

鋼・コンクリート合成構造柱材の弾塑性挙動および 構造性能評価法に関する研究

塚, 純一

<https://doi.org/10.11501/3178949>

出版情報：九州大学, 2000, 博士（工学）, 論文博士
バージョン：
権利関係：

鋼・コンクリート合成構造柱材の弾塑性挙動
および構造性能評価法に関する研究

平成12年7月

堺 純一



①

鋼・コンクリート合成構造柱材の
弾塑性挙動および構造性能評価法に関する研究

平成12年7月

塚 純一

目次

第1章 序論	1
§ 1.1 研究目的	1
§ 1.2 論文概要	4
第1章の参考文献	6
第2章 鉄骨鉄筋コンクリート柱材の復元力特性	9
§ 2.1 序	9
§ 2.2 一定軸力と繰返し水平力を受けるSRC柱の載荷実験	9
2.2.1 実験計画	9
2.2.2 試験体	10
2.2.3 加力装置と測定方法	11
2.2.4 実験結果および考察	11
2.2.4.1 崩壊性状	11
2.2.4.2 弾塑性挙動	11
§ 2.3 SRC柱材の弾塑性解析	14
2.3.1 解析方法および仮定	14
2.3.2 材料の応力-歪関係	14
2.3.2.1 鋼材の応力-歪関係	14
2.3.2.2 コンクリートの応力-歪関係	15
2.3.3 弾塑性ヒンジ部の曲率と柱部材角の関係の仮定	17
2.3.4 解析結果および考察	19
2.3.4.1 弾塑性解析の結果と実験挙動の比較	19
2.3.4.2 弾塑性ヒンジ部の曲率と柱部材角の関係式	19
§ 2.4 復元力特性の評価法	20
2.4.1 解析概要	20
2.4.2 初期剛性	21
2.4.3 第1折れ点(曲げひび割れ発生点)の耐力と変形	21
2.4.4 第2折れ点(降伏点)の耐力と変形	23
2.4.5 第3折れ点(最大耐力点)の耐力と変形	26
2.4.6 最大耐力発揮後の劣化勾配	28
2.4.7 柱材の弾塑性挙動と提案式の比較	29
2.4.8 実験挙動と提案式の比較	29
§ 2.5 結論	36
第2章の参考文献	37
第3章 高強度材料を用いた鉄骨鉄筋コンクリート柱材の終局曲げ耐力と弾塑性変形状	39
§ 3.1 序	39
§ 3.2 偏心圧縮力を受けるSRC柱の載荷実験	40
3.2.1 実験計画	40
3.2.2 試験体	42

3.2.3	載荷方法および測定方法	43
3.2.4	実験結果および考察	43
3.2.4.1	破壊性状	43
3.2.4.2	弾塑性挙動	43
3.2.2.3	終局曲げ耐力	46
§ 3.3	SRC 柱材の弾塑性解析	48
3.3.1	解析方法および仮定	48
3.3.2	解析による曲げ耐力と実験耐力の比較	50
§ 3.4	高強度材料を用いた SRC 柱材の弾塑性挙動および終局曲げ耐力の評価法	52
3.4.1	解析方法および仮定	52
3.4.2	弾塑性挙動	54
3.4.3	終局曲げ耐力の評価法	61
3.4.4	高強度材料の組み合わせの条件に関する考察	66
3.4.5	復元力特性の評価法	66
§ 3.5	結論	70
	第3章の参考文献	71
第4章	コンクリート充填内面突起付き角形鋼管柱材の終局曲げ耐力と弾塑性変形性状	73
§ 4.1	序	73
§ 4.2	一定軸力と繰返し水平力を受けるコンクリート充填角形鋼管柱材の載荷実験	74
4.2.1	実験計画	74
4.2.2	試験体	75
4.2.3	加力装置と測定方法	76
§ 4.3	鋼管とコンクリートの付着応力	77
4.3.1	押し抜き試験による鋼管とコンクリートの付着応力度	77
4.3.2	軸力載荷時の鋼管の歪分布	77
4.3.3	軸力載荷時の鋼管とコンクリートの付着応力度	79
§ 4.4	一定軸力と繰返し水平力を受ける柱材の弾塑性挙動	80
4.4.1	崩壊性状	80
4.4.2	弾塑性挙動	80
4.4.3	終局曲げ耐力	82
§ 4.5	内面突起付き鋼管の有効性に関する考察	84
§ 4.6	結論	85
	第4章の参考文献	86
第5章	芯鉄骨合成柱材の終局曲げ耐力と弾塑性変形性状	87
§ 5.1	序	87
§ 5.2	一定軸力と繰返し水平力を受ける芯鉄骨合成柱材の載荷実験	88
5.2.1	実験計画	88
5.2.2	試験体	89
5.2.3	加力装置と測定方法	91
§ 5.3	実験結果および考察	91
5.3.1	崩壊性状	91

5.3.2	荷重-変形関係	96
5.3.2.1	水平力-部材角関係	96
5.3.2.2	軸方向変形性状	98
5.3.3	弾塑性挙動	98
5.3.3.1	内蔵鉄骨の有無が柱の挙動に及ぼす影響	98
5.3.3.2	内蔵鉄骨量の違いが柱の挙動に及ぼす影響	98
5.3.3.3	内蔵鉄骨の形状の違いが柱の挙動に及ぼす影響	99
5.3.3.4	せん断補強筋量の違いが柱の挙動に及ぼす影響	99
5.3.3.5	柱脚部での内蔵鉄骨の定着の有無が柱の挙動に及ぼす影響	102
5.3.3.6	柱脚部で芯鉄骨を定着しない場合の支圧破壊防止に関する考察	102
§ 5.4	曲げ耐力の評価法	104
§ 5.5	変形能力の評価法	105
5.5.1	曲げ抵抗力の限界状態に対する変形能力	105
5.5.2	軸縮み量の限界状態に対する変形能力	107
§ 5.6	結論	108
	第5章の参考文献	109
第6章	芯鉄骨合成柱材の構造性能に関する解析的検討	111
§ 6.1	序	111
§ 6.2	柱材の弾塑性解析概要	111
6.2.1	解析方法と仮定	111
6.2.2	主筋の座屈開始歪の算定	113
6.2.3	主筋の座屈後挙動の解析方法	114
6.2.4	解析結果と実験挙動の比較	118
§ 6.3	芯鉄骨合成柱材と鉄筋コンクリート柱材の弾塑性挙動	123
6.3.1	解析方法と解析変数	123
6.3.2	柱材の弾塑性挙動	125
6.3.2.1	軸力比の違いが柱材の挙動に及ぼす影響	125
6.3.2.2	芯鉄骨量の違いが柱材の挙動に及ぼす影響	134
6.3.2.3	芯鉄骨の形状の違いが柱材の挙動に及ぼす影響	135
6.3.2.4	芯鉄骨の定着の有無が柱材の挙動に及ぼす影響	135
6.3.2.5	鋼材の強度の違いが柱材の挙動に及ぼす影響	135
§ 6.4	芯鉄骨挿入による鉄筋コンクリート柱材の耐震補強効果	144
6.4.1	柱材の消費エネルギー	144
6.4.2	変形能力	146
§ 6.5	結論	147
	第6章の参考文献	148
第7章	総括	149
謝辞		153

第1章 序論

§ 1.1 研究目的

本論文は地震力に対応する荷重を受ける鋼・コンクリート合成構造柱材の弾塑性挙動を明らかにするとともに構造性能評価法を提案することを目的とする。本論文では、鋼・コンクリート合成構造柱材を、鉄骨鉄筋コンクリート（以下、SRC）断面、コンクリート充填角形鋼管（CFT）断面、さらに、コンクリート断面に比べせいの小さな鉄骨を断面中心に挿入した芯鉄骨合成断面の3種類とし、いずれも曲げで耐力が決定される柱材を対象とした。以下に関連する既往の研究および本研究の目的について記す。

1) SRC 柱材

SRC構造については、これまで数多くの研究がなされており、それらの研究成果をもとに、設計手法が「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（以下、SRC規準）¹⁾にまとめられている。SRC柱材は鉄骨と鉄筋コンクリートとを合成した部材であるため、部材の弾塑性挙動に及ぼす影響因子が複雑であるため、復元力特性に関して未だ明らかにされているとは言い難い点がある。SRC部材の復元力特性の研究は立花、土井らによってなされており、立花らは部材の載荷実験結果をもとに実験式を中心に曲げ破壊先行型の柱部材の復元力特性を定量的に検討している²⁾。土井は力学モデルを取り入れることにより復元力特性のモデル化を行い、曲げ破壊およびせん断破壊に対する復元力特性の定式化を行っている³⁾。しかしながら、これらは作用軸力、鋼材およびコンクリートの材料強度およびせん断補強筋量の違いなどが復元力特性に及ぼす影響については検討されていない。

また、建築構造物の高層化に伴い、SRC構造でも材料の高強度化に向けて検討する必要があるが、高張力鋼を使用した場合、降伏歪が大きいことと、内蔵鉄骨がコンクリートの中に存在するために、柱材が最大耐力を発揮する際に、内蔵鉄骨は全塑性状態になりにくく、SRC規準に従う一般化累加強度では柱材の終局曲げ耐力を危険側に評価する危険性がある。高強度材料を利用したSRC柱材の弾塑性挙動および終局曲げ耐力に関する既往の研究として、文献1.4)～1.7)がある。文献1.4)では引張強度が590MPaおよび790MPa級の高張力鋼（以下HT590,HT790とする）を用いたSRC構造の部材、継手および柱梁接合部にわたる系統的な実験的研究がまとめられており、柱の偏心圧縮実験および一定軸力下で繰返しせん断曲げを受ける柱の実験において、HT590鋼材を内蔵鉄骨に使用した場合には実験耐力はSRC規準に従う一般化累加強度で安全側に評価できるが、HT790鋼材を使用した場合には危険側の評価になっている。西村・木村ら^{5), 16)}は高強度コンクリート(コンクリート圧縮強度 $F_c=63\text{MPa}$)と内蔵鉄骨の鋼材SM490Aの組み合わせで、一定軸力下で繰返しせん断曲げを受ける片持柱の実験を行い、高強度コ

ンクリートを使用してもSRC規準に従う一般化累加強度で精度良く安全側に評価でき、帯筋比と帯筋の降伏強度の積が大きくなるにつれて柱の曲げ耐力が大きくなることを示している。古池・宮内ら^{1.7)}は、高強度コンクリート ($F_c=30, 60\text{MPa}$) と高張力鋼 (SM490A, HT590) を用いた片持柱に一定軸力と繰返し水平力を載荷する実験を行い、 $F_c=60\text{MPa}$ と HT590 を組み合わせた柱の実験耐力はその他の組み合わせよりも、SRC 規準に従う一般化累加強度で評価して小さくなることを示している。

これらの問題点に関して、本論文の第2章では単一H形鋼を強軸曲げになるように内蔵したSRC断面柱を対象とし、実験及び解析を行い、内蔵鉄骨寸法、材料強度、せん断補強筋量、軸力比の違いがSRC柱材の弾塑性挙動に及ぼす影響について検討し、その復元力特性の骨格曲線を定式化することを目的とする。第3章では、高強度材料を用いたSRC柱材の弾塑性挙動を偏心圧縮実験および弾塑性解析で調べ、終局曲げ耐力の評価法の提案およびSRC規準の一般化累加強度で曲げ耐力を評価できる高強度材料の組み合わせの条件について明らかにすることを目的とした。

2) CFT柱材

CFT柱材については、これまで数多くの研究が行われ、柱材の耐力、変形能力、復元力特性、柱梁接合部の挙動、骨組の変形性能が明らかにされ、それらの研究成果が、「コンクリート充填鋼管構造設計施工指針」^{1.8)}、「充填形鋼管コンクリート構造の設計・施工ガイドライン」^{1.9)}にまとめられている。CFT柱材はコンクリートを鋼管が覆うので、柱材の力学的性能が高く、高張力鋼と高強度コンクリートとの組み合わせが容易に行える。しかしながら、コンクリート充填鋼管を建築骨組の柱材として使用する場合、SRC規準に規定されている一般化累加強度が必ずしも発揮されない場合がある。梁材のせん断力は、材端でまず鋼管に伝達されるが、充填コンクリートに対しては直接的ではなく、鋼管内部に設けたダイヤフラムなどの機械的なずれ止めあるいは付着応力によって間接的に鋼管から伝達されることになる。従って、鋼管とコンクリートの応力伝達が確保されない限り、コンクリート充填鋼管柱の軸力は、鋼管のみが負担することになる^{1.10)}。柱梁接合部が外回りダイヤフラム形式などの場合には鋼管と充填コンクリートの応力伝達は付着応力だけに頼らざるを得ないが、鋼管内面と充填コンクリートの間の付着応力はかなり小さいことがわかっている^{1.11)}。うえに、経年変化に伴う充填コンクリートの収縮や付着性能の劣化によってさらにその値が低下することが予想される。

この問題に関して、本論文第4章では、鋼管とコンクリートの応力伝達上不利な条件のもとでのCFT柱材の弾塑性挙動を明らかにすることを目的として、鋼管内面に突起を付けた角形鋼管を用いたCFT柱材と普通鋼管を用いたCFT柱材の弾塑性挙動を調べ、突起付き鋼管の有効性について検討する。

3) 芯鉄骨合成柱材

1995年の兵庫県南部地震では建築構造物および土木構造物が大きな被害を受けた。特に鉄筋コンクリート (以下、RC) 造建物のピロティー形式の建物では、新耐震設計で設計された建物も含め、多くの層崩壊が生じた^{1.12)}。

SRC造建物に関しては、神戸市およびその近郊に建つ1,307棟の被害調査を行った結果、32棟が層崩壊した^{1.12) ~ 1.16)}。崩壊した建物は全て、1972年以前に建てられた、格子型SRC部材を用いた建物であり、耐震壁の偏在による影響が大きいものが多かった^{1.12), 1.13)}。現在使われている充腹型タイプのSRC建物は、柱脚、継手、耐震壁、柱梁接合部などに被害を受けた建物が報告されているが、倒壊した建物は報告されていない^{1.13) ~ 1.16)}。充腹型SRC造建物に倒壊例が無く、格子型SRC造建物が倒壊した理由には耐震設計の方法が異なり、格子型SRC造建物の保有水平耐力が充腹型SRC建物のものに比べ少ないこともある。しかしながら、格子型SRC建物の柱の被害を見ると、曲げおよび引張軸力によって鉄骨主材がリベットあるいはボルトの結合位置で破断したために柱材としての構造性能を喪失したために内部コンクリートが圧壊したと思われる破壊例、あるいは高圧縮力と高せん断力の複合応力を受けた内部コンクリートを拘束する力によって鉄骨主材および帯板の結合点で破断したと思われる破壊例があるが、どちらにしても最終的に鉄筋コンクリート柱の崩壊性状とはほぼ同様であり、高軸力に抵抗できる鉄骨ウェブが存在するかどうか大きな違いであったのではないかと考える。1972年に竣工された建物で、コンクリートせいに比べて小さなせいのH形鋼を内蔵させた建物が震災当時、神戸市東灘区に建てられており、大破の被害を受けたが倒壊の被害を免れている^{1.13)}。この建物は内蔵鉄骨が挿入されていたことで、その鉄骨が鉛直方向荷重を支えることができ、鉄骨が無ければ鉄筋コンクリート造建物と同様に倒壊していたものと考えられる。

RC柱は高軸力を受ける場合、柱材が曲げ降伏した後に、せん断破壊を起し、最終的に軸力を保持できず崩壊する。特にピロティー階の柱あるいは耐震壁に取り付く柱は高軸力となることがあるため、特に大きな変形能力を持たせる必要があるものと考えられる。RC柱の変形能力を大きくし、層崩壊を防ぐ補強方法として、帯筋を密に巻く方法あるいはRC断面を鋼管で覆う方法などがあるが、これらは鉄筋あるいは鋼管によるコンクリートを拘束する働きに期待するものであり、有効な補強方法であると考えられる^{1.17)}。このような補強方法の他にも、RC断面の芯に鉄骨を挿入し、コンクリート断面の圧縮歪の進展を抑制させる方法もあると考えられる。RC柱では、高軸力の場合、主筋の座屈が軸力保持不能の崩壊形につながるため、芯鉄骨を挿入することにより、主筋の歪の進行を抑制できること、さらに主筋が座屈したあとも、内蔵鉄骨が軸力を保持できる程度に挿入されていれば、軸力を支持することが期待でき、層崩壊を免れるものと考えられる。

小鉄骨を挿入したSRC柱に関する研究は以前にも報告されており、滝口、長嶋らは、特に高強度帯筋を用いた場合の性状を調べ、中心圧縮実験により、高強度せん断補強筋を用いた場合、最大耐力を発揮した後、耐力低下の少ない性状を示すこと、さらに、曲げせん断実験により、せん断および曲げで耐力が決まる柱の挙動が調べられており、それぞれの耐力評価法が示されている^{1.18), 1.19)}。

平田、南らは、建物の柱の内法区間のみ芯鉄骨を挿入し、柱梁接合部には鉄骨を挿入しないことを想定し、芯鉄骨を柱脚部で定着しない柱材の挙動を調べ、水平力-部材角関係は柱脚で芯鉄骨を定着した柱材とはほぼ同様の挙動をすること、さらに、芯鉄骨を定着しない方が柱の軸縮み量が抑制されることを実験的に示している^{1.20)}。

このように、芯鉄骨を挿入した柱が高軸力下でのRC柱材の弾塑性挙動を改善できることは既往の実験的研究で定性的に示されているが、芯鉄骨合成柱が合成断面として有効に働く鉄骨の量、軸力比などの条件についての検討はなされていない。このような芯鉄骨合成柱では柱の弾塑性性状および崩壊性状に及ぼす柱の作用軸力と内蔵鉄骨量が重要なパラメータの一つと考えられる。

そこで第5章および第6章では、地震時荷重を受ける柱部材を想定した載荷実験および弾塑性解析を行い、柱の断面圧縮耐力に対する作用軸力の比と芯鉄骨の量および芯鉄骨の形状が柱の挙動に及ぼす影響を調べ、鉄筋コンクリート柱材に対する耐震補強効果を検討することを目的とした。

§ 1.2 論文概要

本論文は、本章「序論」および、全体の総括を行った第7章「総括」を含め、7章より構成されている。第2章から第6章は、以下に示す内容になっている。

- 第2章 鉄骨鉄筋コンクリート柱材の復元力特性
- 第3章 高強度材料を用いた鉄骨鉄筋コンクリート柱材の終局曲げ耐力と弾塑性変形状
- 第4章 コンクリート充填内面突起付き角形鋼管柱材の終局曲げ耐力と弾塑性変形状
- 第5章 芯鉄骨合成柱材の終局曲げ耐力と弾塑性変形状
- 第6章 芯鉄骨合成柱材の耐震性能に関する解析的検討

各章は、その章の研究目的および既往の研究の概要につて述べた「序」、研究方法および結果の考察を行った「本文」、およびその章で得られた知見を述べた「結論」で構成されている。以下に第2章から第6章までの概要を記す。

第2章は、一定軸力と水平力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱材の曲げ耐力および弾塑性変形状を調べ、復元力特性の骨格曲線を定式化することを目的とする。

単一H形鋼を強軸に配した鉄骨鉄筋コンクリート柱材に一定軸力と繰返し水平力を加力する載荷実験を行った。実験変数は(1)柱のせん断スパン比(2~6)、(2)軸力比(断面圧縮耐力に対する作用軸力の比で0.1~0.5)を選んだ。試験体数は合計10体である。さらに柱材の弾塑性挙動を追跡するために、平面保持の仮定のもとで断面のモーメント-曲率関係を数値解析し、それを用いて柱材の水平力-部材角関係を求める弾塑性解析を行った。

載荷実験および弾塑性解析を行った結果、せん断スパン比、軸力比に拘わらず、本解析結果は、実験挙動を良く追跡できることを示した。

この解析法をもとに、内蔵鉄骨寸法、鋼材およびコンクリートの材料強度、せん断補強筋量、軸力比、

の違いが鉄骨鉄筋コンクリート柱材の弾塑性挙動に及ぼす影響を解析的に調べた。その結果を基に、柱材の復元力特性の骨格曲線が1)曲げひび割れ発生点、2)降伏点、3)最大耐力発揮点、4)最大耐力発揮後の劣化勾配で表現できるものと考え、解析変数がこれらの諸点、勾配に及ぼす影響を考慮し、復元力特性の定式化を行った。提案した式と本実験および既往の実験研究結果との比較を行った結果、本提案式は実験挙動を精度良く評価できることを示した。

第3章は、高強度材料を用いた鉄骨鉄筋コンクリート柱材を対象として、終局曲げ耐力の評価法および弾塑性変形状を検討することを目的とする。

偏心圧縮力を載荷するSRC柱材の実験を行った。実験変数は(1)偏心量、(2)曲げ軸(内蔵H形鋼の強軸、弱軸)、(3)内蔵鉄骨の降伏強度である。試験体数は合計11体である。実験挙動を解析的に追跡するために、載荷実験と同様な加力条件を考慮し、弾塑性解析を行った。

実験結果および解析結果より、解析による耐力は実験耐力を良く評価できることを示し、降伏強度が690MPaおよび790MPaの高強度鋼を内蔵した鉄骨鉄筋コンクリート柱の曲げ耐力はSRC規準に従いコンクリート強度を低減した一般化累加強度 M_{pc1} で評価すると94~98%となることを示した。さらに、内蔵鉄骨の強度、降伏棚の有無、鉄骨比、コンクリート強度、せん断補強筋量を解析変数に選び、柱材の弾塑性解析を行い、柱材の曲げ耐力および変形状を考慮し、最大曲げ耐力が一般化累加強度 M_{pc1} の95%を下回らず、部材角が $2/100\text{rad}$ での柱の曲げ耐力が M_{pc1} の90%を下回らない、高強度材料の組み合わせについての条件を示した。

第4章は、コンクリート充填角形鋼管柱材を対象として、鋼管とコンクリート間の応力伝達上不利となる条件のもとで、一定軸力と繰返し水平力を載荷する実験を行い、鋼管内面の突起の有無が柱材の弾塑性挙動に及ぼす影響を調べることを目的とする。

実験変数は(1)鋼管内面の突起の有無、(2)軸力比、(3)柱頭部分のコンクリートの空隙の有無、を選んだ。試験体数は8体である。

柱材に所定の軸力を載荷する段階で鋼管とコンクリート間の付着強度を算定した結果、普通鋼管を用いた柱材で0.25MPa、突起付き鋼管を用いた場合には1.22MPaが得られ、鋼管内面に突起を付けることにより大きな付着強度が期待できることを示した。さらに、軸力と繰返し水平力を載荷した結果、柱頭にコンクリートの空隙がある条件では、普通鋼管を用いた場合、柱脚部で鋼管とコンクリートはそれぞれ別々の挙動をしており、鋼管からコンクリートへ応力を十分に伝えきれず、柱材は耐力、変形能力ともに劣る性状を示すことがあること、突起付き鋼管を用いた場合、柱脚部で鋼管とコンクリートは一体となって挙動し、コンクリート充填鋼管特有の優れた構造性能を発揮すること等を示した。

第5章は、芯鉄骨合成柱材を対象として、一定軸力と繰返し水平力を載荷する実験を行い、芯鉄骨合成柱材の曲げ耐力の評価法および弾塑性変形状を調べることを目的とする。

試験体は鉄筋コンクリート断面の中心に断面せいの1/3以下のせいの芯鉄骨を挿入した合成断面である。主要な実験変数として、芯鉄骨量、芯鉄骨の断面形状、軸力比、を選んだ。試験体数は合計16体である。

実験結果より、芯鉄骨を鉄筋コンクリート柱に挿入することにより、高軸力下での鉄筋コンクリート柱の変形能力を大きく改善できることを示した。芯鉄骨合成柱材の曲げ耐力は、コンクリート強度を0.85倍した強度と鋼材の降伏強度を用いて計算した一般化累加強度で安全側に評価できることを示した。さらに、芯鉄骨の圧縮耐力に対する柱の作用軸力の割合が芯鉄骨合成柱材の弾塑性挙動に及ぼす影響は大きく、この値が1.5程度であれば安定した挙動を示し、大変形域において鉄筋コンクリート柱に見られるような軸力保持不能となる崩壊現象は見られないこと等を示した。

第6章は、柱材の弾塑性挙動を追跡できる弾塑性解析を行い、種々の条件下での芯鉄骨合成柱材の弾塑性挙動を調べ、鉄筋コンクリート柱材の耐震性能と比較することにより、高軸力下において芯鉄骨合成柱材はRC柱材の変形能力を大きく上回ることを示すことを目的とする。

弾塑性解析では、主筋の座屈開始時歪および座屈後挙動を考慮した。芯鉄骨は座屈しないものと仮定している。弾塑性解析を行った結果、第5章で行った載荷実験を良く追跡できることを示した。

さらに、解析変数に、内蔵鉄骨比、軸力比、せん断補強筋比、鉄骨断面形状などを選び、これらの変数が柱の挙動に及ぼす影響を調べ、RC柱材は高軸力下で主筋が座屈すれば急激に曲げ耐力が低下し、最終的に軸力を保持できず崩壊するが、芯鉄骨合成柱材では軸力保持不能となる崩壊現象を起こさないことが可能であり、そのための条件を示した。また、芯鉄骨断面形状として、H形鋼を使用するよりも、コンパクトな断面を用いた方が、断面中心軸圧縮歪の発散が抑制され、柱材の変形能力、消費エネルギーを大きくすることが可能であること等を示した。

第1章の参考文献

- 1.1) 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，1987年6月。
- 1.2) 立花正彦，森田耕次，中野清司：曲げ破壊型鉄骨鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集9-2，pp.513-518，1987。
- 1.3) 土井希祐：鉄骨鉄筋コンクリート部材の荷重-変位履歴特性モデルに関する研究，コンクリート工学年次論文報告集Vol.17, No.2, pp. 1143-1148, 1995。
- 1.4) 鋼材倶楽部：高張力鋼を用いたSRC構造の開発研究，1989年。
- 1.5) 西村泰志，木村 衛，西村泰志，南 宏一：高強度コンクリートSRCの研究，1993年度日本建築学会大会，SRC構造部門パネルディスカッション資料，pp.65-72，1993年9月。
- 1.6) 宮内靖昌，木村 衛，西村泰志，南 宏一：高圧縮力を受ける高強度コンクリートSRC柱の曲

げ耐力と変形性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15, No.2, 1993年。

- 1.7) 古池秀，宮内靖昌，西村泰志，南 宏一：高強度のコンクリートと鉄骨を用いたSRC柱の曲げ破壊性状，日本建築学会大会講演梗概集，pp.1685-1686，1993年9月。
- 1.8) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針，1997年10月。
- 1.9) 日本建築センター：充填形鋼管コンクリート構造の設計・施工ガイドライン，1997年1月。
- 1.10) 富井政英，崎野健治，森下陽一：コンクリート充填鋼管構造の設計上の問題点，カラム，No.73, pp. 91-98, 1979年7月。
- 1.11) 森下陽一，富井政英，吉村浩二：コンクリート充填円形鋼管柱の鋼管と充填コンクリート間の付着性状に関する研究，コンクリート工学年次講演会，pp. 473-476, 1979年5月。
- 1.12) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計-特徴的被害の原因と設計への提案-，1998年10月。
- 1.13) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 建築編-2 プレストレストコンクリート造建築物，鉄骨鉄筋コンクリート造建築物，壁式構造・組積造，
- 1.14) 堺 純一，南 宏一，松井千秋，西迫健徳：兵庫県南部地震におけるSRC造建物の被害の統計的分析，第3回日中建築構造技術交流会論文集，pp.341-352，1997年11月。
- 1.15) J. Sakai, K. Minami, and C. Matsui : Damage of SRC Building Structures by 1995 Hyogo Earthquake, IABSE Symp. Composite Construction Conventional and Innovative Conference Reports, Innsbruck, pp.603-608, 1997.9
- 1.16) 堺 純一，南 宏一，松井千秋：兵庫県南部地震におけるSRC造建物の被害の統計的分析，第10回日本地震工学シンポジウム論文集，第1分冊，pp.309-314，1998年11月。
- 1.17) 日本建築学会・鉄筋コンクリート構造運営委員会・靱性設計小委員会，靱性設計小委員会報告書（終局強度型耐震設計法に関連する最新の研究成果），線材WG報告書，pp.12-46, 1992年8月。
- 1.18) 滝口克己，長嶋俊雄：高強度材料を用いた小鉄骨SRC柱の耐力と変形性能の評価，日本建築学会構造系論文集，第490号，pp.229-235，1996年12月。
- 1.19) 滝口克己，長嶋俊雄，伊礼朋次：高強度材料を用いた小鉄骨SRC柱の繰返し荷重下における耐力，日本建築学会構造系論文集，第466号，pp.155-163，1994年12月。
- 1.20) 藤本浩一，平田貞男，八木大児，中西貞夫，南 宏一：芯鉄骨で補強したRC柱の耐震性能に関する基礎的研究（その1，その2），日本建築学会学術講演梗概集，構造III，pp.1111-1114，1998年9月。

第2章 鉄骨鉄筋コンクリート柱材の復元力特性

§ 2.1 序

各種建築構造物の構造設計は今後、性能設計さらに限界状態設計へと移行する状況にあり、特に限界状態設計では、使用限界状態および終局限界状態、その他の限界状態を設定し、それぞれに対して設計を行うことになるものと思われる。外力が骨組に作用するときの、それらの限界状態に対して、耐力のみならず変形も考慮し、部材、水平抵抗要素およびそれらを組み合わせた骨組の適切な復元力特性を考慮しておく必要がある。

鉄骨鉄筋コンクリート(以下SRC)柱部材は鉄骨と鉄筋コンクリートとを合成した部材であるため、部材の弾塑性挙動に及ぼす影響因子が複雑であり、復元力特性に対して未だ明らかにされているとは言い難い点がある。SRC部材の復元力特性の研究は立花、土井らによってなされており、立花らは部材の載荷実験結果をもとに実験式を中心に曲げ破壊先行型の柱部材の復元力特性を定量的に検討している²¹⁾。土井は力学モデルを取り入れることにより復元力特性のモデル化を行い、曲げ破壊およびせん断破壊に対する復元力特性の定式化を行っている²²⁾。しかしながら、これらは作用軸力、鋼材およびコンクリートの材料強度およびせん断補強筋量の違いなどが復元力特性に及ぼす影響については検討されていない。

本研究では、曲げ破壊先行型のSRC部材を対象とし、復元力特性が骨格曲線と履歴ループで構成されるものと考え、その骨格曲線が4つの特異点、すなわち曲げひび割れ発生点、降伏点、最大耐力発揮点、最大耐力発揮後の耐力劣化域上の点、からなるものとした。柱部材の載荷実験および弾塑性解析を行い、これら4つの特異点に及ぼす、材料強度、内蔵鉄骨量、せん断補強筋量、軸力比の影響を検討し、それらをもとに骨格曲線を定式化する。

§ 2.2 一定軸力と繰返し水平力を受ける SRC 柱の載荷実験

2.2.1 実験計画

SRC柱材の弾塑性性状に及ぼす影響因子には材料強度の他に、せん断補強筋量、軸力比、断面せいに對する材長の比(せん断スパン比)があると考えられる。そこで、本実験では、曲げ破壊先行のSRC柱の復元力特性の骨格曲線を定式化することを目的とし、軸力比とせん断スパン比を実験変数に選び、これらが柱材の弾塑性挙動におよぼす影響を調べた(表2.1参照)。

2.2.2 試験体

一定軸力と繰返し水平力を受けるSRC柱部材の弾塑性挙動を調べるために、図2.1に示すような片持柱試験体を10体製作した。試験体断面は200 x 200 (mm)で、内蔵鉄骨にH-125x60x6x8 (鉄骨比4.0%)を用い、強軸曲げとなるように配している。せん断補強筋は4φの鉄筋を用い、4cm間隔で配筋している(せん断補強筋比 $p_w=0.31\%$)。ただし、平行部の重ね部分を溶接することにより閉鎖型フープとした。

せん断スパン比は2~6までの5種類としており、材長を変化させることにより調整した(表2.1参照)。軸力比 n はSRC断面の圧縮耐力に対する作用軸力の比とし、0.1, 0.3, 0.5とした(せん断スパン比3では軸力比が0.4も加えた)。これらの軸力は鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準^{2,3)}(以下SRC規準と略記)に規定された制限軸力の0.28倍, 0.85倍, 1.41倍である(軸力比0.4では1.1倍)。

材料の機械的性質およびコンクリートの調合をそれぞれ表2.2と表2.3に示す。コンクリートのシリンダー強度を表2.4に示す。

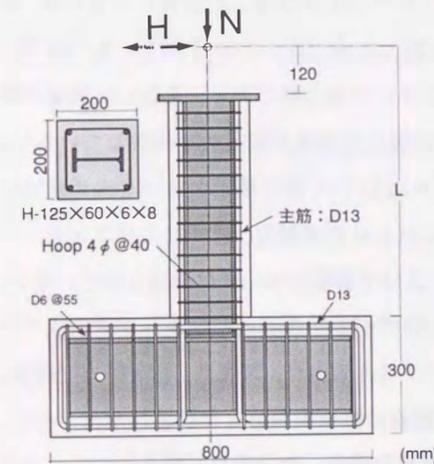


図2.1 試験体

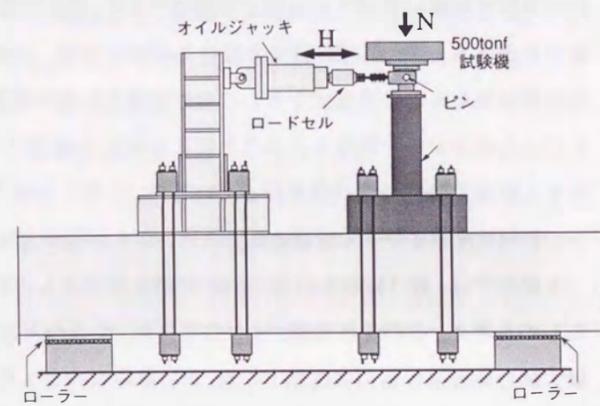


図2.2 加力装置

表2.1 実験条件

試験体名	せん断スパン比	試験体材長	軸力比
H-23	2	40cm	0.3
H-31	3	60cm	0.1
H-33			0.3
H-34			0.4
H-35			0.5
H-43	4	80cm	0.3
H-51	5	100cm	0.1
H-53			0.3
H-55			0.5
H-63	6	120cm	0.3

表2.2 鋼材の機械的性質

鋼材の種類	規格	降伏応力度 σ_y (MPa)	引張強度 σ_u (MPa)	降伏比	伸び	備考
H-125x60x6x8	SS400	328	464	0.71	32.2%	フランジュ ウェブ
		349	471	0.74	34.5%	
D13	SD345	378	564	0.67	26.6%	主筋
4φ	SGD B	378	478	0.79	22.0%	帯筋

表2.3 コンクリートの調合

コンクリート種類	設計強度	スランブ	水セメント比	細骨材比
普通セメント	26.5 MPa	18cm	49%	44.1%
水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
190 kg/m ³	388 kg/m ³	724 kg/m ³	1,020 kg/m ³	0.97 kg/m ³

2.2.3 加力装置と測定方法

加力装置は柱脚固定、柱頭ピン支持の境界条件となるようにした(図2.2参照)。試験体の柱脚部を支持ビームにPC鋼棒を用いて固定した。載荷は500tonf 万能試験機で柱頭に圧縮軸力を載荷し、一定に保持した状態で、柱頭部に繰返し水平力を載荷した。加力制御は柱材の部材角 R で行い、部材角 R が3/100 rad.までは $R=5/1000$ rad.を単位とし、それ以降は $R=1/100$ rad.を単位として、各変位振幅で2回繰返す漸増変位振幅で準静的に載荷した。軸力は500tonf 試験機の計測装置で、水平力はオイルジャッキ先端に取り付けたロードセルで測定した。変位は、試験体の基礎梁から取り出したフレームに変位計を取り付け、柱頭水平変位を測定した。

2.2.4 実験結果 および考察

2.2.4.1 崩壊性状

各試験体とも部材角が5/1000rad.までにコンクリートに曲げひび割れが生じ、1/100rad.前後からコンクリートの圧壊が生じ始めた。軸力比が0.1の試験体は固定端からコンクリート断面せい cD 離れた範囲内でかぶりコンクリートの損傷が生じているが、主筋の座屈は認められなかった。軸力比が0.3, 0.4および0.5の試験体ではせん断スパン比に関わらず固定端から $1.5 \cdot cD$ の範囲内での破壊が著しい。軸力比0.3の試験体では、部材角が2/100rad.前後でかぶりコンクリートが剥落し、その後、主筋の座屈が目視により確認できた。軸力比が0.4, 0.5の試験体では部材角が3/200 ~ 2/100rad.で損傷が激しい。軸力比0.1以外の試験体では、主筋の座屈発生後、せん断補強筋が隅角部で破断し、抵抗力が急激に低下した。図2.3に、コンクリートが剥離した後の目視により確認した主筋の座屈発生点を▲印で示している。

2.2.4.2 弾塑性挙動

図2.3に水平力 H -部材角 R 関係を示す。図中、実線および点線は塑性崩壊機構直線であり、柱脚固定

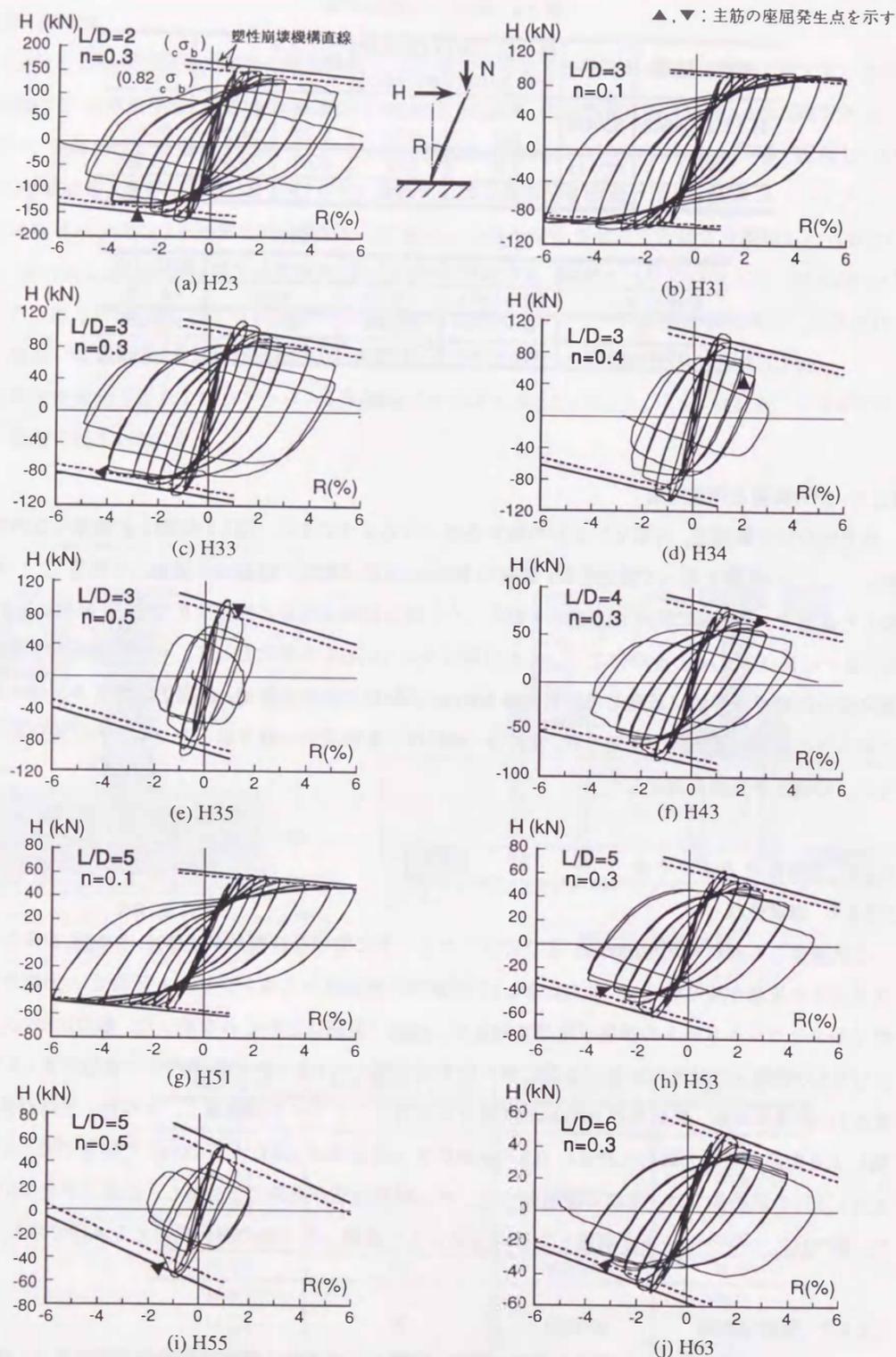


図 2.3 水平力 - 部材角関係

表 2.4 実験結果

試験体	cσb (MPa)	軸力 (kN)	実験耐力				計算耐力		M max / Mpc1	M max / Mpc2	Lp (cm)	α
			Hmax (kN)		Mmax (kN m)		Mpc1 (kN m)	Mpc2 (kN m)				
			正側	負側	正側	負側						
H-23	27.5	533	160	-169	67	-70	61	66	1.13	1.04	30	0.75
H-31	27.3	179	97	-101	62	-64	57	59	1.11	1.06	35	0.58
H-33	27.2	529	114	-107	73	-68	60	66	1.16	1.07	30	0.50
H-34	28.9	726	106	-107	68	-68	59	63	1.17	1.08	29	0.48
H-35	28.9	914	97	-100	63	-64	51	57	1.25	1.12	28	0.47
H-43	30.5	567	81	-82	71	-72	63	69	1.13	1.04	32	0.40
H-51	28.2	180	59	-55	62	-59	57	60	1.06	1.01	40	0.40
H-53	29.7	558	63	-61	71	-69	63	68	1.12	1.03	35	0.35
H-55	29.7	930	55	-57	65	-66	52	62	1.25	1.05	33	0.33
H-63	30.5	567	50	-51	69	-71	63	69	1.11	1.02	35	0.29

1) cσb: コンクリートのシリンダー強度. 2) 実験耐力中, Hmax: 実験最大水平力, Mmax: 固定端における抵抗モーメント. 3) 計算耐力中, Mpc1: 鋼材の降伏応力度とSRC規準に基づきコンクリート強度cσbを低減して求めた一般化累加強度, Mpc2: 鋼材の降伏応力度とcσbを用いて計算した一般化累加強度.

端に塑性ヒンジが形成されるとして求めている. 塑性ヒンジでの抵抗モーメントは実線が鋼材の降伏応力度σ_yとコンクリート強度cσbを用いて計算した一般化累加強度(Mpc2)であり, 点線は鋼材の降伏応力度とSRC規準に基づきコンクリートの圧縮強度に低減係数_cr_u (2.1 (式)) を乗じた強度で計算した累加強度(Mpc1)である.

$${}_c r_u = 0.85 - 2.5 \cdot s p_c \quad (2.1)$$

$$s p_c = \frac{s a_c}{bD} \quad (2.2)$$

ここで,

s a_c: 圧縮側フランジの断面積

bD: コンクリート断面積

である.

全試験体とも鋼材の降伏応力度とコンクリート強度を用いて計算した一般化累加強度Mpc2に達しており, 精度よく実験耐力を評価している. 柱の最大曲げ耐力はせん断スパン比および軸力の違いに拘わらず, かぶりコンクリート部分の圧壊で決まっている. 履歴挙動は全ての試験体で紡錘形の履歴性状を示しており, 軸力比が0.1の試験体は抵抗モーメントの低下は認められず部材角6/100rad. まで安定した挙動を示している. 軸力比が0.3以上の試験体は最大耐力発揮以降コンクリートの圧壊および剥落により耐力が徐々に低下しており, 主筋の座屈発生後, 帯筋が破断したため耐力が急激に低下している. しかしながらこのように耐力は低下しているものの, 鉄筋コンクリート柱に見られる曲げ降伏後のせん断破壊により軸力を保持できなくなる崩壊形とは異なり, 水平力が無くなる時点で実験を終了しているが, この時点まで軸力を保持できている.

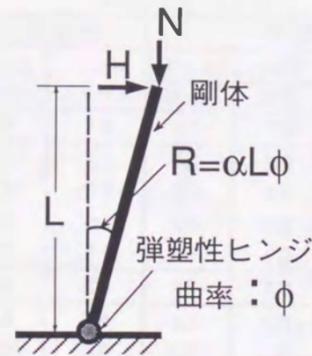


図2.4 解析モデル

§ 2.3 SRC 柱材の弾塑性解析

2.3.1 解析方法および仮定

解析モデルを図2.4に示すように弾塑性ヒンジ部と剛体からなるモデルと考え、柱部材の変形を弾塑性ヒンジ部に集中させ、その点での断面のモーメント曲率関係を元に、力の釣り合いを満足させることにより、柱の挙動が説明できるものと考えた。断面のモーメント-曲率関係は以下に述べる断面区分法により求めた。つまり、ある曲率のもとでの断面中心位置の歪を仮定することにより、平面保持の仮定のもとに、断面内の各分割要素の歪分布を仮定し、材料の構成則に従う断面内の応力分布を求め、その応力分布より断面の軸力とモーメントを求め、所定の軸力が得られるまで、中心軸歪を変化させる収斂計算を行い、ある曲率に対する断面の抵抗モーメントを求めている。

2.3.2 材料の応力-歪関係

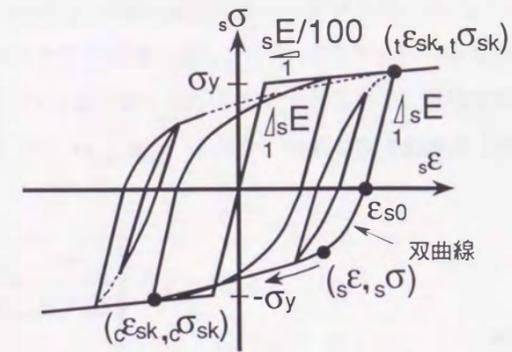
2.3.2.1 鋼材の応力-歪関係

材料の応力-歪関係は図2.5に示すモデルを用いた。

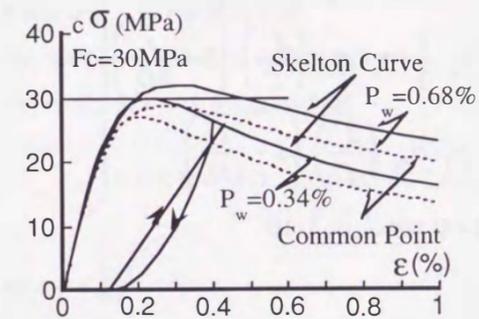
鋼材の骨格曲線は、弾性域はヤング係数 E を勾配とした線形関係で、降伏後はヤング係数の1/100の勾配を持たせるバイリニア型モデルとした。降伏後パウシニング効果により軟化する現象を考慮しており、繰返し則および軟化域の構成則は加藤らの提案モデル²⁷⁾を参考に以下のようにした。応力除荷により除荷点(図2.5(a)中、歪 σ_{sk})と応力が0となる歪 ϵ_{s0} の区間では勾配をヤング係数 E とした線形関係に従うものとし、引張(圧縮)で降伏した場合の除荷後の再荷は歪 ϵ_{s0} での接線がヤング係数 E となり、圧縮(引張)の骨格曲線上の除荷点 ϵ_{sk} (σ_{sk})を通る双曲線(2.3)式で表現している。

$$(\sigma/\sigma_{sk} + a) \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{sk} - \epsilon_0} - a - 1 \right) + a \cdot (a + 1) = 0 \quad \dots (2.3)$$

ここで、



(a) 鉄骨および鉄筋



(b) コンクリート

図2.5 材料の応力-歪関係

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{E}{(E_B - E)} \\ E_B &= \frac{\sigma}{\epsilon_{sk} - \epsilon_{s0}} \end{aligned} \right\} \dots (2.4)$$

σ, ϵ : それぞれ鋼材の応力と歪
 $\sigma_{sk}, \epsilon_{sk}$: それぞれ骨格曲線上の除荷点の応力と歪 (図2.5(a)参照)

2.3.2.2 コンクリートの応力-歪関係

コンクリートは包絡線に崎野・孫式を用いている²⁸⁾。(2.5),(2.6)式にその諸式を示す。

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cB}} = \frac{A \cdot X + (D-1) \cdot X^2}{1 + (A-2) \cdot X + D \cdot X^2} \quad \dots (2.5)$$

ここで、

$$\left. \begin{aligned}
 X &= \frac{cE}{\epsilon_{c0}} \\
 A &= \frac{cE \cdot \epsilon_{c0}}{c\sigma_{cB}} \\
 D &= 1.50 - 1.68 \cdot 10^{-3} \cdot c\sigma_B + 0.75 \cdot \sqrt{\sigma_{re}} \\
 c\sigma_{cB} &= c\sigma_B + k_e \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_h \cdot \sigma_{hs} \cdot \left(\frac{d'}{C}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2D_c}\right) \\
 \sigma_{re} &= k_e \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_h \cdot \sigma_{hs} \cdot \left(\frac{d'}{C}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2D_c}\right) \\
 cE &= (0.703 + 0.106\sqrt{c\sigma_B}) \cdot 10^5 \\
 K &= \frac{c\sigma_{cB}}{c\sigma_B} \\
 \frac{\epsilon_{c0}}{\epsilon_0} &= \begin{cases} 1 + 4.7(K-1), & K \leq 1.5 \\ 3.35 + 20(K-1.5), & K > 1.5 \end{cases} \\
 \epsilon_0 &= 0.52 \cdot \sqrt[4]{c\sigma_B} \cdot 10^{-3}
 \end{aligned} \right\} \dots (2.6)$$

- $c\sigma, \epsilon$: それぞれコンクリートの応力と歪
- $c\sigma_B, \epsilon_0$: それぞれコンクリートシリンダー強度とその強度時の歪
- $c\sigma_{cB}, \epsilon_{c0}$: それぞれ拘束されたコンクリートの強度および強度時の歪
- cE : コンクリートの始源剛性
- D : 応力-歪関係の応力下降域の形状に関するパラメータ
- k_e : 拘束係数 (=23)
- σ_{re} : 有効側圧因子
- ρ_h : 横補強材の体積比
- d' と C : それぞれ横補強材の公称直径と有効横支持長さ
- s と D_c : 横補強材の間隔および外周横補強筋の芯間距離
- K : コンクリートの強度上昇率
- σ_{hs} : せん断補強筋の降伏応力度

繰返しに伴うコンクリートの応力-歪関係は渡辺らのモデルを用いた²⁹⁾。引張応力は0としている。このモデルはコモンポイント曲線を骨格曲線 ((2.5), (2.6) 式で与えられる曲線) を原点に対し0.9倍, すなわち応力, 歪の両軸に対して0.9倍することによって与えている。骨格曲線上の点 $(\epsilon_{env}, \sigma_{env})$ からの除荷に際しては, コモンポイント $(\epsilon_{com}, \sigma_{com})$ までを, 次式に従う直線式で表している。

$$c\sigma - \sigma_{env} = \left(\frac{\sigma_{env} - \sigma_{com}}{\epsilon_{env} - \epsilon_{com}} \right) \cdot (c\epsilon - \epsilon_{env}) \dots (2.7)$$

ここで, $\epsilon_{com} = 0.98\epsilon_{env}$ とする。

- $c\sigma, \epsilon$: それぞれコンクリートの応力と歪
- $\sigma_{env}, \epsilon_{env}$: それぞれスケルトンカーブ上の応力と歪
- $\sigma_{com}, \epsilon_{com}$: それぞれコモンポイント上の応力と歪

さらに, 応力が0になる点 $(\epsilon_{res}, 0)$ までの除荷では, 応力を下式で表している。

$$\sigma = \frac{\sigma_{com}}{(\epsilon_{com} - \epsilon_{res})^2} (\epsilon - \epsilon_{res})^2 \dots (2.8)$$

ここで, $\epsilon_{res} = 4.743\epsilon_{env}^{1.5}$ とする。

再載荷履歴は, 再載荷点からコモンポイント $(\epsilon_{com}, \sigma_{com})$ を通る直線上を移動し, スケルトンカーブに到達してからは, スケルトンカーブ上を移動する。

2.3.3 弾塑性ヒンジの曲率と柱部材角の関係の仮定

弾塑性ヒンジ部での曲率 ϕ と柱部材角 R の間に次式が成り立つものと仮定した。

$$R = \alpha \cdot L \cdot \phi \dots (2.9)$$

ここで, L は固定端から柱頭までの片持柱の部材長さである。

(2.9)式中, α の値を, 解析で得られた水平力-部材角関係の初期剛性と実験結果のそれが等しくなるようにした。 α の値は軸力が無い片持柱の曲げ変形の弾性理論解では $1/3$ となるが, 以下のことを考え, せん断変形および鉄骨, 主筋の抜け出しによる付加変形を弾塑性ヒンジ部の曲率の一部に含める形でこのような仮定を設けた。鋼構造部材では屈等不安定現象が無ければ, 材端での抵抗力の上昇に伴い塑性域 ((2.9)式の α と L の積に対応する長さ) が材長方向に広がり(2.9)式の α の値は刻々異なるが, コンクリート系の部材では最大耐力発揮後コンクリートの圧壊により材端での抵抗力は減少し, それに伴い塑性域以外の部分は弾性に留まるため, 塑性域は限定された区間となり, 柱部材角は材端での曲率が

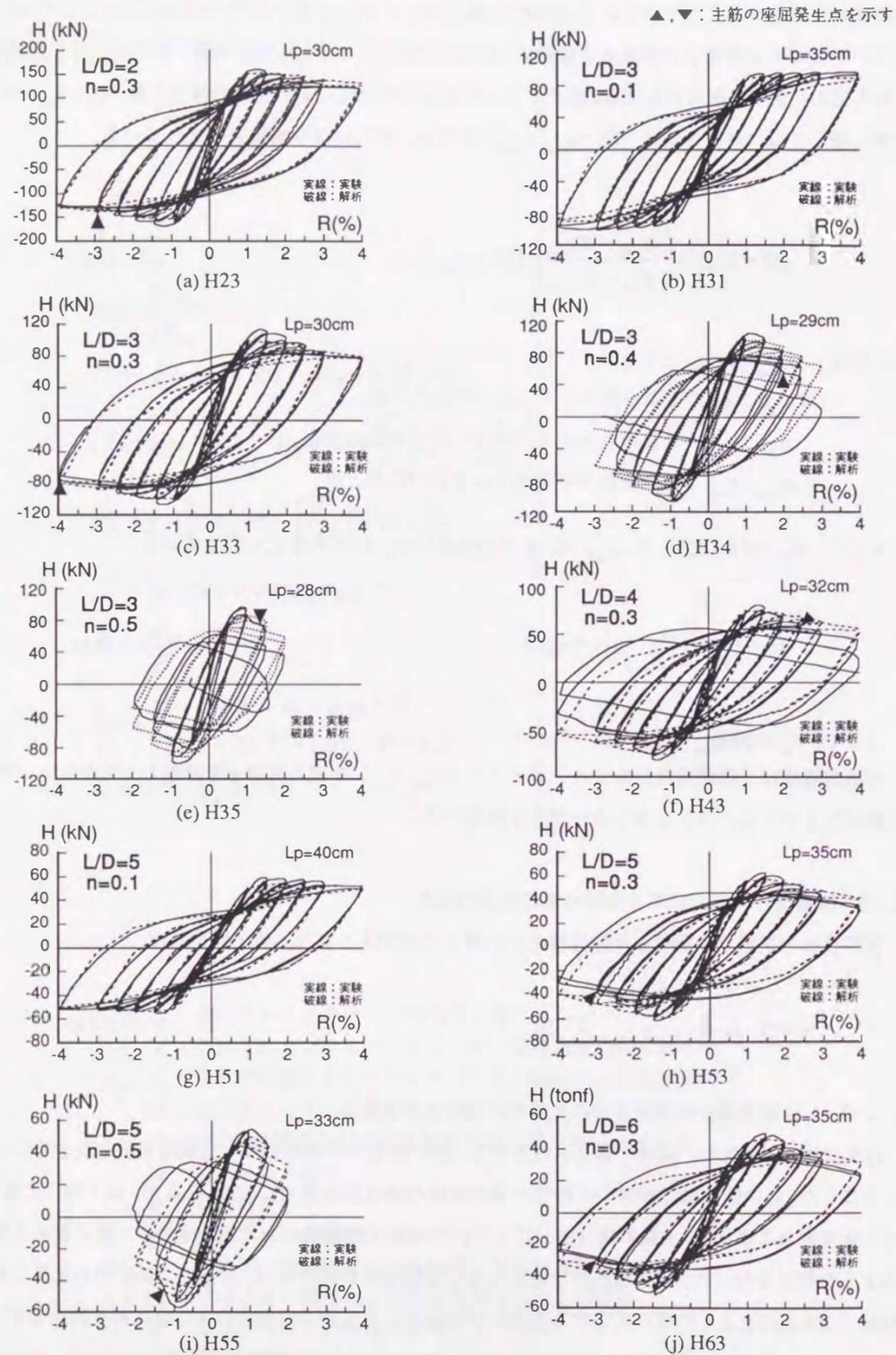


図2.6 解析結果と実験挙動の比較

支配的となる。柱の弾性変形および弾塑性変形に拘わらず、柱の部材角は、材端での曲率が塑性域に対応する長さ内で一様に分布した状態での変形で表されるものと考え、解析の簡便さと実験挙動との比較の妥当性より、弾性剛性を合わせることで、弾性、弾塑性の状態に拘わらず(2.9)式が成り立つものと仮定した。

2.3.4 解析結果および考察

2.3.4.1 弾塑性解析の結果と実験挙動の比較

図2.6に解析挙動と実験挙動の比較を示す。初期剛性を合わせることで、主筋の座屈が生じる段階までの実験挙動を本解析により追跡できているものと考えられる。解析による最大水平耐力が実験耐力に比べ小さく評価されているが、これは弾塑性解析では弾塑性ヒンジを柱脚固定端にあるとしていること、実験では危険断面が固定端よりも上に形成され、スパンが短くなることにより、水平力Hで見たときの実験耐力が上昇したためであると考えられる。なお、本実験に用いたローラの静摩擦係数は測定の結果0.1程度であり、摩擦による実験耐力上昇はほとんど無いものと考えられる。

2.3.4.2 弾塑性ヒンジ部の曲率と柱部材角の関係式

図2.7(a)に上記の方法で算定した、本実験の結果より得られた α の値をプロットしている。図中の曲線は本実験データをもとにした回帰曲線であり、下式が得られた。

$$\alpha = 0.1 + 1.3 \frac{cD}{L} \quad \dots (2.10)$$

ここで、 cD は断面せい、 L は柱材の材長である。

図2.7(b)にSRC柱の既往の実験に対する検討結果^{2.10)~2.17)}と本近似式の比較を示す。本実験結果と同様であるが作用軸力の比が小さい場合近似曲線は小さめの値を与えること、軸力比が0.3程度以上となれば本評価式は概ね妥当なものであると考えられる。

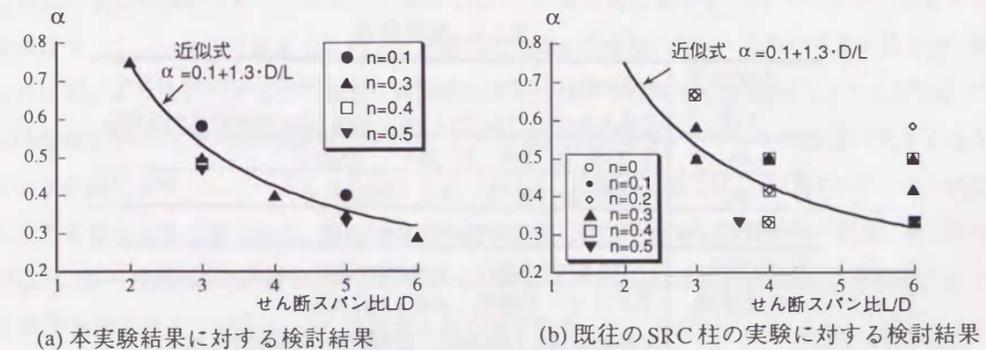


図2.7 曲率と部材角を関係づける α