



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	鉄骨鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の終局せん断耐力に関する研究
Author(s)	北野, 敦則
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	乙第6326号
Issue Date	2005-03-25
DOI	https://doi.org/10.14943/doctoral.r6326
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/32696
Type	doctoral thesis
File Information	6326.pdf



鉄骨鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部の
終局せん断耐力に関する研究

北野 敦則

目 次

第 1 章 緒論	1
第 1 節 研究の背景	3
第 2 節 研究の現状	5
1.2.1 合成構造柱梁接合部のディテールおよび破壊性状	5
1.2.2 合成構造柱梁接合部のせん断耐力	11
第 3 節 研究の目的	17
第 4 節 本論文の構成	18
第 1 章の参考文献	20
【記号の説明】	22
第 2 章 SRC 造および合成構造内部柱梁接合部の終局せん断耐力に関するデータベースを用いた統計的検討	23
第 1 節 概説	25
第 2 節 データベース概要	26
第 3 節 柱梁接合部の終局せん断耐力に及ぼす影響要因	28
2.3.1 既往の設計式の適合性	28
2.3.2 接合部終局せん断耐力に及ぼす諸要因の影響	45
第 4 節 終局せん断耐力設計式の検討および提案	52
2.4.1 SRC 造内部柱梁接合部の終局せん断耐力設計式の検討	52
2.4.2 柱 SRC 梁 S 造内部柱梁接合部の終局せん断耐力設計式の検討	55
2.4.3 柱 RC 梁 S 造内部柱梁接合部の終局せん断耐力設計式の検討	57
第 5 節 まとめ	69
第 2 章の参考文献	71
データベースに用いた参考文献	72
第 3 章 SRC 造柱梁接合部の実験的検討	81
第 1 節 概要	83
第 2 節 実験計画	84
3.2.1 試験体概要	84
3.2.2 試験体詳細	86
3.2.3 使用材料	91

3.2.4	加力装置および加力方法	94
3.2.5	計測方法	97
第3節	実験結果および考察	98
3.3.1	亀裂および破壊性状	99
3.3.2	復元力特性	104
3.3.3	耐力	107
3.3.4	接合部せん断変形角	110
第4節	まとめ	116
	第3章の参考文献	118
第4章	SRC造柱梁接合部の構成要素のせん断負担分に関する 検討	119
第1節	概説	121
第2節	歪みゲージによるデータ分析方法	122
4.2.1	鉄骨部負担要素について	122
4.2.2	分析方法	122
第3節	各構成要素の負担分	129
4.3.1	接合部鉄骨ウェブ	129
4.3.2	直交フランジ	132
4.3.3	鉄骨フランジ枠効果	136
第4節	純鉄骨試験体との比較	139
4.4.1	鉄骨ウェブ	139
4.4.2	直交フランジ	141
4.4.3	鉄骨フランジ枠効果	144
4.4.4	分析値と実験値の比較	146
第5節	まとめ	152
	第4章の参考文献	155
第5章	SRC造柱梁接合部終局せん断耐力時の応力伝達機構の 推定およびせん断耐力評価式の提案	157
第1節	概説	159
第2節	鉄骨部の応力伝達機構の推定および終局せん断耐力式の提案	160
5.2.1	接合部ウェブ	160
5.2.2	直交フランジ	162
5.2.3	枠効果	165
5.2.4	鉄骨負担分の評価	167

第3節 RC部の応力伝達機構の推定および終局せん断耐力評価式の提案	169
5.3.1 コンクリート強度の影響	169
5.3.2 応力伝達機構の検討	171
第4節 SRC造柱梁接合部の終局せん断耐力設計法の提案	178
第5節 まとめ	181
第5章の参考文献	183
第6章 結論	185
第1節 本研究で得られた成果	187
第2節 今後の研究課題	191
謝 辞	193

第 1 章 緒論

第1節 研究の背景

第2節 研究の現状

1.2.1 合成構造柱梁接合部のディテールおよび破壊性状

1.2.2 合成構造柱梁接合部のせん断耐力

第3節 研究の目的

第4節 本論文の構成

第 1 章の参考文献

【記号の説明】

第1章 緒 論

第1節 研究の背景

合成構造とは、一般的に2種類以上の材料を組み合わせた構造であり、建築構造の分野では、主に鋼材とコンクリートの組み合わせによる構造を合成構造として扱われることが多い。また、このように鋼材とコンクリートを複合した構造には、部材の断面において材料を組み合わせた合成構造(Composite Structure)、異種の構造部材を組み合わせて架構とした混合構造(Hybrid Structure または Mixed Structure)、建物内で方向や階により、あるいは平面上の一部に異なる構造形式を組み合わせた複合システム(Hybrid System または Mixed System)の三つに大きく分類できる^[1.1]。本研究では、部材内で材料を組み合わせた合成構造の内、鉄骨鉄筋コンクリート(以下、SRC)構造の柱梁接合部を主な研究対象とし、それと同様な柱梁接合部の構成となる、柱鉄筋コンクリート(以下、RC)梁鉄骨(以下、S)構造も研究対象に含めている。ただし、鋼管コンクリート(以下、CFT)造については含めていない。

我が国では、古くから耐震構造として SRC 構造が我が国独自のものとして発展してきた。SRC 構造は、鉄骨の周りに鉄筋を配しコンクリートを打設して一体化させた構造で、大スパン構造物や不整形な建築物、中高層構造物に適した構造であり、建築空間のニーズの多様化と高度化に呼応して限られた都市空間を高度に利用するために、地震国日本独自の形式で発展し大きな役割を果たしてきた。SRC 構造規準に関しては、1958年に日本建築学会(AIJ)から「鉄骨鉄筋コンクリート計算規準・同解説」^[1.2]が出版されたのが最初で、それまでは設計者の判断に従って行われていた。この計算規準では耐力計算を行うために許容応力度に基づく累加強度式が採用されたことが大きな特徴で、この方式は現行の規準でも採用されている。その後、1987年の第3次改訂版では保有水平耐力関係の事項が加えられると同時に、初めて柱梁接合部の具体的な設計式が示された。重力単位系から SI 単位系への移行と、新たな鉄骨材料(JIS G3136「建築構造用圧延鋼材」)が追加されたこと、さらには1999年の RC 構造計算規準^[1.3]の改定に伴い、コンクリート材料の強度範囲の変更、鉄筋材料の材料強度の変更、鉄筋の付着の設計式の改訂が必要になったことなどから、2001年に第4次改訂版^[1.4]が出版された。

また、合成構造に関しては、1980年代頃から研究が活発になり実用化されつつある。特に柱 RC 梁 S 構造は、圧縮に強いコンクリート系部材を柱に、曲げおよびせん断に強い鉄骨系部材を梁に使うことで材料特性を生かした力学的に適材適所の配置により、工期の短縮によるプレキャスト化の推進および大量生産の可能性、近年の職人不足による作業の単純化で注目を集めている。しかし、この工法は各企業が独自に接合部ディテールを開発している場合が多く、その種類は多種多様である。そのため、柱梁接合部の応力伝達機構やせん断強度の評価も接合部ディテールごとに提案されており多種多様に存在し、統一的に評価する手法は確立されていない。さらに、この接合部の設計法に関しては行政や学協会から示されておらず、設計者が独自の判断により設計し、国土交通大臣の認定((財)日本建築センター等の評価または評定)

を受けるのが一般的である。学協会では、1988年に日本コンクリート工学協会(JCI)で混合構造研究委員会が設置され、1991年に柱梁接合部のせん断強度の算定式などを含む設計ガイドライン^[1.5]を示し、日本建築学会では1988年よりSRC構造運営委員会に合成・混合構造小委員会(後に混合委員会)が設置され、1994年に「柱RC梁Sとする混合構造の柱梁接合部の力学的挙動に関するシンポジウム」の中で接合部設計ガイドライン(素案)^[1.6]を示した。

米国では1989年頃より柱RC梁S構造に関する研究が始まった。日本に比べると研究例はすくなく、接合部ディテールの種類も数限られているが、1994年に米国土木学会(ASCE)より、柱RC梁S接合部の設計指針が示されている。また、1993年より始まった日米共同構造実験研究^[1.7]においても柱RC梁S構造は研究対象の一つとして取り上げられており、日米双方で実験的および解析的研究が行われている。

この様に合成構造の柱梁接合部に関しては積極的に研究開発が行われているが、前述したようにこの構造の柱梁接合部は異種構造材が混在しており、応力伝達も複雑であるため、おおくの実験的研究により柱梁接合部のせん断強度の確認まではなされているが、応力伝達機構まで言及した研究は少なく未だ解明されていないのが現状である。

接合部せん断強度の設計法は、前述のように現行の日本建築学会SRC規準式を基に各設計者が改良を加えたものが多い。しかしながら、1995年の兵庫県南部地震において、SRC構造柱梁接合部の被害が初めて報告^[1.8]され、改めてSRC柱梁接合部の性能評価の重要性が認識された。すなわちSRC規準設計式の見直しが必要とされ、さらに合理的な設計法の提案が急務の課題となっている。

第2節 研究の現状

1.2.1. 合成構造柱梁接合部のディテールおよび破壊性状

(1) 概説

柱梁接合部はフレーム式架構の柱と梁が交差する部分のことであり、特に地震力等により架構に水平力が発生すると、柱と梁の最大応力をうける部分に接続するため最も厳しいせん断応力状態になる部分である。さらに、隣接する部材から伝達される応力を他の隣接する部材に確実に伝達しなければならない。鉛直荷重時に比べると水平荷重時、特に地震荷重の時に柱や梁に生じる応力は大きいため、接合部の構造性能は、主に水平荷重時の応力の伝達を対象として検討される。

柱梁接合部における破壊形式は主に隣接する部材から伝達される曲げモーメントの偶力として接合部に作用するせん断力に起因する。合成構造における柱梁接合部はRC造に比べると鋼によってコンクリートが拘束されている部分が多く、周辺部材に比べ破壊しにくいと考えられてきた。しかし、1995年の兵庫県南部地震でSRC造柱梁接合部のせん断破壊が報告され^[1.8]、接合部性能の精度の高い評価法が望まれている。また、合成構造は鋼とコンクリートが混在しているため応力の伝達が複雑になり、接合部形状（主に鉄骨の形状）によって応力伝達経路は多種多様になる。そのため、本節では既往の研究から接合部破壊モードについて検討する。

(2) 柱梁接合部のディテール

合成構造の柱梁接合部は鉄骨とコンクリートが混在しており構造形式によって多種多様である。

SRC構造は柱の鉄骨形状がそのまま接合部を貫通し、接合部内で鉄骨柱に鉄骨梁が溶接してある場合がほとんどである。そのため、接合部の水平断面は柱の断面とほぼ同様である。柱鉄骨断面は、柱に梁が取り付け方向によって変わってくる。例えば建物の外周面に配置された柱については、梁が3方向にしかとりつかない場合、柱鉄骨はH形鋼にCT鋼を溶接しT形断面となり、梁が面内方向の2方向のみしか取り付けられない場合は柱鉄骨がH形鋼となる。さらに、建物の隅角部に配された場合は、梁が2方向（直角方向）にしか取り付けられないので、柱鉄骨はCT鋼を直角に溶接しL形断面となる。ここで、いわゆる内部柱は4方向に梁がとりつくので2つのH形鋼を直角に組み合わせ十字形断面にする場合と、建物の形状によってはH形断面のみの場合がある。

次に、柱RC梁S構造についてであるが、1980年代よりこの構造の開発が盛んとなり、純鉄骨の梁から鉄骨のないRC柱へ接合部を介していかに合理的に応力を伝達するかが課題であった。1986年に坂口ら^[1.9]によって柱梁接合部のコンクリートを鋼板（ふさぎ板）で覆うことにより、優れた耐震性能が発揮することが発表された。それを契機に各機関によって柱梁接合部のディテールに関する研究に重点が置かれる場合が多くなり、現在までに提案された接合部ディテールは30を超えている。図1.2.1に柱RC梁S構造の接合部ディテール一覧^[1.6]を示す。

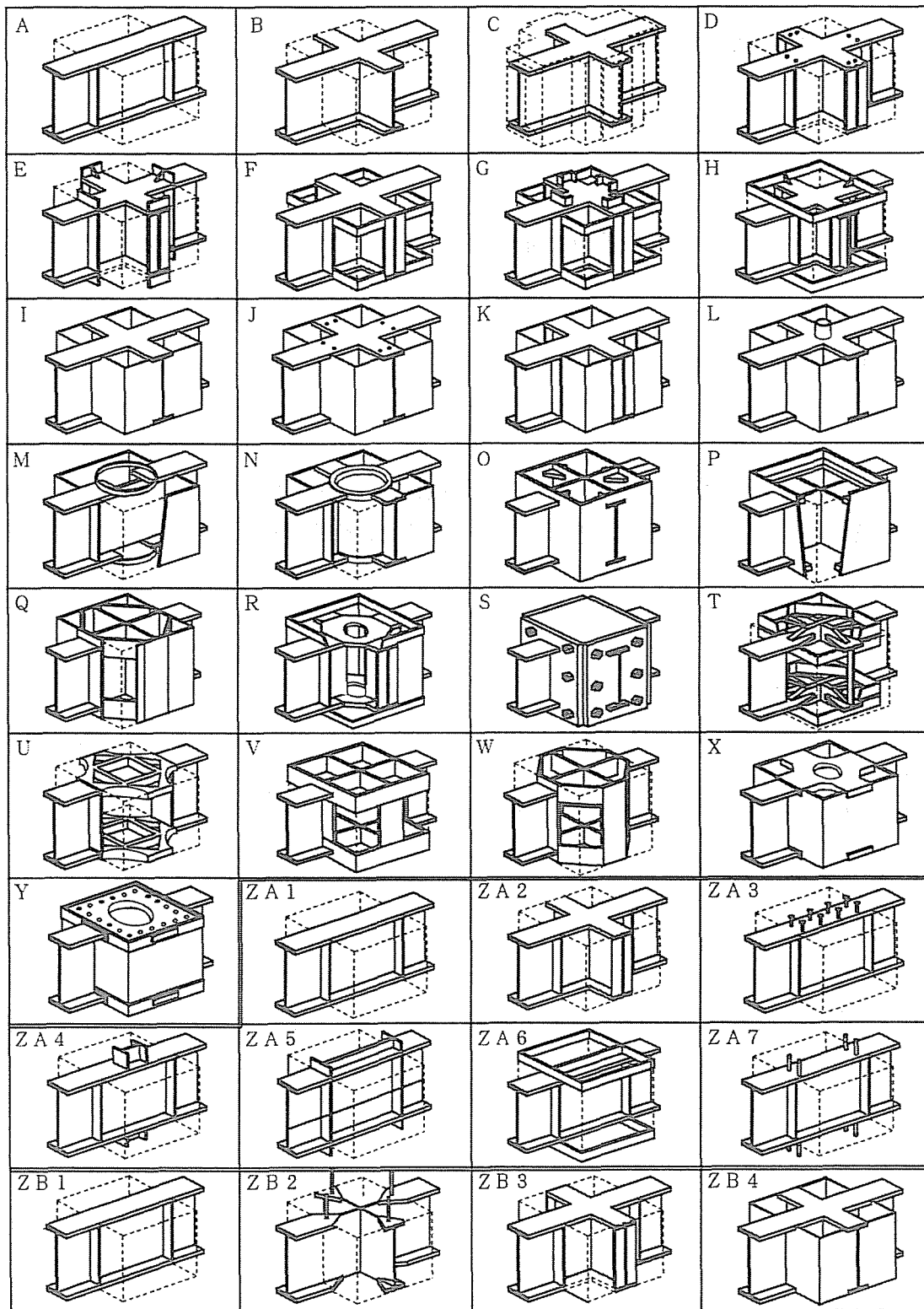


図 1.2.1 提案されている接合部ディテール一覧^[1.6]

(3) 柱梁接合部の破壊型式

合成構造の柱梁接合部の形式は前述のように多種多様であり、ここでは鉄骨梁のフランジおよびウェブが接合部内を貫通する形式と接合部内で連続しない形式について述べる。

a) 鉄骨梁のフランジおよびウェブが接合部内を貫通している形式の場合

(SRC 構造及び柱 RC 梁 S 構造)

この形式は既往の研究によれば 1)せん断破壊モード、2)支圧破壊モード（主に梁 S 造の場合のみ）および 3)付着および定着破壊モードの 3 種類に大別できる。

せん断破壊モードは、接合部がせん断応力の作用によって降伏または破壊するモードであり接合部の顕著なせん断変形が観察される。この破壊モードは、鉄骨パネルの降伏、コンクリート圧縮ストラットの圧壊そして接合部表面のコンクリートのせん断破壊等によって特徴づけられる。

支圧破壊モードは、特に柱 RC 梁 S 造の様に柱に鉄骨が無くて、梁からの入力が入力が接合部を介し梁鉄骨フランジから RC 柱へと伝達される場合に多く発生し、接合部に隣接する鉄筋コンクリート柱の局部支圧破壊によって引き起こされる破壊モードである。接合部が健全であると仮定した条件下で RC 柱に最も大きな支圧応力が作用する領域に発生する。

付着破壊モードは、接合部および柱頭および柱脚あるいは梁の端部において、コンクリートが柱主筋または梁主筋に沿って割裂を生じ、主筋の引張力が接合部に伝達できなくなるものである。また、定着破壊モードは、接合部内に柱および梁主筋を定着させる場合に、柱および梁主筋が接合部内で定着破壊を起こし、梁および柱からの引張力が接合部に伝達できなくなるものである。柱 RC 梁 S 造の場合、鉄骨梁が接合部を貫通する形式では、柱主筋を配筋する際には、一般的に接合部内で梁鉄骨フランジをさけて配筋するために、柱に鉄骨が内包されない合成構造の場合、柱主筋に太径鉄筋を使用し柱主筋の本数を減らすことがある。また、接合部に鉄骨が存在するため、十分な柱および梁主筋の定着性能の確保ができない場合がある。その結果、繰り返し荷重により接合部内の柱および梁主筋の付着が劣化し、エネルギー消費能力の低下により応答が大きくなる。最大耐力以降の耐力低下が著しく、エネルギー消費能力の少ない逆 S 字形の履歴性状を示す。従って、接合部内での主筋の定着性能の確保は接合部の構造性能または隣接する部材の構造性能確保のためにも重要である。

b) 梁鉄骨が接合部内を貫通していない形式の場合（柱 RC 梁 S 構造のみ）

この形式は、柱 RC 梁 S 造のみの特有の型式であり、梁鉄骨が柱内部を貫通しないため、柱と梁鉄骨との接合のために柱内に接合媒体が埋め込まれることを大きな特徴とする接合形式である。

この形式の応力伝達は、接合部内の接合媒体の水平方向の定着力、すなわち接合部せん断力として伝達されるので、基本的に鉄筋コンクリート構造柱梁接合部での梁主筋の定着機構と同じ性状を示すものと考えられる。

本形式で考えられる基本的な破壊形式は、1)せん断破壊モード、2)支圧破壊モード（接合部と梁の境界における支圧抵抗部コンクリートの局部的支圧破壊）である。

この様に柱梁接合部の破壊形式は3つの破壊モードに大別されるが、特にせん断破壊モードは、梁鉄骨が接合部を貫通しているのに関わらず生じる破壊形式である。RC造におけるせん断破壊の場合、コンクリートの圧壊によって脆性的な破壊が起きるが、合成構造の場合、接合部内部に鉄骨があるためにコンクリート部分が耐力を失っても急激な耐力低下は防げると考えられていた。しかしながら、コンクリート強度の高強度化や鋼材の高強度化に伴い、柱や梁の断面は小さくなり、曲げ耐力は大きくなる傾向にある。そのため柱梁接合部の断面も必然的に小さくなりさらに厳しい応力状態におかれ、コンクリートが失った負担分を補填できるだけの鉄骨量が確保できなくなってしまう可能性が考えられる。したがって、柱梁接合部のせん断破壊を防ぐためには、接合部の性能評価の確立が不可欠であり、効率の良い柱梁接合部のせん断破壊防止のための補強をしなければならない。

(4) 用語の説明

ここでは、本研究で用いる用語の説明を行う。

まず、本研究で取り扱うSRC構造において、接合部内の構成要素を下記のように定義している。

- ・ 鉄骨ウェブ：加力方向に取り付く梁の接合部内におけるウェブで主要なせん断抵抗要素となる。
- ・ 枠効果：加力方向に取り付く梁と柱のフランジによって□形に構成された枠状の部分が、ラーメン構造のようにせん断に対して抵抗する機構。
- ・ 直交ウェブ、直交フランジ：柱に十字形鉄骨を用いたときに加力方向に対し直交方向に存在するH形鋼またはT形鋼のウェブおよびフランジ。直交フランジは、接合部内で鉄骨ウェブとともにせん断抵抗要素として働く。

次に、柱RC梁S構造においてであるが、典型的な接合部形式を図1.2.2に示す。これらの接合部形式に使われている構成要素について、それぞれの役割を以下に説明する。^[1.6]

- ・ ふさぎ板（別名：カバープレート、囲み板、側板、角形鋼管）
柱梁接合部周囲を覆う鋼板で、コンクリートおよびウェブパネルとともに接合部せん断抵抗要素として働く。また、コンクリートの脆性的な破壊の防止および柱主筋の定着性能を向上させる効果もある。
- ・ エンドプレート（別名：支圧プレート、フェイスベアリングプレート(FBP)、ベアリングプレート、鉛直スチフナ、スチールプレート）
RC柱表面で鉄骨梁が接合部にとりつく部分に鉛直スチフナとして配する鋼板で、梁フランジの応力を支圧力として内部コンクリートに伝達する。内部コンクリートに形成された

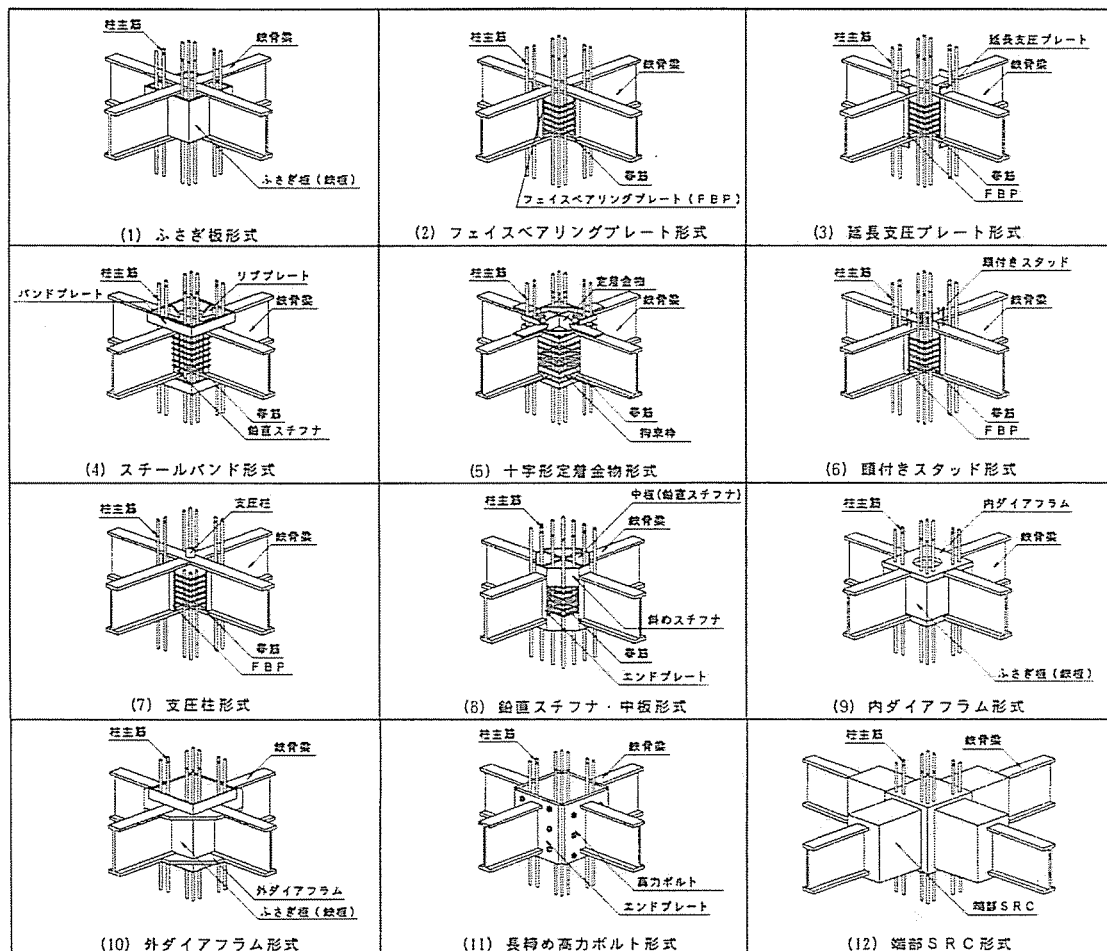


図 1.2.2 柱 RC 梁 S 造の柱梁接合部形式^[1.6]

斜め圧縮ストラットに対して梁フランジとともにコンクリートパネル周囲の拘束枠として働く。

- ・ 延長支圧プレート（別名：拘束チャンネル）
エンドプレートが上下に延長した鋼板で、梁フランジの応力を支圧力として梁フランジ外側の柱コンクリートに伝達する。
- ・ スチールバンド（別名：バンドプレート、拘束枠）
柱頭柱脚のコンクリートの周囲をとりまくように柱形に沿って配する鋼板で、柱頭柱脚のコンクリートを拘束し、梁フランジの応力を梁幅より外側のコンクリートに伝達する。このことにより梁幅より外側のコンクリートがせん断抵抗要素として働く。
- ・ 定着金物（別名：クロスジョイント、垂直フランジ）
鉄骨梁の接合部からの抜けだしを防止する接合部内梁鉄骨フランジに設ける定着金物。
- ・ 鉛直補強筋（別名：頭付きスタッド、差し筋、アンカー筋）
接合部内鉄骨梁のフランジに溶接された複数の頭付きスタッド、および接合部内のフラン

ジ等に固定する柱軸方向に配する鉄筋。

- ・ 支圧柱（別名：突起鋼管、ジベル鋼管、パイプ、小型 H 形柱）
接合部内の梁フランジ等に RC 柱側に突起して設ける鋼管等で、梁フランジの応力を支圧力として直接柱に伝達する。
- ・ 中板
フランジの引っ張り力を伝達する鉛直スチフナで、梁フランジの応力を伝達するとともにウェブとして接合部に入力されたせん断力を負担する。梁鉄骨が接合部を貫通している場合の鉄骨ウェブと同じ位置に配されているが、梁鉄骨フランジが接合部を貫通していない場合のみにこの表現となる。
- ・ ダイアフラム（別名：鑄鋼ダイアフラム、内ダイアフラム、外ダイアフラム）
柱断面の内側，外側または両側に、梁フランジと同レベルに設ける水平スチフナで、通常ふさぎ板とともに接合部を構成する部材として用いられる。
- ・ 斜めスチフナ
梁フランジレベルで直交梁方向に平面上で斜めに配する延長スチフナで、接合部に入力されたせん断力を梁幅の外側に広げる働きがある。
- ・ 直交梁
設計時に想定する水平加力方向に対して直交する方向に溶接される梁。
- ・ 接合部内せん断補強筋
接合部内に配置される水平せん断補強筋であり，通常は柱帯筋と同じ寸法を用いる。
- ・ 支圧部せん断補強筋
通常の補強筋に加えて、鉄骨梁直上下の大きな支圧応力を受けるコンクリート部を取り囲むせん断補強筋。
- ・ 内部要素
接合部の水平断面において，梁フランジ幅を内部要素といい，梁から直接せん断力が入力される部分。
- ・ 外部要素
接合部の水平断面において，梁フランジ幅より外側部分をいい，梁から直接せん断力が入力されず，柱からのみせん断力が直接入力される部分。

1.2.2. 合成構造柱梁接合部のせん断耐力

(1) 概説

SRC 構造に関する実験的研究は 1920 年代に SRC 構造が実用化された頃からはじめられたが、1951 年に日本建築学会に SRC 構造分科会が設立されたのを契機にして、我が国における SRC 構造に関する研究が系統的あるいは組織的に開始された。

SRC 構造の柱梁接合部の設計法は 1958 年の SRC 規準^[1.2]制定時にすでに含まれていたが、文章説明に留まり、とくに設計の標記はなく、「従来の実験によってパネル内でせん断による崩壊は生ぜず、梁材等の普通のせん断破壊とはいく分異なり、周囲の拘束がかなり大きいことが分かった。しかし、付着の消滅により、下端の通し鉄筋の引張力は一定のまま左の梁の圧縮側に伝わり、このため、この部分のコンクリートが余分の圧縮応力を負担しなければならないことから、コンクリートの圧潰を早めるという現象が起きる。かような破壊は仕口パネルの鉄骨ウェブによって多くは避けられるものであるから、これを簡略化したり、おろそかに扱うことは好ましいとはいえない。」と記述されている。実際に柱梁接合部の具体的な設計式が示されたのは 1987 年の第 3 次改訂版からで、この改訂において保有水平耐力関係の事項が加わっている。

SRC 構造以外では、鋼管コンクリート構造設計規準が 1967 年に出版されたが、一般の SRC 構造と共通する部分が多いので 1987 年の SRC 規準第 3 次改訂版に組み込まれた。また、1990 年代から柱 RC 梁 S 構造における柱梁接合部の開発が盛んになり、各開発者によって多種多様な設計式が提案されている。

本節では合成構造柱梁接合部のせん断耐力に関する現在までの研究について整理し、柱梁接合部の設計式における問題点をまとめてみる。

(2) 鉄骨鉄筋コンクリート造柱梁接合部のせん断耐力に関する研究

SRC 造柱梁接合部に関する実験的研究は、1932 年に内藤多仲ら^[1.10]によって初めて行われた。1951 年から 1956 年にかけて若林實らによって終局強度式確認のために実験が行われた。一方、仲威雄、高田周三らの東京大学工学部のグループによって実大実験を主として実験的研究が行われた。

これらの研究成果は SRC 規準の作成の基礎資料とされた。SRC 規準が制定された後は、研究に対する要望も一段落して、1960 年から 1970 年の 10 年間は実施設計に伴う確認実験が単発的に行われただけで、ほとんど系統的な研究は行われていない。しかし、1959 年の H 形鋼の生産開始を機会として、H 形鋼を主材とする実験的研究が横尾義貫、若林實らによって行われた。

1987 年の SRC 規準の第 3 次改訂において柱梁接合部の保有水平せん断耐力が盛り込まれたが、この設計式の基になった実験的研究に、若林實、南宏一、西村泰志らによる研究^[1.11]がある。若林らはこれまでの SRC 規準の体系である累加強度を採用し、実験的研究によって柱梁幅比の影響を考慮したコンクリートパネルのせん断耐力を次式で評価した。

$$\tau_u / F_c = \begin{cases} F_s \cdot (0.68 - 0.0013 F_c) \cdot \frac{1 + B_b / B_c}{2} : (F_c \leq 262 \text{ kgf/cm}^2) \\ F_s \cdot \frac{88.9}{F_c} \cdot \frac{1 + B_b / B_c}{2} : (F_c \geq 262 \text{ kgf/cm}^2) \end{cases}$$

ここで、 F_s は各接合形式の耐力比を表す係数で、十字形は 1.0、ト字形は 0.64、L 字形は 0.52 である。

また鉄骨パネルのせん断耐力式をウェブパネルと枠効果の累加を用いて下式で評価した。

$$w_f Q_s = \frac{1}{C_2} \left(\frac{w \sigma_y}{\sqrt{3}} \cdot A_s + \alpha \cdot \frac{f M_p}{s j_b} \right)$$

ここで、 C_2 は形状寸法によって決定される係数、 $f M_p$ はフランジ断面の全塑性モーメントである。

なお、枠効果とは前節(4)用語の説明で概略を説明したが、鉄骨ウェブパネルの4周のフランジで構成されるロ字形骨組みの崩壊機構である。L 字形、ト字形、十字型接合部とも4つの塑性ヒンジによって崩壊機構が構成されるとし、下式で評価できる^[1.11]。

$$f Q_s = \frac{(\alpha_1 \cdot f M_p + \alpha_2 \cdot df M_p)}{s j_b}$$

ここで α_1 および α_2 はフランジおよびフランジ交差部に生じる塑性ヒンジの数である。 $df M_p$ はフランジ交差部の対角線方向を断面とする全塑性モーメントで $df M_p = 2 f M_p$ となる。これを上式に代入すると

$$f Q_s = \alpha \cdot \frac{f M_p}{s j_b}$$

となる。ここで $\alpha = \alpha_1 + 2\alpha_2$ となり、本研究で扱う十字形接合部の場合 $\alpha = 8$ となる。

またこの研究において、コンクリートパネルの有効体積を決定する有効幅は柱幅と梁幅の平均で評価できることが提案されている。

しかし、この研究は柱の鉄骨断面が H 形鋼のみの試験体しかないので鉄骨パネルの評価がウェブパネルと枠効果のみしか扱っていないが、柱に H 形鋼を組み合わせた十字形鉄骨を用いると加力方向に対し直交方向に存在するフランジは、せん断抵抗効果およびコンクリートの拘束効果があるという報告^[1.12]もあり、それらの効果を設計式に加えるべきであるが、結局この研

究における結果を基に SRC 規準式が確立された。

以下に SRC 規準における柱梁接合部の保有水平耐力式を紹介する。

SRC 規準式^[1.4]

$${}_J M_U = {}_c V_e ({}_J F_s \cdot {}_J \delta + {}_w P \cdot {}_w \sigma_Y) + \frac{1.2 {}_s V \cdot {}_s \sigma_Y}{\sqrt{3}}$$

$${}_c V_e = \frac{{}_c b + {}_B b}{2} {}_{mB} d \cdot {}_{mC} d \quad (\text{梁がSRC, RCの場合})$$

$${}_c V_e = \frac{{}_c b}{2} {}_{sB} d \cdot {}_{mC} d \quad (\text{梁がSの場合})$$

$${}_s V = {}_J t_w \cdot {}_{sB} d \cdot {}_{sC} d$$

$${}_J F_s = \min \left(0.12 F_c, 1.8 + \frac{3.6 F_c}{100} \right)$$

$${}_J \delta = 3(\text{十字形}), 2(\text{ト字形, T字形}), 1(\text{L字形})$$

${}_J M_U$:モーメントに換算した柱梁接合部の終局せん断耐力

${}_c V_e$:柱梁接合部コンクリート部分の有効体積

${}_s V$:柱梁接合部の鉄骨ウェブの体積

${}_J F_s$:柱梁接合部のコンクリートのせん断強度

${}_J \delta$:柱梁接合部の形状による係数

${}_c b$:柱の幅

${}_B b$:梁の幅

${}_{mB} d$:梁の上下の主筋間距離

${}_{mC} d$:柱の左右の主筋間距離

${}_{sB} d$:梁の鉄骨部分の上下弦材またはフランジの重心間距離

${}_J t_w$:柱梁接合部の鉄骨ウェブの厚さ

${}_{sC} d$:柱の鉄骨部分の左右弦材またはフランジの重心間距離

${}_w P$:あばら筋比または帯筋比

${}_w \sigma_Y$:せん断補強筋の降伏強度

${}_s \sigma_Y$:鉄骨の降伏強度

F_c :コンクリートの設計基準強度

(3) 合成構造柱梁接合部のせん断耐力および応力伝達に関する研究

柱 RC 梁 S 構造柱梁接合部の実験は、1986 年に坂口ら^[1.9]が柱梁接合部をふさぎ板で補強した工法を発表して以来、多数行われているが、ここでは応力伝達モデルまで考慮した、主な研究を紹介する。

まずせん断耐力に関する実験的検討は、佐々木ら^[1.13]によって内部柱梁接合部を対象にせん断抵抗機構モデルとそれに基づくせん断耐力式が提案されている。梁のてこ作用によって生ずる柱危険断面圧縮域の斜めひび割れは、柱梁接合部のせん断耐力に大きな影響を与えることを明らかにし、柱梁接合部に接する柱脚および柱頭部をバンドプレートで拘束することにより、接合部パネルの有効幅が増大し、柱梁接合部の性能が大幅に向上できることを明らかにした。

その他、応力伝達モデルを検討した実験的研究は、山口、望月らによるエンドプレートと鑄

鋼を用いた実験^[1.14]、渡辺らのふさぎ板とエンドプレートを用いた実験^[1.15]、蔵田らのバンドプレートとエンドプレートを用いた実験^[1.16]等が挙げられる。いずれの実験も、自らの提案式と実験値との対応が良いという結果になっているが、他の研究機関で実施された実験値との比較は行われていない。また、最近では西村ら^[1.17]は、立体トラスモデルによる応力伝達機構の各トラス材の存在およびその負担力を求める実験的研究を精力的に行っている。

また、解析的研究は南、坂口^[1.18]は、柱 RC 梁 S 構造柱梁接合部の応力伝達機構をマクロ的に把握することを目的として、ストラット・タイモデルに基づく立体トラスモデルを提案している。しかし、具体的な計算例は示されていない。坂口は、ふさぎ板の柱梁接合部を対象として、せん断力-変形関係を求める解析法を提案している^[1.19]。

FEM 解析の分野では、米澤、野口による三次元 FEM 解析による研究^[1.20]があり、コンクリートと鉄骨間の摩擦、開閉挙動を表現する接合要素を開発した。また、内田は非線形有限要素解析法を用いてハイブリット構造の柱梁接合部および骨組みの弾塑性性状に関して検討を行っている^[1.21]。

このように実験的研究は多数行われているが、解析的研究は非常に少ない。その理由として合成構造の柱梁接合部は鋼とコンクリートが混在しているため応力伝達機構が複雑となるため、三次元解析または三次元的な効果を取り入れた解析が必要となるためである。しかし、最近のパーソナルコンピュータの飛躍的な性能向上により、今後の三次元解析の発展が期待されている。

(4) 合成構造柱梁接合部せん断耐力式

合成構造柱梁接合部の接合部ディテールはこれまで述べてきたように種類が多く、接合部のせん断耐力式も、ディテール毎に提案されている。

以下、代表的なせん断強度式について紹介する。

1) SRC 規準式^[1.4]

SRC 規準式については(2)項で紹介したが、柱 RC 梁 S 構造の接合部におけるせん断強度評価式としては鉄骨梁を用いている事による接合部有効体積の計算法を変更して適用されることが多いため、再度紹介する。ただし、記号は(2)項を参照していただきたい。

$${}_J M_U = {}_c V_e ({}_J F_s \cdot {}_J \delta + {}_w P \cdot {}_w \sigma_Y) + \frac{1.2 {}_s V \cdot {}_s \sigma_Y}{\sqrt{3}}$$

$${}_c V_e = \frac{c}{2} \frac{b + B}{b} {}_m B d \cdot {}_m C d \quad (\text{梁がSRC, RCの場合})$$

$${}_c V_e = \frac{c}{2} {}_s B d \cdot {}_m C d \quad (\text{梁がSの場合})$$

$${}_s V = {}_J t_w \cdot {}_s B d \cdot {}_s C d$$

$${}_J F_s = \min \left(0.12 F_c, 1.8 + \frac{3.6 F_c}{100} \right)$$

$${}_J \delta = 3(\text{十字形}), 2(\text{ト字形, T字形}), 1(\text{L字形})$$

2) JCI ガイドライン式^[1, 22]

JCI 式は、社団法人日本コンクリート工学協会(JCI)の混合構造研究委員会で提案された式である^[1,22]。SRC 規準式を基本とし、4つの補強形式に対応する接合部コンクリート拘束度に応じた有効係数を用いている。

$$Q_p = k_{SRC} \times 0.3\sigma_B \times A_{C1} + \frac{w\sigma_y}{\sqrt{3}} \times A_w$$

k_{SRC} :接合部コンクリートの拘束度に応じた有効係数
 :接合部コンクリート拘束型 = 1.07
 :エンドプレートによる拘束型 = 0.77
 :テーパー型 = 0.61
 :梁貫通型 = 0.54
 σ_B :コンクリート圧縮強度
 $A_{C1} = \frac{\text{柱幅}}{2} \times \text{柱せい}$
 $w\sigma_y$:ウェブ鉄骨の引張降伏強度
 A_w :ウェブ鉄骨の水平断面積

3) 坂口式^[1,23]

坂口は、ふさぎ板を有する梁貫通型接合部を対象とした接合部せん断強度式を提案している。

$$Q_{pu} = k_1 \frac{\sigma_{wy}}{\sqrt{3}} t_w D_w + 2k_2 \frac{\sigma_{fy}}{\sqrt{3}} t_f D_f + k_3 (0.3\sigma_B) B_c D_c$$

$k_1 = 0.9$ (鉄骨ウェブの有効断面係数)

$k_2 = 0.9$ (ふさぎ板の有効断面係数)

$k_3 = \frac{1.45}{B_c/B_b} + \frac{0.32}{D_c/D_b} - 0.36$ (コンクリートパネルの有効係数)

D_w, t_w, σ_{wy} :鉄骨ウェブの接合部パネル内における長さ、厚さ、降伏点強度

D_f, t_f, σ_{fy} :ふさぎ板の長さ、厚さ、降伏点強度

B_c, D_c, σ_B :柱幅、梁幅、コンクリート強度

B_b, D_b :梁幅、梁せい

注) ふさぎ板がない場合、もしくはト字形接合部では、 k_1, k_2 に0.9を掛ける。

適用範囲は、 $1.1 < D_c/D_b < 1.4$, $2.0 < B_c/B_b < 3.7$ 。

4) 金, 野口式^[1.24]

金, 野口は, FBP (フェイスベアリングプレート), ふさぎ板, バンドプレート, 直交梁などの代表的な補強金物を用いた接合部ディテールを対象とし, 適用範囲の広いせん断強度式を提案している。

$$Q_{pu} = Q_w + Q_h + Q_{ci} + Q_{co}$$

$$Q_w = k_w \frac{s_w \sigma_y}{\sqrt{3}} t_w D_c$$

$$Q_h = \frac{1}{4} p_w \sigma_{wy} D_c j_b$$

$$Q_{ci} = k_j \sigma_B B_b D_c$$

$$Q_{co} = k_j \sigma_B k_{co} (B_c - B_b) D_c$$

Q_w : 鉄骨ウェブの負担分

Q_h : フープ筋の負担分

Q_{ci}, Q_{co} : 内部および外部コンクリートの負担分

k_w : 鉄骨ウェブの有効断面の割合を示す係数

(十字形 = 0.89 or 0.83, ト字形 = 0.81, T字形 = 0.81, L字形 = 0.6)

k_j : 接合部形状による接合部コンクリート強度の係数

(十字形 = 0.3, ト字形 = 0.24, T字形 = 0.24, L字形 = 0.14)

k_{co} : 補強ディテールによる外部コンクリート有効断面の割合を示す係数

(無補強 = 0, 直交梁とFBP = 0.05, バンドプレートと延長FBP = 0.35,
ふさぎ板 = 0.45(0.2), 鉛直スチフナ = 0.5とし, 二つ以上の補強ディテールを
用いた場合はそれぞれの累加として評価する。)

$t_w, s_w \sigma_y$: 鉄骨ウェブの厚さ, 降伏応力度

p_w, σ_{wy} : せん断補強筋比, せん断補強筋の降伏応力度

σ_B : コンクリートの圧縮強度

B_c, D_c : 柱幅, 柱せい

B_b, j_b : 梁フランジ幅, 梁フランジ中心間距離

これらの他には, バンドプレート補強を対象とした佐々木式^[1.13], エンドプレート補強を対象としたASCE式^[1.25]などがある。

この様に合成構造柱梁接合部の設計式はいろいろ提案されているが, どの式も接合部を構成するせん断抵抗要素の耐力の累加で評価されている。しかし, その構成要素の負担割合に関して言及した式は少なく, 接合部の構成要素の影響についての検討が必要であると考えられる。

第3節 研究の目的

前節までに述べたように SRC 造および合成構造の柱梁接合部の破壊形式は3種類ほど挙げられるが、応力伝達機構に関してはどの破壊形式も明確にはなっていない。さらに合成構造の柱梁接合部は鋼とコンクリートが混在するため応力の伝達が非常に複雑になっており、未だ統一的な応力伝達メカニズムは解明されていないのが現状である。そして柱 RC 梁 S 造においては、提案されている式が多種多様に亘っているが、多様な接合部形式に対して精度良く統一的に評価できる式は少ない。

また、現在合成構造柱梁接合部を設計する上で基本となっている SRC 規準式においても、「式と実験値との対応や安全率についての記述が少ない。」、「鉄骨接合形式等の接合部ディテールの説明が無く、設計対象とする接合部形式が規準式に対応しているのかが分からない。」、「接合部の応力分担比の適用範囲が明確になっておらず、適用範囲外の場合の検討方法も記述されていない。」、「変形性能についての規定がない。」、「わかりやすい応力伝達メカニズムの解説がない。」、等の問題点が挙げられる。

以上のことから、本研究では、SRC 造の内柱における柱梁接合部を対象に、構成要素の負担分の明確化、応力伝達機構の明確化、精度の良い接合部せん断耐力設計式の提案を目的に検討を行う。

まず現在の SRC 造および合成構造における柱梁接合部の設計法の検証を行う。これまでに公表された実験的研究論文より実験データの収集を行い、データベースを作成し、接合部構成要素が接合部せん断耐力に与える影響を検討する。さらに、種々の提案式の適合性を検討し、統計的分析により実験値との精度の高い設計式の提案を試みる。

次に実験的研究により SRC 造柱梁接合部における各構成要素の負担分を明確にし、現行の SRC 規準^[1.4]で評価されていない構成要素の評価法を検討する。

そして、最後に接合部の応力伝達機構の推察を行い、新たな設計式の提案を試みる。

第4節 本論文の構成

本論文は全6章からなり、その内容は以下に示す通りである。

第1章「緒論」では、研究の背景として合成構造および SRC 構造における柱梁接合部の設計法の歴史と特徴を概観し、コンクリート系合成構造 (SRC 造を含む) 柱梁接合部における応力伝達が極めて複雑であり、未だ応力伝達機構が明らかにされていないことを述べた。さらに、提案されている多種多様な接合部のディテールや設計手法について比較検討し、現時点での設計法における問題点を整理することにより、本論文の研究の目的と意義を示した。

第2章「SRC 造および合成構造柱梁接合部のせん断耐力に関するデータベースを用いた統計的検討」では、公表されている合成構造柱梁接合部の実験的研究論文から試験体のデータベースを作成し、既往の提案式や接合部構成要素の接合部せん断耐力に及ぼす影響について統計的な分析を行った。その結果、柱梁とも SRC 造および柱 SRC 梁 S 造については、SRC 規準式によるせん断耐力計算値は実験値を過小に評価する傾向があること、柱 RC 梁 S 造の場合、ふさぎ板のない接合部形式を対象とした設計式は、接合部鉄骨ウェブの形式の違いによって、実験値と計算値の対応に差が生じること、ふさぎ板の有る接合部を対象とした設計式およびふさぎ板の有無にかかわらず全形式を対象とした設計式については、計算値は実験値を過小に評価する傾向があることを明らかにした。さらに、柱梁接合部の終局せん断耐力に影響を及ぼすと思われる接合部構成要素と接合部終局せん断耐力との相関性の有無を明らかにした。最後に、重回帰分析法を用いて、接合部終局せん断耐力評価式を統計的に検討を行い、提案式を導いた。

第3章「SRC 造柱梁接合部の実験的検討」では、SRC 造柱梁接合部の構成要素の負担分や影響を明確にするために、SRC 造内部柱梁接合部を対象に縮小模型による加力実験を行い、破壊性状、復元力特性、接合部せん断耐力、変形性能について検討を行った。

接合部せん断破壊で終局に至るように計画した全ての試験体を用いて、接合部終局せん断耐力について、日本建築学会 SRC 規準式による計算値と実験値を比較すると、本実験で用いた試験体のように H 形鋼を直交に組み合わせた十字形鉄骨断面を柱に用いた場合、計算値は実験値を過小に評価することを明らかにした。

第4章「SRC 造柱梁接合部の構成要素の負担せん断力に関する検討」では、SRC 造柱梁接合部における鉄骨構成要素のせん断力負担割合を明確にするために、第3章で実験的検討に用いた試験体のひずみゲージ計測データを用いて、分析を行った。まず、SRC 造柱梁接合部における鉄骨せん断抵抗要素を鉄骨ウェブ、直交フランジ、枠効果の3つと仮定して、各鉄骨構成要素の負担せん断力を算出するための分析用弾塑性力学モデルの検討を行った。各要素の負担せん断力は、SRC 試験体及びこれとは別に行った SRC 試験体に内蔵した鉄骨と同形状の純鉄骨試験体のそれぞれの鉄骨に貼付したひずみゲージの値を、上記の力学モデルに代入して算出した。次に、SRC 試験体における鉄骨構成要素の各負担分分析値を累加した鉄骨負担せん断力分析値と、純鉄骨試験体の接合部せん断力実験値、純鉄骨試験体における鉄骨構成要素の各負担分分析値を累加した鉄骨接合部せん断力分析値の3つを比較することにより、分析方法の妥

当性を検討した。その結果、SRC 試験体における分析値と純鉄骨試験体の実験値および分析値の推移にほとんど差はみられないため、分析値の妥当性と SRC 造における接合部せん断力の鉄骨負担分は、接合部ウェブ、直交フランジ、鉄骨フランジによる枠効果の3要素で評価できることを明らかにした。

第5章「SRC 造柱梁接合部終局せん断耐力時の応力伝達機構の推定およびせん断耐力評価式の提案」では、第3章における実験結果および第4章における鉄骨部の各構成要素負担せん断力算出の結果から、SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力時における、精度の高い柱梁接合部の終局せん断耐力評価法を提案することを目的に、柱梁接合部の応力伝達機構について検討を行った。まず、鉄骨部に関し、第4章で求められた分析データを用いて、SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力時における各構成要素の応力伝達機構の検討を行い、各耐力評価式の提案を行った。鉄骨部は、接合部鉄骨ウェブ、直交フランジ、枠効果の3つで評価できることから、それぞれのせん断耐力式を提案した。さらに、それらの提案式を累加することによって鉄骨部の負担せん断力評価式の提案を行った。実験値と提案式による計算値との対応は、日本建築学会 SRC 規準式の鉄骨負担項による計算値と比べ平均値、ばらつきも改善された。

次に、SRC 造柱梁接合部試験体の最大耐力から、耐力時の接合部鉄骨せん断変形角と同じせん断変形角時の純鉄骨試験体の耐力を差し引いた値を、RC 負担分とし、終局せん断耐力時における RC 部の応力伝達機構の推定とせん断耐力評価式を検討した。その結果、RC 負担分はコンクリート強度と線形の関係があることを明らかにした。さらに、RC 部の応力伝達機構を仮定し、ストラット幅、ストラット角度、接合部有効幅、コンクリートせん断強度有効係数を提案し、それらを用いて耐力式を提案した。以上の結果から、SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力時における RC 負担せん断耐力評価式を提案した。実験値と提案式による計算値との対応は、日本建築学会 SRC 規準式の RC 負担項における計算値に比べ、平均、ばらつきとも改善された。最後に、鉄骨部の提案式と RC 部の提案式を累加することにより、SRC 造柱梁接合部のせん断抵抗要素の応力伝達を考慮した SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力評価式を提案した。日本建築学会 SRC 規準よりも、提案式による計算値の方が実験値との対応は、平均、ばらつきにおいて大幅に改善される事を明らかにした。

第6章「結論」では各章で得られた研究成果を要約し本論文の結論を述べ、今後の研究課題について言及している。

第1章の参考文献

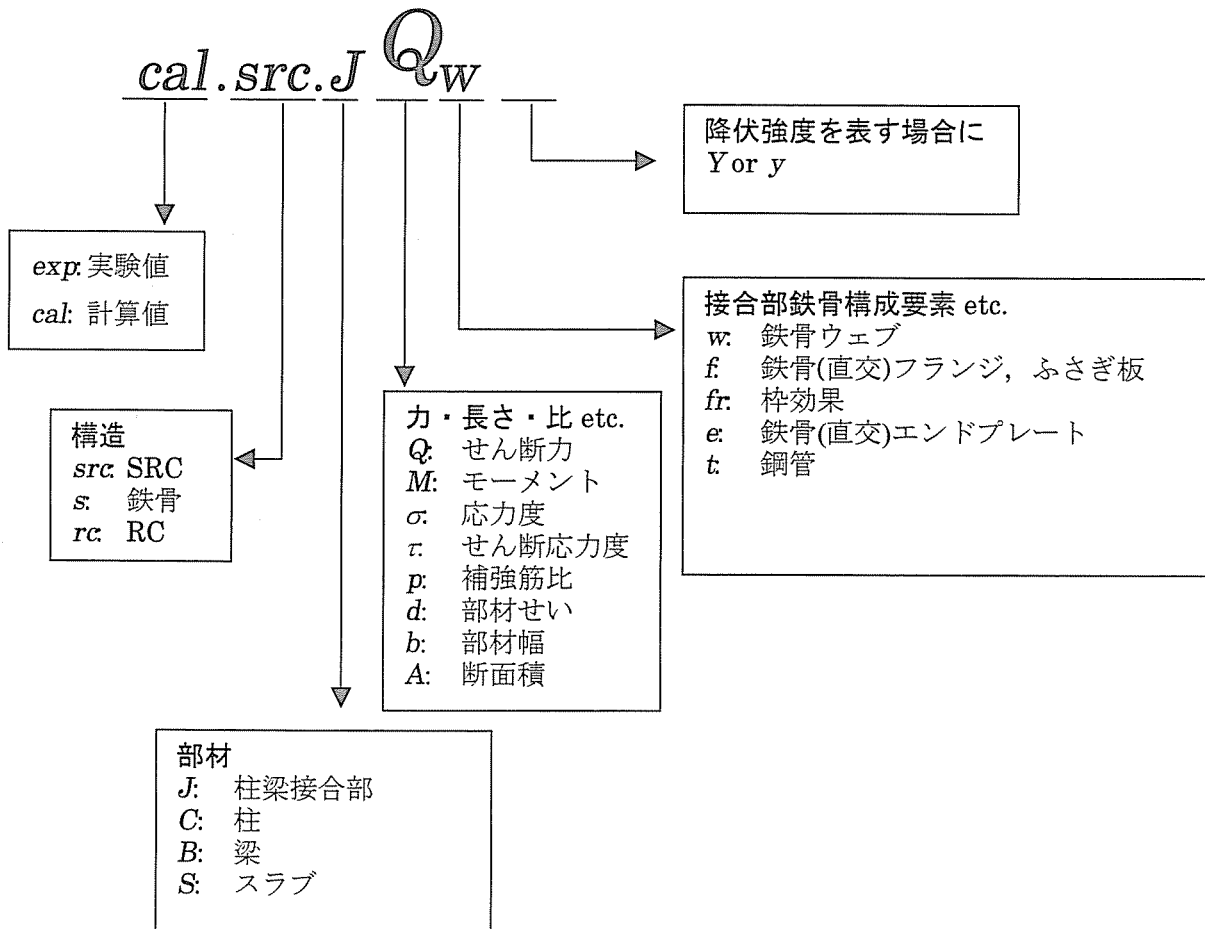
- [1.1] 若林實, 南宏一, 谷資信, 平野道勝: 新建築学大系 42 合成構造の設計, 影国社, 1982.9.20
- [1.2] 日本建築学会編: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (第1版), 日本建築学会, 1958
- [1.3] 日本建築学会編: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー (1999), 日本建築学会, 1999
- [1.4] 日本建築学会編: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (第5版), 日本建築学会, 2001
- [1.5] 日本コンクリート工学協会: 混合構造研究委員会報告書, 1991.12
- [1.6] 日本建築学会: 柱 RC 梁 S とする混合構造の柱梁接合部の力学的挙動に関するシンポジウム, 日本建築学会 構造委員会 鉄骨鉄筋コンクリート構造運営委員会 混合構造小委員会, 1994.12
- [1.7] 山内泰之, 青山博之, 田中淳夫, 菅野忠, 菅野俊介: ハイブリット構造に関する日米共同研究 (その1: 全体計画9, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1521-1522, 1994.9
- [1.8] 日本建築学会: 阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計ー特徴的被害の原因と設計への提案ー, 1998.10
- [1.9] 富永博夫, 村井義則, 高瀬雄一, 坂口昇, 小川雄一郎, 友永久雄: 鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構 (RCSS 構法) の耐力及び変形性能 (その1~4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1427-1434, 1986.9
- [1.10] 内藤多伸, 鶴田明: 鉄筋混凝土により補強せられたる溶接接合部の強度, 建築雑誌 vol46, No.1932
- [1.11] 西村泰志, 南宏一, 若林實: 鉄骨鉄筋コンクリート柱梁接合部のせん断耐力, 日本建築学会構造系論文報告集, 第365号, pp.87-98, 1986.7
- [1.12] 吉野次彦, 狩野芳一, 田中清: 鉄骨鉄筋コンクリート造柱・梁接合部の実験的研究 (その1~その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1975.10
- [1.13] 佐々木仁, 久保田勤, 三瓶昭彦, 山本哲夫, 狩野芳一: 柱 RC・梁 S とする混合構造柱梁接合部のせん断抵抗機構, 日本建築学会構造系論文集, No.461, pp.133-142, 1994.7
- [1.14] 山口雄二, 望月重: 鋳鋼を内蔵した柱 RC・梁 S 接合部のせん断抵抗機構に関する実験的研究, 柱 RC 梁 S とする混合構造の柱梁接合部の力学的挙動に関するシンポジウム, 日本建築学会, pp.19-24, 1994.12
- [1.15] 渡辺朋之: 柱 RC 梁 S 構造の柱梁接合部に関する研究 耐力式の提案, 柱 RC 梁 S とする混合構造の柱梁接合部の力学的挙動に関するシンポジウム, 日本建築学会, pp.25-30, 1994.12
- [1.16] 蔵田富雄, 有馬文昭, 鈴木亨, 東勝広, 河井慶太: バンドプレートで補強された柱 RC はり S 構造接合部の力学的挙動,

- [1.17] 鳥井拓三, 川端淳, 本田勝敏, 馬場望, 西村泰志: ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究 ((RCS-23) 柱はり接合部の内部パネルから外部パネルへの応力伝達機構に関する一考察 (その2)), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1125-1126, 1996.9
- [1.18] 南宏一, 坂口昇: 柱RC梁Sで構成される柱梁接合部の応力伝達に関するマクロモデル, 柱RC梁Sとする混合構造の柱梁接合部の力学的挙動に関するシンポジウム, 日本建築学会, pp.1-6, 1994.12
- [1.19] 坂口昇: RC柱Sはり接合部の変形挙動の解析モデル, 柱RC梁Sとする混合構造の柱梁接合部の力学的挙動に関するシンポジウム, 日本建築学会, pp.63-66, 1994.12
- [1.20] 米澤健次, 野口博: 三次元有限要素法を用いた混合構造柱・梁接合部のせん断強度に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第471号, pp.181-191, 1995.5
- [1.21] 内田和弘: 非線形有限要素法によるハイブリッド構造の弾塑性性状に関する解析的研究, 千葉大学学位論文, 1999
- [1.22] 日本コンクリート工学協会: 混合構造研究委員会報告書, 1991.12
- [1.23] 坂口昇: 鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される柱梁接合部パネルのせん断耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第428号, pp.69-78, 1991.10
- [1.24] 金洸演, 野口博: 柱RC・梁S混合構造接合部のせん断耐力に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.19, No.2, pp.1461-1466, 1997
- [1.25] ASCE Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete: GUIDELINES FOR DESIGN OF JOINTS BETWEEN STEEL BEAMES AND REINFORCED CONCRETE COLUMNS, Journal of Structural Engineering, Vol.120, No.8, pp2330-2357, August, 1994

【記号の説明】

本論文で用いる記号の基本を以下に示す。ただし，参考文献等から引用した式は，引用元の記号に合わせた。

基本記号例（基本的に日本建築学会 SRC 規準に準じている。）



第2章 SRC造および合成構造内部柱梁接合部の終局せん断耐力に関するデータベースを用いた統計的検討

第1節 概説

第2節 データベース概要

第3節 柱梁接合部の終局せん断耐力に及ぼす影響要因

2.3.1 既往の設計式の適合性

2.3.2 接合部終局せん断耐力に及ぼす諸要因の影響

第4節 終局せん断耐力設計式の検討および提案

2.4.1 SRC造内部柱梁接合部の終局せん断耐力設計式の検討

2.4.2 柱SRC梁S造内部柱梁接合部の終局せん断耐力設計式の検討

2.4.3 柱RC梁S造内部柱梁接合部の終局せん断耐力設計式の検討

第5節 まとめ

第2章の参考文献

第2章 SRC 造および合成構造柱梁接合部のせん断耐力に関するデータベースを用いた統計的検討

第1節 概説

前章で述べたように、現在合成構造柱梁接合部の研究は盛んに行われているが、設計法に関しては SRC 規準に基づき各開発者の判断により設計が行われており、設計法は多数提案されている。さらに柱梁接合部には異種構造部材が混在することからも応力伝達は複雑となり、その応力伝達機構は未解明で、統一的な設計方法も未だ無い。

また、提案されている柱梁接合部の形式は特許に絡むことが多く、新規に柱梁接合部の形式を開発しても実験により性能を検証しなければならず、実験施設がない等により実際には実現出来ない。したがって実験設備等を持たない設計事務所等は手の出しづらい構造となっている。

しかし、合成構造は適材適所に部材を配置し、経済的および施工的にも優れた構造であることから今後広く普及することが期待される構造形式の一つであるが、統一的な設計法がないことが障害になっており、その確立が早急な問題となっている。

本章では、SRC 造および合成構造柱梁接合部の構成要素が接合部耐力にどのような影響があるのか、各構成要素が変化することと接合部耐力にどのような相関があるのかを統計的に検討し、柱梁接合部の終局せん断耐力に影響を及ぼす諸要因を明らかにする。さらに、柱梁接合部の終局せん断耐力を精度良く評価する設計法を統計的分析により提案を行う。

本章における検討方法は、まず国内で発表されている論文の中から実験的研究の論文を抽出し、柱梁接合部のせん断耐力算出のために必要なデータを論文から読み取りデータベース化する。次にデータベース化した実験データを基に、実験変数毎に接合部終局せん断耐力に与える影響の有無を検討する。最後にそれらを考慮しつつ重回帰分析を用いて柱梁接合部の終局せん断耐力設計法の提案を検討する。

第2節では作成したデータベースの概要を説明し、第3節では、データベースを用いて、まず既往の設計式および提案式と実験値の比較を行い、問題点について検討を行う。さらに実験変数毎に接合部終局せん断耐力との相関性について検討を行い、終局せん断耐力に与える影響を考察する。第4節では合成構造柱梁接合部の終局せん断耐力における設計法の提案を、構造種別毎に重回帰分析を用いて統計的に行う。

第2節 データベース概要

データベースを作成する上で対象とした構造は柱梁とも SRC 構造（以下，純 SRC 造）柱 SRC 梁 S 構造，柱 RC 梁 S 構造の3構造とした。主として国内の柱梁接合部の実験的研究におけるデータの収集を目的とし，「日本建築学会大会学術講演梗概集」，「日本コンクリート工学協会年次論文報告集」，「日本建築学会構造系論文報告集」の3資料より抽出した。文献は SRC 規準に初めて柱梁接合部のせん断耐力が規定された第4版の出版された1987年以降とし，2002年までのデータを収集した。国外の文献については詳細データが収集できなかった。

2.2.1 文献リスト

収集した文献は下記の項目について整理しリストを作製した。

- a) 文献 ID …… 本データベースのみで与えた数字。
- b) 出典…………… 文献の掲載誌。
- c) 文献番号…… 文献の掲載誌資料内での整理番号。
- d) 発表年…………… 論文を発表した年、又は、論文集に掲載された年。
- e) 題目…………… 論文の題名。
- f) 著者…………… 論文に記載されている論文製作者の氏名。
- g) 柱…………… 柱に用いられている構造形式。(RC・SRC等)
- h) 梁…………… 梁に用いられている構造形式。(S・SRC等)
- i) 実験変数…… 論文中で用いられている実験変数。
- k) 破壊モード… 論文中で示されている試験体の最終破壊モード。
- l) 特徴…………… 試験体に用いられている金具類等。
- m) その他…………… 試験体の構造上の特徴等。

図 2.2.1 に年度別文献数を示す。横軸に年度，縦軸に各構造種別の文献数を示した。文献数は，1996 年をピークに最近は減少傾向にある。これは新しい接合部形式の開発に一段落したこと，また，解析的研究へ移行しつつあること等が挙げられるが，近年は継続的に 10 編前後の実験的研究論文が発表されていることから，合成構造に関する研究はなお盛んであることがいえる。

2.2.2 試験体データベース

前項で収集した文献の中から，平面十字形内柱梁接合部を対象とした試験体のみについて実験時の詳細データをデータベース化した。データベースは柱梁とも SRC 造，柱 SRC 造梁 S 造，柱 RC 梁 S 造の3種別に分類し作成した。データベースは，提案されている設計式の算定ができるように入力項目を設定した。

図 2.2.2 に破壊形式別の試験体数を示す。図より接合部せん断破壊(J破壊)型の試験体が最も

多く、合成構造における接合部せん断機構の検討について盛んに行われていることが分かる。

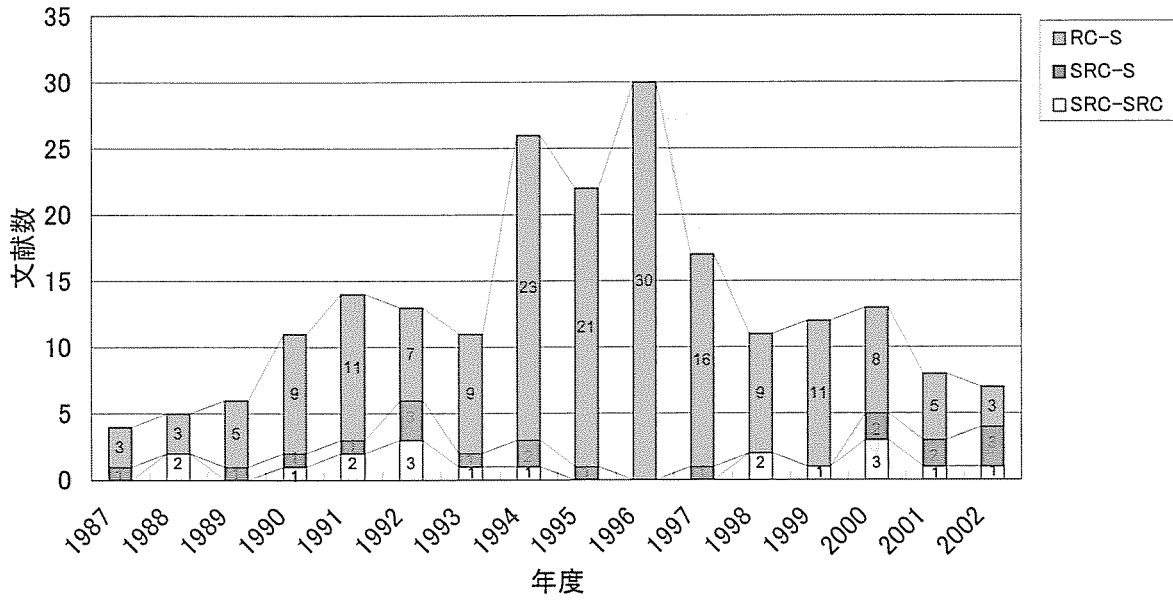


図 2.2.1 年度別の合成構造柱梁接合部に関する文献数

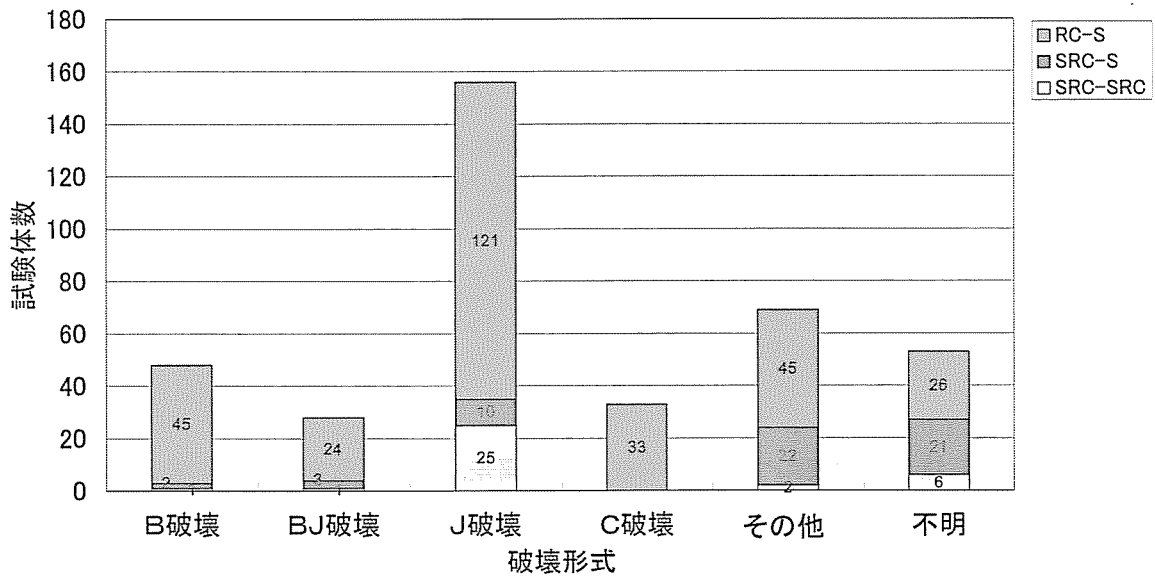


図 2.2.2 破壊形式別試験体数

第3節 柱梁接合部の終局せん断耐力に及ぼす影響要因

本節では、合成構造柱梁接合部の終局せん断耐力に及ぼす影響要因を明らかにするために試験体データベースを用いて検討を行う。

2.3.1 既往の設計式の問題点

ここでの検討方法は、現在合成構造柱梁接合部の終局せん断耐力に関し提案されているいくつかの設計式の内、汎用性があると思われる式に着目し検討を行い、問題点を明らかにする。

検討方法は、まずそれぞれの設計式より接合部せん断耐力を算出し、接合部せん断応力度に換算する。実験値も同様に文献より読みとった実験値を接合部せん断応力度に換算する。換算方法は下式による。

$${}_J\tau = \frac{{}_J M_U}{{}_c V_e} = \frac{{}_J Q}{{}_c V_e / {}_{mB} d}$$

ここで、

$${}_J Q = \left(\frac{\ell - {}_{mC} d}{{}_{mB} d} \cdot \frac{h}{\ell} - 1 \right) \cdot {}_c Q$$

$${}_c Q = \frac{\ell}{h} \cdot {}_B Q$$

$${}_c V_e = \frac{{}_c b + {}_B b}{2} {}_{mB} d \cdot {}_{mC} d \quad (\text{梁がSRC, RCの場合})$$

$${}_c V_e = \frac{{}_c b}{2} {}_{sB} d \cdot {}_{mC} d \quad (\text{梁がSの場合})$$

${}_J\tau$: 柱梁接合部せん断応力度

${}_J M_U$: モーメントに換算した柱梁接合部の終局せん断耐力

${}_c V_e$: 柱梁接合部コンクリート部分の有効体積

${}_J Q$: 柱梁接合部の終局せん断耐力

${}_{mB} d$: 梁の上下の主筋間距離

${}_{mC} d$: 柱の左右の主筋間距離

${}_c b$: 柱の幅 ${}_B b$: 梁の幅

h : 柱加力(支点)間距離

ℓ : 梁加力(支点)間距離

算出された計算値と実験値について平均値、標準偏差、変動係数を求め検討をおこなう。

(1) SRC 造および柱 SRC 梁 S 造

柱梁とも SRC 造の柱梁接合部を設計する場合、通常、日本建築学会 SRC 規準^[1.4]の設計式を用いる。さらに、日本建築学会 SRC 規準には柱が SRC 造で梁が S 造である構造形式についても設計式が明示してある。すなわち柱が SRC 造の場合の柱梁接合部設計法は

これ1つに限られているのが現状である。そこで SRC 造および柱 SRC 梁 S 構造については、SRC 規準式との適合性についてのみ検討を行う。

第1章でも紹介したが日本建築学会 SRC 規準による柱梁接合部終局せん断耐力設計式は次のように定められている。

$${}_J M_U = {}_c V_e ({}_J F_s \cdot {}_J \delta + {}_w p \cdot {}_w \sigma_Y) + \frac{1.2 {}_s V \cdot {}_s \sigma_Y}{\sqrt{3}}$$

$${}_c V_e = \frac{c b + {}_B b}{2} {}_{mB} d \cdot {}_{mC} d \quad (\text{梁がSRC, RCの場合})$$

$${}_c V_e = \frac{c b}{2} {}_{sB} d \cdot {}_{mC} d \quad (\text{梁がSの場合})$$

$${}_s V = {}_J t_w \cdot {}_{sB} d \cdot {}_{sC} d$$

$${}_J F_s = \min \left(0.12 F_c, 1.8 + \frac{3.6 F_c}{100} \right)$$

$${}_J \delta = 3(\text{十字形}), 2(\text{ト字形, T字形}), 1(\text{L字形})$$

${}_J M_U$: モーメントに換算した柱梁接合部の終局せん断耐力

${}_c V_e$: 柱梁接合部コンクリート部分の有効体積

${}_s V$: 柱梁接合部の鉄骨ウェブの体積

${}_J F_s$: 柱梁接合部のコンクリートのせん断強度

${}_J \delta$: 柱梁接合部の形状による係数

$c b$: 柱の幅

${}_B b$: 梁の幅

${}_{mB} d$: 梁の上下の主筋間距離

${}_{mC} d$: 柱の左右の主筋間距離

${}_{sB} d$: 梁の鉄骨部分の上下弦材またはフランジの重心間距離

${}_J t_w$: 柱梁接合部の鉄骨ウェブの厚さ

${}_{sC} d$: 柱の鉄骨部分の左右弦材またはフランジの重心間距離

${}_w p$: あばら筋比または帯筋比

${}_w \sigma_Y$: せん断補強筋の降伏強度

${}_s \sigma_Y$: 鉄骨の降伏強度

F_c : コンクリートの設計基準強度

この設計式は、柱梁接合部の鉄筋コンクリート(RC)部分と鉄骨(S)部分の累加強度で評価されており、RC 部分はコンクリートせん断強度とせん断補強筋の和、鉄骨部は柱梁接合部ウェブのせん断強度に枠効果分1割、鋼材の歪み硬化による増加分1割が乗じてある。さらに、規準書ではこの設計式は実験値の中間値をとる式であることが明示されている。

なお、規準式では柱に H 形鋼を2つ組み合わせた十字形断面の鉄骨を用いた場合においても鉄骨部の算定は接合部ウェブのみを算定断面としているが、ここで扱う計算値には、加力方向と並行に存在する直交フランジも算定断面として含めてある。

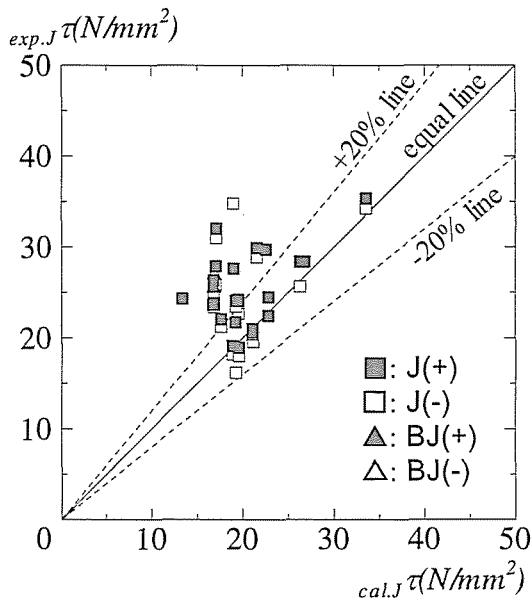
また梁が S 造の場合は接合部有効幅の算定方法が異なっている。

柱梁とも SRC 造の試験体は接合部せん断破壊型(以降、J 破壊型)25 体、梁降伏後接合部せん断破壊型(以降、BJ 破壊型)1 体の合計 26 体、柱 SRC 梁 S 造の試験体は J 破壊型

10体, BJ破壊型3体の合計13体であり, 横軸にSRC規準による接合部せん断応力度($cal.J\tau$), 縦軸に実験値より求めた接合部せん断応力度($exp.J\tau$)としたグラフを図2.3.1~2.3.2に示す。

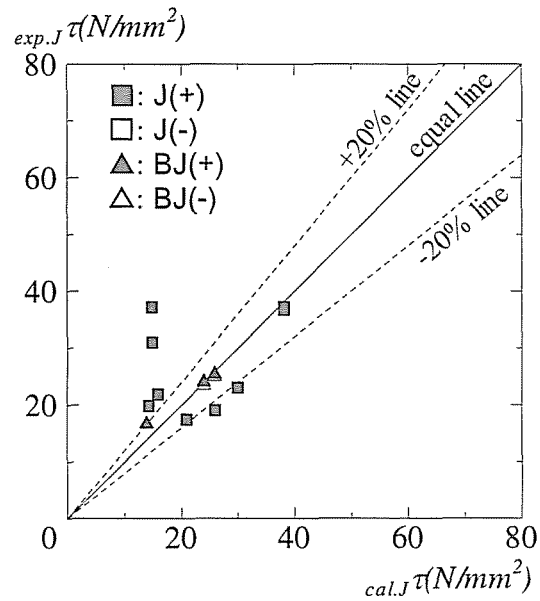
柱梁ともSRC造において, 図2.3.1より平均値はJ破壊型で1.25, 標準偏差0.26, 変動係数0.21となり実験値に対して計算値は過小に評価される式となっている。前述したようにSRC規準では柱鉄骨に十字形断面を用いた場合でも接合部ウェブのみを算定断面としているため, 柱鉄骨に十字形断面を用いた試験体はさらに計算値が小さくなり, 実験値に対して計算値は過小に評価される式となっている。従って, 直交フランジも接合部せん断耐力算定に含めるべきである。

しかしながら図2.3.2の柱SRC梁S造についてはJ破壊型の平均値が1.30, 標準偏差0.56, 変動係数0.43であり, 柱梁ともSRC造と比較すると平均値はそれほど差違が無いが, ばらつきが大きく, 誤差±20%以内ではあるが実験値が計算値を下回る試験体もある。実験値が計算値を下回る試験体は, 柱鉄骨にH形断面を用い弱軸方向に加力した試験体であるため, 有効鉄骨ウェブ断面積を大きく算定した可能性がある。そのため, 柱鉄骨にH形鋼を用いた場合の弱軸方向におけるウェブ有効断面積の定義を明確にする必要があると思われる。



破壊形式	Statistical Data			
	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	25	21	1	1
平均値	1.25	1.26	-	-
標準偏差	0.27	0.31	-	-
変動係数	0.22	0.24	-	-

図2.3.1 AIJ-SRC 規準式による実験値と計算値の比較(柱梁ともSRC造)



破壊形式	Statistical Data			
	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	10	0	3	2
平均値	1.30	-	1.06	0.97
標準偏差	0.59	-	0.12	0.01
変動係数	0.45	-	0.11	0.01

図2.3.2 AIJ-SRC 規準式による実験値と計算値の比較(柱SRC梁S造)

(2) 柱 RC 梁 S 造

柱 RC 梁 S 造における柱梁接合部のせん断耐力設計法はこれまで述べてきたように多くの設計式が提案されている[1.6]。ここでは、汎用性があると思われる 15 の式について実験値と計算値の比較を行う。検討を行った設計式(AIJ-SRC 規準式以外)の概略を表 2.3.1 にまとめて示す。以降、設計式毎に検討を行う。

表 2.3.1 柱 RC 梁 S 造の検討に用いた既往の提案式

式番号	形式	接合部コンクリート	鉄骨ウェブ	補強鉄骨ふさぎ板	コンクリート柱補強筋	備考	接合部形式の特徴	単位系
①	非ふさぎ板形式	SRC $[c_b/2 \cdot m_c d \cdot s_B d \times \min(0.12F_c, 18+3.6F_c/100) \cdot 3]$	SRC $[j_w \cdot m_c d \cdot s_B d \times 1.2_s \sigma_y / \sqrt{3}]$	—	SRC $[c_b/2 \cdot m_c d \cdot s_B d \times w_p \times w_s \sigma_y]$		梁貫通 エンドプレート スチールバンド	重力
②		SRC [有効幅 $c_b/2$ に $(c_b + s_B b)/2$ を使用する]	SRC	—	SRC [有効幅を $(c_b + s_B b)/2$]		梁貫通 エンドプレートを柱 方向に延長	
③		JCI [$k_c \cdot c_b \cdot c_D \cdot s_B d \times 0.3F_c$]	JCI $[j_w \cdot c_D \cdot s_B d \times 1.0_s \sigma_y / \sqrt{3}]$	—	—	$k_C=0.42$	梁貫通 梁フランジにソフ キー	
④		SRC	SRC [係数を 1.0]	$c_b/2 \cdot m_c d \cdot s_B d \times \rho \times \rho \times \sigma_y$ ($\rho=2j_t/c_b$)	—		ふさぎ板 梁貫通	
⑤		SRC	JCI $\times 0.9$	$c_b/2 \cdot m_c d \cdot s_B d \times \rho \times \rho \times \sigma_y$ ($\rho=2j_t/c_b$)	—		ふさぎ板 梁貫通	
⑥		JCI	JCI $\times w_k$	$k \cdot 2j_t \cdot c_D \cdot s_B d \times 1.0_s \sigma_y / \sqrt{3}$	—	$k=0.32, w_k=0.88, k_c=0.73$	ふさぎ板 梁貫通	
⑦	ふさぎ板形式	SRC	SRC	$2j_t \cdot c_D \cdot s_B d \times 1.0_s \sigma_y / \sqrt{3}$	—		ふさぎ板+エンド プレート・梁貫通	
⑧		SRC	SRC	$c_b/2 \cdot m_c d \cdot s_B d \times \rho \times \rho \times \sigma_y$ ($\rho=2j_t/c_b$)	—		ふさぎ板・梁貫 通・接合部中央 フランジに小型鋼 管溶接	
⑨		$(s_B - j_t) \cdot c_D + \alpha \cdot (c_b - s_B b)/4 \cdot (c_D - 2j_t - \alpha \cdot j_t) \cdot s_B D \times 0.345F_c$	$j_w \cdot (c_D - s_B) \cdot s_B D \times 1.2_s \sigma_y / \sqrt{3}$	—	—	$\alpha=1$: 直交梁有り $\alpha=0$: 直交梁無し $s_B t$: エンドプレートの厚さ	ふさぎ板・接合 部中央にリングハ ンド	
⑩		JCI $\times 2$ [ただし c_D に $m_c d$ を使う]	SRC [係数を 1.0]	$2j_t \cdot c_D \cdot s_B d \times 1.0_s \sigma_y / \sqrt{3}$	—	$k=0.19[(c_D/s_B D) \cdot (c_b/s_B b)]^2 - 0.81(c_D/s_B D) \cdot (c_b/s_B b) + 0.38(c_D/s_B D) + 1.11$ s_B : エンドプレートの幅 $s_B D$: エンドプレートの高さ	ふさぎ板+エンド プレート・斜めスチ フナ	
⑪	非	$s_B b \cdot c_D \cdot s_B d \times 5.26\sqrt{F_c} + s_B b \cdot c_D \cdot s_B d \times 3.35\sqrt{F_c}$	$0.8 \cdot j_w \cdot c_D \cdot s_B d \times 1.2_s \sigma_y / \sqrt{3}$	—	$0.9 c_b \cdot c_D \cdot s_B d \times w_p \cdot w_s \sigma_y$		梁貫通・エンド プレート・ソフキー + ハンドプレート	
12		JCI	JCI	—	—	k_{SRC} : 梁貫通型 0.54, テーパ型 0.61, エンドプレート拘束型 0.77, コンクリート拘束型 1.07	梁貫通・テーパ フランジ・エンド プレート・ふさぎ 板	
⑬	(1) 全形式	JCI [ただし $c_B/2$ に $(c_B + s_B b)/2$ を使う]	—	$2_s k_{cs} \cdot t_c \cdot D \times \sigma_y / \sqrt{3}$	—	$k_{cs}=0.3$ k_{cs} : コンクリート外部ハネル有効 断面係数(ふさぎ板有り: 0.8 無し: 0.35)	ふさぎ板+ハンド プレート 梁貫通	SI
⑭	(2)	$c_D \cdot s_B b \times 0.3 k_{cs} + c_D \cdot (c_B - s_B b) \times 0.3 k_{cs} + s_B b$	$K_W \cdot A_W \times \sigma_{wy} / \sqrt{3}$	—	—	ϕ : 直交材有効低減係数 K_C : コンクリート有効幅係数 σ_{cs} : 拘束効果を入れたコン クリートの圧縮強度 K_W : 中板有効係数	ふさぎ板 エンドプレート 三角スチフナ	

備考) 1) 各要素の和で M_U を算出する。

2) SRC: SRC規準式(式①参照)を準用, JCI: JCIガイドライン式(式③参照)を準用

3) ①~⑩は M_U を求める式, ⑬, ⑭は Q_U を求める式

4) $c_{sl} Q_U = c_{sl} Q_U / (b_e \cdot m_c d)$ $c_{sl} Q_U = j_w M_U / s_B d$

$b_e = (c_b + s_B b)/2$ or $c_b/2$

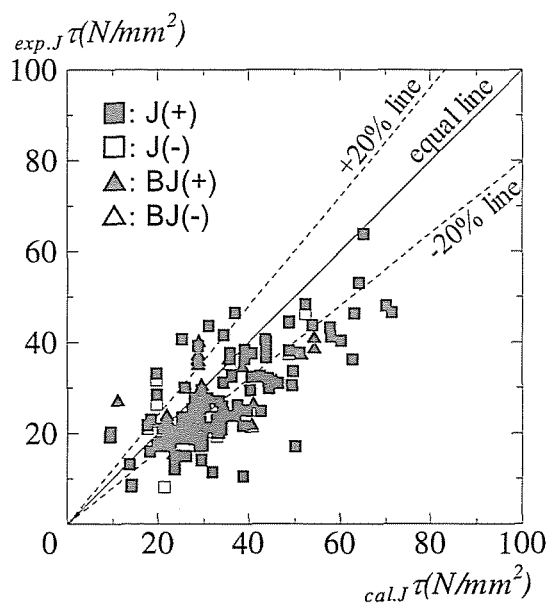
5) 各記号は原文のままの記載した。

a) AIJ-SRC 規準式^[1,4]

この式は基本的に SRC 造を対象とした式であるが、柱 RC 梁 S 造において柱梁接合部は鋼とコンクリートから形成されており、SRC 造の柱梁接合部と類似していることから、せん断設計時において参考にされることが多い。図 2.3.3 に実験値と計算値の比較を示す。

対象となる試験体数は J 破壊型 119 体、BJ 破壊型 24 体の計 143 体である。

J 破壊型における統計量は、平均値 0.84、標準偏差 0.28、変動係数 0.33 であり、BJ 破壊型では平均値 1.00、標準偏差 0.38、変動係数 0.38 となり。J 破壊型では実験値を過大に評価している。これは、ふさぎ板やエンドプレートについても、その断面積を接合部ウェブプレートに含めて、せん断耐力評価に含めたため、それらの影響が適切に評価されていない事によるものと思われる。



破壊形式	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	119	37	24	6
平均値	0.84	0.85	1.00	0.81
標準偏差	0.28	0.38	0.38	0.19
変動係数	0.33	0.45	0.38	0.24

図 2.3.3 AIJ-SRC 規準式による実験値と計算値の比較 (柱 RC 梁 S 造)

b) ①, ②式^[2,1]

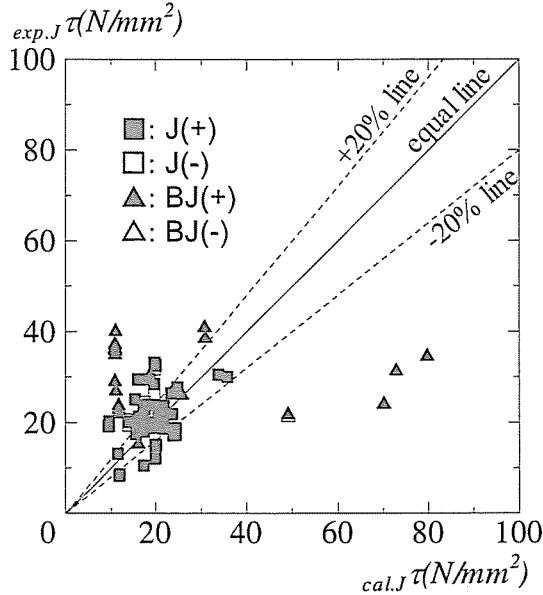
この2つの式はいずれも SRC 規準式を準用したもので、対象とする接合部形式はふさぎ板のない形式である。両者の違いは RC 部の有効幅を、①式は SRC 規準における梁が鉄骨の場合の有効幅 $cb/2$ 、②式は梁が SRC 造の場合の有効幅 $(cb+Bb)/2$ を用いていることである。図 2.3.4~2.3.5 に実験値と計算値の比較を示す。

対象となる試験体数は J 破壊型 50 体、BJ 破壊型 20 体の計 70 体である。

J 破壊型における統計量は、①式において平均値 1.13、標準偏差 0.35、変動係数 0.31、②式において平均値 0.93、標準偏差 0.25、変動係数 0.27 となり、①式よりも②式の方が平均およびばらつきともに実験値との対応がよいことが分かる。しかし②式は平均値が実験値を上回っており、若干危険側に評価する傾向があると思われる。この2つの式の比較から、接合部の有効幅は柱幅の $1/2$ を用いるよりも梁幅と柱幅の平均値を用いる方がばらつきは小さいが、有効幅を大きく見積もる可能性がある。従って応力伝達を考慮した有効幅の設定が必要となる。

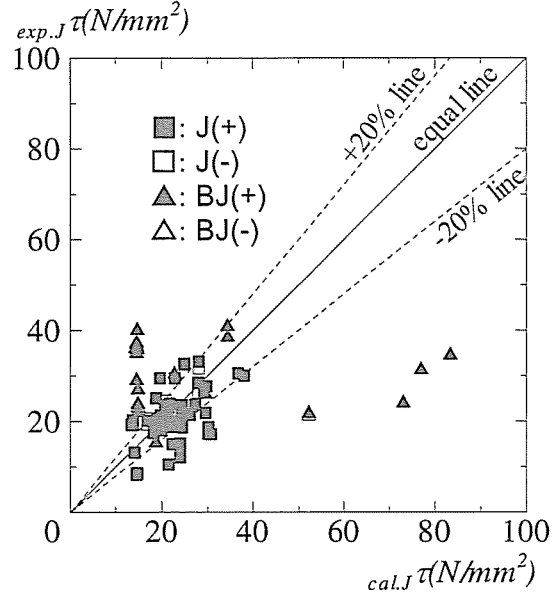
さらに、図 2.3.6 に②式において接合部ウェブ形式別に分けた図を示す。図より、梁貫

通型は比較的对応が良いが、中板、中板欠損の接合部は計算値が過大評価される傾向があり、また、中板分離、中板なしの接合部はBJ破壊型が多いのにも関わらず実験値が過小評価される傾向があることが分かる。さらに、鋼管を用いる形式の接合部は全てBJ破壊型であるため接合部せん断耐力に達してないことが予想されることから、過大に評価されているのではないと思われる。



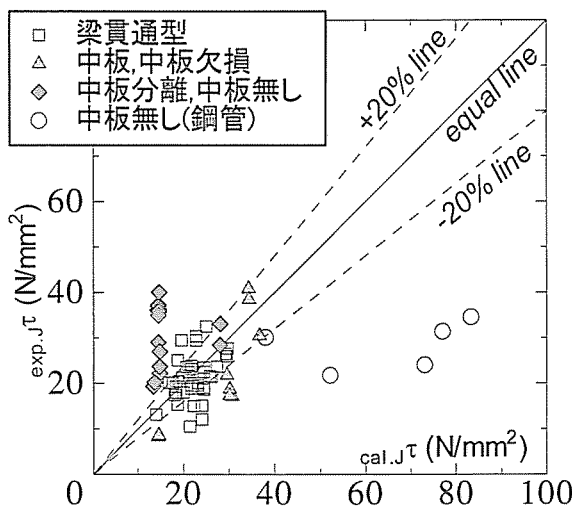
Statistical Data				
破壊形式	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	50	24	20	17
平均値	1.13	1.23	2.02	1.42
標準偏差	0.35	0.36	1.17	0.70
変動係数	0.31	0.29	0.58	0.49

図 2.3.4 提案式①による実験値と計算値の比較



Statistical Data				
破壊形式	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	50	24	20	17
平均値	0.93	0.99	1.58	1.14
標準偏差	0.25	0.23	0.83	0.52
変動係数	0.27	0.23	0.53	0.46

図 2.3.5 提案式②による実験値と計算値の比較



Statistical Data			
	梁貫通型	中板	中板欠損
個数	60	10	10
平均	0.96	0.74	0.74
標準偏差	0.21	0.22	0.22
変動係数	0.22	0.30	0.30
	中板分離 中板なし	中板なし (鋼管)	
個数	21	6	
平均	1.79	0.46	
標準偏差	0.57	0.15	
変動係数	0.32	0.33	

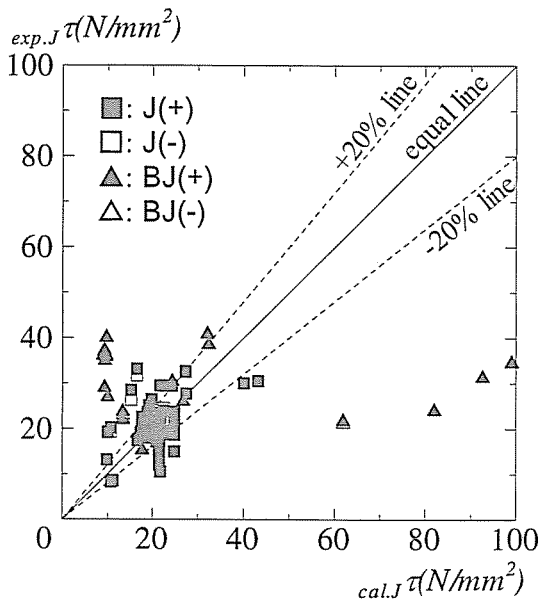
図 2.3.6 提案式②による実験値と計算値の比較(接合部形式による分類)

c) ③式^[2.2]

この式はふさぎ板のない接合部形式を対象としており、第1章第2節2.(4)の2)JCIガイドライン式^[1.22]を準用している。しかし、コンクリートの有効面積を柱幅×柱せいとしJCI式の2倍の値を採用している。コンクリートの拘束度に応じた有効係数 k_c は実験結果を基にJCI式の約1/2に相当する0.42 (JCI式だと0.77)としている。図2.3.7に実験値と計算値の比較を示す。

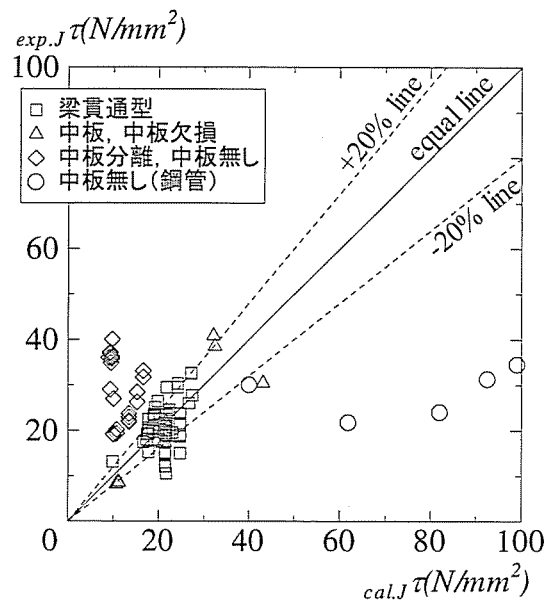
対象となる試験体数は①、②式と同様にJ破壊型50体、BJ破壊型20体の計70体である。

J破壊型における統計量は、平均値1.05、標準偏差0.33、変動係数0.31となり、平均値から見ると実験値と計算値の対応が良いように見えるが、ばらつきが大きい。さらに、BJ破壊型の試験体は全く対応していない。①、②式と同様に接合部ウェブ形式で分類し③式との対応を見ると(図2.3.8)、梁鉄骨ウェブが接合部内を貫通しているタイプ(梁貫通型、中板、中板欠損)については計算値と実験値の対応が良いが、はり鉄骨ウェブが接合部内で分離しているタイプ(中板分離、中板無し、鋼管形式)は、ほとんど対応していないことが分かる。



破壊形式	Statistical Data			
	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	50	24	20	17
平均値	1.05	1.12	2.17	1.23
標準偏差	0.33	0.37	1.45	0.63
変動係数	0.31	0.33	0.67	0.51

図2.3.7 提案式③による実験値と計算値の比較



形式	Statistical Data			
	梁貫通	中板	中板無	鋼管
凡例	□	△	◇	○
個数	60	10	21	6
平均値	1.00	0.90	2.62	0.40
標準偏差	0.21	0.18	0.42	0.16
変動係数	0.21	0.21	0.16	0.39

図2.3.8 提案式③による実験値と計算値の比較(接合部形式による分類)

d) ④^[2.3], ⑤^[2.4], ⑥^[2.5]式

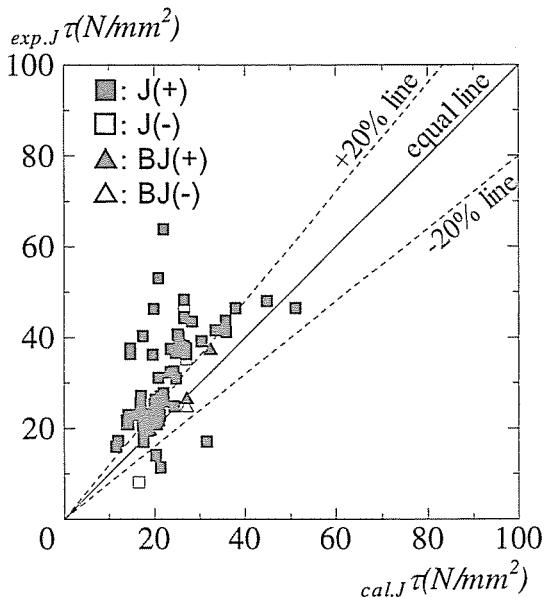
この3つの式はふさぎ板を有する形式の、ほぼ標準的な接合部形式に適応する式として提案された。④、⑤式はふさぎ板をせん断補強筋と見なし、SRC 規準式を準用した式で接合部ウェブの有効断面の算定に若干の差がある式で、⑥式は JCI 式を準用し、ふさぎ板をせん断抵抗要素としてその有効断面を実験に基づき決められている。図 2.3.9~2.3.11 に実験値と計算値の比較を示す。

対象となる試験体数は J 破壊型 69 体、BJ 破壊型 4 体の計 73 体である。

J 破壊型における統計量は、④式において平均値 1.40、標準偏差 0.43、変動係数 0.31、⑤式において平均値 1.30、標準偏差 0.43、変動係数 0.33、⑥式において平均値 1.25、標準偏差 0.39、変動係数 0.31 となり、どの式においても実験値を過小に評価し、ばらつきも大きい事が分かる。BJ 破壊型は比較的対応が良い。

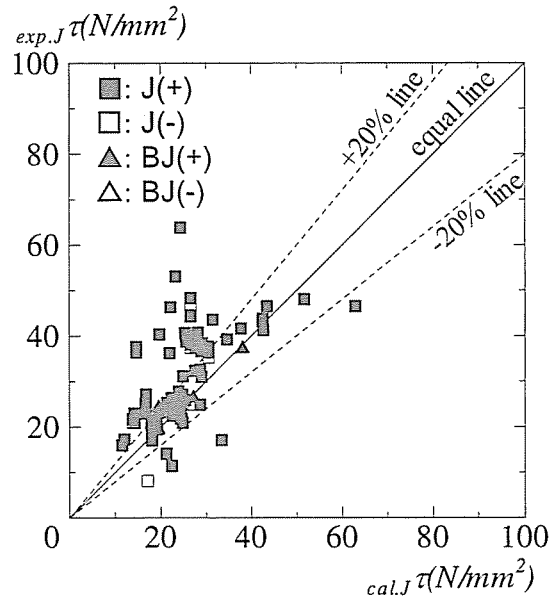
元々この3式ははり鉄骨が貫通型でエンドプレートのない接合部形式を対象としているため、そのディテールに近い試験体のみを抽出し、実験値と計算値を比較した。その結果を図 2.3.12~2.3.14 に示す。

図からも分かるように、エンドプレートのない接合部形式のみで比較すると④式は若干過小評価となるが、平均値、標準偏差、変動係数とも比較的良い対応を示す。従って、エンドプレートの評価、特に直交方向のエンドプレートをせん断抵抗要素として設計式に考慮しなければならないことがいえる。



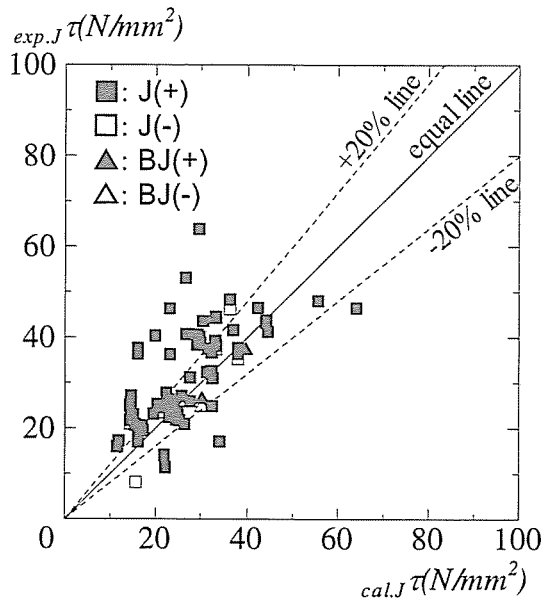
Statistical Data				
破壊形式	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	69	13	4	3
平均値	1.40	1.14	1.10	1.04
標準偏差	0.43	0.44	0.46	0.23
変動係数	0.31	0.38	0.42	0.22

図 2.3.9 提案式④による実験値と計算値の比較



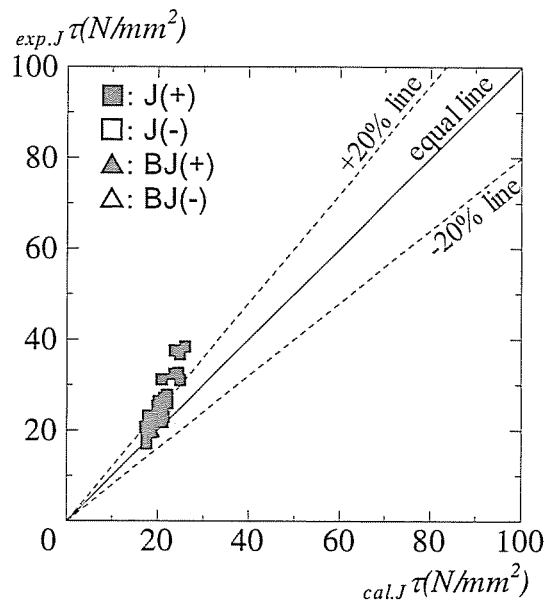
Statistical Data				
破壊形式	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	69	13	4	3
平均値	1.30	1.10	1.05	1.03
標準偏差	0.43	0.44	0.40	0.24
変動係数	0.33	0.40	0.39	0.23

図 2.3.10 提案式⑤による実験値と計算値の比較



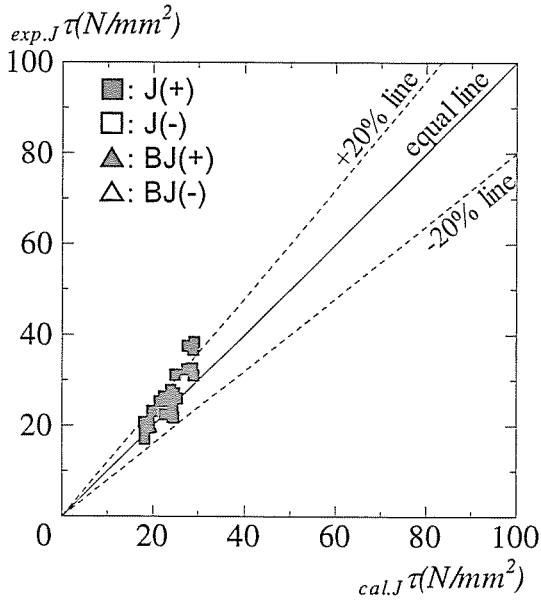
Statistical Data				
破壊形式	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	69	13	4	3
平均値	1.25	1.00	1.02	1.02
標準偏差	0.39	0.34	0.32	0.14
変動係数	0.31	0.35	0.31	0.14

図 2.3.11 提案式⑥による実験値と計算値の比較



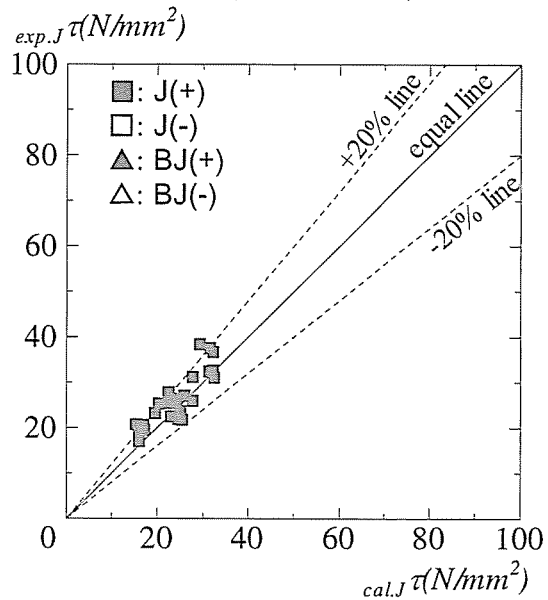
Statistical Data				
破壊形式	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	28	2	1	1
平均値	1.24	1.00	-	-
標準偏差	0.15	0.02	-	-
変動係数	0.12	0.02	-	-

図 2.3.12 提案式④による実験値と計算値の比較(梁貫通型のみ)



Statistical Data				
破壊形式	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	28	2	1	1
平均値	1.10	0.97	-	-
標準偏差	0.12	0.02	-	-
変動係数	0.11	0.02	-	-

図 2.3.13 提案式⑤による実験値と計算値の比較(梁貫通型のみ)



Statistical Data				
破壊形式	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	28	2	1	1
平均値	1.09	1.09	-	-
標準偏差	0.12	0.03	-	-
変動係数	0.11	0.02	-	-

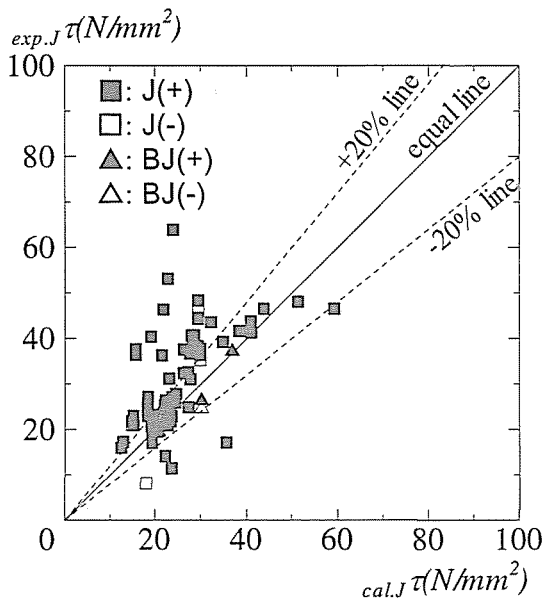
図 2.3.14 提案式⑥による実験値と計算値の比較(梁貫通型のみ)

e) ⑦^[2.6], ⑧^[2.7]式

⑦式はふさぎ板を有し、エンドプレートが有る接合部形式、⑧式はふさぎ板はあるがエンドプレートがなく、柱との応力伝達のために接合部内の梁フランジ上部に突起を設置した接合部形式を対象として提案された式である。両式とも SRC 規準式を準用した式であり、ふさぎ板を⑦式はせん断抵抗要素として評価し、⑧式はせん断補強筋換算としている。図 2.3.15~2.3.16 に実験値と計算値の比較を示す。

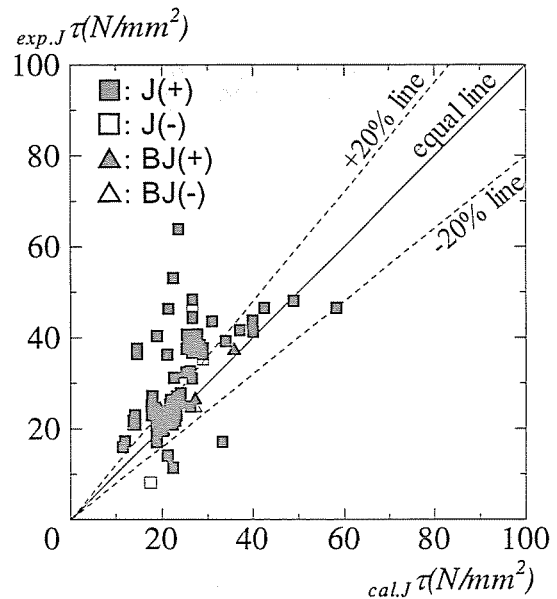
対象となる試験体数は J 破壊型 69 体、BJ 破壊型 4 体の計 73 体である。

J 破壊型における統計量は⑦式において平均値 1.27, 標準偏差 0.40, 変動係数 0.32, ⑧式において平均値 1.32, 標準偏差 0.43, 変動係数 0.32 となり、実験値を過小評価する傾向がある。しかし、これらの式の対象ディテールに近いはり鉄骨貫通型のみを抽出し比較すると、図 2.3.17~2.3.18 のようになり、比較的良い対応を示す。取り除かれた試験体は、ダイアフラム形式、リングプレート、エンドプレートが有る試験体である。さらに、⑦式においてコンクリート強度を 30N/mm² より強い試験体と弱い試験体に分けて比較すると図 2.3.19~2.3.20 のようになり、高強度になると実験値との対応が悪くなるため、SRC 規準式のコンクリート強度のせん断強度評価が高強度域で対応が悪いことが分かる。



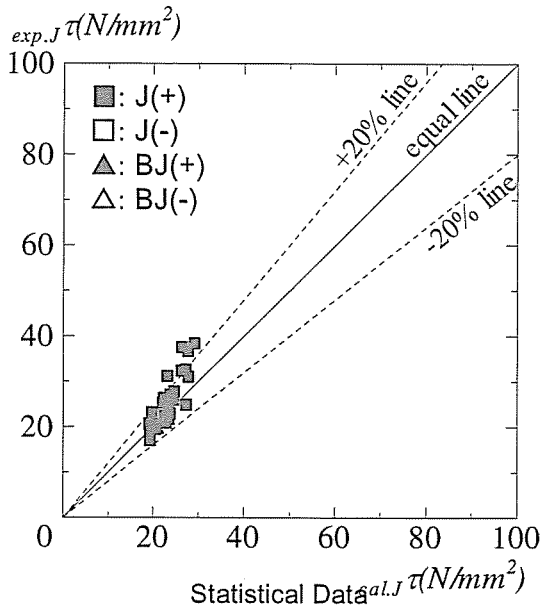
Statistical Data				
破壊形式	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	69	13	4	3
平均値	1.27	1.04	0.99	0.95
標準偏差	0.40	0.40	0.43	0.21
変動係数	0.32	0.39	0.44	0.22

図 2.3.15 提案式⑦による実験値と計算値の比較



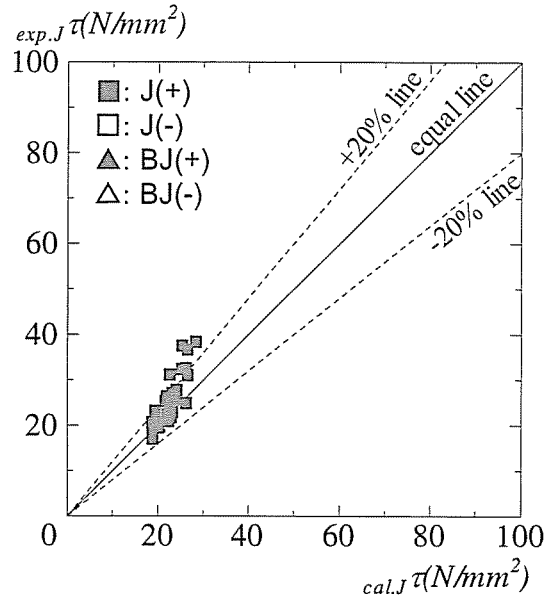
Statistical Data				
破壊形式	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	69	13	4	3
平均値	1.32	1.11	1.05	1.02
標準偏差	0.43	0.45	0.43	0.25
変動係数	0.32	0.40	0.41	0.24

図 2.3.16 提案式⑧による実験値と計算値の比較



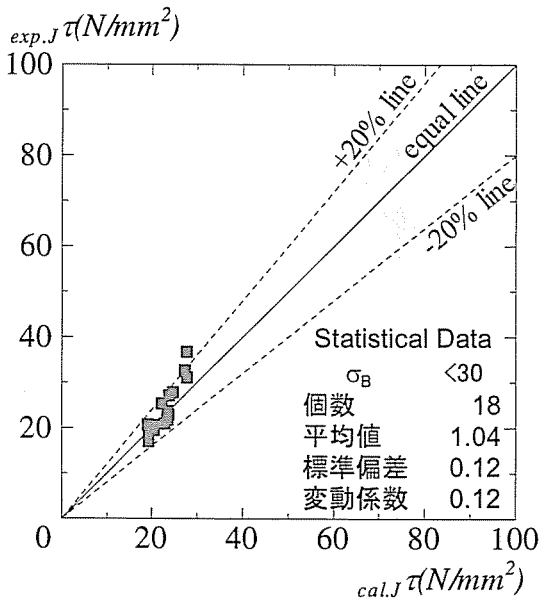
破壊形式	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	30	2	1	1
平均値	1.10	0.91	-	-
標準偏差	0.14	0.02	-	-
変動係数	0.13	0.02	-	-

図 2.3.17 提案式⑦による実験値と計算値の比較(梁貫通型のみ)



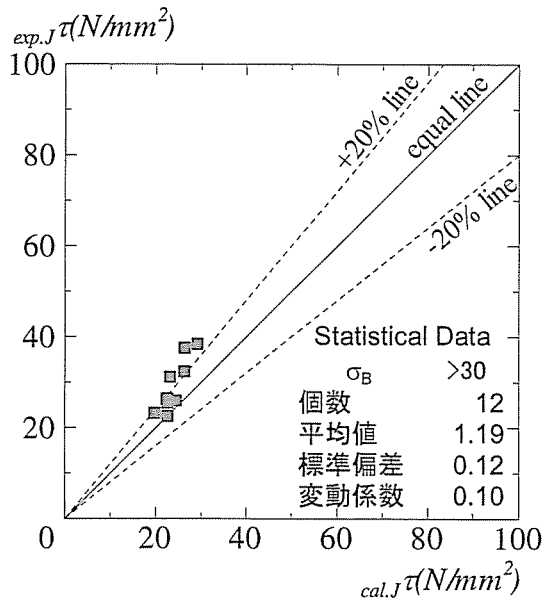
破壊形式	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	30	2	1	1
平均値	1.14	0.94	-	-
標準偏差	0.15	0.02	-	-
変動係数	0.13	0.02	-	-

図 2.3.18 提案式⑧による実験値と計算値の比較(梁貫通型のみ)



Statistical Data	
σ_B	<30
個数	18
平均値	1.04
標準偏差	0.12
変動係数	0.12

図 2.3.19 提案式⑦による実験値と計算値の比較(梁貫通型, $\sigma_B < 30\text{N/mm}^2$)



Statistical Data	
σ_B	>30
個数	12
平均値	1.19
標準偏差	0.12
変動係数	0.10

図 2.3.20 提案式⑦による実験値と計算値の比較(梁貫通型, $\sigma_B > 30\text{N/mm}^2$)

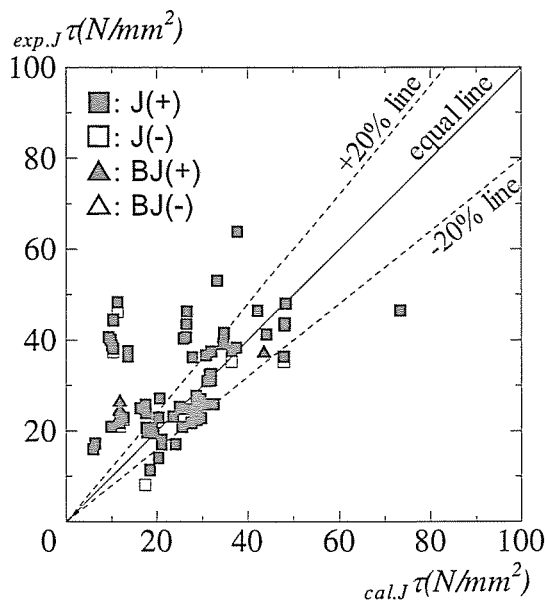
f) ⑨式^[2.8]

この式はふさぎ板を有し、はり鉄骨フランジ非貫通型で接合部内にリングプレートを設置し左右の梁鉄骨フランジの力を伝達させる形式を対象としている。コンクリートのせん断強度はRC終局強度型設計指針^[2.9]でRC接合部の平均値としている $0.345F_c$ を用いている。また、ふさぎ板は評価していない。さらに、コンクリートの有効幅を直交梁の有無で変えている。図2.3.21に実験値と計算値の比較を示す。

対象となる試験体数はJ破壊型69体、BJ破壊型4体の計73体である。

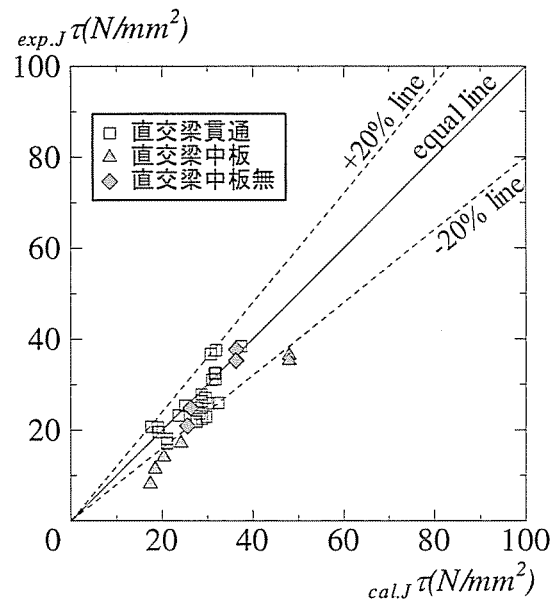
J破壊型における統計量は平均値1.46、標準偏差0.97、変動係数0.65となり、平均値も対応が悪く、ばらつきもかなり大きい事が分かる。BJ破壊型も対応が悪い。

この式は鋼材部の評価を接合部ウェブのみで評価しているため、中板分離や中板無し形式における鋼材負担分は全く評価されない。これらの接合部形式はダイアフラムやリングプレートなどの補強が有るため、それらが評価されていないためにこの様にばらついてしまうと考えられる。そこで、接合部内をウェブが貫通している形式のみを抽出し、さらに、この式は直交梁の有無でコンクリートの有効幅を変えているので、接合部内の直交方向に梁鉄骨要素がある試験体について、直交方向のはり鉄骨の形式によって場合分けし比較すると、図2.3.22のようになり比較的対応が良くなる。しかし、接合部内に梁フランジが貫通しない中板型(図中の網掛け△、◇印)となる場合、過大評価する傾向がある。



破壊形式	Statistical Data			
	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	69	13	4	3
平均値	1.46	1.65	1.56	1.72
標準偏差	0.95	1.35	1.21	1.26
変動係数	0.65	0.82	0.78	0.73

図 2.3.21 提案式⑨による実験値と計算値の比較



直交方向	Statistical Data (+cycleのみ)		
	梁貫通	中板	中板無
個数	28	4	3
平均値	0.95	0.70	0.93
標準偏差	0.12	0.05	0.09
変動係数	0.13	0.07	0.10

図 2.3.22 提案式⑨による実験値と計算値の比較(直交梁形式による分類)

g) ⑩式^[2.10]

この式はふさぎ板があり、梁フランジが接合部に全くない形式を対象としており、コンクリートの有効幅の算定式が提案されている。また、ウェブおよびふさぎ板は柱主筋間で有効であるとしている。図 2.3.23 に実験値と計算値の比較を示す。

対象となる試験体数は J 破壊型 69 体、BJ 破壊型 4 体の計 73 体である。

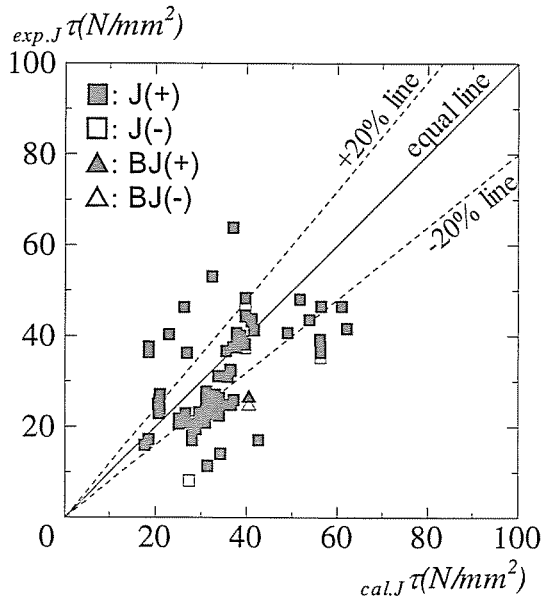
J 破壊型における統計量は平均値 0.97、標準偏差 0.37、変動係数 0.38 となり、若干ではあるが実験値を過大評価し、ばらつきも大きい。この式では接合部コンクリートの算定にエンドプレートの効果を考慮した係数が設定してあるが、エンドプレートの形状がこの式が提案された接合部形式の形状と異なるものに対しては適応できないと思われる。

h) ⑪式^[1.6]

この式はふさぎ板が無い接合部形式を対象としており、ASCE ガイドライン^[1.25]に準拠し、接合部を内部要素と外部要素とに分け、それぞれの負担せん断力の和として評価している。図 2.3.24 に実験値と計算値の比較を示す。

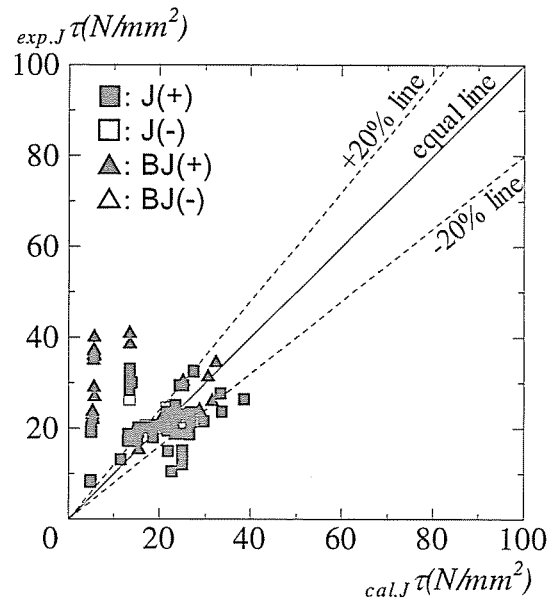
対象となる試験体数は J 破壊型 50 体、BJ 破壊型 20 体の計 70 体である。

J 破壊型における統計量は平均値 1.24、標準偏差 0.72、変動係数 0.58 となり、ばらつ



Statistical Data				
破壊形式	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	69	13	4	3
平均値	0.94	0.69	0.77	0.68
標準偏差	0.34	0.27	0.36	0.17
変動係数	0.36	0.40	0.47	0.25

図 2.3.23 提案式⑩による実験値と計算値の比較



Statistical Data				
破壊形式	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	50	24	20	3
平均値	1.24	1.24	3.89	3.20
標準偏差	0.72	0.90	2.40	1.53
変動係数	0.58	0.72	0.62	0.48

図 2.3.24 提案式⑪による実験値と計算値の比較

きが非常に大きい事が分かる。さらに、BJ 破壊型については全く実験値を評価できていない。

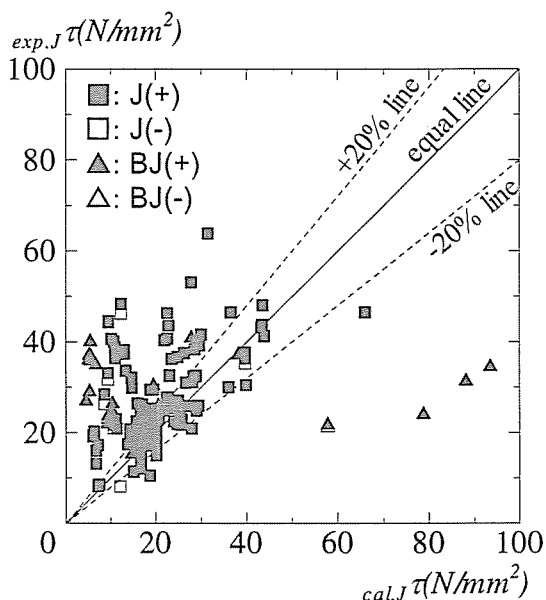
i) ⑫式^[1.5]

この式は JCI で提案された式で、梁貫通型やふさぎ板の有無に関係なくほぼ全ての接合部形式を対象としている。式は、SRC 規準式が基本となっており、コンクリート部分の耐力とウェブの耐力の累加式である。また、接合部のコンクリートの拘束度に応じた有効係数を RC 部のせん断耐力に乘じることにより汎用性の高い設計式になっている。図 2.3.25 に実験値と計算値の比較を示す。

対象となる試験体数は J 破壊型 119 体、BJ 破壊型 24 体の計 143 体である。

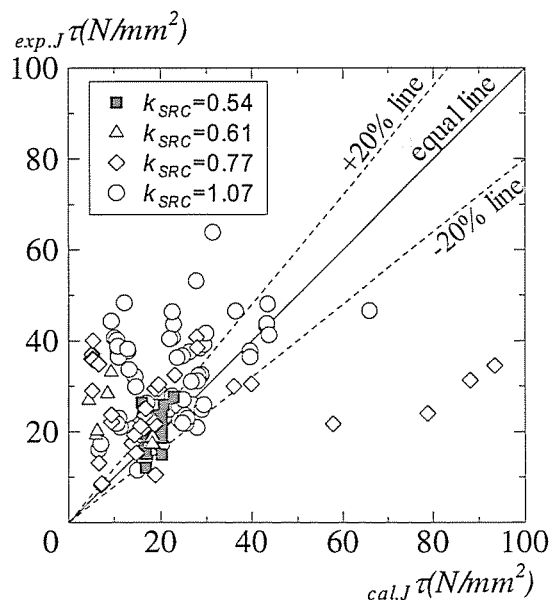
J 破壊型における統計量は平均値 1.52、標準偏差 0.81、変動係数 0.53、BJ 破壊型では平均値 3.29、標準偏差 2.63、変動係数、0.80 となり、ほとんどの実験値を過小評価しており、ばらつきも大きい。

ここで、J および BJ 破壊型について接合部のコンクリートに対する拘束度毎（有効係数別）に実験値と計算値の比較を図 2.3.26 に示す。図より、有効係数 $k_{src}=0.54$ (梁貫通型) については実験値と計算値の対応がよいが、それ以外の $k_{src}=0.77$ (エンドプレート拘束型)、テーパー型($k_{src}=0.61$)、 $k_{src}=1.07$ (接合部コンクリート拘束型)については過大及び過小に評価されている場合が多く、ばらつきも大きいことが分かる。



	Statistical Data			
破壊形式	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	119	37	24	6
平均値	1.52	1.59	3.29	1.84
標準偏差	0.81	0.97	2.63	0.77
変動係数	0.53	0.61	0.80	0.42

図 2.3.25 提案式⑫による実験値と計算値の比較



	Statistical Data			
k_{SRC}	0.54	0.61	0.77	1.07
凡例	■	△	◇	○
個数	21	9	40	69
平均値	1.15	2.60	2.32	1.63
標準偏差	0.19	1.62	2.21	0.91
変動係数	0.17	0.62	0.96	0.56

図 2.3.26 提案式⑫による実験値と計算値の比較(係数 k_{SRC} 別)

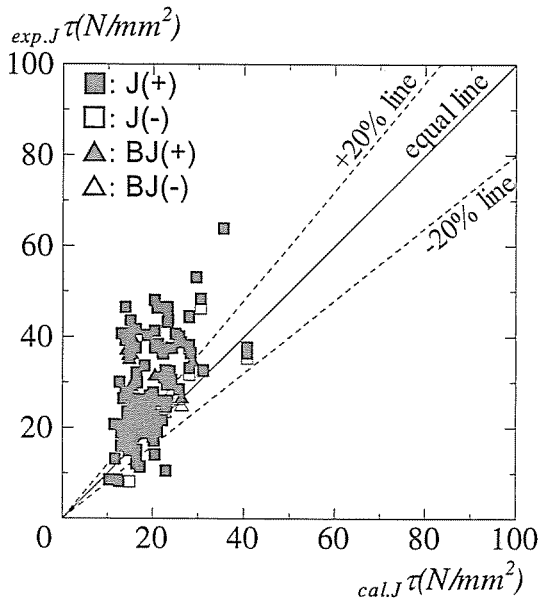
j) ③式^[2.11]

この式は接合部せん断耐力をコンクリートのせん断抵抗分とふさぎ板のせん断抵抗分の和で評価しており、2つの式が提案されている。

(1)式ではコンクリートの負担項についてふさぎ板の拘束効果を考慮し接合部有効幅を柱幅と梁幅の平均値とし、ふさぎ板の負担項については低減係数($\rho_l k$)=0.3を用いて評価している。(2)式では、コンクリートの負担項について内部要素および外部要素の負担の和とし、ふさぎ板の負担項は(1)式と同様としている。図2.3.27~2.3.28に実験値と計算値の比較を示す。

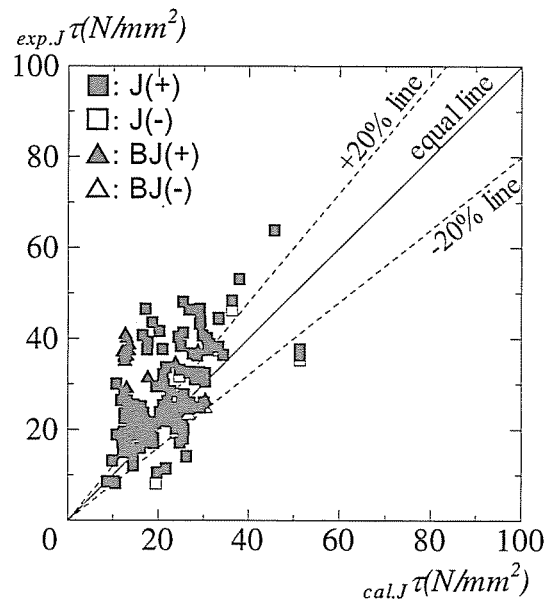
対象となる試験体数はJ破壊型119体、BJ破壊型24体の計143体である。

(1)式においてJ破壊型における統計量は平均値1.43、標準偏差0.47、変動係数0.33、(2)式においてJ破壊型について平均値1.33、標準偏差0.41、変動係数、0.31となり、(2)式の方が若干良い対応を示すが、どちらの式も実験値を過小評価する傾向にある。



Statistical Data				
破壊形式	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	119	37	24	6
平均値	1.43	1.16	1.77	1.11
標準偏差	0.48	0.28	0.60	0.15
変動係数	0.34	0.24	0.34	0.14

図 2.3.27 提案式③(1)による実験値と計算値の比較



Statistical Data				
破壊形式	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	119	37	24	6
平均値	1.34	1.22	2.02	1.12
標準偏差	0.43	0.40	0.77	0.21
変動係数	0.32	0.32	0.38	0.19

図 2.3.28 提案式③(2)による実験値と計算値の比較

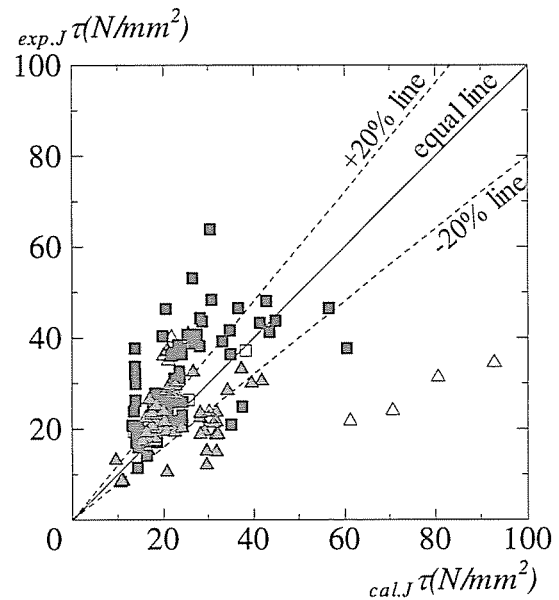
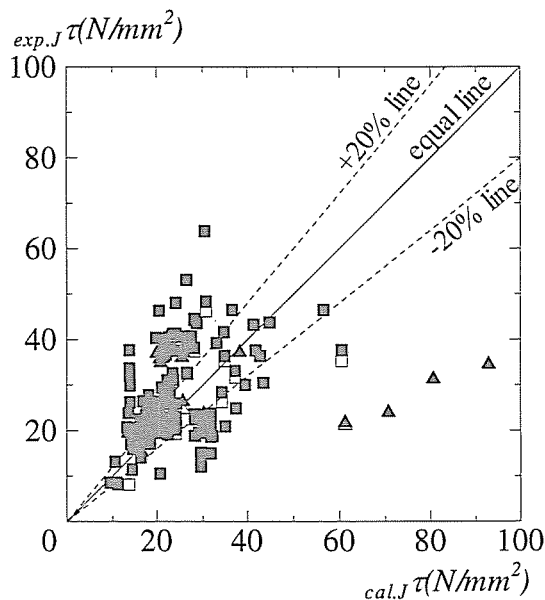
k) ⑭式^[2.12]

この式は直交方向の中板の有無やふさぎ板によるコンクリート拘束効果を考慮して、せん断耐力を中板の負担とコンクリートの負担の和として評価している。図 2.3.29 に実験値と計算値の比較を示す。

接合部形式は全型式が対象となり、対象となる試験体数は J 破壊型 119 体、BJ 破壊型 24 体の計 143 体である。

J 破壊型における統計量は平均値 1.19、標準偏差 0.42、変動係数 0.36、BJ 破壊型では平均値 1.20、標準偏差 0.49、変動係数、0.41 となり、これまでの式 (SRC 規準式や①～⑬式) と比べると比較的良い対応を示した。

ふさぎ板の有無により場合分けすると図 2.3.30 のようになり、ふさぎ板のある場合若干過小評価になり、ふさぎ板の無い場合は若干過大評価となるため、拘束効果についてもう少し精度の高い評価をしなければならないと思われる。



破壊形式	Statistical Data			
	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	119	37	24	6
平均値	1.20	0.93	1.20	0.87
標準偏差	0.43	0.31	0.50	0.33
変動係数	0.36	0.33	0.42	0.38

ふさぎ板 破壊形式	Statistical Data			
	有		無	
凡例	■	□	△	△
個数	69	4	50	20
平均値	1.37	1.12	0.95	0.95
標準偏差	0.42	0.18	0.28	0.28
変動係数	0.31	0.16	0.30	0.30

図 2.3.29 提案式⑭による実験値と計算値の比較

図 2.3.30 提案式⑭による実験値と計算値の比較(ふさぎ板の有無)

以上の結果から、まず、ふさぎ板の無い試験体を対象とした設計式(①, ②, ③, ⑪)については接合部形式が梁貫通型以外では実験値との対応が余り良くないことがいえる。中板, 中板欠損型の接合部形式では実験値が過大評価され, 中板分離と中板無しの接合部形式では実験値が過小評価される傾向にある。次にふさぎ板の有る試験体を対象とした設計式(④～⑩)は実験値と計算値の比の平均が 0.97～1.48 となり, 式⑩を除き実験値を過小に評価している。既往の提案式はほとんどが接合部コンクリート, 接合部ウェブ, ふさぎ板のせん断力のみで接合部終局せん断耐力を表しているが, 式⑧による計算値と実験値の比較からも分かるように, エンドプレートおよびダイアフラムを有する場合には実験値を過小評価するケースが多く, 計算値の対応を良くするためには提案式で評価されていないエンドプレートやダイアフラム等の接合部構成要素の接合部耐力に及ぼす影響を考慮する必要がある。また, 式⑦の検討からも分かるように AIJ-SRC 規準式のコンクリートせん断強度の評価が高強度になると対応が良くないこともあり, コンクリートのせん断強度の評価方法についても検討する必要があると考えられる。また, ふさぎ板の有無にかかわらず全形式を対象とした式⑫～⑭および AIJ-SRC 規準式についても, 実験値を過小に評価する傾向がある。

2.3.2 接合部終局せん断耐力に及ぼす諸要因の影響

前項での検討結果から、合成構造柱梁接合部の終局せん断耐力に関する設計式は多数提案されているが、どの式も実験値と計算値の対応が良くない事が分かった。これらの設計式は特定の接合部形式についてのみについて検討されているため、対象とした接合部形式以外の実験値を評価することが出来ないためである。そこで、汎用性のある設計式を検討する上で柱梁接合部の終局せん断耐力に影響を及ぼす接合部構成要素を明確にする必要がある。

本節では接合部終局せん断耐力に影響を及ぼすと思われる接合部構成要素を実験変数とした試験体を抽出し、その変数毎に接合部終局せん断耐力との相関性を検討する。実験値はコンクリート強度差の影響を除くため、接合部せん断応力度(exp_{Jr})をコンクリート強度で除した値を用い、他の寸法を有する変数に関しては接合部寸法の影響を除くため、それぞれの要素の断面積を接合部の断面積(J_A)で除した値とした。なお、コンクリート強度、軸力に関しては無次元化していない。

図 2.3.31 に実験変数毎の文献数を示す。この図より接合部終局せん断耐力に与える影響が有ると考えられる下記の 13 個の変数を抽出し検討を行った。

(1)コンクリート強度, (2)軸力比, (3) 接合部ウェブ断面積, (4)ふさぎ板断面積(柱 RC 梁 S 造のみ), (5)エンドプレート断面積(柱 RC 梁 S 造のみ), (6)鋼管断面積, (7)直交フランジ断面積(柱 RC 梁 S 造以外), (8)接合部補強筋比, (9)梁柱幅比, (10)梁柱せい比, (11)直交梁の有無, (12)スラブの有無, (13)偏心の有無。

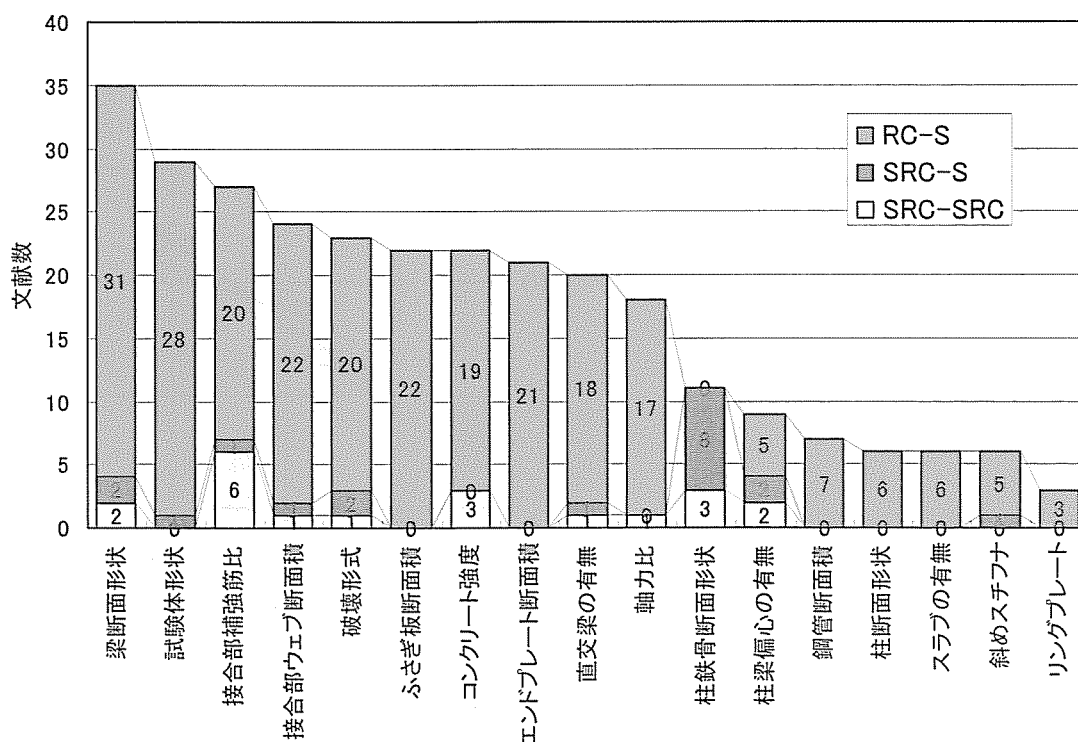


図 2.3.31 実験変数別文献数

以降、変数毎に検討を行う。示した図は横軸に実験変数の変化量、縦軸に無次元化した接合部せん断応力度($\tau_{exp,J}$)をとっている。なお、図中には同じ実験シリーズのデータを線で結んでおり、対象となる変数のみを変化させた試験体は実線で、それ以外の変数も変化している場合は破線で示してある。

(1) コンクリート強度

図 2.3.32~2.3.33 に柱梁とも SRC 造および柱 RC 梁 S 造におけるコンクリート強度と接合部終局せん断応力度の相関性についての図を示す。なお、柱 SRC 梁 S 造はコンクリート強度のみを実験変数とした試験体はない。

図より、柱梁とも SRC 造および柱 RC 梁 S 造ともにコンクリート強度と接合部終局せん断応力度に正の相関性が有ることが分かる。

コンクリートの負担せん断力を表す際にはバイリニア型の SRC 規準式負担項を用いる場合と $0.3\sigma_B$ を用いる場合とがある。また、日本建築学会 RC 規準^[1.3]では柱梁接合部のコンクリートせん断強度を $\sigma_B^{0.7}$ に比例させている等様々な評価法がある。そこで、データ数の多い柱 RC 梁 S 造の相関図より回帰分析を行った結果、 $\sigma_B^{0.87}$ のべき乗関数表示が最も対応が良いことがわかった。RC 規準の評価式よりも指数が大きいのは、ふさぎ板、エンドプレート、ダイアフラム等の鋼材要素により接合部コンクリートが拘束され、亀裂による強度低減効果が小さいためであると思われる。

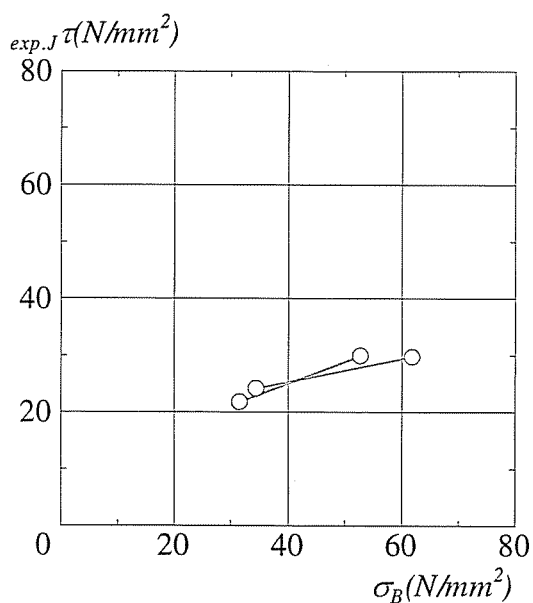
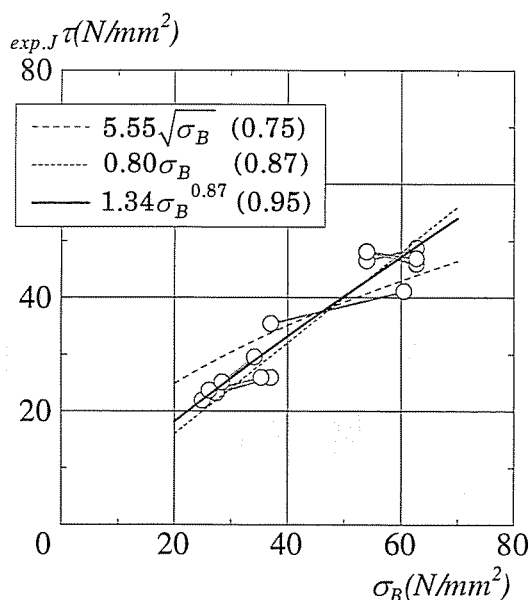


図 2.3.32 コンクリート強度の相関性 [SRC 造]



※凡例中の () 内の数字は相関係数

図 2.3.33 コンクリート強度の相関性 [柱 RC 梁 S 造]

(2) 軸力比

図 2.3.34 に軸力比の相関性について示す。

なお、軸力を変数とした試験体は柱 RC 梁 S 造のみである。

図より、ほとんど相関性がないことが分かる。

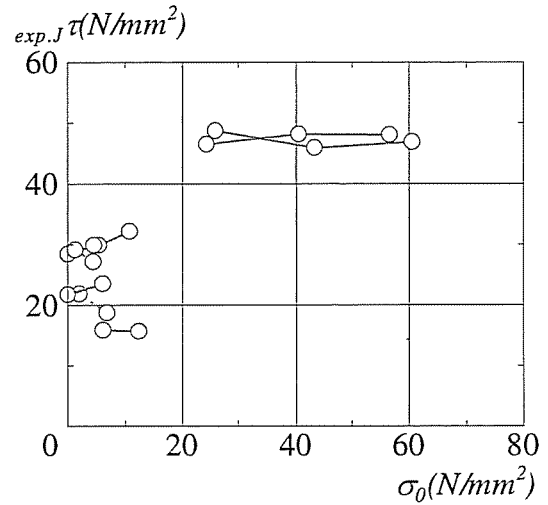


図 2.3.34 軸力の相関性[柱 RC 梁 S 造]

(3) 接合部ウェブ断面積比

図 2.3.35～2.3.36 に接合部ウェブ断面積を AIJ-SRC 規準による接合部有効断面積で除した値と、接合部終局せん断応力度の相関性について示す。

図より、全ての構造において、接合部ウェブ断面積が増えると接合部終局せん断耐力も増加しており、正の相関性があることが分かる。しかしながら、柱 RC 梁 S 造の場合、接合部ウェブの接合部断面内に占める割合が大きくなると、終局せん断耐力の増加割合が小さくなる傾向が見られる。これは、ある程度厚以上の接合部ウェブを設けても計算上のせん断負担分を持たないことになるので注意が必要である。

しかしながら、柱 RC 梁 S 造の場合、接合部ウェブの接合部断面内に占める割合が大きくなると、終局せん断耐力の増加割合が小さくなる傾向が見られる。これは、ある程度厚以上の接合部ウェブを設けても計算上のせん断負担分を持たないことになるので注意が必要である。

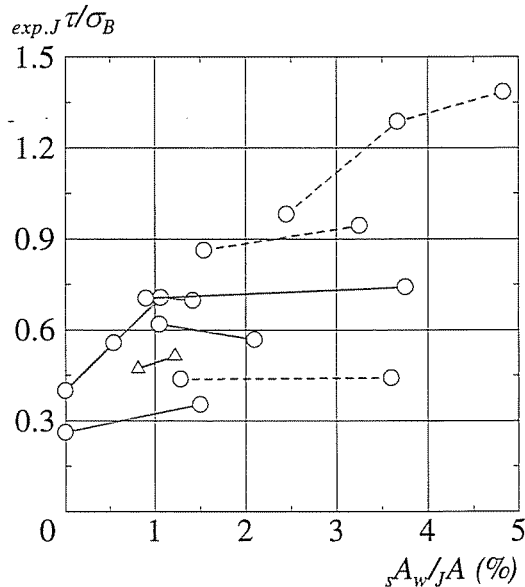


図 2.3.35 鉄骨ウェブ断面積の相関性 [SRC 造(Δ), 柱 RC 梁 S 造(O)]

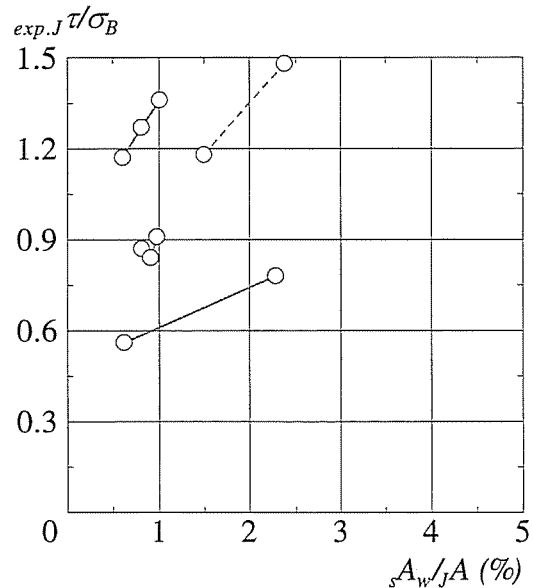


図 2.3.36 鉄骨ウェブ断面積の相関性 [柱 SRC 梁 S 造]

(4) ふさぎ板断面積比（柱 RC 梁 S 造のみ）

図 2.3.37 に加力方向に存在するふさぎ板の断面積を接合部有効断面積で除した値と、接合部せん断応力度の相関性について示す。

図より、接合部ウェブと同様に正の相関性があることが分かるが、グラフの傾きは接合部形状によってばらつきが見られる。梁貫通型の接合部形式の場合、接合部せん断応力度の増加割合が大きくなるが、梁鉄骨フランジが接合部を貫通していない形式は貫通している場合に比べ接合部せん断応力度の増加割合が小さい傾向がある。これは、接合部内に梁鉄骨フランジが存在することによる応力伝達機構の違い、コンクリートの拘束効果、梁鉄骨フランジと直交方向に存在するふさぎ板あるいはエンドプレートによる枠効果などによる影響が考えられる。したがって、梁貫通型とそうでない場合の評価方法を検討しなければならない。

(5) エンドプレート断面積比（柱 RC 梁 S 造のみ）

図 2.3.38 にエンドプレートの断面積を接合部有効断面積で除した値と接合部終局せん断応力度の相関性について示す。

図より、データ数が少ないがエンドプレート断面積が増えると接合部終局せん断応力度も増加しており、正の相関性がある事が分かる。

(6) 鋼管断面積比（柱 RC 梁 S 造のみ）

図 2.3.39 に加力方向に位置する鋼管断面積を接合部有効断面積で除した値と、接合部せん断応力度の相関性について示す。

図より、データ数が少ないが正の相関があることが分かる。

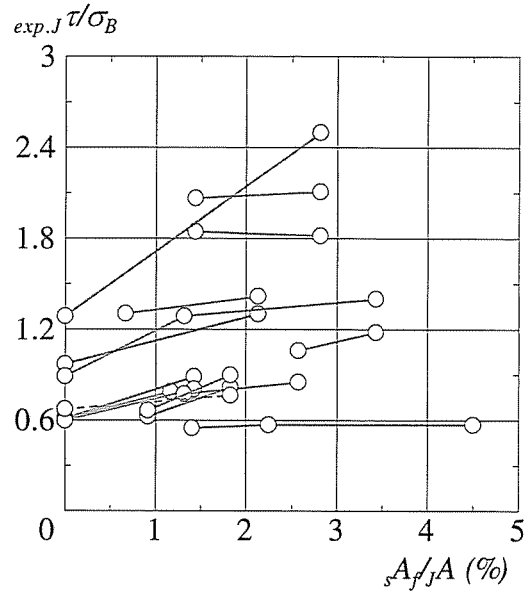


図 2.3.37 ふさぎ板断面積の相関性 [柱 RC 梁 S 造]

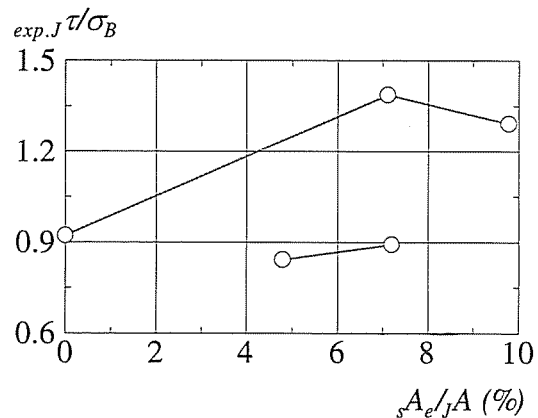


図 2.3.38 エンドプレート断面積の相関性 [柱 RC 梁 S 造]

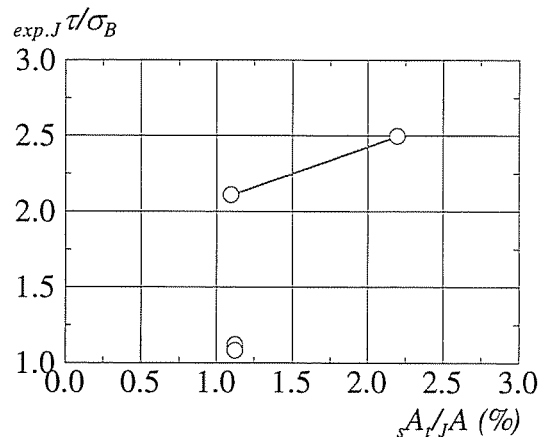


図 2.3.39 鋼管断面積の相関性 [柱 RC 梁 S 造]

(7) 直交フランジ断面積比(柱 RC 梁 S 造以外)

図 2.3.40 に加力方向と並行に存在する直交フランジ断面積を接合部有効断面積で除した値と、接合部せん断応力度の相関性について示す。

図より、柱梁 SRC 造、柱 SRC 梁 S 造ともに正の相関が有ることが分かるが、柱梁 SRC 造の場合と柱 SRC 梁 S 造の場合でグラフの傾きが異なる。また、SRC 規準式では直交フランジはせん断力算定に含めないため、実験値を過小に評価していることが分かる。

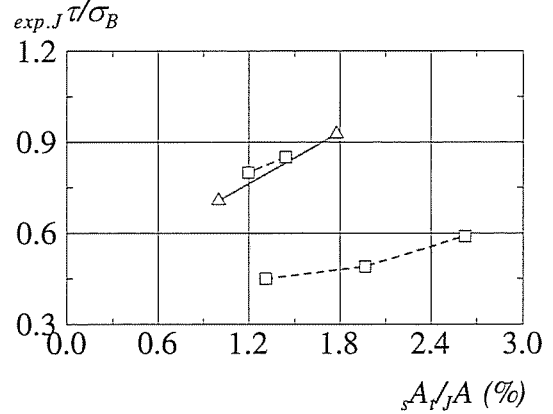


図 2.3.40 直交フランジ断面積の相関性 [SRC造(△), 柱 SRC 梁 S 造(□)]

(8) 接合部せん断補強筋比

図 2.3.41 に接合部せん断補強筋比と、接合部せん断応力度の相関性について示す。

図より、若干ではあるが正の相関があることが分かる。

(9) 梁柱幅比

図 2.3.42 に梁柱幅比と、接合部せん断応力度の相関性について示す。

図より、どの構造種別においても特に相関があるとは言えない。

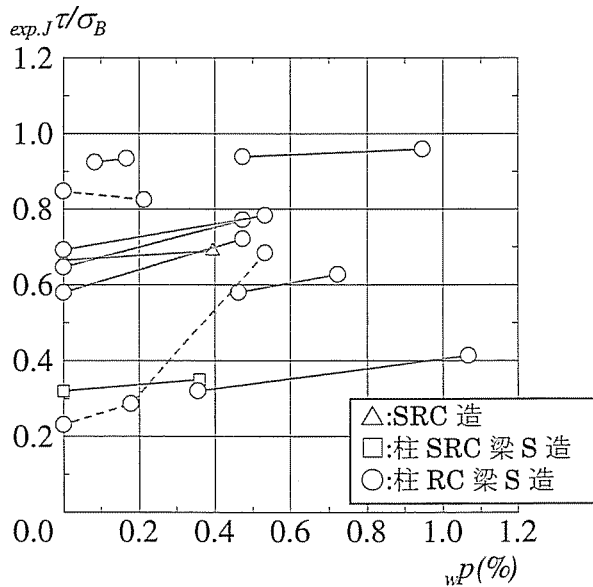


図 2.3.41 接合部せん断補強筋比($w\rho$)の相関性

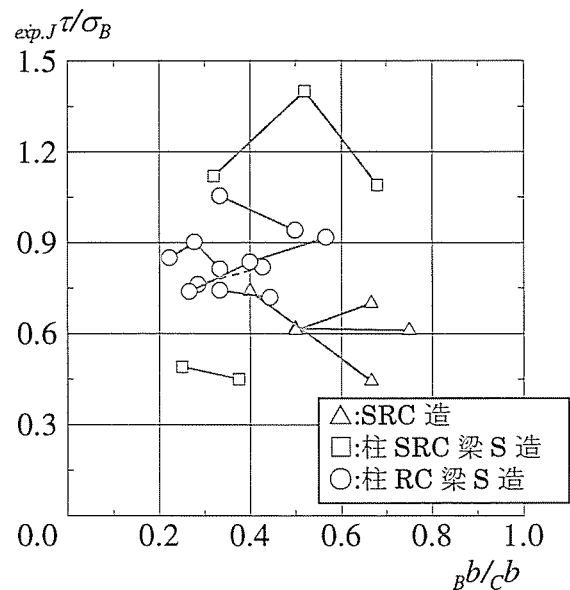


図 2.3.42 梁柱幅比の相関性

(10) 梁柱せい比

図 2.3.43 に梁柱せい比と、接合部せん断応力度の相関性について示す。

図より梁柱せい比が大きくなると接合部終局せん断応力度は小さくなる傾向が見られ、負の相関があると判断できる。

(11) 直交梁の有無

図 2.3.44 に直交梁の有無と、接合部せん断応力度の相関性について示す。

図より若干ではあるが直交梁があると接合部終局せん断耐力が上昇する傾向が見られる。

(12) スラブの有無

図 2.3.45 にスラブの有無と、接合部せん断応力度の相関性について示す。

図よりスラブ付きの試験体は、スラブ無し試験体に比べ接合部せん断耐力が上昇する傾向が見られる。

(13) 偏心の有無

図 2.3.46 に偏心の有無と、接合部せん断応力度の相関性について示す。

図より、梁が柱に対して偏心すると、接合部せん断耐力が小さくなる傾向が見られる。

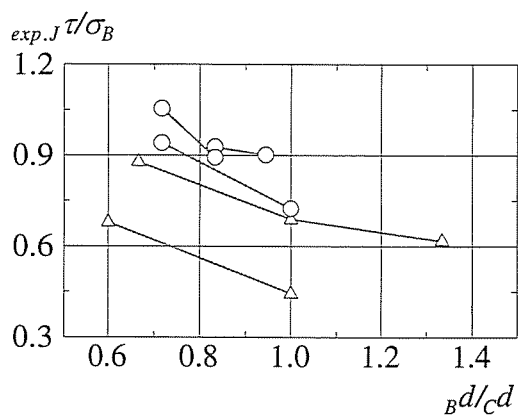


図 2.3.43 梁柱せい比の相関性

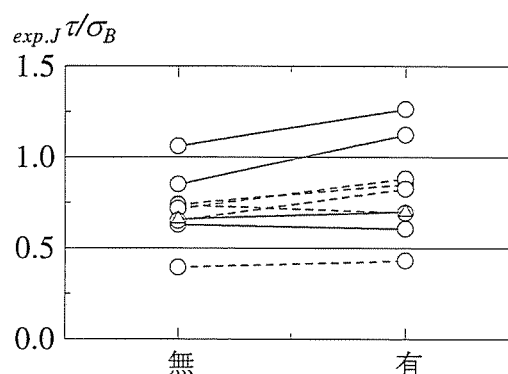


図 2.3.44 直交梁の有無の相関性

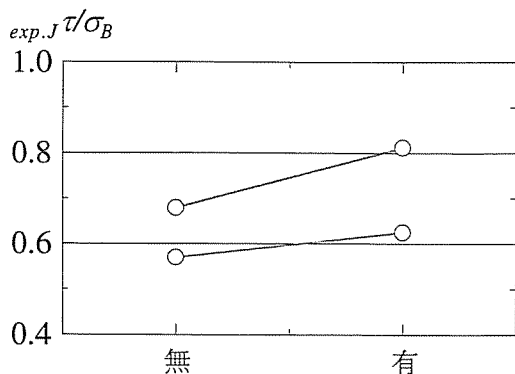


図 2.3.45 スラブの有無の相関性

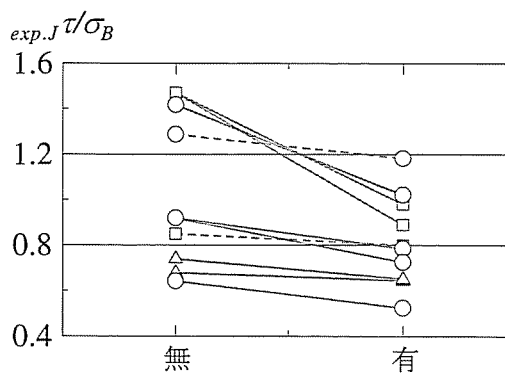


図 2.3.46 偏心の有無の相関性

本来ならば(11)~(13)の要因は、横軸は偏心率のような量で表すべきであるが、本節の目的はその要因の有無が接合部せん断耐力に与える影響が有るか無いかを見極めることであるため、ここでは敢えてこの様な表現方法とした。なお、相関性の正負はその要因が有る場合に接合部せん断耐力があがる場合を正としている。

以上の検討結果から、柱梁接合部の終局せん断応力度と各実験変数との相関性は表 2.3.2 の様になる。この検討結果を用いて第4節では重回帰分析により構造種別毎の柱梁接合部終局せん断耐力評価式の検討を行う。

表 2.3.2 終局せん断応力度と実験変数との相関性

影響要因 (実験変数)	実験値 との 相関性	備考
コンクリート強度	正	柱RC梁Sのみ 柱RC梁Sは直交方 向エンドプレート
軸力比	無	
接合部ウェブ面積比	正	
ふさぎ板面積比	正	
エンドプレート面積比	正	
鋼管面積比	正	
直交フランジ面積比	正	
接合部補強筋比	正	
梁柱幅比	無	
梁柱せい比	負	
直交梁ウェブの有無	正	
スラブの有無	正	
梁偏心の有無	負	

第4節 終局せん断耐力設計式の検討および提案

前節までに現在提案されている評価式の実験値との対応が対象とする接合部形式には対応が悪いこと、また、接合部せん断耐力と接合部構成要素の相関性について明らかにした。これらの検討結果に基づき、本節では重回帰分析を用いて構造種別毎に汎用性のある柱梁接合部の終局せん断耐力評価式の検討を行う。

ここで用いるデータは全て J 破壊型および BJ 破壊型の試験体である。

まず、柱梁接合部の評価式として現在提案されている評価式は、鋼材については鋼材のせん断および降伏強度にその有効断面積と影響係数を乗じてせん断負担分としている。これは、3.2 節で検討した結果からも妥当であることが言えるため、本節での評価式に用いる鋼材負担せん断強度についても同様とする。しかし、コンクリートせん断負担分評価については、現在提案されている式はほとんどがコンクリート強度と線形またはバイリニアの関係で評価されているが、3.2 節の検討結果から、本節ではコンクリート強度のべき乗関数で評価することとした。

また、重回帰分析には Microsoft-Excel で入力あるいは編集したワークシート形式の統計データをさまざまな分析手法を用いて解析するためのアドインソフトである「エクセル統計 2002」((株) 社会情報サービス製) を用いた。

なお、ここで扱うデータおよび計算式の単位系は重力単位系であり、接合部せん断耐力を算出した後に、SI 単位系に換算するものとする。さらに、重回帰分析における目的変数を接合部せん断力(JQ)としたため、説明変数も各要素の接合部におけるせん断負担力で表現した。しかし、梁柱せい比 (bd/cd) の様に直接材料強度を持たない影響要因については、そのまま変数として扱った。

2.4.1 SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力評価式の検討

柱梁とも SRC 造については日本建築学会の設計規準式^[1.4]があるが、前節の結果からも実験値を正確に評価しているとは言えない。そこで、ここでは重回帰分析を用いて統計的に柱梁接合部の終局せん断耐力評価式を導いてみる。

評価式を検討する上で重回帰分析の対象とした変数は、AIJ-SRC 規準式を基とする。ただし、コンクリートのせん断強度については、前節の検討結果からコンクリート強度(σ_B)のべき乗で表すこととした。また AIJ-SRC 規準式では、枠効果についてはウェブせん断強度に 1 割増しの係数を乗じているが、ここでは枠効果の式^[1.11]をウェブのせん断強度とは別に扱った。さらに、前節での結果より梁柱せい比(bd/cd)がせん断耐力と負の相関があるため、これも影響要因に含めて重回帰分析を行った。

重回帰分析に用いた変数を以下に示す。

- a) 接合部コンクリートせん断耐力 (Q_c) $Q_c = \frac{c b + B b}{2} \times m c d \times \sigma_B^{0.87}$
- b) せん断補強筋せん断耐力 (Q_h) $Q_h = \frac{c b + B b}{2} \times m c d \times_w p \times_w \sigma_Y$
 $_w p = \frac{_w a}{c b \cdot x}$ $_w a$: 一組のせん断補強筋断面積
 $c b$: 柱幅
 x : せん断補強筋間隔
- c) 接合部鉄骨ウェブせん断耐力 (Q_w) $Q_w = J t_w \times m c d \times \frac{\sigma_w Y}{\sqrt{3}}$
- d) 直交フランジせん断耐力 (Q_f) $Q_f = 2 \times J t_f \times m c d \times \frac{\sigma_f Y}{\sqrt{3}}$
- e) 枠効果によるせん断耐力 (Q_{fr}) $Q_{fr} = \alpha \times \frac{c b \times J.B t_f \times J.B t_e \times J.B \sigma_f Y}{4} \times \frac{1}{s_B d}$
- f) 梁柱せい比 (Bd/cd)

以上の変数を対象に重回帰分析を行った結果を表 2.4.1 に示す。この結果より接合部コンクリートせん断耐力以外は相関性が有意でないと判定され、それらの変数を除いてさらに重回帰分析を行うと、表 2.4.2 の様になり、(2.4.1)式が導かれた。

$$cal.J Q = 0.92 Q_c + 64500 \quad (2.4.1)$$

以上のことから分かるように鋼材の項が全て取り除かれ、定数項で評価される結果となった。すなわち柱梁とも SRC 造の場合、コンクリートせん断耐力の影響がかなり大きいことがわかる。この式による計算値と実験値の比較を図 2.4.1 に示す。

コンクリート強度のみでしか評価されないにもかかわらず比較的实验値と計算値の対応が良い。しかしながらデータ数が少ないこと、鋼材が定数項で表現されていることから汎用性があるとは言えない。この構造については 3 章以降で実験的研究を踏まえた検討を行うので、検討はここで留める。

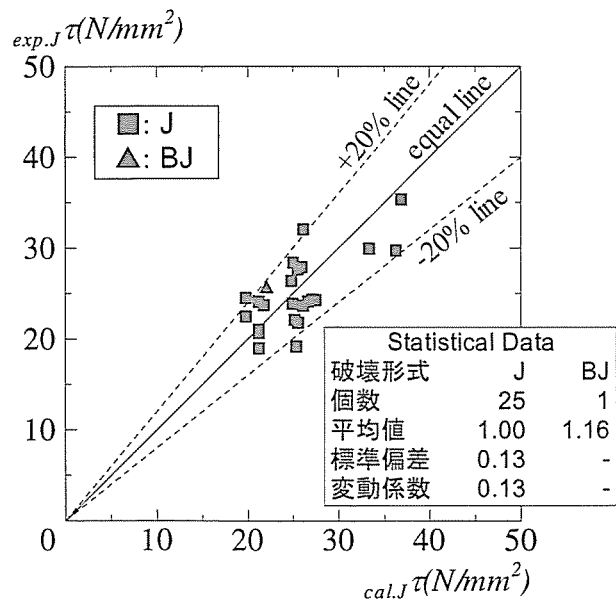


図 2.4.1 (2.4.1)式による実験値と計算値の比較(SRC 造)

表 2.4.1 重回帰分析による結果(SRC 造)

合計	Q _c	Q _h	Q _r	Q _f	Q _{fr}	Bd/cd	expQ			
平均	3500604	125778	779420	1156104	245962	24.49	4830872			
標準偏差	140024	5031	31177	46244	9838	0.98	193235			
サンプル数	68969	4388	15853	19794	3133	0.12	67546			
	25									
相関行列	Q _c	Q _h	Q _r	Q _f	Q _{fr}	Bd/cd	expQ			
Q _c	1.0000									
Q _h	-0.4532	1.0000								
Q _r	0.7067	0.0809	1.0000							
Q _f	0.5511	0.0237	0.7402	1.0000						
Q _{fr}	-0.3351	-0.1652	-0.6153	-0.5105	1.0000					
Bd/cd	-0.0436	-0.1481	-0.0370	0.0760	-0.3346	1.0000				
expQ	0.9389	-0.3050	0.7141	0.5760	-0.3001	-0.1650	1.0000			
重回帰式										
変数名	偏回帰係数	標準偏回帰係数	F 値	T 値	P 値	判定	標準誤差	偏相関	単相関	
Q _c	0.972626	0.9931	47.0763	6.8612	0.0000	**	0.141757	0.8505	0.9389	
Q _h	2.144951	0.1394	1.7647	1.3284	0.2006		1.614652	0.2988	-0.3050	
Q _r	-0.15281	-0.0359	0.0509	0.2256	0.8240		0.677289	-0.0531	0.7141	
Q _f	0.277806	0.0814	0.6058	0.7783	0.4465		0.356921	0.1804	0.5760	
Q _{fr}	0.941552	0.0437	0.1843	0.4293	0.6728		2.193006	0.1007	-0.3001	
Bd/cd	-51868.3	-0.0940	1.3247	1.1510	0.2648		45064.51	-0.2618	-0.1650	
定数項	79707.39		1.3546	1.1639	0.2597		68484.55			
精度										
決定係数	0.9137		分散分析表				**			**
修正済決定係数	0.8849		要因 偏差平方 自由度 平均平方 F 値 P 値 判定							**
重相関係数	0.9559		回帰変動 1.04E+11 6 1.74E+10 31.75606 0.0000 **							**
修正済重相関係数	0.9407		誤差変動 9.85E+09 18 5.47E+08							**
ダービンワットソン比	1.9650		全体変動 1.14E+11 24							**
赤池の A I C	581.7314									**

表 2.4.2 相関性が有意である変数のみの重回帰分析による結果(SRC 造)

重回帰式										
変数名	偏回帰係数	標準偏回帰係数	F 値	T 値	P 値	判定	標準誤差	偏相関	単相関	
Q _c	0.919569	0.9389	171.2979	13.0881	0.0000	**	0.07026	0.9389	0.9389	
定数項	64473.07		34.5621	5.8790	0.0000	**	10966.76			
精度										
決定係数	0.8816		分散分析表				**			**
修正済決定係数	0.8765		要因 偏差平方 自由度 平均平方 F 値 P 値 判定							**
重相関係数	0.9389		回帰変動 1.01E+11 1 1.01E+11 171.2979 0.0000 **							**
修正済重相関係数	0.9362		誤差変動 1.35E+10 23 5.87E+08							**
ダービンワットソン比	1.5777		全体変動 1.14E+11 24							**
赤池の A I C	579.6275									**

2.4.2 柱 SRC 梁 S 造柱梁接合部の終局せん断耐力評価式の検討

この構造についても AIJ-SRC 規準式が適応できるが、前節で述べたように規準式では精度良く評価できていない。そこでデータ数は少ないが重回帰分析を行った。対象とした変数は柱梁とも SRC と同様とした。

重回帰分析を行った結果を表 2.4.3 に示す。この結果よりせん断補強筋と梁柱せい比については相関性が有意でないと判定され、それらの変数を除いてさらに重回帰分析を行うと、表 2.4.4 の様になり、その結果(2.4.2)式が導き出された。

$$cal.J Q = 0.71Q_c + 0.58Q_w + 0.39Q_f + 5.06Q_{fr} \quad (2.4.2)$$

柱梁とも SRC 造とは異なり鉄骨部のウェブ、直交フランジ、枠効果が有意であると判断された。この式による実験値と計算値の比較を図 2.4.2 に示す。

図より、データ数は少ないが、実験値と計算値の対応は良く、全てのデータが±20%内に有ることが分かる。

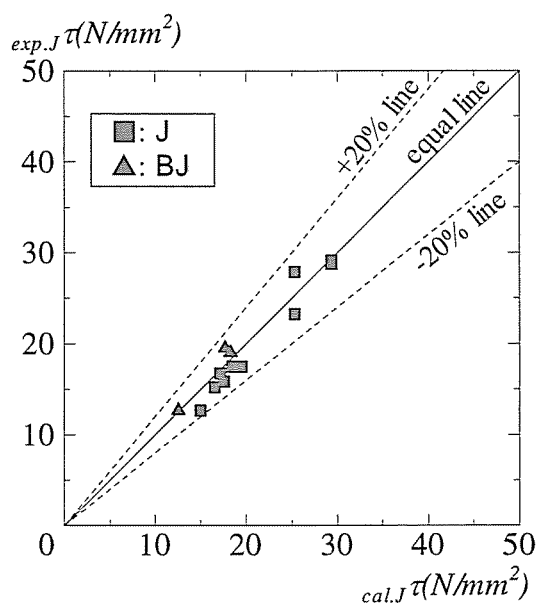


図 2.4.2 (2.4.2)式による実験値と計算値の比較(柱 SRC 梁 S 造)

表 2.4.3 重回帰分析による結果(柱 SRC 梁 S 造)

	Q _c	Q _h	Q _w	Q _f	Q _{fr}	Bd/cd	expQ			
合計	4728377	295690	1739680	914164	115072	28.38	5246097			
平均	139070	8697	51167	26887	3384	0.83	154297			
標準偏差	129046	10003	53876	36596	3415	0.12	125944			
サンプル数	34									
相関行列	Q _c	Q _h	Q _w	Q _f	Q _{fr}	Bd/cd	expQ			
Q _c	1.0000									
Q _h	0.3271	1.0000								
Q _w	0.8647	0.1051	1.0000							
Q _f	-0.0628	-0.2427	-0.0302	1.0000						
Q _{fr}	0.0905	0.2452	0.1671	0.1190	1.0000					
Bd/cd	-0.4362	0.2216	-0.3778	0.3649	0.4622	1.0000				
expQ	0.9487	0.2920	0.8976	0.0770	0.2582	-0.3361	1.0000			
重回帰式										
変数名	偏回帰係数	標準偏回帰係数	F 値	T 値	P 値	判定	標準誤差	偏相関	単相関	
Q _c	0.598185	0.6129	39.3587	6.2737	0.0000	**	0.095349	0.7701	0.9487	
Q _h	1.087389	0.0864	2.5181	1.5869	0.1242		0.685245	0.2921	0.2920	
Q _w	0.683194	0.2923	12.2582	3.5012	0.0016	**	0.195133	0.5588	0.8976	
Q _f	0.577109	0.1677	13.2815	3.6444	0.0011	**	0.158356	0.5742	0.0770	
Q _{fr}	6.125005	0.1661	13.0743	3.6158	0.0012	**	1.693938	0.5712	0.2582	
Bd/cd	-122240	-0.1154	3.3531	1.8312	0.0781		66755.71	-0.3324	-0.3361	
定数項	92485.46		3.0006	1.7322	0.0946		53390.81			
精度										
決定係数	0.9636	分散分析表					**	1%有意	*	5%有意
修正済決定係数	0.9555	要因 偏差平方 自由度 平均平方 F 値 P 値 判定								
重相関係数	0.9816	回帰変動 5.2E+11 6 8.66E+10 119.1601 0.0000 **								
修正済重相関係数	0.9775	誤差変動 1.96E+10 27 7.27E+08								
ダービンワットソク比	0.7346	全体変動 5.39E+11 33								
赤池の A I C	798.3944									

表 2.4.4 相関性が有意である変数のみの重回帰分析による結果(柱 SRC 梁 S 造)

重回帰式										
変数名	偏回帰係数	標準偏回帰係数	F 値	T 値	P 値	判定	標準誤差	偏相関	単相関	
Q _c	0.712332	0.7299	92.1796	9.6010	0.0000	**	0.074193	0.8722	0.9487	
Q _w	0.577376	0.2470	10.3764	3.2212	0.0031	**	0.17924	0.5133	0.8976	
Q _f	0.392451	0.1140	8.8742	2.9790	0.0058	**	0.131741	0.4841	0.0770	
Q _{fr}	5.063206	0.1373	12.4315	3.5258	0.0014	**	1.436033	0.5478	0.2582	
定数項	-1997.69		0.0505	0.2246	0.8238		8893.117			
精度										
決定係数	0.9584	分散分析表					**	1%有意	*	5%有意
修正済決定係数	0.9526	要因 偏差平方 自由度 平均平方 F 値 P 値 判定								
重相関係数	0.9790	回帰変動 5.17E+11 4 1.29E+11 166.8879 0.0000 **								
修正済重相関係数	0.9760	誤差変動 2.25E+10 29 7.74E+08								
ダービンワットソク比	0.7621	全体変動 5.39E+11 33								
赤池の A I C	798.9713									

2.4.3 柱 RC 梁 S 造柱梁接合部の終局せん断耐力評価式の検討

ここではまず柱梁接合部にふさぎ板が無い場合と有る場合に分けて各影響要因について検討を行った後、ふさぎ板の有無にかかわらず評価できる汎用性のある設計式を導いた。

(1)ふさぎ板のない場合

前節までの検討結果から、ふさぎ板の無い場合の評価式を検討する上で、重回帰分析の対象とした変数を示す。ここでは前述の SRC 造の項で示した評価式とは異なるまたは扱っていない要素のみ、せん断力負担評価式を示した。なお、各構成要素のせん断耐力負担評価式は、前節の考察において比較的实验値との対応が良かった提案式の②式を参考にした。

a) 接合部コンクリートせん断耐力(Q_c) (SRC 造と同じ)

b) せん断補強筋せん断耐力(Q_h) (SRC 造と同じ)

c) 接合部鉄骨ウェブせん断耐力(Q_w) (SRC 造と同じ)

d) 直交方向エンドプレートせん断耐力 $Q_e = 2 \times J t_e \times b_e \times \frac{s \sigma_{ey}}{\sqrt{3}}$

e) 柱せい比 (Bd/cd)

f) スラブ厚 (s)

g) 直交ウェブ厚 (t_{wr})

h) 中板開口幅比 ($\Delta l_w/cd$)

i) 枠効果によるせん断耐力 (Q_{fr}) (SRC 造と同じ)

以上の変数を対象に重回帰分析を行った結果を表 2.4.5 に示す。

相関性が有意でないと判定された変数を除き、重回帰分析を繰り返すと最終的に表 2.4.6 の様な結果となり、コンクリート、接合部せん断補強筋、接合部鉄骨ウェブ、枠効果が有意であると判定され、その他の変数は接合部終局せん断耐力に与える影響は小さい結果となった。

表 2.4.5 重回帰分析による結果(柱 RC 梁 S 造・ふさぎ板無し)

	Q_c	Q_h	Q_w	Q_e	Bd/cd	t_s	t_{ow}	$\Delta l_w/cd$	Q_{fr}	$expQ$	
合計	6649332	901258.5	2529960	3312513	41.45	155	25.18	0.25	147894	7101609	
平均	132987	18025.2	50599	66250	0.83	3.10	0.50	0.00	2958	142032	
標準偏差	100782	23540.8	39873	90502	0.09	21.70	0.46	0.04	4296	102606	
サンプル数	50		除外件数	1							
相関行列	Q_c	Q_h	Q_w	Q_e	Bd/cd	t_s	t_{ow}	$\Delta l_w/cd$	Q_{fr}	$expQ$	
Q_c	1.0000										
Q_h	0.4235	1.0000									
Q_w	0.6892	-0.0409	1.0000								
Q_e	0.5871	0.0534	0.3418	1.0000							
Bd/cd	0.1349	0.1427	0.1981	0.3186	1.0000						
t_s	0.2063	0.1019	0.5424	-0.1046	0.1307	1.0000					
t_{ow}	0.5683	0.0175	0.7222	0.5686	0.2481	0.2775	1.0000				
$\Delta l_w/cd$	-0.0596	-0.1094	0.1921	0.1100	0.0434	-0.0204	0.4323	1.0000			
Q_{fr}	0.5504	0.0822	0.2490	0.9170	0.3347	-0.0984	0.4152	-0.0984	1.0000		
$expQ$	0.9504	0.4713	0.7127	0.5424	0.2012	0.2868	0.5841	-0.0183	0.5289	1.0000	
重回帰式											
変数名	偏回帰係数	標準偏回帰係数	F 値	T 値	P 値	判定	標準誤差	偏相関	単相関		
Q_c	0.666149	0.6543	33.3090	5.7714	0.0000	**	0.115423	0.6741	0.9504		
Q_h	0.860723	0.1975	8.8652	2.9774	0.0049	**	0.289081	0.4259	0.4713		
Q_w	0.674756	0.2622	5.3723	2.3178	0.0257	*	0.291117	0.3441	0.7127		
Q_e	-0.21274	-0.1876	2.1398	1.4628	0.1513		0.145431	-0.2253	0.5424		
Bd/cd	4378.646	0.0040	0.0071	0.0844	0.9331		51859.67	0.0133	0.2012		
t_s	-24.077	-0.0051	0.0079	0.0891	0.9295		270.3489	-0.0141	0.2868		
t_{ow}	613.0877	0.0028	0.0013	0.0366	0.9710		16730.33	0.0058	0.5841		
$\Delta l_w/cd$	107628.8	0.0367	0.4640	0.6812	0.4997		158001.9	0.1071	-0.0183		
Q_{fr}	6.208478	0.2599	4.8876	2.2108	0.0328	*	2.808255	0.3300	0.5289		
定数項	-4885.61		0.0140	0.1184	0.9063		41255.86				
精度											
決定係数	0.9378	分散分析表						**:1%有意 *:5%有意			
修正済決定係数	0.9238	要因 偏差平方 自由度 平均平方 F 値 P 値 判定									
重相関係数	0.9684	回帰変動 4.94E+11					9	5.48E+10	66.97043	0.0000	**
修正済重相関係数	0.9611	誤差変動 3.28E+10					40	8.19E+08			
ダーベンワツ比	1.8679	全体変動 5.26E+11					49				
赤池の A I C	1178.92										

表 2.4.6 相関性が有意である変数のみの重回帰分析による結果(柱 RC 梁 S 造・ふさぎ板無し)

重回帰式											
変数名	偏回帰係数	標準偏回帰係数	F 値	T 値	P 値	判定	標準誤差	偏相関	単相関		
Q_c	0.627174	0.6190	60.0622	7.7500	0.0000	**	0.080926	0.7525	0.9485		
Q_h	0.927826	0.2139	17.2586	4.1543	0.0001	**	0.223338	0.5223	0.4723		
Q_w	0.69649	0.2754	20.2414	4.4990	0.0000	**	0.154808	0.5528	0.6921		
Q_{fr}	2.506229	0.1049	4.5612	2.1357	0.0381	*	1.173498	0.3004	0.5292		
定数項	-759.257		0.0113	0.1064	0.9157		7135.205				
精度											
決定係数	0.9343	分散分析表						**:1%有意 *:5%有意			
修正済決定係数	0.9286	要因 偏差平方 自由度 平均平方 F 値 P 値 判定									
重相関係数	0.9666	回帰変動 4.93E+11					4	1.23E+11	163.4597	0.0000	**
修正済重相関係数	0.9636	誤差変動 3.47E+10					46	7.53E+08			
ダーベンワツ比	1.6603	全体変動 5.27E+11					50				
赤池の A I C	1193.9										

(2)ふさぎ板の有る場合

ふさぎ板のない場合と同様に、重回帰分析の対象とした変数およびそのせん断力評価式を下記に示す。なお、各構成要素のせん断耐力評価式は比較的実験値との対応が良かった⑦式を参考にした。

a) 接合部コンクリートせん断耐力 $Q_c = \frac{cb}{2} \times m_c d \times \sigma_B^{0.87}$

b) 接合部鉄骨ウェブせん断耐力(Q_w) (SRC造と同じ)

c) ふさぎ板せん断耐力 $Q_f = 2 \times J t_f \times m_c d \times \frac{\sigma_{fy}}{\sqrt{3}}$

ここで、直交方向にエンドプレートが存在し、ふさぎ板のその部分が切り取られている場合は次の式を用いた。

$$Q_f = 2 \times J t_f \times (m_c d - b_e) \times \frac{\sigma_{fy}}{\sqrt{3}}$$

d) 直交方向エンドプレートせん断耐力 $Q_e = 2 \times J t_e \times b_e \times \frac{\sigma_{ey}}{\sqrt{3}}$

e) 梁柱せい比 (bd/cd)

f) 偏心量 (e)

g) スラブ厚 (s)

h) 直交ウェブ厚 (t_{wt})

i) 中板開口幅比 ($\Delta I_w/cd$)

j) 枠効果によるせん断耐力 (Q_{fr}) (SRC造と同じ)

以上の変数を対象に重回帰分析を行った結果、表 2.4.7 の様になる。ここで、相関性が有意でないと判定された変数を除き重回帰分析を繰り返すと、表 2.4.8 の結果となり、偏心量、スラブ厚、直交ウェブ厚は接合部終局せん断耐力に与える影響は小さいと判断された。

表 2.4.7 重回帰分析による結果(柱 RC 梁 S 造・ふさぎ板有り)

	Q _c	Q _s	Q _r	Q _h	Q _e	$\beta d/cd$	e	t _s	t _{ov}	$\Delta l_w/cd$	Q _{fr}	expQ
合計	4966910	2787899	2396462	53950.91	1561454	59.68667	27.5	15.5	43.71	2.4	153881.7	10533315
平均	70955.86	39827.13	34235.17	770.73	22306.48	0.85	0.39	0.22	0.62	0.03	2198.31	150475.9
標準偏差	27777.11	34039.36	24824.43	3224.19	36342.65	0.10	1.87	1.84	0.59	0.11	2977.85	60506.32
サンプル数	70											
相関行列	Q _c	Q _s	Q _r	Q _h	Q _e	$\beta d/cd$	e	t _s	t _{ov}	$\Delta l_w/cd$	Q _{fr}	expQ
Q _c	1.0000											
Q _s	0.5079	1.0000										
Q _r	0.1507	-0.1003	1.0000									
Q _h	0.3347	0.2120	0.1626	1.0000								
Q _e	-0.1576	0.1996	-0.3048	-0.1467	1.0000							
$\beta d/cd$	0.2279	0.0758	0.0861	0.1170	-0.0776	1.0000						
e	0.0452	-0.0022	-0.0921	-0.0502	0.0280	-0.1654	1.0000					
t _s	0.5401	0.4334	0.2011	0.7718	-0.0739	0.0726	-0.0253	1.0000				
t _{ov}	0.3169	0.8250	-0.1620	0.0148	0.4017	0.1662	-0.0086	0.1574	1.0000			
$\Delta l_w/cd$	-0.0846	0.5945	0.0101	-0.0754	0.4874	0.0139	-0.0661	-0.0380	0.7058	1.0000		
Q _{fr}	0.0580	-0.3339	0.8633	0.1090	-0.4204	-0.0244	-0.0907	0.1277	-0.4421	-0.2328	1.0000	
expQ	0.7014	0.5151	0.5214	0.3591	0.0552	-0.0013	-0.0736	0.5992	0.2872	0.1267	0.4157	1.0000
重回帰式												
変数名	偏回帰係数	標準偏回帰係数	F 値	T 値	P 値	判定	標準誤差	偏相関	単相関			
Q _c	0.909205	0.4174	45.1208	6.7172	0.0000	**	0.135355	0.6615	0.7014			
Q _s	1.045348	0.5881	32.7138	5.7196	0.0000	**	0.182766	0.6005	0.5151			
Q _r	0.555661	0.2280	5.9696	2.4433	0.0176	*	0.227425	0.3055	0.5214			
Q _h	0.892372	0.0476	0.5165	0.7187	0.4752		1.241648	0.0940	0.3591			
Q _e	0.679866	0.4084	58.4236	7.6435	0.0000	**	0.088947	0.7084	0.0552			
$\beta d/cd$	-71587.4	-0.1200	7.5075	2.7400	0.0082	**	26126.95	-0.3385	-0.0013			
e	-2344.75	-0.0726	3.1844	1.7845	0.0796		1313.97	-0.2281	-0.0736			
t _s	634.812	0.0193	0.0565	0.2377	0.8129		2670.152	0.0312	0.5992			
t _{ov}	-8334.96	-0.0817	0.7745	0.8800	0.3825		9471.165	-0.1148	0.2872			
$\Delta l_w/cd$	-124392	-0.2236	8.1144	2.8486	0.0061	**	43668.13	-0.3503	0.1267			
Q _{fr}	9.295422	0.4575	20.1592	4.4899	0.0000	**	2.070295	0.5079	0.4157			
定数項	60308.94		7.2216	2.6873	0.0094	**	22442.24					
精度												
決定係数	0.9096	分散分析表					**:1%有意 *:5%有意					
修正済決定係数	0.8925	要因 偏差平方 自由度 平均平方 F 値 P 値 判定										
重相関係数	0.9537	回帰変動 2.33E+11 11 2.12E+10 53.06411 0.0000 **										
修正済重相関係数	0.9447	誤差変動 2.32E+10 58 3.99E+08										
タービンのワット比	1.7762	全体変動 2.56E+11 69										
赤池の A I C	1597.9											

表 2.4.8 相関性が有意である変数のみの重回帰分析による結果(柱 RC 梁 S 造・ふさぎ板有り)

重回帰式											
変数名	偏回帰係数	標準偏回帰係数	F 値	T 値	P 値	判定	標準誤差	偏相関	単相関		
Q _c	0.928789	0.4264	44.5513	6.6747	0.0000	**	0.139151	0.6436	0.7014		
Q _s	1.048764	0.5900	52.2821	7.2306	0.0000	**	0.145045	0.6734	0.5151		
Q _e	0.664467	0.3991	55.7108	7.4640	0.0000	**	0.089023	0.6851	0.0552		
$\beta d/cd$	-54871.5	-0.0919	4.4294	2.1046	0.0393	*	26071.99	-0.2563	-0.0013		
$\Delta l_w/cd$	-121060	-0.2176	9.1938	3.0321	0.0035	**	39925.59	-0.3569	0.1267		
Q _{fr}	14.28312	0.7030	185.5294	13.6209	0.0000	**	1.048617	0.8640	0.4157		
定数項	47520.69		4.5302	2.1284	0.0372	*	22326.7				
精度											
決定係数	0.8898	分散分析表					**:1%有意 *:5%有意				
修正済決定係数	0.8793	要因 偏差平方 自由度 平均平方 F 値 P 値 判定									
重相関係数	0.9433	回帰変動 2.28E+11 6 3.8E+10 84.78475 0.0000 **									
修正済重相関係数	0.9377	誤差変動 2.82E+10 63 4.48E+08									
タービンのワット比	2.1408	全体変動 2.56E+11 69									
赤池の A I C	1601.7										

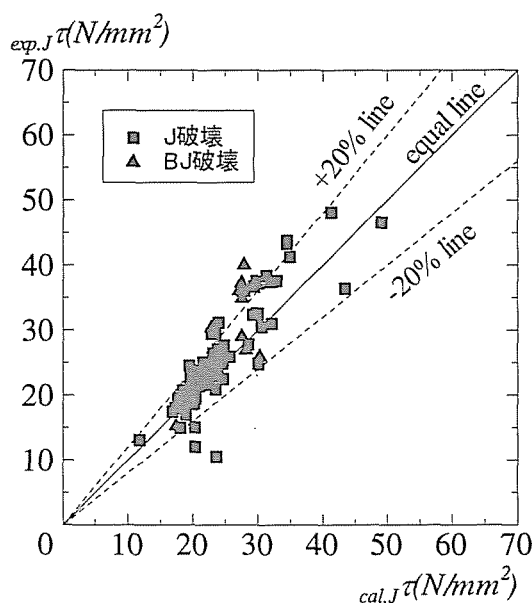
(3)全接合部形式を対象とした場合

ここではふさぎ板の有無にかかわらず、柱 RC 梁 S 造全ての接合部に適応できる設計式を統計的に導く。まず、前記において有意であると判定された構成要素を用いて重回帰分析を行う。ただし、参考とした提案式②式と⑦式については前項の考察において、中板形式のデータが実験値と計算値の対応が悪かったため、後でこの型式については補正方法を検討することとし、ここでは分析用データに含めなかった。なお、ふさぎ板の有無によって、接合部コンクリートせん断耐力式の有効幅の評価法が違うので、有効幅を $(Bb+cb)/2$ とした場合と $cb/2$ とした場合の両方について重回帰分析を行った結果、有効幅を $(Bb+cb)/2$ とした場合の方が実験値と対応が良かったため、それを採用し、下記の(2.4.3)式が導かれた。

$$cal.J Q = 0.59Q_c + 0.84Q_h + 0.87Q_w + 0.82Q_f + 2.56Q_{fr} \quad (2.4.3)$$

この式による実験値と計算値の比較を図 2.4.3 に示す。

図より、ふさぎ板の有無にかかわらず評価出来ていることが分かる。



Statistical Data		
破壊形式	J	BJ
個数	76	14
平均値	1.05	1.17
標準偏差	0.15	0.18
変動係数	0.14	0.16

図 2.4.3 (2.4.3)式による実験値と計算値の比較(柱 RC 梁 S 造中板形式を除く全形式)

(4)その他の寄与率の小さい影響要因に対する扱い方の検討

重回帰分析により与えられる重回帰式は、最小二乗法により求められる。そのため、材料強度を持たない影響要因、例えば bd/cd のような変数も累加で評価することとなる。しかしながら力学的にそのような変数が累加で評価されることはない。したがって、ここでは前項において相関があるとされたにもかかわらずこれまでの重回帰分析では有意でないと判定され取り除かれたが、実験値と計算値の比較で過大および過小評価されてしまうため、その接合部構成要素の影響を設計式に取り入れるため補正係数を検討した。なお、BJ破壊型の試験体は接合部終局せん断耐力に至っていない事が考えられるため、設計式の精度を高めるために検討に用いたデータはJ破壊型のみのデータとした。

a) 中板形式の補正

前項で述べたように、実験値と対応の悪かったデータの接合部形式は中板形式である。そこでさらに中板形式のデータのみを抽出し検討する。まず、中板分離および中板欠損型で斜めスチフナを用いた形式の場合に実験値と(2.4.3)式による計算値の対応が悪くなる(図 2.4.4 中の□△印)。そこで回帰分析により、下記のように補正係数を設定した。ここで、回帰分析によって斜めスチフナの有無による相関性が最も強いのが接合部ウェブせん断力であることと、斜めスチフナが中板分離や中板欠損の不足耐力分を補っていると考えられることから、補正係数はウェブせん断力に乗じることとする。図 2.4.4 に補正係数による効果を合わせて示す。

k_{is} : 斜めスチフナの有無による補正係数

斜めスチフナ有

$$k_{is} = 3.65 \left(1 - \frac{\Delta l_w}{c d} \right)$$

ここで

$\frac{\Delta l_w}{c d}$: 中板開口幅比

斜めスチフナ無

$$k_{is} = 1.00$$

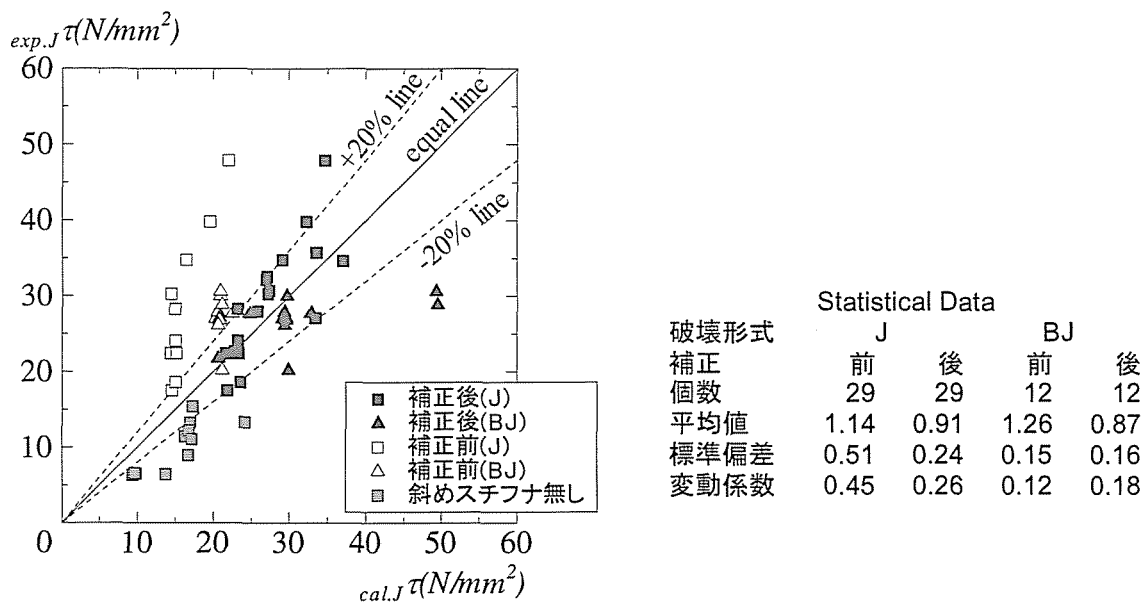
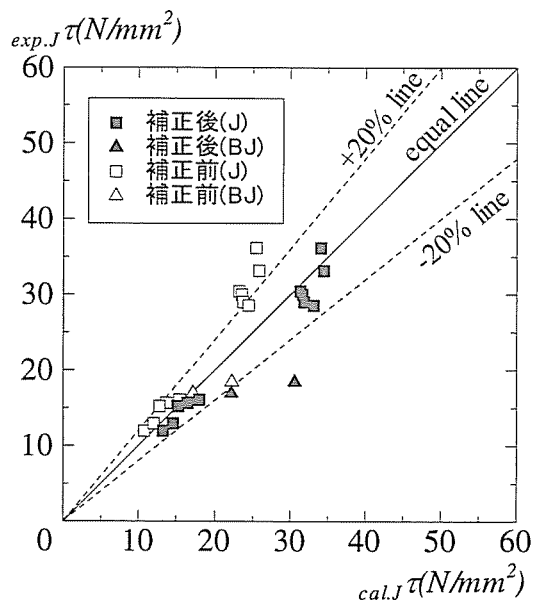


図 2.4.4 (2.4.3)式および補正係数による実験値と計算値の比較(中板形式のみ)

さらに、中板なしでダイアフラムを用いた場合についても実験値との対応が悪くなる(図 2.4.5 中の□△印)。中板が無い接合部の場合、梁鉄骨より接合部に入力される力を他の部材へ応力を伝達させるために、ダイアフラムを用いる場合がほとんどである。しかし、このダイアフラムは、前記の(2.4.3)式においては枠効果の一部としてでしか評価されておらず、ダイアフラムによる接合部内の面外方向への力の伝達による効果は含まれていない。したがって、中板がない形式でダイアフラムを用いている場合、接合部に入力された力がダイアフラムを介して直接ふさぎ板に伝わりふさぎ板のせん断耐力負担分の上昇が考えられること、またこの変数による相関性が最も高いのがふさぎ板のせん断力であることから、ふさぎ板の負担分に補正係数を乗じることとする。図 2.4.5 に補正係数による効果を合わせて示す。

k_{nw} : ダイアフラムを用いた中板なし形式の補正係数
 ダイアフラムを用いた中板なし形式 $k_{nw}=1.67$
 それ以外の形式 $k_{nw}=1.00$



破壊形式	Statistical Data			
	J		BJ	
補正	前	後	前	後
個数	11	11	2	2
平均値	1.20	0.98	0.91	0.72
標準偏差	0.11	0.06	0.08	0.08
変動係数	0.09	0.06	0.09	0.11

図 2.4.5 (2.4.3)式および補正係数による実験値と計算値の比較(中板なし形式のみ)

b) 直交梁の有無による補正

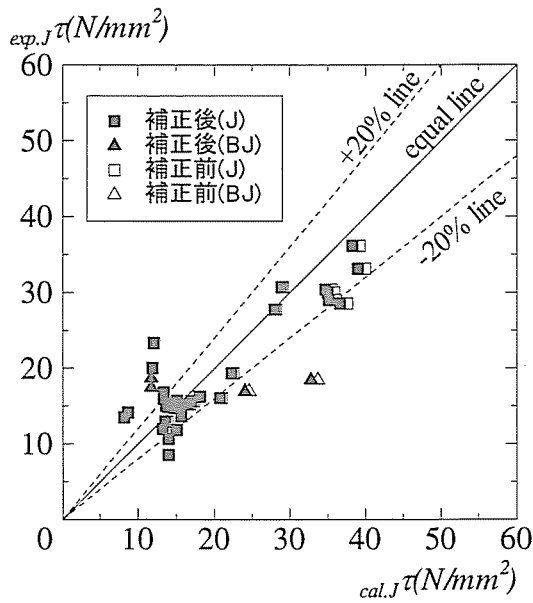
第3節において直交梁の有無により相関性があることを述べた。したがって、ここでは直交梁の有無による補正係数について検討する。

直交梁の有無による影響は、直交梁を有する方が接合せん断耐力が大きくなることが第3節の結果から分かっている。本研究では内柱の柱梁接合部を対象としており、通常の建物においても基本的に直交梁が存在する柱梁接合部となる。そこで、直交梁が有る場合を1とし、無い場合の接合部せん断耐力を低減する係数を回帰分析により求めた。また、前記のダイアフラムが有る場合の接合部と同様に、接合部に直交梁が有る場合、梁からの入力直交梁を伝わって接合部面外へと力が直接伝わるので、ふさぎ板のせん断耐力が増加すると考えられるため、直交梁の補正係数はふさぎ板の項に乗じるものとする。図 2.4.6 に補正係数による効果を示す。

k_{ow} : 直交梁の有無による補正係数

直交梁無 $k_{ow}=0.96$

直交梁有 $k_{ow}=1.00$



破壊形式	Statistical Data			
	J		BJ	
補正	前	後	前	後
個数	33	33	4	4
平均値	1.04	1.04	1.08	1.09
標準偏差	0.30	0.29	0.47	0.46
変動係数	0.29	0.28	0.43	0.42

図 2.4.6 (2.4.3)式および補正係数による実験値と計算値の比較(直交梁なし形式のみ)

c) スラブの有無および偏心の有無による補正

第3節でスラブが有る場合と偏心がある場合は接合部せん断耐力が低減されることを述べたが、スラブ有りおよび偏心有りの試験体データを抽出し、(4.2.3)式と比較すると、特に過大評価となるデータは無い(図 2.4.7)。スラブや偏心の影響はそれほど大きくないと思われるので、この変数による補正は設定しないこととする。

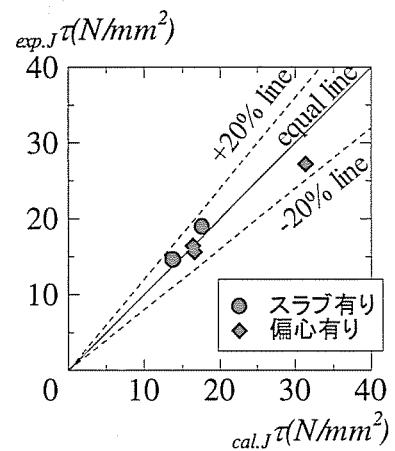


図 2.4.7 (2.4.3)式による比較 (スラブ有り、偏心有りのみ)

d) エンドプレートの有無による補正

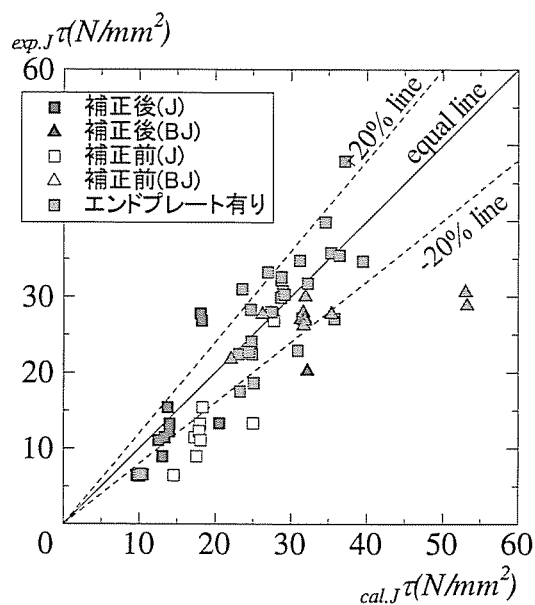
エンドプレートについては、柱梁接合部の直交方向に存在するエンドプレートと梁と接合部の境界に位置するエンドプレートとの2種類が挙げられる。ここでエンドプレートの有無により(4.2.3)式と比較するとエンドプレートが無い場合、過大に評価する傾向にある(図 2.4.8 中の□△印)。しかしながらエンドプレートの有無に関係なく梁フランジ貫通型やダイアフラムを用いた場合などは実験値と計算値の対応が良い(図 2.4.3)ことから、梁貫通型とダイアフラムを用いた形式を除いたデータにより検討する。直交方向のエンドプレ

ートは 4.1.(2)における重回帰分析で相関性に有意がないとされたので、ここでは、加力梁と接合部の境界に位置するエンドプレートについて補正係数を設定する。梁フランジやダイアフラムが無い場合、接合部に粹効果が形成されずコンクリートの拘束効果も弱くなる。したがって、この変数による変動がコンクリート強度と最も相関性があることから、コンクリートのせん断強度に係数を乗じることとする。図 2.4.8 に補正係数により効果を合わせて示す。

k_c : エンドプレート・梁フランジが無い場合の低減係数

エンドプレート・梁フランジが無い場合 $k_c=0.42$

それ以外の場合 $k_c=1.00$



破壊形式	Statistical Data			
	J		BJ	
補正	前	後	前	後
個数	38	38	12	12
平均値	0.90	0.97	0.82	0.82
標準偏差	0.22	0.22	0.15	0.15
変動係数	0.25	0.23	0.19	0.19

図 2.4.8 (2.4.3)式および補正係数による実験値と計算値の比較
(梁貫通型, ダイアフラム形式以外)

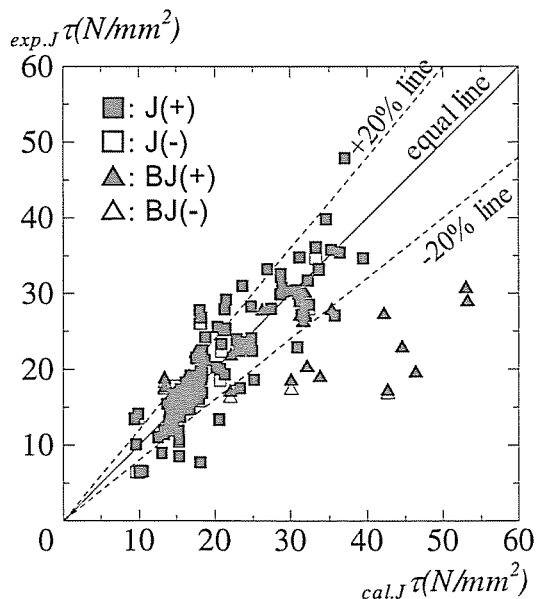
(4)柱 RC 梁 S 造柱梁接合部の終局せん断耐力評価式の提案

これまでの結果から、接合部構成要素について詳細に検討を行ってきた。しかしながら、鋼管形式を用いた場合の実験値と計算値の対応が悪いことから、鋼管形式とそれ以外を区別するため、鋼管の負担せん断力を下記の(2.4.4)式のように評価し、接合部ウェブとは別に項を設け重回帰分析を行った結果、評価式(2.4.5)式が導かれ、これを柱 RC 梁 S 造柱梁接合部の終局せん断耐力式として提案する。この式による実験値と計算値の比較を図 2.4.9 に示す。最終的に得られた式は、接合部コンクリート、接合部ウェブ、接合部せん断補強筋、ふさぎ板、枠効果、鋼管の負担分の累加式で評価される。ここで、接合部ウェブと鋼管のせん断耐力が累加された式になっているが、通常、鋼管を用いる場合は接合部ウェブ負担項はゼロとなり、それ以外の場合は鋼管の負担項がゼロとなるため、両者が累加されることはない事を前提としている。

$$\text{鋼管のせん断耐力} \quad Q_t = 2 \times J t_t \times J d_t \times \frac{\sigma_{t,Y}}{\sqrt{3}} \quad (2.4.4)$$

ここで $J t_t$: 鋼管の厚さ (cm)
 $J d_t$: 鋼管のせい (cm)
 $\sigma_{t,Y}$: 鋼管の強度 (kgf/cm²)

図 2.4.9 および図 2.3.3 の AIJ-SRC 規準式と比較した統計データを比較すると、J 破壊型で平均、標準偏差、変動係数が大幅に改善されたことが分かる。



破壊形式	Statistical Data			
	J(+)	J(-)	BJ(+)	BJ(-)
個数	119	37	24	6
平均値	1.01	0.98	0.81	0.88
標準偏差	0.18	0.21	0.26	0.35
変動係数	0.18	0.21	0.32	0.40

図 2.4.11 提案式(2.4.5)式による実験値と計算値の比較

■柱 RC 梁 S 造柱梁接合部終局せん断耐力評価式

$$cal.J Q = 0.63k_c \times Q_c + 0.86Q_h + 0.94k_{is} \times Q_w + 0.82k_{nw} \times k_{ow} \times Q_f + 2.29Q_{fr} + 2.38Q_t \quad (2.4.5)$$

$$Q_c = \frac{c b + B b}{2} \times m c d \times \sigma_B^{0.87}$$

$$Q_h = \frac{c b + B b}{2} \times m c d \times w p \times w \sigma_Y$$

$$Q_w = J t_w \times m c d \times \frac{\sigma_{w.Y}}{\sqrt{3}}$$

$$Q_f = 2 \times J t_f \times m c d \times \frac{\sigma_{f.Y}}{\sqrt{3}}$$

$$Q_{fr} = \alpha \times \frac{J.B b_f \times J.B t_f \times J.B t_e \times J.B \sigma_{f.Y}}{4} \times \frac{1}{s_B d}$$

$$Q_t = 2 \times J t_t \times J d_t \times \frac{\sigma_{t.Y}}{\sqrt{3}}$$

$J Q$: 柱梁接合部終局せん断耐力(kgf)

Q_c : コンクリートの負担せん断耐力(kgf)

Q_h : 接合部せん断補強筋の負担せん断力(kgf)

Q_w : 接合部鉄骨ウェブの負担せん断耐力(kgf)

Q_f : ふさぎ板の負担せん断耐力(kgf)

Q_{fr} : 枠効果による負担せん断耐力(kgf)

Q_t : 鋼管の負担せん断耐力(kgf)

k_{is} : 斜めスチフナの有無による補正係数

$$\text{斜めスチフナ有} \quad k_{is} = 3.65 \left(1 - \frac{\Delta l_w}{c d} \right)$$

$$\text{斜めスチフナ無} \quad k_{is} = 1.00$$

k_{nw} : ダイアフラムを用いた中板なし形式の補正係数

ダイアフラムを用いた中板なし形式 $k_{nw}=1.67$

それ以外の形式 $k_{nw}=1.00$

k_{ow} : 直交梁の有無による補正係数

直交梁無 $k_{ow}=0.96$

直交梁有 $k_{ow}=1.00$

k_c : エンドプレート・梁フランジが無い場合の低減係数

エンドプレート・梁フランジが無い $k_c=0.42$

それ以外の場合 $k_c=1.00$

その他の記号

cb : 柱幅(cm), Bb : 梁幅(cm), mcd : 柱主筋重心間距離(cm)

σ_B : コンクリート強度(kgf/cm²), $w p$: 接合部せん断補強筋比

$w \sigma_Y$: 接合部せん断補強筋降伏強度(kgf/cm²), $J t_w$: 接合部ウェブ厚(cm)

$\sigma_{w.Y}$: 接合部ウェブ降伏強度(kgf/cm²), $J t_f$: ふさぎ板厚(cm)

$\sigma_{f.Y}$: ふさぎ板降伏強度(kgf/cm²), α : 枠効果形状係数($\alpha=8$)

$J B b_f$: 梁鉄骨フランジ幅(cm), $J B t_f$: 梁鉄骨フランジ厚(cm)

$J B t_e$: エンドプレート厚(cm), $J B \sigma_{f.Y}$: 梁鉄骨フランジ降伏強度(kgf/cm²)

$s_B d$: 梁鉄骨重心間距離(cm), $J t_t$: 鋼管厚(cm), $J d_t$: 鋼管長さ(cm)

$\sigma_{t.Y}$: 鋼管降伏強度(kgf/cm²), Δl_w : 中板開口幅(cm), cd : 柱せい(cm)

第5節 まとめ

この章では合成構造柱梁接合部の実験的研究から試験体のデータベースを作成し、既往の提案式や接合部構成要素の接合部せん断耐力に及ぼす影響について統計的に検討を行った。次にその結果を踏まえて、重回帰分析を用いて各構造形式の柱梁接合部終局せん断耐力評価式の提案を行った。その結果以下のことを明らかにした。

1. データベース作成

合成構造柱梁接合部試験体の内、SRC造、柱SRC梁S造、柱RC梁S造を対象とし、1987年以降に公表された実験的研究論文からSRC造35体、柱SRC梁S造58体、柱RC梁S造294体の計387体の実験データを読みとりデータベースを作成した。破壊形式別には、接合部せん断破壊型(J破壊型)156体、梁降伏後接合部せん断破壊型(BJ破壊型)28体、柱支圧破壊型(C破壊型)33体、その他の破壊形式69体、破壊形式不明53体となっており、J破壊型が最も試験体数が多く接合部せん断耐力に対する評価方法への要求が高いことが分かる。

2. 既往の設計式の適合性

合成構造柱梁接合部の設計式は日本建築学会(AIJ)の鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)構造計算規準の他に多数提案されている。ここでは、汎用性があると思われるAIJ-SRC規準式を含む15の設計式に着目し計算値との適合性を検討した。

まず柱梁SRC造および柱SRC梁S造は、対象となる設計式はSRC規準式のみであり、実験値に対する計算値の比の平均値はSRC造が1.25、柱SRC梁S造が1.30となり、実験値を過小に評価する傾向がある。

また、柱RC梁S造については、ふさぎ板のない接合部形式と対象とした式は、実験値と計算値の比の平均値が0.93~1.24となり、比較的对応が良いように見えるが、接合部鉄骨ウェブの形式の違いによって、実験値と計算値の対応に差が生じた。接合部形式が梁貫通型は比較的对応が良いが、中板、中板一部欠損の接合部は計算値が過大評価される傾向があり、中板分離、中板なしの接合部は計算値が過小評価される傾向があることが分かった。さらに、鋼管を用いる形式の接合部は過大に評価される傾向があることを明らかにした。

次に、ふさぎ板の有る接合部を対象とした式は、実験値と計算値の比の平均が0.97~1.48となり、実験値を過小に評価している傾向がある。既往の提案式はほとんどが接合部コンクリート、接合部ウェブ、ふさぎ板のせん断力のみで接合部終局せん断耐力を表しているが、エンドプレートおよびダイアフラムを有する場合には実験値を過小評価する場合が多く、計算値の対応を良くするためには提案式で評価されていない要素の接合部耐力に及ぼす影響を考慮する必要があることを明らかにした。

また、ふさぎ板の有無にかかわらず全形式を対象とした式についても、実験値を過小に評価する傾向がある。

3. 接合部終局せん断耐力に及ぼす諸要因の影響

汎用性のある設計式を導くために、データベースより柱梁接合部の終局せん断耐力に影響を及ぼすと思われる接合部構成要素を実験変数とした試験体を抽出し、変数毎に接合部終局せん断耐力との相関性を検討した。

対象とした変数は、(1)コンクリート強度、(2)軸力比、(3)接合部ウェブ断面積、(4)ふさぎ板断面積(柱 RC 梁 S 造のみ)、(5)エンドプレート断面積(柱 RC 梁 S 造のみ)、(6)鋼管断面積、(7)直交フランジ断面積(柱 RC 梁 S 造以外)、(8)接合部補強筋比、(9)梁柱幅比、(10)梁柱せい比、(11)直交梁の有無、(12)スラブの有無、(13)偏心の有無の 13 変数で、(2)軸力比、(9)梁柱幅比以外の変数は接合部終局せん断耐力と相関性が有ることを明らかにした。

また、コンクリートのせん断強度に関しては、線形に評価する場合、SRC 規準のバイリニア型で評価する場合、RC 規準のコンクリート圧縮強度のべき乗に比例させる場合等様々な評価方法があるため、コンクリート圧縮強度を変数としたデータより回帰分析を行い、コンクリートのせん断強度はコンクリート圧縮強度の 0.87 乗で評価できることを明らかにした。

4. 接合部終局せん断耐力設計式の検討および提案

作成したデータベースを元に重回帰分析を用いて、汎用性の高い接合部終局せん断耐力評価式を検討した。

SRC 造については、接合部終局せん断耐力に対するコンクリート圧縮強度の影響が強く、重回帰分析によりコンクリート負担項以外の変数は相関性が有意でないと判断され、コンクリート負担項のみで評価する式が導き出された。

柱 SRC 造梁 S 造については、コンクリート負担項、内部鉄骨については接合部ウェブ、直交フランジ、枠効果のせん断耐力の和で評価できる設計式を提案した。

柱 RC 梁 S 造については、コンクリートおよび接合部せん断補強筋による RC 負担項と、接合部ウェブ、ふさぎ板、枠効果、鋼管による内部鉄骨負担項によるせん断耐力の和で評価できる設計式を導いた。しかし、第 3 節での考察結果から相関性があるとされた変数についてもデータ数が少ないことから、重回帰分析によって相関性が有意でないと判断されたため、補正係数を力学的に関連する負担項に乗じることにより、より精度の高い評価式を提案した。

第2章の参考文献

- [2.1] 宮野洋一, 八ツ繁公一, 藤本利昭: 柱 RC・梁 S で構成される架構の実験的研究 (その 1, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1829-1832, 1993.9
- [2.2] 河井慶太, 有馬文昭, 蔵田富雄, 鈴木亨, 東勝広: バンドプレートで補強された柱 RC 梁 S 工法の開発 (その 1~4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1833-1836, 1994.9
- [2.3] 中江晃彦, 早川邦夫, 細矢博, 舟山勇司ほか: 柱 RC 梁 S から成る構造物の部分架構実験 (その 1~5), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1615-1618, 1991.9, pp.1879-1880, 1992.8, pp.1843-1844, 1993.9, pp.1663-1664, 1994.9
- [2.4] 小澤潤治, 岩倉知行, 山本俊彦, 須田充司, 斉藤駿三: RC 柱・S はりで構成される合成架構に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1897-1898, 1992.8, pp.1667-1668, 1994.9
- [2.5] 谷垣正治, 野路利幸, 小坂英之, 岩田吉弘, 山本一朗, 小田稔, 小林知己ほか: 柱 RC 梁 S 構造の接合部性能に関する研究 (その 1~その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1657-1662, 1994.9
- [2.6] 吉松賢二, 河口俊郎, 濱田真: 柱 RC・梁 S 混合構造の接合部に関する実験的研究 (その 1~その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1641-1646, 1994.9
- [2.7] 高見信嗣, 増田安彦, 吉岡研三, 山口恒雄: 接合部鋼管を有する柱 RC・梁 S 架構の力学性状, 第1回鋼構造シンポジウム年次論文報告集, pp.139-146, 1993
- [2.8] 岩岡信一, 渡辺朋之, 津田聡史, 関口博, 馬上尚樹: 柱 RC 梁 S 構造の柱梁接合部に関する研究 (その 1~その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1675-1680, 1994.9
- [2.9] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990
- [2.10] 安田征一郎, 今中伸郎, 斉藤文孝, 東浦章, 佐藤和英: 梁 S, 柱 RC で構成される柱梁接合部の実験的研究 (その 1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1823-1828, 1993.9
- [2.11] 佐藤武, 張富明, 板倉康久: 柱貫通型 RC/S 接合部のせん断耐力及び変形性状に関する研究 (その 2~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1041-1044, 1997.9
- [2.12] 中出睦, 古川淳, 池永広幸, 市川昌和, 米奥久貴, 森本仁, 中野克彦, 松崎育弘: 柱貫通形・RCS 造十字型柱・梁接合部の実験的研究 (その 6), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1243-1244, 1998.9

データベースに用いた参考文献

(番号, 著者, 論文題目, 出典, 文献番号, 年代, 構造形式の順)

- 1) 長谷川則夫・丸山和秀・平川啓司・小林美亀雄・大手幸雄・中嶋一夫:「柱鉄骨量の少ないはりS柱SRC接合部の実験研究」, AIJ 大会梗概集(近畿), 1987, 柱SRC梁S
- 2) 長谷川隆・山内泰之・西山功・井崎征男:「鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁より成る混合構造」, AIJ 大会梗概集(近畿), 21405, 1987, 柱RC梁S
- 3) 西村泰志・南宏一・鈴木一彦・田中幸雄・山口育雄・大島基義・東端泰夫:「はりS・柱RCで構成される柱はり接合部の耐力と靱性に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(近畿), 21408, 1987, 柱RC梁S
- 4) 坂口昇・富永博夫・村井義則・高瀬雄一:「鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁接合部の耐力及び変形」, JCI 年次大会論文集, 2036, 1987, 柱RC梁S
- 5) 黒澤明・菊川和俊・石橋一彦:「柱鉄筋コンクリート造・梁鉄骨造接合部の実験的研究」, AIJ 大会梗概集(関東), 2939, 1988, 柱RC梁S
- 6) 山田聡・河村廣・谷明勲・増田学:「鉄骨鉄筋コンクリート柱・梁接合部の弾塑性変形並びに疲労崩壊性状に関する研究」, AIJ 大会梗概集(関東), 21372, 1988, 柱SRC梁SRC
- 7) 谷口考生・藤原慎司・谷岡利紀・西村泰志・南宏一:「SRC柱はり接合部における帯筋の配筋法に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(関東), 21373, 1988, 柱SRC梁SRC
- 8) 茂呂田雅幸・井崎征男・今仲伸郎・山内泰之・福知保長:「鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁より成るテーパーフランジ形式の柱-梁接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(関東), 21378, 1988, 柱RC梁S
- 9) 藤原勇・山口育雄・田中幸雄・木村衛・南宏一・西村泰志:「はりS・柱RCで構成される柱はり接合部の耐力と靱性に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(関東), 21380, 1988, 柱RC梁S
- 10) 黒澤明・菊川和俊・渡辺一弘・石橋一彦:「柱鉄筋コンクリート造・梁鉄骨造接合部の実験的研究」, AIJ 大会梗概集(九州), 2977, 1989, 柱RC梁S
- 11) 井崎征男・今仲伸郎・山内泰之・福知安:「鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁より成るテーパーフランジ形式の柱-梁接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(九州), 21537, 1989, 柱RC梁S
- 12) 西村泰志・田中幸雄・山口育雄・木村衛・南宏一:「はりS・柱RCで構成される柱はり接合部の耐力と靱性に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(九州), 21539, 1989, 柱RC梁S
- 13) 杉本裕志・富永博夫・村井義則・坂口昇・斎藤秀人・野崎次男:「鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構(RCSS 構法)の耐力及び変形性能」, AIJ 大会梗概集(九州), 21541, 1989, 柱RC梁S
- 14) 高橋康寛・筒井茂行・世良耕作・木坂洋司・藤原幹弘・西村泰志・南宏一:「軽量コンクリートを用いたはりS・柱SRCで構成される内部柱はり接合部のせん断破壊性状」, AIJ 大会梗概集(九州), 21546, 1989, 柱SRC梁S
- 15) 西村泰志・南宏一:「はりS・柱RCで構成される内部柱はり接合部の応力伝達機構」, AIJ 構造系論文報告集, 1989, 柱RC梁S
- 16) 黒澤明・中西靖直・菊川和俊・渡辺一弘・石橋一彦:「柱鉄筋コンクリート造・梁鉄骨造接合部の実験的研究」, AIJ 大会梗概集(中国), 21037, 1990, 柱RC梁S
- 17) 渡辺伸生・松井千秋・松村弘道・津田恵吾・上田大成:「突起付きH型钢を用いたSRC柱はり接合部の研究」, AIJ 大会梗概集(中国), 21404, 1990, 柱SRC梁SRC
- 18) 佐藤龍生・吉崎征二・成原弘之・石井治・田村幸一:「鉄骨梁交差貫通形式による柱RC・梁S複合構造の実験」, AIJ 大会梗概集(中国), 21422, 1990, 柱RC梁S
- 19) 西山功・山内泰之・長谷川隆:「RC柱とはりより成る柱はり接合部の水平加力実験」, AIJ 大会梗概集(中国), 21423, 1990, 柱RC梁S
- 20) 本間優子・杉山靖・藤村勝・東端泰夫・持田哲雄・毛井崇博:「柱RC梁S接合部の力学性状」, AIJ 大会梗概集(中国), 21424, 1990, 柱RC梁S
- 21) 坂口昇・富永博夫・関洋一・村井義則・山野辺宏治・河内武:「鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構(RCSS 構法)の耐力及び変形(ト型接合部のせん断耐力)」, AIJ 大会梗概集(中国), 21426, 1990, 柱RC梁S
- 22) 西村泰志・村上富士男・田中幸雄・小野徹郎・沢村牧人・南宏一・木村衛:「はりS・柱RCで構成される柱はり接合部の耐力と靱性に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(中国), 21429, 1990, 柱RC梁S
- 23) 井崎征男・山内泰之・福知保長:「鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁より成るテーパーフランジ形式の柱-梁接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(中国), 21431, 1990, 柱RC梁S
- 24) 滝口克己・堀口久人・五十嵐俊夫・井上健介・青木俊夫・加藤征宏:「三角スチフナを用いた鉄骨フープ筋コンクリート柱鉄骨はり接合部の終局耐力」, AIJ 大会梗概集(中国), 21444, 1990, 柱SHC梁S
- 25) 吉野次彦・狩野芳一・三瓶昭彦・佐々木仁:「プレキャストコンクリート柱と鉄骨梁で構成された混合構

- 造に関する研究], JCI 年次大会論文集, 2003, 1990, 柱RC梁S
- 26) 西村泰志・田中幸雄・木村衛・南宏一:「はりS・柱RCとする十字型骨組の力学的性状」, JCI 年次大会論文集, 2004, 1990, 柱RC梁S
 - 27) 菊川和俊・石橋一彦・渡辺一弘・黒澤明・中西靖直:「柱鉄筋コンクリート造、梁鉄骨造接合部の実験的研究 (トの字型の実験結果)」, AIJ 大会梗概集(東北), 2914, 1991, 柱RC梁S
 - 28) 橋井哲也・西村泰志・南宏一:「柱鉄筋コンクリート・はり純鉄骨で構成される骨組の弾塑性性状」, AIJ 大会梗概集(東北), 21600, 1991 柱RC梁S
 - 29) 早川幸孝・四方照雄:「柱RC-梁接合部の実験的研究」, AIJ 大会梗概集(東北), 21603, 1991, 柱RC梁S
 - 30) 田村幸一・佐藤龍生・吉崎征二・成原弘之:「定着鉄筋を用いた柱RC・梁S複合構造の実験」, AIJ 大会梗概集(東北), 21604, 1991, 柱RC梁S
 - 31) 以頭秀司・杉山靖・東端泰夫・藤村勝・毛井崇博:「柱RC梁接合部の力学性状 (十、ト字型接合部)」, AIJ 大会梗概集(東北), 21605, 1991, 柱RC梁S
 - 32) 毛井崇博・東端泰夫・杉山靖・以頭修司・藤村勝・本間優子:「柱RC梁接合部の力学性状 (T、L字型接合部)」, AIJ 大会梗概集(東北), 21606, 1991, 柱RC梁S
 - 33) 佐藤龍生・吉崎征二・成原弘之・田村幸一:「通しダイヤフラムを用いた柱RC-梁S複合構造の実験」, AIJ 大会梗概集(東北), 21607, 1991 柱RC梁S
 - 34) 塚越英夫・山田淳・三浦宣明・松尾英成・香田伸次・吉村昌宏:「接合部に鋳鋼を用い塞ぎ板で覆った鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁の実験的研究」, AIJ 大会梗概集(東北), 21609, 1991, 柱RC梁S
 - 35) 北野敦則・鬼塚康徳・後藤康明・城攻・柴田拓二:「SRC内部柱梁接合部の剪断抵抗性状に及ぼす接合部パネル形状等の影響」, AIJ 大会梗概集(東北), 21663, 1991, 柱SRC梁SRC
 - 36) 伊藤倫夫・佐藤邦昭・富田昭夫・佐伯俊夫・前田祥三・中村嘉宏:「複合構造に於ける鋳鋼製 SPLIT TEE 接合部に関する研究」, AIJ 大会梗概集(東北), 21665, 1991, 柱SRC梁S
 - 37) 角彰・益尾潔・瀬川輝夫・久徳敏治:「SRC造およびRC造柱・梁接合部に関する実験的研究」, JCI 年次大会論文集, 2088, 1991, 柱SRC梁SRC
 - 38) 黒澤明・石橋一彦・渡辺一弘・菊川和俊:「梁端部をRCで補強した柱RC梁Sの混合骨組の実験的研究」, JCI 年次大会論文集, 2090, 1991, 柱RC梁S
 - 39) 佐々木仁・三瓶昭彦・吉野次彦・松戸正士:「プレキャストコンクリート柱と鉄骨梁で構成される混合構造工法に関する研究開発」, JCI 年次大会論文集, 2114, 1991, 柱RC梁S
 - 40) 坂口昇:「鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される柱梁接合部パネルのせん断耐力」, AIJ 構造系論文報告集, 428, 1991, 柱RC梁S
 - 41) 村田耕司・原誠・山本正幸・上田忠男・東端泰夫・長嶋俊雄:「高強度コンクリートを用いた直交梁のない柱梁接合部の力学性状について」, AIJ 大会梗概集(北陸), 21788, 1992, 柱SRC柱SRC
 - 42) 鈴木敏郎・滝口克巳・堀口久人・梅林一貴・林秀行:「三角スチフナを用いた鉄骨フープ筋コンクリート柱鉄骨はり接合部の終局耐力」, AIJ 大会梗概集(北陸), 21789, 1992, 柱SHC梁S
 - 43) 寺岡勝・森田耕次・藤原敏夫・佐々木聡:「施工の簡易化をしたSRC構造柱・梁接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(北陸), 21791, 1992, 柱SRC梁SRC
 - 44) 長田肇・渡辺聡・佐藤和英・安田征一郎・西村美郷・黒正清治:「プレキャスト鉄骨鉄筋コンクリート構造における鉄筋溶接継手の影響に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(北陸), 21794, 1992, 柱SRC梁SRC
 - 45) 中江晃彦・安倍勇・早川邦夫・細矢博・平野晋・船山勇司:「柱RC、梁Sから成る構造物の部分架構実験」, AIJ 大会梗概集(北陸), 21853, 1992, 柱RC梁S
 - 46) 米澤健次・飯塚信一・野口博:「柱RC・梁Sの混合構造接合部の耐震性能に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(北陸), 21854, 1992, 柱RC梁S
 - 47) 鈴木宏一・山本光政・佐伯俊夫・山田俊一:「十字型定着金物を用いた柱RC・はりS工法の開発」, AIJ 大会梗概集(北陸), 21856, 1992, 柱RC梁S
 - 48) 田村幸一・佐藤龍生・成原弘之・勝倉靖:「簡易な仕口による柱RC梁S複合構造の実験」, AIJ 大会梗概集(北陸), 21860, 1992, 柱RC梁S
 - 49) 小澤潤治・岩倉知行・山本俊彦・須田充司・斉藤駿三:「RC柱・S造はりで構成される合成架構に関する研究」, AIJ 大会梗概集(北陸), 21862, 1992, 柱RC梁S
 - 50) 三瓶昭彦・佐々木仁・岸井知行・山本哲夫・小林進・久保田勤・五味晴人:「プレキャストコンクリート柱と鉄骨梁で構成される混合構造工法に関する研究開発」, AIJ 大会梗概集(北陸), 21863, 1992, 柱RC梁S
 - 51) 堀口久人・加藤征宏・鈴木敏郎・牧野俊雄・滝口克巳・田中京介:「H型鋼を弱軸に配したSRC柱Sは

- り接合部の力学性状に関する研究, AIJ 大会梗概集(北陸), 21869, 1992, 柱SRC梁S
- 52) 橋村一彦・小野徹郎・福知保長・石原清孝:「型枠プレートを用いた柱SRC-梁S接合部パネルの実験的研究」, AIJ 大会梗概集(北陸), 21870, 1992, 柱SRC梁S
- 53) 坂口昇:「鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構の剛性、耐力および変形」, AIJ 構造系論文報告集, 437, 1992, 柱RC・SRC梁S
- 54) 井上章男・郷田啓輔・西村泰志・佐々木良一・南宏一:「柱SRC・はりSで構成される柱はり接合部のせん断破壊性状に及ぼすフランジ幅の影響」, AIJ 大会梗概集(関東), 21777, 1993, 柱SRC梁S
- 55) 横山隆明・北野敦則・五十嵐雅彦・城攻・後藤康明・柴田拓二:「SRC造内部柱梁接合部の剪断抵抗性能に及ぼす接合部水平断面形状の影響」, AIJ 大会梗概集(関東), 21778, 1993, 柱SRC梁SRC
- 56) 濱田真・芳賀勇治・仲宗根淳・河口俊郎・松崎浩:「高強度コンクリートを用いた柱RC造・梁S造の接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(関東), 21830, 1993, 柱RC梁S
- 57) 笠松照親・飯塚信一・野口博:「柱RC・梁Sで構成された混合構造接合部の耐震性能に関する研究」, AIJ 大会梗概集(関東), 21833, 1993, 柱RC梁S
- 58) 安田征一郎・東浦章・今仲伸郎・佐藤和英・斎藤文孝:「梁S、柱RCで構成される柱梁接合部の実験的研究」, AIJ 大会梗概集(関東), 21835, 1993, 柱RC梁SRC S
- 59) 宮野洋一・八ツ繁公一・藤本利昭:「柱RC・梁Sで構成される架構の実験的研究」, AIJ 大会梗概集(関東), 21838, 1993, 柱RC梁S
- 60) 河井慶太・有馬文昭・蔵田富雄・鈴木亨・東勝宏:「バンドプレートで補強された柱RC・梁S構法の開発」, AIJ 大会梗概集(関東), 21840, 1993, 柱RC梁S
- 61) 松田壽彦・前田紹郎・黒木文雄・丸谷和秀・増田貫志:「鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁から成る混合構造の接合部に関する研究開発」, AIJ 大会梗概集(関東), 21844, 1993, 柱RC梁S
- 62) 中江晃彦・安倍勇・早川邦夫・細矢博・船山勇司・平野晋:「柱RC、梁Sから成る構造物の部分架構実験」, AIJ 大会梗概集(関東), 21845, 1993, 柱RC梁S
- 63) 勝倉靖・成原弘之・飯島昭治・佐藤龍生:「簡易な仕口による柱RC梁S複合構造の実験」, AIJ 大会梗概集(関東), 21847, 1993, 柱RC梁S
- 64) 小林知己・野路利幸・初瀬隆司・山本一朗・谷垣正治・山田哲也:「柱RC・梁S構造の接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(関東), 21848, 1993, 柱RC梁S
- 65) 黒木文雄・前田紹郎・松田壽彦・丸谷和秀・増田貫志:「鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁からなる混合構造の接合部に関する研究開発」, AIJ 大会梗概集(東海), 21321, 1994, 柱RC梁S
- 66) 吉松賢二・河口俊郎・濱田真:「柱RC・梁S混合構造の接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(東海), 21854, 1994, 柱RC梁S
- 67) 河井慶太・有馬文昭・蔵田富雄・鈴木亨・東勝広:「バンドプレートで補強された柱RC・梁S構法の開発」, AIJ 大会梗概集(東海), 21857, 1994, 柱RC梁S
- 68) 菊川和俊・渡辺一弘・中尾悟・石橋一彦・伊藤英勝:「柱鉄筋コンクリート、梁鉄骨造の接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(東海), 21859, 1994, 柱RC梁S
- 69) 谷垣正治・岩田吉弘・野路利幸・山本一朗・小坂英之・小田稔:「柱RC梁S構造の接合部性能に関する研究」, AIJ 大会梗概集(東海), 21862, 1994, 柱RC梁S
- 70) 中江晃彦・早川邦夫・細矢博・船山勇司・平野晋:「柱RC、梁Sから成る構造物の部分架構実験」, AIJ 大会梗概集(東海), 21865, 1994, 柱RC梁S
- 71) 成原弘之・飯島昭治・西田哲也・鈴木裕美:「簡易な仕口による柱RC梁S複合構造の実験」, AIJ 大会梗概集(東海), 21866, 1994, 柱RC梁S
- 72) 小澤潤治・山本俊彦・須田充司:「RC柱・S造はりで構成される合成架構に関する研究」, AIJ 大会梗概集(東海), 21867, 1994, 柱RC梁S
- 73) 村田義行・藤本純一・楊柳:「柱RC梁Sからなる混合構造物の架構実験」, AIJ 大会梗概集(東海), 21868, 1994, 柱RC梁S
- 74) 楊柳・村田義行・藤本純一:「柱RC梁Sからなる混合構造物の架構実験 (T字型架構実験)」, AIJ 大会梗概集(東海), 21870, 1994, 柱RC梁S
- 75) 岩岡信一・関口博・渡辺朋之・馬尚尚樹・津田聡史:「柱RC梁S構造の柱梁接合部に関する研究」, AIJ 大会梗概集(東海), 21871, 1994, 柱RC梁S
- 76) 津田聡史・関口博・渡辺朋之・馬尚尚樹・岩岡信一:「柱RC梁S構造の柱梁接合部に関する研究」, AIJ 大会梗概集(東海), 21872, 1994, 柱RC梁S
- 77) 松原敏子・鈴木敏郎・滝口克己・堀口久人:「三角スチフナを用いた鉄骨フープ筋コンクリート柱・鉄骨はり接合部の終局耐力」, AIJ 大会梗概集(東海), 21874, 1994, 柱SRC梁S
- 78) 藤本利昭・八ツ繁公一・宮野洋一:「柱RC・梁Sで構成される架構の実験的研究 (十字型・ト字型架

- 構の実験)], AIJ 大会梗概集(東海), 21876, 1994, 柱RC梁S
- 79) 宮野洋一・八ツ繁公一・藤本利昭:「柱RC・梁Sで構成される架構の実験的研究 (最上階T字型架構の実験)], AIJ 大会梗概集(東海), 21877, 1994, 柱RC梁S
 - 80) 岩下静司・鳥谷利夫・千葉脩・菊田茂美:「定着金物を用いた柱RC、梁Sの部分架構の実験的研究」, AIJ 大会梗概集(東海), 21878, 1994, 柱RC梁S
 - 81) 斎藤文孝・東浦章・今仲伸郎・佐藤和英・安田征一郎:「梁S、柱RCで構成される柱梁接合部の実験的研究」, AIJ 大会梗概集(東海), 21880, 1994, 柱RC梁S
 - 82) 安田征一郎・東浦章・今仲伸郎・佐藤和英・斎藤文孝:「梁S、柱RCで構成される柱梁接合部の実験的研究(T字型、L字型接合部実験)」, AIJ 大会梗概集(東海), 21882, 1994, 柱RC梁S
 - 83) 五十嵐賢次・木原隆明・山口雄二・矢川豊・稲田昇・望月重:「RC柱とS梁架構における柱梁接合部のせん断伝達効果に関する実験」, AIJ 大会梗概集(東海), 21883, 1994, 柱RC梁S
 - 84) 山添裕・中野和久・西村泰志・南宏一:「長締め高力ボルト引張り接合による混合構造の柱はり接合部の弾塑性挙動」, AIJ 大会梗概集(東海), 21886, 1994, 柱RC梁S
 - 85) 赤岩敏郎・妹尾嘉章・田所克也・高橋茂治:「RC梁主筋を鉄骨とコンクリートを介してRC柱に定着する工法の実験的研究」, AIJ 大会梗概集(東海), 21888, 1994, 柱RC梁RC
 - 86) 山本俊彦・大滝健・豊嶋学・磯雅人・青木洋一・小澤潤治・梶原恵治:「混合構造(柱RC・梁S) 実大架構の弾塑性挙動」, AIJ 大会梗概集(東海), 21890, 1994, 柱RC梁S
 - 87) 熊田隆康・熊田誠謙・田中義成・小西輝彦:「柱コアに形鋼を用いたRC造の柱・梁接合部の耐震性に関する研究」, AIJ 大会梗概集(東海), 21924, 1994, 柱SRC梁RC
 - 88) 西川義博・西村泰志・南宏一:「段差を有する柱SRC・はりSで構成される柱はり接合部のせん断破壊性状」, AIJ 大会梗概集(東海), 21926, 1994, 柱SRC梁S
 - 89) 宮内靖昌・長嶋俊雄・東端泰夫・木村衛・南宏一:「高強度コンクリートSRC柱梁接合部のせん断破壊性状」, AIJ 大会梗概集(東海), 21927, 1994, 柱SRC梁SRC
 - 90) 山添裕・西村泰志・南宏一:「長締め高力ボルト引張り接合による混合構造の柱はり接合部の弾塑性挙動」, JCI 年次大会論文集, 2207, 1994, 柱RC梁S
 - 91) 飯塚信一・笠松照親・野口博:「混合構造接合部の強度と剛性に関する実験的研究」, AIJ 構造系論文報告集, 461, 1994, 柱RC梁S
 - 92) 野田剣一・福知保長・若松慎三:「柱鉄骨負担分の小さい柱SRC-梁S接合部の実験的研究」, AIJ 大会梗概集(北海道), 22362, 1995, 柱SRC梁S
 - 93) 高見信嗣・増田安彦・吉岡研三:「柱RC梁S接合部の支圧性状」, AIJ 大会梗概集(北海道), 22435, 1995, 柱RC梁S
 - 94) 倉本洋・鴨川直昌・鴨下直樹・勅使川原正臣:「ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究」, AIJ 大会梗概集(北海道), 22441, 1995, 柱RC梁S
 - 95) 紅谷信行・金光演・野口博:「ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究」, AIJ 大会梗概集(北海道), 21446, 1995, 柱RC梁S
 - 96) 山中久幸・初瀬隆司・山田哲也・小坂英之・小田稔:「柱RC梁S構造の接合部性能に関する研究」, AIJ 大会梗概集(北海道), 22456, 1995, 柱RC梁S
 - 97) 佐藤博昭・石橋一彦・近藤龍哉・広沢雅也・清水泰:「RC柱内部で鉄骨梁を接合したハイブリッド接合部の実験研究 (十字型接合部の実験I)」, AIJ 大会梗概集(北海道), 22457, 1995, 柱RC梁S
 - 98) 荒川玄・小林潤・石橋一彦・清水泰・広沢雅也:「RC柱内部で鉄骨梁を接合したハイブリッド接合部の実験研究 (十字型接合部の実験II)」, AIJ 大会梗概集(北海道), 22458, 1995, 柱RC梁S
 - 99) 岩岡信一・渡辺朋之・津田聡史・関口博・藤森博志:「柱RC梁S構造の柱梁接合部に関する研究」, AIJ 大会梗概集(北海道), 22460, 1995, 柱RC梁S
 - 100) 石井正憲・矢川豊・山口雄二・稲田昇・望月重:「RC柱とS梁架構における柱梁接合部のせん断伝達効果に関する実験」, AIJ 大会梗概集(北海道), 22462, 1995, 柱RC梁S
 - 101) 鳥谷利夫・千葉脩・岩下静司・菊田繁美:「定着金物を用いた柱RC、梁Sの部分架構の実験的研究」, AIJ 大会梗概集(北海道), 22464, 1995, 柱RC梁S
 - 102) 菊川和俊・石橋一彦・渡辺一弘・黒澤明:「柱鉄筋コンクリート造、梁鉄骨造の接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(北海道), 22465, 1995, 柱RC梁S
 - 103) 渡辺一弘・石橋一彦・菊川和俊・黒澤明:「柱鉄筋コンクリート造、梁鉄骨造の接合部に関する実験的研究 (ト字型接合部の実験結果)」, AIJ 大会梗概集(北海道), 22466, 1995, 柱RC梁S
 - 104) 田中剛・田淵基嗣・福本昇・石原誠一郎:「長締めボルトを用いた柱RC・梁S混合構造接合部に関する研究」, AIJ 大会梗概集(北海道), 22468, 1995, 柱RC梁S
 - 105) 山添裕・小川龍二・西村泰志・南宏一:「長締め高力ボルト引張り接合による混合構造の柱はり接合部の弾

- 塑性挙動), AIJ 大会梗概集(北海道), 22469, 1995, 柱RC梁S
- 106) 豊嶋学・小澤潤次・山本俊彦・磯雅人:「RC柱・S造はりで構成される合成架構に関する研究 (ト型接合部の実験)」, AIJ 大会梗概集(北海道), 22472, 1995, 柱RC梁S
- 107) 磯雅人・小澤潤次・山本俊彦・豊嶋学:「RC柱・S造はりで構成される合成架構に関する研究 (T型・L型接合部の実験)」, AIJ 大会梗概集(北海道), 22473, 1995, 柱RC梁S
- 108) 崎浜博史・八ツ繁公一・宮野洋一:「柱RC梁Sで構成される架構の実験的研究」, AIJ 大会梗概集(北海道), 22474, 1995, 柱RC梁S
- 109) 山口雄二・矢川豊・石井正憲・稲田昇・望月重:「柱RC・梁S接合部に組立箱型鋼管を内臓したせん断耐力に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(北海道), 22477, 1995, 柱RC梁S
- 110) 福本昇・石原誠一郎:「バンドプレートで補強された柱RC・梁S構造の柱梁接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(北海道), 22478, 1995, 柱RC梁S
- 111) 吉松賢二・河口俊郎・濱田真:「柱RC・梁S混合構造の接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(北海道), 22479, 1995, 柱RC梁S
- 112) 渡辺一弘・石橋一彦・菊川和俊・黒澤明:「柱RC造・梁S造接合部のせん断耐力に関する実験的研究」, JCI 年次大会論文集, 1995, 柱RC梁S
- 113) 近藤龍哉・広沢雅也・石橋一彦・清水泰:「柱RC造・梁S造接合部のせん断補強法に関する実験的研究」, JCI 年次大会論文集, 1995, 柱RC梁S
- 114) 菅野良一:「柱RC・梁S混合構造接合部の支圧強度に関する研究」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22520, 1996, 柱RC梁S
- 115) 渡邊一弘・石橋一彦・鴨下直樹・菊川和俊・中嶋和子:「柱鉄筋コンクリート造・梁鉄骨造の接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22521, 1996, 柱RC梁S
- 116) 荒川玄・石橋一彦・広沢雅也・小林潤・清水泰:「RC柱接合部で梁鉄骨を接合したハイブリッド接合部の実験的研究」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22522, 1996, 柱RC梁S
- 117) 織部明人・安藤信好:「柱RC・梁Sとする接合部の応力挙動について」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22523, 1996, 柱RC梁S
- 118) 和田崇秀・高木聖司・中澤正賢・深澤協三・立花正彦・中野清司:「円形鋼管とウィングプレートを用いた柱RC・梁Sの混合構造の開発」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22524, 1996, 柱RC梁S
- 119) 坂尾恵司・吉松賢二・濱田真・河口俊郎:「高強度コンクリートを用いた柱RC梁S混合構造の接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22526, 1996, 柱RC梁S
- 120) 吉松賢二・坂尾恵司・濱田真・河口俊郎:「高強度コンクリートを用いた柱RC梁S混合構造の接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22527, 1996, 柱RC梁S
- 121) 山際憲博・矢川豊・山口雄二・石井正憲・松沢美津子・望月重:「RC柱とS梁架構における柱梁接合部の剪断耐力に関する実験」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22528, 1996, 柱RC梁S
- 122) 山口雄二・矢川豊・石井正憲・山際憲博・望月重:「RC柱とS梁架構における柱梁接合部の剪断耐力に関する実験」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22529, 1996, 柱RC梁S
- 123) 市川昌和・古川淳・石渡康弘・森本仁・矢下信之・松崎育弘:「中板を欠損させた柱RC造・梁S造接合部の構造性能に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22530, 1996, 柱RC梁S
- 124) 森本仁・細萱武・藤原達夫・市川昌和・古川淳・山本直樹・沢川正四郎・岡富邦広・中野克彦・松崎育弘:「柱貫通形・RC造十字型柱・梁接合部の実験的研究」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22531, 1996, 柱RC梁S
- 125) 青田晃治・渡辺朋之・岩岡信一・関口博・藤森博志:「柱RC梁S構造の柱梁接合部に関する研究」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22534, 1996, 柱RC梁S
- 126) 渡辺朋之・岩岡信一・青田晃治・関口博・藤森博志:「柱RC梁S構造の柱梁接合部に関する研究」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22536, 1996, 柱RC梁S
- 127) 畑中健一・森岡篤・山田薫・尾形素臣:「鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁の混合構造における研究」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22537, 1996, 柱RC梁S
- 128) 西野和弥・張富明・板倉康久:「柱貫通型RC/S接合部の剪断耐力および変形性状に関する研究」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22538, 1996, 柱RC梁S
- 129) 平野晋・野口聡・野口博:「柱RC・梁Sからなる構造物の部分架構実験」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22539, 1996, 柱RC梁S
- 130) 小澤潤治・公塚正行・青木雅秀・岩倉知行・吉田徳雄:「RC柱・S造はりで構成される合成架構に関する研究」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22540, 1996, 柱RC梁S
- 131) 青木雅秀・小澤潤治・公塚正行・岩倉知行・吉田徳雄:「RC柱・S造梁で構成される合成架構に関する研究」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22541, 1996, 柱RC梁S

- 132) 梶原恵治・中村洋行・小澤潤治・豊嶋学・磯雅人・千葉隆史：「混合構造（柱RC・梁S）実大架構の弾塑性挙動」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22544, 1996, 柱RC梁S
- 133) 鴨川直昌・倉本洋・勅使川原正臣・西山功：「柱貫通型RC S接合部の耐震性能に関する研究（カバープレート付接合部）」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22550, 1996, 柱RC梁S
- 134) 谷田正人・坂口昇・千葉脩・坂尾恵司・朝倉浩史：「柱貫通型RC S接合部のたいしん性能に関する研究（BCSタイプ）」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22552, 1996, 柱RC梁S
- 135) 松原正・紅谷信之・金洗演・野口博：「柱RC・梁S接合の形状が剪断耐力に与える影響」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22559, 1996, 柱RC梁S
- 136) 遠藤浩・松原正・金洗演・野口博：「柱に高強度コンクリートを用いたRC S接合部の実験概要」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22561, 1996, 柱RC梁S
- 137) 鳥井拓三・川端淳・本田勝敏・馬場望・西村泰志：「柱梁接合部の内部パネルから外部パネルへの応力伝達機構に関する一実験」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22563, 1996, 柱RC梁S
- 138) 馬場望・川端淳・本田勝敏・鳥井拓三・西村泰志：「梁貫通型RC S接合部の弾塑性挙動」, AIJ 大会梗概集(近畿), 22564, 1996, 柱RC梁S
- 139) 荒川玄・石橋一彦・広沢雅也・小林潤：「RC柱内部で梁鉄骨を接合したハイブリッド接合部の実験的研究」, JCI 年次論文報告集, 2222, 1996, 柱RC梁S
- 140) 福本昇・田淵基嗣・田中剛・佐藤尚隆：「長締めボルト引張接合形式による柱RC・梁S混合接合部に関する実験的研究」, JCI 年次論文報告集, 2225, 1996, 柱RC梁S
- 141) 金洗演・紅谷信行・野口博：「柱RC・梁S接合部の形状が剪断耐力に与える影響に関する研究」, JCI 年次論文報告集, 2226, 1996, 柱RC梁S
- 142) 山口雄二・矢川豊・石井正憲・望月重：「柱RC・梁S造の接合部におけるダイアフラム形状を考慮した剪断抵抗機構に関する実験」, JCI 年次論文報告集, 2227, 1996, 柱RC梁S
- 143) 市川昌和・古川淳・森本仁・松崎育弘：「中板を欠損させた柱RC造・梁S造接合部の構造性能に関する実験的研究」, JCI 年次論文報告集, 2228, 1996, 柱RC梁S
- 144) 萱嶋宣雄・日置尚志・金久保利之・藤澤正視・園部泰壽：「柱RC梁S混合構造の接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集（関東）, 22503, 1997, 柱RC梁S
- 145) 崎浜博史・八ツ繁公一・宮野洋一：「柱RC梁Sで構成される架構の実験的研究」, AIJ 大会梗概集（関東）, 22504, 1997, 柱RC梁S
- 146) 北谷裕美子・荒川玄・石橋一彦・広沢雅也・小林潤・清水泰：「RC柱内部で鉄骨梁を接合したハイブリッド接合部の実験的研究」, AIJ 大会梗概集（関東）, 22505, 1997, 柱RC梁S
- 147) 立石真男・石橋一彦：「RC柱内部で鉄骨梁を接合したハイブリッド接合部の実験的研究」, AIJ 大会梗概集（関東）, 22507, 1997, 柱RC梁RC
- 148) 岩淵一徳・吉松賢二・板尾恵司・濱田真：「柱RC・梁S混合構造の柱梁接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集（関東）, 22508, 1997, 柱RC梁S
- 149) 若松慎三・福知保長・野田剣一：「混合構造柱梁骨組の応力伝達に関する研究」, AIJ 大会梗概集（関東）, 22510, 1997, 柱RC梁S
- 150) 長塚典和・新林実・山本昌士：「柱RC・梁S造からなる混合構造の接続部に関する実験研究」, AIJ 大会梗概集（関東）, 22512, 1997, 柱RC梁S
- 151) 成原弘之・佐藤龍生・三木美一・池田宏俊：「簡易な仕口による柱RC梁S複合構造の実験」, AIJ 大会梗概集（関東）, 22513, 1997, 柱RC梁S
- 152) 池田宏俊・佐藤龍生・三木美一・成原弘之：「簡易な仕口による柱RC梁S複合構造の実験」, AIJ 大会梗概集（関東）, 22514, 1997, 柱RC梁S
- 153) 鴨下直樹・石橋一彦・渡邊一弘・黒澤明・菊川和俊・中嶋和子：「柱鉄筋コンクリート造、梁鉄骨造の接合部に関する研究」, AIJ 大会梗概集（関東）, 22520, 1997, 柱RC梁S
- 154) 張富明・佐藤武・板倉康久：「柱貫通形RC/S接合部のせん断耐力及び変形性状に関する研究」, AIJ 大会梗概集（関東）, 22521, 1997, 柱RC梁S
- 155) 村山浩久・古川淳・森本仁・中野克彦・市川昌和・中出睦・米奥久貴・松崎育弘：「柱貫通形・RC S造十字型柱・梁接合部の実験的研究」, AIJ 大会梗概集（関東）, 22523, 1997, 柱RC梁S
- 156) 福本昇・田淵基嗣・田中剛・佐藤尚隆・古川淳：「長締めボルトを用いた柱RC・梁S混合構造接合部に関する研究」, AIJ 大会梗概集（関東）, 22526, 1997, 柱RC梁S
- 157) 中出睦・米奥久貴・池永広幸・中野克彦・市川昌和・森本仁・松崎育弘：「柱貫通型・RC S造ト字形柱・梁接合部の実験的研究」, AIJ 大会梗概集（関東）, 22527, 1997, 柱RC梁S
- 158) 鳥井拓三・山下恵司・馬場望・小山高志・山地貴裕・西村泰志：「ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究」, AIJ 大会梗概集（関東）, 22531, 1997, 柱RC梁S

- 159) 杉広邦夫・板谷秀彦・西山功：「ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究」, AIJ 大会梗概集 (関東), 22533, 1997, 柱RC梁S
- 160) 藤原敏夫・田中清・佐々木聡・米山真一朗・小林進・松井由紀：「施工性向上を図った柱SRC・梁S構造接合部の中層建物への適用」, AIJ 大会梗概集 (関東), 22543, 1997, 柱SRC梁S
- 161) 本間完介・富田昭夫・上野正夫・鈴木宏一：「鋼板接合部を用いた柱RC・梁S工法の開発」, AIJ 大会梗概集 (九州), 22618, 1998, 柱RC梁S
- 162) 崎浜博史・西原寛・宮野洋一：「柱RC梁Sで構成される架構の実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (九州), 22619, 1998, 柱RC梁S
- 163) 野々上昌弘・日置尚志・萱嶋宣雄・金久保利之・藤澤正視・園部泰壽・大野義昭：「柱RC梁S混合構造の接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (九州), 22621, 1998, 柱RC梁S
- 164) 山田薫・柳沢学・尾形泰臣：「鑄鋼を用いた混合構造接合部の実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (九州), 22626, 1998, 柱RC梁S
- 165) 増田寿史・田淵基嗣・田中剛・福本昇：「長締め高力ボルトを用いた柱RC・梁S混合構造接合部に関する研究」, AIJ 大会梗概集 (九州), 22627, 1998, 柱RC梁S
- 166) 白頭浩之・林隆浩・柳沢学・尾形泰臣：「PRC杭柱・鉄骨梁の混合構造に関する研究」, AIJ 大会梗概集 (九州), 22628, 1998, PRC杭梁S
- 167) 渡邊信也・吉松賢二・濱田真・佐藤玲圭・岩淵一徳：「柱RC・梁S混合構造の柱梁接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (九州), 22630, 1998, 柱RC梁S
- 168) 蕨鉄盛史・石田健吾・光成和昭：「梁貫通ふさぎ板形式RCS混合構造架構の構造性能に関する実験」, AIJ 大会梗概集 (九州), 22633, 1998, 柱RC梁S
- 169) 藤本恭久・藤井滋人・馬場望・西村泰志：「はり貫通形式RCS接合部の応力伝達機構に影響をおよぼす因子に関する研究」, AIJ 大会梗概集 (九州), 22635, 1998, 柱RC梁S
- 170) 山根寧朗・三村裕一・西村泰志：「高力ボルト引張接合を用いた鉄骨鉄筋コンクリート造柱はり接合部のディテールの開発」, AIJ 大会梗概集 (九州), 22665, 1998, 柱SRC梁SRC
- 171) 奥田尚充・北野敦則・城攻：「SRC造内柱梁接合部構成要素の剪断応力分担に関する考察」, AIJ 大会梗概集 (九州), 22666, 1998, 柱SRC梁SRC
- 172) 川辺淳・福知保長・若松慎三：「柱RC・梁S混合構造接合部応力伝達に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (中国), 22514, 1999, 柱RC梁S
- 173) 馬場望・西村泰志：「はり貫通形式RCS接合部の応力伝達機構に影響をおよぼす因子に関する研究」, AIJ 大会梗概集 (中国), 22515, 1999, 柱RC梁S
- 174) 前田安美・馬場望・西村泰志：「はり貫通形式RCS接合部の応力伝達機構に影響をおよぼす因子に関する研究」, AIJ 大会梗概集 (中国), 22516, 1999, 柱RC梁S
- 175) 永原克巳・橋本康則・藤田佳広・西村勝尚・江戸宏彰・山田守：「高力ボルト接合を用いた簡略な柱RC・梁S接合部に関する実大実験」, AIJ 大会梗概集 (中国), 22517, 1999, 柱RC梁S
- 176) 山内茂一・千葉修・岩下静司・菊田繁美・三輪明広・鳥谷利夫：「柱RC梁S構造の柱梁接合部の実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (中国), 22518, 1999, 柱RC梁S
- 177) 菅野良一・森修・芳賀勇治・山本憲司：「柱RC梁S混合構造の接合部に関する十字型加力実験」, AIJ 大会梗概集 (中国), 22519, 1999, 柱RC・SRC梁S
- 178) 濱田真・佐藤玲圭・渡邊信也・吉松賢二・岩淵一徳：「柱RC・梁S混合構造の柱梁接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (中国), 22521, 1999, 柱RC梁S
- 179) 柳瀬高仁・鈴木敏夫・長田肇・柳沢学・渡辺聡・近藤悟：「梁S, 柱RCで構成される柱梁接合部の実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (中国), 22522, 1999, 柱RC梁S
- 180) 中川健太郎・高瀬雄一・竹間信博・香田伸次：「RCS T構法の開発」, AIJ 大会梗概集 (中国), 22524, 1999, 柱CFT梁S
- 181) 崎浜博史・西原寛：「柱RC梁Sで構成される架構の実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (中国), 22526, 1999, 柱RC梁S
- 182) 清水史彦・安藤信好：「柱RC・梁S混合構造の一開発例」, AIJ 大会梗概集 (中国), 22527, 1999, 柱RC梁S
- 183) 坂口昇・山野辺宏治・中澤春生・友永久雄：「フラットバーフープを用いた鉄骨鉄筋コンクリート造柱梁接合部の耐震性能」, AIJ 大会梗概集 (中国), 22576, 1999, 柱SRC梁SRC
- 184) 山崎慎介・北野敦則・門田晃・後藤康明・城攻：「SRC造柱梁接合部の剪断耐力に及ぼす影響要因に関する実験的検討」, AIJ 大会梗概集 (東北), 22577, 2000, 柱SRC梁SRC
- 185) 上田博之・福山國夫・石川裕次・坂東良憲・岡本晴彦・村井和雄・立花正彦・小室直人：「梁下端筋定着に鉄筋コブを用いたSRC造柱・梁接合部の実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (東北), 22579, 2000, 柱

SRC梁RC・SRC

- 186) 渡辺秀仁・千葉脩・大井貴之・佐々木裕幸・小堀隆治・菊田繁美：「SRC梁架構の繰り返し水平方向加力実験」, AIJ 大会梗概集 (東北), 22581, 2000, 柱CFT・SRC梁SC
- 187) 宗宮由典・福知保長・川辺淳・大島穰：「柱RC、梁S接合部における応力伝達、及び耐力評価に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (東北), 22616, 2000, 柱RC梁S
- 188) 飯塚正義・黒田洋子：「梁貫通型柱RC梁S構造十字型接合部の実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (東北), 22618, 2000, 柱RC梁S
- 189) 黒田洋子・飯塚正義：「梁貫通型柱RC梁S構造十字型接合部の実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (東北), 22619, 2000, 柱RC梁S
- 190) 菅野良一・森修・芳賀勇治：「柱RC梁S混合構造の接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (東北), 22620, 2000, 柱RC梁S
- 191) 崎浜博史・西原寛：「柱RC梁Sで構成される架構の実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (東北), 22622, 2000, 柱RC梁S
- 192) 山田守・西村勝尚・藤田佳広・新居努・江戸宏彰・永原克巳：「高力ボルト接合を用いた簡略な柱RC・梁S接合部に関する実大実験」, AIJ 大会梗概集 (東北), 22623, 2000, 柱RC梁S
- 193) 馬場望・前田安美・西村泰志：「はり貫通形式RCS接合部の応力伝達機構に影響をおよぼす因子に関する研究」, AIJ 大会梗概集 (東北), 22625, 2000, 柱RC梁S
- 194) 小川彰宏・高瀬雄一・中西啓二・山野辺宏治：「RCST構法の開発」, AIJ 大会梗概集 (東北), 22627, 2000, 柱CFT梁S
- 195) 山下靖彦・岡本達雄・毛井崇博・太田秀彦：「柱鉄骨量の少ないSRC柱+S梁架構の強度性状に関する研究」, AIJ 大会梗概集 (東北), 22640, 2000, 柱SRC梁S
- 196) 岡安隆史・福元敏之・富田昭夫・福田孝晴・河野賢一・矢口卓郎：「小さいH形鋼を用いた柱SRC梁S構造柱梁接合部の実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (東北), 22641, 2000, 柱SRC梁S
- 197) 北野敦則・門田晃・山崎慎介・後藤康明・城攻：「SRC造内柱梁接合部の終局剪断耐力に及ぼす形状要因に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (関東), 22525, 2001, 柱SRC梁SRC
- 198) 西村泰志・馬場望・宮内靖昌・東端泰夫・毛井嵩博：「柱SRC梁Sで構成される半剛柱梁接合部の力学性状に関する研究」, AIJ 大会梗概集 (関東), 22528, 2001, 柱SRC梁S
- 199) 吉野茂・細川洋治・加藤慎司・黒坂誠・岩岡信一：「鉄骨梁を鉄筋コンクリート柱内で接合する柱梁接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (関東), 22545, 2001, 柱RC梁S
- 200) 加藤慎司・細川洋治・一條祐三・吉野茂・一柳成幸：「鉄骨梁を鉄筋コンクリート柱内で接合する柱梁接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (関東), 22546, 2001, 柱RC梁S
- 201) 渡辺聡・小林恒一・安藤信好：「斜めスチフナを有するRC柱-S梁接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (関東), 22547, 2001, 柱RC梁S
- 202) 渡邊朋之・岩岡信一・青田晃治・堀伸輔：「柱RC梁S構造の柱梁接合部に関する研究」, AIJ 大会梗概集 (関東), 22548, 2001, 柱RC梁S
- 203) 毛井崇博・木村秀樹・宮内靖昌・太田秀彦・佐々木幸男・馬場望・西村泰志：「せん断補強筋を簡易化した柱RC梁S接合部の力学性状に関する研究」, AIJ 大会梗概集 (関東), 22549, 2001, 柱RC梁S
- 204) 大島穰・福知保長・若松慎三：「柱SRC梁S構造接合部における応力伝達及び耐力評価に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (関東), 22551, 2001, 柱SRC梁S
- 205) 西川卓・堺純一：「芯鉄骨合成柱とRC梁で構成された十字型架構の弾塑性性状に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (北陸), 22533, 2002, 柱RC梁RC
- 206) 馬場望・西村泰志：「梁貫通形式から柱貫通形式へ接合部ディテールが変化するRCS柱梁接合部の力学的性状」, AIJ 大会梗概集 (北陸), 22534, 2002, 柱RC梁S
- 207) 久保田淳・福元敏之・富田昭夫・福田隆晴・瀬戸裕：「スプリットティ接合を用いた鉄骨鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁接合部の実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (北陸), 22535, 2002, 柱SRC梁S
- 208) 塚越英夫・坂本真一・神野靖夫：「混合構造におけるリングパネルを用いた接合部の開発」, AIJ 大会梗概集 (北陸), 22537, 2002, 柱S・CFT梁S
- 209) 今野修・山本憲一郎・井上寿也・益尾潔：「ウェブを貫通させて重ね継ぎしたせん断補強筋をもつSRC柱梁接合部の耐力と変形性状」, AIJ 大会梗概集 (北陸), 22539, 2002, 柱SRC梁SRC
- 210) 若松慎三・福知保長・大島穰：「柱SRC梁S構造接合部における応力伝達に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (北陸), 22540, 2002, 柱SRC梁S
- 211) 今村輝武・岡村喜吉・吉田直弘・宮木聡・杉山和政・東間敬造：「小断面鉄骨を内蔵した柱SRC梁S構造の柱梁接合部に関する実験的研究」, AIJ 大会梗概集 (北陸), 22543, 2002, 柱SRC梁S

第3章 SRC造柱梁接合部の実験的検討

第1節 概説

第2節 実験計画

3.2.1 試験体概要既往の設計式の適合性

3.2.2 試験体詳細

3.2.3 使用材料

3.2.4 加力装置および加力方法

3.2.5 計測方法

第3節 実験結果および考察

3.3.1 亀裂および破壊性状既往の設計式の適合性

3.3.2 復元力特性

3.3.3 耐力

3.3.4 接合部せん断変形角

第4節 まとめ

第3章の参考文献

第3章 SRC造柱梁接合部の実験的検討

第1節 概説

第1章で述べたように、現在合成構造柱梁接合部の研究は盛んに行われているが、応力伝達に関して言及した研究が少なく、汎用性があり精度の高い設計式を評価するためには、応力伝達機構の解明が必要である。第2章では現行の日本建築学会 SRC 規準式は接合部せん断耐力を過小に評価することを明らかにし、さらに接合部せん断耐力に与える影響要因について明らかにした。

本章では、実験的に柱梁接合部の構成要素の負担分や影響を明確にするために SRC 造内部柱梁接合部を対象に加力実験を行う。

実験は4シリーズに分けて行った。以下にシリーズ毎の実験変数を示す。

1シリーズの実験変数は、梁柱せい比、コンクリート強度、第2シリーズの実験変数は接合部水平断面形状、第3シリーズでは内部鉄骨形状の相違、コンクリート強度、第4シリーズでは柱に対して梁が偏心して取り付く場合、コンクリート強度である。

第2節の実験概要で試験体の設計、使用材料、加力方法および計測方法について説明をし、第3節で実験結果についての検討および考察について述べる。

第2節 実験計画

3.2.1 試験体概要

全シリーズとも試験体は図3.2.1に示すように多層多スパンSRC矩形ラーメンの中間階の柱梁接合部を想定し、柱梁の中央反曲点位置で切り出した平面十字形の試験体で実寸の約1/2縮尺模型である。直交梁とスラブは省略した。なお、内部鉄骨の耐力負担分を調べるためにSRC試験体に内包した鉄骨と同形状の純鉄骨試験体の加力実験も行った。

試験体名称は下記に示すように設定した。

SRC—○—□

第1項

SRC:鉄骨鉄筋コンクリート試験体

S:鉄骨試験体

第2項

○:鉄骨形状による番号

第3項

B=接合部幅内で鉄骨のみ直交梁有り

W=直交ウェブ有り

H=高強度コンクリート使用

E=柱に対する梁の偏心

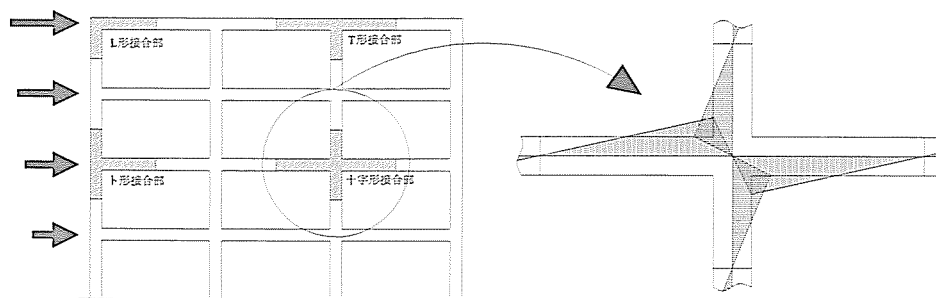


図 3.2.1 対象試験体

表 3.2.1 に試験体諸元一覧を示す。全ての試験体とも柱梁接合部でのせん断破壊が先行するように、AIJ 規準式による接合部終局せん断耐力が柱および梁の曲げおよびせん断耐力よりも小さくなるよう設計した。内包される鉄骨の柱断面は組立十字形鋼または組立 H 形鋼とし、梁は組立 H 鋼とし、接合部は梁フランジ貫通型とした。

以下に試験毎の実験変数について説明する。また、試験体概略を図 3.2.2 に示す。

なお、実験変数毎の試験体表については第 4 章表 4.3.1 を参照していただきたい。

表 3.2.1 試験体諸元一覧

シリーズ	試験体名	実験変数	柱				梁				接合部							
			柱幅(c_b)x 柱せい(c_d)	せん断 補強筋 比(w_p)	使用 鉄筋		梁幅(g_b)x 梁せい(g_d)	せん断 補強筋 比(w_p)	使用 鉄筋		せん断 補強筋 比(w_p)	鉄骨						
					加力	直交			加力	直交		加力	直交					
mm	%			mm	%			%										
1	SRC-1-BW	基準	300x300	0.37	A	①	⑤	200x300	0.37	a	①	0.19	①	⑤				
	SRC-2-BW	梁せい200						200x200							⑧			
	SRC-3-BW	梁せい400						200x400							⑨			
	SRC-1-BWH	高強度800(実強度500)						200x300							⑩			
2	SRC-1-W	基準	400x300	0.28	B	②	⑥	300x300	0.25	b	②	0.14	②	⑤				
	SRC-4-W	Azone2倍						①							⑤			
	SRC-5-W	Bzone2倍						①							⑤			
	SRC-6-W	Czone2倍						①							⑤			
3	SRC-1-BW16	直交フランジ16	300x300	0.37	A	③	-	300x300	0.37	b	①	0.19	③	-				
	SRC-7	柱H鉄骨強軸加力	300x300					①							⑤			
	SRC-1-WH8	高強度800(実強度600)	300x300					①							⑤			
	SRC-8-W	Czone(直交H型300)	400x300					0.28							①	⑥	0.14	①
4	SRC-11-W	柱せい500	300x500	0.37	C	④	⑤	200x300	0.37	c	①	0.19	④	⑤				
	SRC-11-WE	直交フランジ偏心	500x300	0.22				①							⑦	0.11	①	⑦
	SRC-12-W	柱幅500	500x300	0.22				①							⑦	0.11	①	⑦
	SRC-12-WE	梁偏心	500x300	0.22				①							⑦	0.11	①	⑦
SRC-1-WH9	高強度900(実強度700)	300x300	0.37	A	①	⑤	200x300	0.37	d	①	0.19	①	⑤					

使用鉄骨 ①: BH-200×100×4.5×16 ②: BH-200×200×4.5×16 ③: BH-200×100×12×16 ④: BH-400×100×4.5×16 ⑤: BH-200×100×4.5×9 ⑥: BH-300×100×4.5×9 ⑦: BH-400×100×4.5×9 ⑧: BH-130×100×4.5×16 ⑨: BH-270×100×4.5×16 ⑩: BH-200×100×0×9	使用柱主筋 A: 12-D10 B: 12-D10 C: 16-D10
	使用梁主筋 a: 4-D13(SD1000相当), 4-D10(SD800相当) b: 4-D13(SD685), 4-D10(SD685) c: 8-D13(SD1000相当) d: 8-D19(SD785)

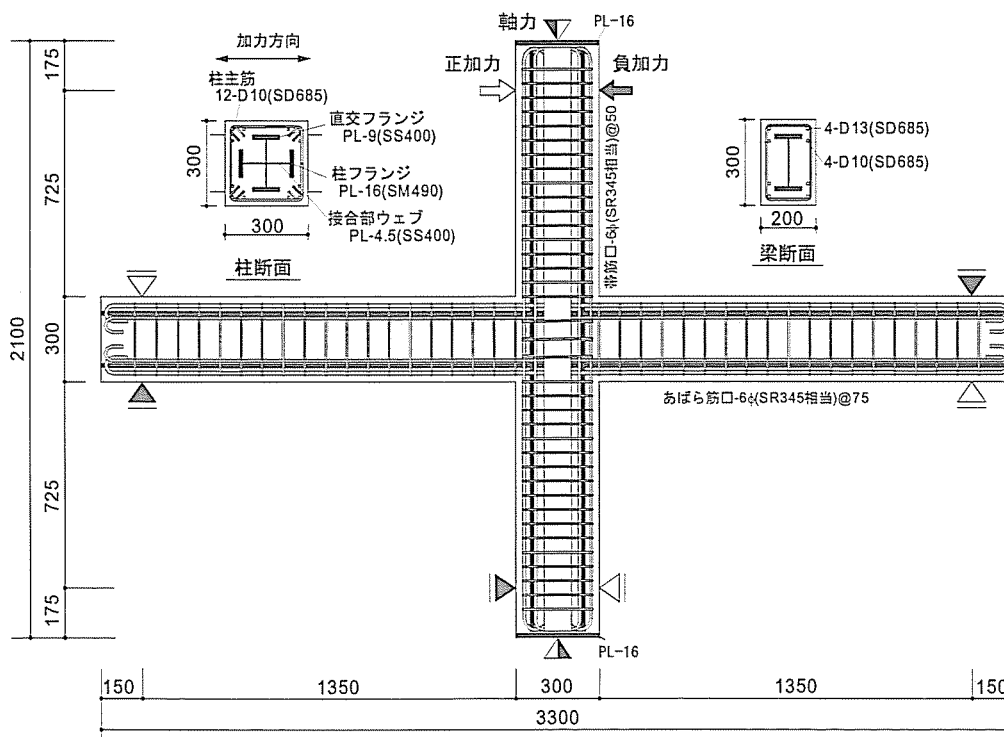


図 3.2.2 試験体全体図(SRC-1-W)

3.2.2 試験体詳細

1)鉄骨

図 3.2.3 に試験体に内包した鉄骨の姿図，溶接方法および孔明け図を示す。鉄骨は全て溶接組立鋼とし，梁フランジ貫通型としてある。また，せん断補強筋および梁主筋を貫通させるための孔を梁ウェブに設けてある。

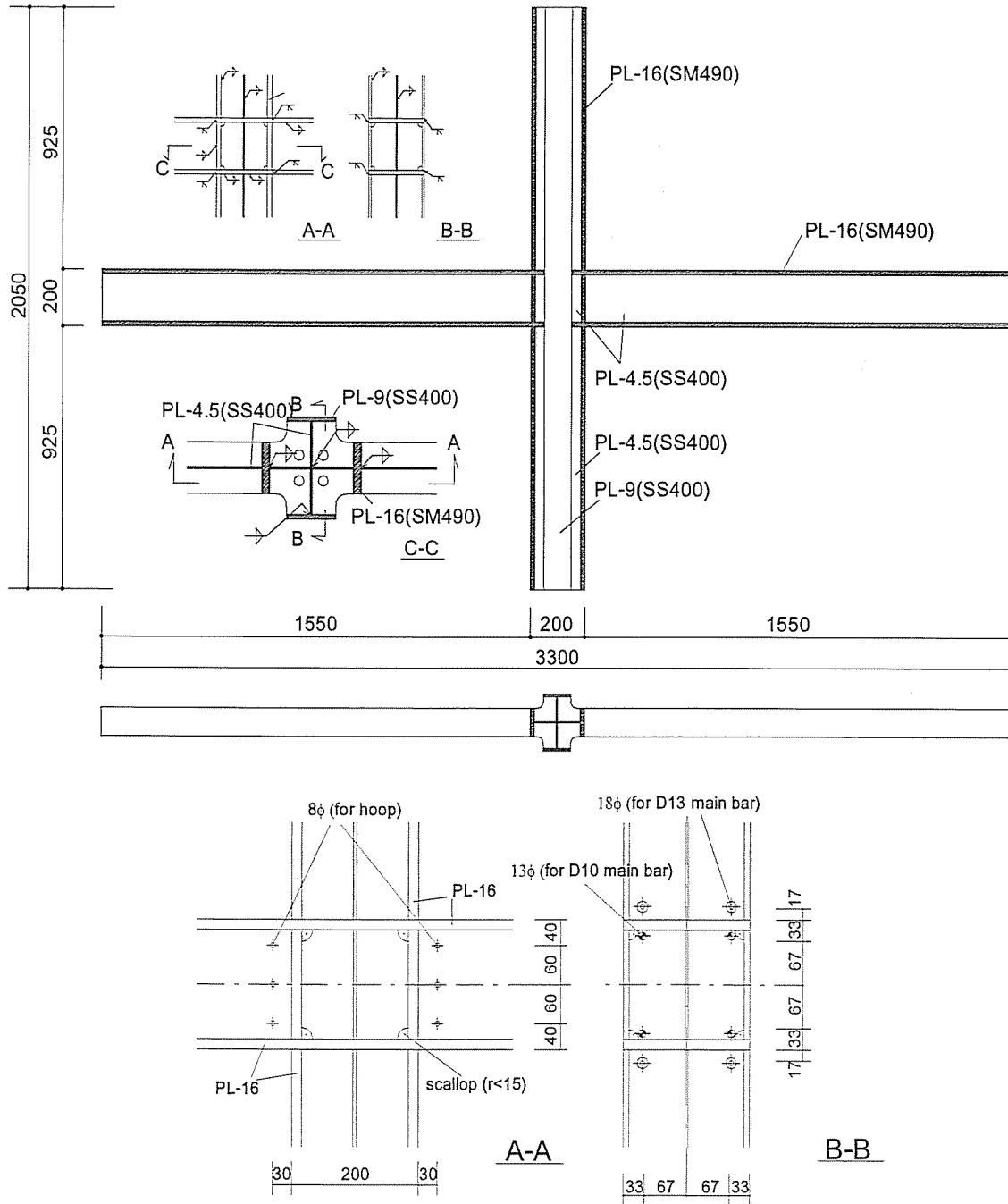


図 3.2.3 鉄骨姿図および溶接・孔明け加工図(SRC-1-W)

2)接合部詳細

[第1シリーズ]

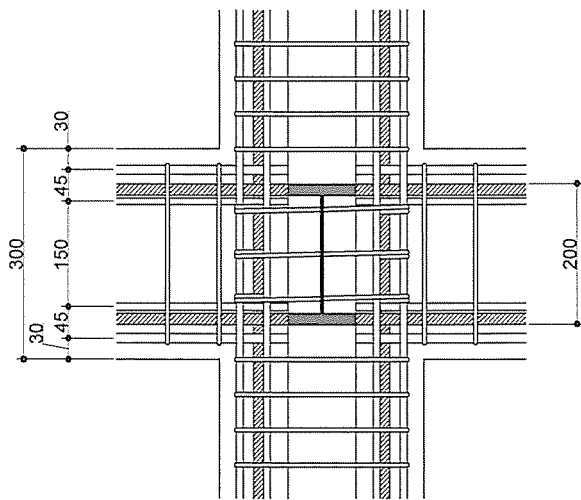
接合部詳細図を図 3.2.4 に示す。実験変数は、柱せいを一定とし梁せいを变化させた梁柱せい比、コンクリート強度とした。

□SRC-1-BW：基準試験体で柱断面形状 300mm×300mm、梁断面形状 200mm×300mm、コンクリート設計強度 $F_c=30\text{N/mm}^2$ 。

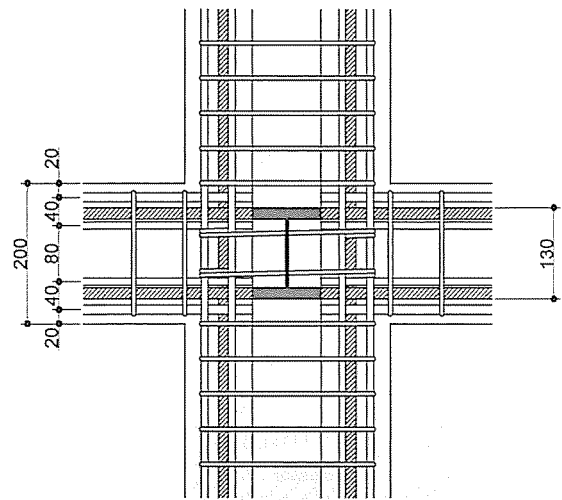
□SRC-2-BW：梁せいを 200mm にした試験体。

□SRC-3-BW：梁せいを 400mm にした試験体。

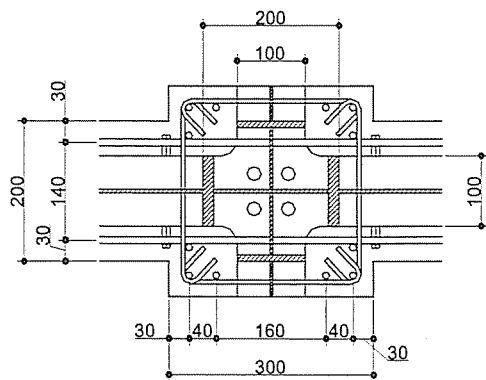
□SRC-1-BWH：コンクリート設計強度 $F_c=80\text{N/mm}^2$ とした試験体。



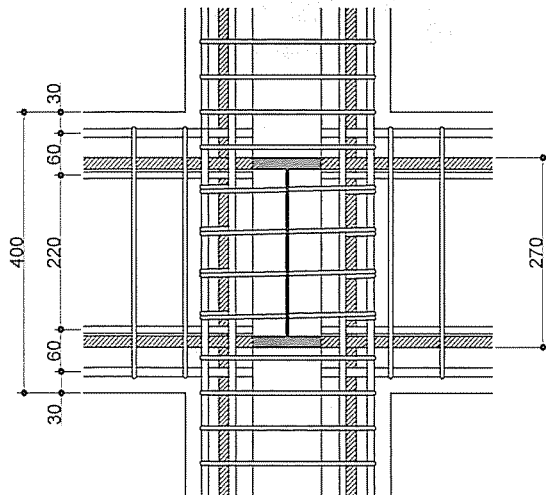
接合部立面図(SRC-1-BW, SRC-1-BWH)



接合部立面図(SRC-2-BW)



接合部断面図(第1シリーズ共通)



接合部立面図(SRC-3-BW)

図 3.2.4 接合部詳細図(第1シリーズ)

[第2シリーズ]

接合部詳細図を図 3.2.5 に示す。接合部水平断面を応力伝達機構が異なると思われる3つの zone に分け、それぞれ梁中心位置から Azone, Bzone, Czone とした。基本的に Azone は梁鉄骨幅、Bzone は梁鉄骨幅から SRC 梁幅まで、Czone は SRC 梁幅から柱幅までという定義とした。実験変数は各 zone 幅および直交ウェブの影響、接合部内鉄骨直交梁の影響である。

□SRC-1-W：第1シリーズの実験結果から、接合部内の鉄骨直交梁（直交フランジより外側の部分）の有無の影響は無いと思われたので、第2シリーズ以降では接合部内の鉄骨直交梁を無くしたため、基準試験体と同形状で接合部内鉄骨直交梁を無くした試験体。この試験体も基準試験体とする。

□SRC-1：直交ウェブが接合部応力伝達機構に及ぼす影響を調べるために SRC-1-W の接合部内の直交ウェブのみを無くした試験体

□SRC-4-W：Azone 幅を 200mm とした試験体。

□SRC-5-W：Bzone 幅を 200mm とした試験体。

□SRC-6-W：Czone 幅を 200mm とした試験体。

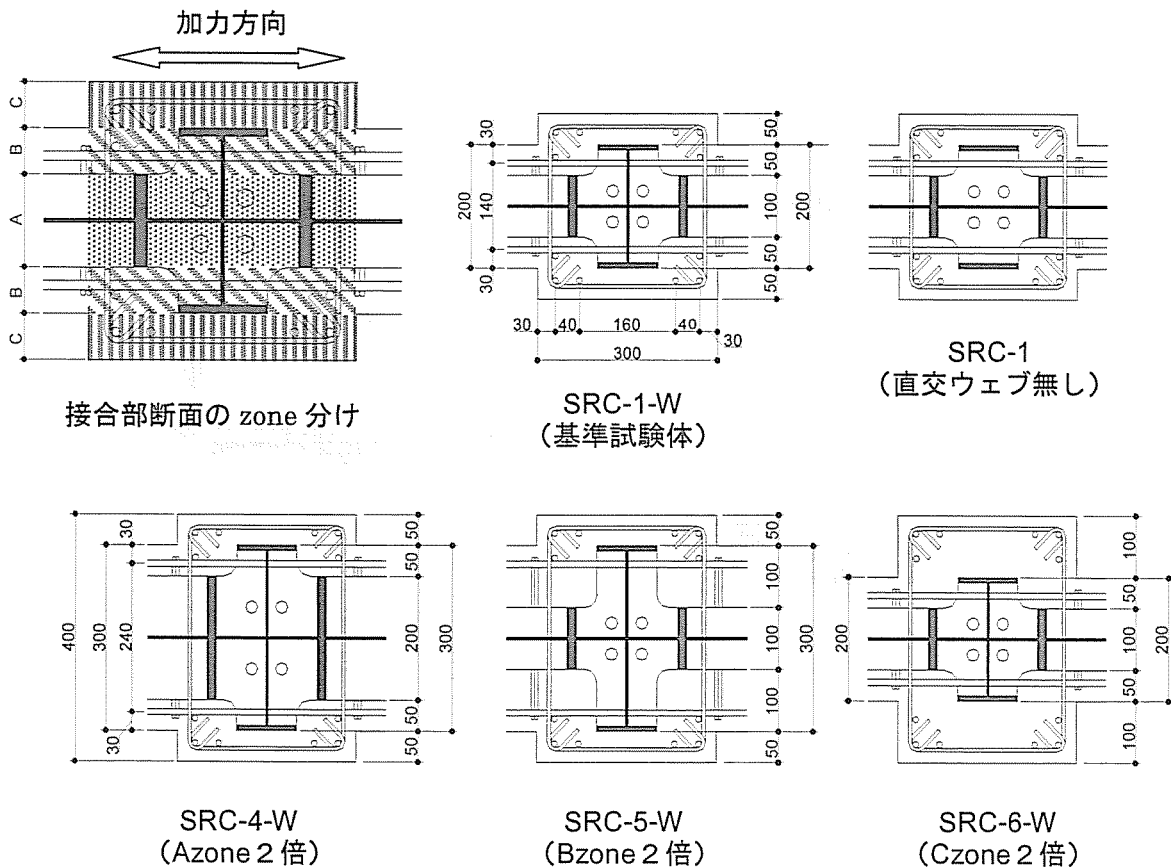


図 3.2.5 接合部詳細図(第2シリーズ)

[第3シリーズ]

接合部詳細図を図 3.2.6 に示す。このシリーズでは第2シリーズまでに、検討できなかった実験変数を補う目的で試験体を作成した。実験変数は、直交フランジ位置および厚さの影響、コンクリート強度である。

- SRC-1-BW16：直交フランジ厚を 16mm とした試験体。
- SRC-7：直交フランジを無くし柱鉄骨をH型として、基準試験体と同じ鉄骨負担せん断力とするために、基準試験体における直交フランジ断面積と鉄骨ウェブ断面積を累加し、接合部ウェブ厚を 12mm とした試験体。
- SRC-8-W：これまでの試験体は直交フランジ間距離が SRC 梁幅と同じであったが、直交フランジが SRC の梁幅よりも跳ね出した場合の影響を調べるために、外形は SRC-6-W と同じで、内部の鉄骨形状を SRC-5-W と同形状とした試験体。
- SRC-1-WH8：第1シリーズにおける SRC-1-BWH はコンクリートの設計基準強度 F_c は 80N/mm^2 であったが実際には 50N/mm^2 しか発現しなかったため、再び $F_c=80\text{N/mm}^2$ とした試験体。

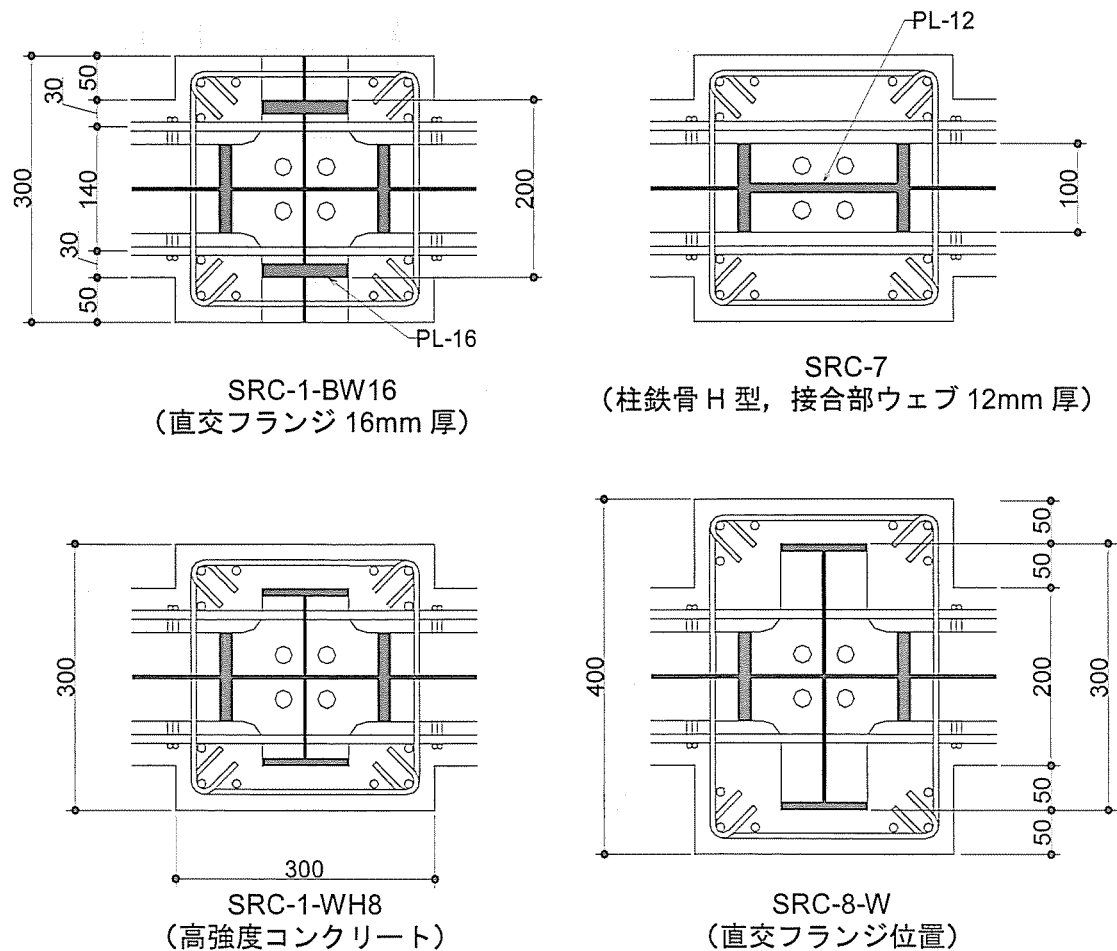


図 3.2.6 接合部詳細図(第3シリーズ)

[第4シリーズ]

接合部詳細図を図 3.2.7 に示す。このシリーズでは実験変数を柱せい、柱幅、梁の偏心およびコンクリート強度とした。

□SRC-11-W：柱せいを 500mm とした試験体。

□SRC-11-WE：SRC-11-W と外形は同じであるが、直交梁が加力方向に偏心した場合を想定して、直交フランジ位置を加力方向に 100mm 偏心させた試験体。

□SRC-12-W：柱幅を 500mm とした試験体。直交フランジ間距離は 400mm となっている。

□SRC-12-WE：加力方向に取り付く梁が 100mm 偏心した試験体。

□SRC-1-WH9：第3シリーズまでのコンクリート強度を変数とした試験体は実コンクリート強度の最高が 60N/mm^2 程度であったため、規準書の適用範囲に収まる程度であったため、さらに高いコンクリート強度を目指して設計した試験体。

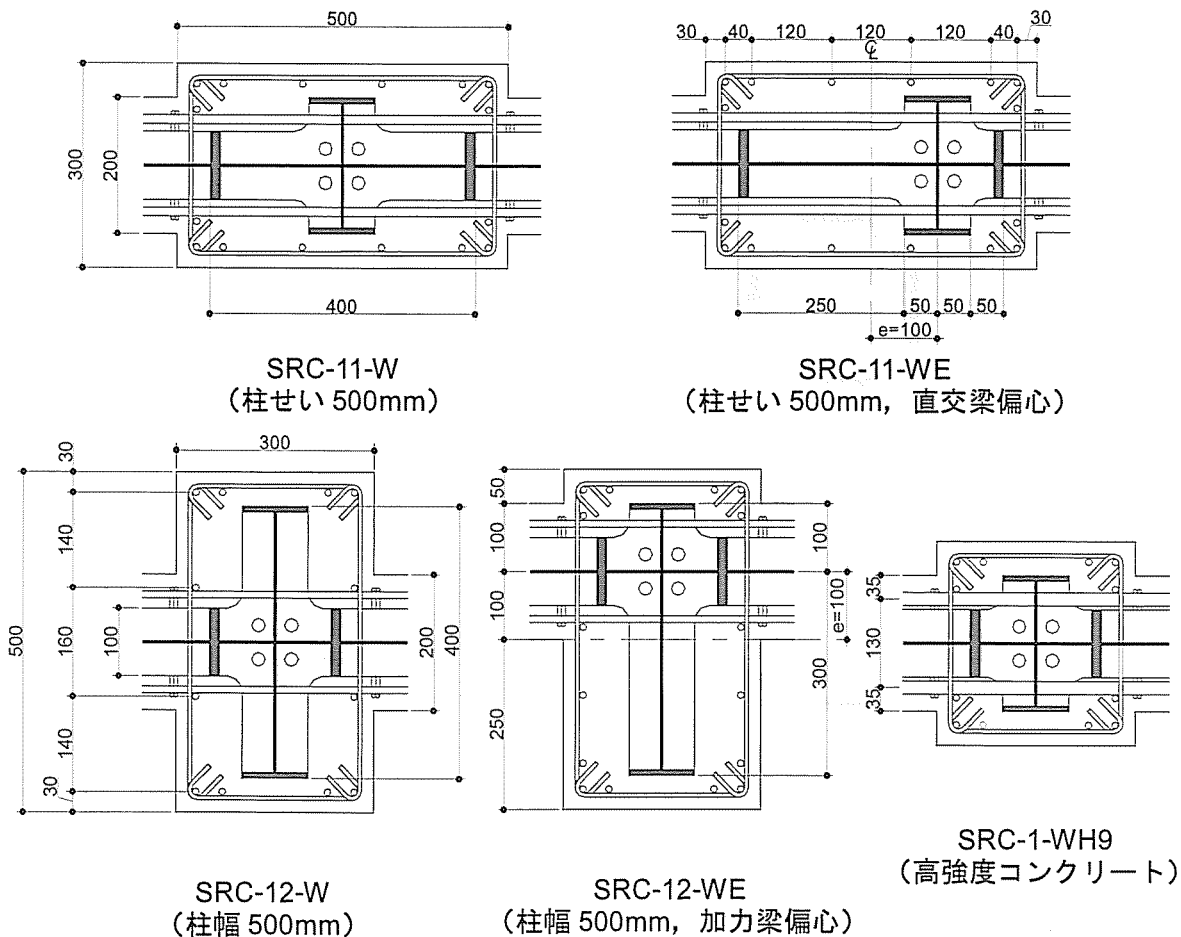


図 3.2.7 接合部詳細図(第4シリーズ)

3.2.3 使用材料

1) コンクリート

コンクリートの調合表および力学的性状を表 3.2.2~3.2.3 に示す。

コンクリートは試験体によりそれぞれ $F_c=30\text{N/mm}^2$, 60N/mm^2 , 80N/mm^2 をねらい当研究室で製作した。セメントには早強ポルトランドセメント，細骨材には最大径 5mm 未満の北海道勇払産の砂，粗骨材には最大径 13mm 以下の北海道常盤産の採石を用いた。コンクリートの打設は縦打ちで行い，試験体によっては脱型後に上柱にジャンカが生じたので，エポキシ型補修材により補修を行った。

なお，表 3.2.3 中の σ_t は，コンクリートの引張強度を示しており，コンクリートシリンダーの割裂試験法 (JIS A1113) より求めた。

表 3.2.2 コンクリート調合表

シリーズ	試験体	設計強度	水セメント比	単位水量	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤	備考
		N/mm^2	%	kg/m^3	kg/m^3	kg/m^3	kg/m^3	%	
1	SRC-1-BW	30	65	201	309	979	857		
	SRC-2-BW								
	SRC-3-BW								
	SRC-1-BWH	60	43	166	387	907	958	1.85	
2	SRC-1-W	30	65	215	330	870	922		接合部 柱・梁
	SRC-1			210	323	885	926		
	SRC-4-W			215	330	870	922		
				210	323	885	926		
	SRC-5-W			215	330	870	922		
	SRC-6-W			215	330	870	922		
3	SRC-1-BW16	30	65	225	345	856	912		
	SRC-7								
	SRC-8-W								
	SRC-1-WH8	80	32	166	519	748	945	1.00	
4	SRC-11-W	30	62	200	323	864	910	0.80	
	SRC-11-WE								
	SRC-12-W								
	SRC-12-WE								
	SRC-1-WH9	80	30	170	567	756	885	1.20	

表 3.2.5 コンクリートの力学的性状

シリーズ	試験体名	実験変数	σ_B (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	ε_{max} (μ)	$E_{1/3}$ (kN/mm ²)	$E_{2/3}$ (kN/mm ²)
1	SRC-1-BW	基準	31.6	3.05	2250	23.7	21.1
	SRC-2-BW	梁せい200	31.5	1.79	2350	22.9	19.7
	SRC-3-BW	梁せい400	31.0	2.68	2420	23.3	20.8
	SRC-1-BWH	高強度800(実強度500)	52.8	4.03	2540	28.1	26.6
2	SRC-1-W	基準	34.4	2.98	3050	23.7	20.1
	SRC-1	接合部直交ウェブ無し	36.7	2.92	2790	23.2	21.2
	SRC-4-W	Azone2倍	38.6	3.09	3470	21.2	19.6
	SRC-5-W	Bzone2倍	39.0	3.31	3150	24.6	22.2
	SRC-6-W	Czone2倍	35.8	2.76	2680	22.9	20.4
3	SRC-1-BW16	直交フランジ16	30.6	1.84	2830	23.5	19.6
	SRC-7	柱H鉄骨強軸加力	36.2	2.60	3070	24.3	20.7
	SRC-1-WH8	高強度800(実強度600)	62.5	3.79	2390	32.0	29.8
	SRC-8-W	C'zone(直交H型300)	38.7	2.80	2540	27.0	23.8
4	SRC-11-W	柱せい500	37.5	2.24	2360	29.0	26.3
	SRC-11-WE	直交フランジ偏心	36.7	3.06	2830	25.8	22.2
	SRC-12-W	柱幅500	43.3	3.14	2760	28.0	24.4
	SRC-12-WE	梁偏心	42.8	3.40	2880	27.6	24.0
	SRC-1-WH9	高強度900(実強度700)	72.2	4.01	2690	32.1	30.9

記号) σ_B : 圧縮応力度, σ_t : 引張応力度, ε_{max} : 圧縮応力度時の歪み
 $E_{1/3}$: 圧縮応力度の 1/3 における割線剛性, $E_{2/3}$: 圧縮応力度の 2/3 における割線剛性

2) 鉄筋および鉄骨

各試験体に使用した鋼材およびコンクリートの力学的性状を表 3.2.3~3.2.5 に示す。

柱主筋には 12-D10(一部 16-D10)とし、第 2 シリーズ以外は高強度鉄筋を使用し、梁主筋は梁降伏しないように 2 段配筋とし高強度鉄筋を使用している。せん断補強筋には 6 ϕ (SR345 相当)を用いた。鉄骨は柱梁フランジに板厚 16mm の SM490 材を、柱梁ウェブには板厚 4.5mm の SS400 材を、柱直交フランジには板厚 9mm(SRC-1-BW16 は 16mm)の SS400 材を用いている。

ここで、降伏応力度 σ_y は降伏点が明瞭の材料は下降伏点とし、降伏点が不明瞭の材料については 0.2%永久歪みを生じる点とした。なお、引張応力度を求める際の鉄筋の断面積は 1 シリーズおよび 2 シリーズは公称断面積を、3 シリーズおよび 4 シリーズは引張試験片の重量を長さとし比重 (7.85) で除した値とした。鉄骨の引張試験片は試験体に用いた同じ鋼板から JIS Z2201 規格の 1 号試験片または 13 号試験片を採取し、断面積は実計測値を用いた。ヤング係数は比例限界点における剛性とした。引張試験片には検長 2mm の大歪みゲージ (YFLA-2-1LJB, 東京測器製) を貼付し、歪みを計測した。ゲージ率は 2.0 とした。

表 3.2.3 鉄筋の力学的性状

シリーズ	材種	鉄筋径	使用位置	σ_y (N/mm ²)	ε_y (μ)	σ_{max} (N/mm ²)	伸び率 (%)	E (kN/mm ²)
1	SD1000相当	D13	梁主筋	1110*	7120*	1150	8.4	219
	SD785	D10	柱・梁主筋	791*	6010*	983	12.0	198
	SR295相当	6 ϕ	補強筋	326*	3580*	418	23.7	208
2	SD1000相当	D13	梁主筋	1100*	7510*	1140	8.4	170
	SD785	D10	梁主筋	731*	5020*	981	9.8	182
	SD345	D10	柱主筋	360	2550	519	16.7	141
	SR295相当	6 ϕ	補強筋	320	1670	407	24.1	192
3	SD685	D13	梁主筋	729	4050	926	13.3	180
	SD685	D10	柱・梁主筋	720	4600	884	13.0	158
	SR345相当	6 ϕ	補強筋	415	2130	482	16.4	195
4	SD700	D19	梁主筋	807	4420	1010	51.6	183
	SD1000相当	D13	梁主筋	967	5050	1090	3.0	191
	SD685	D13	梁主筋	729	3780	918	12.3	193
	SD685	D10	柱・梁主筋	707	3870	867	13.2	183
	SR345相当	6 ϕ	補強筋	378	2170	419	16.1	175

備考)*印は0.2%永久歪みを用いて求めた値。

表 3.2.4 鉄骨の力学的性状

シリーズ	材種	厚さ	使用位置	σ_y (N/mm ²)	ε_y (μ)	σ_{max} (N/mm ²)	伸び率 (%)	E (kN/mm ²)
1	SM490	PL-16	柱・梁フランジ	368	1980	519	20.0	186
	SS400	PL-9	直交フランジ	321	1560	426	23.7	206
	SS400	PL-4.5	接合部ウェブ	341	1740	426	22.0	196
2	SM490	PL-16	柱・梁フランジ	361	1890	513	36.0	192
	SS400	PL-9	直交フランジ	303	1520	440	32.6	199
	SS400	PL-4.5	接合部ウェブ	353	1820	456	29.8	194
3	SM490	PL-16	柱・梁フランジ	361	1890	519	36.3	192
	SS400	PL-12	接合部ウェブ	320	1600	450	29.0	200
	SS400	PL-9	直交フランジ	290	1550	430	31.9	188
	SS400	PL-4.5	接合部ウェブ	310	1630	375	33.0	190
4	SM490	PL-16	柱・梁フランジ	381	2050	515	24.6	186
	SS400	PL-9	直交フランジ	305	1590	450	26.5	193
	SS400	PL-4.5	接合部ウェブ	301	1480	426	25.7	205

記号) σ_y : 鋼材の降伏応力度, ε_y : 鋼材の降伏歪み, σ_{max} : 鋼材の最大引張応力度
E : ヤング係数

3.2.4 加力装置および加力方法

図 3.2.8 に加力装置の概略を示す。地震時における柱梁接合部の応力状態を再現するために、柱脚部は反力壁からの反力鉄骨によりその両端にユニバーサルジョイントを設けピン支持とし、加力面内の水平移動のみを拘束している。梁支持点は、水平方向にピンローラーとなるように反力ロッドで支持した。柱頭部加力用のアクチュエーターは、水平・鉛直方向に拘束無しとなるように2つのピン軸の組み合わせによって反力壁に取り付けられている。柱頭部との接続はユニバーサルジョイントを使用して端モーメントの発生を防いで、せん断力のみを伝えるようにした。また、アクチュエーターの自重と釣り合うカウンターウェイトを設置し、柱頭加力点への付加応力を相殺させた。アクチュエーターの取り付けは、柱頭部をアクチュエーター先端のユニバーサルジョイントと鉄骨で挟み、17φPC 鋼棒により取り付けた。なお、面外方向については、梁と柱が偏心していない試験体は柱頭部と梁支持点を拘

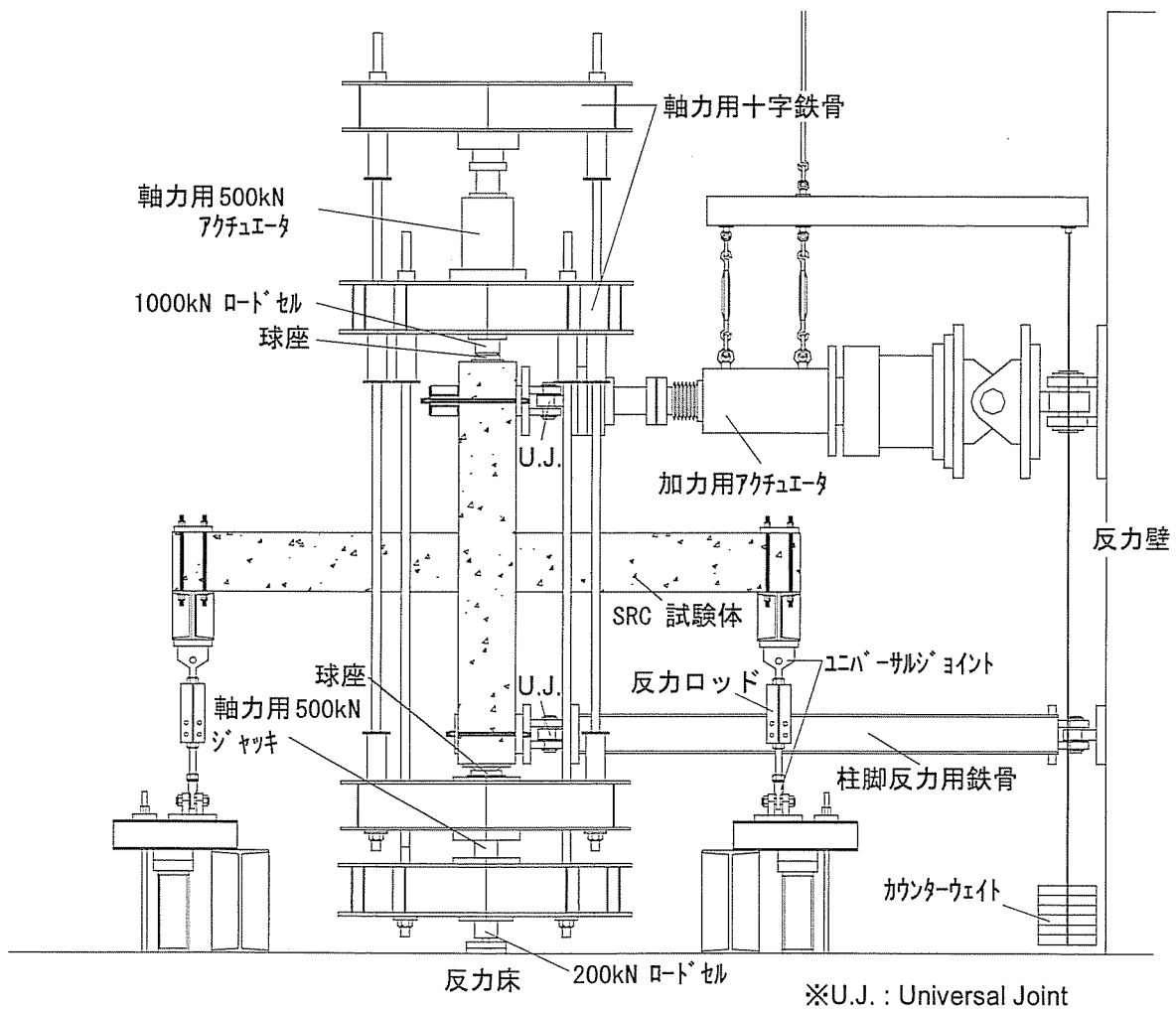


図 3.2.8 加力装置概要図

束した。梁と柱が偏心した試験体は、柱頭および柱脚のねじれによる回転拘束のため図 3.2.9 に示すような回転拘束ロッドを設置した。柱には球座を介して SRC 試験体には一定軸力($1/6 \cdot \sigma_B \cdot cb \cdot cD$)を加え、純鉄骨試験体にはそれと対応する SRC 試験体の内部鉄骨パネル部分の歪み度より鉄骨の負担軸力を求め、それを軸力として加えた。軸力装置は 2 組の鋼製十字梁を用いて常時柱の軸方向に定軸力が導入されており、P- δ 効果は生じない仕組みである。軸力導入後に柱頭部に強制水平変位を与える正負繰り返し漸増加力を行った。

加力プログラムは図 3.2.10 に示すように $\pm 1 \sim \pm 3$ サイクルまでを荷重制御、 ± 4 サイクル以降は変位制御とした。 ± 3 サイクルピークで AIJ-SRC 規準式による接合部せん断耐力計算値の 80% に至るよう設定し、それまでの加力を $1/3$ ずつ増分する荷重制御とし、 ± 4 サイクルは ± 3 サイクルのそれぞれのピーク時における柱頭変位の繰り返しとした。 ± 5 サイ

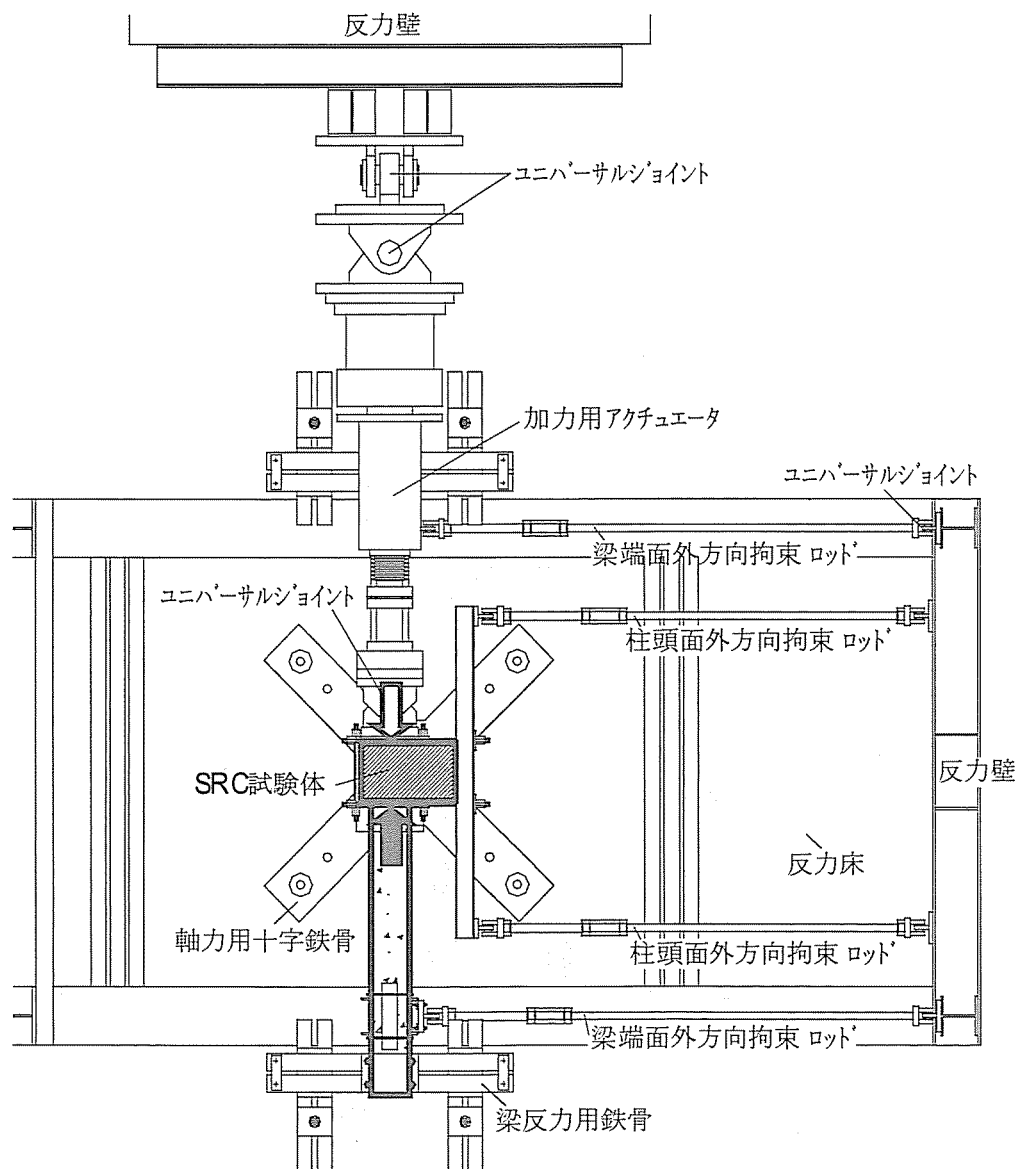


図 3.2.9 加力装置概要図 (SRC-12-WE) (上から見た図)

クル以降は、+3サイクルピーク時での柱頭変位を規準変位 $\delta_{0.8}$ とし、 $n \times \delta_{0.8}$ ($n=2,3,4$ は2回、 $n=6,8,10$)は1回の繰り返し)とする変位制御とした。ただし、加力装置の関係上、最終サイクルは正加力のみ、または $n \times \delta_{0.8}$ となっていない試験体もある。図3.2.11に各試験体の主要なサイクルピーク時の層間変形角(cR)を示す。

純鉄骨試験体は、各サイクルピーク時を SRC 試験体の内部鉄骨の接合部せん断変形角の推移を再現するように接合部せん断変形角による制御とした。

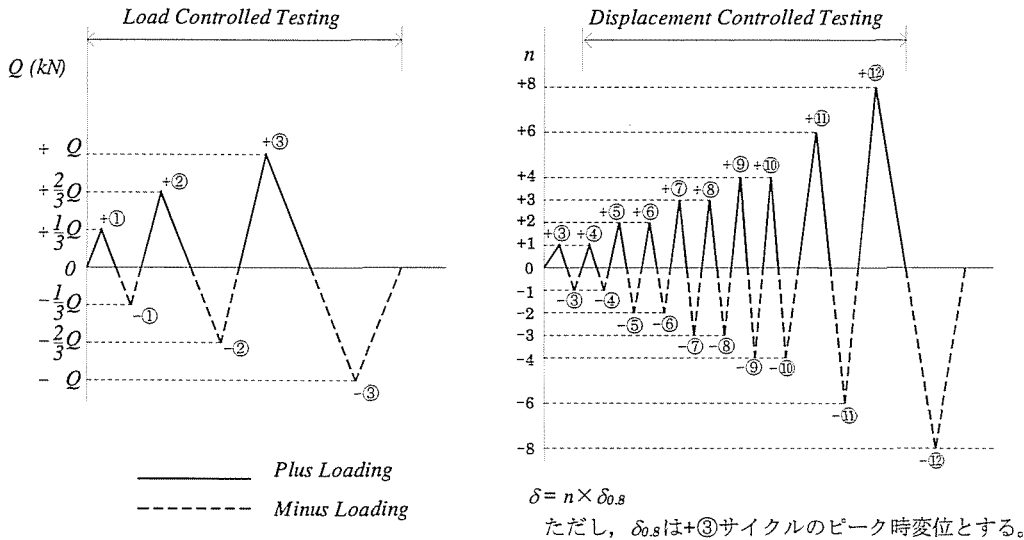


図 3.2.10 加力制御パターン

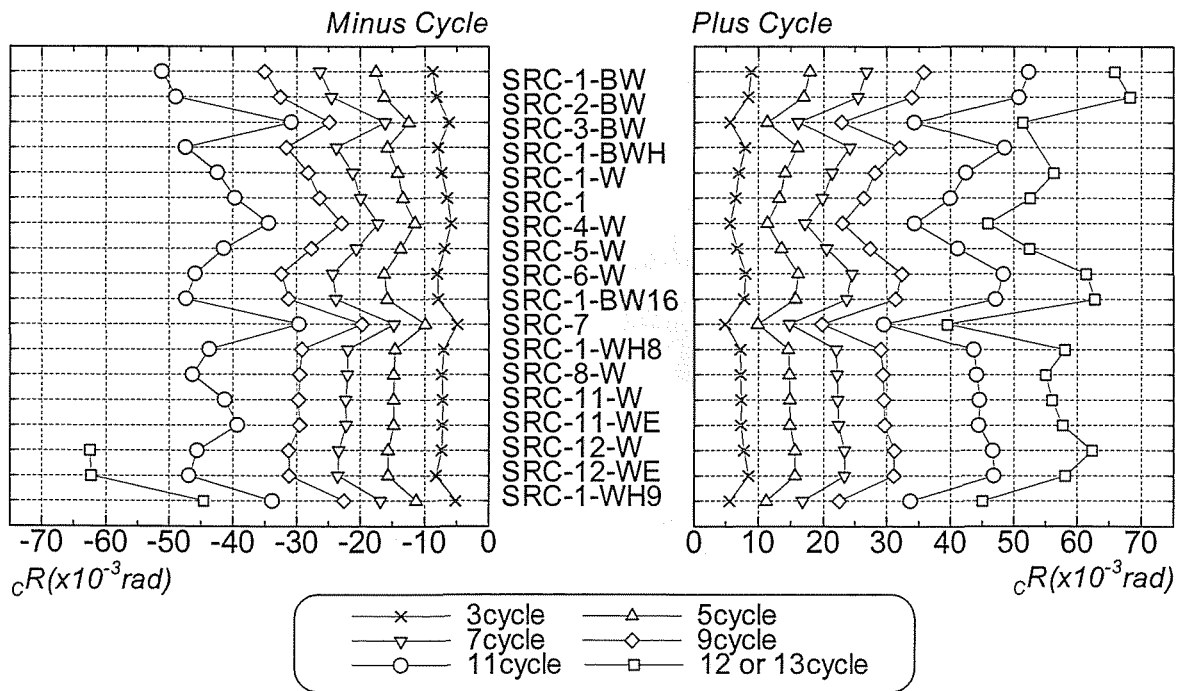


図 3.2.11 主要サイクルピーク時の層間変形角(cR)

3.2.5 計測方法

計測は、ステップ毎に荷重と反力および柱、梁、接合部の相対変位をロードセルおよび変位計で、主要位置での鉄筋、鉄骨、コンクリートの歪みを歪みゲージで計測を行い記録した。接合部せん断変形角は接合部パネルコンクリート表面に設けた四隅の標点で計測した対角線の長さ変化より求めたせん断変形角を γ_{dia} とし、この標点に対応する内部鉄骨の柱梁鉄骨フランジ交差部位置で計測した対角線方向の長さ変化から求めた内部鉄骨ウェブパネル位置のせん断変形角を γ_{int} とした。図 3.2.12 に架構の変形概念図を図 3.2.13 に相関変形角 cR と接合部せん断変形角 γ の定義の模式図を示す。

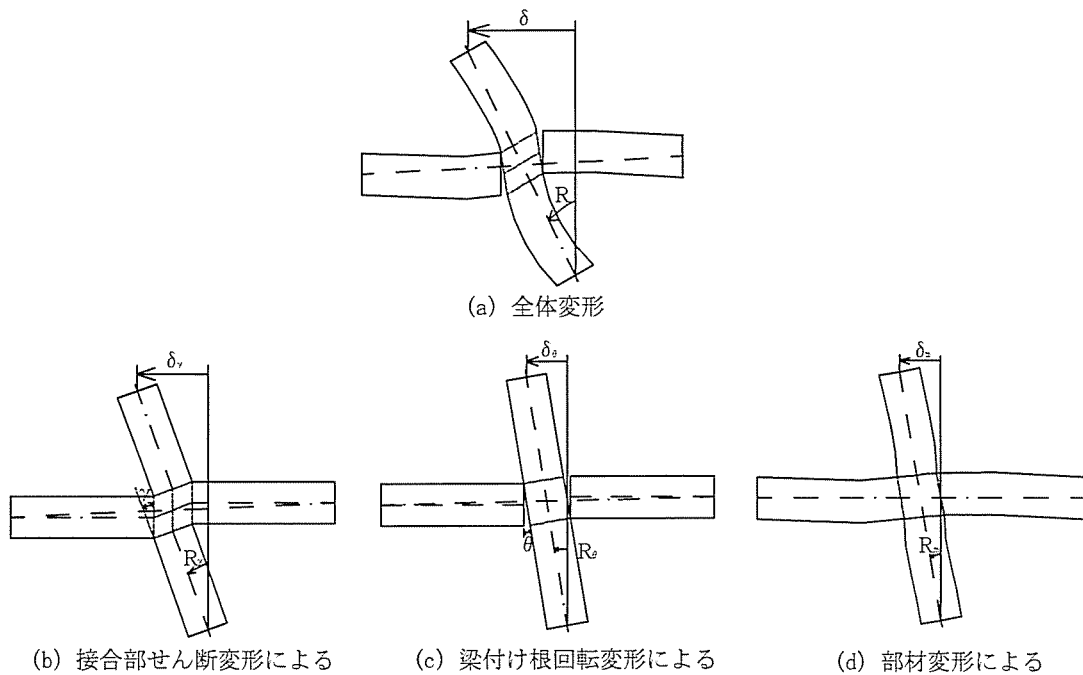


図 3.2.12 架構の各部変形概念図

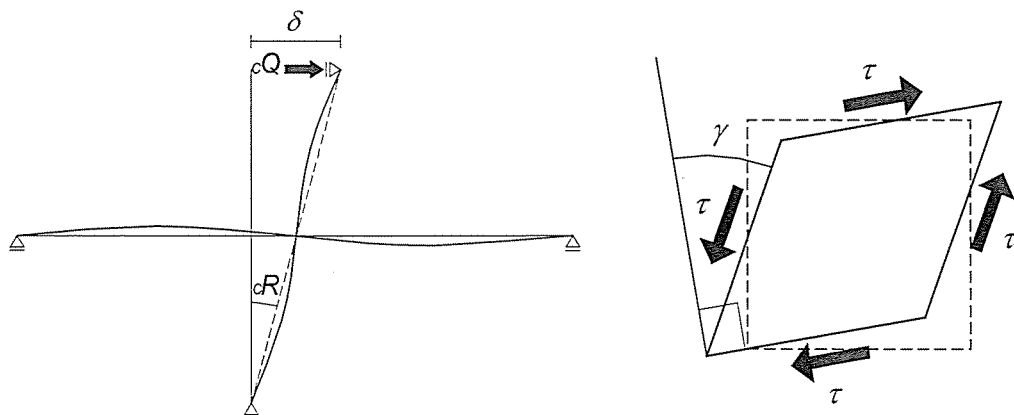


図 3.2.13 相関変形角 cR と接合部せん断変形角 γ の定義

第3節 実験結果および考察

3.3.1 亀裂および破壊性状

図 3.3.1 に基準試験体の破壊性状を、図 3.3.2~3.3.5 に各試験体の最終破壊状況を示す。以下、シリーズ毎に亀裂発生状況および破壊状況について述べる。

1) 第1シリーズおよび第2シリーズ

第1シリーズ第2シリーズの9体の試験体には亀裂発生状況に大きな違いはみられなかった。まず±1サイクルに梁に曲げ初亀裂が発生し、その後±2サイクルまでに接合部パネルおよび柱と接合部パネル近傍に曲げ亀裂が発生する。そして主に±2サイクルに接合部パネルにせん断初亀裂が発生し、±3サイクル($cR \approx 5 \sim 10 \times 10^{-3} \text{rad}$)以降になると接合部パネルに多くのせん断亀裂が生じ±5サイクル($cR \approx 10 \sim 20 \times 10^{-3} \text{rad}$)以降は変位の増大に伴い接合部パネルの拡幅と伸展が顕著となる。接合部パネルにおける亀裂の発生状況は、鉄骨の直交ウェブのない SRC-1 は接合部パネルの対角線上あるいはそれと平行のせん断亀裂が生じているのに対し、他の8体は直交ウェブで仕切られた2つの領域の対角線上、またはそれと平行の斜め亀裂が発生し、次第に2つの領域の亀裂がつながっていった。全ての試験体でこれらのせん断亀裂の発生および拡幅が顕著であること、柱および梁主筋および鉄骨フランジの降伏がみられなかったことから、破壊モードは接合部せん断破壊であると判断した。

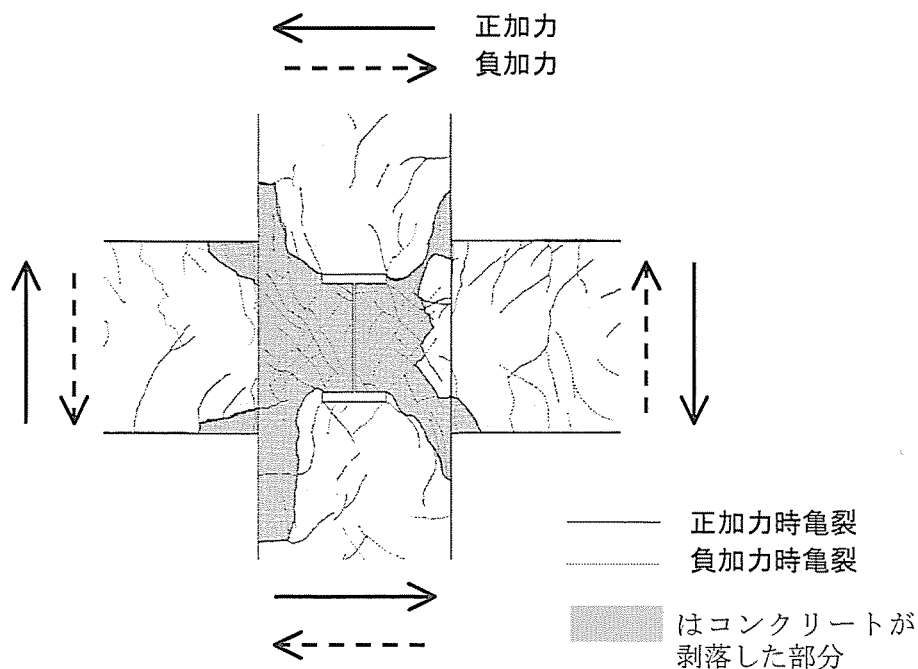


図 3.3.1 最終破壊性状 [SRC-1-BW (基準試験体)]

2) 第3シリーズ

すべての試験体において±1サイクル($cR=2\times 10^{-3}\text{rad}$)で、梁に曲げ初亀裂が発生した。変位の増大とともに、梁では曲げ亀裂が45度斜め方向に向きを変え、曲げせん断亀裂に伸展するものが多かった。最初に亀裂の拡幅が顕著に現れたのは梁付根部分で、圧壊兆しは±7サイクルから確認できた。一方、接合部パネルでは±2～±3サイクル($cR=3\sim 10\times 10^{-3}\text{rad}$)で曲げ初亀裂とせん断初亀裂が発生し、±5サイクル($cR=10\sim 20\times 10^{-3}\text{rad}$)以降全ての試験体でせん断亀裂発生が顕著となり、接合部せん断破壊した。

SRC-1-BW16の接合部ではせん断亀裂のほとんどは仰角約60度で発生し、鉄骨直交梁の周りでコンクリートの剥落が顕著であった。柱鉄骨がH型のSRC-7は柱に亀裂が少なく、接合部の中心部に密集するようにせん断亀裂が発生した。また、コンクリートの剥落は他の試験体と比べ少なく、接合部には正加力と負加力で、接合部対角線上に約45度の方向でせん断亀裂が発生した。高強度コンクリートのSRC-1-WH8では、接合部で発生した約55度のせん断亀裂が柱に伸展し、その亀裂が柱では鉛直方向に伸展したのが特徴的である。柱幅が400mmのSRC-8-Wは、接合部の縁中央に至るまで曲げ亀裂が多く発生した。なお、SRC-1-WH8を除く試験体では±11サイクル($cR=30\sim 50\times 10^{-3}\text{rad}$)でせん断破壊に至ったが、SRC-1-WH8では±7サイクル($cR=22\times 10^{-3}\text{rad}$)でせん断破壊に至った。

破壊モードは、全試験体とも接合部せん断亀裂が顕著であること、柱および梁主筋および鉄骨フランジの降伏がみられなかったことから、接合部せん断破壊であると判断した。

3) 第4シリーズ

全試験体において±1サイクル($cR=2\times 10^{-3}\text{rad}$)で梁に曲げ初亀裂が発生し、接合部では、±2サイクル～±3サイクル($cR=3\sim 10\times 10^{-3}\text{rad}$)で曲げ初亀裂とせん断初亀裂が発生した。柱せい500mmのSRC-11-Wを除く試験体では±5サイクル($cR=10\sim 20\times 10^{-3}\text{rad}$)以降、梁の亀裂の発生と伸展は少なかったが、柱せい500mmのSRC-11-Wは±5サイクル($cR=15\times 10^{-3}\text{rad}$)以降でも亀裂の発生、伸展が顕著で、±6サイクルから梁付け根部に圧壊が開始した。しかし、±11サイクル($cR=45\times 10^{-3}\text{rad}$)からは梁付け根部での圧壊及び亀裂の拡幅は収まり、接合部のせん断亀裂の拡幅が顕著になった。直交梁が偏心したSRC-11-WEでは、直交ウェブを境に角度の異なる圧縮ストラットが生じた。これは直交ウェブを境に2つに分かれた左右のコンクリートの内部応力がそれぞれ異なるためと思われる。

柱幅が広いSRC-12-Wは、±5サイクル($cR=15\times 10^{-3}\text{rad}$)までの接合部せん断亀裂発生数が少なかったが、変位の増大と共に接合部せん断亀裂の拡幅が顕著となった。これは、柱幅が広がったことにより、柱中心部の応力に比べてパネル表面の応力が小さくなったためと思われる。梁が偏心したSRC-12-WEは、偏心側接合部のパネル中央で直交フランジが露出するほどコンクリートの損傷が著しかったのに対し、反対側のパネル面は偏心側に比べるとコンクリートの損傷は軽微であった。これは、梁からの応力伝達が偏心側に集中

したためと思われる。

柱せい 500mm の SRC-11-W の試験体を除く 3 試験体の破壊モードは、接合部せん断亀裂が顕著であること、柱および梁主筋の降伏がみられなかったことから、接合部せん断破壊であると判断した。他方、柱せい 500mm の SRC-11-W の試験体は、梁主筋および梁鉄骨フランジの降伏は見られなかったが、梁付け根部において曲げ圧壊が著しく進行した。しかし、±11 サイクル($cR=45 \times 10^{-3} \text{rad}$)から接合部せん断亀裂が顕著になったことから、梁の曲げ圧壊が先行し最終的に接合部せん断破壊に移行したと判断した。

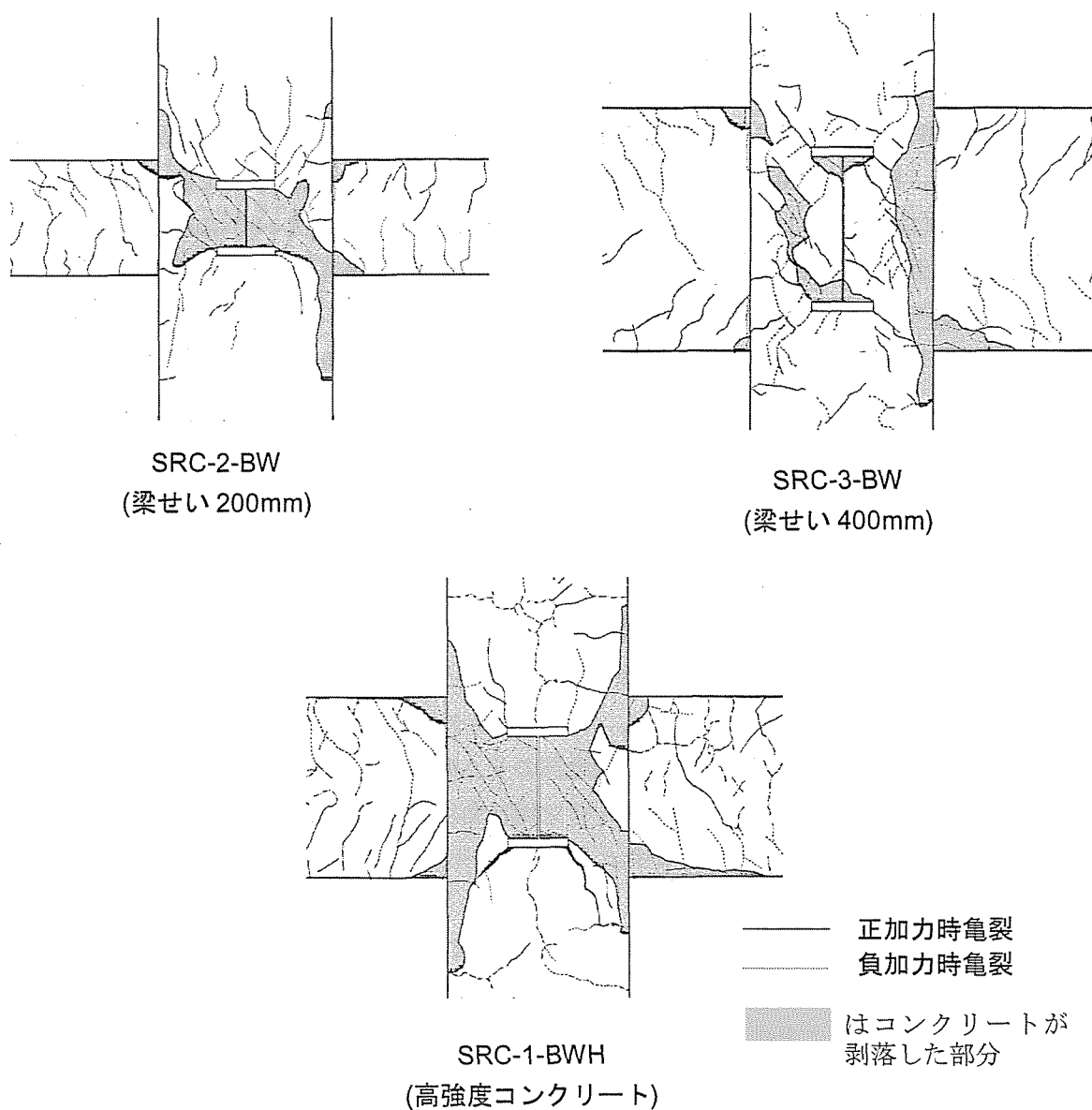


図 3.3.2 最終破壊状況 (第 1 シリーズ)

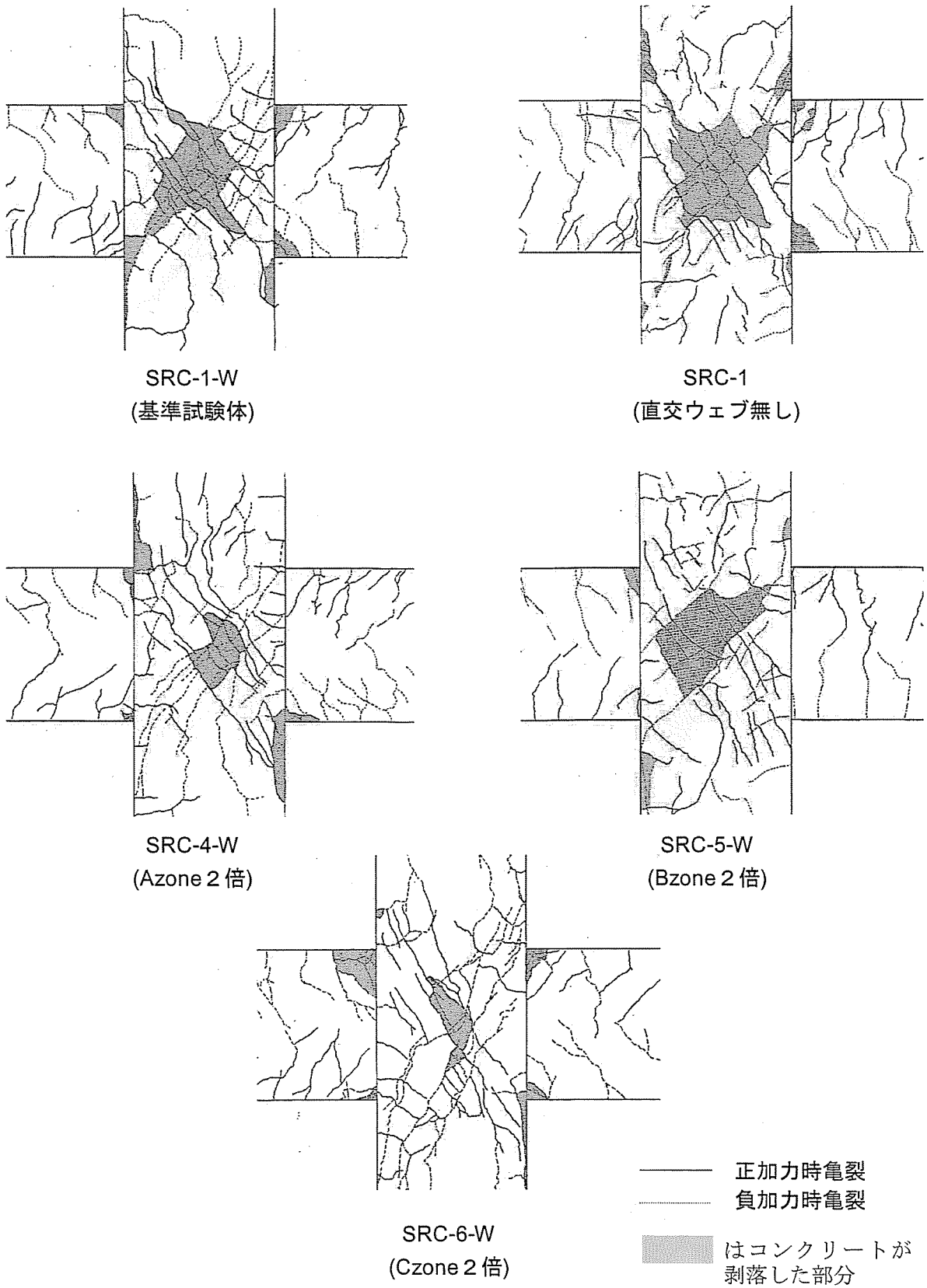
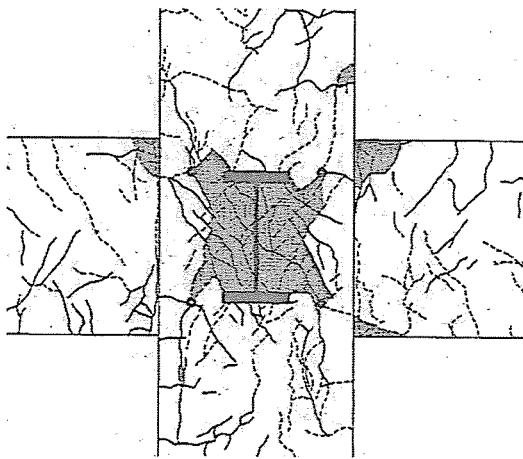
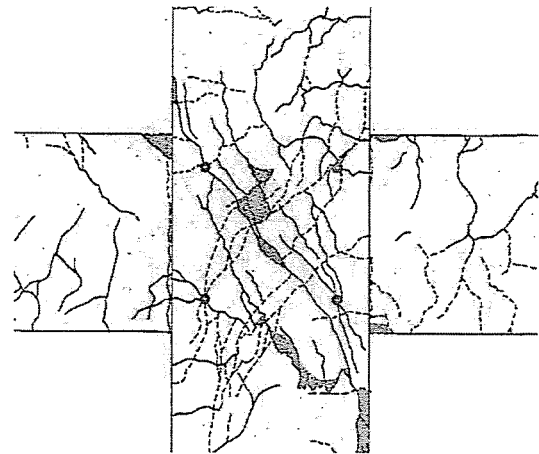


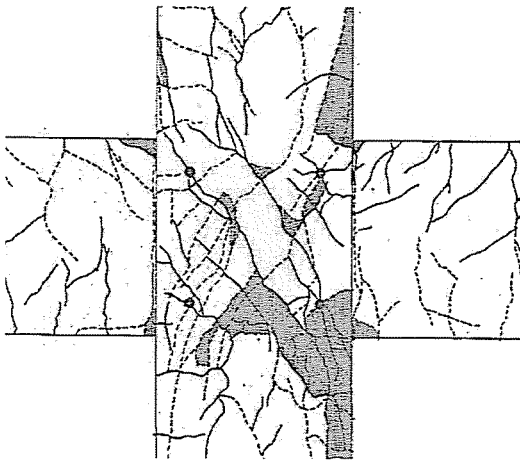
図 3.3.2 最終破壊状況 (第 2 シリーズ)



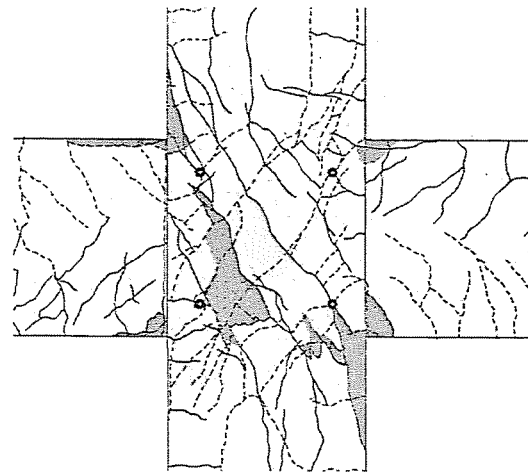
SRC-1-BW16
(直交フランジ厚 16mm)



SRC-7
(柱鉄骨H型, 接合部ウェブ厚 12mm)



SRC-1-WH8
(高強度コンクリート)



SRC-8-W
(直交フランジ位置)

図 3.3.3 最終破壊状況 (第3シリーズ)

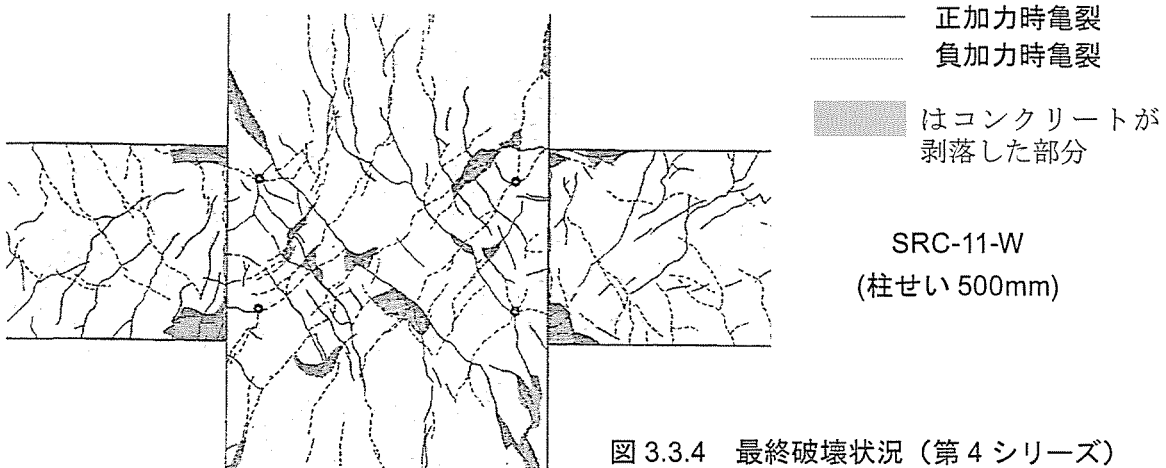


図 3.3.4 最終破壊状況 (第4シリーズ)

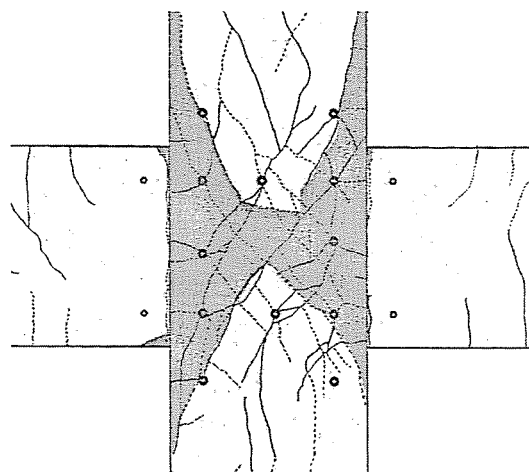
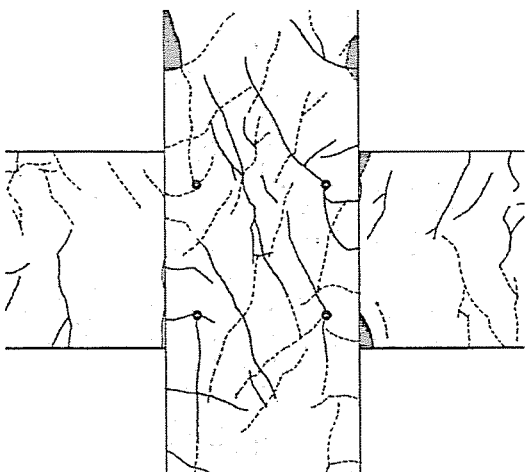
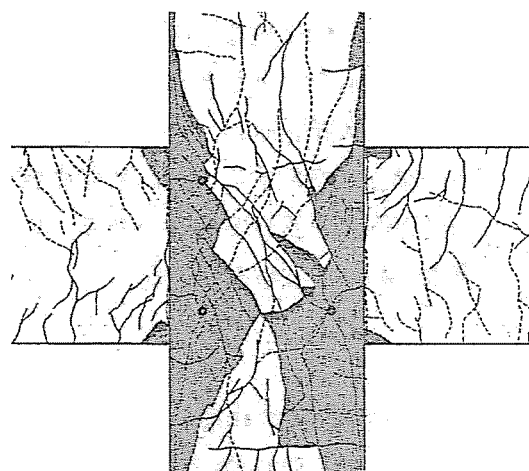
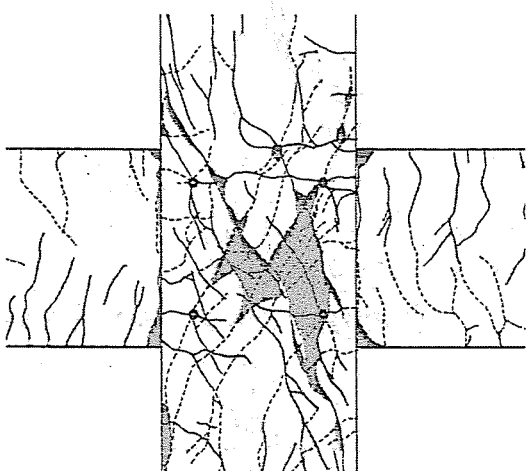
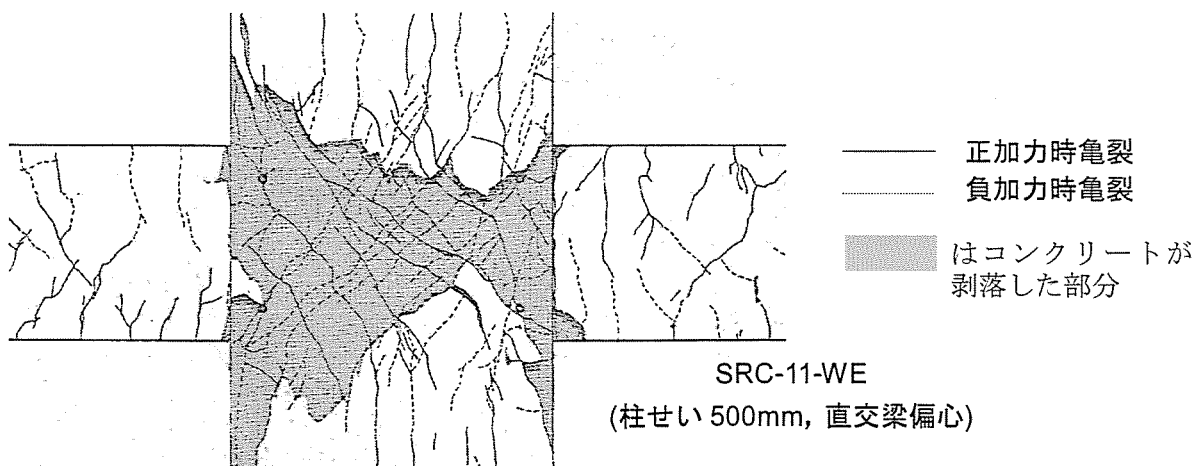


図 3.3.5 最終破壊状況 (第 4 シリーズ)

3.3.2 復元力特性（柱せん断力 cQ —層間変形角 cR 関係）

図 3.3.6 に柱せん断力 cQ と層間変形角 cR 関係を例示し、図 3.3.7~3.3.11 に各試験体のスケルトンカーブの比較を示す。

全試験体ともループ形状は、接合部パネル鉄骨ウェブの降伏が生じ始める 5 サイクル ($cR \approx 10 \sim 15 \times 10^{-3} \text{rad}$) 以降にやや逆 S 字形になるが、RC 造柱梁接合部がせん断破壊を起こした場合に生ずる耐力やエネルギー吸収能力の急激な低下はみられず、SRC 造の場合は骨組みの崩壊形式として部分的に柱梁接合部のせん断降伏を認めても良いと思われる。ただし、鉄骨の耐力負担割合が、小さくなると RC 部の挙動が卓越するので、鉄骨の負担割合に下限値を設ける必要がある。以降は実験変数毎に考察を述べる。

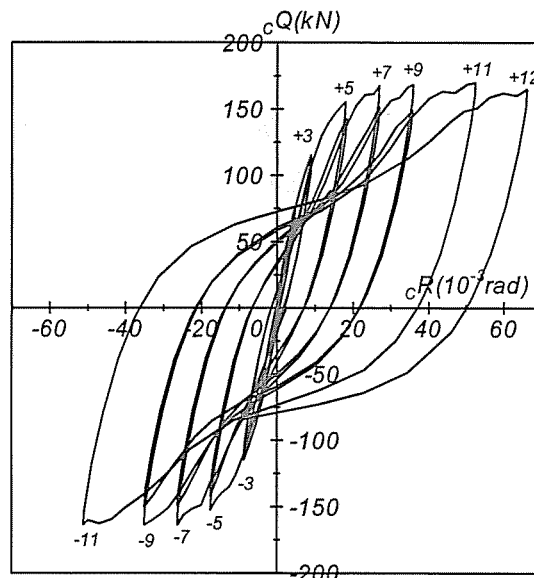


図 3.3.6 柱せん断力(cQ)-層間変形角(cR)関係 [SRC-1-BW]

1) 梁柱せい比の影響

梁柱せい比 ($B/D/cD$) を実験変数とした SRC-1-BW ($B/D/cD=1$)、SRC-2-BW ($=2/3$)、SRC-3-BW ($=4/3$) のスケルトンカーブの比較を図 3.3.7 に示す。梁柱せい比が大きくなると架構剛性が大きくなること分かる。また、最大耐力も梁柱せい比が大きい程大きくなるが、最大耐力後の耐力低下はどの試験体も小さい。

2) 水平断面形状の影響

接合部水平断面を 3 つの zone に分け、それぞれの幅を実験変数とした SRC-4-W、SRC-5-W、SRC-6-W およびこれらに基準試験体となる SRC-1-W のスケルトンカーブを図 3.3.8 に示す。また直交ウェブを無くした SRC-1 についても併せて示す。

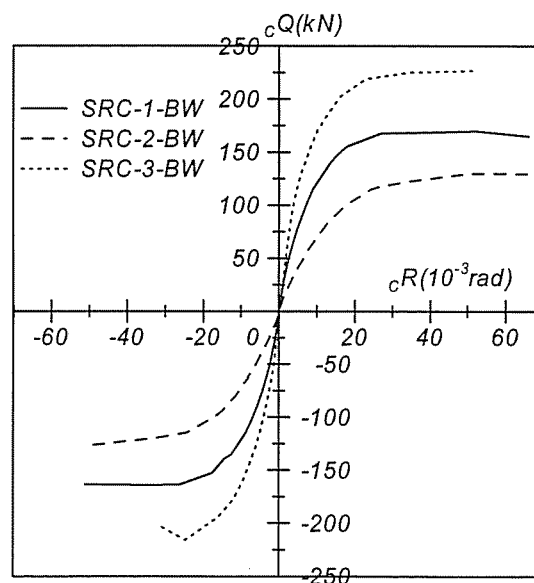


図 3.3.7 スケルトンカーブの比較 [梁柱せい比]

直交ウェブの影響を見ると、直交ウェブのない SRC-1 は直交ウェブのある SRC-1-W に比べ、最大耐力時までの剛性はやや高いが、耐力後は直交ウェブがある場合と同一な推移を示しているため、大変形時においては直交ウェブの有無の影響は無いと言える。

Azone を広げた SRC-4-W はフランジ断面が増大した分の耐力が高くなり、大変形時においてもまだ耐力上昇の様相を呈しているが、Bzone を広げた SRC-5-W は正加力時に若干の耐力低下がみられる。両者の梁および柱幅は同じであるが RC 部のせん断破壊後は、鉄骨フランジで囲まれる部分の広い方が耐力低下が小さい結果となった。Czone を広げた SRC-6-W は、柱幅は SRC-4-W

および SRC-5-W と同じであるが梁幅が小さいため、梁からのせん断入力小さくなるため、初期剛性は基準試験体の SRC-1-W とほぼ同じで、最大耐力は若干上回る程度であり、耐力後の低下も基準試験体とほぼ同様な推移をしている。Czone 部分を広げてでも架構の剛性および耐力の上昇は余り期待できないことが分かる。

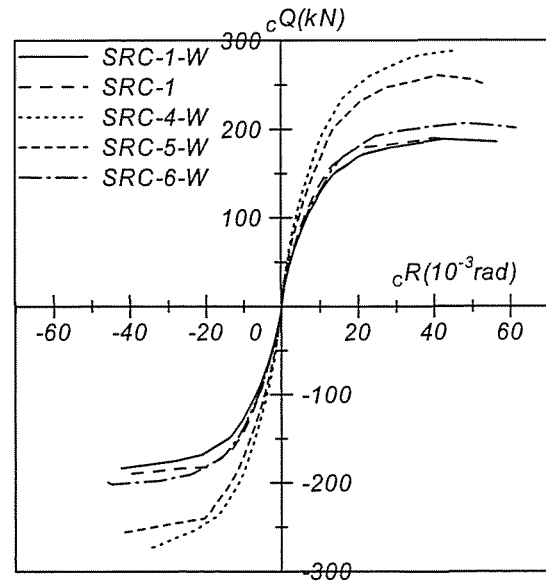


図 3.3.8 スケルトンカーブの比較
[水平断面形状]

3) 直交フランジ厚および直交フランジ位置の影響

直交フランジの影響を見るために、直交フランジに 16mm 厚を用いた SRC-1-BW16、直交フランジを無くし基準試験体の直交フランジ断面積を全てウェブ厚さを含め接合部ウェブ厚を 12mm にした SRC-7、直交フランジの位置が梁幅よりも跳ね出している SRC-8-W のスケルトンカーブの比較を図 3.3.9 に示す。

直交フランジ厚さの影響を見ると、直交フランジを厚くした

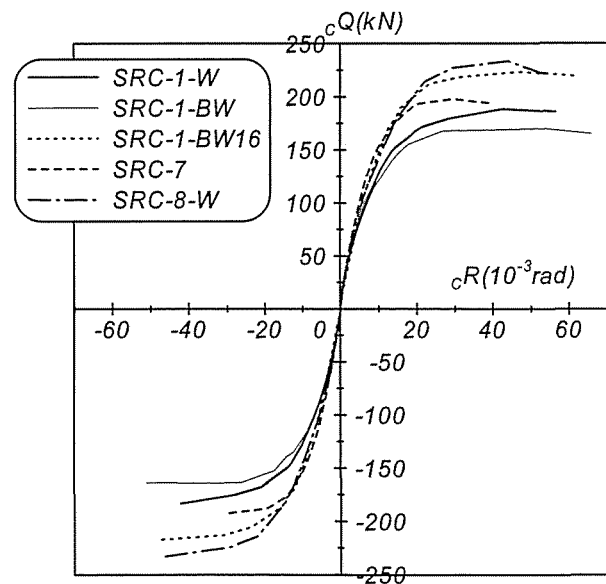


図 3.3.9 スケルトンカーブの比較
[直交フランジ厚および位置]

SRC-1-BW16 は基準試験体に比べると耐力が大きく上昇しており、直交フランジがせん断力を負担していることが分かる。直交フランジを無くし、直交フランジ断面積を全てウェブ厚さに含め、鉄骨を H 形鋼とした SRC-7 は基準試験体に比べると、接合部パネルにせん断亀裂の発生が顕著となる 5 サイクル($cR \doteq 10 \times 10^{-3} \text{rad}$)までは架構剛性が高いがその後の急激に剛性が低下しており、基準試験体よりも小さい層間変形角で耐力を迎えている。このことから直交フランジがあることにより RC 部が加力の直交方向に拘束される面積が増え、RC 部がせん断破壊しても急激な剛性低下が防げることが分かる。一方、直交フランジが梁幅よりも跳ね出した SRC-8-W の場合は、鉄骨フランジで囲まれた RC 部が大きいいため耐力上昇が期待できるが、最大耐力後の耐力低下が大きいことが分かる。

4) 柱幅、柱せいおよび梁の偏心の影響

柱せいを 500mm とした SRC-11-W, その直交梁が偏心した場合を想定した SRC-11-WE, 柱幅を 500mm とした SRC-12-W, その加力梁が偏心した場合を想定した SRC-12-WE のスケルトンカーブの比較を図 3.3.10 に示す。

柱せいの影響を見ると、柱せいを 500mm とした SRC-11-W および SRC-11-WE は基準試験体と比べると架構の初期剛性が高いが、小さい変形角で最大耐力を迎え、耐力低下割合も大きい。SRC-11-W は梁曲げ圧壊後のせん断破壊なので耐力が頭打ちになったが、接合部の RC 部がせん断破壊後は耐力低下割合が大きい。柱幅を 500mm とした SRC-12-W と SRC-12-WE は柱幅が広がった分耐力が上昇した。架構初期剛性は基準試験体とほとんど変わらず最大耐力後の耐力低下も小さい。

偏心の影響については直交はり加力方向の前後に偏心した SRC-11-WE は無偏心の SRC-11-W に比べ耐力上昇中の $cR \doteq 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ あたりから剛性低下が大きく最大耐力も小さくなり、その後の耐力低下も大きかった。加力梁が偏心した SRC-12-WE は無偏心の SRC-12-W に比べ初期剛性は同じであるが剛性低下後の耐力増大が小さく、最大耐力も小さくなった。しかし耐力後の推移は偏心、無偏心に関係なく同様の推移をした。

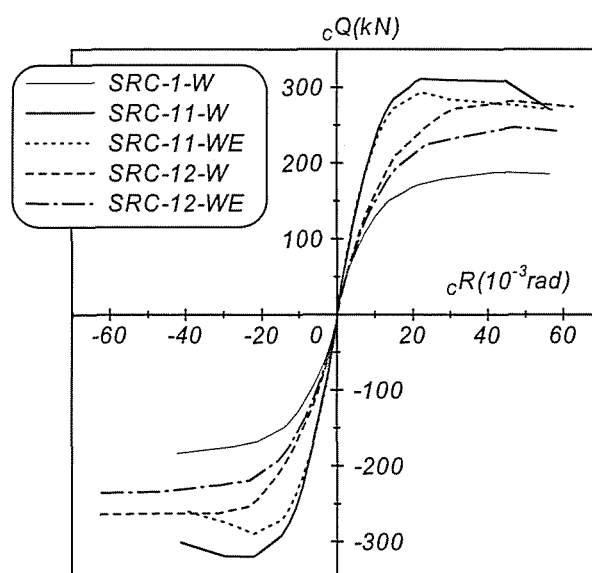
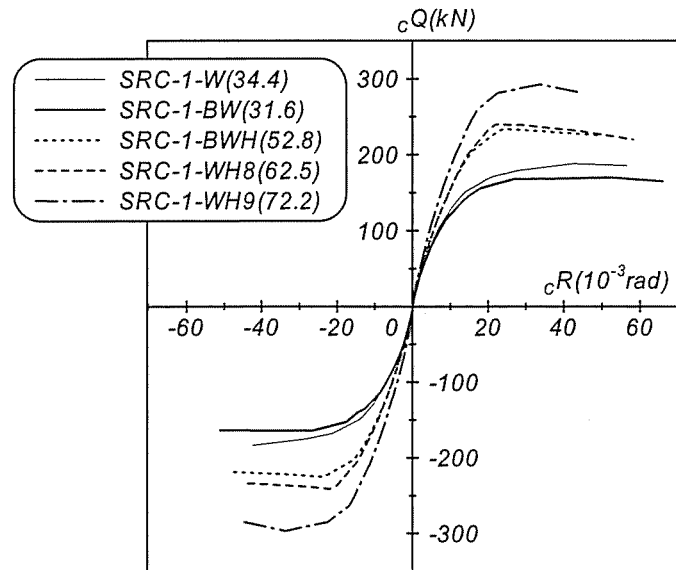


図 3.3.10 スケルトンカーブの比較
[柱幅、柱せいおよび偏心]

5) コンクリート強度の影響

コンクリート強度のみを変数とした試験体のスケルトンカーブの比較を図 3.3.11 に示す。コンクリート強度が高くなるに連れて、架構の剛性が高くなるが、最大耐力時の変形は普通強度の基準試験体と比較すると小さい変位となっており、耐力後の低下割合も大きくなっている。



※凡例の()内の数字はコンクリート強度(σ_B) (単位: N/mm^2)

図 3.3.11 スケルトンカーブの比較
[コンクリート強度]

3.3.3 耐力

日本建築学会 SRC 規準^[3.11]により、接合部せん断亀裂発生耐力、接合部終局せん断耐力を求め、実験値と比較して表 3.3.1~3.3.2 に示す。なお、ここでは接合部せん断力で比較した。

1) 接合部せん断初亀裂発生時耐力

日本建築学会 SRC 規準では、柱梁接合部に斜めひび割れを発生させないことを長期荷重時の設計方針として、接合部せん断初亀裂発生耐力式を下記の式 3.3.1 で与えている。

$${}_J Q_{cr} = {}_c \tau_{cr} \cdot {}_c b \cdot {}_{mC} d \cdot (1 + \beta) \quad (3.3.1)$$

ここで、

$${}_c \tau_{cr} = 0.1 \sigma_B$$

$$\beta = \frac{15 {}_J t_w \cdot {}_{sC} d}{{}_c b \cdot {}_{mC} d}$$

${}_J Q_{cr}$: 接合部せん断初亀裂発生時耐力(N)

${}_c \tau_{cr}$: ひび割れが生じるときのせん断応力度(N/mm^2)

${}_c b$: 柱幅(mm)

${}_{mC} d$: 柱主筋間距離(mm)

β : 鉄骨ウェブ材の形式と寸法による係数

σ_B : コンクリート強度(N/mm^2)

${}_J t_w$: 接合部鉄骨ウェブ厚さ(mm)

${}_{sC} d$: 柱鉄骨フランジ重心間距離(mm)

表 3.3.1 に接合部せん断初亀裂発生時耐力の計算値と実験値の比較を示す。式 3.3.1 において鉄骨ウェブ材の形式と寸法による係数 β には、接合部鉄骨ウェブ断面積のみを扱っているが、本実験では柱鉄骨に H 形鋼を直交に組み合わせた十字形鉄骨を用いているため、直交フランジ断面積を含めて求めた計算値を cal2 として表 3.3.1 に併せて示した。なお、表中の cal1 は接合部鉄骨ウェブのみを考慮して計算した値である。

表 3.3.1 より実験値と計算値の比の平均値をみると直交フランジを考慮しない場合正加力時で 1.30、負加力時で 1.24 となり、直交フランジを考慮すると正加力時が 1.01、負加力時が 0.95 となり比較的良い対応を示している。しかし、高強度コンクリートを用いた試験体は実験値を過大評価する傾向がある。上式ではコンクリートの引張強度を $1/10F_c$ としており、また、日本コンクリート工学協会編コンクリート便覧^[3.2]ではコンクリートの引張強度は、圧縮強度が 40N/mm^2 ぐらいまでは、その $1/10\sim 1/13$ となり、この比率は、圧縮強度が高いほど小さくなると説明している。また、友澤らの最近の研究報告^[3.3]では、圧縮強度が $100\sim 120\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートになると、その比率は $1/20$ に近づくという。これらのことから高強度コンクリートを用いた場合のコンクリート引張強度を過大に評価しているため、実験値が計算値よりも小さくなったと思われる。

表 3.3.1 接合部せん断初亀裂発生時耐力 (AIJ-SRC 規準式との比較)

	試験体名	実験変数	接合部初亀裂発生耐力 JQ_{cr}							
			exp(kN)		cal1 (kN)	cal2 (kN)	exp/cal1		exp/cal2	
			正	負			正	負	正	負
1	SRC-1-BW	基準	403	262	241	327	1.67	1.09	1.23	0.80
	SRC-2-BW	梁せい200	429	422	240	325	1.78	1.76	1.32	1.30
	SRC-3-BW	梁せい400	269	308	237	320	1.14	1.30	0.84	0.96
	SRC-1-BWH	高強度800(実強度500)	538	306	403	545	1.33	0.76	0.99	0.56
2	SRC-1-W	基準	371	236	263	356	1.41	0.90	1.04	0.66
	SRC-1	接合部直交ウェブ無し	369	484	280	379	1.32	1.73	0.97	1.28
	SRC-4-W	Azone2倍	303	437	377	482	0.80	1.16	0.63	0.91
	SRC-5-W	Bzone2倍	437	594	381	487	1.15	1.56	0.90	1.22
	SRC-6-W	Czone2倍	529	471	350	446	1.51	1.35	1.18	1.06
3	SRC-1-BW16	直交フランジ16	481	568	234	381	2.06	2.43	1.26	1.49
	SRC-7	柱H鉄骨強軸加力	535	127	351	351	1.52	0.36	1.52	0.36
	SRC-1-WH8	高強度800(実強度600)	134	468	477	646	0.28	0.98	0.21	0.72
	SRC-8-W	C'zone(直交H型300)	468	515	378	483	1.24	1.36	0.97	1.07
4	SRC-11-W	柱せい500	906	952	562	663	1.61	1.69	1.37	1.43
	SRC-11-WE	直交フランジ偏心	661	595	550	649	1.20	1.08	1.02	0.92
	SRC-12-W	柱幅500	608	608	515	632	1.18	1.18	0.96	0.96
	SRC-12-WE	梁偏心	608	435	509	625	1.19	0.85	0.97	0.70
	SRC-1-WH9	高強度900(実強度700)	538	461	551	746	0.98	0.84	0.72	0.62
cal1:接合部ウェブ断面積のみ cal2:直交フランジ断面積を含む					平均	1.30	1.24	1.01	0.95	
					標準偏差	0.38	0.46	0.29	0.31	
					変動係数	0.29	0.37	0.29	0.32	

2) 接合部終局せん断耐力

SRC 規準の接合部終局せん断耐力式の構成については第1章「1.2.2 合成構造柱梁接合部のせん断耐力」および第2章「2.3.1 既往の設計式の問題点」で説明してきたのでここでは割愛する。表 3.3.2 に実験値と SRC 規準式による計算値の比較を示す。

実験値と計算値を比較すると、平均で正負とも 1.3 以上となり、計算値は実験値を過小評価しているのが分かる。SRC 規準の終局せん断耐力式は、実験値の平均値を与えるように定められているが、この式の元となった実験データは柱に H 形鋼を用いた試験体であり、本実験のように H 形鋼を直交に組み合わせた場合、過小評価される。

実験変数毎にみると、梁柱せい比については梁せいが小さくなるほど計算値との対応が悪くなる。水平断面形状の影響は A-zone 2 倍、B-zone 2 倍、C-zone 2 倍の順に計算値との対応が悪い。直交フランジ位置については直交フランジを厚くした試験体は基準試験体と比べ計算値との対応はあまり違いがないが、接合部鉄骨ウェブ厚を厚くした試験体および直交フランジが梁幅より跳ね出した場合については計算値との対応が悪い。扁平断面の影響は柱せいを広げた試験体よりも柱幅を広げた試験体の方が計算値との対応が悪くなる。最後に、コンクリート強度の影響は、コンクリート強度が高くなるに連れて、実験値と計算値の対応が悪くなることから、コンクリートのせん断強度式の適応性が悪いことが言える。

表 3.3.2 接合部終局せん断耐力（計算値は SRC 規準式による）

	試験体名	実験変数	接合部終局せん断耐力 JQ_u					
			σ_B (N/mm ²)	exp(kN)		cal (kN)	exp/cal	
				正	負		正	負
1	SRC-1-BW	基準	31.6	1160	1120	1020	1.14	1.10
	SRC-2-BW	梁せい200	31.5	1470	1430	1010	1.46	1.42
	SRC-3-BW	梁せい400	31.0	1020	970	1000	1.02	0.97
	SRC-1-BWH	高強度800(実強度500)	52.8	1590	1540	1150	1.38	1.34
2	SRC-1-W	基準	34.4	1280	1250	1030	1.24	1.21
	SRC-1	接合部直交ウェブ無し	36.7	1290	1290	1040	1.24	1.24
	SRC-4-W	Azone2倍	38.7	1970	1860	1250	1.58	1.49
	SRC-5-W	Bzone2倍	39.0	1780	1740	1260	1.41	1.38
	SRC-6-W	Czone2倍	35.8	1410	1360	1130	1.25	1.20
3	SRC-1-BW16	直交フランジ16	30.6	1520	1480	1300	1.17	1.14
	SRC-7	柱H鉄骨強軸加力	36.2	1350	1310	965	1.40	1.36
	SRC-1-WH8	高強度800(実強度600)	62.5	1630	1640	1160	1.41	1.41
	SRC-8-W	C'zone(直交H型300)	38.7	1590	1590	1120	1.42	1.42
4	SRC-11-W	柱せい500	37.5	1400	1280	968	1.45	1.32
	SRC-11-WE	直交フランジ偏心	36.7	1210	1200	1050	1.15	1.14
	SRC-12-W	柱幅500	43.3	2100	2150	1740	1.21	1.24
	SRC-12-WE	梁偏心	42.8	1980	1950	1730	1.14	1.13
	SRC-1-WH9	高強度900(実強度700)	72.2	1920	1800	1260	1.52	1.43
						平均	1.31	1.27
						標準偏差	0.15	0.14
						変動係数	0.12	0.11

3.3.4 接合部せん断変形角

図 3.3.12~3.3.13 に柱せん断力(cQ)—接合部せん断変形角(γ)を例示し、図 3.3.14 に接合部表面でのせん断変形角(γ_{dia})と内部鉄骨パネルのせん断変形角(γ_{int})の比較例を、図 3.3.15~3.3.24 に各試験体のスケルトンカーブの比較を示す。接合部せん断変形角は、接合部の表面に設けた4隅の標点の対角線長さ伸縮を計測し、それから求めたせん断変形角を γ_{dia} とし、同様に内部鉄骨の柱フランジと梁フランジの交差部に設けた標点から求めたせん断変形角を γ_{int} とした。

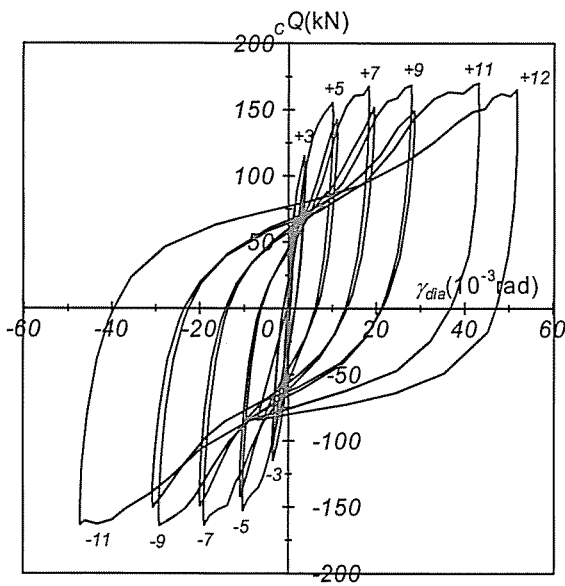


図 3.3.12 柱せん断力(cQ)—
接合部せん断変形角(γ_{dia})関係[SRC-1-BW]

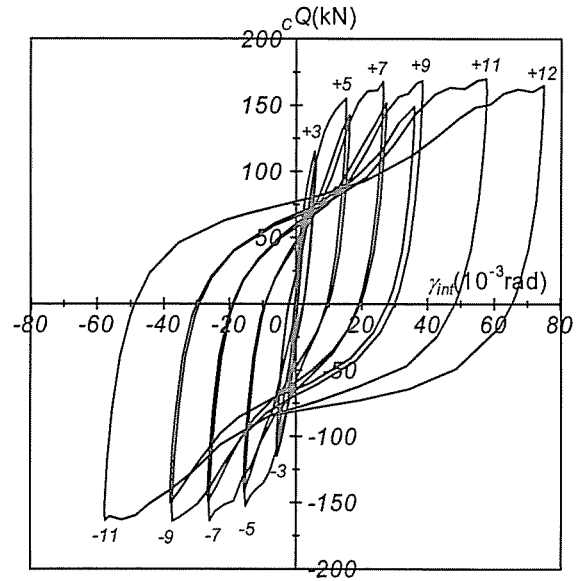


図 3.3.13 柱せん断力(cQ)—
接合部せん断変形角(γ_{int})関係[SRC-1-BW]

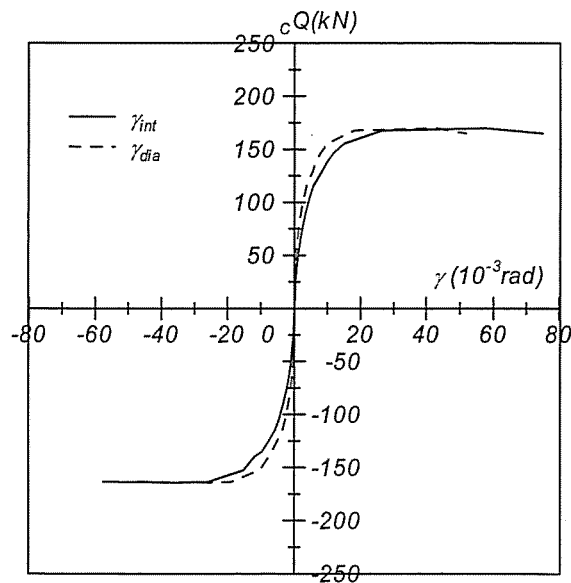


図 3.3.14 γ_{dia} と γ_{int} の比較 [SRC-1-BW]

全試験体ともループ形状は、接合部にせん断初亀裂が生じ始める3サイクル以降にやや逆S字形になり、その後の推移は柱せん断力(cQ)—層間変形角(cR)関係とほぼ同様である。全ての試験体とも接合部表面でのせん断変形角(γ_{dia})よりも内部鉄骨パネルのせん断変形角(γ_{int})の方が先に剛性低下を示し、試験体の最大耐力時のせん断変形角は γ_{dia} よりも γ_{int} の方が大きい変形角となる傾向があるが、直交フランジを16mm厚としたSRC-1-BW16と基準試験体のSRC-1-Wの負加力時については、最大耐力時の変形角は内部鉄骨よりも表面の方が大きくなっている。表3.3.3に γ_{dia} と γ_{int} の比較を示す。

表3.3.3より、SRC-1-BW16は正負加力時とも表面のせん断変形が内部鉄骨のせん断変形よりも1.3倍ほど大きく変形しているが、それ以外の試験体は表面のせん断変形は内部鉄骨のそれに対し小さく、差の大きい場合は1/5の場合もある。柱幅が大きくなったり、コンクリート強度が高くなったりすると、表面でのせん断変形角と内部鉄骨のせん断変形角の差が大きくなっている。これは、コンクリート部分の剛性が高くなるため、コンクリート部分の多い表面に近い方がせん断剛性が高くなるためであると考えられる。なお、SRC-11-Wはせん断変形自体が小さいが、これは破壊モードが梁圧壊後のせん断破壊のためである。

以降は実験変数毎に表面のせん断変形角(γ_{dia})と内部鉄骨のせん断変形(γ_{int})を分けて考察を述べる。

表 3.3.3 最大耐力時の接合部せん断変形角

	試験体名	実験変数	σ_B (N/mm ²)	最大耐力時接合部せん断変形角 γ					
				γ_{dia} (x10 ⁻³ rad)		γ_{int} (x10 ⁻³ rad)		$\gamma_{dia}/\gamma_{int}$	
				正	負	正	負	正	負
1	SRC-1-BW	基準	31.6	43.1	-29.1	57.6	-37.4	0.75	0.78
	SRC-2-BW	梁せい200	31.5	26.1	-27.5	40.3	-41.3	0.65	0.66
	SRC-3-BW	梁せい400	31.0	53.0	-28.4	60.8	-33.8	0.87	0.84
	SRC-1-BWH	高強度800(実強度500)	52.8	9.7	-12.4	17.2	-18.1	0.56	0.68
2	SRC-1-W	基準	34.4	29.9	-37.6	35.9	-34.9	0.83	1.08
	SRC-1	接合部直交ウェブ無し	36.7	25.8	-25.5	37.4	-33.2	0.69	0.77
	SRC-4-W	Azone2倍	38.7	31.0	-25.0	46.5	-29.9	0.67	0.83
	SRC-5-W	Bzone2倍	39.0	24.6	-28.5	33.0	-32.6	0.75	0.87
	SRC-6-W	Czone2倍	35.8	16.9	-16.3	41.9	-38.0	0.40	0.43
3	SRC-1-BW16	直交フランジ16	30.6	25.7	-37.2	18.8	-29.8	1.36	1.25
	SRC-7	柱H鉄骨強軸加力	36.2	17.5	-16.9	26.3	-25.6	0.66	0.66
	SRC-1-WH8	高強度800(実強度600)	62.5	3.4	-6.6	12.5	-12.7	0.27	0.52
	SRC-8-W	C'zone(直交H型300)	38.7	10.8	-20.0	37.9	-43.2	0.29	0.46
4	SRC-11-W	柱せい500	37.5	0.8	-1.7	7.9	-9.2	0.10	0.18
	SRC-11-WE	直交フランジ偏心	36.7	4.4	-3.3	13.2	-24.8	0.33	0.13
	SRC-12-W	柱幅500	43.3	6.7	-18.0	38.6	-62.3	0.17	0.29
	SRC-12-WE	梁偏心	42.8	26.2	-12.6	47.7	-70.0	0.55	0.18
	SRC-1-WH9	高強度900(実強度700)	72.2	11.5	-15.6	28.8	-19.5	0.40	0.80
							平均	0.57	0.63
							標準偏差	0.29	0.30
							変動係数	0.51	0.48

1) 梁柱せい比の影響

梁柱せい比($B/D/cD$)を実験変数とした SRC-1-BW($B/D/cD=1$), SRC-2-BW($B/D/cD=2/3$), SRC-3-BW($B/D/cD=4/3$)のスケルトンカーブの比較を図 3.3.15~3.3.16 に示す。表面の変形も内部鉄骨の変形もほぼ同様な推移を示しており、柱せいが大きくなるほど接合部せん断変形角の剛性が大きくなり、最大耐力時の接合部せん断変形角が大きくなる。

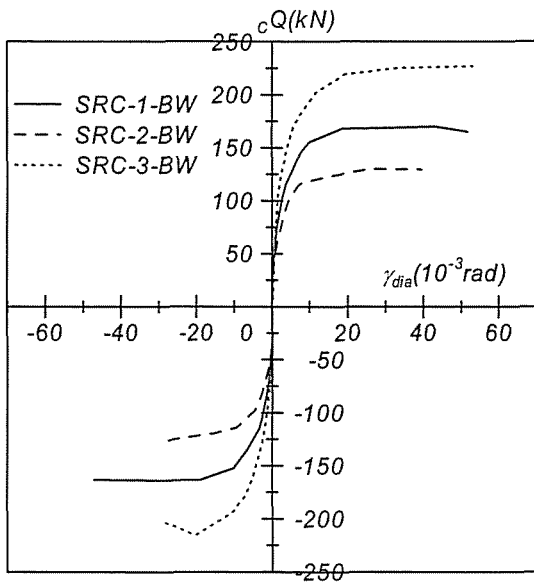


図 3.3.15 スケルトンカーブの比較(γ_{dia})
[梁柱せい比]

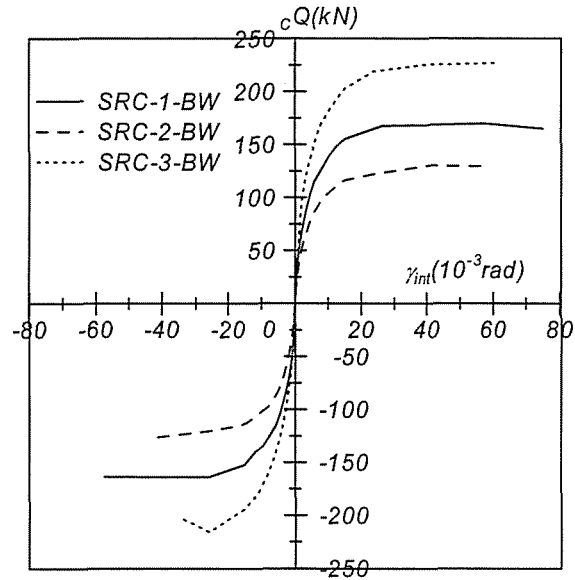


図 3.3.16 スケルトンカーブの比較(γ_{int})
[梁柱せい比]

2) 水平断面形状の影響

接合部水平断面を3つの zone に分け、それぞれの幅を実験変数とした SRC-4-W, SRC-5-W, SRC-6-W およびこれらに基準試験体となる SRC-1-W のスケルトンカーブを図 3.3.17~3.3.18 に示す。また直交ウェブを無くした SRC-1 についても併せて示す。

直交ウェブの影響を見ると、直交ウェブがない場合、内部鉄骨のせん断変形角の推移は基準試験体とほぼ同様であるが、表面のせん断変形角は基準試験体と比べると剛性低下割合がやや小さいことが分かる。これは、直交ウェブが無いために、B-zone 部分におけるコンクリートが直交ウェブからの支圧力を受けないので、変形が小さくなったのではないかと考えられる。さらに、最終変形角において内部変形角は基準試験体とほぼ同様であるが、表面のせん断変形角は基準試験体よりも小さくなっている。

A-zone を広げた SRC-4-W および B-zone を広げた SRC-5-W については、内部鉄骨および表面のせん断変形角ともに同様な推移を示しており、B-zone が広い方が、剛性低下割合が大きい。それに対し C-zone を広くした SRC-6-W は内部鉄骨のせん断変形角の推

移は基準試験体とほとんど変わらないが、表面の変形は基準試験体よりも剛性が高く、剛性低下時の低下割合が大きくなっている。したがって、Czoneが広がると、内部鉄骨パネル位置でのせん断変形角と接合部表面におけるせん断変形角の差が大きくなり、内部鉄骨のせん断変形が表面のせん断変形に与える影響が小さくなることわかる。

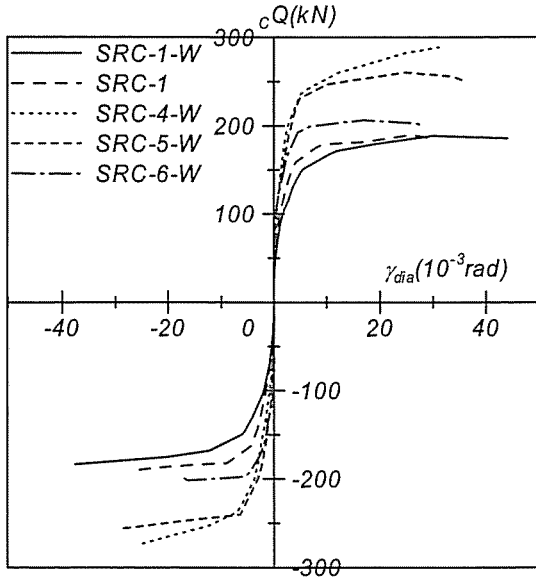


図 3.3.17 スケルトンカーブの比較(γ_{dia})
[水平断面形状]

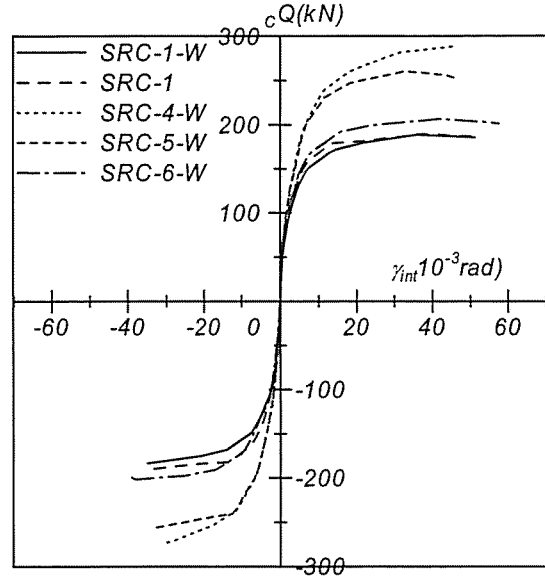


図 3.3.18 スケルトンカーブの比較(γ_{int})
[水平断面形状]

3) 直交フランジ厚および直交フランジ位置の影響

直交フランジに 16mm 厚を用いた SRC-1-BW16, 直交フランジを無くし基準試験体の直交フランジ断面積を全てウェブ厚さを含め接合部ウェブ厚を 12mm にした SRC-7, 直交フランジの位置が梁幅よりも跳ね出している SRC-8-W のスケルトンカーブの比較を図 3.3.19~3.3.20 に示す。

内部鉄骨のせん断変形角をみると直交フランジ厚を 16mm にした SRC-1-BW16 が初期剛性が一番高いのに対し、表面におけるせん断変形角は直交フランジ位置が梁幅よりも外側にある SRC-8-W の方が、初期剛性が一番高い。

SRC-8-W は、外形は SRC-6-W と同じであり、直交フランジが梁幅よりも外側にあるか無いかの違いである。両試験体を比較すると内部鉄骨の変形においても表面の変形においても、最大変形角は試験体相互の違いはほとんど無いので、直交フランジを梁幅よりも外側に配置しても内部鉄骨のせん断変形と接合部表面での変形の差にはあまり影響がないことが分かる。しかし、初期剛性は SRC-8-W の方が大きく推移しており、初期剛性低下も大きくなっている。

以上のことから直交フランジの剛性が高い方が梁幅よりも外側部分の変形に及ぼす影響が大きいと思われる。

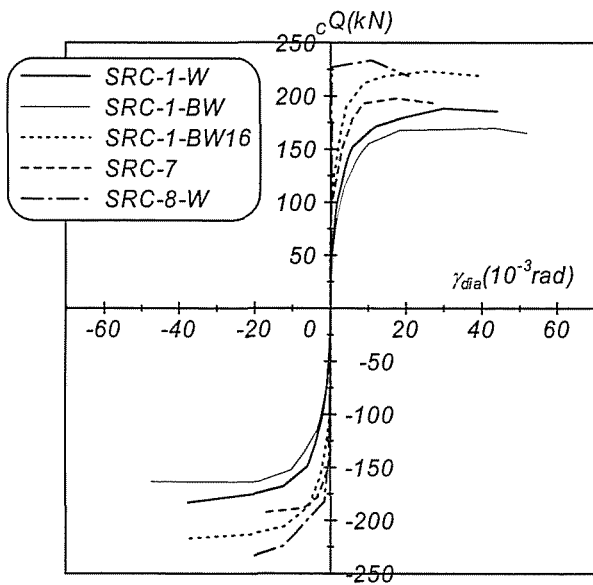


図 3.3.19 スケルトンカーブの比較(γ_{dia})
[直交フランジ厚および位置]

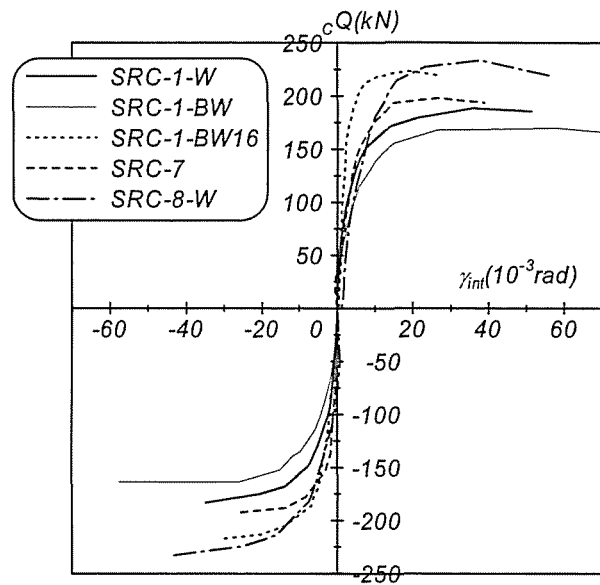


図 3.3.20 スケルトンカーブの比較(γ_{int})
[直交フランジ厚および位置]

4) 柱幅, 柱せいおよび梁の偏心の影響

柱せいを 500mm とした SRC-11-W, その直交梁が偏心した場合を想定した SRC-11-WE, 柱幅を 500mm とした SRC-12-W, その加力梁が偏心した場合を想定した SRC-12-WE のスケルトンカーブの比較を図 3.3.21~3.3.22 に示す。なお, 加力梁の偏心した SRC-12-WE の表面のせん断変形角は, 梁が偏心している面のせん断変形角であり, 最終サイクルの γ_{dia} は接合部の破壊が激しく, 計測器のデータが正確でないと判断し, その直前までのデータ

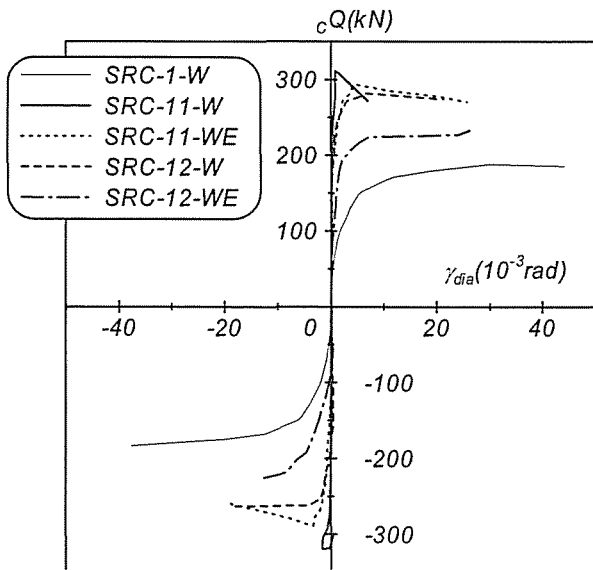


図 3.3.21 スケルトンカーブの比較(γ_{dia})
[柱せい, 柱幅および偏心]

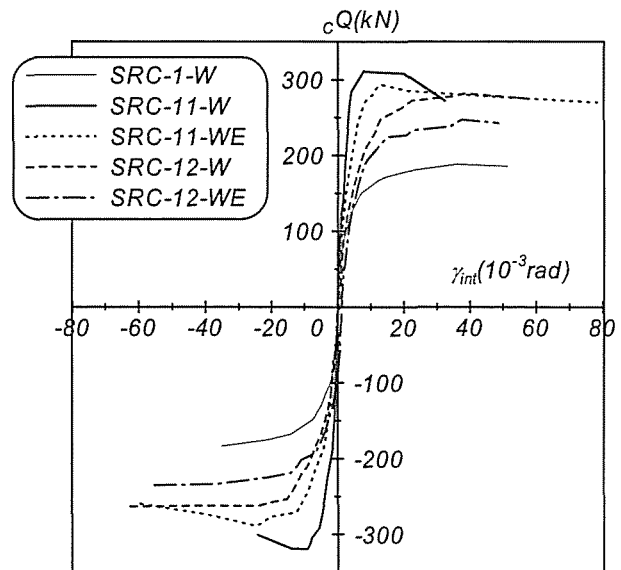


図 3.3.22 スケルトンカーブの比較(γ_{int})
[柱せい, 柱幅および偏心]

となっている。

破壊モードが梁の付け根が圧壊後せん断破壊した SRC-11-W は、表面と内部の両方の変形角ともせん断破壊し直交梁が偏心した SRC-11-WE に比べ最大耐力時までは小さい変形となっている。SRC-11-W は最終的に接合部がせん断破壊したが、最大耐力後の表面の変形は内部変形角に比べると小さく推移した。

加力梁が偏心した SRC-12-WE は無偏心の SRC-12-W に比べ内部鉄骨と表面ともに剛性低下が大きい。無偏心の SRC-12-W は、梁幅は SRC-6-W や SRC-8-W と同じで柱幅が 400mm から 500mm に広がった試験体であるが、前述したように直交フランジを梁幅よりも外側に配置しても、内部鉄骨と表面のせん断変形角の差に影響を及ぼさないため、SRC-12-W は SRC-8-W に比べ、内部鉄骨と表面のせん断変形角の差がさらに大きくなっている。

5) コンクリート強度の影響

コンクリート強度のみを変数とした試験体のスケルトンカーブの比較を図 3.3.23~3.3.24 に示す。なお、図中の凡例中の()内の数字はコンクリート強度(σ_B)である。

コンクリート強度が高くなるに連れて、内部鉄骨および表面のせん断変形角の剛性は大きくなる。さらに、最大耐力時のせん断変形角および最終せん断変形角もコンクリート強度が大きくなるにつれて小さくなる傾向があり、内部鉄骨と表面のせん断変形角の差はコンクリート強度が大きくなるとそれも大きくなっている。このことから、コンクリートの剛性が高くなれば、鉄骨によって囲まれた部分(A-zone および B-zone)以外の部分では、鉄骨による変形の影響が小さくなる事が分かる。

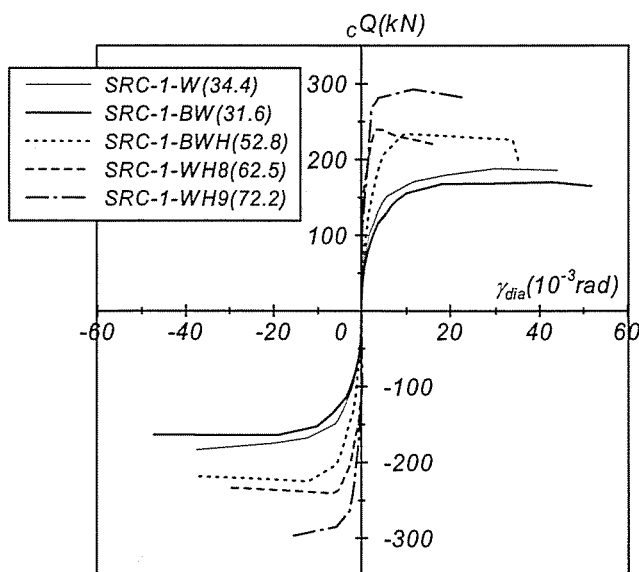


図 3.3.23 スケルトンカーブの比較(γ_{dia})
[コンクリート強度]

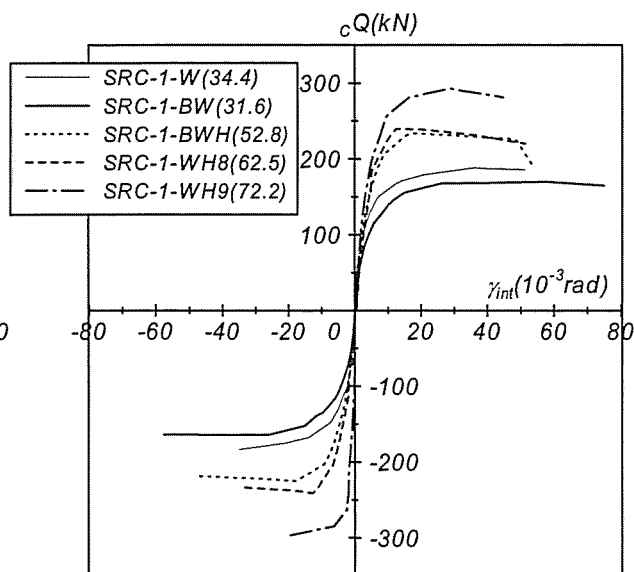


図 3.3.24 スケルトンカーブの比較(γ_{int})
[コンクリート強度]

第4節 まとめ

この章では、実験的に柱梁接合部の構成要素の負担分や影響を明確にするために SRC 造内部柱梁接合部を対象に加力実験を行った。実験は4シリーズに分けて行い、実験変数は梁柱せい比、接合部水平断面形状、直交フランジ厚およびその位置、柱扁平断面および偏心、コンクリート強度であり、計18体の実験を行った。その結果以下のことを明らかにした。

1. 破壊性状

全試験体とも±1サイクルで梁に曲げ亀裂が生じ、±2～3サイクルで接合部にせん断初亀裂が発生する。その後、変位の増大に伴い接合部パネルの拡幅と伸展が顕著となる。ただし、柱せいを500mmにした SRC-11-W は、梁の付け根でコンクリートの圧壊が生じた後、接合部せん断亀裂の拡幅が顕著となったことから、破壊モードは、梁圧壊後接合部せん断破壊であると判断した。その他の試験体の破壊モードは破壊性状から接合部せん断破壊であると判断した。

2. 復元力特性

全試験体ともループ形状は、接合部パネル鉄骨ウェブの降伏が生じ始める5サイクル以降にやや逆S字形になるが、RC造柱梁接合部がせん断破壊を起こした場合に生ずる耐力やエネルギー吸収能力の急激な低下はみられず、SRC造の場合は骨組みの崩壊形式として部分的に柱梁接合部のせん断降伏を認めても良いと思われる。ただし、鉄骨の耐力負担割合が、小さくなるとRC部の挙動が卓越するので、鉄骨の負担割合に下限値を設ける必要がある。

実験変数による影響は柱せいが大きいほど、またコンクリート強度が高いほど架構の剛性が高く、最大耐力も高くなる。なお、接合部の水平断面を3つの zone に分けた場合、A、B-zone を広げると、剛性、最大耐力とも高くなるが C-zone を広げてもそれほどの剛性および最大耐力の上昇はみられなかった。また、直交フランジを無くし、直交フランジと同じ断面積をウェブに含めた場合、架構の剛性は高くなるが、耐力は余り上昇しない。直交フランジを厚くすると剛性および最大耐力も上昇する。直交フランジを梁幅よりも外側に配置すると、剛性、最大耐力ともに上昇するが、最大耐力後の耐力低下が大きくなる。偏心の影響は、加力方向の梁も、直交方向の梁も偏心すると最大耐力が低下し、最大耐力後の耐力低下割合も大きくなる。

3. 耐力

1) 接合部せん断初亀裂

日本建築学会 SRC 規準における耐力式と実験値を比較すると、直交フランジを考慮すると比較的対応が良いが、高強度コンクリートを用いた場合に実験値を過大に評価する傾向が見られた。既往の文献から高強度コンクリートを用いた場合のコンクリートの引張強

度は SRC 規準で規定している $0.1\sigma_B$ では過大に評価していると思われるため、実験値が計算値よりも小さくなったと考えられる。

2) 接合部終局せん断耐力

日本建築学会 SRC 規準式と実験値を比較すると、実験値と計算値の平均が 1.3 以上となり計算値は実験値を過小に評価している。SRC 規準の終局せん断耐力式は実験値の平均値を与えるように定められているが、この式の元となった実験データは柱に H 形鋼を用いた試験体であり、本実験のように H 形鋼を直交に組み合わせた場合、過小評価されることが明らかになった。

4. 接合部せん断変形角

全試験体ともループ形状は、接合部にせん断初亀裂が生じ始める 3 サイクル以降にやや逆 S 字形になり、その後の推移は柱せん断力(cQ)一層間変形角(cR)関係とほぼ同様である。全ての試験体とも接合部表面でのせん断変形角(γ_{dia})よりも内部鉄骨パネルのせん断変形角(γ_{int})の方が先に剛性低下を示し、試験体の最大耐力時のせん断変形角は γ_{dia} よりも γ_{int} の方が大きい変形角となる傾向がある。

実験変数による影響は、柱せいが大きくなるほど、接合部せん断変形角の剛性が大きくなり、最大耐力時の接合部せん断変形角が大きくなる。また、コンクリート強度が高くなるに連れて、内部鉄骨および表面のせん断変形角の剛性は大きくなるが最大耐力時の接合部せん断変形角は小さくなる。なお、接合部の水平断面を 3 つの zone に分けた場合、A、B-zone を広げると、せん断剛性が高くなるが C-zone を広げてもそれほどのせん断剛性の上昇はみられなかった。なお、A-zone、B-zone、C-zone の順に剛性低下割合が小さくなる。直交フランジを厚くすると内部鉄骨のせん断変形角 γ_{int} よりも表面のせん断変形角 γ_{dia} の方が大きくなる傾向が見られた。また、直交フランジが梁幅よりも外に跳ね出しても梁幅内にあってもせん断変形角には余り影響を及ぼさないことが分かった。梁幅が大きくなると内部鉄骨のせん断変形角と表面のせん断変形角の差が大きくなる。

第3章の参考文献

- [3.1] 日本建築学会編：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（第5版），日本建築学会，2001
- [3.2] 日本コンクリート工学協会編：コンクリート便覧，1996
- [3.3] 野口貴文・友澤史紀：高強度コンクリートの圧縮強度と各種力学特性との関係，日本建築学会構造系論文集 No.472，pp.11～16，1995.6

第4章 SRC造柱梁接合部の構成要素のせん断負担分に関する検討RC造柱梁接合部の実験的検討

第1節 概説

第2節 歪みゲージによるデータ分析方法

4.2.1 鉄骨部負担要素について

4.2.2 分析方法

第3節 各構成要素の負担分

4.3.1 接合部鉄骨ウェブの負担せん断力

4.3.2 直交フランジの負担せん断力

4.3.3 鉄骨フランジ枠効果の負担せん断力

第4節 純鉄骨試験体との比較

4.4.1 接合部鉄骨ウェブの負担せん断力

4.4.2 直交フランジの負担せん断力

4.4.3 鉄骨フランジ枠効果の負担せん断力

4.4.4 分析値と実験値の比較

第5節 まとめ

第4章の参考文献

第4章 SRC造柱梁接合部の構成要素のせん断負担分に関する検討

第1節 概説

第3章において、実験的検討より柱梁接合部の終局せん断耐力について、現行の日本建築学会SRC規準の終局せん断耐力設計式^{4.1)}は実験値を過小に評価していることを述べた。さらに、第2章において、既往の実験的研究によるデータベースを用いた検討によっても現行のSRC規準式は過小に評価し、変動係数も大きくなることを述べた。

第2章でも述べたように現行のSRC規準式の鉄骨負担分の算定は、柱鉄骨に十字型断面の鉄骨を用いた場合でも接合部ウェブのみ算定断面としているが、第3章での実験的検討では直交フランジが接合部せん断耐力に与える影響は少なからずあることを明らかにした。また、接合部の水平断面を3つのzoneに分けた場合、A-zone, B-zone, C-zoneの幅をそれぞれ2倍にした試験体の実験値とSRC規準式の計算値との比は $A > B > C$ の順に対応が悪くなることを明らかにした。したがって、SRC造柱梁接合部の応力伝達機構を考えると、さらに接合部のせん断耐力を精度良く評価するためには、接合部を構成する要素がどの程度せん断力を負担しているかを明確にする必要がある。

本章では、第3章での実験的検討に用いた試験体をもとに、SRC造柱梁接合部における各構成要素の負担分を明らかにするために、実験時に計測された歪みゲージデータを元に各構成要素のせん断負担力を算出し検討する。

第2節の分析方法では、歪みゲージより各構成要素の負担分を算出する方法について説明し、第3節では各構成要素の負担分を算出し、各試験体における負担分の状況について検討を行い、第4節では実験値と分析値の比較を行い分析方法の妥当性について検討する。

第2節 歪みゲージによるデータ分析方法

ここでは第3章において実験的検討に用いた試験体に貼付した歪みゲージの計測データを用いて、弾塑性分析により各構成要素の負担分を求める方法をのべる。

4.2.1 接合部せん断耐力負担構成要素について

SRC 造柱梁接合部のせん断力は、RC 部と鉄骨部の和として表される。鉄骨部のせん断耐力についてはこれまで述べてきたように、日本建築学会 SRC 規準式においては鉄骨ウェブのみで評価しており、そのせん断耐力を歪み硬化分とフランジ枠効果^[4.21]分を加味して2割り増しとして評価している。しかしながら、実際の SRC 造柱鉄骨には H 形鋼を直交に組み合わせた十字形断面を用いる場合が少なくない。そこで、ここでは柱梁接合部の鉄骨部のせん断負担構成要素を、鉄骨ウェブ、直交フランジ、鉄骨フランジ枠効果の3要素で負担していると仮定する。接合部の鉄骨構成要素にはこのほかに直交ウェブ、ダイアフラム等があるが、第3章における実験的検討において直交ウェブは終局せん断耐力に与える影響はほとんど無いことを明らかにした。また、ダイアフラムについては、枠効果にその負担分が含まれると考え、ここでは分離して算定する方法は用いていない。

4.2.2 分析方法

鉄骨の接合部ウェブパネルおよび直交フランジには3軸ゲージを、柱および梁フランジには1軸歪みゲージを、直交フランジの木口には1軸ゲージを貼付してある。また、RC 負担分については、SRC 造のせん断耐力は累加強度が成り立つことより、SRC 実験値と鉄骨の実験値および分析値の差とした。

以下に本研究で用いた歪みゲージデータからせん断力への算出方法を示す。

1) 接合部鉄骨ウェブ

接合部鉄骨ウェブには、直角3軸型ロゼットゲージ（共和電業製 KFG-1-120-D17-11）を貼付した。各試験体の貼付位置図を図 4.2.1 に示す。接合部鉄骨ウェブのせん断力の算出は、直角型3軸ロゼットゲージのデータを用いて、ロゼット解析^[4.31]により主歪度を求め後、von Mises の降伏条件^[4.41]を用いて主応力度を算出し剪断力に換算した。

なお、せん断力の算出に用いた歪みゲージは、主として PW3-2(SRC-2-W は PW2-2)を用い、そのゲージがレンジオーバー等で計測不能となり最大耐力時まで有効なデータとなら無い場合は PW3-3 を用いた。

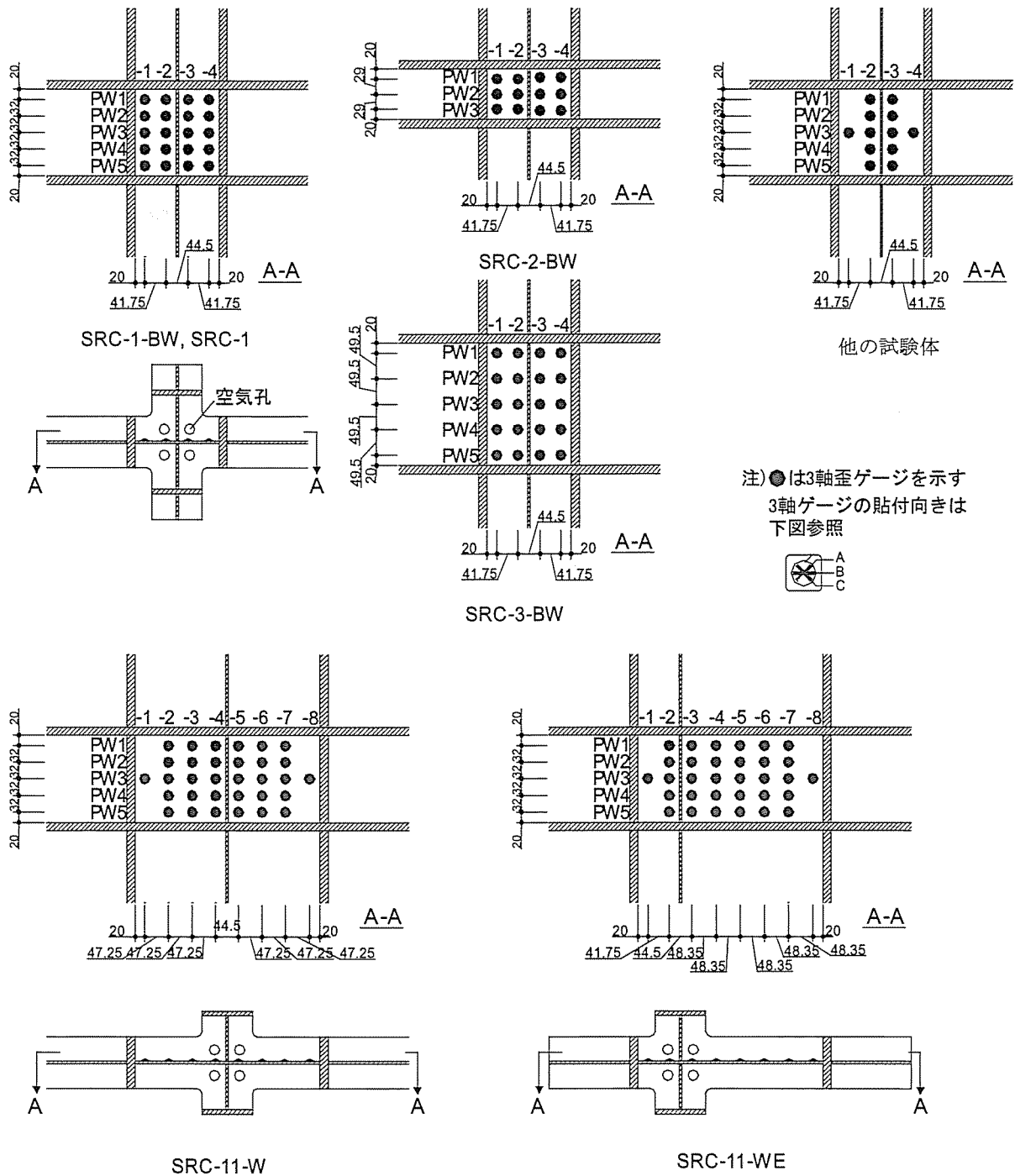


図 4.2.1 接合部ウェブ 3 軸ゲージ貼付位置

いま、図 4.2.2 のような 3 軸ゲージの各歪み値を ε_a , ε_b , ε_c とすると構造物などの応力測定において、主ひずみの方向が未知な場合、下記の計算式で主歪み度 ε_1 , ε_2 が求まる。

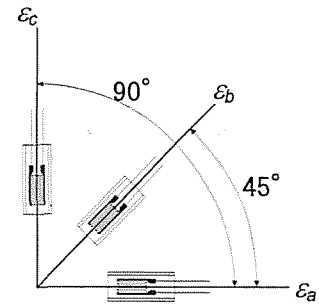


図 4.2.2 直角型 3 軸ゲージ

モールの歪み円 (図 4.2.3) より、

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_a &= A + B \cos 2\phi \\ \varepsilon_b &= A - B \sin 2\phi \\ \varepsilon_c &= A - B \cos 2\phi \end{aligned} \right\} \quad (4.2.1)$$

ここで、 A および B は歪み円の中心と半径を表しており、

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} \\ B &= \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{2} \end{aligned} \right\} \quad (4.2.2)$$

で与えられる。(4.2.1) 式を A , B , ϕ の未知数について解き、(4.2.2) 式を用いて主歪み度 ε_1 , ε_2 が求まる。

すなわち、

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{\varepsilon_a + \varepsilon_c}{2} \\ B &= \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\varepsilon_a - \varepsilon_b)^2 + (\varepsilon_b - \varepsilon_c)^2} \\ \phi &= \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{\varepsilon_a + \varepsilon_c - 2\varepsilon_b}{\varepsilon_a - \varepsilon_c} \right) \end{aligned} \right\} \quad (4.2.3)$$

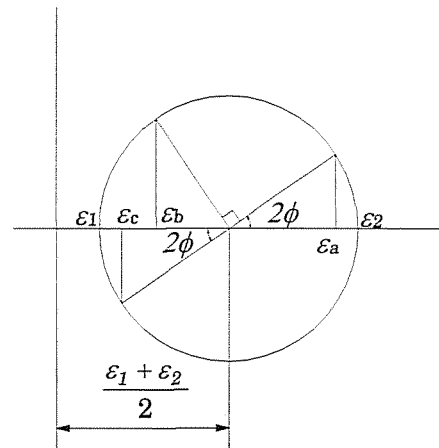


図 4.2.3 モールの歪み円

となり、これを式(4.2.2)に代入して ε_1 , ε_2 について解くと、

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_1 &= A + B \\ \varepsilon_2 &= A - B \end{aligned} \right\} \quad (4.2.4)$$

が得られ、主歪み度 ε_1 , ε_2 が求まる。

主歪み度から主応力度は下式 (4.2.5) で求まる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_1 + \nu\varepsilon_2) \\ \sigma_2 &= \frac{E}{1-\nu^2}(\varepsilon_2 + \nu\varepsilon_1) \end{aligned} \right\} \quad (4.2.5)$$

ここで、

E :ヤング係数

ν :鋼材のポアソン比(=0.3)

次に、接合部ウェブの降伏の判断には、von Mises の降伏条件^[4.4]を用いた。

von Mises の降伏条件

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = 2\sigma_y^2 \quad (4.2.6)$$

ここで、

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$:主応力度

σ_y :鋼材の降伏応力度

ここでは、平面応力で考えているので $\sigma_3=0$ となり、

$$\sigma_1^2 + \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2^2 = \sigma_y^2 \quad (4.2.7)$$

となる。この式が満たされたとき塑性流れが起こる(降伏した)とする。

さらに、接合部ウェブ降伏後の主応力度の求め方は、降伏後の主歪み度の変化量から主応力度の変化量を導き、それを降伏時の主応力度に加えることにより、主応力が変化するモデルとした。^[4.5]

すなわち、 n ステップ目の主歪み度の変化量を

$$\left. \begin{aligned} \Delta\varepsilon_{1n} &= \varepsilon_{1n} - \varepsilon_{1(n-1)} \\ \Delta\varepsilon_{2n} &= \varepsilon_{2n} - \varepsilon_{2(n-1)} \end{aligned} \right\} \quad (4.2.8)$$

とし、これを式(4.2.5)に代入し主応力度の変化量とする。

$$\left. \begin{aligned} \Delta\sigma_{1n} &= \frac{E}{1-\nu^2}(\Delta\varepsilon_{1n} + \nu\Delta\varepsilon_{2n}) \\ \Delta\sigma_{2n} &= \frac{E}{1-\nu^2}(\Delta\varepsilon_{2n} + \nu\Delta\varepsilon_{1n}) \end{aligned} \right\} \quad (4.2.9)$$

n ステップ目の主応力度の変化量を $n-1$ ステップ目の主応力度に加えた値を n ステップ目の主応力度とする。

すなわち、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{1n} &= \sigma_{1(n-1)} + \Delta\sigma_{1n} \\ \sigma_{2n} &= \sigma_{2(n-1)} + \Delta\sigma_{2n} \end{aligned} \right\} \quad (4.2.10)$$

とする。

ここで求めた σ_{1n} , σ_{2n} が式(4.2.7)の降伏条件を満たしたとき、座標(σ_{1n} , σ_{2n})と式(4.2.7)で表される楕円 $\sigma_1^2 - \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2^2 = \sigma_y^2$ の交点を新たな主応力度 σ_{1n} , σ_{2n} とする。したがって、ウェブ降伏後の応力経路は式(4.2.7)の降伏条件を満たす限り、主応力度は式(4.2.7)で表される楕円上を動くこととなる

主応力度からせん断応力度 τ への変換は式(4.2.11)を用いた。

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_2) \sin \phi \cos \phi \quad (4.2.11)$$

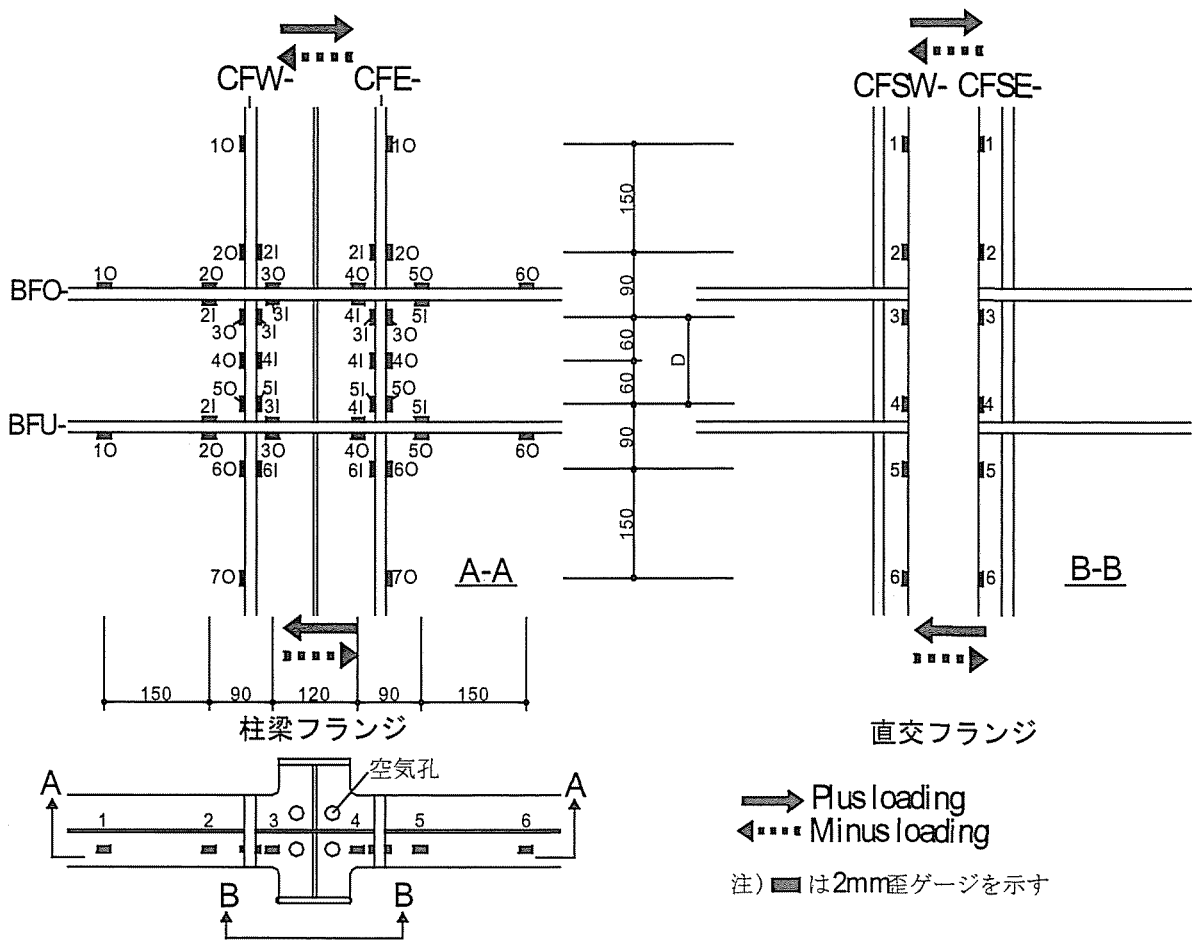
さらに、接合部せん断力 JQ_w へは次の式を用いた。^[4.6]

$$JQ_w = \frac{tI}{S_I} \tau \quad (4.2.12)$$

ここで、
 I : 断面 2 次モーメント
 S_I : 断面 1 次モーメント
 t : 接合部鉄骨ウェブ厚

2) 直交フランジおよび柱梁フランジ枠効果

直交フランジおよび枠効果の負担せん断力は、直交フランジの木口および柱梁鉄骨フランジに貼付した1軸歪ゲージ(東京測器製 YFLA-2-1LJB)の歪み値より鋼板の曲率 ϕ を求め、bi-liner 型の $M-\phi$ 曲線モデル^{4.7)}よりモーメントを算出し、剪断力に変換した。図 4.2.4 に柱梁フランジおよび直交フランジに歪みゲージ貼付位置を示す。



備考) 歪みゲージの貼付位置は全試験体共通であるが、SRC-2-BW は $D=66$ 、SRC-3-BW は $D=133$ となる。

図 4.2.4 柱梁フランジおよび直交フランジゲージ貼付位置

いま、図 4.2.5 のような板材の縁に歪みゲージが貼付してあり、図のようなせん断力がかかっているとすると、 i 点におけるこの板材の曲率 ϕ_i は、 i 点における歪みを $w\varepsilon_i$ 、 $E\varepsilon_i$ とし、材の幅を B とすると

$$\phi_i = \frac{w\varepsilon_i - E\varepsilon_i}{B} \quad (4.2.13)$$

で求められる。求められた ϕ_i より図 4.2.6 に示す $M-\phi$ 曲線モデル[4.7],[4.8]より M_i を求め、下式により各区間のせん断力を算出した。

$$Q_{i/i+1} = \frac{M_i + M_{i-1}}{L} \quad (4.2.14)$$

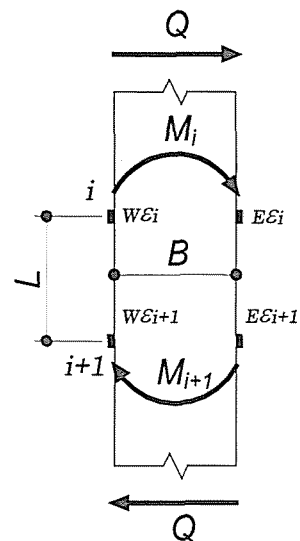


図 4.2.5 応力図

なお、直交フランジの負担せん断分 Q_f の算出には図 4.2.4 の CFSW-3,4 および CFSE-3,4 の歪みゲージの計測値を用いて算出した。

また、枠効果の負担せん断力 Q_{fr} の算出には CFW-30,3I,50,5I および CFE-30,3I,50,5I の歪みゲージの計測値を用いて算出したせん断力 Q_{CFW} と Q_{CFE} の和とした。

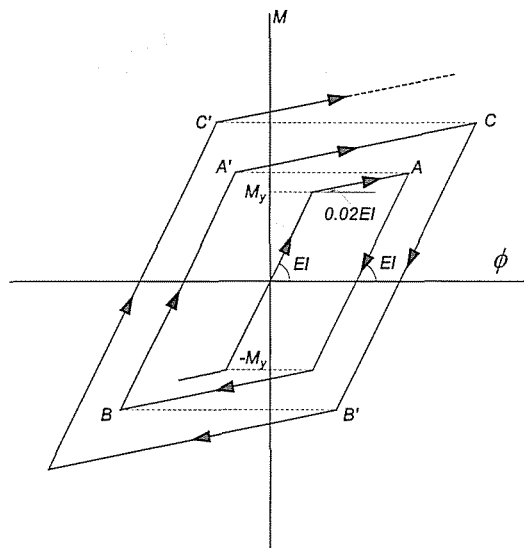


図 4.2.6 $M-\phi$ モデル図

第3節 鉄骨各構成要素負担分

第2節で説明した方法により，SRC 試験体に内包された鉄骨構成要素の負担分を求めた。ただし，実験中にひずみゲージが破断およびレンジオーバーなどにより計測不能になった場合はその直前のデータまでを扱うこととした。

ここでは，SRC 造柱梁接合部におけるせん断耐力鉄骨負担分は，鉄骨ウェブ，直交フランジ，枠効果の3要素であると仮定し，それぞれのせん断負担分がどのように推移しているかを検討することを目的とする。

以降，各構成要素のせん断負担分について実験変数毎に検討するため，試験体名と実験変数をまとめたものを表 4.3.1 に示す。

表 4.3.1 試験体名と実験変数

試験体名	実験変数グループ	実験変数	σ_B (N/mm^2)
SRC-1-BW SRC-1-W	基準		31.6 34.4
SRC-2-BW SRC-3-BW	梁柱せい比	梁せい200mm 梁せい400mm	31.5 31.0
SRC-1 SRC-4-W SRC-5-W SRC-6-W	接合部水平断面形状	接合部直交ウェブ無し Azone2幅倍 Bzone2幅倍 Czone2幅倍	36.7 38.6 39.0 35.8
SRC-1-BW16 SRC-7 SRC-8-W	直交フランジ厚 直交フランジ位置	直交フランジ16mm 柱H鉄骨強軸加力 直交フランジH鋼せい300mm	30.6 36.2 38.7
SRC-11-W SRC-11-WE SRC-12-W SRC-12-WE	梁の偏心	柱せい500mm 直交梁偏心(偏心距離100mm) 柱幅500 加力方向の梁偏心(偏心距離100mm)	37.5 36.7 43.3 42.8
SRC-1-BWH SRC-1-WH8 SRC-1-WH9	コンクリート強度	高強度800(実強度500) 高強度800(実強度600) 高強度900(実強度700)	52.8 62.5 72.2

4.3.1 接合部鉄骨ウェブ

図 4.3.1～4.3.6 に実験変数毎の鉄骨ウェブ負担せん断力の推移を示す。図中の計算値は(4.3.1)式を用いて計算した値である。また，図中の黒塗りの印は SRC 試験体における最大耐力時を示す。接合部ウェブパネルが全域に渡って降伏した際の終局せん断耐力は次式となる。

$${}_{cal.J}Q_w = A_w \cdot \frac{\sigma_{wy}}{\sqrt{3}} \quad (4.3.1)$$

${}_{cal.J}Q_w$: 鉄骨ウェブ負担せん断力(kN)
 A_w : 鉄骨ウェブ断面積(mm^2)
 σ_{wy} : 鉄骨ウェブの降伏応力度(N/mm^2)

1) 梁柱せい比

図 4.3.1 に梁柱せい比を実験変数とした SRC-1-BW, SRC-2-BW, SRC-3-BW の鉄骨ウェブ負担せん断力の推移を示す。

梁せいを大きくした SRC-3-BW は接合部にせん断初亀裂が発生する ± 3 サイクル ($\gamma_{int} \approx 3 \sim 5 \times 10^{-3} \text{rad}$) で鉄骨ウェブの剛性低下が生じたが、他の 2 体は接合部のせん断亀裂の発生が顕著となる ± 5 サイクル ($\gamma_{int} \approx 8 \sim 15 \times 10^{-3} \text{rad}$) において剛性が低下し、ウェブの負担せん断力は頭打ちとなった。SRC 試験体の最大耐力時における鉄骨ウェブ負担せん断力は、SRC-2-BW の正加力時と SRC-3-BW の負加力時を除いて、(4.3.1) 式による計算値を上回っている。

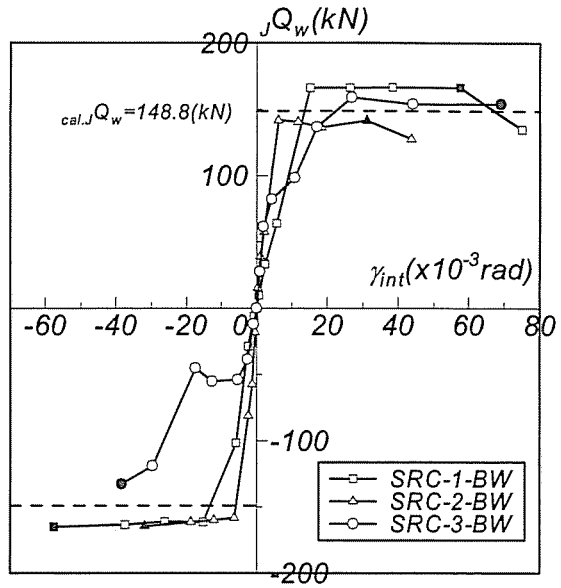


図 4.3.1 鉄骨ウェブ負担せん断力 (梁柱せい比)

2) 水平断面形状

図 4.3.2 に直交ウェブの有無の影響を、図 4.3.3 に水平断面形状の影響を変数とした鉄骨ウェブ負担せん断力の推移を示す。

図より、直交ウェブの有無による影響および水平断面形状の違いによる鉄骨ウェブ負担せん断力の推移に、違いはほとんど見られない。全ての試験体で接合部のせん断亀裂の発生が顕著となる 5 サイクル ($\gamma_{int} \approx 6 \sim 8 \times 10^{-3} \text{rad}$) に剛性低下をし、(4.3.1) 式による計算値を上回るせん断力

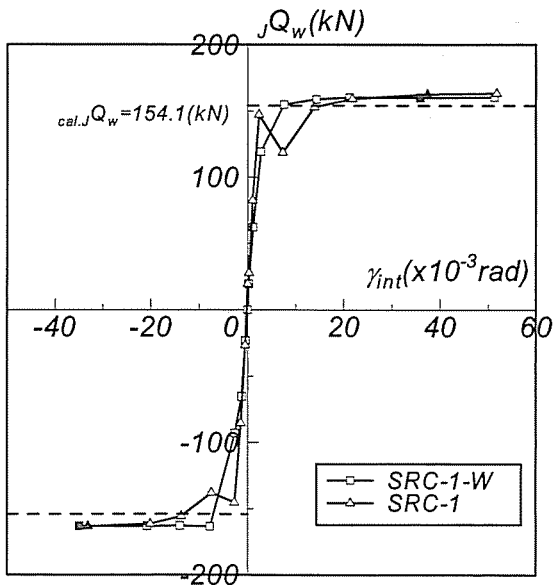


図 4.3.2 鉄骨ウェブ負担せん断力 (直交ウェブの有無)

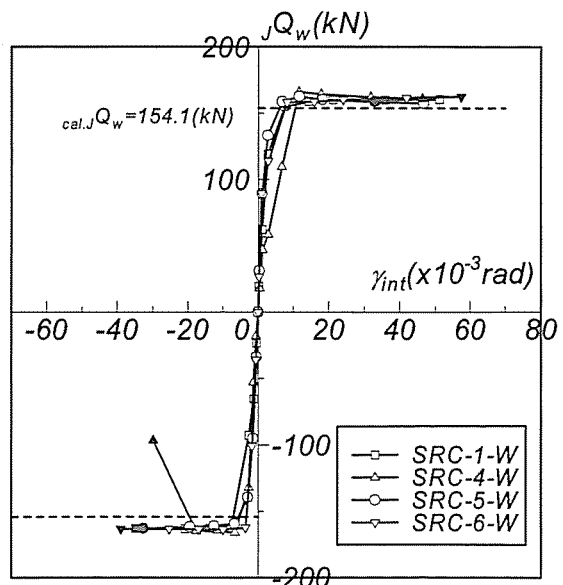


図 4.3.3 鉄骨ウェブ負担せん断力 (水平断面形状)

断力を負担している。SRC-4-W の負加力時を除き全ての試験体で SRC 試験体の最大耐力時における鉄骨ウェブ負担せん断力は(4.3.1)式による計算値を上回っている。

3) 直交フランジ厚および直交フランジ位置の影響

図 4.3.4 に直交フランジ厚および直交フランジ位置を実験変数とした SRC-1-W(基準), SRC-1-BW16, SRC-7, SRC-8-W の鉄骨ウェブ負担せん断力の推移を示す。

直交フランジを無くし接合部ウェブ厚を 12mm とした SRC-7 のみ, 初期剛性が高いが接合部せん断初亀裂の発生する 3 サイクル($\gamma_{int} \approx 3 \times 10^{-3} \text{rad}$)で若干剛性低下し, 接合部せん断亀裂の拡幅が顕著となる 7 サイクル($\gamma_{int} \approx 10 \times 10^{-3} \text{rad}$)に計算値耐力に達し耐力が頭打ちとなっている。その他の試験体はほとんど同様の推移をし, 接合部せん断亀裂の発生が顕著となる 5 サイクル($\gamma_{int} \approx 4 \sim 9 \times 10^{-3} \text{rad}$)に計算値耐力に達し, 耐力が頭打ちとなっており, 直交フランジ厚および直交フランジ位置の影響は無いと思われる。

4) 柱幅, 柱せいおよび梁の偏心の影響

図 4.3.5 に柱幅, 柱せいおよび梁の偏心を実験変数とした SRC-11-W, SRC-11-WE, SRC-12-W, SRC-12-WE の鉄骨ウェブ負担せん断力の推移を示す。

図より初期剛性は柱幅を 500mm とした SRC-12-W の正加力時を除きほぼ同じ剛性を示した。柱梁接合部にせん断亀裂が多数発生する 5 サイクル($\gamma_{int} \approx 3 \sim 10 \times 10^{-3} \text{rad}$)頃から剛性低下し始め, 7 サイクル($\gamma_{int} \approx 13 \sim 18 \times 10^{-3} \text{rad}$)にはほぼ負担耐力が頭打ちとなる。柱せいを大きくした SRC-11 シリーズは接合部ウェブの負担耐力が計算値に達しなかった。また, 直交梁が偏心した SRC-11-WE は最終サイクルで急激に接合部ウェブの負担せん断力が低下している。

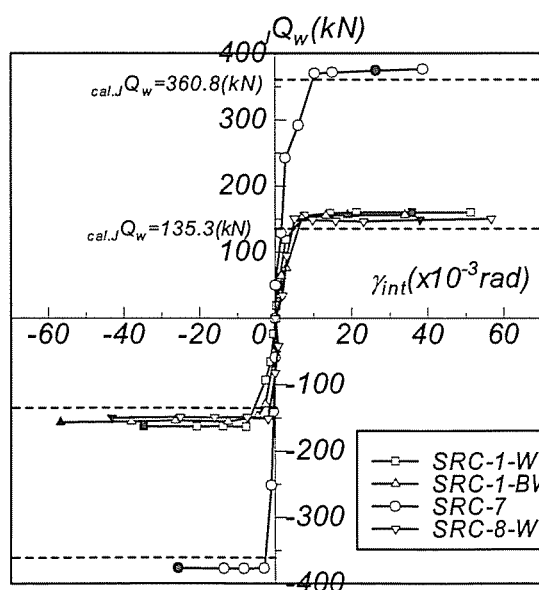


図 4.3.4 鉄骨ウェブ負担せん断力
(直交フランジ厚および位置)

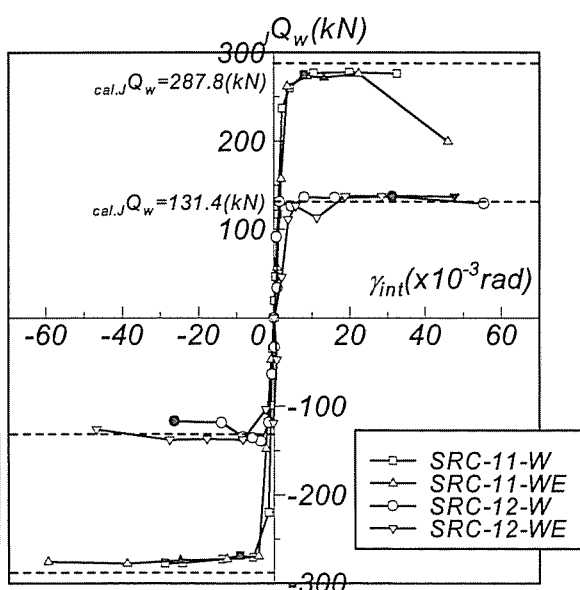
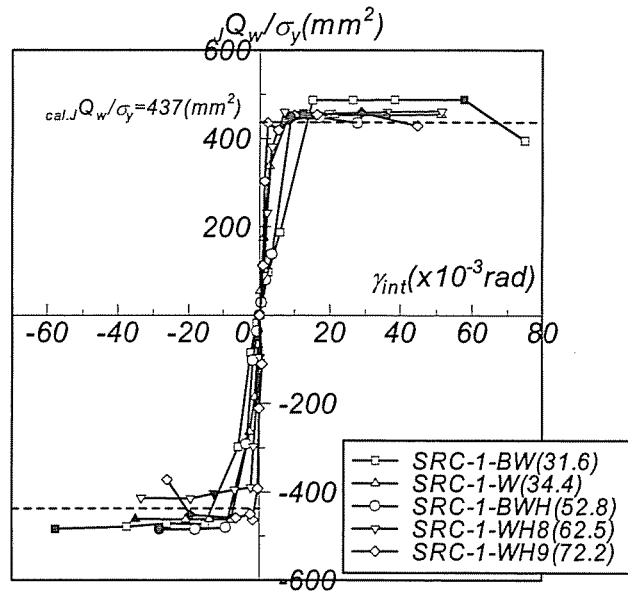


図 4.3.5 鉄骨ウェブ負担せん断力
(柱せい, 柱幅, 梁の偏心)

5) コンクリート強度の影響

図 4.3.6 にコンクリート強度を実験変数とした SRC-1-W, SRC-1-BWH, SRC-1-WH8, SRC-1-WH9 の鉄骨ウェブ負担せん断力の推移を示す。これらの試験体は全て異なるシリーズで実験が行われているので鋼材強度が違ふ。そのため、その影響を除くために、縦軸には算出したせん断力を材料強度で除した値とした。

図より第 1 シリーズの SRC-1-BW および SRC-1-BWH は初期剛性が低い、特にコンクリート強度の違いによる差は見られない。SRC-1-WH8 の負加力時を除き最大耐力時に鉄骨ウェブの負担耐力は計算値を上回っている。



※ 凡例の()内の数字はコンクリート強度(σ_B) (単位:N/mm²)

図 4.3.6 鉄骨ウェブ負担せん断力 (コンクリート強度)

4.3.2 直交フランジ

図 4.3.7~4.3.12 に実験変数毎の直交フランジ負担せん断力の推移を示す。図中の計算値は(4.3.2)式を用いて計算した値である。なお、断面係数に断面の縁降伏時と全塑性時の両方を用いており、降伏時を $cal1.J Q_f$ 、全塑性時 $cal2.J Q_f$ をとした。また、図中の黒塗りの印は SRC 試験体における最大耐力時を示す。なお、日本建築学会鋼構造規準^[4.9]において直交フランジは接合部ウェブと同等に評価しているため、せん断降伏による(4.3.3)式を用いた計算値 $cal3.J Q_f$ も併せて図中に示した。

$$cal.J Q_f = \frac{2 \cdot M_{y(p)}}{s_B d} \quad (4.3.2)$$

ここで、 $M_y = \sigma_{fy} \cdot \frac{t_f \cdot b_f^2}{6}$ (降伏時), または、 $M_p = \sigma_{fy} \cdot \frac{t_f \cdot b_f^2}{4}$ (全塑性時)

$$cal.J Q_f = A_f \cdot \frac{\sigma_{fy}}{\sqrt{3}} \quad (4.3.3)$$

(記号)

- $cal.J Q_f$: 直交フランジ負担せん断力(kN)
- A_f : 直交フランジ断面積(mm²)
- σ_{fy} : 直交フランジの降伏応力度(N/mm²)
- t_f : 直交フランジ厚(mm)
- b_f : 直交フランジ幅(mm)
- $s_B d$: 梁鉄骨フランジ重心間距離(mm)

1) 梁柱せい比

図 4.3.7 に梁柱せい比を実験変数とした SRC-1-BW, SRC-2-BW, SRC-3-BW の鉄骨直交フランジ負担せん断力の推移を示す。

正加力時に於いて梁せいが小さいほど初期剛性が高く最大耐力時の負担せん断力も大きいことが分かる。基準試験体 SRC-1-BW の正加力時最大耐力時の負担せん断力は不明であるが、全ての試験体は最大耐力時の負担せん断力が(4.3.2)式による計算値 $cal1,JQ_f$ および $cal2,JQ_f$ を大きく上回っているが、式(4.3.3)による計算値 $cal3,JQ_f$ と比較すると SRC-1-BW と SRC-3-BW は計算値の 50~80%にしか至っていないのに対し、梁せいを 200mm とした SRC-2-BW は正負加力とも計算値の 1.5 倍ほどのせん断力を負担している。

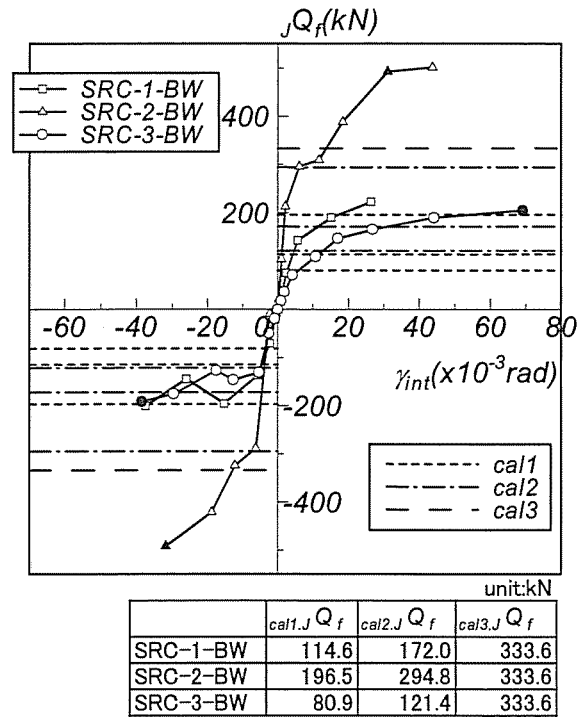


図 4.3.7 直交フランジ負担せん断力 (柱梁せい比)

2) 水平断面形状

図 4.3.8 に直交ウェブの有無の影響を、図 4.3.9 に水平断面形状の影響を変数とした鉄骨直交フランジ負担せん断力の推移を示す。

図 4.3.8 より直交ウェブの有無による直交フランジ負担せん断力の推移にはほとんど影響がないことが分かる。また、図 4.3.9 より、いずれの試験体も最大耐力時の負担せん断力は(4.3.2)式による計算値 $cal1,JQ_f$ および $cal2,JQ_f$ を大きく上回った。A-zone および C-zone を広げた SRC-4-W および SRC-6-W は基準試験体 SRC-1-W とほぼ同様な推移を示し、最大耐力時の負担せん断力は(4.3.3)式による計算値 $cal3,JQ_f$ を上回っているが、B-zone を広げた SRC-5-W は接合部のせん断亀裂の発生が顕著となる 7 サイクル時 ($\gamma_{int} \approx 12 \times 10^{-3} \text{rad}$) の剛性低下が他の試験体に比べ大きく、他の試験体よりも低い負担せん断力で推移し、最大耐力時の負担せん断力は、計算値 $cal3,JQ_f$ の 7 割程度のとなっている。このことから、B-zone が広がると直交フランジの負担せん断力は終局時に他の試験体よりも小さくなると思われる。

3) 直交フランジ厚および直交フランジ位置の影響

図 4.3.10 に直交フランジ厚および直交フランジ位置を実験変数とした SRC-1-W(基準), SRC-1-BW16, SRC-8-W の鉄骨直交フランジ負担せん断力の推移を示す。

直交フランジ位置を SRC 梁幅よりも外側に配置した SRC-8-W は、初期剛性は基準試験体とほぼ同じであるが、接合部にせん断亀裂の発生が顕著となる 5 サイクル ($\gamma_{int} \approx 9 \times 10^{-3} \text{rad}$) 以

降の直交フランジ負担分は基準試験体よりも低く推移しており、前項でも述べたように梁鉄骨フランジ幅の端から直交フランジまでの距離が大きくなると直交フランジの負担分が低減されると考えられる。また、最大耐力時の直交フランジ負担せん断力は、全ての試験体とも(4.3.2)式による計算値 $cal1.JQ_f$ および $cal2.JQ_f$ を大きく上回っているが、(4.3.3)式による計算値 $cal3.JQ_f$ においては、基準試験体以外は計算値に達しておらず、計算値の約9割程度となっている。

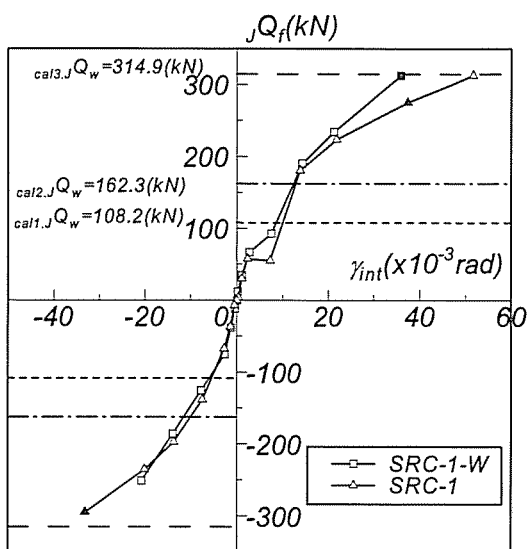


図 4.3.8 直交フランジ負担せん断力
(直交ウェブの有無)

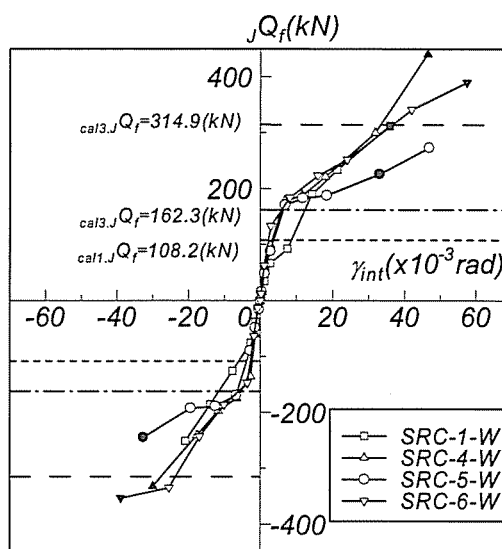
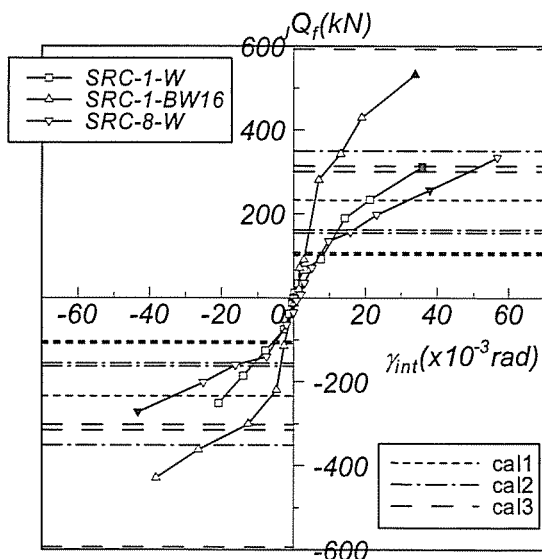


図 4.3.9 直交フランジ負担せん断力
(水平断面形状)



	unit:kN		
	$cal1.JQ_f$	$cal2.JQ_f$	$cal3.JQ_f$
SRC-1-W	108.2	162.3	314.9
SRC-1-BW16	233.7	350.5	593.1
SRC-8-W	103.6	155.4	301.4

図 4.3.10 直交フランジ負担せん断力
(直交フランジ厚および位置)

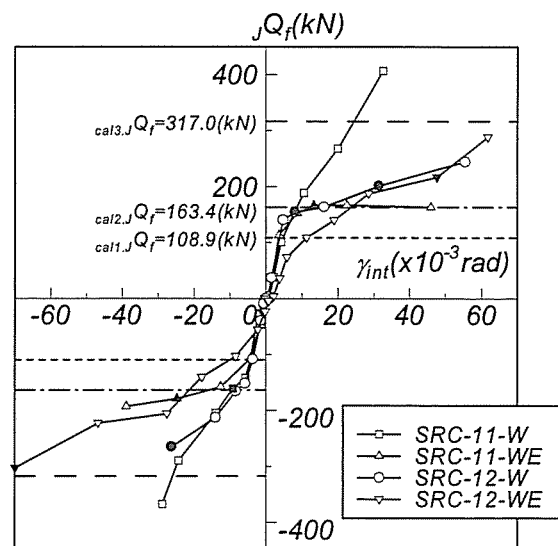


図 4.3.11 直交フランジ負担せん断力
(柱せい、柱幅、梁の偏心)

4) 柱幅, 柱せいおよび梁の偏心の影響

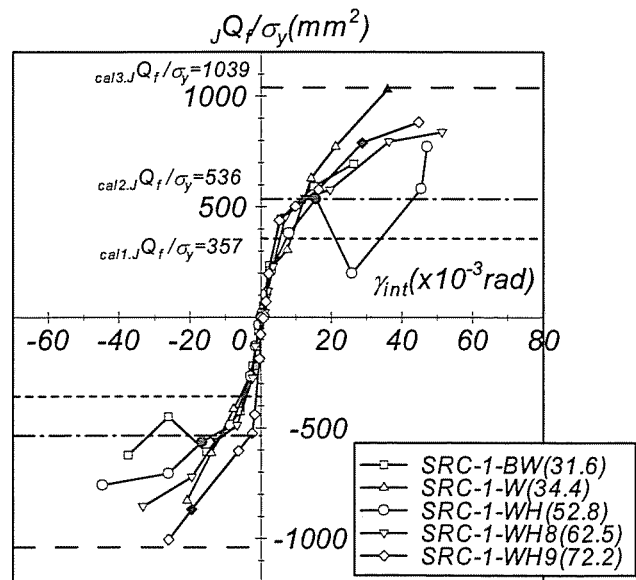
図 4.3.11 に柱幅, 柱せいおよび梁の偏心を実験変数とした SRC-11-W, SRC-11-WE, SRC-12-W, SRC-12-WE の鉄骨直交フランジ負担せん断力の推移を示す。加力梁の偏心した SRC-12-WE は, 梁の偏心側と非偏心側の両方の直交フランジに歪みゲージを貼付しており, 図中の値はそれぞれ負担せん断力を求めた後, 合計した値となっている。

図より加力梁が偏心した SRC-12-WE のみ初期剛性が低い, 正加力時のみであるが最大耐力時には, 偏心していない SRC-12-W とほぼ同様な負担せん断力の推移を示した。SRC-12-WE が初期剛性が低いのは, 加力梁が偏心しているため梁の偏心側の直交フランジと反対側の直交フランジの負担分に差があるため, 加力初期では梁が偏心している側の直交フランジのみがせん断力を負担しており, 接合部の変形の増大とともに梁の偏っていない側の直交フランジが徐々にせん断力を負担するようになったと考えられる。正加力時の最大耐力時における直交フランジの負担せん断力は, 偏心の有無にかかわらず(4.3.2)式による降伏計算値 $cal1JQ_f$ を全ての試験体で上回っているが, 柱せいを大きくした SRC-11 シリーズは(4.3.2)式による全塑性計算値(4.3.3)式とほぼ同じとなり, SRC-12 シリーズは若干上回った。(4.3.3)式による計算値 $cal2JQ_f$ と比較すると全試験体とも 6~7 程度しか負担していない。負加力時は柱せいを大きくした SRC-11 シリーズは正加力時と同様であるが, 柱幅を大きくした SRC-12 シリーズは(4.3.3)式による計算値 $cal2JQ_f$ の約 8~9 割を負担している。

5) コンクリート強度の影響

図 4.3.12 にコンクリート強度を実験変数とした SRC-1-W, SRC-1-BWH, SRC-1-WH8, SRC-1-WH9 の鉄骨直交フランジ負担せん断力の推移を示す。鉄骨ウェブの場合と同様に, 縦軸には算出したせん断力を材料強度で除した値としている。

初期剛性はコンクリート強度にかかわらずほぼ同様であり, 負担せん断力の推移もコンクリート強度の影響は見られない。また, 最大耐力時の負担せん断力については, 降伏計算値 $cal1JQ_f$ に対し 1.5~3 倍, 全塑性計算値 $cal1JQ_f$ に対しては $\sigma_B=52.8$ と $62.5(N/mm^2)$ の試験体はほぼ同じ値を示し, それ以外は 1.5~2 倍, $cal3JQ_f$ に対し 5~9 割の範囲でばらついている。



※ 凡例の()内の数字はコンクリート強度(σ_B)
(単位: N/mm^2)

図 4.3.12 直交フランジ負担せん断力
(コンクリート強度)

4.3.3 鉄骨フランジ枠効果

図4.3.13～4.3.18に実験変数毎の枠効果による負担せん断力の推移を示す。図中の計算値は、文献^[4.2]を元に本研究の試験体に合わせて導いた(4.3.4)式を用いて計算した値である。また、図中の黒塗りの印は SRC 試験体における最大耐力時を示す。

$${}_{cal.J}Q_{fr} = \alpha \cdot \frac{{}_B b_f \cdot {}_B t_f \cdot {}_C t_f \cdot \sigma_{fy}}{4} \cdot \frac{1}{{}_{sB} d} \quad (4.3.4)$$

${}_{cal.J}Q_{fr}$: 枠効果による負担せん断力(kN)
 α : 枠効果形状係数(本研究では $\alpha=8$)
 ${}_B b_f$: 梁鉄骨フランジ幅(mm)
 ${}_B t_f$: 梁鉄骨フランジ厚(mm)
 ${}_C t_f$: 柱鉄骨フランジ厚(mm)
 σ_{fy} : 鉄骨フランジの降伏応力度(N/mm²)
 ${}_{sB} d$: 梁鉄骨フランジ重心間距離(mm)

1) 梁柱せい比

図 4.3.13 に梁柱せい比を実験変数とした SRC-1-BW, SRC-2-BW, SRC-3-BW の鉄骨枠効果負担せん断力の推移を示す。

図より梁柱せい比の小さいほど初期剛性が高く、最大耐力時の負担せん断力大きい。

最大耐力時の負担せん断力は式(4.3.3)による計算値に至った試験体はなく、どの試験体も計算値の50%以下のせん断力しか負担していない。

2) 水平断面形状

図 4.3.14 に直交ウェブの有無の影響を、図 4.3.15 に水平断面形状の影響を変数とした鉄骨枠効果負担せん断力の推移を示す。

図 4.3.14 より接合部の直交ウェブを無くした SRC-1 と基準試験体の SRC-1-W のせん断負担力推移はほとんど同様であり、直交ウェブの有無による影響はほとんど見られない。また最大耐力時の負担せん断力は計算値の約7割程度である。

図 4.3.15 より zone 別の影響は B および C-zone を広げた試験体は基準試験体とほぼ同様な推移を示しており、B および C-zone による枠効果の負担せん断力に与える影響はほとんど無いと考えられる。A-zone は梁鉄骨フランジ幅が基準試験体に対し倍になっているので、基準試験体と比べると初期剛性も大きく、最大耐力時の負担せん断力も基準試験体の約3倍のせん

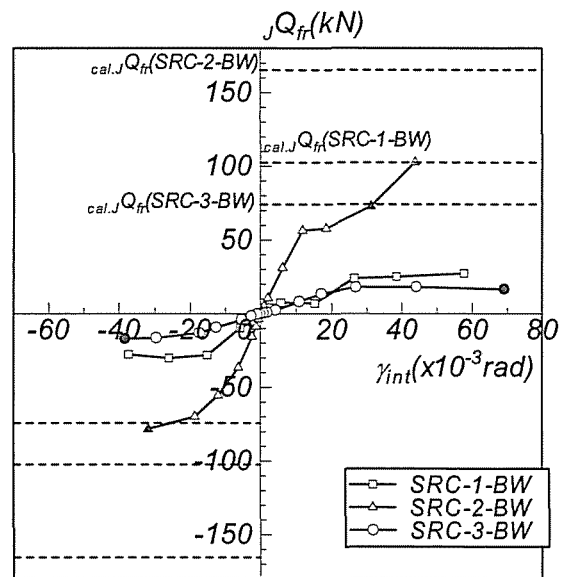


図 4.3.13 枠効果負担せん断力 (柱梁せい比)

断力を負担している。最大耐力時において A-zone を広げた試験体は計算値の約 1.3 倍負担しているが B-zone を広げた試験体は正加力時で約 1 倍、負加力時で約 0.5 倍、C-zone を広げた試験体は正負とも約 0.9 倍となっている。

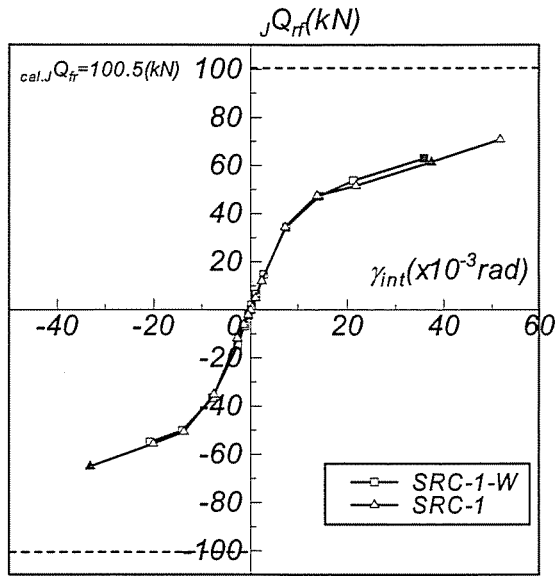


図 4.3.14 枠効果負担せん断力
(直交ウェブの有無)

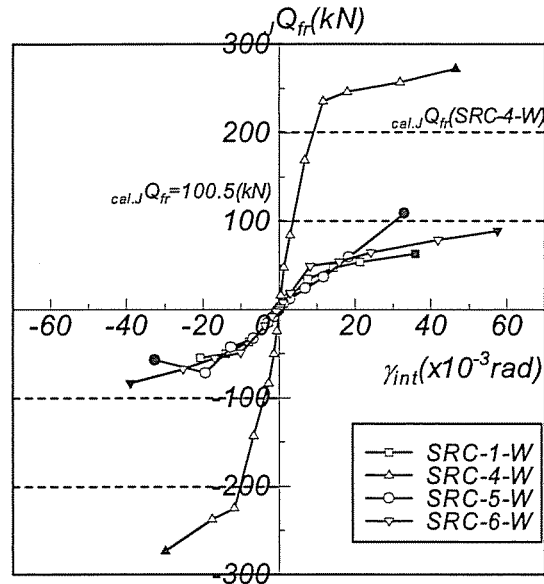


図 4.3.15 枠効果負担せん断力
(水平断面形状)

3) 直交フランジ厚および直交フランジ位置の影響

図 4.3.16 に直交フランジ厚および直交フランジ位置を実験変数とした SRC-1-W(基準), SRC-1-BW16, SRC-7, SRC-8-W の鉄骨枠効果負担せん断力の推移を示す。

図より直交フランジを無くし接合部ウェブ厚を厚くした SRC-7 は基準試験体と同様な推移をしておりウェブ厚の影響および直交フランジ無しの影響はほとんど無いことが分かる。直交フランジを 16mm と厚くした試験体 SRC-1-BW16 は、正加力時に於いて剛性低下が基準試験体よりも早く起こっておりその後の負担せん断力の上昇率も低い。また直交フランジが SRC 梁幅よりも外側に位置する SRC-8-W は最初の剛性低下は大きい、その後の負担せん断力の上昇率が高く、正加力時に於いては最大耐力時の枠効

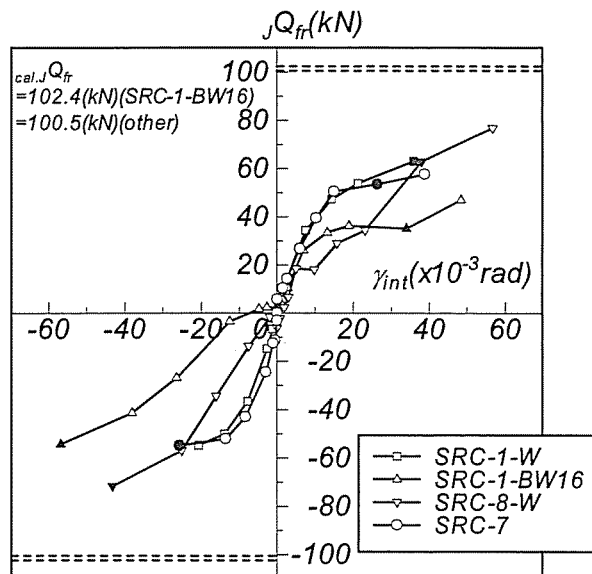


図 4.3.16 枠効果負担せん断力
(水平断面形状)

果負担せん断力は基準試験体とほぼ同じである。最大耐力時の負担せん断力は計算値の4~7割の間に分布しており、特に直交フランジ厚の厚い SRC-1-BW16 は正負加力時とも計算値の約4割しかせん断力を負担しておらず、直交フランジが厚くなると枠効果の負担せん断力は低下することが分かる。

4) 柱幅, 柱せいおよび梁の偏心の影響

図 4.3.17 に柱幅, 柱せいおよび梁の偏心を実験変数とした SRC-11-W, SRC-11-WE, SRC-12-W, SRC-12-WE の鉄骨枠効果負担せん断力の推移を示す。

図より柱せいを 500mm とした SRC-11 シリーズは正加力時に於いて初期剛性および剛性低下時はほぼ同じで最終サイクル以外はほぼ同様な推移をしている。最大耐力時の負担せん断力もほぼ同じで計算値の約5割程度である。柱幅を 500mm とした SRC-12-シリーズは、正負加力時とも梁が偏心した SRC-12-WE の方が初期剛性が低いが、剛性低下後の耐力上昇率はほぼ同じである。最大耐力時の負担せん断力は、正加力時に於いては計算値の約6割であるが負加力時は約8割の負担せん断力となっている。また、梁の偏心による枠効果への影響はほとんど無いことが分かる。

5) コンクリート強度の影響

図 4.3.18 にコンクリート強度を実験変数とした SRC-1-W, SRC-1-BWH, SRC-1-WH8, SRC-1-WH9 の鉄骨枠効果負担せん断力の推移を示す。第1シリーズで行った SRC-1-BW と SRC-1-BWH については初期剛性も低く負担せん断力も他の試験体よりも低く推移しており、データのばらつきも大きい。それ以外の試験体は正加力時に於いてほぼ同様な推移を示しているのでコンクリート強度による枠効果への影響は無いと考えられる。

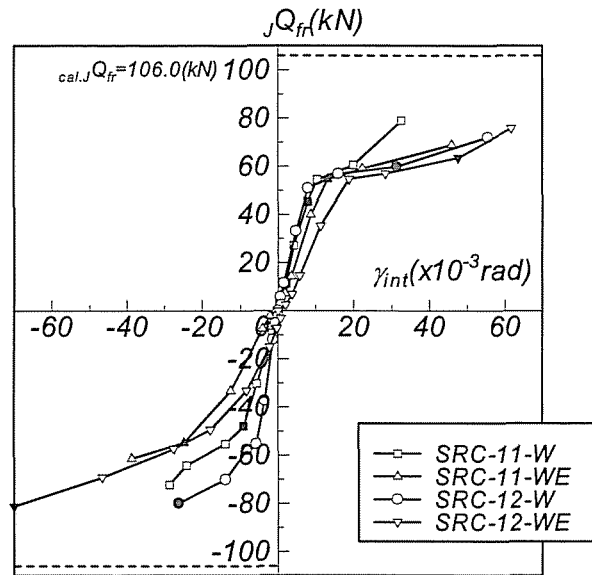
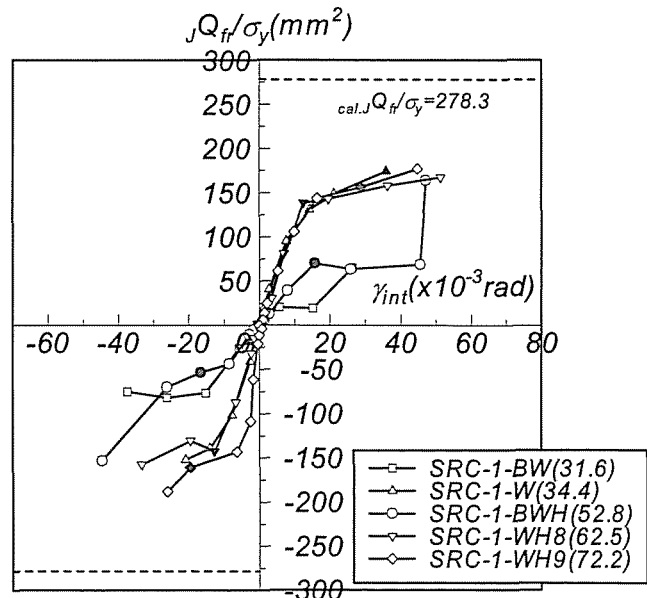


図 4.3.17 枠効果負担せん断力
(柱せい, 柱幅, 梁の偏心)



※ 凡例の()内の数字はコンクリート強度(σ_b)
(単位: N/mm²)

図 4.3.18 枠効果負担せん断力
(コンクリート強度)

第4節 純鉄骨試験体との比較

ここでは第3節で求めた鉄骨構成要素の各負担分と純鉄骨試験体において同様に求めた各構成要素負担分を比較し、その後各構成要素の負担分を累加し、純鉄骨試験体の実験値および分析値と比較し、ひずみゲージより求めた分析値の妥当性を検討する。

4.4.1 鉄骨ウェブ

図4.4.1~4.4.8に純鉄骨試験体の鉄骨ウェブ負担分とSRC試験体に内包された鉄骨のウェブ負担分を示す。

図4.4.1に基準試験体となるSRC-1-BW, SRC-1-Wと純鉄骨試験体S-1-BWの比較を示す。図よりSRC-1-BWの初期剛性は低いですが、最大耐力時の負担せん断力は他試験体とほとんど同じである。また、SRC-1-WとS-1-BWはほぼ同様な履歴推移を示している。図4.4.2より、梁せいを200mmとしたSRC-2-BWとS-2-BWを比較すると正加力時に於いてSRC試験体の負担せん断力が純鉄骨試験体に比べると若干小さい。図4.4.3より梁せいを400mmとしたSRC-3-BWとS-3-BWを比較すると

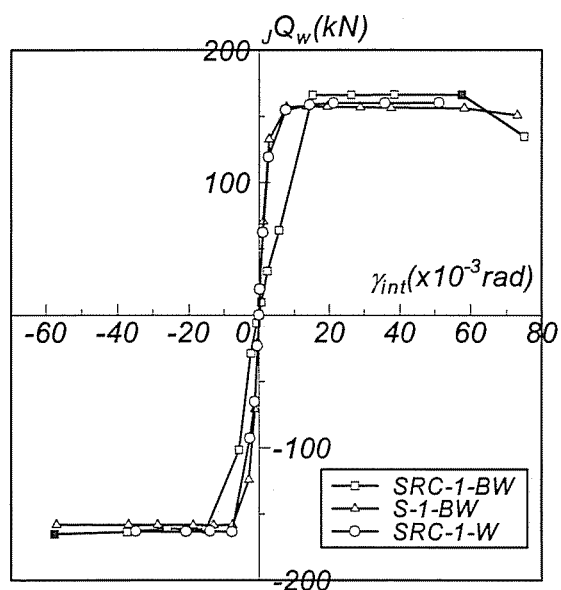


図4.4.1 鉄骨ウェブ負担せん断力
(基準試験体)

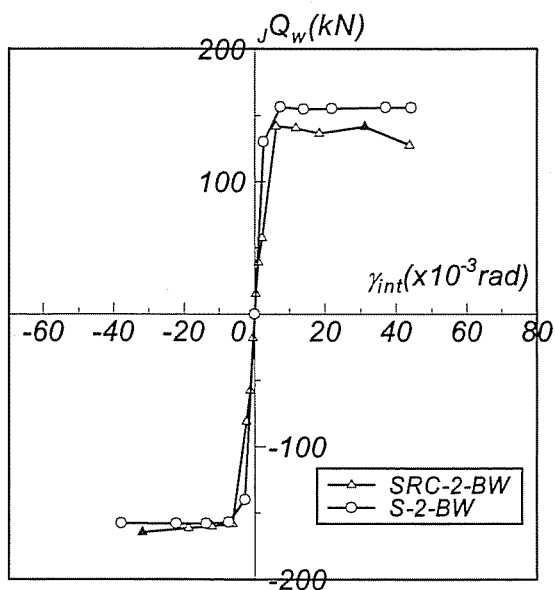


図4.4.2 鉄骨ウェブ負担せん断力
(梁せい 200mm)

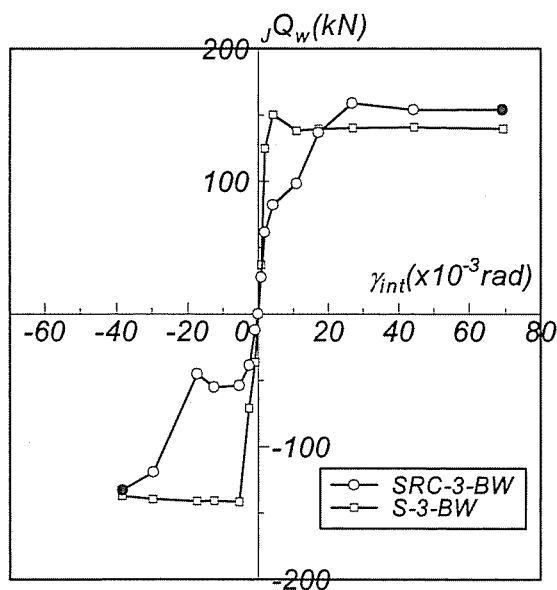


図4.4.3 鉄骨ウェブ負担せん断力
(梁せい 400mm)

SRC 試験体における剛性低下が大きい最大耐力時の負担せん断力はほぼ同じである。

図 4.4.4 より A-zone を広げた SRC-4-W と S-4-W を比較すると、正加力時では SRC 試験体の初期剛性が低い負加力時ではほとんど同じであり、正加力時の最大耐力時の負担せん断力はほぼ同じである。しかし、負加力時では SRC 試験体は最大耐力時に負担せん断力が低下しているのに対し S 試験体は耐力低下していない。図 4.4.5 より B-zone を広げた SRC-5-W と直交フランジが SRC 梁幅よりも外側に位置する SRC-8-W は鉄骨形状が同じであり、その同形状の純鉄骨試験体 S-5-W と比較すると、どの試験体もほぼ同様の履歴推移を示している。

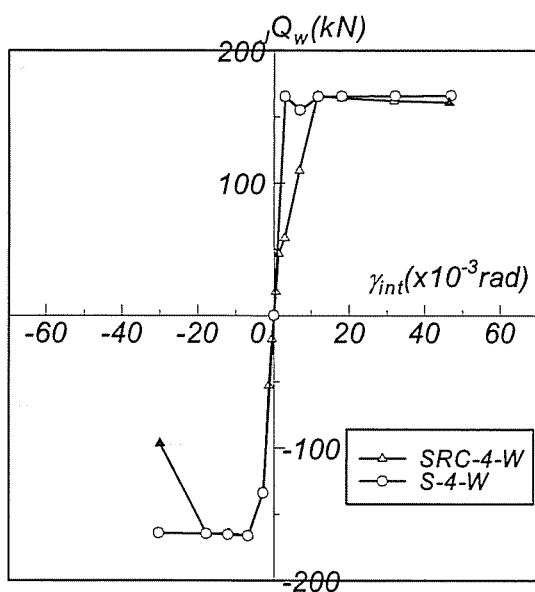


図 4.4.4 鉄骨ウェブ負担せん断力
(A-zone 2 倍)

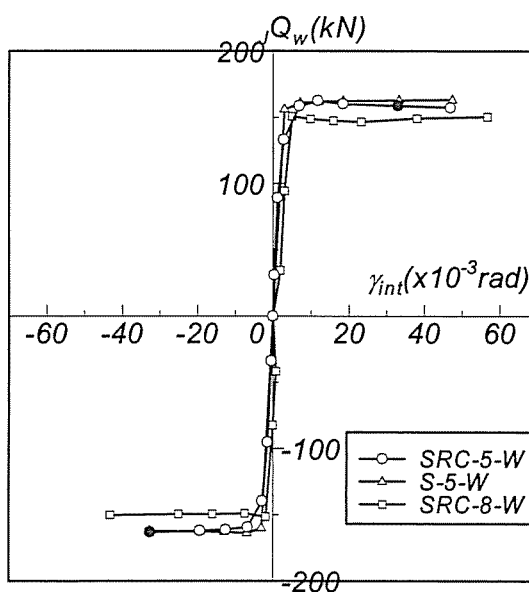


図 4.4.5 鉄骨ウェブ負担せん断力
(B-zone 2 倍, 直交フランジ位置)

図 4.4.6 および図 4.4.7 より直交フランジ厚を 16mm とした SRC-1-BW16 と純鉄骨試験体 S-1-BW16 および直交フランジを無くしウェブ厚を厚くした SRC-7 と純鉄骨試験体 S-7 を比較するとどちらも SRC と純鉄骨試験体の違いはほとんどみられない。

図 4.4.8 より柱せいを 500mm とした SRC-11-W と直交フランジおよび直交ウェブが偏心した SRC-11-WE と SRC-11-W に内包された鉄骨と同形状の純鉄骨試験体 S-11-W を比較すると SRC-11-WE は正加力時の最終サイクルで負担せん断力の低下がみられるが、それ以外は SRC 試験体と純鉄骨試験体

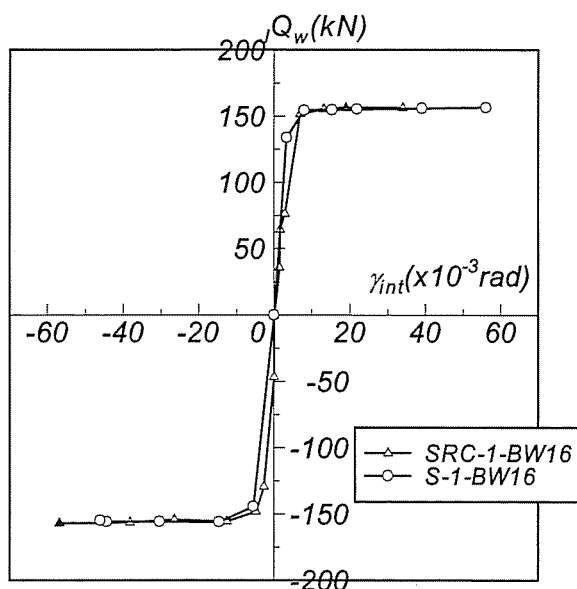


図 4.4.6 鉄骨ウェブ負担せん断力
(直交フランジ 16mm)

の差はほとんど無い。

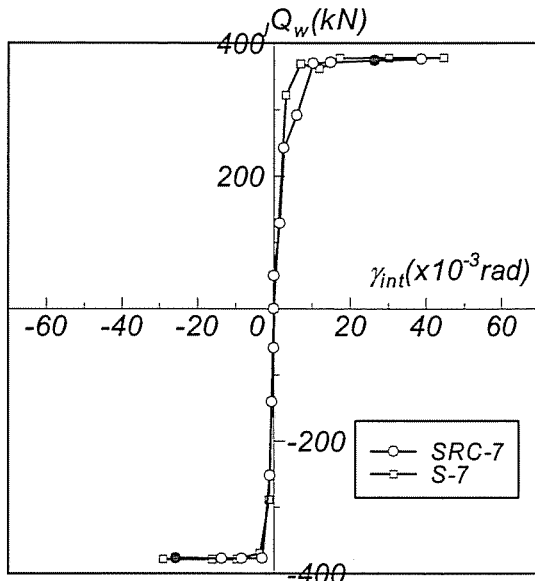


図 4.4.7 鉄骨ウェブ負担せん断力
(直交フランジなし, 鉄骨ウェブ 12mm)

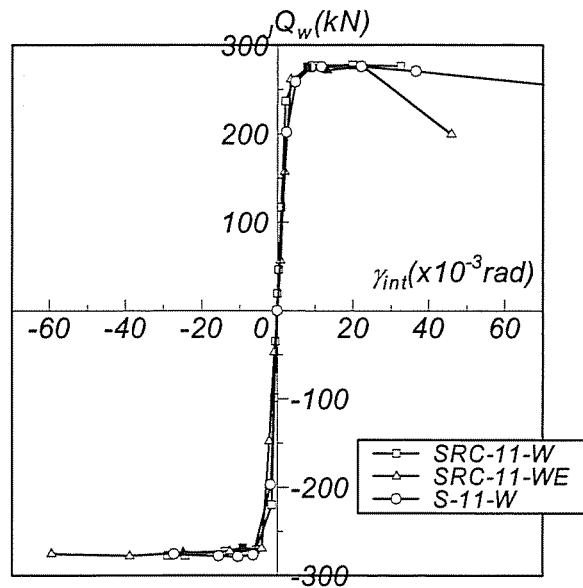


図 4.4.8 鉄骨ウェブ負担せん断力
(柱せい 500mm, 直交フランジの偏心)

4.4.2 直交フランジ

図 4.4.9~4.4.15 に純鉄骨試験体の鉄骨直交フランジ負担分と SRC 試験体の鉄骨直交フランジ負担分を示す。

図 4.4.9 より基準試験体の SRC-1-BW, SRC-1-W および純鉄骨試験体 S-1-W を比較すると接合部せん断変形角 $\pm 30 \times 10^{-3} \text{rad}$ までは負担せん断力推移にはほとんど差異はみられないが, SRC 試験体のデータが, それ以降計測できていないため, 大変形時での比較は出来ない。図 4.4.10 より梁せいを 200mm とした SRC-2-BW と S-2-BW を比較すると純鉄骨試験体の方が, 初期剛性が低く全体的に SRC 試験体よりも低い負担せん断力で推移している。図 4.4.11 より梁せいを 400mm とした SRC-3-BW と純鉄骨試験体 S-3-BW を比較すると接合部せん断変形角が小変位時にはほぼ同様な推移をしているが, SRC 試験体の最大

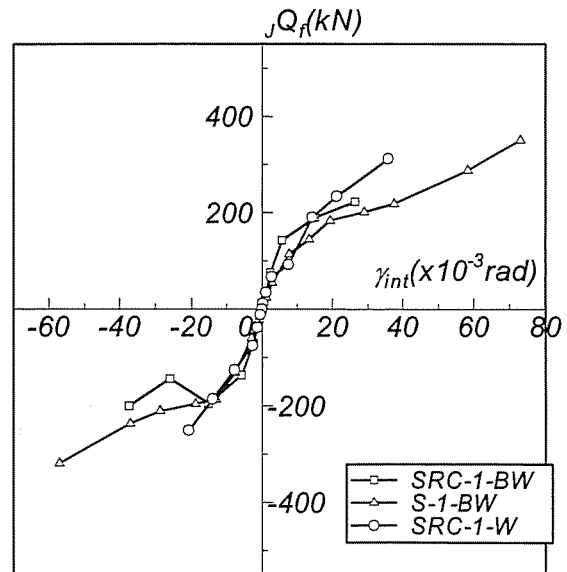


図 4.4.9 直交フランジ負担せん断力
(基準試験体)

耐力時において若干純鉄骨試験体の方が、負担せん断力が大きくなっている。

図 4.4.12 より A-zone を広げた SRC-4-W と純鉄骨試験体 S-4-W を比較すると、初期剛性はほぼ同じで剛性低下後の負担せん断力の上昇率が SRC 試験体の方が、純鉄骨試験体と比べると大きく、SRC 試験体の最大耐力時の負担せん断力は純鉄骨試験体に比べ SRC 試験体は約 1.5 倍（正加力時）となっている。図 4.4.13 より B-zone を広げた SRC-5-W、直交フランジが

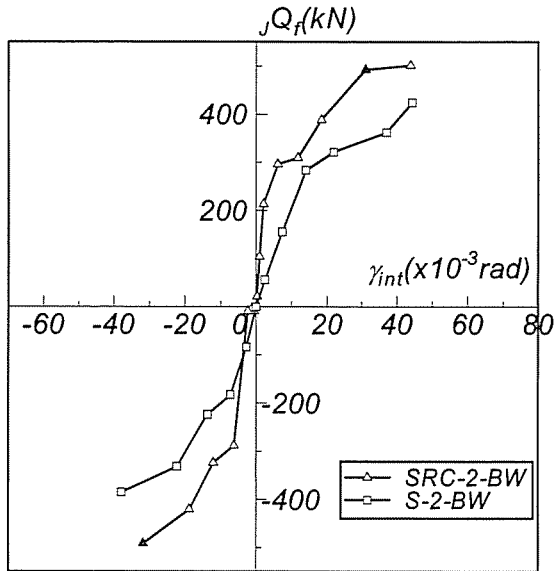


図 4.4.10 直交フランジ負担せん断力
(梁せい 200mm)

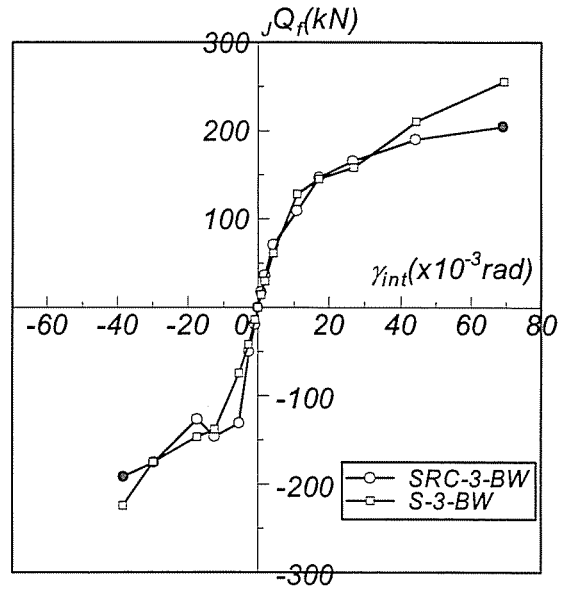


図 4.4.11 直交フランジ負担せん断力
(梁せい 400mm)

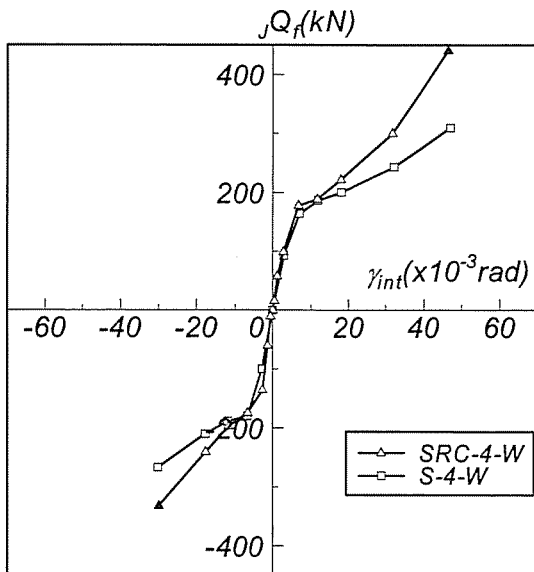


図 4.4.12 直交フランジ負担せん断力
(A-zone 2 倍)

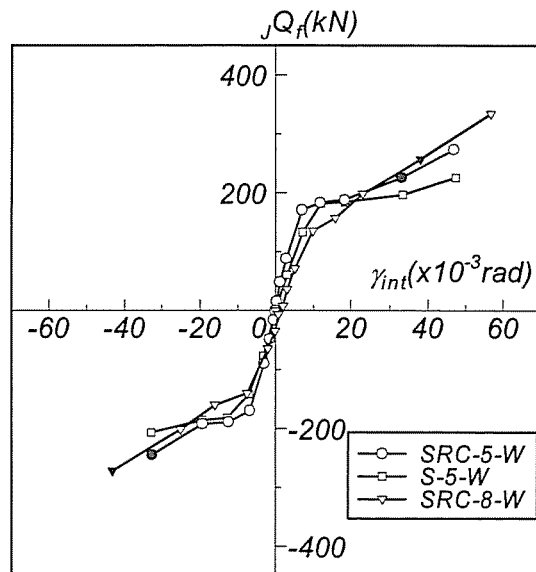


図 4.4.13 直交フランジ負担せん断力
(B-zone 2 倍, 直交フランジ位置)

SRC 梁幅よりも外側に位置する SRC-8-W と純鉄骨試験体 S-5-W を比較すると剛性低下までの推移はほとんど同じであるが、接合部せん断変形角が大きくなると純鉄骨試験体よりも SRC 試験体の方が若干ではあるが負担せん断力が大きくなっている。

図 4.4.14 より直交フランジを 16mm と厚くした SRC-1-BW16 と純鉄骨試験体 S-1-BW16 を比較すると、初期剛性から純鉄骨試験体より SRC 試験体の方が高く、剛性低下後の負担せん断力についても SRC 試験体の方が高く推移している。

図 4.4.15 より柱せいを 500mm とした SRC-11-W, その試験体の直交フランジおよび直交ウェブを偏心させた SRC-11-WE と純鉄骨試験体を比較すると、初期剛性はほぼ同じであるが、剛性低下後の負担せん断力上昇率は SRC-11-W が最も高く直交フランジが偏心した SRC-11-WE は剛性低下後の負担せん断力の上昇はほとんどみられない。しかし、SRC 試験体の最大耐力時における直交フランジの負担せん断力はどの試験体もほぼ同じ値である。

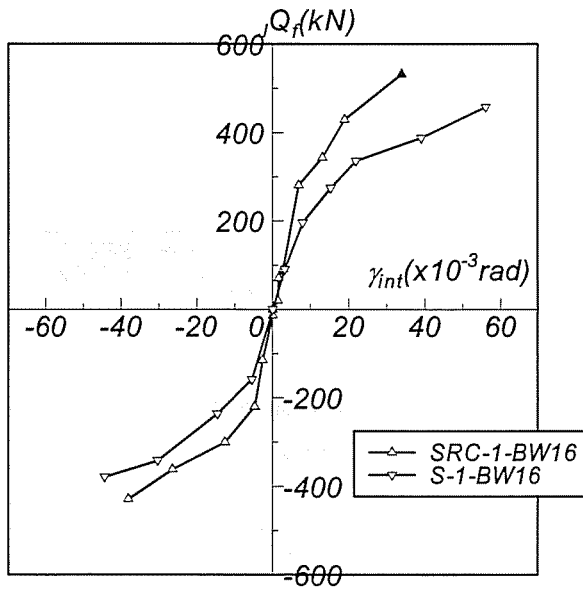


図 4.4.14 直交フランジ負担せん断力
(直交フランジ 16mm)

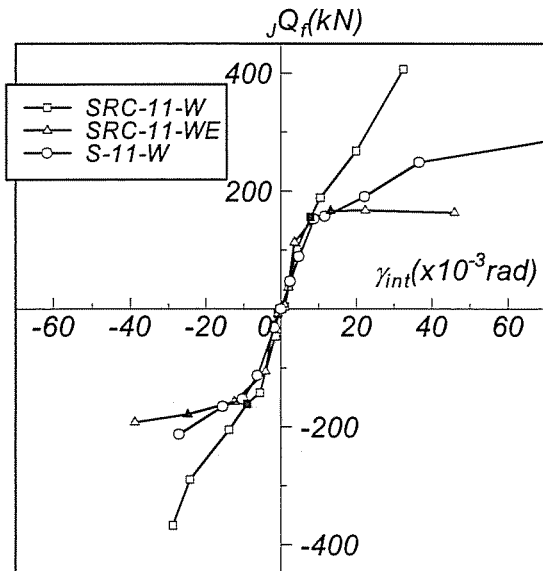


図 4.4.15 直交フランジ負担せん断力
(柱せい 500mm, 直交フランジ偏心)

直交フランジの負担せん断力に関しては、全体的に梁せいを 400mm とした SRC-3-W を除くといずれも鉄骨試験体の分析値より SRC 試験体の分析値の方が $\gamma_{int}=20\sim40\times 10^{-3}\text{rad}$ において 2~3 割ほど大きい値を示した。これは、接合部内のコンクリートの剛性が SRC に内蔵した鉄骨のパネルウェブから直交梁フランジを介して直交フランジへ応力伝達されるときに影響するため、純鉄骨試験体では接合部にコンクリートがないため、その剛性が無くパネル部と直交フランジ部の変形に差が生じると考えられる。

4.4.3 鉄骨フランジ枠効果

図 4.4.16~4.4.23 に純鉄骨試験体の鉄骨フランジ枠効果負担分と SRC 試験体の鉄骨フランジ枠効果負担分を示す。

図 4.4.16 より基準試験体の SRC-1-BW, SRC-1-W と純鉄骨試験体の S-1-BW を比較すると, SRC-1-W, S-1-BW, SRC-1-BW の純に負担せん断力が大きくなっている。

図 4.4.17 より梁せいを 200mm とした SRC-2-BW と純鉄骨試験体 S-2-BW を比較すると,

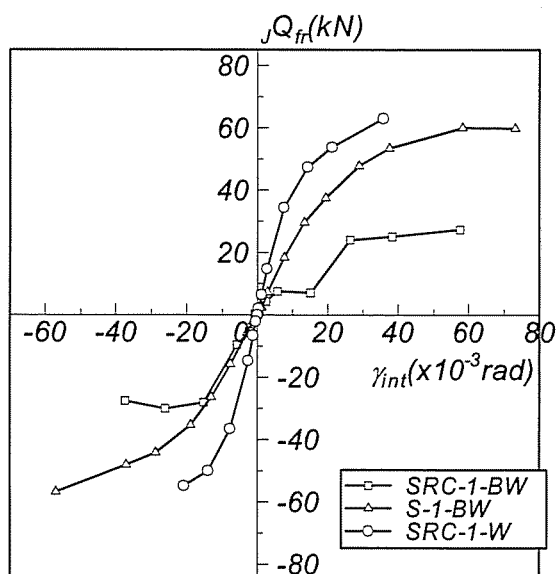


図 4.4.16 枠効果負担せん断力
(基準試験体)

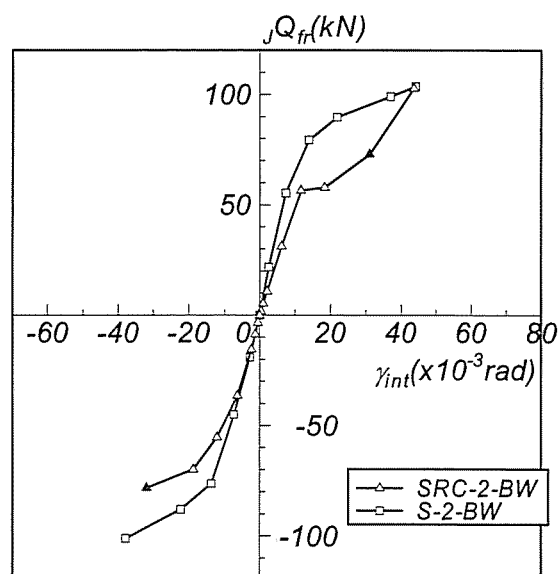


図 4.4.17 枠効果負担せん断力
(梁せい 200mm)

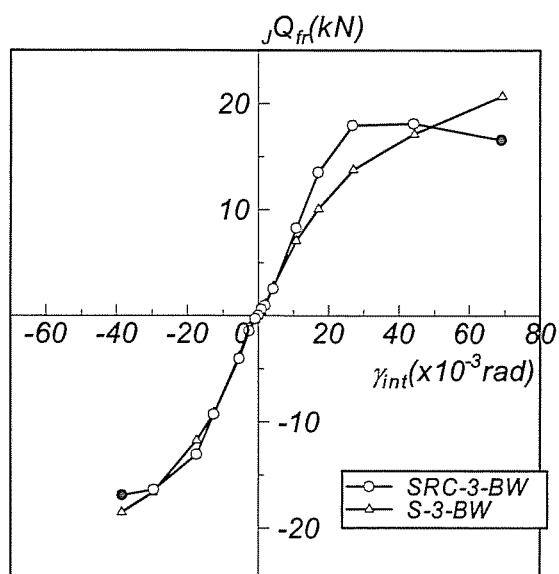


図 4.4.18 枠効果負担せん断力
(梁せい 400mm)

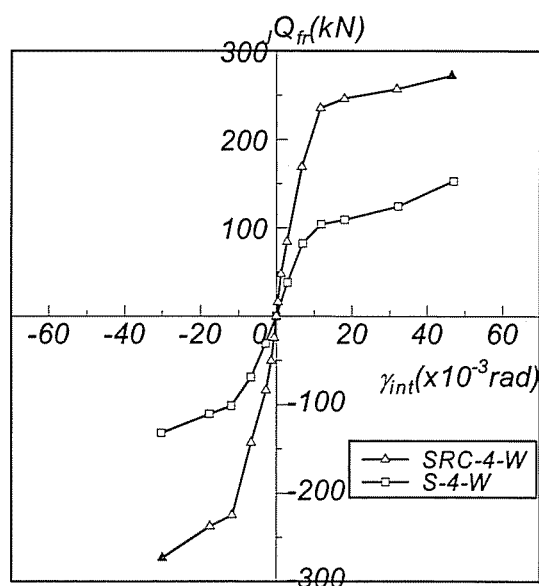


図 4.4.19 枠効果負担せん断力
(A-zone 2倍)

初期剛性はほぼ同じであるが、SRC 試験体の方が剛性低下が大きく、その後の耐力推移も SRC 試験体の方が低い。SRC 試験体の最大耐力時の負担せん断力も純鉄骨試験体の方が大きくなっている。図 4.4.18 より梁せいを 400mm とした SRC-3-BW と純鉄骨試験体 S-3-BW を比較すると、SRC 試験体と純鉄骨試験体の差異はほとんどみられない。

図 4.4.19 より A-zone を広げた SRC-4-W と純鉄骨試験体 S-4-W を比較すると、初期剛性から純鉄骨試験体よりも SRC 試験体の方が負担せん断力が高く、ほぼ倍の負担せん断力を負担している。このことから A-zone のコンクリート有無が鉄骨フランジ枠効果負担せん断力に与える影響が大きいと考えられる。

図 4.4.20 より B-zone を広げた SRC-5-W、直交フランジが SRC 梁幅よりも外側に位置する SRC-8-W と純鉄骨試験体 S-5 を比較すると、SRC-5-W は初期剛性は純鉄骨試験体とほぼ同じであるが、剛性低下後の負担せん断力の推移に大きな違いがある。これに対し SRC-8-W は純鉄骨試験体よりも初期剛性が低いが、剛性低下は低く大変形時では純鉄骨試験体よりも大きなせん断力を負担している。B-zone についてもコンクリートの有無が鉄骨フランジ枠効果負担せん断力に与える影響があることが分かる。

図 4.4.21 より直交フランジを 16mm に厚くした SRC-1-BW16 と鉄骨試験体 S-1-BW16 を比較すると、正加力時に於いてはほぼ同様な推移を示しているが、負加力時には SRC 試験体の初期剛性が低い。しかし、負加力時における SRC 試験体の最大耐力時の負担せん断力はほとんど差がない。図 4.4.22 より直交フランジを無くし鉄骨ウェブ厚を 12mm とした SRC-7 と鉄骨試験体 S-7 を比較すると SRC と鉄骨の違いはほとんどみられない。

図 4.4.23 より柱せいを 500mm とした SRC-11-W、直交フランジが偏心した SRC-11-WE と鉄骨試験体 S-11-W を比較すると、SRC 試験体と鉄骨試験体に差はみられないが、接合部せん

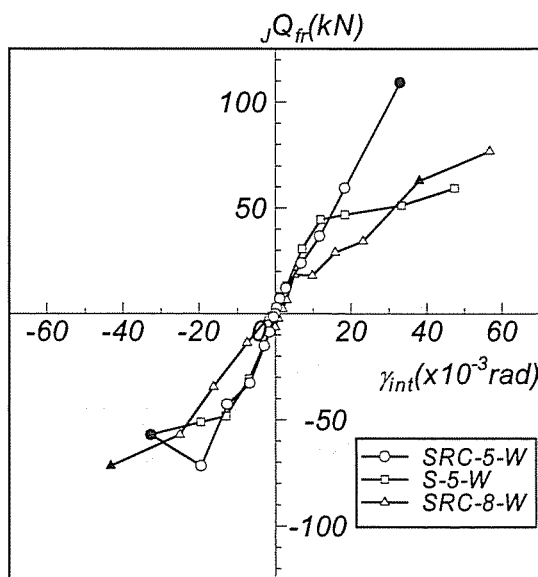


図 4.4.20 枠効果負担せん断力
(B-zone 2 倍, 直交フランジ位置)

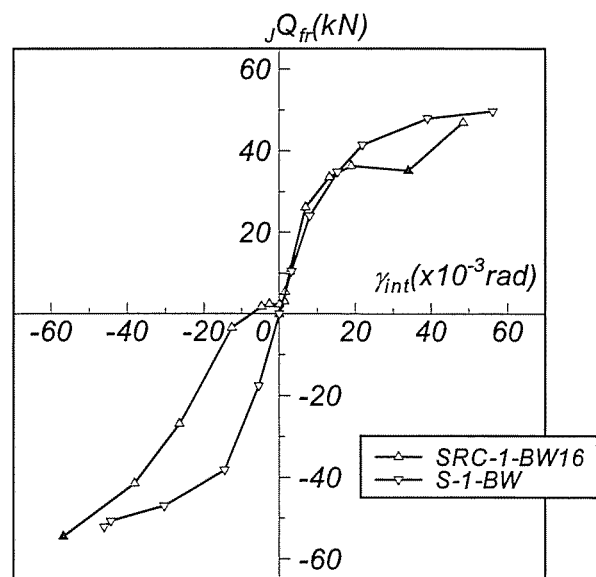


図 4.4.21 枠効果負担せん断力
(直交フランジ厚 16mm)

断変形角が $20 \times 10^{-3} \text{rad}$ を超えた頃から SRC-11-W のみ鉄骨フランジ枠効果の負担せん断力が急激に上昇している。

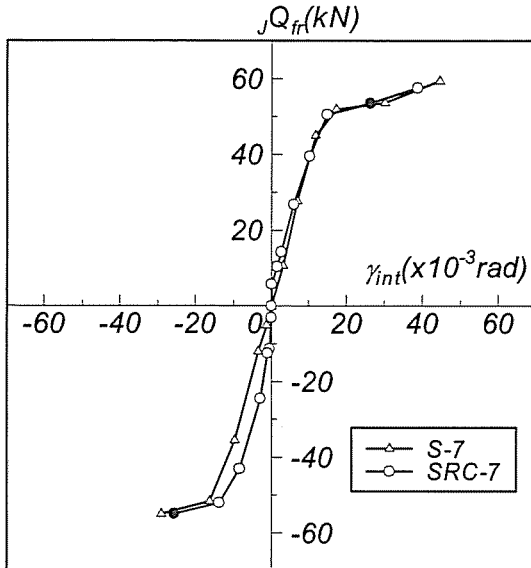


図 4.4.22 枠効果負担せん断力
(直交フランジ無し, 鉄骨ウェブ 12mm)

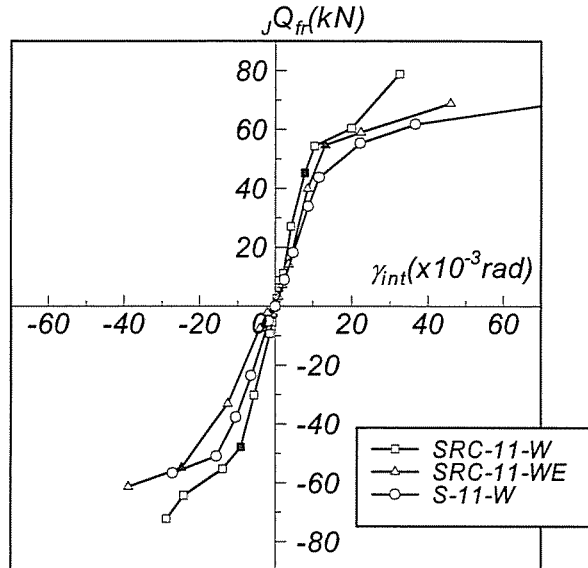


図 4.4.23 枠効果負担せん断力
(柱せい 500mm, 直交フランジ偏心)

4.4.4 分析値と実験値の比較

これまでの鉄骨構成要素の各せん断力負担分析値を累加し、純鉄骨実験値と比較する。

図 4.4.24~4.4.37 に第 3 節で求めた鉄骨ウェブ、鉄骨直交フランジ、鉄骨フランジ枠効果の分析値を累加した SRC 試験体の接合部せん断力(ana)と、純鉄骨試験体の実験値より求めた接合部せん断力(exp)とひずみゲージより求めた各構成要素負担分の累加値(ana)の比較を試験体毎に示す。なお、図中の計算値は日本建築学会 SRC 規準の終局せん断耐力式における鉄骨負担項を用いて計算した値である。

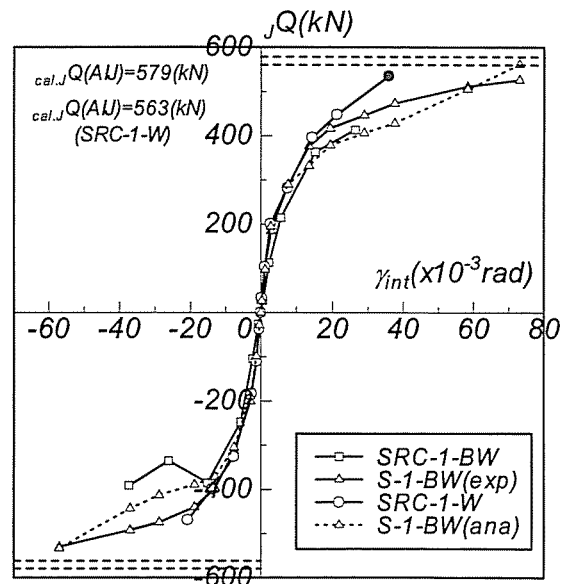


図 4.4.24 に基準試験体の SRC-1-BW および SRC-1-W, 純鉄骨試験体の S-1-BW について示す。図より鉄骨実験値および鉄骨分析値の推移にほとんど違いはみられず、また、SRC 試験体

図 4.4.24 鉄骨負担せん断力
(基準試験体)

と鉄骨試験体との相違が小さいことから、SRC 内の鉄骨の挙動は鉄骨試験体の挙動と概ね沿うように考えて良い。鉄骨のせん断力負担分は鉄骨ウェブ、直交フランジ枠効果で評価できることが分かる。SRC 試験体の最大耐力時における鉄骨負担せん断力は SRC 規準式の鉄骨負担項より求めた計算値よりも若干低い値を示した。

図 4.4.25～4.4.26 に梁柱せい比を変数とした SRC-2-BW および SRC-3-BW について示す。どちらの鉄骨試験体においても実験値と分析値はほぼ同様な推移をしている。梁せいを 200mm にした SRC-2-BW は、SRC 試験体は接合部せん断変形角が $20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降で鉄骨実験値よりも鉄骨負担せん断力が高く推移している。しかし、梁せいを 400mm にした SRC-3-BW に関しては、SRC 試験体と鉄骨試験体の差はほとんどみられない。

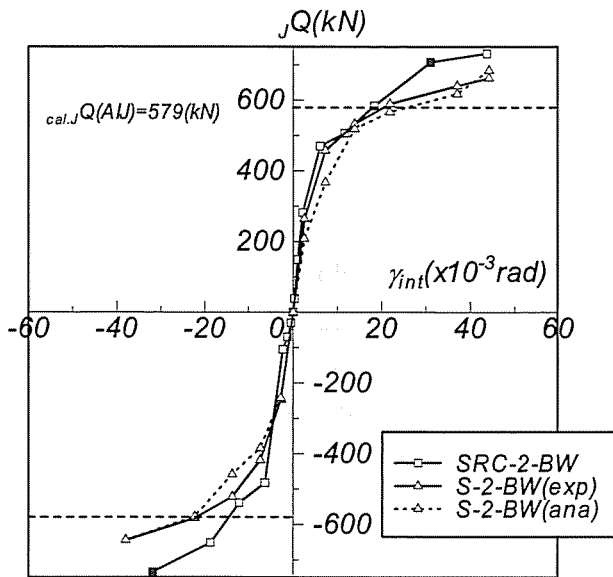


図 4.4.25 鉄骨負担せん断力
(梁せい 200mm)

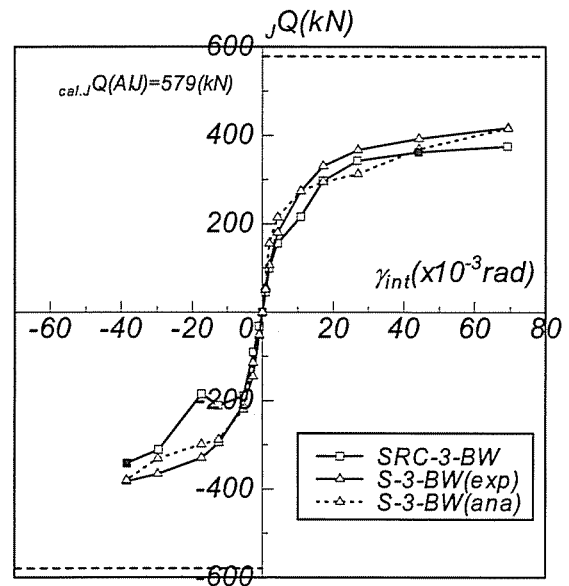


図 4.4.26 鉄骨負担せん断力
(梁せい 400mm)

図 4.4.27～4.4.29 に A,B,C-zone を変数とした SRC-4-W, SRC-5-W, SRC-6-W および直交フランジを SRC 梁幅よりも外側に配置した SRC-8-W について示す。

図 4.4.27 より A-zone を実験変数とした SRC-4-W は純鉄骨試験体の実験値と分析値に差が生じた。しかし SRC 試験体と鉄骨試験体の実験値はほとんど同様な推移を示した。純鉄骨試験体の分析値は $\pm 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ における剛性低下が大きく以降、SRC 試験体や純鉄骨試験体よりも低く推移している。この差は、4.1～4.3 で述べた SRC 試験体と鉄骨試験体の分析値の比較のうち、鉄骨フランジ枠効果の負担せん断力において SRC 試験体と鉄骨試験体で差があったことに起因しており、4.3 ではコンクリートの有無が要因ではないかと述べた。しかし、純鉄骨試験体の実験値と SRC 試験体の分析値にほとんど差がないため、純鉄骨試験体

におけるひずみゲージの貼付不良などの要因なども考えられるが、なぜこのような結果となったかは不明である。SRC 試験体の最大耐力時における鉄骨負担分は、SRC 試験体や純鉄骨試験体にかかわらず SRC 規準式による計算値よりも大きい値を示した。

B-zone を実験変数とした SRC-5-W および直交フランジが SRC 梁幅よりも外側に位置する SRC-8-W は同形状の鉄骨を内蔵しているため図 4.4.28 に併せて示す。SRC-5-W と SRC-8-W の推移はほぼ同じであり SRC 試験体の最大耐力時の負担せん断力も同じである。純鉄骨試験体の実験値(exp)と解析値(ana)では接合部せん断亀裂発生が顕著となる±5 サイクル($\gamma_{int} \approx 6\sim 9 \times 10^{-3} \text{rad}$)における剛性低下が大きくそれ以降は実験値と解析値に差が生じている。SRC 試験体と純鉄骨試験体を比較すると、SRC 試験体の鉄骨負担せん断力は純鉄骨実験値よりも分析値の方に近い性状を示している。このことから B-zone が広がると、鉄骨負担せん断力は、鉄骨ウェブ、直交フランジ、鉄骨フランジ枠効果の3要素では評価できず、3要素以外の要因による付加せん断力があると考えられる。

図 4.4.29 に C-zone を実験変数とした SRC-6-W と純鉄骨試験体 S-1-BW の比較を示す。図より SRC 試験体と純鉄骨試験体は

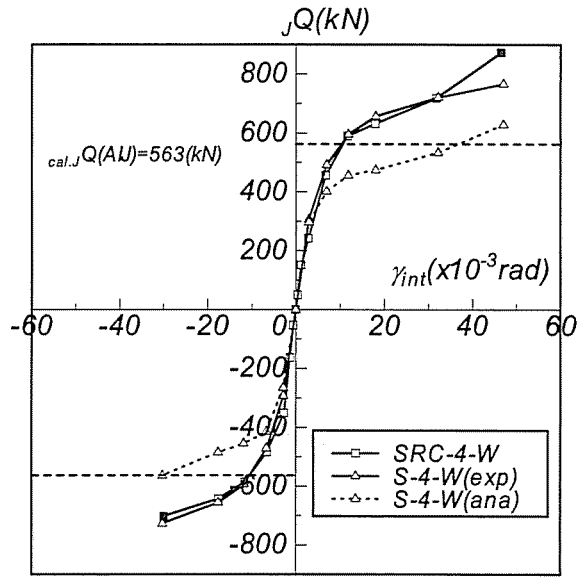


図 4.4.27 鉄骨負担せん断力 (A-zone 2 倍)

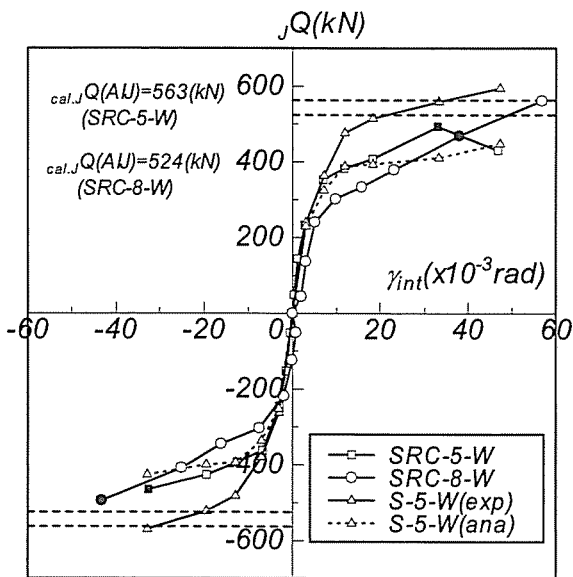


図 4.4.28 鉄骨負担せん断力 (B-zone 2 倍, 直交フランジ位置)

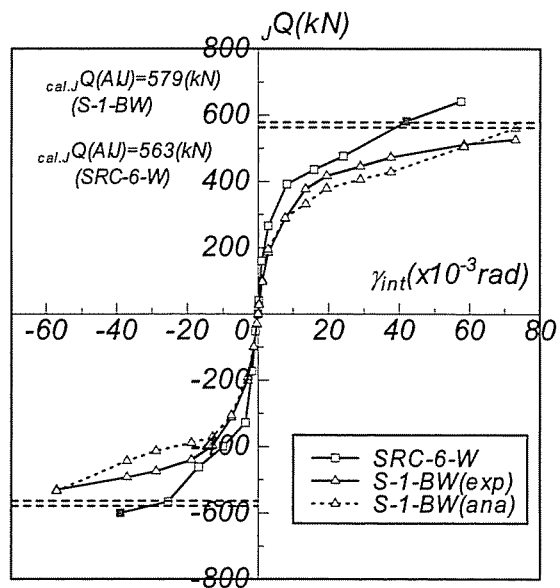


図 4.4.29 鉄骨負担せん断力 (C-zone 2 倍)

ほぼ同様な推移は示しているが、若干 C-zone を広げた SRC-6-W のほうが、耐力が大きく推移している。第3節で述べたように、鉄骨ウェブ、直交フランジ、鉄骨フランジ枠効果の3要素それぞれに於いて、基準試験体 SRC-1-W と SRC-6-W の差はほとんど無いことから、SRC 試験体と純鉄骨試験体の負担せん断力の差は誤差と考えてもよいと思われる。

図4.4.30に直交フランジを厚くした SRC-1-BW16 と純鉄骨試験体 S-1-BW16 の比較を示す。図より、純鉄骨試験体の実験値と分析値を比較すると、正加力時において $\gamma_{int} \approx 10 \sim 40 \times 10^{-3} \text{rad}$ の間で若干純鉄骨の分析値が低く推移するが、誤差の範囲であると考えられる。SRC 試験体の分析値と純鉄骨試験体の実験値を比較するとほぼ同様な推移を示した。しかし、SRC 試験体の最大耐力時における鉄骨負担せん断力は SRC 規準式による計算値よりには達しておらず、計算値の約8割程度となっている。

図4.4.31に直交フランジを無くし鉄骨ウェブ厚を厚くした SRC-7 と純鉄骨試験体 S-7 の比較を示す。図より SRC 試験体の分析値と純鉄骨試験体の分析値にはほとんど差がないが、純鉄骨試験体の実験値による鉄骨負担せん断力は、接合部せん断変形角が $10 \times 10^{-3} \text{rad}$ より大きい変位で SRC 試験体と純鉄骨試験体の分析値を大きく上回っている。これは、鉄骨ウェブの負担せん断力を求めるときにひずみ効果域を考慮していないモデル化を用いているためである。他の試験体では接合部ウェブの断面積が小さいため、その負担せん断力は直交フランジの負担せん断力の約半分程度しか負担していない。そのため、鉄骨試験体全体に与える鉄骨ウェブの影響は小さいが、この試験体のように鉄骨ウェブ厚が厚くなり直交フランジが無くなるとその影響が表れたと考えられる。なお、SRC 試験体の最大耐力時における鉄骨負担せん断力は SRC 規準式とほとんど同じ値となっている。

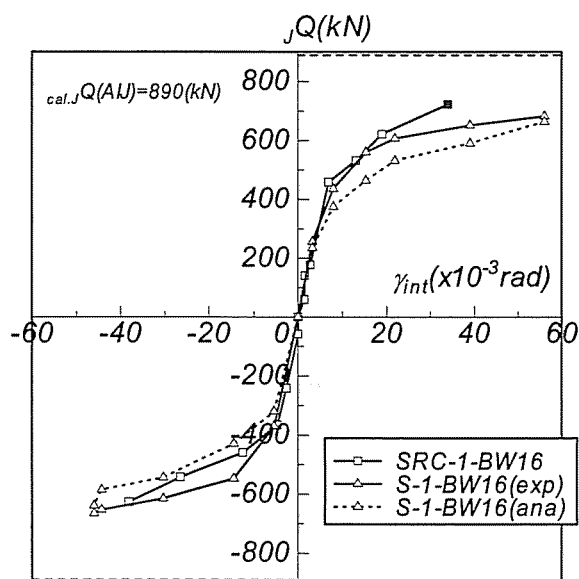


図 4.4.30 鉄骨負担せん断力
(直交フランジ厚 16mm)

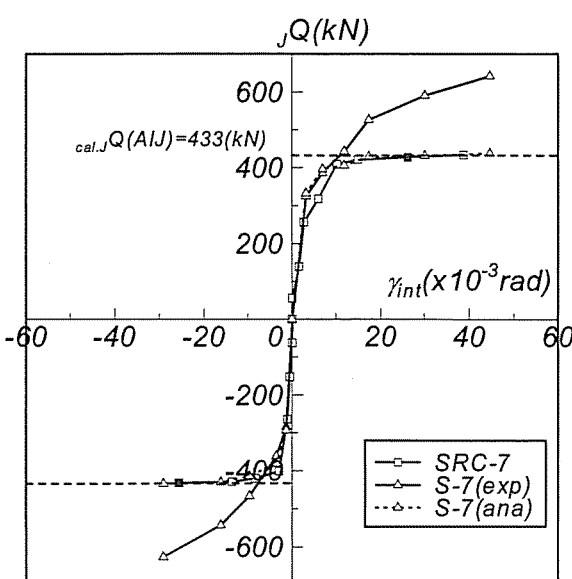


図 4.4.31 鉄骨負担せん断力
(直交フランジ無し, 鉄骨ウェブ厚 12mm)

図 4.4.32 に柱せいを 500mm とした SRC-11-W と直交フランジおよび直交ウェブが偏心した SRC-11-WE と純鉄骨試験体 S-11-W の比較を示す。図よりどの試験体も初期剛性は同じであるが SRC-11-WE は 5 サイクル ($\gamma_{int} = 5 \times 10^{-3} \text{rad}$) における剛性低下が大きく、S-11-W と同

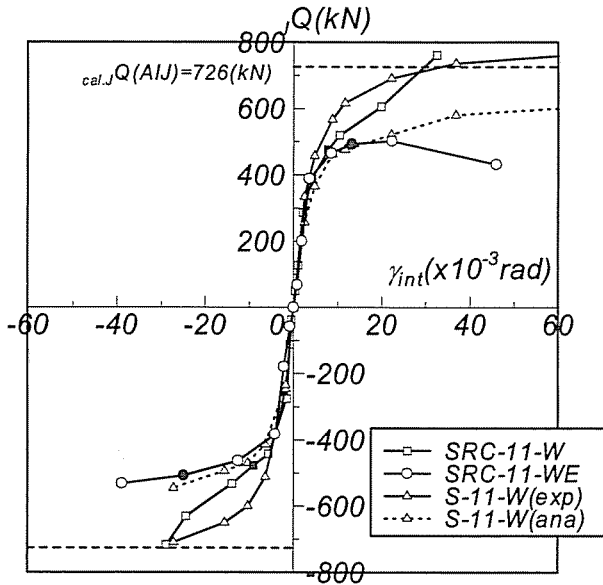


図 4.4.32 鉄骨負担せん断力
(柱せい 500mm, 直交フランジ偏心)

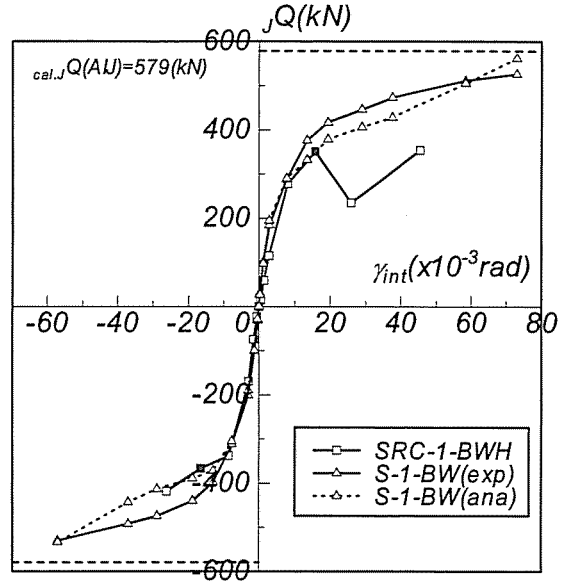


図 4.4.35 鉄骨負担せん断力
(コンクリート強度 $\sigma_B = 52.8 \text{N/mm}^2$)

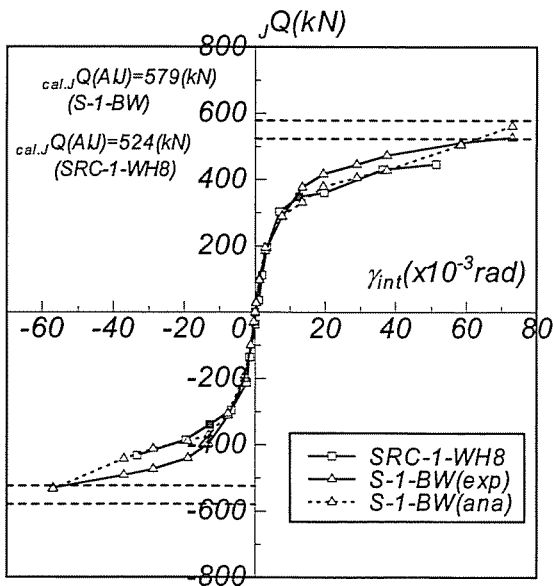


図 4.4.36 鉄骨負担せん断力
(コンクリート強度 $\sigma_B = 62.5 \text{N/mm}^2$)

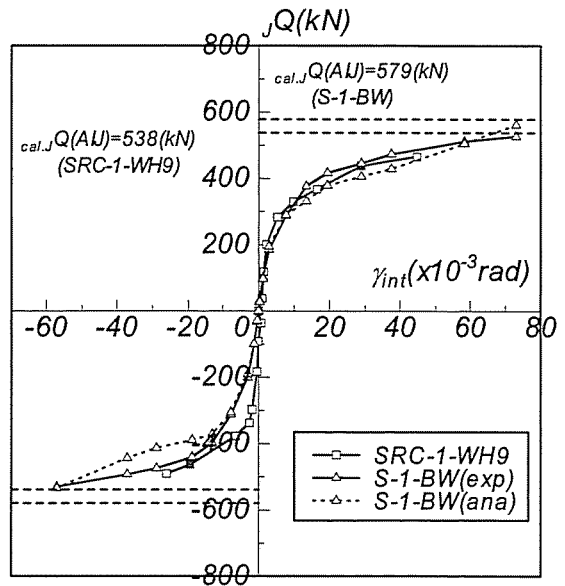


図 4.4.37 鉄骨負担せん断力
(コンクリート強度 $\sigma_B = 72.2 \text{N/mm}^2$)

様な推移を示した。しかし SRC-11-W は5サイクル($\gamma_{\text{int}} \doteq 5 \times 10^{-3} \text{rad}$)で剛性低下するが、その後の耐力上昇が大きく最終サイクルでは純鉄骨試験体 S-11-W の実験値とほぼ同じ値を示した。SRC 試験体の最大耐力時における鉄骨負担せん断力は、どの試験体も SRC 規準式による計算値に達していない。

図 4.4.35～4.4.37 にコンクリート強度を変数とした SRC-1-BWH($\sigma_B=52.8\text{N/mm}^2$), SRC-1-WH8($\sigma_B=62.5\text{N/mm}^2$), SRC-1-WH9($\sigma_B=72.2\text{N/mm}^2$)と純鉄骨試験体 S-1-BW の比較を示す。どの試験体も SRC 試験体と純鉄骨試験体のせん断力推移に違いはみられないため、高強度コンクリートに於いても鉄骨負担分は鉄骨ウェブ直交フランジ、鉄骨フランジ枠効果の3要素で評価できる。なお、高強度コンクリートを用いると SRC 試験体の最大耐力時の接合部せん断変形角が小さいので、鉄骨せん断負担力も小さくなり計算値の約6割程度の値となっている。

第5節 まとめ

本章では、第3章で実験的検討に用いた試験体のひずみゲージ計測データを用いて、SRC 造柱梁接合部における鉄骨構成要素のせん断力負担分を明確にするために弾塑性分析を行った。

SRC 造柱梁接合部における鉄骨構成要素のうち、接合部せん断耐力を負担している鉄骨構成要素を鉄骨ウェブ、直交フランジ、鉄骨フランジ枠効果の3要素であると仮定し、それぞれの接合部負担せん断力を算出した。

分析に用いたモデルは、鉄骨ウェブには直角3軸型ロゼットゲージを貼付したので、ロゼット解析により主歪み度を算出し、その後 von Mises の降伏条件を用いて主応力度を算出しせん断力に変換した。直交フランジおよび鉄骨フランジ枠効果の負担せん断力の算出には bi-liner 型の $M-\phi$ 曲線モデルを適用し、モーメントを算出後せん断力に変換した。

この様にして求めた各構成要素の接合部負担せん断力の結果から以下のことを明らかにした。

1. 鉄骨各構成要素負担分

1) 接合部鉄骨ウェブ

全ての試験体において接合部のせん断亀裂の発生が顕著となる ± 5 サイクル ($cR \doteq 15 \times 10^{-3} \text{rad}$, $\gamma_{\text{int}} \doteq 5 \sim 15 \times 10^{-3} \text{rad}$) に剛性低下がおき、その後の負担せん断力はほぼ一定となる。SRC 試験体の最大耐力時における負担せん断力は全ての試験体で式(4.3.1)による計算値とほぼ等しく、接合部鉄骨ウェブは式 (4.3.1) により算定できる。

2) 直交フランジ

梁柱せい比が小さいほど初期剛性が高く、SRC 試験体の最大耐力時の負担せん断力も高い。また、水平断面形状を変数とした試験体を比較すると、直交ウェブの有無は直交フランジ負担せん断力に与える影響はなく A-zone, C-zone の影響はないが B-zone を広げると負担せん断力が小さく推移した。直交フランジ厚および直交フランジ位置に関しては、直交フランジが SRC 梁幅よりも外側に位置すると負担せん断力が小さくなる。柱せい、柱幅、梁の偏心に関しては、直交梁が偏心すると直交フランジの負担せん断力は剛性低下後の耐力上昇が小さくなり、加力梁が偏心すると初期剛性は低い、大変形時では偏心の有無に関係なく同等のせん断力を負担している。コンクリート強度を変数とした試験体を比較すると特にコンクリート強度による直交フランジ負担せん断力への影響はない。SRC 試験体の最大耐力時の負担せん断力は、全ての試験体において曲げ降伏より求められる(4.3.2)式による計算値を上回ったが、せん断降伏により求められる(4.3.3)式による計算値に対しては、梁せいを $2/3$ 倍の 200mm とした SRC-2-BW, A-zone 幅を2倍にした SRC-4-W, C-zone を2倍とした SRC-6-W が計算値の約 1.2~1.5 倍となったがその他の試験体は約 0.5~1.0 倍の間に分布した。

3) 鉄骨フランジ枠効果

梁柱せい比の影響は、梁柱せい比が小さいほど初期剛性が高く負担せん断力も高くなる。水平断面形状に於いて、直交ウェブの有無の影響は枠効果負担せん断力にも影響はない。zone別の影響はBおよびC-zoneに関しては基準試験体と同様な推移を示したため影響はないと考えられるが、A-zoneに関しては梁鉄骨フランジ幅が基準試験体の2倍になっているが、負担せん断力に関しては基準試験体の約3倍のせん断力を負担していた。直交フランジ厚および位置の影響に関して、直交フランジの有無の影響および直交フランジ位置の影響はほとんど無いと考えられるが直交フランジを厚くすると枠効果負担分は低下する。柱せい、柱幅、梁の偏心およびコンクリート強度の影響についても鉄骨フランジ枠効果負担せん断力に与える影響はほとんどない。また、枠効果の算定式(4.3.4)による計算値と最大耐力時の枠効果負担せん断力を比較すると、ばらつきが大きいA-zone幅およびB-zone幅を広げた試験体を除くと計算値の約2～6割の負担せん断力となった。

2. 純鉄骨試験体との比較

1) 鉄骨ウェブ

全ての試験体に於いてSRC試験体の分析値と純鉄骨試験体の分析値に差はみられない。

2) 直交フランジ

梁せいを2/3倍の200mmとしたSRC-2-BW, A-zone幅を2倍にしたSRC-4-Wおよび直交フランジ厚を16mmとしたSRC-1-BW16においてSRC試験体の最大耐力時における負担せん断力が純鉄骨試験体の分析値を上回った。

3) 鉄骨フランジ枠効果

A-zone幅を2倍にしたSRC-4-WにおいてSRC試験体の分析値が純鉄骨試験体の分析値の約2倍となっておりA-zoneにおけるコンクリートの有無が影響している可能性があるが、後述する各構成要素負担分を累加した分析値と実験値との比較では実験値と同様な性状であることから、この様な結果となった要因が不明であり今後さらに検討する必要があると考えられる。その他の試験体は若干のばらつきはあるもののSRC試験体の分析値と純鉄骨試験体の分析値は同じような履歴を示した。

4) 分析値と実験値の比較

ここではこれまでに求めてきたSRC試験体における鉄骨構成要素の各負担分分析値を累加した鉄骨負担せん断力分析値と、純鉄骨試験体の実験値、純鉄骨試験体における鉄骨構成要素の各負担分分析値を累加した鉄骨負担せん断力分析値の3つを比較し、分析値の妥当性を検討する。

基準試験体および後述する 4 体を除く全ての試験体において、純鉄骨試験体の実験値と分析値の推移にほとんど差はみられないため、分析値の妥当性を示した。したがって、SRC 造における接合部せん断力の鉄骨負担分は、接合部ウェブ、直交フランジ、鉄骨フランジによる枠効果の 3 要素で評価できることを明らかにした。ただし、純鉄骨試験体において A-zone 幅を広げた試験体 S-4-W、B-zone 幅を広げた S-5-W、直交フランジを無くし接合部ウェブ厚を厚くした試験体 S-7 および柱せいを 500mm とした試験体 S-11-W については、分析値が実験値を下回って推移した。しかしながら、SRC 試験体における分析値と純鉄骨試験体の分析値との推移を比較すると、A-zone 幅を広げた試験体以外はほぼ同じ推移を示したため、SRC 試験体に内蔵された鉄骨は純鉄骨試験体とほぼ同じ挙動をしていると判断できる。

なお、A-zone 幅を広げた SRC 試験体の分析値と鉄骨試験体の実験値の推移がほぼ同じであるため、純鉄骨の分析値が低く推移した原因は純鉄骨試験体における歪みゲージの貼付不良などが考えられるが、その詳細は不明である。

第4章の参考文献

- [4.1] 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2001
- [4.2] 西村泰志，南宏一，若林實：鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部のせん断耐力，日本建築学会構造系論文報告集，第365号，pp.87-98，1986.7
- [4.3] 共和電業：KYOWA ひずみゲージ・センサ計測機器総合カタログ，pp.11-10,2004
- [4.4] 日本鋼構造協会編，山田嘉昭 著：塑性・粘弾性，培風館，1972
- [4.5] 日本鋼構造協会編，山田嘉昭 著：マトリックス法材料力学，培風館，1970
- [4.6] 小幡守 著：最新 建築構造力学，森北出版，1976
- [4.7] 加藤勉，秋山宏：鋼構造部材の耐力(その4)，日本建築学会論文報告集，第151号，pp.15-20，1968
- [4.8] 若林実，松井千秋，三谷勲：鉄骨ラーメンの弾塑性安定に関する実験的研究(その4)繰り返し水平力を受けるH形鋼集合材，日本建築学会論文報告集，第195号，pp.25-37,1972
- [4.9] 日本建築学会編：鋼構造設計基準，日本建築学会，1973

第5章 SRC造柱梁接合部終局せん断耐力時の応力伝達機構の推定およびせん断耐力評価式の提案

第1節 概説

第2節 鉄骨部の応力伝達機構の推定および終局せん断耐力式の提案

5.2.1 接合部ウェブ

5.2.2 直交フランジ

5.2.3 枠効果

5.2.4 鉄骨負担分の評価

第3節 RC部の応力伝達機構の推定および終局せん断耐力評価式の提案

5.3.1 コンクリート強度の影響

5.3.2 応力伝達機構の検討

第4節 SRC造柱梁接合部の終局せん断耐力設計法の提案

第5節 まとめ

第5章の参考文献

第5章 SRC 造柱梁接合部終局せん断耐力時の応力伝達機構の推定およびせん断耐力評価式の提案

第1節 概説

第3章において、実験的研究から現行の日本建築学会 SRC 規準における SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力設計式による計算値と実験値に差があることを明らかにし、第4章において、実験的検討に用いた試験体のひずみゲージより SRC 造柱梁接合部の内部鉄骨の各構成要素負担せん断力を求め、SRC 造に内包された鉄骨のせん断負担耐力は、接合部ウェブ、直交フランジ、枠効果の3要素で評価できることを明らかにした。

本章では前章までの結果から SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力時における、精度の高い柱梁接合部の終局せん断耐力評価法を提案するため、柱梁接合部の応力伝達機構を明らかにすることを目的とする。

ここで、SRC 造の耐力評価に関しては基本的に累加強度で評価される^[5.11]ので、鉄骨部と RC 部のそれぞれに於いて検討を行う

また、日本建築学会 SRC 規準^[5.21]によると、柱梁接合部の終局せん断耐力式は実験値のほぼ平均値を与える様に定めている。したがって本章では、SRC 規準同様、柱梁接合部の終局せん断耐力の評価を実験値の平均を与えるものとして検討する。

第2節で、第4章での検討結果から実験変数による鉄骨部のせん断応力分担割合の影響を検討し、各鉄骨構成要素の応力伝達機構を明らかにし、各構成要素のせん断負担分評価法を提案する。第3節では純鉄骨試験体の接合部せん断耐力実験値を SRC 試験体のそれから差し引くことにより RC 部のせん断負担分を求め、RC 部の応力伝達機構を検討し、RC 部のせん断負担耐力評価法を提案する。第4節で第2節および第3節より導き出された鉄骨部および RC 部のせん断負担耐力評価法を累加強度式で表現した SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力時のせん断耐力評価法を提案し、実験値との比較を行う。

第2節 鉄骨部の応力伝達機構の推定および終局せん断耐力評価式の提案

第4章において、実験的検討に用いた試験体のひずみゲージより SRC 造柱梁接合部の内部鉄骨の各構成要素負担せん断力を求め、SRC 造に内包された鉄骨のせん断耐力は、接合部ウェブ、直交フランジ、枠効果の3要素で評価できることを明らかにした。

ここでは、鉄骨部に関し、各構成要素の応力伝達機構のモデル化を行い、各耐力評価式の提案を行う。

柱に地震力のような水平力が生じた場合、一般的に柱梁接合部には図 5.2.1 に示すような外力が生じていると考えられる。ここで、 cQ は柱せん断力、 BQ は梁せん断力である。なお、網掛け部分は、鉄骨フランジを表している。

図のように柱梁接合部には、柱および梁からの圧縮力および引張力が生じており、せん断変形が卓越し、せん断破壊しやすい部材と考えられるため、せん断耐力の正確な評価が必要である。

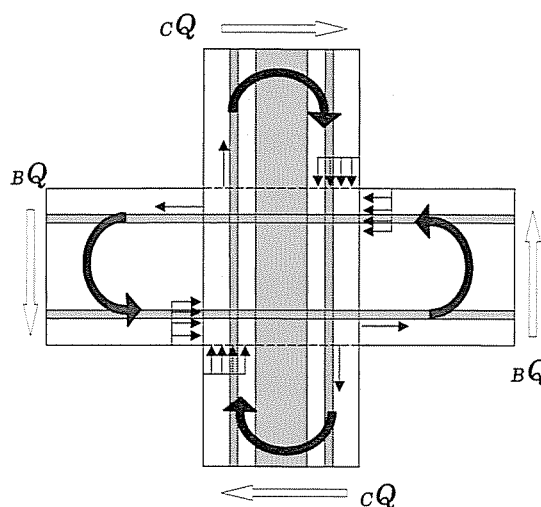


図 5.2.1 柱梁接合部の応力状態

5.2.1 鉄骨ウェブ

鉄骨ウェブは、柱梁の鉄骨フランジで囲まれており図 5.2.2 のように柱および梁から圧縮力および引張力が入力されるため、純せん断状態にあると考えられる。したがって鉄骨ウェブには図のような応力伝達機構が形成されていると仮定し、Mises の降伏条件^[4.4]より

$$J \tau_w = \frac{\sigma_{wy}}{\sqrt{3}} \quad (5.2.1)$$

と表現できる。通常 H 形鋼の場合、ウェブのせん断応力分布を均等と見なしても大きな誤差はない^[5.3]と考えられているので、下式でせん断耐力が評価できる。

$$cal.J Q_w = A_w \cdot \frac{\sigma_{wy}}{\sqrt{3}} \quad (5.2.2)$$

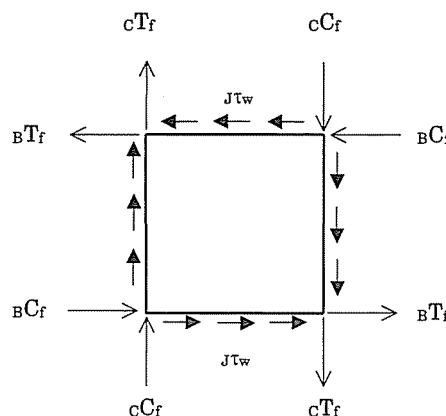


図 5.2.2 鉄骨ウェブの抵抗機構

ここで、 $cal.J Q_w$: 鉄骨ウェブ負担せん断力(kN)
 A_w : 鉄骨ウェブ断面積(mm²)
 σ_{wy} : 鉄骨ウェブの降伏応力度(N/mm²)

表 5.2.1 にひずみゲージより求めた SRC 試験体の最大耐力時における、接合部鉄骨ウェブ負担耐力値を示す。また、その時の接合部せん断変形角と主圧縮応力度方向の角度を示す。正加力時において梁せいを 200mm にした試験体 SRC-2-BW と柱せいを 500mm にした試験体 SRC-11-W および直交梁偏心試験体 SRC-11-WE を除くと、どの試験体も(5.2.2)式を若干上回る程度である。柱せいに対して梁せいが小さくなると鉄骨ウェブ負担せん断力は、(5.2.2)式による計算値よりも 5%ほど小さくなるが、SRC-2-BW においては、負加力時の負担せん断力が計算値を上回っており、正加力時の負担せん断力が計算値を下回ったのは誤差の範囲であると考えられる。なお、SRC-11-W および SRC-11-WE については正負加力時とも計算値を 5%ほど下回っているが、全試験体の平均をとるとほぼ(5.2.2)式で評価できることから、これも誤差の範囲と考えられる。なお、A-zone を広げた SRC-4-W の負加力時の負担せん断力が計算値の 6 割程度となっているが、4 章の図 4.3.3 からその直前のサイクルまでは計算値と同等のせん断力を負担していたことが分かる。

また、主圧縮応力度方向も若干ばらつきのある試験体はあるが 45 度に近い角度を示している。したがって、SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力時における接合部鉄骨ウェブはせん断変形が卓越していると考えられ、負担せん断力は(5.2.2)式で評価できる。

表 5.2.1 接合部鉄骨ウェブ負担せん断力

specimen	plus			minus			$cal.J Q_w$ kN	ana/cal	
	$ana.J Q_w$ kN	γ_{int} 10-3rad	θ degrees	$ana.J Q_w$ kN	γ_{int} 10-3rad	θ degrees		plus	minus
SRC-1-BW	166.5	57.6	44.9	163.3	37.4	43.3	148.8	1.12	1.10
SRC-2-BW	141.5	40.3	29.1	164.3	41.3	46.4	148.8	0.95	1.10
SRC-3-BW	154.1	60.8	46.1	132.5	33.8	46.0	148.8	1.04	0.89
SRC-1-BWH	152.8	17.2	56.4	165.4	18.1	41.7	148.8	1.03	1.11
SRC-1-W	160.2	35.9	50.5	162.9	34.9	43.9	154.1	1.04	1.06
SRC-1	162.6	37.4	47.2	163.3	33.2	45.1	154.1	1.06	1.06
SRC-4-W	161.0	46.5	43.7	96.6	29.9	44.2	154.1	1.04	0.63
SRC-5-W	158.8	33.0	39.0	163.0	32.6	43.0	154.1	1.03	1.06
SRC-6-W	161.6	41.9	45.4	163.4	39.0	43.1	154.1	1.05	1.06
SRC-1-BW16	156.3	33.9	43.7	156.9	56.8	45.9	148.8	1.05	1.05
SRC-7	374.5	26.3	47.5	376.5	25.6	42.9	360.8	1.04	1.04
SRC-1-WH8	142.3	12.5	47.1	125.1	12.7	36.4	135.3	1.05	0.92
SRC-8-W	149.2	37.9	44.4	150.1	43.2	43.0	135.3	1.10	1.11
SRC-11-W	275.4	7.9	48.5	268.5	9.2	48.5	287.8	0.96	0.93
SRC-11-WE	271.9	13.2	45.8	273.9	24.8	44.6	287.8	0.94	0.95
SRC-12-W	137.4	31.3	45.4	116.8	26.3	41.5	131.4	1.05	0.89
SRC-12-WE	137.2	47.7	42.8	---	70.0	44.1	131.4	1.04	---
SRC-1-WH9	138.1	28.8	42.8	136.2	19.5	43.0	131.4	1.05	1.04
							ave.	1.04	1.00

5.2.2 直交フランジ

直交フランジは、柱の中心軸に近いところにあるため、梁からの入力とは接合部ウェブと同様に入力されるが、柱からの入力はない。そのため、直交フランジは、幅に対して高さが大きいので曲げ変形が卓越すると考えられる。しかし、直交フランジは、梁鉄骨フランジ位置にあるダイアフラムに取り付いており、そのダイアフラムは柱鉄骨フランジに接続されている。さらに SRC 造の場合、直交フランジの周りにはコンクリートが存在するため、図 5.2.1 に示すような梁からの圧縮力および引張力による直交梁フランジ（ダイアフラム）の面外方向の変形は、コンクリートの支圧力および柱からの圧縮入力により抑えられる。したがって、ダイアフラムの面外剛性が極めて小さくない限り、直交フランジは接合部鉄骨ウェブと同様の変形をしていると考えられる。

また、鉄骨のみで考えても、本研究で用いた鉄骨の直交フランジは高さとの比が 2 : 1 となっており、せん断スパン比は 1 となる。したがって、直交フランジは曲げ変形が卓越するとは考えにくいので、純鉄骨試験体に於いても直交フランジはせん断変形の方が大きいと考えられる。

なお、SRC 全体として考えた場合、SRC の梁幅内に直交フランジが位置する場合は、梁からの圧縮力が B-zone のコンクリートおよび直交鉄骨ウェブを介して直交フランジに入力され、梁からの引張力は梁主筋が直交ウェブを貫通しているため、その定着効果によって直交鉄骨ウェブを介して直交フランジに入力される。したがって、コンクリートが健全な場合はこのような応力伝達機構を保持しており、直交フランジは鉄骨ウェブと同様な変形状態が考えられる。しかしながら、SRC 試験体の最大耐力時には接合部にせん断亀裂が多数発生するため、B-zone のコンクリートも健全ではなくなり、梁主筋の付着劣化も進むことから、直交フランジに圧縮力や引張力が直接伝達されにくくなる。そこで、SRC 試験体の最大耐力時には直交フランジへの入力は、主に鉄骨の直交梁フランジを介して、鉄骨梁から伝達されると仮定すると、主鉄骨梁から離れた位置にある直交フランジほど力の伝達が小さくなると考えられ、また、SRC の梁幅よりも外側に直交フランジが突出していると、梁からの直接入力弱くなるため直交フランジの負担せん断力は小さくなると考えられる。

表 5.2.2 にひずみゲージより求めた、負担せん断力を示す。ここでは第 4 章の方法で求めた直交フランジ負担せん断力と直交フランジに貼付した 3 軸ゲージより求めたせん断負担分を併記する。表中の計算値は接合部鉄骨ウェブと同様に下記の(5.2.3)式を用いて求めた値である。

$${}_{cal.J}Q_f = A_f \cdot \frac{\sigma_{fy}}{\sqrt{3}} \quad (5.2.3)$$

ここで、
 ${}_{cal.J}Q_f$: 鉄骨フランジ負担せん断力(kN)
 A_f : 鉄骨フランジ断面積(mm²)
 σ_{fy} : 鉄骨フランジの降伏応力度(N/mm²)

表中の一番下の平均値は直交フランジと梁心との距離が基準試験体と同じ試験体の中から

表 5.2.2 接合部鉄骨直交フランジ負担せん断力

specimen	ana.J Q_f (kN)				cal.J Q_f (kN)	ana/cal			
	plus		minus			plus		minus	
	M- ϕ	3axis	M- ϕ	3axis		M- ϕ	3axis	M- ϕ	3axis
SRC-1-BW	---	---	---	---	333.6	---	---	---	---
SRC-2-BW	492.6	285.4	491.5	262.4	333.6	1.48	0.86	1.47	0.79
SRC-3-BW	204.7	162.8	191.6	177.2	333.6	0.61	0.49	0.57	0.53
SRC-1-BWH	173.6	290.3	182.1	261.6	333.6	0.52	0.87	0.55	0.78
SRC-1-W	312.4	278.5	---	278.0	314.9	0.99	0.88	---	0.88
SRC-1	275.1	279.5	294.8	272.6	314.9	0.87	0.89	0.94	0.87
SRC-4-W	440.9	271.6	332.4	273.2	314.9	1.40	0.86	1.06	0.87
SRC-5-W	226.2	276.9	244.6	---	314.9	0.72	0.88	0.78	---
SRC-6-W	341.4	279.0	353.2	268.5	314.9	1.08	0.89	1.12	0.85
SRC-1-BW16	532.0	603.2	---	587.1	593.1	0.90	1.02	---	0.99
SRC-7	---	---	---	---	---	---	---	---	---
SRC-1-WH8	156.5	190.2	162.2	265.8	301.4	0.52	0.63	0.54	0.88
SRC-8-W	257.0	263.8	271.7	264.6	301.4	0.85	0.88	0.90	0.88
SRC-11-W	155.7	170.6	161.0	187.5	317.0	0.49	0.54	0.51	0.59
SRC-11-WE	166.7	169.4	178.9	209.5	317.0	0.53	0.53	0.56	0.66
SRC-12-W	201.5	267.7	264.6	256.3	317.0	0.64	0.84	0.83	0.81
SRC-12-WE	217.1	193.2	302.5	215.0	317.0	0.68	0.61	0.95	0.68
SRC-1-WH9	240.7	275.6	265.0	278.4	317.0	0.76	0.87	0.84	0.88
					ave.	0.82	0.78	0.83	0.80
					ave.*	1.05	0.91	1.04	0.89

note) *: average of specimens that had same distance from transverse flange to beam center, except specimens which used high-strength concrete and beam depth changed

高強度コンクリート強度を用いた試験体と梁せいを变化させた試験体を除いた試験体のみ
の値である。

ここで、全試験体における平均値は 0.78~0.83 となるが、基準試験体と直交フランジ位置
と梁心の距離が同じ試験体のみ平均値をとると 0.89~1.05 となる。さらに、A-zone を広げ
た SRC-4-W の正加力時の値が異常に大きいため欠損
値として扱うとすると 0.90~1.03 となり、直交フラン
ジは(5.2.3)式計算値の約 0.9 割で評価出来ることが分
かる。したがって直交フランジ負担せん断力を下式
のように修正する。

$$cal.J Q_f = 0.9 \cdot A_f \cdot \frac{\sigma_{fy}}{\sqrt{3}} \quad (5.2.4)$$

なお、前述したように直交フランジ位置が SRC の
梁幅よりも外側に存在する場合、即ち本実験における
SRC-8-W および SRC-12-W の様な接合部断面の場合

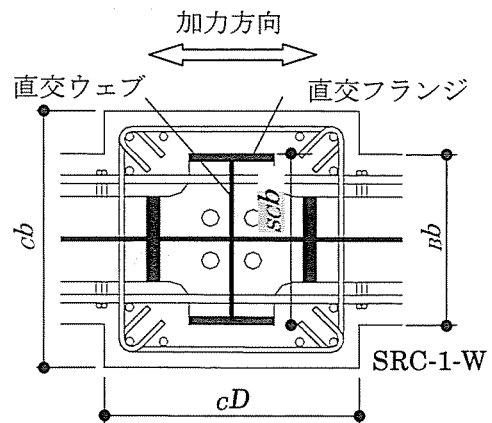


図 5.2.3 scb の定義

は、加力方向の梁からのね出しが大きくなり直交フランジの負担せん断力($ana.JQ$)が、基準試験体(SRC-1-W)のそれよりも小さくなると考えられる。そこで、直交方向の H 形鋼せい(scb) (図 5.2.3 参照) と梁幅(Bb)の差と柱せい(cD)との比を横軸に、縦軸にひずみゲージより求めた分析値 $ana.fJQ$ と(5.2.3)式との比を縦軸にとると図 5.2.4 のようになる。この図から回帰直線を求めると、図に示した直線が導き出される。

したがって、直交フランジの負担せん断力を(5.2.5)式のように評価することとする。

$$cal.JQ_f = \left(0.9 - 0.35 \frac{scb - Bb}{cD} \right) \cdot A_f \cdot \frac{\sigma_{fy}}{\sqrt{3}} \quad (5.2.5)$$

ここで、
 scb : 直交方向鉄骨 H 形鋼せい(mm)
 Bb : SRC 造梁幅(mm)
 cD : SRC 造柱せい(mm)

また、表 5.2.2 より梁柱せい比が基準試験体と異なる試験体 (SRC-2-BW, SRC-3-BW, SRC-11-W, SRC-11-WE) における直交フランジ負担せん断力は基準試験体と差が生じている。

日本建築学会鋼構造設計規準[5.3]においては、本研究で用いた様なクロス H 形の鉄骨を柱梁接合部に用いた場合、直交フランジの影響を梁のウェブせいと直交フランジ幅の比を用いてその影響係数を算出している。そこで図

5.2.5 に横軸に SRC の梁重心間距離と直交フランジ幅との比を横軸にとり、縦軸に基準試験体の直交フランジ負担分と対象となる試験体の直交フランジ負担分の比を示す。なお、純鉄骨試験体も含めて図示した。ここで、縦軸に使用した分析値は M- ϕ モデルにより求められた値を用いた。なお、柱せいを 500mm とした試験体の破壊モードは、梁曲げ圧壊後の接合部せん断破壊なのでデータとして扱わなかつ

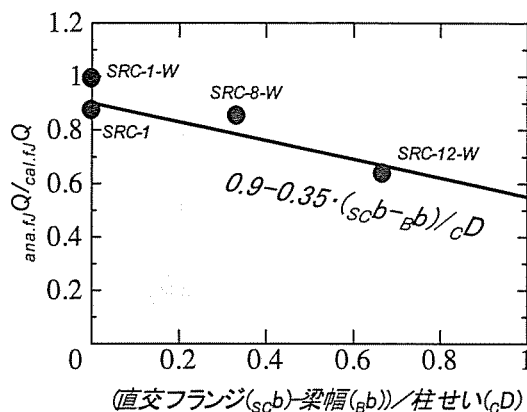


図 5.2.4 直交フランジ位置の影響

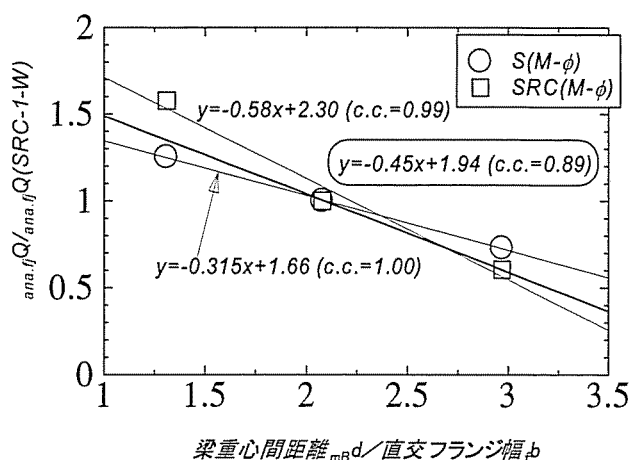


図 5.2.5 アスペクト比の影響

た。図より SRC 試験体および S 試験体を含めたデータを用いて回帰直線を求めると、図中の式の様なるため、直交フランジに梁柱せい比の影響係数 k_{BC} を(5.2.6)式として与える。

$$k_{BC} = 1.94 - 0.45 \left(\frac{m_B d}{f b} \right) \quad (5.2.6)$$

ここで、
 k_{BC} : 梁柱せい比影響係数
 $f b$: 直交フランジ幅(mm)
 $m_B d$: SRC造梁重心間距離(mm)

以上のことから SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力時における直交フランジ負担せん断力は(5.2.5)式に係数 k_{BC} を乗じることによって評価する。

5.2.3 枠効果

枠効果とは第1章で説明した様に、柱と梁の鉄骨フランジによって形成される接合部内における口型の架構が、梁および柱から入力されるせん断力に対して抵抗する為に発生する抵抗機構であり、本研究では文献[5.4]より(5.2.7)式で評価できる。

$${}_{cal.J} Q_{fr} = \alpha \cdot \frac{{}_B b_f \cdot {}_B t_f \cdot {}_C t_f \cdot \sigma_{fy}}{4} \cdot \frac{1}{{}_{sB} d} \quad (5.2.7)$$

ここで、
 ${}_{cal.J} Q_{fr}$: 枠効果による負担せん断力(kN)
 α : 枠効果形状係数(本研究では $\alpha=8$)
 ${}_B b_f$: 梁鉄骨フランジ幅(mm)
 ${}_B t_f$: 梁鉄骨フランジ厚(mm)
 ${}_C t_f$: 柱鉄骨フランジ厚(mm)
 σ_{fy} : 鉄骨フランジの降伏応力度(N/mm²)
 ${}_{sB} d$: 梁鉄骨フランジ重心間距離(mm)

しかし、この式は鉄骨フランジの隅角部の全塑性曲げモーメントを用いて評価しており、SRC 最大耐力時に鉄骨フランジが全塑性曲げモーメントに達しているかを実験による歪み度から検証する。すなわち、表 5.2.3 にひずみゲージより求めた SRC 試験体の最大耐力時における枠効果のせん断負担分を示すと、計算値と実験値の対応にばらつきはあるが、平均値では約 0.5 となり直交フランジは(5.2.7)式の 5 割程度のせん断負担力で評価できると考える。

したがって枠効果のせん断耐力式は (5.2.7) 式に係数 0.5 を乗じることによって評価する。

表 5.2.3 接合部鉄骨枠効果負担せん断力

specimen	plus		minus		<i>cal.J</i> Q_{fr} kN	<i>ana/cal</i>	
	<i>ana.J</i> Q_{fr}	γ_{int}	<i>ana.J</i> Q_{fr}	γ_{int}		plus	minus
	kN	10^{-3} rad	kN	10^{-3} rad			
SRC-1-BW	27.3	57.6	27.6	37.4	102.4	0.27	0.27
SRC-2-BW	72.9	40.3	78.2	41.3	165.3	0.44	0.47
SRC-3-BW	16.6	60.8	16.9	33.8	74.2	0.22	0.23
SRC-1-BWH	27.0	17.2	20.1	18.1	102.4	0.26	0.20
SRC-1-W	63.0	35.9	---	34.9	100.5	0.63	---
SRC-1	61.5	37.4	65.1	33.2	100.5	0.61	0.65
SRC-4-W	272.2	46.5	273.2	29.9	200.9	1.36	1.36
SRC-5-W	109.1	33.0	57.2	32.6	100.5	1.09	0.57
SRC-6-W	78.8	41.9	83.4	39.0	100.5	0.78	0.83
SRC-1-BW16	35.1	33.9	54.4	56.8	102.4	0.34	0.53
SRC-7	53.5	26.3	55.0	25.6	100.5	0.53	0.55
SRC-1-WH8	50.0	12.5	51.4	12.7	100.5	0.50	0.51
SRC-8-W	62.9	37.9	71.8	43.2	100.5	0.63	0.71
SRC-11-W	45.3	7.9	47.8	9.2	106.0	0.43	0.45
SRC-11-WE	54.7	13.2	54.8	24.8	106.0	0.52	0.52
SRC-12-W	59.8	31.3	79.9	26.3	106.0	0.56	0.75
SRC-12-WE	63.5	47.7	81.3	70.0	106.0	0.60	0.77
SRC-1-WH9	59.6	28.8	61.2	19.5	106.0	0.56	0.58
					ave.	0.57	0.58

5.2.4 鉄骨負担分の評価

前項までの結果から、SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力時における鉄骨負担分評価式を各構成要素の耐力評価式を累加して(5.2.8)式として提案する。

$${}_{cal.} {}_{sJ} Q = {}_J Q_w + k_{BC} \cdot {}_J Q_f + 0.5 {}_J Q_{fr} \quad (5.2.8)$$

$${}_J Q_w = A_w \cdot \frac{\sigma_{wy}}{\sqrt{3}}$$

$${}_J Q_f = \left(0.9 - 0.35 \frac{{}_{SC} b - {}_B b}{{}_C D} \right) \cdot A_f \cdot \frac{\sigma_{fy}}{\sqrt{3}}$$

$${}_J Q_{fr} = \alpha \cdot \frac{{}_B b_f \cdot {}_B t_f \cdot {}_C t_f \cdot {}_B \sigma_{fy}}{4} \cdot \frac{1}{{}_{sB} d}$$

$$k_{BC} = 1.94 - 0.45 \left(\frac{{}_{mB} d}{{}_f b} \right)$$

ここで、

- ${}_J Q_w$: 鉄骨ウェブ負担せん断力(kN)
- ${}_J Q_f$: 鉄骨直交フランジ負担せん断力(kN)
- ${}_J Q_{fr}$: 枠効果による負担せん断力(kN)
- A_w : 鉄骨ウェブ断面積(mm²)
- σ_{wy} : 鉄骨ウェブの降伏応力度(N/mm²)
- ${}_{SC} b$: 直交方向鉄骨H形鋼せい(mm)
- ${}_B b$: SRC造梁幅(mm)
- ${}_C D$: SRC造柱せい(mm)
- A_f : 鉄骨直交フランジ断面積(mm²)
- σ_{fy} : 鉄骨直交フランジの降伏応力度(N/mm²)
- α : 枠効果形状係数(本研究では $\alpha=8$)
- ${}_B b_f$: 梁鉄骨フランジ幅(mm)
- ${}_B t_f$: 梁鉄骨フランジ厚(mm)
- ${}_C t_f$: 柱鉄骨フランジ厚(mm)
- σ_{fy} : 鉄骨フランジの降伏応力度(N/mm²)
- ${}_{sB} d$: 梁鉄骨フランジ重心間距離(mm)
- k_{BC} : 梁柱せい比影響係数
- ${}_f b$: 直交フランジ幅(mm)
- ${}_{mB} d$: SRC造梁重心間距離(mm)

(5.2.8)式による計算値と鉄骨実験値および SRC 試験体の分析値の比較を表 5.2.4 および図 5.2.6 に示す。また、日本建築学会 SRC 規準式による計算値との比較を図 5.2.6 に併せて示す。

図および統計データより提案式の方が平均値およびばらつき度が改善され、規準式に比べ実験値を精度良く評価されるようになったのが分かる。しかし、提案式においても実験値および分析値との対応が悪い試験体がある。特に A-zone を広げた試験体は提案式においても、過小に評価しており今後さらに検討が必要である。また、高強度コンクリートを用いた試験体は、SRC 試験体の最大耐力時の接合部せん断変形角が普通強度を用いた試験体よりも小さくなるため、基準試験体と同形状の鉄骨を用いても負担せん断力実験値が小さくなる。したがって、今後変形性能を含めた提案式の検討が必要であると思われる。

表 5.2.4 鉄骨実験値, SRC 分析値と計算値の比較

SRC specimen	ana.s.J Q kN		S specimen	exp.s.J Q KN		cal.s.J Q kN	ana/cal		exp/cal	
	plus	minus		plus	minus		plus	minus	plus	minus
SRC-1-BW	----	----	S-1-BW	512	497	501	----	----	1.02	0.99
SRC-2-BW	707	734	S-2-BW	627	637	637	1.11	1.15	0.98	1.00
SRC-3-BW	375	341	S-3-BW	417	365	367	1.02	0.93	1.14	0.99
SRC-1-BWH	353	368	S-1-BW	408	436	501	0.70	0.73	0.81	0.87
SRC-1-W	536	----	S-1-BW	469	487	489	1.10	----	0.96	1.00
SRC-1	499	523	S-1-BW	473	488	489	1.02	1.07	0.97	1.00
SRC-4-W	874	702	S-4-W	766	728	539	1.62	1.30	1.42	1.35
SRC-5-W	494	465	S-5-W	558	583	489	1.01	0.95	1.14	1.19
SRC-6-W	582	600	S-1-BW	490	501	489	1.19	1.23	1.00	1.03
SRC-1-BW16	724	----	S-1-BW16	646	----	736	0.98	----	0.88	----
SRC-7	428	431	S-7	582	617	411	1.04	1.05	1.42	1.50
SRC-1-WH8	349	339	S-1-BW	369	395	458	0.76	0.74	0.81	0.86
SRC-8-W	469	494	S-5-W	586	----	458	1.02	1.08	1.28	----
SRC-11-W	476	477	S-11-W	505	544	626	0.76	0.76	0.81	0.87
SRC-11-WE	493	508		----	----	626	0.79	0.81	----	----
SRC-12-W	399	461		----	----	396	1.01	1.17	----	----
SRC-12-WE	418	----		----	----	433	0.97	----	----	----
SRC-1-WH9	438	462	S-1-BW	446	443	470	0.93	0.98	0.95	0.94
						ave.	1.00	1.00	1.04	1.05
						st.dev.	0.20	0.18	0.20	0.18
						c.v.	0.20	0.18	0.19	0.18

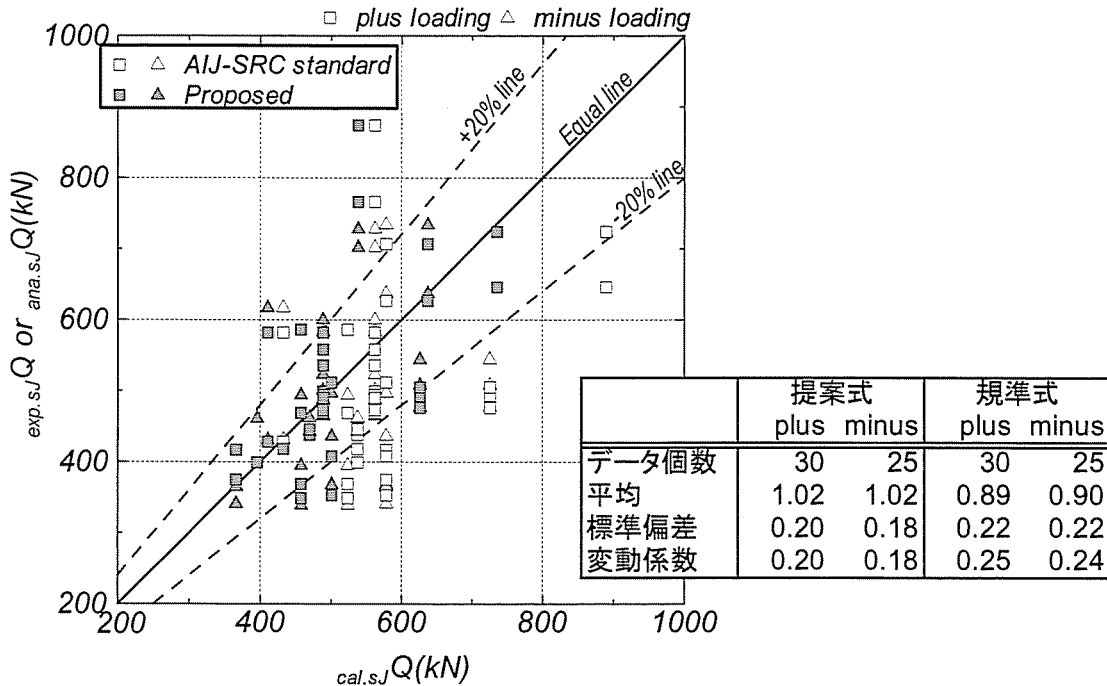


図 5.2.6 実験値と計算値の比較

第3節 RC部の応力伝達機構の推定および終局せん断耐力評価式の提案

ここでは SRC 造柱梁接合部の最大耐力から、その時の接合部鉄骨せん断変形角と同じせん断変形角時の純鉄骨試験体の耐力を差し引いた値を、RC 負担分とし、終局せん断耐力時における RC 部の応力伝達機構の推定とせん断耐力評価式を検討する。

RC 負担せん断力は下記の式により求めた。

$$exp.rcJ Q = exp.srcJ Q - exp.sJ Q$$

ここで、

$exp.rcJ Q$: 接合部RC負担せん断力(kN)

$exp.srcJ Q$: SRC試験体における接合部最大せん断力(kN)

$exp.sJ Q$: SRC試験体最大耐力時の接合部せん断変形角における純鉄骨試験体の接合部せん断力(kN)

表 5.3.1 に(5.3.1)式により求められた RC 負担分の一覧を示す。なお、表中の計算値は日本建築学会 SRC 規準式の RC 負担項を用いて計算した値である。また、SRC 試験体の最大耐力時のせん断変形角も併せて示す。

なお、直交梁および加力梁が偏心した SRC-11-WE および SRC-12-WE は、同形状の純鉄骨試験体の加力実験を行っていないため、RC 負担分は不明とした。また、純鉄骨試験体を行っていない SRC-12-W については、直交フランジ位置が梁心より離れていることを考慮し、基準試験体の純鉄骨試験体 S-1 と直交フランジ位置が基準試験体よりも 50mm 跳ね出した S-5 の負担せん断力から推測した値を鉄骨実験値として用いた。

また、SRC-1-BW16 と SRC-8-W の負加力時の値は、加力装置の関係上、純鉄骨試験体において SRC 試験体の最大耐力時における接合部せん断変形角まで加力が出来なかったため、欠損値となっている。

表より実験値と計算値の比は 1.21 ~2.45 に分布し、平均は 1.59 となり AIJ-SRC 規準式の RC 負担項は実験値を過小に評価していることが分かる。

5.3.1 コンクリート強度の影響

まず、RC 部のせん断負担の評価をするために、コンクリート強度による影響を検討する。図 5.3.1 に横軸にコンクリート強度(σ_B)、縦軸に上述の方法によって求められた RC 負担せ

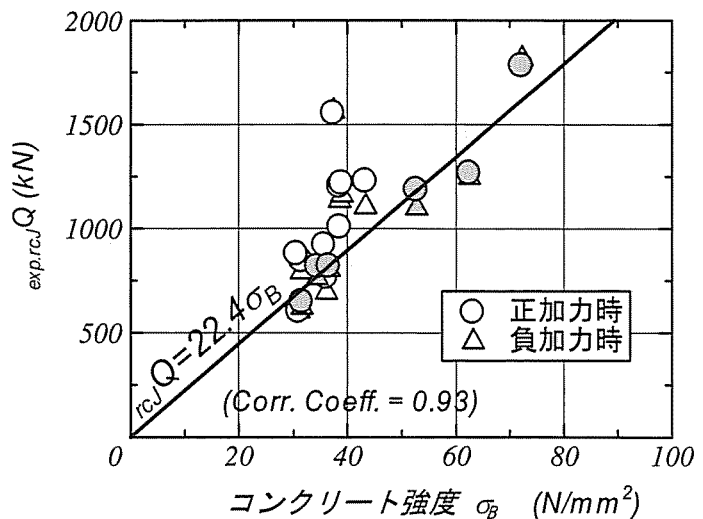


図 5.3.1 コンクリート強度の影響

せん断力($exp.rcJQ$)をとった図を示す。図より、コンクリート強度のみを変数とした試験体 SRC-1-シリーズのみ (図中の灰色○印および灰色△印) で回帰分析を行うと、下式(5.3.2)が導かれる。

$$exp.rcJQ = 22.4\sigma_B \quad (5.3.2) \quad \text{相関係数 } r=0.93$$

相関係数は 0.93 と非常に良い相関関係を示したことから、SRC 造柱梁接合部における RC 部のせん断負担耐力はコンクリート強度が 30~75N/mm² の範囲では、線形の関係があることが分かる。

表 5.3.1 RC 負担分の一覧

specimen	σ_B N/mm ²		SRC		S	RC		exp/cal
			γ_{int} 10 ⁻³ rad	$exp.srcJQ$ kN	$exp.sJQ$ kN	$exp.rcJQ$ kN	$cal.rcJQ$ kN	
SRC-1-BW	31.6	+	57.6	1158	512	646	501.6	1.29
		-	37.4	1118	497	621		1.24
SRC-2-BW	31.5	+	40.3	886	627	844	501.0	1.69
		-	41.3	861	637	792		1.58
SRC-3-BW	31.0	+	60.8	1546	417	602	498.2	1.21
		-	26.0	1472	365	605		1.21
SRC-1-BWH	52.8	+	17.2	1593	408	1185	623.4	1.90
		-	18.1	1535	436	1099		1.76
SRC-1-W	34.4	+	35.9	1285	469	815	517.4	1.58
		-	34.9	1251	487	764		1.48
SRC-1	36.7	+	37.4	1291	473	818	530.4	1.54
		-	33.2	1292	488	803		1.51
SRC-4-W	38.6	+	46.5	1967	766	1201	747.1	1.61
		-	29.9	1862	728	1134		1.52
SRC-5-W	39.0	+	33.0	1775	558	1217	750.3	1.62
		-	32.6	1744	583	1161		1.55
SRC-6-W	35.8	+	41.9	1408	490	918	620.8	1.48
		-	38.0	1375	501	873		1.41
SRC-1-BW16	30.6	+	33.9	1523	646	877	504.8	1.74
		-	56.8	1481	---	---		---
SRC-7	36.2	+	26.3	1348	582	766	537.0	1.43
		-	25.6	1312	617	694		1.29
SRC-1-WH8	62.5	+	12.5	1634	369	1265	688.2	1.84
		-	12.7	1642	395	1246		1.81
SRC-8-W	38.7	+	37.9	1591	586	1006	649.3	1.55
		-	43.2	1589	---	---		---
SRC-11-W	37.5	+	7.9	2121	505	1553	1048.6	1.48
		-	9.2	2174	544	1564		1.49
SRC-11-WE	36.7	+	13.2	2000	---	---	1039.6	---
		-	24.8	1970	---	---		---
SRC-12-W	43.3	+	31.3	1920	693*	1227	782.8	1.57
		-	26.3	1796		1103		1.41
SRC-12-WE	42.8	+	37.6	1686	---	---	778.7	---
		-	55.3	1604	---	---		---
SRC-1-WH9	72.2	+	28.8	1995	446	1781	740.3	2.41
		-	19.5	2022	443	1815		2.45
ave.								1.59

5.3.2 応力伝達機構の検討

図 5.3.2~5.3.3 に SRC-1-W 試験体および直交ウェブを無くした SRC-1 試験体の接合部に埋め込んだコンクリートゲージの主圧縮応力度方向の推移を示す。図よりコンクリートゲージは、どの zone も接合部せん断亀裂の発生が顕著となる $\pm 5 \sim 7$ サイクル ($\gamma_{int}=10 \sim 15 \times 10^{-3} \text{rad}$) までしかデータは取れていないが、A~C-zone の大小に関係なく接合部鉄骨ウェブに貼付した 3 軸ゲージとほぼ同様な角度の推移を示している。また、鉄骨ウェブに貼付した 3 軸ゲージの主応力度方向は、水平軸に対する角度として θ を定義すると正負加力時とも最大耐力時に約 45 度となっている。通常、SRC 造の柱鉄骨に十字鉄骨を用いた場合、直交ウェブの存在によって仕切られた部分でそれぞれ圧縮ストラットが形成されている (図 5.3.4) と考えられることが多い。グラフより、加力初期においてはコンクリートの主応力度方向の角度は水平面から 60~70 度となっており、図 5.3.4 のような応力状態となっていると考えられるが、SRC 試験体の最大耐力時に置いては、直交ウェブの有無にかかわらず、RC 部における応力伝達機構は図 5.3.5 に示すような応力伝達機構を形成していると考えられる。

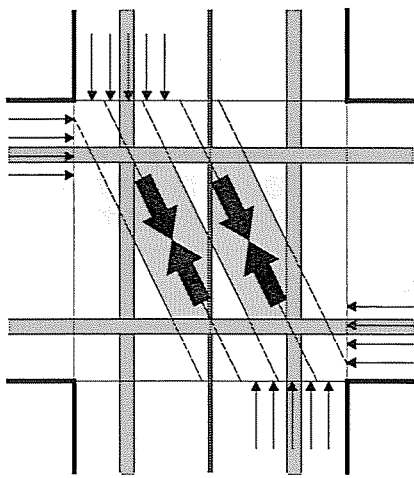


図 5.3.4 接合部応力伝達機構(1)

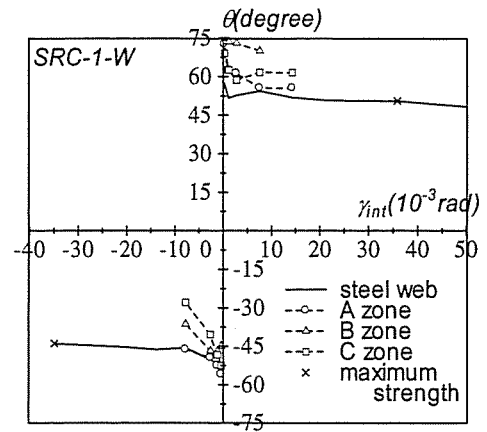


図 5.3.2 コンクリート主圧縮応力度方向の推移 (SRC-1-W)

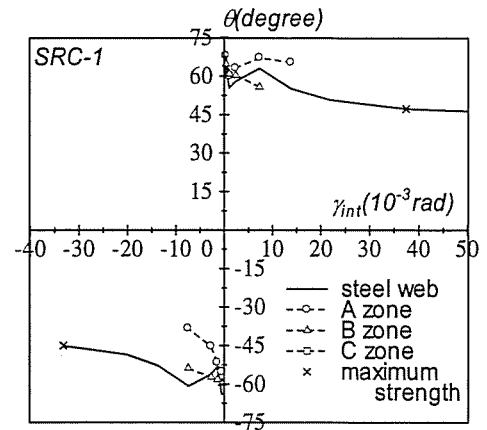


図 5.3.3 コンクリート主圧縮応力度方向の推移 (SRC-1)

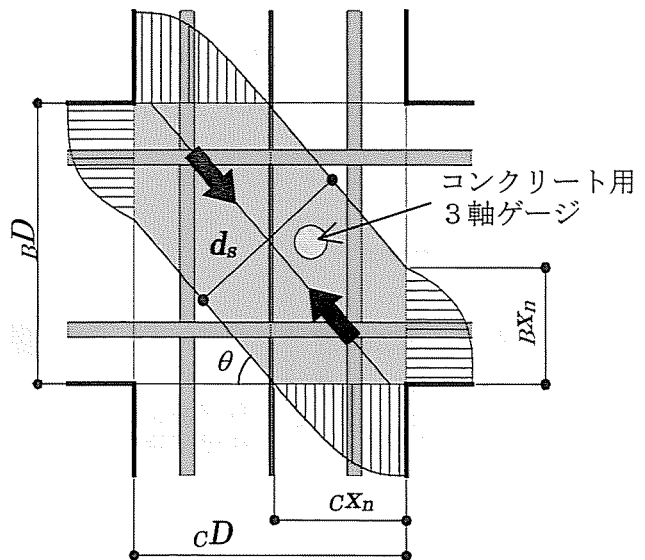


図 5.3.5 接合部応力伝達機構(2)

したがって、図 5.3.5 のような応力伝達機構を仮定し、RC 部の負担せん断力は形成されたストラットの圧縮破壊時に耐力となるとすれば、前項で明らかにしたように SRC 造柱梁接合部の RC 負担分はコンクリート強度に対し線形の関係があることから、(5.3.3)式が導かれる。

なお、せん断補強筋については、せん断耐力にほとんど影響を及ぼさないことが既往の研究で報告されている^[5.5]ため、RC 部の負担せん断力は圧縮ストラットの耐力のみで評価する。

$$cal.rcJ Q = d_s \cdot J b_e \cdot v \sigma_B \cdot \cos \theta \quad (5.3.3)$$

ここで、
 $rcJ Q$: RC部の接合部負担せん断力(kN)
 d_s : コンクリートストラット幅(mm)
 $J b_e$: 接合部有効幅(mm)
 v : コンクリートせん断強度有効係数
 σ_B : コンクリート強度(N/mm²)
 θ : ストラット角度(rad)

ストラット幅 d_s は、図 5.3.5 のように柱梁接合部に圧縮ブロックが作用していると考え、柱および梁の中立軸距離を用いて (5.3.4) 式のように表すことができる。

$$d_s = c x_n \cdot \sin \theta + B x_n \cdot \cos \theta \quad (5.3.4)$$

ここで、
 d_s : コンクリートストラット幅(mm)
 $c x_n$: 柱中立軸距離(mm)
 $B x_n$: 梁中立軸距離(mm)
 θ : ストラット角度(rad)

なお、柱および梁端面の圧縮域を求めるために柱断面および梁断面において、圧縮側と引張側のそれぞれで鉄骨フランジと鉄筋の断面積から重心位置を求め、全てを鉄筋断面積と仮定して断面を単純化し(図 5.3.6)、RC 規準^[5.6]により中立軸距離 x_n を求めた。これらの中立軸距離を用いて(5.3.4)式によりストラット幅 d_s を求めた。その結果を表 5.3.2 に示す。

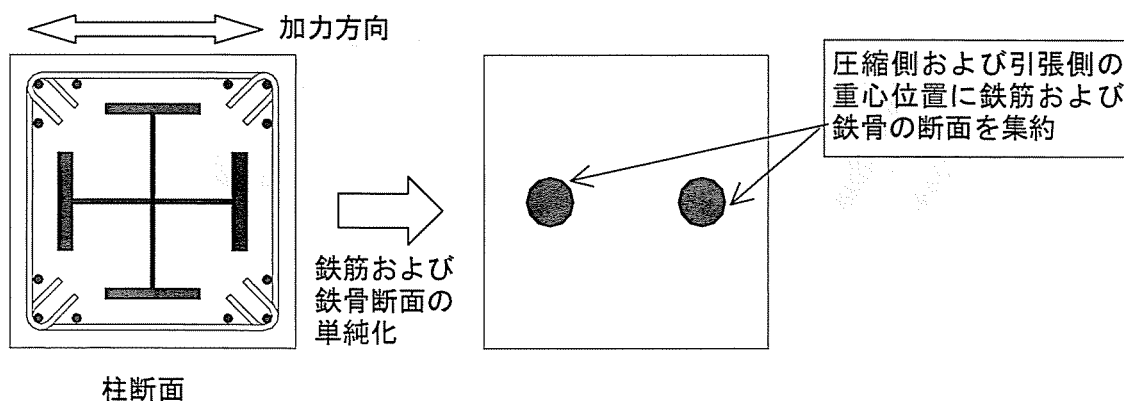


図 5.3.6 接合部 RC 部断面の単純化

ここで、コンクリート有効係数 ν を評価するには接合部有効幅(jb_e)を評価しなければならない。

図 5.3.7 と表 5.3.3 に A~C-zone を実験変数とした試験体の RC 負担分と基準試験体の RC 負担分との差を示す。図は各 zone を変化させた試験体を横軸にとり縦軸に各試験体の接合部せん断力 RC 負担分をコンクリート強度で除した値から基準試験体のそれを引いた値を示している。黒塗り印は正加力時、白抜き印は負加力時の値である。

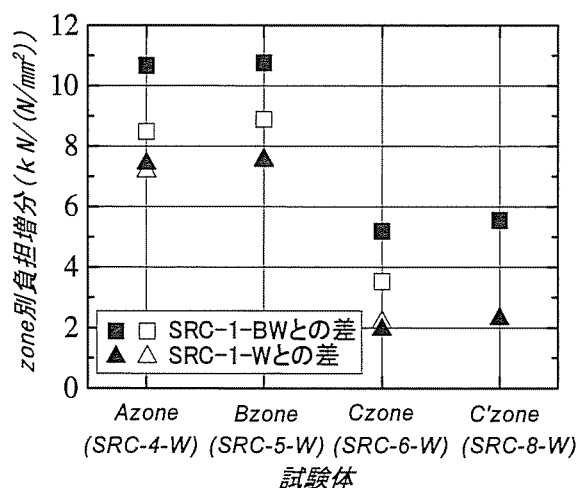


図 5.3.7 zone 別 RC 負担分

表 5.3.2 中立軸距離および
圧縮ストラット幅

試験体名	中立軸距離		圧縮ストラット幅 d_s (mm)
	梁 $b \times x_n$ (mm)	柱 $c \times x_n$ (mm)	
SRC-1-BW	125	146	192
SRC-2-BW	87	152	161
SRC-3-BW	161	141	206
SRC-1-BWH	118	145	186
SRC-1-W	125	146	192
SRC-1	122	144	189
SRC-4-W	124	147	192
SRC-5-W	113	139	179
SRC-6-W	125	146	192
SRC-1-BW16	125	141	188
SRC-7	122	144	187
SRC-1-WH8	118	149	190
SRC-8-W	122	142	187
SRC-11-W	123	269	260
SRC-11-WE	123	274	265
SRC-12-W	122	142	187
SRC-12-WE	122	147	191
SRC-1-WH9	123	147	192

表 5.3.3 zone 別 RC 負担分

試験体	実験変数	σ_B (N/mm ²) (A)	$Q_{exp,rc}$ (kN) (B)	$Q_{exp,rc}/\sigma_B$ (kN/(N/mm ²)) (B)/(A)	各試験体と SRC-1-BWの 差(D)	合計(C) に対する 割合	各試験体と SRC-1-Wの 差(E)	合計(C) に対する 割合	(D)と(E)の平均
SRC-1-BW	基準	31.6	646	20.4					
			621	19.7					
SRC-1-W	基準	34.4	815	23.7					
			764	22.2					
SRC-4-W	Azone	38.6	1201	31.1	10.7	40.1%	7.42	44.0%	9.05
			1134	29.4	9.7	39.6%	7.17	42.4%	8.45
SRC-5-W	Bzone	39.0	1217	31.2	10.8	40.4%	7.51	44.5%	9.14
			1161	29.8	10.1	41.2%	7.56	44.7%	8.84
SRC-6-W	Czone	35.8	918	25.6	5.2	19.5%	1.95	11.6%	3.58
			873	24.4	4.7	19.3%	2.18	12.9%	3.45
SRC-8-W	C'zone	38.7	1006	26.0	5.6	20.8%	2.30	13.6%	3.93
合計(C)					26.63	100%	16.89	100%	21.76
Azone+Bzone+Czone					24.58	100%	16.91	100%	20.74
基準試験体と合計 (C)との比					1.30		0.71		1.01
					1.25		0.76		1.01

備考) 網掛けは負加力時

基準試験体の各 zone 幅は $b_A=b_B=b_C=100\text{mm}$ としている。これに対して SRC-4-W は $b_A=200\text{mm}$, SRC-5-W は $b_B=200\text{mm}$, SRC-6-W は $b_C=200\text{mm}$ として各 zone を独立に 100mm ずつ増大させて、各 zone の負担力を基準試験体との差違分として求めた試験体である。その結果、図 5.3.7 が得られた。したがって、この差違分が基準試験体における各 zone 負担分であると仮定すれば、表 5.3.3 に示すよう概ねに $rcJQ_{(A-zone)} : rcJQ_{(B-zone)} : rcJQ_{(C-zone)} = 2 : 2 : 1$ となり、基準試験体の各 zone 幅は同一で有るから、zone 幅にこの比率を強度係数として用いれば各 zone の負担分が求められる。したがって RC 負担力を求める際の接合部有効幅 ${}_J b_e$ に(5.3.5)式を用いることとする。なお、C-zone に直交フランジが跳ね出した SRC-8-W については、C-zone に直交フランジが跳ね出すことによって、C-zone の RC 負担分が増加すると考えられたが、図 5.3.7 および表 5.3.3 より直交フランジが C-zone に跳ね出していない SRC-6-W と比較すると、合計値に対して 1%ほどしか上昇していない。したがってここでは、直交フランジの C-zone への跳ね出しの有無にかかわらず、A,B,C-zone の負担割合は 2:2:1 であるとする。

$${}_J b_e = b_A + b_B + \frac{1}{2} b_C \quad (5.3.5)$$

ここで、
 ${}_J b_e$: 接合部有効幅(mm)
 b_A : Azone幅(mm)
 b_B : Bzone幅(mm)
 b_C : Czone幅(mm)

次に、(5.3.3)式で未定義となっているコンクリート有効係数 ν を求めるために、(5.3.3)式の $cal.rcJQ$ に分析値 ($ana.rcJQ$) を、ストラット幅 (d_s) に(5.3.4)式より求めた値を、RC 部接合部有効幅 (${}_J b_e$) を(5.3.5)式により求めた値を、それぞれ代入した。その結果を表 5.3.4 に示す。基準試験体と同じ形状の試験体のみ (コンクリート強度のみが変数になっている試験体。表 5.3.4 中の網掛け部分) について ν を求めると 0.68~0.75 に分布し、平均値は $\nu=0.69$ となる。コンクリート有効係数 ν はせん断ひび割れの影響を考慮した係数で通常 $\nu < 1$ である。また、RC 靱性保証型設計指針^[5.71]では $\nu = 0.7 - \sigma_B/200$ で与えているが、SRC 造柱梁接合部の場合、RC 負担力は前述の様に σ_B に対し線形関係にあるので、コンクリート有効係数 ν はコンクリート強度 σ_B の影響を受けないことになる。また、実験後の内部視察による破壊状況から鉄骨に囲まれた接合部のコンクリートは損傷が少ないことから、鉄骨によるコンクリートの拘束効果を考慮すると、 ν は RC 造に比べて大きくなることが予測できる。よって本研究では $\nu=0.69$ の一定値を用いた。

表 5.3.4 コンクリートせん断強度有効係数

	concrete		beam	column		strut	effective		
	σ_B		$B \times_n$	$C \times_n$	$\cos \theta$	width	width	$exp.rc Q_j$	v
	(N/mm ²)		(mm)	(mm)		d_s	$J b_e$	(kN)	
						(mm)	(mm)		
SRC-1-BW	31.6	+	125	146	0.66	192	250	659	0.66
		-						643	0.64
SRC-2-BW	31.5	+	87	152	0.80	161	250	844	0.84
		-						792	0.79
SRC-3-BW	31.0	+	161	141	0.55	206	250	602	0.68
		-						605	0.68
SRC-1-BWH	52.8	+	118	145	0.65	186	250	1185	0.74
		-						1099	0.69
SRC-1-W	34.4	+	125	146	0.66	192	250	815	0.75
		-						764	0.70
SRC-1	36.7	+	122	144	0.66	189	250	818	0.72
		-						803	0.71
SRC-4-W	38.6	+	124	147	0.66	192	350	1201	0.71
		-						1134	0.67
SRC-5-W	39.0	+	113	139	0.65	179	350	1217	0.76
		-						1161	0.73
SRC-6-W	35.8	+	125	146	0.66	192	300	918	0.67
		-						873	0.64
SRC-1-BW16	30.6	+	125	141	0.67	188	250	877	0.91
		-						----	----
SRC-7	36.2	+	122	143	0.66	187	250	766	0.68
		-						694	0.62
SRC-1-WH8	62.5	+	118	149	0.64	190	250	1265	0.67
		-						1246	0.66
SRC-8-W	38.7	+	122	142	0.66	187	300	1006	0.70
		-						----	----
SRC-11-W	37.5	+	123	269	0.79	261	250	1442	0.74
		-						1452	0.75
SRC-12-W	43.3	+	122	142	0.66	187	350	1227	0.65
		-						1103	0.59
SRC-1-WH9	72.2	+	123	148	0.65	192	250	1549	0.68
		-						1579	0.70

以上のことから SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力時における RC 負担せん断力は(5.3.3)式で評価することとし、実験値との対応を表 5.3.5 および図 5.3.8 に示す。

表および図より日本建築学会 SRC 規準式に比べ、提案式の方が平均、標準偏差、変動係数全てにおいて改善されていることが分かる。しかし、提案式において実験値との比が+20%を超えるデータ (SRC-2-BW および SRC-1-BW16 の正加力時) もある。この2つのデータは表 5.3.4 から分かるように、コンクリート有効係数 v が計算上は 0.8 以上となっており、本評価

法では評価しきれていないことによる。

SRC-2-BW は梁柱せい比を小さくした試験体で、梁柱せい比による影響だと考えられるが、梁柱せい比を大きくした SRC-3-BW におけるコンクリート有効係数 η は、基準試験体とほぼ同様な値であり、柱せいに対し梁せいが小さくなった場合 ($\phi \pi/4$) のみに影響が表れると考えられる。また、SRC-1-BW16 は直交フランジ厚が基準試験体に比べ厚くなった試験体であるが、直交フランジが厚くなることにより、コンクリートの拘束効果が高まったためコンクリート有効係数 η が大きくなったと考えられる。しかしながらどちらの試験体における影響要因についても、データが少ないため本研究においては検討できないが、今後さらに検討が必要である。

表 5.3.5 RC 負担分の計算値と実験値の比較

specimen	σ_B N/mm ²		SRC		RC	AIJ		Proposed	
			γ_{int} 10 ⁻³ rad	$Q_{exp.src}$ kN	$Q_{exp.rc}$ kN	$Q_{cal.rc}$ kN	exp/cal	$Q_{cal.rc}$ kN	exp/cal
SRC-1-BW	31.6	+	57.6	1158	646	502	1.29	691	0.94
		-	37.4	1118	621		1.24		0.90
SRC-2-BW	31.5	+	40.3	886	844	501	1.69	695	1.21
		-	41.3	861	792		1.58		1.14
SRC-3-BW	31.0	+	60.8	1546	602	498	1.21	611	0.99
		-	26.0	1472	605		1.21		0.99
SRC-1-BWH	52.8	+	17.2	1593	1185	623	1.90	1100	1.08
		-	18.1	1535	1099		1.76		1.00
SRC-1-W	34.4	+	35.9	1285	815	517	1.58	753	1.08
		-	34.9	1251	764		1.48		1.01
SRC-1	36.7	+	37.4	1291	818	530	1.54	785	1.04
		-	33.2	1292	803		1.51		1.02
SRC-4-W	38.6	+	46.5	1967	1201	747	1.61	1175	1.02
		-	29.9	1862	1134		1.52		0.96
SRC-5-W	39.0	+	33.0	1775	1217	750	1.62	1103	1.10
		-	32.6	1744	1161		1.55		1.05
SRC-6-W	35.8	+	41.9	1408	918	621	1.48	939	0.98
		-	38.0	1375	873		1.41		0.93
SRC-1-BW16	30.6	+	33.9	1523	877	505	1.74	668	1.31
		-	56.8	1481	---		---		---
SRC-7	36.2	+	26.3	1348	766	537	1.43	774	0.99
		-	25.6	1312	694		1.29		0.90
SRC-1-WH8	62.5	+	12.5	1634	1265	688	1.84	1305	0.97
		-	12.7	1642	1246		1.81		0.95
SRC-8-W	38.7	+	37.9	1591	1006	649	1.55	993	1.01
		-	43.2	1589	---		---		---
SRC-11-W	37.5	+	7.9	2121	1553	1049	1.48	1338	1.16
		-	9.2	2174	1564		1.49		1.17
SRC-12-W	43.3	+	31.3	1920	1227	783	1.57	1297	0.95
		-	26.3	1796	1103		1.41		0.85
SRC-1-WH9	72.2	+	28.8	1995	1781	740	2.41	1562	1.14
		-	19.5	2022	1815		2.45		1.16
ave.							1.59		1.03

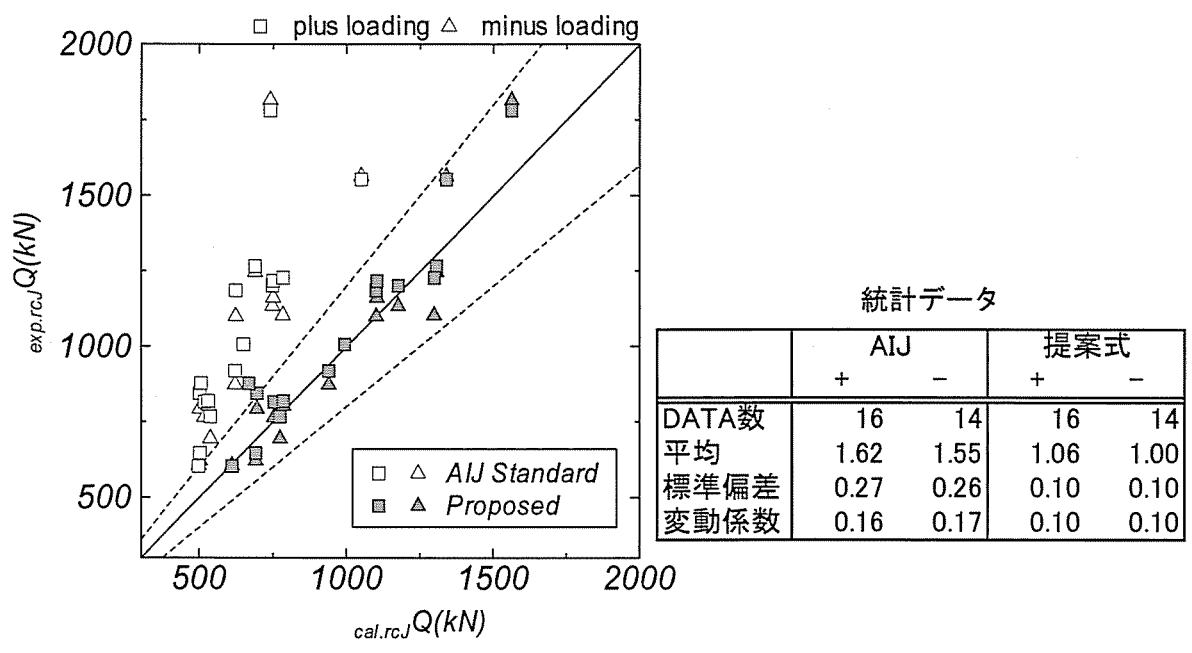


図 5.3.8 RC 負担分の計算値と実験値の比較

第4節 SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力設計法の提案

第2節および第3節の結果から, SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力時におけるせん断耐力設計法の提案を行う。

概説でも若干述べたが, SRC 造の終局強度設計法は, それらを構成する部分の終局強度の和, すなわち鉄筋コンクリート部分および鉄骨部分の終局耐力の和で求めることができる[5.1]。この考え方は, 極限解析における下界定理を応用するもので, それぞれの部分が釣合条件と降伏条件を満たしているのであれば, その状態のそれぞれの終局強度を累加して求められた SRC としての終局強度は, 真の終局強度より大きくなるという定理を用いるものである[5.8],[5.9]。

したがって, 第2節で提案した鉄骨部分の負担せん断力評価法と, 第3節で提案した RC 部の負担せん断力評価法の和として, (5.4.1)式で SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力を評価するものとする。

$${}_{srcJ}Q = {}_{rcJ}Q + {}_{sJ}Q \quad (5.4.1)$$

${}_{srcJ}Q$: SRC造柱梁接合部終局せん断耐力(kN)

${}_{rcJ}Q$: RC部の終局時負担せん断耐力(kN)

${}_{sJ}Q$: 鉄骨部の終局時負担せん断耐力(kN)

$${}_{rcJ}Q = d_s \cdot J b_e \cdot v \sigma_B \cdot \cos \theta \quad (5.4.2)$$

$$d_s = {}_C x_n \cdot \sin \theta + {}_B x_n \cdot \cos \theta$$

$$J b_e = b_A + b_B + \frac{1}{2} b_C$$

$$v = 0.69$$

d_s : コンクリートストラット幅(mm)

${}_C x_n$: 柱中立軸距離(mm)

${}_B x_n$: 梁中立軸距離(mm)

${}_J b_e$: 接合部有効幅(mm)

b_A : Azone幅(mm)

b_B : Bzone幅(mm)

b_C : Czone幅(mm)

v : コンクリートせん断強度有効係数

σ_B : コンクリート強度(N/mm²)

θ : ストラット角度(rad)

$$s_J Q = {}_J Q_w + k_{BC} \cdot {}_J Q_f + 0.5 {}_J Q_{fr} \quad (5.4.3)$$

$${}_J Q_w = A_w \cdot \frac{\sigma_{wy}}{\sqrt{3}}$$

$${}_J Q_f = \left(0.9 - 0.35 \frac{{}_s c b - {}_B b}{c D} \right) \cdot A_f \cdot \frac{\sigma_{fy}}{\sqrt{3}}$$

$${}_J Q_{fr} = \alpha \cdot \frac{{}_B b_f \cdot {}_B t_f \cdot {}_c t_f \cdot {}_B \sigma_{fy}}{4} \cdot \frac{1}{{}_s B d}$$

$$k_{BC} = 1.94 - 0.45 \left(\frac{{}_m B d}{{}_f b} \right)$$

- | | |
|--|--|
| ${}_J Q_w$: 鉄骨ウェブ負担せん断力(kN) | α : 枠効果形状係数(本研究では $\alpha=8$) |
| ${}_J Q_f$: 鉄骨直交フランジ負担せん断力(kN) | ${}_B b_f$: 梁鉄骨フランジ幅(mm) |
| ${}_J Q_{fr}$: 枠効果による負担せん断力(kN) | ${}_B t_f$: 梁鉄骨フランジ厚(mm) |
| A_w : 鉄骨ウェブ断面積(mm ²) | ${}_c t_f$: 柱鉄骨フランジ厚(mm) |
| σ_{wy} : 鉄骨ウェブの降伏応力度(N/mm ²) | σ_{fy} : 鉄骨フランジの降伏応力度(N/mm ²) |
| ${}_s c b$: 直交方向鉄骨H形鋼せい(mm) | ${}_s B d$: 梁鉄骨フランジ重心間距離(mm) |
| ${}_B b$: SRC造梁幅(mm) | k_{BC} : 梁柱せい比影響係数 |
| ${}_c D$: SRC造柱せい(mm) | ${}_f b$: 直交フランジ幅(mm) |
| A_f : 鉄骨直交フランジ断面積(mm ²) | ${}_m B d$: SRC造梁重心間距離(mm) |
| σ_{fy} : 鉄骨直交フランジの降伏応力度(N/mm ²) | |

(5.4.1)式による計算値と筆者が行った実験および他の研究機関で行われた SRC 造柱梁接合部の実験における実験値^{[5.5],[5.10]}を比較して、図 5.4.1 に示す。

図より、日本建築学会 SRC 規準による計算値と実験値の対応は平均が 1.29、標準偏差 0.22、変動係数 0.17、であるのに対し、(5.4.1)式による計算値と実験値の対応は平均が 1.02、標準偏差 0.10、変動係数 0.10 となり、接合部せん断耐力の中央値をばらつきを少なくして推定する目的に対して大幅に改善されているのが分かる。ただし、試験体によっては日本建築学会規準式よりも大きく評価される試験体もある。しかし、前述のように SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力を実験値の平均値で与えるのであれば、精度の高い評価式であることが言える。なお、下限値を与えるのであれば、図からも分かるように(5.4.1)式に 0.85 を乗じることによって全てのデータに対して安全側に評価することができる。

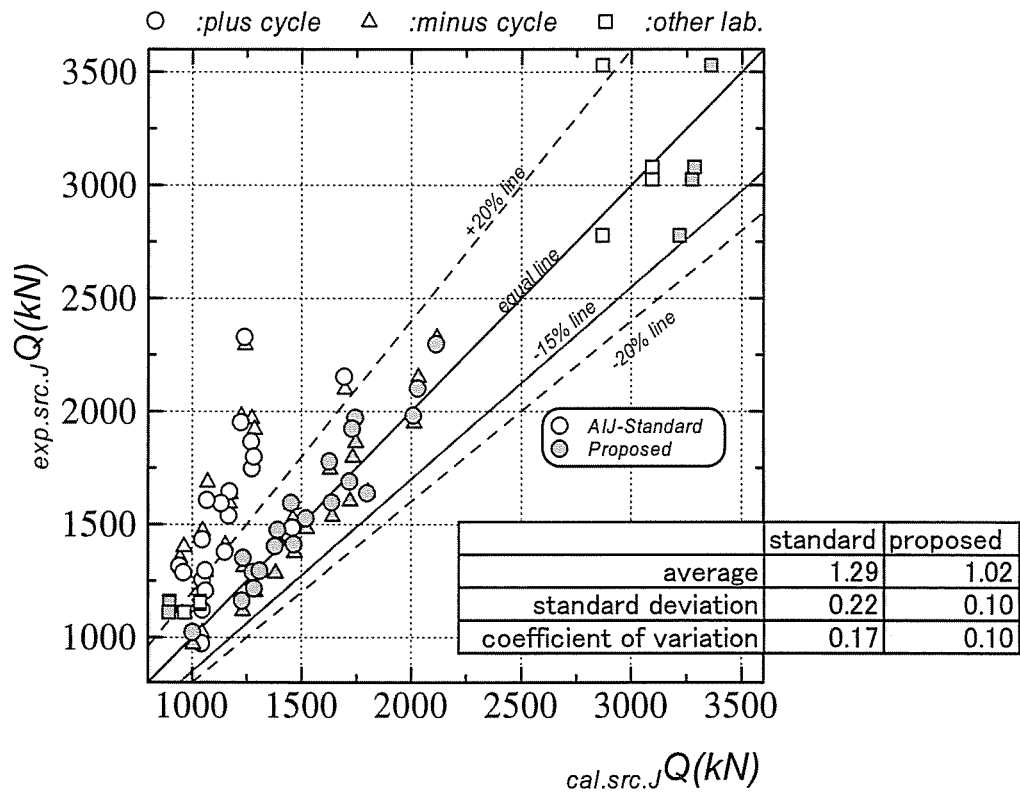


図 5.4.1 SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力における計算値と実験値の比較

第5節 まとめ

本章では、第3章における実験結果および第4章における鉄骨部の各構成要素負担せん断力算出の結果から、SRC造柱梁接合部の終局せん断耐力時における、精度の高い柱梁接合部の終局せん断耐力評価法を提案することを目的に、柱梁接合部の応力伝達機構について検討を行い以下のことを明らかにした。

ここで、SRC造の耐力評価に関しては基本的に累加強度で評価される事を前提に、鉄骨部とRC部のそれぞれに於いて検討を行った。

1. 鉄骨部の応力伝達機構の推定および終局せん断耐力評価式の提案

第4章において、実験的検討に用いた試験体のひずみゲージよりSRC造柱梁接合部の内部鉄骨の各構成要素負担せん断力を求め、SRC造に内蔵された鉄骨のせん断耐力は、接合部ウェブ、直交フランジ、枠効果の3要素で評価できることを明らかにした。

ここでは、鉄骨部に関し第4章で求められた分析データを用いて、SRC造柱梁接合部の終局せん断耐力時における各構成要素の応力伝達機構について検討を行い、各耐力評価式の提案を行った。その結果、接合部鉄骨ウェブおよび直交フランジは純せん断変形状態にあると考えられ、Misesの降伏条件を用いてそれぞれ評価できる。ただし、直交フランジについては、直交フランジの梁幅方向の位置および縦横比によって負担せん断力が違うのでその影響係数の評価法を示し、直交フランジの負担せん断力評価式を提案した。

枠効果については負担せん断力が、既往の研究による枠効果負担せん断耐力式による計算値の約5割しか負担していないことから、既往の耐力式に0.5を乗じて評価することとした。

最後に各構成要素の提案式を累加することによって鉄骨部の負担せん断力評価式の提案を行い、実験値との比較を行った結果、日本建築学会SRC規準式の鉄骨負担項と比べて平均値とばらつきが改善された。しかし、対応の悪いデータが若干含まれるため、今後さらに検討を行う必要がある。特に高強度コンクリートを用いると、SRC造における終局せん断耐力（最大耐力）時の接合部せん断変形角が小さくなるため、同じ形状の試験体においても鉄骨の負担せん断力が異なる。したがって、変形性能を考慮した鉄骨負担せん断耐力の評価が必要になると考えられる。

2. RC部の応力伝達機構の推定および終局せん断耐力評価式の提案

SRC造柱梁接合部の最大耐力から、その時の接合部鉄骨せん断変形角と同じせん断変形角時の純鉄骨試験体の耐力を差し引いた値を、RC負担分とし、終局せん断耐力時におけるRC部の応力伝達機構の推定とせん断耐力評価式を検討した。

コンクリート強度とRC負担分の相関について検討を行った結果、RC負担分はコンクリー

ト強度が 30~75N/mm² の範囲では、線形の関係があることを明らかにした。

RC 部の応力伝達機構を仮定し、RC 負担分がコンクリート強度と線形にあることから、RC 負担分が、仮定されたコンクリートストラットの圧縮破壊時に耐力となるとし、ストラット幅、ストラット角度、接合部有効幅、コンクリート強度、コンクリートせん断強度有効係数を用いて耐力式を提案した。

さらに、柱断面および梁断面において、柱および梁端面の圧縮域を求める方法として、圧縮側と引張側のそれぞれで鉄骨フランジと鉄筋の断面積から重心位置を求め、全てを鉄筋断面積と仮定して断面を単純化し、中立軸距離を求めた。この中立軸距離を用いてストラット幅およびストラット角度を求める方法を提案した。

また、接合部有効幅は実験変数を zone 幅とした試験体より、Azone : Bzone : Czone の負担割合の比が 2 : 2 : 1 であることを明らかにし、接合部有効幅の評価式を提案した。

これまで求められたストラット幅および角度、接合部有効幅を用いてコンクリートせん断強度有効係数を求めると、コンクリートせん断強度有効係数は 0.69 で一定となることを明らかにし、日本建築学会 RC 造靱性保証型設計指針におけるコンクリートせん断強度有効係数と比較し、RC 負担分はコンクリート強度の影響を受けないこと、鉄骨によるコンクリートの拘束効果が高いこと考慮すると、この値が妥当であることを明らかにした。

以上の検討結果から SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力時における RC 負担せん断耐力評価式を提案した。提案式と実験値を比較すると、日本建築学会 SRC 規準式に比べ、提案式の方が平均、標準偏差、変動係数全てにおいて改善される事を明らかにした。

3. SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力評価法の提案

SRC 造の終局強度設計法は、それらを構成する部分の終局強度の和、すなわち鉄筋コンクリート部分および鉄骨部分の終局耐力の和で求めるものとして、SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力評価式を提案した。更に第 2 章における他の研究機関の実験結果および第 3 章における実験結果を用いて検証を行った結果、日本建築学会 SRC 規準による計算値と実験値の対応は平均が 1.29、標準偏差 0.22、変動係数 0.17、であるのに対し、提案式による計算値と実験値の対応は平均が 1.02、標準偏差 0.10、変動係数 0.10 となり、評価式が実験値の中央値を精度良く表す事を目的とした場合に大幅に改善される事を明らかにした。なお、実用設計に用いる場合に 15%超過確率を満足するためには、本式に 0.85 を係数として乗ずればよい。

第5章の参考文献

- [5.1] 若林實, 南宏一, 谷資信, 平野道勝: 新建築学大系 42 合成構造の設計, 影国社, 1982.9.20
- [5.2] 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2001 改訂版
- [5.3] 日本建築学会: 鋼構造設計規準, 1973
- [5.4] 西村泰志, 南宏一, 若林實: 鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部のせん断耐力, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 365 号, pp.87-97, 1986
- [5.5] 谷口孝生ほか: SRC 柱はり接合部における帯筋の配筋法に関する実験的研究 (その 1), (その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造 II, pp.1305-1308, 1988
- [5.6] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—, 1999
- [5.7] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- [5.8] 田中尚: 累加強度に関する一考察, 日本建築学会論文報告集, 第 57 号, 1957
- [5.9] 平野道勝: 断面の累加強度と構造物の累加耐力, 日本建築学会論文報告集, 第 63 号, 1959
- [5.10] 寺岡勝・森田耕次・藤原敏夫・佐々木聡: 施工の簡易化をした S R C 構造柱・梁接合部に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1992

第6章 結論

第1節 本研究で得られた成果

第2節 今後の研究課題

第6章 結論

第1節 本研究で得られた成果

本研究は、鋼材とコンクリートによる合成構造、特に鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)造の柱梁接合部を対象とし、精度の高い接合部せん断耐力設計式の提案を目的に実験的および統計的に検討を行ったものである。

SRC 造柱梁接合部の設計法は既に日本建築学会 SRC 規準に示されているが、「式と実験値との対応や安全率についての記述が少ない。」「鉄骨接合形式等の接合部ディテールの説明が無く、設計対象とする接合部形式が規準式に対応しているのかどうか分からない。」「接合部の応力分担比の適用範囲が明確になっておらず、適用範囲外の場合の検討方法も記述されていない。」「変形性能についての規定がない。」「わかりやすい応力伝達メカニズムの解説がない。」等の問題点が挙げられている。このために本研究では接合部構成要素のせん断力負担分の明確化、応力伝達機構の明確化、精度の高いせん断耐力式などの検討を行った。

以下に本研究で得られた成果を示す。

第1章「緒論」では、研究の背景として合成構造および SRC 構造の発展の歴史および柱梁接合部の設計法の歴史、それぞれの構造の特徴を述べ、合成構造 (SRC 造を含む) 柱梁接合部における応力伝達が複雑であり、未だ応力伝達機構が明らかにされていないことを述べた。さらに研究開発の現状として、多種多様に提案されている合成構造柱梁接合部のディテールと破壊モードについて解説し、提案されている設計手法について示した。これらのことを踏まえて、現時点での設計法における問題点を列挙し、本研究の目的を示した。

第2章「SRC 造および合成構造柱梁接合部のせん断耐力に関するデータベースを用いた統計的検討」では、合成構造柱梁接合部の実験的研究から試験体のデータベースを作成し、接合部型式毎に提案されている既往の終局せん断耐力算定や接合部構成要素の接合部せん断耐力に及ぼす影響について統計的に検討を行った。

- (1) 柱梁とも SRC 造および柱 SRC 梁 S 造は、対象となる設計式が SRC 規準式のみであり、終局せん断耐力の実験値と計算値の比の平均値は SRC 造が 1.25、柱 SRC 梁 S 造が 1.30 となり、実験値を過小に評価する傾向があること、柱 RC 梁 S 造は、ふさぎ板のない接合部を対象とした算定式は、接合部鉄骨ウェブの形式の違いによって、実験値と計算値の対応に差が生じること、ふさぎ板の有る接合部を対象とした算定式およびふさぎ板の有無にかかわらず全形式を対象とした算定式については、実験値を過小に評価している傾向があることを明らかにした。
- (2) 柱梁接合部の終局せん断耐力に影響を及ぼすと思われる接合部構成要素と接合部終局せん断耐力との相関性を検討し、相関性の有無を明らかにした。

(3) 接合部コンクリートのせん断強度はコンクリート強度の 0.87 乗で評価できることを明らかにした。

次に、重回帰分析を用いて、汎用性の高い接合部終局せん断耐力評価式を統計的に検討を行った。

(1) SRC 造については、接合部終局せん断耐力に対するコンクリート強度の影響が強く、重回帰分析によりコンクリート負担項以外の変数は相関性が有意でないと判断し、コンクリート負担項のみで評価できる算定式を導いた。

(2) 柱 SRC 造梁 S 造については、コンクリート負担項、接合部ウェブ、直交フランジ、枠効果のせん断耐力の和で評価できる算定式を提案した。

(3) 柱 RC 梁 S 造については、コンクリート、接合部ウェブ、接合部せん断補強筋、ふさぎ板、枠効果、鋼管のせん断耐力の和で評価できる算定式を提案した

第 3 章「SRC 造柱梁接合部の実験的検討」では、SRC 造柱梁接合部の構成要素の負担分や影響を明確にするために SRC 造内部柱梁接合部を対象に縮小模型による加力実験を行った。

試験体は平面十字形の部分架構で柱断面 300mm×300mm、梁断面 200mm×300mm を基準寸法とする実大の約 1/2 縮小模型であり、柱下端をピン支持とし、梁の両先端部をピンローラーとして、柱頂部に変位漸増繰り返し水平力を与えた。

(1) 破壊性状は、柱せいを 500mm にした試験体は、梁の付け根でコンクリートの圧壊が生じた後、接合部せん断亀裂の拡幅が顕著となったことから、破壊モードは、梁圧壊後接合部せん断破壊であると判断した。その他の試験体の破壊モードは破壊性状から接合部せん断破壊であると判断した。

(2) 復元力特性として、全試験体ともループ形状は、接合部パネル鉄骨ウェブの降伏が生じ始めるサイクル以降にやや逆 S 字形になるが、RC 造柱梁接合部がせん断破壊を起こした場合に生ずる耐力やエネルギー吸収能力の急激な低下はみられず、SRC 造の場合は骨組みの崩壊形式として部分的に柱梁接合部のせん断降伏を認めても良いと思われた。ただし、鉄骨の耐力負担割合が、小さくなると RC 部の挙動が卓越するので、鉄骨の負担割合に下限値を設ける必要がある

(3) 接合部せん断初亀裂耐力について、日本建築学会 SRC 規準における耐力式と実験値を比較すると、直交フランジを考慮すれば比較的对応が良いが、高強度コンクリートを用いた場合に実験値を過大に評価する傾向があることを示した。

(4) 接合部終局せん断耐力については、日本建築学会 SRC 規準式と実験値を比較すると、実験値と計算値の平均が 1.3 以上となり、本実験で用いた試験体のように柱鉄骨断面に H 形鋼を直交に組み合わせた場合、計算値は実験値を過小に評価することを示した。

(5) 接合部せん断変形角については、全ての試験体とも接合部表面でのせん断変形角(γ_{dia})よりも内部鉄骨パネルのせん断変形角(γ_{int})の方が先に剛性低下を示し、試験体の最大耐力時のせん断変形角は γ_{dia} よりも γ_{int} の方が大きい変形角となる傾向があることがわかった。

第4章「SRC造柱梁接合部の構成要素のせん断負担分に関する検討」では、第3章で実験的検討に用いた試験体のひずみゲージ計測データを用いて、SRC造柱梁接合部における鉄骨構成要素のせん断力負担分を明確にするために実測した鉄骨各部の歪み度を用いて弾塑性分析を行った。分析に用いたモデルは、鉄骨ウェブは、ロゼット解析により主歪み度を算出し、その後 von Mises の降伏条件を用いて主応力度を算出しせん断力に変換した。直交フランジおよび鉄骨フランジ枠効果の負担せん断力の算出には bi-liner 型の $M-\phi$ 曲線モデルを適用し、それぞれの鋼板の面内モーメントおよび面外モーメントを算出した後にせん断力に変換した。この様にして実測歪みを元にして求めた負担力を分析値と呼ぶ。

各鉄骨構成要素の耐力負担分について検討を行った。

- (1) 接合部鉄骨ウェブについて、SRC 試験体の最大耐力時における負担せん断力は全ての試験体で、鉄骨のせん断耐力式による計算値とほぼ等しく、接合部鉄骨ウェブは鉄骨のせん断耐力式により算定できる。
- (2) 直交フランジについて、SRC 試験体の最大耐力時の負担せん断力は、梁せいを 2/3 倍の 200mm にした場合、あるいは A-zone または C-zone を 2 倍にした試験体は、鉄骨のせん断耐力式による計算値の約 1.2~1.5 倍となったが、その他の試験体は約 0.5~1.0 倍の間に分布した。
- (3) 鉄骨フランジ枠効果について、SRC 試験体の最大耐力時の負担せん断力は実験変数によっては、全塑性モーメントを用いた枠効果計算式を大きく上回る試験体もあった。

次に SRC 試験体から算出した値と純鉄骨試験体から算出した値を各鉄骨構成要素の耐力負担分について比較検討を行った。

- (1) 接合部鉄骨ウェブについては、全ての試験体に於いて SRC 試験体の分析値と純鉄骨試験体の分析値に差はみられなかった。
- (2) 直交フランジについては、梁せいを 200mm した試験体または直交フランジ厚を厚くした試験体において SRC 試験体の最大耐力時における負担せん断力分析値が純鉄骨試験体の分析値を上回った。
- (3) 鉄骨フランジ枠効果については、若干のばらつきはあるものの SRC 試験体の分析値と純鉄骨試験体の分析値は同じような履歴を示した。

最後に SRC 試験体における鉄骨構成要素の各負担力分析値を累加した鉄骨負担せん断力分析値と、純鉄骨試験体の実験値、純鉄骨試験体における鉄骨構成要素の各負担力分析値を累加した鉄骨負担せん断力分析値の 3 つを比較し、分析値の妥当性を検討した。

- (1) 直交フランジが梁の中心よりも離れた場合においては SRC 試験体における分析値が純鉄骨試験体の実験値よりも負担せん断力が低く推移した。
- (2) 上記以外の SRC 試験体における分析値と純鉄骨試験体の実験値および分析値の推移にほとんど差はみられないため、分析値の妥当性と SRC 造における接合部せん断力の鉄骨負担分は、接合部ウェブ、直交フランジ、鉄骨フランジによる枠効果の 3 要素で評価できることを明らかにした。

第5章「SRC 造柱梁接合部終局せん断耐力時の応力伝達機構の推定およびせん断耐力評価式の提案」では、第3章における実験結果および第4章における鉄骨部の各構成要素負担せん断力算出の結果から、SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力時における、精度の高い柱梁接合部の終局せん断耐力評価法を提案することを目的に、柱梁接合部の応力伝達機構について検討を行った。

まず、鉄骨部に関し第4章で求められた分析データを用いて、SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力時における各構成要素の応力伝達機構の検討を行い、各耐力評価式の提案を行った。

- (1) 接合部鉄骨ウェブおよび直交フランジは純せん断状態にあると考えられ、Mises の降伏条件を用いてそれぞれ評価できる。
- (2) 直交フランジについては、直交フランジの位置および縦横比によって負担せん断力が違うのでその影響係数の評価法を示し、直交フランジの負担せん断力評価式を提案した。
- (3) 枠効果については負担せん断力が、既往の研究による枠効果負担せん断耐力式による計算値の約5割しか負担していないことから、既往の耐力式に0.5を乗じて評価することとした。
- (4) 各構成要素の提案式を累加することによって鉄骨部の負担せん断力評価式の提案を行い、実験値との比較を行った結果、日本建築学会 SRC 規準式と比べ平均値、ばらつきも改善された。

次に、SRC 造柱梁接合部の最大耐力から、その時の接合部鉄骨せん断変形角と同じせん断変形角時の純鉄骨試験体の耐力を差し引いた値を、RC 負担せん断力とし、終局せん断耐力時における RC 部の応力伝達機構の推定とせん断耐力評価式を検討した。

- (1) コンクリート強度と RC 負担せん断力の相関について検討を行った結果、RC 負担せん断力はコンクリート強度が $30\sim 75\text{N/mm}^2$ の範囲では、線形の関係があることを明らかにした。
- (2) RC 部の応力伝達機構を仮定し、ストラット幅、ストラット角度、接合部有効幅、コンクリート強度、コンクリートせん断強度有効係数を用いて耐力式を提案した。
- (3) 接合部有効幅は実験変数を zone 幅とした試験体より、接合部有効幅の評価式を提案した。

以上の結果から、SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力時における RC 負担せん断耐力評価式を提案した。提案式と実験値を比較すると、日本建築学会 SRC 規準式に比べ、提案式の方が平均、標準偏差、変動係数全てにおいて改善される事を明らかにした。

最後に鉄骨部の提案式と RC 部の提案式を累加することにより、SRC 造柱梁接合部のせん断抵抗要素の応力伝達を考慮した SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力評価式を提案した。

日本建築学会 SRC 規準による計算値と実験値の対応は平均が 1.29、標準偏差 0.22、変動係数 0.17、であるのに対し、提案式による計算値と実験値の対応は平均が 1.02、標準偏差 0.10、変動係数 0.10 となり、大幅に改善される事を明らかにした。

第2節 今後の検討課題

本研究では、合成構造、特に鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)造の柱梁接合部を対象とし、精度の高い接合部せん断耐力設計式の提案を目的に実験的および統計的に検討を行った。しかし、本論文では以下に今後の検討課題を示す。

(1) 合成構造、特に異種構造部材を接合した場合の接合部応力伝達モデルの解明

本研究では、公表されている実験的研究論文より柱梁とも SRC 造、柱 SRC 梁 S 造、柱 RC 梁 S 造の3つの構造型式についての試験体データベースを作成し、統計的に検討を行い、それらの構造形式の柱梁接合部において各構成要素が接合部終局せん断耐力に与える影響について明らかにした。しかしながら、近年、鋼管部材や CFT 部材が多く使われるようになってきており、柱梁接合部はさらに多様化、複雑化している。さらに、今後も鉄骨系部材と RC 系部位材の接合は様々な型式が出現すると考えられる。そこで、全ての型式を規準や指針等によって設計するのは難しくなるので、鉄骨系部材と RC 系部材の接合部における応力伝達および抵抗機構が解明され、一般化できればより安全で、効率的な設計法が確立できると考えられる。この様な見地からの異種構造部材を接合した場合の応力伝達モデルの解明が必要である。

(2) SRC 造柱梁接合部における変形性能を考慮した耐力評価

本研究では、実験データより SRC 柱梁接合部の終局せん断耐力時における鉄骨負担分と RC 負担分を明らかにし、累加強度としてせん断耐力評価式の提案を行った。また、SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力時の接合部せん断変形角はコンクリート強度の違いによって変化することを指摘した。コンクリート強度が高強度になればなるほど小さいせん断変形角で最大耐力をむかえ、その後の耐力低下割合も大きいことが分かった。これは RC 部の変形性能の違いによるものと考えられる。また、累加強度を用いる場合、同形状の SRC 造柱梁接合部であればコンクリート強度にかかわらず鉄骨負担分は同じである。しかしながら、コンクリート強度の違いによって最大耐力時の接合部せん断変形角が異なるのであれば、鉄骨負担分も変わってくることとなる。すなわち、コンクリートが高強度になるほど最大耐力時の鉄骨負担分は小さくなる。したがって、SRC 造柱梁接合部においては、変形性能を考慮した耐力評価法を検討する必要がある。

(3) SRC 造柱梁接合部における鋼材とコンクリートの付着評価および拘束効果

本研究では、SRC 造柱梁接合部の終局せん断耐力を累加強度で評価した。しかしながら、未だ鉄骨部と RC 部相互の付着効果や拘束効果については明らかにされていないのが現状であり、SRC 規準に置いても鉄骨とコンクリートの付着は考慮しない事となっている。本研究における提案式の精度を上げるためには、これらを明確にする必要がある。

謝 辞

本論文は、著者が北海道大学工学部建築工学科の卒論生として、建築構造学第2講座(現 空間構造学講座空間構造性能学分野)に配属されて以来、大学院修士課程そして助手に任用されてから続けてきた研究をとりまとめたものです。したがって、本論文は柴田先生、城先生、後藤先生を初めとする多くの方々の多大なるご指導とご協力を賜りました。

柴田拓二先生(現北海道工業大学学長)には、著者が卒論生、さらには大学院修士学生として研究室に在籍した3年間は、工学部長という重責を担いながらも常に研究室への心配りをいただき、ご多忙な時間を割いて工学部長室で何度かご指導、ご鞭撻を賜りました。さらには研究室の助手として採用していただく際には、多大なるご尽力を頂き、言葉では言い表せないほどの感謝の気持ちでいっぱいでございます。

城 攻先生には、本当にお世話になりました。城先生には卒業論文の作成から、修士論文の作成、さらには本論文作成に至るまで隅から隅までご指導を頂きました。著者が助手として採用された後も、本研究を続ける機会を与えていただきました。また、本論文をまとめるにあたり、常にお心遣いをいただき、他に多くの仕事と研究テーマを抱えて、超多忙な日々であるにもかかわらず、終始懇切丁寧なご指導をいただき、先生の妥協を許さない研究に対する姿勢から大変多くの事を学ばせていただきました。本来ならば、もっと早く論文をまとめるべきところを辛抱強く待っていただき、本当に申し訳なく思っております。この様な不出来な著者が論文をまとめることができたのも、先生のおかげであると心より感謝いたします。

後藤康明先生には、著者が論文作成に集中できるようにご配慮を頂き、大変感謝しております。また、本論文にも目を通していただき的確なご助言を頂きました。また、先生の実験中の問題における迅速な対応と的確な判断には、非常に感銘を受けました。さらに研究に限らず日常生活においても、先生の豊富な知識には本当に頭が下がります。

当研究室事務職員 青野美樹さんには論文作成にあたり大変お世話になりました、同元事務員の奈良(旧姓相馬)洋子さんには実験の計測を手伝っていただきました、同 高田明子さん、上條千絵さんには大変お世話になりました。

本論文の研究の一部は次の方々の卒業論文、修士論文として一緒に研究をしていただきました。第2章の統計的検討は、卒論生の若狭康二君、山岸雅之君、吉田仁君(現三菱重工業(株))、穴吹拓也君(現北海道大学大学院生)、第3章実験的研究第1シリーズは著者が卒論生の時に行ったもので、修論生の鬼塚康德氏(現(株)竹中工務店)、著者と一緒に卒論を書いた佐藤

友哉君（現五洋建設（株））、小野寺大輔君、第2シリーズは著者の修士論文の研究として行ったもので、同じテーマで卒業論文をまとめた、五十嵐雅彦君（現三井住友建設（株））、横山隆明君（現（独）宇宙航空研究開発機構）、第3、第4シリーズは、修論生の門田晃君（現西松建設（株））、第3シリーズの実験は卒論生の山田（旧姓浅野）倫子君（現新潟県）、山崎慎介君（現（株）久米設計）、第4シリーズの実験は卒論生の岸田公平君、辻（旧姓福田）佳代君、第4章分析的検討は、卒論生の奥田尚充君（現鹿島建設（株））。この様に多くの方々と一緒に研究をしていただきました。ここに、感謝いたします。

また、試験体の製作や実験作業においてはこのほかにも多くの方々のご協力を頂きました。著者が研究室に配属されて以来、当研究室に所属された方々、さらには鉄骨試験体を製作していただいた（株）内外コーポレーションや（株）巴コーポレーションの方々、試験体の補修を行っていただいた（株）北海道サンキットの方々にも大変お世話になりました。ここに、感謝いたします。

最後に、同じ研究者として、なかなか論文がまとまらない著者を叱咤激励していただいた父と陰ながら応援していただいた母に感謝いたします。そして、妻と息子二人と娘の理解と協力なしには、この論文を執筆することはできませんでした。この場を借りまして家族四人に心より最大の感謝を捧げます。

平成17年2月

北野 敦則