

- (a) 解析目的と対象建物
- (b) 解析モデル
- (c) 解析結果の考察

5.4.3 RC・S 複合間柱を用いた 36 階建フレーム構造

- (a) 解析目的と対象建物
- (b) 解析モデル
- (c) 解析結果の考察

5.4.4 累積塑性ひずみエネルギーの安全率と疲労寿命(D 値)

5.5 まとめ

【第5章参考文献】

## 第5章 RC・S 複合部材の解析モデル

### 5.1 はじめに

第2章から第4章では、本研究で対象とする RC・S 複合部材の構造実験を実施して、その耐震性能を評価した。本章では、RC・S 複合部材の解析モデルを作成し、その適用性について実験結果に基づき検証する。RC・S 複合部材の解析モデルは、S 部に相当する低降伏点鋼パネルと、RC 部と S 部を組み合わせた RC・S 複合部材について検討する。低降伏点鋼パネルについては、一般的な鋼材の標準トリリニアモデル (NT 型) のほか、低降伏点鋼の特徴である繰り返し载荷による歪硬化を考慮した歪硬化型トリリニアモデル (歪硬化型) について検討する。RC・S 複合部材については、軸方向力の有無に着目して軸方向力が作用しない部材と作用する部材に分けて解析モデルを検証する。軸方向力の作用しない RC・S 複合部材については、低降伏点鋼パネルの解析モデルの違いに着目して検討する。軸方向力が作用する RC・S 複合部材については、RC・S 複合間柱を対象として、設計利用が容易なマクロモデル、変動軸方向力の影響を評価できるマルチスプリングモデル (MS モデル) および RC・S 接合部のずれ変形を考慮したマクロモデルについて検討する。

### 5.2 解析モデル

RC・S 複合部材は S 部に相当する低降伏点鋼パネルと RC 部で構成される。ここでは低降伏点鋼パネルの解析モデルと、RC・S 複合部材の解析モデルに分けて、解析モデルを構成するばね要素およびばね要素の復元力特性について述べる。

5.2.1 低降伏点鋼パネルの解析モデル

低降伏点鋼パネルの解析モデルを図 5.2.1 に示す。図 5.2.1(a)に示すモデルはウェブ板とフランジ板を 1 つのせん断ばねに置換した解析モデル（せん断ばねモデル）である。図 5.2.1(b)に示すモデルはウェブ板とフランジ他を別々のせん断ばねに置換した解析モデル（並列せん断ばねモデル）である。

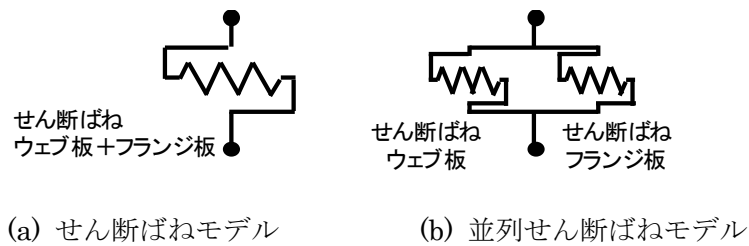


図 5.2.1 低降伏点鋼パネルの解析モデル

(a) せん断ばねモデル

ウェブ板のせん断ばねの復元力モデルは、一般的な鋼材に用いられる NT 型のモデルと低降伏点鋼の特徴に着目した歪硬化型のモデルとする。NT 型のモデルを図 5.2.2 に示す。第 1 折れ点のせん断強度は低降伏点鋼パネルウェブ板のせん断降伏を基準とし、次式で表す。

$${}_pQ_y = {}_pA_s \cdot {}_p\sigma_y / \sqrt{3} \quad \dots (5.2.1)$$

記号  ${}_pQ_y$  : 低降伏点鋼パネルの第 1 折れ点せん断強度(N)

${}_pA_s$  : 低降伏点鋼パネルウェブ板のせん断断面積(mm<sup>2</sup>)

${}_p\sigma_y$  : 低降伏点鋼パネルウェブ板の降伏応力(N/mm<sup>2</sup>)

第 2 折れ点のせん断強度( ${}_pQ_{y2}$ )は、 ${}_pQ_y$ に対する耐力上昇率( $a_2$ )から求める。第 1 分枝剛性( ${}_pK_1$ )は、ウェブ板のせん断剛性とし、第 2 分枝剛性( ${}_pK_2$ )および第 3 分枝剛性( ${}_pK_3$ )は、

${}_pK_1$ に対する剛性低下率 ( $\beta_2, \beta_3$ ) から求める。

$${}_pQ_{y2} = \alpha_2 \cdot {}_pQ_y \quad \dots (5.2.2)$$

$${}_pK_1 = G \cdot {}_pA_s / H \quad \dots (5.2.3)$$

$${}_pK_2 = \beta_2 \cdot {}_pK_1 \quad \dots (5.2.4)$$

$${}_pK_3 = \beta_3 \cdot {}_pK_1 \quad \dots (5.2.5)$$

- 記号,  ${}_pQ_{y2}$  : 第2折れ点せん断強度(N)  
 ${}_pK_1$  : 第1分枝剛性(N/mm)  
 $G$  : 鋼材のせん断弾性係数(N/mm<sup>2</sup>)  
 ${}_pA_s$  : ウェブ板のせん断断面積(mm<sup>2</sup>)  
 $H$  : 低降伏点鋼パネル高さ(mm)  
 ${}_pK_2$  : 第2分枝剛性(N/mm)  
 ${}_pK_3$  : 第3分枝剛性(N/mm)  
 $\alpha_2$  : 耐力上昇率  
 $\beta_2$  :  ${}_pK_1$ に対する  ${}_pK_2$ の剛性低下率  
 $\beta_3$  :  ${}_pK_1$ に対する  ${}_pK_3$ の剛性低下率

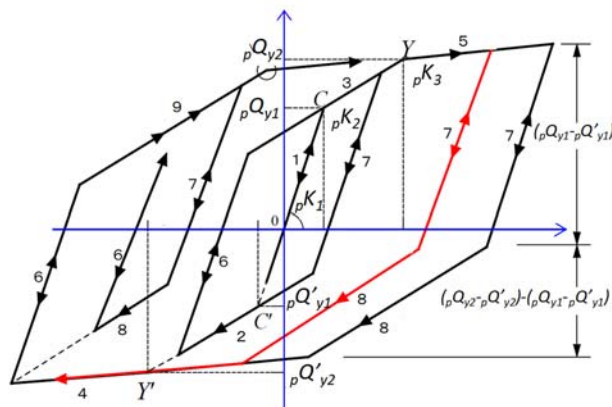


図 5.2.2 標準トリリニアモデル

以下に, TYPE23(LY225 材)の算定例を示す。

$${}_pA_s = 6 \times 200 \times 3 = 3600 \text{ mm}^2, \quad {}_p\sigma_y = 225 \text{ N/mm}^2 \text{ より, (5.3.1)式から,}$$

$${}_pQ_y = {}_pA_s \cdot \sigma_y / \sqrt{3} = 3600 \times 225 / \sqrt{3} = 467.6 \text{ (kN)}$$

また、耐力上昇率および剛性低下率は実験結果に基づき設定する。ここでは、 $\alpha_2=1.5$ 、 $\beta_2=0.1$ 、 $\beta_3=0.0075$ とした。実験結果に基づいた各試験体の耐力上昇率および剛性低下率を表 5.2.1 に示す。

表 5.2.1 低降伏点鋼パネルの耐力上昇率および剛性低下率

試験体	ウェブ板強度	$\alpha_2$	$\beta_2$	$\beta_3$
TYPE11 (B/t=33)	100N/mm <sup>2</sup> 級	3.5	0.04	0.007
	225 N/mm <sup>2</sup> 級	1.8	0.02	0.004
TYPE12 (B/t=33)	100 N/mm <sup>2</sup> 級	3.5	0.04	0.007
	225 N/mm <sup>2</sup> 級	1.8	0.02	0.004
TYPE13 (B/t=33)	100 N/mm <sup>2</sup> 級	3.5	0.04	0.007
	225 N/mm <sup>2</sup> 級	1.5	0.08	0.0075
TYPE22 (B/t=33)	100 N/mm <sup>2</sup> 級	3.5	0.04	0.007
	225 N/mm <sup>2</sup> 級	1.8	0.02	0.004
TYPE23 (B/t=33)	100 N/mm <sup>2</sup> 級	3.0	0.06	0.0100
	225 N/mm <sup>2</sup> 級	1.5	0.10	0.0075

歪硬化型の復元力特性を図 5.2.3 に示す。ここで示す歪硬化型モデル<sup>5.1)</sup>は、正負非対称の弾性段階、歪硬化段階、終局段階の 3 つの領域を表すトリリニア型のスケルトンカーブで構成される。最初の降伏までは、載荷時、除荷時ともに  $pK_I$  の剛性を持つ。初期降伏は  $pQ_{yI}$  で生じ、その後の降伏は線分 D-P に達した時点で生じるものとする。線分 D-P および線分 D'-P' の傾きはそれぞれ、 $\gamma pK_I$ 、 $\gamma' pK_I$  で表す。ここで  $\gamma$ 、 $\gamma'$  は歪硬化の割合を表すパラメータで 0 から 1 の値を取る。

線分 D-P と交わった後は  $\beta_2 \cdot pK_I$  の勾配で上昇し、線分 E-P と交わる。線分 E-P と交わった後は  $\beta_3 \cdot pK_I$  の勾配で上昇する。線分 E-P は勾配  $\beta_3 \cdot pK_I$  を持ち荷重軸と  $\theta \cdot pQ_{yI}$  で交差する直線である。また線分 D-E は線分 D-P と荷重軸対象である。 $\theta$  は第 3 分枝に対する歪硬化の割合を示し、1 以上の値を取る。除荷勾配は初期剛性  $pK_I$  とする。各パラメータの一例を示すと、TYPE23 (LY225 材) では  $\beta_2 = 0.1$ 、 $\beta_3 = 0.05$ 、 $\gamma = 0.001$ 、 $\theta = 1.6$  の値を用いる。これらの値は実験結果に基づき設定する。

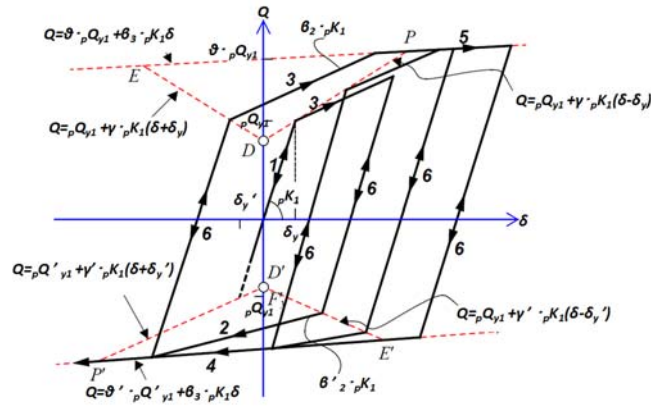


図 5.2.3 歪硬化型トリリニアモデルのスケルトンカーブ 5.1)

(b) 並列せん断ばねモデル

ウェブ板のせん断ばねは、前述のせん断ばねモデルと同様の復元力特性とする。フランジ板のせん断ばねの復元力モデルは図 5.2.4 に示すバイリニアモデルとする。フランジ板については曲げ変形が卓越するので、各数値は以下のように設定する。 $\beta_2$  はフランジ板のみの載荷実験に基づいて設定する。

$$\text{水平剛性} : tK_1 = 12E \cdot I / H^3 \quad \dots (5.2.6)$$

$$\text{第 1 折れ点荷重} : tQ_{y1} = 2 \cdot tM_y / H \quad \dots (5.2.7)$$

$$\text{第 2 分枝剛性} : tK_2 = \beta_2 \cdot tK_1 \quad \dots (5.2.8)$$

- 記号  $E$ : 鋼材のヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)
- $I$ : フランジ板の断面 2 次モーメント(mm<sup>4</sup>)
- $H$ : 低降伏点鋼パネル高さ(mm)
- $tM_y$ : フランジ板の降伏曲げモーメント(N・mm)
- $\beta_2$ : 第 2 分枝剛性倍率

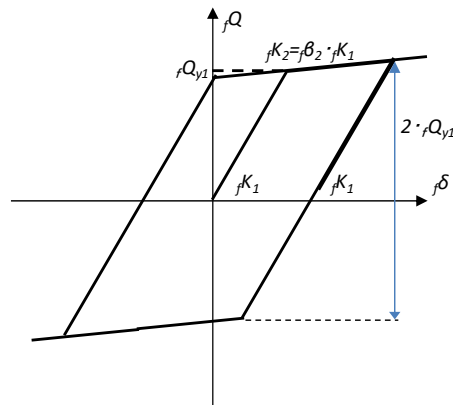


図 5.2.4 フランジ板の復元力モデル

### 5.2.2 RC・S 複合部材の解析モデル

RC・S 複合部材の解析モデルは、変動軸方向力の有無に着目して、設計に利用しやすいマクロモデルから詳細なモデルまで構築する。RC・S 複合部材の解析モデルの一覧を図 5.2.5 に示す。

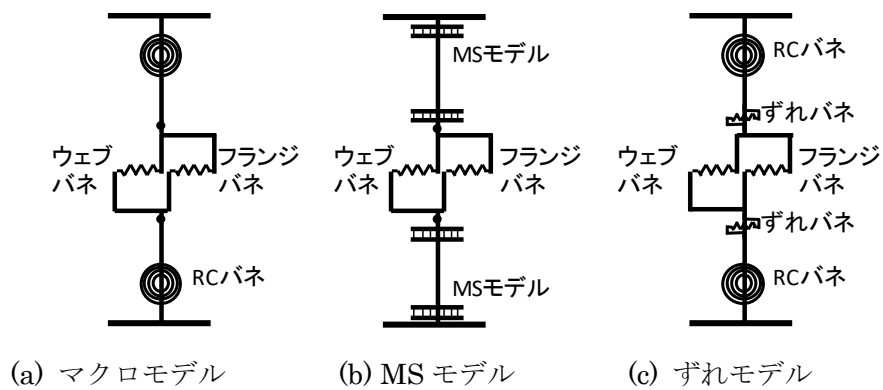


図 5.2.5 複合部材の解析モデル

#### (a) マクロモデル

このモデルは梁部材や変動軸方向力が小さい間柱を対象としており、一般的な設計に利用しやすいモデルである。マクロモデルは RC 部分を曲げばね、低降伏点鋼パネルをせん断ばねに置換したモデルである。また、RC・S 複合部材に一定軸方向力が作用した場合には

RC 部の曲げばねおよび低降伏点鋼パネルのフランジ板のせん断ばねは軸方向力を考慮したスケルトンカーブとする。RC 部の曲げに関する復元力特性は、曲げひび割れ点および曲げ降伏点を考慮した TAKEDA モデル<sup>5.4)</sup> ( $\gamma=0.4$ ) とする。復元力特性の各特性点は一般的な RC 造の評価式<sup>5.5)</sup>を準用する。軸方向力の影響が小さい RC・S 複合部材のモデルでは、低降伏点鋼パネルに NT 型あるいは歪硬化型の復元力モデルを用いる。NT 型の復元力モデルについて、第 2 分枝剛性倍率 ( $\beta_2$ ) は 0.1 とし、第 3 分枝剛性倍率 ( $\beta_3$ ) は 0.01 とし、第 2 折れ点荷重の耐力上昇率 ( $a_2$ ) は 1.5 とする。歪硬化型の復元力モデルについては、第 2 分岐折れ点を決めるパラメータ  $\gamma=0.013$ 、第 2 分枝剛性を決めるパラメータ  $\beta_2=0.05$ 、第 3 分枝剛性を決めるパラメータ  $\beta_3=0.005$ 、第 3 分岐折れ点を決めるパラメータ  $\theta=2.2$  とする。これらの値は、実験結果に基づき設定している。

次に、マクロモデルの低降伏点鋼パネルのフランジ板の復元力モデルに軸方向力の作用を考慮し、かつ RC 部の復元力に軸方向力の作用を考慮することにより、一定軸方向力下での RC・S 複合部材の解析モデルを提示する。低降伏点鋼パネルのフランジ板および RC 部の復元力モデルを図 5.2.6、図 5.3.7 に示す。低降伏点鋼パネルのフランジ板は曲げ降伏モーメントを  $M_{yf}=\sigma_{yf} \cdot Z_{ef}$  ( $\sigma_{yf}$ : フランジ板の降伏応力,  $Z_{ef}$ =フランジ板の断面係数) とし、軸方向力の影響を考慮するため下式を用いる。

$$M_{yfe} = (1 - N/N_y) \cdot M_{yf} \quad \dots(5.2.9)$$

記号  $M_{yfe}$ : 軸方向力を考慮した曲げ降伏モーメント(N・mm)

$N$ : 作用軸方向力(N)

$N_y$ : 降伏軸方向力(N)

低降伏点鋼パネルのフランジ板の初期剛性( $K_{If}$ ) は次式とする。

$$K_{If} = 12 \cdot EI / H^3 \quad \dots(5.2.10)$$

記号  $E$ : 鋼材のヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

$I$ : フランジ板の断面二次モーメント(mm<sup>4</sup>)

$H$ : 低降伏点鋼パネルの高さ (mm)

上記のように設定したフランジ板とウェブ板のスケルトンカーブを加算して低降伏点鋼パネルのスケルトンカーブとする。図 5.2.6 において、軸方向力を考慮した場合のフランジ板のスケルトンカーブは RC・S 複合間柱 No.5 試験体の実験から、軸方向圧縮力を 2500kN、軸方向引張力を 1000kN として算出する。

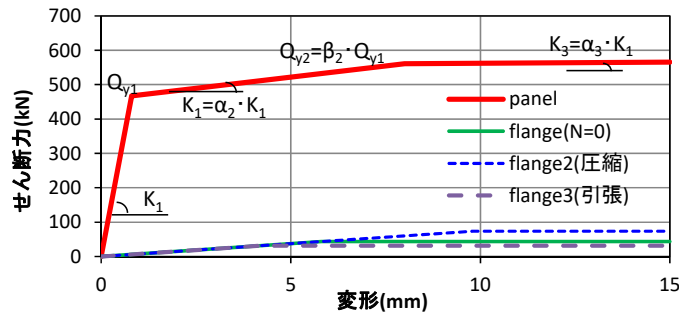


図 5.2.6 低降伏点鋼パネル各部位の復元力特性

RC 部のスケルトンカーブについては、軸方向力の影響を考慮するため、曲げひび割れモーメント( $M_c$ )、曲げ降伏モーメント( $M_y$ )、降伏点剛性低下率( $\alpha_y$ )には軸方向力の項を含む式を用いる<sup>5.5)</sup>。

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e + ND/6 \quad \dots(5.2.11)$$

- 記号  $\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)  
 $Z_e$ : 鉄筋を考慮した RC 断面の断面係数(mm<sup>3</sup>),  
 $N$ : 作用軸方向力(N),  
 $D$ : 柱せい(mm)

$$M_y = \{g_1q + 0.5\eta_0(1-\eta_0)\} \sigma_B b D^2 \quad \dots(5.2.12)$$

- 記号  $g_1 = j_t / D$   
 $q = p_t \sigma_y / \sigma_B$   
 $p_t = a_t / (bD)$   
 $\eta_0 = N / (bD\sigma_B)$   
 $a_t$ : 引張鉄筋断面積(mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$b$  : RC 断面の幅(mm)  
 $D$  : RC 断面のせい(mm)  
 $j_t$  : 引張圧縮鉄筋重心間距離(mm)

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043a/D + 0.33\eta_0)(d/D)^2 \quad \dots(5.2.13)$$

記号  $n$  : ヤング係数比

$$p_t = a/d(bD)$$

$a/D$  : せん断スパン比

$$\eta_0 = N/(bD\sigma_B)$$

第4章のRC・S複合間柱 No.5 試験体を対象として、(5.4.11)式から(5.4.13)式を用いて算出する作用軸方向力  $N=0$ ，軸方向圧縮力  $N=2500\text{kN}$ ，軸方向引張力  $N=-1000\text{kN}$  時のRC部のスケルトンカーブを図5.2.7に示す。なお、実験時のRC部の変形角は、レベル2相当の繰り返し載荷時において  $0.002\sim 0.003\text{rad}$  である。これは、図5.2.7のRC部のスケルトンカーブにおいて最大で第2勾配の中間付近までの復元力特性値を用いていることとなる。なお、一定軸方向力に比べて変動軸方向力が大きい場合には、作用する軸方向力による影響が安全側となるようにスケルトンカーブを設定するなどの対応が必要である。

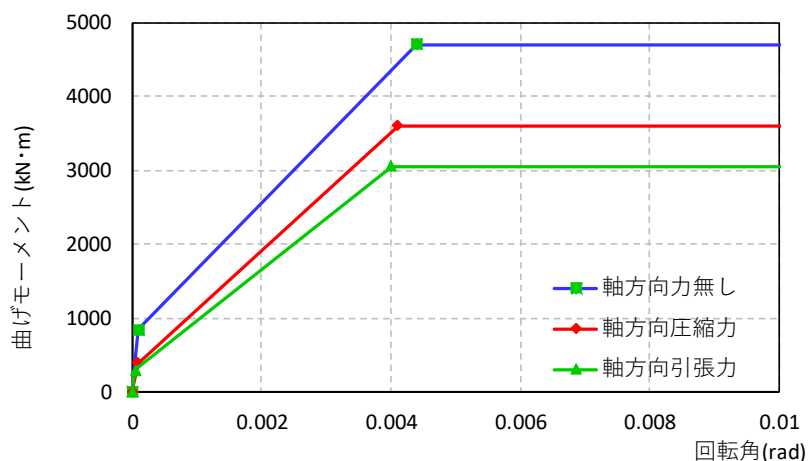


図 5.2.7 RC・S 複合間柱の RC 部のスケルトンカーブ (トリリニア)

(b) マルチスプリングモデル

このモデルは、マクロモデルでは評価できない RC 部の軸方向力による特性変動を考慮したモデルである。マルチスプリングモデル (MS モデル) は RC 部を複数の軸ばねがあるマルチスプリング要素(図 5.2.8)とし、低降伏点鋼パネルはせん断ばねに置換したモデルである。RC 部に用いる軸ばねは、コンクリートを置換した軸ばねと主筋を置換した軸ばねで構成する。コンクリートを置換した軸ばねのスケルトンカーブは図 5.2.9 に示すトリリニア剛性低減型<sup>5.3)</sup>とする。主筋を置換した軸ばねのスケルトンカーブは図 5.2.10 に示す鉄鋼剛性低減型モデル<sup>5.4)</sup>とする。

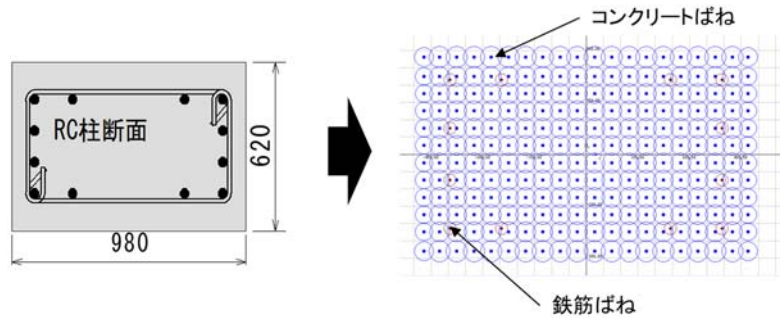


図 5.2.8 RC 断面の置換

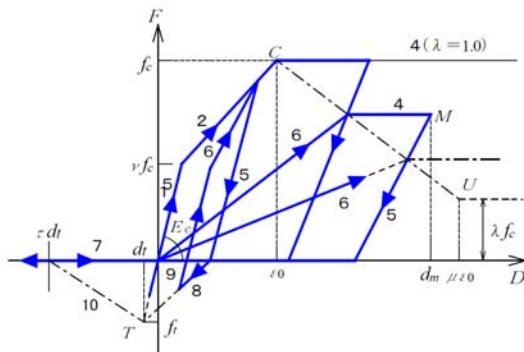


図 5.2.9 トリリニア剛性低減型モデル<sup>5.3)</sup>

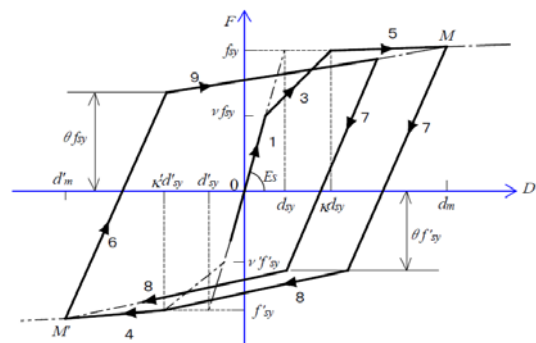


図 5.2.10 鉄鋼剛性低減型モデル<sup>5.4)</sup>

(c) RC・S 接合部のずれ変形考慮モデル

RC・S 接合部のずれ変形を考慮するモデルは、図 5.2.5(c)に示すように、RC・S 複合部

材の変形の増大に伴うずれ変形や軸方向引張力によるずれ変形を評価するため、マクロモデルの低降伏点鋼パネルの上下にずれ変形を考慮したせん断ばねを付加したモデルである。ずれ変形は作用する軸方向力により変形量が変わる。第4章のRC・S複合間柱No.5試験体のせん断力とずれ変形との関係を作用する軸方向力別に図5.2.11に示す。作用する軸方向力に応じて弾性的なずれ変形を示す場合と、弾塑性的なずれ変形を示す場合がある。そこで、図5.2.12に示すように、ずれ変形を弾性ばねとして評価するモデル(弾性ずれモデル)と原点付近でギャップを生じその後は弾性的な挙動を示す原点ギャップばねで評価するモデル(原点ギャップずれモデル)を用いる。

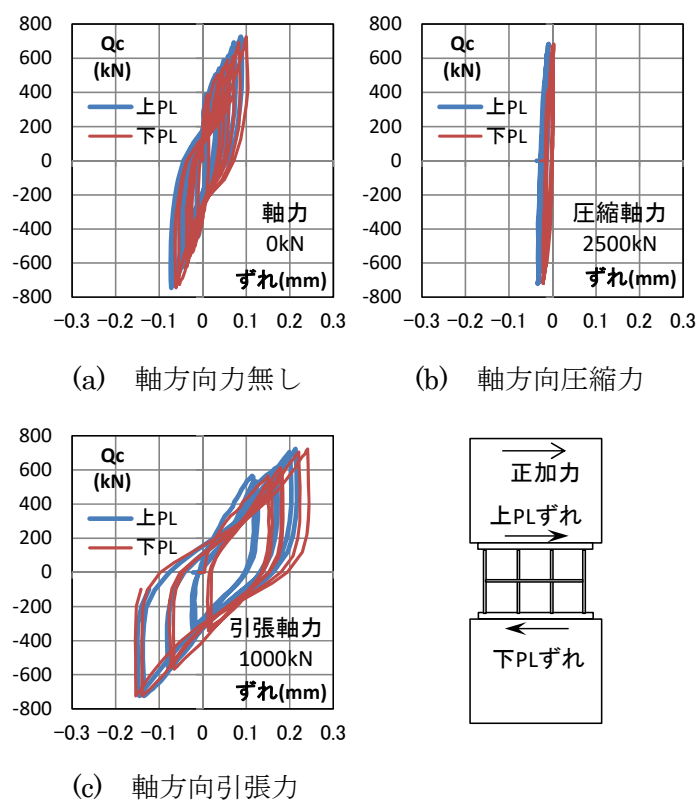


図 5.2.11 軸方向力の違いによるせん断力と RC・S 接合部のずれ変形との関係

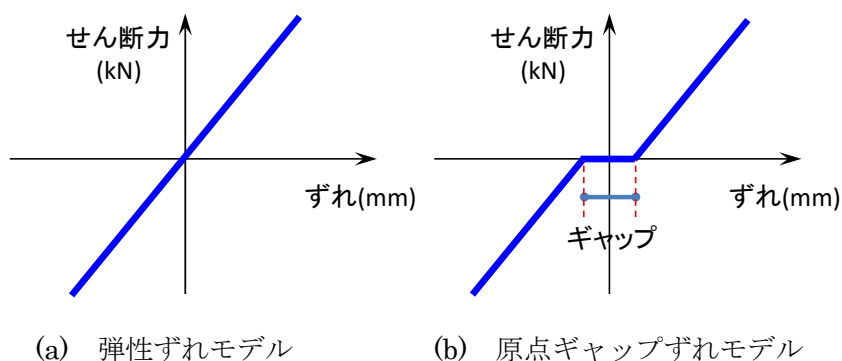


図 5.2.12 RC・S 複合部材における RC・S 接合部のずれモデル

### 5.3 解析モデルの検証

前節で示した解析モデルを用いて試験体の解析を実施する。本節では、解析結果と実験結果を比較し、解析モデルの適用性を考察する。

#### 5.3.1 低降伏点鋼パネルの解析モデル

LY225 材を使用した TYPE23 の低降伏点鋼パネルの実験値と解析値との比較を図 5.3.1 および図 5.3.2 に示す。実験値は第 2 章で示した漸増載荷実験結果である。図 5.3.1(a) はせん断力変形角関係を示し、図 5.3.1(b) は累積履歴エネルギー吸収量の推移を示す。

図 5.3.1 において、せん断ばねモデルを用いた NT 型と歪硬化型を比較すると、NT 型は最大耐力が概ね対応しているが、歪硬化型モデルはより実験値に対応している。また図 5.3.2 において、並列せん断ばねモデルと歪硬化型モデルを比較すると、除荷後に再加力した時の耐力の上昇が評価できる歪硬化型モデルは実験値に対応していることがわかる。

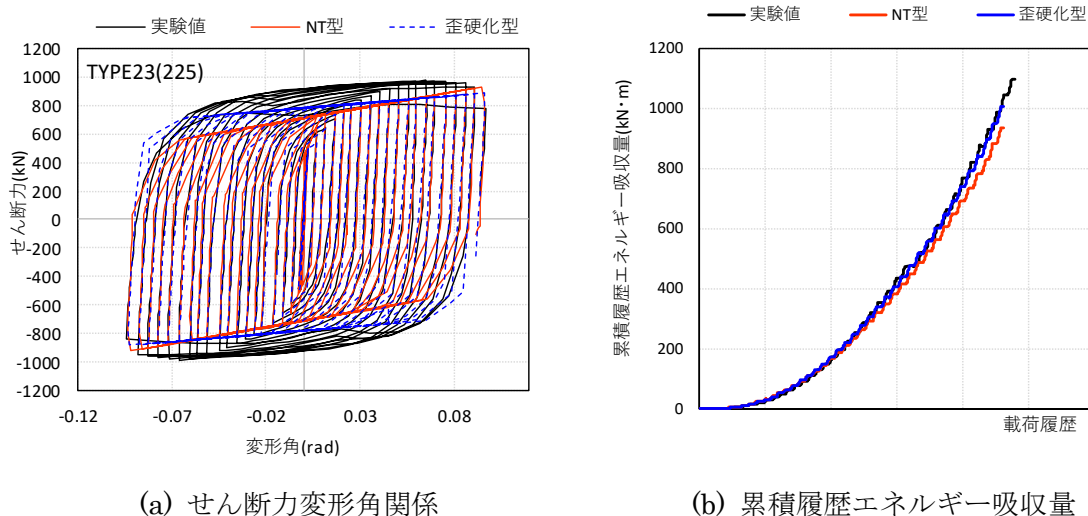


図 5.3.1 せん断ばねモデルの実験値と解析値との比較

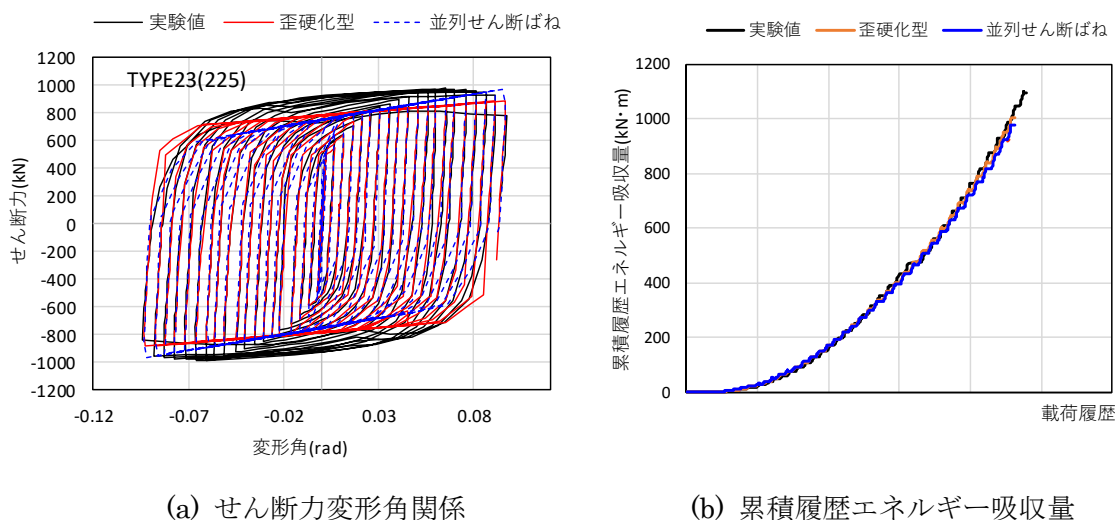
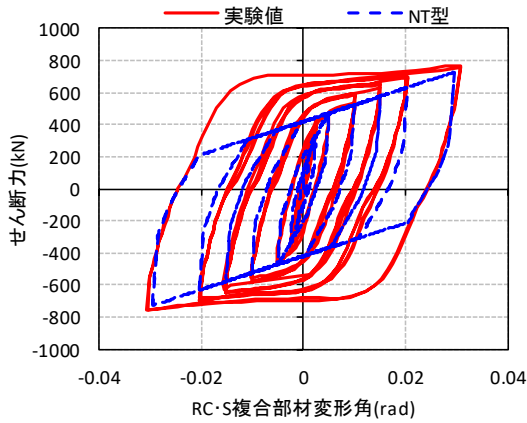


図 5.3.2 せん断ばねモデルと並列せん断ばねモデルとの比較

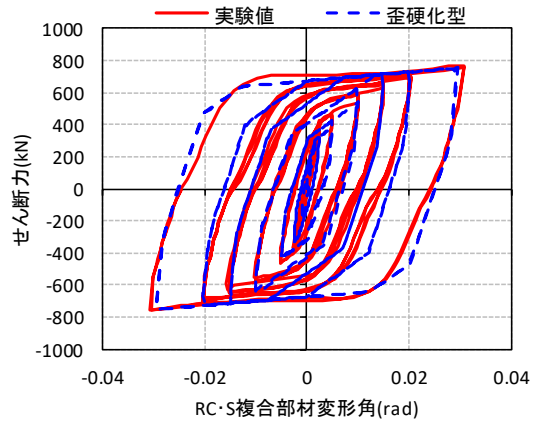
### 5.3.2 軸方向力が作用しない RC・S 複合部材の解析モデル

RC・S 複合部材に軸方向力が作用しない場合について実験値と解析値との比較を図 5.3.3 および図 5.3.4 に示す。実験値は、第 3 章で述べた RC・S 複合梁 No.1 試験体において、軸方向力が作用しない荷重時の履歴ループを用いる。低降伏点鋼パネルを NT 型モデルとした RC・S 複合部材のせん断力と変形角との関係を図 5.3.3(a)に、歪硬化型モデルにしたもの

を図 5.3.3(b)に示す。また、低降伏点鋼パネルのせん断力と変形角との関係を NT 型モデルについて図 5.3.4(a)に、歪硬化型モデルについて図 5.3.4(b)に示す。NT 型モデルで評価した場合、繰り返し载荷による低降伏点鋼パネルのひずみ硬化を表現できないため载荷時の履歴ループのふくらみを表現できてはいないが、最大耐力は評価できており、骨組の応答評価としては安全側であると考えられる。歪硬化型モデルを用いた場合は実験時の履歴ループを非常によく表現できている。

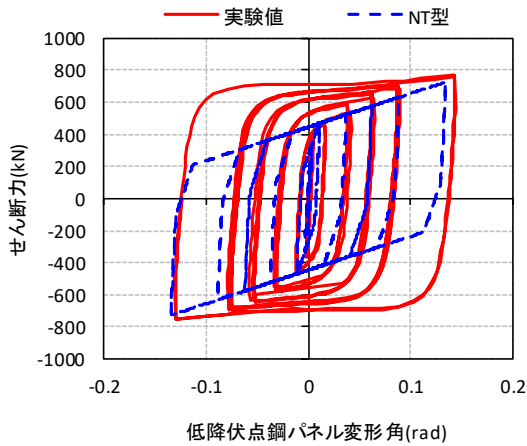


(a) NT 型モデル

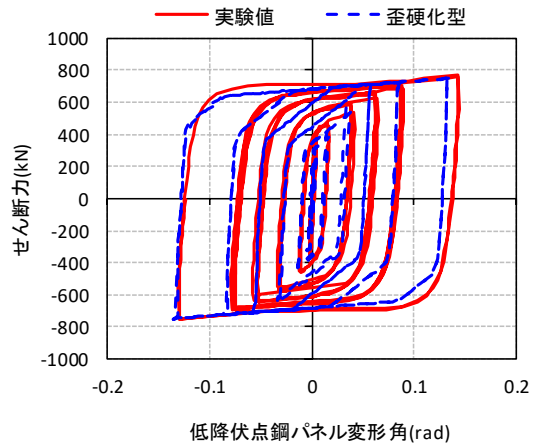


(b) 歪硬化型モデル

図 5.3.3 RC・S 複合部材のせん断力変形角関係の比較 (マクロモデル)



(a) NT 型モデル



(b) 歪硬化型モデル

図 5.3.4 低降伏点鋼パネルのせん断力変形角関係の比較 (マクロモデル)

実験値と解析値の RC・S 複合部材のせん断力と変形から算出した等価粘性減衰定数の推移の比較を図 5.3.5 に示す。小変形時には NT 型および歪硬化型ともに、実験値を大きく評価する傾向にあり、RC・S 複合部材の変形角  $1/100\text{rad}$  および  $1/67\text{rad}$  では NT 型および歪硬化型ともに実験値をよく評価している。その後  $1/50\text{rad}$  および  $1/33\text{rad}$  では NT 型が小さく、歪硬化型が大きく実験値を評価していることがわかる。

これは、解析では第 2 分枝が降伏点で明確に生じるのに対して実験値では変形角  $1/400\text{rad}$  付近で履歴ループの勾配が徐々に変化することに起因する履歴エネルギー吸収量の差によるものと考えられる。

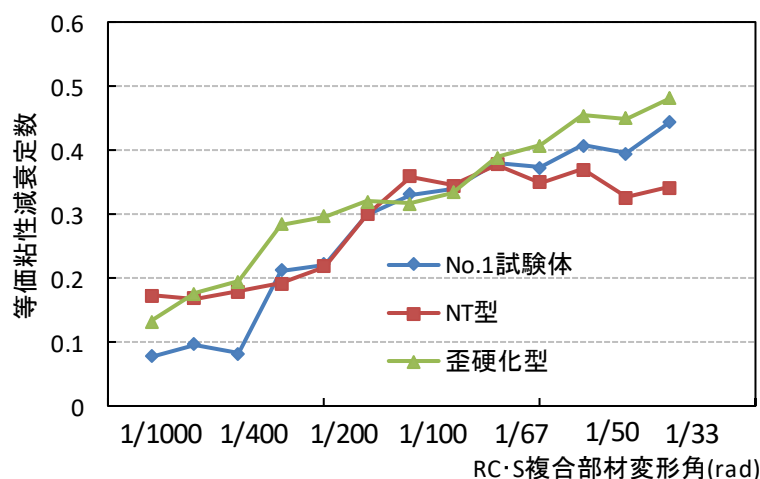
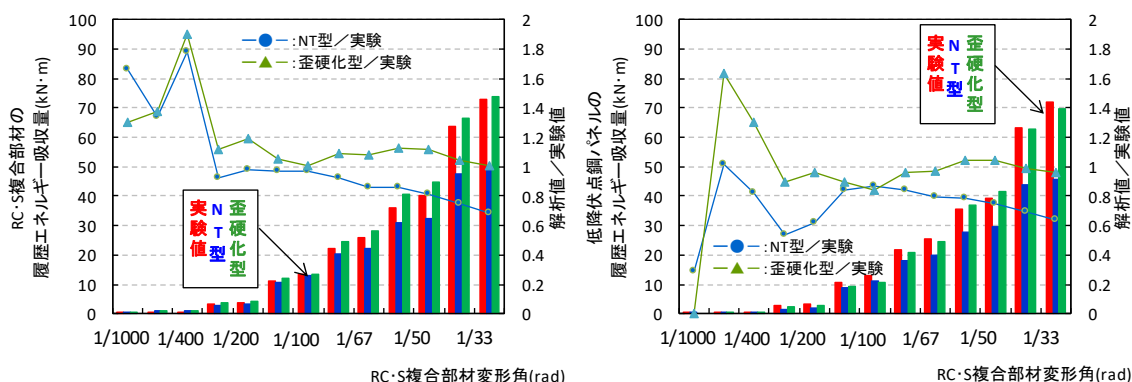


図 5.3.5 等価粘性減衰定数の比較

履歴エネルギー吸収性能について、RC・S 複合部材の加力サイクルごとの履歴エネルギー吸収量の推移と実験値に対する解析値の割合を図 5.3.6(a)に、低降伏点鋼パネルの履歴エネルギー吸収量の推移と実験値に対する解析値の割合を図 5.3.6(b)に示す。RC・S 複合部材の変形角  $1/100\text{rad}$  では NT 型および歪硬化型ともに実験値の履歴エネルギー吸収量とよい一致を示している。大変形に至るまで、歪硬化型では実験値の履歴エネルギー吸収量をよく評価しており、NT 型では実験値より小さく安全側の値として評価している。以上のことから、

軸方向力が作用しない RC・S 複合部材の場合，マクロモデルにおいて低降伏点鋼パネルに歪硬化型モデルを使用したモデルは概ね履歴ループの実験値を評価できること，また低降伏点鋼パネルに簡易な NT 型モデルを用いたモデルは安全側に履歴ループを評価できることがわかる。



(a) RC・S 複合部材 (b) 低降伏点鋼パネル

図 5.3.6 履歴エネルギー吸収量の比較

### 5.3.3 軸方向力が作用する RC・S 複合部材

#### (a) マクロモデル

実験値と解析値との比較を図 5.3.7 から図 5.3.9 に示す。ここで実験値には第 4 章で示した RC・S 複合間柱 No.5 試験体のデータを使用する。RC・S 複合間柱 No.5 試験体は，レベル 2 相当載荷において 1 回目は軸方向力無し，2 回目は軸方向圧縮力 2500kN，3 回目は軸方向引張力 1000kN を作用させている。またレベル 2 相当載荷における 2 回目の変形角ごとの履歴エネルギー吸収量の比較を図 5.3.10 から図 5.3.12 に示す。

図 5.3.7 より，軸方向力が作用しない状態では，RC・S 複合部材および低降伏点鋼パネルの履歴ループの解析値は実験値を概ね表現し，サイクルごとの履歴エネルギー吸収量の解析値もほぼ実験値を評価できることがわかった。図 5.3.8 より，軸方向圧縮力を受ける場合，解析値は載荷時の履歴ループの膨らむ部分において実験値とやや差が見られるが，履歴エ

エネルギー吸収量を見ると解析値は実験値に対して 70~80%であり、安全側に評価できている。図 5.3.9 より、軸方向引張力を受ける場合、荷重載荷時および除荷時において履歴ループが細くなる部分において差が見られるが、解析値は実験値に対して大きく評価する傾向がある。

RC・S 複合部材は建物の平面的な設置場所や地震時の揺れにより軸方向圧縮力および軸方向引張力が生じる場合、軸方向力の影響により RC 部分の剛性が変化し RC・S 複合部材の履歴エネルギー吸収性能に影響を与える。そのため、RC・S 複合部材に作用する変動軸方向力を考慮した解析モデルを設定することが望ましく、RC・S 複合部材へ作用する軸方向力の大きさによっては解析モデルの精度に注意が必要である。

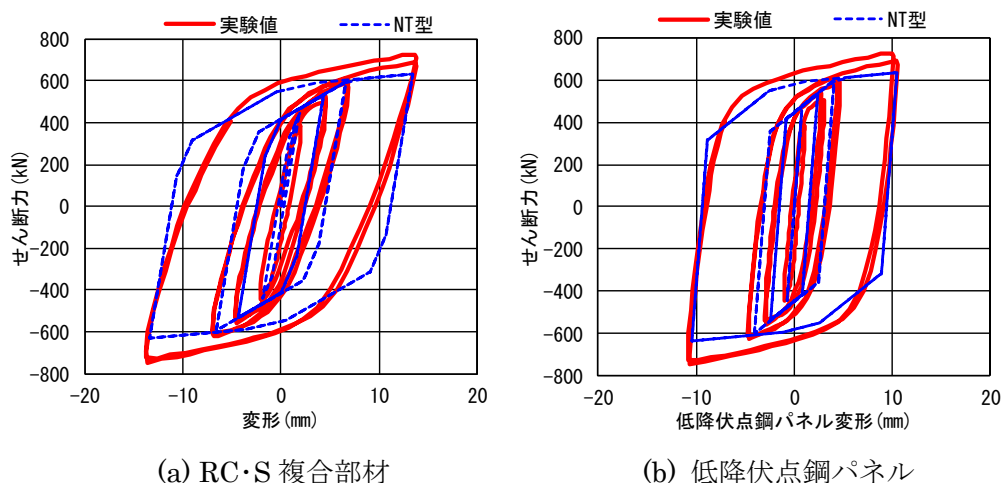


図 5.3.7 実験値と解析値とのせん断力変形関係の比較（軸方向力無し）

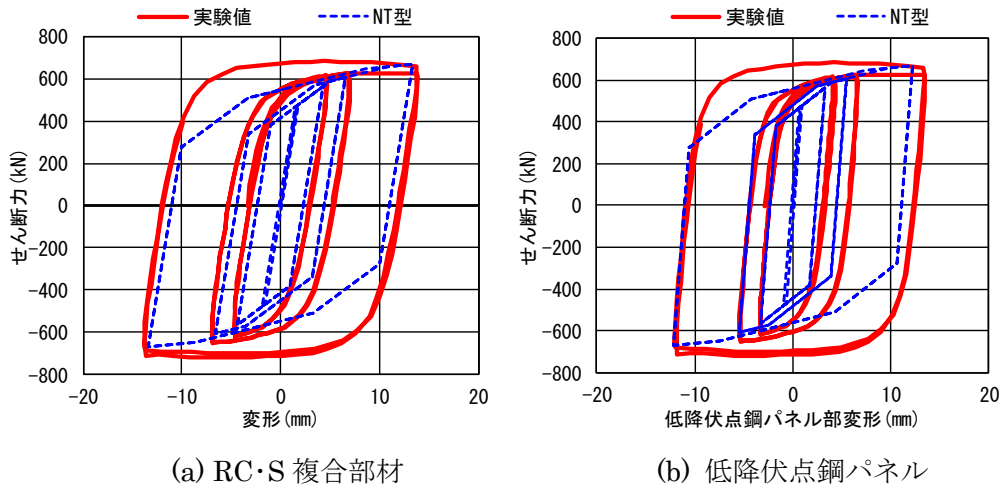


図 5.3.8 実験値と解析値とのせん断力変形関係の比較（軸方向圧縮力 2500kN）

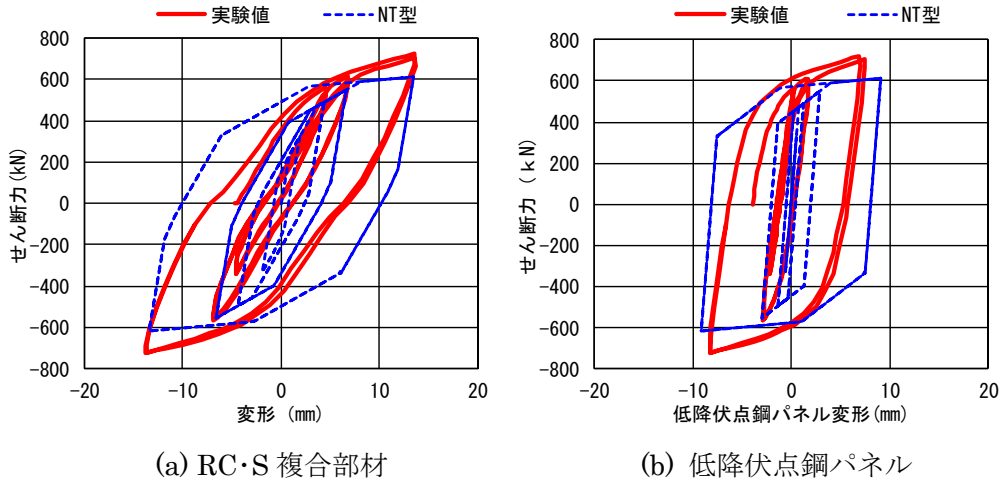


図 5.3.9 実験値と解析値とのせん断力変形関係の比較（軸方向引張力 1000kN）

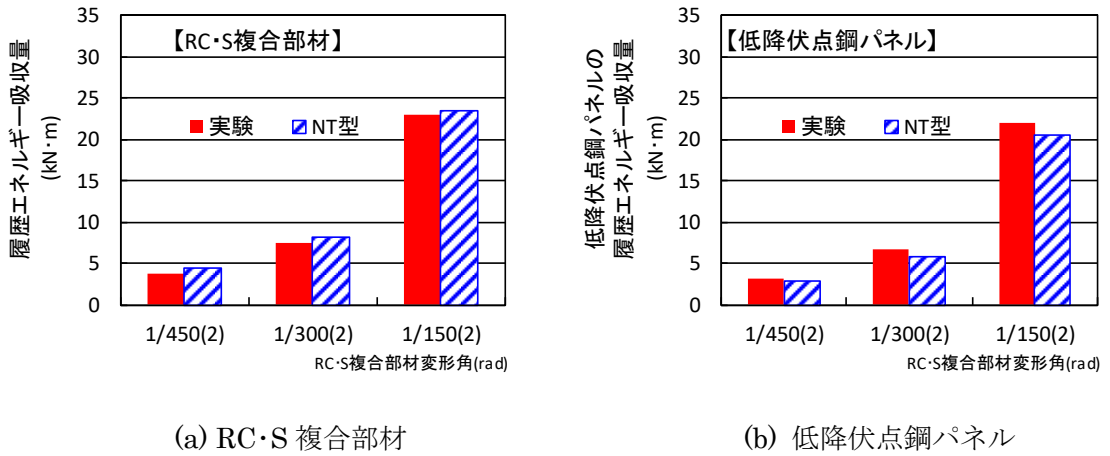


図 5.3.10 実験値と解析値との履歴エネルギー吸収量の比較（軸方向力無し）

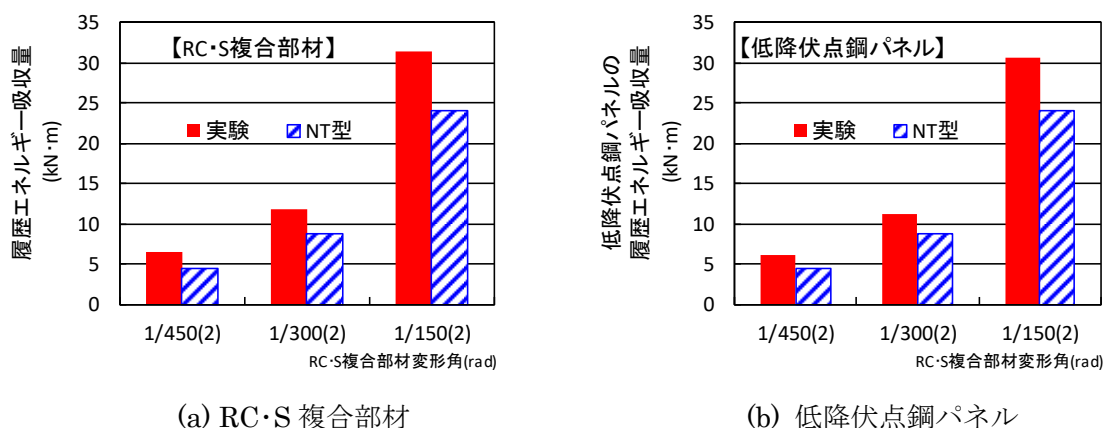


図 5.3.11 実験値と解析値との履歴エネルギー吸収量の比較 (軸方向圧縮力 2500kN)

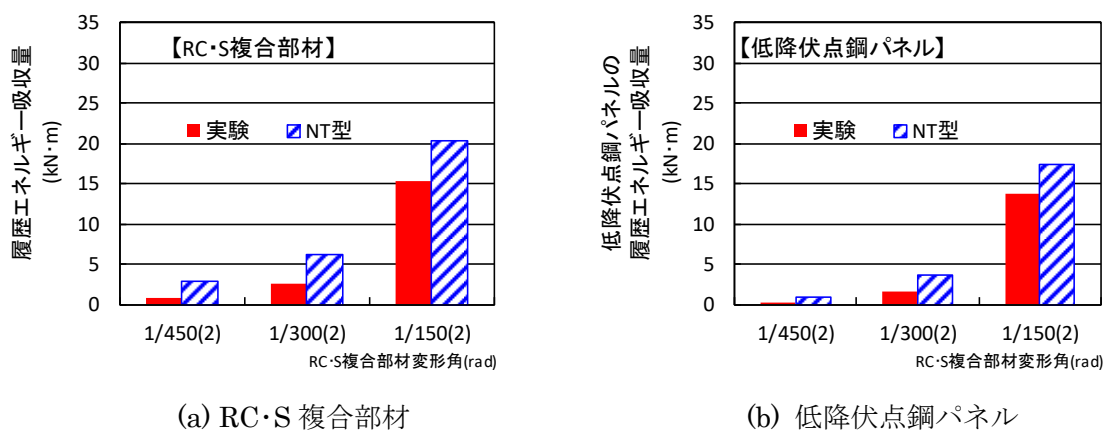


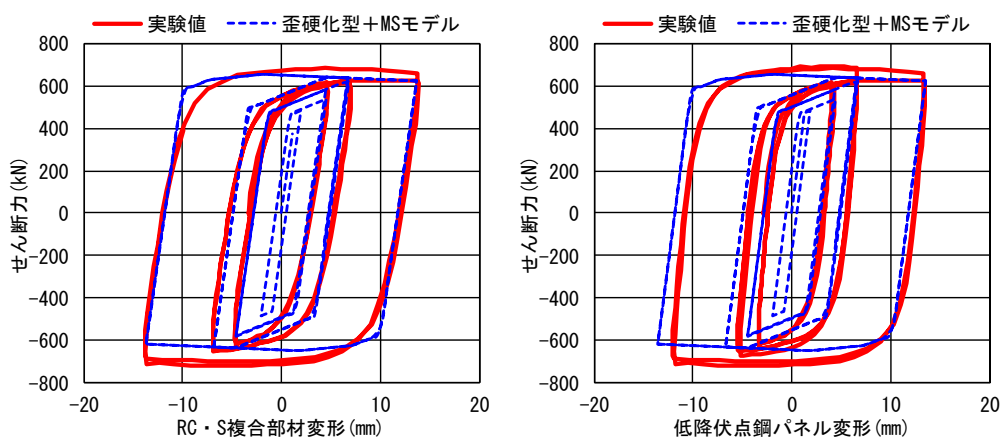
図 5.3.12 実験値と解析値との履歴エネルギー吸収量の比較 (軸方向引張力 1000kN)

(b) マルチスプリングモデル

実験値と解析値との比較を図 5.3.13 から図 5.3.16 に示す。ここで実験値は第 4 章で示した RC・S 複合間柱 No.5 試験体のデータを使用する。RC・S 複合間柱 No.5 試験体では、レベル 2 相当の载荷において、2 回目は軸方向圧縮力 2500kN、3 回目は軸方向引張力 1000kN を作用させている。ここでは 2 回目の軸方向圧縮力と 3 回目の軸方向引張力を作用させた場合について履歴ループと履歴エネルギー吸収量の比較を行う。

図 5.3.13 および図 5.3.15 より、履歴ループに関しては軸方向圧縮力を受ける場合の P δ

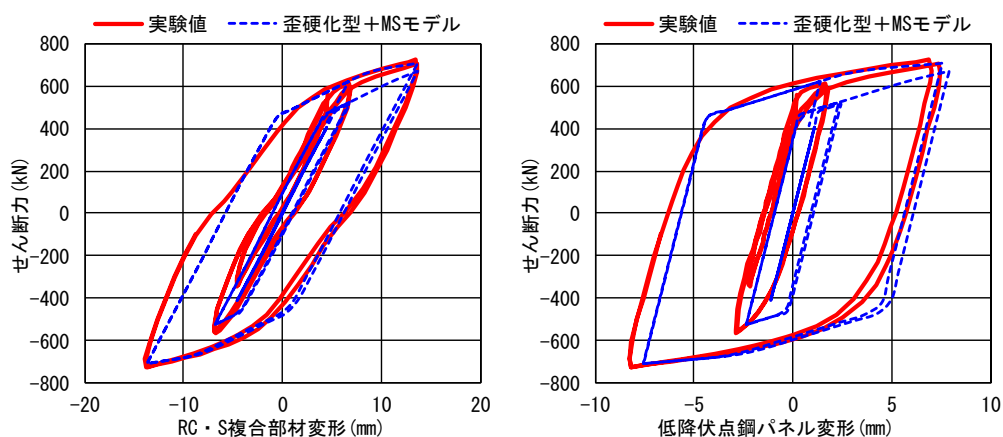
効果などが表現できている。解析は RC・S 複合部材の変形角で制御しており、低降伏点鋼パネルの変形がややずれているが、これは実験時に正負で低降伏点鋼パネルの変形が異なったためである。履歴エネルギー吸収量を見ると、解析値は実験値を比較的精度よく評価できている。図 5.3.14 および図 5.3.16 より、軸方向引張力を受ける場合、荷重時および除荷時において履歴ループが細くなる部分の差は若干あるが、履歴エネルギー吸収量の解析値は実験値を概ね評価できていることがわかる。



(a) RC・S 複合部材

(b) 低降伏点鋼パネル

図 5.3.13 実験値と解析値とのせん断力変形関係の比較 (軸方向圧縮力 2500kN)



(a) RC・S 複合部材

(b) 低降伏点鋼パネル

図 5.3.14 実験値と解析値とのせん断力変形関係の比較 (軸方向引張力 1000kN)

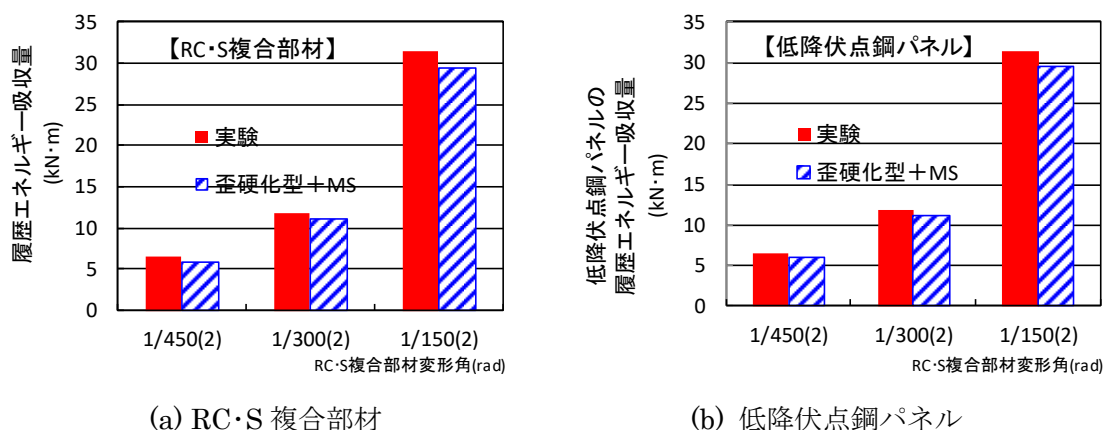


図 5.3.15 実験値と解析値との履歴エネルギー吸収量の比較（軸方向圧縮力 2500kN）

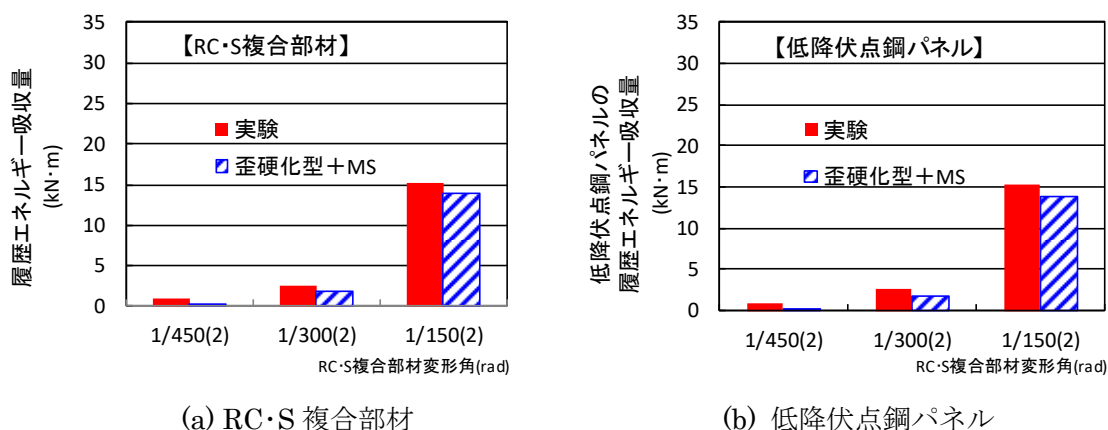


図 5.3.16 実験値と解析値との履歴エネルギー吸収量の比較（軸方向引張力 1000kN）

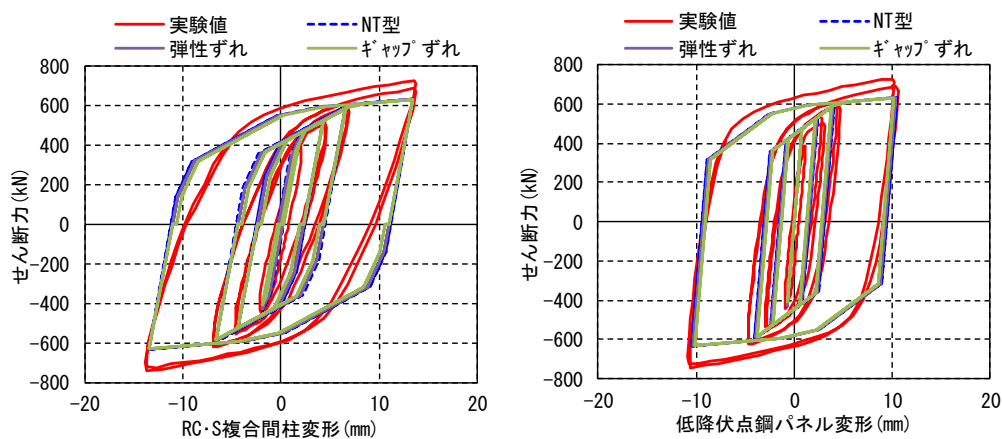
(c) 接合部ずれ考慮モデル

接合部ずれ考慮モデルについて、解析値と実験値についてせん断力変形関係の比較を図 5.3.17 から図 5.3.19 に示す。また、レベル 2 相当載荷における 2 サイクル目の履歴エネルギー吸収量の比較を図 5.3.20 から図 5.3.22 に示す。弾性ずれは RC・S 接合部のずればねを弾性とし、ギャップずれは原点付近でずれ変形が卓越する逆行型とする。また、NT 型によるマクロモデルの解析結果を併せて示す。

マクロモデルは RC・S 複合部材および低降伏点鋼パネルの履歴ループを概ね再現でき、サイクルごとの履歴エネルギー吸収量もほぼ実験値を評価できた。軸方向力が作用しない

場合は RC・S 接合部のずれ変形を考慮した解析においても、ずれ変形を考慮しないマクロモデルとほぼ同じ傾向を示し、RC・S 接合部のずれ変形の影響は小さいと考えられる。軸方向圧縮力を受ける場合、解析値は載荷時の履歴ループの膨らみの部分で実験値と差が生じるが、履歴エネルギー吸収量を見ると解析値は実験値に対して 70~80%であり安全側に評価できている。また、RC・S 接合部のずれ変形も小さいので、解析モデルにずれ変形を考慮した影響はほとんど見られない。軸方向引張力を受ける場合、マクロモデルは載荷時および除荷時において履歴ループが細くなる部分で大きな差が生じ、実験値に対して履歴エネルギー吸収量の解析値は大きい傾向が見られた。RC・S 接合部のずれ変形の影響に関しては、ずれ変形を評価して解析した結果が考慮しないものに比べて実験値にやや近い挙動を示している。

本実験で用いた RC・S 接合部の仕様では、ずれ変形は小さいので履歴エネルギー吸収量への影響は僅かであることがわかる。RC・S 接合部のずれ変形は RC 部と低降伏点鋼パネルの応力伝達機構に基づく接合部の仕様を考案するために重要な要因である。



(a) RC・S 複合間柱

(b) 低降伏点鋼パネル

図 5.3.17 実験値と接合部のずれ変形を考慮した解析値のせん断力変形関係の比較  
(軸方向力無し)

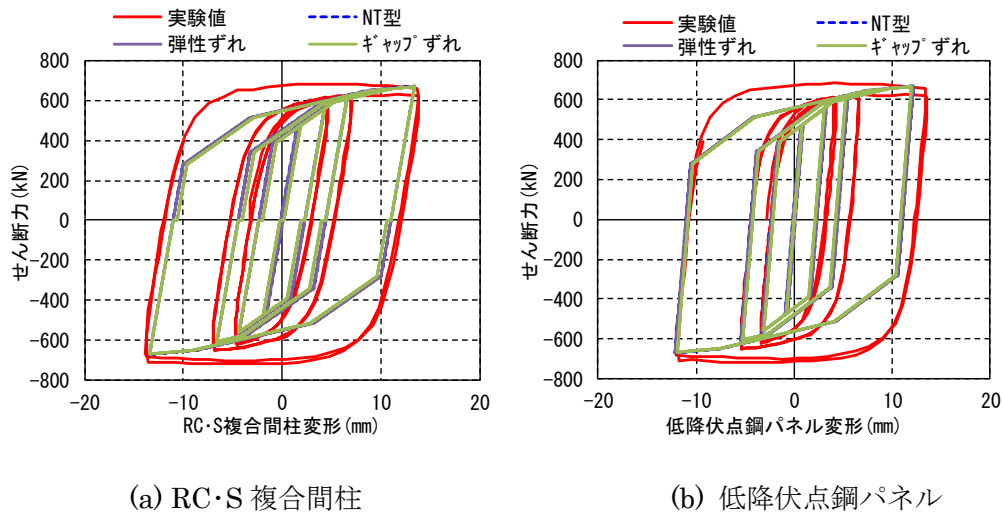


図 5.3.18 実験値と接合部のずれ変形を考慮した解析値のせん断力変形関係の比較  
(軸方向圧縮力 2500kN)

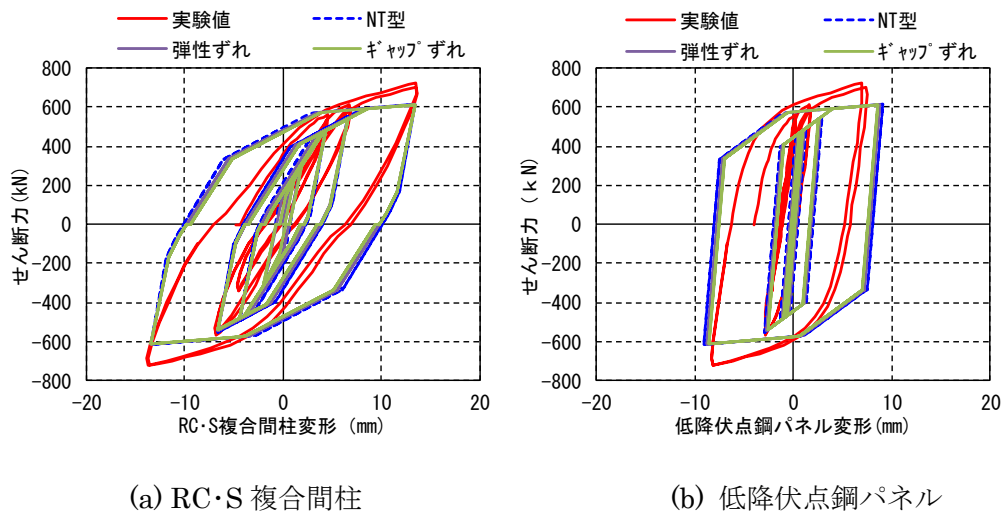


図 5.3.19 実験値と接合部のずれ変形を考慮した解析値のせん断力変形関係の比較  
(軸方向引張力 1000kN)

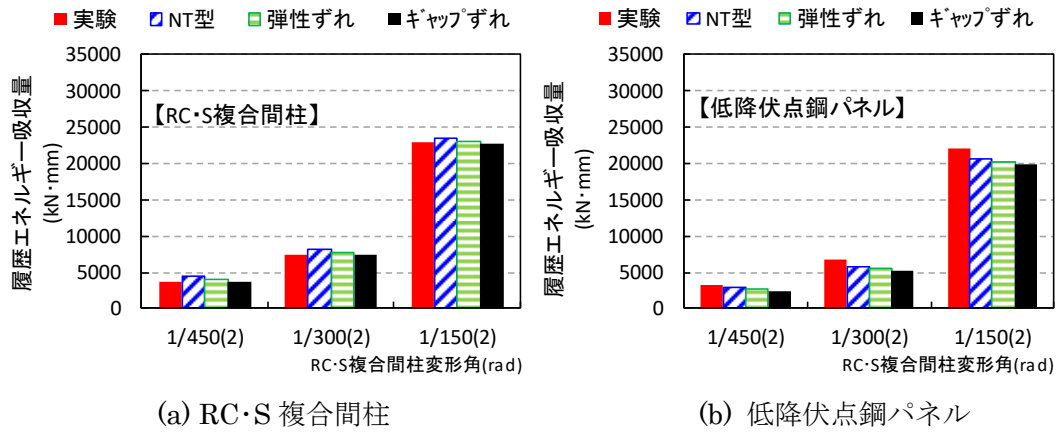


図 5.3.20 実験値と接合部のずれ変形を考慮した解析値の履歴エネルギー吸収量の比較 (軸方向力無し)

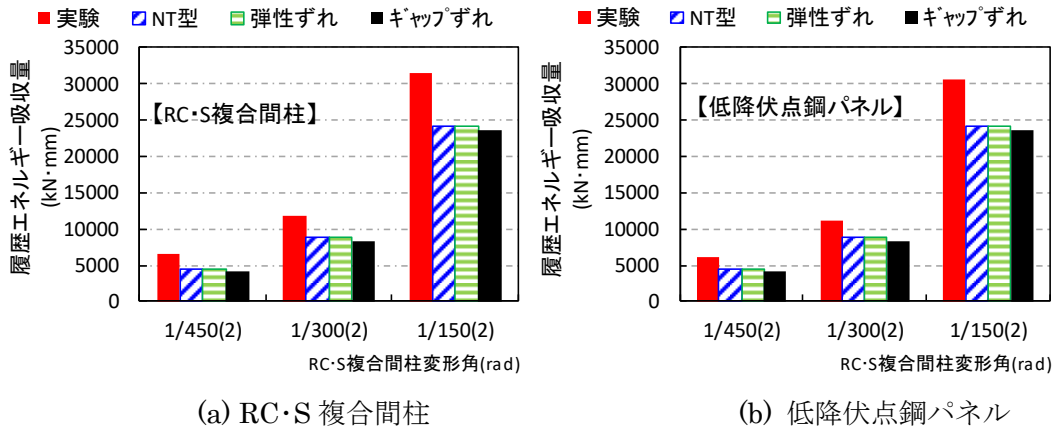


図 5.3.21 実験値と接合部のずれ変形を考慮した解析値の履歴エネルギー吸収量の比較 (軸方向圧縮力 2500kN)

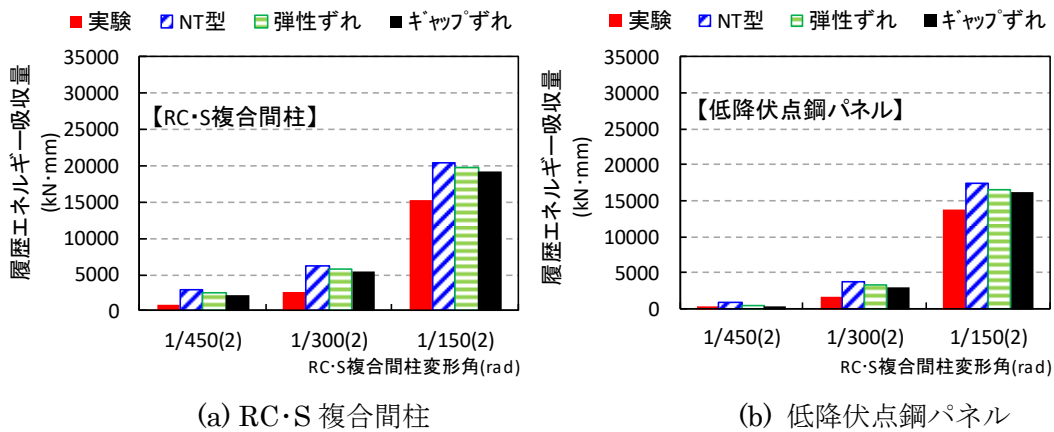


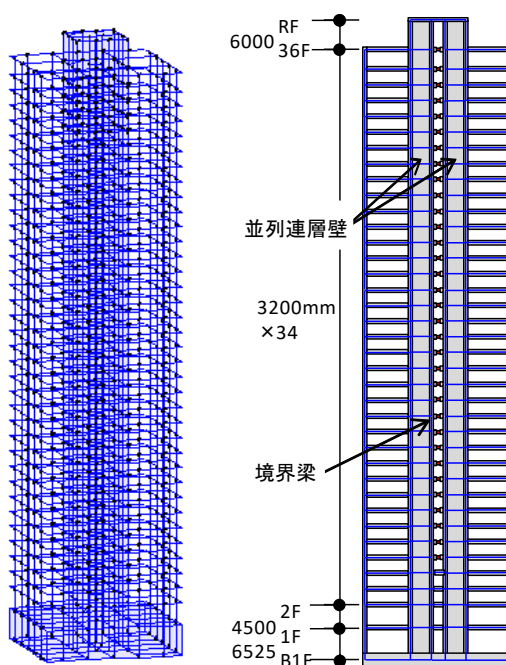
図 5.3.22 実験値と接合部のずれ変形を考慮した解析値の履歴エネルギー吸収量の比較 (軸方向引張力 1000kN)

## 5.4 解析モデルの適用例

## 5.4.1 RC・S 複合梁を用いた 36 階建コア壁フレーム構造

## (a) 解析目的と対象建物

RC・S 複合梁の適用例として、平面中央に L 型耐震壁を有する 36 階建 RC 造コア壁フレーム構造を取り上げる。また、S 部を RC 部に埋込んだ埋込み型の RC・S 複合梁との地震応答比較を行う。解析対象建物の概要とフレームモデルを図 5.4.1 に示す。また、骨組の主な部材断面を表 5.4.1 に、耐震壁の部材断面を表 5.4.2 に、RC・S 複合梁の部材断面を表 5.4.3 に示す。耐震壁は全層に配置し、RC・S 複合梁は壁間の境界梁として 5 階から最上階まで配置する。解析対象建物の内部粘性減衰は瞬間剛性比例型（1 次減衰定数  $h_1=0.03$ ）とする。検討用地震動は、法告示によるレベル 2 相当の模擬地震動 3 波（第 2 種地盤、表 5.4.4）とする。



(a) 解析モデル

(b) 略軸組図

図 5.4.1 36 階建 RC 壁フレーム構造の骨組

表 5.4.1 主な柱・梁部材の断面

階	項目	柱 1	柱 2	柱 3	大梁
36 (Fc30)	断面	800×800	900×800	900×900	680×750
	配筋	20-D29	20-D29	16-HD41	12-HD29
	補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
34,35 (Fc30)	断面	800×800	900×800	900×900	740×750
	配筋	20-D32	20-D32	16-HD41	12-HD32
	補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
31-33 (Fc30)	断面	800×800	900×800	900×900	800×750
	配筋	20-D35	20-D35	16-HD41	12-HD35
	補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
29,30 (Fc36)	断面	850×850	900×850	900×900	800×750
	配筋	20-D38	20-D38	16-HD41	12-HD38
	補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
24-28 (Fc42)	断面	850×850	900×850	900×900	800×750
	配筋	20-HD38	20-HD38	16-HD41	12-HD38
	補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
17-23 (Fc48)	断面	850×850	900×850	900×900	800×750
	配筋	20-HD38	20-HD38	16-HD41	12-HD38
	補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
15,16 (Fc48)	断面	900×900	900×900	900×900	800×750
	配筋	20-HD38	20-HD38	16-HD41	12-HD38
	補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
1-14 (Fc60)	断面	900×900	900×900	900×900	800×750
	配筋	20-HD41	20-HD41	20-HD41	12-HD38
	補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D16@150

注) 各階の括弧内はコンクリートの設計基準強度を示す。

柱・梁部材の配筋は(本数)-(強度・径)を示す。

但し、D : SD390, HD : SD490 を示す。補強筋は USD685。

表 5.4.2 耐震壁の部材断面

階	1	2-24	25-36
壁厚	900mm	900mm	900mm
縦筋	HD41(3列)@200	HD38(3列)@200	HD35(3列)@200
横筋	D29(2列)@150	D29(2列)@150	D29(2列)@150

注) D : SD390, HD : SD490 を示す。

表 5.4.3 RC・S 複合梁の部材断面

断面	構造種別		主筋	あばら筋	低降伏点鋼パネル
全階	1-4 階	5-36 階	全階	全階	5-36 階
750×900	RC 梁	RC・S 複合梁	8-HD38 (上下)	4-D13 @150	400×400×16 (B/t=25)LY225

注) D : SD390, HD : SD490 を示す。

表 5.4.4 検討用地震動諸元

地震波	入力倍率	最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	最大速度 (cm/s)	継続時間 (s)
CODE-ELC 波	1.48	506	50	50
CODE-HAC 波	1.44	330	50	50
CODE-BCJL2 波	1.0	330	54	80

## (b) 解析モデル

解析モデルは、剛床仮定に基づいた立体フレームモデルとする。柱および大梁の曲げに対するスケルトンカーブは、曲げひび割れ点および曲げ降伏点を折れ点としたトリリニア型とする。曲げ降伏時の剛性低下率は菅野式<sup>5.5)</sup>を用いて算出する。履歴特性は TAKEDA モデル<sup>5.4)</sup>とする（除下時剛性低下指数は柱が 0.4，梁が 0.5）。耐震壁は平面保持を仮定した Fiber モデルに置換したモデルとする。せん断についての履歴特性は原点指向型とし、せん断終局強度は荒川 mean 式<sup>5.5)</sup>により算出する。RC・S 複合梁の解析パラメータは、RC 部の復元力特性を 2 タイプ（埋込み型，非埋込み型）とする。低降伏点鋼パネルの復元力特性は歪硬化型トリリニアモデルとする。非埋込み型の RC 部の復元力特性については、通常の TAKEDA モデル<sup>5.1)</sup>とする。また、埋込み型の RC 部の復元力特性については、RC 部の諸元に関するパラメトリックスタディを行い決定する。対象とするのは非埋込み型の RC・S 複合梁と埋込み型の RC・S 複合梁である。解析パラメータ一覧を表 5.4.5 に示す。Case1 から Case3 は、非埋込み型の場合と同様に、第 2 剛性倍率 ( $a_2$ ) を 0.1 とし、第 3 剛性倍率 ( $a_3$ ) を 0.001 とする。Case4 から Case6 について、埋込み鉄骨部にてこ作用の影響を考慮して、曲げひび割れが発生した後の剛性の低下を非埋込み型よりも大きい値(0.067)とし、第 3 剛性倍率は Case1 から Case3 と同様に 0.001 とする。また、3 章の実験より、RC・S 複合梁について非埋込み型の初期剛性に比べて埋込み型の初期剛性がやや低い結果とな

ったことより，初期剛性を低減するパラメータを設ける。表 5.4.5 中の  $\beta_1$  および  $\beta_2$  は埋込み型の RC・S 複合梁の RC 部の初期剛性を低減させるためのパラメータで以下の式で表す。

$$I = \beta_1 \times I_0 \quad \dots (5.4.1)$$

$$A = \beta_2 \times A_0 \quad \dots (5.4.2)$$

記号  $I$ : 低減した埋込み型の RC・S 複合梁の RC 部の断面 2 次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

$I_0$ : 非埋込み型の RC・S 複合梁の RC 部の断面 2 次モーメントで、  
鉄筋を考慮する ( $\text{mm}^4$ )

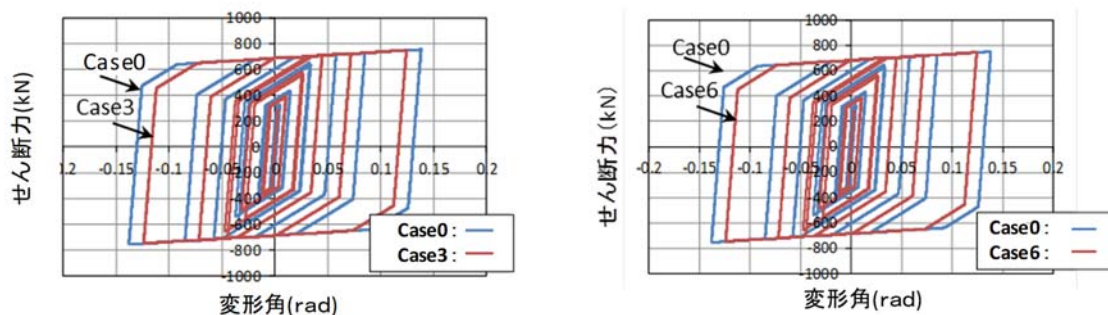
$A$ : 低減した埋込み型の RC・S 複合梁の RC 部の断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$A_0$ : 非埋込み型の RC・S 複合梁の RC 部の断面積 ( $\text{mm}^2$ )

表 5.4.5 RC・S 複合梁の解析パラメータ

解析ケース	$a_2$	$a_3$	$\beta_1$	$\beta_2$
Case1	0.1	0.001	1	1
Case2	0.1	0.001	0.75	0.9
Case3	0.1	0.001	1	0.8
Case4	0.067	0.001	1	1
Case5	0.067	0.001	0.75	0.9
Case6	0.067	0.001	1	0.8

埋込み型 RC・S 複合梁の低降伏点鋼パネル部分のせん断力変形関係について Case3 および Case6 について図 5.4.2 に示す。図には，5.3.2 で示した軸方向力を考慮しない RC・S 複合部材の解析結果を Case0 として記す。また，Case1 から Case6 の解析結果について，梁変形角 1/100rad, 1/67rad, 1/50rad 時の履歴ループから算出した履歴エネルギー吸収量の解析値と実験値との比較を図 5.4.3 に示す。履歴エネルギー吸収量を比較すると解析ケース 1~6 の中で，Case5 の結果が実験値を 1/100~1/50rad の範囲で安全側でかつ最も実験値に近い値となった。よって、埋込み型の RC・S 複合梁の解析モデルには Case5 のパラメータを使用することとする。



(a) Case3

(b) Case6

図 5.4.2 低降伏点鋼パネルのせん断力変形角関係

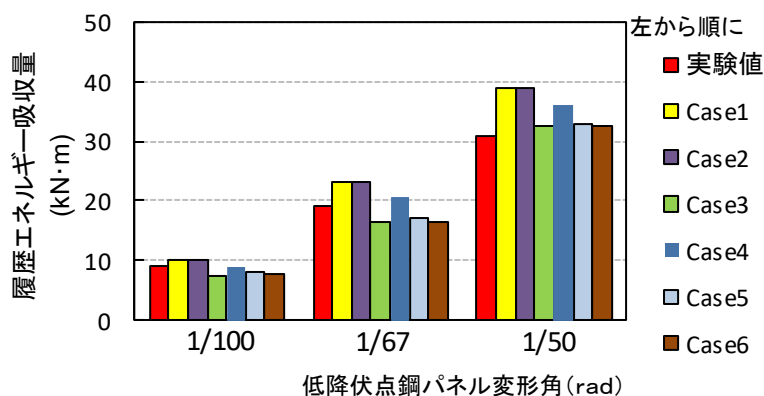


図 5.4.3 RC・S 複合梁の履歴エネルギー吸収量の比較

(c) 解析結果の考察

埋込み形式の違いを考慮した RC・S 複合梁の解析モデルによる地震応答の比較を図 5.4.4, 図 5.4.5 に示す。応答結果より, RC・S 複合梁の埋込み形式が壁フレーム構造の層間変形角や層せん断力に与える影響は大きくないものの, 中層では非埋込み型 RC・S 複合梁の層間変形角は埋込み型の RC・S 複合梁よりやや小さい傾向が見られる。

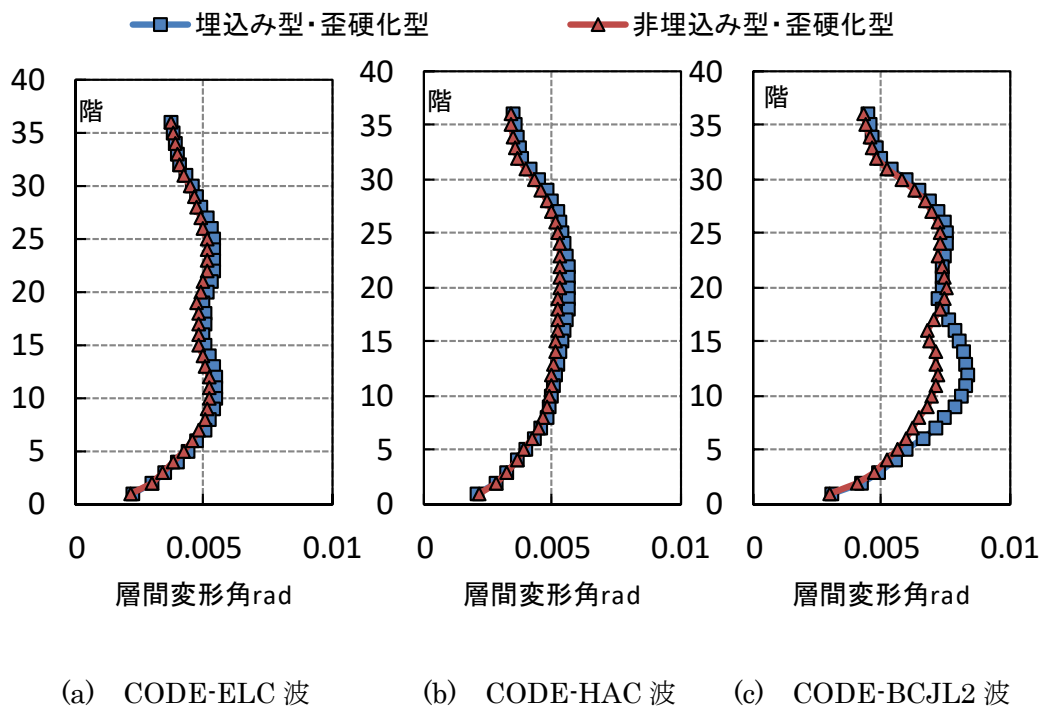


図 5.4.4 埋込み形式の違いによる層間変形角の比較

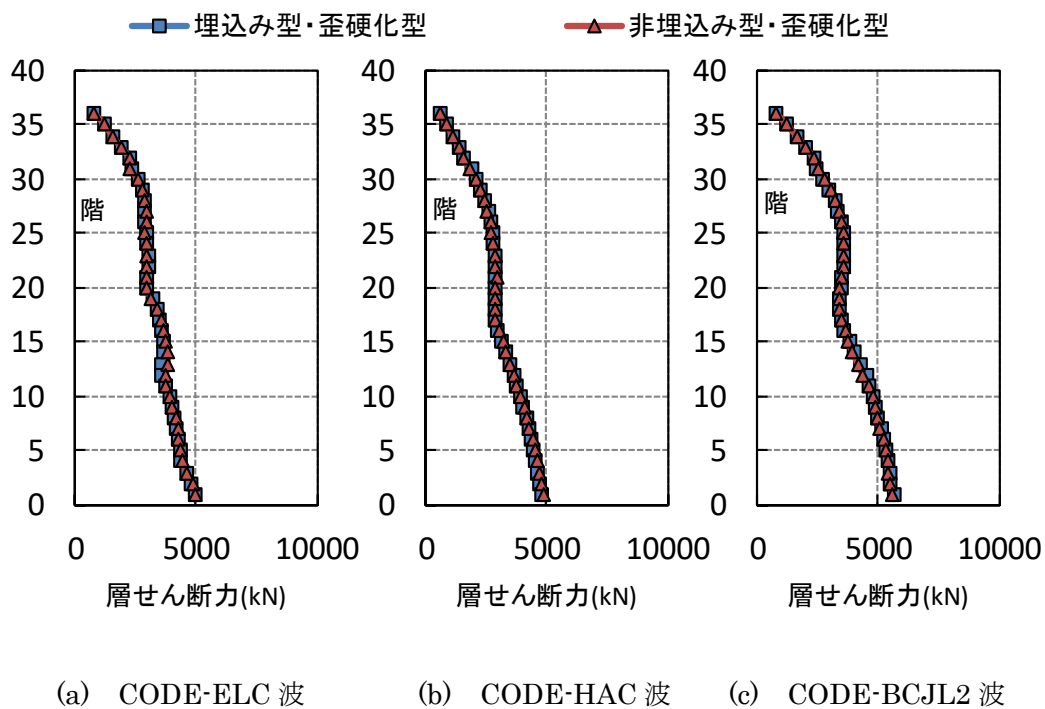


図 5.4.5 埋込み形式の違いによる層せん断力の比較

低降伏点鋼パネルの復元力特性の違いによる応答層間変形角の比較を示す。RC 部を非埋込み型の RC・S 複合梁モデルとした結果を図 5.4.6 に、埋込み型の RC・S 複合梁モデルとした結果を図 5.4.7 に示す。CODE-ELC 波および CODE-HAC 波では解析モデルの違いによる差はほとんど見られなかった。CODE-BCJL2 波の中間層では応答値に違いが見られた。

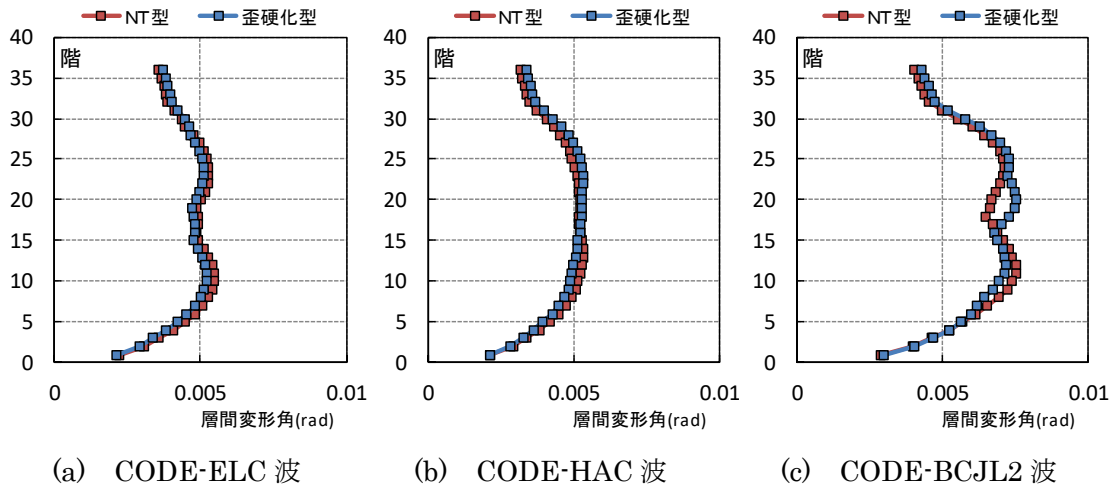


図 5.4.6 低降伏点鋼パネルの復元力モデルの違いによる層間変形角の比較  
(非埋込み型 RC・S 複合梁)

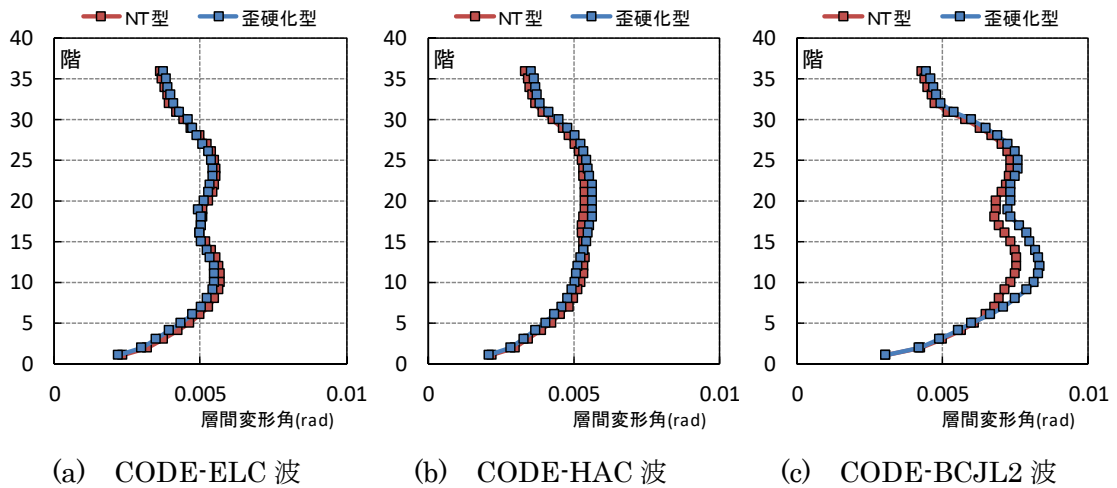


図 5.4.7 低降伏点鋼パネルの復元力モデルの違いによる層間変形角の比較  
(埋込み型 RC・S 複合間梁)

## 5.4.2 RC・S 複合間柱を用いた 54 階建フレーム構造

## (a) 解析目的と対象建物

RC・S 複合間柱の適用例として平面中央に吹き抜けを有する 54 階建 RC フレーム構造を取り上げる。RC・S 複合間柱を設けることによる地震応答低減効果について述べる。解析対象建物び平面を図 5.4.8 に示す。RC・S 複合間柱は 5 階から吹き抜け周りに各方向 6 箇所ずつ配置している。

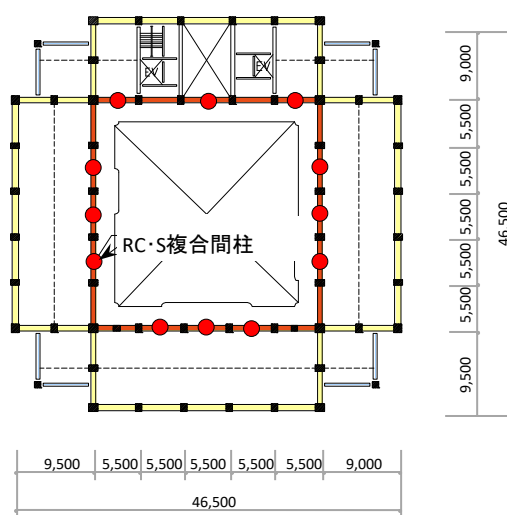


図 5.4.8 骨組の略伏図と RC・S 複合間柱

## (b) 解析モデル

骨組の解析モデルおよび RC・S 複合間柱とその周辺架構のモデルを図 5.4.9 に示す。骨組の解析モデルは、等価曲げせん断モデルとする。等価曲げせん断モデルは、RC・S 複合間柱を除いた骨組の静的非線形解析結果に基づいた等価な曲げせん断ばね（曲げは弾塑性、せん断は弾性）として剛床仮定により RC・S 複合間柱の解析モデルを並列させる<sup>5.7)</sup>。RC・S 複合間柱の解析モデルは境界梁が取り付けられた RC・S 複合間柱のマクロモデルとする。ここでは、予備応答解析より RC・S 複合間柱に過大な軸方向力は作用しないことを確

認し、マクロモデルを使用する。マクロモデルは、低降伏点鋼パネルをせん断ばねに、RC部を曲げばねに置換した弾塑性ばねモデルである。RC部の曲げばねは、曲げひび割れを考慮した弾塑性ばねとする。復元力特性は、RC部を TAKEDA モデル、低降伏点鋼パネルを NT 型モデルとする。内部粘性減衰は、瞬間剛性比例型 ( $h1=3\%$ ) とする。検討用地震動は、極めて稀に発生する地震動を想定した模擬地震動として BCJ LEVEL2 波と Code-Taft(L2)波の 2 波とする。

(c) 解析結果の考察

RC・S 複合間柱の有無による層間変形角の比較を図 5.4.10 に示す。RC・S 複合間柱を設けることにより、レベル 2 地震動に対して層間変形角は約 20%~30%の応答が低減されており、特に中層の変形を低減する効果が見られる。

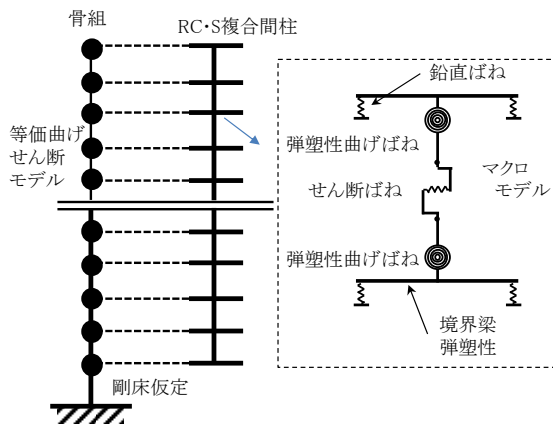


図 5.4.9 等価曲げせん断モデルと RC・S 複合間柱の解析モデル

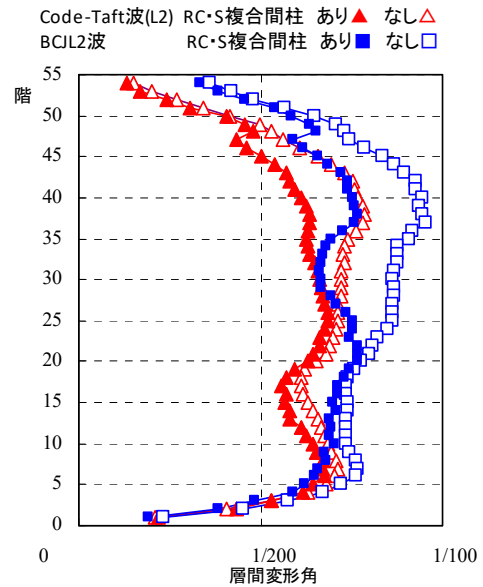


図 5.4.10 層間変形角の比較

5.4.3 RC・S 複合間柱を用いた 36 階建フレーム構造

(a) 解析目的と対象建物

RC・S 複合間柱の適用例として 36 階建フレーム構造の地震応答解析の例について示す。

ここでは、地震応答解析により、低降伏点鋼パネルの累積塑性ひずみエネルギーが最大となった層における RC・S 複合間柱のせん断力変形角関係から低降伏点鋼パネルの疲労寿命と累積塑性ひずみエネルギーの安全率を算出する。なお、累積塑性ひずみエネルギーの安全率とは、構造実験から設定された耐力低下まで累積塑性ひずみエネルギーを解析から得られた累積塑性ひずみエネルギーで除した値とする。

解析対象とする建物はセンターコアの平面を有する 36 階建 RC フレーム構造である。解析対象建物の略伏図および略軸組図を図 5.4.11 に示す。RC・S 複合間柱は平面中央コア部 5 階から 30 階まで各方向に 2 本ずつ、1 フロアーに合計 4 本ずつ配置する。

本建物で用いた RC・S 複合間柱は、第 4 章で示した No.1 試験体と同じ仕様とし、低降伏点鋼パネルは TYPE23 であり、ウェブ板には LY225 材（厚さ 6mm）を使用する。

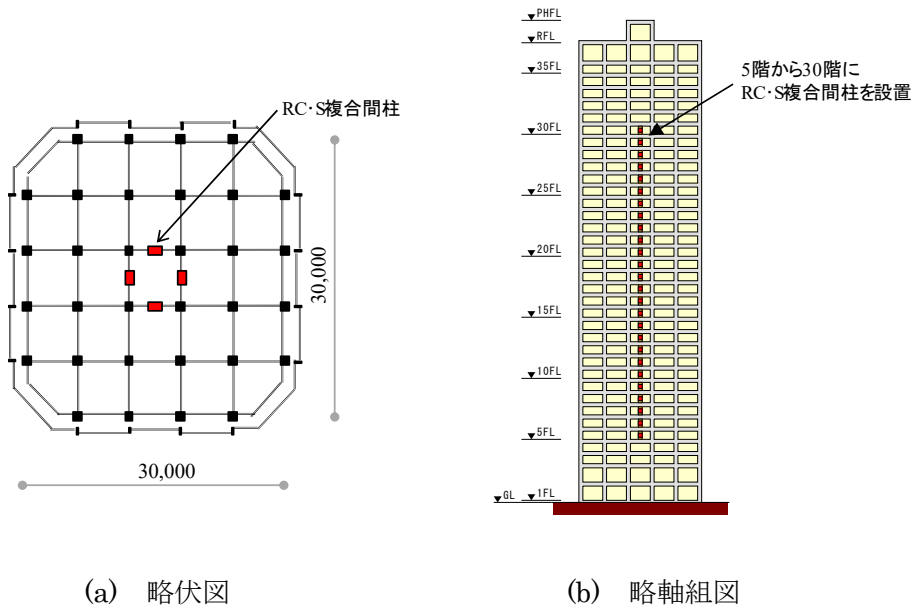


図 5.4.11 36 階建フレーム構造の骨組と RC・S 複合間柱

(b) 解析モデル

RC・S 複合間柱の解析モデルは、低降伏点鋼パネルを1本のせん断ばねとし、RC部を曲げばねとしたマクロモデルである。骨組の解析モデルは5.4.2と同様に、等価曲げせん断モデルとする。検討用地震動は日本建築センター保有の観測波形の内、比較的長周期成分を多く含むHACHINOHE NS波とする。地震動の強さは観測波形の最大速度値で基準化しレベル2の地震動で50cm/secとする。

(c) 解析結果の考察

最大応答層間変形時の層間変形角分布を図5.4.12に示す。図5.4.13には6階部分の低降伏点鋼パネルのせん断力変形角関係を示す。層間変形角の最大値は1/142radであり、22階で発生した。この時の低降伏点鋼パネルの変形角は1/113radであった。また、低降伏点鋼パネルの累積塑性ひずみエネルギーの最大値は6階で発生し、その値は9.38kN・mであった。ここでは、累積塑性ひずみエネルギーが最も大きい6階の低降伏点鋼パネルに着目し

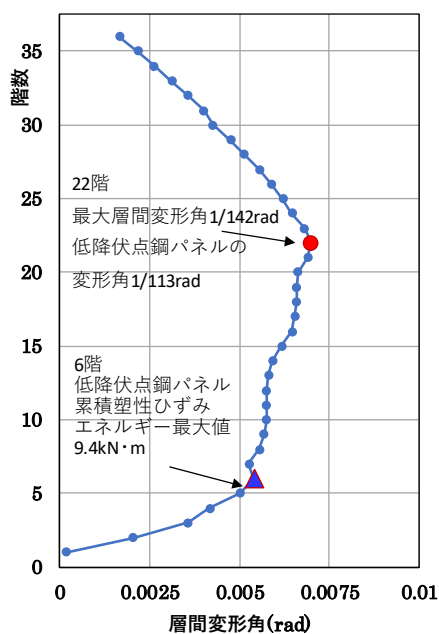


図 5.4.12 最大応答層間変形角

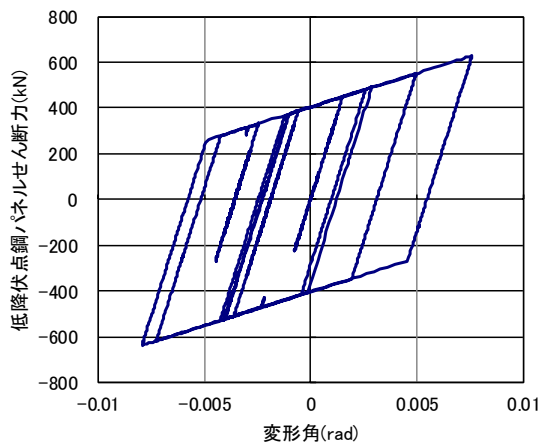


図 5.4.13 6階の低降伏点鋼パネルのせん断力変形角関係

て、低降伏点鋼パネルの疲労寿命と累積塑性ひずみエネルギーの安全率について検討する。第2章の低降伏点鋼パネルの定振幅載荷実験より、LY225材を使用したTYPE23のレベル2相当の地震動を想定した $R_p = 1/30\text{rad}$ の定振幅載荷時に対する低降伏点鋼パネルの疲労寿命までの累積塑性ひずみエネルギーは $1387\text{kN}\cdot\text{m}$ であった。よってレベル2相当の地震動を1回受けた時の累積塑性ひずみエネルギーの安全率は、 $1387/9.38=147.8$ となった。また、図3.4.14の低降伏点鋼パネルのせん断変形角の変動振幅履歴に対して、最大変形値を100分割して、レインフロー法を用いて分割した振幅値に対する疲労寿命までの回数を(2.5.1)式から計数する。(2.5.2)式のMinerの線形累積損傷則を計算すると、本検討用地震動を1回受けた時のD値は0.009となった。ここでは、本解析例で示したレベル2相当のHACHINOHE NS波による地震動に対して、地震時の変形が小さいが、低降伏点鋼パネルについて疲労寿命と累積塑性ひずみエネルギーの安全率に関する算出例を示した。

#### 5.4.4 累積塑性ひずみエネルギーの安全率と疲労寿命(D値)

低降伏点鋼パネルの累積塑性ひずみエネルギーの安全率は、使用する低降伏点鋼パネルの復元力モデルにより影響を受ける。そこで、第4章で示したRC・S複合間柱No.1試験体について、実験結果から得られた低降伏点鋼パネルの累積塑性ひずみエネルギーの安全率

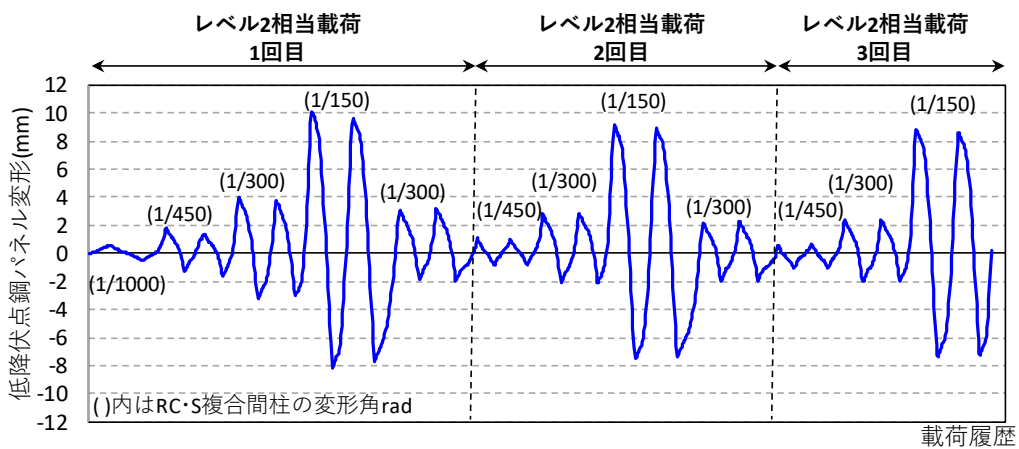


図 5.4.14 No.1 試験体の載荷履歴

と、低降伏点鋼パネルの解析モデルを用いて得られた累積塑性ひずみエネルギーの安全率を示す。RC・S 複合間柱 No.1 試験体の载荷履歴を図 5.4.14 に示す。累積塑性ひずみエネルギーの安全率はレベル 2 相当载荷 1 回目と、2 回目までの累積値および 3 回目までの累積値についてそれぞれ算出する。なお、低降伏点鋼パネルの解析モデルはせん断ばねモデルを使用し、復元力モデルは標準トリリニアモデルと歪硬化型トリリニアモデルを用いる。

併せて、RC・S 複合間柱 No.1 試験体の低降伏点鋼パネルの疲労寿命 (D 値) も算出する。

なお、解析には実験時の低降伏点鋼パネルの変形を使用しているため、疲労寿命(D 値)は実験も解析も同じ値となる。

実験と解析の低降伏点鋼パネルのせん断力変形関係の比較を解析モデルごとに図 5.4.15

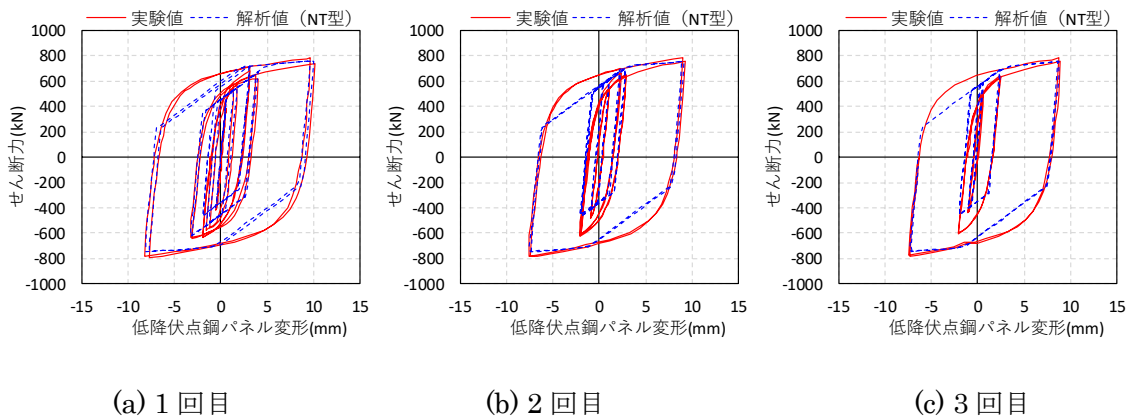


図 5.4.15 実験値と解析値の比較 (標準トリリニアモデル)

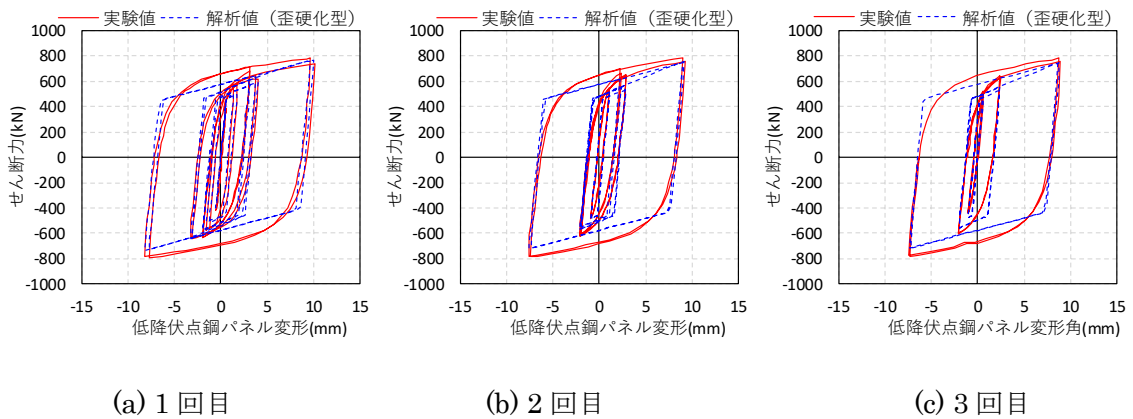


図 5.4.16 実験値と解析値の比較 (歪硬化型トリリニアモデル)

と図 5.4.16 に示す。また、得られた累積塑性ひずみエネルギーの安全率と D 値の一覧を表 5.4.6 に示す。解析モデルは、実験時の各振幅レベルのピーク時のせん断力の最大値を表現し、かつ履歴ループを安全側で評価するように設定する。

低降伏点鋼パネルの累積塑性ひずみエネルギーの安全率を見ると、歪硬化型モデルが各レベルの履歴エネルギー吸収量をより実験値に近く評価できるため、実験値の累積塑性ひずみエネルギーの安全率に近い値となった。一方、標準トリリニアモデルを用いた安全率も実験値との差は 2~3%程度とわずかであった。

また、表 5.4.6 を見ると、载荷回数が増加するのに伴い、累積塑性ひずみエネルギーの安全率が低下しており、D 値も同様の傾向があることがわかる。

表 5.4.6 累積塑性ひずみエネルギーの安全率と疲労寿命 (D 値)

		実験値	NT 型	歪硬化型	D 値
レベル 2 相当载荷 1 回目 終了時	累積エネルギー (kN・m)	62.0	57.0	59.3	0.024
	累積塑性ひずみエネルギー の安全率	22.4	24.3	23.4	
レベル 2 相当载荷 2 回目 終了時	累積エネルギー (kN・m)	111.7	104.2	107.7	0.043
	累積塑性ひずみエネルギー の安全率	12.4	13.3	12.9	
レベル 2 相当载荷 3 回目 終了時	累積エネルギー (kN・m)	150.3	141.5	145.0	0.060
	累積塑性ひずみエネルギー の安全率	9.2	9.8	9.6	

## 5.6 まとめ

RC・S 複合部材の解析モデルを提示し、実験結果との比較および地震応答解析例より以下の知見を得た。

- (1) 低降伏点鋼パネルの解析モデルの検討より、以下の知見が得られた。

- 1) 低降伏点鋼パネルを一般的な標準トリリニアモデルのせん断ばねに置換したモデルは実験の最大耐力を概ね良好に評価できるが、履歴エネルギー吸収量は実験結果に比べて小さく評価する。
  - 2) 低降伏点鋼パネルを歪硬化による影響を考慮した歪硬化型トリリニアモデルのせん断ばねに置換したモデルは、履歴エネルギー吸収量や等価粘性減衰定数を精度良く評価できる。
- (2) RC・S 複合部材の解析モデルの検討より、以下の知見が得られた。
- 1) RC・S 複合部材に作用する軸方向力が小さい場合は、低降伏点鋼パネルをせん断ばね、RC 部を曲げばねとしたマクロモデルにより実験結果を良好に評価できる。
  - 2) マクロモデルの RC 部にマルチスプリングモデルを用いることにより軸方向力の影響を評価できる。
  - 3) 本研究で提示した RC・S 複合部材は、RC・S 接合部のずれ変形が僅かであるため、接合部ずれ考慮モデルではずれ変形を無視したモデルとの違いはほとんど見られない。
- (3) 埋込み形式の異なる RC・S 複合梁を適用した建物の地震応答解析例より、以下の知見が得られた。
- 1) 埋込み型 RC・S 複合梁の解析モデルでは、RC 部の損傷を考慮した復元力モデルを用いることにより、実験結果を適切に評価できる。
  - 2) 埋込み型と非埋込み型の違いによる骨組の層間変形角や層せん断力の違いは本解析では比較的小さい。
- (4) RC・S 複合間柱を適用した建物の応答解析結果より、以下の知見が得られた。
- 1) 提示したマクロモデルは等価曲げせん断モデルの並列モデルとして利用できる実用的

な解析モデルである。

- 2) RC・S 複合間柱を適用した建物の地震応答解析により、レベル 2 相当の地震動を受けた場合の低降伏点鋼パネルの疲労寿命および累積塑性ひずみエネルギーの安全率を算定できることを示した。

**【第5章参考文献】**

- 5.1) SNAP Ver.6 テクニカルマニュアル第5章復元力特性 5.1.25 極低降伏点鋼制震ダンパー(LY3), 株式会社構造システム, 2019.4
- 5.2) SNAP Ver.6 テクニカルマニュアル第5章復元力特性 5.3.2.3 トリリニア剛性低減型 (CS3), 株式会社構造システム, 2019.4
- 5.3) SNAP Ver.6 テクニカルマニュアル第5章復元力特性 5.3.1.2 鉄鋼剛性低減型モデル (SS3), 株式会社構造システム, 2019.4
- 5.4) Takeda, T., M.A. Sozen and N.M. Nielsen : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12,pp.2557-2573, Dec.1970
- 5.5) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会, 2018
- 5.6) 竹中啓之, 和泉信之 : 低降伏点鋼を用いた非埋込み型 RC・S 造複合梁の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.60B, pp.81-88, 2014.3
- 5.7) 和泉信之, 清水隆, 竹中啓之, 多田公平 : 低降伏点鋼デバイスを組み込んだ高層 RC 造建物の地震応答解析 (その1) 低降伏点鋼デバイス付き間柱の解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), C-2, 構造IV, pp.681-682, 2005年9月

## 第6章 RC・S 複合部材の設計

### 6.1 はじめに

### 6.2 設計方針

#### 6.2.1 低降伏点鋼パネルの設計方針

- (a) 地震力に対する設計方針
- (b) 風圧力に対する設計方針

#### 6.2.2 RC 部の設計方針

#### 6.2.3 RC・S 接合部の設計方針

### 6.3 低降伏点鋼パネルの設計

#### 6.3.1 地震力に対する設計

- (a) ウェブ板のせん断降伏耐力
- (b) 低降伏点鋼パネルのせん断耐力
- (b) フランジ板の設計
- (d) ベース板の設計

#### 6.3.2 風圧力に対する設計

#### 6.3.3 疲労に対する検討

### 6.4 RC 部の設計

#### 6.4.1 曲げと軸方向力に対する設計

#### 6.4.2 せん断に対する設計

#### 6.4.3 取り付け部材への応力伝達の検討

#### 6.4.4 RC 部主筋の低降伏点鋼パネルへの定着

### 6.5 RC・S 接合部の設計

#### 6.5.1 曲げと軸方向力に対する設計

6.5.2 せん断に対する設計

6.6 構造規定

6.6.1 低降伏点鋼パネルのウェブ板

6.6.2 低降伏点鋼パネルのフランジ板

6.6.3 低降伏点鋼パネルのベース板

6.6.4 低降伏点鋼パネルのリブ板

6.7 まとめ

【第 6 章参考文献】

## 第6章 RC・S 複合部材の設計

### 6.1 はじめに

本章では、実験および解析で得られた知見をもとに、RC・S 複合部材の設計法を提示する。

### 6.2 設計方針

#### 6.2.1 低降伏点鋼パネルの設計方針

##### (a) 地震力に対する設計方針

低降伏点鋼パネルは、一次設計用地震力に対して降伏を許容する。

低降伏点鋼パネルがレベル 1 の地震動およびレベル 2 の地震動に対して、下記の判定基準を満足することを確認する。なお、累積塑性ひずみエネルギーの安全率とは、構造実験から設定された耐力低下までの累積塑性ひずみエネルギーを解析から得られた累積塑性ひずみエネルギーで除した値とする。

(レベル 1 の地震動)

- ・累積塑性ひずみエネルギーの安全率が 10 以上である。

(レベル 2 の地震動)

- ・累積塑性ひずみエネルギーの安全率が 3 以上である。

##### (b) 風圧力に対する設計方針

風圧力に対して低降伏点鋼パネルのウェブ板は降伏させない。設計用風荷重（再現期間 500 年）に対して低降伏点鋼パネルのせん断力が、せん断降伏耐力未満であることを確認する。

### 6.2.2 RC 部の設計方針

RC 部は、一般の RC 部材と同様に一次設計（許容応力度設計）および二次設計（終局強度設計）を行う。

RC 部は、低降伏点鋼パネルのせん断耐力に対して、曲げひび割れは許容するが曲げ降伏させない。そのため、上下の RC 部の曲げ降伏時せん断力は低降伏点鋼パネルのせん断耐力の 1.3 倍以上とする。また、RC 部のせん断終局耐力は曲げ降伏時せん断力に対して 1.3 倍以上とする。

### 6.2.3 RC・S 接合部の設計方針

低降伏点鋼パネルのせん断力は、頭付きスタッドにより RC 部に伝達する。低降伏点鋼パネルの曲げモーメントおよび軸方向力は、主筋及び U 字筋により RC 部に伝達する。

RC・S 複合部材に軸方向引張力が作用する場合、必要に応じてベース板のフランジ板位置にフレア溶接し、末端を折り曲げ加工または機械式定着とした U 字筋を設ける。

## 6.3 低降伏点鋼パネルの設計

### 6.3.1 地震力に対する設計

#### (a) ウェブ板のせん断降伏耐力

一次設計用地震力に対してウェブ板のせん断降伏を許容する。低降伏点鋼パネルのせん断降伏耐力は次式で評価する。

$${}_pQ_y = {}_pA_s \cdot {}_p\sigma_y / \sqrt{3} \quad \dots (6.3.1)$$

記号  ${}_pQ_y$  : 低降伏点鋼パネルのせん断降伏耐力(N)

${}_pA_s$  : 低降伏点鋼パネルのウェブ板のせん断断面積(mm<sup>2</sup>)

$p\sigma_y$  : 低降伏点鋼パネルのウェブ板の規格降伏点の下限値(N/mm<sup>2</sup>)

(b) 低降伏点鋼パネルのせん断耐力

低降伏点鋼パネルのせん断耐力は、(6.3.1) 式で示すウェブ板のせん断降伏耐力に、実験結果より得られたウェブ板の鋼材強度に応じたせん断耐力上昇係数 ( $\gamma$ ) を乗じて算出する。せん断耐力上昇係数はウェブ板に LY100 材を使用した場合は 5.0、ウェブ板に LY225 材を使用した場合は 3.0 とする。

$$pQ_{max} = \gamma \cdot pQ_y \quad \dots (6.3.2)$$

記号  $\gamma$  : ウェブ板の鋼材強度に応じたせん断耐力上昇係数

ウェブ板に LY100 材を使用した場合  $\gamma = 5.0$

ウェブ板に LY225 材を使用した場合  $\gamma = 3.0$

(c) フランジ板の設計

フランジ板は軸方向力に対して降伏しないことを確認する。軸方向力は地震応答解析等により求める。

$$N_{max} < \Sigma(tA \cdot f\sigma_y) \quad \dots (6.3.3)$$

記号  $N_{max}$  : RC・S 複合部材に作用する最大軸方向力(N)

$tA$  : フランジ板の断面積(mm<sup>2</sup>)

$f\sigma_y$  : フランジ板の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

(d) ベース板の設計

ベース板は低降伏点鋼パネルのせん断耐力により生じる曲げモーメントに対して降伏しないことを確認する。軸方向力が作用する場合は、軸方向力を曲げモーメントと同時に考慮して、ベース板が降伏しないことを確認する。

### 6.3.2 風圧力に対する設計

設計用風荷重（再現期間 500 年）に対して，低降伏点鋼パネルのせん断力がせん断降伏耐力 ( $pQ_y$ ) 未満であることを確認する。なお，低降伏点鋼パネルのせん断降伏耐力とは(6.3.1)式により規格降伏点下限値の  $1/\sqrt{3}$  の値にウェブ板の断面積を乗じた値とする。

### 6.3.3 疲労に対する検討

地震力による低降伏点鋼パネルの疲労については，定振幅繰り返し载荷実験により求めた低降伏点鋼パネルの疲労曲線を用いて検討する。ここでは，(6.3.4) 式で表される Manson-Coffin 型の疲労予測式<sup>6.2)</sup>を用いる。Manson-Coffin 型の疲労予測式は，ひずみ振幅値に対する疲労予測であるが，ここでは低降伏点鋼パネルの変形角振幅値に置き換えて適用する。低降伏点鋼パネルの疲労寿命は载荷振幅時における最大耐力の 90%まで耐力が低下した時点とする。疲労曲線は低降伏点鋼パネル変形角振幅値と疲労寿命までのサイクル数を対数近似した式とする。低降伏点鋼パネル変形角振幅値および定振幅繰り返し半サイクル数の定義を図 6.2.1 に示す。低降伏点鋼パネルの変形角 ( $R_p$ ) はレベル 1 地震時相当の繰り返し载荷振幅として  $1/70\text{rad}$ ，レベル 2 地震時相当の繰り返し载荷振幅として  $1/33\text{rad}$  とする。

$$\gamma \cdot (N_F)^k = C \quad \dots (6.3.4)$$

記号  $\gamma$ : 低降伏点鋼パネル変形角振幅値  
 $N_F$ : 定振幅繰り返し半サイクル数  
 $k, C$ : 実験定数

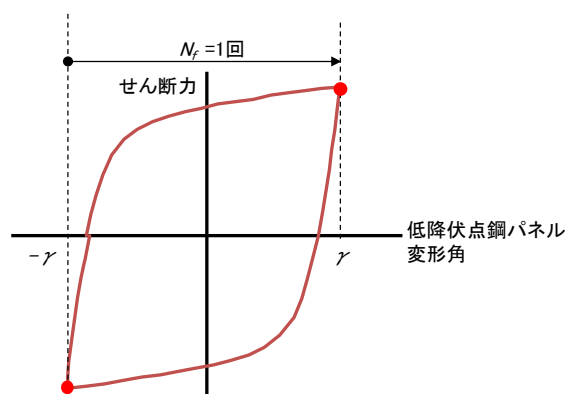


図 6.2.1 疲労曲線作成のための記号の定義

地震応答解析結果より得られた RC・S 複合部材の低降伏点鋼パネルのせん断力変形角関係を、レインフロー法<sup>6.2)</sup>などを用いて、最大振幅幅を  $i$  個のレベルに区切って、各レベル振幅ごとに生じた回数 ( $n_i$ ) を算出する。低降伏点鋼パネルの疲労寿命予測には、Miner の線形累積損傷則<sup>6.2)</sup>を用いる。Miner の線形累積損傷則では次式で示す累積損傷値 ( $D$ ) が 1 に達した時を疲労寿命としているので、地震時の累積損傷値が 1 未満であることを確認する。

$$D = \sum (n_i / N_{fi}) \quad \dots (6.3.5)$$

記号  $n_i$  :  $i$  レベルの振幅値が地震応答により低降伏点鋼パネルに生じた回数  
(レインフロー法により計数)

$N_{fi}$  :  $i$  レベルの振幅値に対して(6.3.4)式で計算される疲労寿命までの  
繰り返し半サイクル数

## 6.4 RC 部の設計

### 6.4.1 曲げと軸方向力に対する設計

RC 部の曲げに対する設計は、設計用曲げモーメント ( ${}_{RC}M_d$ ) を軸方向力を考慮した曲げ降伏モーメント ( ${}_{RC}M_y$ ) が上回るように設計する。ここで、設計用曲げモーメントは低降伏点鋼パネルのせん断耐力による曲げモーメントの 1.3 倍以上とする。

$${}_{RC}M_d \leqslant {}_{RC}M_y \quad \dots (6.4.1)$$

$${}_{RC}M_d = 1.3 \cdot p Q_{max} \cdot h_o / 2 \quad \dots (6.4.2)$$

記号  $h_o$  : RC・S 複合部材の内法高さ(mm)

#### 6.4.2 せん断に対する設計

RC 部のせん断に対する設計では、RC 部の曲げ降伏時に生じるせん断力に対してせん断終局耐力が 1.3 倍以上となるようにする。

また、RC・S 接合部のベース板近傍は RC 部の横拘束力を高めるために実験試験体の補強量を上回るせん断補強を行う。

#### 6.4.3 取り付け部材への応力伝達の検討

RC・S 複合部材が取り付く周辺部材へのせん断伝達は、曲げモーメントの作用による接触面圧縮伝達および主筋のダウエル強度について検討する。RC・S 複合部材のせん断伝達強度( $Q_{uv}$ )は次式により算定する。

$$Q_{uv} = \max (Q_{uv1}, Q_{uv2}) \quad \dots (6.4.3)$$

$$Q_{uv1} = \mu \cdot C \quad \dots (6.4.4)$$

記号  $\mu$  : ベース板と RC 柱の接触面の有効摩擦係数で 0.6 とする

$C$  : 曲げ圧縮力(N)

$$Q_{uv2} = 1.65 \cdot a_{g0} \sqrt{F_c \cdot \sigma_y} \quad \dots (6.4.5)$$

記号  $a_{g0}$  : ダウエル作用に有効な柱主筋の断面積(mm<sup>2</sup>)

$$a_{g0} = (a_g \cdot \sigma_y - T) / \sigma_y \quad \dots (6.4.6)$$

$$T = M / j - N / 2 \quad \dots (6.4.7)$$

記号  $a_g$  : RC・S 複合部材の主筋断面積(mm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : RC 主筋の材料強度(N/mm<sup>2</sup>)

$M$  : RC・S 複合部材に作用する曲げモーメント(N・mm)

$N$  : RC・S 複合部材に作用する軸方向力(N)

#### 6.4.4 RC 部主筋の低降伏点鋼パネルへの定着

RC・S 複合部材の RC 部主筋は、低降伏点鋼パネルのベース板に機械式定着とする。機械式定着には鉄筋の母材破断を保証する定着金物を使用する。

### 6.5 RC・S 接合部の設計

#### 6.5.1 曲げと軸方向力に対する設計

RC・S 接合部の曲げと軸方向力に対する設計は、接合面に作用する曲げモーメントに対して軸方向力を考慮した RC 部の曲げ降伏モーメントが 1.3 倍以上となるように設計する。ここで、RC 部の曲げ降伏モーメントの算定には主筋の他に U 字筋を考慮してよい。

#### 6.5.2 せん断に対する設計

低降伏鋼パネルのせん断力は、頭付きスタッドにより RC 部に伝達する。なお、RC 部主筋のダウエル作用および U 字筋溶接部のシアキー効果はせん断伝達力の余裕とし、せん断伝達の設計には考慮しない。頭付きスタッド 1 本当たりのせん断耐力は次式で求める。

$${}_{sc}Q_{uv} = 0.5 \cdot {}_{sc}a \sqrt{F_c \cdot E_c} \quad \dots (6.5.1)$$

記号： ${}_{sc}a$ ：頭付きスタッドの軸部断面積

$F_c$ ：下部 RC 柱の設計基準強度

$E_c$ ：下部 RC 柱のコンクリートのヤング係数

(6.5.1)式で求めた頭付きスタッドのせん断耐力の総和は、低降伏点鋼パネルのせん断耐力の 1.3 倍以上とする。

$${}_{sc}n \cdot {}_{sc}Q_{uv} \geq 1.3 \cdot {}_pQ_{max} \quad \dots (6.5.2)$$

## 6.6 構造規定

### 6.6.1 低降伏点鋼パネルのウェブ板

低降伏点鋼パネルのウェブ板には、規格降伏点  $100\text{N/mm}^2$  級および  $225\text{N/mm}^2$  級の鋼材（大臣認定品）を用いる。ウェブ板は実験結果より安定した履歴性状が得られることが確認できた幅厚比以下となるようにフランジ板およびリブ板で区切る。ここでは幅厚比の上限値は 33 とする。ウェブ板はフランジ板およびベース板に両面全周隅肉溶接とする。

### 6.6.2 低降伏点鋼パネルのフランジ板

低降伏点鋼パネルのフランジ板は、ウェブ板のせん断変形能力を確保できるように局部座屈をおこさないことを実験、解析および参考文献<sup>2.1)</sup>をもとに確認する。フランジ板は、ベース板に完全溶け込み溶接とする。

### 6.6.3 低降伏点鋼パネルのベース板

低降伏点鋼パネルのベース板は厚さ 19mm 以上とする。

### 6.6.4 低降伏点鋼パネルのリブ板

低降伏点鋼パネルのリブ板はウェブ板の幅厚比が 33 以下となるようにウェブ板およびフランジ板に隅肉溶接する。リブ板の厚さは 6mm 以上、高さは 50mm 以上とする。

## 6.7 まとめ

本研究で実施した実験および解析より，RC・S 複合部材の設計法を提示した。

- 1) 低降伏点鋼パネルは地震力，風圧力に対して設計するとともに，地震時の疲労について検討を行う。
- 2) 低降伏点鋼パネルのウェブ板は一次設計用地震力に対して，降伏を許容する。
- 3) 再現期間 500 年の風荷重に対して，低降伏点鋼パネルのウェブ板は降伏させない。
- 4) 低降伏点鋼パネルは，地震応答解析により得られた低降伏点鋼パネルの履歴を用いて疲労曲線より求めた Miner の線形累積損傷則において累積損傷値が 1 に達しないことを確認する。
- 5) RC 部の曲げ降伏時のせん断力は，低降伏点鋼パネルのせん断耐力に対して 1.3 倍以上とする。
- 6) RC 部の曲げ降伏時のせん断余裕度は 1.3 以上とする。
- 7) 低降伏鋼パネルのせん断力は，頭付きスタッドにより RC 部に伝達する。なお，RC 部主筋のダウエル作用および U 字筋溶接部のシアキー効果はせん断伝達力の余裕とし，せん断伝達の設計には考慮しない。

【第 6 章参考文献】

- 6.1) 日本建築学会, 鋼構造制振設計指針, 2014
- 6.2) 日本鋼構造協会, 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 2010
- 6.3) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018
- 6.4) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート造構造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 2001

## 第7章 結論

7.1 本研究の成果

7.2 今後の課題

## 第7章 結論

### 7.1 本研究の成果

近年、大地震の減災対策として制振ダンパーによる高層建物の耐震性向上が求められている。高層 RC 造建物では低降伏点鋼パネルを間柱または耐震壁の境界梁の中間に接合した RC・S 複合部材の利用が考えられるが、その実用化には低降伏点鋼パネル及び RC 部と接合した複合部材の履歴特性の評価が必要であり、その接合部の仕様は重要な課題である。

本論文は、RC 造建物における RC・S 複合部材の耐震性能の評価を目的として、多数回繰り返し荷重を受ける低降伏点鋼パネル及び RC・S 複合部材の履歴特性を評価するとともに、それらの解析モデルの妥当性を検証したものである。本研究では、まず、低降伏点鋼パネル単体の構造実験を実施して、軸方向力に抵抗するようにフランジ枠を設けた低降伏点鋼パネルの履歴特性を明らかにした。次に、RC・S 複合部材の構造実験を実施して、低降伏点鋼パネルを RC 部に埋込まずに非埋込み型として接合した接合部の挙動を評価し、軸方向力の作用下において剛接合となる接合部の仕様を示した。この仕様により低降伏点鋼パネルが接合された RC・S 複合梁及び RC・S 複合間柱の履歴特性を明らかにした。さらに、これらの履歴特性を表現できる RC・S 複合部材の解析モデルを提示するとともに、地震応答解析により高層 RC 造建物への適用性を検証して、RC・S 複合部材の設計法を提示した。この設計法を複数の実建物へ適用して、本研究で研究開発した RC・S 複合部材の有用性を実証した。

本論文は、全 7 章で構成されており、以下に各章の概要と得られた主な知見を記載する。

第 1 章では、本研究の背景、目的、既往の研究、本研究の概要および本論文の構成について示した。既往の研究では、鋼製の間柱ダンパーに関する研究、鋼製ダンパーを RC 造建

物に適用した研究, 鋼製ダンパーを RC 部に埋込んだ境界梁に関する研究および鋼製ダンパーに関する研究について整理し, 本研究の位置付けを示した。

第2章では, RC・S 複合部材の S 部となる低降伏点鋼パネルの漸増振幅荷重実験, 定振幅繰り返し荷重実験について述べた。漸増荷重実験結果より, 低降伏点鋼パネルは水平角  $0.1\text{rad}$  付近まで安定した履歴エネルギー吸収能力を有することを示した。また, 低降伏点鋼パネルはウェブ板やフランジ板が降伏するような軸方向圧縮力が作用した後も, 安定した履歴特性を有することを示した。さらに, 定振幅繰り返し荷重実験より, 低降伏点鋼パネルの疲労寿命は Manson-Coffin 型の疲労曲線を用いて求める Miner の線形累積損傷則により概ね予測できることを示した。

第3章では, RC・S 複合梁に関する実験について述べた。RC・S 複合梁の荷重変形関係は履歴エネルギー吸収性能に富み, 大変形時にも安定した履歴を有することを示した。本研究で提示した非埋込み型の RC・S 接合部は, 接合部付近の RC 部の損傷は比較的小さく, 接合部におけるずれ変形が僅かであり, 鋼製シアキーにより接合部のずれ変形がさらに低減されることを示した。さらに, RC 部のコンクリートに鋼繊維を混ぜることによりコンクリートのせん断耐力が向上してせん断補強筋の応力低減に効果があることを示した。また, 軸方向変形の拘束により RC・S 複合梁に作用する軸方向力が履歴ループや履歴エネルギー吸収性能に及ぼす影響は小さいことを示した。

第4章では, RC・S 複合間柱に関する実験について述べた。軸方向力を作用させた漸増荷重実験より, 軸方向圧縮力が作用した場合は RC 部の水平剛性が大きくなるため, 同一変形下における低降伏点鋼パネルの履歴エネルギー吸収性能が大きくなることを示した。また, 軸方向引張力が作用した場合は RC 部の水平剛性が小さくなるため同一変形下における

低降伏点鋼パネルの履歴エネルギー吸収性能が小さくなることを示した。次に、レベル 2 の地震動で想定される RC・S 複合間柱の最大部材角が  $1/150\text{rad}$  の繰り返し載荷を 3 回受けても、RC 部のひび割れ幅は小さく、補修の必要のない程度の損傷であることを示した。次いで、RC・S 接合部のずれ変形について、軸方向引張力が作用しても U 字筋を設置することによりずれ変形が抑えられることを示した。さらに、RC・S 複合間柱は面外方向の変形が面内方向の履歴性状に及ぼす影響が小さいことを示した。最後に、RC・S 複合間柱について、低降伏点鋼パネルの交換が可能な仕様の試験体を提示し、その耐震性能を示した。

第 5 章では、RC・S 複合部材の解析モデルについて述べ、提示した解析モデルを用いた地震応答解析例を示した。まず 2 種類の解析モデル（せん断ばねモデルと並列せん断ばねモデル）と 2 種類の復元力特性（標準トリリニアモデルと歪硬化トリリニアモデル）を用いた低降伏点鋼パネルの解析モデルを提示し、実験結果との比較によりそれらの適合性を示した。次に、RC・S 複合部材の解析モデルとして 3 つの解析モデル（マクロモデル、マルチスプリングモデル、接合部ずれ考慮モデル）を提示した。RC・S 複合部材に作用する軸方向力の影響が小さい場合はマクロモデルで概ね実験値を再現できることを示した。また軸方向力の影響が大きい場合の解析モデルとして、軸方向力を考慮したマクロモデルやマルチスプリングモデルを検討した。これらのモデルは軸方向圧縮力が作用する場合は RC・S 複合部材の挙動を安全側に評価するが、軸方向引張力が作用した場合は実験値との対応で課題があることを示した。さらに、RC・S 接合部のずれ変形の影響を考慮した解析では、本研究で提示した RC・S 接合部の仕様はずれ変形が小さいため、ずれ変形が RC・S 複合部材の履歴特性に及ぼす影響は僅かであることを示した。最後に、提示した解析モデルを建物モデルに適用して実施した地震応答解析例を示し、RC・S 複合部材の地震応答低減効果を示した。

第6章では、RC・S複合部材の実験および解析より得られた知見をもとに、本研究で考案したRC・S複合部材の設計方針を示し、実物件への適用のためRC・S複合部材を構成する各部位の設計法を提示した。

第7章では、本研究で得られた成果のまとめを示し、今後の課題について述べた。

本研究において対象とするRC・S複合部材は、1997年より研究開発をはじめ、2000年に竣工した36階建RC造住宅にRC・S複合間柱として初めて適用した。当時は、確立された設計法はなく、RC・S複合部材の設計法を検討・考案し、実験および解析により性能を実証して、適用した。最初に適用した事例以降、新たな課題を解決するために改良を繰り返し、2019年には17棟の建物に用いられる技術となった。その間には2011年東北地方太平洋沖地震と2016年熊本地震を経験した建物もあったが、大きな被害もなく継続使用されている。本論文はこれまでの約20年間の実験的・解析的な研究成果をまとめたものである。

## 7.2 今後の課題

本研究の結果から、今後の残された研究課題について示す。

### (1) RC・S複合部材の接合部のずれ変形を評価する設計法

RC・S接合部のずれ変形は、RC部主筋のダウエル効果、頭付きスタッド、鋼製コッター、U字筋溶接部のせん断抵抗により抑えられている。これらのせん断抵抗要素の抵抗メカニズム（せん断力とずれ変形との関係）を定量的に評価することにより、RC・S接合部のずれ変形が小さく、低降伏点鋼パネルの性能をより発揮できる接合部の伝達要素の組み

合わせを検証していきたい。

## (2) 高軸方向力下における RC・S 複合部材の軸方向力とせん断力の相関関係の評価

本研究で提示した RC・S 複合部材は復元力特性や履歴特性が軸方向力の影響を受けることを示した。このような RC・S 複合部材に作用する軸方向力とせん断力の相関関係を定量的に評価し、解析モデルの更なる精度の向上を検討していきたい。

## 謝 辞

本研究を始めてから 23 年が経ちました。2013 年に千葉大学大学院に入学してから 6 年が経ちました。多くの方々のご指導・ご協力のもと本論文を完成させることができました。

本研究で開発した RC・S 複合部材は、2019 年までに RC・S 複合間柱として超高層 RC 造建物 17 棟に適用され、現在も 2 棟の着工を控え、また RC・S 複合梁の適用計画も進んでおります。自分自身が長年にわたり携わらせて頂きました技術が実際の建物に適用されていることは技術者冥利に尽きます。

まず最初に、私に技術者としての道を示して頂いた当時広島大学助手の故玉井宏章先生（元長崎大学教授）に感謝の意を表します。玉井先生のご指導の下、広島大学および大学院で低降伏応力度鋼（当時はまだ一般的な名称はなく本研究で使用した低降伏点鋼をこう呼んでいました。）を使用したせん断パネルの鉄骨造建物への適用の研究を行いました。研究室での 3 年間で研究や実験の厳しさや楽しさを学び、これを職業にしようと決めるに至り、玉井先生には大きな影響を与えて頂きました。

次に、技術者としての活動の場を与えて頂きました戸田建設株式会社に感謝の意を表します。特に、本技術の開発の推進および適用にあったっては、戸田建設株式会社構造設計部の方々に多大なる感謝の意を表します。大学では鉄骨系の実験研究を行っていたため、RC・S 複合部材の RC 部については教科書で勉強した程度の知識しかありませんでした。試験体ではありますが初めて RC 部材の図面を描くときには、現構造設計部海老澤弘道主管に多くのご指導を頂きました。RC・S 複合間柱の超高層 RC 建物への適用の推進や改良については、現構造設計部濱田聡室長、清水隆主管、現工事監理部渡部幸宏主管に多くのご尽力とご指導を頂きました。また、戸田建設株式会社技術研究所（現技術開発センター）の方々には、多くの構造実験の実施や研究開発をサポートして頂きました。この場をお借りしま

して、RC・S 複合部材の開発・設計・施工にご尽力を頂きました戸田建設株式会社の皆様に感謝の意を表します。

そして最後に、本研究のスタート時点から現在に至るまで長年にわたりご指導を頂きました千葉大学教授和泉信之先生に感謝の意を表します。研究・開発が始まったときは戸田建設株式会社構造設計部に所属されておられました。低降伏点鋼ダンパーの超高層 RC 建物への適用にご尽力され、設計施工、研究開発のリーダーとしてご活躍されておられました。千葉大学に転職された後、一連の研究をまとめてみないかというお話を頂き、自身の体調面の不安もあり、ご迷惑をおかけするのではないかと二の足を踏んでおりましたが、最終的には和泉先生に背中を押して頂きました。千葉大学では 6 年にわたりご指導を頂きました。なかなか論文の進捗が芳しくない中で、じっくりと辛抱強くご指導を頂き、本論文の完成を迎えられたことに、大いなる感謝の意を表します。

技術は常に進歩していくものなので、今後も建築技術の研究および開発に努めてまいります。

令和元年 7 月

竹中啓之

## 発表論文リスト

本論文を構成する既公表論文（査読付き論文）

- 1) 竹中啓之, 和泉信之：低降伏点鋼を用いた非埋め込み型 RC・S 複合梁の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.60B, pp.81-88, 2014 年 3 月  
【第 3 章】
- 2) 竹中啓之, タンマアディチャ, 李恵蘭, 毎田悠承, 和泉信之：軸力の影響を考慮した非埋め込み型 RC・S 複合制振柱に関する研究, 構造工学論文集, Vol.62B, pp.321-328, 2016 年 3 月  
【第 4 章, 第 5 章】
- 3) 竹中啓之, タンマアディチャ, 李恵蘭, 毎田悠承, 和泉信之：低降伏点鋼ダンパー部の埋め込み形式が異なる RC・S 複合梁を有する超高層 RC 造壁フレーム構造の地震応答, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.1009-1014, 2016 年 7 月  
【第 3 章, 第 5 章】

本論文に関連する発表論文

- 4) 竹中啓之, 和泉信之, 高橋孝二, 飯塚信一：複数の制振デバイスを組み込んだ RC 造骨組の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.1369-1374, 2003 年 7 月  
【第 4 章, 第 5 章】
- 5) 竹中啓之, 和泉信之, 高橋孝二, 飯塚信一：制振デバイス付き超高強度 RC 造骨組の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.1111-1116, 2004 年 7 月  
【第 4 章】
- 6) Hiroyuki Takenaka, Heran Lee, Tamma Aditya, Yusuke Maida and Nobuyuki Izumi, SEISMIC PERFORMANCE OF SUPER HIGH-RISE WALL-FRAME REINFORCED CONCRETE STRUCTURE WITH HYBRID BEAMS USING LOW YIELD POINT STEEL DAMPER BY THE DIFFERENT SETTING METHOD, 6th ASIA Conference on Earthquake Engineering (6ACEE) , B3-37,22-24 Sept 2016, Cebu City, Philippines  
【第 3 章, 第 5 章】

**発表論文・梗概, 国際会議**

- 7) 和泉信之, 竹中啓之, 大井貴之, 千葉脩: 低降伏点鋼パネルを組み込んだ RC 柱の耐震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.22, No.3, pp.1099-1104, 2000年7月
- 8) 和泉信之, 竹中啓之, 千葉脩, 阿世賀宏: 制振デバイス付き RC 造骨組の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.1057-1062, 2002年7月
- 9) 和泉信之, 竹中啓之, 千葉脩, 阿世賀宏: 粘弾性制振デバイス付き RC 造骨組の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.1363-1368, 2003年7月
- 10) 和泉信之, 竹中啓之, 清水隆, 多田公平: 低降伏点鋼デバイスを組み込んだ高層 RC 造建物の地震応答解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.889-894, 2005年7月
- 11) 和泉信之, 竹中啓之, 菊田繁美, 清水隆: 低降伏点鋼パネル付き RC 造間柱の復元力特性に対する面外方向載荷の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.919-924, 2006年7月
- 12) Nobuyuki Izumi, Takahiro Watabe, Hiroyuki Takenaka, Damage Control of High-Rise RC Building with Energy Dissipation Device, Journal of Advanced Concrete Technology ,2005 Volume 3 Issue 2 187-206 , July 07, 2005
- 13) Hiroyuki TAKENAKA, Nobuyuki IZUMI, Takahiro WATABE, Motoi KANAGAWA, SEISMIC PERFORMANCE OF STRUCTURAL MEMBERS WITH ULTRA HIGH STRENGTH FIBER REINFORCED CONCRETE AND APPLICATION TO FRAME WITH ENERGY DISSIPATION DEVICES, 8th International Symposium on Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete, pp. 429-436, October 2008
- 14) 玉井宏章, 竹中啓之, 中野孝司, 小島修, 近藤一夫, 花井正実: 低降伏応力度鋼板を用いた K 型ブレース制振装置に関する研究(その 1)装置の概要とその機構, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), C, 構造 II, pp.1447-1448, 1991年9月
- 15) 竹中啓之, 玉井宏章, 中野孝司, 小島修, 近藤一夫, 花井正実: 低降伏応力度鋼板を用いた K 型ブレース制振装置に関する研究(その 2)せん断抵抗材の載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), C, 構造 II, pp.1449-1450, 1991年9月
- 16) 中野孝司, 才門章彦, 玉井宏章, 竹中啓之, 近藤一夫, 花井正実: ブレース制振装置付きせん断接合型剛接架構の繰り返し載荷実験(その 1) 実験の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), C, 構造 II, pp.1457-1458, 1991年9月
- 17) 才門章彦, 中野孝司, 玉井宏章, 竹中啓之, 近藤一夫, 花井正実: ブレース制振装置付きせん断接合型剛接架構の繰り返し載荷実験(その 2) 実験結果と考察, 日本建築学会

- 大会学術講演梗概集（東北），C，構造Ⅱ，pp.1459-1460，1991年9月
- 18) 竹中啓之，中野孝司，玉井宏章，近藤一夫，花井正実：低降伏応力度鋼板を用いた K 型ブレース制振装置付架構実験について，日本建築学会中国支部研究報告集，pp.41-44，1992年3月
  - 19) 中野孝司，竹中啓之，玉井宏章，近藤一夫，花井正実：低降伏応力度鋼板を用いた X 型ブレース制振装置付架構実験について，日本建築学会中国支部研究報告集，pp.45-48，1992年3月
  - 20) 國末晃寛，竹中啓之，中野孝司，玉井宏章，近藤一夫，花井正実：低降伏応力度鋼板を用いた K 型ブレース制振装置に関する研究(その 3)制振装置付き架構模型実験の概要，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），C，構造Ⅱ，pp.1337-1338，1992年8月
  - 21) 竹中啓之，國末晃寛，中野孝司，玉井宏章，近藤一夫，花井正実：低降伏応力度鋼板を用いた K 型ブレース制振装置に関する研究(その 4)制振装置付き架構模型実験の結果と考察，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），C，構造Ⅱ，pp.1339-1340，1992年8月
  - 22) 中野孝司，竹中啓之，玉井宏章，近藤一夫，花井正実：低降伏応力度鋼板を用いた X 型ブレース制振装置に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），C，構造Ⅱ，pp.1341-1342，1992年8月
  - 23) 國末晃寛，竹中啓之，中野孝司，玉井宏章，近藤一夫，花井正実：低降伏応力度鋼板を用いた履歴減衰装置の力学的性状について，日本建築学会中国・九州支部研究報告集構造系，pp.381-384，1993年3月
  - 24) 竹中啓之，國末晃寛，中野孝司，玉井宏章，近藤一夫，花井正実：低降伏応力度鋼板を用いた K 型ブレース制振装置付き架構の弾塑性性状，日本建築学会中国・九州支部研究報告集構造系，pp.409-412，1993年3月
  - 25) 竹中啓之，國末晃寛，高屋智彦，松岡祥紀，玉井宏章，近藤一夫，花井正実：低降伏応力度鋼板を用いた X 型ブレース制振装置架構の弾塑性性状(その 5)履歴減衰装置の極低サイクル疲労特性，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），C，構造Ⅱ，pp.1225-1226，1993年7月
  - 26) 高屋智彦，竹中啓之，國末晃寛，松岡祥紀，玉井宏章，近藤一夫，花井正実：下層階に制振ブレースを有する鉄骨造高層架構の地震応答性状（その 1）構造特性設定法，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），B，構造Ⅰ，pp.605-606，1993年7月
  - 27) 玉井宏章，高屋智彦，竹中啓之，國末晃寛，松岡祥紀，近藤一夫，花井正実：下層階に制振ブレースを有する鉄骨造高層架構の地震応答性状（その 2）構造特性パラメータの応答性状に与える影響とその適正值，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），B，構造Ⅰ，pp.607-608，1993年7月
  - 28) 山内茂一，千葉脩，菊田繁美，竹中啓之，大井貴之，和泉信之，：極低降伏点鋼を用いた制震壁に関する実験研究（その 1）実験概要，日本建築学会大会学術講演梗概集（関

- 東), C-1, 構造Ⅲ, pp.765-766, 1997年7月
- 29) 菊田繁美, 山内茂一, 千葉脩, 竹中啓之, 大井貴之, 和泉信之: 極低降伏点鋼を用いた制震壁に関する実験研究(その2) 実験結果の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), C-1, 構造Ⅲ, pp.767-768, 1997年7月
- 30) 山内茂一, 千葉脩, 和泉信之, 菊田繁美, 海老澤弘道, 岡本守, 竹中啓之: 低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究(その1) 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), C-1, 構造Ⅲ, pp.785-786, 1998年9月
- 31) 岡本守, 山内茂一, 千葉脩, 和泉信之, 菊田繁美, 渡部幸宏, 竹中啓之: 低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究(その2) 漸増載荷試験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), C-1, 構造Ⅲ, pp.787-788, 1998年9月
- 32) 竹中啓之, 山内茂一, 千葉脩, 和泉信之, 菊田繁美, 清水隆, 岡本守: 低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究(その3) 定振幅載荷実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), C-1, 構造Ⅲ, pp.789-790, 1998年9月
- 33) 柿澤哲男, 山内茂一, 千葉脩, 和泉信之, 菊田繁美, 岡本守, 竹中啓之: 低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究(その4) 制震柱試験体載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), C-1, 構造Ⅲ, pp.791-792, 1998年9月
- 34) 岡本守, 山内茂一, 千葉脩, 和泉信之, 菊田繁美, 海老澤弘道, 竹中啓之: 低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究(その5) 制震柱(タイプⅡ) 試験体載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C-1, 構造Ⅲ, pp.777-778, 1999年9月
- 35) 竹中啓之, 山内茂一, 千葉脩, 和泉信之, 菊田繁美, 海老澤弘道, 渡部幸宏: 低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究(その6) 制震パネルの復元力特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C-1, 構造Ⅲ, pp.779-780, 1999年9月
- 36) 鈴木昌彦, 山内茂一, 千葉脩, 和泉信之, 菊田繁美, 海老澤弘道, 竹中啓之: 低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究(その7) 制震柱の変動軸力載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), C-1, 構造Ⅲ, pp.333-334, 2001年9月
- 37) 清水隆, 和泉信之, 山内茂一, 菊田繁美, 羽鳥敏明, 竹中啓之, 石岡拓: 低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究(その8) 低降伏点鋼パネルの軸降伏後の復元力特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), C-1, 構造Ⅲ, pp.857-858, 2003年9月
- 38) 渡部幸宏, 清水隆, 和泉信之, 菊田繁美, 千葉脩, 竹中啓之, 石岡拓: 低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究(その9) 制震柱の直交方向載荷の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), C-1, 構造Ⅲ, pp.81-82, 2004年8月
- 39) 清水隆, 和泉信之, 渡部幸宏, 菊田繁美, 千葉脩, 竹中啓之, 石岡拓: 低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究(その10) 接着接合による制震柱の水平載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), C-1, 構造Ⅲ, pp.83-84, 2004年8月
- 40) 清水隆, 和泉信之, 濱田聡, 渡部幸宏, 菊田繁美, 竹中啓之, 石岡拓: 低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験研究(その11) 低降伏点鋼付き RC 間柱の水平載荷実験,

- 日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），C-1，構造Ⅲ，pp.413-414，2006年9月
- 41) 竹中啓之，千葉脩，菊田繁美，和泉信之，阿世賀宏，海老澤弘道，小林康之：履歴依存型ダンパーと速度依存型ダンパーを組み合わせた複合制震デバイスに関する研究（その1）基本性能確認実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），B-2，構造Ⅳ，pp.859-860，2000年9月
  - 42) 竹中啓之，千葉脩，菊田繁美，和泉信之，阿世賀宏，海老澤弘道，小林康之：履歴依存型ダンパーと速度依存型ダンパーを組み合わせた複合制震デバイスに関する研究（その1）基本性能確認実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），B-2，構造Ⅱ，pp.341-342，2001年9月
  - 43) 渡部幸宏，千葉脩，菊田繁美，和泉信之，清水隆，海老澤弘道，竹中啓之：粘弾性ダンパーを用いた制震柱に関する実験的研究（その1）制震柱実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），C-1，構造Ⅲ，pp.325-326，2001年9月
  - 44) 羽鳥敏明，千葉脩，和泉信之，竹中啓之，阿世賀宏，武内義夫，飯塚信一：制振デバイス付きRC造骨組の耐震性能に関する実験的研究（その1）全体実験計画，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），B-2，構造系，pp.751-752，2002年8月
  - 45) 高橋孝二，千葉脩，羽鳥敏明，和泉信之，竹中啓之，塩川真，西浦範昭：制振デバイス付きRC造骨組の耐震性能に関する実験的研究（その2）低降伏点鋼制振柱試験体の実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），B-2，構造系，pp.753-754，2002年8月
  - 46) 清水隆，千葉脩，和泉信之，竹中啓之，塩川真，高橋孝二，笠原彰：制振デバイス付きRC造骨組の耐震性能に関する実験的研究（その3）粘弾性ダンパー制振柱試験体の実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），B-2，構造系，pp.755-756，2002年8月
  - 47) 竹中啓之，千葉脩，和泉信之，山内茂一，菊田繁美，西浦範昭，笠原彰：制振デバイス付きRC造骨組の耐震性能に関する実験的研究（その4）オイルダンパー複合制振試験体の実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），B-2，構造系，pp.757-758，2002年8月
  - 48) 渡部幸宏，竹中啓之，和泉信之，羽鳥敏明，阿世賀宏，飯塚信一，高橋孝二：制振デバイス付きRC造骨組の耐震性能に関する実験的研究（その5）粘弾性ダンパーブレース複合制振試験体の実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集（東海），B-2，構造系，pp.859-860，2003年9月
  - 49) 和泉信之，竹中啓之，千葉脩，阿世賀宏，飯塚信一，高橋孝二：制振デバイス付きRC造骨組の解析モデルに関する研究（その1）全体概要および制振デバイス付き間柱，日本建築学会大会学術講演梗概集（東海），B-2，構造系，pp.883-884，2003年9月
  - 50) 高橋孝二，和泉信之，竹中啓之，千葉脩，羽鳥敏明，阿世賀宏，飯塚信一：制振デバイス付きRC造骨組の解析モデルに関する研究（その2）制振デバイス付き間柱が組

- み込まれた RC 造骨組, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), B-2, 構造系, pp.885-886, 2003 年 9 月
- 51) 竹中啓之, 和泉信之, 羽鳥敏明, 千葉脩, 阿世賀宏, 飯塚信一, 高橋孝二: 制振デバイス付き RC 造骨組の解析モデルに関する研究 (その 3) 複数の制振デバイスが組み込まれた RC 造骨組, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), B-2, 構造系, pp.887-888, 2003 年 9 月
- 52) 和泉信之, 竹中啓之, 千葉脩, 鹿籠泰幸, 飯塚信一, 高橋孝二, 白井一義: 制振デバイス付き超高強度 RC 造骨組の耐震性能に関する実験的研究 (その 1) 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), C-2, 構造IV, pp.877-878, 2004 年 8 月
- 53) 高橋孝二, 和泉信之, 菊田繁美, 竹中啓之, 飯塚信一, 白井一義, 上田宣人: 制振デバイス付き超高強度 RC 造骨組の耐震性能に関する実験的研究 (その 2) RPC 実験シリーズ, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), C-2, 構造IV, pp.879-880, 2004 年 8 月
- 54) 竹中啓之, 石岡拓, 和泉信之, 千葉脩, 鹿籠泰幸, 飯塚信一, 高橋孝二: 制振デバイス付き超高強度 RC 造骨組の耐震性能に関する実験的研究 (その 3) 制振デバイス付き骨組実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), C-2, 構造IV, pp.881-882, 2004 年 8 月
- 55) 和泉信之, 竹中啓之, 千葉脩, 大井貴之: 高性能 RC 造超高層住宅の耐震設計法 (その 6) 制振デバイスの検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), C-2, 構造系, pp.935-936, 2002 年 8 月
- 56) 和泉信之, 清水隆, 竹中啓之, 多田公平: 低降伏点鋼デバイスを組み込んだ高層 RC 造建物の地震応答解析 (その 1) 低降伏点鋼デバイス付き間柱の解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), C-2, 構造IV, pp.681-682, 2005 年 9 月
- 57) 千田啓吾, 太田行孝, 濱田聡, 菊田繁美, 竹中啓之, 清水隆, 渡部幸宏, 石岡拓: L 型立体耐震壁による超高層 RC 造建物の実験的研究 (その 1) 実験概要と破壊状況, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), C-2, 構造IV, pp.557-558, 2011 年 8 月
- 58) 太田行孝, 千田啓吾, 濱田聡, 菊田繁美, 竹中啓之, 清水隆, 宮川欣也, 傳野悟史: L 型立体耐震壁による超高層 RC 造建物の実験的研究 (その 2) 実験結果と考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), C-2, 構造IV, pp.559-560, 2011 年 8 月
- 59) 太田行孝, 濱田聡, 菊田繁美, 竹中啓之, 渡部幸宏, 石岡拓, 傳野悟史: 低降伏点鋼を用いた境界制振梁の実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), 構造IV, pp.689-690, 2012 年 9 月
- 60) タンマ・アディチャ, 竹中啓之, 山本航輔, 林達哉, 毎田悠承, 和泉信之: 低降伏点鋼制振梁を用いた超高層 RC 壁フレーム構造の地震応答に関する研究 (その 1) 境界梁の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), 構造IV, pp.605-606, 2015 年 9 月

- 61) 竹中啓之, タンマ・アディチャ, 山本航輔, 林達哉, 毎田悠承, 和泉信之: 低降伏点鋼制振梁を用いた超高層 RC 壁フレーム構造の地震応答に関する研究 (その2) 制振梁の解析モデル, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), 構造IV, pp.607-608, 2015年9月
- 62) 李恵蘭, 竹中啓之, 吉井浩人, タンマ・アディチャ, 毎田悠承, 和泉信之: 制振梁を用いた超高層 RC 造壁フレーム構造の地震応答に関する研究 (その1) RC・S 複合梁の構造実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), 構造IV, pp.459-460, 2016年9月
- 63) 竹中啓之, 李恵蘭, 吉井浩人, タンマ・アディチャ, 毎田悠承, 和泉信之: 制振梁を用いた超高層 RC 造壁フレーム構造の地震応答に関する研究 (その2) RC・S 複合梁の解析モデルと地震応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), 構造IV, pp.461-462, 2016年9月

## 付録

付録1 論文要旨 (英文)

付録2 論文要旨 (独文)

## 付録 1 論文要旨 (英文)

## Study on the Seismic Performance of RC·S Hybrid Member Using Low Yield Point Steel with the Unembedded RC·S Joint

### Summary

In recent years, there has been a rising demand for seismic dampers that improve the earthquake resistance of high-rise buildings as a mitigation measure against large earthquakes. For high-rise reinforced concrete (RC) buildings, one approach is to use hybrid reinforced concrete and steel (RC·S) members with low yield point steel panels connected midpoint to studs or shear wall boundary beams. However, using such members requires an evaluation of hysteretic characteristics of the hybrid member comprising the connected low yield point steel panel and RC·S sections, and the specifications of the joints become a critical issue. This paper aims to evaluate the seismic performance of hybrid RC·S members in RC buildings by evaluating the hysteretic characteristics of low yield point steel panels and hybrid RC·S members under multiple cyclic loadings and testing the validity of their respective analytical models. First, we performed a structural test on low yield point steel panels separately to determine the hysteretic characteristics of low yield point steel panels set on flange frames in resisting axial forces. Next, we performed structural tests with hybrid RC·S members in order to evaluate the behavior of joints connecting low yield point steel

panels to RC Sections without embedment and the required specifications for such rigid joints subjected to axial forces. These specifications describe the hysteretic characteristics of hybrid RC-S studs and hybrid RC-S beams joined to low yield point steel panels. Furthermore, we presented analysis models that describe the hysteretic characteristics of these hybrid RC-S members, verified their applicability to high-rise RC buildings through seismic response analysis, and presented a method for designing hybrid RC-S members. We then applied the design method to several actual buildings to demonstrate the utility of the hybrid RC-S members developed in this study.

This paper consists of 7 sections with a summary of each section given below.

Section 1 presents the background and objectives of this study, prior research, an outline of the study, and the structure of this paper. The review of prior research covers the following research topics: interior column steel dampers, application of steel dampers to RC buildings, steel dampers embedded in RC Sections of boundary beams, and steel shear panels, and discusses their relevance to the current study.

Section 2 discusses the incremental loading test and constant cyclic loading test performed on low yield point steel panels that form the steel section of hybrid RC-S members. The incremental loading test results revealed that low yield point steel panels possess stable hysteretic energy absorption capacities until they undergo large deformations. The test also showed that low yield point steel panels possess stable hysteretic characteristics even after being subjected to axial compressive forces that cause web or flange plates to yield. Furthermore, the constant cyclic loading test showed that the fatigue life of low yield point steel panels can generally be predicted by using Miner's rule on linear cumulative damage.

Section 3 discusses the tests performed on hybrid RC-S beams. The load-deformation

relationship of hybrid RC·S beams exhibited ample hysteretic energy absorption performance and stable hysteresis even under large deformations. For the unembedded RC·S joint presented in this study, there was relatively little damage in the RC·Section near the joint with negligible slip deformation at the joint, showing that joint slip deformation was further reduced by steel shear keys. Moreover, it was shown that mixing steel fiber with concrete in the RC·Section improved the shear strength of concrete and is effective in reducing stress on the shear rebars. It was also shown that the effect on the hysteresis loop and hysteretic energy absorption performance of axial forces acting on hybrid RC·S beams is small due to restraints on axial deformation.

Section 4 discusses the tests performed on hybrid RC·S studs. The incremental loading test with forces acting in the axial direction revealed the effects of axial compression and axial tension on the hysteresis loop and hysteretic energy absorption performance of hybrid RC·S members. It was then shown that crack widths in the RC·Section were small and the degree of damage did not require repair even when hybrid RC·S studs were subjected to three cyclic loadings equivalent to level 2 ground motions. Moreover, it was shown that installing U-shaped stirrups in the RC·S joint can control slip deformation even when axial tension is acting on the joint. Furthermore, the effect of out-of-plane deformation on hysteretic properties in the in-plane direction was shown to be small for hybrid RC·S studs.

Section 5 describes the analytical models for hybrid RC·S members and provides sample seismic response analyses using the proposed models. For the low yield point steel panels, two types of analytical models and analytical models using two types of hysteresis are proposed, and their suitability was shown through comparisons with the test results. Next, three analytical models are proposed for hybrid RC·S members. When

the effect of axial forces acting on the hybrid RC·S member is small, it was shown that the test results can generally be reproduced by a macro model. When the effect of axial forces is large, a multi-spring model and a macro model that takes into account axial forces on the RC·Section are proposed as analytical models. Furthermore, for the analytical model that takes slip deformation of the RC·S joint into account, the effect of slip deformation on the hysteretic characteristics of hybrid RC·S members was shown to be negligible since the RC·S joint specifications proposed in this study result in small slip deformations. Finally, sample seismic response analyses performed on building models applying the analytical models suggested in this study are presented, and the mitigating effects on seismic response of hybrid RC·S members are shown.

In Section 6, using the findings obtained from the tests and analyses of hybrid RC·S members, a design approach for the hybrid RC·S member conceived in this study is presented. And in order to apply the design approach to actual structures, a design method for each part making up the hybrid RC·S member is proposed.

Chapter 7 presents a summary of the findings and discusses future issues of this study.

Development of the hybrid RC·S member covered in this study began in 1997 and was first applied for hybrid RC·S studs of a 36-story RC residential building completed in 2000. Because there was no established design method at the time, the design of hybrid RC·S members was studied and developed, and their performance was verified by tests and analyses prior to application. Since that first application, continuous improvements have been made to address each new problem so that by 2019 the technique had been used in 17 buildings. Although some of those buildings are in areas that experienced disasters during that period, such as the Great East Japan Earthquake in 2011 or the Kumamoto Earthquakes in 2016, there was no significant

damage and the buildings are still in use. This paper is a summary of the experimental and analytical results of the research that has been conducted for the past 20 years.

## 付録 2 論文要旨 (独文)

## **Eine Studie zum Erdbebenverhalten von nicht eingebetteten Stahlbeton-Stahl-Komponenten unter Verwendung von Stahl mit niedriger Streckgrenze**

### **Zusammenfassung der Abhandlung**

Seit den letzten Jahren besteht die Anforderung zur Verbesserung der Erdbebensicherheit von Hochhäusern durch Schwingungsdämpfer. Für den Hochbau aus Stahlbeton ist die Verwendung von zusammengesetzten Stahlbeton-Stahl-Komponenten vorstellbar, bei denen eine Stahlpaneele mit niedriger Streckgrenze zwischen den Stahlpfosten oder in der Mitte der angrenzenden Balken erdbebensicherer Wände verbunden wird. Für den praktischen Einsatz dieser Komponenten ist die Bewertung des Hystereseverhaltens sowohl von der Stahlpaneele als auch der zusammengesetzten Komponenten, die mit Stahlbeton verbunden sind, notwendig. Dabei stellt die Struktur der Verbindungsstelle eine große Herausforderung dar. Ziel der Studie war die Bewertung der Erdbebenfestigkeit von zusammengesetzten Stahlbeton-Stahl-Komponenten. Dafür wurde das Hystereseverhalten von Stahlpaneelen und zusammengesetzten Stahlbeton-Stahl-Komponenten bewertet. Anschließend wurde die Gültigkeit der analytischen Modelle überprüft. Als erstes wurden Strukturprüfungen von einzelnen Stahlpaneelen durchgeführt und das Hystereseverhalten von Stahlpaneelen mit Flanschrahmen gegenüber axialer Krafteinwirkung ermittelt.

---

Anschließend wurden Strukturprüfungen der Stahlbeton-Stahl-Komponenten durchgeführt und das Verhalten der Verbindungsstelle bewertet, bei der die Paneele nicht fest in den Stahlbeton eingebettet werden. Es konnte gezeigt werden, dass sich die Struktur der Verbindungsstelle unter axialer Krafteinwirkung als starre Verbindung verhält. Anhand dieser Struktur wurde das Hystereseverhalten der Stahlbeton-Stahl-Balken und der Stahlbeton-Stahl-Zwischenpfosten, an denen die Stahlpaneele angebracht wurden, ermittelt. Es konnte gezeigt werden, dass die Analysemodelle der zusammengesetzten Stahlbeton-Stahl-Komponenten das Hystereseverhalten wiedergeben. Gleichzeitig wurde die Anwendbarkeit für den Stahlbeton-Hochbau anhand der Erdbebenanalyse geprüft. Mittels dieser wurde der Konstruktionsaufbau der zusammengesetzten Komponenten entwickelt.

Diese Aufbaumethode wurde beim Bau mehrere Gebäude eingesetzt und die Anwendbarkeit der in dieser Studie entwickelten Komponenten wurde nachgewiesen.

Diese Studie umfasst sieben Kapitel. Die Zusammenfassungen der einzelnen Kapitel werden im Folgenden beschrieben.

Im ersten Kapitel wurde über den Hintergrund und das Ziel dieser Forschung, die vorangegangenen Forschungen, die Zusammenfassung dieser Forschung und den Aufbau dieser Studie geschrieben. In vorangegangenen Studien wurde sich mit Forschungen über stählerne Pfostendämpfer, über den Einsatz der Stahldämpfer in Gebäuden aus Stahlbeton-Stahl-Konstruktionen, über die angrenzenden Balken, bei denen im Stahlbeton-Stahl-Bereich Stahldämpfer eingebaut worden sind und über Scherungspaneele aus Stahl auseinandergesetzt. Hieraus wurde die Zielstellung dieser Studie definiert.

Im zweiten Kapitel wurde über die Experimente an Stahlpaneelen mit niedrigen

---

Streckgrenzen berichtet. Diese Experimente wurden einerseits mit schrittweise erhöhter Schwingung bei Belastung und andererseits mit konstanter Schwingungswiederholung bei Belastung durchgeführt. Das Ergebnis vom Experiment der schrittweise erhöhten Schwingungen bei Belastung zeigte, dass die Paneele bis zur Formveränderung eine stabile Aufnahmefähigkeit der Hystereseenergie hatte. Die Paneele hatte diese stabile Hystereseeigenschaft auch nach der Einwirkung der axialen Kompressionsbelastung, bei der Web-, und Flanschplatte ihre Formen verloren. Mit dem Ergebnis des Experimentes mit konstant wiederholten Schwingungen bei Belastung zeigte sich, dass die Ermüdungslebensdauer der Paneele anhand der zuvor durchgeführten linearen Schadensakkumulation von Miner berechnet werden kann.

Im dritten Kapitel handelt es sich um zusammengesetzte Stahlbeton-Stahl-Balken. Das Verhältnis des Deformationswinkels durch die Last von zusammengesetzten Balken zeigte eine sehr gute Aufnahmefähigkeit der Hystereseenergien und hatte eine stabile Hysterese bei einer großen Formveränderung. Die in dieser Studie vorkommende Verbindungsstelle von Stahlbeton und Stahl, bei der die Paneele nicht fest in den Stahlbeton eingebettet wurden, zeigte, dass die Verbindungsstelle im Stahlbetonbereich kaum Beschädigung erfuhr und hier nur geringe Verschiebungen auftraten. Außerdem konnte die Studie Erkenntnisse liefern, dass diese Verschiebung anhand von stählernen Schubverzahnungen noch reduziert werden konnte. Die Stahlfasern im Beton des Stahlbetonbereichs verstärken den Widerstand gegen Scherkräfte und haben dadurch einen positiven Effekt auf den Spannungsabbau von Stählen, auf welche Scherkräfte einwirken. Aufgrund der Beschränkung der axialen Veränderungen haben axiale Kräfte, die auf zusammengesetzte Stahlbeton-Stahl-Balken einwirken, nur geringen Einfluss auf die Hystereseerschleife und/oder auf die Aufnahmefähigkeit der Hystereseenergien.

---

Im vierten Kapitel geht es um die Experimente der zusammengesetzten Stahlbeton-Stahl-Pfosten. Anhand vom Experiment mit schrittweise erhöhten Schwingungen bei Belastung und axialer Kräfte wurden Einflüsse auf die Hystereseschleife und die Aufnahmefähigkeit der Hystereseenergien von zusammengesetzten Stahlbeton-Stahlkomponenten durch die Einwirkungen von axialen Druck-, und Zugkräften gezeigt. Nach dem der Belastungstest, welcher Erdbeben tests des 2. Niveaus entspricht, dreimal wiederholt wurde, zeigte der Stahlbetonteil der Pfosten nur kleine Rissbereiten, die keine Notwendigkeit zur Reparatur darstellten. Die Verschiebungsverformung an der Stahlbeton-Stahl-Verbindungsstelle kann auch bei axialer Zugkrafteinwirkung mit dem Einsatz der U-Stähle reduziert werden. Die Formveränderung der Außenflächenrichtung von zusammengesetzten Pfosten hat nur einen kleinen Einfluss auf die Hystereseeigenschaft in der Innenflächenrichtung.

Im fünften Kapitel werden die Analysemodelle von zusammengesetzten Stahlbeton-Stahl-Komponenten beschrieben und anhand dieser Modelle werden Beispiele der Erdbebenanalyse präsentiert. Für die Paneele wurden zwei unterschiedliche Analysenmodelle und das Analysenmodell mit Rückstellkräften verwendet. Anschließend wurden die Modelle mit den Ergebnissen der Experimente verglichen und dadurch wurde die Anwendbarkeit dieser Paneele überprüft. Anschließend wurden drei Analysenmodelle als Analysemodell für die zusammengesetzten Komponenten dargestellt. Es wurde begründet, dass die Erfahrungswerte mit Macromodelle verwendet werden können, wenn der Einfluss von der axialen Kraft auf die Komponenten gering ist. Für den Fall einer großen Auswirkung der axialen Kraft werden die Macromodelle und/oder Multispringmodelle vorgestellt. Die Analysenmodelle, welche den Einfluss der Verschiebung im Bereich der Stahlbeton-

---

Stahl-Verbindungsstelle berücksichtigen, zeigen, dass der Einfluss von der Verschiebung auf die Hystereseeigenschaft der Komponenten gering ist, da diese Veränderung an der Verbindungsstelle klein ist. An Ende werden Beispiele der Erdbebenanalyse gezeigt, bei der die vorgestellten Modelle für die Gebäudemodelle eingesetzt wurden. Die positiven Effekte auf das Erdbebenantwortspektrum werden dabei mitpräsentiert.

Im sechsten Kapitel werden in dieser Forschung entwickelte (durch Experimente und Analyse der Komponenten) Bauentwürfe mit Stahlbeton-Stahl-Komponenten vorgestellt. Außerdem wird die Baumethode der einzelnen Teile, aus denen die Stahlbeton-Stahl-Komponenten bestehen und welche für den Gebäudebau angewendet werden, präsentiert.

Im siebten Kapitel werden die Forschungsergebnisse zusammengefasst und die zukünftigen Aufgaben diskutiert.

Die Entwicklung der Stahlbeton-Stahl-Komponenten, die in dieser Studie verwendet wurden, begann im Jahr 1997 und ist im Jahr 2000 zum ersten Mal als Pfosten für den 36-stöckigen Wohnungskomplex aus Stahlbeton-Stahl-Bau angewendet worden. Damals stand keine festgelegte Baumethode zur Verfügung. Daher wurden Baumethoden geprüft und konzipiert. Die Anwendbarkeit dieser Methoden wurde anschließend durch Experimente und Analysen nachgewiesen und später praktisch umgesetzt. Seit der ersten Anwendung wird diese Methode immer wieder verbessert, um die neu aufkommenden Aufgaben zu bewältigen. Im Jahr 2019 wurde diese Technik für 17 Gebäude verwendet. Darunter sind auch Gebäude, welche im Jahr 2011 durch das Tohoku-Erdbeben oder Kumamoto-Erdbeben im 2016 betroffen waren. Diese Gebäude bekamen keine großen Schäden und sind weiterhin bis heute in Benutzung. Diese Studie

ist die Zusammenfassung der experimentellen und analytischen Forschungsergebnisse der letzten 20 Jahre.