

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	制振ダンパーを有する鋼構造建物におけるガセットプレートを含む接合部および合成梁の挙動に関する研究
Title(English)	
著者(和文)	松田 頼征
Author(English)	Yoriyuki Matsuda
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第10205号, 授与年月日:2016年3月26日, 学位の種別:課程博士, 審査員:笠井 和彦,坂田 弘安,元結 正次郎,山田 哲,吉敷 祥一
Citation(English)	Degree:., Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第10205号, Conferred date:2016/3/26, Degree Type:Course doctor, Examiner:,,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

平成二十七年度 学位論文

制振ダンパーを有する鋼構造建物における
ガセットプレートを含む接合部および合成梁
の挙動に関する研究

指導教員 笠井和彦

東京工業大学大学院 総合理工学研究科 人間環境システム専攻

博士課程 12D53139 松田頼征

謝辞

本研究を行うにあたり、終始、熱心なご指導、ご助言を賜りました恩師東京工業大学教授・Ph.D・笠井和彦先生に深く感謝の意を表します。

本論文の副査をして頂いた東京工業大学教授・工学博士坂田弘安先生、東京工業大学教授・工学博士・元結正次郎先生、東京工業大学教授・工学博士・山田哲先生、東京工業大学准教授・工学博士・吉敷祥一先生には、本論文をまとめるにあたり貴重なご助言を頂きました。心から感謝致します。

東京工業大学・助教・松田和浩氏には、研究の進め方や論文の書き方など研究の基本的なことから研究室の活動全般について、数々の御助言・御指摘を賜りました。ここに、心より感謝の意を示します。

東京工業大学・助教・山崎義弘氏には、実験の御助言や研究者としての姿勢を示していただきました。ここに、心より感謝の意を示します。

広島大学・助教・山西朗明氏には、実験および解析において御助言・御指導をいただきました。ここに、心より感謝の意を示します。

伊藤忠テクノソリューションズ・酒井新吉氏には、第 6 章の解析を行うにあたり、有限要素解析モデルを提供して頂き、解析に関しての御助言と惜しみない協力を賜りました。ここに、心より感謝の意を示します。

笠井研究室の元秘書・大久保元子氏、現秘書・高野みさえ氏には、研究の手続きから日常の研究室環境まで、大学院での生活を様々な面から支えていただきました。ここに、深く感謝致します。

著者の研究の一部は、現建築構造研究所・米谷壮央氏と新日鉄住金・小橋知季氏（笠井研修了生）より引き継いだものであり、修士 1 年次から研究の方向性や意義を一から懇切丁寧に教えていただくとともに、数々の助言をいただきましたことを心より感謝致します。

修士課程・研究生・博士課程合わせて 6 年間在籍した笠井研究室のメンバーには、終始暖かい励ましや、研究室の生活での活力を戴きました。心より感謝致します。

最後に、終始温かく見守り続けてくださった姉と妹、勉学に打ち込む環境を与えてくださった両親に感謝の意を記し、謝辞とさせていただきます。

2016 年 2 月 25 日

松田 頼征

要旨

本論文「制振ダンパーを有する鋼構造建物におけるガセットプレートを含む接合部と合成梁の挙動に関する研究」は、以下の7章で構成される。

第1章「序論」では、ダンパーが容易に取付けられる鋼構造建物に制振構造がよく用いられ、構面の対角にガセットプレートを設けてダンパーを連結する形式が一般的であることと、その部材と接合部の設計理念の現状を示した。さらに、梁には通常コンクリートスラブが取り付け合成梁を形成するが、制振構造における合成梁と接合部の相互効果に関する研究は僅かで、その挙動が把握されていなく、そのため設計法も未確立であることを述べた。これにより、挙動の把握を実験・解析の両面から行い、制振構造のガセットプレートを含む接合部と合成梁の評価・設計法の構築に貢献することを本論文の目的とした。

第2章「実大5層制振建物の震動台実験が示す層間変形とダンパー力の影響」では、最も現実に近い条件で行われた実大5層制振建物の震動台実験を対象にして、層間変形とダンパー力の位相に着目した検討を行った。合成梁がほぼ弾性で顕著な軸力を受けない非制振構面において、鋼梁部分でのみ正確に計測できる歪み値を用い、合成梁全体に作用する曲げモーメント値と、構成要素の分担力つまりスラブ軸力、鋼梁の軸力・曲げモーメントの値を評価した。一方、ダンパーが合成梁に顕著な軸力と曲げモーメントを付加する制振構面では、歪計測値を上記の2位相に分離して（位相分離法）、合成梁全体に作用する曲げモーメントと軸力の両方の値、および構成要素の分担力も評価できることを示し、その精度と有効性も述べた。

第3章「スラブがない実大部分架構に層間変形とダンパー力を与えた実験」では、典型的な形式の制振架構に位相の異なる層間変形とダンパー力を与える実験法を提案し、ダンパー履歴、架構と接合部の構成部材をパラメータとした実大部分架構11体の試験体に適用した。まず実験結果に基づき、各パラメータが接合部近傍の歪分布や架構の剛性・耐力に及ぼす影響を比較検討した。また、歪計測値を、2章で提案した位相分離法により分解した値が、層間変形とダンパー力を個別に与えた場合の歪値それぞれと整合することも確認した。以上より構成要素の各所における歪値が、層間変形とダンパー力のみに支配されることと、それらの寄与分を評価しながら予測できることを示した。定振幅繰返し载荷による部分架構の耐力劣化挙動、破壊性状、および設計レベル以上の地震動を想定した知見を述べた。

第4章「スラブが取付く実大部分架構に層間変形とダンパー力を与えた実験」では、第3

章で示した実験手法をコンクリートスラブが取付く 6 体の試験体に適用しており、第 3 章のコンクリートスラブのない試験体の場合と比べながら検討した。合成梁の効果による剛性と耐力、構成要素の歪分布については荷重分担、さらに層間変形とダンパー力の位相の影響を述べ、部分架構の耐力劣化挙動、破壊性状も明らかにした。また、これらから、架構と接合部の評価において、コンクリートスラブは無視できないことも示した。

第 5 章「簡易モデルによる実大部分架構実験の解析」では、第 3 章と第 4 章で示した部分架構実験を詳細に分析するために、解析モデルを用いた分析を行った。合成梁は、断面力の分布や伝達の理解に便利な線材要素とマルチスプリング要素、ガセットプレートはストラット効果を模擬するトラス要素でそれぞれモデル化される。全体挙動・部材挙動・鉄骨梁とコンクリートスラブが負担する力の分布について、実験結果を本解析モデルが高精度で再現できることを示した。また、各構成要素の損傷や塑性域での歪挙動が、本解析モデルにより比較的簡易に把握できることも示した。

第 6 章「複曲率曲げと軸力を考慮した合成梁の解析的検討」では、第 4 章、第 5 章で考慮した部分架構における合成梁の解析的検討を、スパン全長で生じる複曲率の合成梁にまで展開した。第 5 章の解析モデルにより、まず合成梁に曲げのみが作用する既往の実験結果を、コンクリートスラブの引張り・圧縮破壊、スタッドの降伏、柱面とスラブ端の接触・離間、鉄骨梁の降伏まで再現し、弾塑性挙動を詳細に把握した。また、実挙動に近い境界条件として柱の変形を考慮した解析、軸力を同時に作用させた解析も行なった。さらに、第 2 章で示した実大建物制振構面の合成梁とガセットプレートからなる解析モデルを作成し、複曲率曲げと軸力のもと生じた合成梁の歪の実験値が、解析により高精度で再現できることを示した。

第 7 章「結論」では、各章で得られた知見を総括するとともに、今後の課題について述べた。

目次

第1章 序論

1.1 研究の背景	1
1.2 既往の研究	2
1.2.1 制振構造の主架構およびその構成部材を対象にした研究	
1.2.2 合成梁に関する研究	
1.3 研究の目的と方針	5
1.4 論文の構成	7
参考文献	

第2章 実大5層制振建物の震動台実験が示す層間変形とダンパー力の影響

2.1 はじめに	12
2.2 実大5層制振建物の震動台実験の概要	13
2.2.1 試験体概要	
2.2.2 鋼材ダンパーの配置と概要	
2.2.3 歪の計測計画概要	
2.2.4 入力地震動の概要	
2.3 非制振構面における梁の歪と応力の分析	18
2.3.1 曲げモーメントの算出方法	
2.3.2 梁歪計測方法の検証	
2.3.3 合応力	
2.4 制振構面における梁の歪と応力の分析	23
2.4.1 位相分離法の提案および曲げモーメントと軸力の算出方法	
2.4.2 主架構挙動成分とダンパー挙動成分による歪の分析	
2.4.3 曲げモーメントと軸力の釣合い	
2.4.4 合応力	
2.5 まとめ	35
参考文献	

第3章 スラブがない実大部分架構に層間変形とダンパー力を与えた実験

3.1	はじめに	37
3.2	実験概要	38
3.2.1	実験方法のコンセプト	
3.2.2	载荷プログラムと変位・荷重制御の詳細	
3.2.3	試験体の詳細	
3.2.4	計測計画	
3.3	漸増振幅载荷における全体挙動	47
3.3.1	3種ダンパーを考慮した実験結果と実験法検証	
3.3.2	全試験体の実験結果と比較	
3.4	漸増振幅载荷における局所挙動	54
3.4.1	2つの単独実験による歪成分の検証	
3.4.2	漸増振幅実験結果の位相分離と分析	
3.5	定振幅载荷における累積損傷および破壊性状	59
3.5.1	累積損傷とエネルギー吸収	
3.5.2	歪分布と破壊性状	
3.6	まとめ	63
	参考文献	

第4章 スラブが取付く実大部分架構に層間変形とダンパー力を与えた実験

4.1	はじめに	67
4.2	試験体概要	68
4.3	漸増振幅载荷における全体挙動	71
4.3.1	全試験体の実験結果と比較	
4.3.2	梁と柱の履歴曲線の比較	
4.4	漸増载荷における局所挙動	77
4.4.1	鉄骨梁に生じる歪の分析	
4.4.2	位相分離法を用いた接合部周辺の歪の分析	
4.5	定振幅载荷における累積損傷および破壊性状	84
4.5.1	累積損傷とエネルギー吸収	
4.5.2	歪分布と破壊性状	
4.6	まとめ	89
	参考文献	

第5章 簡易モデルによる部分架構の解析

5.1	はじめに	93
5.2	解析概要	94
5.2.1	対象試験体とモデル化概要	
5.2.2	各定数の設定	
5.2.3	各部材の変形角	
5.3	解析結果の精度検証と考察	101
5.3.1	全体挙動	
5.3.2	ダンパー・梁・柱・パネルの部材挙動	
5.3.3	材長方向の鉄骨梁とスラブにかかる力の分布	
5.3.4	梁歪の分析	
5.3.5	ガセットプレートモデル化に関する注釈	
5.4	まとめ	112
	参考文献	

第6章 複曲率曲げと軸力を考慮した合成梁の解析的検討

6.1	はじめに	115
6.2	既往実験および解析モデルの概要	116
6.2.1	井上らの実験概要	
6.2.2	マルチスプリング要素と線材要素を用いた解析モデル	
6.2.3	FEM モデル概要	
6.2.4	各定数の設定	
6.3	構成部材の弾塑性挙動と梁端周辺の歪挙動	121
6.3.1	実験結果の $M-\theta$ 関係による解析モデルの精度検証	
6.3.2	部材の状態変化と梁端での鉄骨梁・スラブの合応力の推移	
6.3.3	鉄骨梁・スラブ・スタッドにかかる力の分布	
6.3.4	梁端周辺における中立軸位置および歪の傾向	
6.3.5	鉄骨梁とスラブの界面に生じるずれの影響に関する注釈	
6.4	簡易な評価式による鉄骨梁弾性時での梁端下フランジ歪の分析	130
6.4.1	柱変形角を考慮した力学モデルと合成梁の梁端歪算出方法	
6.4.2	左右梁端の下フランジ歪の大小関係に関する考察	
6.5	ずれと柱変形角が梁端のモーメントと下フランジ歪に及ぼす影響	133
6.5.1	柱変形角を考慮した解析モデルへの拡張	
6.5.2	正曲げ側の梁変形角が負曲げ側よりも大きい場合の検討	

6.5.3 多様な柱梁剛比とずれ剛性の組み合わせが下フランジ歪に及ぼす影響の分析	
6.6 梁軸力が及ぼす影響の検証	136
6.6.1 解析方法	
6.6.2 梁軸力が梁端の $M-\theta$ 関係に及ぼす影響	
6.6.3 梁軸力が部材の状態変化に及ぼす影響	
6.6.4 鉄骨梁・スラブ・スタッドにかかる力の分布	
6.6.5 梁端周辺における歪の傾向	
6.7 実大5層制振建物実験の再現	142
6.7.1 解析方法	
6.7.2 スラブに関わる定数の設定	
6.7.3 実験結果と解析結果の比較	
6.8 まとめ	145
参考文献	
第7章 結論	148

第 1 章 序論

1.1 研究の背景.....	1
1.2 既往の研究.....	2
1.2.1 制振構造の主架構およびその構成部材を対象にした研究	
1.2.2 合成梁に関する研究	
1.3 研究の目的と方針.....	5
1.4 論文の構成.....	7
参考文献	

1. 1 研究の背景

日本や米国における震災による甚大な被害から、建物の損傷を制御できる制振構造の社会的な需要が高まり、その適用例が増加している。制振構造は、ダンパーを容易にかつ健全に取付けられる鋼構造建物でよく用いられ、構面の対角にガセットプレートを設けてダンパーを連結する形式が典型である。その効果は、E-defense での実大建物の震動台実験¹⁻⁵⁾や、東日本大震災発生時に計測された建物振動特性の調査⁶⁻⁸⁾でも確認されている。ここで、制振構造は、図 1.1 のように大きく主架構とダンパーに分類でき、主架構は常時荷重を支持して地震後にも弾性挙動、ダンパーは地震時にエネルギーを効率的に消散させる。従って、制振構造では、地震後においても、主架構は修復する必要はなく、ダンパーの補修あるいは取替えをすることで、建物の機能を維持することができる。

制振構造の設計理念は、前述したように震災後の継続使用を目指すため、変位を小さく抑え、かつ想定以上の地震に対しての主架構の余裕度も考慮することから、主架構の一部の損傷を許容して建物の倒壊を防ぐ従来の耐震構造と大きく異なる。このため、制振構造の部材・接合部の設計に、耐震構造に用いる設計法を転用することはできず、考慮される変位レベルに応じてダンパーを十分機能させる設計法が必要である。これを踏まえて、鋼構造制振設計指針⁹⁾は、稀有な設計地震動に対する建物変形に対して、柱梁の塑性変形を各部材の塑性変形能力の 0.5 倍に留めるなどして、主架構の継続使用を目指している。

ただし、多様なダンパー履歴特性やスラブを含めた接合部ディテールに対して、梁柱ガセット接合部近傍の歪分布や損傷形式および剛性・耐力などに関する見解の蓄積は少ない現状である。これは、図 1.2, 1.3 のように、制振構造では層間変形による曲げとダンパー力による軸力が作用することと、多数の構成部材が互いに影響し合うことで各部材の負担応力・歪およびその伝達機構が複雑で把握し難いためである。さらに、鉄骨梁は他の部材よりも早期に損傷するように設計し架構の挙動に大きな影響を与えるが、鉄骨構造分野における研究では鉄骨梁に存在するスラブを無視する傾向にあるため、スラブの影響を含めた弾塑性挙動を正しく評価出来ているとは言い難い。以上より、設計指針においても、詳細な接合部形状を提示していないことや、合成梁の耐力を純鉄骨梁としているなど、主架構の設計に関しては多くの課題が残されている。

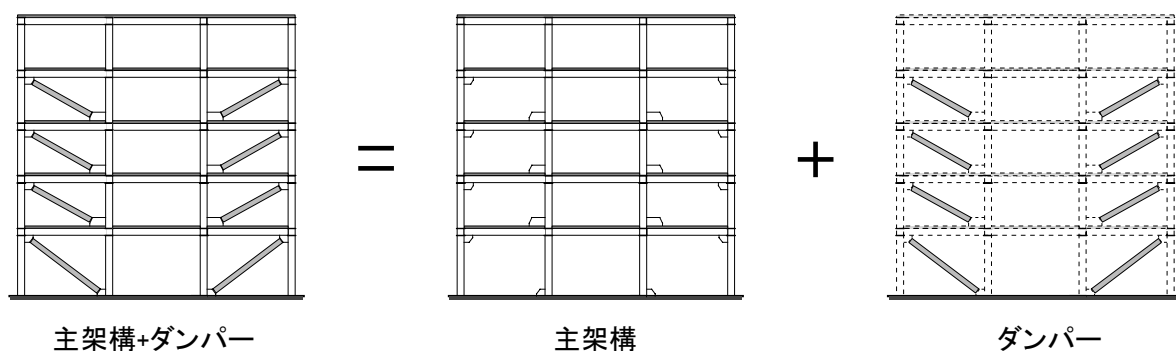


図 1.1 制振構造のメカニズム

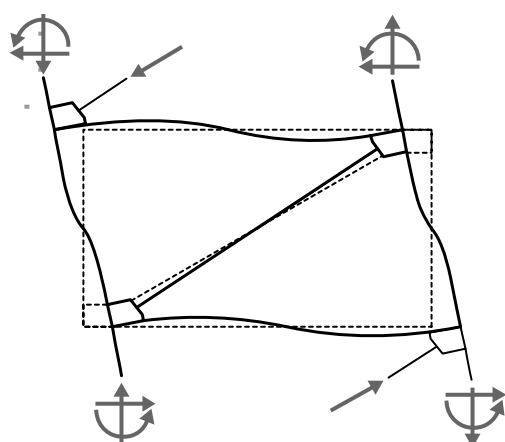


図 1.2 層間変形とダンパー変形によって主架構に作用する力の一例

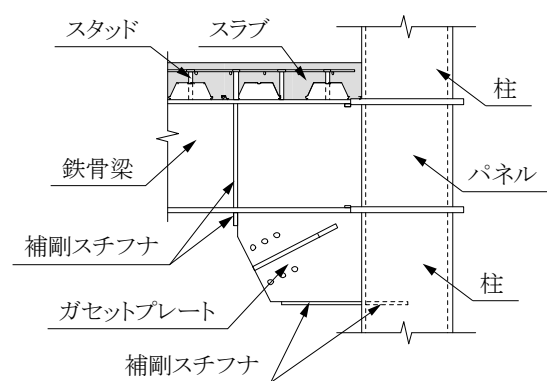


図 1.3 接合部の部材構成の例

1.2 既往の研究

近年の制振構造の研究の多くは、ダンパーの性能や質点系による建物応答性状の評価について行われている。これらは、経済的理由から主架構や接合部の塑性化をある程度許容する場合や、設計レベル以上の地震動での損傷も余裕度の評価として考慮するものもある¹⁰⁾。

しかし、主架構およびその構成部材を対象にした研究は少ない。そのため、上述の研究は理想化された条件のもとで行われており、主架構とダンパーの性能の関係を考慮していない。以下に、制振構造の主架構およびそれに付随する研究を示す。

1.2.1 制振構造の主架構およびその構成部材を対象にした研究

Mahin ら¹¹⁾は、ダンパーを取り付けた実大架構の破壊実験を行なった(図 1.4、写真 1.1)。塑性域まで載荷する実験に同一の試験体を複数回再使用し、かつ高い梁軸力比 0.4 という過

第1章 序論

酷な条件ではあったが、層間変形角 $1/60$ ほどで梁フランジがガセットプレート先端部から破断した結果は、制振構造の新たな問題を示唆した。

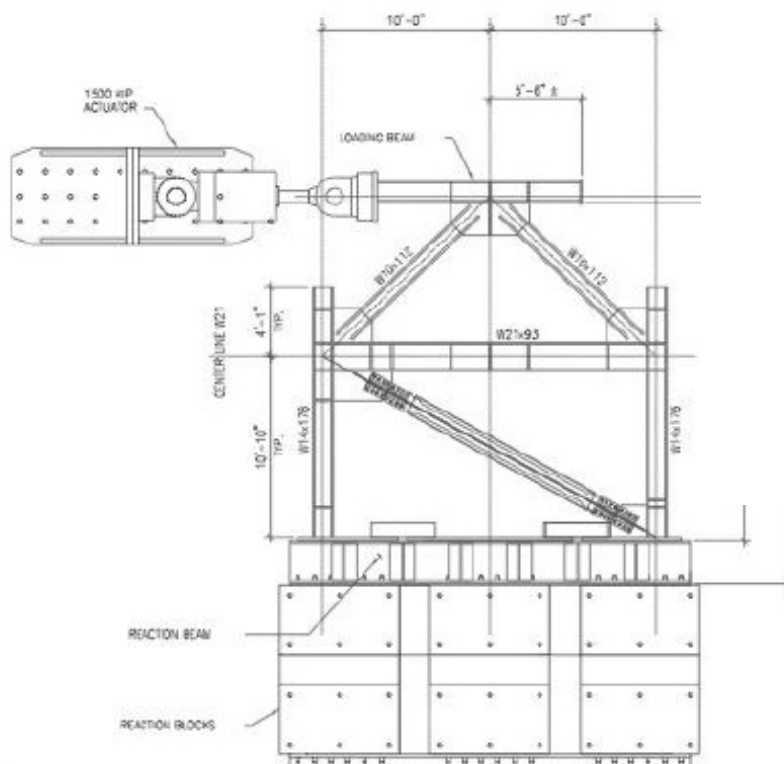
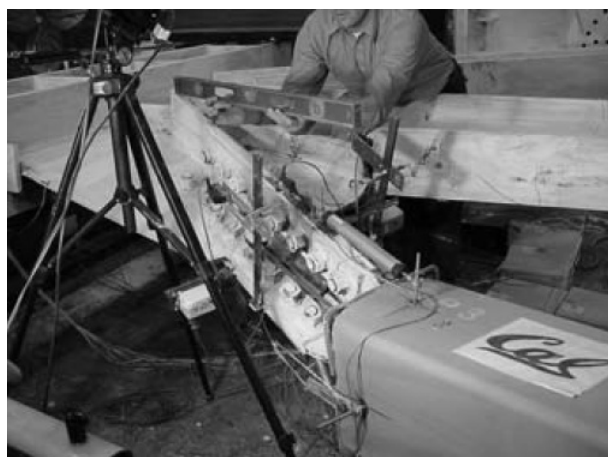


図 1.4 Mahin らの実験のセットアップ



(a) ガセットプレート近傍の鉄骨梁下フランジの破断



(b) ガセットプレートの面外変形

写真 1.1 Mahin らの実験における実験結果

吉敷らは縮小試験体を用いた一連の実験研究^{12,13)}によりダンパー力、架構変形の梁柱ガセット接合部への影響を分析し、Mahin らの実験における破壊の主要因が、ガセットプレートによる周辺部材の拘束にあることを指摘した。また、ガセットプレートを軸力材で表すことで、架構剛性への影響を反映できる簡便な力学モデルの提案も行った。元結らは、吉敷らと同様なガセットプレートのモデル化に加えて、梁と柱の面外変形を考慮した力学モデルを提案¹⁴⁻¹⁶⁾している。なお、ガセットプレートを軸力材でモデル化した先駆的な研究に、Cheol-Ho のリブを有する柱梁接合部の解析的検討¹⁷⁾があり、解析に基づいた設計式の提案も行っている。他のガセットプレートが取付く架構のモデル化は、空虚・笠井らが提案した柱梁交点からガセットプレートの半分の長さまでの区間を剛体としたもの¹⁸⁾が挙げられ、これを実大5層制振建物の解析モデルと取り入れた研究成果¹⁹⁻²¹⁾も報告されている。

山本と桑原は元結らの解析モデルを展開して多様なガセットプレートの形状に適応させる検討^{22,23)}を行っている。また、有限要素解析によって梁・柱・ガセットプレート接合部を構成する部材が接合部の力学的挙動について言及している^{24,25)}が、パネルの変形を拘束しているため適切な境界条件であるとは言いがたい。

J. J. Roger Cheng らは、ガセットプレートの圧縮力下の挙動について実験および解析で明らかにし、設計に関する提案が行われている²⁶⁾。柱・梁およびガセットプレートで構成される試験体のパラメータのうち、梁・柱に曲げモーメントが存在するときのガセットプレートの挙動は、現行の設計法で用いられている Whitmore の有効断面を用いて予測した結果よりも早期に降伏が始まる結果を示している。しかし、ブレース構造を対象としているため、ガセットプレートにエネルギー吸収を期待した提案がなされており、制振構造の理念とは根本的に異なる。

木村らは、層間変形による曲げとダンパー力による軸力の異なる位相差を考慮した鉄骨梁の繰返し履歴挙動を、鉄骨梁の軸力比と幅厚比を実験変数とした実験²⁷⁾によって把握した。

1.2.2 合成梁に関する研究

本研究では、スラブの影響を含めた研究を行うが、制振構造の研究でスラブを含めた検討を行っているのは、笠井らの実大制振建物の震動台実験¹⁻⁵⁾に限られる。ただし、この研究においても計測点数の制限によって、詳細な分析がなされていない。一方、従来耐震構造の合成梁を対象にした研究は数多く、その中で本研究と関連がある代表的なものを以下に示す。

五十嵐と井上らは、正曲げと負曲げを受ける合成梁を対象にした部材実験を行い²⁸⁾、弾性剛性や終局耐力、繰返し弾塑性履歴特性などを検証した。さらに、正曲げと負曲げ区間で異なる剛性を考慮した解析法の提案やそれによって建物応答性状に及ぼす影響を確認²⁹⁾している。石川と平野らは井上らの実験結果を解析で再現³⁰⁾した。また、スタッドの本数や配置間隔が合成梁の弾塑性挙動に及ぼす影響についても議論している。山野辺らは、連続スパンの合成梁を有する鉄骨架構の水平加力実験³¹⁾を実施し、架構の弾塑性性状に及ぼす合成梁の挙動についての知見が示されている。

上記の研究は、複曲率を受ける合成梁を対象にしており、比較的規模の大きい実験となるためその実施例は少ない。複曲率を受ける合成梁の研究は、上記のものを除けば実大建物の加振³²⁻³⁵⁾および静的載荷実験³⁶⁻³⁸⁾が挙げられる。ただし、これらの研究は、前述した笠井らの震動台実験と同様に、建物応答性状の解明を主旨としているため、合成梁の挙動に関する実験結果の報告と解析的検討を行っているが、合成梁が接合部を構成する各部材の負担応力・歪に及ぼす影響などの詳細な議論は僅少である。

Newmark³⁹⁾らは微分方程式によって合成梁の鉄骨梁とコンクリートスラブの各負担応力の評価を行なった。これは、スタッドコネクタの変形によって鉄骨梁とコンクリートスラブの界面に生じるずれの影響を考慮していることが特徴である。この微分方程式とその概念は、多くの研究で基盤となっている。吉敷ら⁴⁰⁾は、スラブの影響を含めた接合部パネルの弾塑性挙動を考察するために、スラブ付きの十字形部分骨組みの載荷実験を行い、Newmarkらの微分方程式や解析モデルを用いて考察を行なった。酒井・元結ら⁴¹⁾は、スラブをシェル要素でモデル化して、井上らの実験結果と本論文で取り扱う実大部分架構の実験結果を再現している。岡田ら⁴²⁻⁴⁴⁾は、ト字形の部分架構を対象にして、合成梁の正負交番繰返し載荷実験を梁の変形角で制御して行っている。これらは、合成梁の塑性変形性能を定量的に評価するために、接合部形状をパラメータにした実験やスラブを踏まえた柱スキンプレーットの降伏機構を考慮している。

1.3 研究の目的と方針

本研究は、鋼構造制振建物における柱・合成梁・ガセットプレートで構成される接合部の挙動を解明し、架構の剛性と耐力に及ぼす影響、局所の応力と歪、変形性能、破壊性状などの評価・設計法を構築するための基礎研究として設計に貢献することを目的としている。

1.1 と 1.2 で述べたように、当接合部は、曲げと軸力が作用することと、多数の構成部材が互いに影響し合うことで、その挙動を正確に評価できていない。そのため、各影響度を明確に評価する多くのシステマティックな実験と解析が必要である。

本研究では、実大5層制振建物の震動台実験と実大部分架構の繰返し載荷実験の実験結果を用いた分析を行う（写真1.2）。前者はできるだけ現実的な条件で制振性能を検証するために実施され、後者は接合部周辺および各構成部材の力学挙動を詳細に把握するために実施した。両実験データは、計測点・パラメータが他の実施例より突出して多く、上述した検討を行うのに最適である。これらによって、各影響度を正確に評価することができれば、制振構造の主架構設計に残された多くの課題を解決することができ、本研究は大変意義深いものであると思われる。

また、本研究で対象とする制振構造は中層建物であり、その合成梁は比較的スラブの寄与が大きいと考えられる。

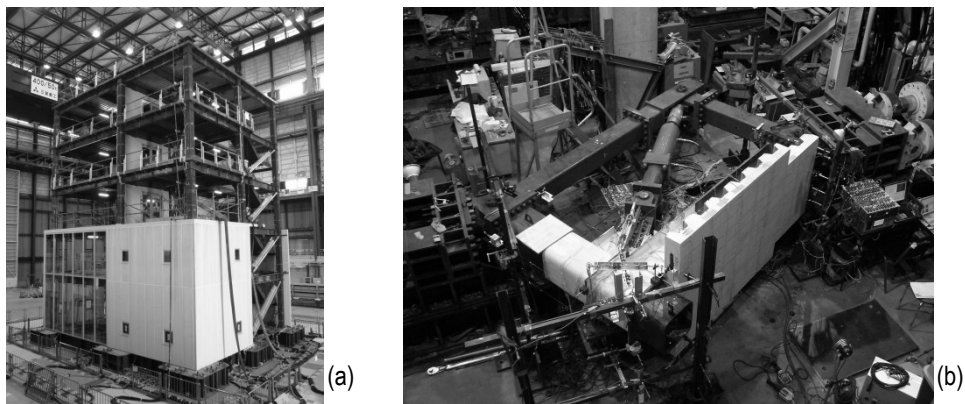


写真 1.2 (a) 実大5層制振建物と (b) 実大部分架構実験

1.4 本論文の構成

論文の構成を以下に示す。

第1章 序論

第2章 実大5層制振建物の震動台実験が示す層間変形とダンパー力の影響

第3章 スラブがない実大部分架構に層間変形とダンパー力を与えた実験

第4章 スラブが取付く実大部分架構に層間変形とダンパー力を与えた実験

第5章 簡易モデルによる柱・合成梁・ガセットプレート接合部の解析

第6章 複曲率曲げと軸力を考慮した合成梁の解析的検討

第7章 結論

第2章「実大5層制振建物の震動台実験が示す層間変形とダンパー力の影響」では、限りなく現実に近い条件で実験が行われた実大5層制振建物の震動台実験を対象にして、曲げと軸力が梁の歪・応力挙動に及ぼす影響を分析する。そのために、任意の梁断面に生じる歪値を層間変形とダンパー力の位相に分離する手法（位相分離法）を提案する。さらに、梁の曲げモーメントと軸力を評価して、架構における応力伝達について議論する。

第3章「スラブがない実大部分架構に層間変形とダンパー力を与えた実験」では、制振建物の接合部周辺を部分的に抽出した試験体に対して実施した載荷実験の概要を示す。本実験方法は、層間変形とダンパー変形を同時に与えるシステムであり、ダンパー履歴と鉄骨部材にパラメータを設けた11体の試験体に適用して、構成部材が架構および接合部周辺に及ぼす影響について議論する。さらに、第2章で示した位相分離法を部分架構実験に適用し、その妥当性を示すとともに各位相が歪挙動に及ぼす影響を分析する。

第4章「スラブが取付く実大部分架構に層間変形とダンパー力を与えた実験」では、第3章で示した実験手法をコンクリートスラブが取付く6体の試験体に適用して、コンクリートスラブと鉄骨部材が架構および接合部周辺に及ぼす影響について議論する。なお、合成梁は設計指針⁴⁵⁾における完全合成梁として設計されている。

第5章「簡易モデルによる柱・合成梁・ガセットプレート接合部の解析」では、第3章と第4章で示した部分架構実験を詳細に分析するために、解析モデルを用いた分析を行う。解析モデルは、断面力の分布や伝達の理解に最適な線材要素とマルチスプリング要素で構成する。そして、全体挙動・部材挙動・局所挙動について解析結果と実験結果を比較して、解析モデルの有用性を示す。

第6章「複曲率曲げと軸力を考慮した合成梁の解析的検討」では、第5章で示した合成梁の解析モデルを展開して、複曲率曲げを受ける合成梁を対象にした分析を行う。まず、解析モデルが、合成梁に曲げのみが作用する既往の実験結果を弾塑性域まで再現できることを示し、合成梁の弾塑性挙動を詳細に把握する。さらに、柱と接合部の変形を考慮した解析を行い、より実挙動に近い条件を意識した分析を行う。そして、解析モデルに軸力を作用させて、複曲率曲げと軸力を受ける合成梁について、解析的検討を試みる。

第7章「結論」では、各章で得られた結論を総括し、今後の研究課題についてまとめる。

参考文献

- 1) 笠井和彦, 引野剛, 伊藤浩司, 大木洋二, 元結正次郎, 加藤史人, 馬場勇輝: 実験の全体概要および非制振状態での応答性状, 3次元震動台による実大5層制振鋼構造建物の実験研究 その1, 日本建築学会構造系論文集 第663号, pp.997-1006, 2011.5
- 2) 笠井和彦, 馬場勇輝, 西澤恵二, 引野剛, 伊藤浩資, 大木洋司, 元結正次郎: 鋼材ダンパーを有する試験体の実験結果 3次元震動台による実大5層制振鋼構造建物の実験研究 その2, 日本建築学会構造系論文集, 673号, pp.499-508, 2012.3
- 3) 笠井和彦, 馬場勇輝, 伊藤浩資, 所健, 引野剛, 大木洋司, 村井亮平: 粘弾性ダンパーをもつ実大5層鉄骨建物の3次元震動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 676号, pp.985-994, 2012.6
- 4) 笠井和彦, 山際創, 馬場勇輝, 伊藤浩資, 引野剛, 大木洋司: オイルダンパーをもつ実大5層鉄骨建物の3次元震動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 693号, pp.1999-2008, 2013.11
- 5) 笠井和彦, 山際創, 西島正人, 馬場勇輝, 伊藤浩資, 引野剛, 大木洋司: 粘性ダンパーをもつ実大5層鉄骨建物の3次元震動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 693号, pp.47-56, 2014.1
- 6) 茶谷友輔, 笠井和彦, 土橋徹, 安田正治, 本間剛: 東京同地区内にある先端構建造建物の東日本大震災における応答記録の分析, その1 全体概要およびグリーンマスダンパーをもつ制振建物の場合, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.603-604, 2013.8
- 7) 長谷川圭太, 笠井和彦, 土橋徹, 茶谷友輔, 安田正治, 本間剛: 東京同地区内にある先端構建造建物の東日本大震災における応答記録の分析, その2 2棟免震建物の場合, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.605-606, 2013.8
- 8) 土橋徹, 笠井和彦, 茶谷友輔, 安田正治, 本間剛: 東京同地区内にある先端構建造建物の東日本大震災における応答記録の分析, その3 3棟制振建物の場合, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.605-606, 2013.8
- 9) 日本建築学会: 鋼構造制振設計指針・同解説, 2014
- 10) 北村春幸, 財津和廉, 馬谷原伴恵: 主架構の塑性化を考慮した制振構造物のエネルギー

- 一の釣合に基づく応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 599号, pp.71-78, 2006.1
- 11) Stephen, M., Patxi U., Ian A., Caroline F., and Erick K., “Seismic Performance of Buckling Restrained Braced Frame Systems” 13th WCEE, DVD, 2004.8
 - 12) 吉敷祥一, 市川康, 山田哲, 和田章: ガセットプレート接合部に着目した部分架構実験, ダンパーを組み込んだ靱性骨組の総合的な耐震性能向上その1, 日本建築学会構造系論文集, 620号, pp.133-140, 2007.10
 - 13) 吉敷祥一, 植草雅浩, 和田章: ガセットプレートの存在が周辺部材の力学挙動に及ぼす影響, ダンパーを組み込んだ靱性骨組の総合的な耐震性能向上その2, 日本建築学会構造系論文集, 633号, pp.2027-2036, 2008.11
 - 14) 金子健作, 笠井和彦, 東優, 元結正次郎: 制振建物の柱梁ガセット接合部を有する部分架構実験に対する座屈後解析, E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その38, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.867-868, 2008.7
 - 15) 小高真希, 元結正次郎, 酒井新吉, 趙寧, 笠井和彦: 鉄骨ブレース構造におけるガセット近傍の力学的性状とその簡易モデルの提案, E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その64, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.817-818, 2010.7
 - 16) 酒井新吉, 元結正次郎, 趙寧, 小高真希, 笠井和彦: 鉄骨ブレース構造におけるガセットの簡易モデルに基づく設計法の提案, E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その65, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.819-820, 2010.7
 - 17) Cheol-Ho : Seismic Design of Rib-Reinforced Steel Moment Connections based on Equivalent Strut Model, J. Struct. Eng., ASCE, Vol.128, No.9, pp.1121-1129, 2002.9
 - 18) 空處慎史, 笠井和彦, 元結正次郎ほか: 制振構造の簡易解析に用いる線材要素モデル化の検討, E-ディフェンス鋼構造建物実験結果 その20, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.1093-1094, 2007.7
 - 19) 長谷川圭太, 笠井和彦: 3次元振動解析による実大5層制振構造建物実験の再現, E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その102, 日本建築学会大会学術講演梗概集, CD-ROM, pp.1005-1006, 2014.9
 - 20) 吉田純人, 中村哲也, 笠井和彦: 実大5層制振建物の3次元震動台実験の解析による再現と分析 その1 解析モデルの概要・再現解析の結果と分析, E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その111, 日本建築学会大会学術講演梗概集, CD-ROM, pp.1277-1278, 2015.9
 - 21) 中村哲也, 笠井和彦: 実大5層制振建物の3次元震動台実験の解析による再現と分析 その2 現行耐震基準を最低限満たす架構を用いた場合の応答低減効果, E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その112, 日本建築学会大会学術講演梗概集, CD-ROM, pp.1279-1280, 2015.9
 - 22) 山本佳明, 桑原進: ブレースとガセットプレートを考慮した鋼構造柱梁接合部パネルの耐力算定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, CD-ROM, pp.1169-1170, 2012.9

- 23) 山本佳明, 桑原進: ブレースとガセットプレートを考慮した鋼構造柱梁接合部パネルの力学挙動, ガセットプレートの形状を考慮したストラットモデルの提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, CD-ROM, pp.1321-1322, 2013.9
- 24) 陶山貴宏, 桑原進: 角形鋼管・H形鋼梁とガセットプレート接合部の有限要素解析, スチフナ・補強リブの有無による影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, CD-ROM, pp.965-966, 2002.9
- 25) 桑原進, 陶山貴宏: 角形鋼管・H形鋼梁とガセットプレート接合部の有限要素解析, その2 柱断面形状・ブレース角度に対する検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, CD-ROM, pp.783-784, 2003.7
- 26) J. J. Roger Cheng, Gilbert Y. Grondin, Michael C. H. Yam: Design and behavior of gusset plate connections, Journal of constructional steel research, pp.1143-1159, 2002
- 27) 木村祥裕, 山西央朗, 笠井和彦: 交番繰返し軸力を受ける H 形鋼梁の繰返し履歴挙動と保有性能, 日本建築学会構造系論文集, 689 号, pp.1307-1316, 2013.7
- 28) 五十嵐定義, 井上一朗, 金 成垠, 多田元英: 合成梁部材の弾性剛性及び終局耐力に関する解析的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.393-396, 1981.6
- 29) 井上一朗, 金 成垠, 五十嵐 定義: 合成ばりの弾性剛性と終局曲げ耐力に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集 第 344 号, pp.68-80, 1984.10
- 30) 石川孝重, 平野道勝: 水平繰返し外力が作用する合成梁の二次元弾塑性解析, 構造工学論文集 Vol.31B, pp.183-196, 1987.8
- 31) 山野辺宏治, 矢部喜堂, 和田章: 3 スパン連続合成梁を有する鉄骨骨組の水平加力実験, 日本建築学会構造系論文集 第 487 号, pp.121-129, 1996.9
- 32) M. Tada, H. Tamai, K. Ohgami, S. Kuwahara, A. Horimoto : Analytical simulation utilizing collaborative structural analysis system , The 14th World Conference on Earthquake Engineering, CD-ROM, 2008.8
- 33) 吹田啓一郎, 松岡祐一, 山田哲, 島田侑子, 多田元英, 笠井和彦: 震動台実験の概要と弾性応答特性, 実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 1, 日本建築学会構造系論文集 第 635 号, pp.157-166, 2009.1
- 34) 山田哲, 吹田啓一郎, 松岡祐一, 島田侑子: 震動台実験における弾塑性応答特性と崩壊メカニズムの形成: 実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 2, 日本建築学会構造系論文集, 653号, pp.1851-1859, 2009. 10
- 35) 島田侑子, 吹田啓一郎, 山田哲, 松岡祐一, 多田元英, 大崎純, 笠井和彦: 震動台実験における倒壊挙動: 実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 3, 日本建築学会構造系論文集, 644号, pp.1351-1360, 2010. 7
- 36) 松宮智央, 中島正愛, 吹田啓一郎, 佐藤有希: 梁の損傷特性と床スラブとの合成効果, 実大 3 層鋼構造骨組を用いた耐震性能実証実験, 日本建築学会構造系論文集 第 593 号, pp.177-184, 2005.7

- 37) 松宮智央, 吹田啓一郎, 中島正愛, 劉大偉, 周鋒, 溝渕裕也: 大変形繰返し載荷下における鋼梁の履歴特性に及ぼすRC床スラブの影響, RC床スラブ付き鋼構造部分構造実大実験, 日本建築学会構造系論文集 第598号, pp.141-147, 2005.12
- 38) 松宮智央, 中島正愛, 吹田啓一郎, 劉大偉: 鋼構造骨組の崩壊に至る挙動と非線形骨組解析, 実大3層鋼構造骨組を用いた耐震性能実証実験, 日本建築学会構造系論文集 第606号, pp.203-208, 2006.8
- 39) Newmark, N.M., Siess, C.P., Viest, I.M. (1951). Test and analysis of composite beams with incomplete interaction, *Proceedings of the Society of Experimental Stress Analysis*, 9:1, pp. 75-92.
- 40) 吉敷祥一, 角野大介, 薩川恵一, 山田哲: 床スラブの影響を含めた柱梁接合部パネルの弾塑性挙動の考察, 日本建築学会構造系論文集 第654号, pp.1527-1536, 2010.8
- 41) 酒井新吉, 元結正次郎, 笠井和彦: コンクリートスラブを有する合成梁および鉄骨架構の有限要素モデルの構築, 構造工学論文集 Vol.58B, pp.423-428, 2012.3
- 42) 岡田健, 呉相勲, 山田哲, 今枝知子, 山口路夫, 和田章: 従来型の柱梁接合部を有する合成梁の変形能力に関する実験的研究, 合成梁の変形能力を反映した鋼構造骨組の耐震性評価 その1, 日本建築学会構造系論文集 第547号, pp.161-168, 2001.9
- 43) 岡田健, 山田哲, 呉相勲: 改良型の柱梁接合部を有する合成梁の変形能力に関する実験的研究, 合成梁の変形能力を反映した鋼構造骨組の耐震性評価 その2, 日本建築学会構造系論文集 第554号, pp.123-130, 2002.4
- 44) 岡田健, 呉相勲, 山田哲: 床スラブが鋼構造骨組の終局耐震性に及ぼす影響, 合成梁の変形能力を反映した鋼構造骨組の耐震性評価 その3, 日本建築学会構造系論文集 第579号, pp.103-110, 2004.5
- 45) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 2010

第2章 実大5層制振建物の震動台実験が示す層間変形とダンパー力の影響

2.1	はじめに	12
2.2	実大5層制振建物の震動台実験の概要	13
2.2.1	試験体概要	
2.2.2	鋼材ダンパーの配置と概要	
2.2.3	歪の計測計画概要	
2.2.4	入力地震動の概要	
2.3	非制振構面における梁の歪と応力の分析	18
2.3.1	曲げモーメントの算出方法	
2.3.2	梁歪計測方法の検証	
2.3.3	合応力	
2.4	制振構面における梁の歪と応力の分析	23
2.4.1	位相分離法の提案および曲げモーメントと軸力の算出方法	
2.4.2	主架構挙動成分とダンパー挙動成分による歪の分析	
2.4.3	曲げモーメントと軸力の釣合い	
2.4.4	合応力	
2.5	まとめ	35
参考文献		

2. 1 はじめに

制振構造は、地震被害から人命と財産の保持と建物機能の継続発揮を目的として多くの建物に適用され、特に鋼構造建物は容易かつ確実に取り付けることができることから多くの建物に適用されている。図2.1aの非制振構面のように、ダンパーが取り付けない梁は、層間変形角 θ と同位相の曲げモーメント M が作用する。一方、図2.1bの制振構面のように、ブレース型のダンパーが取付く梁は、曲げモーメント M と軸力 N が作用する。変形の初期段階において、ダンパー力とそれによる梁軸力の増分は大きく、曲げモーメントの増分は梁軸力に対して緩やかである。このように、梁に作用する曲げモーメントと軸力には位相差がある。そして、図2.2のようにダンパー履歴は様々であり、ダンパー自体の性能は十分に理解されているが、建物挙動との関係性については議論されていない。

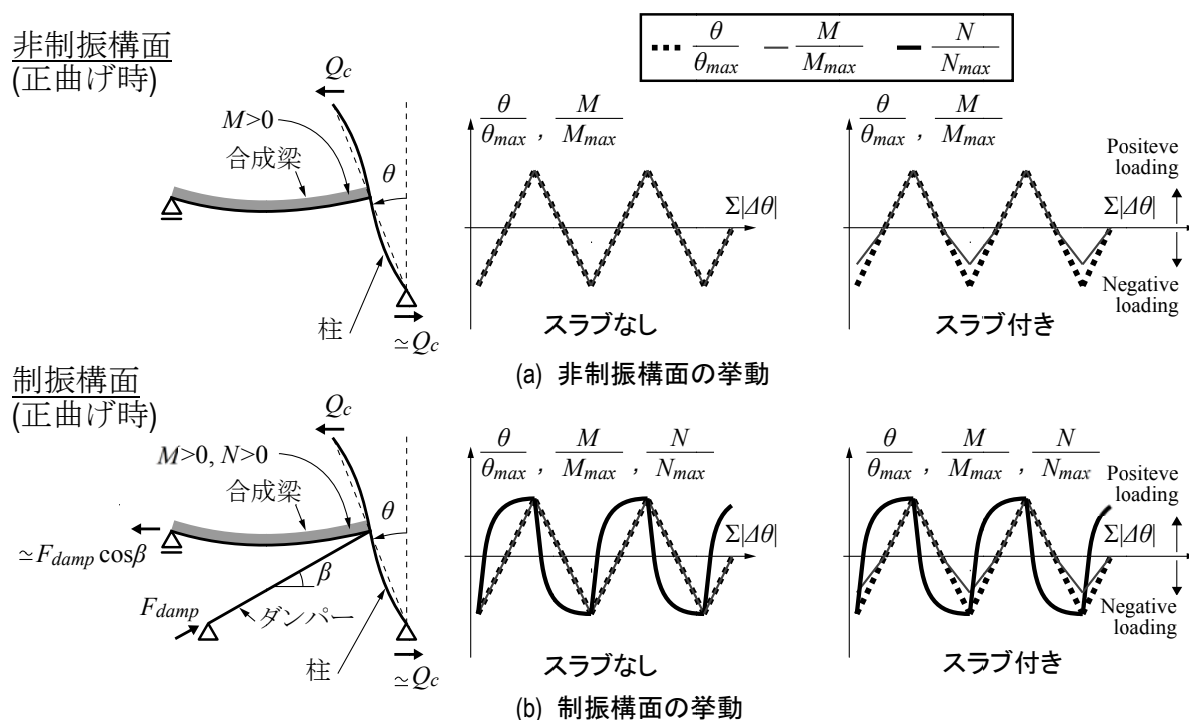
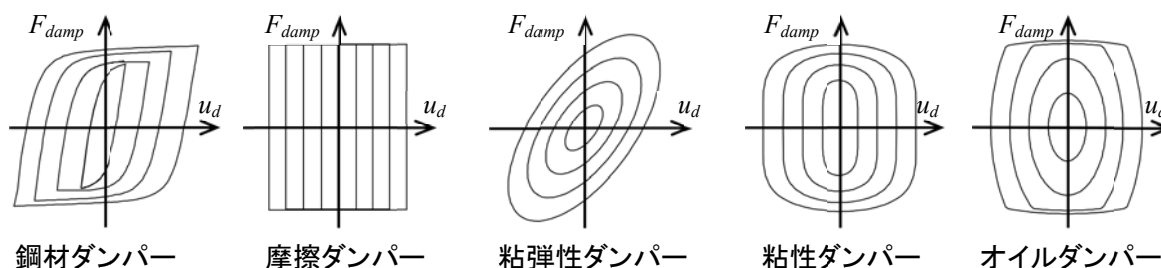

 図 2.1 正曲げを受ける非制振構面と制振構面の変形と層間変形 θ 、梁の曲げモーメント M 、梁軸力 N の時刻歴


図 2.2 一般的なダンパーの荷重変形関係

ここで、層間変形によって架構に生じる挙動を「主架構挙動」、ダンパー力による挙動を「ダンパー挙動」と称する。従って、非制振構面の挙動は主架構挙動のみ、制振構面の挙動は主架構挙動とダンパー挙動の複合挙動である。非制振構面と制振構面の共通課題は、合成梁の挙動が不明確な点である。例えば、負曲げを受ける合成梁は、スラブに引張軸力が生じることから設計時では純鉄骨梁とみなすが、近年行われた実大建物の震動台実験¹⁻¹⁰⁾では純鉄骨よりも高い剛性を示している。また、合成梁は、架構の挙動に大きな影響を与えるが、その剛性、耐力、柱やガセットプレートを含む接合部に及ぼす影響の評価は完全には理解されておらず、ダンパー挙動によってどのように変化するかも不明である。

以上を踏まえて、本章は限りなく実挙動に近い条件で行われた実大5層制振建物の震動台実験²⁾を対象に、位相差に着目した梁挙動の分析を行う。この実験は、制振ダンパーをもつ鋼構造建物の制振効果と限界を把握するための、世界最大の震動台による実大多層建物の加振という、現代において最も建物の実態を表せる方法だと考えられる。また、梁挙動に対して主架構挙動とダンパー挙動がそれぞれ及ぼす影響度を明確にするために、任意の歪値を2つの挙動に分離する手法を提案して、その結果に基づいた議論を行う。

2.2 実大5層制振建物の震動台実験の概要

2.2.1 試験体概要

図2.3に試験体の基準階図と軸組図を示す。試験体は事務所ビルを想定した実大5層の鋼構造建物で、その平面は短辺（X）方向2スパン10m（5m+5m）、長辺（Y）方向2スパン12m（7m+5m）で、高さ15.8m、総重量4730kNである。ブレース型ダンパーの配置は、1層から4層のそれぞれにX方向に2箇所、Y方向に1箇所としている。以下、ダンパーが取付く構面を制振構面、ダンパーが取付かない構面を非制振構面と称する。柱と鉄骨梁の

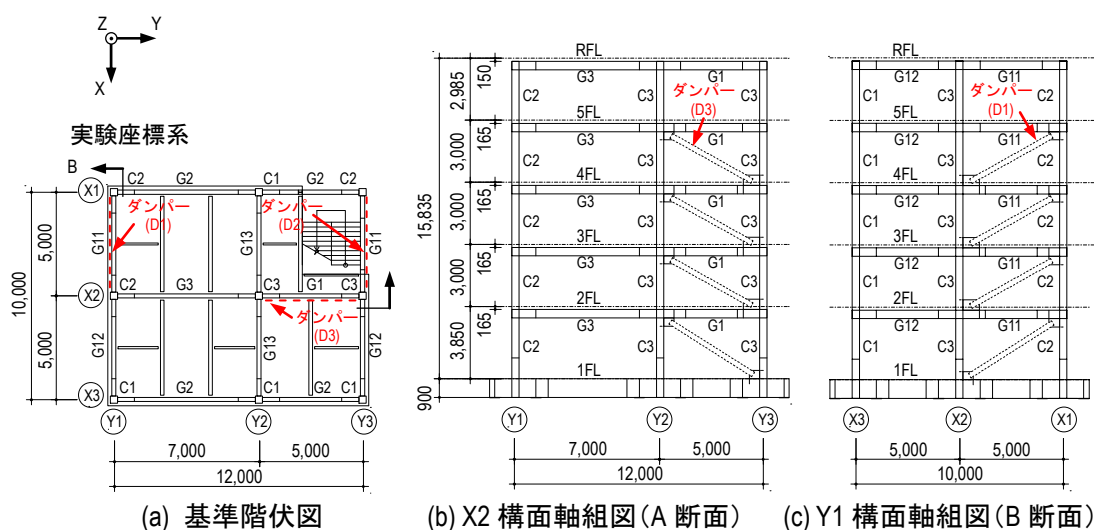


図2.3 実大5層鋼構造試験体

表 2.1 梁部材 (全て H-または BH-400×200) のウェブ厚、フランジ厚 (mm)

G1	G2		G3		G11	G12		G13	
	端部	中央	端部	中央		端部	中央	端部	中央
H	BH	H	BH	H	H	BH	H	BH	H
9,12	9,12	9,12	9,16	9,12	9,12	9,12	9,12	9,12	9,12
BH	BH	H	BH	H	BH	BH	H	BH	H
12,16	9,16	9,12	9,16	9,12	12,16	9,16	9,12	9,16	9,12
BH	BH	H	BH	H	BH	BH	H	BH	H
12,19	9,19	9,16	9,19	9,16	12,16	9,19	9,16	9,19	9,16
H	BH	H	BH	H	BH	BH	H	BH	H
12,22	9,19	9,16	9,19	9,16	12,19	9,19	9,16	9,19	9,16
H	BH	H	BH	H	H	BH	H	BH	H
12,22	9,19	9,16	9,19	9,16	12,22	9,19	9,16	9,19	9,16

※値はウェブ厚、フランジ厚の順

表 2.3 鋼材の降伏応力、引張強さ (実測(上段)と公称値(下段))

	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)
柱 (BCR295)	346-398 295	430-470 400
大梁 (SN490B)	331-422 325	510-557 490
ガセットPL (SN490B)	342-365 325	510-520 490

表 2.2 角形鋼管 (全て □-350×350) の板厚 (mm)

層	C1	C2	C3
5	12	12	12
4	12	12	12
3	16	16	19
2	16	19	19
1	19	22	22

表 2.4 コンクリート 圧縮強度 (実測(MPa))

階	圧縮強度 (MPa)
RF	43.4
5F	46.8
4F	43.4
3F	46.8
2F	43.4

幅厚は鋼材量を抑えて経済的にすべく、FB ランク以上としている。大梁は H-もしくは BH-400×200×(12~22)×(12~22)の H 形鋼部材 (SN490)、柱は 350×350×(12~22)の角形鋼管である (表 2.1, 表 2.2)。また、柱梁剛比は、0.92 から 1.37 である。材料試験から得た鋼材の降伏応力度と引張応力度、コンクリートの圧縮応力度をそれぞれ表 2.3 と表 2.4 に示す。後者は材齢 3 ヶ月における試験値である。

各スパンにおいて、大梁は両梁端部と中央部の 3 つの部分に分けられる。各部分は、非制振構面ではウェブとフランジを高力ボルト摩擦接合による継手で繋結され、制振構面ではウェブを高力ボルト摩擦接合による継手、フランジを完全溶け込み溶接で繋結される。非制振構面では、梁端部は梁端に応力緩和を目的とした水平ハンチを設け、中央部よりも板厚を厚くした。制振構面では、梁端部はガセットプレートと各種スチフナ (後述) によって応力緩和が期待できるため、ハンチは設けていない。また、ダンパー力による軸力を考慮して、非制振構面よりも板厚を厚くし、梁端部と中央部を同じ断面とした。

床スラブは 1 階には設けず、2~5 階は山高 75mm、板厚 1.2mm のデッキプレートに 1 時間

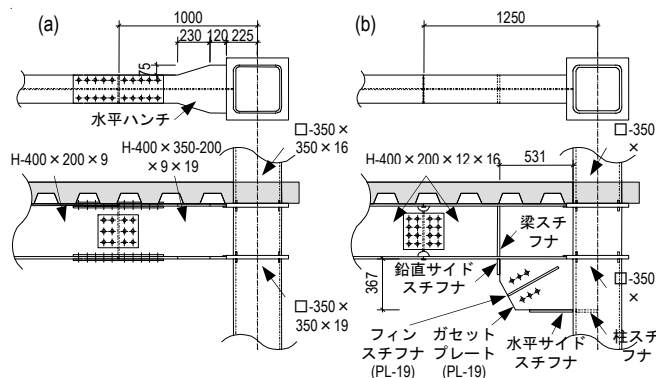


図 2.4 柱梁ガセット接合部の詳細の一例 ((a)非制振構面、(b)制振構面)

耐火性能を有する 80mm の等厚鉄筋コンクリートを打設した合成デッキスラブ、屋根は厚さ 150mm の等厚鉄筋コンクリートである。合成梁は 200mm 間隔で配置した頭突きスタッド（軸径 19mm、長さ 110mm）で鉄骨梁と床スラブを接合し、設計指針¹¹⁾で定められる完全合成梁として設計されている。

以上の他に、試験体には ALC パネルやアルミカーテンウォールなどの非構造材が取り付けられている。これらについては、本研究では言及しないため、詳細は文献 2) を参照されたい。

2.2.2 鋼材ダンパーの配置と概要

設計における目標性能は、鷹取波原波の 3 方向入力に対して、ダンパーを用いた建物が層間変形角 1/100 以内となることである。ブレース型ダンパーの配置は、1 層から 4 層に各々 X 方向に 2 箇所、Y 方向に 1 箇所としており、X, Y 方向でのダンパーの総容量を等しくするため、Y 方向のダンパーは X 方向のダンパーの約 2 倍の最大耐力を持つ設計となっている。以下に、各ダンパーの設計概要について述べる。なお、ダンパー取付角度は 1 層では 38°、2~4 層では 31° である。

本実験で用いた鋼材ダンパーは、図 2.5 に示す座屈拘束ブレース（新日本製鐵製アンボンドブレース）であり、軸力を伝達する鋼板を角型鋼管とモルタルによって拘束することで、ダンパー圧縮時にも座屈を起こさないようにしたものである。鋼板には低降伏点鋼（LY225）を用いている。モルタルと鋼板の間には充填剤（ブチルゴム）を貼付することで若干の隙間を持たせ、これにより、主架構の強制変形によるダンパー端部の回転を充填剤のクリアランスで吸収できるような設計となっている。降伏層間変形角は約 1/700rad. とし、最大塑性率は 7 と比較的大きな値を設定したため、ダンパーが塑性化する加振を繰返し受

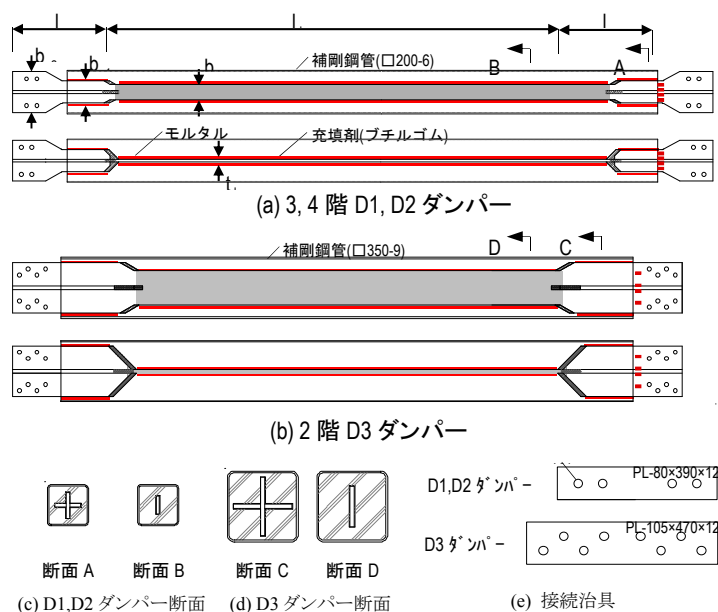


図 2.5 鋼材ダンパー詳細図

けることも考慮して、ダンパー塑性部を長めにとり損傷集中が起きにくい設計とした。各ダンパーの諸元は表 2.5 に示す通りであり、材料試験結果から得たダンパーの理論降伏耐力も併記している。本実験で用いた、最も大きなダンパー (D3-1F, 2F) の理論降伏耐力は 968kN である。鋼板は弾性部が十字断面、弾塑性部は平板断面とし、弾性部の断面積は弾塑性部の断面積の約 2.7 倍である。

表 2.5 鋼材ダンパーの諸元

	Story	l_d (mm)	l_e (mm)	b_d (mm)	b_e (mm)	t_d (mm)	σ_y (Mpa)	$\hat{F}_{dy}$ (kN)	$\hat{u}_{dy}$ (mm)
D1, D2	4	2900	562.3	88	128/235	16	217	306	3.05
	3	2900	562.3	88	128/235	16	217	306	3.05
	2	2750	598.3	116	165/235	19	227	500	3.03
	1	3600	553.1	116	165/235	19	227	500	3.97
D3	4	2600	673.3	127	183/235	22	220	615	2.78
	3	2600	673.3	127	183/235	22	220	615	2.78
	2	2450	699.5	200	290	22	220	968	2.62
	1	3300	664.4	200	290	22	220	968	3.52

2. 2. 3 歪の計測計画概要

歪の計測位置を図 2.6 に示す。柱では弾性に留まる 2 断面に対し、1 断面あたり歪ゲージ 4 枚を添付した。鉄骨梁では、継手やガセットプレート・水平ハンチの影響が小さく、弾性に留まる 2 断面に対し、1 断面あたり 5 枚を添付した。その計測点は、柱梁交点から梁スパンの 3 分の 1 程度離れた距離に位置している。

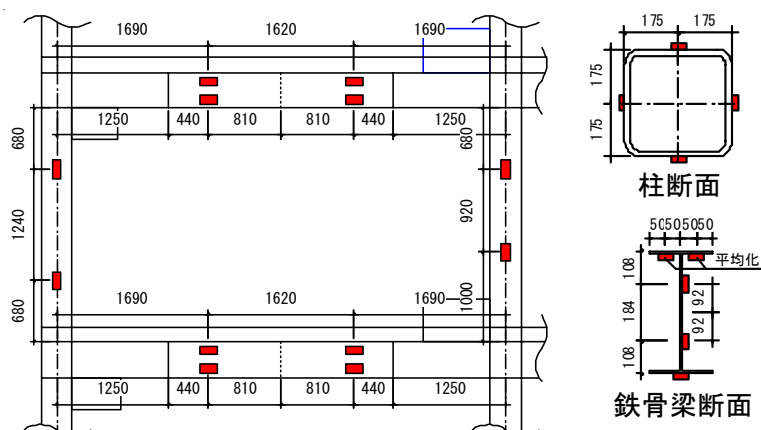


図 2.6 柱と鉄骨梁における歪ゲージ貼付け位置の例(Y3 構面、X1-X2、4 階)

2. 2. 4 入力地震動の概要

本章で対象にする実大 5 層制振建物の震動台実験は、世界最大の震動台を持つ (独) 防災科学技術研究所の実大 3 次元震動破壊実験施設 (E-ディフェンス) にて 2009 年 2 月下旬～4 月上旬に実施された。建物の機能が保全されることを目標に、制振構造としての適用例の

加振日	ダンパー	最大入力
2/27 (Fri.)	鋼材	Preliminary (elastic)
3/2 (Mon.)	鋼材	JR-Takatori 40%
3/5 (Thurs.)	鋼材	JR-Takatori 100%
3/11 (Wed.)	粘性	JR-Takatori 40%
3/12 (Thurs.)	粘性	JR-Takatori 100%
3/18 (Wed.)	オイル	JR-Takatori 40%
3/19 (Thurs.)	オイル	JR-Takatori 100%
3/26 (Thurs.)	粘弾性	JR-Takatori 40%
3/27 (Fri.)	粘弾性	JR-Takatori 100%
4/6 (Mon.)	ダンパーなし	JR-Takatori 40%
4/7 (Tues.)	ダンパーなし	JR-Takatori 70%

表 2.6 震動台実験の加振スケジュール

多い鋼材、粘性、オイル、粘弾性の4種ブレース型ダンパーを順次取り換えて実験を行い、最後にはダンパーを取り外した非制振状態での実験も行われている（表 2.6）。加振は、X, Y 各1方向入力の正弦加速度3サイクル入力のステップ波加振、X, Y 各1方向入力および3方向入力のホワイトノイズ加振、および1995年兵庫県南部地震の際にJR 鷹取駅で観測された地震波（以下、鷹取波）を3方向入力で行った。また、震動台加振の前後には、屋上に設置した2台の起振機（2台で最大3.3kNの起振力）により、スイープ加振、定常加振も行われている。

本研究では、一連の実験のなかで最初に実施された鋼材ダンパーを取付けた建物に、1995年兵庫県南部地震の際にJR 鷹取駅で観測された地震波（以下、鷹取波）を入力した実験結果を用いた議論を行う。

なお、この加振では、最大層間変形角は1/117、ダンパー接合部でのすべりは確認されず、柱脚は降伏したが全塑性には至らなかったと報告²⁾されている

2.3 非制振構面における梁の歪と応力の分析

本章では、図2.7のような非制振構面を対象に、鉄骨梁の歪値から合成梁に作用する力の算出方法を示し、その考察を行う。図2.8に対象とする断面を、2.4節で後述する制振構面を含めて示す。非制振断面では、1層につきスラブが取付かない断面（以下、スラブなし）、片側のみにスラブが取付く断面（以下、片側スラブ）、両側にスラブが取付く断面（以下、両側スラブ）の3断面とする。

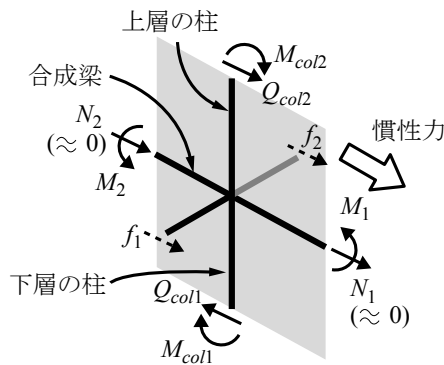


図2.7 非制振構面における水平力と曲げモーメント

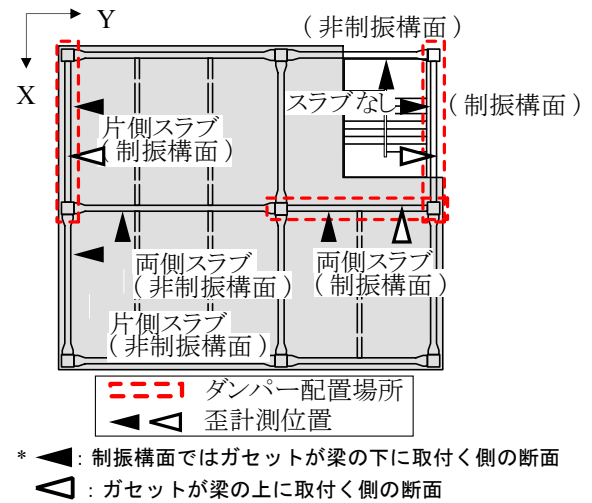


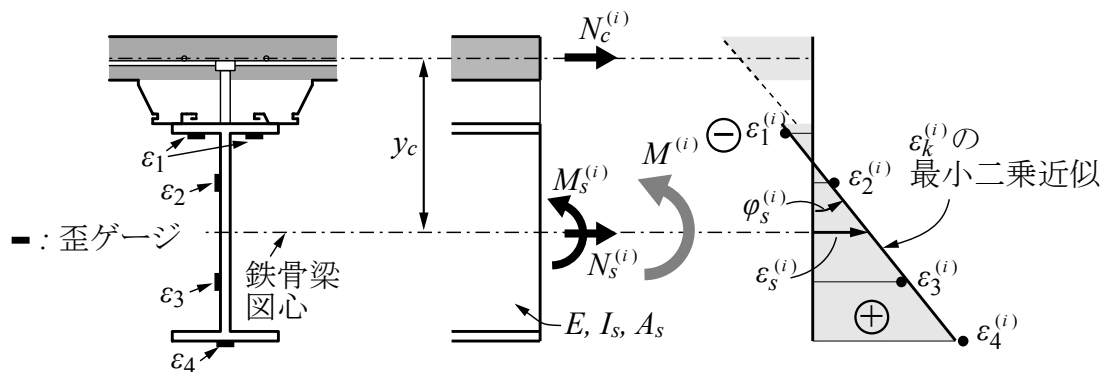
図2.8 歪計測位置

2.3.1 曲げモーメントの算出方法

図2.7の非制振構面では、図2.9に示すように、 $N=0$ として、合成梁には曲げモーメント M のみが作用すると仮定する。ここで、 i ステップ目における鉄骨梁の各計測点の歪を $\varepsilon_k^{(i)}$ ($k=1\sim4$)として、鉄骨梁図心の歪 $\varepsilon_s^{(i)}$ と曲率 $\varphi_s^{(i)}$ が $\varepsilon_k^{(i)}$ の最小二乗近似から求まる。合成梁に作用する外力 M, N と合応力 M_s, N_s, N_c の力の釣り合いは次式で表せる。

$$N_s^{(i)} = \varepsilon_s^{(i)} E A_s, \quad N_c^{(i)} = -N_s^{(i)}, \quad M_s^{(i)} = \varphi_s^{(i)} E I_s, \quad M^{(i)} = M_s^{(i)} + N_s^{(i)} y_c \quad \text{式(2.1a-d)}$$

ここで、 E はヤング係数、 A_s と I_s はそれぞれ鉄骨梁の断面積と断面2次モーメント、 y_c は鉄骨梁図心とスラブ図心との距離である。この手法では、スラブの歪と有効幅、スラブと鉄


 図2.9 非制振構面 ($N^{(i)}=0$): 合成梁に作用する外力 ($M^{(i)}, N^{(i)}$) と合応力 ($M_s^{(i)}, N_s^{(i)}, N_c^{(i)}$) の関係、および歪分布

骨梁の界面に生じるずれの影響の考慮などを必要とせずを求めることが出来る。

2. 3. 2 梁歪計測方法の検証

次項での実験結果と次節で軸力が作用する制振構面での考察をするにあたり、梁歪の計測の信頼性を確認する。非制振構面の下フランジ歪の実験値 $\varepsilon_4^{(i)}$ と柱モーメント $M_{col}^{(i)}$ をそれぞれの最大値 $\varepsilon_{4,max}$, $M_{col,max}$ で除した値の時刻歴を図 2.10 示す。なお、 $M_{col}^{(i)}$ は隣接する上柱と下柱の平均値である。両者は、ほぼ一致しており、非制振構面の歪挙動は柱モーメントに同調し、主架構挙動成分のみで表せることがわかる。なお、 $\varepsilon_1^{(i)} \sim \varepsilon_3^{(i)}$ についても同様の結果であることを確認している。

図 2.11 に非制振構面における歪分布をモーメントの最大時と最小時で示す。なお、最大曲げモーメント時には正曲げ、最小曲げモーメント時には負曲げがそれぞれ梁に作用する。各断面について、歪は線形に分布しており、鉄骨梁内での平面が保持されていることがわかる。スラブなし、片側スラブ、両側スラブの中立軸は、順に鉄骨梁図心から上フランジ近傍にまで移動している。また、片側スラブと両側スラブの取付く断面では、負曲げ時の中立軸位置が鉄骨梁図心よりも上側にあることが確認できる。この結果は、一般的な合成梁の設計方法と異なるが、同様の結果が松宮・中島らの実大実験⁹⁾⁻¹⁰⁾でも示されている。これは、スラブがコンクリートの引張強度までの引張軸力を負担するためと考えられる。

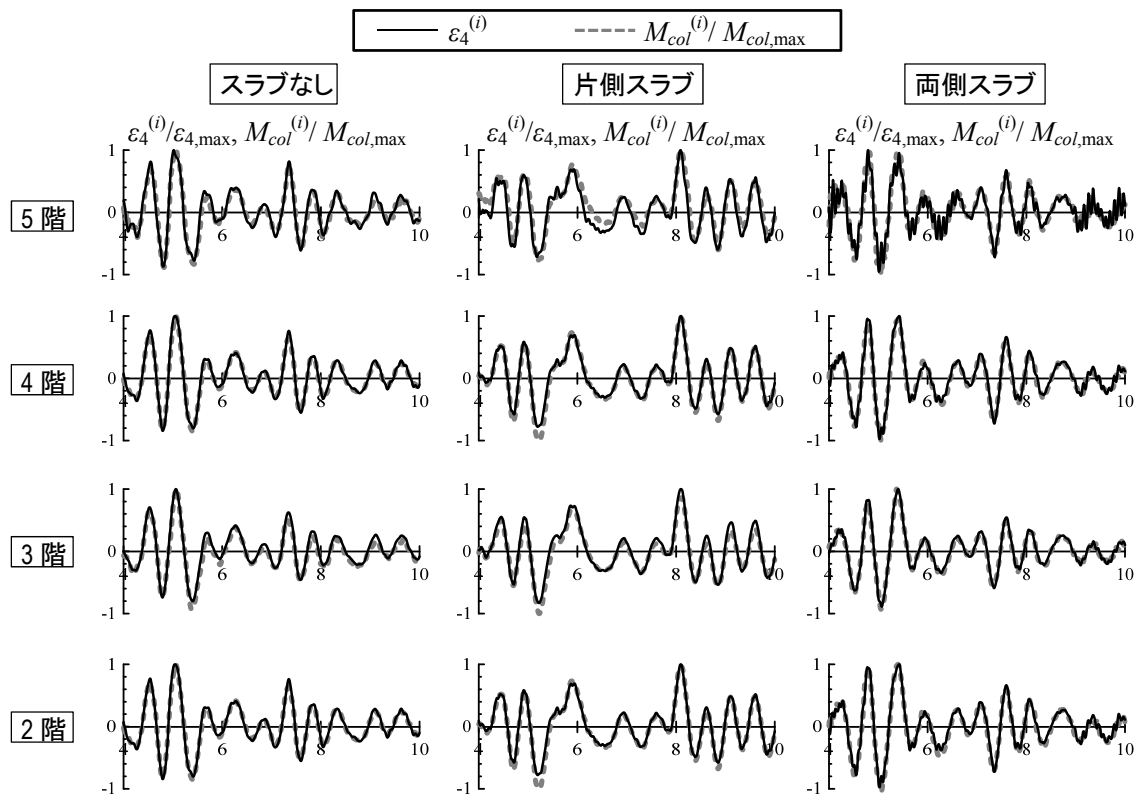


図 2.10 非制振構面：各階でのスラブ 3 ケースの下フランジ歪 $\varepsilon_4^{(i)} / \varepsilon_{4,max}$ と柱モーメント $M_{col}^{(i)} / M_{col,max}$

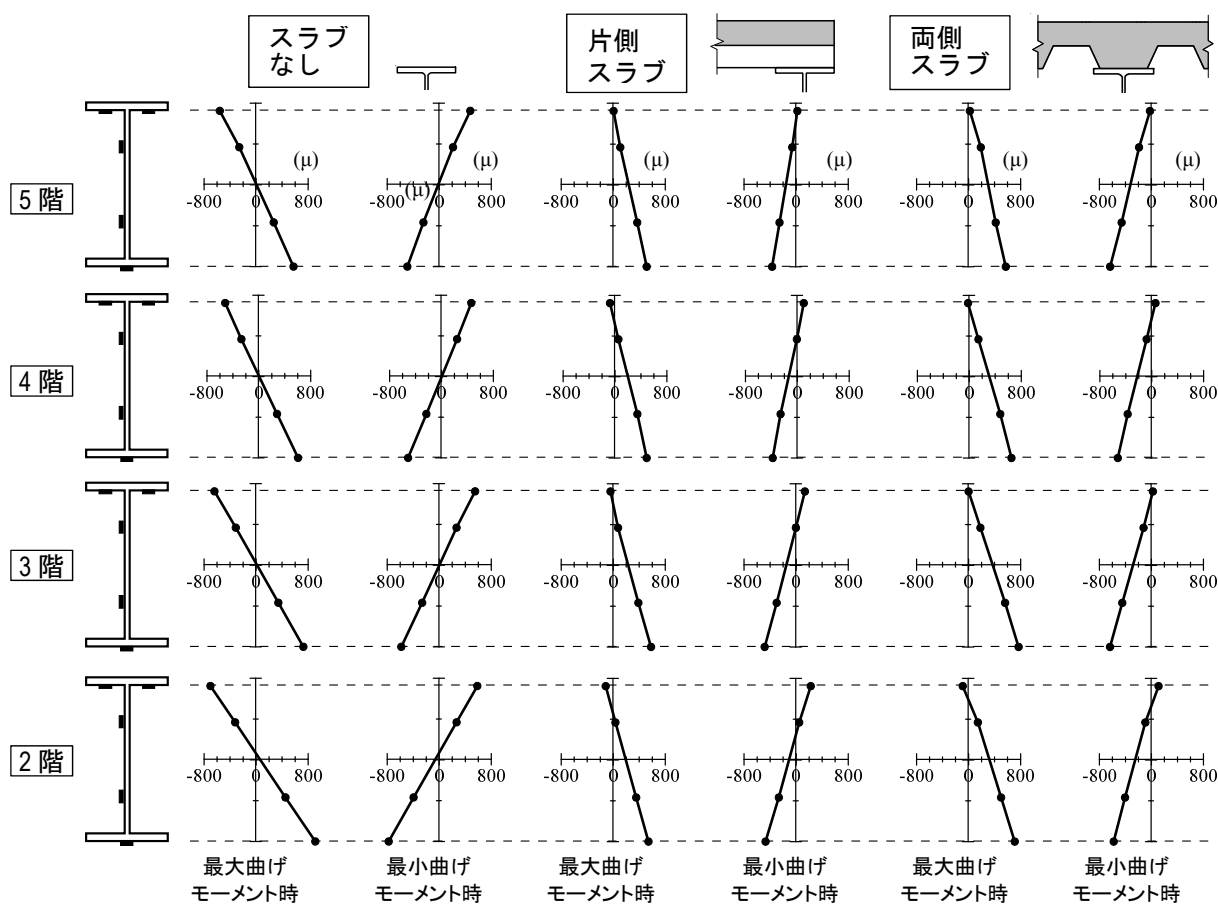


図 2.11 非制振構面：歪分布 $\varepsilon_k^{(l)}$, $k=1 \sim 4$ (図 2.8 参照)

図 2.12 には、図 2.8 で示した各断面を含む X1 構面、Y1 構面、X2 構面について、柱と梁のそれぞれにおける柱梁交点でのモーメントを示す。梁の柱梁交点でのモーメントは、梁スパン内でのモーメント分布を線形分布と仮定して、同一スパンの 2 つの計測点で算出したモーメントを延長して算出した。柱の柱梁交点でのモーメントについても同様に算出した。なお、本検討は、柱梁交点でのモーメントの釣合いを確認していることから、パネルの逆せん断を考慮しない略算として行う。各構面の柱梁交点において、梁モーメントは柱モーメントの和とほぼ同等であることが確認される。なお、他の非制振構面においても同様の結果を得ている。

以上の梁の歪推移・分布と柱梁交点におけるモーメントの釣合いより、梁歪の計測とモーメントの計算が妥当だと言える。

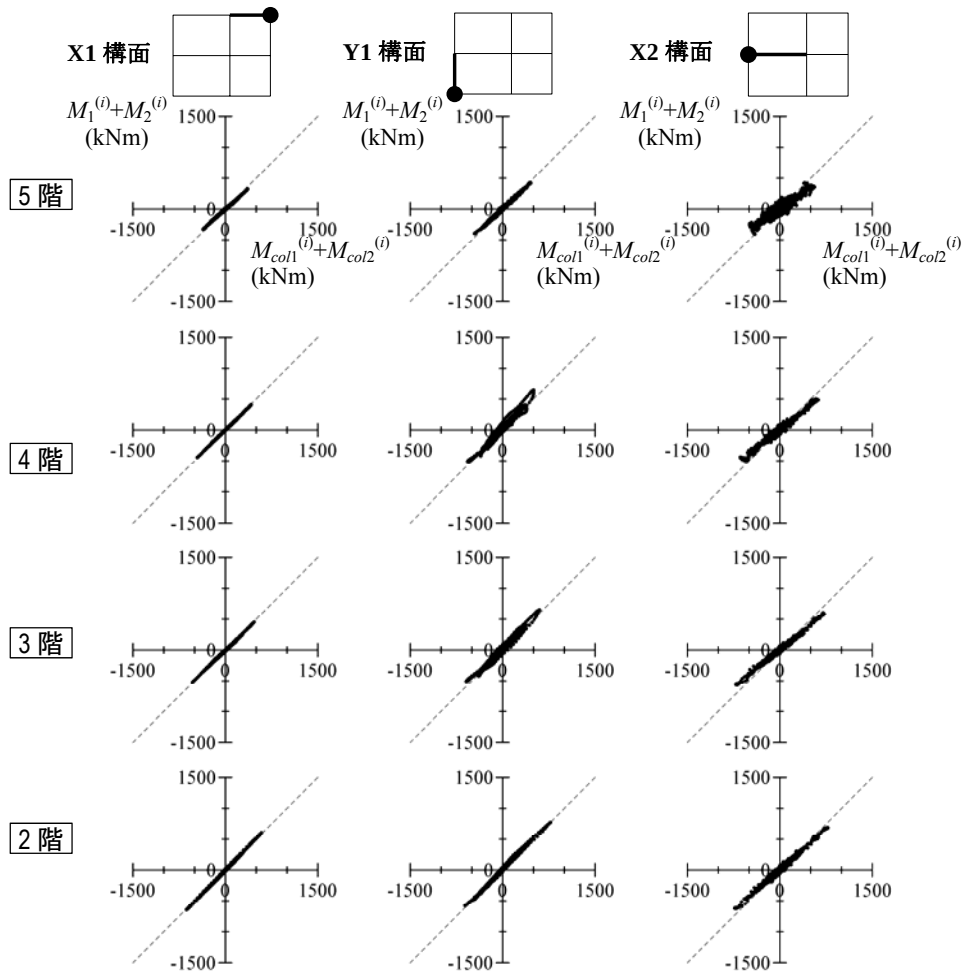


図 2.12 非制振構面における柱梁交点での柱と梁のモーメントの釣合い

2. 3. 3 合応力

図 2.13 に非制振構面における $M^{(i)}$ と $M_s^{(i)}$ の推移を示す。両側スラブでは、 M_s は正曲げと負曲げを受ける場合で M の半分程度であり、片側スラブでも M_s は M より小さく、スラブの合成効果が発揮されていることが確認される。

図 2.14 に非制振構面における $N_s^{(i)}$ の推移を示す。梁軸力の作用しない非制振構面においても、スラブが取付く断面では合成効果によって鉄骨梁が軸力を負担していることが確認される。 N_s が圧縮力を負担していることから、その反力としてスラブに引張が生じていることがわかる。

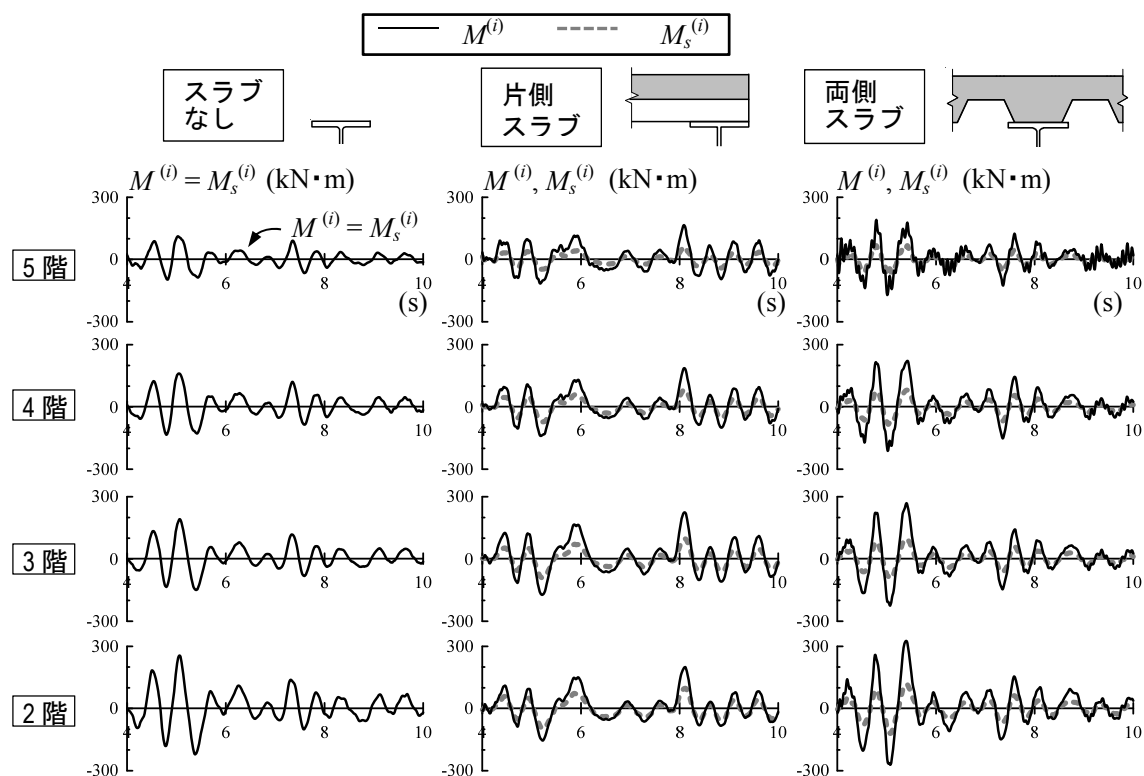


図 2.13 非制振構面：合成梁にかかる曲げモーメント $M^{(i)}$ と合応力 $M_s^{(i)}$ の時刻歴

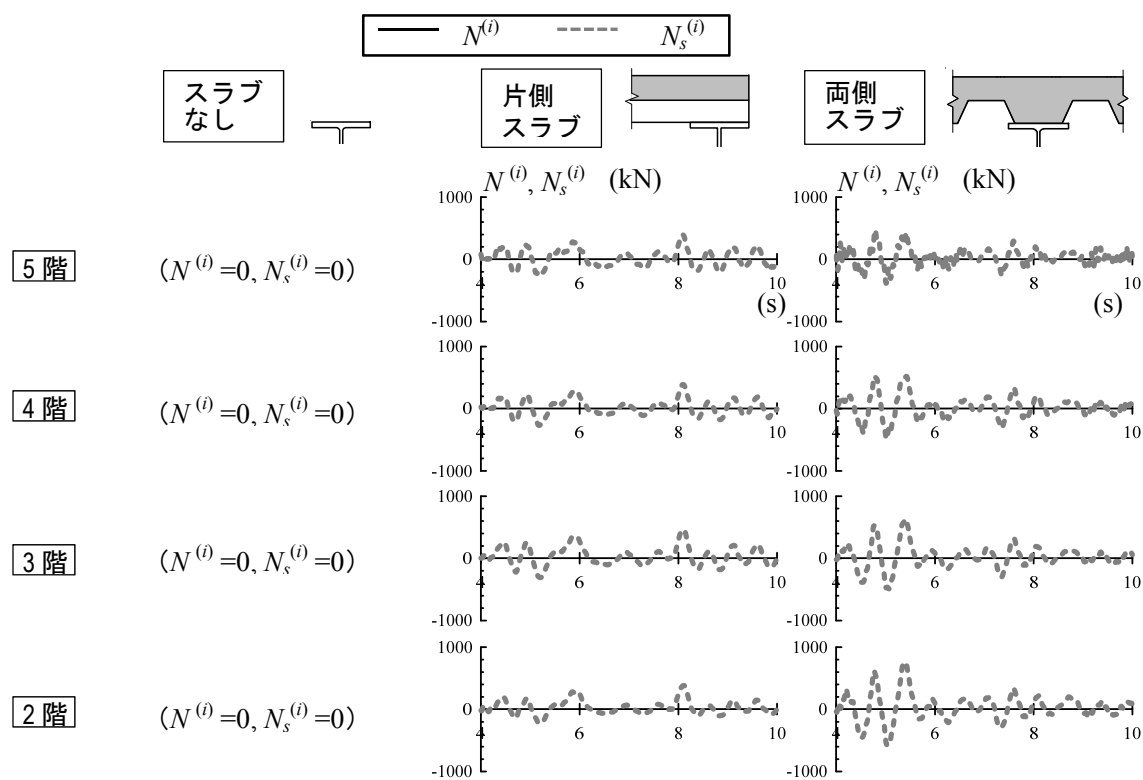


図 2.14 非制振構面：合応力 $N_s^{(i)}$ の時刻歴

2.4 制振構面における梁の歪と応力の分析

本章では、図 2.15 のような制振構面を対象に、鉄骨梁の歪値と柱モーメント、ダンパー力から合成梁に作用する力の算出方法を示す。対象とする断面は、前節の図 2.8 に示したように、スラブなし、片側スラブ、両側スラブの3断面に対して、同一スパン内の2断面とし、1層につき6断面を対象とする。

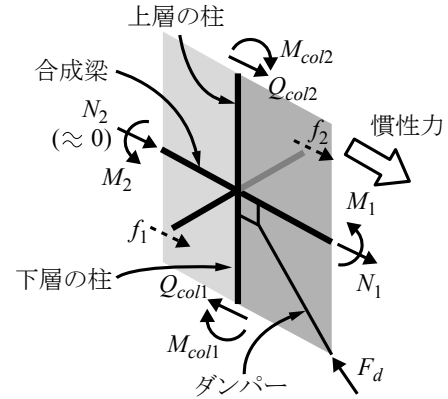


図2.15 制振構面における水平力と曲げモーメント

2.4.1 位相分離法の提案および曲げモーメントと軸力の算出方法

図 2.16 に制振構面における力と歪分布の概要を示す。図 2.15 のような制振構面では、主架構挙動による曲げモーメント M による歪とダンパー挙動による軸力 N による歪が複合する。そのため、 $\varepsilon_k^{(i)}$ から主架構挙動成分による歪 $\varepsilon_{Fk}^{(i)}$ とダンパー挙動成分による歪 $\varepsilon_{Dk}^{(i)}$ を評価する（図 2.16a）。ここで、 $\varepsilon_{Fk}^{(i)}$ と $\varepsilon_{Dk}^{(i)}$ の位相は、それぞれ隣接する柱の曲げモーメント M_{col} と梁の上階に取り付けられるダンパーの軸力 F_d に同調すると考えられる。これにより、次式の R_k を最小とする定数 λ_{Fk} と λ_{Dk} を求めることで、 $\varepsilon_{Fk}^{(i)}$ と $\varepsilon_{Dk}^{(i)}$ を求める。

$$R_k = \sum_i \left\{ \varepsilon_k^{(i)} - \left(\varepsilon_{Fk}^{(i)} + \varepsilon_{Dk}^{(i)} \right) \right\}^2, \quad \varepsilon_{Fk}^{(i)} = \lambda_{Fk} M_{col}^{(i)}, \quad \varepsilon_{Dk}^{(i)} = \lambda_{Dk} F_d^{(i)} \quad \text{式(2.2a-c)}$$

ここで、合成梁は正曲げ時と負曲げ時では曲げ剛性が異なる。従って、 λ_{Fk} と λ_{Dk} は、 $\varepsilon_k^{(i)}$ の線形補完で求めたスラブ図心の歪が引張の場合と圧縮場合とを個別で求めた。式 2.2a-c から、主架構挙動とダンパー挙動が複合する $\varepsilon_k^{(i)}$ から $\varepsilon_{Fk}^{(i)}$ と $\varepsilon_{Dk}^{(i)}$ を線形的に分配することが出来る。

主架構挙動成分での曲率と鉄骨梁図心から中立軸までの距離をそれぞれ $\phi_F^{(i)}$ 、 $e^{(i)}$ 、ダンパー挙動成分での曲率を $\phi_D^{(i)}$ として、それぞれ $\varepsilon_{Fk}^{(i)}$ 、 $\varepsilon_{Dk}^{(i)}$ の最小二乗近似から得る。 $e^{(i)}$ がダンパー挙動成分でも同じ値であると仮定すると、ダンパー挙動成分では合成梁の図心位置（ $e^{(i)}$ ）と軸力 N の作用点に距離があるため、曲率 $\phi_D^{(i)}$ が生じる（図 2.16a）。これを図 2.16b のように、軸力 $N^{(i)}$ が合成梁の図心位置に作用する場合を考えれば、曲げ歪分布と軸歪分布に分離できる。以上から、合成梁に作用する外力 $M^{(i)}$ 、 $N^{(i)}$ と合応力 $M_s^{(i)}$ 、 $N_s^{(i)}$ 、 $N_c^{(i)}$ は次式で表せる。

$$\begin{aligned} N_s^{(i)} &= (\varepsilon_a^{(i)} + \varepsilon_b^{(i)}) EA, \quad N_c^{(i)} = \left\{ \varepsilon_a^{(i)} e^{(i)} / (y_c - e^{(i)}) - \varepsilon_b^{(i)} \right\} EA_s, \quad N^{(i)} = N_s^{(i)} + N_c^{(i)} \\ M_s^{(i)} &= (\phi_F^{(i)} + \phi_D^{(i)}) EI_s, \quad M^{(i)} = M_s^{(i)} + N_s^{(i)} y_c - N^{(i)} (y_c - e^{(i)}) \end{aligned} \quad \text{式(2.3a-c)}$$

本算出方法で設けた仮定は、鉄骨梁が平面を保持することと、 $\varepsilon_{Fk}^{(i)}$ から算出した $e^{(i)}$ が $\varepsilon_{Dk}^{(i)}$ でも同じ値であることの2つであり、共に合理的な仮定である。以下、この手法を位相分離法と称する。

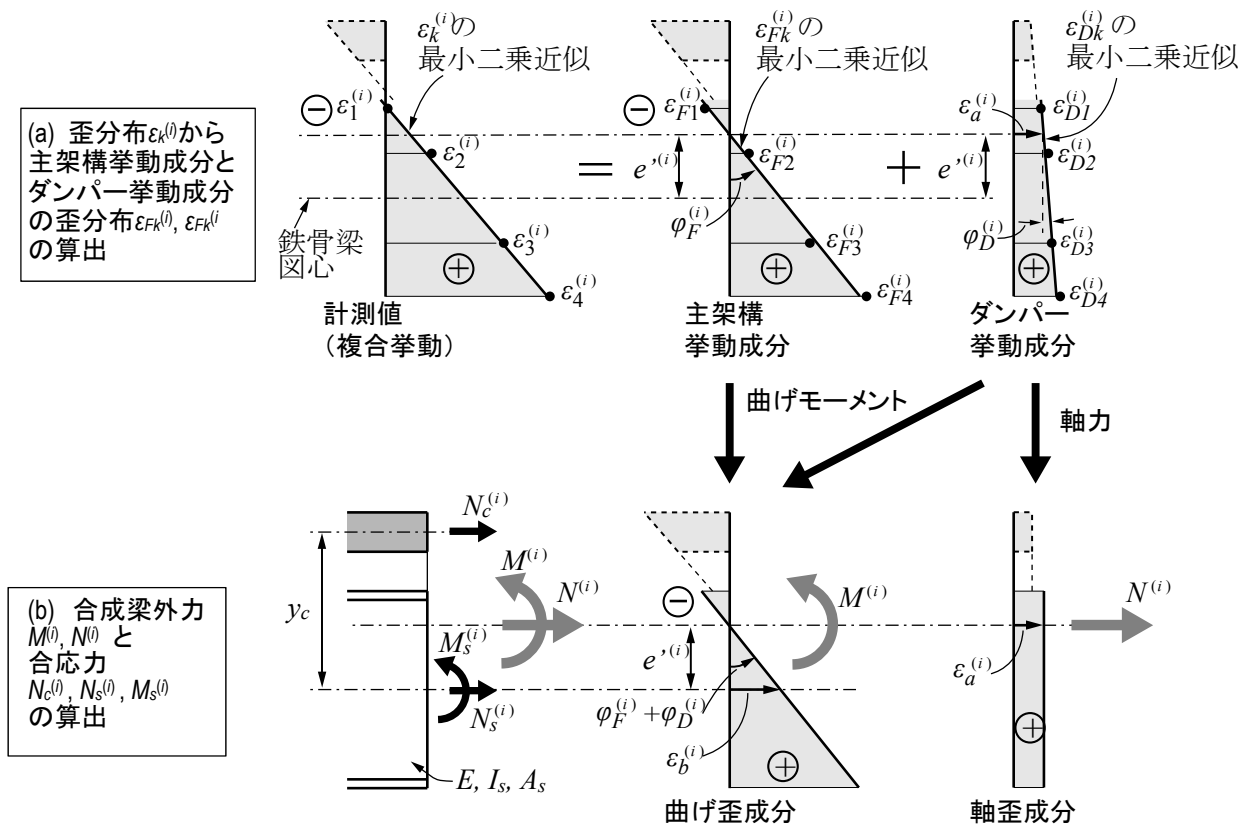


図 2.16 制振構面 ($N^{(i)} \neq 0$): 合成梁に作用する外力 ($M^{(i)}$, $N^{(i)}$) と合応力 ($M_s^{(i)}$, $N_s^{(i)}$, $N_c^{(i)}$) の関係、および歪分布

2. 4. 2 主架構挙動成分とダンパー挙動成分による歪の分析

制振構面について、下フランジ歪の実験値 $\varepsilon_4^{(i)}$ と、前節の位相分離法から得た主架構挙動成分とダンパー挙動成分の和 $\varepsilon_{F4}^{(i)} + \varepsilon_{D4}^{(i)}$ の時刻歴を図 2.17 に示す。いずれの断面においても、 $\varepsilon_4^{(i)}$ と $\varepsilon_{F4}^{(i)} + \varepsilon_{D4}^{(i)}$ は、ほぼ一致しており、ダンパーを取り付けた構面の梁は、主架構挙動成分とダンパー挙動成分を含んだ挙動であることがわかる。なお、ここでは最も歪値の大きい $\varepsilon_4^{(i)}$ を対象としたが、他の計測点 $\varepsilon_1^{(i)} \sim \varepsilon_3^{(i)}$ においても同様の結果であった。

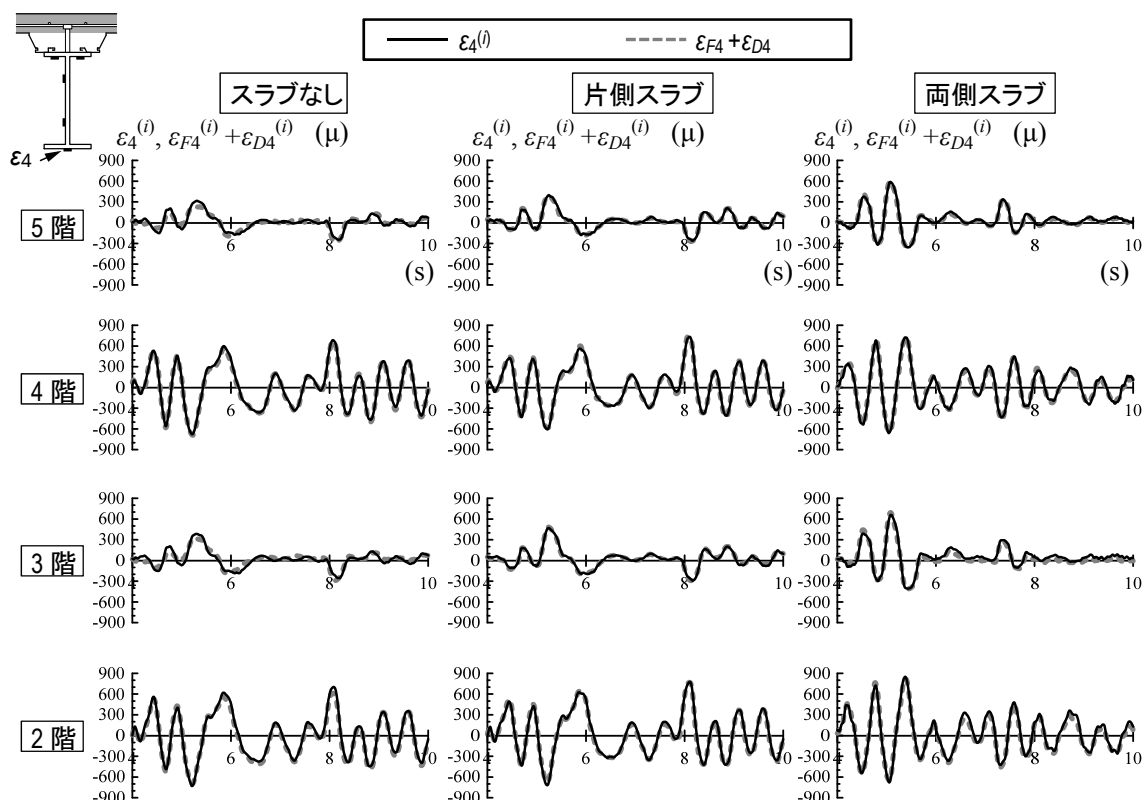


図2.17 制振構面:各階でのスラブ3ケースの下フランジ歪 $\varepsilon_4^{(i)}$ と主架構挙動とダンパー挙動の和 $\varepsilon_{F4}^{(i)} + \varepsilon_{D4}^{(i)}$ (ガセットプレートが梁の下に取付く側の計測断面(図2.8の◀))

ここで、図2.18にダンパーを取り付けた架構の梁に作用する力をダンパーが圧縮軸力を受ける場合を例にして示す。下フランジに引張を生じさる曲げを正曲げ、その逆を負曲げとする。この場合の梁は、ガセットプレートが下側に取付く側(図の右側)では引張軸力と正曲げ、ガセットプレートが上側に取付く側(図の左側)では引張軸力と負曲げを負担する。

以上を踏まえて、図2.19～2.22に下フランジ歪 $\varepsilon_4^{(i)}$ とウェブ歪 $\varepsilon_2^{(i)}$ からの位相分離法によって求めた $\varepsilon_{F4}^{(i)}, \varepsilon_{D4}^{(i)}$ と $\varepsilon_{F2}^{(i)}, \varepsilon_{D2}^{(i)}$ を示す。図19, 20はガセットプレートが梁の下に取付く側の計測点(図2.8の◀)、図21, 22はガセットプレートが梁の上に取付く側の計測点(図2.8の◁)である。

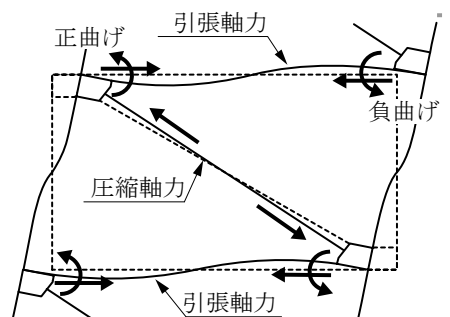


図2.18 ダンパーを取り付けた架構に作用する力の例(ダンパー圧縮時)

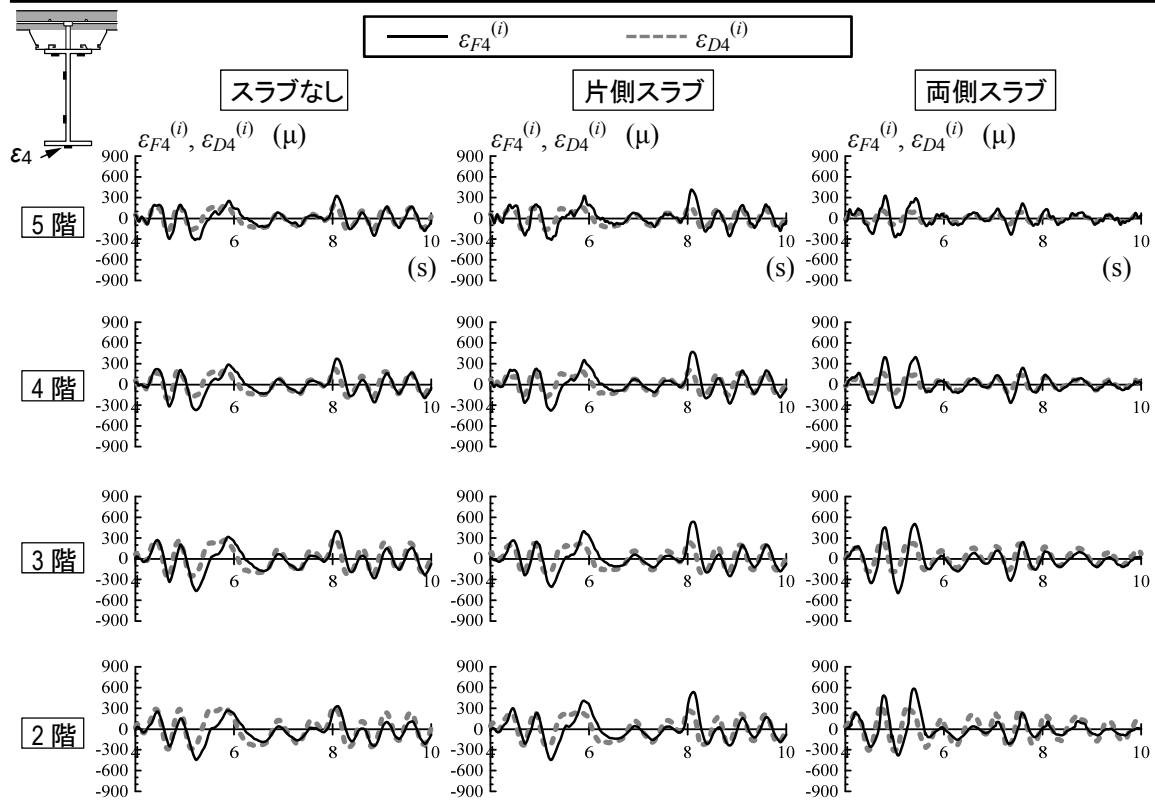


図 2.19 制振構面: 下フランジ歪 $\varepsilon_4^{(i)}$ の位相分離によって求めた主架構挙動成分とダンパー挙動成分の歪 $\varepsilon_{F4}^{(i)}$, $\varepsilon_{D4}^{(i)}$ (ガセットプレートが梁の下に取付く側の計測断面(図 2.8 の ◀))

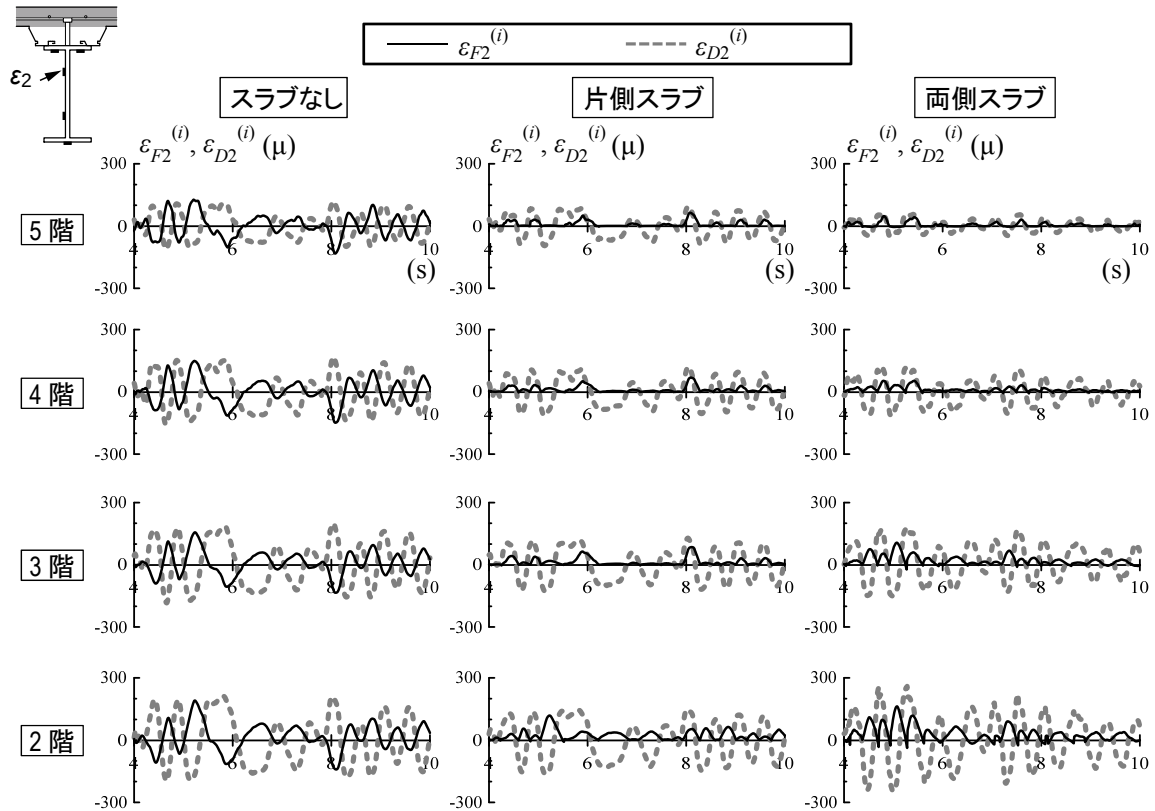


図 2.20 制振構面: ウェブ歪 $\varepsilon_2^{(i)}$ の位相分離によって求めた主架構挙動成分とダンパー挙動成分の歪 $\varepsilon_{F2}^{(i)}$, $\varepsilon_{D2}^{(i)}$ (ガセットプレートが梁の下に取付く側の計測断面(図 2.8 の ◀))

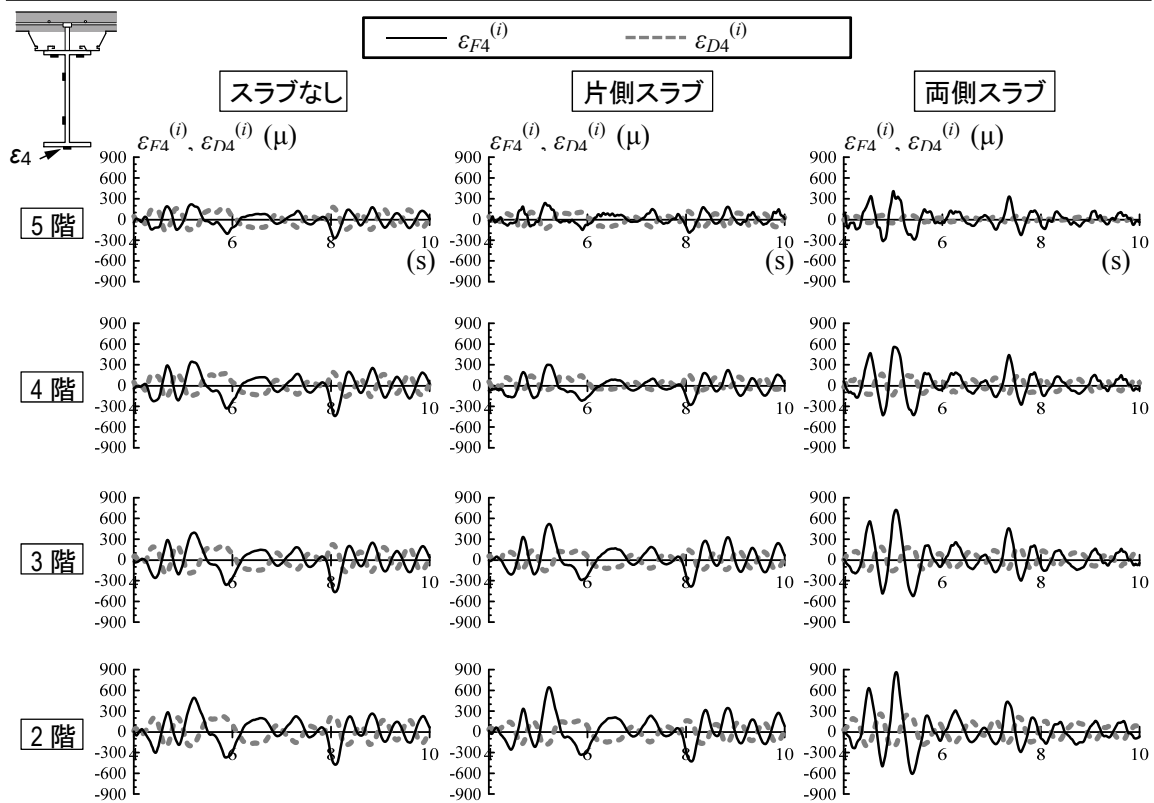


図 2.21 制振構面: 下フランジ歪 $\varepsilon_4^{(i)}$ の位相分離によって求めた主架構挙動成分とダンパー挙動成分の歪 $\varepsilon_{F4}^{(i)}$, $\varepsilon_{D4}^{(i)}$ (ガセットプレートが梁の上に取付く側の計測断面(図 2.8 の ◁))

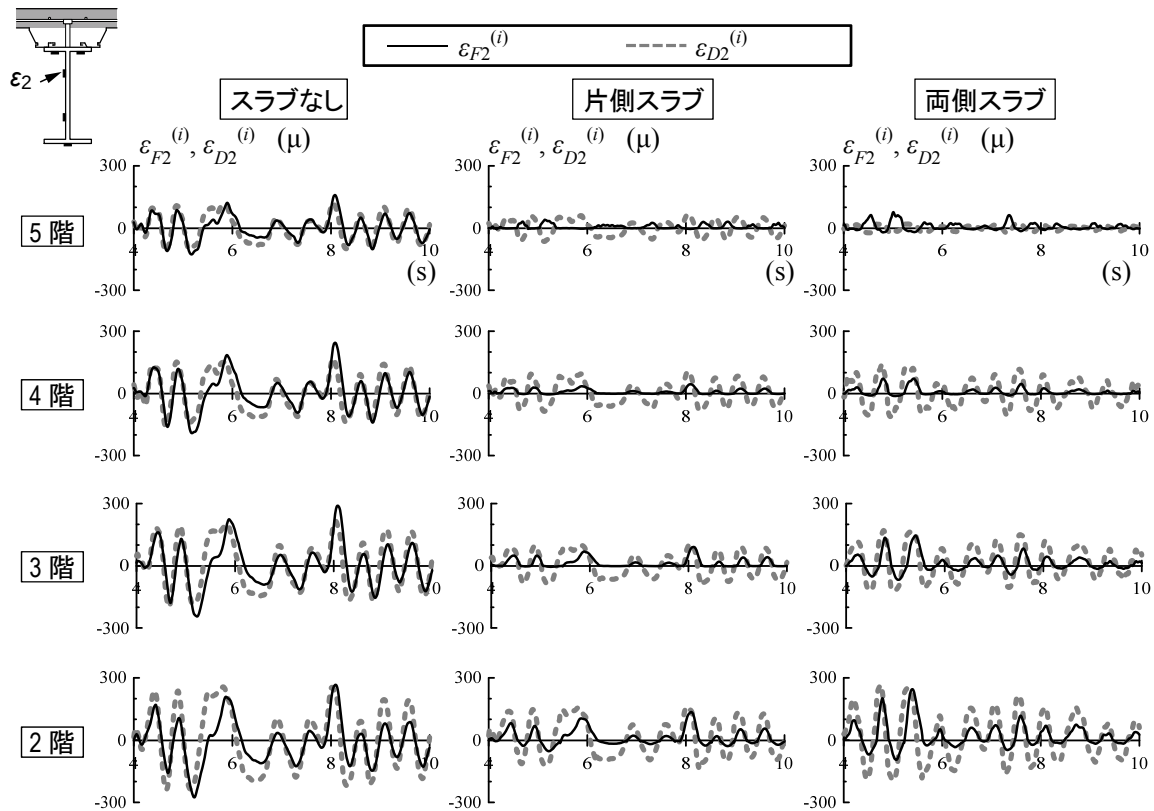


図 2.22 制振構面: ウェブ歪 $\varepsilon_2^{(i)}$ の位相分離によって求めた主架構挙動成分とダンパー挙動成分の歪 $\varepsilon_{F2}^{(i)}$, $\varepsilon_{D2}^{(i)}$ (ガセットプレートが梁の上に取付く側の計測断面(図 2.8 の ◁))

図 2.19 のガセットプレートが梁の下側に取付く側における各挙動成分の下フランジ歪 $\varepsilon_{Fk}^{(i)}$ は、図 2.18 のごとく、正曲げと引張軸力もしくは負曲げと圧縮軸力を負担するため、 $\varepsilon_{F4}^{(i)}$ と $\varepsilon_{D4}^{(i)}$ によって足し合わさる関係にある。また、 $\varepsilon_{Dk}^{(i)}$ は $\pm 300\mu$ 程度で頭打ちになっていることがわかり、鋼材ダンパーの履歴特性が表れている。 $\varepsilon_{Dk}^{(i)}$ は断面に対して概ね一様、 $\varepsilon_{Fk}^{(i)}$ は $\varepsilon_{Dk}^{(i)}$ よりも大きな曲率を有するため、 $\varepsilon_{F4}^{(i)}$ の方が $\varepsilon_{D4}^{(i)}$ よりも大きい。一方、図 2.20 の各挙動成分のウェブ歪 $\varepsilon_{F2}^{(i)}$ と $\varepsilon_{D2}^{(i)}$ は、極性が異なって相殺し合う関係にあり、 $\varepsilon_{D2}^{(i)}$ の方が $\varepsilon_{F2}^{(i)}$ よりも大きい。これは、 $\varepsilon_{F2}^{(i)}$ が $\varepsilon_{Fk}^{(i)}$ の中立軸付近(後述)にあるためであり、概ね一様な歪分布をもつ $\varepsilon_{Dk}^{(i)}$ におけるウェブ歪 $\varepsilon_{D2}^{(i)}$ が相対的に大きい。

図 2.21, 2.22 のガセットプレートが梁の上側に取付く側の計測点では、図 2.18 のごとく、正曲げと圧縮軸力もしくは負曲げと引張軸力を負担するため、 $\varepsilon_{F4}^{(i)}$ と $\varepsilon_{D4}^{(i)}$ および $\varepsilon_{F2}^{(i)}$ と $\varepsilon_{D2}^{(i)}$ の重合の関係は図 2.19, 2.20 で示した関係と逆である。

図 2.23, 2.24 に制振構面における歪分布の実験値 $\varepsilon_k^{(i)}$ (実線) と主架構挙動成分 $\varepsilon_{Fk}^{(i)}$ (太い破線)・ダンパー挙動成分 $\varepsilon_{Dk}^{(i)}$ (細い破線) の比較を示す。まず、 $\varepsilon_k^{(i)}$ について、非制振構面と同様に、歪は線形に分布しており、鉄骨梁内での平面が保持されていることがわかる。図 2.23

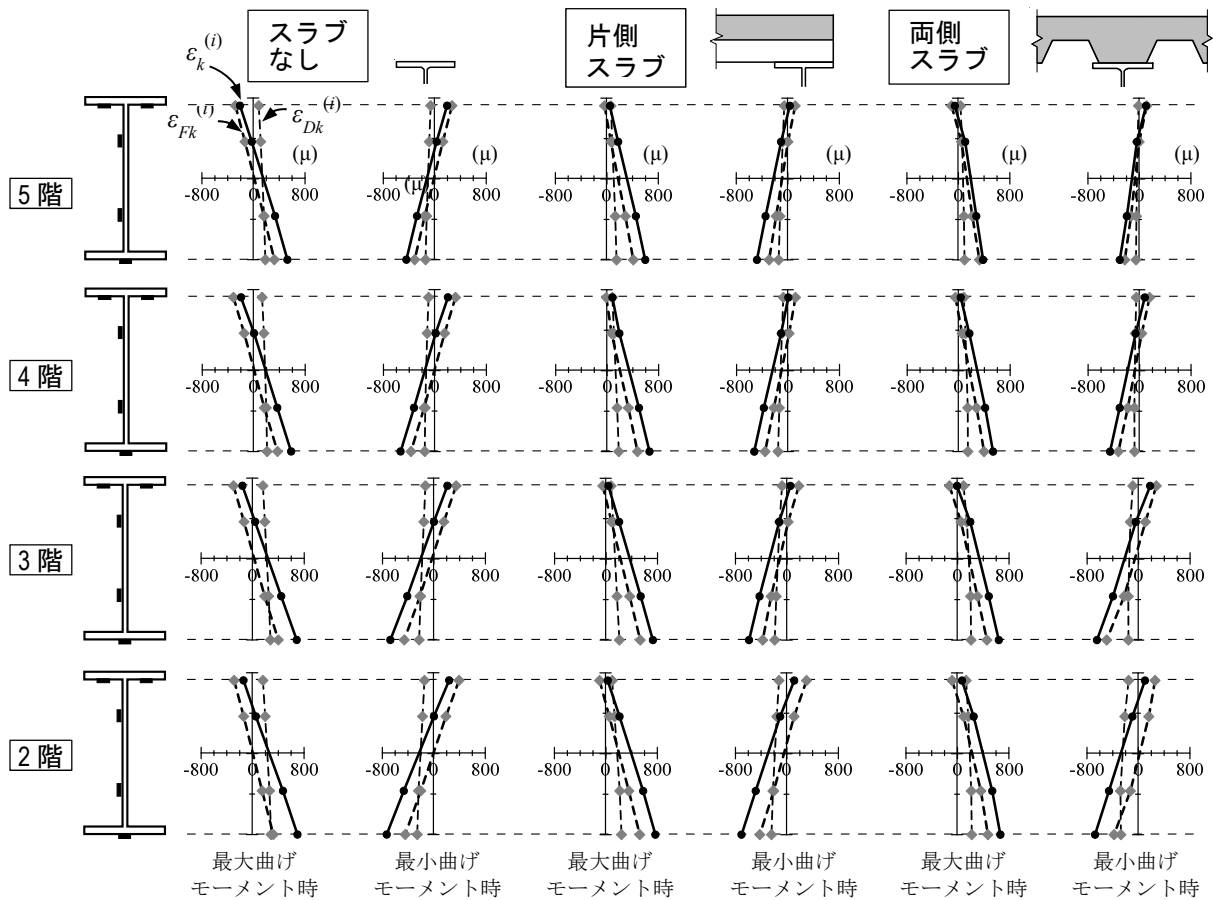


図 2.23 制振構面: 実験値 $\varepsilon_k^{(i)}$ と主架構挙動成分 $\varepsilon_{Fk}^{(i)}$ ・ダンパー挙動成分 $\varepsilon_{Dk}^{(i)}$ の比較, $k=1\sim 4$ (図 2.16 参照)(ガセットプレートが梁の下に取付く側の計測断面(図 2.8 の ◀))

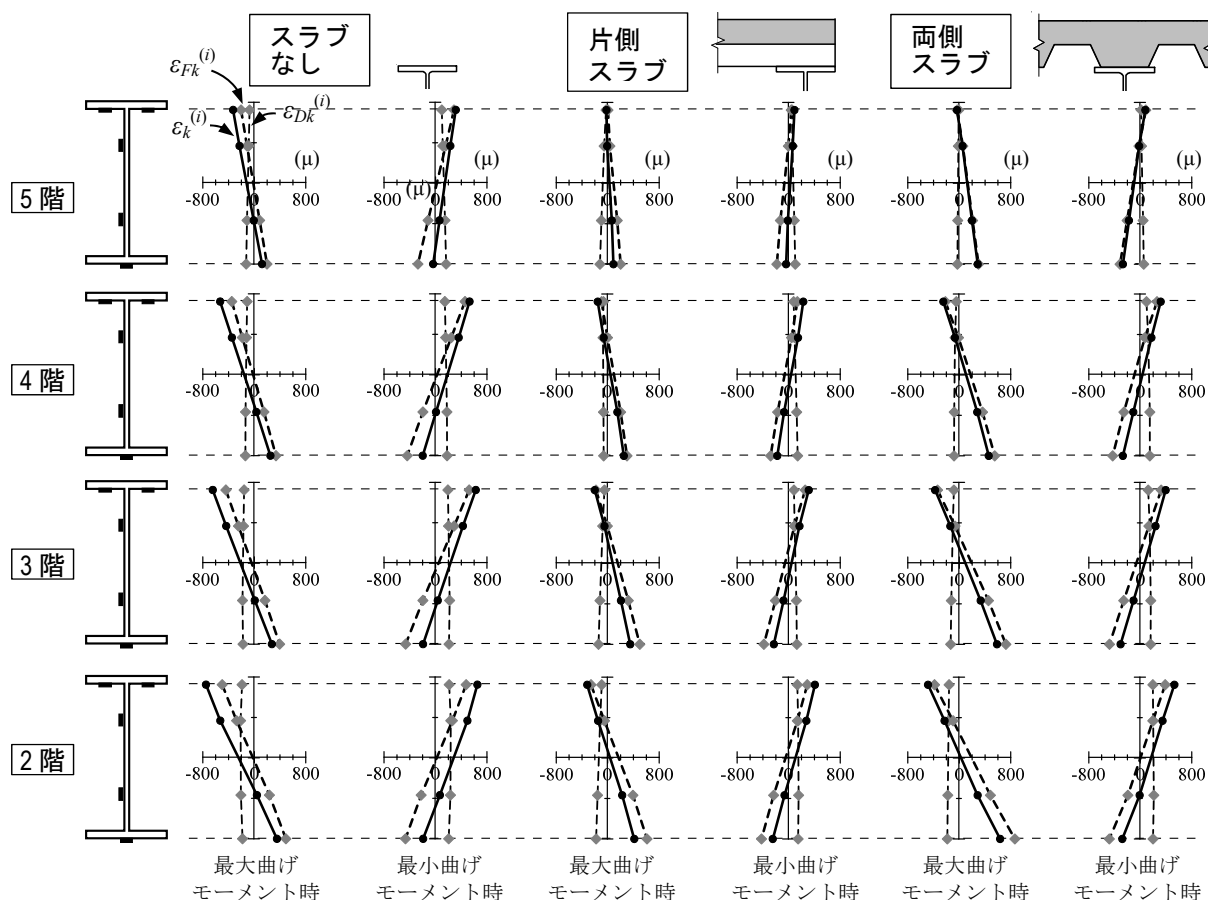


図 2.24 制振構面：実験値 $\varepsilon_k^{(i)}$ と主架構挙動成分 $\varepsilon_{Fk}^{(i)}$ ・ダンパー挙動成分 $\varepsilon_{Dk}^{(i)}$ の比較, $k=1\sim 4$ (図 2.16 参照) (ガセットプレートが梁の上に取付く側の計測断面 (図 2.8 の ◁))

について、前述したように、正曲げと引張軸力もしくは負曲げと圧縮軸力を受けるこの計測点では、梁軸力 $N^{(i)}$ によって生じる歪 $\varepsilon_{Dk}^{(i)}$ によって、 $\varepsilon_k^{(i)}$ の中立軸が非制振構面のもの (図 2.11) よりも高い位置にあることがわかる。一方、図 2.24 では、逆の傾向である。

$\varepsilon_{Fk}^{(i)}$ と $\varepsilon_{Dk}^{(i)}$ について、両歪分布は、線形に分布しており、鉄骨梁内での平面が保持されていることがわかる。スラブの取付く断面について、図 2.23 と図 2.24 での $\varepsilon_{Fk}^{(i)}$ の中立軸は、2 階と 3 階の負曲げ時において鉄骨梁図心に位置し、その他の階では正曲げと負曲げ時においても鉄骨梁図心よりも上側に位置するが、非制振構面のものよりも低い位置にあり、図 2.24 の方が顕著である。これは、制振構面にかかる曲げモーメントは非制振構面よりも大きく、負曲げによってスラブにかかる引張軸力がコンクリートの引張強度に達したためと考えられる。なお、図 2.25 の加振後のひび割れから、制振構面でのひび割れが非制振構面よりも進んでいることが確認される。また、ガセットプレートが上側に取付く側の計測点 (図 2.8) では、負曲げと引張軸力が作用することで早期に引張強度に至ったため、 $\varepsilon_{Fk}^{(i)}$ の中立軸位置の低下が顕著であったと考えられる。

2. 4. 3 曲げモーメントと軸力の釣合い

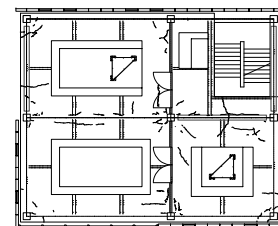


図 2.25 加振後の 2 階床スラブひび割れ

2.4.1 項の方法で求めたモーメントの値が正確であることを確認するために、図 2.26 に制振構面と非制振構面との柱梁交点でのモーメントの釣合い、図 2.27 に最大ベースシア時における各構面のモーメント分布を示す。なお、ベースシアは、1 層目における柱せん断力とダンパー力の水平成分の和とする。図 2.26 から、ダンパーが取付く構面にスラブが取り付けられない Y3 構面（左列）では、柱モーメントの和と梁モーメントの和がほぼ一致していることが確認される。スラブが取付く Y1 構面（中列）と X2 構面（右列）では、紡錘型の履歴となってやや精度に欠けるが、ピーク時には概ね釣り合っており、提案した手法を用いて合成梁に作用するモーメントを評価できると判断される。

図 2.27 から、制振構面に作用するモーメントは、非制振構面と比較して、1.2~1.5 倍であることが確認される。つまり、制振構面のスラブは非制振構面のものよりも大きな力が作用することで損傷が大きく、これによって制振構面の梁の中立軸位置は非制振構面のものよりも低い位置にあったと考えられる（2.4.2 項）。

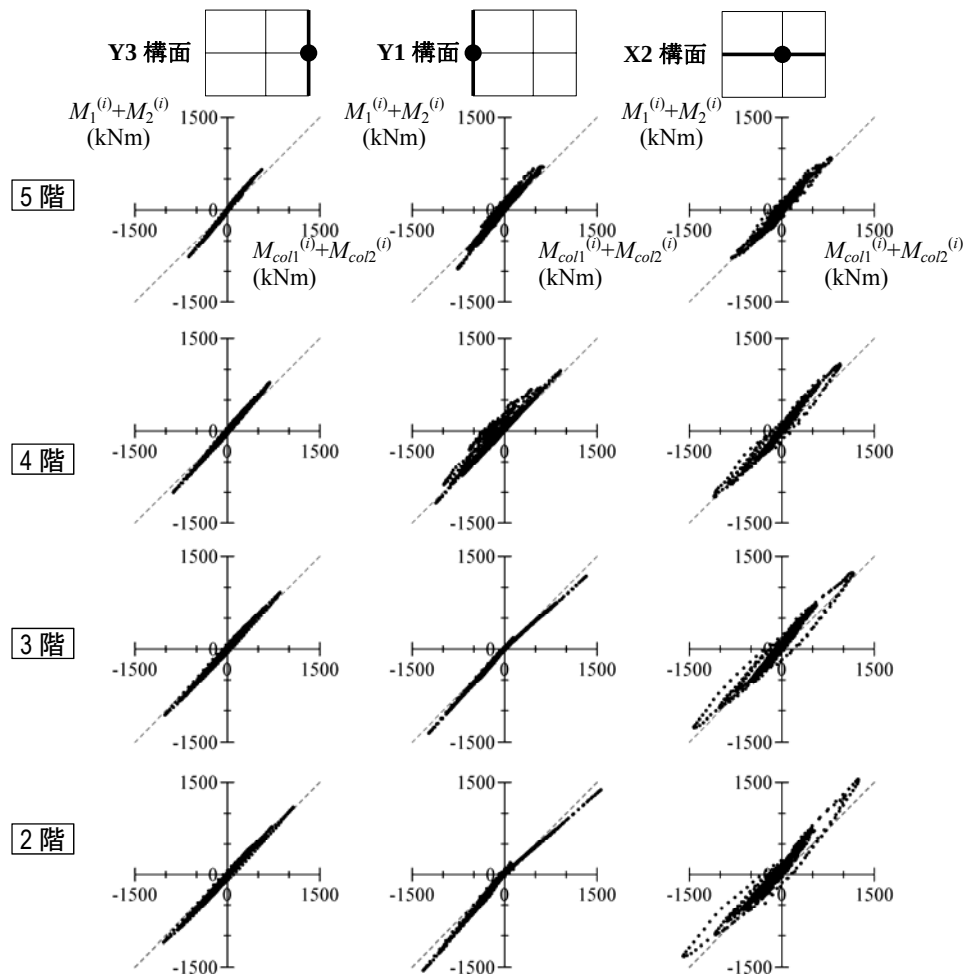


図 2.26 制振構面における柱梁交点のモーメントの釣合い

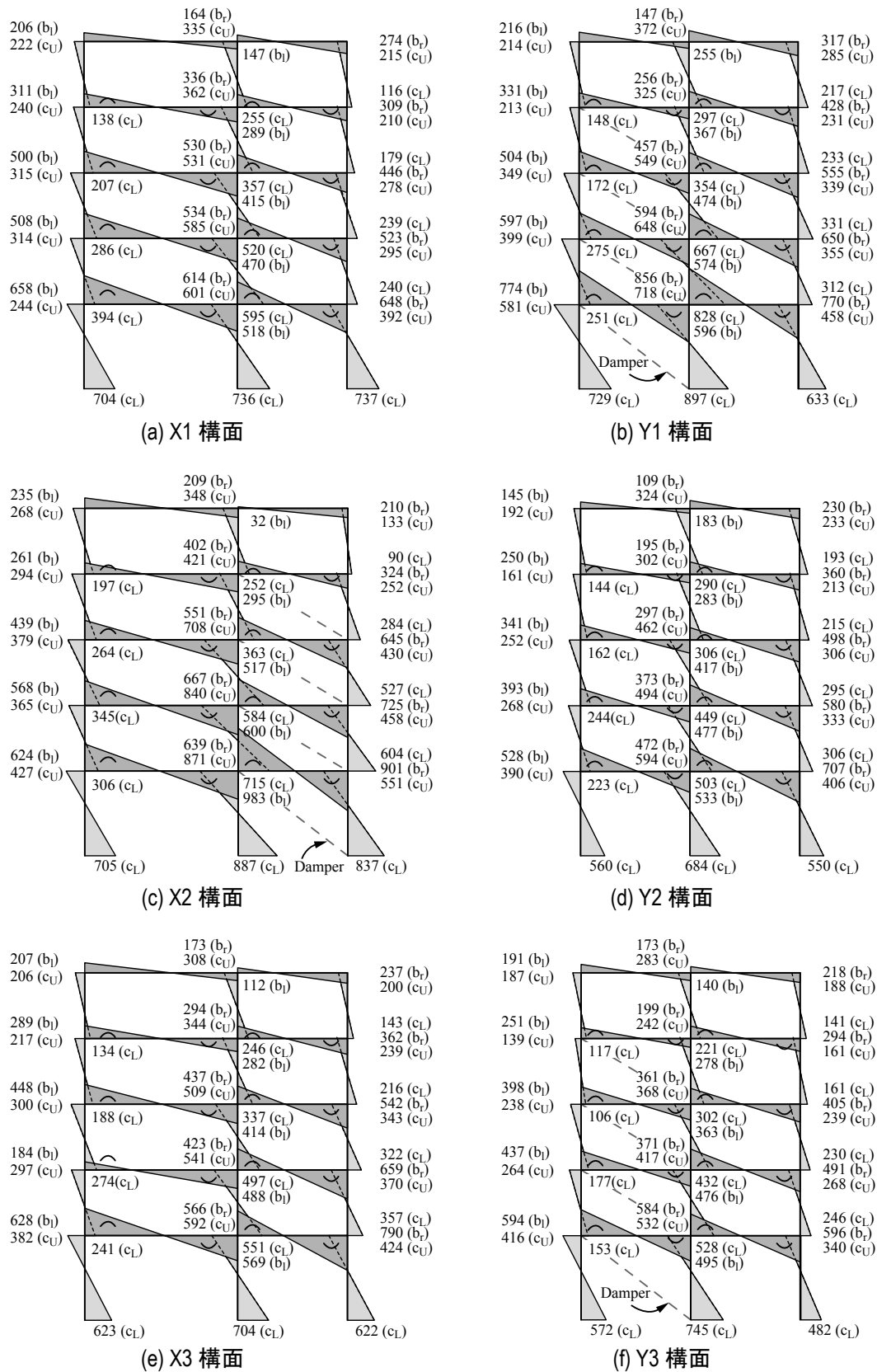


図 2.27 最大ベースシア時における各構面でのモーメント分布 (単位 : kNm)

図 2.28 に同一スパン内の軸力の釣合いを示す。スラブが取り付けかない Y3 構面（左列）では同一スパンでの軸力がほぼ一致していることが確認される。X2 構面の 5 層において軸力の値が小さいため、スパン内の軸力の釣合いが良い対応を示さない。X2 構面の 5 層梁では、非制振構面から伝達される水平力をダンパー力で負担し、梁に伝達されなかったためと考えられる。なお、Y1 と Y3 構面の 5 階床では、X2 構面とは異なる方向で取付けたため、非制振構面からの水平力を梁で負担したことで、梁軸力が生じたと考えられる。他のスラブの取付く Y1 構面（中列）と X2 構面（右列）では、中柱側の計測点から算出した軸力が側柱側に対して小さい傾向が確認される。これは、非制振構面から伝達される水平力が、スラブを介して他の構面に伝達されたためと考えられる。また、各構面において、同一スパン内の 2 つの計測点で算出した合成梁に作用する軸力が概ね対応しており、提案した手法を用いて軸力を評価できると判断される。

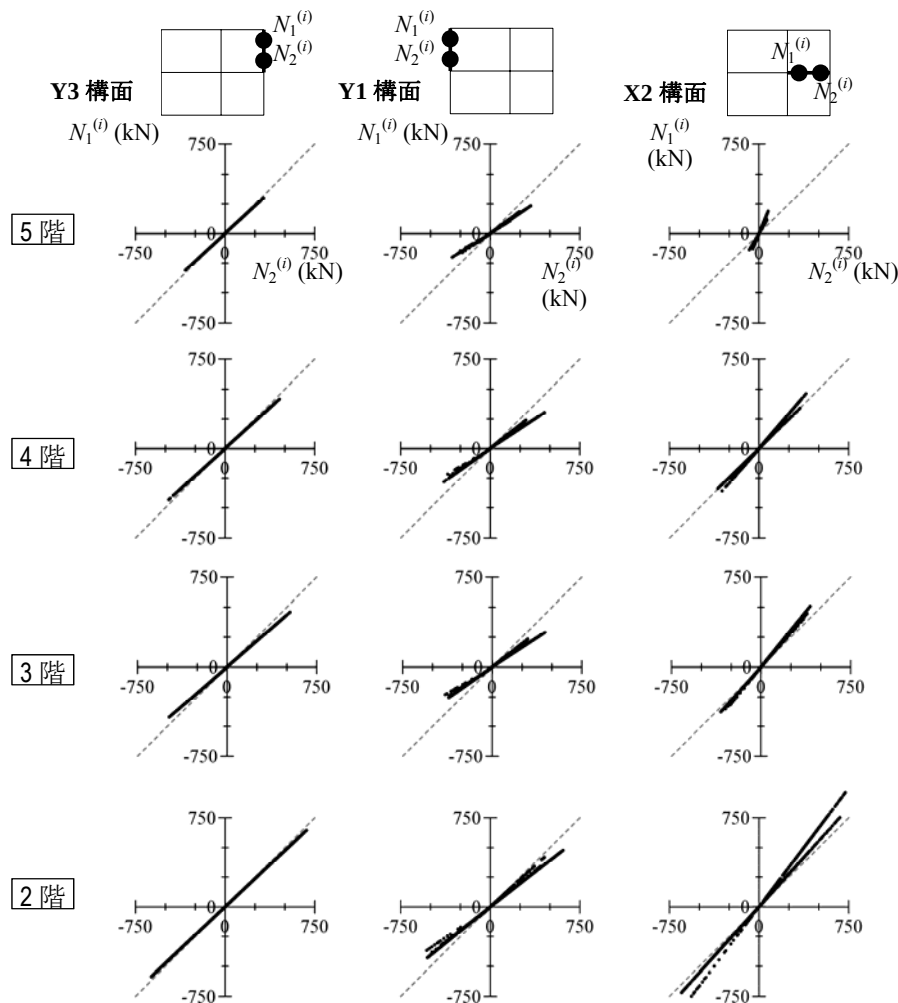


図 2.28 制振構面における同一スパン内での梁軸力の釣合い

2.4.4 合応力

図2.29に制振構面における $M^{(i)}$ と $M_s^{(i)}$ の推移を示す。片側スラブと両側スラブでは、正曲げが作用する場合には M_s は M よりも小さく、合成効果が確認される。一方、負曲げが作用する場合には M_s は M に対して正曲げ時ほど小さくならず、同等になる場合も確認される。これは、前述したように、制振構面では非制振構面よりも大きなモーメントが作用することでスラブの損傷が大きく、負曲げ時ではスラブのひび割れによって合成効果が発揮できなかったためと考えられる。

図2.30に制振構面における $N^{(i)}$ と $N_s^{(i)}$ の推移を示す。鉄骨梁に作用する軸力 $N_s^{(i)}$ は、合成効果によって合成梁に作用する $M^{(i)}$ と $N^{(i)}$ によって生じるため、 $N^{(i)}$ よりも大きい値となる。この傾向は $N^{(i)}$ が引張（正）の場合に確認される。引張の $N^{(i)}$ によってスラブには引張力が生じるが、当該計測点では同時に正曲げの $M^{(i)}$ によってスラブに圧縮力が生じる。両者の和によって、スラブは圧縮力を負担し、 $N^{(i)}$ が引張の場合に高い合成効果を発揮した。また、 $N^{(i)}$ が圧縮の場合にはスラブに引張力が作用するため、合成効果が発揮されず、 $N^{(i)}$ と $N_s^{(i)}$ は同等である。

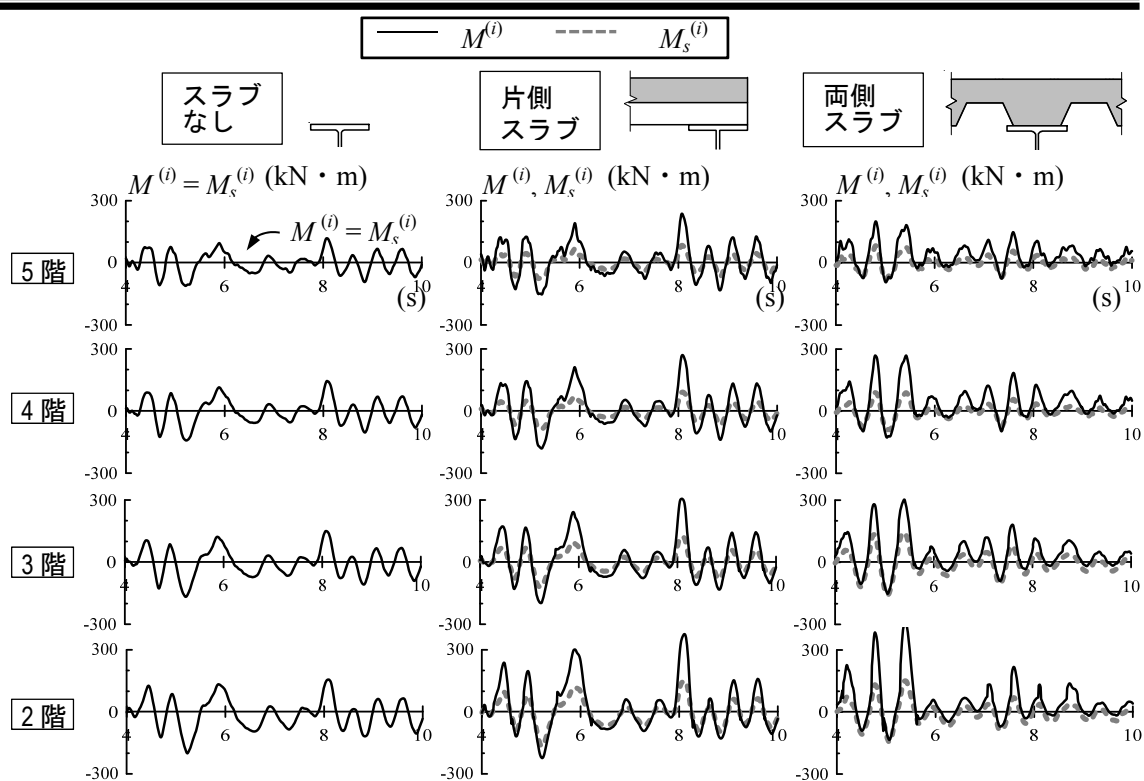


図 2.29 制振構面:合成梁にかかる曲げモーメント $M^{(i)}$ と合応力 $M_s^{(i)}$ の時刻歴
(ガゼットプレートが梁の下に取付く側の計測断面(図 2.10 の ◀))

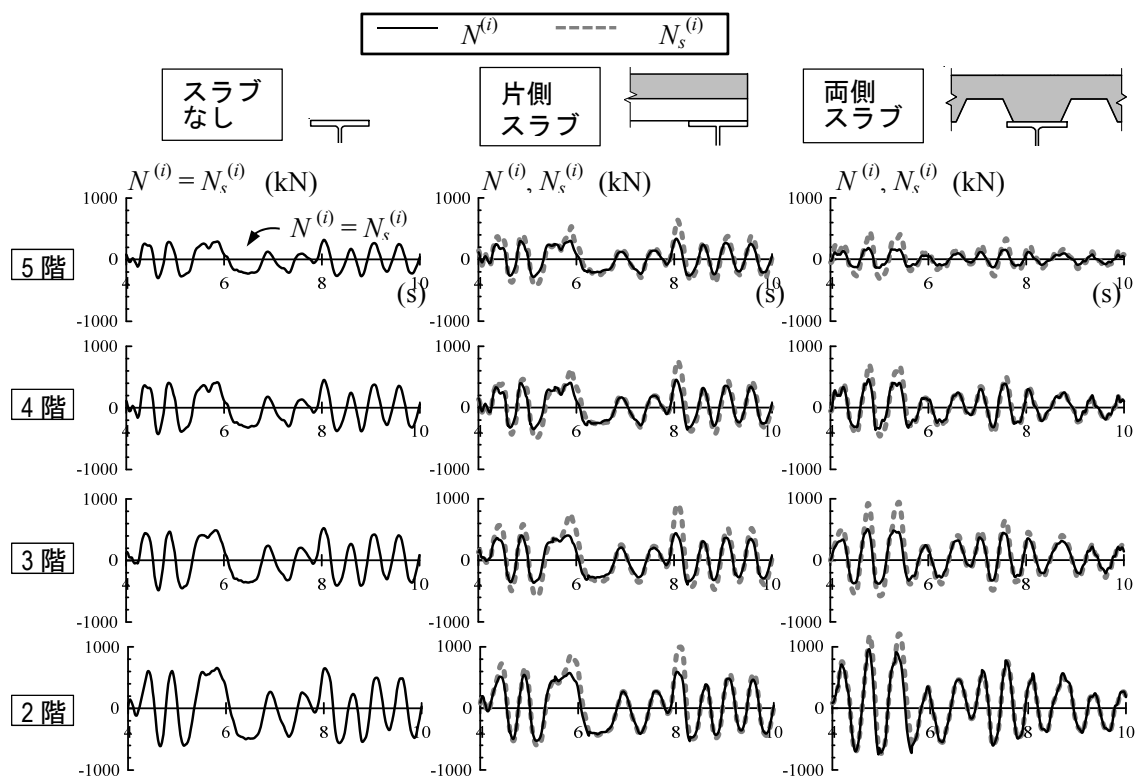


図 2.30 制振構面:合成梁にかかる軸力 $N^{(i)}$ と合応力 $N_s^{(i)}$ の時刻歴
(ガゼットプレートが梁の下に取付く側の計測断面(図 2.10 の ◀))

2. 5 まとめ

合成梁は主に層間変形による正・負曲げを負担し、ダンパーの取付く構面ではダンパー力による圧縮・引張力も負担する。これによって、架構全体の剛性と局所の歪分布に影響を与える。合成梁の挙動を層間変形とダンパー力に分離する手法（位相分離法）を提案し、実挙動に限りなく近い条件で実施された5層制振建物の震動台実験の結果を用いて分析した。得られた知見を以下に示す。

- （1）スラブによる中立軸の上昇は正曲げと負曲げでも確認し、曲げ剛性が増加した。ダンパーの取付く断面では、梁軸力による中立軸の上昇も確認しているが、こちらは梁剛性に影響しない。
- （2）任意の歪を層間変形とダンパー力の位相に分離する手法を提案した。本手法によって、少なくとも0.9%以下の層間変形角では、両位相を受ける歪値は線形に分配できる。
- （3）合成梁の合応力を梁軸力の有無に関わらず評価し、接合部の力の釣合いを概ね満たすことを確認した。
- （4）制振構面に生じる曲げモーメントの大きさは非制振構面の1.2~1.5倍程度であった。これによって、スラブの損傷が大きくなり、制振構面の合成梁図心位置は非制振構面のものよりも低い位置にある。

参考文献

- 1) 笠井和彦, 引野剛, 伊藤浩司, 大木洋二, 元結正次郎, 加藤史人, 馬場勇輝: 実験の全体概要および非制振状態での応答性状, 3次元震動台による実大5層制振鋼構造建物の実験研究 その1, 日本建築学会構造系論文集 第663号, pp.997-1006, 2011.5
- 2) 笠井和彦, 馬場勇輝, 西澤恵二, 引野剛, 伊藤浩資, 大木洋司, 元結正次郎: 鋼材ダンパーを有する試験体の実験結果 3次元震動台による実大5層制振鋼構造建物の実験研究 その2, 日本建築学会構造系論文集, 673号, pp.499-508, 2012.3
- 3) 笠井和彦, 馬場勇輝, 伊藤浩資, 所健, 引野剛, 大木洋司, 村井亮平: 粘弾性ダンパーをもつ実大5層鉄骨建物の3次元震動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 676号, pp.985-994, 2012.6
- 4) 笠井和彦, 山際創, 馬場勇輝, 伊藤浩資, 引野剛, 大木洋司: オイルダンパーをもつ実大5層鉄骨建物の3次元震動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 693号, pp.1999-2008, 2013.11
- 5) 笠井和彦, 山際創, 西島正人, 馬場勇輝, 伊藤浩資, 引野剛, 大木洋司: 粘性ダンパーをもつ実大5層鉄骨建物の3次元震動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 693号, pp.47-56, 2014.1
- 6) 吹田啓一郎, 松岡祐一, 山田哲, 島田侑子, 多田元英, 笠井和彦: 震動台実験の概要

- と弾性応答特性：実大4層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その1, 日本建築学会構造系論文集, 635号, pp.157-166, 2009.1
- 7) 山田哲, 吹田啓一郎, 松岡祐一, 島田侑子：震動台実験における弾塑性応答特性と崩壊メカニズムの形成:実大4層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その2, 日本建築学会構造系論文集, 653号, pp.1851-1859, 2009.10
- 8) 島田侑子, 吹田啓一郎, 山田哲, 松岡祐一, 多田元英, 大崎純, 笠井和彦：震動台実験における倒壊挙動: 実大4層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その3, 日本建築学会構造系論文集, 644号, pp.1351-1360, 2010.7
- 9) 松宮智央, 吹田啓一郎, 中島正愛, 劉大偉, 周鋒, 溝渕裕也：大変形繰返し载荷下における鋼梁の履歴特性に及ぼすRC床スラブの影響, RC床スラブ付き鋼構造部分構造実大実験, 日本建築学会構造系論文集 第598号, pp.141-147, 2005.12
- 10) 松宮智央, 中島正愛, 吹田啓一郎, 劉大偉：鋼構造骨組の崩壊に至る挙動と非線形骨組解析, 実大3層鋼構造骨組を用いた耐震性能実証実験, 日本建築学会構造系論文集 第606号, pp.203-208, 2006.8
- 11) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説, 2010

第3章 スラブがない実大部分架構に層間変形とダンパー力を与えた実験

3.1	はじめに	37
3.2	実験概要	38
3.2.1	実験方法のコンセプト	
3.2.2	载荷プログラムと変位・荷重制御の詳細	
3.2.3	試験体の詳細	
3.2.4	計測計画	
3.3	漸増振幅载荷における全体挙動	47
3.3.1	3種ダンパーを考慮した実験結果と実験法検証	
3.3.2	全試験体の実験結果と比較	
3.4	漸増振幅载荷における局所挙動	54
3.4.1	2つの単独実験による歪成分の検証	
3.4.2	漸増振幅実験結果の位相分離と分析	
3.5	定振幅载荷における累積損傷および破壊性状	59
3.5.1	累積損傷とエネルギー吸収	
3.5.2	歪分布と破壊性状	
3.6	まとめ	63
参考文献		

3. 1 はじめに

ダンパーが容易かつ着実に取り付けられる鉄骨架構が制振構造によく用いられ、特に構面对角にガセットプレートを設けてダンパーを連結する形式が^{1),2)}典型的な仕様である。接合部（以後、梁柱ガセット接合部）の形状は、筋違材をもつ従来の耐震構造のものと類似するが、一方で、大地震時でも主架構の変位を抑えて塑性化を防ぐ制振構造と、筋違の座屈や主架構の塑性化を許容する耐震構造では、設計条件がかなり異なる。

このため、梁柱ガセット接合部の設計に、耐震構造に用いる設計法を転用することはできず、対象とする変位レベルに応じて接合部の損傷を防ぎ、ダンパーを十分機能させるための設計法が必要となる。また、経済的理由から主架構や当接合部の塑性化をある程度許容する場合や、設計レベル以上の地震入力での損傷も、余裕度の評価のため考慮しなければならない³⁾。

Mahin ら⁴⁾ は、ダンパーを取り付けた実大架構の破壊実験を行なった。塑性域まで載荷する実験に同一の試験体を複数回再使用し、かつ高い梁軸力比 0.4 という過酷な条件ではあったが、層間変形角 1/60 ほどで梁フランジがガセットプレート先端部から破断した結果は、制振構造の新たな問題を示唆した。これを受け、吉敷らは縮小試験体を用いた一連の実験研究^(文献 5, 6 など)によりダンパー力、架構変形の梁柱ガセット接合部への影響を分析し、Mahin らの実験における破壊の主要因が、ガセットプレートによる周辺部材の拘束にあることを指摘した。また、その架構剛性への影響を反映できる簡便な力学モデルの提案も行った。ただし、これら梁柱ガセット接合部に関する検討は蓄積が少なく⁴⁾⁻⁷⁾、体系的な研究が必要である。

制振構造の梁柱ガセット接合部の設計法の確立には、多数の支配要因を包括し、かつそれぞれの影響度を明確に評価する多くのシステムティックな実験と解析による検討が必要と思われる。

すなわち本論文の目的は、まず梁柱ガセット接合部の応力状態を効率的に再現する実験法を提示した上で、ダンパー履歴特性ならびに接合部ディテールが、梁柱ガセット接合部近傍の歪分布や損傷形式および部分架構の剛性・耐力に及ぼす影響を実験により比較検討することである。ガセットの無い場合も含めている。

実験法は、実大部分架構に対し、層間変形および複雑な履歴則を再現したダンパー力を与え、実際のダンパーを用いずに制振架構の挙動を再現できるものである。

3.2 実験概要

3.2.1 実験方法のコンセプト

図 3.1 に制振構面の境界における断面力と梁・ダンパー力の向き、図 3.2 に対象とする 3 種のダンパー（鋼材、粘弾性、摩擦ダンパー）とその相対変位を示す。ここで、図 3.2 に示すダンパーとガセットプレート部分の直列体を付加系と呼ぶ。制振構面における層間変形とダンパー力の位相のずれを再現しながら、接合部の検討に最適な実大サイズからなる部分架構（図 3.1 太実線部分）の実験を行なった。ただし、ダンパーは部分架構に対応する部分のみを抽出することが困難であるため、その軸力を再現する載荷装置を用い、ダンパーが架構に及ぼす影響を評価するシステムとしている。

図 3.3 に載荷法を示す。制振構面の層間変形 $2u$ 、層高 $2H$ に対し、部分架構のそれらを u 、 H として、同じ層変形角 $\theta = u/H$ を再現する。また、ダンパーも半分の長さとするため、その剛性は元の剛性の 2 倍とする。載荷は静的に行うが、ダンパーの速度依存を再現できる（3.2.2 で後述）。

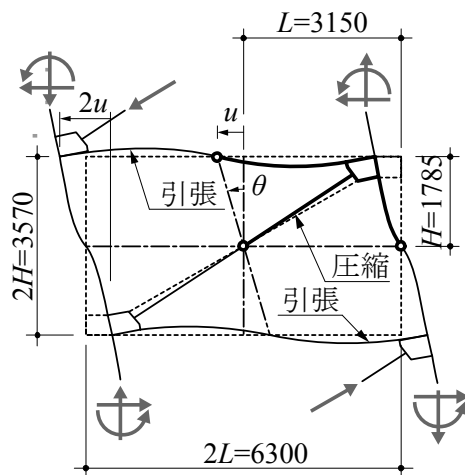


図 3.1 任意の制振構面の境界における断面力と梁・ダンパーの軸方向力の例

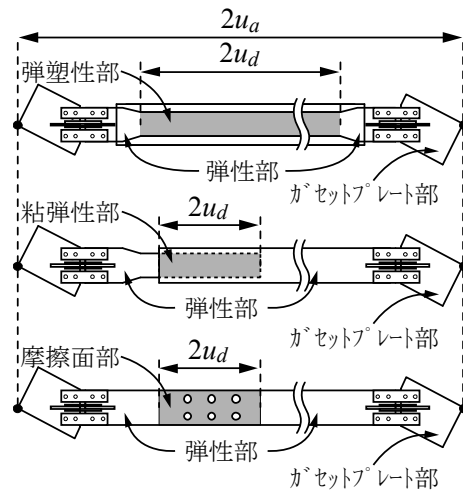


図 3.2 想定するダンパー（上から鋼材、粘弾性、摩擦）の相対変位

具体的な載荷方法を以下に示す。変位制御装置で部分架構の目標変位 $u^{(i)}$ を入力すると共に、前ステップで与えたダンパー力 $F_d^{(i-1)}$ は、荷重制御装置で保持する。試験体の変形により生じる付加系変形 $u_a^{(i)}$ （図 3.3 の対角線伸縮量）の計測値を式(3.1a)に代入し、これに該当する $F_d^{(i)}$ と図 3.2 に示す灰色のダンパー部の変形 $u_d^{(i)}$ を算出する。その後、部分架構の変位 $u^{(i)}$ を保ちながら荷重制御装置の力が $F_d^{(i)}$ 値に達するようにする。完了後に $i+1$ ステップに移る。

$$F_d^{(i)} = f(u_a^{(i)}) \quad , \quad u_d^{(i)} = u_a^{(i)} - \frac{F_d^{(i)}}{K_b} \quad (3.1a, b)$$

弾性、塑性、あるいは局部座屈などの状態の梁・柱軸方向変形などにより、付加系変形 $u_a^{(i)}$ は $u^{(i)} \cos \beta$ より少なく、その程度は様々である。ここに、 β は付加系の取付角度である (図 3.4)。すなわち、例えばダンパーと繋がる周辺部材の損傷のため、ダンパー力が低下することなども再現できる。本論では、目標変形は定常波を対象にするが、この手法は任意の変形に追従してダンパー力を算出するため、ランダム波にも適用できる。

Figure 1 is a schematic diagram of the experimental setup for the dynamic analysis of a two-link mechanism. The diagram shows two links connected by a revolute joint. The first link is driven by an actuator (変位制御装置 アクチュエータ) and is subjected to a load (試験体). The second link is supported by a reaction fixture (反力治具) and is also subjected to a load (試験体). The diagram includes labels for the links (リンク材), the load fixture (载荷治具), the reaction fixture (反力治具), and the load control device (荷重制御装置 オイルジャッキ). Displacement components are labeled as u_{x1} , u_{y1} , u_{x2} , u_{y2} , u_{x3} , and u_{y3} . The angle between the links is labeled as α , and the angle between the second link and the horizontal is labeled as β . A coordinate system (x, y) is shown at the bottom left.

39

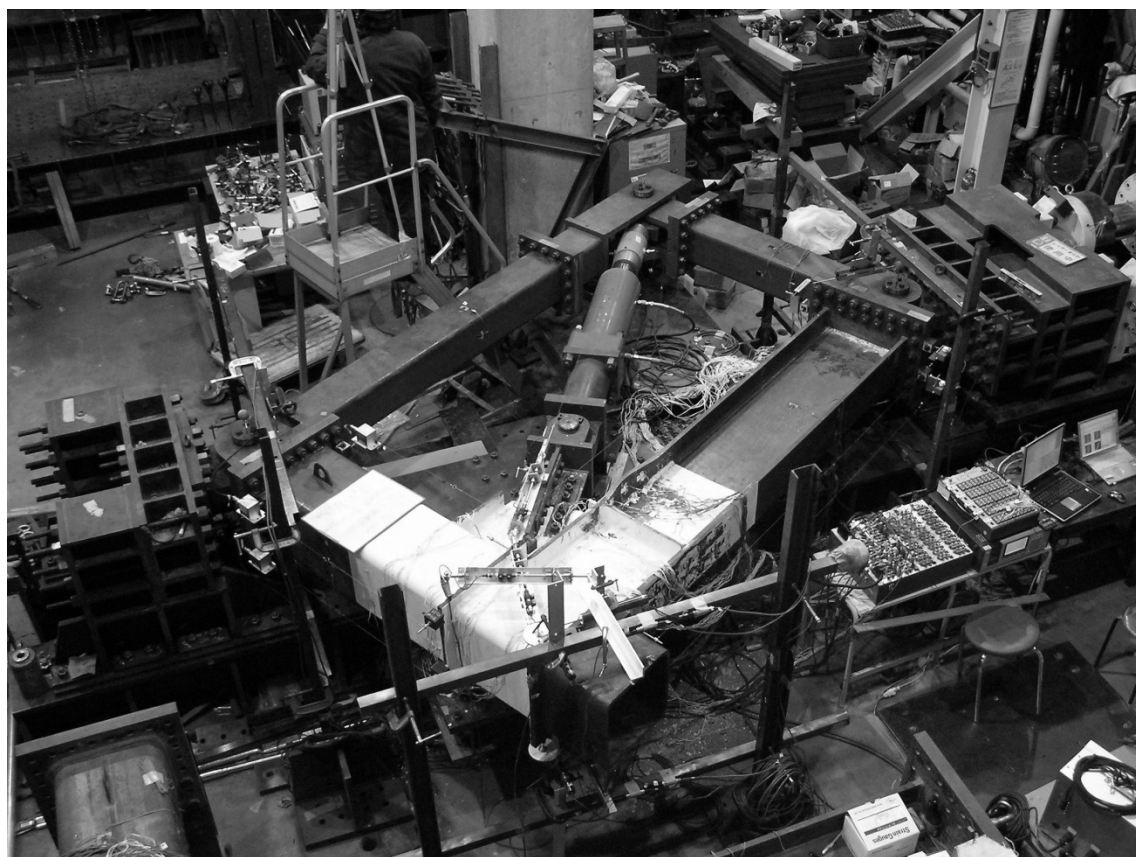


写真 3.1 実験セットアップ

3. 2. 2 载荷プログラムと変位・荷重制御の詳細

载荷は、予め決めた目標層間変形角 θ をアクチュエータで与え、オイルジャッキはその時々状態に応じダンパー力を与えるものである。図 3.5 のように、 θ を正側から 2 サイクルずつ与える漸増振幅载荷をまず行う。 $\theta = \pm 1/800, \pm 1/400, \pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/67, \pm 1/50$ 、ときに $\pm 1/33$ まで载荷する。これで試験体が破断しない場合、 $\theta = \pm 1/50$ または $\pm 1/33$ を破断まで与える定振幅载荷を行い、それらにおける耐力低下傾向の違いを示す。なお、3.2.3 項で後述する梁ウェブの薄い試験体 4 は、漸増振幅载荷で急激な損傷の進展が予想されたため、 $\pm 1/50$ と $\pm 1/33$ の間に $\pm 1/40$ を加えた。

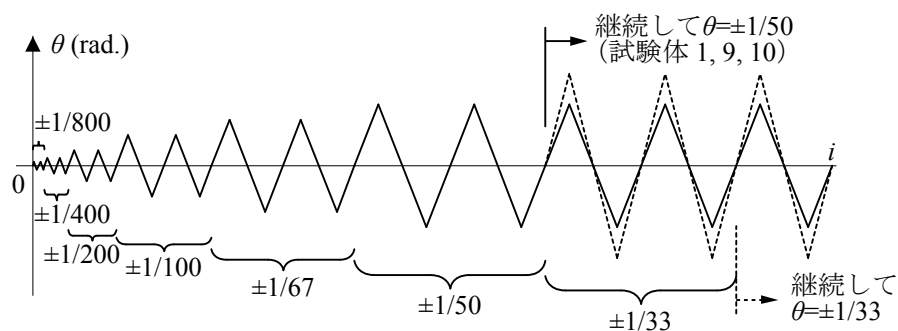


図 3.5 変位制御による载荷プログラム

【鋼材ダンパー履歴について】

鋼材ダンパー (図 3.2, 図 3.6a) は座屈拘束ブレースとし、それをもつ 5 層制振建物を設計して中間階のものを選んだ。弾塑性部、弾性部の剛性は、それぞれ 357, 2675kN/mm とした。なお、弾塑性部は、長さ 1800mm、断面積 3210mm² を想定している。ガセットプレート部の剛性は板厚 19mm, 9mm 厚の 2 種の試験体(3.2.3 節で後述)について、弾性範囲に対するダンパー力と u_{a2} (図 3.4) から、それぞれ 5672, 2385 kN/mm とした。弾塑性部の降伏耐力は 674kN、目標層間変形角 1/50 で最大ダンパー力を約 860kN (図 3.6 破線) とする。以上より、 $K_b=1818, 1261\text{kN/mm}$ として式(3.1b)に用いた。筆者らの修正 Menegotto-Pinto モデル^{8),9)} で弾塑性部の履歴を再現している。式(3.1a)のダンパー力 $F_d^{(i)}$ は、付加系変形 $u_a^{(i)}$ でなく、ダンパーつまり弾塑性部の変形 $u_d^{(i)}$ で陽に表わす。よって、前ステップの $F_d^{(i-1)}$ を $F_d^{(i)}$ の代わり式(3.1b)に代入し、求めた $u_d^{(i)}$ を式(3.1a)に代入して $F_d^{(i)}$ を求め更に繰返し、収斂値を $F_d^{(i)}$ とする。

【粘弾性ダンパー履歴について】

粘弾性ダンパーでは、楕円履歴を示すアクリル系ポリマーを考え、温度 22°C として、層間変形角 $\pm 1/50$ の载荷の最大振幅時に、上記の鋼材ダンパーと同じ力 860kN を生じるようにした(図 3.6b)。上記の 19mm 厚ガセットプレート部分の剛性と弾性部剛性 800kN/mm からブレース剛性 $K_b=701\text{kN/mm}$ を考慮した。層間変形角 $\pm 1/100, \pm 1/67, \pm 1/50$ までは、建物の降伏状態を加味して、それぞれ 1.4, 1.0, 0.8Hz の等価振動数を考え、ダンパーを Kelvin 体¹⁰⁾ でモデル化し、その剛性を 35.7, 30.7, 27.9kN/mm, 粘性係数を 3.99, 4.65, 5.11 kN $\cdot$ mm/s とした。本論では、等価振動数で定常振動するシステムとみなし、目標変位を与える各ステップの時刻を仮定すると、各ステップの計測値の変化率が得られ、これより速度に依存する粘弾性ダンパーを想定したダンパー力が算出できる。上述の鋼材ダンパーと異なり、ダンパーは線形の粘弾性体であるため、定常振動時のダンパー力 $F_d^{(i)}$ は、式(3.1a) の付加系変形 $u_a^{(i)}$ で陽に表され¹⁰⁾、収斂計算は必要ない。

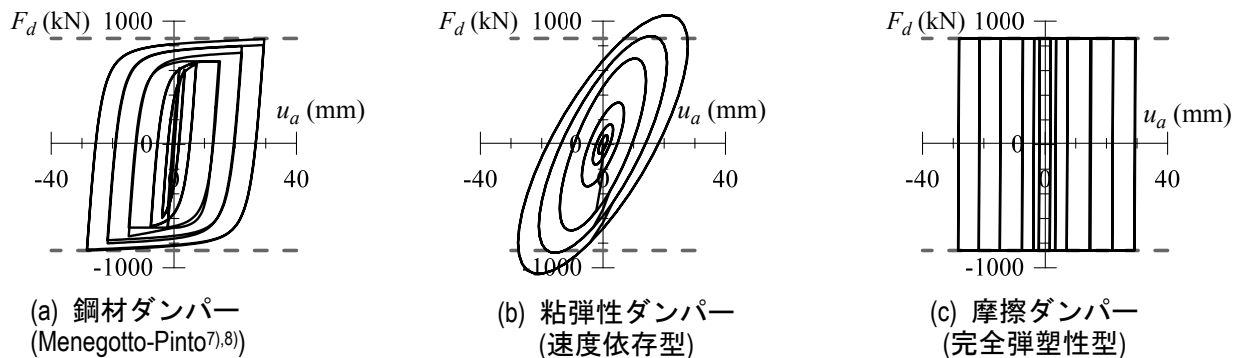


図 3.6 荷重制御によるダンパー履歴

【摩擦ダンパー履歴について】

摩擦ダンパーでは、図 3.2 のダンパー弾性部と摩擦面部剛性は、極めて大きい。そのため、弾性時の付加系変形の多少の計測誤差が式(3.1a)のダンパー力算定値に著しく影響し、また、付加系剛性が摺動時に急減してゼロとなることもあり、式(3.1)による収斂計算は困難であった。そこで、付加系変形反転時に同時に摺動力の向きを反転させるよう荷重制御装置を作動させた。これにより、層間変形に対しダンパー力の位相が最もずれ、かつ大きなダンパー力の向きが急激に反転する状況を検討した。摺動力を 860kN としたため、鋼材ダンパーでは $\theta=\pm 1/50$ で生じたダンパー最大力が、本摩擦ダンパーでは $\theta=\pm 1/800$ の載荷開始時及び各半サイクル開始時から生じる (図 3.6c)。

3. 2. 3 試験体の詳細

図 3.7a に示す標準試験体は、BH500×250×12×22 の梁に□400×400×19 の鋼管柱、19mm 厚のガセットプレート、16mm 厚の様々なスチフナを用いた部分架構であり、その柱梁剛比は 1.52 である。図 3.7b,c のように梁に「梁スチフナ」、ガセットプレートに「鉛直サイドスチフナ」と「水平サイドスチフナ」、柱に「柱スチフナ」が溶接されている。ダンパーの中心線は梁の下フランジ下面と柱面に交わり、梁・柱の部材心交点に対し下方に 145mm 偏心している。これは、偏心を避けた場合、ガセットプレートサイズが著しく大きくなるからである。

表 3.1 に、全試験体 11 体の概要を示す。試験体 1～3 では、標準試験体 (図 3.7) に、それぞれ鋼材、粘弾性、摩擦ダンパー (3.2.2 項, 図 3.6) を想定する。なお、定振幅載荷 (図 3.5) では、試験体 2 は鋼材ダンパーに変更する(表 3.1, 脚注)

表 3.2 に材料試験結果を、表 3.3 にそれに基づく梁・柱の断面性能を示す。標準試験体も含めウェブとフランジはそれぞれ 12, 22mm 厚が殆どだが、試験体 4 はウェブを 9mm、試験体 5 はウェブとフランジを 9, 16mm とした。標準試験体に比べ、これらの降伏軸力はそれぞれ 0.92, 0.81 倍、全塑性モーメントは 0.95, 0.82 倍である (表 3.3)。

異なる板厚であってもフランジとウェブそれぞれでほぼ等しい降伏応力度となる材を選定した (表 3.2)。12, 22mm 厚のウェブ、フランジの降伏応力度に基づいた幅厚比限界値を、AIJ¹¹⁾、BCJ¹²⁾、鋼構造限界状態設計指針¹³⁾ (以下、設計指針) に基づき図 3.8a～c にそれぞれ示し、各試験体の幅厚比もプロットした。表 3.4 には、各板材の降伏応力度を用いた場合の幅厚比区分の一覧を示すが、これは上記の降伏応力度を用いた場合と同一の結果であった。試験体は、軸力が作用しない梁として評価した場合には、設計指針で試験体 5 の塑性変形能力を 2 と見なす以外、全て 4 であり、局部座屈が生じ難い区分にあるが、軸力が作用する柱として評価した場合には、試験体 4, 5 が局部座屈を生じ易く、塑性変形を期待できない区分に属する。

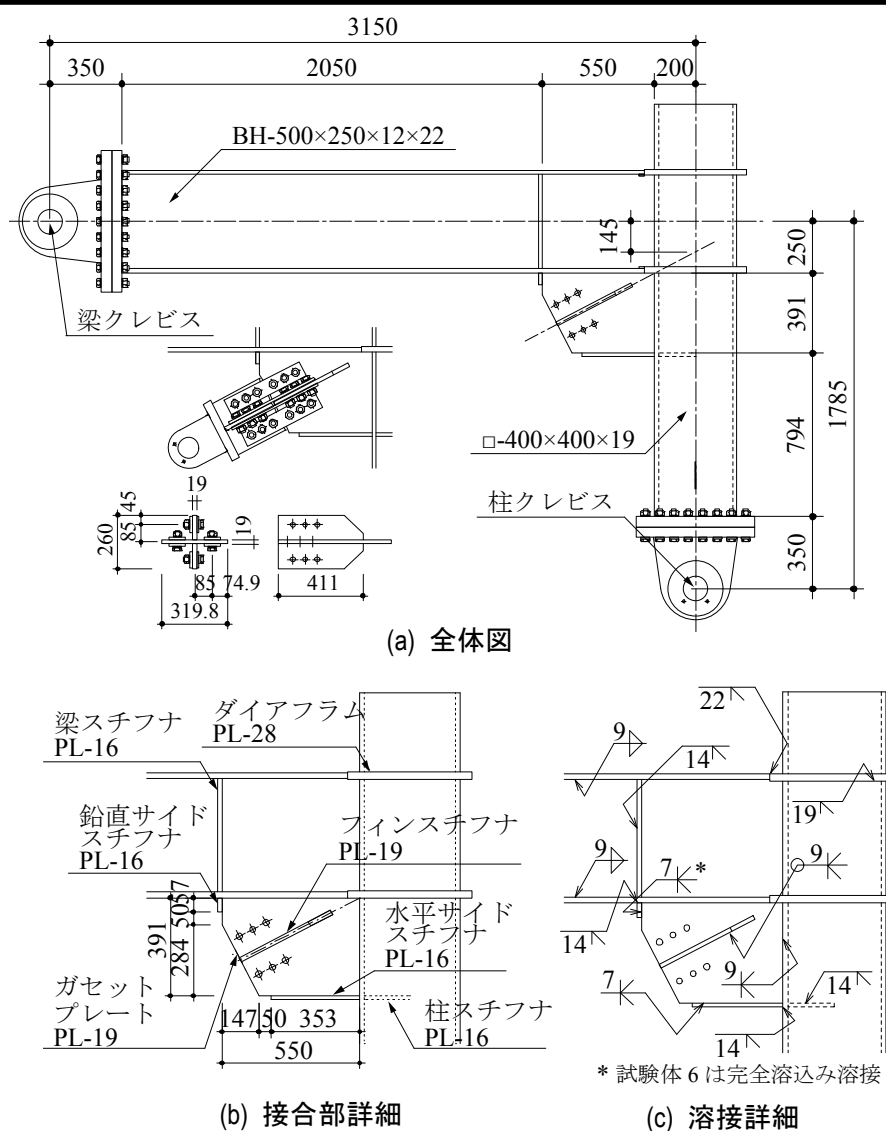


図 3.7 標準試験体仕様（試験体 1, 2, 3, 9）
（試験体 4 と 5 は梁ウェブを 9mm、試験体 6 は梁フランジを 16mm、試験体 6 はガセットプレートを 9mm とした）

表 3.1 各試験体概要

試験体 名称	ウェブ t_w (mm)	フランジ t_f (mm)	ガセット t_g (mm)	ダンパー力	試験体概要
1	12	22	19	鋼材	鋼材ダンパー履歴を入力。基本実験
2	12	22	19	粘弾性/鋼材*	粘弾性ダンパー履歴を入力。
3	12	22	19	摩擦	摩擦ダンパー履歴を入力。
4	9	22	19	鋼材	梁ウェブ厚を 9mm に変更。
5	9	16	19	鋼材	梁ウェブ厚を 9mm に、フランジ厚を 16mm に変更。
6	12	22	9	鋼材	ガセットプレート厚を 9mm に変更。
7	12	22	19	鋼材	柱スチフナ、水平サイドスチフナを除去。
8	12	22	19	鋼材	柱・梁スチフナ、水平・鉛直サイドスチフナを除去。
9	12	22	19	なし	ダンパー力なし。
10	12	22	なし	なし	柱と梁のみで構成。
11	12	22	19	鋼材	鉄骨梁に高力ボルト摩擦接合による継手を設置。

表 3.2 使用鋼材材料試験結果

				降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	破断伸び (%)
梁	BH-500×250 (SN490B)	ウェブ	12mm厚	354, 370	527, 534	67, 69	42, 38
			9mm厚	362	527	69	41
		フランジ	22mm厚	343, 343	518, 515	66, 67	55, 53
			16mm厚	384	555	69	48
柱	□-400×400×19 (BCP325, ST KR490)			334, 455*3	518, 517	64, 88	49, 42
ガセット*2 プレート	PL-19 (SM490A)			349, 386	539, 533	65, 72	46, 50
	PL-9 (SN490B)			375	525	71	40
スチフナ	PL-16 (SM490A)			344, 358	519, 500	66, 72	45, 47

*1 「,」後は試験体3と11の値で、試験体3と11の柱の鋼種はSTKR490。

*2 フィンスチフナはガセットプレートの板厚と同厚。 *3 0.2%オフセット耐力

表 3.3 柱・梁の各種性能

試験体 部位	試験体 番号	断面積 A (cm ²)	断面2次 モーメント I (cm ⁴)	断面係数 Z (cm ³)	降伏軸力 N_y (kN)	降伏 モーメント M_y (kN・m)	全塑性 モーメント M_p (kN・m)
梁	1,2,6-8,10,11	166.2	73100	2920	5710	1012	1123
	3, 9				5798	1028	1133
	4	152.5	70700	2830	5259	985	1071
	5	123.6	55300	2210	4597	832	922
柱	1,2,4-8,10,11	271.0	62800	3140	9051	1048	1259
	3, 9	280.3	66600	3330	12330	1515	1801

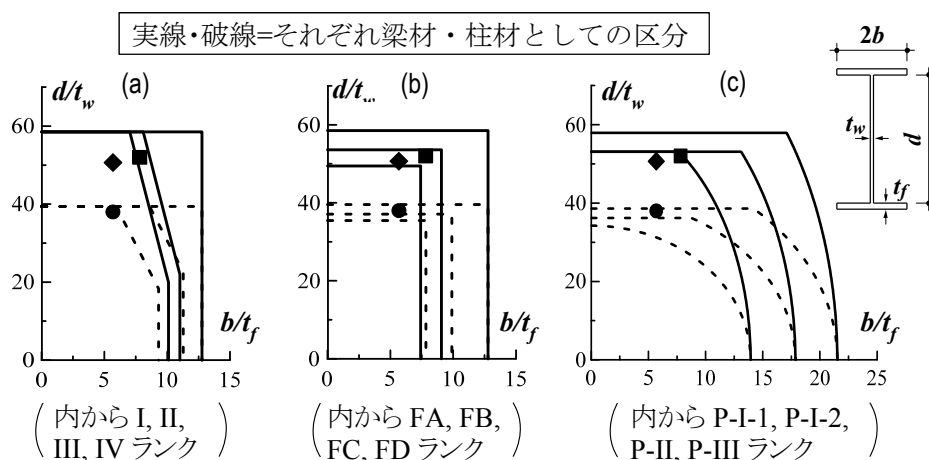


図 3.8 梁の幅厚比限界値と試験体, (a) AIJ¹¹⁾, (b) BCJ¹²⁾, (c) 設計指針¹³⁾ (●=試験体 4,5 以外の 8 体, ■=試験体 4, ◆=試験体 5)

表 3.4 梁の幅厚比区分と塑性変形能力

試験体 名称	AIJ ¹¹⁾		BCJ ¹²⁾		設計指針 ¹³⁾	
	梁材として	柱材として	梁材として	柱材として	梁材として	柱材として
下記以外	I	I	FA	FC	P-I-1 (4)	P-II (0)
4	I	IV	FB	FD	P-I-1 (4)	P-III
5	II	IV	FB	FD	P-I-2 (2)	P-III

※ () 内の数値は設計指針¹³⁾で確保されている塑性変形能力。

第3章 スラブがない実大部分架構に層間変形とダンパー力を与えた実験

試験体 6 では、ガセットプレートの板厚を、標準試験体の 19mm に対比して鋼構造接合部設計指針¹⁴⁾に基づき 9mm とした。試験体 7 は、水平サイドスチフナと柱スチフナを、試験体 8 は全てのスチフナを除去した（図 3.9a,b）。試験体 9 はダンパー力をゼロとした標準試験体である。試験体 10 は、標準試験体からガセットプレートとスチフナを除き、層間変形のみ与える試験体である（図 3.9c）。試験体 11 は、図 3.9c のように、梁のフランジとウェブに高力ボルト摩擦接合による継手を設ける。梁継手は鋼構造接合部設計指針¹⁴⁾に基づき鉄骨梁全塑性時まですべりを生じないように設計した。

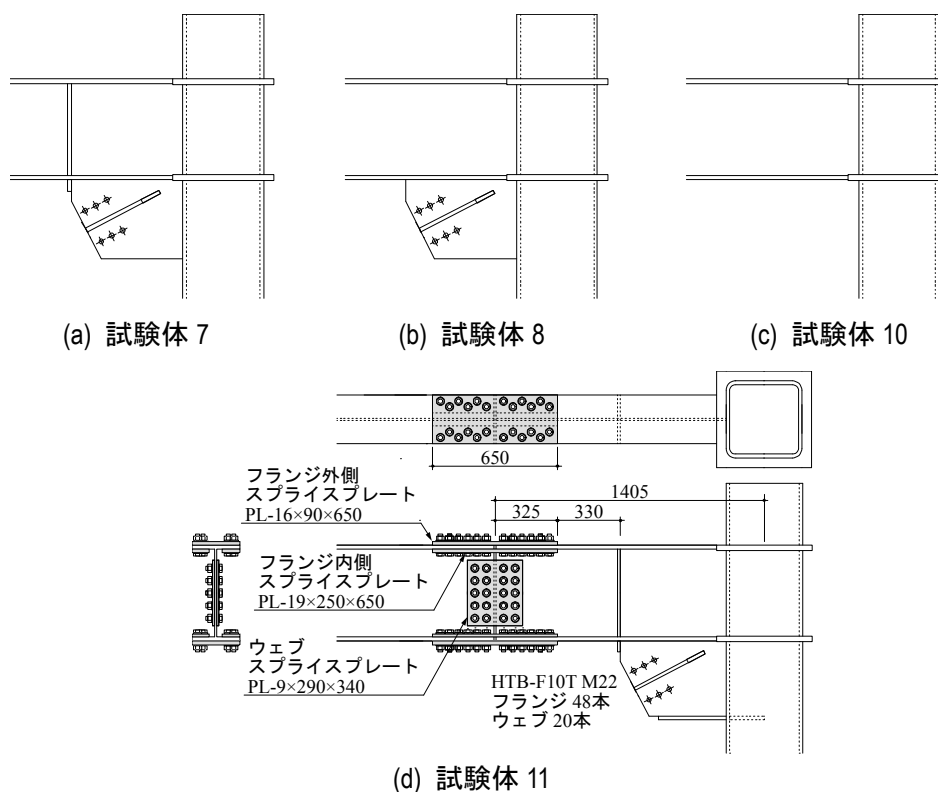


図 3.9 他の試験体仕様（表 3.1 参照）

3. 2. 4 計測計画

図 3.1 に倣い、図 3.10 のように変形と断面力を定義する。正の最大層間変形角 θ で梁が正曲げの場合を正載荷、その逆を負載荷とする。正載荷での梁の軸力・せん断力 N_b, Q_b 、柱の軸力・せん断力 N_c, Q_c 、圧縮のダンパー力 F_d を、全て正方向と定義する（図 3.10a）。

図 3.10a における力の釣り合い、図 3.4 の傾斜角 $\alpha (=29.54^\circ), \beta (=27.50^\circ)$ 、アクチュエータとオイルジャッキそれぞれの荷重計測値 F, F_d から、各部材力やシステム（付加系と部分架構の並列体）と部分架構のせん断力 Q_s, Q_f を次式から得る。

$$\begin{aligned} Q_b &= F \cdot \sin \alpha - F_d \cdot \sin \beta, & N_b &= F \cdot \cos \alpha, & Q_s &= N_b \\ Q_c &= F \cdot \cos \alpha - F_d \cdot \cos \beta, & N_c &= F \cdot \sin \alpha, & Q_f &= Q_c \end{aligned} \quad (3.2a-f)$$

ここに、 F は図 3.4 の変位制御アクチュエータの反力で、引張を正とする。リンク材の軸力も得られ、歪計測によりその確認も行った。

絶対変位として梁側ピンの u_{x1} 、パネルゾーン中心の u_{x2}, u_{y2} 、柱側ピンの u_{x3}, u_{y3} を計測した。ここに、 x は荷重治具ピン中心から反力治具ピン中心に向かって定義する。オイルジャッキのストロークとガセットプレートの軸方向変形をそれぞれ u_{a1}, u_{a2} (3.2.1 項) とする。

2.1 節で述べた層間変形 u 、層間変形角 θ 、付加系変形 u_a を次式から求める。

$$u = \frac{u_{x3} - u_{x1}}{\cos \alpha}, \quad \theta = \frac{u}{H}, \quad u_a = u_{a1} + u_{a2} \quad (3.3a-c)$$

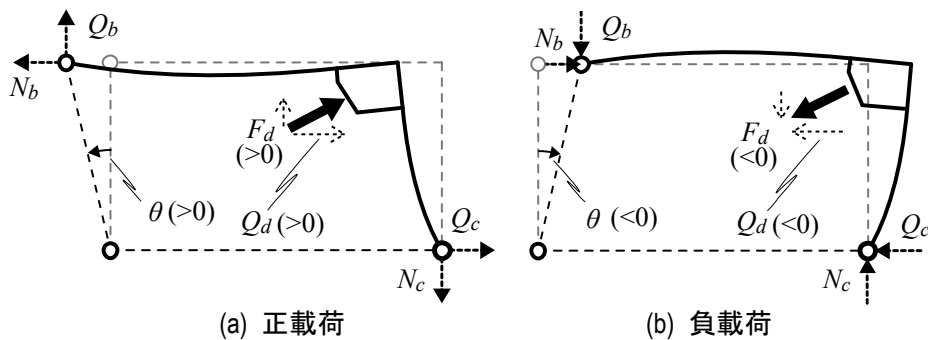


図 3.10 変形と断面力の定義

なお、図 3.1 において制振構面の上下階の梁の伸縮、左右の柱の伸縮の違いにより、図示した平行四辺形も含め様々な変形状態が生じ得る。ただし本試験体の場合、弾性状態でもダンパーの変形誤差が 10%未満で、塑性状態の場合かなり減ることを解析的に確認した。

図 3.11 に歪計測位置を示す。梁について、終局状態でも弾性を保つ断面位置（A 断面）、損傷が集中すると予想される断面位置（B1～B3 断面）、ガセットプレートの取付く断面位置（C1～C4 断面）のフランジとウェブで歪を計測する。C1～C4 断面では殆どの場合 3 軸ゲージを用い、それ以外は単軸ゲージを用いた（図 3.11）。柱について、ほぼ弾性を保つ断面位置（E1～E2 断面）で単軸ゲージを用い、ガセットプレートの取付く断面位置（F1～F3 断面）で単軸ゲージと 3 軸ゲージを併用した。

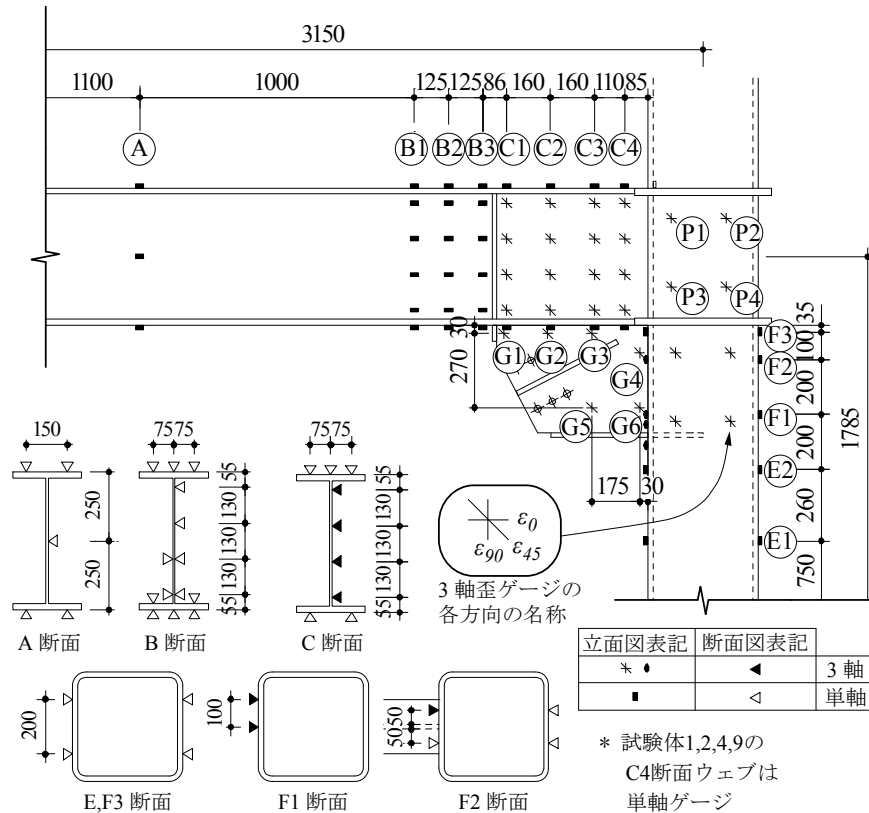


図 3.11 歪計測位置

3.3 漸増振幅載荷における全体挙動

3.3.1 3種ダンパーを考慮した実験結果と実験法検証

試験体1～3において模擬したダンパー力の水平成分 $Q_d (=F_d \cos \beta)$ と層間変形角 θ の関係を図 3.12a～c 上段に $\theta = \pm 1/50$ まで表す。黒線は実験結果、灰色線は設定した諸元 (3.2.2 項) とその時々付加系変形に基づく目標値である。オイルジャッキ軸力が $F_d^{(i-1)}$ から $F_d^{(i)}$ に変わると、付加系変形が、目標 $F_d^{(i)}$ 値の算定に用いた $u_a^{(i)}$ からややずれる。この誤差の解消には同ステップ内の変位・荷重制御の繰返しが考えられるが、代わりに増分変位を小さくした。鋼材、粘弾性ダンパーの $Q_d - \theta$ 曲線の実験結果が目標値とよく合っている。摩擦ダンパーでは、載荷簡略化 (3.2.2 項) のため、除荷曲線がやや右下がりだが、ダンパー力は全体に精度よく再現されている。

図 3.12a～c 中段に、架構せん断力 Q_f と θ の関係を示す。3 種ダンパーで多少異なるが (後述)、 $\theta = \pm 1/200$ で梁下フランジがガセットプレート端部にて歪集中 (3.4.1 節で後述) のため降伏し、 $\theta = \pm 1/100$ で梁塑性ヒンジが形成され、剛性低下による紡錘型の履歴が生じた。また、 $\theta = \pm 1/50$ でも安定していた。

図 3.12a～c 下段に、システムせん断力 Q_s と θ の関係を示す。図上段で示した紡錘型、楕円型、矩形型のダンパー履歴と位相の違いが、 Q_s - θ 曲線にも大きく影響しており、実験システムが十分に機能し、後述する 3 種ダンパーの影響の比較が可能になったことを示す。試験体 1～3 の $\theta = \pm 1/50$ までの梁軸力 N_b と曲げモーメント M_b の相関関係を図 3.13 に示す。それぞれが梁降伏軸力 N_{by} 、梁全塑性モーメント M_{bp} (表 3 の梁の M_p) で基準化されている。図中の全塑性相関曲線は文献¹⁵⁾に基づく。小中振幅での曲線の傾きや大振幅でのダンパー弾性時の傾きが 3 種ダンパーで著しく異なっており、これは軸力の立ち上がりの早さの違いを表している。また、いずれも概ね $\pm 1/67$ 時に梁が全塑性状態になり、その中で摩擦ダンパーの場合が最も早かった。この状態での軸力比は $0.249 \sim 0.257$ である (図 3.13)。このように、本実験法により N_b と M_b の影響の検討が可能になった。

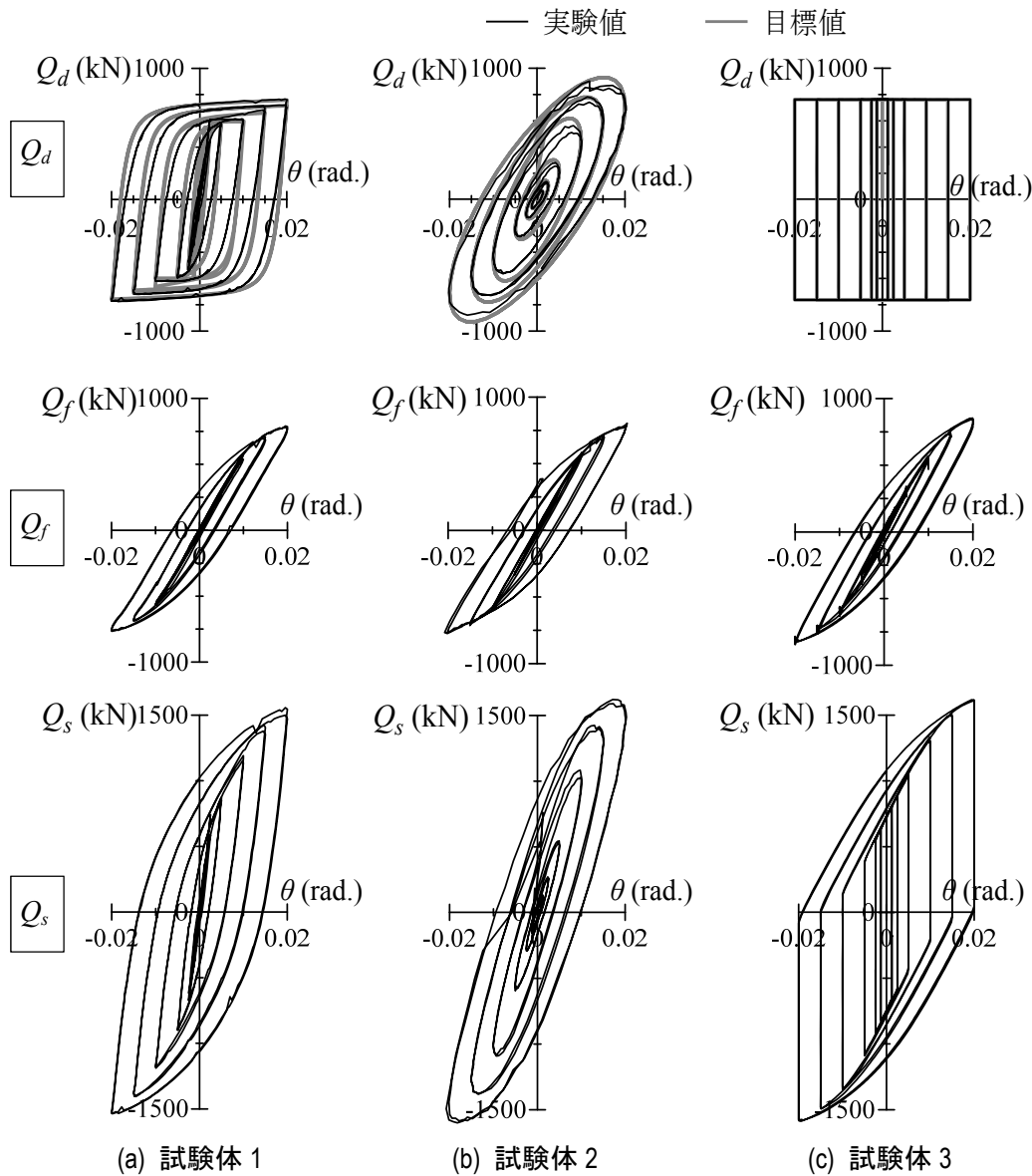
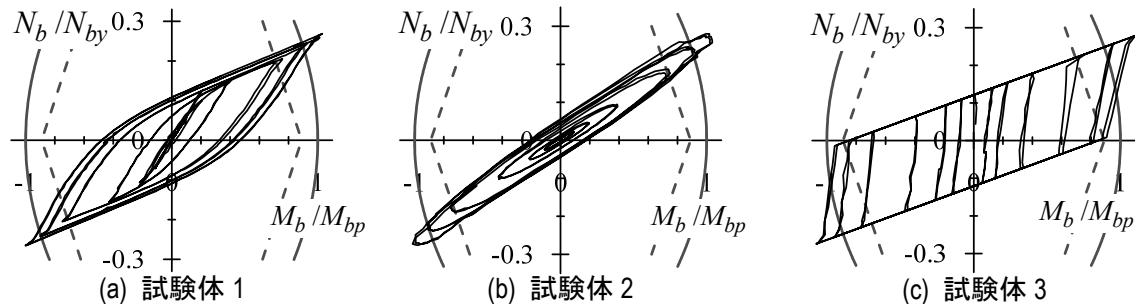


図 3.12 各試験体のダンパー・主架構・システム挙動


 図 3.13 梁軸力と曲げの相関関係 ($\theta=\pm 1/50$ まで)

3.3.2 全試験体の実験結果と比較

図 3.14 に全試験体の漸増載荷の最大振幅、つまり $\theta=\pm 1/50$ の試験体 9 以外、 $\pm 1/33$ までの $Q_f-\theta$ 曲線を示す。図中の破線は梁塑性ヒンジの形成で定義された架構の降伏耐力の計算値であり、梁全塑性モーメント (表 3.3) から F_d と N_b をゼロとして算出した。また、表 5 に漸増載荷から得た骨格曲線の初期勾配 (以下、初期勾配)、および漸増載荷もしくは定振幅載荷 (3.5 節) で生じた最大耐力を示す。

図 3.14a に示す試験体 1 は、 $\theta=\pm 1/50$ のサイクルにおいても、梁全塑性モーメントに至らず、耐力低下も生じていない。

図 3.14b に示す試験体 2 では、 $\pm 1/50$ まで粘弾性ダンパーの力を与え、 $\pm 1/33$ では後の定振幅載荷の方法に倣い鋼材ダンパーの力を与えた。両ダンパーの力による $\pm 1/50$ までの損傷の違いは少ないと判断した (後述)。試験体 2 は、 $\theta=\pm 1/33$, 1 サイクル目の負載荷で梁の下フランジに局部座屈が生じたために最大耐力に至った。正載荷時の値の 0.92 倍の最大耐力を示した (表 3.5)。

図 3.14c に示す試験体 3 は、局部座屈によって最大耐力に至った試験体 2 よりも正載荷で 11%、負載荷で 10% 程大きな耐力を発揮しているが、耐力低下は生じていない。

図 3.14d, e の梁ウェブが薄い試験体 4 と梁ウェブとフランジが薄い試験体 5 では、標準仕様の試験体 2 よりも早期に下フランジに局部座屈が生じた。特に、試験体 5 は $\theta=\pm 1/50$, 1 サイクル目の負載荷で局部座屈が確認でき、最大耐力は正載荷時の 0.78 倍に留まり (表 3.5)、 $\theta=\pm 1/33$ の負載荷時で 0.52 倍にまで低下した。また、文献 7) で示した片持ち梁のように、正負載荷で梁軸力が引張・圧縮となる影響が、 $Q_f-\theta$ 曲線に強く現れた。

図 3.14f-h は、それぞれガセットプレートの薄い試験体 6 と、柱・水平サイドスチフナを除去した試験体 7、全てのスチフナを除去した試験体 8 を示す。耐力は試験体 2 (標準試験体) よりやや低く、梁下フランジの局部座屈のため負載荷側でやや小さいが、低下はなかった。接合部変形により梁の変形がやや少ないためと思われる (付録 A)。

図 3.14i のダンパー力のない試験体 9 (標準試験体) では、梁軸力は θ と共に徐々に増えるだけで、 $\theta=\pm 1/50$ でも梁軸力比が 0.148 で、梁の塑性化や損傷への影響は少ない。また、このため耐力はダンパー力を与えた試験体より高く、 $\theta=\pm 1/33$ を与えないことから局部座屈

は生じなかった。

図 3.14j の柱梁のみで構成した試験体 10 では、試験体 9 と同様に梁の塑性化や損傷への影響は僅少である。

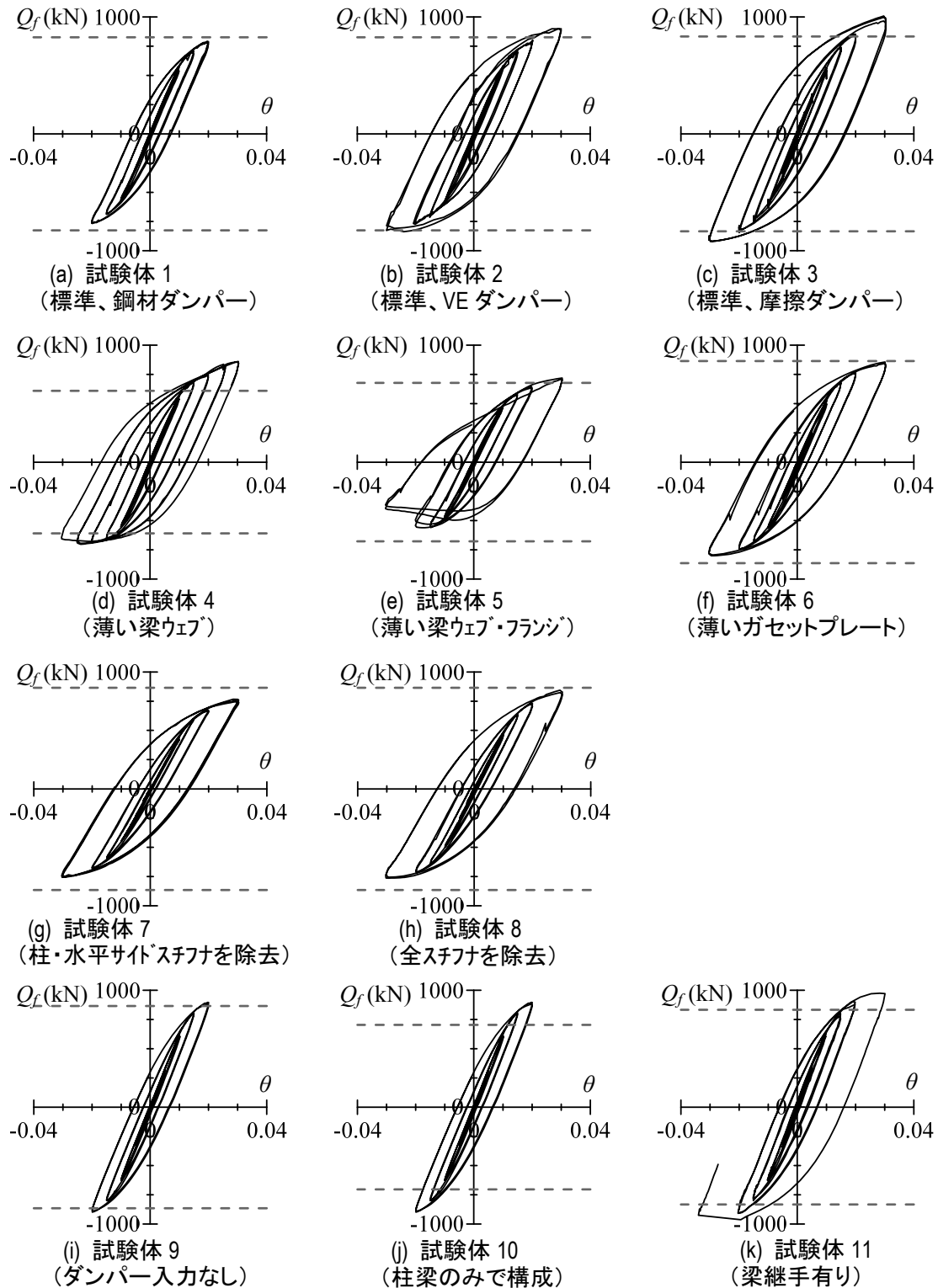


図 3.14 各試験体の履歴曲線 ($\theta = \pm 1/33$ までの漸増載荷、ただし試験体 1, 10, 11 は $\theta = \pm 1/50$)

図 3.14k は、梁継手を設けた試験体 11 を示す。 $\theta=1/33\text{rad.}$ の正載荷 1 サイクル目に鉛直サイドスチフナとガセットプレートの溶接部が剥離し最大耐力に至った。最大耐力は、試験体 2 よりも 7%大きく、梁継手による部分的な断面積と断面二次モーメントの上昇が影響していると思われる。また、この試験体は、 $\theta=+1/33$ の 1 サイクル目で溶接部に亀裂 (3.5.2 節で後述) が生じて最大耐力に至り、 $\theta=-1/33$ の 1 サイクル目で耐力が急激に低下したため、載荷を終了した。

図 3.15 に、 $Q_f-\theta$ 曲線から得た骨格曲線を示す。図 3.15a は、標準試験体 3 体の、異なるダンパー力による骨格曲線を比べている。摩擦ダンパー力を与えた試験体 3 では、試験体 1, 2 よりも初期勾配と耐力が大きい (表 3.5)。試験体 3 では除荷時に摩擦ダンパーの軸力が急に反転して Q_f が大きくなる。これは、梁柱の伸縮やダンパー力の偏心による柱曲げモーメントの反転から説明でき、以上より初期勾配が大きくなった。また、それと上記反転時の梁軸力ひいてはガセットプレートの歪の増大と歪硬化、さらに他の試験体より 11%高いガセットプレート降伏応力 (表 3.2) が、試験体 3 の耐力を高めにしたと考えられる。なお、試験体 1, 2 で異なるダンパー力を入力したが、骨格曲線が類似し (図 3.15a)、最大塑性歪も $\theta=\pm 1/50$ では大きくなくかつ類似したため、この後の $\theta=\pm 1/33$ の定振幅試験の開始時に、試験体 1, 2 はほぼ同一状態であったと考えられる。

図 3.15b から、ウェブの薄い試験体 4、ウェブとフランジの薄い試験体 5 の骨格曲線の初期勾配や耐力が、試験体 2 (標準試験体) と比べ低いことは、断面性能の傾向 (表 3.3) と整合する。また、前述のように負荷荷時の耐力は幅厚比が大きいほど低下した。

図 3.15c より、ガセットプレートの薄い試験体 6 の骨格曲線の初期勾配、耐力は、試験体 2 (標準試験体) のそれらの 0.9 倍ほどで、 $\theta=\pm 1/33$ までの漸増載荷では違いが少ない。ただし、試験体 1, 2 の、ガセットプレートの端部 (図 3.11 の点 G1) が $\theta=+1/150$ で降伏したが、試験体 6 では $\theta=+1/200$ で降伏し、損傷がかなり早期に始まった。

図 3.15d より、スチフナのない試験体 7, 8 は、試験体 2 (標準試験体) と比べ初期勾配と耐力は低く、梁断面性能の低い試験体 5 (図 3.15b) と同等レベルになり得るため、この影響は無視できない。

図 3.15e と表 3.5 より、ダンパー力ゼロの試験体 9 の骨格曲線の初期勾配は、試験体 1, 2 とほぼ同じであるが、これは摩擦ダンパーのような急な力の反転 (3.3.1 項) がなかったためである。梁軸力が少なく局部座屈がないため試験体 1 より耐力が高く、ガセットプレートの無い試験体 10 に比べ骨格曲線の初期勾配が 1.4 倍である (表 3.5)。

図 3.15f より、梁継手を設けた試験体 11 は、の骨格曲線の初期勾配や耐力が、試験体 2 (標準試験体) と比べ高いことは、前述した部分的に大きい梁の断面積と断面二次モーメントによる影響と考えられる。

漸増載荷中に最大耐力に至ったものは試験体 2, 4, 5, 11 の 4 体である。試験体 11 は正載荷時に溶接部に生じた亀裂 (3.5.2 節)、他の 3 体の試験体は負荷荷時の梁の局部座屈が原

因である。そこで、後者について、表 3.6 に 2 つの梁の塑性変形倍率の定義⁷⁾による実験値、つまり履歴曲線と骨格曲線より求めた値を示す。梁の塑性変形倍率は、梁変形角 θ_b の最大変形時の絶対値を梁の弾性変形角 θ_{bp} (全塑性モーメントを弾性剛性で除した値) で除して得た塑性率から 1 を引いた値と定義し、正負の載荷で小さい方を採用する。ここに、 θ_b は、層間変形角 θ から柱とパネルの変形角、柱と梁の軸変形による寄与分を引き、パネル中心からガセットプレート長さの半分の位置までを剛と仮定して得た値である¹⁶⁾。 θ_{bp} は、梁のガセットプレート端部が梁の全塑性モーメント M_{bp} (表 3.3 の M_p) に達した時の θ_b とし、表 6 の脚注に示した。

実験値は、設計指針による (表 3.4) 梁の塑性変形能力より低く、柱としてのそれより高くなっている。また、実験値は、同様な等価梁幅厚比をもつ片持ち梁に、ダンパー力の位相をふまえた軸力と曲げを与えた木村らの実験結果⁷⁾と類似している。

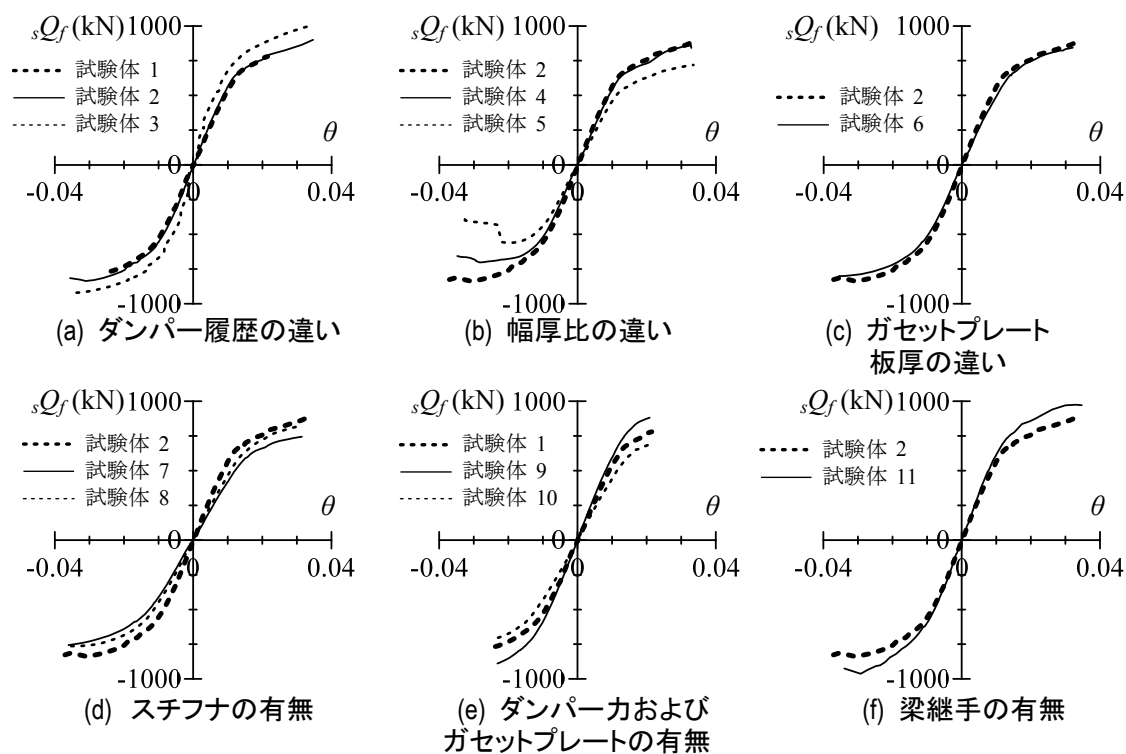


図 3.14 各試験体の骨格曲線 ($\theta=\pm 1/33$ までの漸増載荷、ただし試験体 1, 10, 11 は $\theta=\pm 1/50$)

表 3.5 各試験体の初期勾配と最大耐力の実験値

試験体 名称	初期剛性 [kN/mm]	Q_f 最大値 [kN]	Q_f 最小値 [kN]	試験体 名称	初期剛性 [kN/mm]	Q_f 最大値 [kN]	Q_f 最小値 [kN]
1	32.9	802	-767	7	24.3	784	-757
2	35.3	909	-837	8	26.8	861	-764
3	53.8	1009	-921	9	36.2	992	-915
4	31.2	861	-703※ ¹	10	25.9	705	-709
5	26.8	719	-562※ ²	11	38.2	975	-963
6	31.3	857	-801				

■：定振幅載荷を $\theta=\pm 1/50\text{rad.}$ で実施した試験体

※¹：漸増載荷の $\theta=\pm 1/40\text{rad.}$ のサイクル時 ※²：漸増載荷の $\theta=\pm 1/50\text{rad.}$ のサイクル時

表 3.6 漸増載荷中に最大耐力に達した試験体の梁塑性変形

試験体	最大耐力 発揮時 (rad.)	実験値		設計指針 ¹³⁾	
		梁材として		梁材として	柱材として
		履歴曲線上	骨格曲線上		
2	$\theta=-1/33$	2.39	2.86	4	0
4	$\theta=-1/40$	1.73	2.22	4	0 以下
5	$\theta=-1/50$	0.69	0.80	2	

※ θ_{bp} の値は、試験体 2, 4, 5 の順に 0.0085, 0.0097, 0.0092

3. 4. 漸増振幅载荷における局所挙動

3. 4. 1 2つの単独実験による歪成分の検証

全体挙動 (3.3 節) に続き、梁、柱、パネル、ガセットプレートの歪に着目して局所挙動を述べる。異位相のダンパー力と層間変形の寄与の分析のため、事前実験として試験体 3 にそれらを独立に与えた。結果を増幅し、ゲージ位置 G1 の Mises 相当応力をほぼ弾性限に至らせる $\theta = \pm 1/200$ と $F_d = 0$ を与えた「 θ 载荷」と、摩擦ダンパー力 (3.3 節) $F_d = \pm 860\text{kN}$ と $\theta = 0$ を与えた「 F_d 载荷」を考慮する。それぞれでの正負の载荷の定義は、3.2.3 項に従うものとする。

図 3.16 は、両载荷での梁上下フランジ歪の梁長さ方向分布を示す。正負载荷で歪絶対値はほぼ等しく、歪分布は、上フランジでガセット有無の影響が少なく、断面 B1~C4 であまり変化しない。対比して下フランジでは、断面 B3 での歪集中、そこから C4 まで著しく減少している。以上は θ 载荷、 F_d 载荷に共通であった。一方、この傾向は接合部詳細によって異なり、例えば試験体 7 では下フランジ歪の減少はおこらず、上フランジも含めほぼ一定であった (図 3.21 参照)。

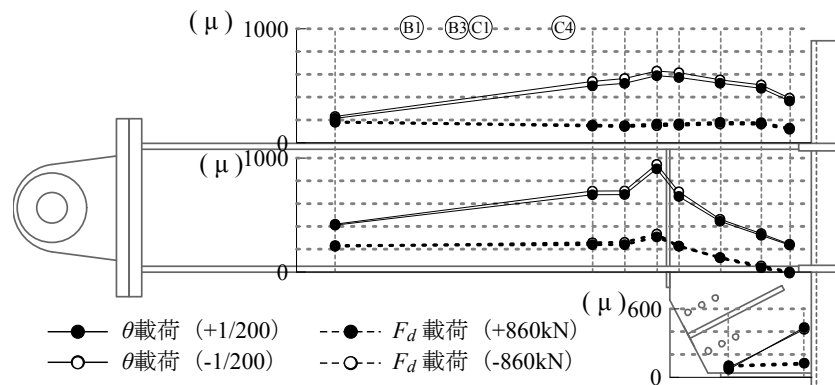


図 3.16 上下フランジと水平サイドスチフナに生じる歪の推移

図 3.17 で断面 B1, B3, C1, C4 の歪実験値と、 N_b , Q_b 実験値と梁理論から得た計算値を比べる。断面 C1, C4 でガセットプレート、断面 C4 で水平スチフナを含めて梁断面を評価した。一部図示しないが断面 A, B1 (図 3.17), B2 で梁理論が実験によく合う一方、ガセット端から 35mm の最も近傍の断面 B3 での下フランジ歪集中 (前述) や、断面 B3, C1~C4 での平面保持の不成立から、梁理論が合わない (図 3.17)。

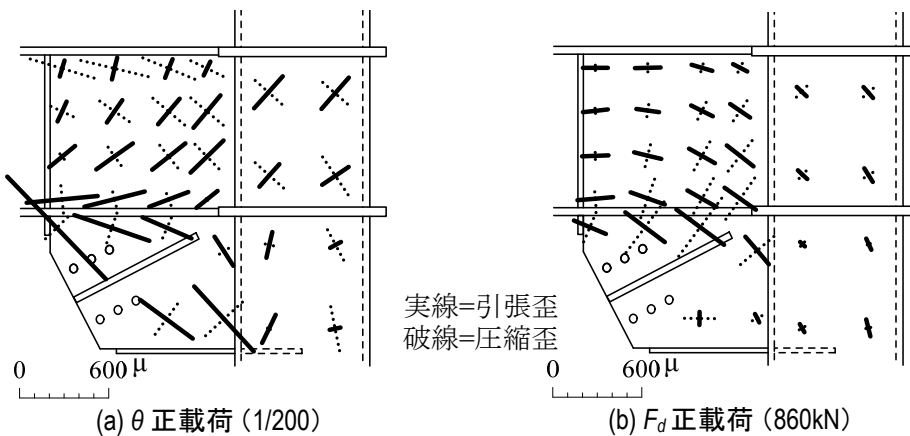
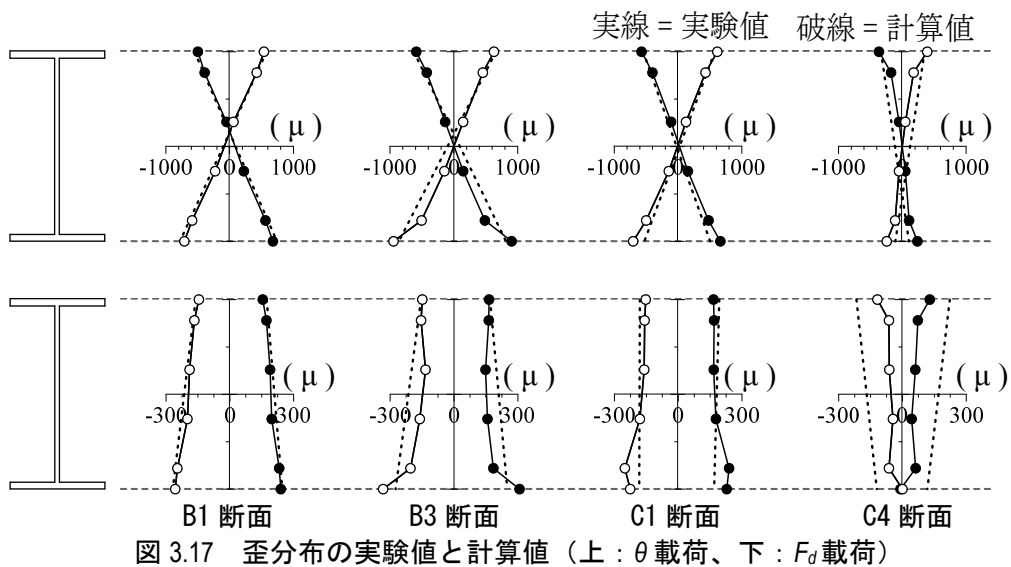
ガセットプレートの主歪実験値の大きさと方向を図 3.18 に示す。方向が、 θ 正载荷と F_d 正载荷で同様であったため、両正载荷が同時にピークとなる鋼材・摩擦ダンパーを用いた制振構造の場合、主歪が重合されて大きくなる。現行のガセットプレート設計法¹⁴⁾は F_d のみ考慮するが、図 3.18 の主歪の大きさから θ の影響の方が大きいと言え、これを考慮した設計法が必要である。逆にパネルでは、図 3.18 から主歪の符号が逆のため、重合の結果小さくなると言える。

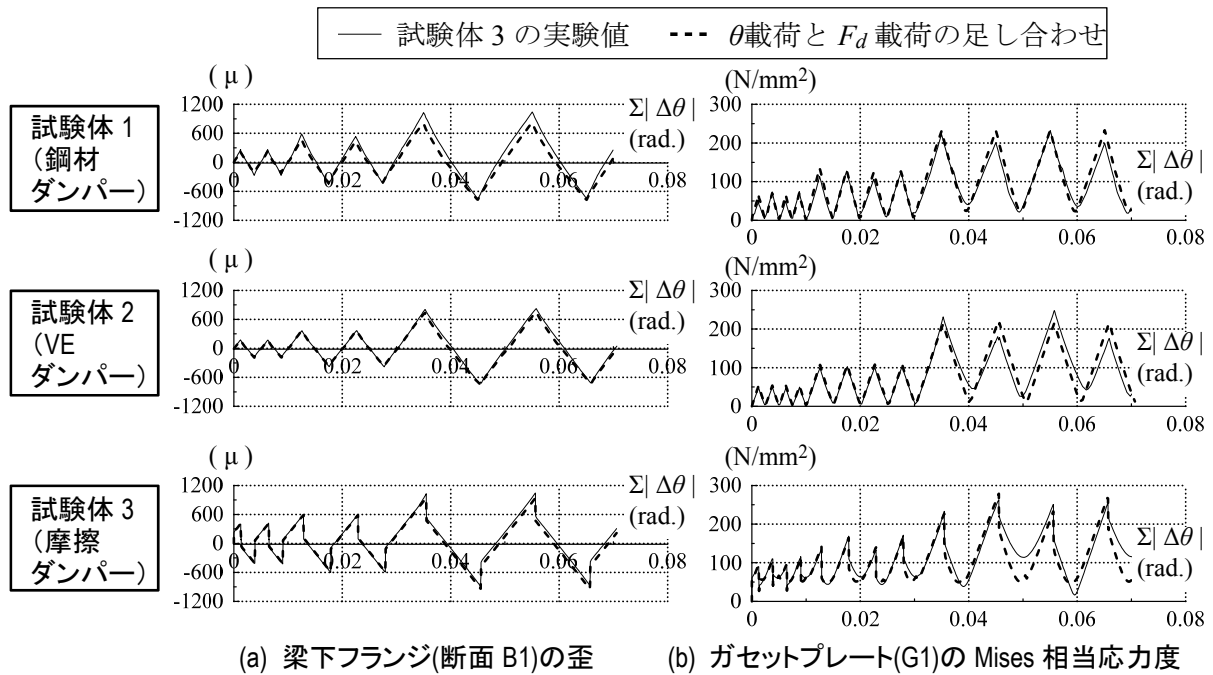
なお、上記の θ 载荷、 F_d 载荷の重合は次式で表される。

$$\varepsilon_a = \lambda_\theta \theta + \lambda_F F_d \quad (3.4)$$

ここに、 ε_a = 任意の位置・方向の歪値、 $\lambda_\theta, \lambda_F = \theta$ 載荷、 F_d 載荷それぞれから得た ε_a と θ 、 ε_a と F_d の比である (λ_F の単位は力の逆数)。つまり任意の θ と F_d を同時に与えた載荷での ε_a は、その実験を行わなくても、式(3.4)に θ 値、 F_d 値を代入して予測可能と考えられる。

図 3.19a はこの検証を示す。 ε_a を断面 B1 の梁下フランジの歪とし、3.3.2 項で述べた試験体 1, 2, 3 の θ と F_d を同時に与えた漸増振幅実験 ($\theta = \pm 1/800, \pm 1/400, \pm 1/200$) の結果に対し、式(3.4)が各載荷ステップで良く整合している。図 3.19b は、ガセットプレート上のゲージ位置 G1 の $\varepsilon_a = \varepsilon_0, \varepsilon_{45}, \varepsilon_{90}$ (3.2.3 項) の値に基づく Mises 相当応力度が、漸増振幅実験と式(3.4)でほぼ同等の結果となることを示している。このように、制振架構内の歪・応力はダンパー力と主架構変形のそれらを足し合わせて算出でき、この検証は吉敷ら¹⁷⁾も行ったが、本実験では鋼材、粘弾性、摩擦の 3 種のダンパー力を用いて確認できた。




 図 3.19 試験体 1, 2, 3 の実験値及び θ 載荷と F_d 載荷の足し合わせの比較

4. 2 漸増振幅実験結果の位相分離と分析

各歪の重合が成立したため (3.4.1 項)、逆に漸増振幅実験の歪値を層間変形角 θ とダンパー力 F_d による成分に分離する。これより、3.4.1 項で述べた θ 載荷や F_d 載荷を行わずに歪の位相や各寄与の分析が可能になる。試験体 3 の実験の各 i ステップでの歪 ε_i および θ_i, F_{di} を用い、式(3.5)の R を最小とする λ_F と λ_θ を最小二乗法で求める¹⁸⁾。

$$R = \sum_i \left\{ \varepsilon_i - (\lambda_\theta \theta_i + \lambda_F F_{di}) \right\}^2 \quad (3.5)$$

得られた λ_F と λ_θ および $\theta_i = +1/200$ 、 $F_{di} = +860\text{kN}$ を式(3.4)に代入し、その時点での各ゲージ位置の $\varepsilon_0, \varepsilon_{45}, \varepsilon_{90}$ を推定し、さらに求めた主歪の分布を図 20 に示す。これが、 θ 載荷と F_d 載荷に基づいた図 3.18 と類似しているため、位相分離が可能になったと言える。

また、図 3.21 に、柱・水平サイドスチフナを除去した試験体 7 の $\theta = 1/200$ 、 $F_d = +691\text{kN}$ の時点を示す。両位相によるガセットプレート主歪は、標準試験体 (試験体 3) のものより小さい。これは、スチフナ除去により柱スキンプレートに面外変形が生じ、ガセットプレートの応力伝達能力が低下したためである。この傾向は、ガセットプレートへ大きな歪を与えている θ の影響が大きい。また、ガセットプレートの歪が小さくなった分、パネルに生じる歪が大きい。

以上の分析のほか、例えば摩擦ダンパー、粘弾性ダンパーの場合を比較検討できる。図 3.22 に、 F_d と θ の位相の影響を、両者について模式的に示す。前者では、 $\lambda_F F_d$ は $\lambda_\theta \theta$ より早くピーク値をとり、また、複合したとき、それがずれる (図 3.22a)。後者では、最大変形

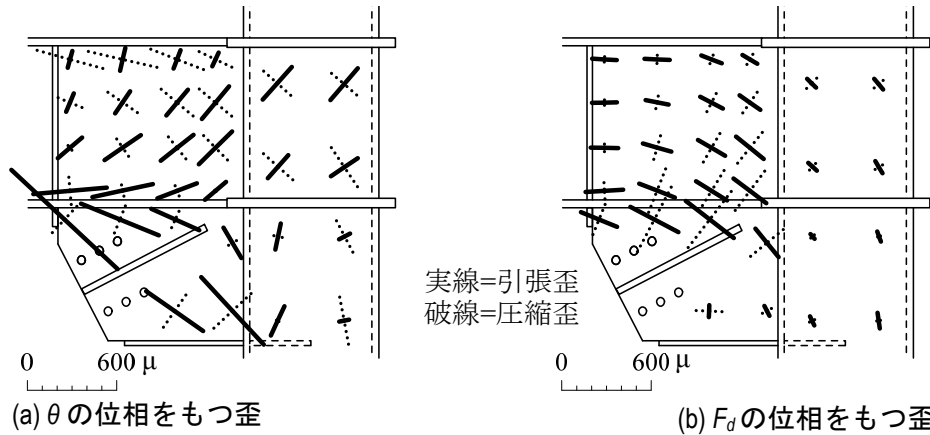


図 3.20 試験体 3 の漸増振幅実験結果を位相分離して求めた主歪分布 ($\theta=+1/200$, $F_d=+860\text{kN}$ の時点、図 18 単独载荷と比較)

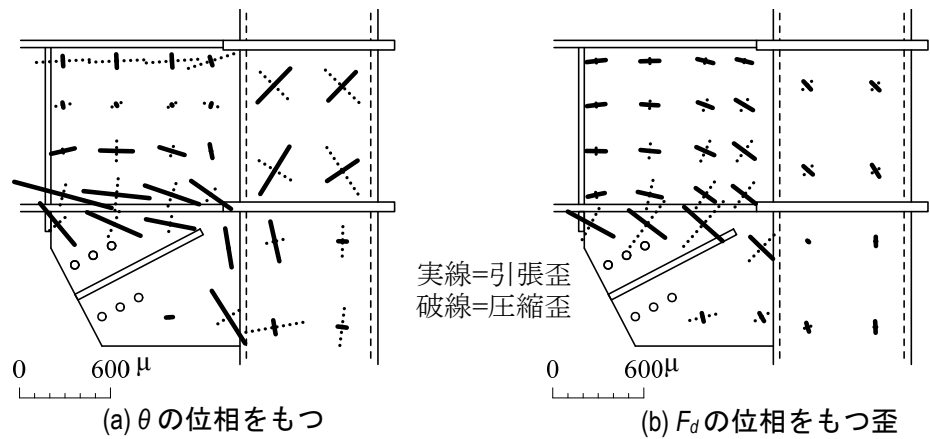


図 3.21 試験体 7 の漸増振幅実験結果を位相分離して求めた主歪分布 ($\theta=+1/200$, $F_d=+691\text{kN}$ の時点)

時にダンパー力の極性が反転し、歪が急に増加または減少する (図 3.22b)。なお、横軸は、前者では仮定した計測時間 $t(\text{s})$ 、後者では累積した層間変形角 $\Sigma|\Delta\theta|$ を用いている。

これを振幅 $\theta=\pm 1/200$ の試験体 3 に適用する。図 3.19 作成に用いた $\lambda_\theta, \lambda_F$ 値と各ステップ i の θ_i と F_{di} を式(3.4)に代入し、ガセットプレートゲージ位置 G1 の歪 $G1-\varepsilon_0, \varepsilon_{45}, \varepsilon_{90}$ 、G3 の歪 $G3-\varepsilon_{45}$ の時刻歴の推定値を求めた結果、実験値との整合が先の図 3.19a と同程度で良好であった。また、試験体 2 も同様である。図 3.23 に、各歪および θ_i と F_{di} の寄与分の推定値をプロットした。試験体 2, 3 共に $G1-\varepsilon_{45}$ の値が最大でかつ θ_i の寄与が殆どである。 $G1-\varepsilon_0$ と $G3-\varepsilon_{45}$ の値はその半分ほどだが、摩擦ダンパーをもつ試験体 3 で、それらへの F_{di} の寄与率は 32%, 57%と比較的大きくなる。

また、弾性のガセットプレートという範囲では同じ $\lambda_\theta, \lambda_F$ 値を用いて、他の場合を実験なしで推定できる。つまり、大きなダンパーの場合は式(3.4)の F_{di} を大きくする。一方、大きな振幅の場合、線形粘弾性ダンパーをもつ試験体 2 では θ_i と共に F_{di} を比例的に増やせばよい。摩擦ダンパーをもつ試験体 3 では、 F_{di} を一定の摺動力(3.2.1 項)に設定し、例えば振幅 $\theta=\pm 1/100$ で F_{di} の寄与率は 19%, 40%と、上記の $\theta=\pm 1/200$ の場合から減少する。このよ

うに、位相分離により兩位相の寄与がわかり、任意のダンパー力・履歴特性と層間変形が複合した状態が明確に検討できるが、詳細は続報で述べる。

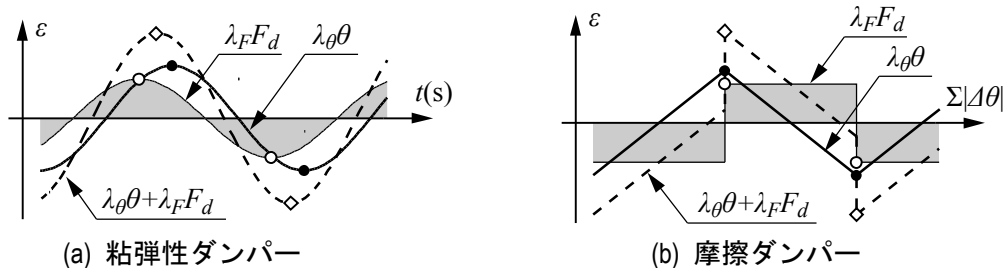


図 3.22 F_d と θ が任意の位置・方向の歪 ε に与える影響

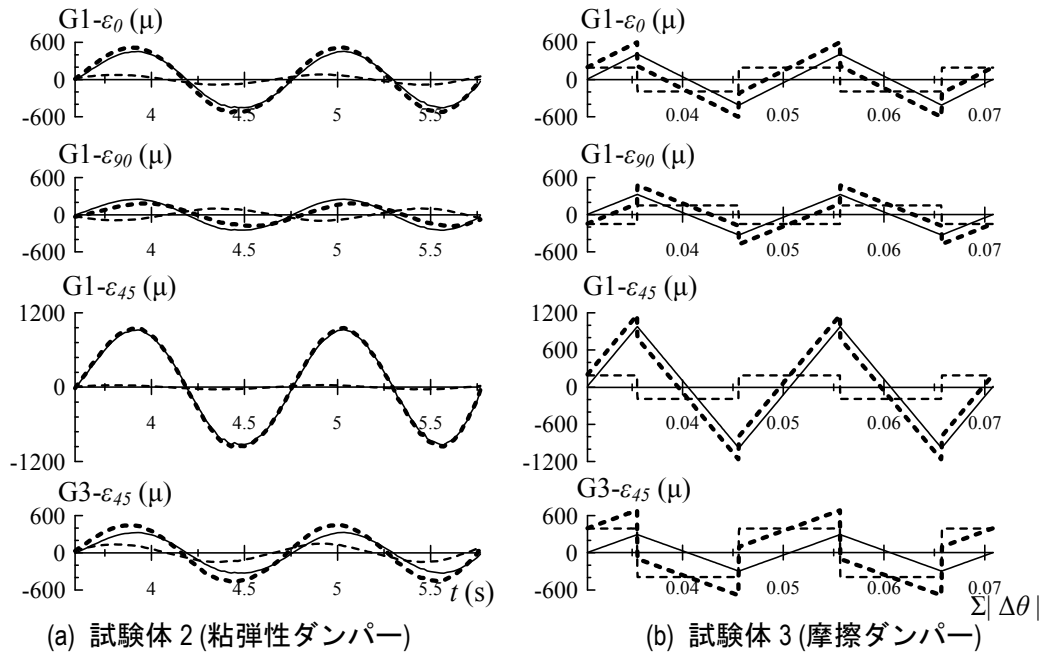


図 3.23 歪の位相分離により得た $\lambda_F, \lambda_\theta$ と式(4)を用いて評価した各位相の歪やその和となる歪の時刻歴 (— $\lambda_\theta \theta$ --- $\lambda_F F_d$ -.- $\lambda_F F_d + \lambda_\theta \theta$)

3.5 定振幅載荷における累積損傷および破壊性状

3.5.1 累積損傷とエネルギー吸収

全試験体の正・負載荷における架構耐力 $|Q_f|$ の推移を図 3.24 に示す。表 3.7 は、 $\theta=\pm 1/50$ の 2 サイクル目、負載荷最大値が生じたサイクル、 $|Q_f|$ が負載荷最大値の 50% になる（以後、破壊状態）サイクルまでの梁のエネルギー吸収量、およびそれらを $M_{bp}\theta_{bp}$ (3.3.2 項) で無次元化した値を示す。以後は、断りの無い場合 $\theta=\pm 1/33$ の載荷を意味し、サイクル数に漸増振幅載荷は含まないものとする。

試験体 1 (図 3.23a) では、定振幅が $\theta=\pm 1/50$ と比較的小さいため 106 という多数のサイクルで破壊状態に至った。局部座屈は顕著でなく、サイクル毎に負載荷で緩やかに $|Q_f|$ が単調減少し、正載荷で僅かに低下したのみであった。一方、試験体 2 (図 3.23b) は、同様な標準試験体であるが、大きな定振幅 $\theta=\pm 1/33$ のため、47 サイクルで破壊状態に至った。局部座屈により負載荷での $|Q_f|$ の低下が著しく、正載荷でも耐力が低下した。しかし、試験体 1, 2 の梁のエネルギー吸収量は破壊状態ではほぼ等しく、振幅の影響は少なかった (表 3.7)。

試験体 3 (図 3.24c) も標準試験体であるが、摩擦ダンパー力が与えられ、 $\theta=\pm 1/33$ の載荷の 16 サイクルで破壊状態に至った。 $|Q_f|$ は最も高いが、破壊状態までの梁のエネルギー吸収量が試験体 2 の 0.45 倍であった (表 3.7)。詳細については後述する。

試験体 4, 5 (図 3.24d,e) では、梁幅厚比が大きく、30、17 サイクルで破壊状態に達した。梁の局部座屈が最も早く生じ、 $|Q_f|$ が著しく低下した。破壊状態までの梁の無次元化エネルギー吸収量は、試験体 2 (標準試験体) の 0.57, 0.20 倍と低く (表 3.7)、主な原因は低めの断面性能でなく、大きな幅厚比と局部座屈と考えられる。

試験体 6 (図 3.24f) では、薄いガセットプレートに亀裂が生じ、18 サイクルで破壊状態に至った。梁エネルギー吸収量も、試験体 2 (標準試験体) の 0.43 倍となり、断面性能の低い試験体 4, 5 を含めても、全試験体で最も少ない (表 3.7)。

試験体 7, 8 (図 3.24g, h) では、スチフナを除去したため柱スキンプレートの面外変形により梁の変形が小さくなり、梁局部座屈の進行が遅れ、試験体 2 (標準試験体) より $|Q_f|$ の低下が緩やかである。破壊までのサイクル数は 45、43 と比較的多く、試験体 2 と同様だが、梁のエネルギー吸収量は、その 0.77, 0.81 倍とやや低い (表 3.7)。

試験体 9, 10 (図 3.24i) にはダンパー力を与えないため局部座屈が顕著でなく、 $|Q_f|$ は、正・負載荷で同等であった、定振幅が $\theta=\pm 1/50$ と比較的小さいため破壊までのサイクル数は 128, 122 と高く、ダンパー力を与える場合と対比して梁下フランジ亀裂により正載荷の $|Q_f|$ が低下した。ガセットプレートをもつ試験体 9 では、通常の梁柱架構の試験体 10 に比べ耐力が 1.29 倍 (図 3.24i)、エネルギー吸収量が 1.50 倍と高い。また、試験体 10 では、ダンパー力を与えた試験体 2 の 1.12 倍であった (表 3.7)。

試験体 11 (図 3.24j) では、梁継手を設けたため、部分的な梁の断面 2 次モーメントと断面積の上昇により、 $\theta=\pm 1/50$ までの梁のエネルギー吸収量は試験体 3 に次いで大きい。しかし、前述したように、 $\theta=-1/33$ の 1 サイクル目で載荷を終了したため、破壊状態までのエネ

第3章 スラブがない実大部分架構に層間変形とダンパー力を与えた実験

ルギ吸収量は少ない。詳細については後述する。

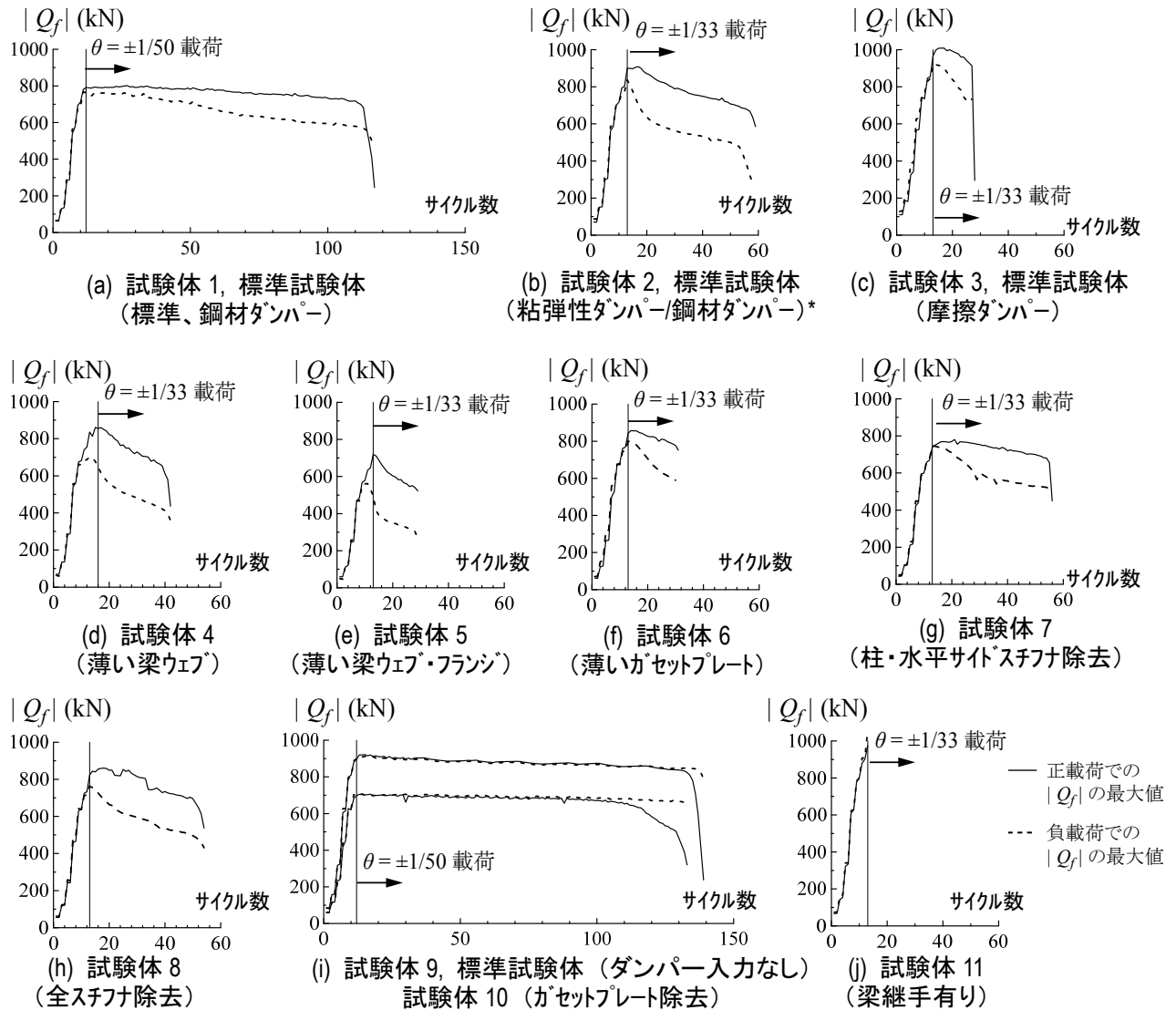


図 3.24 耐力低下推移(* 試験体 2 では定振幅載荷 $\theta=1/33$ から鋼材ダンパー力)

表 3.7 梁のエネルギー吸収量

試験体 番号	$\Sigma E_i^{(1)}$ (kN・m)	$\Sigma E_i^{(2)}$ (kN・m)	$\Sigma E_i^{(3)}$ (kN・m)	$\frac{\Sigma E_i^{(1)}}{M_{bp} \cdot \theta_{bp}}$	$\frac{\Sigma E_i^{(2)}}{M_{bp} \cdot \theta_{bp}}$	$\frac{\Sigma E_i^{(3)}}{M_{bp} \cdot \theta_{bp}}$	破壊状態まで のサイクル数
1	92.1	61.6	3192	9.6	6.5	334	106
2	89.0	151	3058	9.3	15.9	320	47
3	111	187	1387	11.5	19.4	144	16
4	95.0	144	1881	9.1	13.9	181	30
5	50.8	34.0	545	6.0	4.0	64.2	17
6	85.3	148	1295	8.9	15.5	136	18
7	54.7	104	2356	5.7	10.8	247	45
8	64.8	119	2481	6.8	12.5	260	43
9	71.2	45.2	3426	7.5	4.7	359	128
10	44.9	27.7	2238	4.8	3.0	240	122
11	98.7	130	130	10.3	13.5	14	1

※ (1)は $\theta=\pm 1/50$ rad.2サイクル目まで、(2)は最大耐力が生じたサイクルまで、(3)は $|Q_f|$ が最大耐力の50%になるサイクルまでの値。破壊状態までのサイクル数は、定振幅載荷のサイクル数。

3.5.2 歪分布と破壊性状

図 3.25 に試験体 1, 3, 6, 11 の $\theta=1/50$ での主歪分布を示す。図 3.25 から、試験体 3, 6, 9 の $\theta=+1/50$ でのガセットプレートの主歪は、試験体 1 のものよりも大きく、G1 で顕著である。摩擦ダンパー力を与えた試験体 3 (図 3.25b) と梁継手を設けた試験体 11 (図 3.25d) では、 $\theta=\pm 1/50$ 以降の G1 付近の歪集中が顕著であり、この近傍の鉛直サイドスチフナとガセットプレートの溶接部が剥離した。さらに、試験体 11 は試験体 3 と同等の耐力を有する (表 3.5) が、主歪の値は試験体 11 の方が大きい。これは梁継手によって、塑性域がガセットプレートに進行したためと考えられ、このために試験体 3 よりも少ないサイクル数で亀裂が生じたと思われる (表 3.7)。この現象は、梁継手がガセットプレートと近接していたために生じたと考えられ (図 3.9c)、梁継手の配置などについても今後検討が必要と思われる。図 3.25c より、試験体 6 では、薄いガセットプレートの歪が極めて大きく、早期の破断が起きた。これらを含め、以下に全試験体の破壊の状況と概要を示す (図 3.26、表 3.8)。

破壊性状 A~C (図 3.26a~c) は、梁側ガセットプレート端部の下フランジや、ウェブとの溶接部の破断である。本実験の梁には、正載荷で正曲げと引張力、負載荷時に負曲げと圧縮力が作用するため (図 3.10)、多くの試験体で損傷が下フランジに集中した。

破壊性状 D (図 3.26d) では、ガセットプレートと鉛直サイドスチフナの接合部から亀裂

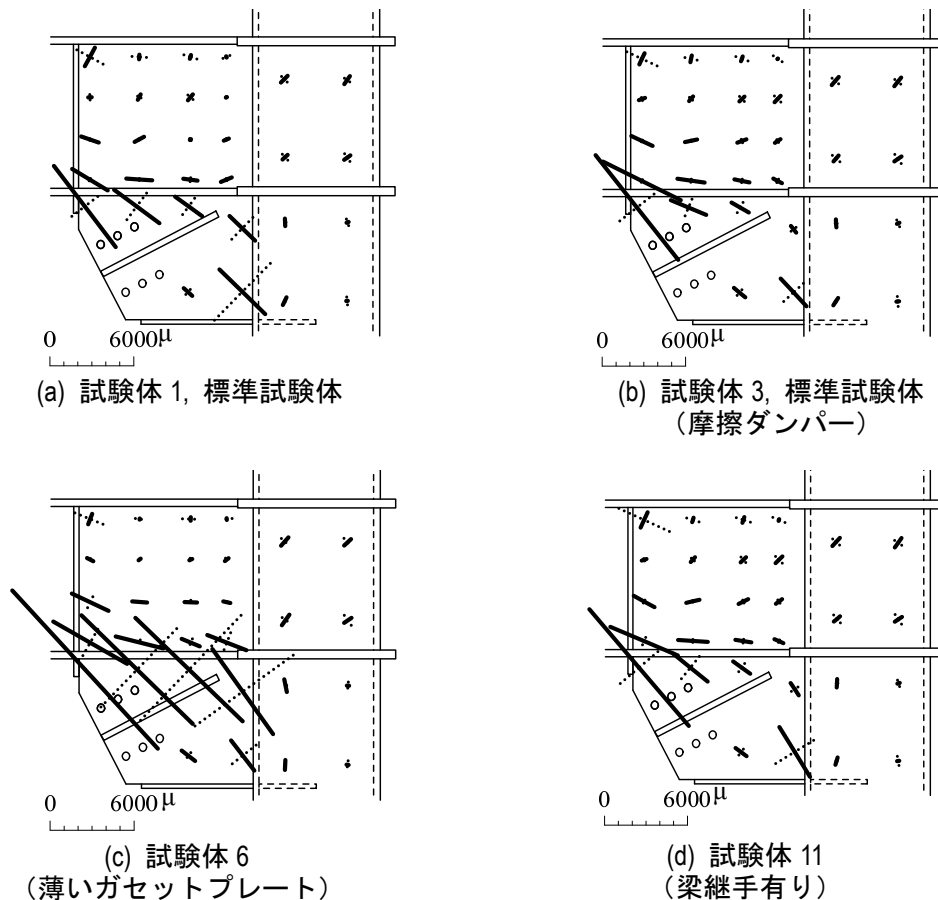


図 3.25 $\theta=+1/50$ における主歪分布 (実線=引張歪、破線=圧縮歪)

第3章 スラブがない実大部分架構に層間変形とダンパー力を与えた実験

が生じ、載荷とともに進行してガセットプレートの破断に至った。この破壊は、薄いガセットプレートのため、 $\theta=\pm 1/400$ で 1200μ と高い主歪を示した試験体 6 のみに起きた。

破壊性状 E (図 3.26e) では、ガセットプレートと鉛直サイドスチフナとの溶接部から剥離がおき、梁下フランジとの溶接部まで進行し、その亀裂先端から梁下フランジの脆性破壊がおきた。これは、摩擦ダンパー力を与えた試験体 3 と梁継手を設けた試験体 11 であり、原因は 3.3.2 項で述べた架構耐力上昇による接合部の高い応力、部分溶け込み (図 3.6c) 溶接部の亀裂進行による応力集中と思われる。通常の梁柱接合部に用いた溶接組立 H 形断面梁でも類似した脆性破壊が中野¹⁹⁾により報告・検討されている。本接合部では、ガセットプレートの完全溶け込み溶接により、この破壊を防ぐことが可能と思われる。

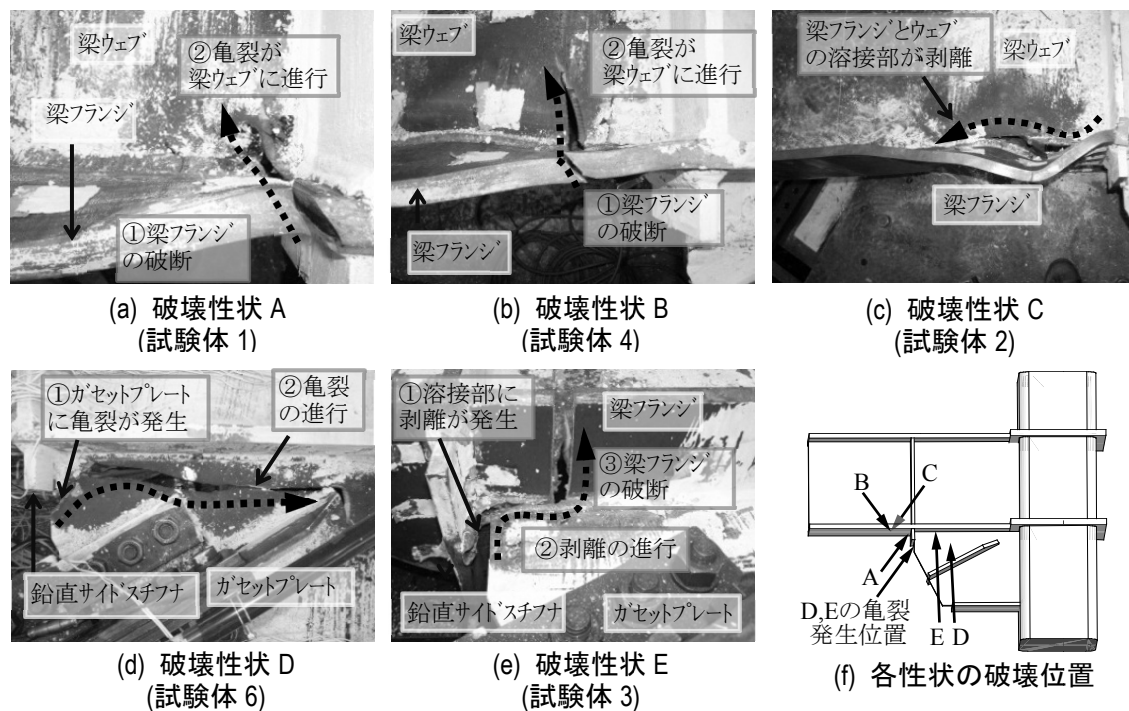


図 3.26 試験体破壊性状

表 3.8 破壊性状概要

破壊性状	概要	該当試験体
A	鉛直サイドスチフナと梁の溶接余盛りに沿って下フランジが破断する。	1, 7, 9
B	破壊性状 A よりも梁ピン側に移動した位置で下フランジが破断する。	4, 8
C	梁下フランジとウェブの溶接部が剥離する。	2, 5
D	ガセットプレートに亀裂が生じる。	6
E	ガセットプレートが取付く梁断面の下フランジが破断する。	3, 11
F	梁端下フランジと柱の溶接余盛りに沿って梁下フランジが破断する。	10

3.6 まとめ

典型的形式の制振架構において位相の異なる層間変形とダンパー力を模擬した効率的な載荷法を提案し、実大部分架構 11 体の実験に適用した。層間変形による曲げとダンパー力による軸力が制振架構に与える影響を検討するため、ダンパー履歴、架構と接合部の構成要素をパラメータとした漸増・定振幅載荷実験を行なった。以下に要約する。

(1) 載荷法は、架構の層間変形に追従したダンパー変形と反力を精度よく再現し、制振架構の全体・局所挙動に対する様々なダンパーや構成要素の影響を効率的に再現できることを示した。

(2) 異位相の層間変形とダンパー力の、架構各所の断面力や歪などへの寄与分の評価法を提案し、それが本実験や他の場合のダンパー力と層間変形が複合した応答の分析・推定に有効なことを示した。

(3) 標準試験体は、ガセットプレートをもたない架構に比べ、剛性、耐力、破断までのエネルギー吸収量が約 1.4, 1.3, 1.5 倍となり、架構とほぼ同等の鋼材ダンパー力を与えても、剛性は不変で、他は約 10%低下したのみである。他の試験体ではより低い値となった。

(4) ガセットプレートが薄い場合、その主歪が層間変形の影響により増大し、早期破断に至った。現行の設計指針¹⁴⁾のようなダンパー力の考慮だけでなく、層間変形の考慮が必要である。

(5) 梁の幅厚比と軸力の大きさが、梁フランジの局部座屈と破断に強く影響するため、ダンパー種別による軸力増減傾向の違い、現行の設計指針¹³⁾の適用性も含め、更なる検討が必要である。

(6) 梁柱ガセット接合部のスチフナが架構の全体・局所挙動に及ぼす効果が著しく、架構剛性、最大耐力、構成要素の応力分担、梁変形要求に影響するため、適切なスチフナ配置の検討が必要である。

(7) 梁継手を設けた場合、部分的に梁断面が大きくなることで架構剛性が上昇するが、鉄骨梁塑性後でガセットプレートの主歪が増大した。梁継手の設置方法についても更なる検討が必要である。

(8) 梁フランジ歪、ガセットプレート歪、パネル歪など構成要素への応力配分の傾向を、層間変形とダンパー力の影響に分けて評価することの有効性を示した。

試験体により程度が異なるが、梁のガセットプレート端近傍で、下フランジに歪が集中し、梁理論による予測より早めに降伏がおきた。これを加味した設計法が必要だが、標準試験体では、鋼材ダンパー力を用いた場合、層間変形角 $\pm 1/50$ の定振幅で 100 サイクル以上、 $\pm 1/33$ で 40 サイクル以上と、破断まで多くの繰返しに耐えることが明らかになった。ただし、これは典型的な降伏応力、梁として最高ランクでも低めの性能、柱として中から低ランク、梁降伏時で約 0.2、最大で 0.3 であった梁軸力比などの条件に基づいている。

また、これらは梁が先行して降伏した試験体（層間変形角 $\pm 1/200$ で梁端が降伏、 $\pm 1/150$ でガセットプレートの梁端近傍が降伏）であり、ガセットプレートが梁に先行して降伏した試験体（上述(4)、3.3.2項）では、接合部が早期に破断した。軸力が最も高くその立ち上がりも早い摩擦ダンパーをもつ試験体でも、スチフナ溶接部からガセットプレートが破断しており、更なる検討が必要である。

参考文献

- 1) 笠井和彦, 馬場勇輝, 西澤恵二, 引野剛, 伊藤浩資, 大木洋司, 元結正次郎: 鋼材ダンパーを有する試験体の実験結果 3次元震動台による実大5層制振鋼構建造物の実験研究 その2, 日本建築学会構造系論文集, 673号, pp.499-508, 2012.3
- 2) 笠井和彦, 馬場勇輝, 伊藤浩資, 所健, 引野剛, 大木洋司, 村井亮平: 粘弾性ダンパーをもつ実大5層鉄骨建物の3次元震動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 676号, pp.985-994, 2012.6
- 3) 北村春幸, 財津和廉, 馬谷原伴恵: 主架構の塑性化を考慮した制振構造物のエネルギーの釣合に基づく応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 599号, pp.71-78, 2006.1
- 4) Stephen, M., Patxi U., Ian A., Caroline F., and Erick K., "Seismic Performance of Buckling Restrained Braced Frame Systems" 13th WCEE, DVD, 2004.8
- 5) 吉敷祥一, 市川康, 山田哲, 和田章: ガセットプレート接合部に着目した部分架構実験, ダンパーを組み込んだ靱性骨組の総合的な耐震性能向上その1, 日本建築学会構造系論文集, 620号, pp.133-140, 2007.10
- 6) 吉敷祥一, 植草雅浩, 和田章: ガセットプレートの存在が周辺部材の力学挙動に及ぼす影響, ダンパーを組み込んだ靱性骨組の総合的な耐震性能向上その2, 日本建築学会構造系論文集, 633号, pp.2027-2036, 2008.11
- 7) 木村祥裕, 山西央朗, 笠井和彦: 交番繰返し軸力を受けるH形鋼梁の繰返し履歴挙動と保有性能, 日本建築学会構造系論文集, 689号, pp.1307-1316, 2013.7
- 8) 笠井和彦, 小澤秀允, 山崎久雄, 金子洋文, 貞末和史, 小野喜信: 繰返し応力を受ける鋼材の曲線履歴型モデル, その7 解析モデルの改良, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.907-908, 2008.9
- 9) 山崎久雄, 笠井和彦, 小澤秀允, 大木洋司, 金子洋文: 繰返し応力を受ける鋼材の曲線履歴型モデル, その8 歪速度、歪振幅依存性を考慮した極低降伏鋼LY100の応力-歪関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.909-910, 2008.9
- 10) 笠井和彦, 大熊潔: 振動数に依存する制振構造の等価周期・等価減衰の評価法とその精度—弾性架構と粘弾性ダンパーやオイルダンパーをもつ一質点構造における全体減衰系への置換法—, 日本建築学会構造系論文集, 580号, pp.51-59, 2004.6
- 11) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1990

- 12) 国土交通省告示第 596 号
- 13) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，2011
- 14) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針・同解説，2012
- 15) 日本建築学会：鋼構造塑性構造設計指針・同解説，2011
- 16) 空處慎史、笠井和彦、元結正次郎ほか：制振構造の簡易解析に用いる線材要素モデル化の検討，E-ディフェンス鋼構造建物実験結果 その 20，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1 分冊，pp.1093-1094，2007.7
- 17) 高橋聡史，鴨下直登，吉敷祥一，和田章：ガセットプレートの影響を考慮した損傷制御構造の耐震性評価，その 2. 弾塑性挙動の考察と力学モデルの検証，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1 分冊，pp.947-948，2009.7
- 18) 蒲武川、笠井和彦、大木洋司、米谷壮央：梁・柱のモーメントの予測：速報 8，E-ディフェンス鋼構造建物実験結果 その 50，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1 分冊，pp.753-754，2009.7
- 19) 中野達也：SN 材を用いた溶接組立 H 形断面梁の梁端接合部に生じた脆性破壊の要因解明，日本鉄鋼連盟 2012 年度「鋼構造研究・教育助成事業」研究発表会，2011 年度公募研究成果梗概集，pp.269-274，2012.10

付録 A スチフナを除去した試験体の接合部変形

図 A1 と A2 に標準仕様の試験体 1 と柱・水平サイドスチフナを除去した試験体 7 の $\theta=+1/200$ 時における柱スキンプレートとガセットプレートに生じた主歪を示す。両試験体共に、柱スキンプレートの主歪は、ガセットプレートに向かって生じて、面外に変形している。柱スキンプレートの主歪の大きさに関して、試験体 7 は試験体 1 と比較して、架構せん断力 Q_f が 0.80 倍と小さいが、主歪の値は 1.5 倍以上である。また、 $\theta=+1/200$ では、試験体 1 の全ての計測点で弾性だったが、試験体 7 では降伏歪よりも大きな主歪の値となっていることを確認している。

このように、スチフナを除去した試験体は、小さい架構変形に対して、大きな柱スキンプレートの面外変形になることが確認される。さらに、大きな接合部変形が生じたことで、ガセットプレートに生じる歪が小さくなり（図 A2）、ガセットプレートを介した架構の応力伝達が悪くなっていることが確認される。これに伴って架構剛性が他の試験体よりも小さくなった。

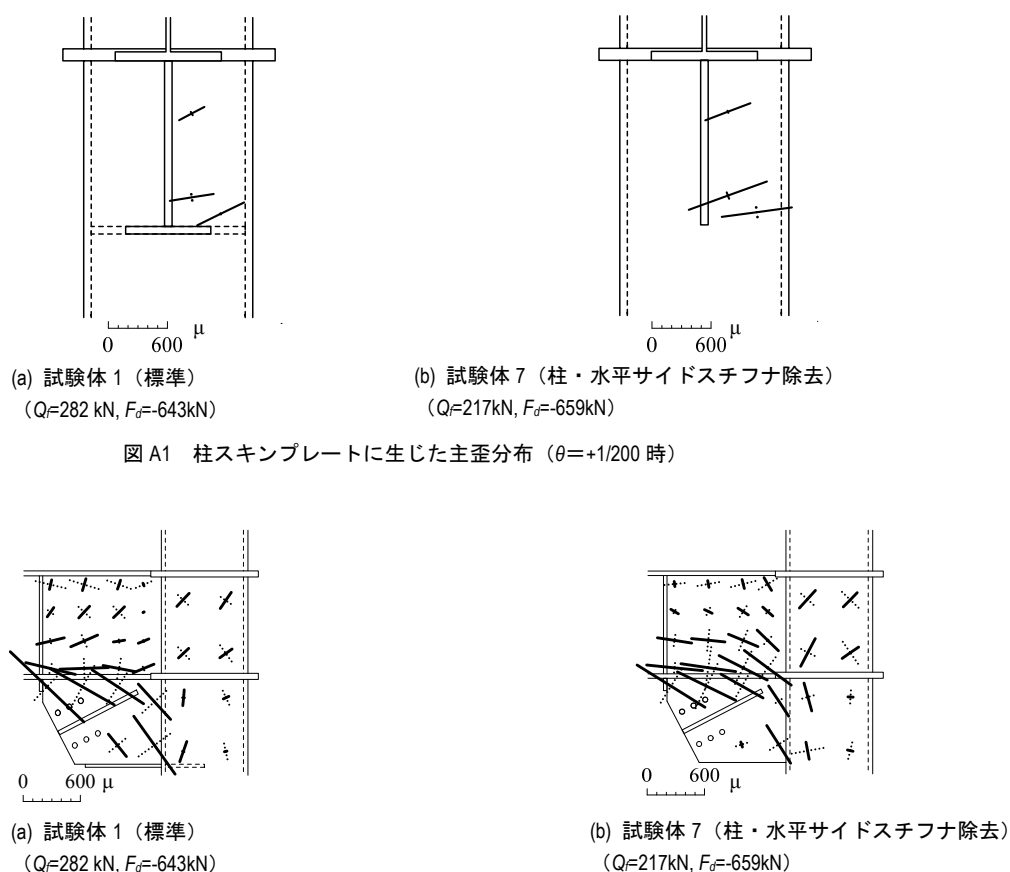


図 A1 柱スキンプレートに生じた主歪分布 ($\theta=+1/200$ 時)

図 A2 ガセットプレート周辺に生じた主歪分布 ($\theta=+1/200$ 時)

第4章 スラブが取付く実大部分架構に層間変形とダンパー力を与えた実験

4.1	はじめに	67
4.2	試験体概要	68
4.3	漸増振幅載荷における全体挙動	71
4.3.1	全試験体の実験結果と比較	
4.3.2	梁と柱の履歴曲線の比較	
4.4	漸増載荷における局所挙動	77
4.4.1	鉄骨梁に生じる歪の分析	
4.4.2	位相分離法を用いた接合部周辺の歪の分析	
4.5	定振幅載荷における累積損傷および破壊性状	84
4.5.1	累積損傷とエネルギー吸収	
4.5.2	歪分布と破壊性状	
4.6	まとめ	89
参考文献		

4. 1 はじめに

第3章では、ダンパー履歴特性ならびに接合部ディテールが、梁柱ガセット接合部近傍の歪分布や損傷形式および部分架構の剛性・耐力に及ぼす影響を実験により分析し、様々な知見を得た。しかし、梁柱ガセット接合部の挙動をより包括的に理解するためには、鉄骨梁直上に存在するコンクリートスラブ（以下、スラブ）を含めた分析を行う必要がある。

ここで、合成梁は、正曲げでスラブに圧縮軸力が生じるため、鉄骨梁のものよりも高い剛性と耐力を有する。このため、梁柱ガセット接合部を構成する各部材の変形・応力状態は、スラブによる影響を受けて純鉄骨の場合と異なるため、スラブの付与による影響を正確に把握しなければならない。

しかし、第3章でも述べたように、梁柱ガセット接合部に関する検討は蓄積が少なく、スラブを考慮した検討はさらに僅少である。また、制振構造の特徴である梁軸力が合成梁の挙動に及ぼす影響は議論されていない。僅かな研究例に、笠井らが行った実大5層制振建物の震動台実験^{1)~5)}が挙げられるが、ダンパーの取付く構面でのスラブが及ぼす影響は詳細には議論されていない。そのため、制振構造における合成梁の知見は少なく、鋼構造制振設計指針⁶⁾においても、設計時における合成梁の曲げ耐力は単純かつ安全側の解として純鉄骨梁の全塑性モーメントが採用される。

以上より第4章の目的は、スラブの取付く部分架構試験体の載荷実験を行い、スラブが梁柱ガセット接合部に及ぼす影響をスラブのない実験と比較することで明確にすることである。

4.2 試験体概要

本章の実験概要について、コンセプト、載荷方法、計測計画は第3章と同じであるため、それぞれの詳細は、3.2.1項、3.2.2項、3.2.4項を参照されたい。本章では、スラブ付き試験体の詳細についてのみ言及する。

図4.1に示す試験体は、3.2.3節で示した標準試験体にデッキ溝が梁に直交するスラブ（以下、溝直行スラブ）が取り付けいた部分架構である。鉄骨部分は、3.2.3項で示した標準試験体であり、BH500×250×12×22の梁に□400×400×19の鋼管柱、19mm厚のガセットプレート、16mm厚の様々なスチフナを用いた。

スラブは、山高75mm、板厚1.2mmのデッキプレートに1時間耐火性能を有する85mmの等厚鉄筋コンクリートスラブである。なお、デッキプレートは、300mm間隔の隅肉溶接

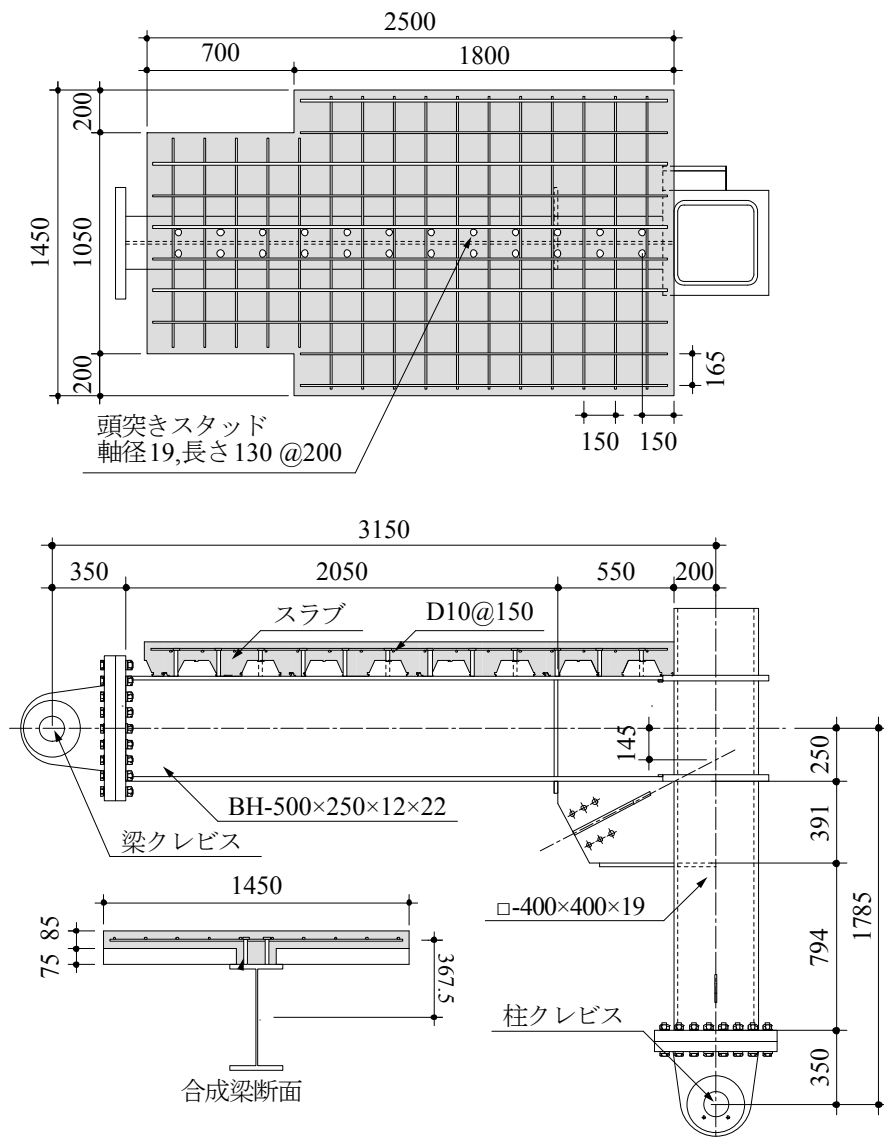


図4.1 標準試験体に溝直行スラブが取り付けいた試験体（試験体12）単位：mm
（試験体15は梁ウェブを9mmとした。）

第4章 スラブが取付く実大部分架構に層間変形とダンパー力を与えた実験

で鉄骨梁と接合される。スラブ幅は2つの区間で異なり、梁端から1800mmまでの区間では各種合成構造設計指針・同解説⁷⁾(以下、設計指針)で定められる有効幅1450mm、それ以外の区間では試験体の下にある治具との接触を防ぐ止めに1050mmとした。合成梁は、頭突きスタッド(軸径=19mm、長さ130mm)を200mm間隔(計24本)で配置することで鉄骨梁と床スラブを接合している。コンクリートは $F_c=21\text{N/mm}^2$ として調合した普通コンクリートを使用し、鉄筋はD10(SD295)の異形鉄筋をモチアミ状に配筋している。

本章で扱う試験体の一覧を表4.1、スラブが取付く試験体の合成梁仕様を図4.2に示す。試験体1, 2, 4, 7, 11は、それぞれ標準仕様の試験体、梁ウェブの薄い試験体、柱・水平サイドスチフナを除去した試験体、梁継手を有する試験体であり、詳細は3.2.3章を参照されたい。

試験体12~14は標準試験体に、それぞれ溝直行スラブ(図4.1)、デッキ溝が梁と平行なスラブ(以下、溝平行スラブ)(図4.2a)、スラブ等厚部さ160mmのフラットデッキ付きスラブ(以下、フラットスラブ)(図4.2b)が打設される。溝平行スラブでは、スタッドと鉄筋の形状と配置方法は溝直行スラブと同じである。フラットスラブでは、完全合成梁としての基準を満たすためにスタッドの軸径及び本数を試験体12から変更しており、軸径22mm、長さ130mmの頭付きスタッドを165mm間隔(計30本)で配置した。さらに、主筋の軸径及び配筋も変更し、D13の異形鉄筋を上下2段のモチアミ状の配筋に変更している。他のスラブの取付く試験体は、試験体4, 6, 11のそれぞれに溝直行スラブが取付いた試験体15, 16(図4.2c)、17(図4.2d)である。ここで、試験体17は梁継手部分にスタッドを配置できなかったため(図4.2d)、他の溝直行スラブを取付けた試験体よりもスタッド本数を6本削減し、18本とした。

表4.2, 4.3にコンクリートと鋼材の材料試験結果、表4.4にそれに基づく鉄骨梁・柱の断面性能をそれぞれ示す。スラブが取付く試験体は、試験体12, 13と試験体14~17とで異なる。

表 4.1 各試験体概要

試験体 名称	ウェブ $t_w(\text{mm})$	フランジ $t_f(\text{mm})$	スラブ 形状	ダンパー力	試験体概要
1 ^{*1}	12	22	なし	鋼材	鋼材ダンパー履歴を入力。基本実験
2	12	22	なし	粘弾性/鋼材 ^{*2}	粘弾性ダンパー履歴を入力。
4	9	22	なし	鋼材	梁ウェブ厚を9mmに変更。
7	12	22	なし	鋼材	柱スチフナ, 水平サイドスチフナを除去。
11	12	22	なし	鋼材	鉄骨梁に高力ボルト摩擦接合による継手を設置。
12	12	22	溝直行	鋼材	試験体1に溝直行スラブを取付け。
13	12	22	溝平行	鋼材	試験体1に溝平行スラブを取付け。
14	12	22	フラット	鋼材	試験体1にフラットスラブを取付け。
15	12	22	溝直行	鋼材	試験体4に溝直行スラブを取付け。
16	12	22	溝直行	鋼材	試験体7に溝直行スラブを取付け。
17	12	22	溝直行	鋼材	試験体9に溝直行スラブを取付け。

*1 試験体1は $\theta=\pm 1/50\text{rad}$.で定振幅載荷を実施。

*2 試験体2は $\theta=\pm 1/50\text{rad}$.までは粘弾性ダンパー履歴を、 $\theta=\pm 1/33\text{rad}$.以降は鋼材ダンパー履歴を入力。

第4章 スラブが取付く実大部分架構に層間変形とダンパー力を与えた実験

る期間で実験を実施したため、コンクリートと鉄筋の材料試験結果は2つに分けて表示する。

設計指針で定義される完全合成梁として必要なスタッド本数は、表4.2の値を用いれば、試験体12, 13, 15~17では12本、試験体14では20本であり、本章で扱う成梁は全て完全合成梁である。

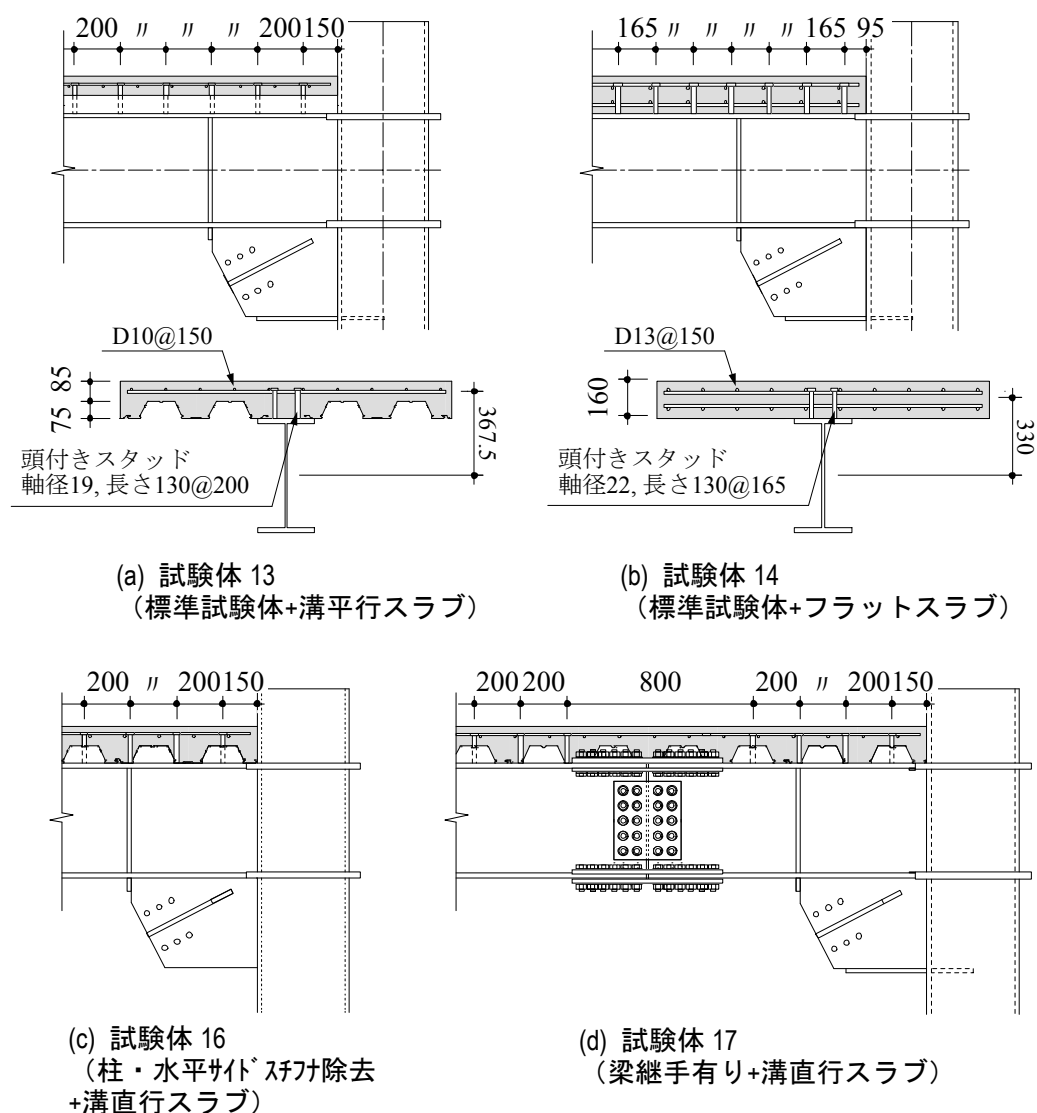


図 4.2 スラブが取付く各試験体の合成梁仕様 単位：mm

表 4.2 使用コンクリート材料試験結果

試験体名	ヤング係数	圧縮応力度	引張応力度
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
12, 13	28600	26.2	2.0
14~17	29800	28.2	2.4

表 4.3 使用鋼材材料試験

				降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	破断伸び (%)
梁	BH-500×250 (SN490B)	ウェブ	12mm厚	354, 370	527, 534	67, 69	42, 38
			9mm厚	362	527	69	41
		フランジ	22mm厚	343, 343	518, 515	66, 67	55, 53
柱	□-400×400×19 (BCP325, STKR490)			334, 455 ^{*3}	518, 517	64, 88	49, 42
ガセット プレート	PL-19 (SM490A)			349, 386	539, 533	65, 72	46, 50
	PL-9 (SN490B)			375	525	71	40
鉄筋	D10	試験体12, 13		324	437	74	21
		試験体15, 16, 17		367	493	74	19
	D13	試験体14		353	477	74	-

*1 「,」後は試験体3, 9, 12~17の値で、試験体3, 9, 12~17の柱の鋼種はSTKR490。

*2 フインスチフナはガセットプレートの板厚と同厚。 *3 0.2%オフセット耐力

表 4.4 使用鋼材材料試験

試験体 部位	試験体 番号	断面積 A (cm ²)	断面2次 モーメント I (cm ⁴)	断面係数 Z (cm ³)	降伏軸力 N_y (kN)	降伏 モーメント M_y (kN・m)	全塑性 モーメント M_p (kN・m)
鉄骨梁	1, 2, 7	166.2	73100	2920	5710	1012	1123
	11, 12~14, 16, 17				5798	1028	1133
	4, 15	152.5	70700	2830	5259	985	1071
柱	1, 2, 4~8, 10, 11	271.0	62800	3140	9051	1048	1259
	11, 12~17	280.3	66600	3330	12330	1515	1801

4. 3 漸増振幅載荷における全体挙動

4. 3. 1 全試験体の実験結果と比較

図4.3に各試験体における $\theta=\pm 1/33$ までの架構せん断力 Q_f と層間変形角 θ の関係を示す。図中の実線はスラブが取付く試験体、太い破線はスラブの取付かない試験体、細い破線は梁塑性ヒンジ形成時で定義された架構の降伏耐力の計算値であり、鉄骨梁の全塑性モーメント(表4.4の梁)を用いて F_d と N_b をゼロと仮定して算出した。表4.5には各試験体の漸増載荷から得た骨格曲線の初期勾配、及び漸増載荷もしくは定振幅載荷で生じた最大耐力を示す。ここで、 $\theta=\pm 1/50$ までではVEダンパー履歴を入力した試験体2は、載荷開始から鋼材ダンパーを入力した試験体1と比較して、骨格曲線の初期勾配が7%程度高いものの(表4.5)、 Q_f - θ 関係とその骨格曲線が類似していることを確認している。以上より本報では、履歴の表示と最大耐力については $\theta=\pm 1/33$ まで載荷した試験体2を、初期勾配については同じダンパー履歴の試験体1をそれぞれ基準にする。

図4.3a-cの鉄骨部が標準試験体の試験体より、試験体12~14の正載荷時の最大耐力は、床スラブのない試験体2のものと比較して1.12, 1.08, 1.24倍であり、各試験体でスラブの付与による影響が見られ、スラブが厚い試験体14が最も顕著である。負載荷時には、試験体12~14の最大耐力は試験体2の1.01, 1.02, 1.12倍であり、試験体12と13では負載荷時の耐

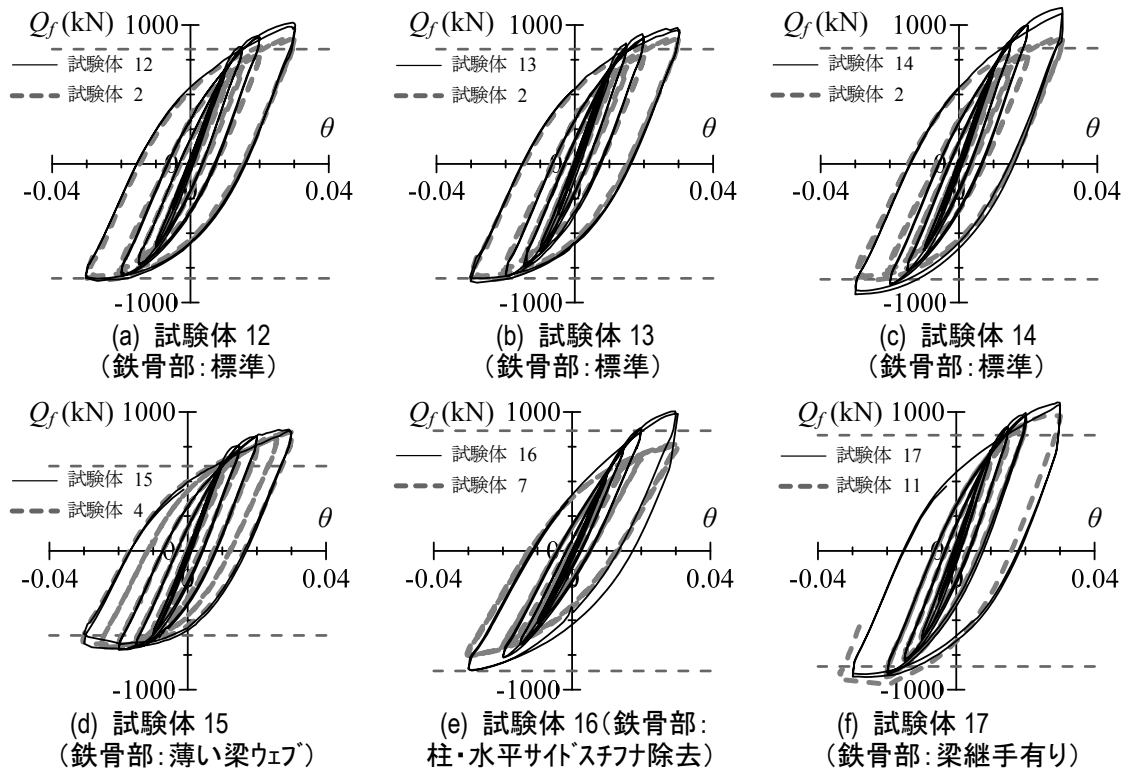


図 4.3 各試験体の履歴曲線($\theta=\pm 1/33$ までの漸増載荷)

表 4.5 各試験体の初期勾配と最大耐力の実験値

試験体 名称	初期勾配 (kN/mm)	Q_f 最大値 (kN)	Q_f 最小値 (kN)	試験体 名称	正載荷 初期勾配 (kN/mm)	負載荷 初期勾配 (kN/mm)	Q_f 最大値 (kN)	Q_f 最小値 (kN)
1	32.9	802	-767	12	39.9	35.4	1018	-845
2	35.3	909	-837	13	40.7	36.4	980	-856
4	31.2	861	-703	14	40.0	35.8	1125	-941
7	24.3	784	-757	15	37.9	34.6	874	-713
11	36.2	975	-963	16	31.5	29.4	1004	-863
				17	41.9	38.9	1069	-909

力はスラブのないものと差異がないが、厚いスラブを取付けた試験体 14 では負載荷時でも大きな耐力を発揮した。

図 4.3d の梁ウェブが薄い試験体 15 は、 $\theta=-1/50$ で局部座屈の発生によって最大耐力に至る。 $\theta=+1/33$ での Q_f は最大耐力の 0.82 倍、 $\theta=-1/33$ では 0.93 倍まで低下した。試験体 4 と 15 の正と負載荷時の最大耐力はほぼ同じであり、 $\theta=\pm 1/33$ のサイクルでの履歴形状はほぼ一致して、スラブの寄与がほぼないと考えられる。

図 4.3e の柱・水平サイドスチフナを除去した試験体 16 は、 $\theta=\pm 1/33$, 2 サイクル目の正載荷除荷時に載荷装置の誤作動により荷重変形関係が乱れたため、1 サイクル目と履歴形状が異なる。試験体 16 は、正と負載荷時の最大耐力が試験体 7 の 1.28, 1.14 倍であり、スラブの付与によって最も耐力が上昇した。3.3.2 項より、スチフナの有無は耐力と初期勾配に大きな影響を与えることを確認しており、スチフナのない試験体はスラブの無い状態で耐力

が小さいことで相対的にスラブの寄与が大きいと考えられる。

図 4.3f は、梁継手を有する試験体 17 は、正と負載荷時の最大耐力が試験体 11 の 1.10, 0.94 倍であり、スラブの付与が耐力に与える影響が最も少ない。これは、継手の付与によって部分的に断面性能が大きいことで、梁継手を有する試験体はスラブの付与による影響が相対的に小さいためである。

図 4.4 に各試験体における $\theta = \pm 1/33$ までの Q_f - θ 関係から抽出した骨格曲線を示す。図 4.4a から、試験体 12~14 の正載荷時の骨格曲線の初期勾配は、床スラブのない試験体 2 のものと比較して 1.21, 1.24, 1.22 倍（表 4.5）であり、各試験体でスラブの付与による影響が見られる。また、負載荷時には、1.08, 1.11, 1.09 倍であり、正載荷時よりも小さいが負載荷時にもスラブが寄与していることがわかる。

試験体 12 と 13 は、ほぼ同じ初期勾配と耐力を有し、スラブ溝の方向が架構挙動に及ぼす影響は僅少であることが確認される。スラブの厚い試験体 14 の初期剛性は試験体 12, 13 と差異がない（表 4.5）。このため、本実験でのスラブが初期勾配に及ぼす影響は 3 種類のスラブ形状でほぼ同一であると言える。これは、試験体 14 では鉄骨梁図心とスラブ図心との距離が試験体 12, 13 のものより短いために、設計指針から算出されるフラットスラブの合成梁としての断面 2 次モーメントが溝直行スラブのものよりも 4% 大きい程度であることが原因と考えられる。

図 4.4b から、梁ウェブが薄い試験体 15 の正載荷時と負載荷時の骨格曲線の初期勾配は、

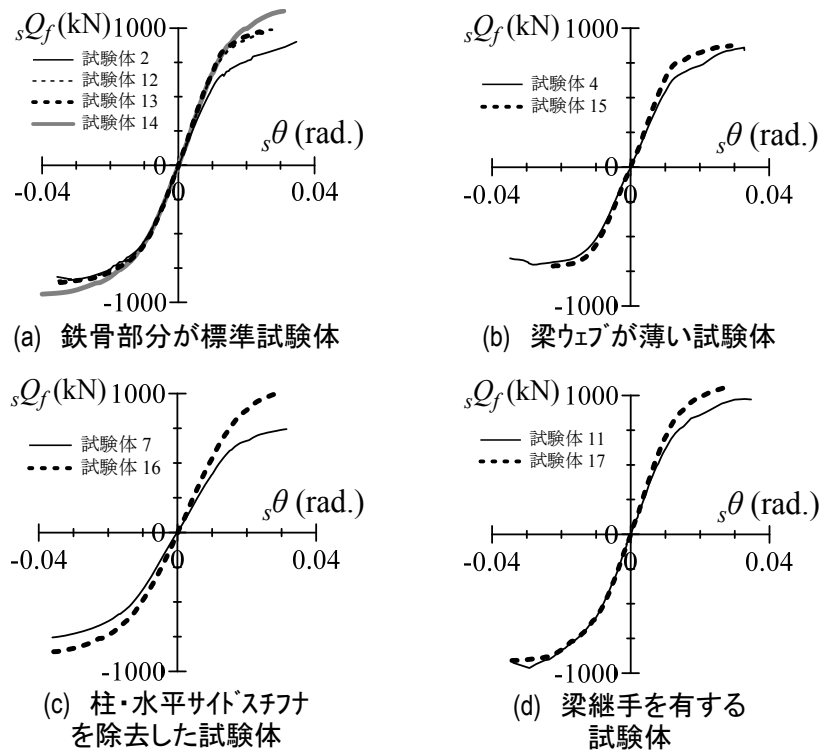


図 4.4 各試験体の骨格曲線

試験体4に対してそれぞれ1.21, 1.11倍であり、標準試験体にスラブを取付けた場合と同等のスラブの付与である。

図4.4cから、柱・水平サイドスチフナを除去した試験体16の正載荷時と負載荷時の骨格曲線の初期勾配は、試験体7に対してそれぞれ1.30, 1.21倍であり、スラブを付与することで最も初期勾配が上昇した。ただし、その初期勾配はスラブが取付かない標準試験体のものよりも小さいため、スチフナ配置の検討は重要である。

図4.4dから、梁継手を有する試験体17の正載荷時と負載荷時の骨格曲線の初期勾配は、試験体11に対してそれぞれ1.16, 1.07倍であった。試験体17は、梁継手によって梁剛性が上昇しているため、同一のスラブを標準試験体に取り付けた試験体12よりも相対的にスラブの影響が小さい。

4. 3. 2 梁と柱の履歴曲線の比較

本項では、スラブ付き試験体とスラブのない試験体の梁せん断力 Q_b と梁変形角 θ_b 、および柱せん断力 Q_c と梁変形角 θ_c の関係を比較することで、スラブが梁と柱の挙動に及ぼす影響を考察する。ここに、 θ_b と θ_c は、図4.5に示すように、パネル中心からガセットプレート長さの半分の位置までを剛と仮定して得た変形角であり、前者は層間変形角 θ から柱とパネルの変形角、柱と梁の軸変形による寄与分を引いた値、後者は歪ゲージとロードセルから算出した柱の曲げ変形とせん断変形の和である¹²⁾。 θ_b は次式で表せる。

$$\theta_b = \left[\theta - \theta_c + \theta_{pz} \left\{ 1 - \frac{d_c}{2L_b} - \frac{d_b}{2L_c} \right\} + \frac{\delta_{b,a}}{L_c} + \frac{\delta_{c,a}}{L_c} \cdot \tan \alpha \right] \cdot \frac{L_b}{L_b - d_c/2 - l_{bg}/2}$$

ここで、 $\delta_{b,a}$ と $\delta_{c,a}$ は梁と柱の軸変形であり、梁反曲点・柱反曲点・柱梁交点の絶対変位から算出した。

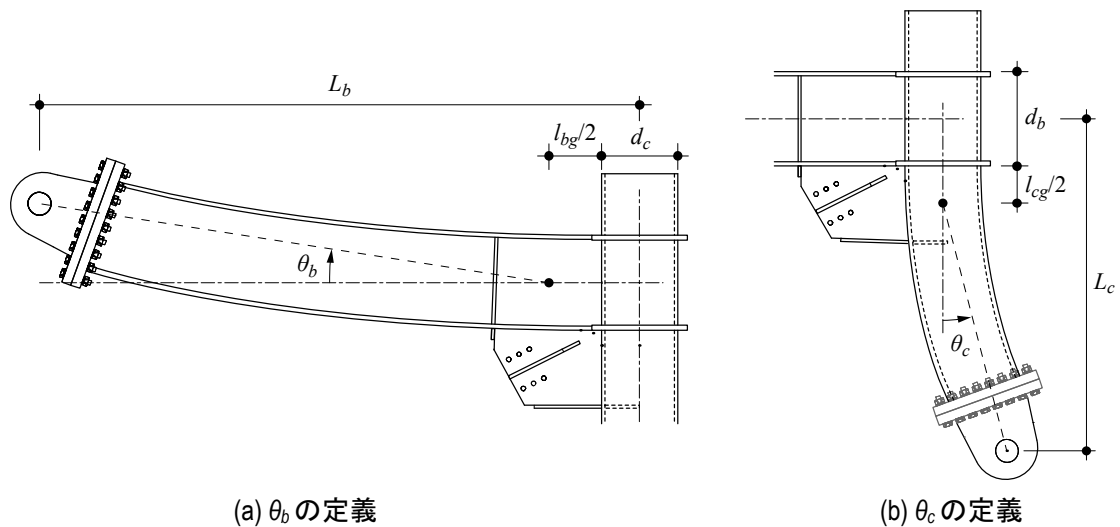


図4.5 梁変形角 θ_b と柱変形角 θ_c の定義

図 4.6 に各試験体の梁せん断力 Q_b と梁変形角 θ_b 、および柱せん断力 Q_c と梁変形角 θ_c の関係を示す。図中の実線はスラブが取付く試験体、太い破線はスラブの取付かない試験体である。表 4.6 には各試験体の漸増載荷から得た梁の骨格曲線の初期勾配、及び漸増載荷もしくは定振幅載荷で生じた最大耐力を示す。

図 4.6a に示す標準試験体に溝直交スラブを取付けた試験体 12 は、スラブのない試験体 2 と比較して、梁の初期勾配が正載荷時で 1.28 倍、負載荷時で 1.08 倍と大きく（表 4.6）、負載荷時においてもスラブが寄与していることが確認される。なお、設計指針では、正曲げ時において合成梁の断面 2 次モーメントは鉄骨梁の 2.6 倍となるが、ガセットプレートがあることで断面 2 次モーメントの増大が相対的に小さくなったと考えられる。一方、最大耐力は正載荷時で 1.10 倍となるが、負載荷時には 1.02 倍に留まり、スラブが負曲げ時の最大耐力にほぼ影響しない。梁変形角 θ_b は、負載荷時にはスラブの有無による影響はないが、正載荷時にはスラブ付き試験体の値が小さい。これは、スラブの付与によって前述のごとく梁の初期勾配が増加したことで層間変形角 θ に対する θ_b が低下したためであり、変形角の小さいサイクルほど顕著である。これに対して、スラブの付き試験体の θ_c は θ_b が低下したことにより、スラブのない試験体よりも大きい値をとる。

ここで、本部分架構試験体の純鉄骨梁に対する柱の剛比（柱梁剛比）は 1.52 であり、梁に対して柱は変形しにくい。これに対して 2 章で対象にした実大制振建物での柱梁剛比は 0.92 から 1.32 と部分架構実験よりも値が低いため、柱が変形しやすい。そして、実大制振建物では部分架構実験とほぼ同じ形状のスラブが付与するため、スラブによってより梁変形が減少し、柱変形が増大していたと考えられる。

図 4.6b に示す標準試験体に溝平行スラブを取り付けた試験体 13 の各履歴曲線は、図 4.6a の試験体 12 と差異がなく、デッキプレートの方向が梁の履歴曲線に及ぼす影響はほぼないと言える。

図 4.6c に示す標準試験体にフラットスラブを取付けた試験体 14 は、スラブのない試験体 2 と比較して、梁の初期勾配が正載荷時で 1.31 倍、負載荷時で 1.05 倍と大きい（表 4.6）。スラブの付与による初期勾配の上昇は溝直交スラブを取り付けた試験体 12 とほぼ同等であり、前項で述べたように、設計指針から算出される断面二次モーメントの大きさが同等であるためと考えられる。一方、試験体 14 の最大耐力は、試験体 2 に対して正載荷時で 1.21 倍、負載荷時で 1.13 倍であり、試験体 12 よりもスラブの付与による耐力上昇の影響が大きい。これは、試験体 12, 13 よりもスラブが厚いことと、スタッドの総せん断耐力が大きい（4.2 節）ことで、スラブとスタッドの損傷が小さかったためと考えられる。

図 4.6d に示す薄い梁ウェブの試験体に溝直交スラブを取付けた試験体 15 は、スラブのない試験体 4 と比較して、梁の初期勾配が正載荷時で 1.19 倍、負載荷時で 1.06 倍（表 4.6）である。試験体 15 の最大耐力と $\theta=1/50$ のサイクル以降での θ_b および θ_c は、試験体 4 とほぼ同等であり、スラブの付与による影響が確認されなかった。

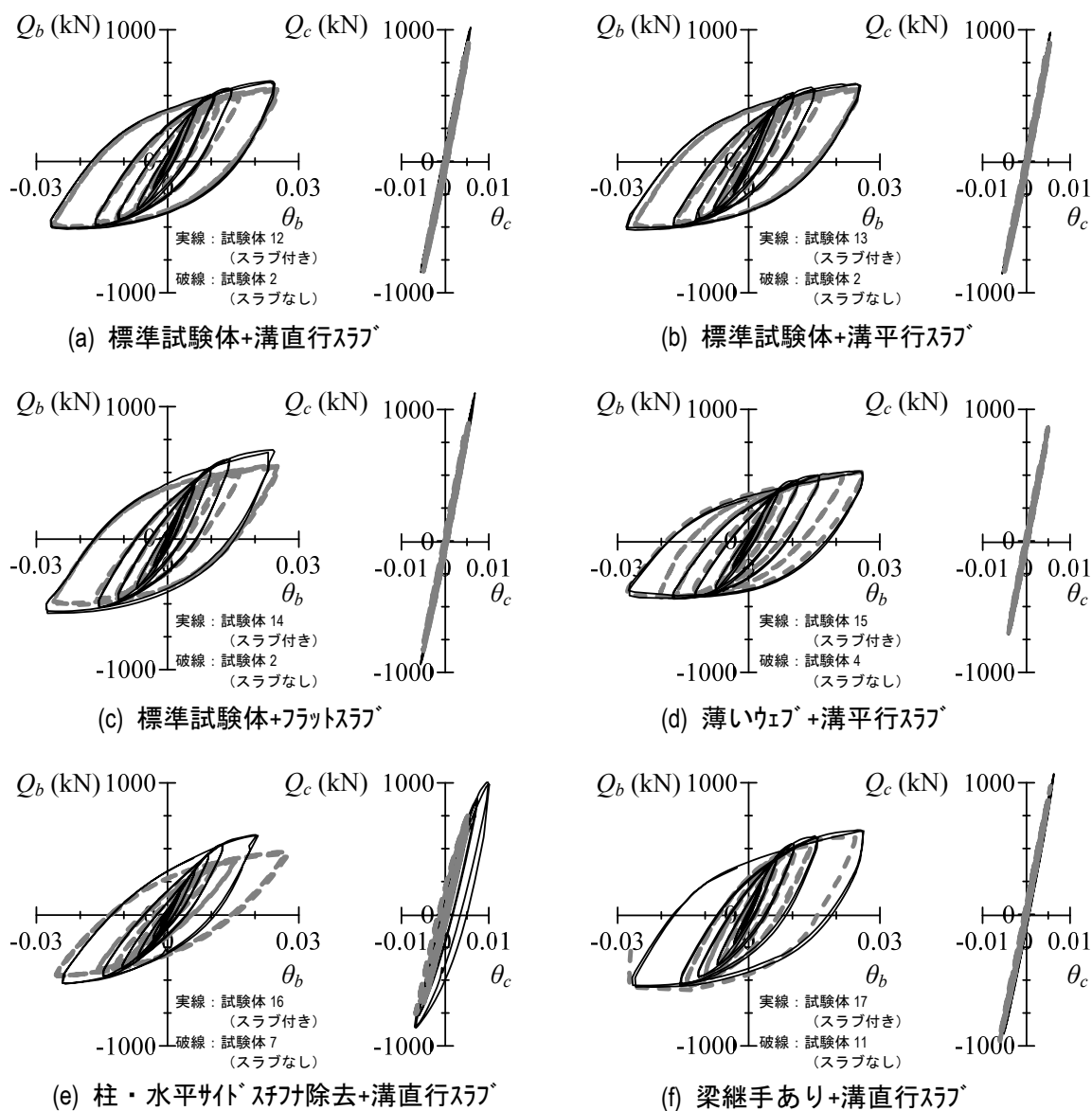


図 4.6 各試験体の梁と柱の履歴曲線 ($\theta=1/33$ までの漸増載荷)

表 4.6 各試験体の梁の初期勾配と最大耐力の実験値

試験体 名称	柱 初期 勾配 (kN/mm)	梁			試験体 名称	柱 初期 勾配 (kN/mm)	梁			
		初期 勾配 (kN/mm)	Q_b 最大値 (kN)	Q_b 最小値 (kN)			正載荷 初期勾配 (kN/mm)	負載荷 初期勾配 (kN/mm)	Q_b 最大値 (kN)	Q_b 最小値 (kN)
1	128	21.0	488	-470	12	129	26.9	22.6	611	-516
2	133	19.7	554	-507	13	133	27.5	22.3	590	-523
4	136	20.0	525	-435	14	136	27.5	22.1	672	-571
7	114	15.5	483	-469	15	136	23.8	21.2	530	-438
11	133	23.8	585	-575	16	118	22.6	19.0	604	-528
					17	140	28.1	23.5	641	-553

図 4.6e に示す柱・水平サイドスチフナを除去した試験体 16 は、スラブのない試験体 7 と比較して梁の初期勾配が正載荷時で 1.46 倍、負載荷時で 1.23 倍（表 4.6）であり、スラブの付与によって最も初期勾配が増加した。また、最大耐力は試験体 7 の正載荷時で 1.25 倍、負載荷時で 1.13 倍になり、最大耐力への影響も大きい。これは、スチフナを除去したことで梁初期勾配が小さい試験体 7 に対して、スラブの影響が他の試験体よりも相対的に大きかったためである。試験体 17 の Q_c - θ_c 関係は、 $\theta=1/33$ のサイクルで降伏による紡錘型の履歴形状となり、これに伴って θ_b が小さくなった。これは、スチフナを除去したことでスラブの付与によって、柱変形が他の試験体よりも大きかったためである。以上のように、スチフナを除去すると柱の損傷を促す可能性があるため、適切なスチフナ配置の検討が必要である。

図 4.6f に示す梁継手を有する試験体に溝直交スラブを取付けた試験体 14 は、スラブのない試験体 11 と比較して、梁の初期勾配が正載荷時で 1.18 倍、負載荷時で 0.99 倍（表 4.6）であり、スラブの付与による影響が最も小さい。また、最大耐力は試験体 11 の正載荷時で 1.10 倍、負載荷時で 0.96 倍になり、最大耐力への影響も大きい。これは、梁継手を設置したことで梁剛性の大きい試験体 11 に対してスラブの影響が他の試験体よりも相対的に小さいためである。

4. 4 漸増載荷における局所挙動

4. 4. 1 鉄骨梁に生じる歪の分析

各断面の歪分布をスラブの有無で比較することで、スラブが鉄骨梁の歪分布に及ぼす影響を分析する。図 4.7 に各試験体の鉄骨梁に生じた歪分布を示す。図中の実線はスラブが取付く試験体、太い破線はスラブの取付かない試験体である。

図 4.7 に示す標準試験体に溝直交スラブを取り付けた試験体 12 では、全ての断面に共通して、下フランジに生じる歪の大きさがスラブのない試験体 1 と同等であることが確認される。一般的に、合成梁の下フランジの歪は、スラブによって梁図心位置がスラブ側に移動するため、値が大きくなると認識されている。しかし、4.3.2 項で述べたように合成梁を有する部分架構は梁の変形量が小さいことと、断面性能が大きいことで外力に対する歪値が純鉄骨梁よりも小さくなることで、このような結果が生じたと思われる。ガセット端から 35mm の最も近傍の B3 断面では、スラブの有無に関わらず、前章（3.4.1 項）でも確認された下フランジでの歪集中によって平面保持が成り立たない。

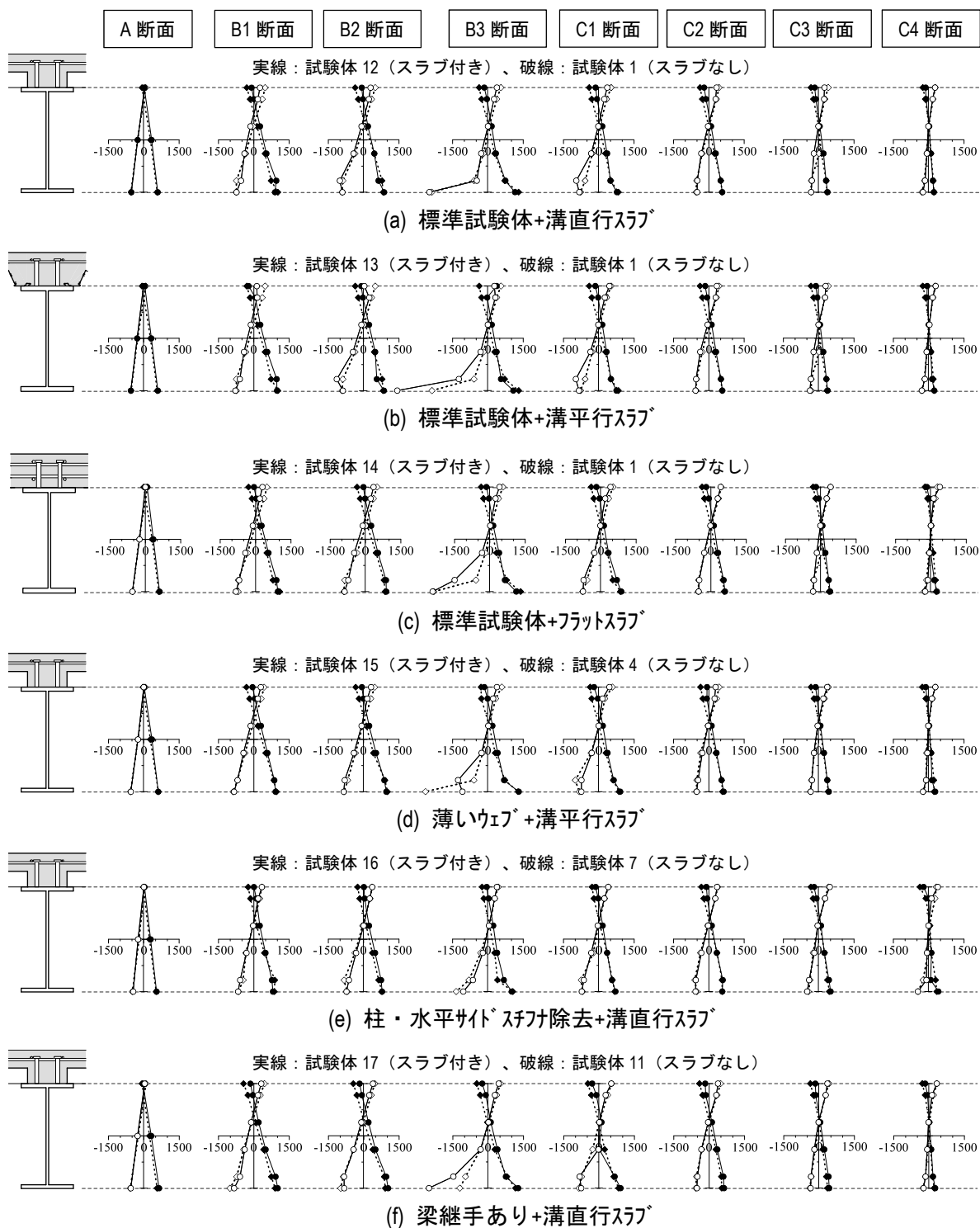


図 4.7 $\theta=\pm 1/200$ において各試験体の鉄骨梁に生じた歪分布 (歪は μ で表示)

図4.7bに示す標準試験体に溝平行スラブを取り付けた試験体13と図4.7cに示す標準試験体にフラットスラブを取り付けた試験体14では、B3断面のウェブで試験体12よりも大きな歪値をとるものの、両者の歪分布は試験体12とほぼ同じである。従って、本実験においてスラブ形状が梁の歪分布に与える影響は非常に少ないと言える。

図4.7dに示す梁ウェブの薄い試験体に溝平行スラブを取り付けた試験体15、図4.7eに示す柱・水平サイドスチフナを除去した試験体に溝直交スラブを取り付けた試験体16、図4.7fに示す梁継手を有する試験体に溝直交スラブを取り付けた試験体17では、いずれにおいても図4.7aで確認した下フランジの歪がスラブの有無に関わらず同等であることが確認される。

次に、標準試験体にスラブを取り付けた試験体12, 13, 14を対象にして、合成梁の歪分布を簡易な計算で再現できるかを確認する(図4.8)。ただし、計算値は、合成梁が平面を保持し、正・負荷荷でスラブ幅は全幅有効、スラブは等厚部のみ有効、C断面では鉄骨梁、ガセットプレートと水平サイドスチフナが断面を保持する、と仮定して算出した。

図4.8a-cより各試験体のA断面において、実験値と計算値は良い対応を示しており、設けた仮定に近い梁断面性能である。また、負曲げ時には、正荷荷時と同等のスラブ寄与があると言え、反曲点から比較的近い断面であることからスラブの損傷が軽微であったためと考えられる。B1とB2断面では、正荷荷時での実験値が計算値と比較して概ね対応する。一方、負荷荷時には、実験値が計算値よりも大きな曲率を有しており、スラブの寄与が小さくなっている。ガセット端部から最も近いB3断面では下フランジの歪集中、C

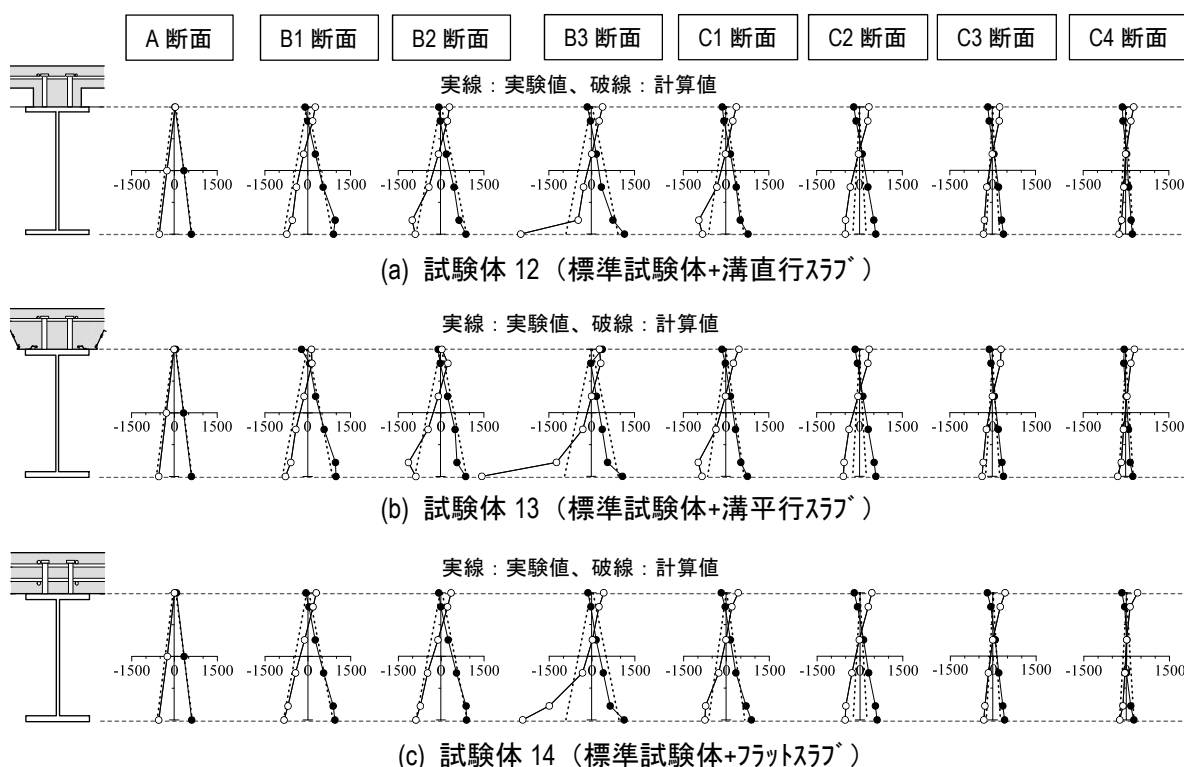


図4.8 $\theta = \pm 1/200$ において各試験体の鉄骨梁に生じた歪分布 (歪は μ で表示)

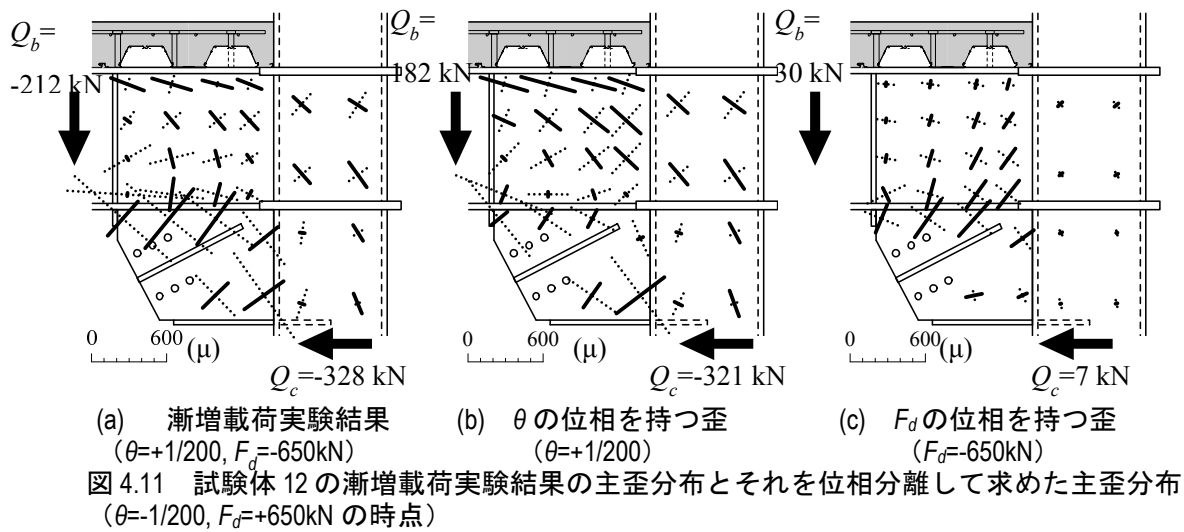
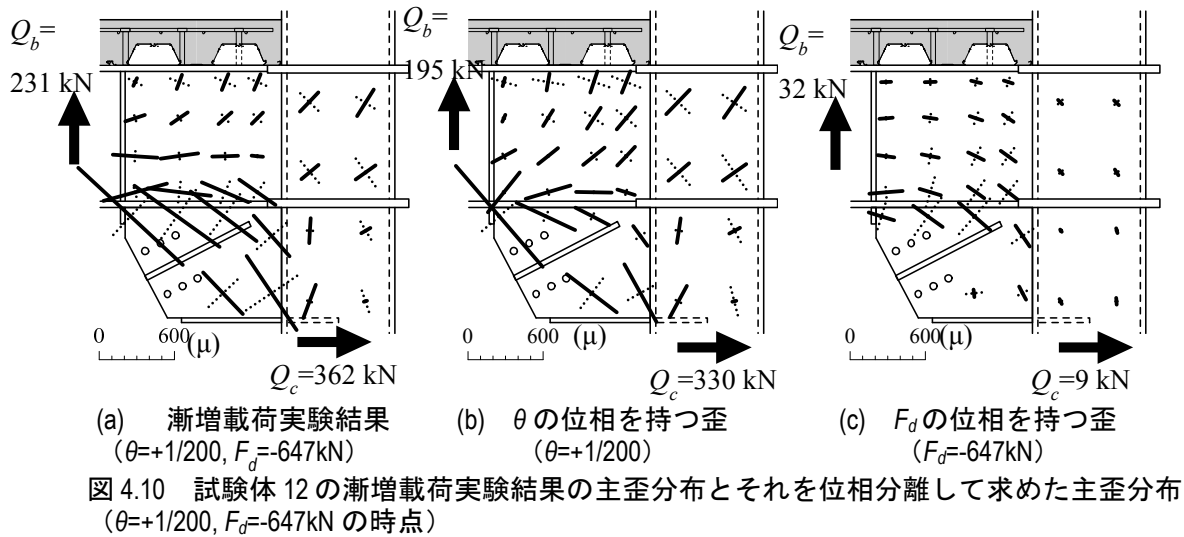
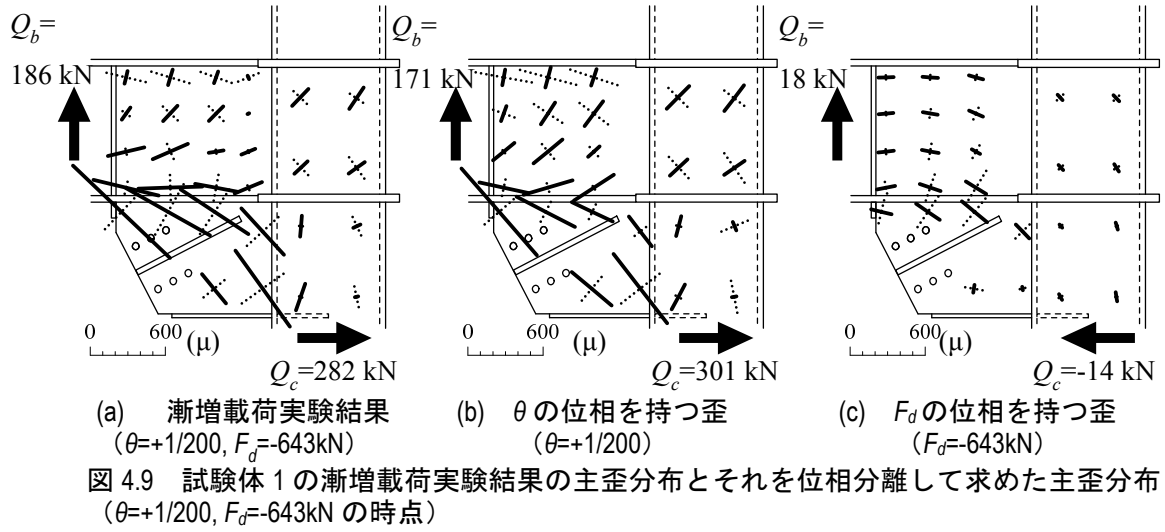
断面では鋼梁とガセットプレートの平面が保持しないため（3.4.1 項）、これらの断面は実験値と計算値が合わない。

4. 4. 2 位相分離法を用いた接合部周辺の歪の分析

ここでは、2 章や 3 章で用いた位相分離法を用いて、 θ と F_d が接合部周辺の歪の挙動に及ぼす影響を分析する。スラブ付き試験体では、 θ の正負で場合分けをし、正載荷時と負載荷時で個々に求めた。まず、標準試験体について述べる。実験値の主歪と各位相の主歪分布について、図 4.9 にスラブのない試験体 1、図 4.10 と 4.11 に溝直交スラブの取付く試験体 12 の正載荷時と負載荷時をそれぞれ示す。なお、図中の Q_b と Q_c は、歪値と同様に θ と F_d の位相に分離した値である。

図 4.9~11 より、スラブの付与が主歪の方向に与える影響はほぼないと言える。主歪の大きさは、試験体 12 の正載荷時において、中立軸位置が上フランジ側に移動したことで、上フランジ付近の梁ウェブが試験体 1 のものよりも小さい。これを除けば、試験体 12 の主歪は試験体 1 に対して、正載荷時に 1.1~1.2 倍程度大きく、負載荷時にはほぼ同等であった。これらは、スラブの付与によって架構の初期剛性が上昇したことで、作用する外力が増加したためと考えられる。試験体 12 の正載荷時での θ の位相によって生じる歪（図 4.10b）についても、上記のように外力が大きくなったことによって生じる歪が大きくなる。 F_d の位相によって生じる歪（図 4.10c）については、同一層間変形角での F_d はスラブの有無によらずほぼ同等の値であるが、 F_d の位相によって生じるガセットプレートの主歪はスラブによって 1.3 倍程度になる。これは、スラブが取付くと軸力によって曲げが生じ、これによって実験結果の Q_b に対する F_d の位相が大きくなったためである。なお、 Q_b に対する λ_F の値は、スラブの付与によって正載荷時に 1.8 倍、負載荷時に 1.7 倍となった。また、 λ_θ は前述のごとく梁変形が小さくなるため正・負載荷で 1.1 倍と比較的少ない増大である。ただし、実験結果に対する θ の位相は F_d のものよりも大きく、例えば G1 の最大主歪では 5 倍の大きさである。そのため、 θ の位相に基づいた設計を行う必要があると考えられる。

続いて、柱・水平サイドスチフナを除去した試験体について述べる。図 4.12 にスラブのない試験体 7、図 4.13 と 4.14 に溝直交スラブの取付く試験体 16 の正載荷時と負載荷時をそれぞれ示す。3 章でも述べたように、柱・水平サイドスチフナを除去するとガセットプレートの主歪が小さくなり、柱とパネルの主歪は大きくなる。この傾向は試験体 16 と試験体 12 を比較しても確認され、 θ の位相をもつ歪で顕著に現れる。また、スラブの付与によって主歪が大きくなることも試験体 7 との比較で確認される。従って、4.3.2 項でも確認されたように試験体 16 では柱が降伏した。



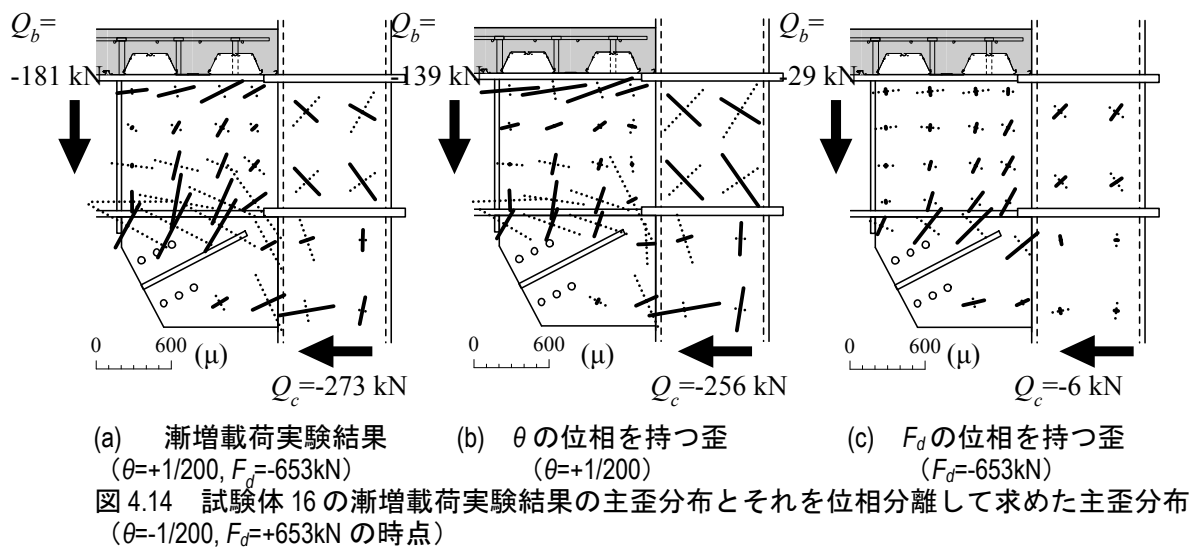
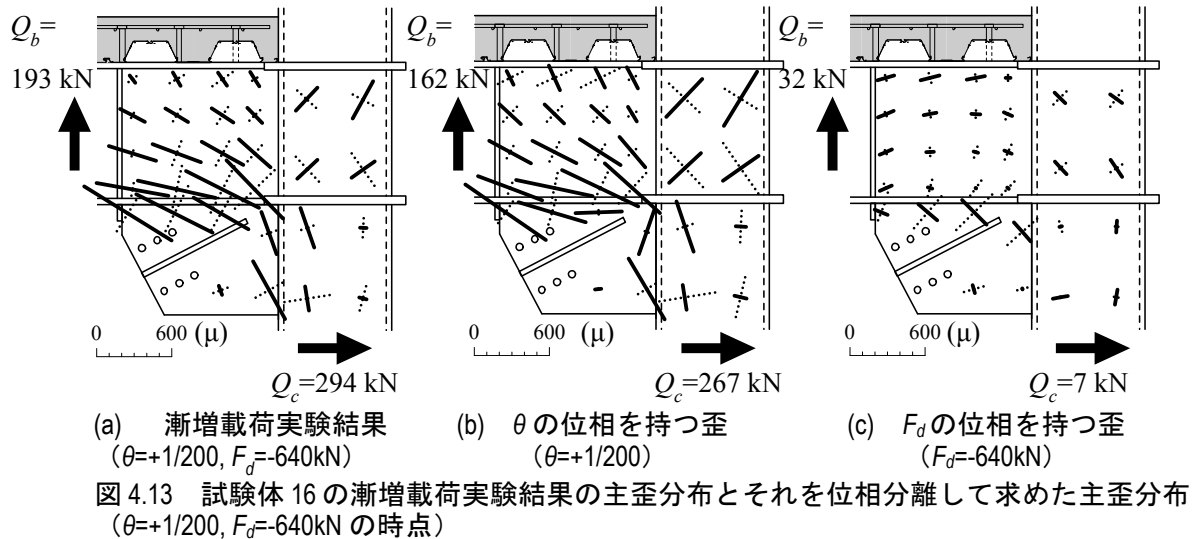
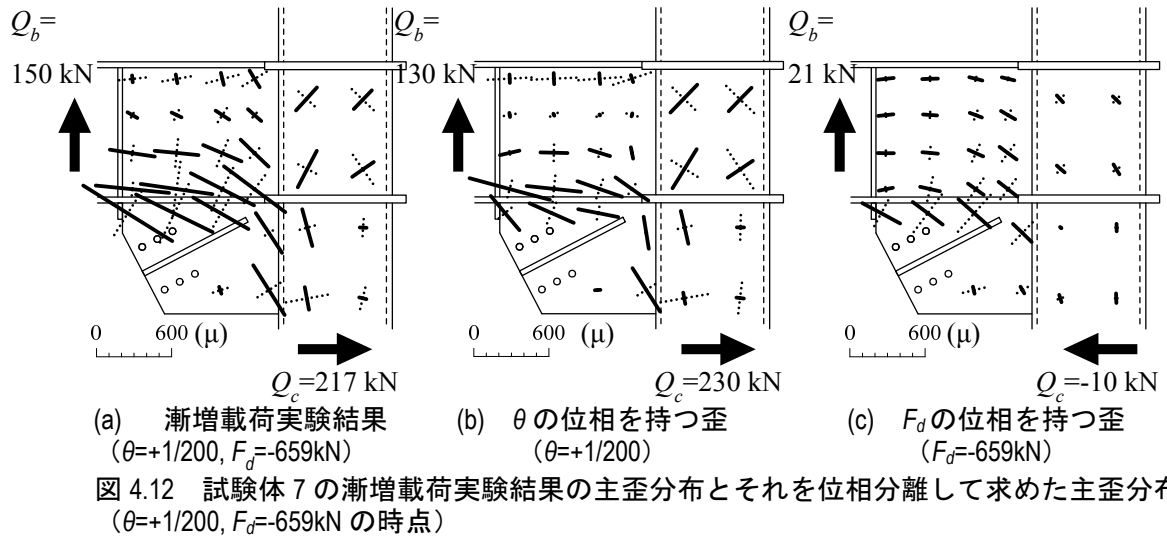


図4.9, 4.10, 4.11の作成に用いた $\lambda_\theta, \lambda_F$ 値と各ステップ i の θ_i と F_{di} を式(3.4) (3.4.2項)に代入し、ガセットプレートゲージ位置G1の歪 $G1-\varepsilon_0, \varepsilon_{45}, \varepsilon_{90}$ 、G3の歪 $G3-\varepsilon_{45}$ の時刻歴の推定値を求めた結果、実験値と良好であることを確認している。図4.15に、各歪および θ_i と F_{di} の寄与分の推定値をプロットした。試験体1, 12共に $G1-\varepsilon_{45}$ の値が最大でかつ θ_i の寄与が殆どである。 $G1-\varepsilon_0$ と $G3-\varepsilon_{45}$ の値はその半分ほどだが、それらへの F_{di} の寄与率は F_{di} の寄与率と同等であり、比較的大きい。

スラブの有無で比較すると、スラブ付きの試験体12では、スラブのない試験体1よりも、 $\lambda_\theta \theta$ の値が1.1倍程度であり、スラブの付与によって架構と梁の耐力が増大した分大きくなることが確認される。また、 $\lambda_F F_d$ は、前述のごとく Q_b に対する F_d の寄与の増大によって、各計測点で大きくなり、特に $G1-\varepsilon_{45}$ ではその傾向が大きく正載荷で1.7倍、負載荷で2.7倍となった。このように、スラブの付与による梁せん断力の増大を考慮すれば、ガセットプレート歪値をスラブのない架構から予測できると考えられる。詳細は今後の検討とする。

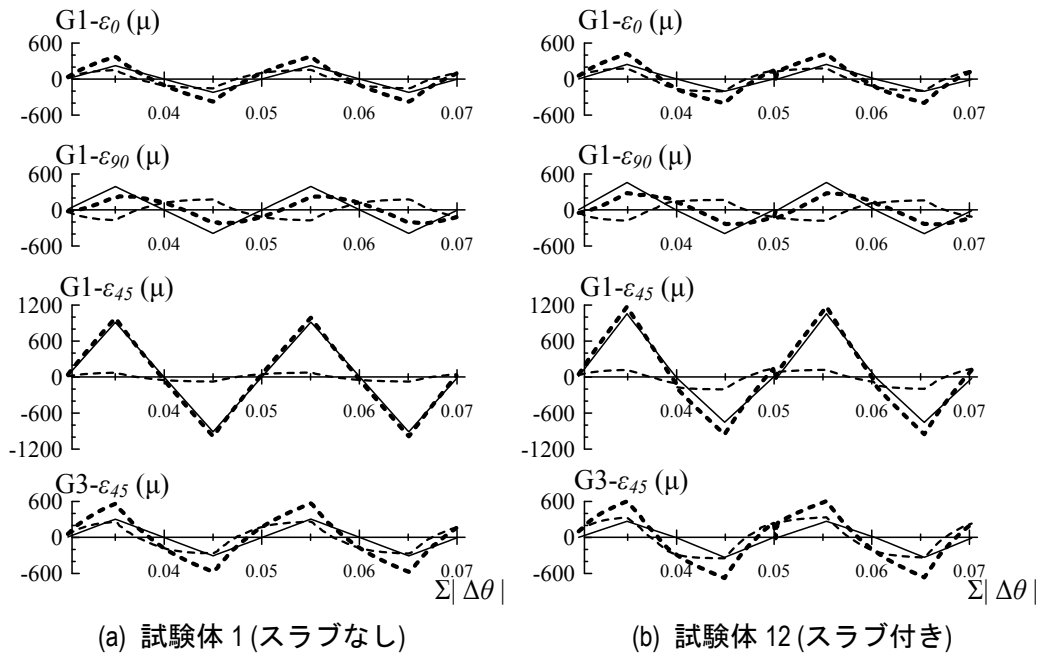


図4.15 歪の位相分離により得た $\lambda_F, \lambda_\theta$ と評価した各位相の歪やその和となる歪の時刻歴 (— $\lambda_\theta \theta$ --- $\lambda_F F_d$ - · - $\lambda_F F_d + \lambda_\theta \theta$)

4. 5 定振幅载荷における累積損傷および破壊性状

4. 5. 1 累積損傷とエネルギー吸収

全試験体の正・負荷荷における架構耐力 $|Q_f|$ の推移を図 4.16 に示す。スラブの付与による影響を比較するために、試験体 4 の $\theta=\pm 1/40$ のサイクルは除外する。表 4.7 は、 $\theta=\pm 1/33$ の 2 サイクル目、 $|Q_f|$ が負荷荷最大値の 50% になる（以後、破壊状態）サイクルまでの梁のエネルギー吸収量を示す。以後は、断りの無い場合 $\theta=\pm 1/33$ の载荷を意味し、サイクル数に漸増振幅载荷は含まないものとする。

試験体 12（図 4.16a）は、 $\theta=\pm 1/33$ の载荷の 31 サイクルで破壊状態に至った。また、 $\theta=-1/33$ の 1 サイクルにおいて、コンクリートスラブはデッキプレートから剥離し、载荷の進行とともに剥離の範囲も広がった。負荷荷では、局部座屈によって $|Q_f|$ の低下が著しく、スラブの試験体 2 と同様な耐力劣化を示す。試験体 12 の梁のエネルギー吸収量は、試験体 2 に対して、 $\theta=\pm 1/33$ の 2 サイクル目まででは 1.13 倍ほどであり、破壊状態までではサイクル数が少ないため 0.75 倍となる。正荷荷と負荷荷のエネルギー吸収量は、 $\theta=\pm 1/33$ の 2 サイクル目まででは正荷荷の 1 サイクル目の振幅が小さいため、負荷荷の値の方が 1.16 と大きい。また、破壊状態まででは同等の値である。

試験体 13（図 4.16b）は、 $\theta=\pm 1/33$ の载荷の 46 サイクルで破壊状態に至った。試験体 12 で確認されたコンクリートスラブとデッキプレートの剥離は、確認されなかった。そのため、試験体 13 は試験体 12 よりも破壊状態までのサイクル数が多いと考えられる。負荷荷での耐力劣化は試験体 2, 12 と同様である。試験体 13 の梁のエネルギー吸収量は、 $\theta=\pm 1/33$ の 2 サイクル目まででは試験体 12 と同様であり、デッキプレートの方向による影響はほぼない。破壊状態までのエネルギー吸収量は、試験体 2 と同等であり、スラブの影響は少なかった。

試験体 14（図 4.16c）は、 $\theta=\pm 1/33$ の载荷の 13 サイクルで破壊状態に至り、試験体 12 で確認されたコンクリートスラブとデッキプレートの剥離が確認された。試験体 14 は、試験体 12 と 13 に対し、負荷荷時で大きな耐力を発揮し（4.3.1 項）、負荷荷での 1 サイクルあたりの勾配は同等である。試験体 14 の梁のエネルギー吸収量は、 $\theta=\pm 1/33$ の 2 サイクル目まででは試験体 12, 13 と同様であり、本実験で扱うスラブ形状による影響はほぼない。試験体 14 の破壊性状は試験体 12, 13 と異なるため（後述）、破壊状態までのエネルギー吸収量は、試験体 12, 13 よりも小さい。

試験体 15（図 4.16d）は、 $\theta=\pm 1/33$ の载荷の 27 サイクルで破壊状態に至り、試験体 12 で確認されたコンクリートスラブとデッキプレートの剥離が確認された。試験体 14 の耐力劣化は正荷荷と負荷荷ともに試験体 4 と同様である。試験体 14 の梁のエネルギー吸収量は、

$\theta=\pm 1/33$ の2サイクル目まででは試験体12と同様であり、梁ウェブの厚さによる影響はほぼない。また、破壊状態まででは、試験体12の0.72倍と低く（表4.7）、主な原因は大きな幅厚比と局部座屈と考えられる。

試験体16（図4.16e）は、 $\theta=\pm 1/33$ の载荷の61サイクルで破壊状態に至り、スラブが取付く試験体の中も最もサイクル数が多い。試験体16の耐力劣化は、試験体12と比較して、勾配が小さい。これは、スチフナを除去したことで層間変形角 θ に対する梁変形が小さくなったことで、負荷荷時に生じる局部座屈が他の試験体よりも小さかったためと考えられる。試験体7と比較すると、試験体16の負荷荷時の劣化挙動は緩やかである。これは、試験体16の柱が降伏にしたことで梁の変形が小さい（4.3.2項）ことに、梁の局部座屈の進展が少なかったためと考えられる。また、 $\theta=+1/33\text{rad}$ の1サイクル目にガセット端部と柱との溶接部に亀裂が生じ、载荷の進行に伴う進展は僅かであった。試験体16の梁のエネルギー吸収量は、 $\theta=\pm 1/33$ の2サイクル目まででは試験体7の0.94倍であり、スラブの付与によって耐力が上昇したことよりも、梁変形が小さくなった影響が大きい。

試験体17（図4.16f）は、 $\theta=\pm 1/33$ の载荷の3サイクルで破壊状態に至り、スラブが取付く試験体の中も最もサイクル数が少ない。これは、ガセットプレートと鉛直サイドスチフナの溶接部に亀裂が生じたためであり、詳細は次節で後述する。試験体17の梁のエネルギー吸収量は、 $\theta=\pm 1/33$ の2サイクル目まででは試験体12の1.12倍とやや大きい。

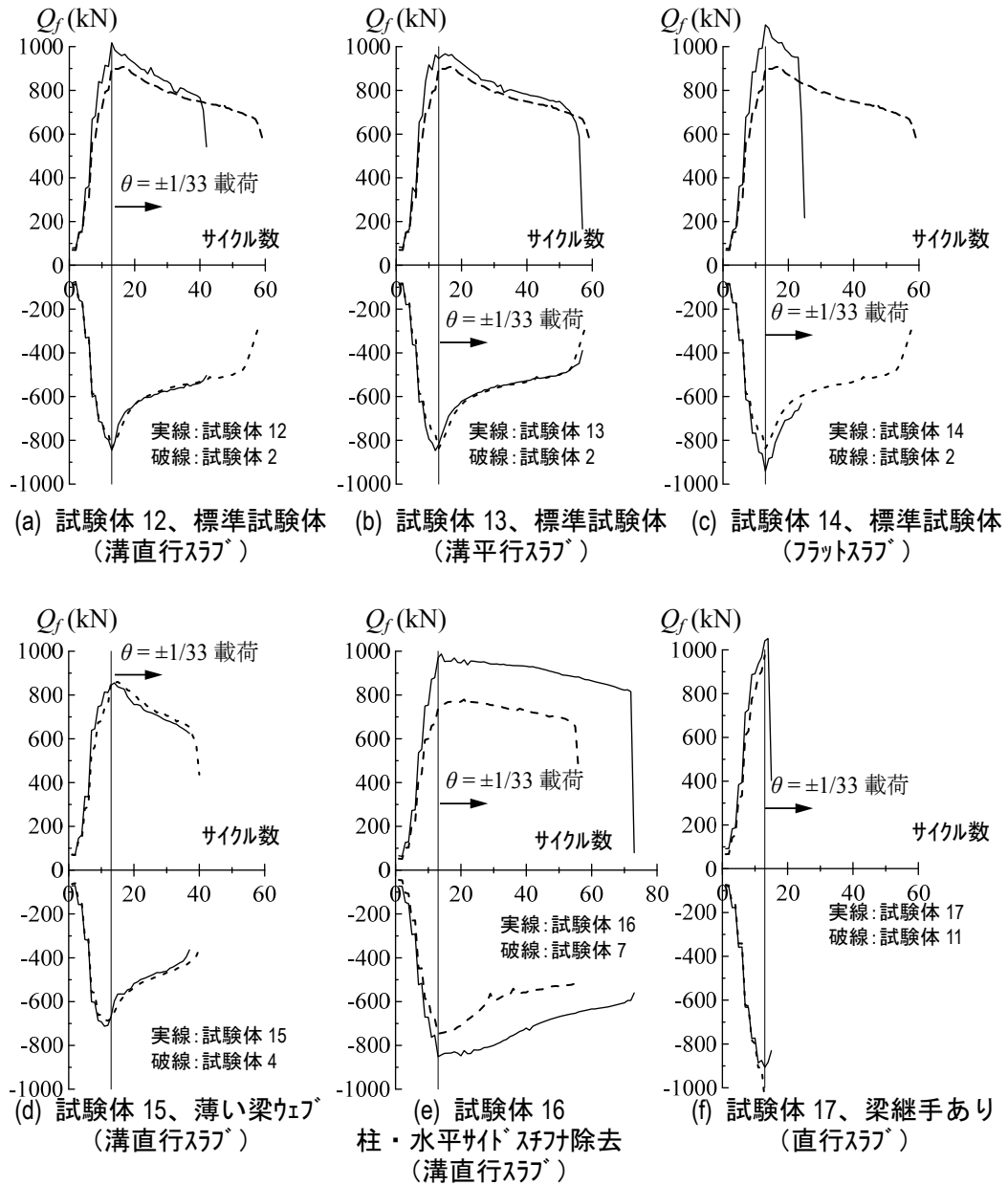


図 4.16 耐力低下推移

表 4.7 梁のエネルギー吸収量

試験体 名称	$\Sigma E_i^{(c)}$ (kN・m)	$\Sigma E_i^{(c)}$ (kN・m)	破壊状態 までの サイクル数	試験体 名称	$\Sigma E_i^{(i)}$ (kN・m)			$\Sigma E_i^{(c)}$ (kN・m)			破壊状態 までの サイクル数
					正負の 合計	正載荷時	負載荷時	正負の 合計	正載荷時	負載荷時	
2	195	2603	47	12	220	102	118	1964	991	972	31
				13	225	106	119	2672	1368	1304	46
				14	218	101	117	867	432	435	13
4	171	1633	30	15	218	100	118	1413	693	720	27
7	143	2093	45	16	135	61	74	2719	1376	1343	61
11	110	110	1	17	247	117	130	316	152	164	3

※ (i)は $\theta=\pm 1/33\text{rad}$.2サイクル目まで、(c)は $|Q_f|$ が最大耐力の50%になるサイクルまでの値。ただし、試験体11のみ $\theta=\pm 1/33\text{rad}$.1サイクル目までの値。破壊状態までのサイクル数は、定振幅載荷のサイクル数。

4. 5. 2 歪分布と破壊性状

図 4.17 に試験体 12, 14, 17 の $\theta=1/50$ での主歪分布を示す。試験体 14 と 17 の $\theta=+1/50$ でのガセットプレートの主歪は、試験体 12 のものよりも大きく、G1 で顕著である。フラットスラブが取付く試験体 14 (図 4.17b) と梁継手と溝直交スラブが取付く試験体 11 (図 4.17d) では、 $\theta=\pm 1/50$ 以降の G1 付近の歪集中が顕著であり、この近傍の鉛直サイドスチフナとガセットプレートの溶接部が剥離した。さらに、試験体 14 は試験体 17 よりも高い耐力を有する (表 4.7) が、主歪の値は試験体 17 の方が大きい。これは、3.5.2 でも述べたように、梁継手によって塑性域がガセットプレートに進行したためと考えられ、このために試験体 15 よりも少ないサイクル数で亀裂が生じたと思われる (表 4.7)。この現象は、梁継手がガセットプレートと近接していたために生じたと考えられ (図 4.17c)、梁継手の配置などについても今後検討が必要と思われる。

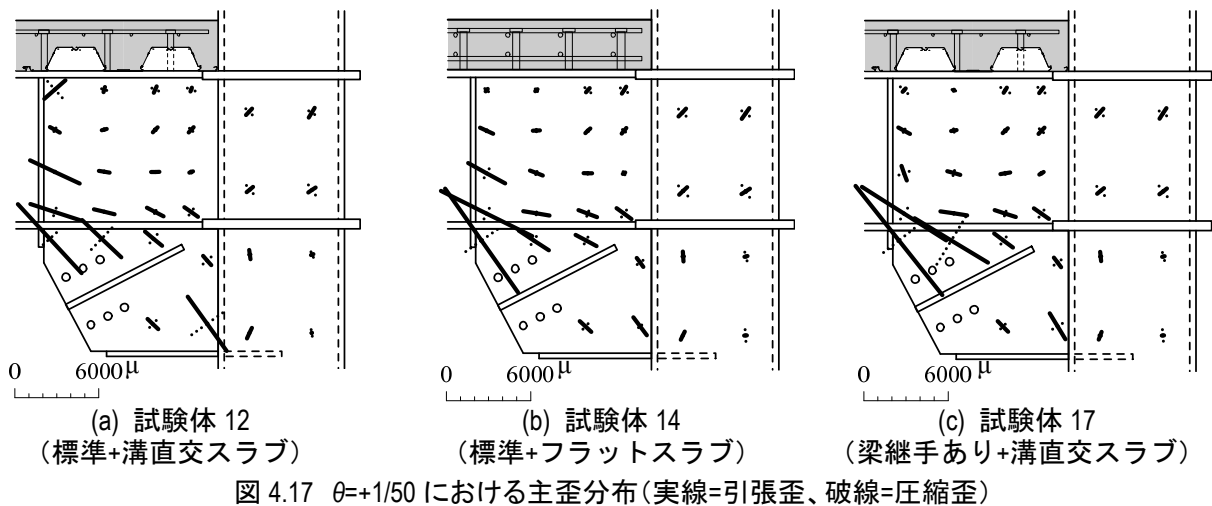


図 4.18 と表 4.8 に各試験体の破壊性状と概要を示す。破壊性状の定義は 3.5.2 項で示したものと同一である。

試験体 12, 13, 16 は破壊性状 B (図 4.18a) であり、試験体 15 は破壊性状 C (図 4.18b) である。本実験の梁には、正載荷で正曲げと引張力、負載荷時に負曲げと圧縮力が作用するため、多くの試験体がこの破壊性状に該当する。

試験体 14 と 17 は破壊性状 E (図 4.18c) である。ガセットプレートと鉛直サイドスチフナとの溶接部から剥離がおき、梁下フランジとの溶接部まで進行し、その亀裂先端から梁下フランジの脆性破壊がおきた。これは、摩擦ダンパー力を与えた試験体 3 と梁継手を設けた試験体 11 であり、原因は 4.3.2 項で述べた架構耐力上昇による接合部の高い応力、部分溶け込み溶接部の亀裂進行による応力集中と思われる。

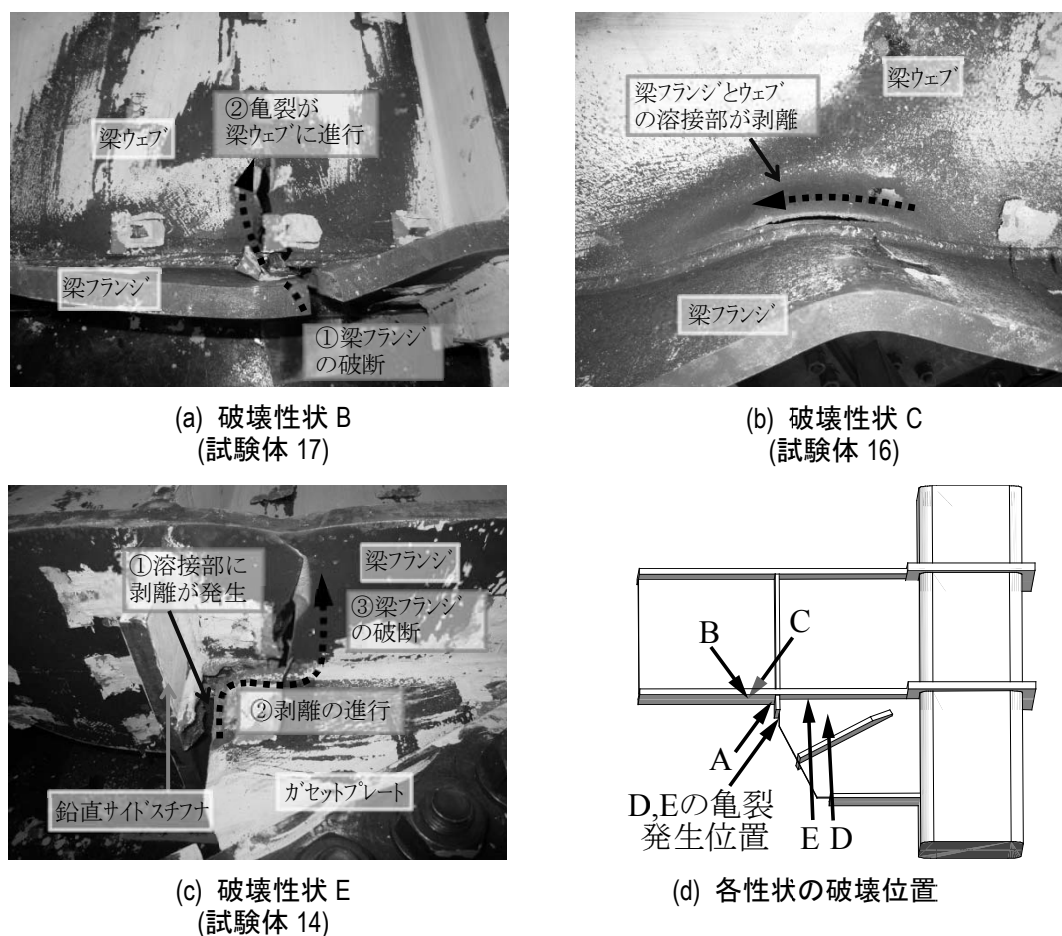


図 4.18 試験体破壊性状

表 4.8 破壊性状概要

破壊性状	概要	該当試験体
A	鉛直サイドスチフナと梁の溶接余盛りに沿って下フランジが破断する.	7
B	破壊性状 A よりも 梁ピン側に移動した位置で下フランジが破断する.	4, 12, 13, 16
C	梁下フランジとウェブの溶接部が剥離する.	2, 15
D	ガセットプレートに亀裂が生じる.	該当なし
E	ガセットプレートが取付く 梁断面の下フランジが破断する.	11, 14, 17
F	梁端下フランジと柱の溶接余盛りに沿って梁下フランジが破断する.	該当なし

4.6 まとめ

3章で提案した位相の異なる層間変形とダンパー力を模擬した載荷法をスラブが取付く実大部分架構6体の実験に適用した。スラブが制振架構に与える影響を検討するため、架構と接合部の構成要素をパラメータとした部分架構にスラブを付与し、漸増・定振幅載荷実験を行なった。以下に要約する。

(1) スラブが取付く部分架構は、架構および梁としての初期勾配と最大耐力が上昇する。さらに、層間変形角に対する梁変形角が減少し、柱の変形角が大きくなることが確認された。

(2) 標準試験体に溝直交スラブが取付く部分架構は、スラブの取付かない部分架構に比べ、架構としての初期勾配、最大耐力が正載荷時で約1.2, 1.1倍となり、負載荷時で1.1, 1.0倍となった。スラブに引張が作用する場合においても、コンクリートの引張強度以下であればスラブは有効であると考えられる。定振幅載荷では、スラブとデッキプレートとの剥離が発生し、スラブのない部分架構と比較して、破断までのサイクル数は少なく、梁のエネルギー吸収量は0.75倍となった。

(3) 標準試験体に溝平行スラブを取付けた部分架構は、溝直行スラブを取付けた部分架構と同等の初期勾配と最大耐力を有した。ただし、破断までのサイクル数は、スラブとデッキプレートとの剥離が発生しなかったために、溝直行スラブよりも多かった。

(4) 標準試験体にフラットスラブを取付けた部分架構は、溝直行スラブを取付けた部分架構と同等の初期勾配を有した。ただし、最大耐力はスラブのない部分架構の1.2倍であり、他のスラブ形状よりも高い。スタッド本数が多い、かつスラブが厚いことで、スタッドのスラブの損傷が小さいためと考えられる。大きな耐力を有したことで、鉛直サイドスチフナとガセットプレートとの溶接部に亀裂が生じ、それが進展して少ないサイクル数で破壊状態に至った。

(5) 梁ウェブの薄い部分架構は、スラブの付与によって初期勾配の上昇は確認されたが、 $\theta=\pm 1/33$ のサイクルでスラブのない部分架構と同等な履歴曲線となり、スラブの付与による影響が確認されなかった。

(6) 柱・水平サイドスチフナを除去した部分架構は、スラブの付与による初期勾配と最大耐力の上昇が最も大きかった。これに伴う梁の変形角の減少によって破断までのサイクル数は他の試験体よりも大きくなった。一方で、柱の変形角とせん断力が上昇したことで、柱の降伏が確認され、適切なスチフナ配置の検討が必要である。

(7) 梁継手を有する部分架構は、鉄骨梁断面が部分的に大きいため、スラブの付与による初期勾配と最大耐力の上昇が最も大きかった。また、高い耐力を有したことで鉄骨梁塑性後でガセットプレートの主歪値が増大し、鉛直サイドスチフナとガセットプレートとの溶接部に亀裂が生じ、少ないサイクル数で破壊状態に至った。

(8) 位相分離によって求めたスラブが取付く部分架構の層間変形による歪は、スラブの

付与によって架構にかかる力が増えることで、スラブの取り付けがない部分架構よりも大きい。一方、ダンパー力による歪は、同一層間変形でダンパー力はスラブの有無で変化しないため、スラブ有無による差異はほぼない。

参考文献

- 1) 笠井和彦, 引野剛, 伊藤浩司, 大木洋二, 元結正次郎, 加藤史人, 馬場勇輝: 実験の全体概要および非制振状態での応答性状, 3次元震動台による実大5層制振鋼構造建物の実験研究 その1, 日本建築学会構造系論文集 第663号, pp.997-1006, 2011.5
- 2) 笠井和彦, 馬場勇輝, 西澤恵二, 引野剛, 伊藤浩資, 大木洋司, 元結正次郎: 鋼材ダンパーを有する試験体の実験結果 3次元震動台による実大5層制振鋼構造建物の実験研究 その2, 日本建築学会構造系論文集, 673号, pp.499-508, 2012.3
- 3) 笠井和彦, 馬場勇輝, 伊藤浩資, 所健, 引野剛, 大木洋司, 村井亮平: 粘弾性ダンパーをもつ実大5層鉄骨建物の3次元震動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 676号, pp.985-994, 2012.6
- 4) 笠井和彦, 山際創, 馬場勇輝, 伊藤浩資, 引野剛, 大木洋司: オイルダンパーをもつ実大5層鉄骨建物の3次元震動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 693号, pp.1999-2008, 2013.11
- 5) 笠井和彦, 山際創, 西島正人, 馬場勇輝, 伊藤浩資, 引野剛, 大木洋司: 粘性ダンパーをもつ実大5層鉄骨建物の3次元震動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 693号, pp.47-56, 2014.1
- 6) 日本建築学会: 鋼構造制振造設計指針・同解説, 2014
- 7) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 2010

付録 4A 有効幅の算出

ここでは、合成梁の平面保持を仮定して、実験から有効幅を算出する。図 A1 には、位相分離によって求めた主架構挙動成分の歪分布の概要を示す。部分架構実験において、主架構挙動成分は、曲げ歪と軸歪による歪の複合で表される。位相分離から得られる主架構挙動の曲率 $\varphi_F^{(i)}$ 、鉄骨梁図心の歪 $\varepsilon_F^{(i)}$ 、梁軸力 $N_F^{(i)}$ を既知として、2 つの歪成分を分離する方法を以下に示す。

主架構挙動の曲げ歪成分は $\varphi_F^{(i)}$ と合成梁の図心位置 e 、軸歪成分は鉄骨梁に一樣に分布する歪 $\varepsilon_a^{(i)}$ が求まることで各歪分布を描くことができる。ここで、 e 、 $\varepsilon_a^{(i)}$ 、スラブ断面積 A_c/n は次式で表せる。

$$e = \frac{A_c/n}{A_c/n + A_s} \cdot y_c, \quad \varepsilon_{Fa}^{(i)} = \frac{N_F^{(i)}}{E(A_s + A_c/n)}, \quad A_c/n = B \cdot t/n \quad (\text{A1a-c})$$

ここで、 B はスラブ有効幅、 t はスラブ厚、 n はコンクリートに対する鋼材のヤング係数比である。また、これらによって $\varepsilon_F^{(i)}$ は次式で表される。

$$\varepsilon_F^{(i)} = e \cdot \varphi_F^{(i)} + \varepsilon_{Fa}^{(i)} = e \cdot \varphi_F^{(i)} + \frac{N_F^{(i)}}{E(A_s + A_c/n)} \quad (\text{A2})$$

式(A2)に式(A1a)を代入すると、スラブの断面積 A_c/n を求めることができる。

$$A_c/n = \frac{N_F^{(i)} - \varepsilon_F^{(i)} \cdot EA_s}{E(\varepsilon_F^{(i)} - \varphi_F^{(i)} \cdot y_c)} \quad (\text{A3})$$

式(A3)から A_c/n を求めることができれば、式(A1a-c)にこれを代入して、合成梁図心位置 e 、軸歪 $\varepsilon_a^{(i)}$ 、スラブ有効幅 B を求めることができ、主架構挙動による曲げ歪と軸歪が求まる。

式(A3)から算出した A_c/n と式(A1a, c) から、 $e=103\text{mm}$ 、スラブの有効幅 $B=574\text{mm}$ となる。有効幅 B は全幅 (1050mm) の半分程度であり、平面保持を仮定して算出される断面二次モーメントは鉄骨梁の 1.86 倍となる。

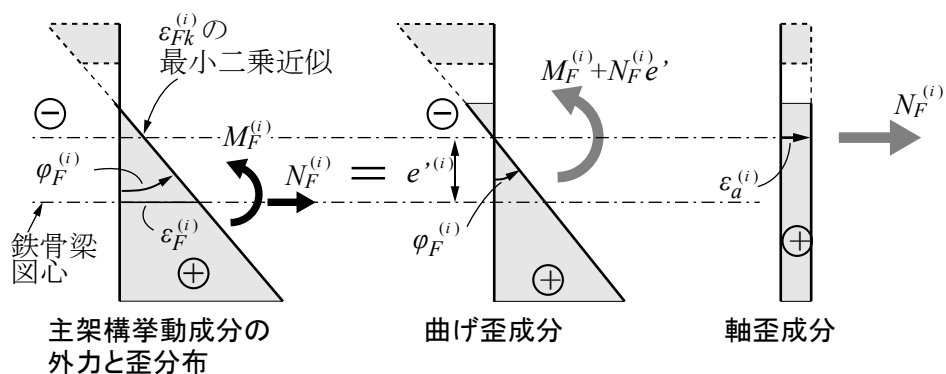


図 A1 主架構挙動成分によって合成梁に作用する歪分布とその曲げ歪成分と軸歪成分

前述の方法で求めた試験体 1（スラブなし）と 12（スラブ付き）の A 断面の各歪分布を図 A2 に示す。合成梁は、鉄骨梁よりも断面 2 次モーメントと断面積が大きいいため、断面に生じる歪が抑えられる。そのため、試験体 12 の主架構挙動の軸歪とダンパー挙動成分による歪分布での合成梁図心に生じる歪は、試験体 1 のものらと比較して、それぞれ 0.83、0.76 倍となる。また、梁軸力によって試験体 12 では梁軸力による曲率が生じるため、実験値の試験体 12 曲率は試験体 1 の 0.89 倍とやや低い程度である。

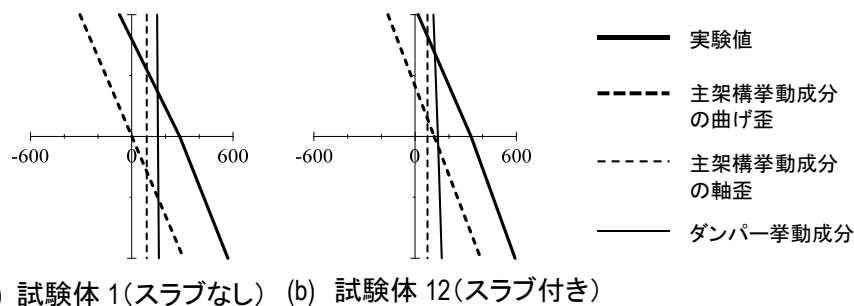


図 A2 試験体 1(スラブなし)と試験体 12(スラブ付き)における実験値と各成分の歪分布

付録 4B スラブの有無による歪挙動の考察

4.4.1 項において、スラブの有無で歪分布が類似している。歪分布が類似するということは、「鉄骨梁の図心位置の歪」と「梁に作用する曲率」がスラブの有無でほぼ同等であったと言える。以下に 2 つの原因を $\theta=+1/200$ 時の試験体 1（スラブなし）と試験体 12（スラブ付き）を例にして定性的な傾向を述べる。

まず、「鉄骨梁の図心位置の歪」は、試験体 1（スラブなし）の場合では梁軸力を鉄骨梁のみで負担することから、鉄骨梁図心に比較的大きい歪が生じる。一方、試験体 12（スラブ付き）ではスラブによる図心位置の上昇と試験体 1 よりも 1.08 倍大きい梁軸力によって大きくなる。以上より、試験体 12 の図心位置に作用する歪値は、試験体 1 の 1.17 倍程度であり、やや大きい程度であった。

続いて、「梁に作用する曲率」は、鉄骨梁では曲げを鉄骨梁のみで負担することから曲率が大きくなる傾向にある。一方、試験体 12 では同一層間変形角で梁せん断力が 1.2 倍程大きいことや梁軸力による曲げによって作用する曲げが大きくなりますが、大きな断面 2 次モーメントによって曲率が抑えられる。以上より、試験体 12 の梁に作用する曲率は、試験体 1 の 0.89 倍であり、やや低い程度であった。

以上のように、スラブの有無で鉄骨梁図心と曲率に顕著な違いが生じなかったため、両者の歪分布が類似した。

第5章 簡易モデルによる部分架構の解析

5.1 はじめに	93
5.2 解析概要	94
5.2.1 対象試験体とモデル化概要	
5.2.2 各定数の設定	
5.2.3 各部材の変形角	
5.3 解析結果の精度検証と考察	101
5.3.1 全体挙動	
5.3.2 ダンパー・梁・柱・パネルの部材挙動	
5.3.3 材長方向の鉄骨梁とスラブにかかる力の分布	
5.3.4 梁歪の分析	
5.3.5 ガセットプレートモデル化に関する注釈	
5.4 まとめ	112
参考文献	

5.1 はじめに

3章と4章では、制振構造の主架構を対象に、多数の支配要因が接合部周辺の歪分布や損傷形式、および部分架構の剛性・耐力に及ぼす影響を実験により明らかにした。本章では、実験結果を再現できる解析モデルを作成し、制振構造主架構の挙動を分析する。

ガセットプレートが取付く接合部の解析的検討は、笠井ら¹⁾のガセットプレートの半分の長さを剛域としたモデルや、吉敷ら²⁾と元結ら³⁻⁵⁾のガセットプレートをストラッド材で再現するモデルが挙げられる。特に前者は、弾性時を対象にして梁の剛性と、任意の外力に対する梁・ガセットプレートの応力が実験と解析で良く対応することが示されている。しかし、これらの研究は、ダンパー力とそれによる梁軸力を含めた主架構挙動、架構の弾塑性性状に関する見解が欠けている。

本論文では、吉敷らと元結らが提案したように、ガセットプレートをトラス要素でモデル化し、比較的簡易なモデル化で部分架構実験の結果を再現する。既往の研究では、ダンパー力とスラブがない状態かつ前述したように弾性時の鉄骨梁やガセットプレートの応力分布を対比させることに留まっているが、本研究ではダンパー力とスラブの影響を踏まえたモデル化を行い、弾塑性時までの架構と各部材の変形性能の対比も行い、実験結果を分析する。

5.2 解析概要

5.2.1 対象試験体とモデル化概要

対象とする試験体は、図 5.1 に示すような 3 章と 4 章で用いた部分架構試験体である。ここでは、スラブなし試験体 3 体（ガセットなし、ダンパー入力なし、標準仕様）とスラブ付き試験体 1 体（溝直行スラブ+標準仕様）の計 4 体を対象とする。

モデル化の全体像は、図 5.2 に示す通りであり、X 座標と水平に梁を、Y 座標と平行に柱をそれぞれ配置している。梁反曲点はピンローラー、柱反曲点はピンとして、梁反曲点に強制変位 u_x と u_y を入力して、実験での層間変位 u 及び層間変形 θ を再現する。

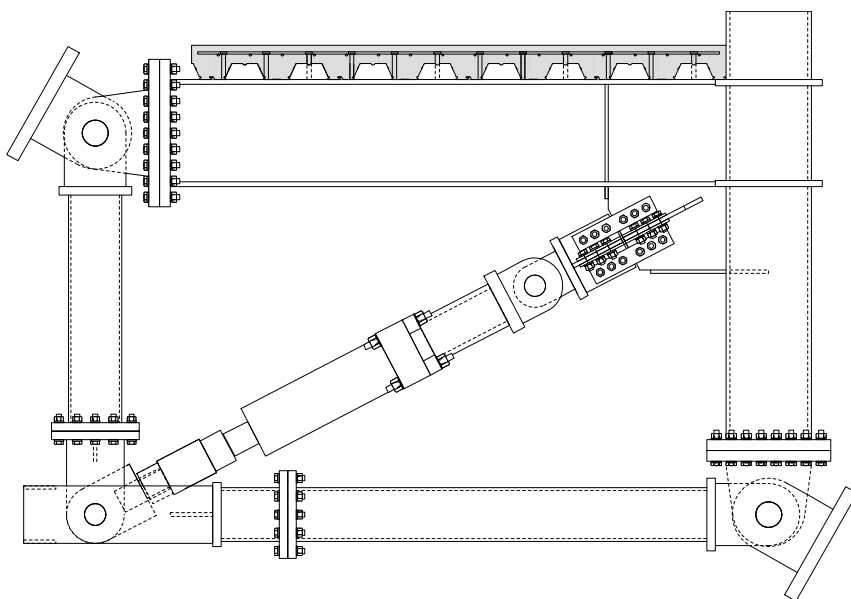


図 5.1 実験セットアップ概要

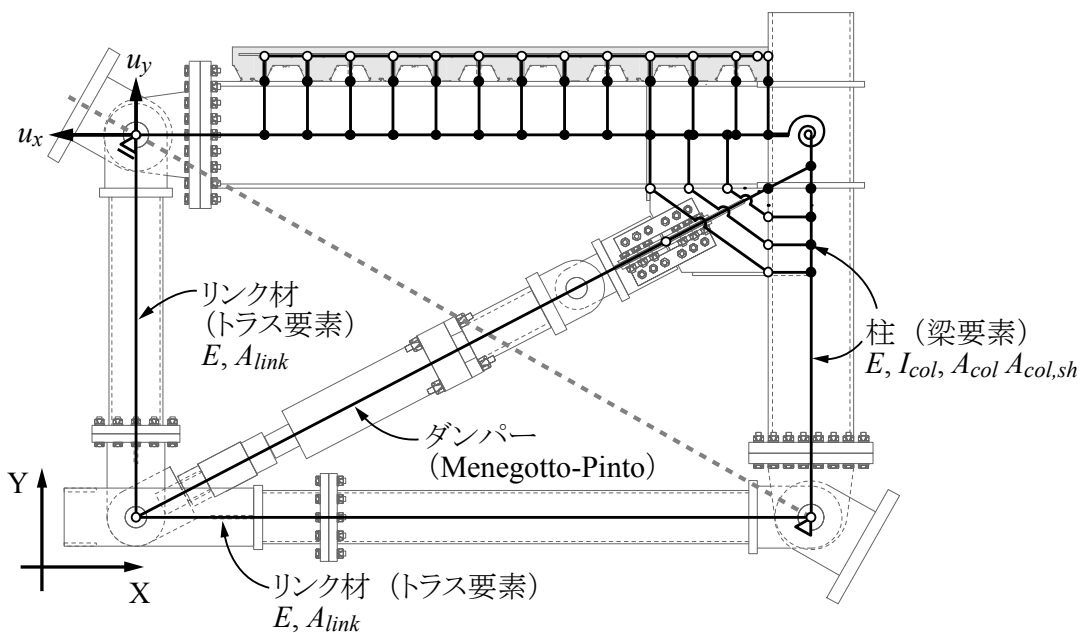


図 5.2 解析モデル全体像と柱・リンク材・ダンパーのモデル化概要

以下に各部材のモデル化について説明する。

柱は曲げ変形、軸変形、せん断変形を考慮した梁要素、リンク材はトラス要素でそれぞれモデル化している（図 5.2）。柱の断面積、断面 2 次モーメント、せん断断面積をそれぞれ A_{col} , I_{col} , $A_{col,sh}$ とし、リンク材の断面積を A_{link} とする。

ダンパーは、鋼材ダンパーと取付けた場合を対象として、その履歴は実験と同様に、Menegotto-Pinto モデルを用いる。詳細は、3.2.1 節を参照されたい。

鉄骨梁および合成梁について、図 5.3 にモデル化概要を示す。まず、鉄骨梁について、ガセットプレートの端部から梁せい H の 3 倍の長さの区間では曲げ変形と軸変形を考慮した長さのないマルチスプリング要素（MS 要素）と長さのあるせん断梁要素を繋いでモデル化している。MS 要素に等曲げモーメントが生じるが、MS 要素を梁全長の 1% 程度の長さ（30mm）で配置することでモーメントの変化を再現する。図 5.4 のように、鉄骨梁断面はウェブを 8 個、上下の各フランジを 1 個のバネで表した。この区間以外の鉄骨梁は、ガセットプレートが取付く断面を含めて、曲げ変形、軸変形、せん断変形を考慮した梁要素でモデル化している。柱の断面積、断面 2 次モーメント、せん断断面積をそれぞれ A_s , I_s , $A_{s,sh}$ とする。

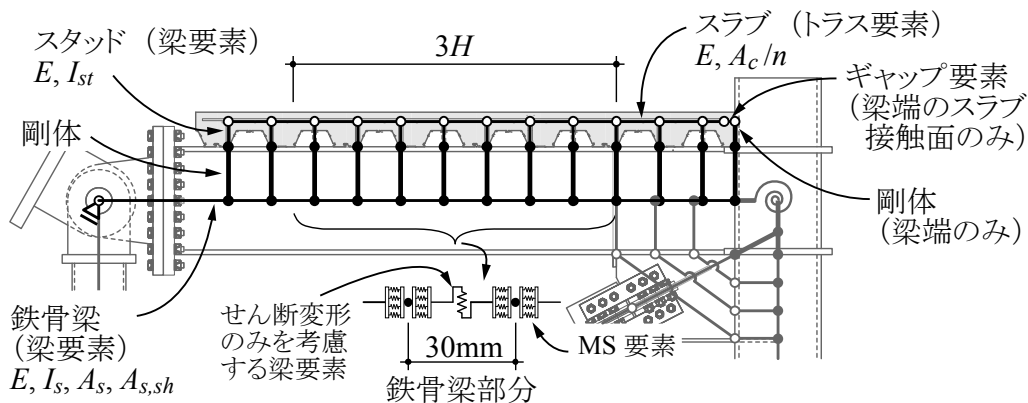


図 5.3 鉄骨梁及び合成梁のモデル化概要

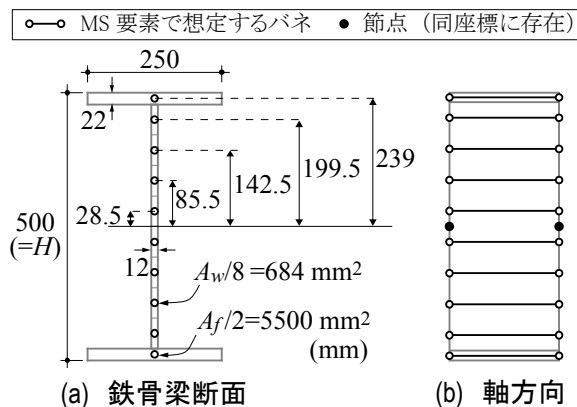


図 5.4 MS 要素で想定する鉄骨梁

スタッドは曲げ変形を考慮した梁要素、スラブはトラス要素でモデル化している。鉄骨梁とスラブの各要素はそれぞれの図心に配置し、スタッドと鉄骨梁図心を剛体で繋ぐ。スタッドは部分架構実験では2本ずつ配置されていたが、本解析ではスタッド2本分を1要素としてスタッド要素と呼ぶ。左右梁端のスラブ接触面では、ギャップ要素を用いて柱とスラブの支圧と離間を再現する。

ガセットプレートは、図 5.5 に示すように、ダンパー軸方向とダンパー交差方向の2つの部材に分けてモデル化している。前者は、ダンパー力を部分架構に伝達する部材であり、軸変形のみを考慮した梁要素でモデル化している。また、ダンパー基線の延長線と柱との交点を剛体と繋げることで部分架構と関係付けられる。後者は、ガセットプレートが部分架構の剛性に与える影響を再現する部材であり、文献 2) などと同様に、柱と梁にそれぞれ接続される剛体の間にトラス要素3本を等間隔に配置してモデル化している。トラス要素を3本とした根拠は、5.3.6 項で後述する。

パネルは、図 5.6 に示すように、柱梁交点における梁端を繋ぐ節点と柱端を繋ぐ節点を回転ばねで接続することでモデル化している。また、パネルの変形を平行四辺形とし、かつ梁端と柱端がパネルと直行するために、梁端と柱梁交点の柱側の節点および柱端と柱梁交点の梁側の節点の回転角をそれぞれ等しくしている。

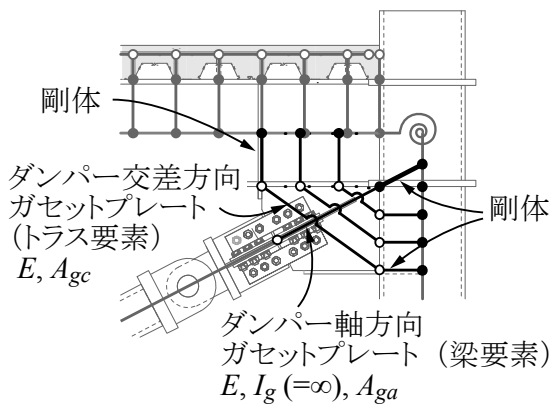


図 5.5 ガセットプレートのモデル化概要

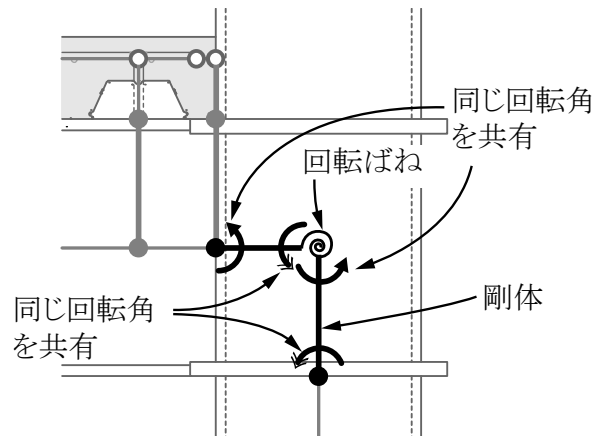


図 5.6 パネルのモデル化概要

5.2.2 各定数の設定

表 5.1 と表 5.2 にそれぞれ鋼材とコンクリートの材料試験結果、表 5.3 に鉄骨梁と柱、リンク材の断面性能を示す。なお、リンク材については、軸力のみが作用し、かつ実験終了時まで弾性であることを歪値より確認していることから、断面積のみ表記して弾性体として扱う。それぞれの断面積と断面 2 次モーメントは公称値、降伏軸力、降伏モーメント、全塑性モーメントは表 5.1 の鋼材の降伏応力度から算出した。せん断断面積は、鉄骨梁ではウェブの断面積、柱では断面積の半分の値である。

表 5.1 鋼材の材料試験結果

			降伏点 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	降伏比 %	破断伸び %
梁	BH-500×250×12×22 (SN490B)	ウェブ [*]	371 / 383	527 / 534	70 / 72	42 / 38
		フランジ [*]	357 / 352	518 / 515	69 / 68	55 / 53
柱	□-400×400×19 (BCP325/ST KR490)		351 / 455 ^{*2}	518 / 517	68 / 88	49 / 42
ガセット ^{*2} プレート	PL-19 (SM490A)		372 / 401	539 / 533	69 / 75	46 / 50

*1 「/」 後はスラブ付き試験体の値で、スラブ付き試験体の柱の鋼種はSTKR490。

*2 0.2%オフセット耐力

表 5.2 コンクリートの材料試験結果

弾性係数 E_c (kN/mm ²)	圧縮応力度 F_c (kN/mm ²)	引張応力度 F_t (kN/mm ²)
28.6	0.026	0.002

表 5.3 梁と柱の断面性能

部材名	試験体 種別	断面2次 モーメント I (mm ⁴)	断面積 A (mm ²)	せん断 断面積 A_{sh} (mm ²)	断面係数 Z (mm ³)	降伏軸力 N_y (kN)	降伏 モーメント M_y (kN・m)	全塑性 モーメント M_p (kN・m)
梁	スラブなし	731000000	16620	5472	2920000	6067	1042	1182
	スラブ付き					5968	1028	1164
柱	スラブなし	628000000	27100	13550	3140000	9839	1169	1390
	スラブ付き	666000000	28030	14015	3330000	12754	1515	1774
リンク材	共通	-	10920	10920	-	-	-	-

以下に、MS 要素、スタッド、スラブ、ガセットプレート、パネルについての詳細を述べる。

MS 要素における鋼材の応力度-歪関係を図 5.7 に示す。図中の各定数は、材料試験結果から求めた表 5.1 の値を用いる。図中の α は、文献^{6,7)}の Menegotto-Pinto モデルの漸近線の傾きと MS 要素における鋼材の応力度-歪関係のものとが良好な対応を示す値を模索して 0.03 とした (図 5.8)。ここで、実験結果における下フランジの歪値は、ガセットプレート端部付近では歪集中によって、下フランジを除いた歪値の最小二乗法で求めた値の 2 倍程度であることを確認している (3.4.1 項)。この結果を踏まえて、ガセットプレート端部から梁

幅の半分の長さ(125mm)までの範囲では、下フランジの降伏応力は表 5.1 の半分の値として、 α は柱梁のみの試験体の実験結果と良い対応を示す値を模索して 0.10 とした。この校正に関する検討は付録 5A を参照されたい。

スタッド要素の荷重変形関係を図 5.9 に示す。図中の q はスタッド要素 1 本あたりに作用するせん断力、 $Slip$ は鉄骨梁フランジとスラブ図心とのずれを表す。本解析の 1 本あたりのスタッド要素は同一のスタッドとスラブ形状の押抜き実験を対象にした解析結果⁸⁾より $K_{st}=1200\text{kN/mm}$ 、降伏せん断力 q_y は設計指針⁹⁾に示されている値、2 次勾配はゼロと仮定した。

スラブの応力度-歪関係を図 5.10 に示す。スラブを鉄筋とコンクリートの並列体と考えると、鉄筋の寄与は、コンクリートが圧縮・引張強度に達するまでは小さく、それ以降でも並列体の平面保持が崩れて小さいと考えられる。そのため鉄筋は無視した。さらに、コンクリートは、ひび割れによる剛性低下を考慮すべきであるが、载荷の初期段階以外でその影響が僅かであることを確認し、解の収束性を確保するために、図 5.10 に示すような構成則とした。さらに、図 5.10 に示すように、コンクリート要素は、コンクリートのひび割れの影響を再現するために、荷重と変形の極性は常に同じであり、原点に回帰する構成則とした。

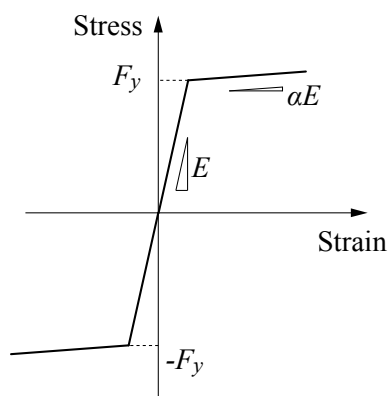


図 5.7 MS 要素における
鋼材の応力度-歪関係

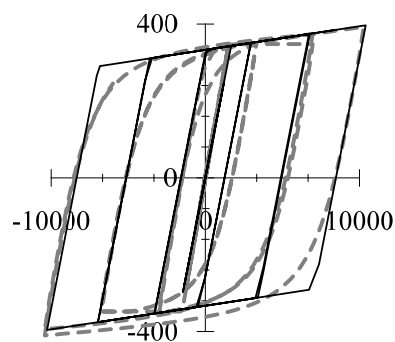


図 5.8 バイリニア型($\alpha=0.03$)と
Menegotto-Pinto モデル⁷⁾の比較

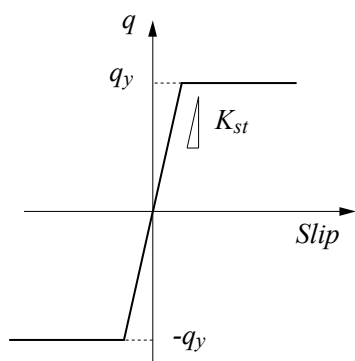


図 5.9 スタッドの荷重変形関係

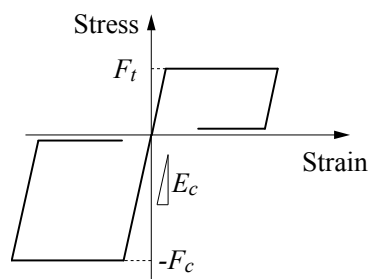


図 5.10 コンクリートの応力度-歪関係

スラブの有効幅は、試験体のスラブ幅の値(1450mm, 1050mm)とした。コンクリートの圧縮強度と引張強度を表 5.2 に示す。両者は材料試験結果から得た値であり、図 5.9 の F_c と F_t に該当する。ただし、梁端では、実験において $\theta=+1/50$ (スラブ圧縮時) でひび割れの発生、さらには $\theta=1/50$ で部分的な圧壊を観測していることから、梁端とその側近のスタッドを繋ぐスラブ要素の圧縮強度と引張強度は柱幅 (400mm) で決定すると考え、当該部分の F_c と F_t を低下させた。

ダンパー軸方向の部材の剛性は、その剛性を第 3.2.2 節で述べたガセットプレートの軸剛性(5672kN/mm²)としている。

次にダンパー交差方向の部材では、ガセットプレートを断面積の等しい 3 本のトラス要素でモデル化する。ガセットプレートの体積を V_g 、ガセットプレート要素の 3 本の各長さを l_{gi} ($i=1, 2, 3$ 、図 5.5 の最外を 1) とすると、ガセットプレート要素の断面積 A_{gc} は次式で表される。

$$A_{gc} = \frac{V_g}{\sum l_{gi}} \quad (6.2)$$

式(6.2)から、トラス要素 1 本あたりの断面積を 2734mm² とした。ガセットプレートは、実験で部分的に降伏していることを確認しているが、部分架構試験体の挙動に大きな影響を与えないと考えて、前述した 2 つのガセットプレートは弾性体とした。

パネルについて、図 6.11 にパネル形状とパネルに作用するモーメント M_{pz} および回転角 θ_{pz} の概要、図 6.12 に回転角-モーメント関係をそれぞれ示す。パネルは完全弾塑性型として 2 次勾配はゼロとした。図中の全塑性モーメント $M_{pz,p}$ 、弾性剛性 K_{pz} 、全塑性時のパネル回転各 $\theta_{pz,p}$ は、鋼構造接合部設計指針・同解説¹⁰⁾より次式で算出した。

$$\begin{aligned} M_{pz,p} &= \alpha_n \cdot V_e \cdot \frac{F_y}{\sqrt{3}}, \quad K_{pz} = G \cdot_p V, \quad \theta_{pz,p} = \frac{M_{pz,p}}{K_{pz}} \\ V_e &= 2 \cdot d_c \cdot d_b \cdot t_{col}, \quad {}_pV = d_b \cdot \frac{A_{col}}{2} \end{aligned} \quad (6.3 \text{ a-e})$$

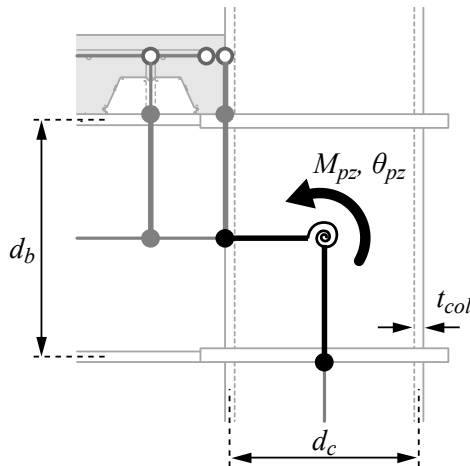


図 5.11 パネル形状とパネルに作用するモーメント M_{pz} および回転角 θ_{pz} の概要

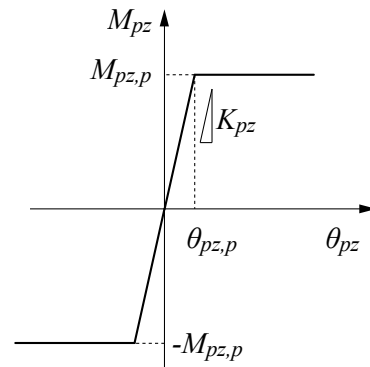


図 5.12 パネルのモーメント M_{pz} -回転角 θ_{pz} 関係

5.2.3 各部材の変形角

図 5.13 に梁部材角 R_b 、柱部材角 R_c 、パネル変形角 θ_{pz} の定義を示す。部材角はダイアフラムとの法線からの変形角とし、 R_c は曲げ変形とせん断変形から算出し、 R_b は層間変形角 θ から柱とパネルの変形角および柱と梁の軸変形を差し引いた値である。実験においては、柱の曲げ変形とせん断変形はそれぞれ歪ゲージとロードセルから求め、 θ_{pz} は 2 つの対角の変形から求めた。

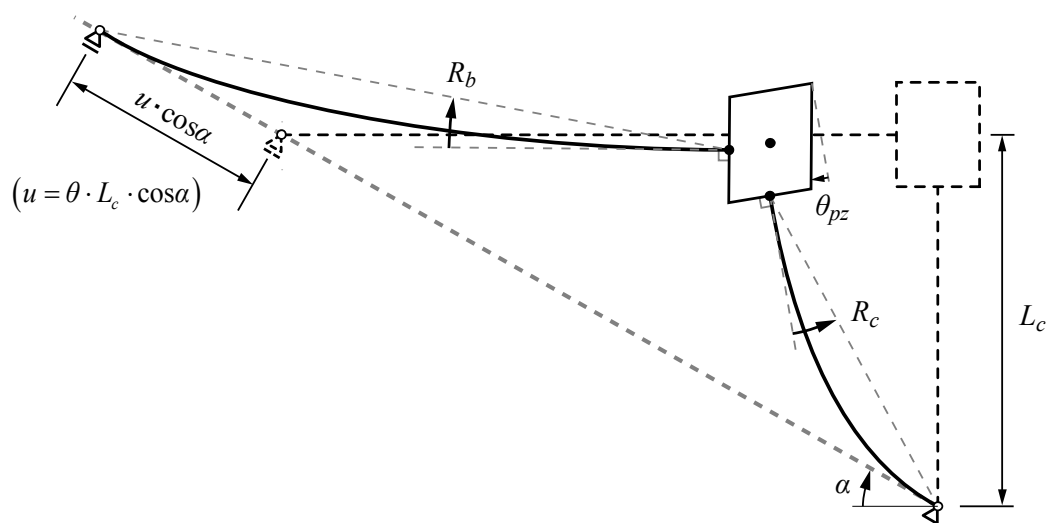


図 5.13 梁部材角 R_b 、柱部材角 R_c 、パネル変形角 θ_{pz} の定義

5.3 解析結果の精度検証と考察

5.3.1 全体挙動

図 5.14 に各試験体の架構せん断力 Q_f -層間変形角 θ 関係を示す。表 5.4 には、 Q_f - θ 関係の代表値として、 $\theta=\pm 0.005$ までの最小二乗法から求めた荷重変形関係における初期の傾き K と $\theta=0.02$ 時の耐力について両解析値（実験値に対する解析値の比率として表示）を示す。なお、スラブ付き試験体は、2つの値を正載荷と負載荷で分けて表示する。

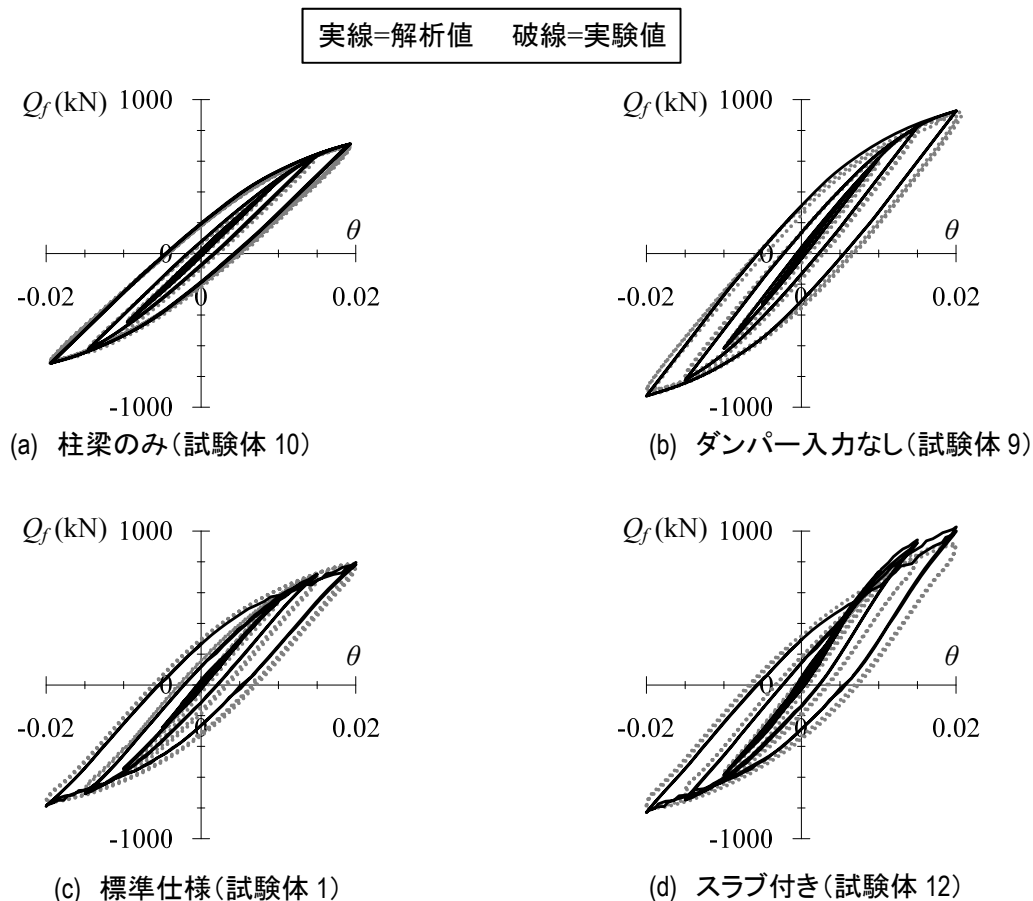


図 5.14 各試験体の主架構挙動($\theta=1/50$ まで)

表 5.4 Q_f - θ における実験値に対する 2 種解析値の比率
(K と $\theta=0.02$ 時の耐力)

試験体名称	K	$\theta=0.02$ 時 Q_f
柱梁のみ(試験体10)	1.03	1.02
ダンパーなし(試験体9)	1.04	1.01
標準仕様(試験体1)	0.97	1.01
スラブ付き(試験体12)	1.05, 0.98	1.11, 1.03

※ 「,」は、前が正載荷、後ろが負載荷での値。

図 5.14 から、ガセットプレート・ダンパー力・スラブの条件の異なるいずれの試験体においても解析精度は良好である。また、表 5.4 から、 K および $\theta=0.02$ 時の Q_f の実験値に対する差異は 10% 以下であり、剛性・耐力共に高精度で実験結果を再現していることが確認される。

ここで、実験におけるスラブ付き試験体は、 $\theta=+1/50$ で鉄骨梁直上のスラブにひび割れが生じている。これはスラブ幅方向で負担する応力が異なるためであると考えられ、解析モデルにこのような現象を考慮することで、解析精度はさらに高められると思われる。この検討に関しては、今後の課題とする。

5.3.2 ダンパー・梁・柱・パネルの部材挙動

【ダンパー挙動】

図 5.15 に標準仕様とスラブ付きの両試験体のダンパー変形 u_d - ダンパー力 F_d 関係を示す。両試験体において、解析値と実験値は良い対応を示していることが分かり、解析モデルのダンパー力とダンパー変形はよく再現されていることが確認される。

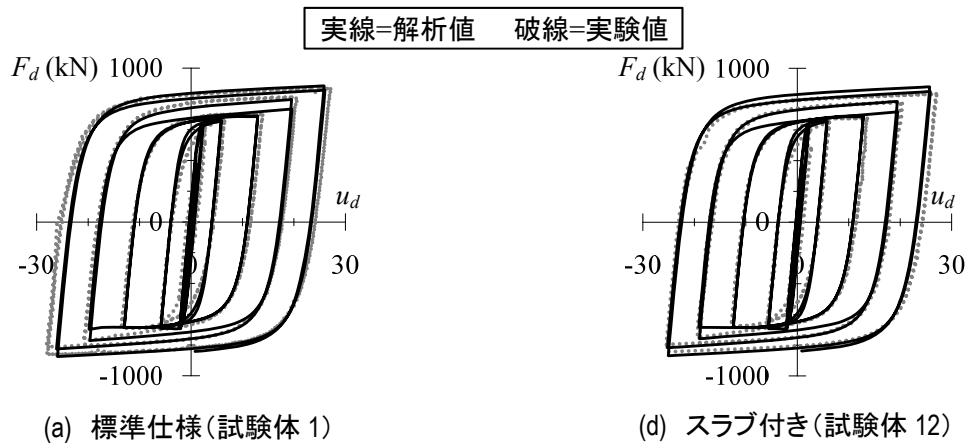


図 5.15 ダンパー挙動 ($\theta=1/50$ まで)

【梁・柱・パネル挙動】

図 5.16 に各試験体の梁せん断力 Q_b - 梁部材角 R_b 関係、柱せん断力 Q_c - 梁部材角 R_c 関係、架構せん断力 Q_f - パネル変形角 θ_{pz} 関係を示す。表 5.5 には、 Q_b - R_b 関係と Q_c - R_c の代表値として、 $\theta=\pm 0.005$ までの最小二乗法から求めた荷重変形関係における初期の傾き K_b , K_c と $\theta=0.02$ 時の耐力について両解析値（実験値に対する解析値の比率として表示）を示す。なお、スラブ付き試験体は、2つの値を正載荷と負載荷で分けて表示する。ここで、パネルの荷重変形関係は、パネルに作用するモーメントで表示するべきであるが、正確な実験値を求めることができないため、架構せん断力での表記とした。

図 5.16 から、各部材の挙動における解析精度は良好であり、表 5.5 から柱と梁挙動の

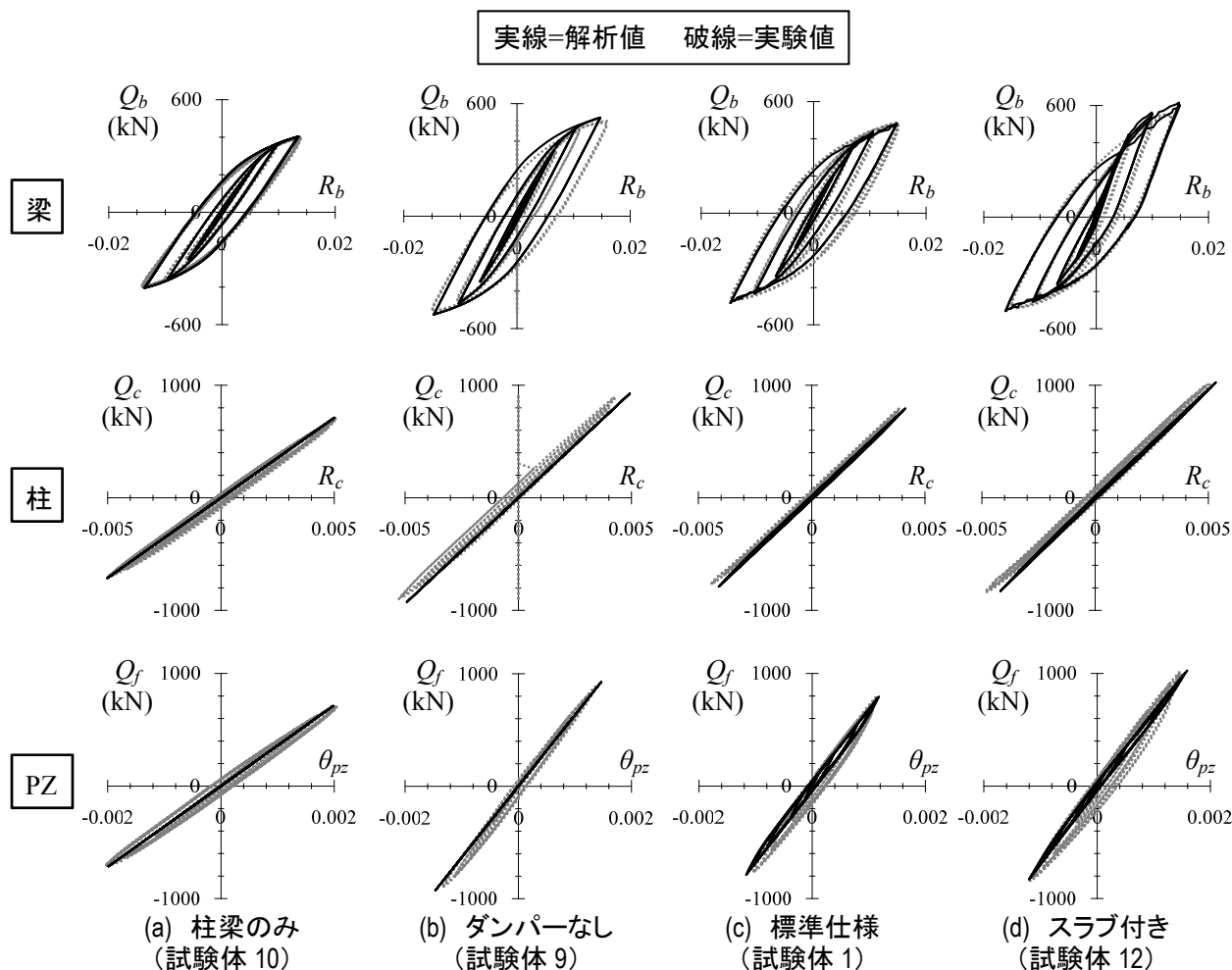


図 5.16 各試験体の梁・柱・パネル(PZ)挙動

 表 5.5 Q_b-R_b と Q_c-R_c における実験値に対する種解析値の比率 (K_b と $\theta=0.02$ 時の耐力)

試験体名称	梁		柱	
	K_b	$\theta=0.02$ 時 Q_b	K_c	$\theta=0.02$ 時 Q_c
柱梁のみ(試験体10)	1.09	1.02	0.98	1.02
ダンパーなし(試験体9)	1.08	1.01	0.95	1.01
標準仕様(試験体1)	0.97	1.00	1.03	1.01
スラブ付き(試験体12)	1.04, 0.91	1.11, 1.03	0.98, 1.01	1.11, 1.03

※ 「,」は、前が正載荷、後ろが負載荷での値。

初期勾配および $\theta=0.02$ 時の耐力の実験値に対する差異は 1 割程度であり、剛性・耐力共に高精度で実験結果を再現していることが確認される。さらに、各部材の変形量 (R_b, R_c, θ_{pz}) は概ね実験値と対応し、層間変形角 θ に対する変形分担まで正確に再現出来ている。

図 5.16 上段の梁挙動については、ガセットプレートのモデル化と梁端付近の歪集中を考慮した降伏応力度の低下が妥当であるといえる。実験ではガセットプレートに部位的な降伏を確認したが、弾性体として機能させた本解析で梁挙動を再現できていることから、ガセットプレートの降伏が架構および梁挙動に及ぼす影響が僅かであることがわかる。

図 5.16 中段の柱挙動については、全ての試験体で弾性を保持している。柱梁のみの試験体はガセットプレートがないため他の試験体よりも傾きが小さく、他の3つの試験体からダンパー力とスラブが柱剛性に及ぼす影響がないことがわかる。

図 5.16 下段のパネル挙動については、柱と同様に全ての試験体で弾性を保持している。ダンパー力を入力した試験体において、解析結果の履歴に膨らみがあるが、これはダンパーと主架構の位相差によるものであり、降伏モーメントには至っていない。なお、パネル挙動において、各試験体で傾きが異なるが、前述したように Q_f の表示しているためであり、各試験体でパネルの剛性が異なるわけではない。

表 5.6 には鉄骨梁とスタッドが降伏した変形角およびスラブが引張・圧縮破壊した変形角、図 5.17 にはスラブ付き試験体での損傷が生じた位置と変形角を示す。各試験体の鉄骨梁は、 $\theta=0.01$ よりも小さい変形角で降伏しており、比較的早期に降伏している。これは、6.2.2 項で述べたように、ガセット端部付近では実験結果における歪集中を考慮して下フランジの降伏応力度を低くしたためである。なお、 $\theta=0.005$ までの $\theta-Q_f$ と R_b-Q_b (図 5.14、図 5.16) において下フランジの降伏による影響が小さかったため、前述した K, K_b は $\theta=0.005$ までの範囲で求めた。

標準仕様とスラブ付き試験体における鉄骨梁は、同等の θ でガセット端部が降伏した。一般的には合成梁は鉄骨梁よりも早期に降伏すると考えられているが、合成梁の下フランジに生じる歪は鉄骨梁よりも大きい断面2次モーメントによって小さく、中立軸位置によって大きくなるために、両者の降伏する変形角に大きな差異がなかった。

スラブのない試験体は鉄骨梁とダンパー以外に降伏が生じた部材はないが、スラブ付き試験体は鉄骨梁以外にもスタッドの降伏とスラブの引張・圧縮破壊が生じた。スラブ付き試験体は、ガセット端部と梁端付近で負荷荷での小さい変形角で引張強度に達した後 (図

表 5.6 鉄骨梁とスタッドが降伏した変形角およびスラブが引張・圧縮破壊した変形角

試験体名称	鉄骨梁 降伏	スラブ引張破壊		スラブ圧縮破壊		スタッド	
		梁端付近	ガセット端	梁端付近	ガセット端	梁端付近	ガセット端
柱梁のみ(試験体11)	0.0059	-	-	-	-	-	-
ダンパーなし(試験体4)	0.0054	-	-	-	-	-	-
標準仕様(試験体1)	0.0043	-	-	-	-	-	-
スラブ付き(試験体12)	0.0043	-0.0024	-0.0022	0.0097	-	0.0035	0.0071

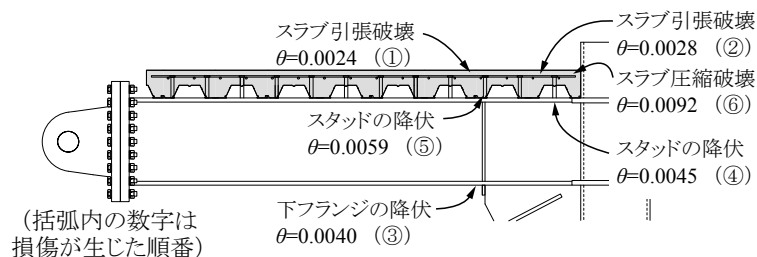


図 5.17 解析においてスラブ付き試験体での損傷が生じた位置と変形角

5.17 の①, ②)、ガセット端部の鉄骨梁下フランジが降伏して (③)、ガセット端部と梁端のスタッドがそれぞれ降伏した (⑤, ⑥)。

5.3.3 材長方向の鉄骨梁とスラブにかかる力の分布

まず、図 5.18 に合成梁断面に作用するモーメント M_b と軸力 N_b 各部位の合応力を示す。合応力は、鉄骨梁の軸力 N_s 、曲げモーメント M_s 、スラブの軸力 N_c の 3 成分とし、スラブの曲げモーメントは無視する。正曲げと引張軸力を正、負曲げと圧縮軸力を負とすると、 M_b と各部位の合応力の釣合いは次式で表される。

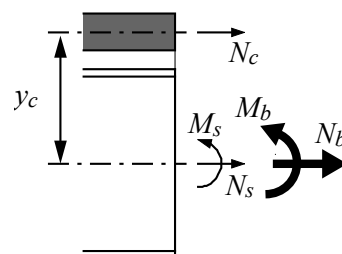


図 5.18 外力 M と合応力の概要

$$M_b = M_s - N_c y_c, \quad N_b = N_c + N_s \quad (5.3 \text{ a, b})$$

以下、実験値においては、 M_b と N_b はロードセル、 M_s と N_s は歪ゲージより最小二乗法より求めた曲率と軸歪、 N_c は式(5.3 a) を用いて算出された値とする。

$\theta = \pm 1/200$ を対象にして、解析値と実験値の比較を行う。図 5.19, 5.20 に各試験体の鉄骨梁にかかるモーメント M_s と軸力 N_s の分布、図 5.21 にスラブ付き試験体のスラブにかかる軸力 N_c の分布を示す。なお、スラブ付き試験体では、ガセット端の歪計測点において負載荷時での下フランジの歪集中が特に大きいため、その計測点の表示を省いた。さらに、ガセットプレートの取付く断面ではガセットプレートによって M_b を算出できないため、 N_c の実験値は表示していない。

ガセットプレートが取付かない断面について、 M_s 分布と N_s 分布の解析値と実験値の対応は、柱梁のみの試験体での梁端およびその他の試験体でのガセット端付近では本解析で再現できない歪集中によって精度に欠けるものの、歪集中の影響を受けない断面では良い対応を示している。

ガセットプレートが取付く断面の M_s 分布について、C4 断面では解析値が実験値よりも大きい、その他の断面では解析値と実験値は概ね一致する。一方、スラブ付き試験体の N_s 分布は、解析値が実験値よりも大きい傾向にあり、今後精度向上を目指す。

上記のように一部の課題はあるが、本解析モデルは、実験における合応力を概ね再現できることを確認した。

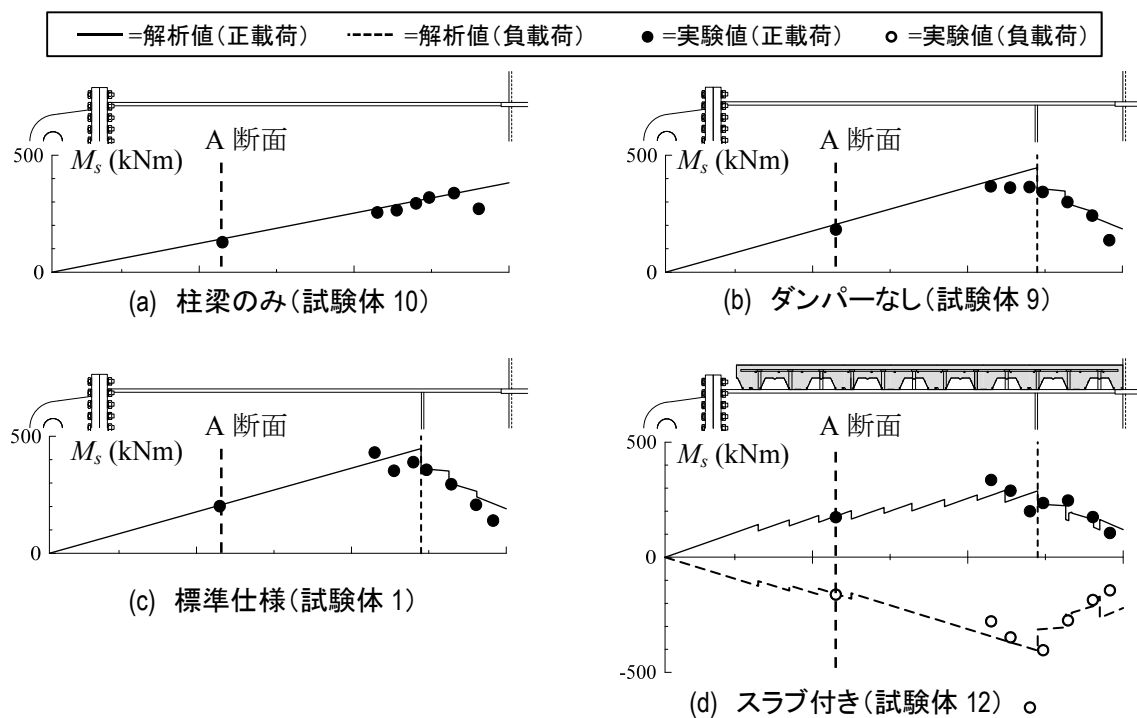


図 5.19 実験値と解析値の M_s 分布の比較 ($\theta=1/200$ 時)

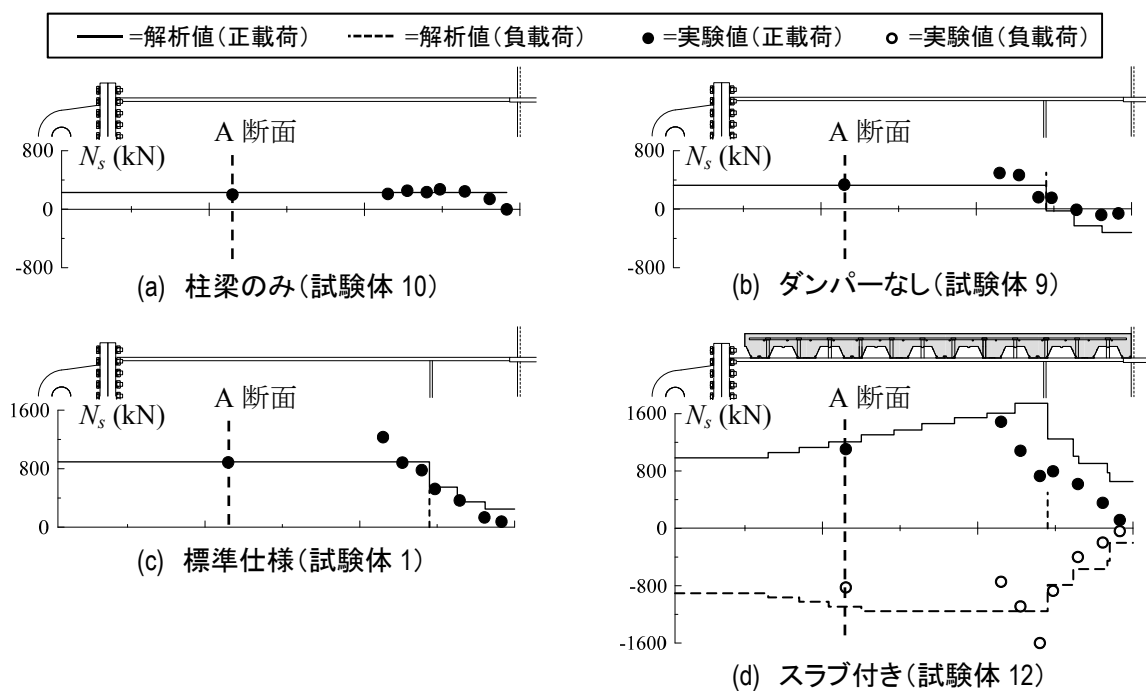


図 5.20 実験値と解析値の N_s 分布の比較 ($\theta=1/200$ 時)

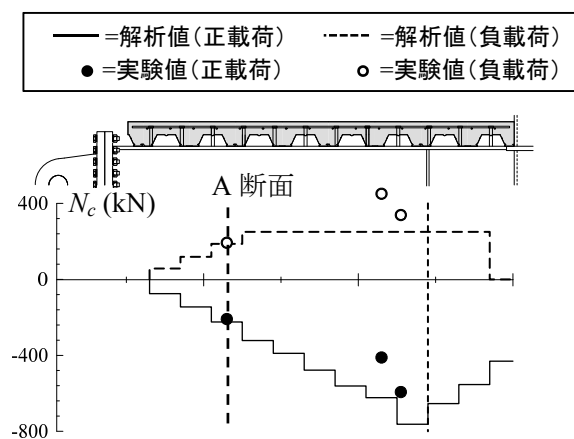


図 5.21 実験値と解析値の N_c 分布の比較 ($\theta=1/200$ 時)

5.3.5 梁歪の傾向

図 5.22 に $\theta=0.005$ における各試験体の鉄骨梁の歪分布を示す。試験体 10 (図 5.22a) において、梁端部に最も近い C3 断面において実験結果では下フランジに歪集中が生じるが、解析において要素内で平面保持を仮定するマルチスプリング要素ではこの現象を再現できないため、解析と実験は一致しない。しかし、この断面を除けば、解析と実験が精度良く一致する。

試験体 9, 1 (図 5.22b, c) において、ガセット端部に最も近い B3 断面の歪分布では、実験結果では下フランジに歪集中が生じ、試験体 10 の場合と同じ理由で、解析と実験は一致しない。この断面を除けば、ガセットプレートの取付く断面を含めて、解析と実験が概ね一致する。

試験体試験体 12 において、試験体 9, 1 と同様に、B3 断面の歪分布では解析と実験は一致しない。解析値と実験値は、A 断面では正・負載荷ともに良い対応を示す。B1、B2 断面では、負載荷では概ね対応し、正載荷時には精度がやや落ちる。C 断面では、解析値が実験値よりも大きい傾向にある。

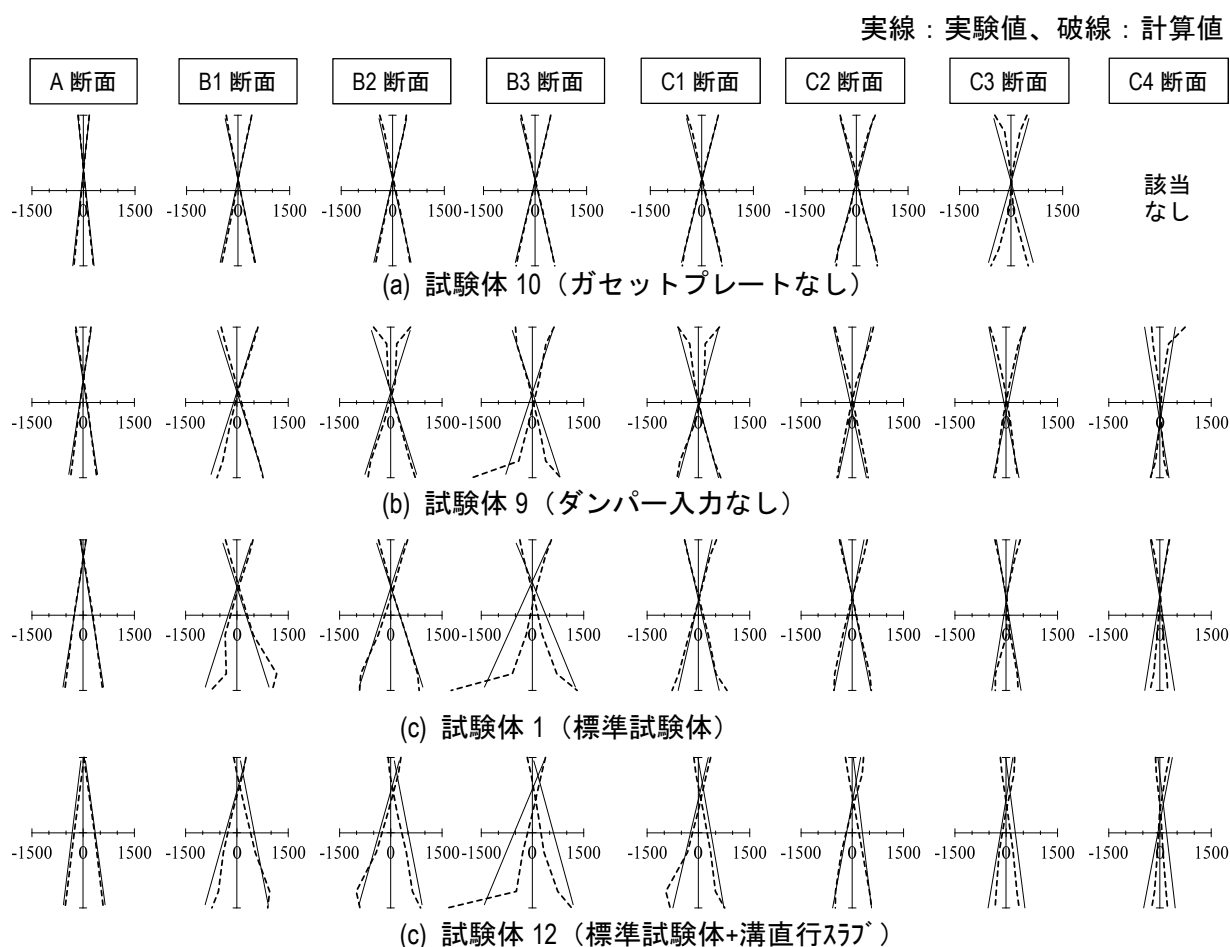


図 5.22 解析値と実験値の $\theta=\pm 1/200$ における鉄骨梁歪分布の比較 (歪は μ で表示)

図 5.23 に $\theta=0.02$ における各試験体の鉄骨梁の塑性域と上下フランジの材長方向の歪分布を示す。ダンパー力のない試験体 10 と 9 (図 6.23a, b) では下フランジの塑性域は梁せいの 1.4 倍程度、ダンパー力を入力した試験体 1 と 12 では梁せいの 1.8 倍程度であり、梁軸力によって塑性域が長くなった。一方、ダンパー力のない試験体では、ダンパー力を入力した試験体よりも、上フランジの歪値が大きい。本実験では、正載荷時には正曲げと引張軸力が梁に作用するため、軸力によって下フランジの歪が大きく、上フランジの歪が小さくなる。そのため上記のように、塑性化領域は、梁軸力によって下フランジで長くなり、上フランジで短くなる。

試験体 12 について、正載荷時にはスラブの付与によって中立軸が高いため、上フランジは弾性であるが、負載荷時にはスラブが引張強度に達することで上フランジにも大きな歪が生じて降伏歪に達している。下フランジの歪値は、 $\theta=0.02$ においても正載荷と負載荷で同等であることが確認される。

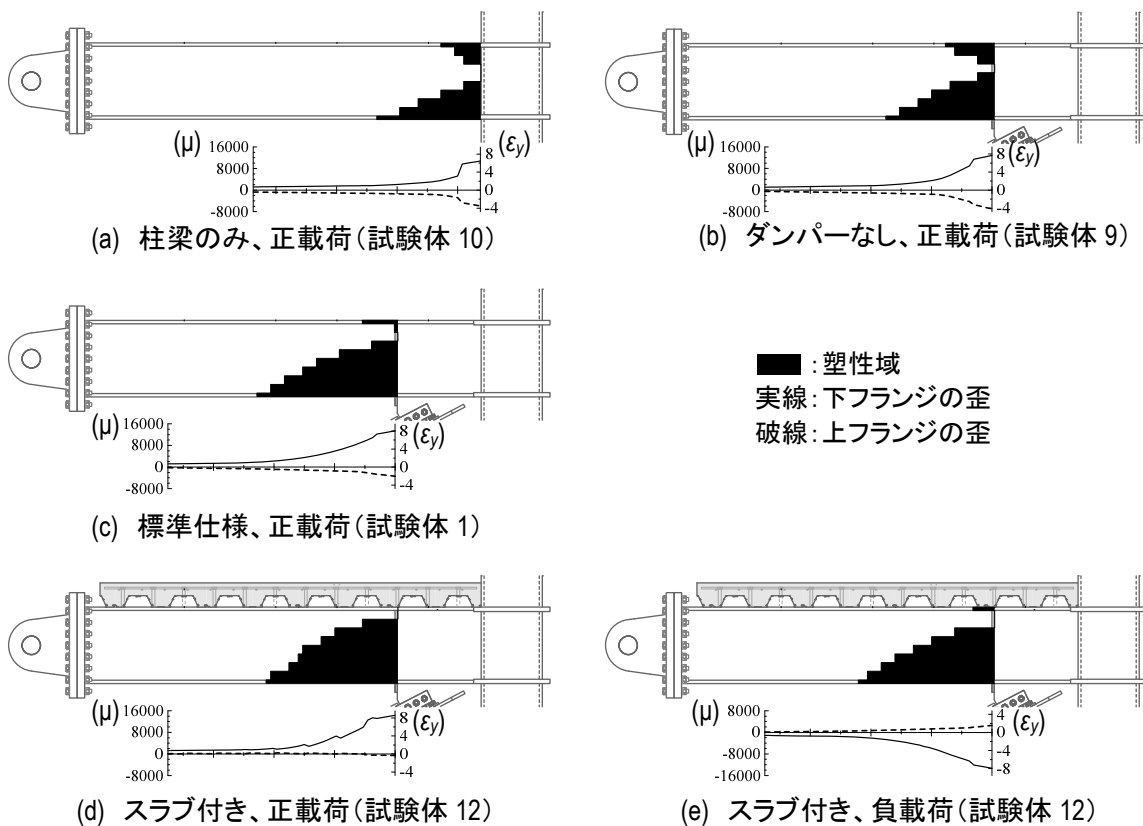


図 5.23 $\theta=0.02$ 時での塑性域と上下フランジの歪分布

5.3.6 ガセットプレートのモデル化に関する注釈

本項では、ガセットプレートの取付く試験体（試験体 4, 1, 12）を対象にして、ガセットプレート要素の本数にパラメータを与えた 2 ケース（1, 3 本）と吉敷らのモデル化（文献 2））での解析結果を比較することで、ダンパー交差方向のトラス要素の本数が架構挙動と鉄骨梁の合応力に及ぼす影響を確認し、ガセットプレートを 3 本配置した根拠を示す。なお、前者 2 ケースの解析でのトラス要素の断面積は 6.2.3 項で述べた通りであり、2 ケースの解析で固有の値をとる。1 本の場合のガセット軸剛性は、吉敷らが提案している評価値の 1.52 倍である。

図 5.24 に 3 種の解析結果の Q_f - θ 関係、 Q_b - R_b 関係、 Q_c - R_c 関係を示す。各解析モデルにおいて、架構・梁・柱挙動はほぼ一致し、ガセットプレートのモデル化による差異はほぼない。

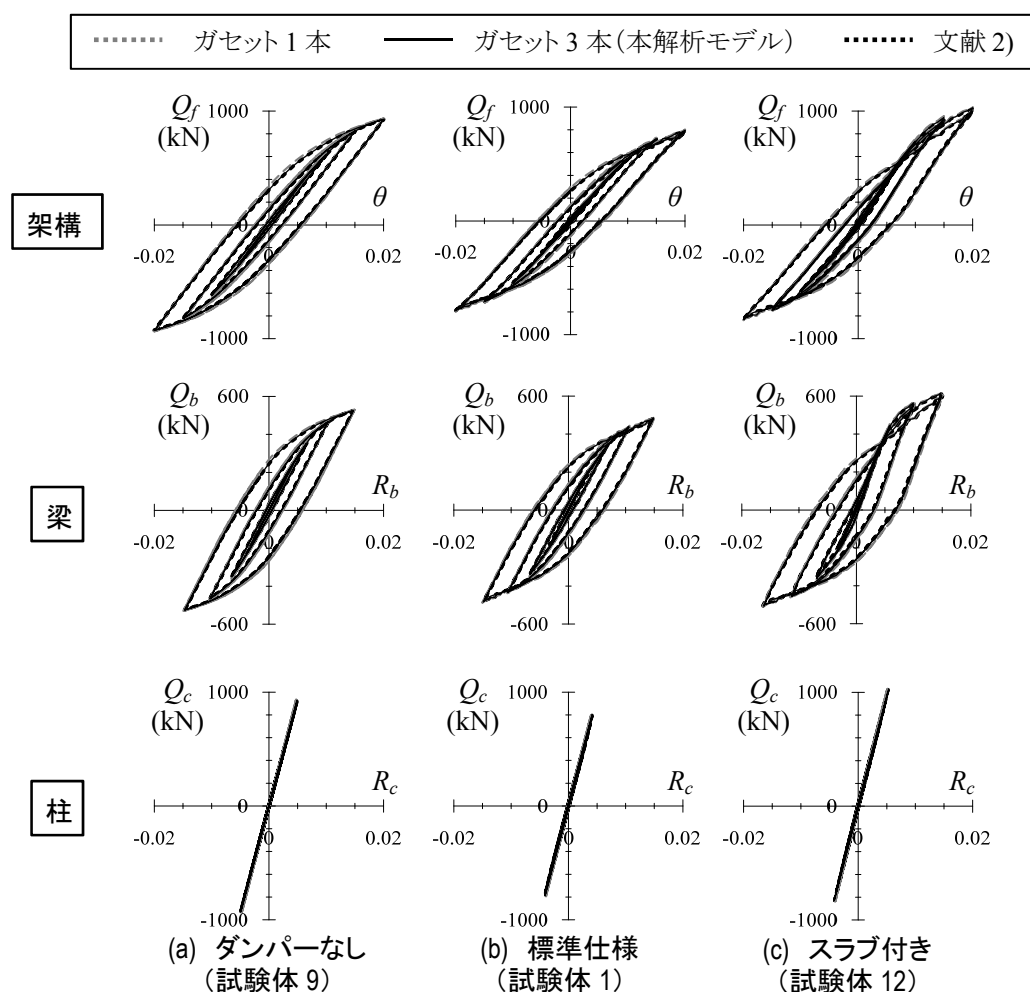


図 5.24 各解析における架構・梁・柱挙動の比較

続いて、図 5.25 に3種の解析結果と実験結果の $\theta=1/200$ における M_s 分布と N_s 分布を示す。各解析モデルにおいて、 M_s 分布と N_s 分布はほぼ一致し、ガセツプレートモデル化による差異はほぼない。ガセツプレートが取付く断面の N_s 分布に着目すると、実験結果は梁端に近づくに連れて値が小さくなることが確認される。ガセツプレートを1本とした解析と文献2)の解析結果は一定値となってこの傾向を再現できていないが、ガセツプレートを3本とした本解析モデルは再現出来ている。これは、梁端に近づくにつれて、ガセツプレートの寄与が大きくなるためと考えられ、ガセツプレートを1本のトラス要素で再現すると一様な寄与となる。そのため、本解析モデルでは、ガセツプレートを3本配置して、 N_s 分布の傾向を再現した。

また、 N_s の分布を再現することで、ガセツプレートと柱・梁の界面に生じる力の分布を評価でき、合理的なガセツプレートの設計に貢献できると考えている。この検討は、今後の課題とする。

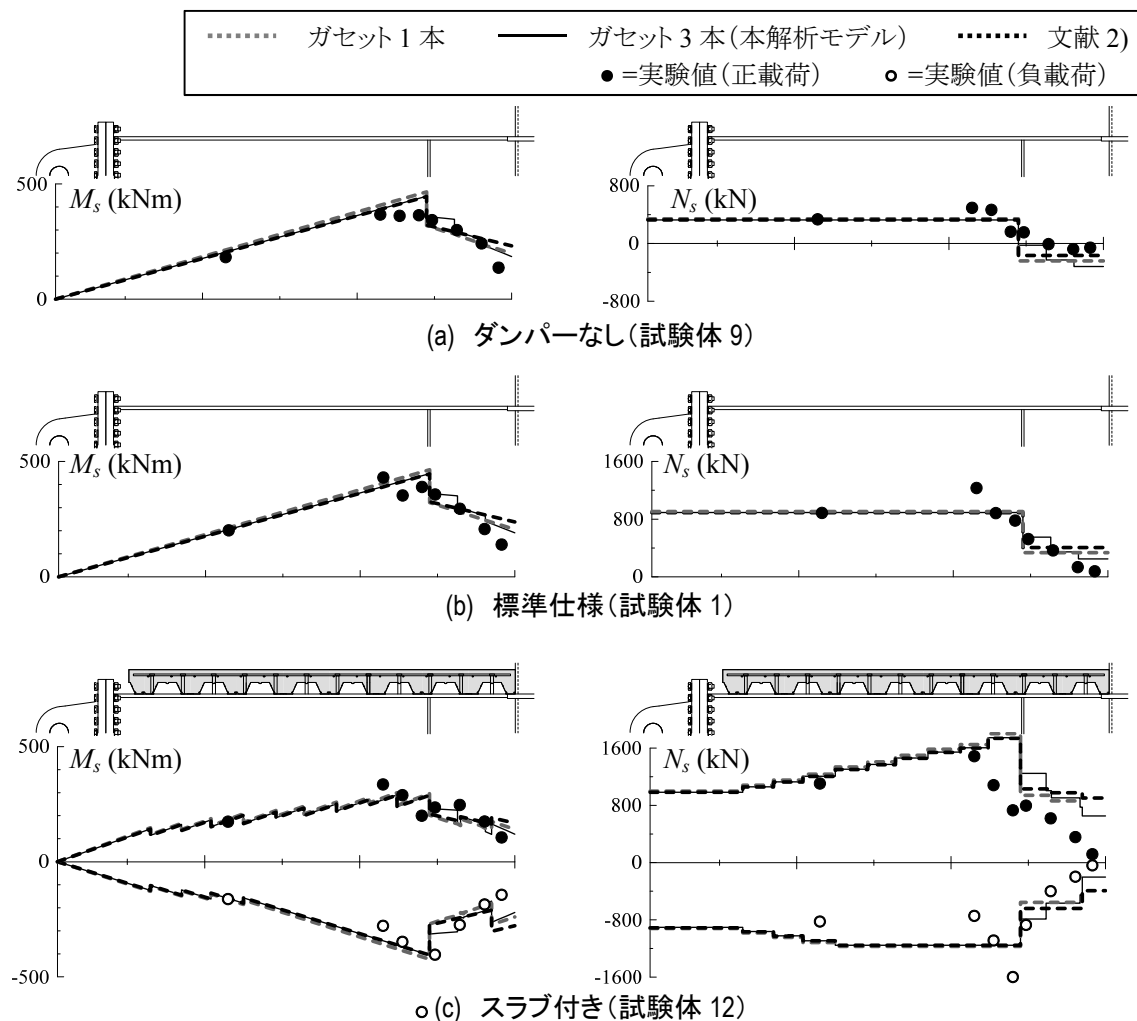


図 5.25 各解析における M_s 分布と N_s 分布の比較($\theta=1/200$ 時)

5.4 まとめ

3章と4章で示した部分架構実験を再現できる解析モデルを作成し、実験時の挙動を解析結果より分析した。以下に、要約する。

解析モデルは、合成梁を線材要素・マルチスプリング要素、柱とガセットプレートを線材要素、パネルを回転ばねでモデル化した。解析結果は実験結果の全体挙動、部材挙動を精度よく再現できることを示した。

今後の課題は、ガセットプレートが取付く断面での応力・歪の精度を上げることである。また、3章で設けたパラメータのダンパー履歴、薄い梁ウェブとフランジ、スチフナの有無、梁継手による影響の再現も試みる予定である。さらに、設計時に用いることができるように、本解析モデルを文献1)のような簡易なモデルに集約する検討も行う。

参考文献

- 1) 空處慎史、笠井和彦、元結正次郎ほか：制振構造の簡易解析に用いる線材要素モデル化の検討、E-ディフェンス鋼構造建物実験結果 その20，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1分冊，pp.1093-1094，2007.7
- 2) 吉敷祥一，植草雅浩，和田章：ガセットプレートの存在が周辺部材の力学挙動に及ぼす影響，ダンパーを組み込んだ靱性骨組の総合的な耐震性能向上その2，日本建築学会構造系論文集，633号，pp.2027-2036，2008.11
- 3) 金子健作，笠井和彦，東優，元結正次郎：制振建物の柱梁ガセット接合部を有する部分架構実験に対する座屈後解析，E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その38，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1分冊，pp.867-868，2008.7
- 4) 小高真希，元結正次郎，酒井新吉，趙寧，笠井和彦：鉄骨ブレース構造におけるガセット近傍の力学的性状とその簡易モデルの提案，E-ディフェンス鋼構造建物実験研究その64，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1分冊，pp.817-818，2010.7
- 5) 酒井新吉，元結正次郎，趙寧，小高真希，笠井和彦：鉄骨ブレース構造におけるガセットの簡易モデルに基づく設計法の提案，E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その65，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1分冊，pp.819-820，2010.7
- 6) 笠井和彦，小澤秀允，山崎久雄，金子洋文，貞末和史，小野喜信：繰返し応力を受ける鋼材の曲線履歴型モデル，その7 解析モデルの改良，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1分冊，pp.907-908，2008.9
- 7) 山崎久雄，笠井和彦，小澤秀允，大木洋司，金子洋文：繰返し応力を受ける鋼材の曲線履歴型モデル，その8 歪速度、歪振幅依存性を考慮した極低降伏鋼 LY100 の応力-歪関係，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1分冊，pp.909-910，2008.9
- 8) 趙寧，元結正次郎，酒井新吉，間室健一，笠井和彦：合成梁におけるスタッドコネク

タの力学挙動：E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その52，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1 分冊，pp.757-758，2009.7

9) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010

10) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針・同解説，2012

付録 5.A ガセツプレート近傍での梁下フランジの降伏応力度が全体挙動に及ぼす影響の検討

図 5.A1 に鉄骨梁の降伏応力度に材料試験結果の値を用いた各試験体の解析モデルと実験の架構せん断力 Q_f と層間変形角 θ の関係を示す。各試験体では、 Q_f - θ 関係の曲線部分において、解析値が実験値を過大評価し、精度に欠けることが確認される。

図 5.A2 に $\theta=1/200$ における各試験体のガセツプレート近傍の断面における歪分布を示す。試験体 10 (図 5.A2a) では梁端から離れた計測点であるために明確な歪集中が確認されないが、試験体 9, 1, 12 (図 5.A2b-d) ではガセツプレート端部近傍の B3 断面の下フランジで歪集中が確認されている。

試験体 1 (図 5.A1c, 図 5.A2c) を例にすると、ガセツプレート端部が降伏歪に達する層間変形角 θ は、実験では-0.0042、解析では+0.0092 である。つまり、実験ではガセツプレート近傍の歪集中によって鉄骨梁が解析よりも早期に降伏し、これに伴って Q_f - θ 関係において前述したように解析値が実験値を過大に評価したと考えられる。

以上を踏まえて、試験体 9, 1, 12 ではガセツプレート端部から梁幅の半分の長さ(125mm)までの範囲では、下フランジの降伏応力は材料試験結果の半分の値として早期に降伏させた。なお、明確な歪集中が確認されなかった試験体 10 においても、梁端近傍では歪集中が起きていると考えて同様の校正を行なった。さらに、2 次勾配 α は柱梁のみの試験体 10 の実験結果と良い対応を示す値を模索して 0.10 とした。この校正は、実験における梁断面に生じる歪・応力を再現するものではなく、架構および部材にかかるモーメントと軸力、ひいてはそれらの荷重変形関係を再現するためのものである。

上記の校正を行なった解析と実験の Q_f - θ 関係を図 5.A3 に示す。解析値と実験値は概ね対応している。なお、下フランジの降伏は、試験体 1 において $\theta=+0.0043$ で起こり、実験とほぼ同時であった。

ここで、図 5.A3 から同一の校正で複数の試験体の挙動を再現できたが、様々な柱・梁・ガセツプレートの形状などに対する一般的な活用についての検討は今後行う。

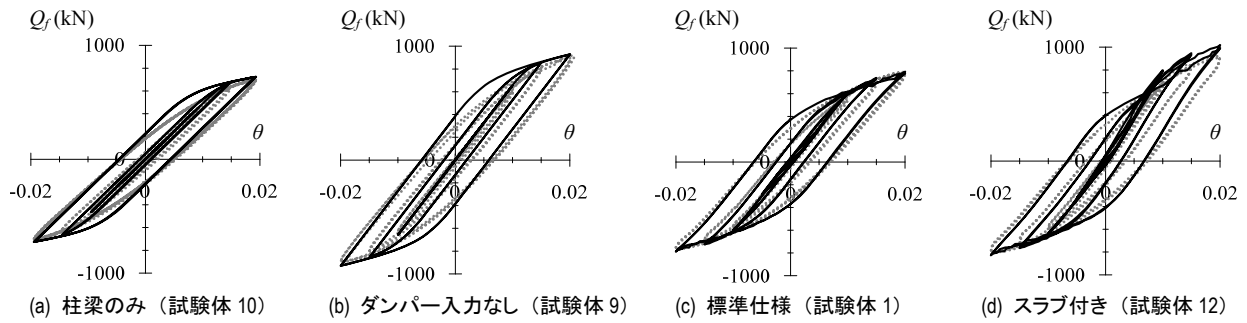


図 5.A1 校正を行わなかった解析と実験の Q_f - θ 関係 (実線=解析結果、破線=実験結果)

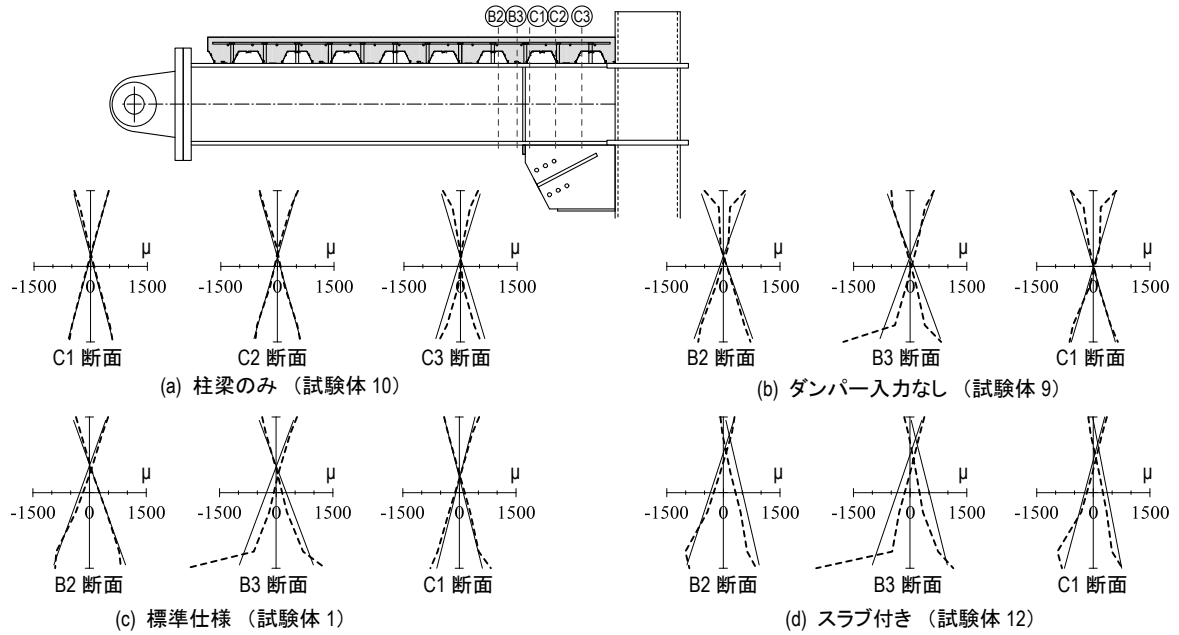


図 5.A2 校正を行わなかった解析と実験の $\theta=\pm 1/200$ における歪分布 (実線=解析結果、破線=実験結果)

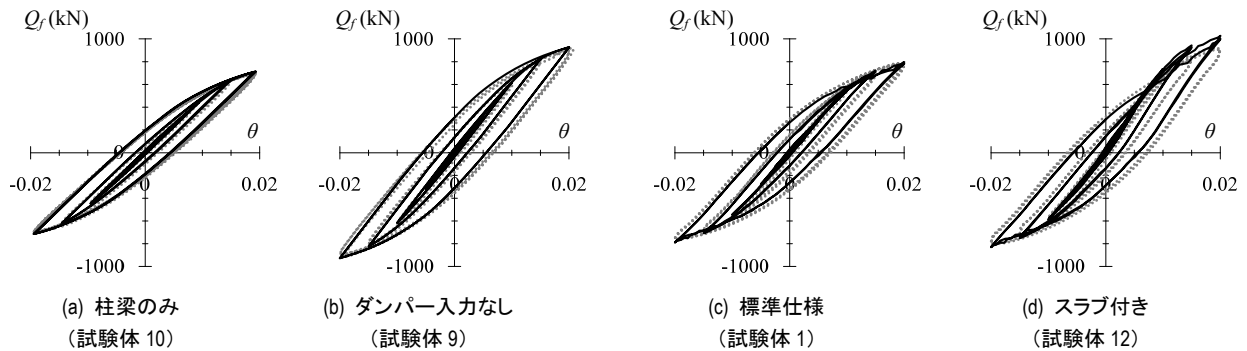


図 5.A3 校正を行った解析と実験の Q_f - θ 関係 (実線=解析結果、破線=実験結果)

第6章 複曲率曲げと軸力を考慮した合成梁の解析的検討

6.1	はじめに	115
6.2	既往実験および解析モデルの概要	116
6.2.1	井上らの実験概要	
6.2.2	マルチスプリング要素と線材要素を用いた解析モデル	
6.2.3	FEM モデル概要	
6.2.4	各定数の設定	
6.3	構成部材の弾塑性挙動と梁端周辺の歪挙動	121
6.3.1	実験結果の $M-\theta$ 関係による解析モデルの精度検証	
6.3.2	部材の状態変化と梁端での鉄骨梁・スラブの合応力の推移	
6.3.3	鉄骨梁・スラブ・スタッドにかかる力の分布	
6.3.4	梁端周辺における中立軸位置および歪の傾向	
6.3.5	鉄骨梁とスラブの界面に生じるずれの影響に関する注釈	
6.4	簡易な評価式による鉄骨梁弾性時での梁端下フランジ歪の分析	130
6.4.1	柱変形角を考慮した力学モデルと合成梁の梁端歪算出方法	
6.4.2	左右梁端の下フランジ歪の大小関係に関する考察	
6.5	ずれと柱変形角が梁端のモーメントと下フランジ歪に及ぼす影響	133
6.5.1	柱変形角を考慮した解析モデルへの拡張	
6.5.2	正曲げ側の梁変形角が負曲げ側よりも大きい場合の検討	
6.5.3	多様な柱梁剛比とずれ剛性の組み合わせが下フランジ歪に及ぼす影響の分析	
6.6	梁軸力が及ぼす影響の検証	136
6.6.1	解析方法	
6.6.2	梁軸力が梁端の $M-\theta$ 関係に及ぼす影響	
6.6.3	梁軸力が部材の状態変化に及ぼす影響	
6.6.4	鉄骨梁・スラブ・スタッドにかかる力の分布	
6.6.5	梁端周辺における歪の傾向	
6.7	実大5層制振建物実験の再現	142
6.7.1	解析方法	
6.7.2	スラブに関わる定数の設定	
6.7.3	実験結果と解析結果の比較	
6.8	まとめ	145
参考文献		

6. 1. はじめに

鋼構造物における合成梁では、正曲げで合成効果によりコンクリートスラブ（以下、スラブ）に圧縮軸力が生じるため、その剛性と耐力は鉄骨梁よりも高く、負曲げでは早期にスラブの引張破壊がおこるため鉄骨梁と同等にみなされている。

よって架構に層間変形が生じると、図 6.1 のように合成梁には正・負曲げの二つの区間ができ、それらの異なる剛性により、異なる曲げモーメント分布や区間長さが生じる。また、様々な荷重レベルでスラブの引張・圧縮破壊、鉄骨梁の降伏、スタッドコネクタ（以下、スタッド）のずれや降伏など、それぞれの区間で異なる非線形挙動がおこり、その相互作用により合成梁の変形と力が支配される。

既往の研究としては、両区間で異なる剛性を考慮した解析法の提案¹⁾や部材実験との比較²⁾を行った井上らの研究、その実験結果を解析で再現³⁾した石川らの研究、1層3スパンの架構を想定した実験に基づき合成梁および全体架構の性状の考察を行なった山野辺らの研究⁴⁾が挙げられる。また、大規模な架構の実験報告⁵⁾⁻⁸⁾などもあるが、正・負曲げでの耐力や歪の相違を示すことに留まっている。その他の複曲率曲げの検討は、横座屈挙動に関するものが多い。以上のように、前述した非線形挙動の相互作用を包括的に分析した研究は、著者らが知る限り行われていない。

なお、単曲率曲げの検討は、複曲率曲げに比べ、非常に多く行われてきたが（例えば、本論文4章や文献9））、正・負曲げ区間長さが一定であるため、合成梁の検討手段としては限られると言える。正負同等の片持ち梁変位を与えると、正曲げ区間が変形し難く負曲げ区間が変形し易いことを再現しないため、歪や応力が、ひいては接合部破断の傾向も、複曲率曲げの実際の場合と異なる可能性がある。

以上より本章の目的は、複曲率曲げを受ける合成梁の挙動の解析に有用な解析法を提示することと、それにより複曲率曲げを受ける合成梁の複雑な全体・梁端歪挙動を明らかにすることである。

提案する解析モデルは、5章で示した合成梁部分と同様であり、既往実験や詳細な有限要素解析を用いてその精度を検証する。梁端および材長方向における各構成要素の応力・歪を分析することで、6.1節に述べた正・負曲げの両区間の相互作用がおよぼす影響を包括的に論ずる。さらに、損傷が集中する梁端下フランジの歪に関する力学的考察とパラメトリ

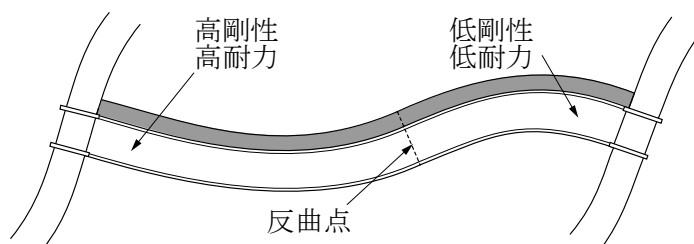


図 6.1 任意のスパンにおける合成梁・柱・接合部の変形

ックスタディにより、合成梁の設計に有用な検討方法を提示する。最後に、既往実験を再現した解析モデルに軸力を作用させて、複曲率曲げと軸力を受ける合成梁について、解析的検討を試みる。

6. 2. 既往実験および解析モデルの概要

6. 2. 1 井上らの実験概要

文献2)の合成梁実験の概要を示す。なお、各諸元値はSI単位に換算したものである。図6.2に対象とする合成梁、図6.3に合成梁断面、表6.1に各試験体の名称と概要をそれぞれ示す。左右梁端に時計回りを正とするモーメント M_L, M_R 、および等しい変形角 θ が作用する場合を考える。試験体は、合成梁3体と純鉄骨梁1体であり、鉄骨梁部分は H-250×125×6×9 を有する。コンクリートスラブ（以下、スラブ）は、幅 1500mm であり、梁端部の幅 300mm のエンドプレートに接触するように配置されている。鉄筋は D10@90、デッキプレート (AK36) のリブは梁材長方向と直交する。合成梁試験体は、スラブのデッキ溝深さ t_d と等厚部厚さ t をパラメータにしている（表6.1）。表6.2と表6.3に鋼材とコンクリートの材料試験結果、表6.4にスタッドコネクタ（以下、スタッド）2本分の初期ずれ剛性 K_{st} と 0.85 倍の最大耐力 q_y を示す。表6.5に鉄骨梁の各種性能を示す。断面積 A_s と断面2次モーメント I_s は公称値、せん断断面積 A_{sh} はウェブの断面積、降伏軸力 N_{sy} 、降伏モーメント M_{sy} 、全塑性モーメント M_{sp} は表6.2の鋼材の降伏応力度から算出した。

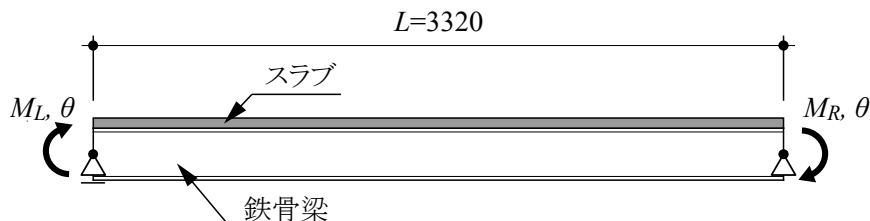


図 6.2 対象の合成梁及び左右梁端の変形角とモーメントの定義

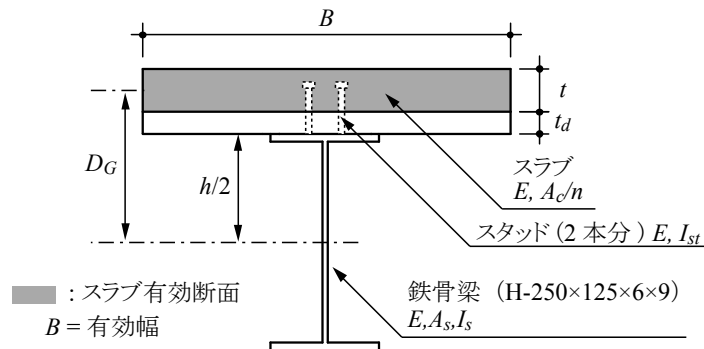


図 6.3 合成梁断面

表 6.1 各試験体のスラブ形状と
図心間距離

試験体 名称	t_d (mm)	t (mm)	D_G (mm)
CB5D	25	50	175
CB5S	0	50	150
CB10S	0	100	175
CB0	-	-	-

※ 試験体 CB0 は純鉄骨試験体

表 6.3 コンクリートの材料特性

E_c (kN/mm ²)	F_c (N/mm ²)	F_t (N/mm ²)
22.3	28.0	2.80

表 6.2 鋼材の材料特

E (kN/mm ²)	F_y (kN/mm ²)	
	フランジ [※]	ウェブ [※]
205	0.295	0.334

表 6.4 スタッド 2 本分の
降伏せん断力 q_y と初期ずれ剛性 K_{st}

	q_y (kN)	K_{st} (kN)
CB5D	52.9	176
CB5S	45.9	144
CB10S	78.7	243

表 6.5 鉄骨梁の各種性能

断面積 A_s (mm ²)	せん断 断面積 A_{sh} (mm ²)	断面 2 次 モーメント I_s (mm ²)	降伏軸力 N_{sy} (kN)	降伏 モーメント M_{sy} (kN・m)	全塑性 モーメント M_{sp} (kN・m)
3697	1392	39600000	1129	97	107

6. 2. 2 マルチスプリング要素と線材要素を用いた解析モデル

図 6.4a のように、鉄骨梁は、弾塑性挙動を詳細に再現するため、梁端から梁せいの 3 倍程度の長さの区間では曲げ変形と軸変形を考慮した長さのないマルチスプリング要素 (MS 要素) と長さのあるせん断梁要素を繋いでモデル化している (図 6.4b)。MS 要素に等曲げモーメントが生じるが、スタッド区間を 4 分割することでモーメントの変化を再現する。図 6.5 のように、鉄骨梁断面はウェブを 8 個、上下の各フランジを 1 個のバネで表した。この区間以外の鉄骨梁は曲げ変形、軸変形、せん断変形を考慮した梁要素でモデル化している。

スタッドは曲げ変形を考慮した梁要素、スラブはトラス要素でモデル化している。鉄骨梁とスラブの各要素はそれぞれの図心に配置し、スタッドと鉄骨梁図心を剛体で繋ぐ。スタッドは文献 2) の実験では 2 本ずつ配置されていたが、本解析ではスタッド 2 本分を 1 要素としてスタッド要素と呼ぶ。左右梁端のスラブ接触面では、ギャップ要素を用いて柱とスラブの支圧と離間を再現する。

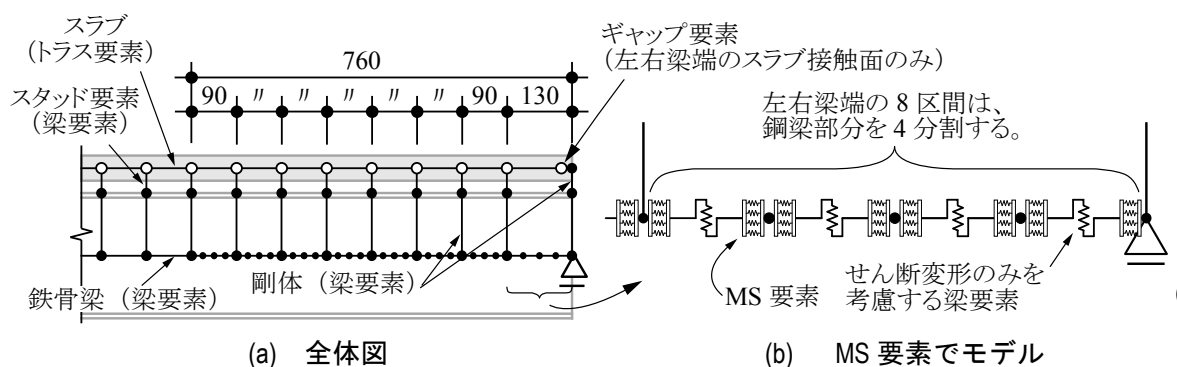


図 6.4 MS 要素と線材要素を用

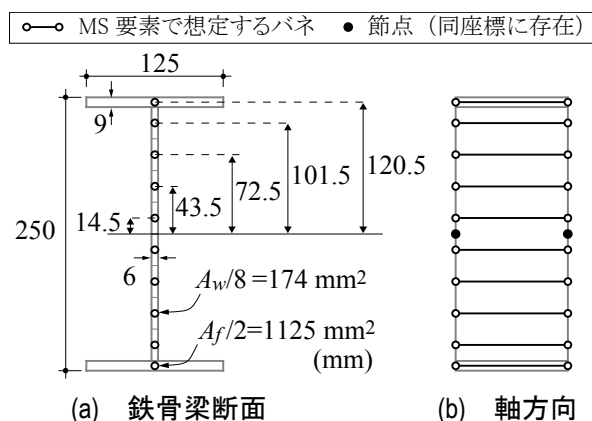


図 6.5 MS 要素で想定する鉄骨梁

6. 2. 3 FEM モデル概要

有限要素解析 (FEM) モデルを図 6.6 に示す。鋼部材とスラブは 4 節点シェル要素でモデル化し、スタッドは 2 節点梁要素を用いてモデル化している。スラブを模擬するシェル要素はスラブ中立面に設置され、鉄骨梁の上フランジ板の中立軸との間に設けた梁要素で接合される(図 6.7a)。この梁要素にスタッドのせん断力とすべり量の関係を持たせる。スラブ端と柱面との接触による力の伝達を表現するため、3 組のダミーの梁要素グループを設置している(図 6.7b)。第 1 グループはスラブ端節点と柱面節点の間に設置し、引張方向には剛性を持たず圧縮方向に高い剛性を持つ、いわゆるギャップ要素と同等な働きを持たせ、鋼柱面の間の接触挙動を模擬する。第 2 グループは接触点における極端な応力集中を回避するために設置するものである。スラブをシェル要素でモデル化しているため板厚方向の節点は 1 個となるが鋼柱面ではスラブからの圧縮力はスラブ厚分に作用するものとして剛な領域として表現するもので、曲げに関してのみ剛としている。本モデルでは、試験体端部の剛な治具および加力用梁を剛な梁要素でモデル化している。第 3 グループはスラブが鉄骨梁上フランジを貫通するのを防ぐために設置するものであり、引張方向には剛性を持たず圧縮方向に高い剛性を持たせている。本モデルの詳細は文献 10)を参照されたい。

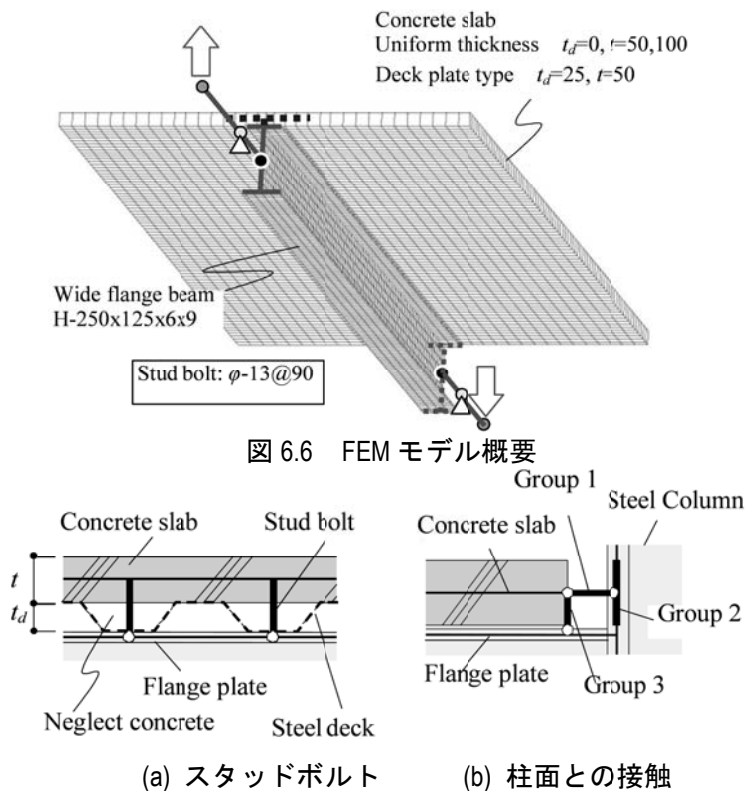


図 6.6 FEM モデル概要

(a) スタッドボルト (b) 柱面との接触

図 6.7 スラブと鋼架構の結合モデル化

6. 2. 4 各定数の設定

線材モデル (6.2.2 項) の鋼材、スタッド要素、コンクリートの各構成則をそれぞれ図 6.8, 6.9, 6.10 に示す。図中の各定数は、文献 2) から求めた表 6.2, 6.3, 6.4 の値を用いる (6.2.1 項)。図 6.8 の α は、6.3.1 項で後述する純鉄骨試験体の実験結果と解析結果で良い対応を示す値を模索して $\alpha=0.02$ とし、図 6.9 のスタッド要素にもこの値を適用する。図 6.9 の q はスタッド要素 1 本あたりに作用するせん断力、Slip は鉄骨梁上フランジとスラブ図心とのずれを表す。表 6.6 に線材モデルで用いる各試験体の有効幅を示す。スラブをトラス要素で再現した既往文献¹¹⁾において、設計指針¹²⁾の有効幅は、弾性剛性と耐力を過大に評価すると指摘されている。これを踏まえて、本解析で用いる有効幅は、付録の方法より、FEM 解析結果の鉄骨梁塑性開始時までの荷重変形関係が最小二乗法で合致するように定めた。本方法で定めた有効幅は、設計指針¹²⁾から算出される値(789mm)の半分ほどであり、曲げ剛性は 0.9 倍ほどになる。

FEM モデル(6.2.3 項)の各構成則について、鋼材は Overly Model (別名 Sub-layer Model) を採用し、スタッド要素は弾性体、コンクリートは図 6.10 に示したものとし、各詳細は文献 10) を参照されたい。

ここで、スラブを鉄筋とコンクリートの並列体と考えると、鉄筋の寄与は、コンクリートが圧縮・引張強度に達するまでは小さく、それ以降でも並列体の平面保持が崩れて小さいと考えられる。そのため鉄筋は無視した。さらに、コンクリートは、ひび割れによる剛性低下を考慮すべきであるが、载荷の初期段階以外でその影響が僅かであることを 2 つの解析モデルで確認し、解の収束性を確保するために、図 6.10 に示すような完全弾塑性とした。

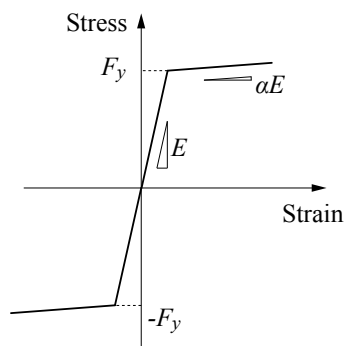


図 6.8 MS 要素における鋼材の応力度 - 歪関係

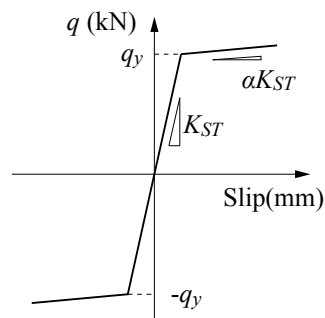


図 6.9 スタッド要素(スタッド 2 本分)のモデル

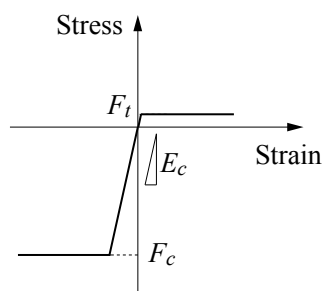


図 6.10 コンクリートの材料特性

表 6.6 FEM 解析から得た各試験体の解析有効幅

試験体 名称	解析有効幅 (mm)
CB5D	476
CB5S	596
CB10S	397

6. 3. 構成部材の弾塑性挙動と梁端周辺の歪挙動

6. 3. 1 実験結果の $M-\theta$ 関係による解析モデルの精度検証

最初に、前節で述べた両解析モデルの精度を検証する。図 6.11 は純鉄骨試験体および試験体 5D, 5S, 10S の $M_L-\theta$, $M_R-\theta$ 関係について実験結果と解析結果を比較したものである。また、 $M-\theta$ 関係の代表値として、コンクリートの引張強度前後に関わらず左右梁端の鉄骨梁が弾性を保持する領域での最小二乗法から求めた荷重変形関係の傾き K と $\theta=0.02$ 時の耐力について両解析値（実験値に対する解析値の比率として表示）を示したものが表 6.7 である。図 6.11 から、スラブが有する剛性ならびに耐力への影響が異なるいずれの試験体においても実験による $M-\theta$ 関係と 2 つの解析によるものはよく対応していること、また、表 7 より、両モデルの解析値は、 K と $\theta=0.02$ 時の耐力において実験値との差異は 1 割程度であり、剛性・耐力共に高精度で実験を再現していることが確認される。提案した線材モデルは、断面力分布などの分析に最適であるため、次節以降では、この結果を通して合成梁の局所的性状の詳細な分析を行うこととする。

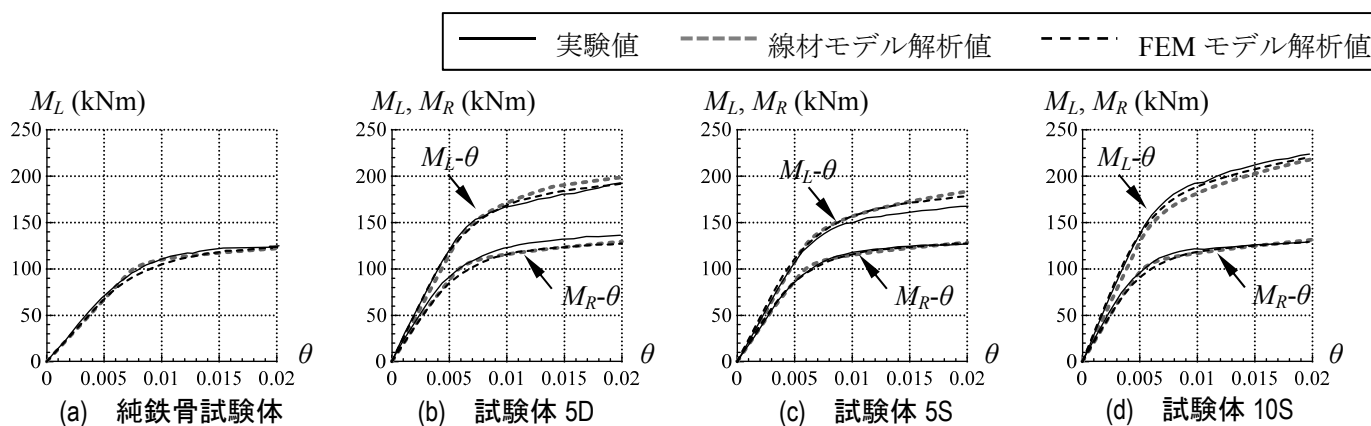


図 6.11 実験値と解析値の比較

表 6.7 実験値に対する 2 種解析値の比率 (K と $\theta=0.02$ 時の耐力)

試験体 名称	線材モデル				FEM モデル			
	K		$\theta=0.02$ 時耐力		K		$\theta=0.02$ 時耐力	
	左側	右側	左側	右側	左側	右側	左側	右側
5D	0.95	0.92	1.05	0.95	1.00	0.86	1.00	0.93
5S	0.99	1.01	1.10	1.02	1.09	1.06	1.06	1.00
10S	0.90	0.94	0.97	1.02	1.06	0.92	0.98	1.00

6. 3. 2 部材の状態変化と梁端での鉄骨梁・スラブの合応力の推移

各試験体の弾性・塑性などの状態変化について、図 6.12 にその概要、表 6.8 にそれらが生じた θ を示す。例として試験体 5D では、最初に負曲げ区間のスラブが引張強度に達した後（図 6.12 の①）、左右梁端の下フランジがほぼ同時に降伏し（②）、正曲げを受ける左端のスラブが圧縮強度に達して（③）、最後に負曲げを受ける右端のスタッド要素が降伏せん断力に達した（④）。③の左端のスラブが圧縮強度に達したのは試験体 5D のみであり、これを除けば全ての試験体で同じ順番で状態変化が生じた。試験体 5S では、①、②、④に加えて、左端から離れた位置にあるスタッド要素が降伏せん断力に達した（⑤）。図 11（3.1 節）のように各試験体の M_L - θ 、 M_R - θ 関係は、 $\theta=0.005$ 付近で勾配が低下して、鉄骨梁の降伏の影響を大きく受けることがわかる。各部材の状態変化がおきた原因と影響を以下および次節以降に示す。

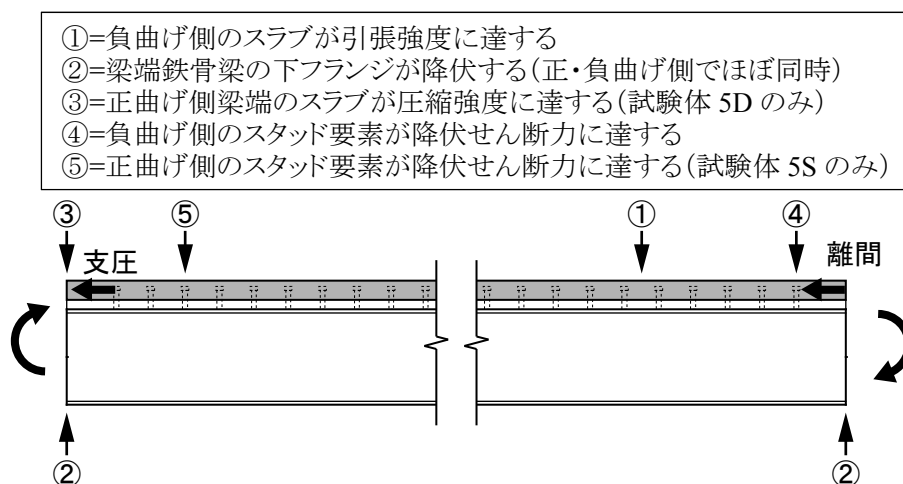


図 6.12 解析結果における弾性・塑性などの状態変化の概要

表 6.8 各試験体における状態変化が生じる θ

	試験体 5D	試験体 5S	試験体 10S
①	0.0025	0.0030	0.0032
②	0.0054	0.0053	0.0050
③	0.0140	-	-
④	0.0190	0.0063	0.0175
⑤	-	0.0179	-

番号は図 12 参照、②は左端降伏時の θ を示している。

まず、梁端における部材の状態変化（図 6.12 の②と③）とそれによる影響を説明する。図 6.13 に合成梁断面における合成梁全体としての鉄骨梁中心軸回りの曲げモーメント M と各部位の合応力を示す。合応力は、鉄骨梁の軸力 N_s 、曲げモーメント M_s 、スラブの軸力 N_c の 3 成分とし、スラブの曲げモーメントは無視する。また、左端での N_s, M_s, N_c を N_{Ls}, M_{Ls}, N_{Lc} とする。正曲げと引張軸力を正、負曲げと圧縮軸力を負とすると、 M と各部位の合応力の釣合いは、

$$M = M_s - N_c D_G, \quad 0 = N_c + N_s \quad (6.1a, b)$$

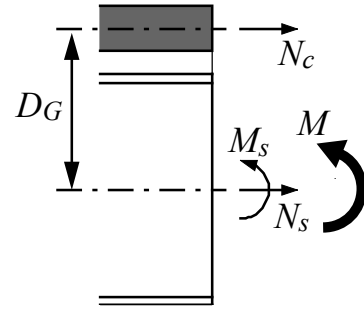


図 6.13 外力 M と合応力の概要

として表され、式(6.1a)中の $N_c D_G$ が合成梁全体としての曲げモーメントに及ぼすスラブ寄与分となる。そこで、左端について、線材モデルによる解析結果を基に計算した $N_{Lc} D_G$ の推移を図 6.14 に示す。なお、図中には同解析によって得られた M_{Ls}, M_L も併せて示している。また、図 6.15 に左右梁端鉄骨梁の N_{Ls} と M_{Ls} の相関関係を示す。それぞれが鉄骨梁の降伏軸力 N_{sy} と全塑性モーメント M_{sp} で基準化されている。全塑性曲線は、文献¹³⁾に基づく。

前述したように、梁端では全ての試験体で鉄骨梁がスラブに先行して降伏する（図 6.14 中の②）。そのときの M_{Ls} は 6.2.1 項で示した表 6.5 の鉄骨梁降伏モーメント M_{sy} よりも小さい値となっている。これは、図 6.13 に示したように合成梁における鉄骨梁は N_c との釣合いによって N_s が作用する梁柱部材として振舞うためであり、図 6.15 からそのことは明らかである。

鉄骨梁降伏以降の合応力の関係は、 N_c の上昇に伴いこれと釣合うべく N_s は増加し続け、その結果として M_{Ls} は減少する。ただし、試験体 5D の場合は、スラブが圧縮強度に達したため、 M_{Ls} が再度上昇している（図 6.14 中の③以降）。本解析では圧縮強度以降でのスラブ軸力を一定と仮定したために、③以降での $N_{Lc} D_G$ は一定となり、 M_{Ls} がひずみ硬化によって増加する結果となっている。試験体 5D のスラブが圧縮強度に達する結果となった理由は、図 6.13 から理解されるように、鉄骨梁降伏時での M_L に対する $N_{Lc} D_G$ がスラブ厚に比べて大きいためである。すなわち、試験体 5D は、他の 2 つの試験体と比べると、スラブ厚に比し D_G が大きく同じスラブ厚の試験体 5S よりもスラブが有する剛性・耐力への影響が大きいためスラブが圧縮強度に至る結果となる。

図 6.15 中に示す θ は梁端での鉄骨梁とスラブの状態変化の生じる時であり、各試験体の鉄骨梁は、負曲げを受ける右端と正曲げを受ける左端がほぼ同時に降伏することが分かる。この点については 6.4 節にて詳しく説明する。

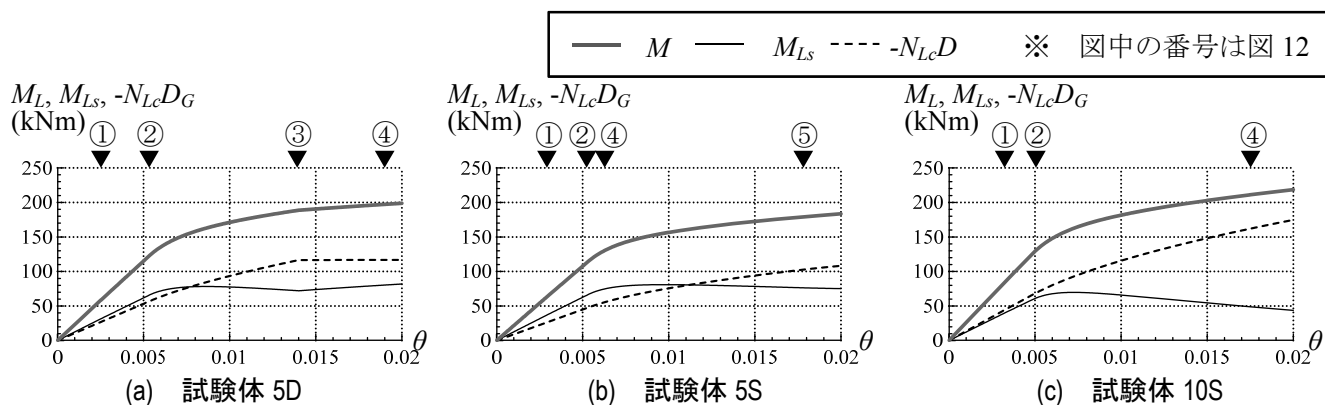
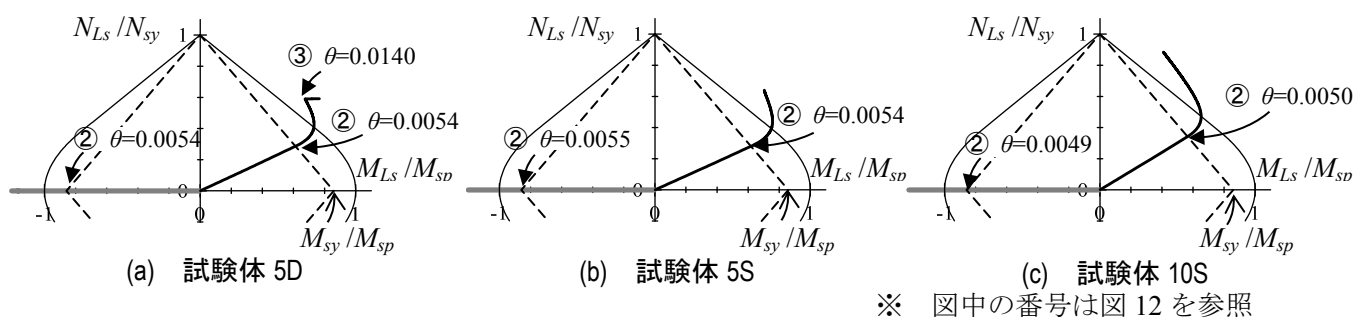

 図 6.14 左端における外力 M_L と M_{Ls} 、 $N_{Lc}D_G$ の推移


図 6.15 解析から得られる鋼梁の NM 相関関係（黒い線=左端、灰色の線=右端）

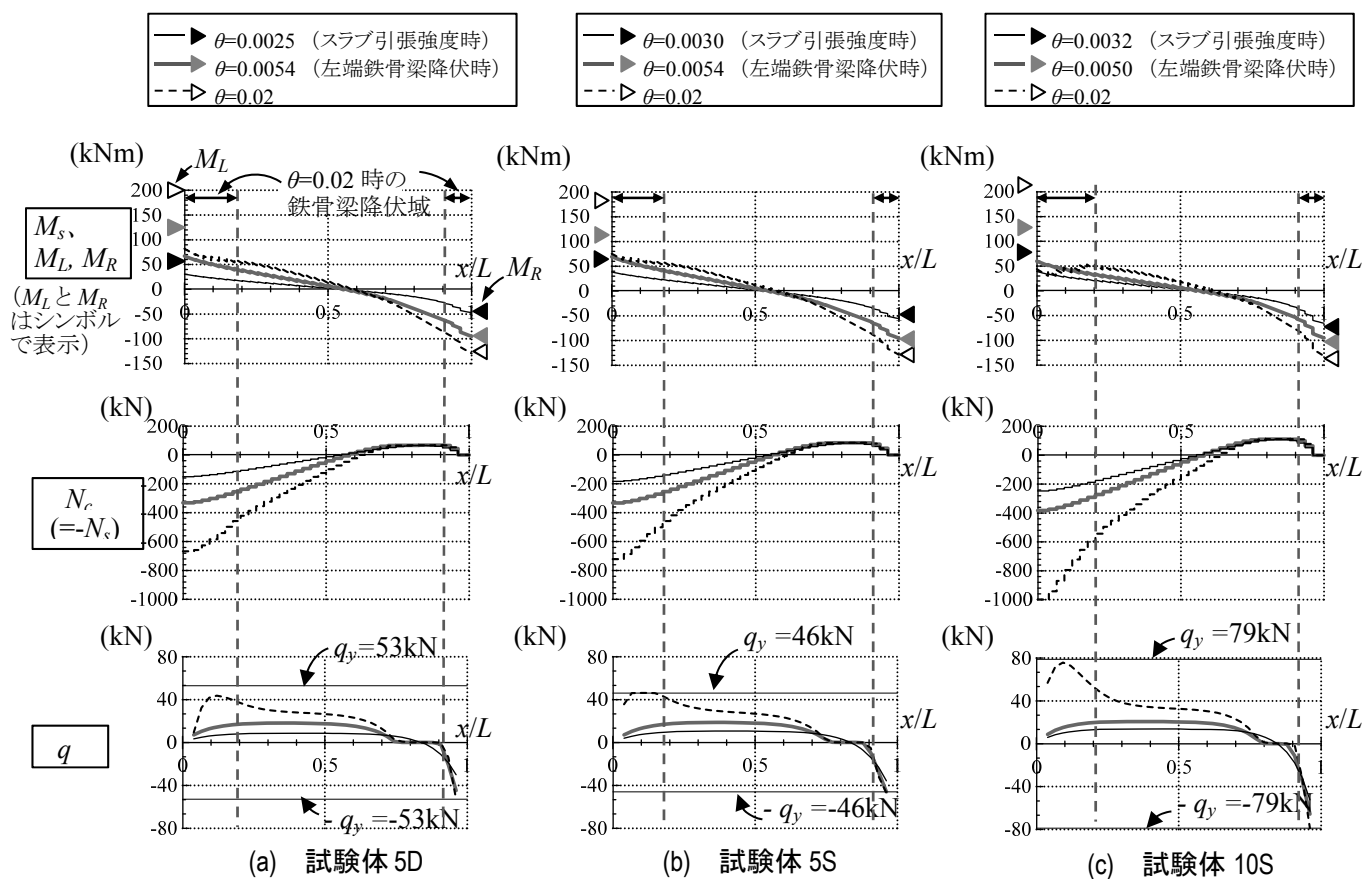
6. 3. 3 鉄骨梁・スラブ・スタッドにかかる力の分布

ここでは、材長方向における部材の状態変化とそれが及ぼす影響について説明する。図 6.16 に試験体 5D, 5S, 10S における M_s , N_c , q の分布を、スラブ引張強度時、左端鉄骨梁降伏時、 $\theta=0.02$ 時について示す。また、 $\theta=0.02$ の鉄骨梁塑性域を灰色の破線、 M_s 分布には M_L と M_R をシンボルで表示する。図の横軸は左端を原点として梁長さ L で基準化した梁位置である。図 6.16a~c の上段と中段より、鉄骨梁降伏後では反曲点の移動によって（6.4.1 項で後述）、 M_s と N_c がゼロになる位置が右端側に移動する。 M_s と N_c の値は、引張強度に至った断面の N_c を除いて、载荷の進行によって概ね増加し続ける。負曲げ区間の N_c は、右端ではスラブと梁端接触面の離間によってゼロとなり、右端から離れた断面で最大値をとり、引張強度に達する（図 6.12 の①）。なお、図 6.11（6.3.1 項）と図 6.16 からわかるように、スラブが引張強度に達しても、梁端の M - θ 関係と M_s の分布に与える影響は小さい。 $\theta=0.02$ （破線）について、左端から図中の灰色の破線までの領域では、それよりも内側の領域よりも、 M_s の傾きが小さく、 N_c の傾きが大きい。これらの原因は、この領域では鉄骨梁が降伏したために、 M に対する M_s が減少し、これに伴って N_c が増大した（式 6.1a）ためである。鉄骨梁の塑性域については、次節で図示する。

図 6.16a~c の下段の q 分布について述べる。ここで、 N_c は q の蓄積による値であることから、次式の関係が成り立つ。

$$q_i = N_{c,i} - N_{c,i-1} \quad (6.2)$$

q_i は左端から i 番目のスタッド要素のせん断力、 $N_{c,i}$ は i 番目のスタッド要素の右側に繋がるスラブ要素の軸力で、 $N_{c,0}=N_{Lc}$ である。前述したように、鉄骨梁が塑性化した断面では M_s が減少して N_c が増大する（式 6.1a）。つまり、鉄骨梁の塑性化の範囲が i 番目のスタッド要素までの場合、式(2)からこの部分で q_i が大きくなるのがわかる。この傾向は、 $\theta=0.02$ （破線）の左端から図中の灰色の破線までの領域で確認される。鉄骨梁降伏時（灰色の実線）では、正曲げ区間の q 分布は概ね一定値を取る。一方、負曲げ区間の q 分布はコンクリート引張強度に至った断面ではゼロ（式(6.2)）となり、右端ではスラブ要素が力を負担しないため、大きい値をとる。このため、全試験体のスタッド要素が右端で降伏せん断力に達し（図 6.12 の④）、 q_y の小さい試験体 5S（6.2.1 項の表 6.4）では他の試験体よりも早期であった。さらに、試験体 5S は鉄骨梁降伏による q の増大によって正曲げ区間にあるスタッド要素が降伏する（図 6.12 の⑤）。以上のように、合成梁の構成部材の弾塑性挙動は、各部材の挙動が影響しあいながら変化する。


 図 6.16 M_s, N_c, q の分布（上段= M_s 、中段= N_c 、下段= q ）

6. 3. 4 梁端周辺における中立軸位置および歪の傾向

図 6.17 に MS 要素から得た中立軸の位置（鉄骨梁図心を原点）の分布と θ の増加による変化を示す。左端について、中立軸は、鉄骨梁降伏時では鉄骨梁図心から梁せいの 2～3 割程度上の位置にあり、 $\theta=0.02$ ではほぼ上フランジに位置する。ただし、この中立軸の移動は、梁端から離れた領域ほど小さい。なぜなら、端部に近いほど塑性化が進行して、3.3 節で前述したようにスラブの寄与が大きいためである。一方、右端ではスラブと梁端とが接触しないため、中立軸は概ね鉄骨梁図心にある。ただし、スラブ引張強度以前では梁の中央にいくにつれてスラブの寄与が大きくなるため、中立軸が上がる。なお、右側の中立軸が左端鉄骨梁降伏時から $\theta=0.02$ にかけて下がる原因は、スラブが引張強度以上の応力を負担しないためである。

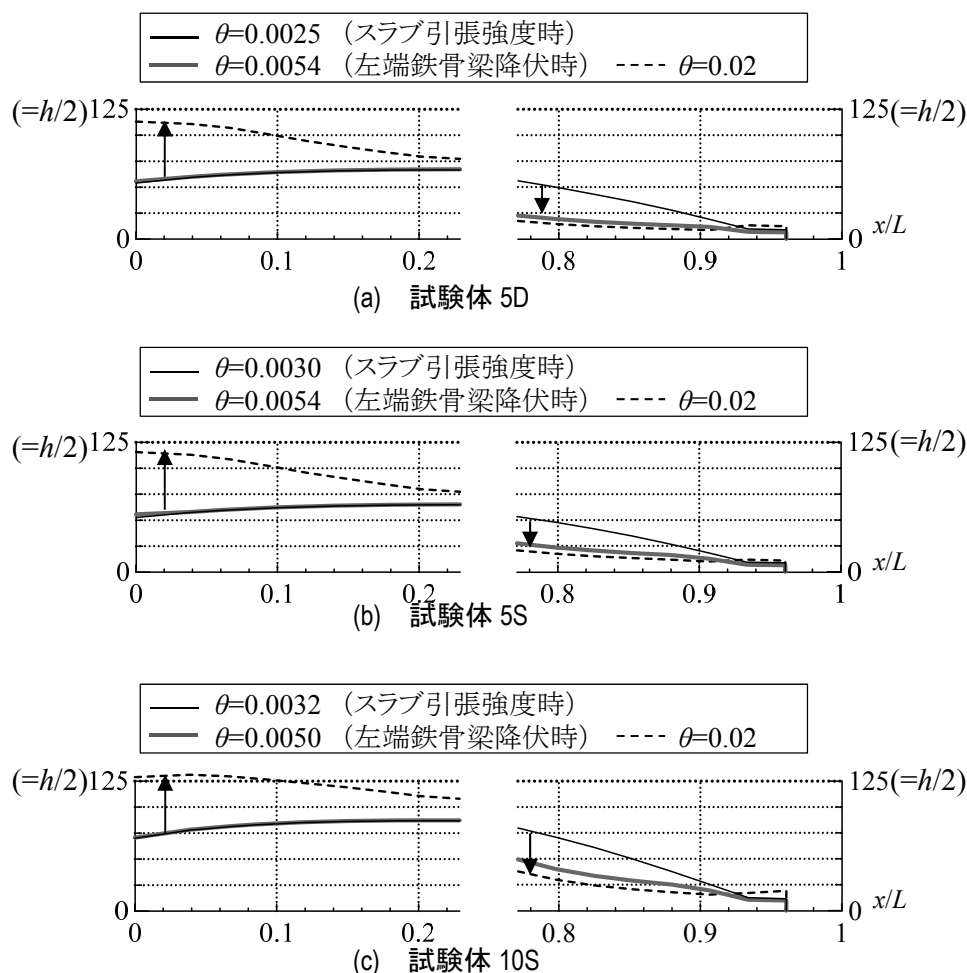


図 6.17 鉄骨梁図心を原点とした中立軸位置の分布と

図 6.18 に $\theta=0.02$ における各試験体の梁端付近の鉄骨梁の塑性域と上下フランジの材長方向の歪分布を FEM モデルの結果も併せて示す。ここで、FEM モデルの梁材長方向の歪は、梁端では断面を剛としているため、その付近では梁幅方向の歪が影響して小さくなることを確認している。そのため、FEM モデルの歪値は、一軸歪状態が確保される梁端から鉄骨梁幅の 6 割程度(81.25mm)離れた断面までを示す。線材モデルと FEM 解析モデルは、塑性域と歪分布が概ね対応していることが確認され、両解析モデルは梁端の歪挙動においても整合するといえる。次に、線材モデルの結果に着目して、各試験体の右側の塑性域は梁せ

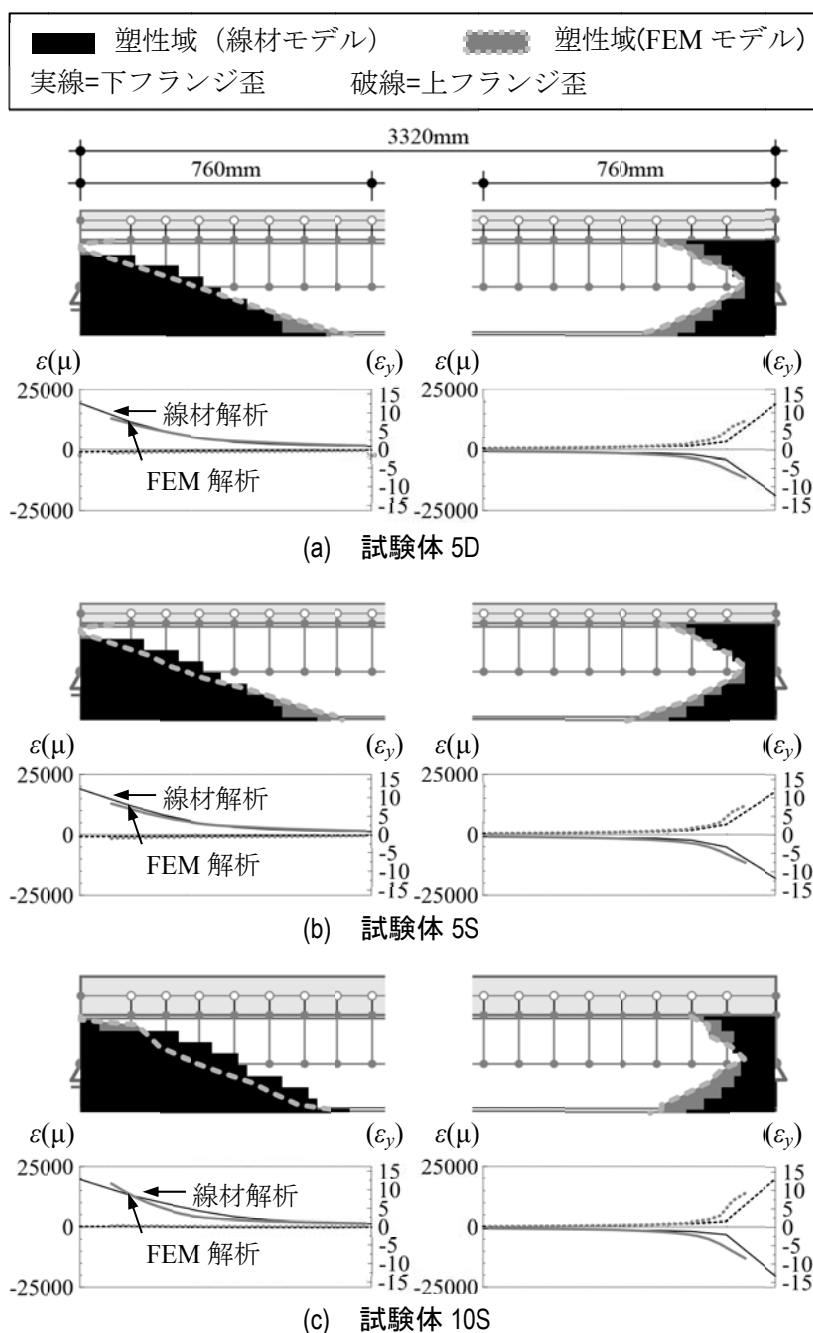


図 6.18 $\theta=0.02$ での塑性域 (上) と上下フランジの歪分布 (下)

い程度までの領域であるが、左側の塑性域は右側の2倍程度の領域、すなわち梁長さの約20%の範囲までに至っている。歪分布をみると、鉄骨梁左側の歪分布は滑らかに変化する。一方、鉄骨梁右側における歪分布は、右端とその直近のスタッド要素まで断面ではスラブの寄与がないため、それよりも内側の断面よりも急激に変化し、端部では左端と同等の値となっている。以上より、鉄骨梁の塑性化領域は、正曲げを受ける左側では比較的長い範囲の下フランジ、負曲げを受ける右側では端部の上下フランジに集中すると言える。

図 6.19 に各試験体の左右端付近における下フランジ歪 $\varepsilon_{L, bot}$, $\varepsilon_{R, bot}$ の推移を絶対値で示す。ここでも、線材モデルと FEM モデルの結果を示し、両者の比較のために、前者は梁端から鉄骨梁幅の5割程度(65mm)離れた断面、後者は6割程度(81.25mm)離れた断面の歪値を図示する。なお、前者について、対象とする断面の下フランジ歪の値は、梁端の0.8倍程度である。FEM 解析に対する線材解析の歪値は、弾性時ではほぼ一致し、 $\theta=0.02$ では試験体 10S の $\varepsilon_{L, bot}$ で0.85倍、これ以外で概ね1.15倍であり、変形に対する梁端の歪挙動は概ね対応していると言える。6.3.2 項で前述したように、鉄骨梁弾性時の左右梁端下フランジは同等の歪値であり、ほぼ同時に降伏する。また、鉄骨梁降伏後から $\theta=0.02$ でもほぼ同等の歪値である。なお、ここでは左右の梁変形角を等しくしているが、架構における合成梁は正曲げを受ける区間では負曲げを受ける区間よりも小さい梁変形角のため、左端の歪値は右端に対してより小さい歪値になると考えられる。

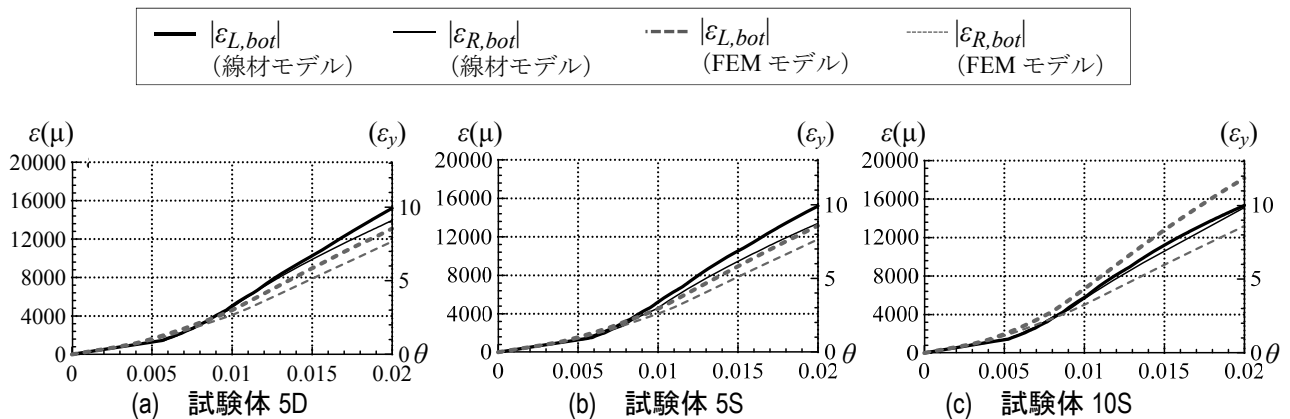


図 6.19 左右梁端付近における鉄骨梁下フランジ歪の推移

6. 3. 5 鉄骨梁とスラブの界面に生じるずれの影響に関する注釈

ここでは、前章の試験体 5D を代表して、スタッド要素の剛性を十分に高くして鉄骨梁とスラブの界面に生じるずれの生じさせない解析（以下、解析 N）と前章までの解析（以下、解析 S）を比較して解析 S でのずれの影響について言及する。

図 6.20 に解析 S でのスタッド変形の積分値として得たずれ δ を示す。 δ はスラブ引張強度に達した断面（図 6.16 中段）で最大値を取り、その付近の右端ではスラブの梁端接触面との離間のためゼロにならない。試験体 5D は、設計指針¹²⁾の耐力指標である完全合成梁に必要なスタッド本数の 3 倍以上を有し、比較的小さい δ と考えられる。

両解析の全体挙動と梁端歪挙動の比較のために M_L - θ , M_R - θ 関係を図 6.21、左右梁端の歪分布を図 6.22 に示す。解析 S に対する解析 N は、 M_L - θ 関係の K で 3% 大きい程度（図 6.21）、鉄骨梁弾性時での左端の歪分布で僅かに大きいスラブ歪、小さい曲率、高い中立軸を有する（図 6.22a）が、ほぼ一致している。表 6.9 に解析 N での各試験体における状態変化が生じた θ と解析 S との比を示す。ずれを生じさせないことは、スラブとスタッド要素の負担応力を大きくするため、それらの状態変化を早めるが、鉄骨梁の降伏には影響しなかった。

以上の他に、弾性・弾塑性時での材長方向の部材応力分布と梁端の歪挙動についても、ずれの影響は僅かであることを確認している。

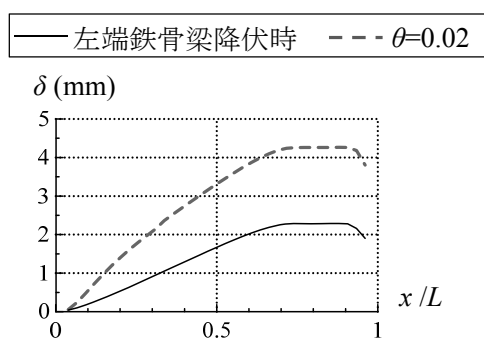


図 6.20 試験体 5D での鉄骨梁とスラブの界面に生じるずれ

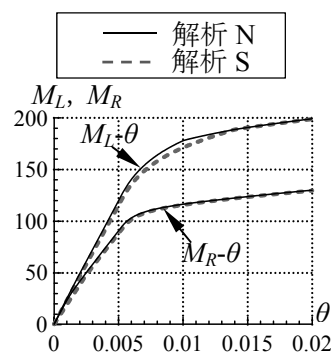


図 6.21 解析 N と解析 S の M - θ 関係

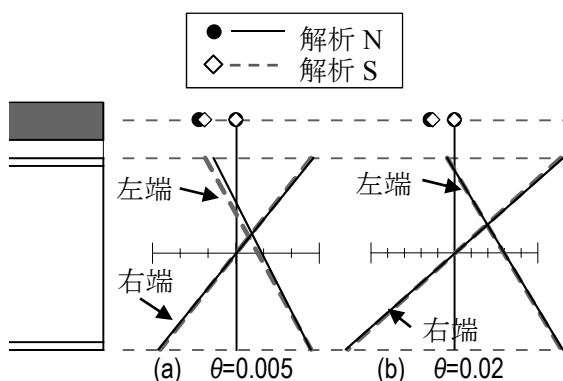


図 6.22 解析 N と解析 S の左右梁端での歪分布（試験体 5D）

表 6.9 解析 N での状態変化が生じる θ と解析 S との比

	試験体 5D	試験体 5S	試験体 10S
①	0.0011, 0.44	0.0013, 0.43	0.0014, 0.45
②	0.0054, 1.00	0.0053, 1.00	0.0050, 1.00
③	0.0101, 0.72	0.0159, -	0.0177, -
④	0.0008, 0.04	0.0007, 0.11	0.0010, 0.06
⑤	0.0120, -	0.0070, 0.67	0.0083, -

各番号は図 6.12 を参照

「,」 前は解析 N での θ 、後は解析 S での θ との比

6. 4. 簡易な評価式による鉄骨梁弾性時での梁端下フランジ歪の分析

前節の解析では、正曲げ・負曲げを受ける両梁端の下フランジ歪は同等であることを確認した。このことを平面保持を仮定した簡易な評価式で表すことで一般的に生じうる現象であることを説明する。なお、正曲げ・負曲げ長さは、前章では非線形解析の結果として求められたが、ここではこれを解析的に求め、この結果を用いて歪も陽な形式で表す。鉄骨梁弾性時を対象とするが、左右梁端の降伏する順番を知ることができ、設計に有用であると考えられる。

6.4.1 柱変形角を考慮した力学モデルと合成梁の梁端歪算出方法

図 6.23 に対象とする架構、図 6.24 に力学モデルの概要を示す。対象とする架構は、上下の柱長さ半分を反曲点と仮定して抽出した架構であり、層間変形 θ が作用する場合を考える。左右梁端に回転剛性 K_L , K_R を有する回転ばねを配置することで柱変形角を再現する。 K_L , K_R は次式で表す。

$$K_L = 12 \cdot \frac{EI_s}{l} \cdot \kappa, \quad K_R = \lambda \cdot K_L \quad (6.3 \text{ a, b})$$

κ は鉄骨梁に対する柱の剛比を表し、 $\kappa=\infty$ の場合は前章までのように左右の梁変形角が等しい場合に相当する。 λ は任意の正数である。

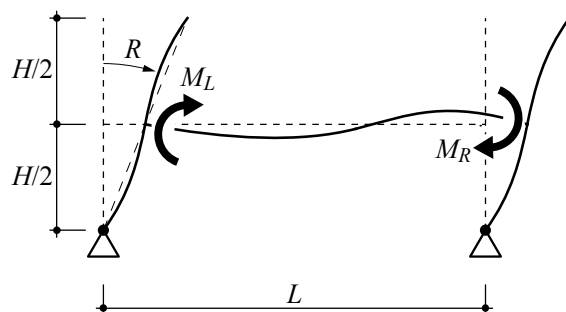


図 6.23 ラーメン架構の上下柱の長さ半分を抽

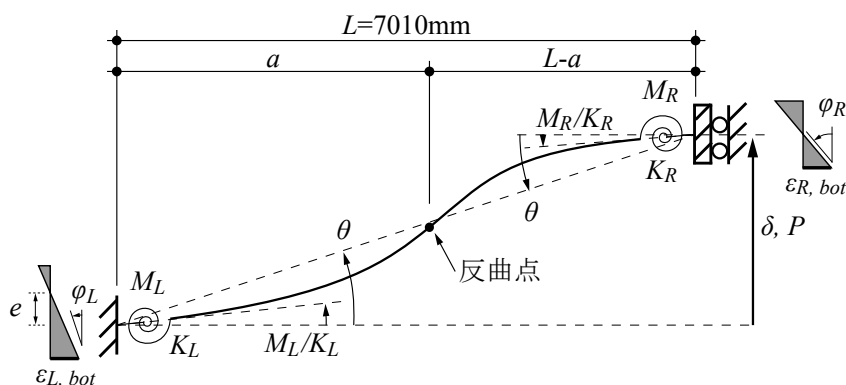


図 6.24 柱変形を回転バネで再現するモデルと左右梁端歪分布

続いて梁端歪算出方法について述べる。正曲げ区間の梁長さを a 、断面 2 次モーメントを I 、梁端下フランジの歪を $\varepsilon_{L,bot}$ 、負曲げ区間のそれらを $L-a$ 、 I_s 、 $\varepsilon_{R,bot}$ 、鉄骨梁と合成梁の図心間距離を e と表す。 I と e は平面保持を仮定して次式で表せる。

$$I = I_s + A_s \cdot e^2 + A_c/n \cdot (D_G - e)^2, \quad e = \frac{A_c/n}{A_c/n + A_s} \cdot D_G, \quad A_c = B \cdot t \quad (6.4 \text{ a-c})$$

式(6.4a-c)で I と e が求まったことと、両区間の境界（即ち、反曲点）において変形の勾配が等しいことから、 a が次式で表せる。

$$a = \frac{\bar{K} - \sqrt{\bar{K}^2 - 4\bar{I}(L^2/I_s + 2EL/K_R)}}{2\bar{I}} \quad (6.5 \text{ a-c})$$

$$\bar{K} = \frac{2E}{K_L} + \frac{2E}{K_R} + \frac{2L}{I_s}, \quad \bar{I} = \frac{1}{I_s} - \frac{1}{I}$$

式(6.4a-c)と(6.5a)で算出した I, e と a 、さらには両区間の梁せん断力 P が等しいことから $\varepsilon_{L,bot}/\varepsilon_{R,bot}$ は次式で表せる。

$$\varphi_L = \frac{Pa}{EI}, \quad \varepsilon_{L,bot} = \left(\frac{h}{2} + e\right) \cdot \varphi_L = \left(\frac{h}{2} + e\right) \cdot \frac{P}{EI} \cdot a \quad (6.6 \text{ a, b})$$

$$\varphi_R = \frac{P(L-a)}{EI_s}, \quad \varepsilon_{R,bot} = \frac{h}{2} \cdot \varphi_R = \frac{h}{2} \cdot \frac{P}{EI_s} \cdot (L-a) \quad (6.7 \text{ a, b})$$

$$\frac{\varepsilon_{L,bot}}{\varepsilon_{R,bot}} = \left(1 + \frac{2e}{h}\right) \cdot \frac{\varphi_L}{\varphi_R}, \quad \frac{\varepsilon_{L,bot}}{\varepsilon_{R,bot}} = \left(1 + \frac{2e}{h}\right) \cdot \frac{I_s}{I} \cdot \frac{a}{L-a} \quad (6.8 \text{ a, b})$$

なお、式(6.3)~(6.8)と解析 N の結果（6.3.5 項）が数値的に整合することを確認している。以上のように、式(6.3)~(6.8)を用いれば、合成梁の断面形状から正曲げ・負曲げ区間長さ ($a, L-a$) が求まり、左右の梁端下フランジの歪 ($\varepsilon_{L,bot}, \varepsilon_{R,bot}$) とその大小関係が陽で表せる。

式(6.8b)から $\varepsilon_{L,bot}/\varepsilon_{R,bot}$ は、鉄骨梁に対する合成梁の断面 2 次モーメントの比の逆数 (I_s/I) により小さく、中立軸から下フランジまでの距離の比 ($1+2e/h$) と梁端から反曲点までの長さの比 ($a/(L-a)$) により大きくなることがわかる。また、6.3.5 項の解析 N の歪分布 (図 6.22a) において、 I_s/I と $a/(L-a)$ の積で表される曲率の比 φ_L/φ_R (式(6.8a)) が 1 以下であることが確認され、左端では右端より高い剛性によって曲率が小さいために、左右の梁端で下フランジ歪はほぼ同等となっていることがわかる。つまり、複曲率曲げを受ける合成梁の検討では、正・負曲げ区間の剛性の違いにより両区間で区間長さと変形・曲率が異なるため、6.1.1 項で述べたような、片持ち梁として同じ梁長さの合成梁に正負同等の変形・曲率を交互に与えて得られる結果と異なることに注意する必要がある。

6. 4. 2 左右梁端の下フランジ歪の大小関係に関する考察

式(6.3)から(6.8)を用いて定量的な考察を行う。図 6.25 に合成梁断面を示す。典型的な合成梁を対象にして、鉄骨梁は H-600×250×12×22、スラブは $t_d=75\text{mm}$, $t=80\text{mm}$ 、梁長さは $L=7010\text{mm}$ とした。本節でのみ簡単のため、スラブは引張軸力を負担しない。これによって鉄骨梁弾性時の M_R と $\varepsilon_{R,bot}$ は 0.9 倍程度になる。ここでは、正曲げ側と負曲げ側の断面性能の差異が $\varepsilon_{L,bot}/\varepsilon_{R,bot}$ に及ぼす影響を明確にするために、明確な範囲をとる $e(0<e<D_G)$ を変数とした検討を行う。

図 6.26 に $2e/h$ に対する $\varepsilon_{L,bot}/\varepsilon_{R,bot}$, I_s/I , $a/(L-a)$ を 4 種類の K_L と K_R の関係で示す。 K_L と K_R の関係は、柱変形角を無視した $\kappa=\infty$ かつ $K_R=K_L$ 、柱変形角を考慮した例として $\kappa=1$ かつ 1 スパン架構を想定した $K_R=K_L$ と、2 スパン以上の架構の中柱と側柱の関係などを想定した $K_R=0.5K_L$ 、 $K_R=2K_L$ とした。

図 6.26a~d に共通して、 $2e/h$ が大きいほど I_s/I は小さくなり、 $a/(L-a)$ は大きくなる。そして、これら 3 つの比の積で表せられる $\varepsilon_{L,bot}/\varepsilon_{R,bot}$ は、 $\kappa=\infty$ (図 6.26a) では $2e/h$ が大きいほど大きくなり、 $\kappa=1$ (図 6.26b-d) ではほぼ一定であることが確認される。 $\varepsilon_{L,bot}/\varepsilon_{R,bot}$ は、 $\kappa=\infty$ かつ $K_R=K_L$ の場合 (図 6.26a)、最大で 1.2 程度であり、左右梁端で下フランジの歪値に大きな差異がないことがわかる。 $\kappa=1$ かつ $K_R=0.5K_L$ の場合 (図 6.26b)、左端での θ に対する梁変形 ($\theta \cdot M_L/K_L$) が大きいため、 $a/(L-a)$ が 1.1~2.0 と他の $\kappa=1$ の場合 (図 6.26c, d) と比較して大きな値をとるが、 $\varepsilon_{L,bot}/\varepsilon_{R,bot}$ は 1.1~1.2 と左右梁端で下フランジの歪値に大きな差異がない。 $\kappa=1$ かつ $K_R=K_L$ および $K_R=2K_L$ の場合 (図 6.26c, d)、 $\varepsilon_{L,bot}/\varepsilon_{R,bot}$ は前者ではほぼ 1 であり、後者では常に 1 以下であることが確認される。

以上のように、6.3 節で述べた正曲げ・負曲げを受ける両梁端の下フランジ歪が同等となることを簡易な解析により確認し、3 章での結果が一般的に成り立つことを確認した。ただし、本章では平面保持を仮定し、かつスラブの引張力負担を無視した簡易な検討である。ずれとスラブの引張力負担を考慮したより詳細な検討は次章で行う。

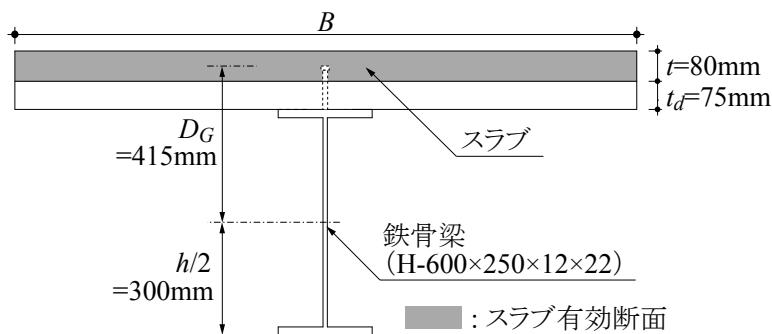


図 25 6.4.2 項と 6.5 節で対象とする合成梁

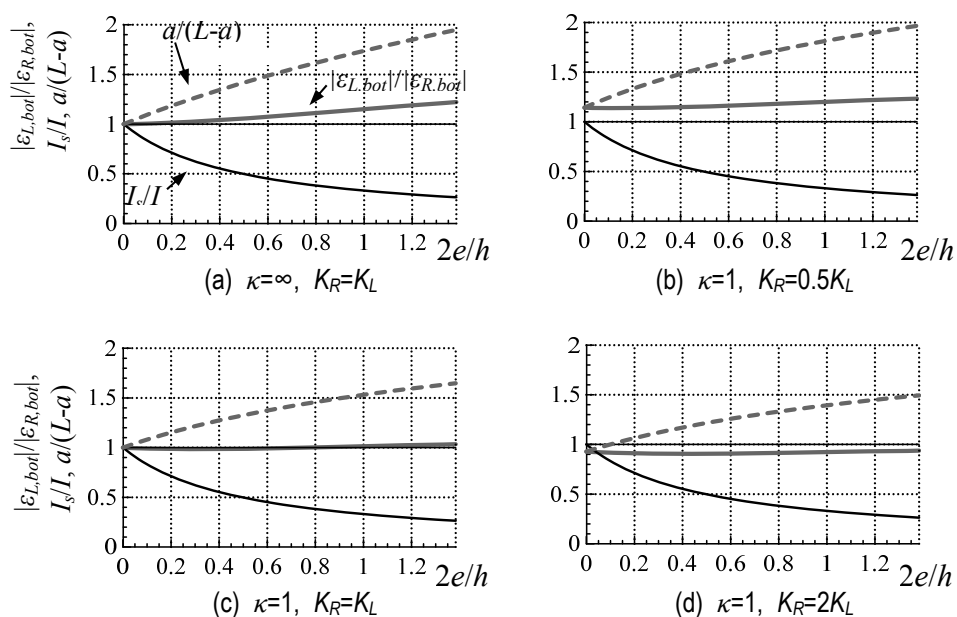


図 6.26 任意の K_L, K_R に対して中立軸位置 $2e/h$ が左右の梁端下フランジ歪、区間長さ、断面 2 次モーメントの比に及ぼす影響

6. 5. ずれと柱変形角が梁端のモーメントと下フランジ歪に及ぼす影響

6. 5. 1 柱変形角を考慮した解析モデルへの拡張

本節では、本解析モデル（図 6.4）を図 6.24 の力学モデルに拡張し、左右梁端の下フランジ歪の大小関係について詳細な分析を行う。ここでの分析は、ずれと柱変形角が梁端の下フランジ歪とモーメントに与える影響を明らかにするために、柱梁剛比 κ とずれ剛性 k を変数とし、鉄骨梁降伏後を含めたものである。なお、 k は K_{st} を配置間隔で除した値である。

合成梁断面は 4.2 節で示した図 6.25 と同じとして、スラブ幅 B は設計指針¹²⁾より 1652mm とした。表 6.10 に鉄骨梁の各種性能を示す。ウェブとフランジは 490N 級を想定し、その降伏応力は公称値の 1.1 倍に相当する 360N/mm² とした。

表 6.10 本章で用いる鉄骨梁の各種性能

断面積 A_s (mm ²)	せん断 断面積 A_{sh} (mm ²)	断面 2 次 モーメント I_s (mm ²)	降伏軸力 N_{sy} (kN)	降伏 モーメント M_{sy} (kN・m)	全塑性 モーメント M_{sp} (kN・m)
17820	6672	108800×10 ⁴	6362	1321	1478

6. 5. 2 正曲げ側の梁変形角が負曲げ側よりも大きい場合の検討

$K_R=0.5K_L$ の関係を例にして、正曲げ側の梁変形角が負曲げ側よりも大きく、早期に降伏し得る場合を対象にした検討を行う。柱梁剛比とスタッド要素の剛性は、典型的な例としてそれぞれ $\kappa=2, k=2$ (6.3 節でのスタッド要素の剛性) とする。

図 6.27 に M_L, M_R および $\varepsilon_{L,bot}, \varepsilon_{R,bot}$ の推移を示す。図 6.27a から、 M_L は M_R よりも常に大きく、弾性時では 1.32 倍、 $\theta=0.02$ では 1.49 倍である。図 6.27b の $\varepsilon_{L,bot}$ は、図 6.27a で確認された M_L の増大に対して小さく、 $\varepsilon_{R,bot}$ とほぼ同等と言える。なお、 $\varepsilon_{L,bot}/\varepsilon_{R,bot}$ は、弾性時で 1.07 倍、 $\theta=0.02$ で 0.94 倍である。本節では一例として任意の K_L, K_R, κ, k を仮定したが、次節ではこれらのパラメトリックスタディによって下フランジ歪の挙動を包括的に捉える。

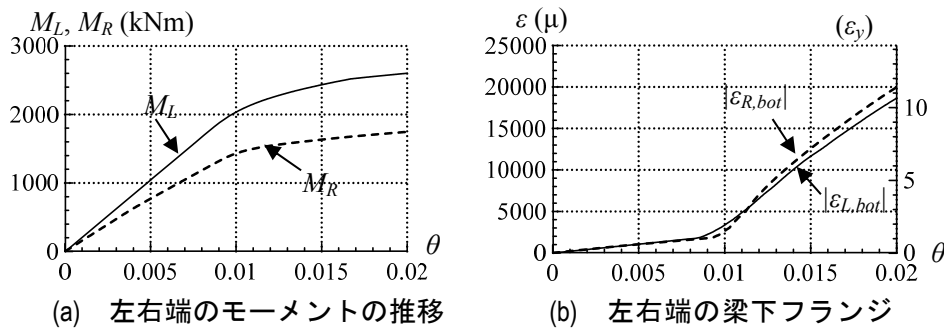


図 6.27 $K_R=0.5K_L$ の場合、 $\kappa=2, k=2$ での左右端のモーメントと下フランジ歪の推移

6. 5. 3 多様な柱梁剛比とずれ剛性の組み合わせが下フランジ歪に及ぼす影響の分析

図 6.28 に 10 種の κ と 8 種の k に対する $M_L/M_R, \varepsilon_{L,bot}/\varepsilon_{R,bot}$ の関係を、3 種の K_L と K_R の関係について鉄骨梁弾性時の $\theta=0.005$ で示す。また、横軸には左端から反曲点までの距離 a を梁長さ L で除した値を併せて示す。図中の破線は純鉄骨梁の場合の関係であり、 $k=0.0001$ kN/mm/mm での結果はこの線上に収束し、 $k \geq 0.0001$ kN/mm/mm での結果はこの線より下に位置する。これは、6.4.3 項で前述したように、合成梁の下フランジに生じる歪は、同じモーメントの作用する純鉄骨梁に対し、中立軸の上への移動による増大よりも、断面 2 次モーメントの増大による減少を大きく受けるためである。

図 6.28a $K_R=0.5K_L$ では、6.5.2 項で述べたように、正曲げ側の梁変形角 θ_L は柱変形によって負曲げ側の梁変形角 θ_R より大きいいため、 $\varepsilon_{L,bot}/\varepsilon_{R,bot}$ は 1 より大きい傾向にある。 $\varepsilon_{L,bot}/\varepsilon_{R,bot}$ は、 κ が大きいほど小さくなり、 $\kappa=1$ 以上かつ $k=1$ kN/mm/mm 以上では $\varepsilon_{L,bot}/\varepsilon_{R,bot}$ は 1.1 以下である。つまり、正曲げ側の梁変形角が負曲げ側より大きい場合でも、典型的な柱梁剛比とスタッド要素の剛性であれば、左右梁端の鉄骨梁はほぼ同等に降伏すると言える。

図 6.28b の $K_R=K_L$ と図 6.28c の $K_R=2K_L$ では、 $\varepsilon_{L,bot}/\varepsilon_{R,bot}$ は 1 より小さい傾向にある。 $\varepsilon_{L,bot}/\varepsilon_{R,bot}$ は、 κ が大きいほど大きく、 $k=0.1$ kN/mm/mm で最大値 1.1 をとり、 $k \geq 1$ kN/mm/mm では κ の大きさに関わらず 1 以下である。これらは、柱変形によって正曲げ側の梁変形角が負曲

げ側よりも小さくなること、および6.5.2節で前述したごとくモーメントの増大に対して下フランジ歪が小さいという関係から説明できる。以上より、 $K_R=K_L$ 、および $K_R=2K_L$ の関係では、負曲げ側の梁端の鉄骨梁が先行して降伏し易いと考えられる。

図6.29に $\theta=0.02$ での $\kappa=1$ 以上と3種の k に対する $\varepsilon_{L,bot}/\varepsilon_{R,bot}$ の関係を示す。 $\theta=0.02$ では、 $K_R=0.5K_L$ における極めて小さい k の場合を除いて、 $\varepsilon_{L,bot}/\varepsilon_{R,bot}$ は1以下で、 $\theta=0.005$ 時よりも小さい。以上のように、典型的な κ と k を有していれば、正曲げを受ける梁端の下フランジ歪は負曲げ側とほぼ同等であることを鉄骨梁の弾性・塑性時において確認した。

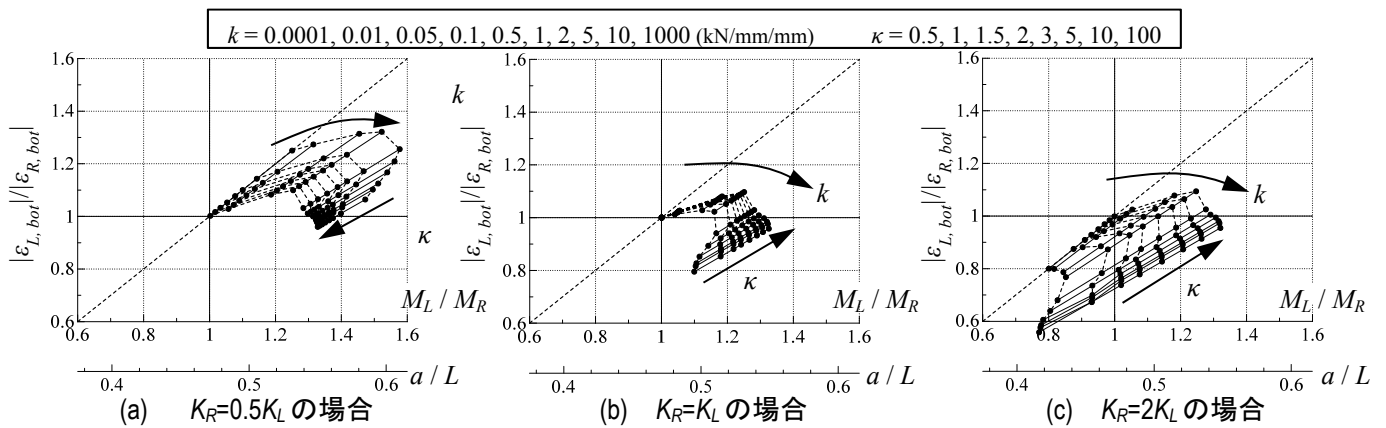


図 6.28 $\theta=0.005$ での κ と k に対する M_L/M_R , $|\varepsilon_{L,bot}|/|\varepsilon_{R,bot}|$ の関係

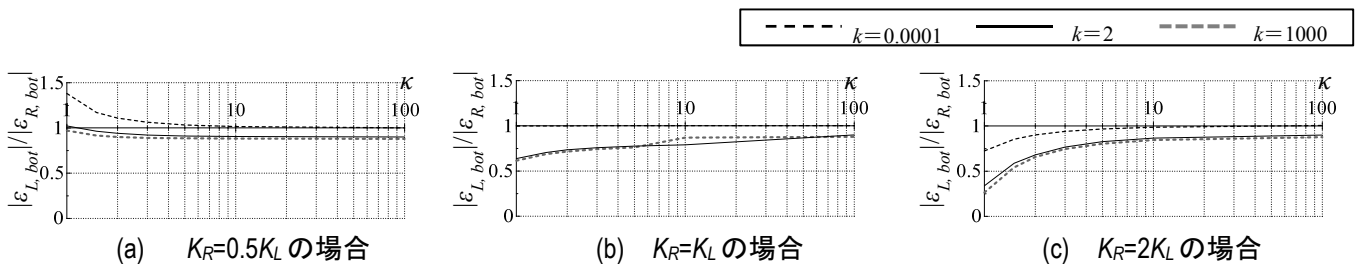


図 6.29 $\theta=0.02$ での κ に対する $|\varepsilon_{L,bot}|/|\varepsilon_{R,bot}|$ の関係

6.6 梁軸力が及ぼす影響の検証

本節では、制振構面の梁を意識して、複曲率曲げと軸力を受ける合成梁の弾塑性挙動を分析する。そのために、6.3節での文献2)を対象にした解析モデルに梁軸力を入力し、全体・梁端歪挙動を明らかにする。

6.6.1 解析方法

解析モデルの概要は、6.2節を参照されたい。本節では、試験体5Dのみを対象とする。荷重条件は、図6.30のように、鉄骨梁の図心に軸力 N を合成梁に与え、その後に左右梁端に同一の梁変形角 θ を与える。 N は鉄骨梁の降伏軸力 N_{sy} で基準化して考え、 $0, +0.3N_{sy}, -0.3N_{sy}$ の3種類を検討する。当然ながら、 $N=0$ での結果は6.3節で示したものである。

左右梁端の梁回転角を等しくし、ガセットプレートを有さない限定的な検討ではあるが、基礎的な検討として実施する。

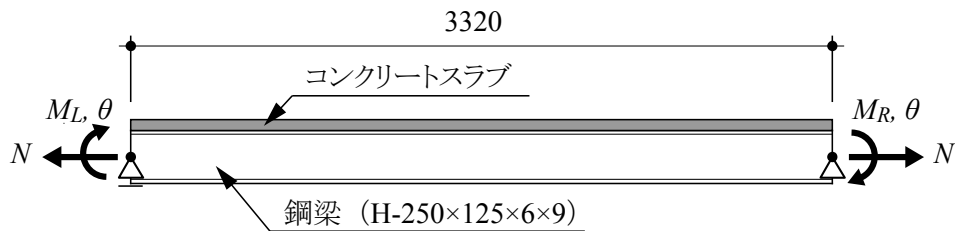


図 6.30 対象の合成梁及び左右梁端の回転角とモーメントの定義

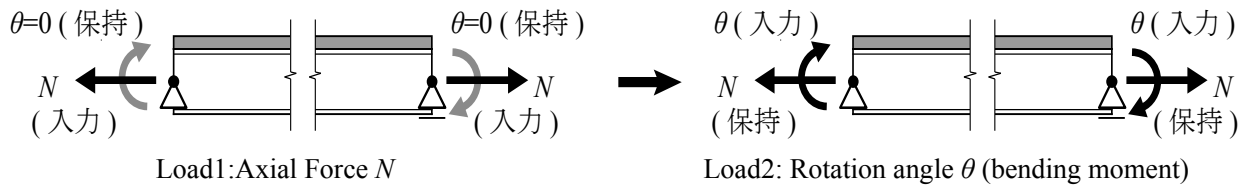


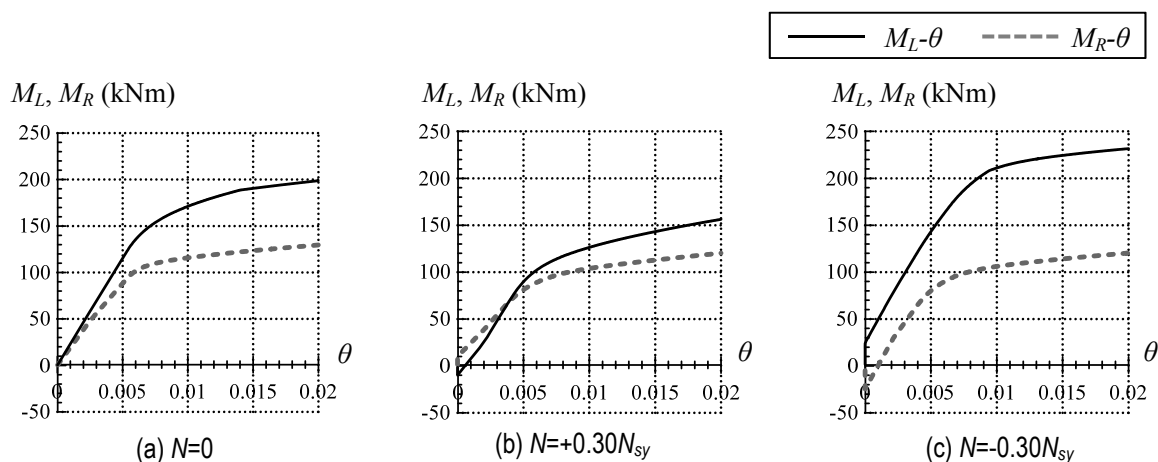
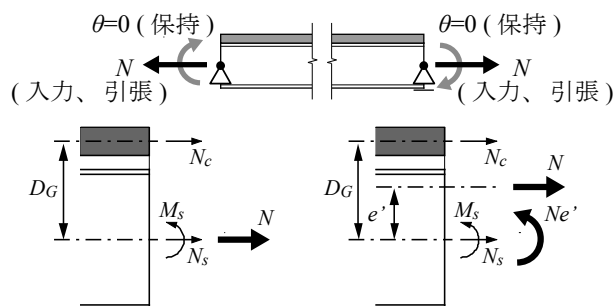
図 6.31 合成梁に外力軸力と曲げを与える载荷

6.6.2 梁軸力が梁端の $M-\theta$ 関係に及ぼす影響

図 6.32 に 3 種類の N に対する $M-\theta$ 関係を示す。図 6.32b, c より、軸力 N を与えた解析では、 $\theta=0$ でモーメントが発生している。これは、図 6.33 に示すように、梁軸力 N と合成梁図心と鉄骨梁図心との距離 e' によって生じる曲げ Ne' の反力として合成梁全体に等曲げが生じるためである。従って、 $N=+0.30N_{sy}$ では M_L は負値、 M_R は正値をとり、 $N=-0.30N_{sy}$ ではその逆である。そして、 Ne' は、 $N=+0.30N_{sy}$ (引張軸力) の場合ではスラブの寄与が小さいため、 $N=-0.30N_{sy}$ の場合よりも小さい。

$N=+0.30N_{sy}$ について、 $\theta=0.02$ 時での M_L と M_R は、 $N=0$ の場合と比較して、それぞれ 0.79, 0.93 倍となり、正曲げの M_L の減少が顕著であった。これは、大きな引張軸力によってスラブの引張耐力に達した部分が、 $N=0$ の場合よりも広範囲であったためと考えられる。

一方、 $N=-0.30N_{sy}$ では、 $\theta=0.02$ 時での M_L と M_R は、 $N=0$ の場合と比較して、それぞれ 1.17, 0.93 倍であった。 M_L について、 $\theta=0$ での比較的大きな M_L が生じたことと、 $N=+0.30N_{sy}$ の場合とは反対に、大きな圧縮軸力によってスラブの引張耐力に達した部分が、 $N=0$ の場合よりも狭い範囲であったためと考えられる (6.6.4 節で後述)。


 図 6.32 各軸力に対する左右梁端の $M-\theta$ 関係

 図 6.33 梁軸力 N によって生じる曲げ Ne' ($\theta=0$ 、 N が引張の場合)

6.6.3 梁軸力が部材の状態変化に及ぼす影響

各試験体の弾性・塑性などの状態変化について、図 6.34 にその概要、表 6.34 にそれらが生じた θ を示す。状態変化の概要は 6.3.2 項の図 6.12 と同様であり、左端と右端で降伏する θ に違いが生じたため、左端降伏時を②、右端降伏時を②'とする。

$N=+0.3N_{sy}$ では、 $\theta=0$ でスラブが引張強度に達し (①)、負曲げを受ける右端の上フランジが降伏し (②')、正曲げを受ける左端の下フランジが降伏し (②)、負曲げを受ける右端のスタッド要素が降伏せん断力に達して (④)、最後に左端から離れた位置にあるスタッド要素が降伏せん断力に達した (⑤)。引張軸力を入力したことで、鉄骨梁とスタッドの降伏とスラブの引張破壊が早期に発生し、スラブの圧縮破壊は生じなかった。

$N=-0.3N_{sy}$ では、右端の下フランジが最初に降伏し (②')、左端の下フランジとスラブがほぼ同時に降伏・引張強度に達し (②、①)、スラブが圧縮強度に達し (④)、最後に左端から離れた位置にあるスタッド要素が降伏せん断力に達した (⑤)。圧縮軸力を入力したことで、負曲げを受ける右端での鉄骨梁の降伏と左端でのスラブの圧縮破壊が早期に発生し、スラブの引張破壊と正曲げを受ける左端での鉄骨梁の降伏は遅かった。

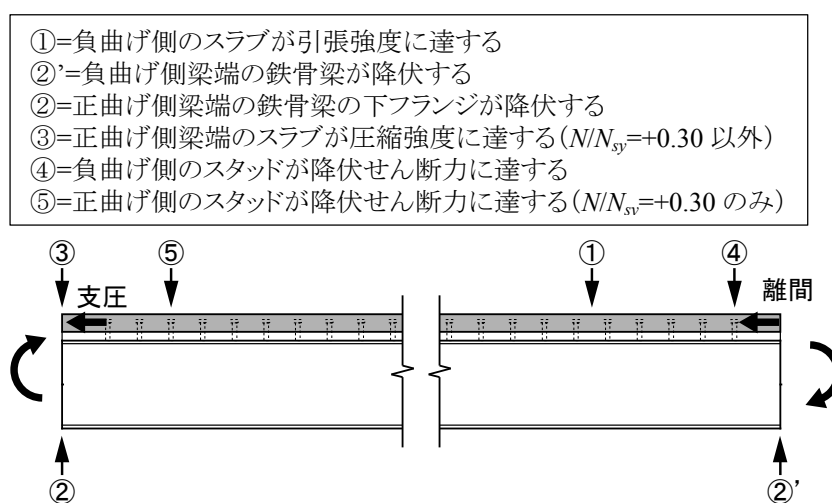


図 6.34 解析結果における弾性・塑性などの状態変化の概要

表 6.11 各外力軸力 N での状態変化が生じる θ および $N=0$ との比

	N/N_{sy}		
	0	+0.30	-0.30
①	0.0025	0.0000 , 0.00	0.0069 , 2.77
②'	0.0054	0.0037 , 0.68	0.0040 , 0.74
②	0.0054	0.0043 , 0.80	0.0065 , 1.20
③	0.0140	- , -	0.0095 , 0.68
④	0.0190	0.0104 , 0.55	0.0194 , 1.02
⑤	-	0.0189 , -	- , -

各番号は図 6.34 を参照

「 , 」 前は状態変化が生じる θ 、後は $N=0$ での θ との比

6.6.4 鉄骨梁・スラブ・スタッドにかかる力の分布

図 6.35 に $N=0, +0.3N_{sy}, -0.3N_{sy}$ における M_s, N_c, q の分布を、スラブ引張強度時、左端鉄骨梁降伏時、 $\theta=0.02$ 時について示す。また、 $\theta=0.02$ の鉄骨梁塑性域を灰色の破線、 M_s 分布には M_L と M_R をシンボルで表示する。図の横軸は左端を原点として梁長さ L で基準化した梁位置である。

上段の M より、左端鉄骨梁降伏時の反曲点は、 $N=0$ で $0.57L$ 、 $N=+0.3N_{sy}$ で $0.51L$ 、 $N=-0.3N_{sy}$ で $0.65L$ にある。従って、梁が引張軸力を受けると正曲げ区間長さは無軸力の場合よりも短くなることで梁剛性が小さくなり、圧縮軸力では逆の関係にあることがわかる。

中段の N_c 分布は、 $N=+0.3N_{sy}$ では、 $\theta=0$ においてほぼ全域で引張強度に達しており、 $\theta=0.02$ においても梁全長の 3 割程度でスラブが引張強度に達している。一方、 $N=-0.3N_{sy}$ では、梁全長の 1 割程度しかスラブが引張強度に達していない。また、 $N=-0.3N_{sy}$ において、左端から 2 本目のスタッドまでの区間でスラブが圧縮強度に達している。

下段の q 分布について述べる。6.3.3 項で前述したようにスタッド要素が負担するせん断力は、鉄骨梁の降伏によって増大する。 $N=+0.3N_{sy}$ では、鉄骨梁が早期に降伏したことでスラブが圧縮強度に達しなかったことで、 $\theta=0.02$ (破線) では左端から離れた位置のスタッドがせん断力耐力に達した。 $N=-0.3N_{sy}$ では、鉄骨梁は $N=+0.3N_{sy}$ と同様に早期に降伏したが、スラブも早期に圧縮強度に達したことで、 $\theta=0.02$ (破線) では左端付近の q が小さい。

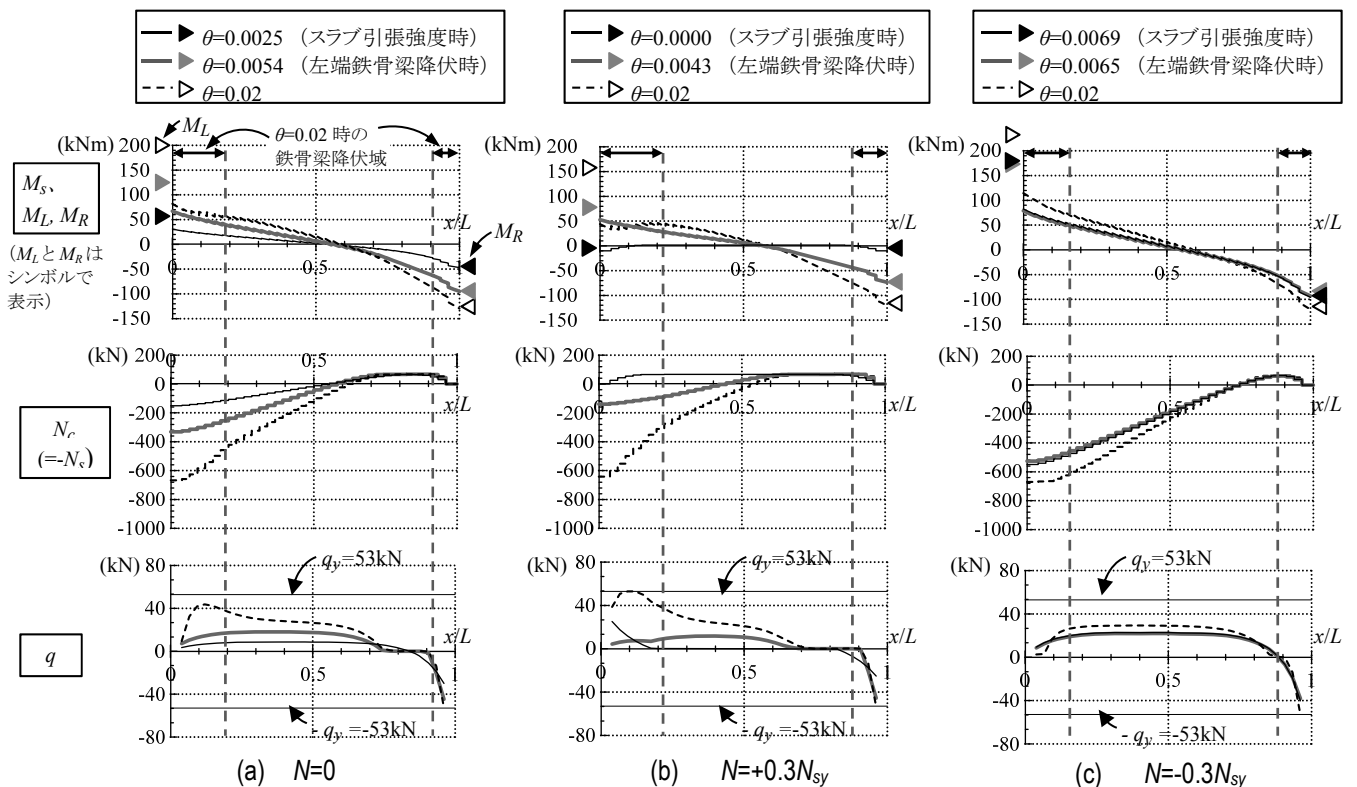


図 6.35 M_s, N_c, q の分布 (上段= M_s 、中段= N_c 、下段= q)

6.6.5 梁端周辺における歪の傾向

図 6.36 に $\theta=0.02$ における各試験体の梁端付近の鉄骨梁の塑性域と上下フランジの材長方向の歪分布を示す。

$N=+0.3N_{sy}$ では、引張軸力によって、曲げによって引張歪を受ける部分の歪が増大し、圧縮軸力を受ける部分では減少する。そのため、左端の下フランジと右端の上フランジでの塑性域が $N=0$ の場合よりも広い範囲に及んでいることが確認される。また、左端の下フランジと右端の上フランジの歪を比較すると、後者の値の方が大きいことが確認される。

$N=-0.3N_{sy}$ では、左端において下フランジの塑性域が狭い範囲になっているが、上フラン

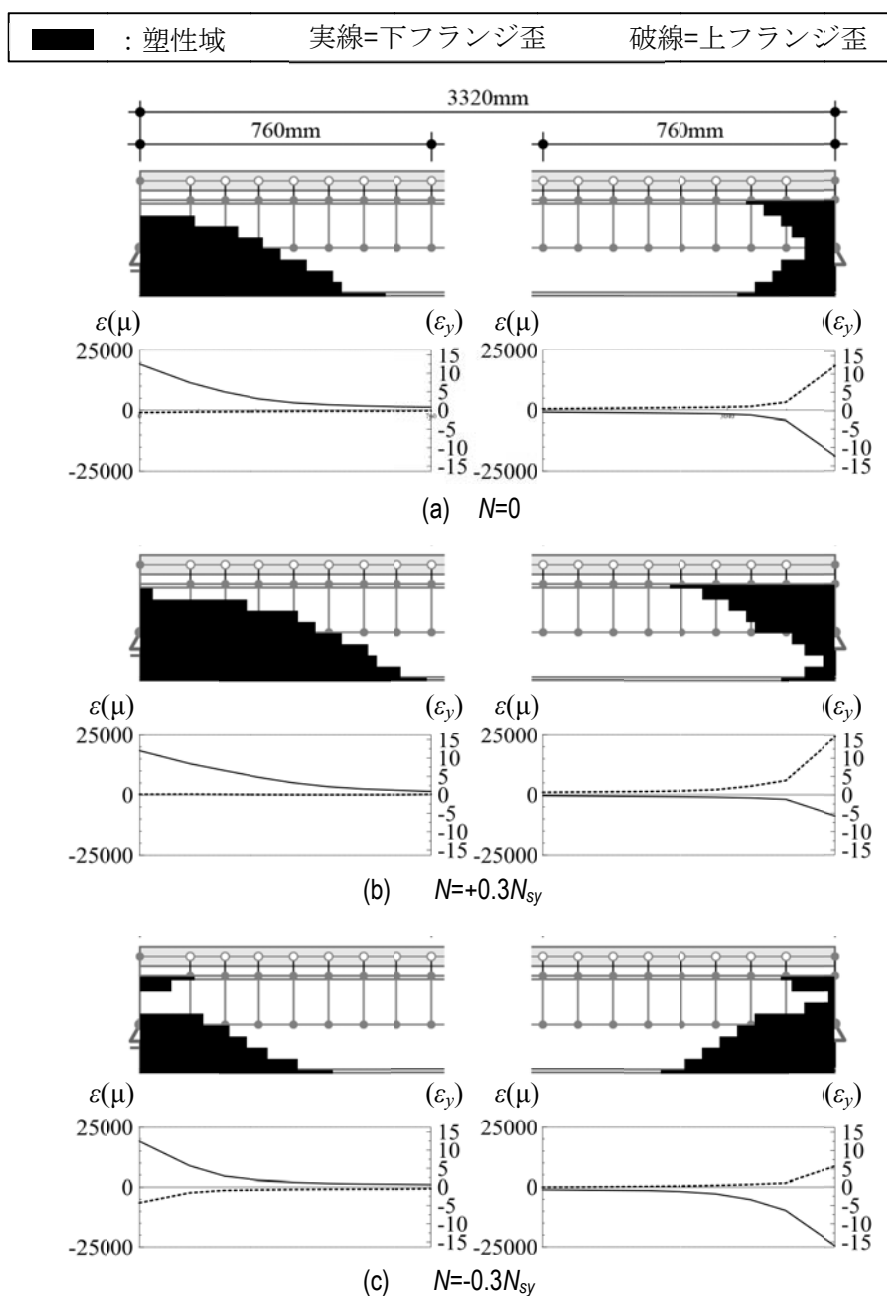


図 6.36 $\theta=0.02$ での塑性域（上）と上下フランジの歪分布（下）

ジが降伏する。右端での塑性域は、 $N=+0.3N_{sy}$ での塑性域を上下反転したものとほぼ一致する。左端と右端の塑性域はほぼ同等の長さに及び、左端の下フランジと右端の下フランジの歪を比較すると後者の値の方が大きいことが確認される。

図6.37に各試験体の左右端付近における下フランジ歪 $\varepsilon_{L,bot}$, $\varepsilon_{R,bot}$ と上フランジ歪 $\varepsilon_{L,top}$, $\varepsilon_{R,top}$ の推移を絶対値で示す。6.3.4項で前述したように、 $N=0$ では左右梁端下フランジは同等の歪値であったが、 $\theta=0\sim0.02$ まで $N=+0.3N_{sy}$ と $N=-0.3N_{sy}$ ともに右端の歪の方が大きい。これは、左端では軸力を鉄骨梁とスラブで負担することに対して、右端では鉄骨梁のみで負担することで軸力によって鉄骨梁に生じる歪が左端よりも大きいためと考えられる。

今後は、以上の軸力による歪挙動を理論で説明する予定である。

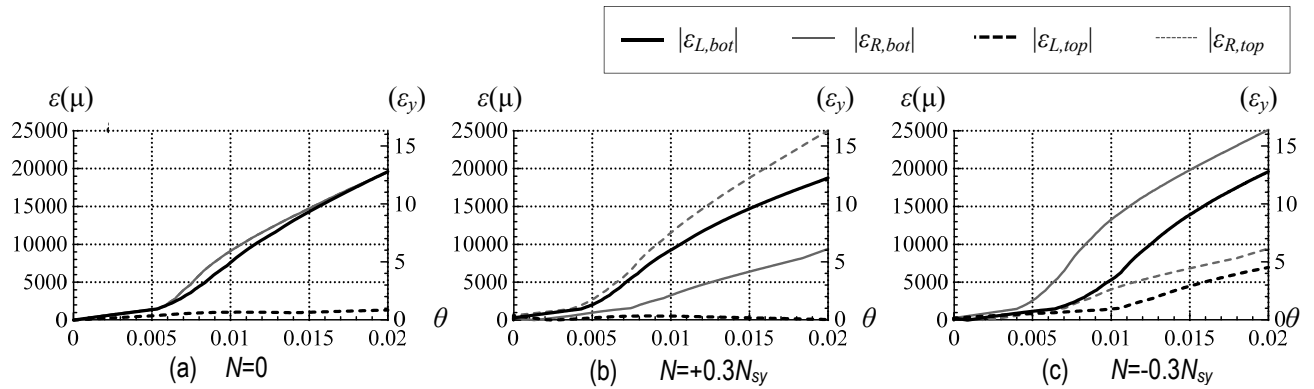


図 6.37 左右梁端における鉄骨梁の上下フランジ歪の推移

6.7 実大5層制振建物実験の再現

本節では、2章で示した実大5層制振建物の梁の歪挙動を再現する。合成梁のモデル化は前節までと同様であるが、実験結果との対応を示すためにスラブの有効幅について設定を加えた。

6.7.1 解析方法

図6.38に解析概要と実大5層制振建物での歪計測点を示す。対象とする梁は、4階床のX2構面のダンパーが取付く構面(2.2.1項)である。この構面から梁部分を抽出し、中柱側を左端、側柱側を右端として、各鉄骨梁図心をピン、ピンローラーとする。合成梁、ガセットプレート(PL-19)のモデル化については、それぞれ6.2.2項、5.2.2節を参照されたい。左右の梁端にモーメント M_L と M_R 、右端の鉄骨梁図心に軸力 N を作用させる。本節の解析では、ダンパーを取付けない加振に70%鷹取波を入力した加振と、2章で対象にした鋼材ダンパーに鷹取波を入力した加振を対象にする。図6.39に解析モデルに入力する M_L , M_R , N を示す。 M_L , M_R , N はそれぞれ位相分離法から算出した値である。 M_L の時刻歴に示した数字は中柱側と側柱側の最大曲げモーメント時(①、②)とその半分程度の値(③、④)を示している。

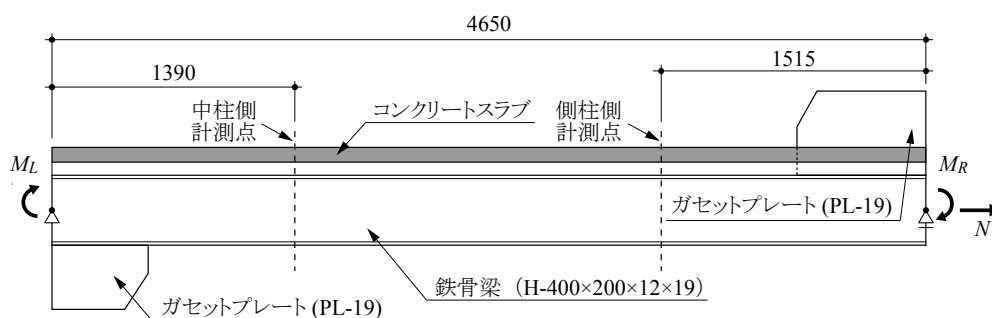
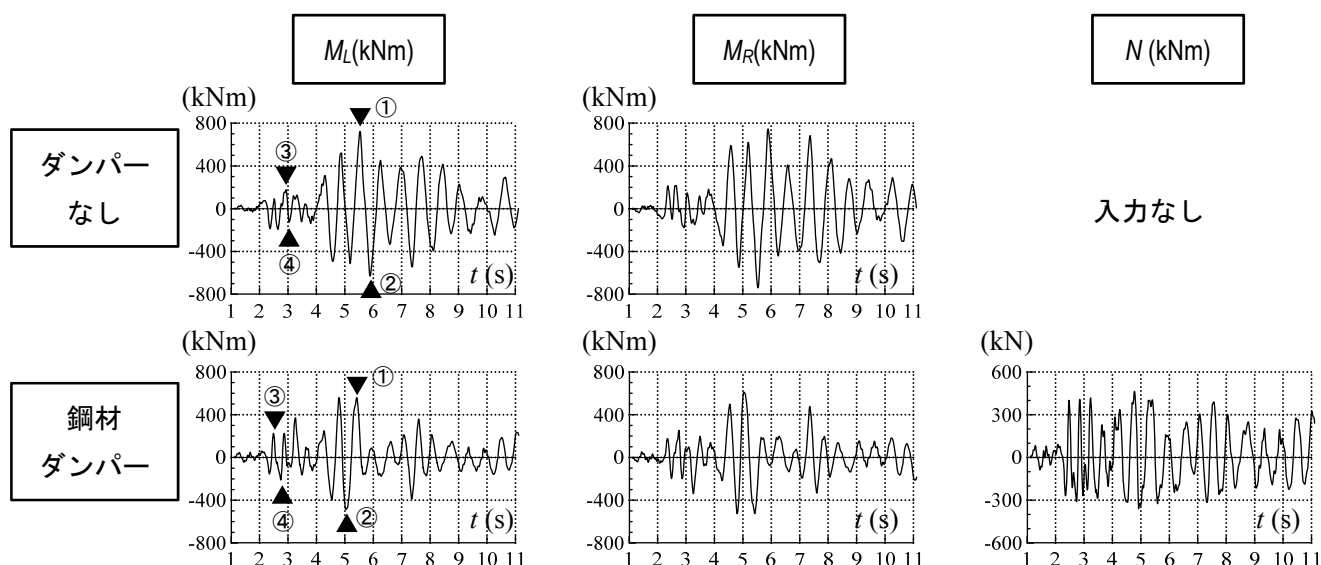


図6.38 解析モデル概要(実大5層制振建物の4階床、X2構面)

図6.39 解析モデルに入力した M_L , M_R , N
(上:ダンパーなしの加振、鋼材ダンパー付きの加振)

6.7.2 スラブに関わる定数の設定

本節の解析モデルにおいて、有効幅は位相分離によって求めた主架構挙動成分のスラブ圧縮時の歪分布から求めた。有効幅は合成梁としての平面保持を仮定して次式で表される。

$$B = \frac{n \cdot A_s \cdot e'}{t \cdot (D_G - e')} \quad (6.9)$$

なお、主架構挙動成分の歪は最小二乗近似により求めた定数 λ_{Fk} を柱モーメント M_{col} に乗じることによって求まるため。その図心位置 e' および有効幅 B は定数として求まる。また、平面保持を仮定して有効幅を算出したことから、解析モデルにもこの条件を反映してスタッドは剛体とする。

スラブの引張耐力は、実験値におけるスラブにかかる軸力 N_c の最大値とした。

6.7.3 実験結果と解析結果の比較

図 6.40, 6.41 に解析値と実験値の鉄骨梁の曲げ M_s と軸力 N_s を示す。解析値は、鋼材ダンパー付きの加振の M_s の中柱側計測点での正曲げ時において実験値よりも 1 割ほど小さいが、これを除けば概ね一致していることが確認される。

図 6.42 に解析値と実験値の鉄骨梁に生じる歪分布を示す。Point③において、鋼材ダンパー付きの加振の中柱側での歪分布の解析値は、実験値よりも曲率が大きく、下フランジの歪を過大に評価している。ただし、Point①の最大曲げモーメント時の歪分布を確認すると、解析値は実験値よりもやや大きい曲率を有するが、その分布は概ね一致している。さらに、その他の計測点と加振において、解析値と実験値はほぼ一致している。

このようにモーメントと軸力を与える基礎的な検討、かつスラブの引張耐力を実験結果から求めているが、本解析モデルと位相分離法によって実大 5 層制振建物の震動台実験における、鉄骨梁にかかる曲げと軸力および歪分布を再現することができた。

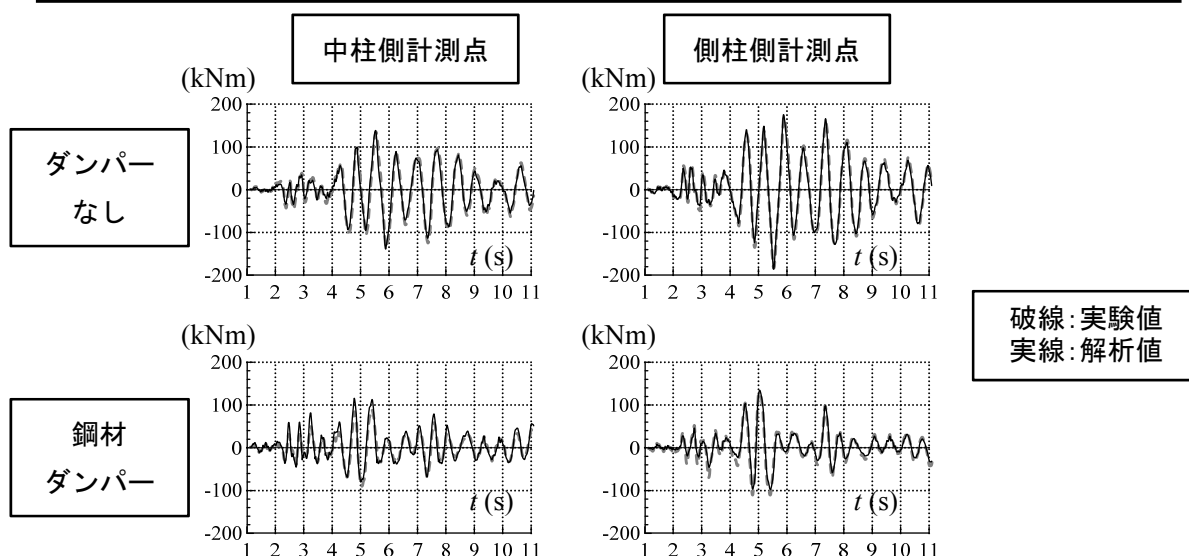


図 6.40 鉄骨梁にかかる曲げモーメント M_s の比較
(上:ダンパーなしの加振、鋼材ダンパー付きの加振)

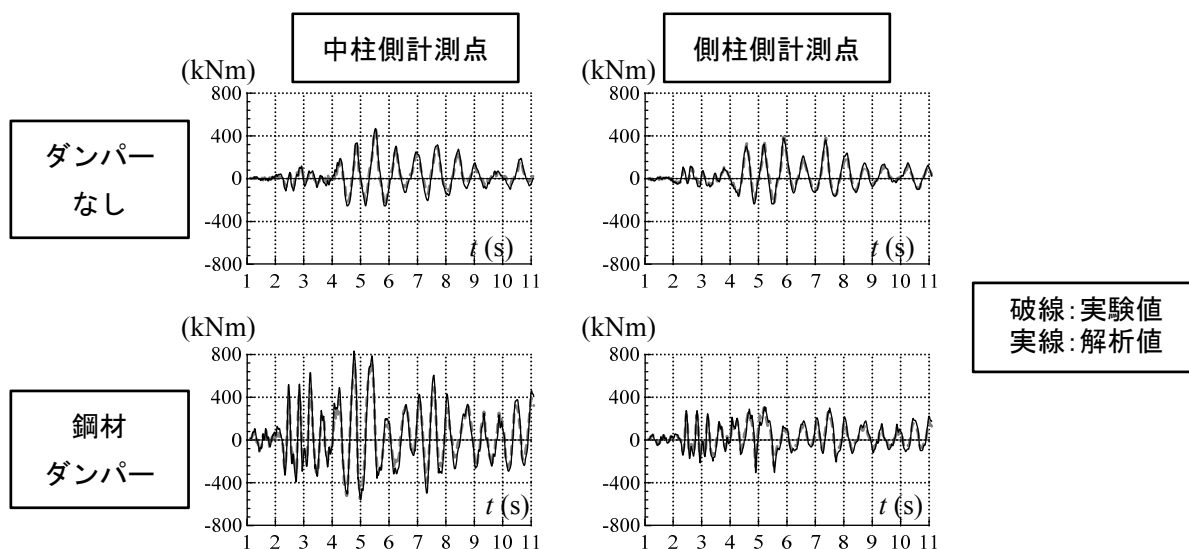


図 6.41 鉄骨梁にかかる軸力 N_s の比較
(上:ダンパーなしの加振、鋼材ダンパー付きの加振)

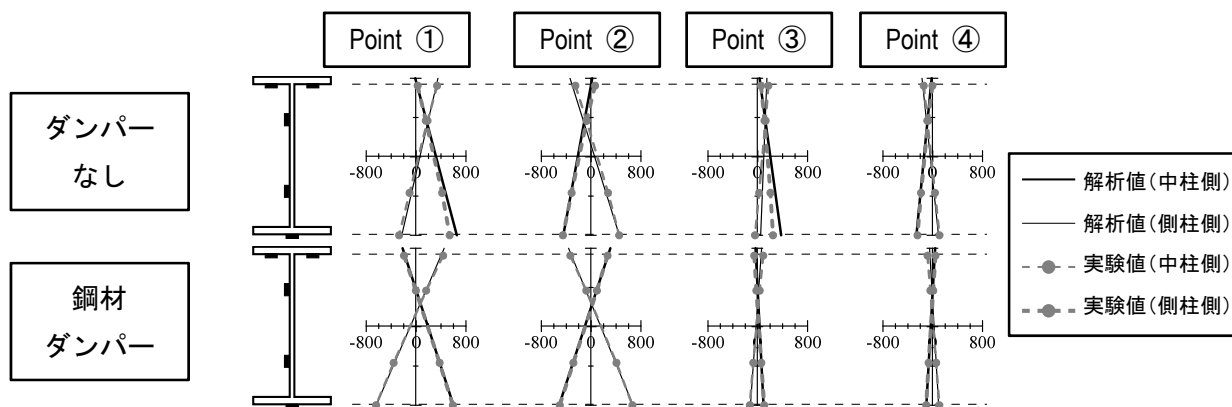


図 6.42 鉄骨梁に生じる歪分布の比較(各 Point は図 6.39 に示したもの)
(上:ダンパーなしの加振、鋼材ダンパー付きの加振)

6. 8 まとめ

複曲率曲げを受ける合成梁を対象として、既往の実験結果を再現できる解析モデルを作成し、鉄骨梁・コンクリートスラブ・スタッドの弾塑性挙動、梁端およびその周辺の歪挙動について分析を行なった。また、架構における合成梁を対象として、柱変形が合成梁の梁端の歪挙動に及ぼす影響についても考察した。そして、解析モデルに軸力を作用させて、複曲率曲げと軸力を受ける合成梁について、解析的検討を試みた。以下に、要約する。

(1) 合成梁の主要構成部材である鉄骨梁・スラブ・スタッドを線材要素・マルチスプリング要素により再現した解析モデルと詳細な有限要素解析モデルは、既往実験における梁端モーメント - 梁変形角関係の荷重変形関係を精度よく再現できることを示した。

(2) 本解析モデルは、実験では計測できなかった、梁端および材長方向での上記の主要構成部材単位での負担応力やそれらの伝達、および歪などの局所挙動を比較的簡易に把握することができるため、有限要素解析に比べ設計に有用である。

(3) 合成梁構成部材の応力・歪は、各部材の弾塑性挙動の影響を受けて大きく変化する。中でも、鉄骨梁の降伏は、梁端モーメント - 梁変形角関係の勾配を低下させ、正曲げを受ける区間でのスラブとスタッドの応力を増大させる。

(4) 既往実験を対象にした解析では、左右梁端の下フランジはほぼ同時に降伏した。片持ち梁として同じ梁長さの合成梁に正負同等の変形および曲率を与える場合では正曲げ時の下フランジ歪が大きくなるが、複曲率を受ける合成梁については、正曲げ側では高い剛性によって小さい曲率となるため前述した結果が得られた。この要因と影響を簡易な評価式によるパラメトリックスタディにより明らかにした。

(5) 弾性時における負曲げ側に対する正曲げ側梁端の下フランジ歪の比は、断面 2 次モーメントの比の逆数、中立軸位置の比、梁端から反曲点までの長さの比の 3 つの係数で表せることを示した。さらに、梁端から反曲点までの長さを柱変形角による影響を考慮した簡易な計算式で表すことで、左右梁端の下フランジ歪の大小関係を把握できる有用な検討方法を示した。

(6) 既往実験では含まれていない、柱変形によって左右梁端の梁変形角が異なる場合を分析するために、本解析モデルを拡張して、正・負曲げ側の下フランジ歪の大小関係を検討した。この分析より、正曲げ側の梁変形角が大きい場合でも、典型的な柱梁剛比とスタッド剛性を有していれば、左右梁端の下フランジ歪が同等であることを確認した。

(7) 既往実験を対象に梁軸力を入力し、梁軸力が複曲率を受ける合成梁の弾塑性挙動に及ぼす影響について議論した。ガセットプレートのない基礎的な検討ではあるが、梁軸力によって鉄骨梁が早期に降伏することを確認し、特に負曲げを受ける梁端での歪や塑性域が増大することを確認した。今後は、軸力による梁端歪の挙動を理論的に解明する予定である。

参考文献

- 1) 五十嵐定義, 井上一朗, 金 成垠, 多田元英: 合成梁部材の弾性剛性及び終局耐力に関する解析的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.393-396, 1981.6
- 2) 井上一朗, 金 成垠, 五十嵐 定義: 合成ばりの弾性剛性と終局曲げ耐力に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集 第 344 号, pp.68-80, 1984.10
- 3) 石川孝重, 平野道勝: 水平繰返し外力が作用する合成梁の二次元弾塑性解析, 構造工学論文集 Vol.31B, pp. 183-196, 1987.8
- 4) 山野辺宏治, 矢部喜堂, 和田章: 3 スパン連続合成梁を有する鉄骨骨組の水平加力実験, 日本建築学会構造系論文集 第 487 号, pp.121-129, 1996.9
- 5) M. Tada, H. Tamai, K. Ohgami, S. Kuwahara, A. Horimoto : Analytical simulation utilizing collaborative structural analysis system , The 14th World Conference on Earthquake Engineering, CD-ROM, 2008.8
- 6) 松宮智央, 中島正愛, 吹田啓一郎, 佐藤有希: 梁の損傷特性と床スラブとの合成効果, 実大 3 層鋼構造骨組を用いた耐震性能実証実験, 日本建築学会構造系論文集 第 593 号, pp.177-184, 2005.7
- 7) 吹田啓一郎, 松岡祐一, 山田哲, 島田侑子, 多田元英, 笠井和彦: 震動台実験の概要と弾性応答特性, 実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 1, 日本建築学会構造系論文集 第 635 号, pp.157-166, 2009.1
- 8) 笠井和彦, 引野剛, 伊藤浩司, 大木洋二, 元結正次郎, 加藤史人, 馬場勇輝: 実験の全体概要および非制振状態での応答性状, 3 次元震動台による実大 5 層制振鋼構造建物の実験研究 その 1, 日本建築学会構造系論文集 第 663 号, pp.997-1006, 2011.5
- 9) 岡田健, 呉相勲, 山田哲, 今枝知子, 山口路夫, 和田章: 従来型の柱梁接合部を有する合成梁の変形能力に関する実験的研究, 合成梁の変形能力を反映した鋼構造骨組の耐震性評価 その 1, 日本建築学会構造系論文集 第 547 号, pp.161-168, 2001.9
- 10) 酒井新吉, 元結正次郎, 笠井和彦: コンクリートスラブを有する合成梁および鉄骨架構の有限要素モデルの構築, 構造工学論文集 Vol.58B, pp.423-428, 2012.3
- 11) 中原寛章, 小川厚治: 繰返し荷重を受ける合成梁の弾塑性解析法に関する研究, 鋼構造論文集 第 14 巻 第 55 号, pp.99-110, 2007.9
- 12) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 2010
- 13) 日本建築学会: 鋼構造塑性構造設計指針・同解説, 2011
- 14) 岡田健, 呉相勲, 山田哲: 床スラブが鋼構造骨組の終局耐震性に及ぼす影響, 合成梁の変形能力を反映した鋼構造骨組の耐震性評価 その 1, 日本建築学会構造系論文集 第 579 号, pp.103-110, 2004.5

付録 A 有効幅の検討

実験データ（あるいは FEM 結果）からコンクリートスラブの有効幅を次のように求めた。

図 A1 に示すような複曲率曲げを受ける梁を曲げ剛性の異なる正曲げ部、負曲げ部の 2 本に分けた梁要素でモデル化する。この梁の両端に同じ回転を加えたときの両端の曲げモーメントを求めることにより、両端の回転剛性を得ることができる。

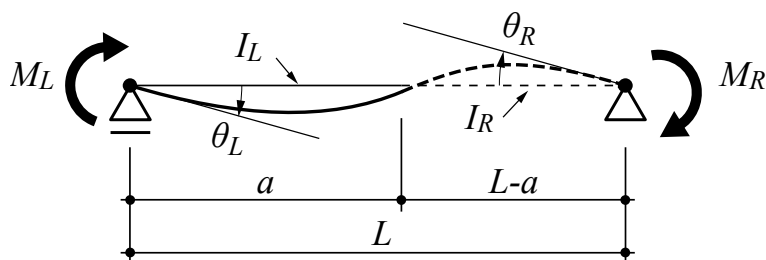


図 A1 2 要素による複曲率曲げ合成梁のモデル化

図 A1 のモデルの断面 2 次モーメントとして、正曲げ部には有効幅を仮定した合成梁の正曲げ断面 2 次モーメント I_L 、負曲げ部には鉄骨梁の断面 2 次モーメント I_R を用いて求めた両端の荷重変形関係が、鉄骨梁塑性開始までの実験データ（あるいは FEM 結果）のものと一致するように有効幅を最小二乗法で定めた。

付録 B 反曲点位置の推移

図 B1 に各解析結果の層間変形角 θ と左端と反曲点との距離 a を梁長さ L で除した値の推移を示す。例えば、無軸力の試験体 5D において、 a/L は弾性時で 0.55、 $\theta=0.02$ 時で 0.61 程度である。軸力が作用する場合には、6.6.2 項にも記したように、 $\theta=0$ で等曲げが作用するため、反曲点位置 a/L は $\theta=0.005$ までは梁端に近い位置にあり、 $\theta=0.02$ では引張軸力で 0.57、圧縮軸力で 0.66 となる。このように、複曲率を与える実験の反曲点は、梁中央から梁全長の 1 割程度異なる。

無軸力の合成梁を対象にして反曲点位置が架構の復元力特性に与える影響を踏まえた検討¹⁴⁾もあるが、今後は軸力の影響も踏まえた検討が必要と考えられる。

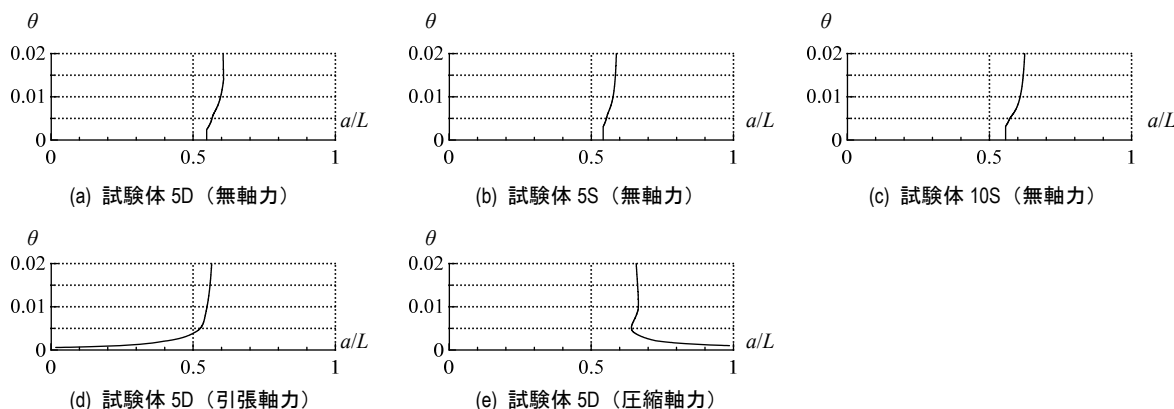


図 B1 各解析における反曲点位置 a/L の推移

第 7 章 結論

本研究の各章で得た知見を以下にまとめる。

第2章 5層制振建物の震動台実験における制振ダンパーと架構による挙動の分析

合成梁は主に層間変形による正・負曲げを負担し、ダンパーの取付く構面ではダンパー力による圧縮・引張力も負担する。これによって、架構全体の剛性と局所の歪分布に影響を与える。合成梁の挙動を層間変形とダンパー力に分離する手法（位相分離法）を提案し、実挙動に限りなく近い条件で実施された5層制振建物の震動台実験の結果を用いて分析した。得られた知見を以下に示す。

（1）スラブによる中立軸の上昇は正曲げと負曲げでも確認し、曲げ剛性が増加した。ダンパーの取付く断面では、梁軸力による中立軸の上昇も確認しているが、こちらは梁剛性に影響しない。

（2）任意の歪を層間変形とダンパー力の位相に分離する手法を提案した。本手法によって、少なくとも0.9%以下の層間変形角では、両位相を受ける歪値は線形に分配できる。

（3）合成梁の合応力を梁軸力の有無に関わらず評価し、接合部の力の釣合いを概ね満たすことを確認した。

（4）制振構面に生じる曲げモーメントの大きさは非制振構面の1.2~1.5倍程度であった。これによって、スラブの損傷が大きくなり、制振構面の合成梁図心位置は非制振構面のものよりも低い位置にある。

第3章 スラブのない実大部分架構実験の分析

典型的形式の制振架構において位相の異なる層間変形とダンパー力を模擬した効率的な載荷法を提案し、実大部分架構11体の実験に適用した。層間変形による曲げとダンパー力による軸力が制振架構に与える影響を検討するため、ダンパー履歴、架構と接合部の構成要素をパラメータとした漸増・定振幅載荷実験を行なった。以下に要約する。

（1）載荷法は、架構の層間変形に追従したダンパー変形と反力を精度よく再現し、制振架構の全体・局所挙動に対する様々なダンパーや構成要素の影響を効率的に再現できることを示した。

（2）異位相の層間変形とダンパー力の、架構各所の断面力や歪などへの寄与分の評価法を提案し、それが本実験や他の場合のダンパー力と層間変形が複合した応答の分析・推定に有効なことを示した。

（3）標準試験体は、ガセットプレートをもたない架構に比べ、剛性、耐力、破断までのエネルギー吸収量が約1.4, 1.3, 1.5倍となり、架構とほぼ同等の鋼材ダンパー力を与えても、剛性は不変で、他は約10%低下したのみである。他の試験体ではより低い値となった。

(4) ガセツプレートが薄い場合、その主歪が層間変形の影響により増大し、早期破断に至った。現行の設計指針¹⁴⁾のようなダンパー力の考慮だけでなく、層間変形の考慮が必要である。

(5) 梁の幅厚比と軸力の大きさが、梁フランジの局部座屈と破断に強く影響するため、ダンパー種別による軸力増減傾向の違い、現行の設計指針¹³⁾の適用性も含め、更なる検討が必要である。

(6) 梁柱ガセツ接合部のスチフナが架構の全体・局所挙動に及ぼす効果が著しく、架構剛性、最大耐力、構成要素の応力分担、梁変形要求に影響するため、適切なスチフナ配置の検討が必要である。

(7) 梁継手を設けた場合、部分的に梁断面が大きくなることで架構剛性が上昇するが、鉄骨梁塑性後でガセツプレートの主歪値が増大した。梁継手の設置方法についても更なる検討が必要である。

(8) 梁フランジ歪、ガセツプレート歪、パネル歪など構成要素への応力配分の傾向を、層間変形とダンパー力の影響に分けて評価することの有効性を示した。

試験体により程度が異なるが、梁のガセツプレート端近傍で、下フランジに歪が集中し、梁理論による予測より早めに降伏がおきた。これを加味した設計法が必要だが、標準試験体では、鋼材ダンパー力を用いた場合、層間変形角 $\pm 1/50$ の定振幅で100サイクル以上、 $\pm 1/33$ で40サイクル以上と、破断まで多くの繰返しに耐えることが明らかになった。ただし、これは典型的な降伏応力、梁として最高ランクでも低めの性能、柱として中から低ランク、梁降伏時で約0.2、最大で0.3であった梁軸力比などの条件に基づいている。

また、これらは梁が先行して降伏した試験体(層間変形角 $\pm 1/200$ で梁端が降伏、 $\pm 1/150$ でガセツプレートの梁端近傍が降伏)であり、ガセツプレートが梁に先行して降伏した試験体(上述(4)、3.3.2項)では、接合部が早期に破断した。軸力が最も高くその立ち上がりも早い摩擦ダンパーをもつ試験体でも、スチフナ溶接部からガセツプレートが破断しており、更なる検討が必要である。

第4章 スラブが取付く実大部分架構実験の分析

3章で提案した位相の異なる層間変形とダンパー力を模擬した載荷法をスラブが取付く実大部分架構6体の実験に適用した。スラブが制振架構に与える影響を検討するため、架構と接合部の構成要素をパラメータとした部分架構にスラブを付与し、漸増・定振幅載荷実験を行なった。以下に要約する。

(1) スラブが取付く部分架構は、架構および梁としての初期勾配と最大耐力が上昇する。さらに、層間変形角に対する梁変形角が減少し、柱の変形角が大きくなることが確認され

た。

(2) 標準試験体に溝直交スラブが取付く部分架構は、スラブの取付かない部分架構に比べ、架構としての初期勾配、最大耐力が正載荷時で約 1.2, 1.1 倍となり、負載荷時で 1.1, 1.0 倍となった。スラブに引張が作用する場合においても、コンクリートの引張強度以下であればスラブは有効であると考えられる。定振幅載荷では、スラブとデッキプレートとの剥離が発生し、スラブのない部分架構と比較して、破断までのサイクル数は少なく、梁のエネルギー吸収量は 0.75 倍となった。

(3) 標準試験体に溝平行スラブを取付けた部分架構は、溝直行スラブを取付けた部分架構と同等の初期勾配と最大耐力を有した。ただし、破断までのサイクル数は、スラブとデッキプレートとの剥離が発生しなかったために、溝直行スラブよりも多かった。

(4) 標準試験体にフラットスラブを取付けた部分架構は、溝直行スラブを取付けた部分架構と同等の初期勾配を有した。ただし、最大耐力はスラブのない部分架構の 1.2 倍であり、他のスラブ形状よりも高い。スタッド本数が多い、かつスラブが厚いことで、スタッドのスラブの損傷が小さいためと考えられる。大きな耐力を有したことで、鉛直サイドスチフナとガセットプレートとの溶接部に亀裂が生じ、それが進展して少ないサイクル数で破壊状態に至った。

(5) 梁ウェブの薄い部分架構は、スラブの付与によって初期勾配の上昇は確認されたが、 $\theta=\pm 1/33$ のサイクルでスラブのない部分架構と同等な履歴曲線となり、スラブの付与による影響が確認されなかった。

(6) 柱・水平サイドスチフナを除去した部分架構は、スラブの付与による初期勾配と最大耐力の上昇が最も大きかった。これに伴う梁の変形角の減少によって破断までのサイクル数は他の試験体よりも大きくなった。一方で、柱の変形角とせん断力が上昇したことで、柱の降伏が確認され、適切なスチフナ配置の検討が必要である。

(7) 梁継手を有する部分架構は、鉄骨梁断面が部分的に大きいため、スラブの付与による初期勾配と最大耐力の上昇が最も大きかった。また、高い耐力を有したことで鉄骨梁塑性後でガセットプレートの主歪値が増大し、鉛直サイドスチフナとガセットプレートとの溶接部に亀裂が生じ、少ないサイクル数で破壊状態に至った。

(8) 位相分離によって求めたスラブが取付く部分架構の層間変形による歪は、スラブの付与によって架構にかかる力が増えることで、スラブの取り付けかない部分架構よりも大きい。一方、ダンパー力による歪は、同一層間変形でダンパー力はスラブの有無で変化しないため、スラブ有無による差異はほぼない。

第5章 線材解析モデルを用いた部分架構実験の分析

3 章と 4 章で示した部分架構実験を再現できる解析モデルを作成し、実験時の挙動を解析結果より分析した。以下に、要約する。

解析モデルは、合成梁を線材要素・マルチスプリング要素、柱とガセットプレートを線材要素、パネルを回転ばねでモデル化した。解析結果は実験結果の全体挙動、部材挙動を精度よく再現できることを示した。

今後の課題は、ガセットプレートが取付く断面での応力・歪の精度を上げることである。また、3章で設けたパラメータのダンパー履歴、薄い梁ウェブとフランジ、スチフナの有無、梁継手による影響の再現も試みる予定である。

第6章 複曲率を受ける合成梁の解析的分析

複曲率曲げを受ける合成梁を対象として、既往の実験結果を再現できる解析モデルを作成し、鉄骨梁・コンクリートスラブ・スタッドの弾塑性挙動、梁端およびその周辺の歪挙動について分析を行なった。また、架構における合成梁を対象として、柱変形が合成梁の局所挙動に及ぼす影響についても考察した。そして、解析モデルに軸力を作用させて、複曲率曲げと軸力を受ける合成梁について、解析的検討を試みた。以下に、要約する。

(1) 合成梁の主要構成部材である鉄骨梁・スラブ・スタッドを線材要素・マルチスプリング要素により再現した解析モデルと詳細な有限要素解析モデルは、既往実験における梁端モーメント - 梁変形角関係の荷重変形関係を精度よく再現できることを示した。

(2) 本解析モデルは、実験では計測できなかった、梁端および材長方向での上記の主要構成部材単位での負担応力やそれらの伝達、および歪などの局所挙動を比較的簡易に把握することができるため、有限要素解析に比べ設計に有用である。

(3) 合成梁構成部材の応力・歪は、各部材の弾塑性挙動の影響を受けて大きく変化する。中でも、鉄骨梁の降伏は、梁端モーメント - 梁変形角関係の勾配を低下させ、正曲げを受ける区間でのスラブとスタッドの応力を増大させる。

(4) 既往実験を対象にした解析では、左右梁端の下フランジはほぼ同時に降伏した。片持ち梁として同じ梁長さの合成梁に正負同等の変形および曲率を与える場合では正曲げ時の下フランジ歪が大きくなるが、複曲率を受ける合成梁については、正曲げ側では高い剛性によって小さい曲率となるため前述した結果が得られた。この要因と影響を簡易な評価式によるパラメトリックスタディにより明らかにした。

(5) 弾性時における負曲げ側に対する正曲げ側梁端の下フランジ歪の比は、断面2次モーメントの比の逆数、中立軸位置の比、梁端から反曲点までの長さの比の3つの係数で表せることを示した。さらに、梁端から反曲点までの長さを柱変形角による影響を考慮した簡易な計算式で表すことで、左右梁端の下フランジ歪の大小関係を把握できる有用な検討方法を示した。

(6) 既往実験では含まれていない、柱変形によって左右梁端の梁変形角が異なる場合を分析するために、本解析モデルを拡張して、正・負曲げ側の下フランジ歪の大小関係を検

討した。この分析より、正曲げ側の梁変形角が大きい場合でも、典型的な柱梁剛比とスタッド剛性を有していれば、左右梁端の下フランジ歪が同等であることを確認した。

(7) 既往実験を対象に梁軸力を入力し、梁軸力が複曲率を受ける合成梁の弾塑性挙動に及ぼす影響について議論した。ガセットプレートのない基礎的な検討ではあるが、梁軸力によって鉄骨梁が早期に降伏することを確認し、梁歪や塑性域が増大することを確認した。今後は、軸力による梁端歪の挙動を理論的に解明する予定である。